

# GeoFem による地盤の変形解析および安定解析

平成 17 年 12 月

独立行政法人 港湾空港技術研究所

地盤・構造部土質研究室

# 目 次

第1章 概要	1
1.1 概要	1
1.2 背景と目的	1
1.3 検討項目	2
1.4 単位系	3
第2章 GeoFemによる地盤解析の手順	4
2.1 解析に要求されるシステム	4
2.2 入力データ作成の流れ	5
(1) 有限要素メッシュの作成(地盤要素のみ)	7
(2) 梁要素の追加	9
(3) ジョイント要素の追加	11
(4) タイトルおよびコントロールカードの入力	13
(5) 境界条件の入力	14
(6) 排水層の指定	16
(7) 材料定数の入力	17
(8) 荷重条件の入力	33
(9) 計算命令語, 工程の入力	37
2.3 解析実行とエラーチェック	38
(1) MS-DOS プロンプトによる解析実行方法	38
(2) バッチファイルの活用	39
(3) エラーの解決法	41
(4) 入力データ作成時の一般的注意事項	43
2.4 解析結果の出力方法	44
第3章 事例1 ～盛土築造時における地盤変形解析～	
3.1 弾性モデルによる一次元圧密沈下解析	45
(1) 解析モデル	45
(2) Terzaghi の一次元圧密理論	46
(3) 瞬時荷重に対する GeoFem 解析解と Terzaghi 理論解の比較	50
(4) 漸増荷重に対する GeoFem 解析解と Terzaghi 理論解の比較	52
3.2 関口・太田の弾塑性モデルによる一次元圧密沈下解析	53
(1) 解析モデル	53
(2) Cc 法による最終沈下量の計算	54
(3) 透水係数に対する感度解析結果	55
(4) GeoFem の精度に関する考察	57
3.3 関口・太田の弾・粘塑性モデルによる一次元圧密沈下解析	60
(1) 解析モデル	60
(2) 粘性パラメータの設定	61
(3) 解析結果	63
3.4 関口・太田の弾塑性モデルによる二次元圧密変形解析(その1)	67
(1) 解析モデル	67

(2) メッシュの粗密の影響	68
(3) 解析領域の影響	73
3.5 関口・太田の弾塑性モデルによる二次元圧密変形解析(その2)	78
(1) 解析モデル	78
(2) 地表面砂質土の弾性係数の影響	78
(3) 盛土の弾性係数の影響	82
3.6 関口・太田の弾塑性モデルによる二次元圧密変形解析(その3)	86
(1) 解析モデル	86
(2) 解析結果	90
(3) 盛土高さ和支持力安全率の関係	93
(4) 盛土の弾性係数の影響	99

#### 第4章 事例2 ～浅い基礎の支持力解析～

4.1 支持力解析に対する GeoFem 入力データの作成方法	106
(1) 解析モデル	106
(2) 入力データの基本構成	108
(3) 荷重制御方式と変位制御方式	109
(4) 基礎底面の境界条件	113
(5) Mohr-Coulomb 弾塑性モデルにおける関連流動則と非関連流動則	115
(6) 極限値の算定ループ [MEMO～BACK]	116
(7) 収束判定コマンド [TOL]	117
4.2 支持力係数算定モデル	119
4.3 支持力解析における解析精度の検証	121
(1) メッシュ分割が $N_c(\phi=0)$ に及ぼす影響	122
(2) 特異点処理	127
(3) メッシュ分割と弾性係数が $N_q(\phi=40 \text{ 度})$ に及ぼす影響	128
(4) $N_\gamma(\phi=30 \text{ 度})$ に関する収束性の検証	132

#### 第5章 事例3 ～斜面安定解析～

5.1 せん断強度低減法の概要	140
5.2 安定解析に対する GeoFem 入力データの作成方法	141
(1) 入力データの基本構成	141
(2) 強度低減率コマンド [RDCT]	142
5.3 砂質地盤上に築造された重力式護岸の安定解析	143
(1) 解析モデル	143
(2) 解析メッシュ	144
(3) 解析結果	145
(4) 円弧すべり解析との比較	147
5.4 砂-粘土二層地盤上の鉄鉱石貯鉱ヤードの安定解析	148
(1) 解析モデル	148
(2) 解析メッシュ	149
(3) 解析結果	150
(4) 円弧すべり解析との比較	152
5.5 矢板式係船岸の安定解析	153
(1) 解析モデル	153

(2) 解析メッシュ	155
(3) 解析ケース	156
(4) 入力データ作成に関する補足	156
(5) 解析結果	157
(6) 弾塑性はりモデルを導入した安定解析	162

## 参考文献

### 付録 A 解析結果の詳細

- A 1 分布荷重モデルの地盤変形図 [3.6(2)]
- A 2 円弧すべり解析結果 [3.6(3)]
- A 3 分布荷重モデルの地盤変形図(盛土高さを変化) [3.6(2)]
- A 4 要素荷重モデルの地盤変形図(盛土の弾性係数を変化) [3.6(4)]
- A 5 支持力係数  $N_c$  算定モデルの塑性化領域図(メッシュ分割を変化) [4.3(1)]
- A 6 支持力係数  $N_c$  算定モデルの塑性化領域図(特異点処理による比較) [4.3(2)]
- A 7 支持力係数  $N_q$  算定モデルの塑性化領域図(メッシュ分割と弾性係数による比較) [4.3(3)]

### 付録 B 入力データ

- B 1 入力データ作成例(要素荷重) <ex21.dat>
- B 2 入力データ作成例(分布荷重) <ex22.dat>
- B 3 弾性モデルによる一次元圧密沈下解析(瞬時載荷モデル) <ex31a.dat>
- B 4 弾性モデルによる一次元圧密沈下解析(漸増載荷モデル) <ex31b.dat>
- B 5 関口・太田の弾塑性モデルによる一次元圧密沈下解析 <ex32a.dat>
- B 6 関口・太田の弾・粘塑性モデルによる一次元圧密沈下解析 <ex33a.dat>
- B 7 関口・太田の弾塑性モデルによる二次元圧密変形解析 <ex34-rough.dat>
- B 8 関口・太田の弾塑性モデルによる二次元圧密変形解析 <ex36b.dat>
- B 9 Mohr-Coulomb 弾塑性モデルによる支持力解析(二層地盤, 荷重制御) <ex41-h08p30a.dat>
- B 10 Mohr-Coulomb 弾塑性モデルによる支持力解析(二層地盤, 変位制御) <ex41-h08p30b.dat>
- B 11 Mohr-Coulomb 弾塑性モデルによる支持力解析(二層地盤, TOL の変更) <ex41-h08p35b1.dat>
- B 12 Mohr-Coulomb 弾塑性モデルによる支持力解析(支持力係数  $N_c$ ) <ex42-Nc.dat>
- B 13 Mohr-Coulomb 弾塑性モデルによる支持力解析(支持力係数  $N_\gamma$ ) <ex42-Ng.dat>
- B 14 Mohr-Coulomb 弾塑性モデルによる支持力解析(支持力係数  $N_q$ ) <ex42-Nq.dat>
- B 15 重力式護岸の安定解析 <ex53-caisson1.dat>
- B 16 鉄鉱石貯鉱ヤードの安定解析 <ex54-iron1.dat>
- B 17 矢板式係船岸の安定解析(メッシュ:粗, 摩擦あり) <ex55-quaywall-01b.dat>

## 第1章 概要

### 1.1 概要

本解説書は、地盤解析汎用プログラム **GeoFem** を用いて、港湾構造物を対象とした軟弱粘性土地盤の変形解析・安定解析を行ったものである。

### 1.2 背景と目的

**GeoFem** (ジオエフイーエム) は旧運輸省港湾技術研究所で開発され、1997年に一般に有料公開された地盤解析汎用プログラムである(販売元は財団法人沿岸開発技術センター<sup>1)</sup>)。GeoFemには、さまざまな地盤の構成モデル(弾性、弾塑性、弾・粘塑性)が組み込まれており、2次元および3次元の静的な地盤の変形問題や安定問題を精度良く解析することが可能である<sup>2),3)</sup>。具体的には、透水、圧密、地盤内応力、せん断、土圧、極限支持力、斜面安定などを扱うことが可能で、他の地盤解析プログラムに比べてかなり広範な問題を対象としている。すなわち、GeoFemは実務解析だけでなく、基礎研究の分野でも利用価値の高いプログラムと言える。

しかし、あらゆる地盤の力学現象を対象としているがゆえに、GeoFemには以下の問題点があるように思われる。

解析技術者は、対象とする解析モデルに応じた計算命令コマンドを入力データに記述する必要があるため、GeoFemの入力データ構造に対する高度な習熟度が要求される。

非線形解析の収束・発散状況について不確かな点が多い。

非線形解析の解の精度について不確かな点が多い。

例えば について言えば、弾性解析を行う場合と弾塑性解析を行う場合とでは入力データに記述する計算命令コマンドが異なる。GeoFemはさまざまな地盤の力学現象を対象としているために、一般的な解析手順において、このようなデータ入力作業をユーザー自身がテキストエディタレベルで処理する必要がある。そして、この計算命令コマンドの入力を誤ったために、適切な解を得ることができないという人為的ミスを起こしやすい。また、 や については、特に極限状態を解析する弾塑性安定解析、支持力解析の場合に問題となる。解の収束を判定する基準や、解の精度について GeoFem 付属のマニュアル<sup>1)</sup>には詳しく説明されていないため、ユーザーが解の精度、信頼性について判断することが難しいのが現状である。

そこで本解説書では、具体的な事例を検証する前に、GeoFemを用いた地盤解析の手順を第2章において詳しく解説した。GeoFemユーザーが、基本的な解析条件に対して正しく入力データの作成ができるようになることを目的とし、簡単な例題に対しメッシュの作成から解析の実行までをできる限りわかりやすく解説した。第3章では、盛土築造時の変形問題を扱い、解析諸条件や構成モデルが解析結果に及ぼす影響について検証した。第4章では浅い基礎の支持力問題、第5章では各種護岸構造物の斜面安定問題を扱い、入力データの作成方法の解説および解の精度について幾つかの検証解析を行った。

なお、本解説書で計算した GeoFem 入力データのうち代表的なものについては、入力データに解説コメントを付け加えて、付録Bに収録した。

### 1.3 検討項目

本報告書は，1つの例題と3つの事例解析から構成される．

- ・例題：変形解析                      盛土による二次元圧密変形解析（弾性モデル）
- ・事例1：変形解析                      盛土による一次元圧密沈下解析（弾性モデル，瞬時載荷）  
   盛土による一次元圧密沈下解析（弾性モデル，漸増載荷）  
   盛土による一次元圧密沈下解析（関口・太田の弾塑性モデル）  
   盛土による一次元圧密沈下解析（関口・太田の弾・粘塑性モデル）  
   盛土による二次元圧密変形解析（関口・太田弾塑性モデル）
- ・事例2：支持力解析                      支持力係数  $N_c$  ,  $N_q$  ,  $N_\gamma$  の算定  
   砂～粘土二層地盤の極限支持力の算定
- ・事例3：斜面安定解析                      重力式護岸  
   二層地盤における鉄鉱石貯鉱場  
   矢板式係船岸

それぞれの事例は，以下の解説あるいは検討を行うことを目的としている

#### **例題：GeoFem 入力データの作成方法の解説**

メッシュ作成から梁要素の追加，ジョイント要素の追加，境界条件，材料定数，荷重条件，工程，計算命令語の入力方法を詳しく解説する．

#### **事例1：各種構成モデルを用いた圧密変形解析**

弾性モデル（一次元）                      : Terzaghi の一次元圧密理論解との比較を行う．

関口・太田の弾塑性モデル：解析条件（側方領域，メッシュ粗密など）の影響を調べる．

（一次元，二次元）                      地盤条件( 地表面砂質土の剛性，盛土の剛性，粘性土の初期応力，過圧密度，荷重作用方法 ) の影響を調べる．

関口・太田の弾・粘塑性モデル（一次元）: 感度解析（二次圧縮指数，初期体積ひずみ速度）

#### **事例2：Mohr-Coulomb 弾塑性モデルを用いた支持力解析**

支持力解析のデータ作成方法（荷重の制御方式，基礎底面境界条件，流動則，収束判定）

支持力係数算定モデルにおける解析解の精度検証

#### **事例3：せん断強度低減法に基づく斜面安定解析**

安定解析のデータ作成方法（せん断強度低減法の概要，強度低減率コマンドの解説）

各種港湾構造物の安定解析における解の精度検証

円弧すべり解析との比較

#### 1.4 単位系

GeoFem でサポートしている単位は従来単位である。GeoFem 入力データと本報告書との表記上の混乱を避けるために、本報告書では従来単位を用いて表記するものとした。

入力データに用いた単位系は[tf, m, day]とした。座標, 主要な土質パラメータ, 解析結果(出力)の単位の一覧を表-1.1 に示す。

表-1.1 本資料で使用した単位

項目	パラメータ	単位
座標	x 座標 (水平方向)	m
	y 座標 (鉛直方向)	m
土質定数	単位体積重量, $\gamma$	t/m <sup>3</sup>
	初期応力 ( $\sigma_{v0}'$ ), 圧密降伏応力 ( $p_c$ )	tf/m <sup>2</sup>
	弾性係数, $E$	tf/m <sup>2</sup>
	せん断強度, $c$	tf/m <sup>2</sup>
	内部摩擦角, $\phi$	度
	透水係数, $k$	m/day
	圧密係数, $c_v$	m <sup>2</sup> /day
	粘塑性ひずみ速度, $\dot{v}_0$	1/day
	はり要素の軸方向剛性, $EA$	tf
	はり要素の曲げ剛性, $EI$	tf・m <sup>2</sup>
	ジョイント要素の接線方向剛性, $k_s$	tf/m <sup>2</sup>
	ジョイント要素の法線方向剛性, $k_n$	tf/m <sup>2</sup>
	分布荷重, $p$	tf/m <sup>2</sup>
	強制変位, $u$	m
	時間, $t$	day
出力	変位	m
	ひずみ	%
	応力	tf/m <sup>2</sup>
	間隙水圧	tf/m <sup>2</sup>
	節点反力	tf

## 第2章 GeoFemによる地盤解析の手順

### 2.1 解析に要求されるシステム

(財)沿岸開発技術センターより販売されている GeoFem は、ソルバー（解法部）のみのシステムであり、プリ・ポストプロセッサ一体のシステムではない。GeoFem に対応した市販のプリ・ポストプロセッサ一体の解析システムは、現在（H17.3）のところ 2D-Consoil（販売元：株式会社地層科学研究所）がある。この 2D-Consoil をすべての GeoFem ユーザーが所有しているとは限らないので、ここでは、図-2.1 に示すように 2D-Consoil を所有する場合と所有しない場合に分けて解析に要求されるシステムの概要を説明する。

2D-Consoil を使用する場合も使用しない場合も、図-2.1 に示すとおり有限要素メッシュの作成はプリプロセッサプログラムに頼らざるを得ないのが現実的であろう。ゆえに 2D-Consoil を所有しない場合には、ユーザーはなんらかのプリプロセッサプログラムを所有し、GeoFem の入力データフォーマットに準じた節点、要素データを生成する解析環境を持っていること（ほとんどの場合、データの変換が可能であること）が必須条件である。

2D-Consoil を使用する場合、プリプロセッサ処理の中で入力条件がほぼ満たされ、解析を実行することが可能である。しかし、2D-Consoil のプリプロセッサ処理が対応しきれていない計算命令語やその他の入力項目については、ユーザー自身があらためてテキストレベルで確認し、入力する必要がある。この場合、2D-Consoil のプリプロセッサ処理の保存時に書き出されるテキストファイル（ファイル名.dat）を編集すればよいが、その編集結果は元のプリプロセッサのバイナリファイル（ファイル名.2dc）には反映されない。したがって、いったんテキストレベルでデータを編集したら、以後の作業はテキストレベルで行わなければならない。

一方 2D-Consoil を使用しない場合は、手持ちの何らかのプリプロセッサプログラムで節点座標と要素データ（要素を構成する節点の集まり）を作成し、それを元にテキストエディタによって材料定数や工程などの諸条件を一つ一つ入力する手順を取る。最初は慣れずに手間がかかるが、このような作業を一度経験しておけば、GeoFem 入力データに対する理解は深まるし、解析条件の変更に伴うデータの修正作業は極めて容易であるといった利点もある。

ツール	解析手順	2D-Consoil有り	2D-Consoil無し
プリ プロ セ ッ サ	有限要素メッシュの作成	2D-Consoil付属プリプログラム *.2dc(バイナリ) *.dat(テキスト) -メッシュの作成 -境界条件の入力 -材料条件の入力 -荷重条件の入力 -工程の入力	その他のプリプログラム ↓ GeoFem形式にデータ変換 *.dat(節点,要素データ) 平面要素は8節点である ことに注意
テ キ ス ト エ ディ タ	入力データの編集	テキストエディタで編集 *.datに書き編集 -計算命令語の編集 -その他入力項目のチェック	テキストエディタで編集 *.datに書き編集 -境界条件の追加 -材料条件の追加 -荷重条件の追加 -工程の追加 -計算命令語の追加
ソ ル バ ー	解析実行	DOSコマンド:runfem ファイル名 *.log(ログ) *.str(要素応力) *.dsp(節点変位) *.rec(節点反力)	DOSコマンド:runfem ファイル名 *.log(ログ) *.str(要素応力) *.dsp(節点変位) *.rec(節点反力)
ポ ス ト	解析結果の出力	2D-Consoil付属ポストプログラム	その他のポストプログラム FEM3など

図-2.1 解析システムの概要



## 2.2 入力データ作成の流れ

図-2.2 に示す解析断面（例題）に対して，入力データ作成の具体的手順を示す．ここでの手順は図-2.1 の **2D-Consoil 無し** の場合を想定している．盛土法先に変位抑制を目的とした矢板を打設しており，盛土載荷時の地盤の圧密変形挙動を解析することが目的である．基礎地盤および盛土は8節点アイソパラメトリック要素，矢板は線形梁要素，矢板と地盤の摩擦は線形ジョイント要素で表現する．簡単のためここでは，基礎地盤および盛土を線形弾性体としてモデル化し，地盤の透水性は圧密係数  $C_v (=const)$  で評価する．また，有限要素メッシュは図-2.3 に示すように非常に粗い分割とする．入力データ作成の一般的手順を図-2.4 に示す．  は入力必須項目，  は必要に応じて入力する項目である．図-2.2 の例題では，(8)を除く手順が必要である．なお，詳細な入力データ（ex21.dat）を巻末の付録B1 に示した．

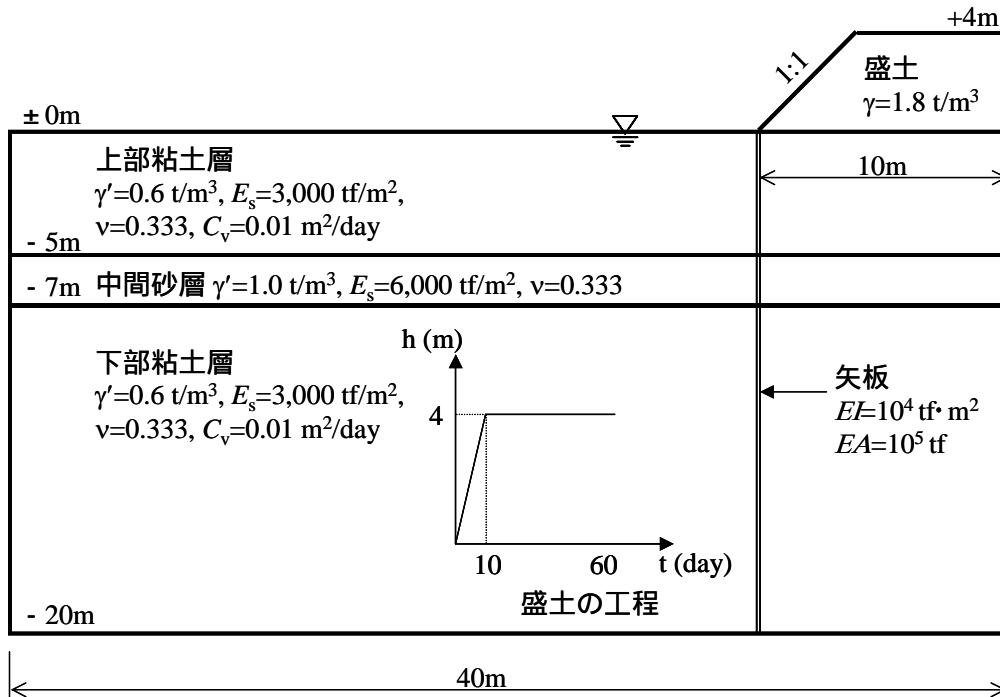


図-2.2 解析断面（例題）

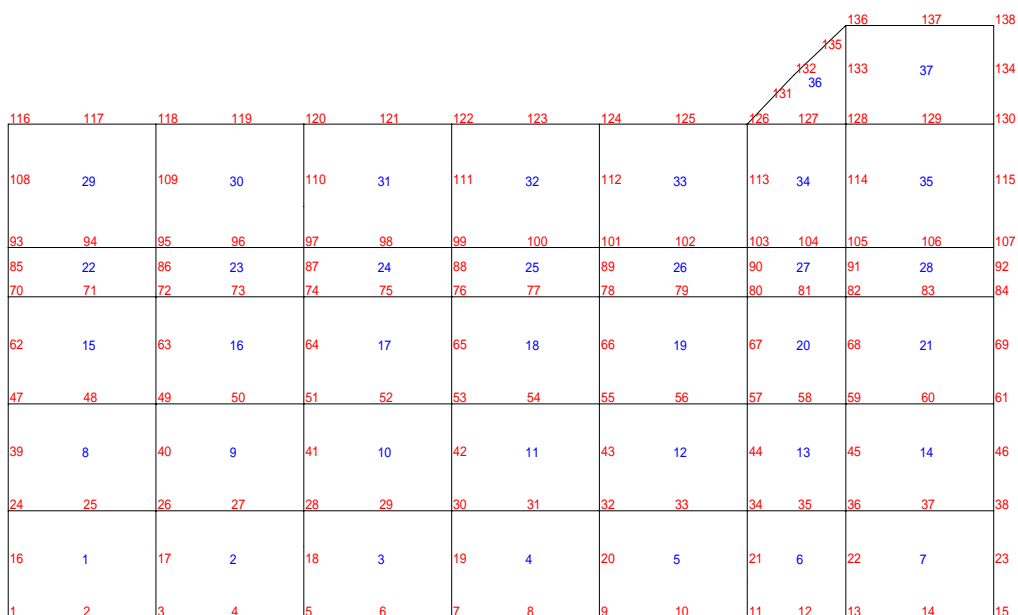


図-2.3 有限要素メッシュ（例題）

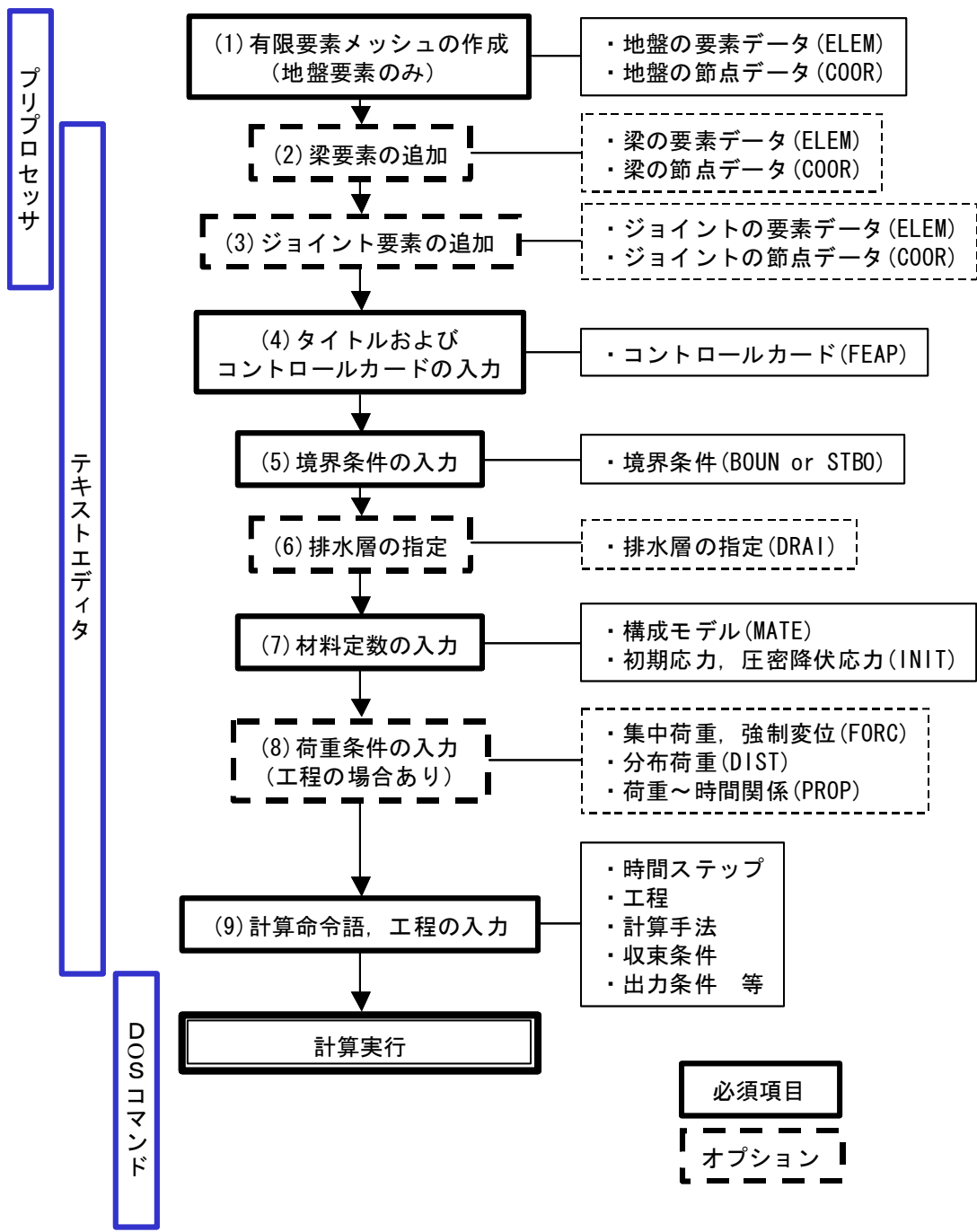


図-2.4 入力データ作成の流れ (2D-Consoil がない場合)

(1)有限要素メッシュの作成（地盤要素のみ）

GeoFem マニュアル参照ページ：p.61～p.65，p.71～p.72

2D-Consoil 以外のプリプロセッサで GeoFem 用のメッシュデータを作成する場合，梁やジョイント要素は無視して，とりあえず地盤要素のみをメッシュ化するのが賢明である．注意しなければならないのは，図-2.5 に示すとおり二次元 GeoFem では平面 8 節点要素を使用しており，中間節点を有しているという点である（三次元では立体 20 節点要素，中間節点あり）．盛土斜面のように要素形状が三角形になった場合も図-2.6 のように平面 8 節点要素とする必要がある．

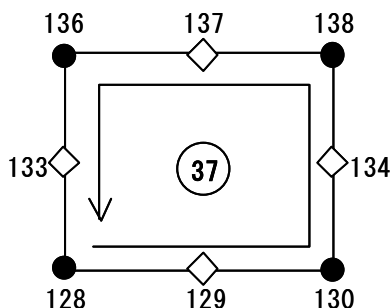


図-2.5 平面 8 節点要素（四角形）

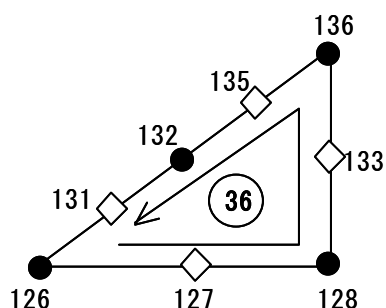


図-2.6 平面 8 節点要素（三角形）

(1)有限要素メッシュの作成(地盤要素のみ)の段階では，基本的に以下の情報が得られればよい．

- ・節点数(コントロールド FEAP 中の NP)
- ・要素数(コントロールド FEAP 中の NE)
- ・材料数(コントロールド FEAP 中の NMAT)
- ・要素データ ELEM
- ・節点データ COOR

[地盤の要素データ (ELEM)]

要素データの入力フォーマット（平面 8 節点要素）は以下に示すとおりである．要素を構成する端点節点 4 点，中間節点 4 点の順に反時計回りに入力する．

```

ELEM
要素番号(5 カラム)，材料番号(5 カラム)，端点節点(5 カラム*4)，中間節点(5 カラム*4)
    
```

すなわち，図-2.5 および図-2.6 の要素に対する入力は以下ようになる．カンマ(,)区切りによる入力も可能だが，入力データの見やすさからこの例が示すように 5 カラムずつのフォーマットを推奨する．

```

++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0
ELEM
  1  1  1  3  26  24  2  17  25  16
  .
  .
 36  4 126 128 136 132 127 133 135 131 ←図-2.6
 37  4 128 130 138 136 129 134 137 133 ←図-2.5
    
```

[地盤要素の節点データ (COOR)]

節点データの入力フォーマットは以下に示すとおりである。命令語 COGN や RACT による入力方法 (マニュアル p.73 ~ p.75) もある。しかし、他のプリプロセッサとのデータのやりとり、複雑な地盤形状への対応、後述の梁要素やジョイント要素を追加する場合を考えて、命令語 COOR による入力方法が一般的と思われる。また、上記の理由から全節点を記述するのが通常であり、入力データの増分値は 0 とする。x,y,z 座標は F10.5 形式で入力する。

```

| COOR
| 節点番号(5 カラム), 増分値(5 カラム), x 座標(10 カラム), y 座標(10 カラム), z 座標(10 カラム)

```

節点に対する具体的な入力は以下のようにになる。

```

| ++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0
| COOR
|   1      0.0000000-20.000000
|   2      3.0000000-20.000000
|   3      6.0000000-20.000000
|
|
|
|  136     34.0000000 4.0000000
|  137     37.0000000 4.0000000
|  138     40.0000000 4.0000000

```

全節点情報を入力する場合は、増分値のカラムをブランクまたは 0 とすればよい。

例題 1 における地盤要素を作成した時点での要素数(NE), 節点数(NP), 材料数(NMAT)はそれぞれ下の通りである。

- ・要素数(NE) : 37
- ・節点数(NP) : 128
- ・材料数(NMAT) : 4

## (2) 梁要素の追加

GeoFem マニュアルでは、梁要素やジョイント要素を後から追加したいときの入力方法について、例題 4.5 ( p.293 ~ ) が参考となるが、詳しい記述はほとんどない。ここでは、梁要素の追加方法について説明する。

梁要素のモデル化に関しては以下のルールに従わなければならない。

梁要素は 3 節点のチモチェンコはりである。中間節点を除く 2 節点要素としてもよい。

梁要素の構成節点は地盤要素の構成節点と共通の節点を用いる。すなわち、梁要素のために新しい節点を生成する必要はない。

梁要素の要素番号と材料番号は地盤要素番号や地盤材料番号から連続して付番すること。

梁要素データの入力フォーマット( 3 節点梁 ) は以下に示すとおりである。要素を構成する左端節点、中間節点、右端節点の順に入力する。

ELEM
要素番号(5 カラム), 材料番号(5 カラム), 左端節点(5 カラム), 中間節点(5 カラム), 右端節点(5 カラム)

図-2.2 に示した例題 1 では法尻位置に矢板が打設されており，図-2.7 のようにモデル化する．

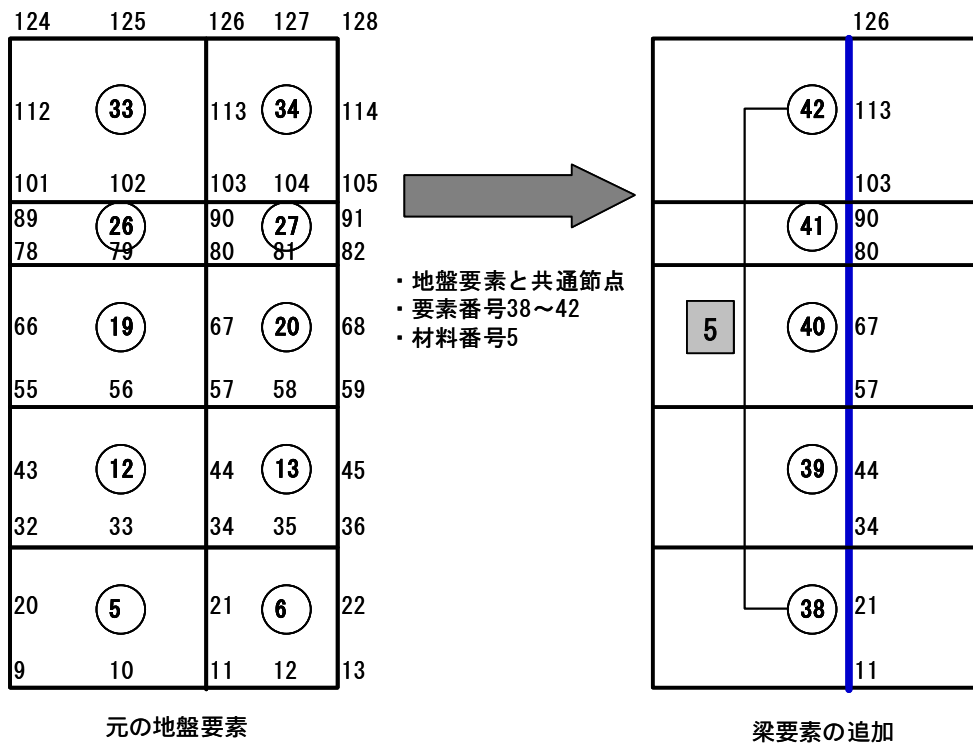


図-2.7 梁要素の追加

入力データ (ELEM) は赤字の部分が追加された梁要素に関する部分である．

++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0										
ELEM										
1	1	1	3	26	24	2	17	25	16	
				.						
				.						
36	4	126	128	136	132	127	133	135	131	
37	4	128	130	138	136	129	134	137	133	
38	5	11	34	21						
39	5	34	57	44						
40	5	57	80	67						
41	5	80	103	90						
42	5	103	126	113						

「  
 | 梁要素に対する追加部分  
 |  
 |  
 」

梁要素を追加した時点での要素数 (NE)，節点数 (NP)，材料数 (NMAT) はそれぞれ下の通りである．

- ・要素数 (NE) : 42
- ・節点数 (NP) : 128
- ・材料数 (NMAT) : 5

(3) ジョイント要素の追加

梁要素を追加し、さらに地盤要素と梁要素の間の相互作用（摩擦）を考慮したい場合には、ジョイント要素を導入する必要がある。ここでは、ジョイント要素の追加方法について説明する。

平面ジョイント要素のモデル化に関しては以下のルールに従わなければならない。

平面ジョイント要素は、厚さ方向に中間節点のない6節点で構成される。

ジョイント要素は厚さゼロの要素なので、構成節点は隣接する地盤要素および梁要素の構成節点座標と同一の座標を用いる。

地盤に隣接する側のジョイント要素節点は新たに作成した節点（同一座標）を用い、梁に隣接する側のジョイント要素節点は梁の節点と共通節点とする。

先に追加した梁要素の構成節点情報は変更しない。

地盤要素の構成節点の内、ジョイント要素に隣接する側の節点番号をジョイント要素のために新たに生成した節点番号に変更する。これにより、ジョイント要素の構成節点は、片側が地盤要素と共通節点、もう片側が梁要素と共通節点となる。

ジョイント要素の要素番号と材料番号は、先の梁要素番号や梁要素材料番号から連続して付番すること。また、あらたに作成する節点番号も地盤要素の節点番号から連続して付番する。

ジョイント要素の入力フォーマット（6節点）は以下に示すとおりである。片側の節点は負の符号を付けなければならない。

ELEM
要素番号(5カラム), 材料番号(5カラム), 地盤側節点(5カラム*3), 梁側節点(5カラム*3)

図-2.8 にジョイント要素のモデル化の説明図を示す。

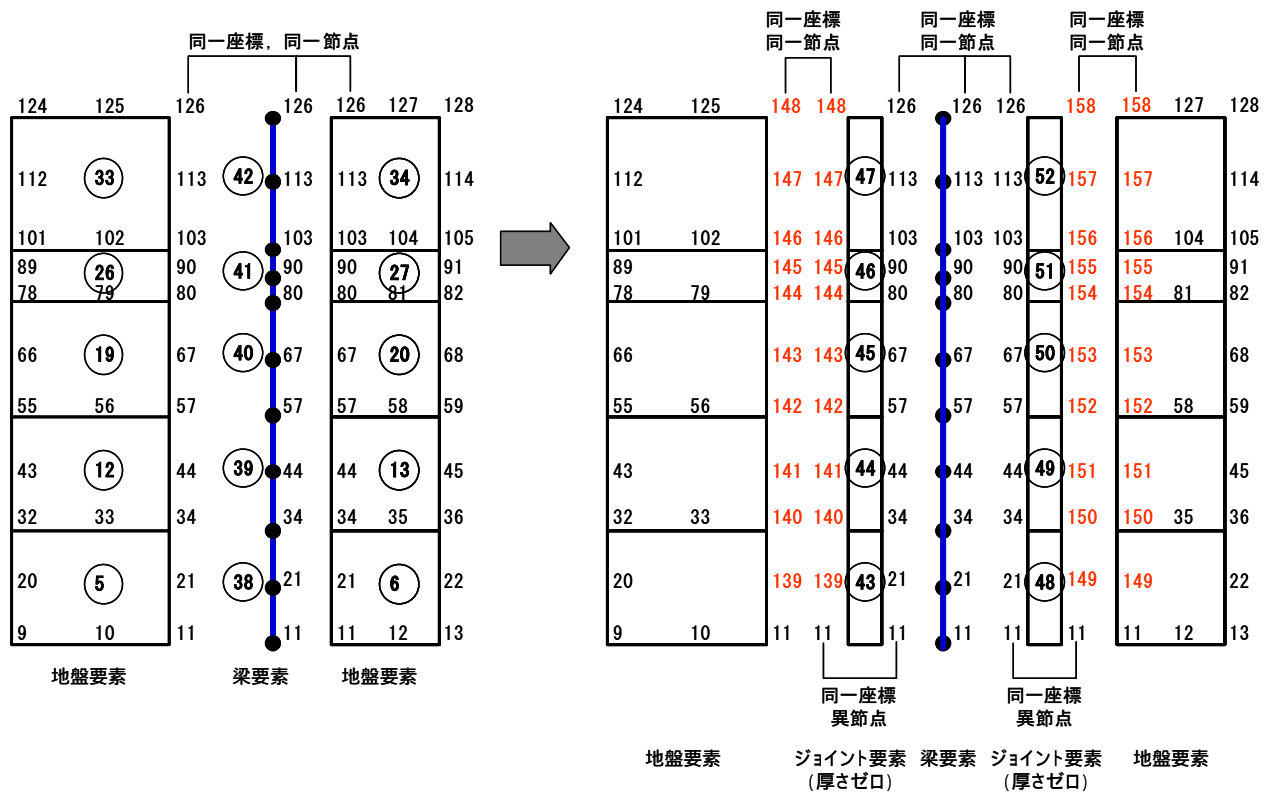


図-2.8 ジョイント要素の追加

入力データ(ELEM)は赤字の部分が追加されたジョイント要素に関する部分である。新規作成した節点情報(139~158)についても、座標情報を入力データ(COOR)に追加する。

++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0										
ELEM										
1	1	1	3	26	24	2	17	25	16	
				.						
5	1	9	11	140	32	10	139	33	20	└
6	1	11	13	36	150	12	22	35	149	ジョイントの導入に伴う地盤構成
				.						節点の修正
12	1	55	32	140	142	43	33	141	56	
13	1	152	150	36	59	151	35	45	58	
				.						
19	1	78	55	142	144	66	56	143	79	
20	1	82	154	152	59	81	153	58	68	
				.						
26	2	146	101	78	144	102	89	79	145	
27	2	105	156	154	82	104	155	81	91	
				.						
33	3	148	124	101	146	125	112	102	147	
34	3	128	158	156	105	127	157	104	114	└
				.						
38	5	11	34	21						└
39	5	34	57	44						梁要素に対する追加部分
40	5	57	80	67						
41	5	80	103	90						
42	5	103	126	113						└
43	6	11	140	139	-11	-34	-21			└
44	6	140	142	141	-34	-57	-44			ジョイント要素に対する追加部分
45	6	142	144	143	-57	-80	-67			
46	6	144	146	145	-80	-103	-90			
47	6	146	148	147	-103	-126	-113			
48	7	11	150	149	-11	-34	-21			
49	7	150	152	151	-34	-57	-44			
50	7	152	154	153	-57	-80	-67			
51	7	154	156	155	-80	-103	-90			
52	7	156	158	157	-103	-126	-113			└

ジョイント要素を追加した時点での要素数(NE),節点数(NP),材料数(NMAT)はそれぞれ下の通りである。ジョイント要素は矢板前面と背面で材料番号を変えている。

- ・要素数(NE) : 52
- ・節点数(NP) : 158
- ・材料数(NMAT) : 7



(4) タイトルおよびコントロールカードの入力

GeoFem マニュアル参照ページ：p.70

GeoFem 入力データの一番先頭には、タイトルと解析諸元を示すコントロールカードを入力する。  
例題1の場合、コントロールカードは以下のようになる。

```

|++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0|
| FEAP example-2.1 -- embankment:element | タイトル
| 158 52 7 2 4 8 0 1 0 | コントロールカード
    
```

コントロールカードの意味は次の通りである。

- ・ 節点数(NP) : 158
- ・ 要素数(NE) : 52
- ・ 材料数(NMAT) : 7
- ・ 次元数(NDM) : 2
- ・ 最大自由度数(NDF) : 4 (変位の自由度 2 + 間隙水圧 + はり回転角 = 4)
- ・ 1要素最大節点数(NEN) : 8 (2次元: 8, 3次元: 20)
- ・ 応力状態フラッグ(KIND) : 0 (平面ひずみ: 0, 平面応力: 1, 軸対称: 3)
- ・ 圧密フラッグ(IFLAG) : 1 (圧密を考慮: 1, 圧密を考慮しない: 0)
- ・ 境界条件制御数(NFORC) : 0 (FORC や DIST の制御数)

[最大自由度数 NDF について]

最大自由度数は、解析次元、圧密解析が否か、梁要素があるかないかによって表-2.1 のように設定する。

表-2.1 最大自由度数の指定方法

解析次元	圧密	梁要素	最大自由度数	自由度の種類
2	×	×	2	x 変位, y 変位
2		×	3	x 変位, y 変位, 間隙水圧
2			4	x 変位, y 変位, 間隙水圧, 回転角
3	×	×	3	x 変位, y 変位, z 変位
3		×	4	x 変位, y 変位, z 変位, 間隙水圧
3			5	x 変位, y 変位, z 変位, 間隙水圧, 回転角

(5) 境界条件の入力

GeoFem マニュアル参照ページ：p.87～89，p.93

境界条件入力コマンドには BOUN と STBO の 2 種類がある。BOUN は節点一つ一つに対して境界条件を与え、STBO は座標に対して境界条件を与えるコマンドである。2D-Consoil を用いて境界条件を指定した場合は、BOUN 形式で入力データが書き出される。手作業で境界条件を入力したり、本例題のように単純な矩形領域を扱う場合は、STBO で入力するのが便利である。以下では、STBO の入力を説明する。

[STBO]

STBO コマンドの入力フォーマットは以下に示すとおりである。線分の x 座標および y 座標を入力し、その線分上の節点の x 変位、y 変位、間隙水圧の境界条件を与える。

```
STBO
| 始点 x 座標, 始点 y 座標, 終点 x 座標, 終点 y 座標, x 変位境界条件, y 変位境界条件, 間隙水圧 |
```

境界条件で指定するフラッグは以下に通りである。

- ・ x 変位 : 自由 (0), 固定 (1)
- ・ y 変位 : 自由 (0), 固定 (1)
- ・ 間隙水圧: 非排水 (0), 排水 (1)

本例題の境界条件を図-2.9 に示す。盛土は後述の排水層として指定するため、盛土表面の水理境界条件について特に記述する必要はない。

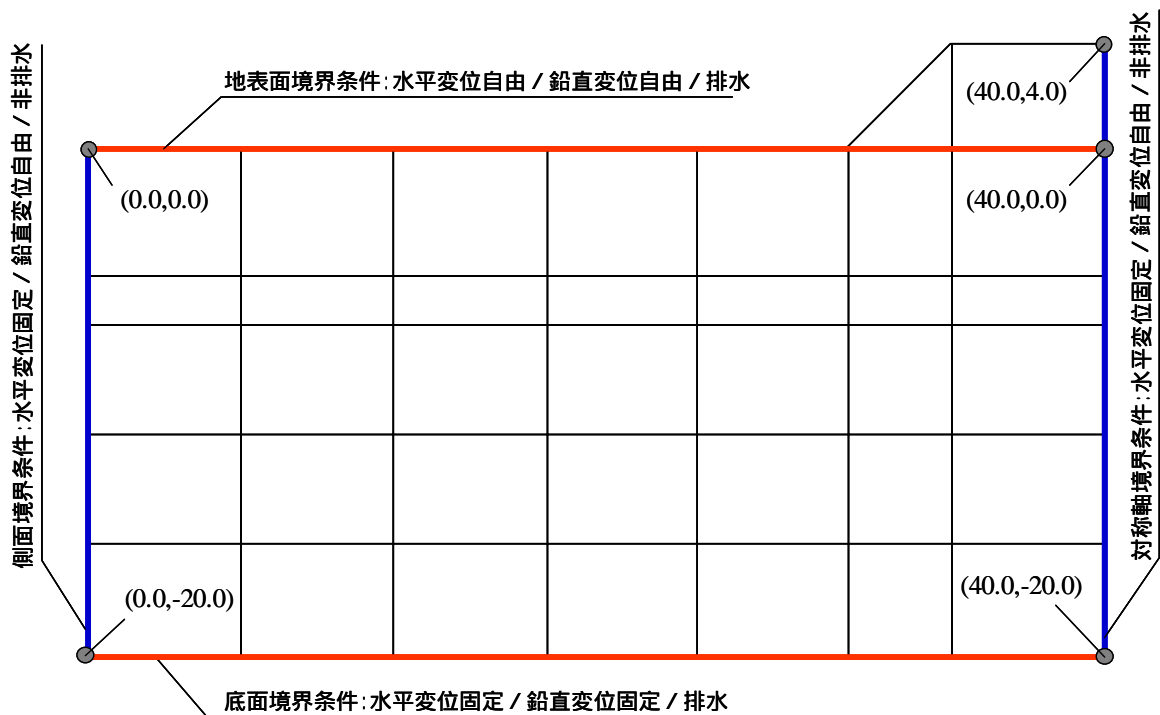


図-2.9 境界条件 (例題 1)

STBO の実際の入力は以下の通りである .

++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0	
STBO	底面境界条件
0.0, -20.0, 40.0, -20.0, 1, 1, 1,	
STBO	側面 ( 左側 ) 境界条件
0.0, 0.0, 0.0, -20.0, 1, 0, 0,	
STBO	対称軸 ( 右側 ) 境界条件
40.0, 4.0, 40.0, -20.0, 1, 0, 0,	
STBO	地表面境界条件
0.0, 0.0, 40.0, 0.0, 0, 0, 1,	

(6) 排水層の指定

GeoFem マニュアル参照ページ：p.94

圧密解析を行う場合に用いるコマンドである。排水層とみなせる砂層を DRAI コマンドで指定することによって、その層に対して過剰間隙水圧が発生しない条件が付与される。境界条件コマンド(BOUN や STB0) で間隙水圧条件を指定するのに比べて、簡便に指定することができる。

DRAI コマンドの入力フォーマットは以下に示すとおりである。

```

| DRAI
| 排水層の数(NB),
| 排水層とする材料番号 1,
|      .
|      .
| 排水層とする材料番号 N,
|

```

図-2.10 に本例題の土層構成を示す。中間砂層(材料番号 2)と盛土層(材料番号 4)の2つの層を排水層と見なす場合の入力条件は以下の通りとなる。

```

| DRAI
| 2,
| 2,
| 4,
|

```

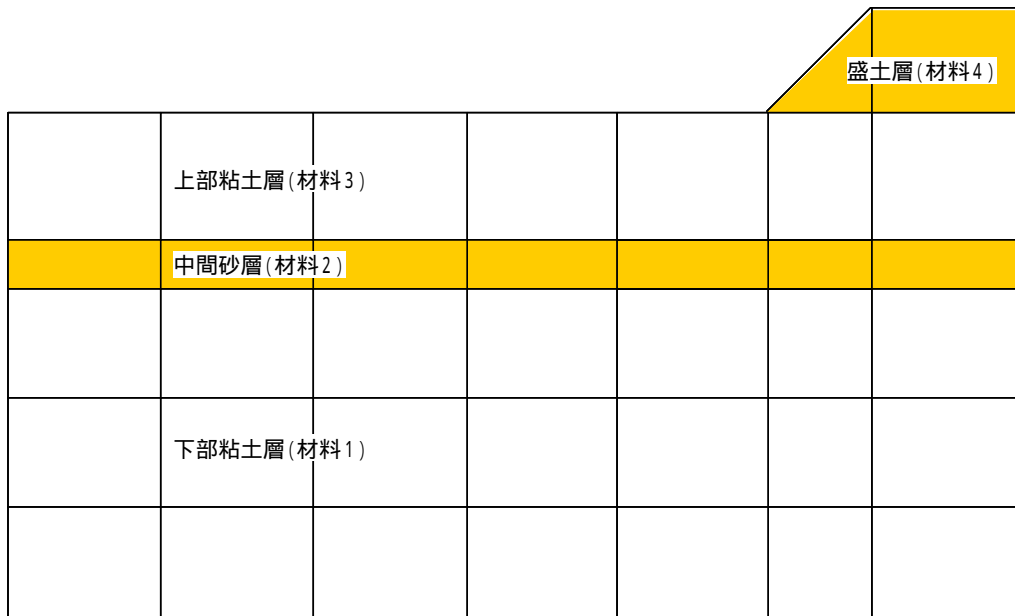


図-2.10 排水層(例題1)

(7) 材料定数の入力

GeoFem マニュアル参照ページ：p.75 ~ p.87

材料定数の入力は、構成モデルの記述に関する MATE コマンドと初期応力、圧密降伏応力、静止土圧係数の記述に関する INIT コマンドがある。

[構成モデル：MATE]

GeoFem マニュアルを見てわかるように、MATE の記述方法は煩雑である。ここでは、代表的な構成モデルそれぞれに対して、MATE の入力フォーマットを示す。ここに示していない構成モデルについては GeoFem マニュアルを参照されたい。

GeoFem 入力データではどの構成モデルも MATE データを 4 行 1 セットで記述するのがルールである。データの 1 行目には、材料番号と要素種類番号を示す。2 行目の 1 データ目には IRT という構成モデルの種類を表す 6 桁の数字を入力する。

表-2.2 に要素種類番号を示す。表-2.3 は IRT の数字の意味を示したものである。表-2.4 に代表的な構成モデルに対する IRT の一覧を示す。

表-2.2 要素種類番号

要素種類番号	要素の種類	一要素当たり節点数
1	平面 8 節点要素	8
4	平面ジョイント要素	6
5	平面はり要素	3
6	立体 20 節点要素	20
12	ケーソン等剛体要素	8
19	立体ジョイント要素	16

表-2.3 IRT の意味

IRT を構成する 6 桁の数字を順に I1, I2, I3, I4, I5, I6 とする。							
桁	意味	0	1	2	3	4	5
I1	線形, 非線形, 塑性を示す。	線形弾性	非線形弾性	弾塑性	弾粘塑性	-	-
I2	弾性の種類を示す。	線形弾性	カップリング型弾性	ダンカ・チャン非線形弾性	-	テーブル形式	-
I3	塑性の種類を示す。	-	Mohr-Coulomb	Drucke-Prager	1次元の関口・太田 Cam-Clay	-	2次元の関口・太田 Cam-Clay
I4	粘性の種類を示す。	粘性なし	線形粘性 (仮想粘性)	関口・太田の粘性	-	-	-
I5	透水係数の入力形式	一定	間隙比 $e$ の関数	層厚の関数 (一次元)	-	-	-
	圧密係数の入力形式	一定	-	層厚の関数	-	-	-
I6	使用していない	常に 0	-	-	-	-	-

I4=1 (線形粘性) は、Mohr-Coulomb の弾塑性体で安定解析を行うときに指定する (仮想粘塑性法)。

表-2.4 代表的な構成モデルと IRT の記述  
(○ は考慮する場合，× は考慮しない場合)

要素種類	IRT	構成モデル	圧密(透水)特性の入力形式			本章での説明
			パラメータ	層厚変化	透水係数 $k$ - 間隙比 $e$ の関数	
平面ひずみ要素	0	線形弾性	×	-	-	(a)
	0	線形弾性	圧密係数 $c_v$	×	-	(b)
	000020	線形弾性	圧密係数 $c_v$		-	(b)
	0	線形弾性	透水係数 $k$	×	×	(c)
	000010	線形弾性	透水係数 $k$	×		(c)
	301100	Mohr-Coulomb 弾塑性	透水係数 $k$	×	×	(d)
	213000	1次元 Cam-Clay	透水係数 $k$	×	×	(e)
	213000	1次元関口・太田弾塑性	透水係数 $k$	×	×	(f)
	313200	1次元関口・太田弾粘塑性	透水係数 $k$	×	×	(g)
	315000	2次元 Cam-Clay	透水係数 $k$	×	×	(e)
	215000	2次元関口・太田弾塑性	透水係数 $k$	×	×	(f)
	315200	2次元関口・太田弾粘塑性	透水係数 $k$	×	×	(g)
	315210	2次元関口・太田弾粘塑性	透水係数 $k$	×		(g)
315200	2次元関口・太田弾粘塑性	圧密係数 $c_v$	×	-	(g)	
梁	0	線形梁	-	-	-	(h)
	301100	弾塑性梁	-	-	-	(i)
ジョイント	0	線形ジョイント	-	-	-	(j)
	301100	非線形ジョイント	-	-	-	(k)

※GeoFemにおける1次元圧密モデル(IRTのI3=3とした場合)は,関口・鳥井原モデル<sup>24)</sup>を基本としたものであり,2次元圧密モデル(IRTのI3=5とした場合)を一次元的な境界条件で解いた場合とは,解析結果は厳密には異なる。

(a) 平面ひずみ要素：線形弾性モデル（圧密を考慮しない場合）

++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0	
MATE	
材料番号(5 カラム), 要素種類番号(5 カラム),	1 行目
IRT(10 カラム), E(E10.3), $\nu$ (E10.3), $\gamma'$ (E10.3), NI(E10.3), $\rho$	2 行目
空白行	3 行目
空白行	4 行目

- ・要素種類番号：1
- ・IRT : 0
- ・E : 弾性係数(tf/m2)
- ・ $\nu$  : ポアソン比
- ・ $\gamma'$  : 有効単位体積重量(t/m3), **掘削解析以外は INIT で重量を考慮するので0とする.**
- ・NI : 積分次数, **通常は積分次数 2 とする.**
- ・ $\rho$  : 動的解析に用いるパラメータ, 0

[積分次数について]

図-2.11 は正方形領域に対する平面 8 節点要素の積分点を示したものである。

市販の 2D-Consoil や Fem3 といったポストプログラムは、実は 3 以上の積分次数に対応していない (H15.3 現在)。工学的な精度の範囲では、積分次数は「2」で十分である。

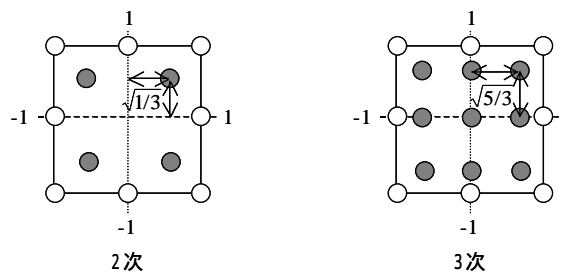


図-2.11 積分次数と積分点

(b) 平面ひずみ要素：線形弾性モデル（圧密を圧密係数  $C_v$  で考慮する場合）

++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0	
MATE	
材料番号 (5 カラム), 要素種類番号 (5 カラム),	1
IRT (10 カラム), E (E10. 3), $\nu$ (E10. 3), $\gamma'$ (E10. 3), NI (E10. 3), $\rho$	2
0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, <b>Cvx (E10. 3),</b>	3
<b>Cvy (E10. 3),</b>	4

- ・ 要素種類番号：1
- ・ IRT : 0（層厚の変化を考慮しない場合），000020（層厚の変化を考慮する場合）
- ・ E : 弾性係数(tf/m2)
- ・  $\nu$  : ポアソン比
- ・  $\gamma'$  : 有効単位体積重量(t/m3), 掘削解析以外は INIT で重量を考慮するので 0 とする.
- ・ NI : 積分次数, 2
- ・  $\rho$  : 動的解析に用いるパラメータ, 0
- ・ **Cvx** : 水平方向圧密係数(m2/day), 3 行目の 8 つ目に入力, **負の値で入力**
- ・ **Cvy** : 鉛直方向圧密係数(m2/day), 4 行目の 1 つ目に入力, **負の値で入力**

#### [圧密パラメータの入力方法]

GeoFem では圧密に関するパラメータとして、圧密係数  $c_v$  による入力と透水係数  $k$  による入力が可能である。圧密係数は一定値による入力だが、透水係数は一定値とするか、透水係数を間隙比の関数として表すかを選択できる。圧密係数と透水係数は MATE データ中の同じカラムに入力するが、負の値で入力すれば圧密係数として読み込まれ、正の値で入力すれば透水係数として読み込まれる。



(c) 平面ひずみ要素：線形弾性モデル（圧密を透水係数  $k$  で考慮する場合）

++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0	
MATE	
材料番号 (5 カラム), 要素種類番号 (5 カラム),	1
IRT (10 カラム), E (E10. 3), $\nu$ (E10. 3), $\gamma'$ (E10. 3), NI (E10. 3), $\rho$	2
0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, <b>kx (E10. 3),</b>	3
<b>ky (E10. 3), <math>\beta</math>,</b>	4

- ・ 要素種類番号：1
- ・ IRT : 0（透水係数一定の場合），000010（透水係数を間隙比の関数とする場合）
- ・ E : 弾性係数(tf/m<sup>2</sup>)
- ・  $\nu$  : ポアソン比
- ・  $\gamma'$  : 有効単位体積重量(t/m<sup>3</sup>), 掘削解析以外は INIT で重量を考慮するので 0 とする.
- ・ NI : 積分次数, 2
- ・  $\rho$  : 動的解析に用いるパラメータ, 0
- ・ **kx** : 水平方向透水係数(m/day), 3行目の8つ目に入力, **正の値で入力**
- ・ **ky** : 鉛直方向透水係数(m/day), 4行目の1つ目に入力, **正の値で入力**
- ・  **$\beta$**  :  $e - \log k$  直線の傾き, 4行目の2つ目に入力, 0 またはブランクならば透水係数一定.

(d) 平面ひずみ要素 : Mohr-Coulomb 弾塑性モデル (圧密を透水係数  $k$  で考慮する)

++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++	
MATE	
材料番号 (5 カラム), 要素種類番号 (5 カラム),	1
IRT (10 カラム), E (E10. 3), $\nu$ (E10. 3), $\gamma'$ (E10. 3), NI (E10. 3), $\rho$ (E10. 3), <b>C0 (E10. 3)</b> , <b><math>\phi</math> (E10. 3)</b> ,	2
<b>D (E10. 3)</b> , <b>K (E10. 3)</b> , 0, 0, 0, <b>1. 0</b> , <b>1. 0</b> , $k_x$ (E10. 3),	3
$k_y$ (E10. 3), $\beta$ ,	4

・要素種類番号 : 1

・IRT : **301100** (透水係数一定の場合)

・E : 弾性係数 (tf/m<sup>2</sup>)

・ $\nu$  : ポアソン比

・ $\gamma'$  : 有効単位体積重量 (t/m<sup>3</sup>), 掘削解析以外は INIT で重量を考慮するので 0 とする.

・NI : 積分次数, 2

・ $\rho$  : 動的解析に用いるパラメータ, 0

・**C0** : 粘着力 (tf/m<sup>2</sup>),  $C=C0+K*Z$

・ **$\phi$**  : 内部摩擦角 (度)

・**D** : ダイレイタンスー (流動則) のフラグ, **関連流動則 (D=0)**, **非関連流動則 (D=-1. 0)**

・**K** : 粘着力の一次係数,  $C=C0+k*Z$

・ **$\gamma$**  : 粘塑性ひずみ速度を表す定数 (通常 1. 0 とする)

・**F0** : 降伏関数 F を無次元化する定数 (通常 1. 0 とする)

・ $k_x$  : 水平方向透水係数 (m/day), 3 行目の 8 つ目に入力, 正の値で入力

・ $k_y$  : 鉛直方向透水係数 (m/day), 4 行目の 1 つ目に入力, 正の値で入力

・ $\beta$  :  $e-\log k$  直線の傾き, 4 行目の 2 つ目に入力, 0 ならば透水係数一定となる.

※3 行目の 6 つ目と 7 つ目の 1. 0 は仮想粘塑性計算 (IRT の I4=1 に対応) に必要な係数で, 通常は 1. 0 としておけばよい.

[関連流動則と非関連流動則]

第 4 章 4. 1 (5) で説明する .

(e) 平面ひずみ要素 : Cam-Clay モデル (圧密を透水係数  $k$  で考慮する)

++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0	
MATE	
材料番号 (5 カラム), 要素種類番号 (5 カラム),	1
IRT (10 カラム), 0, $\nu$ (E10. 3), $\gamma'$ (E10. 3), NI (E10. 3), $\rho$ (E10. 3), 0, M (E10. 3)	2
$\lambda$ (E10. 3), $\kappa$ (E10. 3), $e_0$ (E10. 3), 0, 0. 0, 1. 0, 1. 0, $k_x$ (E10. 3),	3
$k_y$ (E10. 3), $\beta$ ,	4

- ・ 要素種類番号 : 1
- ・ IRT : 315000 (二次元, 透水係数一定の場合), 213000 (一次元, 透水係数一定の場合)
- ・  $\nu$  : ポアソン比
- ・  $\gamma'$  : 有効単位体積重量(t/m<sup>3</sup>), 掘削解析以外は INIT で重量を考慮するので 0 とする.
- ・ NI : 積分次数, 2
- ・  $\rho$  : 動的解析に用いるパラメータ, 0
- ・ M : 破壊時の応力比,  $M=p/q=6\sin\phi'/(3-\sin\phi')$
- ・  $\lambda$  : 圧縮指数,  $\lambda=0.434C_c$
- ・  $\kappa$  : 膨張指数,  $\kappa=0.434C_s$
- ・  $e_0$  : 初期間隙比
- ・  $\dot{\nu}_0$  : 粘塑性ひずみ速度, 1.0 とすると弾塑性モデルとなる.
- ・  $\alpha$  : 二次圧縮指数, 1.0 とすると弾塑性モデルとなる.
- ・  $k_x$  : 水平方向透水係数 (m/day), 3 行目の 8 つ目に入力, 正の値で入力
- ・  $k_y$  : 鉛直方向透水係数 (m/day), 4 行目の 1 つ目に入力, 正の値で入力
- ・  $\beta$  :  $e-\log k$  直線の傾き, 4 行目の 2 つ目に入力, 0 ならば透水係数一定となる.

[Cam-Clay パラメータについて]

(2次元の場合)

GeoFem では, 2次元の Cam-Clay モデルは, 後述の2次元の関口・太田弾塑性モデルの特殊な場合として扱われる. Cam-Clay モデルに対する IRT は関口・太田の弾粘塑性モデルと同じ 315000 とする. 3行目4つ目のカラムには関口・太田モデルにおける  $\eta_0$  (異方性を表す指数) を入力するが, Cam-Clay モデルではこれを  $\eta_0=0$  とすればよい. ただし, IRT=315000 は IRT の1つめの数字が「11=3」で本来弾粘塑性モデルのためのものであるため, IRT=315000 を用いる場合, 3行目6つ目 ( $\dot{\nu}_0$ ) と3行目7つ目 ( ) を共に 1.0 とすれば弾塑性モデルとして扱われることになる.

(1次元の場合)

一次元の Cam-Clay モデルは IRT=213000 を一般的に用いる. IRT=213000 の代わりに IRT=313000 とし, さらに3行目6つ目 ( ) と3行目7つ目 ( $\dot{\nu}_0$ ) を共に 1.0 とすれば, IRT=213000 とほぼ同じ結果が得られる.

(f) 平面ひずみ要素：関口・太田の弾塑性モデル（圧密を透水係数  $k$  で考慮する）

++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0	
MATE	
材料番号 (5 カラム), 要素種類番号 (5 カラム),	1
IRT (10 カラム), $0$ , $\nu$ (E10. 3), $\gamma'$ (E10. 3), NI (E10. 3), $\rho$ (E10. 3), $0$ , M (E10. 3)	2
$\lambda$ (E10. 3), $\kappa$ (E10. 3), $e_0$ (E10. 3), $0$ , $\eta_0$ (E10. 3), <b>1.0, 1.0</b> $k_x$ (E10. 3),	3
$k_y$ (E10. 3), $\beta$ ,	4

- ・ 要素種類番号：1
- ・ IRT : **215000**（二次元，透水係数一定の場合），**213000**（一次元，透水係数一定の場合）
- ・  $\nu$  : ポアソン比
- ・  $\gamma'$  : 有効単位体積重量(t/m<sup>3</sup>), 掘削解析以外は INIT で重量を考慮するので 0 とする.
- ・ NI : 積分次数, 2
- ・  $\rho$  : 動的解析に用いるパラメータ, 0
- ・ M : 破壊時の応力比,  $M=p/q=6\sin\phi'/(3-\sin\phi')$
- ・  $\lambda$  : 圧縮指数,  $\lambda=0.434C_c$
- ・  $\kappa$  : 膨張指数,  $\kappa=0.434C_s$
- ・  $e_0$  : 初期間隙比
- ・  $\eta_0$  : 異方性を表す指数, GeoFem では,  $\eta_0=(1-K_0)/(1+2K_0)$
- ・  $\dot{\nu}_0$  : 粘塑性ひずみ速度, **1.0** とすると弾塑性モデルとなる.
- ・  $\alpha$  : 二次圧縮指数, **1.0** とすると弾塑性モデルとなる.
- ・  $k_x$  : 水平方向透水係数 (m/day), 3 行目の 8 目に入力, 正の値で入力
- ・  $k_y$  : 鉛直方向透水係数 (m/day), 4 行目の 1 目に入力, 正の値で入力
- ・  $\beta$  :  $e-\log k$  直線の傾き, 4 行目の 2 目に入力, 0 ならば透水係数一定となる.

[初期異方性を表す指数  $\eta_0$  について]

初期応力比  $\eta_0$  は  $K_0$  圧密終了時の地盤の応力比を表す. 静止土圧係数  $K_0$  を用いて以下のように定義される.

$$\eta_0 = q/p' = 3(1-K_0)/(1+2K_0)$$

ここに,  $q$  はせん断応力  $q = \sigma'_a - \sigma'_r$ ,  $p'$  は平均主応力  $p' = (\sigma'_a + 2\sigma'_r)/3$  である.

GeoFem では応力比を  $\eta_{ij} = s_{ij}/p'$  ではなく,  $\eta_{ij} = s_{ij}/I_1$  で計算している. ここに,  $s_{ij}$  は偏差応力テンソルであり,  $I_1$  は応力の 1 次不変量である. したがって,  $\eta_0$  に関しても  $I_1 = 3p'$  の関係から,

$$\eta_0 = (1-K_0)/(1+2K_0)$$

として入力する必要がある.

(g) 平面ひずみ要素：関口・太田の弾・粘塑性モデル（圧密を透水係数  $k$  で考慮する）

++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0	
MATE	
材料番号 (5 カラム), 要素種類番号 (5 カラム),	1
IRT (10 カラム), $\nu$ (E10. 3), $\gamma'$ (E10. 3), NI (E10. 3), $\rho$ (E10. 3), 0, M (E10. 3)	2
$\lambda$ (E10. 3), $\kappa$ (E10. 3), $e_0$ (E10. 3), 0, $\eta_0$ (E10. 3), $\nu_0$ (E10. 3), $\alpha$ (E10. 3), $k_x$ (E10. 3),	3
$k_y$ (E10. 3), $\beta$ ,	4

- ・ 要素種類番号：1
- ・ IRT : 315200（二次元，透水係数一定の場合），313200（一次元，透水係数一定の場合）
- ・  $\nu$  : ポアソン比
- ・  $\gamma'$  : 有効単位体積重量(t/m<sup>3</sup>), 掘削解析以外は INIT で重量を考慮するので 0 とする.
- ・ NI : 積分次数, 2
- ・  $\rho$  : 動的解析に用いるパラメータ, 0
- ・ M : 破壊時の応力比,  $M=p/q=6\sin\phi'/(3-\sin\phi')$
- ・  $\lambda$  : 圧縮指数,  $\lambda=0.434C_c$
- ・  $\kappa$  : 膨張指数,  $\kappa=0.434C_s$
- ・  $e_0$  : 初期間隙比
- ・  $\eta_0$  : 異方性を表す指数, GeoFem では  $\eta_0=(1-K_0)/(1+2K_0)$
- ・  $\dot{\nu}_0$  : 粘塑性ひずみ速度
- ・  $\alpha$  : 二次圧縮指数
- ・  $k_x$  : 水平方向透水係数(m/day), 3行目の8つ目に入力, 正の値で入力
- ・  $k_y$  : 鉛直方向透水係数(m/day), 4行目の1つ目に入力, 正の値で入力
- ・  $\beta$  :  $e-\log k$  直線の傾き, 4行目の2つ目に入力, 0ならば透水係数一定となる.

(h) 梁要素：線形梁

++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0	
MATE	
材料番号(5 カラム), 要素種類番号(5 カラム),	1
IRT(10 カラム), EA(E10.3), EI(E10.3), GA(E10.3), NI(E10.3),	2
空白行	3
空白行	4

- ・要素種類番号：5
- ・IRT : 0
- ・EA : 軸方向剛性 (tf)
- ・EI : 曲げ剛性 (tf・m<sup>2</sup>)
- ・GA : せん弾剛性(tf), 0 を入力した場合,  $GA=10^4 \cdot EI$  として計算される.
- ・NI : 積分次数, 通常は 2 である. 0 を入力しても 0 となる.

(i) 梁要素：弾塑性梁（降伏応力を考慮する場合）

梁要素は以下の式によって降伏を考慮することが可能である．

$$(P/P_y)^2 + (M/M_y)^2 = 1$$

ここに、P は梁に作用する軸力 (tf)、P<sub>y</sub> は軸力に対する降伏力(tf)、M は梁に作用する曲げモーメント (tf・m)、M<sub>y</sub> は曲げに対する降伏モーメント (tf・m) である．上式に対する MATE データは以下の通りである．

++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++	
MATE	
材料番号(5 カラム), 要素種類番号(5 カラム),	1
IRT(10 カラム), EA(E10. 3), EI(E10. 3), GA(E10. 3), NI(E10. 3), ρ(E10. 3), Py(E10. 3), My(E10. 3),	2
0, 0, 0, 0, 0, 1.0, 1.0,	3
ブランク行	4

- ・要素種類番号：5
- ・IRT : 301100 (Mohr-Coulomb 弾塑性体と同じ)
- ・EA : 軸方向剛性 (tf)
- ・EI : 曲げ剛性 (tf・m<sup>2</sup>)
- ・GA : せん弾剛性(tf), 0 を入力した場合, GA=10<sup>4</sup>\*EI として計算される.
- ・NI : 積分次数, 通常は 2 である. 0 を入力しても 0 となる.
- ・ρ : 動的解析に用いるパラメータ, 0
- ・Py : 軸力に対する降伏力(tf)
- ・My : 曲げに対する降伏モーメント (tf・m)
- ・γ : 粘塑性ひずみ速度を表す定数 (通常 1.0 とする)
- ・F0 : 降伏関数 F を無次元化する定数 (通常 1.0 とする)

EA の入力値をゼロあるいは Py の値を無限に大きくとれば、軸力に関する降伏は無視される．

※3行目の6つ目(γ)と7つ目(F0)の1.0は仮想粘塑性計算(IRTのl4=1に対応)に必要な係数で、通常は1.0としておけばよい.

(j) ジョイント要素：線形ジョイント

++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0	
MATE	
材料番号(5 カラム), 要素種類番号(5 カラム),	1
IRT(10 カラム), <b>ks</b> (E10. 3), <b>kn</b> (E10. 3),	2
空白行	3
空白行	4

- ・要素種類番号：4
- ・IRT : 0
- ・**ks** : 接線方向の剛性 (tf/m<sup>2</sup>)
- ・**kn** : 法線方向の剛性 (tf/m<sup>2</sup>)

[線形ジョイント要素の物性について]

通常は、ジョイント面のめり込みを無視して解析を行うため、ジョイントの法線方向の剛性  $k_n$  は大きな値を用いればよいが、数値計算上の誤差が大きくなるため  $k_n=10^6 \text{tf/m}^2$  程度とする。また、本例題では、ジョイントの接線方向の剛性  $k_s$  をゼロに近い値としている。すなわち、地盤と鋼矢板の間には摩擦が働かない場合を想定している。



(k) ジョイント要素：非線形ジョイント（付着力および摩擦を考慮する）

ジョイント要素に作用する摩擦応力 $\tau$ が直応力 $\sigma$ の関数として次式で与えられる Goodman 型のジョイントを考える。

$$\tau = c + \sigma \tan \phi$$

このとき、ジョイント要素は図-2.12 のようになる。

++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0	
MATE	
材料番号 (5 カラム), 要素種類番号 (5 カラム),	1
IRT (10 カラム), ks (E10.3), kn (E10.3), 0, 0, 0, c (E10.3), $\phi$ (E10.3)	2
0, 0, 0, 0, 0, 1.0, 1.0,	3
ブランク行	4

- ・ 要素種類番号：4
- ・ IRT : 301100
- ・ ks : 接線方向の剛性 (tf/m2)
- ・ kn : 法線方向の剛性 (tf/m2)
- ・ c : 粘着力 (tf/m2)
- ・  $\phi$  : 摩擦角 (度)
- ・  $\gamma$  : 粘塑性ひずみ速度を表す定数 (通常 1.0 とする)
- ・ F0 : 降伏関数 F を無次元化する定数 (通常 1.0 とする)

※ 3 行目の 6 つ目 ( $\gamma$ ) と 7 つ目 (F0) の 1.0 は仮想粘塑性計算 (IRT の I4=1 に対応) に必要な係数で、通常は 1.0 としておけばよい。

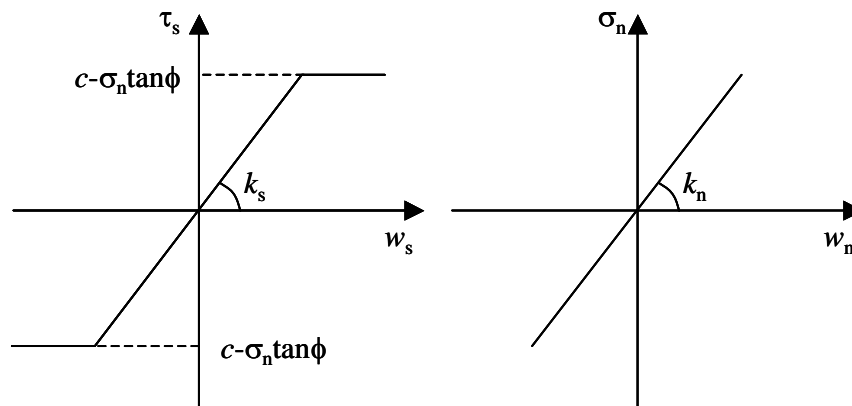


図-2.12 付着力および摩擦を考慮したジョイント要素の剛性

図-2.2 に示した本例題では，下部粘土層，中間砂層，上部粘土層，盛土層を(b)平面ひずみ要素：線形弾性モデル（圧密を圧密係数  $C_v$  で考慮する場合），矢板を(h)梁要素：線形梁，矢板と地盤の摩擦を(j)ジョイント要素：線形ジョイントでモデル化した．以下にそれぞれの具体的な入力データを示す．

++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++										
MATE										
1	1									下部粘土層
		0	3000.0000	0.3330000	0.00001	2				
		0.00000	0.00000	0	0.00000	0	0.00000	0.00000	-0.01000	
		-0.01000								
2	1									中間砂層
		0	6000.0000	0.3330000	0.00001	2				
		0.00000	0.00000	0	0.00000	0	0.00000	0.00000	0.00000	
		0.00000								
3	1									上部粘土層
		0	3000.0000	0.3330000	0.00001	2				
		0.00000	0.00000	0	0.00000	0	0.00000	0.00000	-0.01000	
		-0.01000								
4	1									盛土
		0	6000.0000	0.3330000	0.00001	2				
		0.00000	0.00000	0	0.00000	0	0.00000	0.00000	0.00000	
		0.00000								
5	5									矢板
		0	1.00E+05	1.00E+04	0	2				
6	4									ジョイント (前面)
		0	1.00E-03	1.00E+06						
7	4									ジョイント (背面)
		0	1.00E-03	1.00E+06						

[初期応力, 圧密降伏応力 : INIT]

GeoFem マニュアル参照ページ : p.95 ~ p.96

材料の初期応力と圧密降伏応力に関する入力データは、計算命令語の終了を示す END コマンドの後に記述する。後述する計算命令語群において、初期応力データの読み込みを宣言する INIT を使用すると、コントロールカード (p.12) で入力した材料数(NMAT)分の初期応力データを END 以降からの必要行数(NMAT)分だけ読み込む仕組みになっている。したがって、材料数に含まれる梁やジョイントについても初期応力を入力する必要がある (データはゼロでかまわない)。

初期応力は、以下の関数で表される。

$$P_y = a + b \times z \quad (\text{tf/m}^2)$$

$$P_x = P_y \times K_0 \quad (\text{tf/m}^2)$$

ここに、 $P_y$  は有効土被り圧、 $P_x$  は水平方向初期有効応力、 $K_0$  は現在の静止土圧係数、 $z$  は深度、 $a$  および  $b$  は定数である。

圧密解析を行う場合は圧密降伏応力の入力が必要で、以下の関数で表される。

$$P_c = \alpha + \beta \times z \quad (\text{tf/m}^2)$$

$$P_x = P_c \times K_{0y} \quad (\text{tf/m}^2)$$

ここに、 $P_c$  は圧密降伏応力、 $P_x$  は過圧密時の水平方向初期有効応力、 $K_{0y}$  は降伏時 (正規圧密時) の静止土圧係数、 $z$  は深度、 $\alpha$  および  $\beta$  は定数である。

入力フォーマットは以下の通りである。

++++5++++0++++5++++0++++5+++	
END	計算命令語の終了
材料番号, a, b, K0, $\alpha$ , $\beta$ , K0y,	材料番号 1 に対する初期応力条件, 圧密降伏条件
.	.
.	.
.	.
材料番号, a, b, K0, $\alpha$ , $\beta$ , K0y,	材料番号 NMAT に対する初期応力条件, 圧密降伏条件

初期応力，圧密降伏応力のどちらの関数についても， $z$  は解析メッシュの座標から計算される．したがって， $a, b, \alpha, \beta$  は， $P_y$  や  $P_c$  が負の値をとるように決める必要がある．本例題では，図-2.13 のような関数を与えればよい．

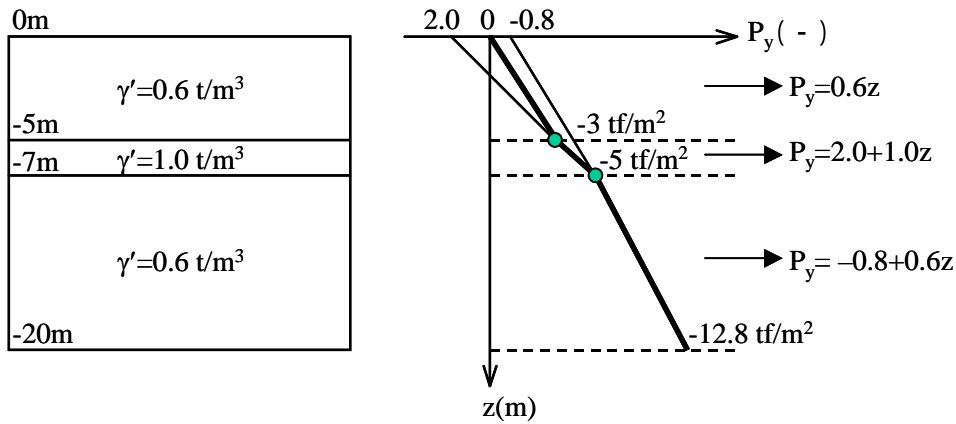


図-2.13 初期応力分布の関数表現

実際の入力データは以下の通りである．

正規圧密粘土で  $P_c = P_y$  を仮定する場合は， $\alpha = a, \beta = b, K_0 = K_{0y}$  とする．また，盛土層（材料番号 4）は CHMT コマンドで単位体積重量を指定するため，INIT ではゼロとする．

++++5++++0++++5++++0++++5++++0	
1, 0.0, 0.6, 0.5, 0.0, 0.6, 0.5,	下部粘土層
2, 2.0, 1.0, 0.5,	中間砂層
3, -0.8, 0.6, 0.5, -0.8, 0.6, 0.5,	上部粘土層
4, 0.0, 0.0, 0.0,	盛土層
5, 0.0, 0.0, 0.0,	矢板（梁）
6, 0.0, 0.0, 0.0,	ジョイント
7, 0.0, 0.0, 0.0,	ジョイント

## (8) 荷重条件の入力

盛土解析の場合の荷重の作用方法として、a)盛土を要素としてモデル化し、材料変更(重量の変更)を行う場合と、b)盛土荷重を分布荷重として作用させる場合がある。

盛土を要素としてモデル化する場合は、材料定数の変更を宣言する計算命令語 CHMT を載荷時間ループ[LOOP~NEXT]の中に記述し、具体的に变化させる要素材料データ[MATE]は初期応力データ[INIT]の次に CHMT のループ回数分記入する必要がある。

盛土を分布荷重としてモデル化する場合は、分布荷重の分布形状を記述した DIST と荷重~時間関係の読み込みを宣言する計算命令語 PROP および荷重~時間関係の関数データをセットで記入する必要がある。

本例題は CHMT を使用した例であり、以下にその入力方法を説明する。また、分布荷重コマンド DIST, PROP を使って解析する場合の記入例についても説明する。DIST, PROP を使った入力データは巻末の付録 B2 に示した。

### a) 盛土を要素でモデル化する場合

[材料変更コマンド: CHMT]

**GeoFem マニュアル参照ページ: p.93, p.161 ~ p.177**

盛土の荷重条件は図-2.2 に示したように、0~10day までに 4m の盛立てを完了し、以後放置する。したがって、時間ステップ  $t$  を 1.0day とした場合、10 ステップ分の材料変更データが必要である。載荷工程の計算命令語と材料変更データは以下にとおりである。

	++++5++++0++++5++++0++++5+++		
	END		入力データの終了宣言
	MACR		計算開始
	INIT		初期応力データの読み込み宣言
	DT 1.0		時間ステップ, $t = 1.0\text{day}$
	LOOP 10.0		┌ 載荷工程: 10 ステップ (10day) の計算
	NTIM		└ LOOP する毎に新しい時刻へセットする
	CHMT		材料変更コマンド (INIT の後のデータを順次参照)
	FORM		外力と残差ベクトルの計算
	TANG		剛性マトリックスの計算
	SOLV		未知変位ベクトルの計算
	INCR		計算された節点変位と要素応力を新しい値に変化させる
	STRE 1.0		出力コマンド: log ファイルへ応力を出力, 1 ステップ毎
	DISP 1.0		log ファイルへ変位を出力, 1 ステップ毎
	STRF 1.0		str ファイルへ応力を出力, 1 ステップ毎
	DISF 1.0		dsp ファイルへ変位を出力, 1 ステップ毎
	NEXT		└
	.		
	.		途中省略
	.		
	7, 0. 0, 0. 0, 0. 0,		INIT データの最後
	4, 1,		┌ 1 ステップ目に変更される MATE データ.
	0, 6000. 0, 0. 333, 0. 180, 2,		└ 単位体積重量 $\gamma$ を 0→0.18t/m <sup>3</sup> に増加させる.
			└
			1 ステップ目に変更されるデータの終了を意味するブランク行

4, 1,	— 2 ステップ目に変更される MATE データ .
0, 6000. 0, 0. 333, 0. 360, 2,	単位体積重量 $\gamma$ を 0.18→0.36t/m <sup>3</sup> に増加させる .
	—
	2 ステップ目に変更されるデータの終了を意味するブランク行
.	
.	途中省略
.	
4, 1,	— 9 ステップ目に変更される MATE データ .
0, 6000. 0, 0. 333, 1. 620, 2,	単位体積重量 $\gamma$ を 1.44→1.62t/m <sup>3</sup> に増加させる .
	—
	9 ステップ目に変更されるデータの終了を意味するブランク行
4, 1,	— 10 ステップ目に変更される MATE データ .
0, 6000. 0, 0. 333, 1. 800, 2,	単位体積重量 $\gamma$ を 1.62→1.80t/m <sup>3</sup> に増加させる .
	—
	10 ステップ目に変更されるデータの終了を意味するブランク行
END	

b) 盛土を分布荷重で与える場合 (入力データ: 付録 B2, ex22. dat)

[コントロールカード: FEAP]

分布荷重 DIST を 1 つの荷重 ~ 時間関係 PROP で制御する場合は, 入力データの先頭にあるコントロールカード (p.12) の境界条件制御数 NFORC の値を 1 と変更する.

[分布荷重コマンド: DIST]

**GeoFem マニュアル参照ページ: p.90 ~ p.92**

DIST コマンドでは分布荷重を作用させる節点および荷重を指定する. その入力フォーマットは以下に示す通りである.

```

++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0
DIST
左節点(5), 中間節点(5), 右節点(5), 積分次数(5), x 方向荷重(10*3), y 方向荷重(10*3)

```

図-2.14 に示すような分布荷重の場合, 具体的な入力データは以下のようなになる.

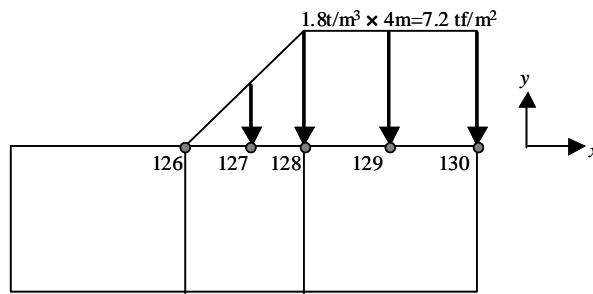


図-2.14 分布荷重

```

++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0
DIST
126 128 127 0 0.00000 0.00000 0.00000 0.00000 -7.20000 -3.60000
128 130 129 0 0.00000 0.00000 0.00000 -7.20000 -7.20000 -7.20000

```

[荷重 ~ 時間関係: PROP]

**GeoFem マニュアル参照ページ: p.103 ~ p.104**

DIST で与えられる分布荷重の時間変化は PROP データによって与える. 計算命令語 PROP を命令語 INIT の後などに記述し, 荷重 ~ 時間関係の関数データを読み込む.

PROP の関数データは END の次に書かれた初期応力データ INIT の後に記述する. 入力フォーマットは以下に示す通りである.

```

++++5++++0++++5++++0++++5++++0
k, n, tmin, tmax, A1, A2, A3, A4, A5,

```

ここに, PROP は以下の関数で与えられる.

$$PROP = A1 + A2 \times t + A3 \times \sin^n(A4 \times t + A5)$$

$$t < tmin \text{ のとき } PROP = 0, \quad t > tmax \text{ のとき } PROP = PROP_{t=tmax}$$

k はテーブル形式の入力の際に必要な数値で, 上式に従う場合は k=0 とする.

なお, 分布荷重の値は, DIST で与えた値と上式で計算される PROP の積で与えられる.

本例題では 10day で最大荷重  $7.2\text{tf/m}^2$  となるようにデータを作成する。DIST の入力値に最大荷重  $7.2\text{tf/m}^2$  記入しているから、 $t=10\text{day}$ (10 ステップ目)のときに  $\text{PROP}=7.2\text{tf/m}^2$  となるためには、 $\text{PROP}_{t=t_{\max}}$  が  $t_{\max}=10$  の時に  $\text{PROP}_{t=t_{\max}}=1.0$  となればよい。したがって、 $\text{PROP}=0.1 \times t$ ,  $t_{\min}=0$ ,  $t_{\max}=10$  とすればよく、実際の入力は以下の通りである。

++++5++++0++++5++++0++++5+++		
END		入力データの終了宣言
MACR		計算開始
INIT		初期応力データの読み込み宣言
PROP	1.0	荷重～時間関係データの読み込み宣言，1.0 は必ず記入する。
DT	1.0	時間ステップ， $t = 1.0\text{day}$
LOOP	10.0	ー 載荷工程：10 ステップ (10day) の計算
NTIM		LOOP する毎に新しい時刻へセットする
FORM		外力と残差ベクトルの計算
TANG		剛性マトリックスの計算
SOLV		未知変位ベクトルの計算
INCR		計算された節点変位と要素応力を新しい値に変化させる
STRE	1.0	出力コマンド：log ファイルへ応力を出力，1 ステップ毎
DISP	1.0	log ファイルへ変位を出力，1 ステップ毎
STRF	1.0	str ファイルへ応力を出力，1 ステップ毎
DISF	1.0	dsp ファイルへ変位を出力，1 ステップ毎
NEXT		
	.	
	.	途中省略
	.	
7, 0. 0, 0. 0, 0. 0,		INIT データの最後
0, 0, 0. 0, 10. 0, 0. 0, 0. 1,		PROP データ

$t=10\text{day}$  の時に荷重が  $7.2\text{tf/m}^2$  になればよいから、DIST と PROP を以下のように入力しても解析条件は同じである。

++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0+++											
DIST											
	126	128	127	0	0. 00000	0. 00000	0. 00000	0. 00000	-1. 00000	-0. 50000	
	128	130	129	0	0. 00000	0. 00000	0. 00000	-1. 00000	-1. 00000	-1. 00000	

++++5++++0++++5++++0++++5++++0										
	0, 0, 0. 0, 10. 0, 0. 0, 0. 72,	PROP=0. 72 × t								



(9) 計算命令語, 工程の入力

既に解説した部分もあるが, 最後に工程に合わせて計算命令語を順次記入する.

++++5++++0++++5++++0++++5+++		
END		入力データの終了宣言
MACR		計算開始
INIT		初期応力データの読み込み宣言
DT	1.0	時間ステップ, $t = 1.0\text{day}$
LOOP	10.0	— 載荷工程: 10 ステップ (10day) の計算
NTIM		LOOP する毎に新しい時刻へセットする
CHMT		材料変更コマンド (INIT の後のデータを順次参照)
FORM		外力と残差ベクトルの計算
TANG		剛性マトリックスの計算
SOLV		未知変位ベクトルの計算
INCR		計算された節点変位と要素応力を新しい値に変化させる
STRE	1.0	出力コマンド: log ファイルへ応力を出力, 1 ステップ毎
DISP	1.0	log ファイルへ変位を出力, 1 ステップ毎
STRF	1.0	str ファイルへ応力を出力, 1 ステップ毎
DISF	1.0	dsp ファイルへ変位を出力, 1 ステップ毎
NEXT		↓
DT	2.0	時間ステップ, $t = 2.0\text{day}$
LOOP	25.0	— 放置: 25 ステップ (50day) の計算
NTIM		LOOP する毎に新しい時刻へセットする
FORM		外力と残差ベクトルの計算
TANG		剛性マトリックスの計算
SOLV		未知変位ベクトルの計算
INCR		計算された節点変位と要素応力を新しい値に変化させる
STRE	1.0	出力コマンド: log ファイルへ応力を出力, 1 ステップ毎
DISP	1.0	log ファイルへ変位を出力, 1 ステップ毎
STRF	1.0	str ファイルへ応力を出力, 1 ステップ毎
DISF	1.0	dsp ファイルへ変位を出力, 1 ステップ毎
NEXT		↓
DT	20.0	時間ステップ, $t = 20\text{day}$
LOOP	49.0	— 放置: 49 ステップ (980day) の計算
NTIM		LOOP する毎に新しい時刻へセットする
FORM		外力と残差ベクトルの計算
TANG		剛性マトリックスの計算
SOLV		未知変位ベクトルの計算
INCR		計算された節点変位と要素応力を新しい値に変化させる
STRE	2.0	出力コマンド: log ファイルへ応力を出力, 2 ステップ毎
DISP	2.0	log ファイルへ変位を出力, 2 ステップ毎
STRF	2.0	str ファイルへ応力を出力, 2 ステップ毎
DISF	2.0	dsp ファイルへ変位を出力, 2 ステップ毎
NEXT		↓
END		計算終了. 以下, 初期応力データ (INIT), 材料変更データ (CHMT) が続く.

## 2.3 解析実行とエラーチェック

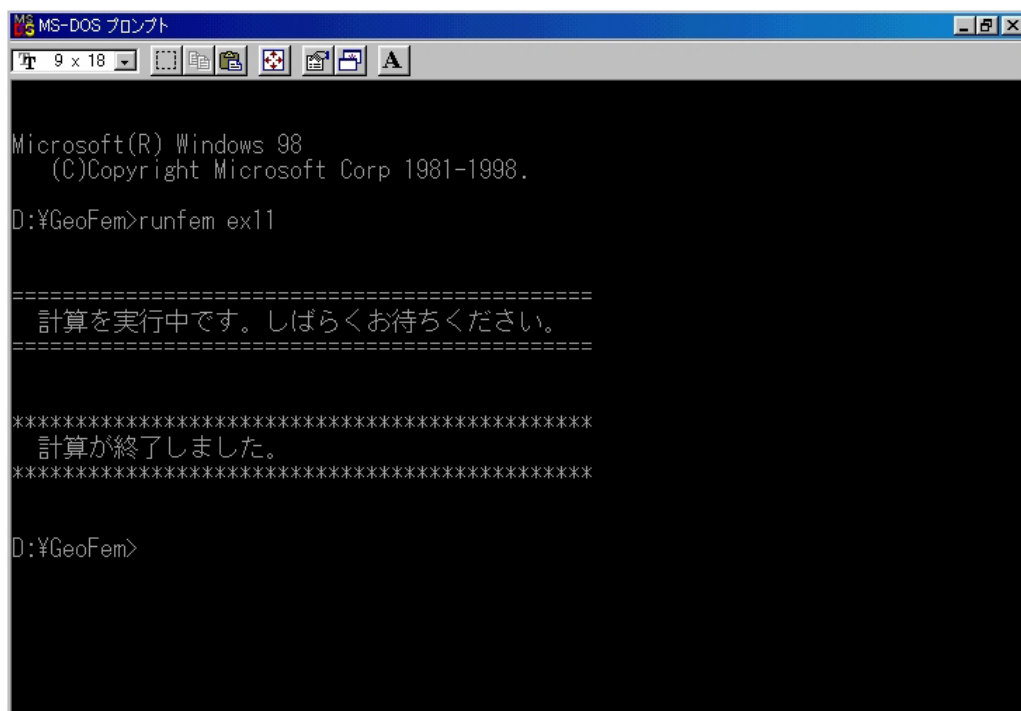
### (1) MS-DOS プロンプトによる解析実行方法

**GeoFem マニュアル参照ページ：p.119～p.120**

GeoFem プログラムは、GeoFem.exe という実行プログラムと runfem.bat というバッチプログラムで供給され、プログラムの実行は MS-DOS コマンドプロンプト上で行う。GeoFem.exe をインストールした任意のディレクトリにてバッチプログラム runfem を実行することによって解析が行われる。その実行方法は、以下の通りである。

D:¥GeoFem>runfem 解析ファイル名（拡張子を付けない）

解析実行画面例を図-2.15 に示す。



```
Microsoft(R) Windows 98
(C)Copyright Microsoft Corp 1981-1998.

D:¥GeoFem>runfem ex11

=====
計算を実行中です。しばらくお待ちください。
=====

*****
計算が終了しました。
*****

D:¥GeoFem>
```

図-2.15 解析実行例

## (2) バッチファイルの活用

GeoFem プログラムに付属のオリジナルのバッチファイル (runfem. bat) は以下のような内容になっている .

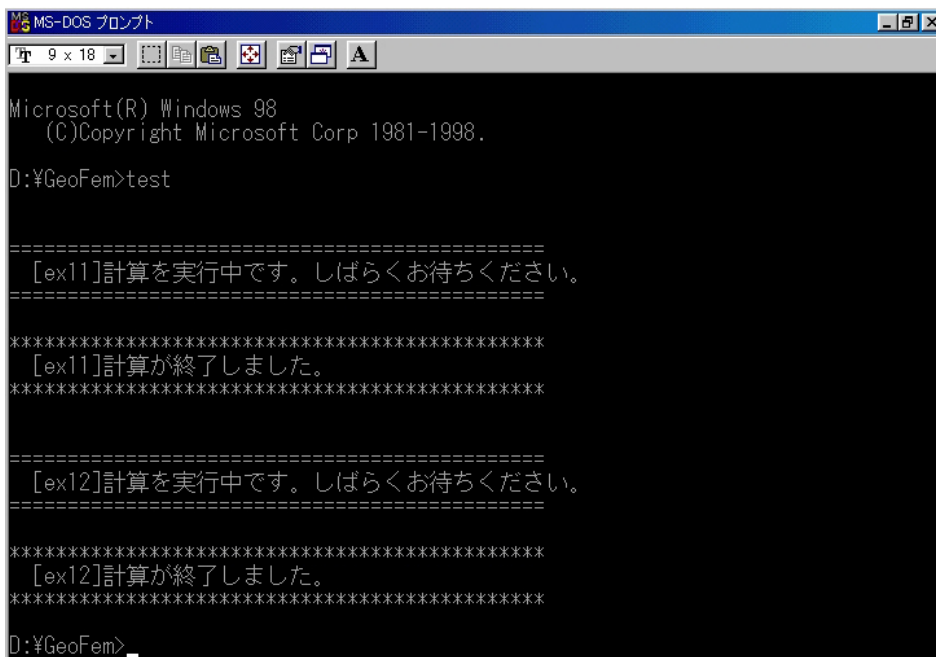
```
[runfem. bat]
@echo off
echo %1 > %1. tem632
copy %1. tem632+%1. dat %1. tmp967 > temp98703215. tmp956
echo.
echo.
echo =====
echo   計算を実行中です。しばらくお待ちください。
echo =====
GeoFem < %1. tmp967 > %1. log
del %1. tem632
del %1. tmp967
del temp98703215. tmp956
echo.
echo.
echo *****
echo   計算が終了しました。
echo *****
echo.
echo.
```

このバッチファイルをコピーして ,ファイル内容を自由に編集することによりユーザー自身のバッチファイルを作成することが可能である .

例えば , ex11. dat と ex12. dat の 2 つの解析データを連続して実行する場合のバッチファイル (ファイル名 : test. bat ) を作成した例を次頁に挙げる . 基本は [%1] の部分に解析ファイル名を入れることである . メッセージの部分も自由に編集して良い . 実行方法は ,

```
D:¥GeoFem>test
```

解析実行画面を図-2. 16 に示す .



```
MS-DOS プロンプト
Microsoft(R) Windows 98
(C)Copyright Microsoft Corp 1981-1998.
D:¥GeoFem>test

=====
[ex11]計算を実行中です。しばらくお待ちください。
=====
*****
[ex11]計算が終了しました。
*****

=====
[ex12]計算を実行中です。しばらくお待ちください。
=====
*****
[ex12]計算が終了しました。
*****
D:¥GeoFem>
```

図-2. 16 解析実行例 (バッチファイル : test. bat)

## [test.bat]

```
@echo off
echo.
echo ex11 > ex11.tem632
copy ex11.tem632+ex11.dat ex11.tmp967 > temp98708015.tmp956
echo.
echo =====
echo [ex11]計算を実行中です。しばらくお待ちください。
echo =====
GeoFem < ex11.tmp967 > ex11.log
del ex11.tem632
del ex11.tmp967
del temp98708015.tmp956
echo.
echo *****
echo [ex11]計算が終了しました。
echo *****
echo.
echo ex12 > ex12.tem632
copy ex12.tem632+ex12.dat ex12.tmp967 > temp98708015.tmp956
echo.
echo =====
echo [ex12]計算を実行中です。しばらくお待ちください。
echo =====
GeoFem < ex12.tmp967 > ex12.log
del ex12.tem632
del ex12.tmp967
del temp98708015.tmp956
echo.
echo *****
echo [ex12]計算が終了しました。
echo *****
echo.
```

### (3) エラーの解決法

GeoFem 付属マニュアル<sup>1)</sup>はエラー内容やその解決法について解説していない。しかし、データの入力ミスなど基本的なミスによるエラーは、ログファイル (\*.log) を見ることによって解決できるものが多い。

ログファイルの出力内容は、[GeoFem マニュアル：p.121～p.133](#)に示されるとおりである。ユーザーは、解析終了後にまずログファイルを見て（ファイルサイズが大きいため MIFES などの大容量対応のテキストエディタを使用することを推奨する）、計算条件、要素情報、節点情報、境界条件、荷重条件、材料情報、計算命令語、初期応力情報、荷重～時間関係等が入力データ通り読み込まれているかどうかを確認する必要がある。入力データに誤記述があると、ログファイルはそれ以前の正常に読み込まれたデータまでは出力しているので、これを元にエラーの原因を解決できる。

しかし、図-2.15 に示したメッセージ画面のように一見、無事に計算が終了したかのように見えても、実際は入力データが不完全で計算が行われていない場合が多々ある。したがって、解析を行った後は必ずログファイルを見て、最終ページに出力される以下のメッセージを確認する必要がある。LLM が出力されている場合は、計算は発散せずに終了していると考えて良い。

[ログファイルの最後に出力されるメッセージ]

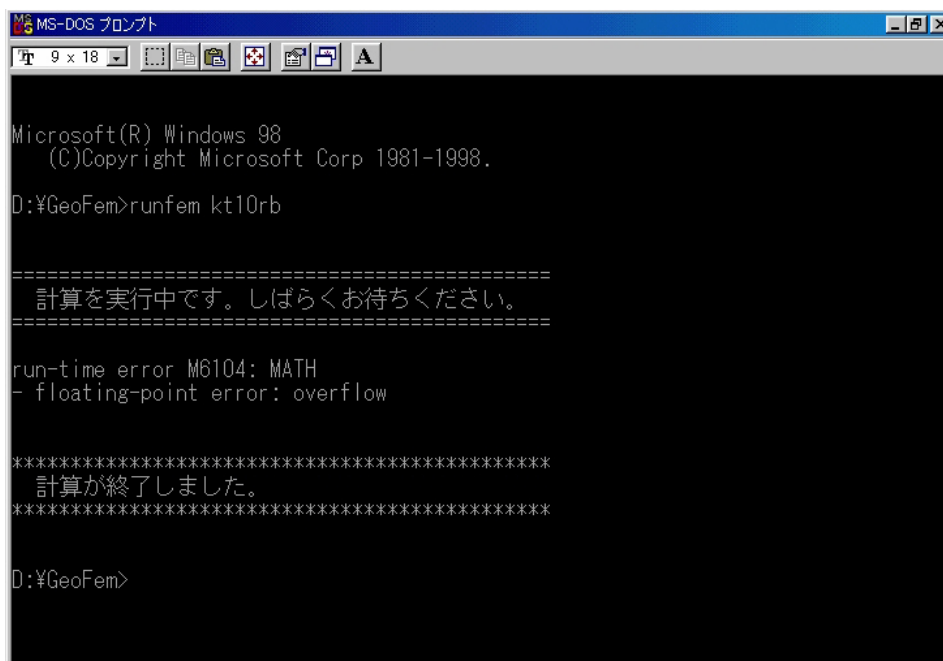
---

```
MINIMUM SIZE OF LLM IS =      19355
```

---

```
Stop - Program terminated.
```

図-2.17 のようなメッセージ画面が現れた場合は、弾塑性計算の収束性の問題等によって解析途中で計算が発散し、異常終了している。このような場合は一般的にログファイルを見ても解決できず、解析パラメータや要素分割、時間ステップ等を再検討する必要がある。



```
MS-DOS プロンプト
Microsoft(R) Windows 98
(C)Copyright Microsoft Corp 1981-1998.
D:\GeoFem>runfem kt10rb

=====
  計算を実行中です。しばらくお待ちください。
=====

run-time error M6104: MATH
- floating-point error: overflow

*****
  計算が終了しました。
*****

D:\GeoFem>
```

図-2.17 計算が異常終了したときのメッセージ

入力データを誤入力したときのメッセージ画面例について説明する。

例えば前述の例題 1 (ex11.dat) の入力データにおいて、コントロールカードの材料数 (NMAT) を誤って「6」と記述したとしよう (正しくは7である)。このとき、ログファイルの最後は以下のようになる。すなわち、プログラムは初期応力 (INIT) の読み込み後のところで異常終了し、実際には計算を行っていない。ユーザーはログファイルの最後の情報を元にデータの誤りの箇所を推測しなければならない。入力データには、7番目の初期応力データも記述されており、コントロールデータで宣言している材料数は「6」であるため、7番目の初期応力データは CHMT の最初のデータとして読み込まれてしまう。これは、あり得ない要素種類番号「0」であるためエラーとなるのである。

[コントロールデータの材料数を誤記述した場合(1)]

```
MATERIAL NO. 6
  PV = .00000E+00 + .00000E+00 * Y , KOV = .000
  PY = .00000E+00 + .00000E+00 * Y , KOY = .000
**FATAL ERROR 04** ELEMENT CLASS NUMBER 0 INPUT
Stop - Program terminated.
```

別の例として、同じく例題 1 (ex11.dat) の入力データにおいて、コントロールカードの材料数 (NMAT) を誤って「8」と記述したとしよう (正しくは7である)。このとき、ログファイルの最後は以下のようになっている。上の例と異なり、プログラムは材料定数の読み込みのところで異常終了している。すなわち、7番目の材料定数の後の空白行を8番目の材料定数として読み込もうとしたために起こったエラーである。

[コントロールデータの材料数を誤記述した場合(2)]

```
MATERIAL SET 7 FOR ELEMENT TYPE 4

TWO DIMENSIONAL JOINT ELEMENT
LINEAR ELASTIC MATERIAL
  E (S)          = .100000E-02
  E (N)          = .100000E+07
  INTEGRATION ORDER = 2

MATERIAL SET 0 FOR ELEMENT TYPE 0

**FATAL ERROR 04** ELEMENT CLASS NUMBER 0 INPUT
Stop - Program terminated.
```

この2つの例を見てわかるように、ログファイルのエラーメッセージとエラーが生じている場所によって、単純なミスによるエラーは概ね解消できる。

#### (4) 入力データ作成時の一般的注意事項

GeoFem 入力データの作成段階において、初歩的な入力ミスによるエラーを回避するための一般的注意事項を以下に挙げる。

##### [入力フォーマットは2種類]

入力フォーマットは、規定カラム数による入力とカンマ(,)区切りによる入力をサポートしている。どちらを用いるかはユーザーの好みであるが、規定カラム数による入力を行う場合は、必ず規定カラム数の範囲で入力する必要がある。ほとんどのカードは5カラムもしくは10カラムで入力するようになっている。カンマ区切りによる入力は、このような配慮は不要で簡単な方法だが、材料データ(MATE)などはエディタ上で見づらくなってしまう。

##### [入力データ中の空白行]

入力データに関する命令語(ELEM, COOR, BOUN, STBO, MATE, DIST, DRAI など)とそれに続く各データは任意の順序で入力が可能である。

各命令語の間は2行以上の空白行を入れておかなければならない。3, 4行入れておけば安全である。

入力データ以降(入力データの終了宣言ENDより後)の計算命令語(MACR~)は、空白行なしで連続入力しなければならない。

計算命令語以降(計算の終了宣言ENDより後)に記述する計算に必要な入力(初期応力, 荷重~時間関係, 材料変更データ, 抽出節点)も空白行なしの連続入力である。入力は、1)初期応力, 2)抽出節点, 3)荷重~時間関係, 4)材料変更データの順序でなければならない。

ただし、CHMTによる材料変更データは、材料データ(MATE)と同じく4行で1セットのデータである。5行目に空白行がある場合は、次の解析ステップへ移ることを意味する。5行目に別の材料変更データがある場合は、同じ解析ステップで同時に材料変更が行われる。

##### [数値とフラグの違い]

数値として入力するデータは、小数点を含めて記入しなければならない。例えば弾性係数 $E=1000\text{tf/m}^2$ をMATEに記述するときは「1000.00」などとする。数値がゼロの場合も必ず「0.0」とする。

フラグとして入力するデータは、「0」、「1」、「2」などの文字入力でよい。例えば積分次数NIを2とするときには、「2」でよい。境界条件の入力フラグも「0」or「1」でよい

##### [初期応力データ]

GeoFem マニュアル p.95~p.96 に解説されているように、INIT コマンドで初期応力分布を与えた場合は、MATE の中で単位体積重量  $\gamma$  を与えてはいけない。その逆についても同様のことを守らなければいけない。ただし、掘削解析を行う場合(EXCA コマンドがある場合)には、INIT と MATE の両方を入力する必要がある。

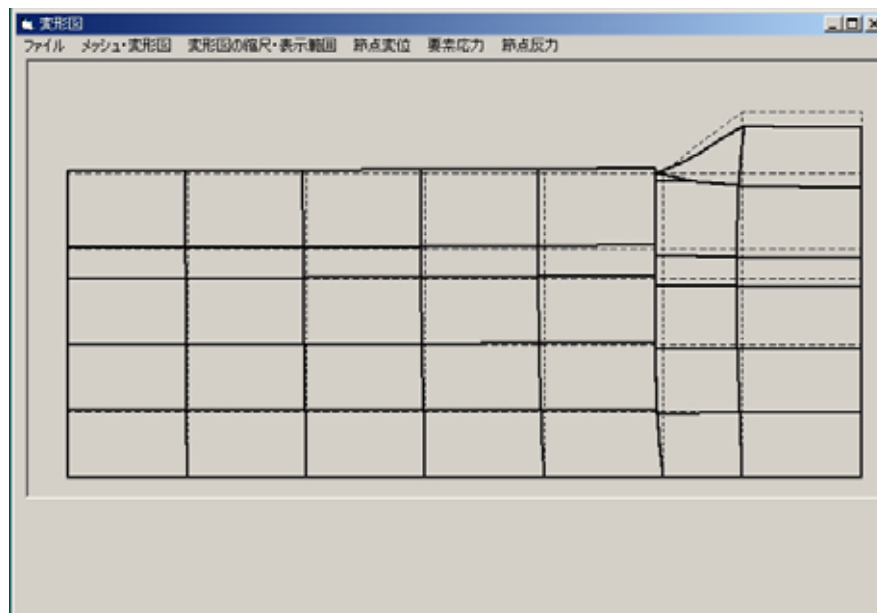
初期応力解析が正常に行われているかどうかを確認するために、計算命令語 INIT の後に出力命令語(STRE, DISP, STRF, DISF)を記述することを推奨する。タイムステップ  $t=0\text{day}$  (初期応力状態)の応力値が出力される。

##### [入力データの確認]

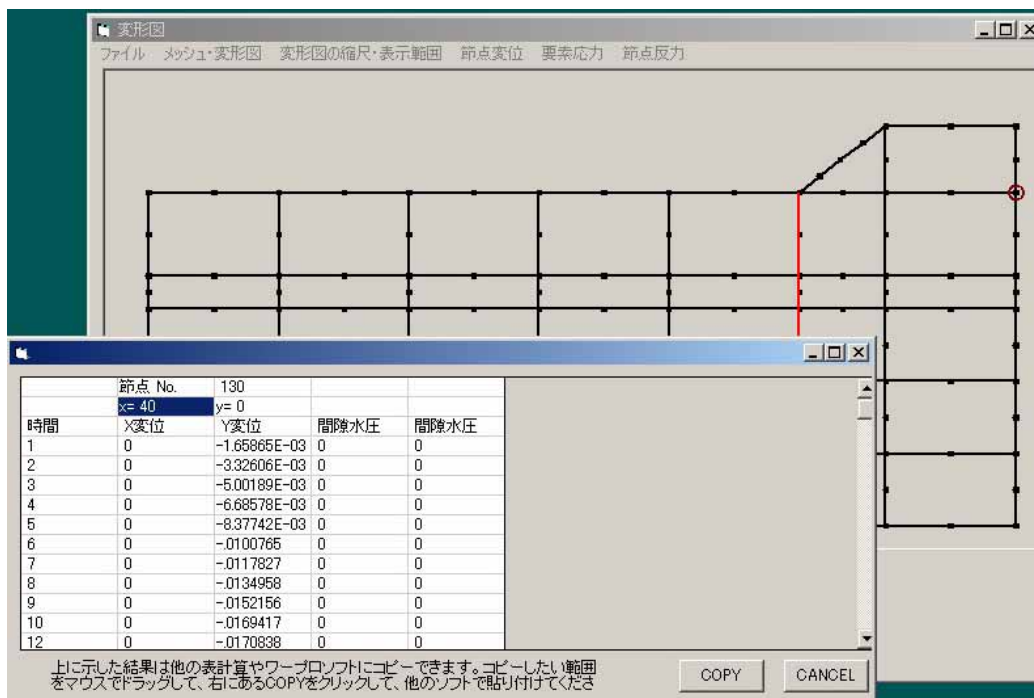
前節でも述べたように、入力データが正常に読み込まれているかどうかを必ずログファイルで確認する。

## 2.4 解析結果の出力方法

解析結果の出力方法は図-2.1 に示したとおりである。2D-Consoil のポストプログラムが強力な出力ツールであるが、2D-Consoil を所有していない場合も、GeoFem 購入者に対して(財)沿岸開発技術センターより無料配布されたプログラム Fem3 を用いれば、ある程度の出力が可能である。図-2.18 に Fem3 による出力例を示す。



(a) 変形図 (例題)



(b) 任意点の変位値の表出力

図-2.18 Fem3 による出力例



### 第3章 事例1 ～盛土築造時における地盤変形解析～

#### 3.1 一次元弾性モデルによる一次元圧密沈下解析

弾性モデルによる GeoFem 圧密沈下解析解と Terzaghi の一次元圧密理論解との比較を行う。Terzaghi の一次元圧密理論は、1)一定荷重作用時（瞬時載荷）、2)漸増荷重作用時の場合に比較的簡単に理論解が求められるので、これらの載荷条件について比較を行う。

##### (1) 解析モデル

図-3.1 に解析モデル図を示す。層厚 20m の粘土層単層モデルで両端排水条件とした。載荷重は  $p=9.0\text{tf/m}^2$  とし（5m の盛土相当、 $1.8\text{tf/m}^3 \times 5\text{m}=9.0\text{tf/m}^2$ ）、漸増載荷の場合の載荷速度は  $0.1\text{m/day}$  とした。表-3.1 に解析に必要な土質パラメータの一覧を示す。

GeoFem 入力データの詳細は付録 B3、付録 B4 に示した。B3 (ex31a.dat) は瞬時載荷の場合、B4 (ex31b.dat) は漸増載荷の場合の入力データである。

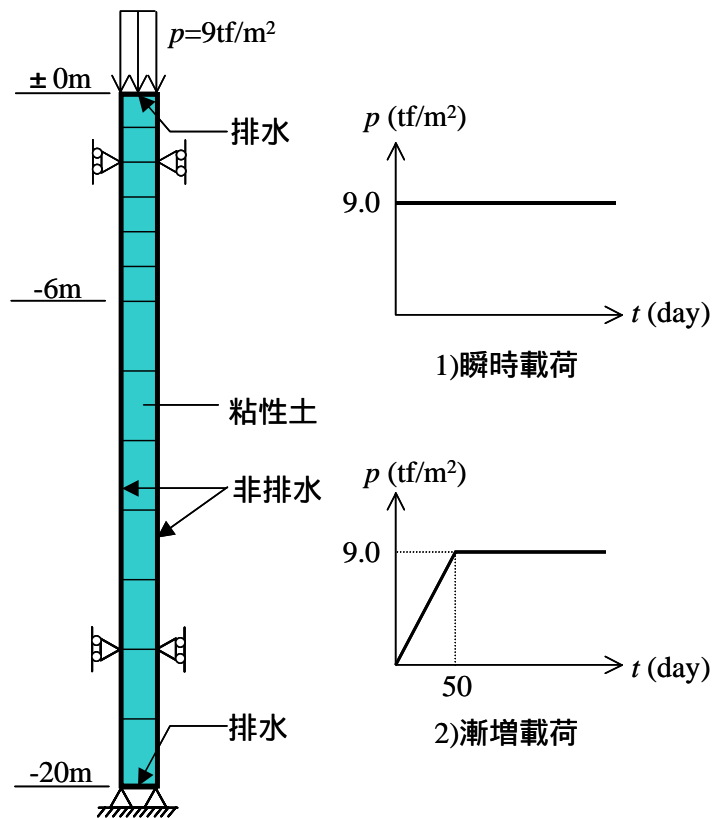


図-3.1 解析モデル

表-3.1 土質パラメータ（弾性圧密解析）

地層名	単位体積重量 $\gamma'$ ( $\text{t/m}^3$ )	弾性係数 $E_s$ ( $\text{tf/m}^2$ )	ポアソン比 $\nu$	圧密係数 $c_v$ ( $\text{m}^2/\text{day}$ )
粘性土	0.6	300	0.333	0.015

(2) Terzaghi の 1 次元圧密理論

(a) 圧密方程式

Terzaghi の一次元圧密方程式は、以下の式で表される。

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (3.1)$$

$$c_v = \frac{k}{\gamma_w m_v} \quad (3.2)$$

$c_v$  は圧密係数で、Terzaghi の一次元圧密理論では  $c_v = \text{一定}$  ( $k, m_v = \text{一定}$ ) である。

(b) 一定荷重に対する解

図-3.2 のような厚さ  $2H$  の粘土層の一定荷重 ( $p_0$ ) による圧密を、下端 ( $z=0$ ) で非排水、上端 ( $z=H$ ) で排水、 $t=0$  で  $u(z,0) = f(z)$  の初期条件で解く。

一定荷重  $p_0$  に対しては、 $u(z,0) = p_0$  であり、Fourier 級数による間隙水圧の理論解は次式で表される。

$$u = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{2p_0}{a_n} \sin(a_n \frac{z}{H}) \cdot \exp(-a_n^2 T_v) \quad (3.3)$$

ここに、

$$a_n = \frac{2n+1}{2} \pi$$

$$T_v = \frac{c_v t}{H^2} : \text{時間係数}$$

また、圧密度  $U(T_v)$  は次式で表される。

$$U(T_v) = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{n=0}^{\infty} \frac{1}{(2n+1)^2} \exp(-a_n^2 T_v) \quad (3.4)$$

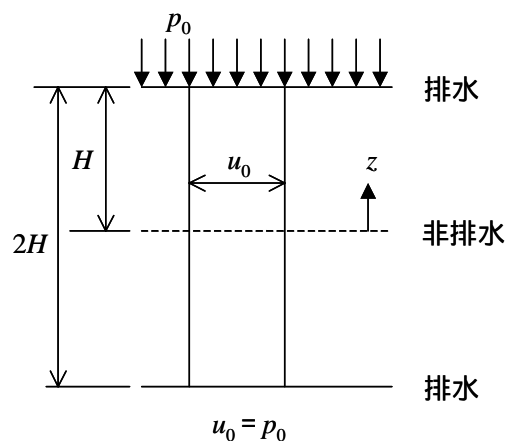


図-3.2 初期間隙水圧分布

[理論値の計算]

最終沈下量  $S_f$

体積圧縮指数  $m_v$  は弾性係数  $E_s$  とポアソン比  $\nu$  を用いて以下のように定義される .

$$\frac{1}{m_v} = \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} E \quad (3.5)$$

また , 一次元圧密の最終沈下量  $S_f$  は , 次式で計算される .

$$S_f = m_v \times p_0 \times 2H \quad (3.6)$$

ここに ,  $p_0$  は鉛直方向有効応力増分 ,  $2H$  は粘土層厚さである .

図-3.1 の解析条件 ( $E_s=300 \text{ tf/m}^2$  ,  $\nu=0.333$ ) より ,

$$m_v = 2.23 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{tf}$$

$$S_f = 2.23 \times 10^{-3} \times (1.8 \times 5) \times 20 = 0.401 \text{ m}$$

となる .

$U-T_v$  図, 過剰間隙水圧

式(3.4)から , 時間係数  $T_v$  ~ 圧密度  $U$  関係を求めた結果を図-3.3 に示す . なお , 計算においては  $n=8$  までを計算した .

任意時間の沈下量  $S$  は次式で計算される .

$$S = S_f \cdot U(T_v) \quad (3.7)$$

$c_v=0.015\text{m/day}$  に対する時間 ~ 沈下曲線を計算した結果を図-3.4 に示す .

式(3.3)から , 過剰間隙水圧の深度分布を求めた結果を図-3.5 に示す . なお , 計算においては  $n=8$  までを計算した .

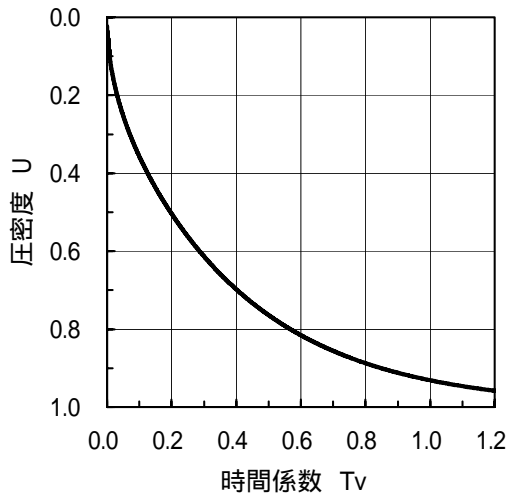


図-3.3  $U-T_v$  図

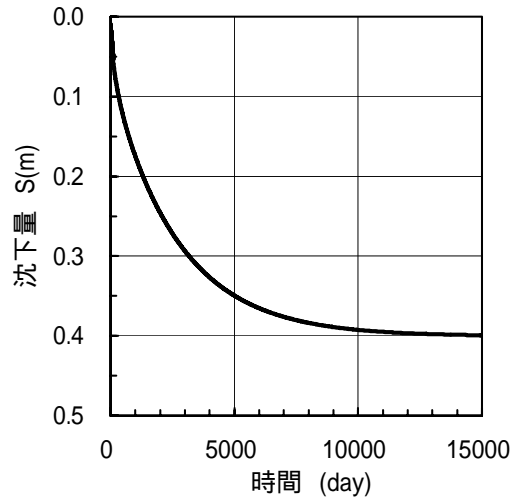


図-3.4 時間～沈下曲線（理論値）

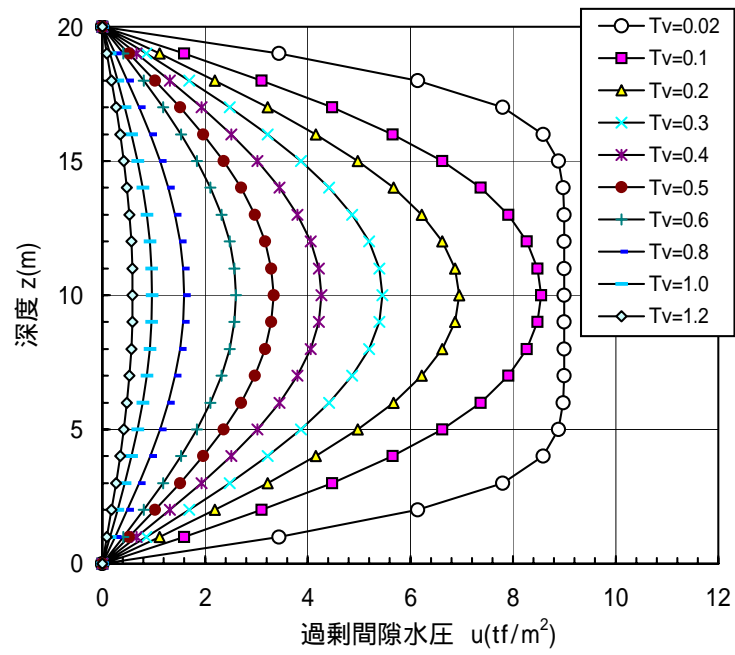


図-3.5 過剰間隙水圧分布（理論値）

(c) 漸増荷重に対する解

荷重の載荷速度が 0.1m/day の場合を考える．載荷終了時間  $t_1$  は 50day である．

漸増荷重に対しては Stokes による解法を利用する． $0 \leq t \leq t_1$  の間の圧密度  $U(T_v)$  は次式で表される．

$$U(T_v) = \frac{T_v}{T_{v1}} \left[ 1 - \frac{32}{T_v \pi^4} \sum_{n=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{n^4} \left\{ 1 - \exp\left( -\frac{n^2 \pi^2}{4} T_v \right) \right\} \right] \quad (3.8)$$

ここに、 $T_{v1} = \frac{c_v t_1}{H^2}$

式(3.8)より求めた時間～沈下曲線を図-3.6 に示す．式(3.8)の計算においては  $n=13$  までを計算した．  
 なお、 $t > t_1$  の圧密度は式(3.4)により求めた値を  $t_1$  からプロットしたものである．

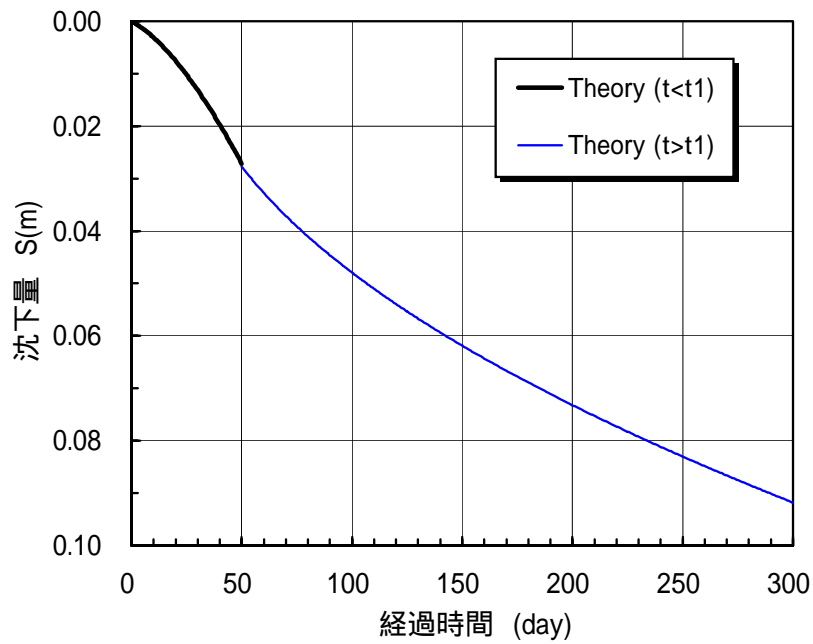


図-3.6 時間～沈下曲線（漸増荷重理論値）

(3) 瞬時載荷に対する GeoFem 解析解と Terzaghi 理論解の比較

図-3.7 および表-3.2 は GeoFem による地表面沈下量と Terzaghi の一次元圧密理論解を比較したものである。図-3.8 および表-3.3 は過剰間隙水圧の深度分布を比較したものである。

これらより GeoFem 解析解は Terzaghi 理論解と一致していることがわかる。

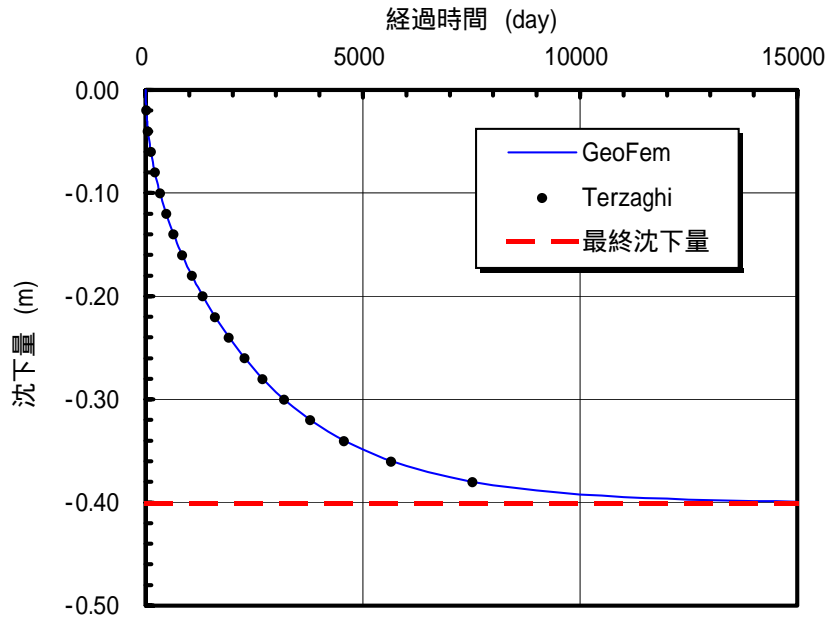


図-3.7 沈下量に対する GeoFem と理論値の比較 (瞬時載荷)

表-3.2 GeoFem と理論値の比較 (瞬時載荷)

圧密度 (%)	時間係数	経過時間 (日)	沈下量 (m)	
			Terzaghi 理論解	GeoFem 解析解
5	0.002	13	0.0200	0.0199
10	0.008	52	0.0400	0.0400
15	0.018	118	0.0601	0.0602
20	0.031	209	0.0801	0.0801
25	0.049	327	0.1001	0.1002
30	0.071	471	0.1201	0.1202
35	0.096	641	0.1402	0.1402
40	0.126	840	0.1602	0.1605
45	0.159	1060	0.1802	0.1802
50	0.197	1313	0.2002	0.2004
60	0.286	1907	0.2403	0.2402
70	0.403	2687	0.2803	0.2804
80	0.567	3780	0.3204	0.3203
90	0.849	5653	0.3604	0.3604
最終沈下量			0.4005	

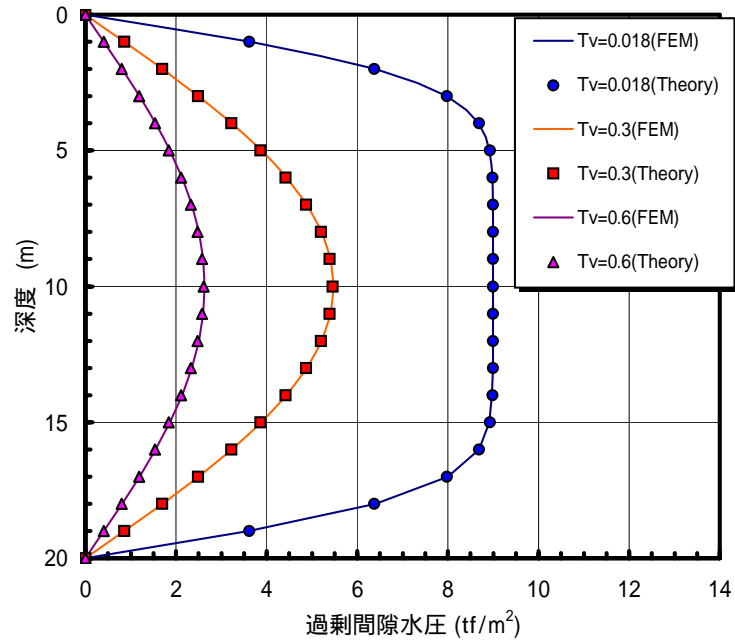


図-3.8 過剰間隙水圧に対する GeoFem と理論値の比較（瞬時載荷）

表-3.3 過剰間隙水圧に対する GeoFem と理論値の比較（瞬時載荷）

深度(m)	Tv=0.018		Tv=0.30		Tv=0.60	
	理論値	GeoFem	理論値	GeoFem	理論値	GeoFem
1.0	3.617	3.635	0.857	0.861	0.408	0.412
2.0	6.373	6.391	1.693	1.701	0.806	0.815
3.0	7.975	7.979	2.486	2.498	1.184	1.197
4.0	8.685	8.677	3.218	3.232	1.533	1.550
5.0	8.924	8.915	3.869	3.885	1.844	1.864
6.0	8.986	8.979	4.424	4.442	2.109	2.133
7.0	8.998	8.994	4.870	4.888	2.323	2.349
8.0	9.000	8.995	5.196	5.215	2.480	2.507
9.0	9.000	8.996	5.394	5.414	2.575	2.604
10.0	9.000	8.996	5.461	5.481	2.607	2.636
11.0	9.000	8.996	5.394	5.414	2.575	2.604
12.0	9.000	8.994	5.196	5.215	2.480	2.507
13.0	8.998	8.989	4.870	4.888	2.323	2.349
14.0	9.986	8.969	4.424	4.442	2.109	2.133
15.0	8.924	8.916	3.869	3.885	1.844	1.864
16.0	8.685	8.690	3.218	3.232	1.533	1.550
17.0	7.975	7.996	2.486	2.498	1.184	1.197
18.0	6.373	6.402	1.693	1.701	0.806	0.815
19.0	3.617	3.609	0.857	0.861	0.408	0.412

(4) 漸増荷重に対する GeoFem 解析解と Terzaghi 理論解の比較

図-3.9 および表-3.4 は GeoFem による地表面沈下量と Terzaghi の一次元圧密理論解を比較したものである。漸増荷重についても、GeoFem 解析解は理論解と一致していることがわかる。

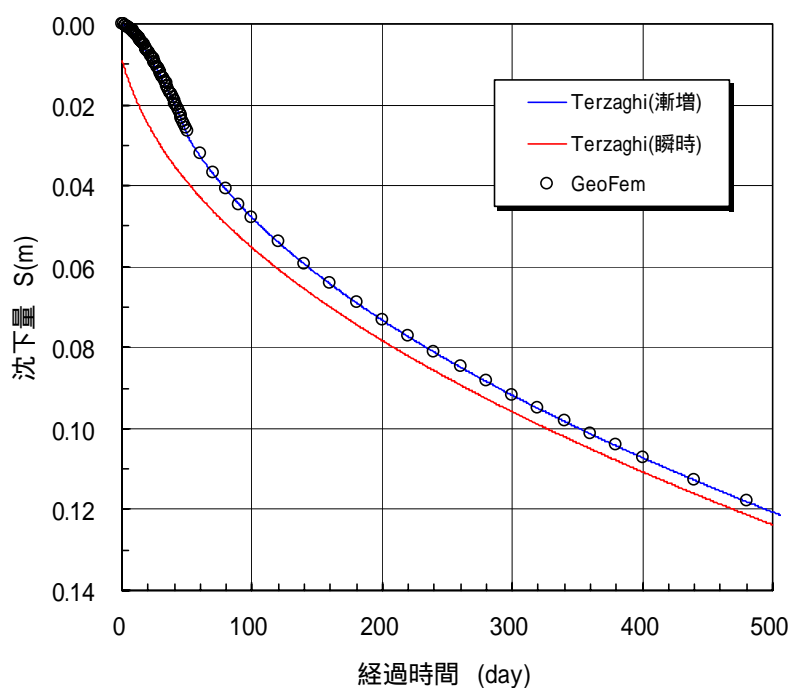


図-3.9 GeoFem と理論値の比較（漸増荷重）

表-3.4 GeoFem と理論値の比較（漸増荷重）

経過時間 (日)	沈下量 (m)	
	Terzaghi 理論解	GeoFem 解析解
10	0.003	0.002
20	0.008	0.007
30	0.013	0.012
40	0.020	0.019
50	0.027	0.026
100	0.048	0.048
300	0.096	0.092
600	0.133	0.132
1000	0.175	0.173
3000	0.294	0.292
5000	0.349	0.348



### 3.2 関口・太田の弾塑性モデルによる一次元圧密沈下解析

関口・太田の弾塑性モデルによる一次元圧密沈下解析を種々の透水係数を想定した地盤に対して行った。

#### (1) 解析モデル

図-3.10 に解析モデル図を示す。メッシュの分割や境界条件は前節と同様である。載荷重は  $p=9.0\text{tf/m}^2$ ，載荷速度は  $0.1\text{m/day}$  とした。表-3.5 に解析に用いた土質パラメータを示す。

解析は透水係数を種々変化させて、沈下や間隙水圧の時間変化の違いについて調べた。表-3.6 に解析ケースを示す。GeoFem 入力データの詳細は付録 B5 (ex32a.dat) に示す。

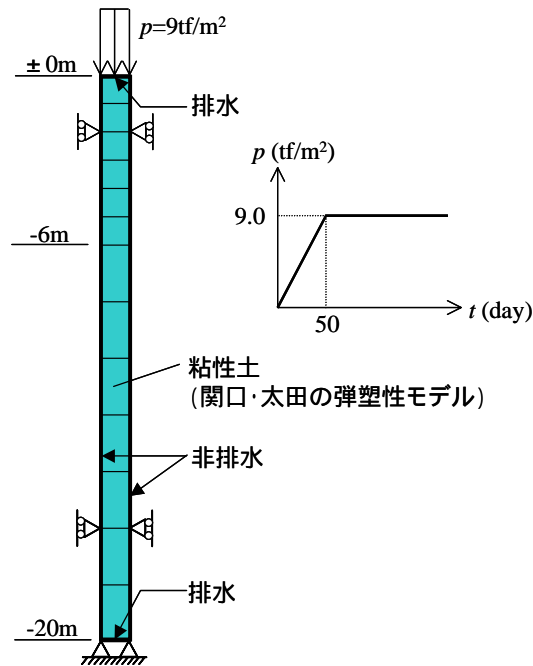


図-3.10 解析モデル

表-3.5 土質パラメータ (関口・太田の弾塑性モデル)

パラメータ	記号	単位	値	備考
限界応力比	M	-	1.50	$\phi'=36.9^\circ$
有効ポアソン比	$\nu'$	-	0.31	$\nu'=K_i/(1+K_i)$
水平方向透水係数	$k_x$	cm/sec	$=k_y$	
鉛直方向透水係数	$k_y$	cm/sec	表-3.6	
先行圧密圧力(圧密降伏応力)	$\sigma_{v0}'$	tf/m <sup>2</sup>	$2+0.6z$	正規圧密粘土を仮定
原位置有効上載圧(初期応力)	$\sigma_{vi}'$	tf/m <sup>2</sup>	$2+0.6z$	
先行時静止土圧係数	$K_0$	-	0.45	正規圧密粘土を仮定
原位置静止土圧係数	$K_i$	-	0.45	
二次圧密係数		-	-	弾塑性モデルのため不要
初期体積ひずみ速度	$\dot{\nu}_0$	/day	-	弾塑性モデルのため不要
先行時間隙比	$e_0$	-	2.43	
透水係数 - 間隙比関数の係数	$\beta$	-	-	$k_x=k_y=\text{const}$ を仮定
圧縮指数	$\lambda$	-	0.353	
膨張指数	$\kappa$	-	0.0353	$\kappa=\lambda/10$ を仮定

表-3.6 解析ケース（透水係数）

Case	透水係数 (cm/sec)	透水係数（入力値） (m/day)	ファイル名	入力データの 説明
3-2-a	$1.0 \times 10^{-7}$	$8.64 \times 10^{-5}$	ex32a.dat	付録 B5
3-2-b	$2.0 \times 10^{-7}$	$1.73 \times 10^{-4}$	ex32b.dat	-
3-2-c	$5.0 \times 10^{-7}$	$4.32 \times 10^{-4}$	ex32c.dat	-
3-2-d	$1.0 \times 10^{-6}$	$8.64 \times 10^{-4}$	ex32d.dat	-
3-2-e	$5.0 \times 10^{-6}$	$4.32 \times 10^{-3}$	ex32e.dat	-
3-2-f	$1.0 \times 10^{-5}$	$8.64 \times 10^{-3}$	ex32f.dat	-

(2) Cc 法による最終沈下量の計算

Cc 法を用いた一次元圧密沈下量  $S_f$  は次式(3.9)で求められる。

$$S_f = \sum_{i=1}^n \frac{C_{ci}}{1+e_{oi}} H_i \log \left( \frac{\sigma_{v0i}' + \Delta\sigma_{vi}}{\sigma_{v0i}'} \right) \quad (3.9)$$

ここで、 $C_{ci}$ ：各層の圧縮指数、 $e_{oi}$ ：各層の初期間隙比、 $H_i$ ：各層の層厚、 $\sigma_{v0i}'$ ：各層の初期応力、 $\Delta\sigma_{vi}$ ：各層の増加応力である。

図-3.10 に示した層分割で沈下量を算定した結果を表-3.7 に示す。なお、圧縮指数および間隙比は  $C_c = 0.434 = 0.813$ 、 $e_0 = 2.43$  である。表-3.7 より Cc 法により算出した最終沈下量は **1.746m** となった。

表-3.7 Cc 法による一次元圧密沈下量

地層 No.	各層層厚 $H_i$ (m)	各層平均深度 $z$ (m)	各層初期応力 $\sigma_{v0i}'$ (tf/m <sup>2</sup> )	各層増加応力 $\Delta\sigma_{vi}'$ (tf/m <sup>2</sup> )	各層沈下量 $d_i$ (m)
1	1.0	0.5	2.3	9.0	0.164
2	1.0	1.5	2.9	9.0	0.145
3	1.0	2.5	3.5	9.0	0.131
4	1.0	3.5	4.1	9.0	0.120
5	1.0	4.5	4.7	9.0	0.110
6	1.0	5.5	5.3	9.0	0.102
7	2.0	7.0	6.2	9.0	0.185
8	2.0	9.0	7.4	9.0	0.164
9	2.0	11.0	8.6	9.0	0.148
10	2.0	13.0	9.8	9.0	0.134
11	2.0	15.0	11.0	9.0	0.123
12	2.0	17.0	12.2	9.0	0.114
13	2.0	19.0	13.4	9.0	0.106
最終沈下量 $S_f =$					<b>1.746</b>

(3) 透水係数に対する感度解析結果

図-3.11 は各解析ケースの地表面沈下量の経時変化を示したものである。上段の図は時間目盛りを0～5000日としたもので、下段の図は0～300日としたものである。

透水係数が  $k=2 \times 10^{-7}$  cm/sec より小さい2つのケースは5000日時点でまだ圧密終了に至っていないが、それ以外のケースでは圧密は終了し、最終沈下量は 1.746m と計算され、GeoFem による解析結果は Cc 法による計算結果と一致した。

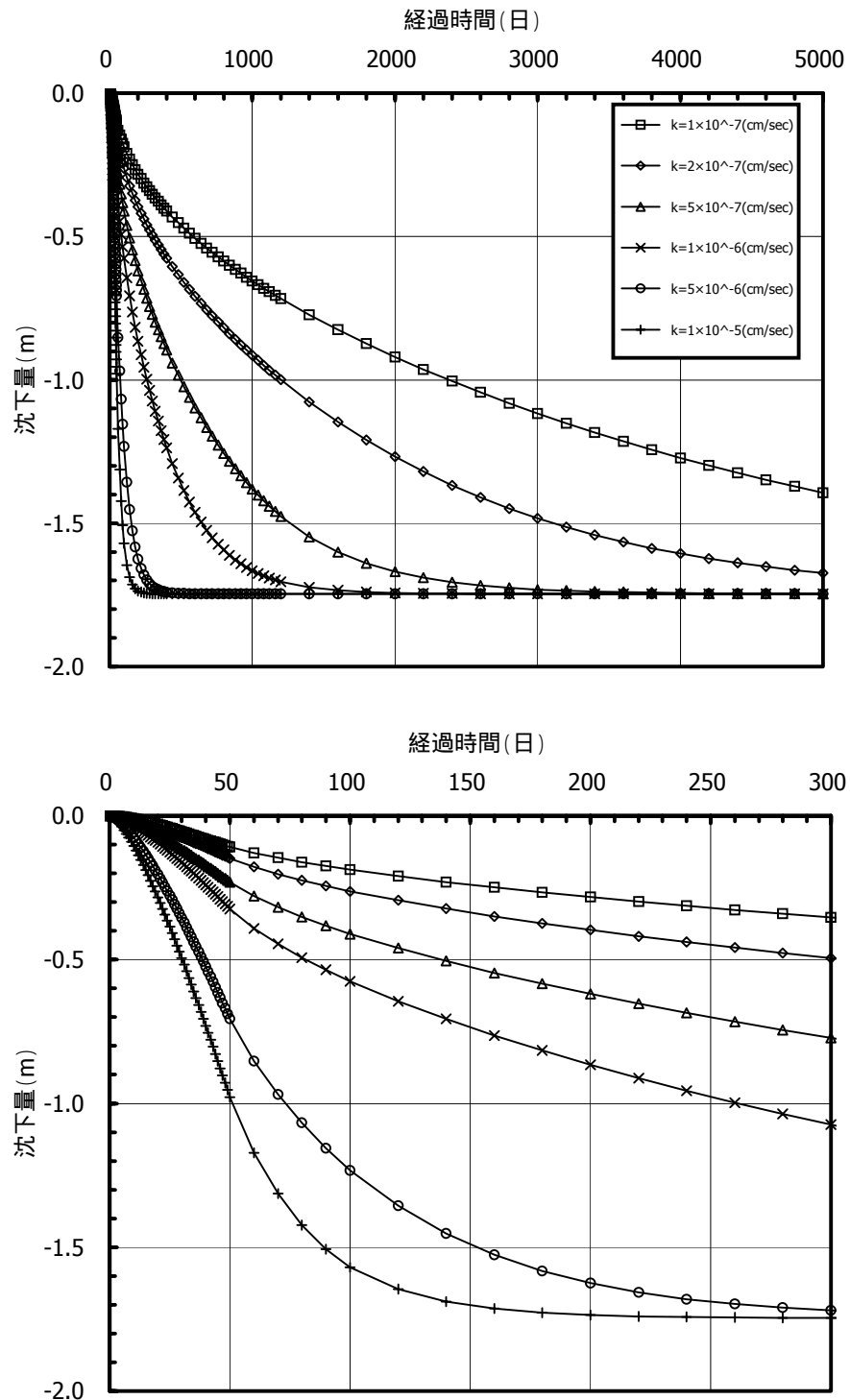


図-3.11 地表面沈下量の経時変化

図-3.12 は各解析ケースの地表面要素 (0 ~ -1m) における過剰間隙水圧の経時変化を示したものである。上段の図は時間目盛りを 0 ~ 5000 日としたもので、下段の図は 0 ~ 300 日としたものである。

設定した解析ケースの中で最も透水性の低い  $k=1 \times 10^{-7}$  cm/sec のケースにおいて、最大  $6 \text{ tf/m}^2$  の過剰間隙水圧が発生し、透水性が高くなるほど過剰水圧の発生が小さくなる様子が見られる。

なお、 $k=1 \times 10^{-7}$  cm/sec のケースは、载荷中 (0 ~ 50 日) の過剰間隙水圧の上昇の仕方がやや不自然な結果であった。これについては次節で考察を行う。

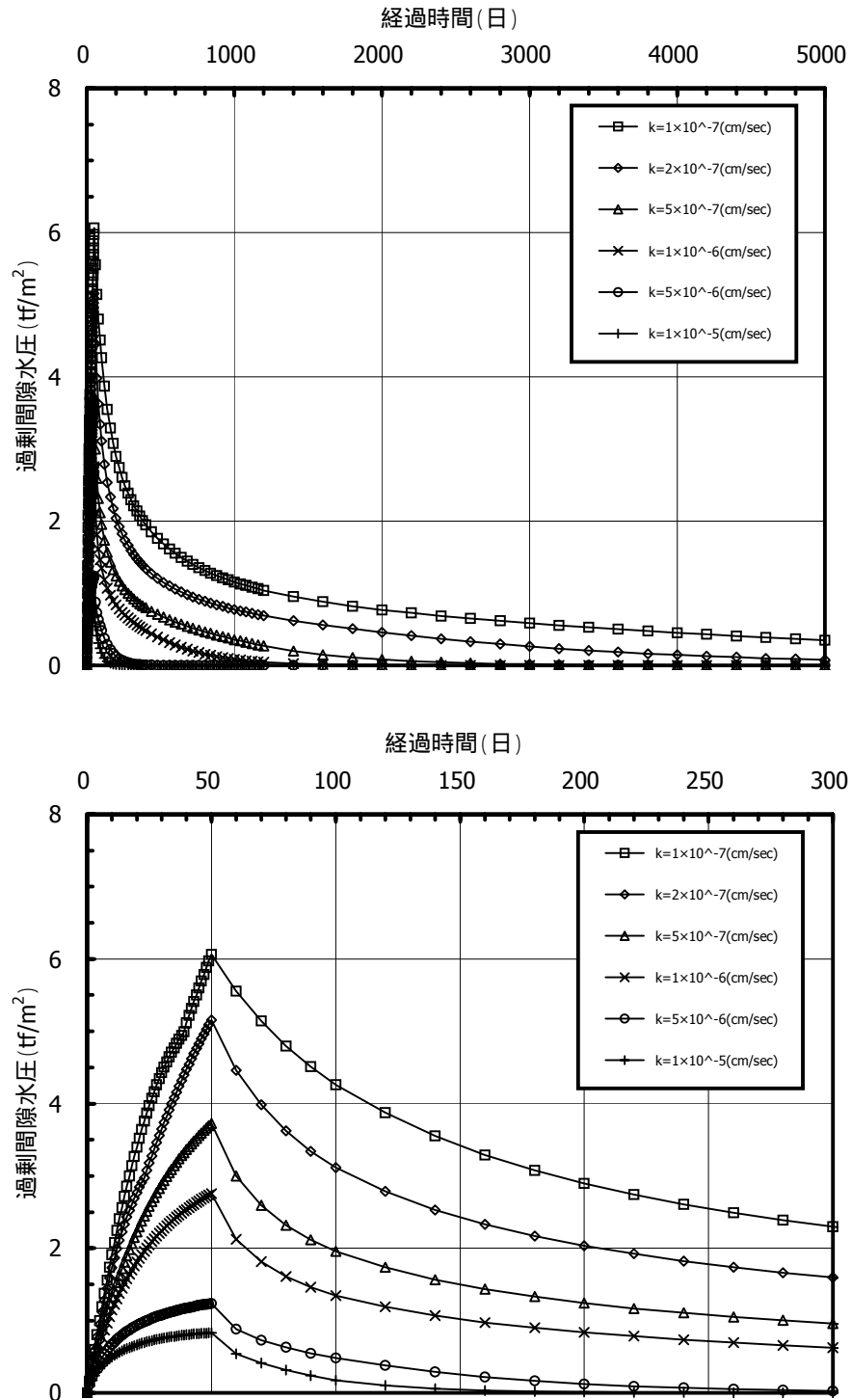


図-3.12 過剰間隙水圧の経時変化

(4) GeoFemの精度に関する考察

図-3.10に示したメッシュ分割による解析では、透水係数が小さい場合に排水面近傍要素の解析精度が悪くなる現象が見られた。そこで、図-3.13に示すように要素分割をさらに1ランク細かくし、メッシュの粗さが解析結果へ及ぼす影響を調べた。ここでは、 $k=1 \times 10^{-7} \text{cm/sec}$ 、 $k=2 \times 10^{-7} \text{cm/sec}$ 、 $k=5 \times 10^{-7} \text{cm/sec}$ の3ケースについて元のメッシュとの比較を行った。解析ケースを表-3.8に示す。

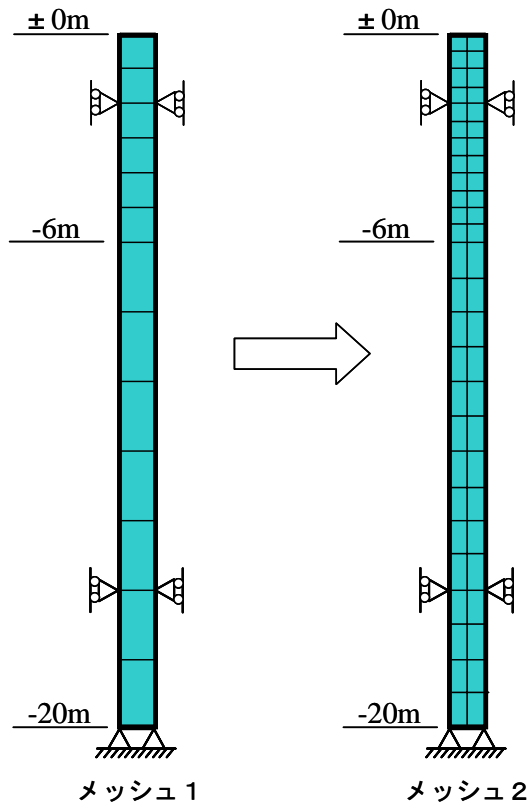


図-3.13 精度検証のための解析メッシュ

表-3.8 解析ケース (太字が追加ケース)

Case	透水係数 (cm/sec)	透水係数 (入力値) (m/day)	メッシュ (図-3.13)	ファイル名	入力データの 説明
3-2-a	$1.0 \times 10^{-7}$	$8.64 \times 10^{-5}$	1	ex32a.dat	付録 B5
<b>3-2-a2</b>	<b><math>1.0 \times 10^{-7}</math></b>	<b><math>8.64 \times 10^{-5}</math></b>	<b>2</b>	<b>ex32a2.dat</b>	-
3-2-b	$2.0 \times 10^{-7}$	$1.73 \times 10^{-4}$	1	ex32b.dat	-
<b>3-2-b2</b>	<b><math>2.0 \times 10^{-7}</math></b>	<b><math>1.73 \times 10^{-4}</math></b>	<b>2</b>	<b>ex32b2.dat</b>	-
3-2-c	$5.0 \times 10^{-7}$	$4.32 \times 10^{-4}$	1	ex32c.dat	-
<b>3-2-c2</b>	<b><math>5.0 \times 10^{-7}</math></b>	<b><math>4.32 \times 10^{-4}</math></b>	<b>2</b>	<b>ex32c2.dat</b>	-

図-3.14 は各解析ケースの地表面沈下量の経時変化を示したものである。実線がメッシュ分割の粗いケース(メッシュ1)で、点線がメッシュ分割の細かいケース(メッシュ2)の結果である。図-3.15 は過剰間隙水圧の経時変化について同様に比較したものである。

図-3.14 および図-3.15 より、地表面沈下量はメッシュ分割によってほとんど変化しなかったが、間隙水圧についてはメッシュ分割を細かくする事で安定した解が得られるようになった。

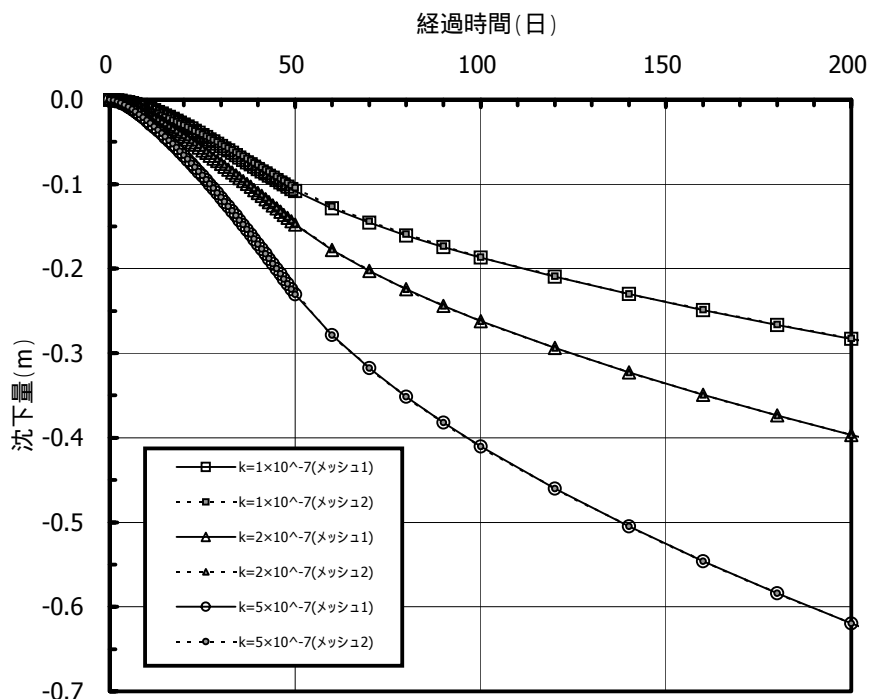


図-3.14 メッシュ分割の影響 (地表面沈下量)

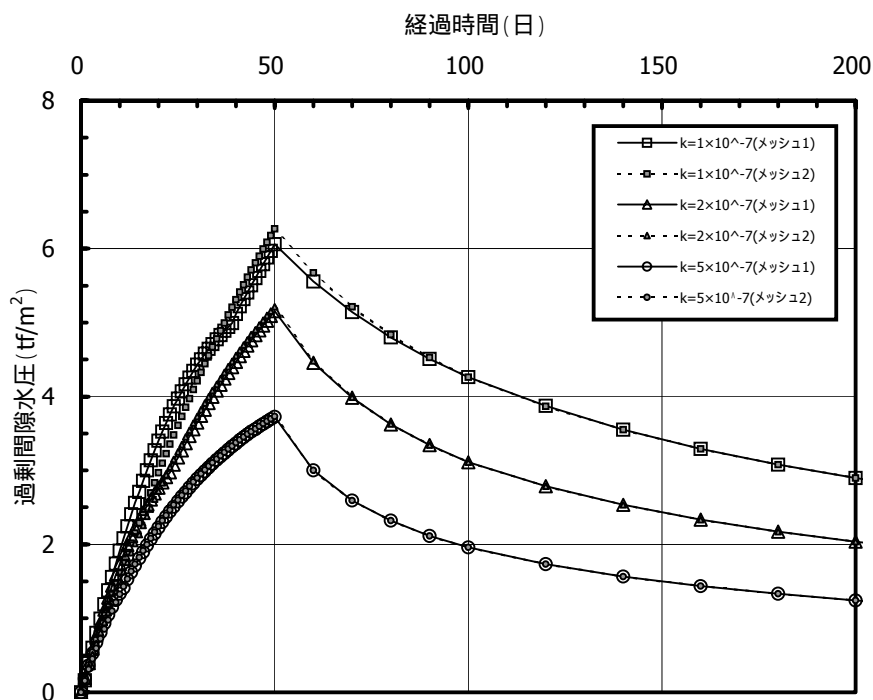


図-3.15 メッシュ分割の影響 (過剰間隙水圧)

図-3.16および図-3.17は $k=1 \times 10^{-7}$ cm/secのケースにおける過剰間隙水圧の深度分布を示したものである。図-3.16がメッシュ分割の粗い場合(メッシュ1),図-3.17がメッシュ分割の細かい場合(メッシュ2)である。

両図を比較してわかるように,メッシュ分割が粗い場合は载荷中(0~50日)において地表面要素の過剰水圧が特異な値であったが,メッシュ分割が細かくすると滑らかな分布に改善された。

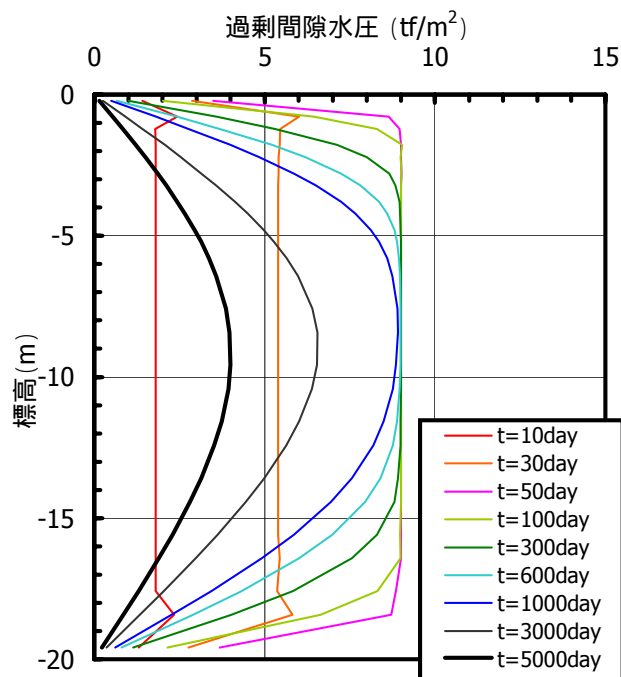


図-3.16 過剰間隙水圧の深度分布 ( $k=1 \times 10^{-7}$ cm/sec, メッシュ1)

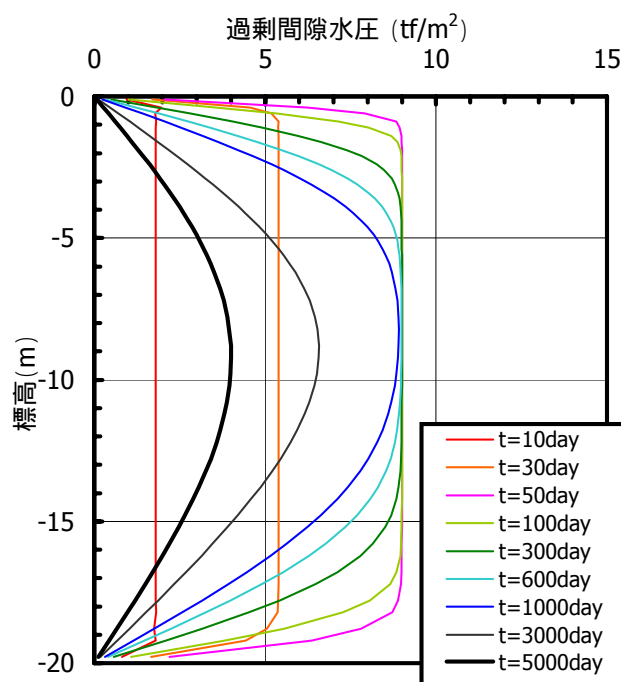


図-3.17 過剰間隙水圧の深度分布 ( $k=1 \times 10^{-7}$ cm/sec, メッシュ2)

### 3.3 関口・太田の弾・粘塑性モデルによる一次元圧密沈下解析

関口・太田の弾・粘塑性モデルによる一次元圧密沈下解析を行った。本検討では、粘性パラメータである二次圧縮係数 $\alpha$ と初期体積ひずみ速度 $\dot{v}_0$ を変化させた感度解析を行い、前節の弾塑性モデルによる一次元圧密沈下解析結果との比較を行った。したがって、粘性パラメータ以外の土質パラメータは前節の表-3.5と同条件とした。

#### (1) 解析モデル

図-3.18に解析モデル図を示す。構成モデルの変更点以外はすべて、前節の条件と同じである。表-3.9に解析に用いた土質パラメータを示す。

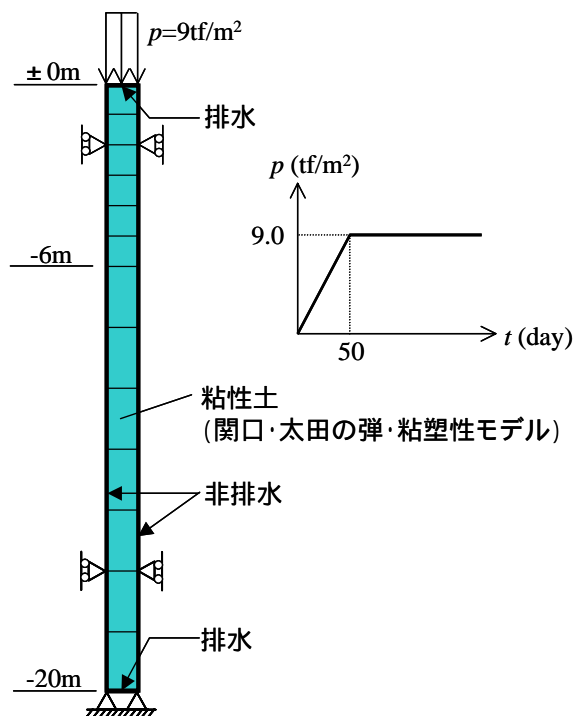


図-3.18 解析モデル

表-3.9 土質パラメータ（関口・太田の弾・粘塑性モデル）

パラメータ	記号	単位	値	備考
限界応力比	M	-	1.50	$\phi'=36.9^\circ$
有効ポアソン比	$\nu'$	-	0.31	$\nu'=K_i/(1+K_i)$
水平方向透水係数	$k_x$	cm/sec	$5 \times 10^{-7}$	$k_x=k_y$
鉛直方向透水係数	$k_y$	cm/sec	$5 \times 10^{-7}$	
先行圧密圧力(圧密降伏応力)	$\sigma_{v0}'$	tf/m <sup>2</sup>	$2+0.6z$	正規圧密粘土を仮定
原位置有効上載圧(初期応力)	$\sigma_{vi}'$	tf/m <sup>2</sup>	$2+0.6z$	
先行時静止土圧係数	$K_0$	-	0.45	正規圧密粘土を仮定
原位置静止土圧係数	$K_i$	-	0.45	
二次圧密係数		-	表-3.11	
初期体積ひずみ速度	$\dot{v}_0$	/day	表-3.11	
先行時間隙比	$e_0$	-	2.43	
透水係数 - 間隙比関数の係数	$\beta$	-	-	$k_x=k_y=const$ を仮定
圧縮指数	$\lambda$	-	0.353	
膨張指数	$\kappa$	-	0.0353	$\kappa=\lambda/10$ を仮定



(2) 粘性パラメータの設定

関口・太田の弾・粘塑性モデルで使用される粘性パラメータは、二次圧縮指数 $\alpha$ と初期体積ひずみ速度 $\dot{v}_0$ であり、それぞれ以下のように定義される。

[二次圧縮指数 $\alpha$ ]

長期圧密試験より求められる二次圧密部分の傾きは二次圧縮係数  $C_\alpha$  と呼ばれる。

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\Delta \log t} \quad (3.10)$$

圧縮指数  $C_c$  と二次圧縮係数  $C_\alpha$  の間には概ね以下の関係があると言われている。

$$C_\alpha / C_c = 0.05 \pm 0.02 \quad (\text{Mesri \& Godlewski, 1977}) \quad (3.11)$$

また、土質の違いにより  $C_\alpha / C_c$  が表-3.10 のように求められている。

表-3.10 土質の違いによる  $C_\alpha / C_c$  (Terzaghi et al., 1996)

土質	$C_\alpha / C_c$
粗粒土	0.02 ± 0.01
頁岩および泥岩	0.03 ± 0.01
無機質粘土およびシルト	0.04 ± 0.01
有機質粘土およびシルト	0.05 ± 0.01
PEAT	0.06 ± 0.01

あるいは、自然含水比  $w_n$  と二次圧縮係数  $C_\alpha$  を関係づけた提案もされている。

$$C_\alpha = 0.01 \cdot w_n / 100 \quad (\text{Mesri}) \quad (3.12)$$

関口・太田モデルにおける二次圧縮指数 $\alpha$ の定義は、等方応力下での体積ひずみ $v$ の時間の自然対数  $\ln t$  に対する直線勾配であるから、長期圧密試験結果の二次圧縮係数  $C_\alpha$  との関係で表すと次式に示すとおりになる。

$$\alpha = \frac{\Delta v}{\Delta \ln t} = \frac{\Delta e}{1+e_0} \cdot \frac{1}{\Delta \log t} \cdot \frac{\Delta \log t}{\Delta \ln t} = \frac{C_\alpha}{1+e_0} \cdot \frac{1}{\ln 10} = 0.434 \cdot \frac{C_\alpha}{1+e_0} \quad (3.13)$$

式(3.11)を採用した場合、式(3.13)は以下のようにになる。

$$\alpha = 0.434 \cdot \frac{(0.05 \pm 0.02) \cdot C_c}{1+e_0} = \frac{(0.05 \pm 0.02) \cdot \lambda}{1+e_0} \quad (3.14)$$

今、 $\lambda=0.353$ 、 $e_0=2.43$  であるから、

$$\alpha = \frac{(0.05 \pm 0.02) \cdot \lambda}{1+e_0} = \frac{(0.05 \pm 0.02) \cdot 0.353}{3.43} = 0.103 \cdot (0.05 \pm 0.02) \quad (3.15)$$

以上より本検討の二次圧縮指数 $\alpha$ は、 $\alpha = 0.003, 0.004, 0.005, 0.006, 0.007$  の5ケースを想定した。

[初期体積ひずみ速度  $\dot{v}_0$ ]

関口・太田モデルにおける初期体積ひずみ速度  $\dot{v}_0$  の定義は次式に示す通りである。

$$\dot{v}_0 = \frac{\alpha}{t} \quad (3.16)$$

ここに、 $\alpha$ は二次圧縮指数、 $t$ は地層の堆積年代である。

$t$ を推定するのは通常困難であり、対象とする地層の一次元圧密における90%圧密時間  $t_c$ を  $t$ と考える便法が提案されている。

$$t_c = \frac{H^2 \cdot T_v(90\%)}{c_v} \quad (3.17)$$

本例題では、 $H=10\text{m}$ 、 $T_v=0.848$ であり、圧密係数を  $c_v=0.025\text{m}^2/\text{day}$ と仮定すれば  $t_c$ は、

$$t_c = \frac{10^2 \cdot 0.848}{0.025} = 3392 \text{ day}$$

となる。

以上より、堆積年代  $t$ に関しては、 $t=3000\text{day}$ を基本として、 $t=100\text{day}$ 、 $1000\text{day}$ 、 $10000\text{day}$ の4ケースを想定した。

以上より粘性パラメータを変化させた解析ケースは、二次圧縮指数  $\alpha$ と初期体積ひずみ速度  $\dot{v}_0$ の組み合わせで計20ケースとなる。解析ケースを表-3.11に示す。

表-3.11 解析ケース（弾・粘塑性解析）

Case	二次圧縮指数 $\alpha$	$t_c$ (day)	初期体積ひずみ速度 $\dot{v}_0$ (1/day)	ファイル名	入力データの説明
3-3-a1	0.003	100	$3.0 \times 10^{-5}$	ex33a1.dat	付録 B6
3-3-a2		1000	$3.0 \times 10^{-6}$	ex33a2.dat	-
3-3-a3		3000	$1.0 \times 10^{-6}$	ex33a3.dat	-
3-3-a4		10000	$3.0 \times 10^{-7}$	ex33a4.dat	-
3-3-b1	0.004	100	$4.0 \times 10^{-5}$	ex33b1.dat	-
3-3-b2		1000	$4.0 \times 10^{-6}$	ex33b2.dat	-
3-3-b3		3000	$1.33 \times 10^{-6}$	ex33b3.dat	-
3-3-b4		10000	$4.0 \times 10^{-7}$	ex33b4.dat	-
3-3-c1	0.005	100	$5.0 \times 10^{-5}$	ex33c1.dat	-
3-3-c2		1000	$5.0 \times 10^{-6}$	ex33c2.dat	-
3-3-c3		3000	$1.67 \times 10^{-6}$	ex33c3.dat	-
3-3-c4		10000	$5.0 \times 10^{-7}$	ex33c4.dat	-
3-3-d1	0.006	100	$6.0 \times 10^{-5}$	ex33d1.dat	-
3-3-d2		1000	$6.0 \times 10^{-6}$	ex33d2.dat	-
3-3-d3		3000	$2.0 \times 10^{-6}$	ex33d3.dat	-
3-3-d4		10000	$6.0 \times 10^{-7}$	ex33d4.dat	-
3-3-e1	0.007	100	$7.0 \times 10^{-5}$	ex33e1.dat	-
3-3-e2		1000	$7.0 \times 10^{-6}$	ex33e2.dat	-
3-3-e3		3000	$2.33 \times 10^{-6}$	ex33e3.dat	-
3-3-e4		10000	$6.0 \times 10^{-7}$	ex33e4.dat	-

(3) 解析結果

図-3.19～図-3.22 に各解析ケースの地表面沈下量の経時変化を示す。図の上段は時間軸を実目盛で表示したもので、下段は対数目盛で表示したものである。図中の太い実線は弾塑性解析結果である。

これらの図より堆積年代  $t$  を大きくとるほど、時間 - 沈下曲線は弾塑性モデルより上にシフトし、カーブが緩やかになっていることがわかる。堆積年代  $t$  を 90% 圧密に要する時間  $t_c$  (3000day) と考えたケースは、弾塑性モデルとの整合も概ね取れていると考えられる。二次圧縮指数は沈下曲線の二次圧密段階の勾配に影響を及ぼすだけである。以上の解析結果より、弾・粘塑性モデルでモデル化する場合、堆積年代（あるいは初期体積ひずみ速度）の設定が重要であると考えられる。

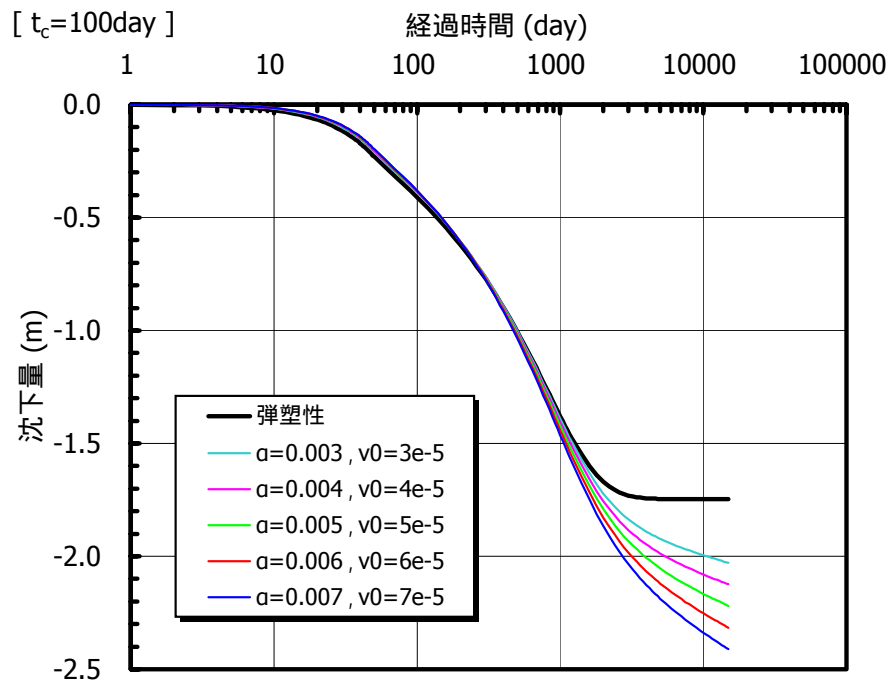
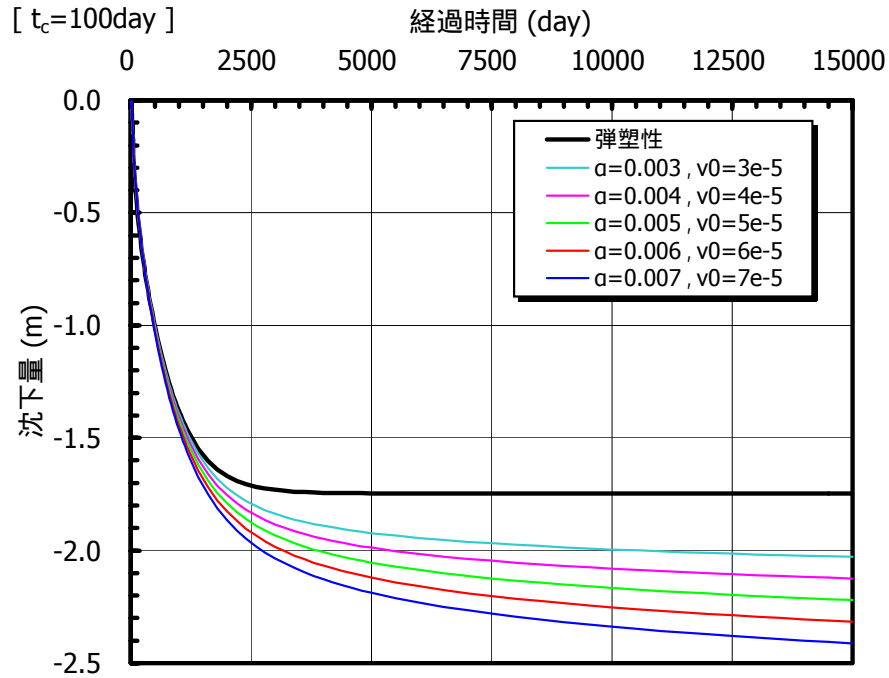


図-3.19 地表面沈下量の経時変化 (  $t=100\text{day}$  )

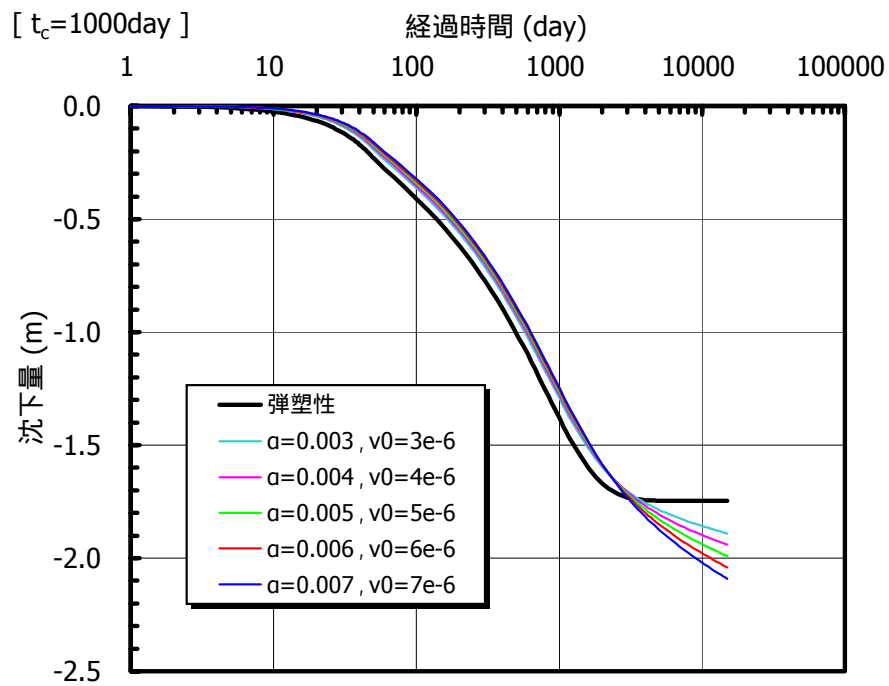
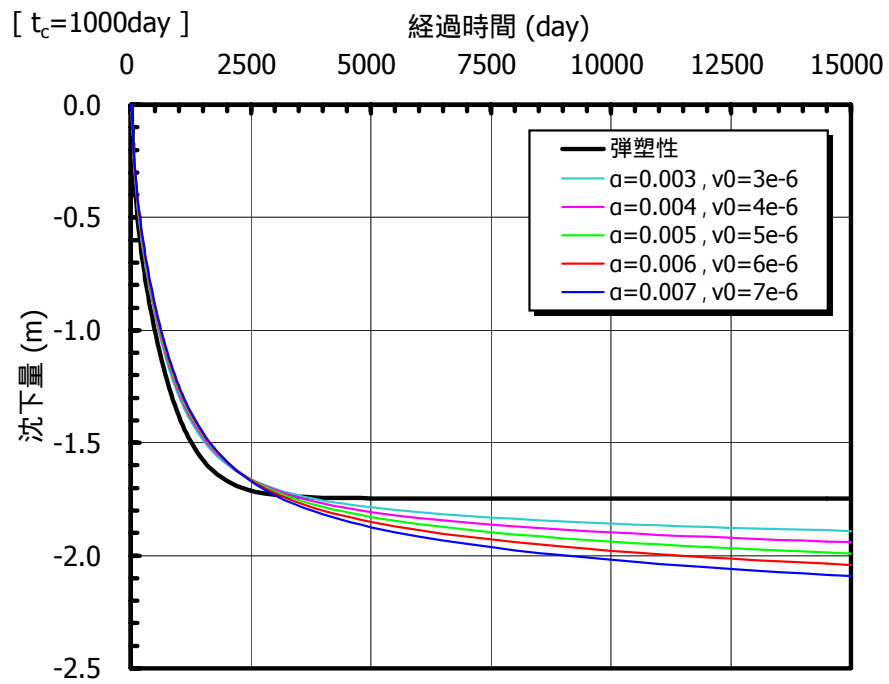


図-3.20 地表面沈下量の経時変化 ( $t=1000\text{day}$ )

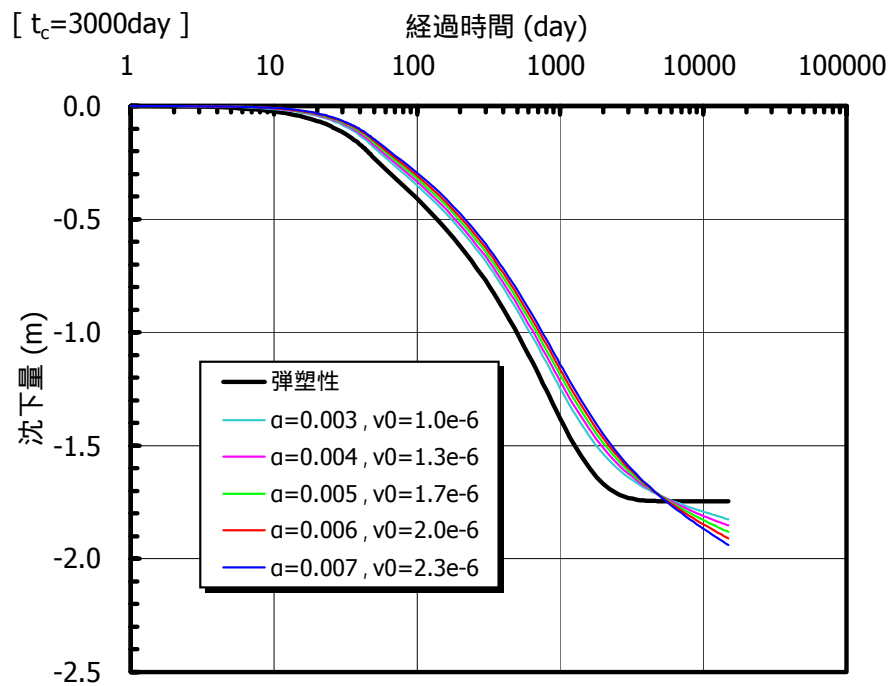
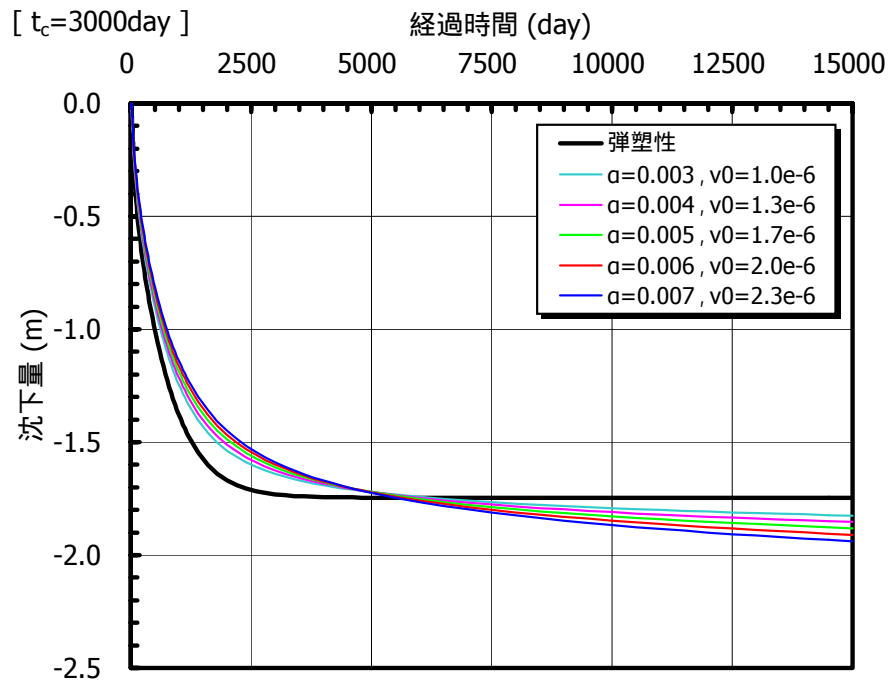


図-3.21 地表面沈下量の経時変化 ( $t=3000\text{day}$ )

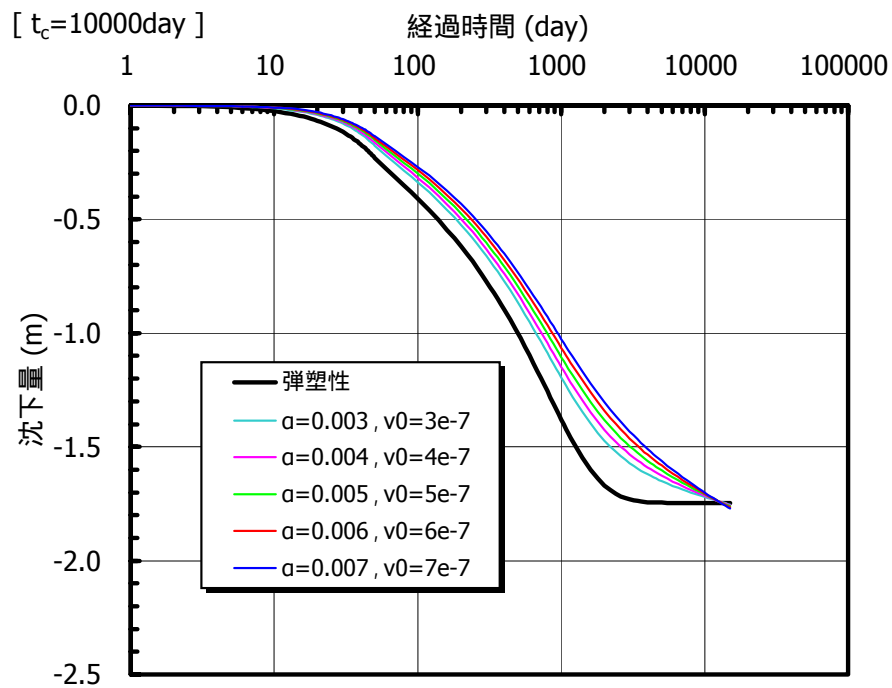
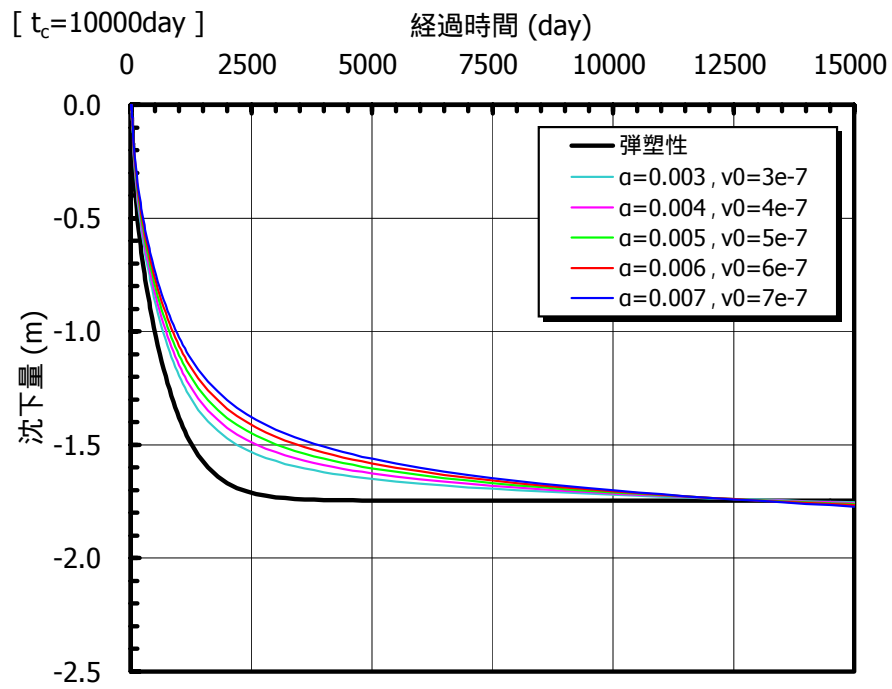


図-3.22 地表面沈下量の経時変化 ( $t=10000\text{day}$ )

### 3.4 関口・太田の弾塑性モデルによる二次元圧密変形解析（その1）

関口・太田の弾塑性モデルによる盛土載荷時の二次元圧密変形解析を行った。本検討では、モデル化を行うときの幾何学的条件の違いによって解析結果がどの程度変化するかを調べた。検討項目は以下に示すとおりである。

- ・メッシュの粗密の影響（3パターン）
- ・水平方向解析領域の影響（5パターン）

#### (1) 解析モデル

図-3.23 に解析モデル図を示す。地表面に 1m の砂質土を有し、深度 -20m まで軟弱粘性土が堆積する仮想地盤モデルである。盛土中央から法先までの距離（盛土幅）は 50m、盛土高さは 5m、載荷速度は 0.1m/day とした。

表-3.12 に粘性土の土質パラメータ一覧を示す。粘性土は正規圧密粘土を仮定し ( $p_c = \sigma_v'$ )、関口・太田の弾塑性モデルとした。また、粘性土地盤の透水性は圧密係数  $c_v$  で評価した。地表面砂質土および盛土体は線形弾性モデルでモデル化した。それぞれの弾性係数は、 $E_s = 100 \text{tf/m}^2$  (地表面砂質土)、 $1000 \text{tf/m}^2$  (盛土) とした。弾性係数が変形に及ぼす影響は大きいと考えられるが、これについては次節 3.5 で説明する。

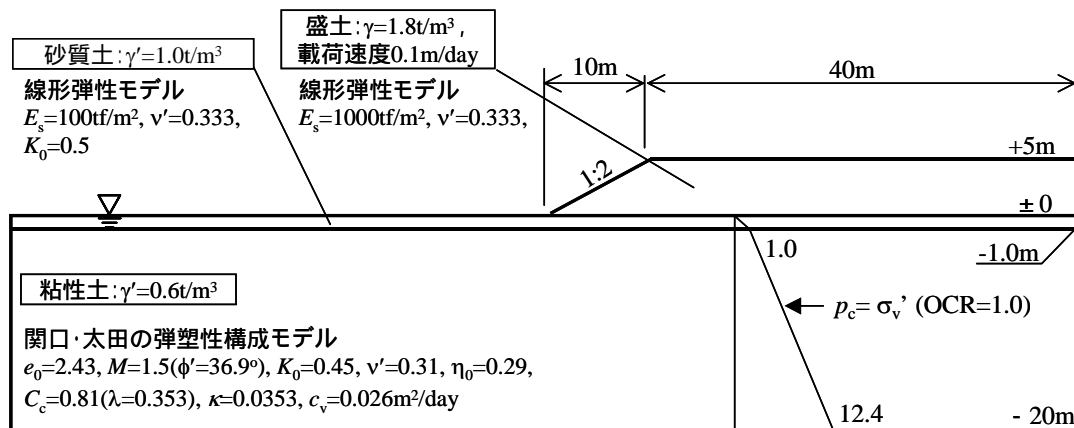


図-3.23 解析モデル図

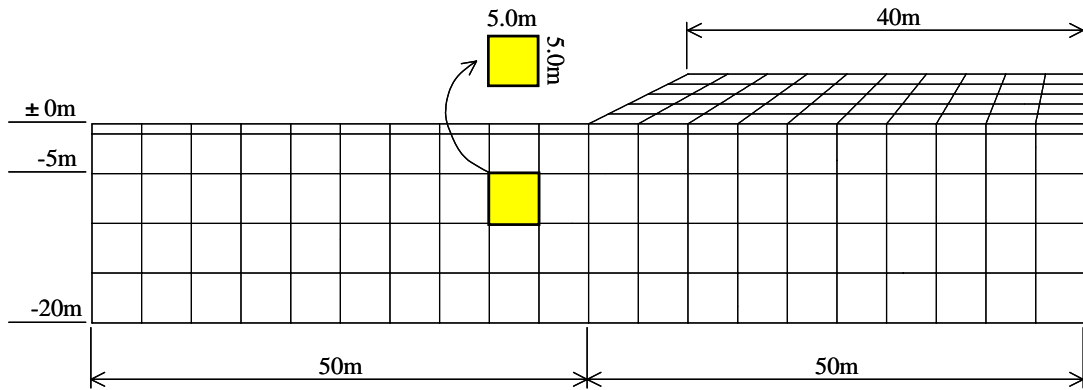
表-3.12 粘性土の土質パラメータ（関口・太田の弾・粘塑性モデル）

パラメータ	記号	単位	値	備考
限界応力比	M	-	1.50	$\phi' = 36.9^\circ$
有効ポアソン比	$\nu'$	-	0.31	
水平方向圧密係数	$c_{vx}$	$\text{m}^2/\text{day}$	0.026	$c_{vx} = c_{vy}$
鉛直方向圧密係数	$c_{vy}$	$\text{m}^2/\text{day}$	0.026	
先行圧密圧力(圧密降伏応力)	$\sigma_{v0}'$	$\text{tf}/\text{m}^2$	$1 + 0.6z$	正規圧密粘土を仮定
原位置有効上載圧(初期応力)	$\sigma_{vi}'$	$\text{tf}/\text{m}^2$	$1 + 0.6z$	
先行時静止土圧係数	$K_0$	-	0.45	正規圧密粘土を仮定
原位置静止土圧係数	$K_i$	-	0.45	
二次圧密係数		-	—	弾塑性モデルのため不要
初期体積ひずみ速度	$\dot{\nu}_0$	-	—	弾塑性モデルのため不要
先行時間隙比	$e_0$	-	2.43	
圧縮指数	$\lambda$	-	0.353	
膨張指数	$\kappa$	-	0.0353	$\kappa = \lambda/10$ を仮定

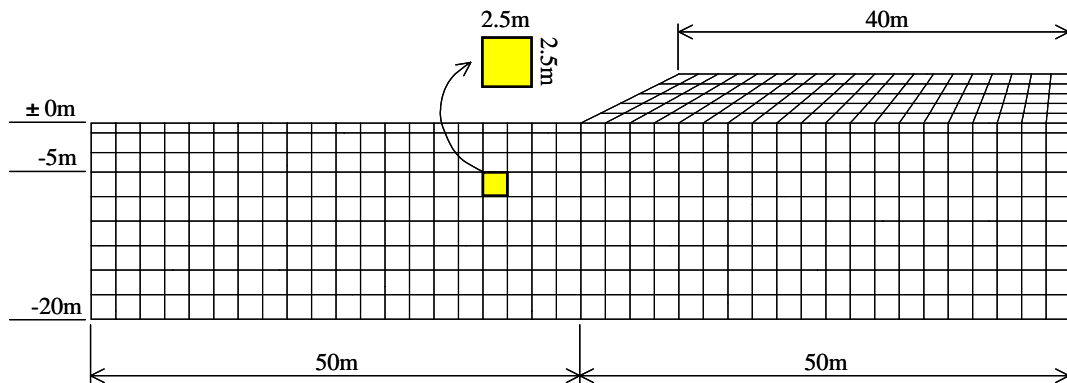
## (2) メッシュの粗密の影響

### (a) 解析条件

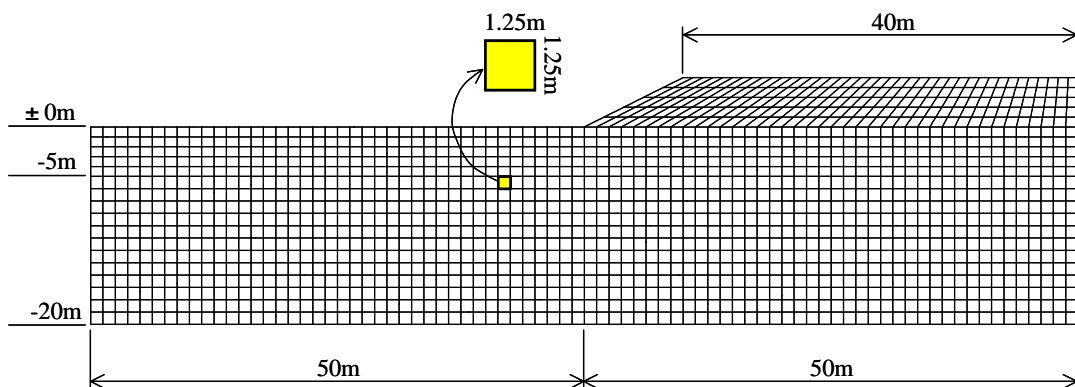
メッシュの粗密が地盤の変形に及ぼす影響について、図-3.24(a)～(c)の3つのメッシュに対して調べた。この比較解析においては、水平方向の解析領域を100m(盛土幅の2倍)とした。表-3.13に各メッシュの諸元および解析ファイル名を示す。ただし、各メッシュは最大10mまで盛り立てできるように作成されているので、表に示した諸元と図に示したメッシュ(盛土高さ5m)とは一致していない。



(a) Rough mesh (標準メッシュサイズ: 5.0m × 5.0m)



(b) Middle mesh (標準メッシュサイズ: 2.5m × 2.5m)



(c) Fine mesh (標準メッシュサイズ: 1.25m × 1.25m)

図-3.24 解析に用いた有限要素メッシュ



表-3.13 有限要素メッシュの諸元 (メッシュ粗密の検討)

メッシュ	節点数	要素数	ファイル名	入力データの説明
Rough	671	200	ex34-rough.dat	付録 B7
Middle	1799	560	ex34-middle.dat	—
Fine	5495	1760	ex34-fine.dat	—

(b) 計算ステップ

表-3.14 に計算ステップを示す。計算ステップはすべてのケースにおいて共通とした。

本モデルでは盛土体を要素としてモデル化している。GeoFem では盛土体の重量を徐々に増加させることによって盛土工程を再現する。表-3.14 の载荷工程では、2 ステップで 1m の盛土を仕上げるから、0.1m/day の载荷速度を表現するためには、時間ステップ ( $\Delta t$ ) を 5day ととする。重量の増加は、材料定数変更コマンド CHMT を用いて、盛土の単位体積重量を 1 ステップ目で 0 から 0.9t/m<sup>3</sup>、2 ステップ目で 0.9 t/m<sup>3</sup> から 1.8t/m<sup>3</sup> とすればよい。

表-3.14 計算ステップ

工程	$\Delta t$ (day)	STEP 数	累積経過時間 (day)
盛土 1m	5	2	10
盛土 2m	5	2	20
盛土 3m	5	2	30
盛土 4m	5	2	40
盛土 5m	5	2	50
放置	10	15	200
放置	20	15	500
放置	50	10	1000
放置	100	40	5000
総ステップ数 =		90	

(c) 解析結果

参考として、計算に要した時間を表-3.15 に示す。

表-3.15 計算速度

メッシュ	節点数	要素数	計算速度(秒)
Rough	671	200	24
Middle	1799	560	76
Fine	5495	1760	357
計算条件 解析環境	STEP 数 : 90 CPU : Pentium4, 1.7GHz Memory : 512Mbyte		

図-3.25 は、計算終了時(5000day)における各ケースの地表面沈下量の断面分布図である。

図-3.26 は、計算終了時(5000day)における法先および法肩位置の水平変位の深度分布図である。

図-3.27 は、載荷直後(50day)における法先および法肩位置の過剰間隙水圧の深度分布図である。

図-3.28 は、盛土中央部沈下量の経時変化、図-3.29 は、盛土法先の水平変位量の経時変化である。

これらの解析結果をまとめると、

最終的な地表面沈下量に関しては、Middle メッシュと Fine メッシュはほぼ同じ結果が得られた。Rough メッシュについては、特に盛土中央部の沈下量が過小に計算された。

法先や法肩の水平変位の深度分布から、Middle メッシュと Fine メッシュはほぼ同等の結果であったことがわかる。Rough メッシュについては、変位が最も大きい深度において水平変位量が過小に計算された。

法先および盛土中央の過剰間隙水圧の深度分布から、Middle メッシュと Fine メッシュはほぼ同等の結果であったことがわかる。Rough メッシュについては、Middle メッシュや Fine メッシュに比べると間隙水圧の分布が滑らかでなく、精度が悪いことがわかる。

以上のことより、有限要素メッシュの粗密が地盤変形に与える影響について以下のような結論が得られた。

5m×5m 程度の Rough なメッシュは解析精度が悪く、沈下量や水平変位量を過小に計算する傾向がある。しかし、工学的な精度からすれば、この誤差は非常に小さいものである。

Middle メッシュ(2.5m×2.5m)と Fine メッシュ(1.25m×1.25m)はほぼ同等の解析結果が得られたことから、本事例程度の規模の変形解析に用いるべきメッシュサイズは Middle メッシュで十分である。

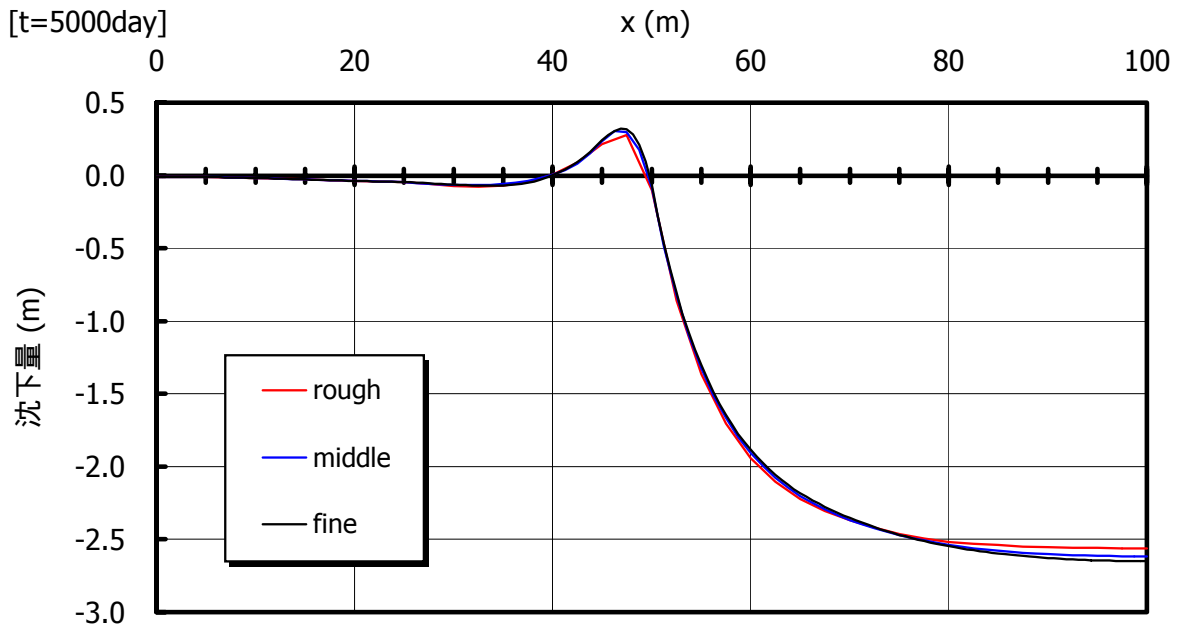


図-3.25 地表面沈下量の断面分布 (5000 日目)

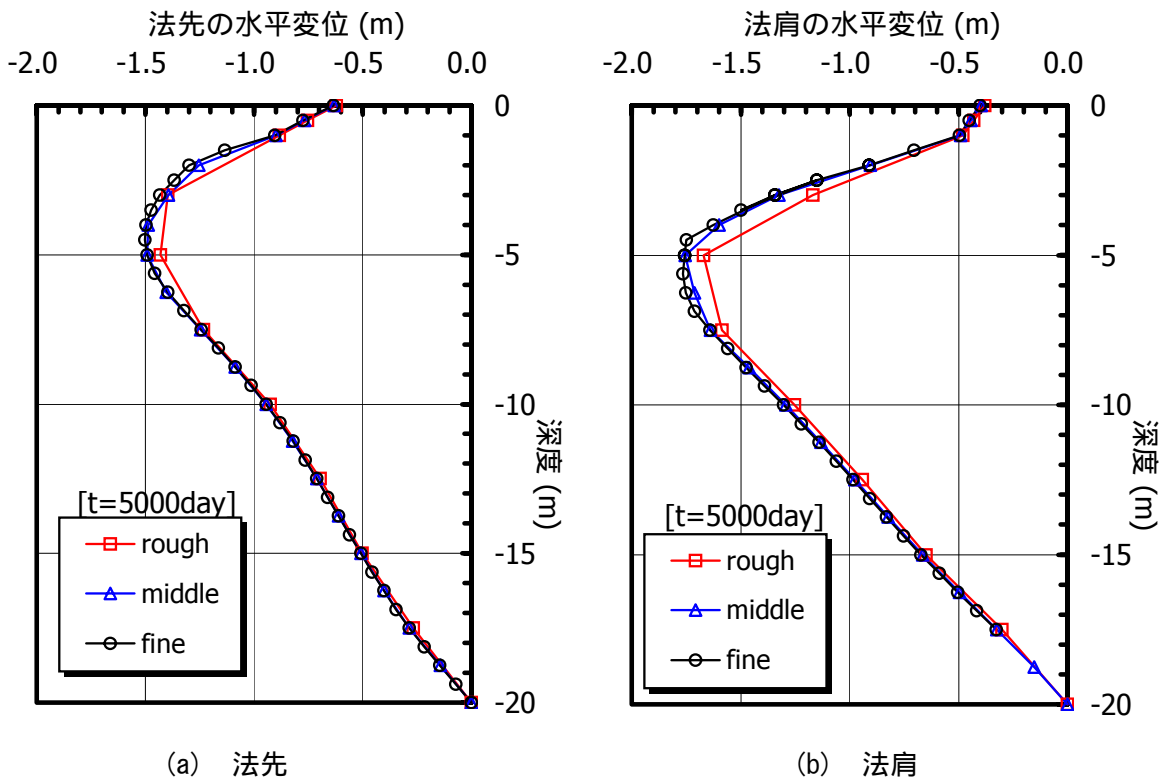
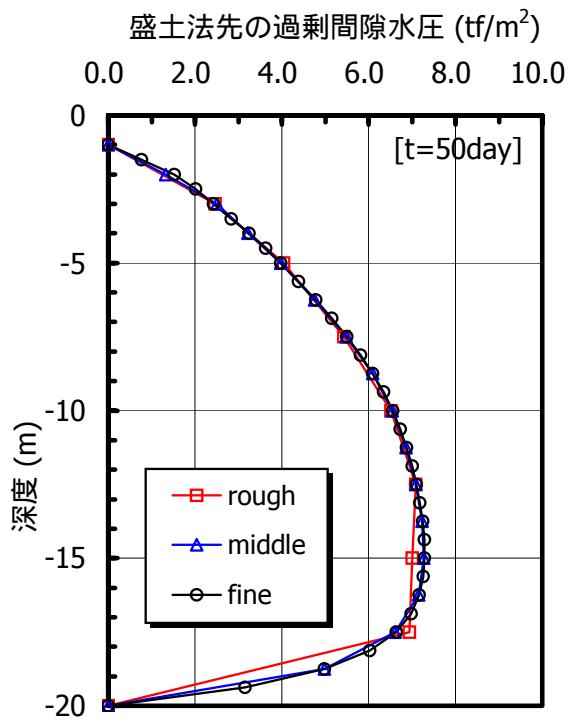
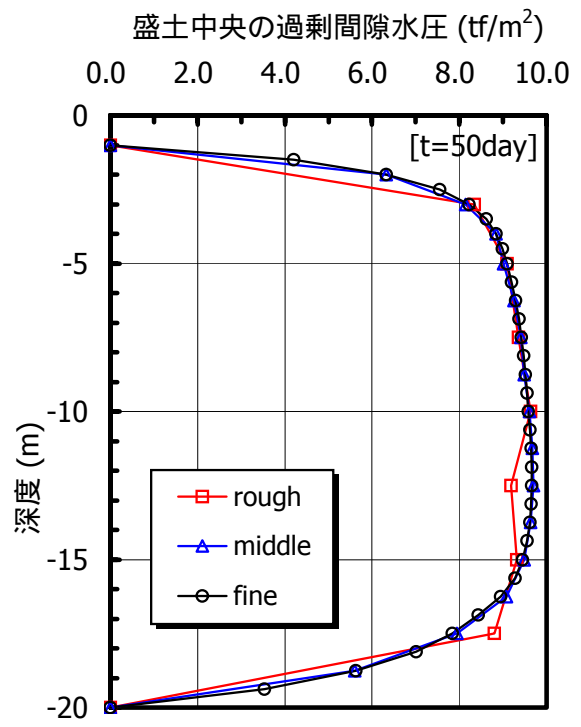


図-3.26 水平変位量の深度分布 (5000 日目)



(a) 法先



(b) 盛土中央

図-3.27 過剰間隙水圧の深度分布（载荷直後，50日目）

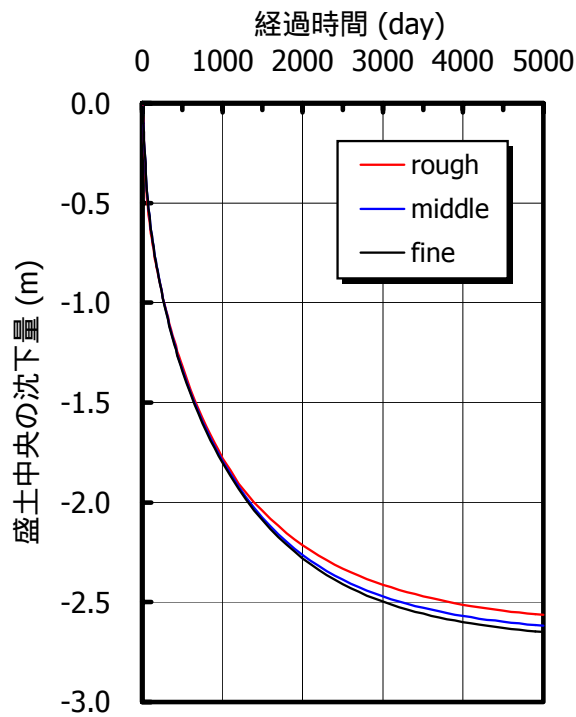


図-3.28 盛土中央部沈下量の経時変化

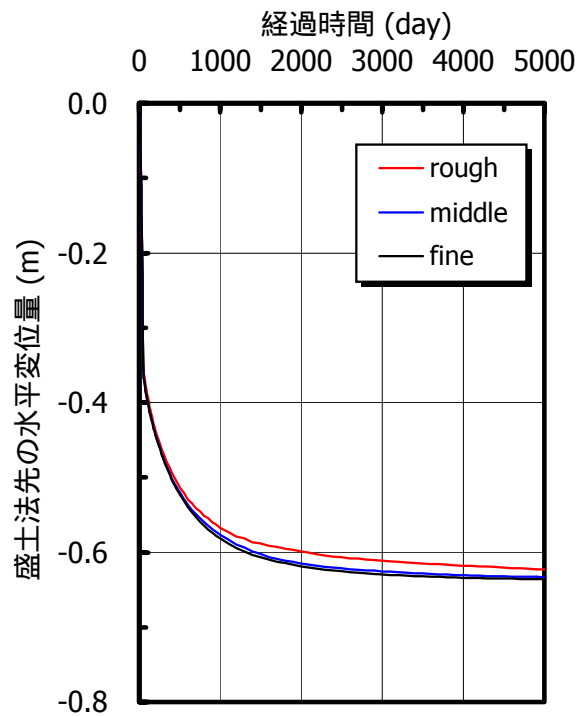


図-3.29 盛土法先の水平変位量の経時変化

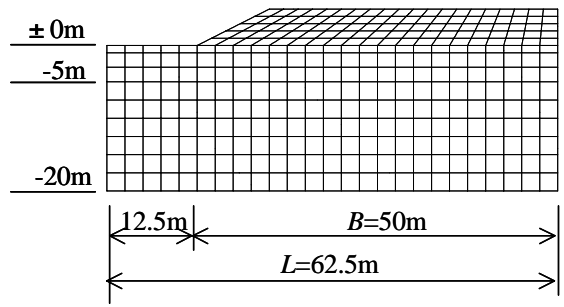
### (3) 解析領域の影響

#### (a) 解析条件

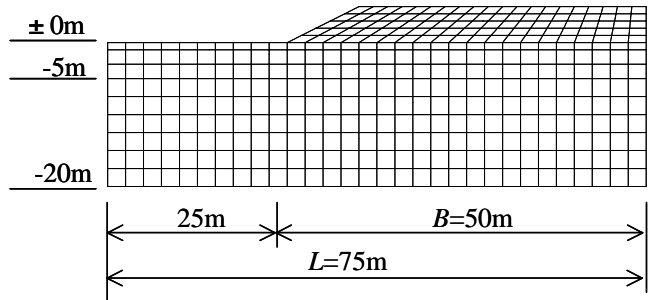
水平方向の解析領域の大きさ(盛土法先から側方境界までの距離)が地盤の変形に及ぼす影響について、図-3.30(a)～(e)の5つのメッシュに対して調べた。5つのメッシュは、盛土幅  $B$  に対する盛土中央からの水平方向解析範囲  $L$  の比  $L/B$  を指標として設定し、 $L/B=1.25, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0$  とした。なお、メッシュの粗密については、先の検討結果を踏まえて Middle メッシュを用いた。表-3.16 に各メッシュの諸元および解析ファイル名を示す。計算ステップは表-3.14 に示した条件と同じである。

表-3.16 有限要素メッシュの諸元(解析領域の検討)

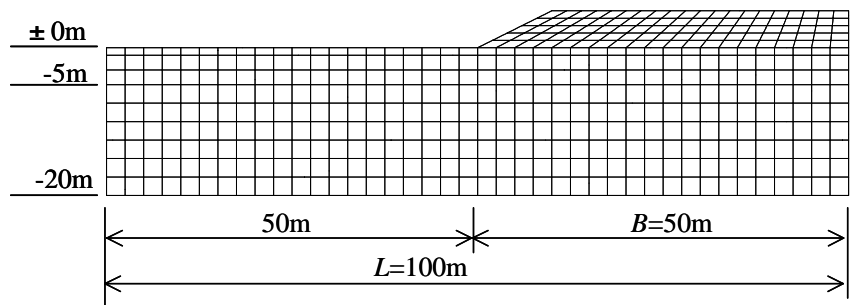
L/B	節点数	要素数	ファイル名	入力データの説明
1.25	1364	425	ex34-middle2.dat	—
1.50	1509	470	ex34-middle3.dat	—
2.00	1799	560	ex34-middle.dat	—
2.50	2089	650	ex34-middle4.dat	—
3.00	2379	740	ex34-middle5.dat	—



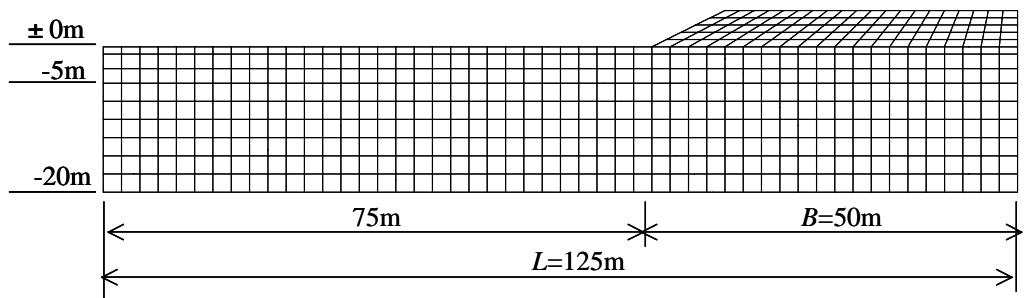
(a)  $L/B=1.25$



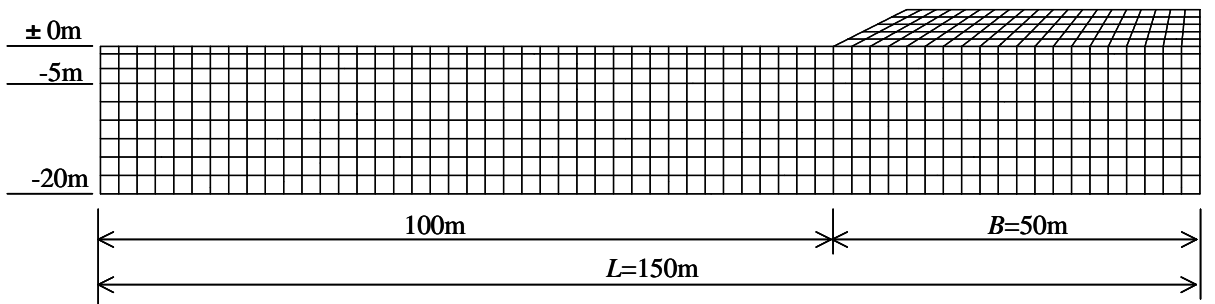
(b)  $L/B=1.5$



(c)  $L/B=2.0$



(d)  $L/B=2.5$



(e)  $L/B=3.0$

図-3.30 解析に用いた有限要素メッシュ

(b) 解析結果

図-3.31 は、計算終了時(5000day)における各ケースの地表面沈下量の断面分布図である。

図-3.32 は、計算終了時(5000day)における法先および法肩位置の水平変位の深度分布図である。

図-3.33 は、載荷直後(50day)における法先および法肩位置の過剰間隙水圧の深度分布図である。

図-3.34 は、盛土中央部沈下量の経時変化、図-3.35 は、盛土法先の水平変位量の経時変化である。

これらの解析結果をまとめると、

図-3.31 および図-3.32 から、 $L/B=1.25$  と  $L/B=1.5$  を除く 3 メッシュは、ほぼ同等の結果が得られた。 $L/B=1.5$  のメッシュは  $L/B>2.0$  のメッシュに限りなく近い解析結果であるが、 $L/B=1.25$  のメッシュは他のメッシュと比較して過小な計算結果となった。

図-3.31 より  $L/B=1.25$  の沈下量に関しては、法先部で他のメッシュより盛り上がり量が大きく、法先から 10m ~ 20m の範囲で沈下量が小さく計算された。

図-3.33 より過剰間隙水圧については、 $L/B=1.25$  のメッシュを除いてほぼ等しい結果であった。

図-3.35 より法先の地表面沈下量に関しては、 $L/B=1.25$  のメッシュが他のメッシュと比較して過小な計算結果となった。

以上のことより、軟弱地盤層厚 20m、盛土幅 50m の地盤に対する有限要素モデルの水平方向領域について、以下のような結論が得られた。

盛土幅  $B$  に対する盛土中央からの水平方向解析範囲  $L$  の比  $L/B$  が 2.0 以上あれば、解析範囲が結果に及ぼす影響はほとんどない。

$L/B<1.5$  以下であると、盛土部の沈下量および水平変位量を過小に計算する。

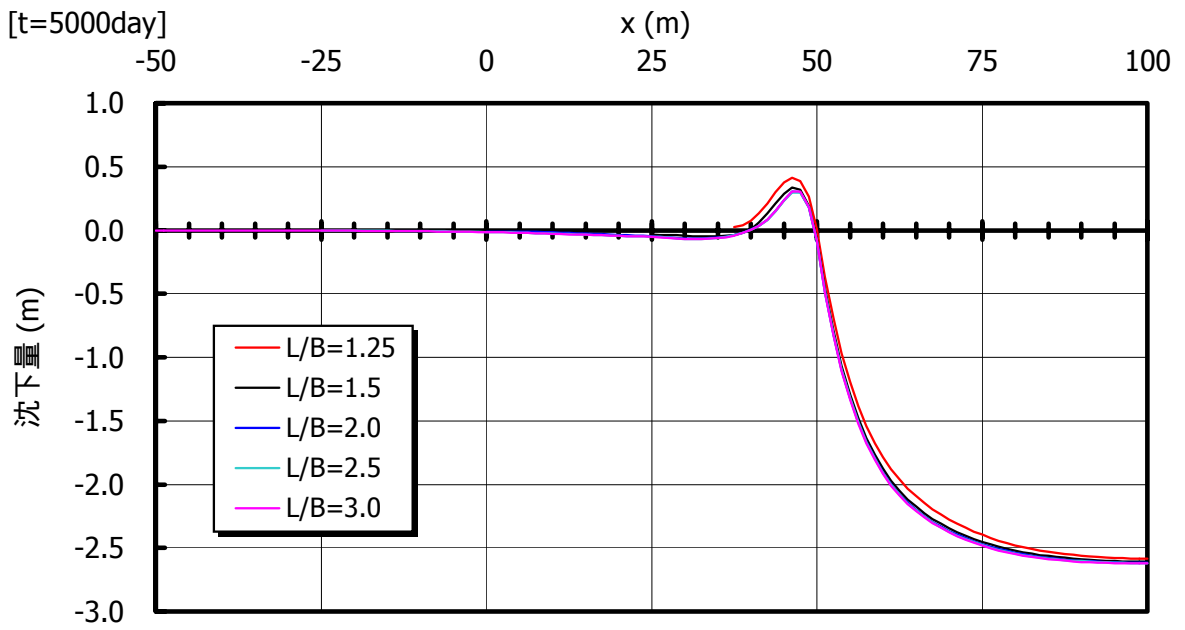


図-3.31 地表面沈下量の断面分布（5000 日目）

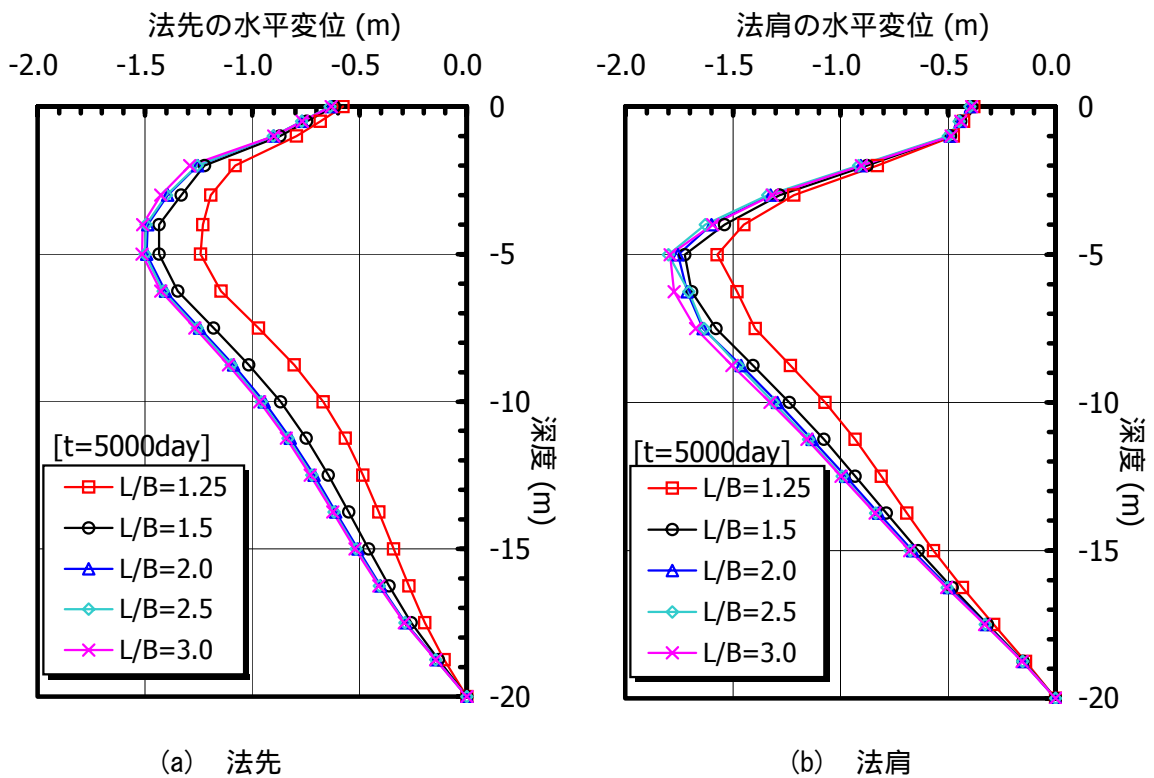
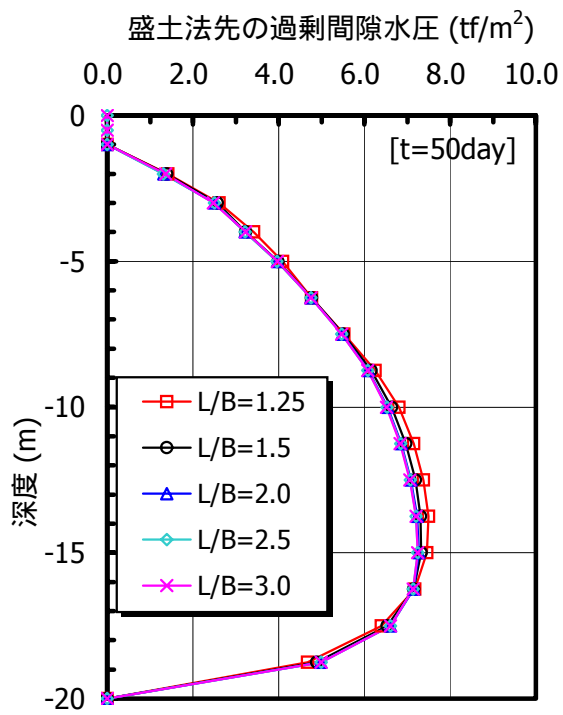
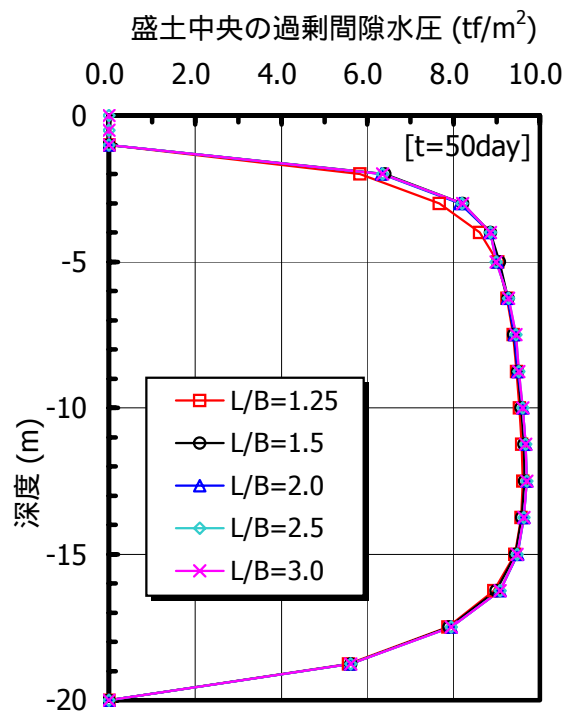


図-3.32 水平変位量の深度分布（5000 日目）





(a) 法先



(b) 盛土中央

図-3.33 過剰間隙水圧の深度分布（载荷直後，50日目）

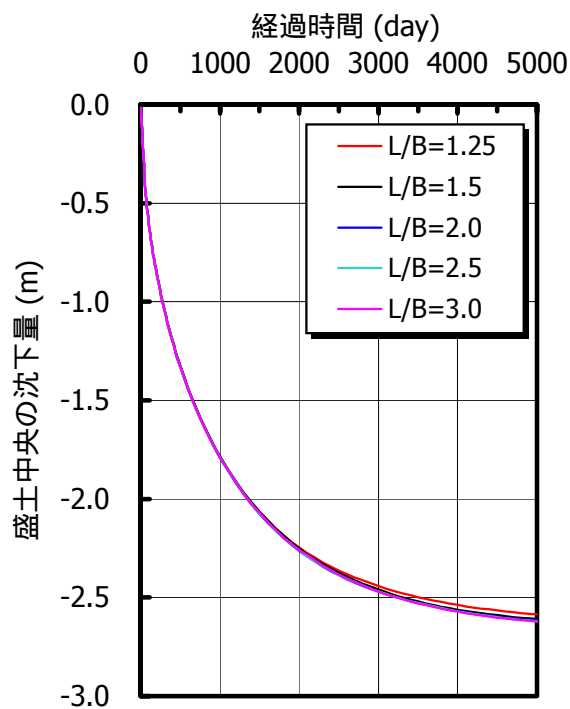


図-3.34 盛土中央部沈下量の経時変化

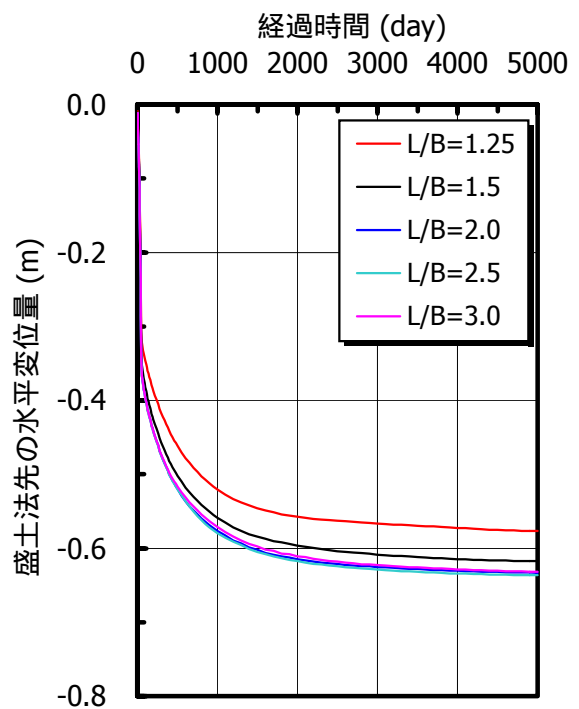


図-3.35 盛土法先の水平変位量の経時変化

### 3.5 関口. 太田の弾塑性モデルによる二次元圧密変形解析 (その2)

前節 3.4 の検討では, 地表面砂質土および盛土の剛性(弾性係数で評価)は固定して解析を行った. 本節では, 地表面砂質土や盛土の剛性が地盤の変形に及ぼす影響について調べた.

#### (1) 解析モデル

解析モデルは前節と同様の断面(図-3.23)である. また, 地表面砂質土および盛土の弾性係数以外の土質パラメータや解析時間ステップは前節と同様の条件(表-3.12, 表-3.14)とした.

#### (2) 地表面砂質土の弾性係数の影響

##### (a) 解析条件

砂質土の弾性係数  $E_s$  は実用上, 標準貫入試験のN値から求める場合が多い. 以下にN値から弾性係数を求める各種の提案式を示す.

$$E_s = 70N \quad (\text{tf/m}^2) \quad (\text{吉中})$$

$$E_s = 60N + 10 \quad (\text{tf/m}^2) \quad (\text{日本道路協会})$$

$$E_s = 280N \quad (\text{tf/m}^2) \quad (\text{日本道路協会, 道路橋示方書})$$

$$E_s = 390 + 45N \quad (\text{tf/m}^2) \quad (\text{Schultze\&Menzenbach})$$

表-3.17 は弾性係数の概略値を示したもので, 図-3.36 は Schultze&Menzenbach による土の弾性係数とN値の関係図である.

表-3.17 変形係数の概略値  
(土質工学会, 土質工学ハンドブック 1982年版, p.795)

土の種類	変形係数 (tf/m <sup>2</sup> )
礫 (密な)	10,000 ~ 20,000
砂 (密な)	5,000 ~ 8,000
砂 (緩んだ)	1,000 ~ 2,000
粘土 (硬い)	800 ~ 1,500
粘土 (中ぐらいの)	400 ~ 800
粘土 (軟らかい)	150 ~ 400
粘土 (非常に軟らかい)	50 ~ 300

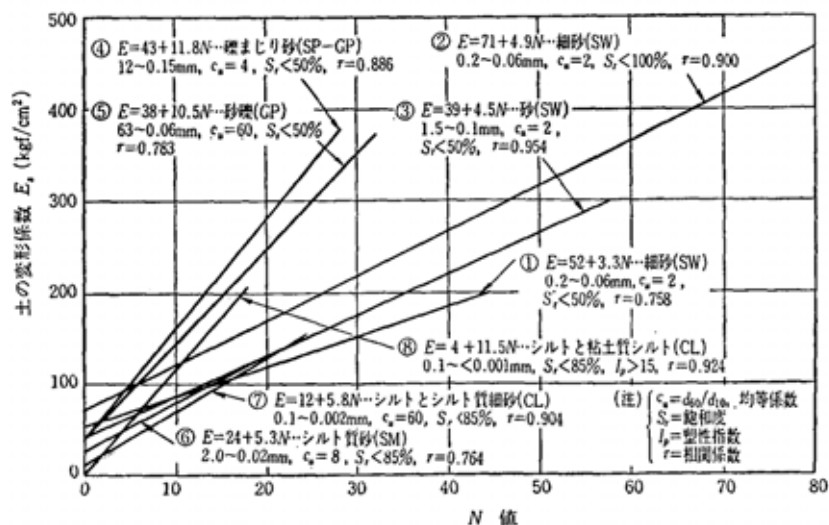


図-3.36 土の変形係数  $E_s$  とN値の関係 (Schultze&Menzenbach)

本モデルにおける地表面砂質土は敷砂をイメージしたものである。したがって、 $N$ 値はほとんど期待できないと考えられる。仮に $N$ 値を1~5程度として、上記の提案式に機械的に当てはめた場合、砂の弾性係数は最大で $E_s=1400\text{tf/m}^2$  ( $E_s=280N$ ,  $N=5$ )、最小で $E_s=70\text{tf/m}^2$  ( $E_s=70N$ ,  $N=1$ )となる。

以上を踏まえて、本検討における解析ケースを表-3.18のように設定した。なお、盛土の弾性係数は $E_s=1000\text{tf/m}^2$ で固定した。

表-3.18 解析ケース

地表面砂質土の弾性係数( $\text{tf/m}^2$ )	盛土の弾性係数( $\text{tf/m}^2$ )	ファイル名	入力データの説明
50	1000	ex35-e50.dat	—
100	1000	ex34-middle.dat	—
500	1000	ex35-e500.dat	—
1000	1000	ex35-e1000.dat	—
2000	1000	ex35-e2000.dat	—

(b) 解析結果

図-3.37は、計算終了時(5000day)における各ケースの地表面沈下量の断面分布図である。

図-3.38は、計算終了時(5000day)における法先および法肩位置の水平変位の深度分布図である。

図-3.39は、載荷直後(50day)における法先および法肩位置の過剰間隙水圧の深度分布図である。

図-3.40は、盛土中央部沈下量の経時変化、図-3.41は、盛土法先の水平変位量の経時変化である。

これらの解析結果をまとめると、

図-3.37および図-3.40より、地表面砂質土の剛性が小さくなるほど法先部分の盛り上がり量や盛土部分の地表面沈下量は大きく計算された。

図-3.38より、地表面砂質土の剛性が小さくなるほど水平変位量は大きく計算された。しかし、どのケースも砂質土の剛性の大きさに依らず深度5m付近で水平変位は最大となった。これは盛土の剛性(弾性係数 $E_s=1000\text{tf/m}^2$ )が大きいため、地表面変位に対する拘束効果が発揮されているためと考えられる。

図-3.39より、過剰間隙水圧の分布は地表面砂質土の剛性の影響を受けなかった。

図-3.41を見てわかるように、地表面砂質土の剛性によって盛土法先部分の地盤変状は大きく変化する。観測的手法などを用いた盛土の安定管理では、盛土法先の水平変位を用いる場合が多く、これと同じことを有限要素解析でシミュレートする際は、地表面砂質土の剛性の評価が重要となる。

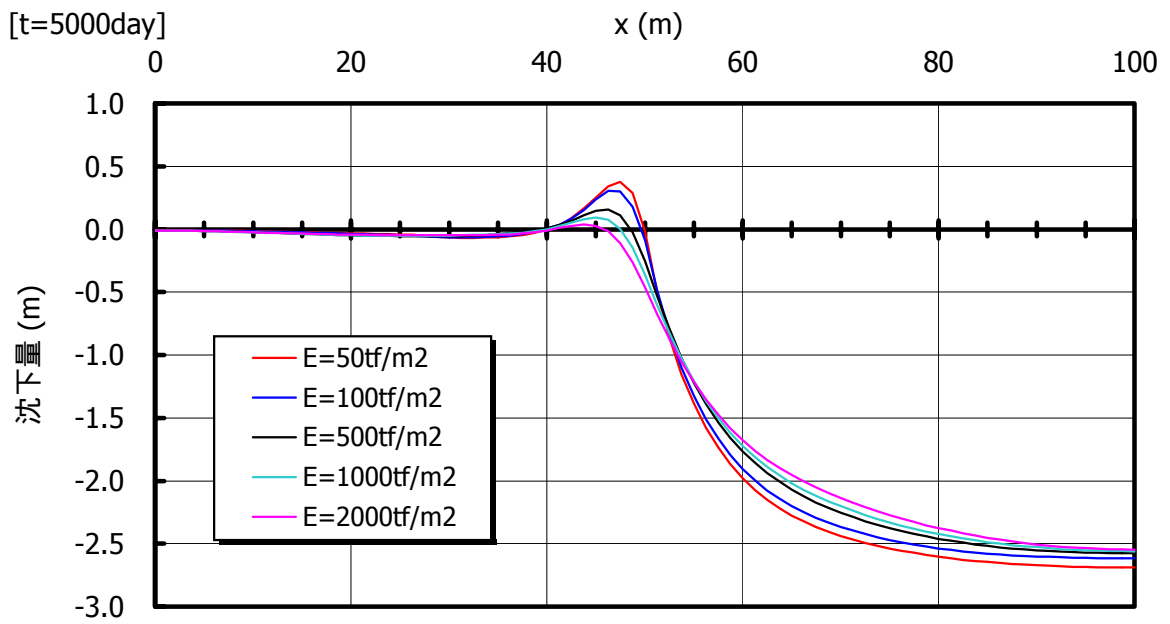
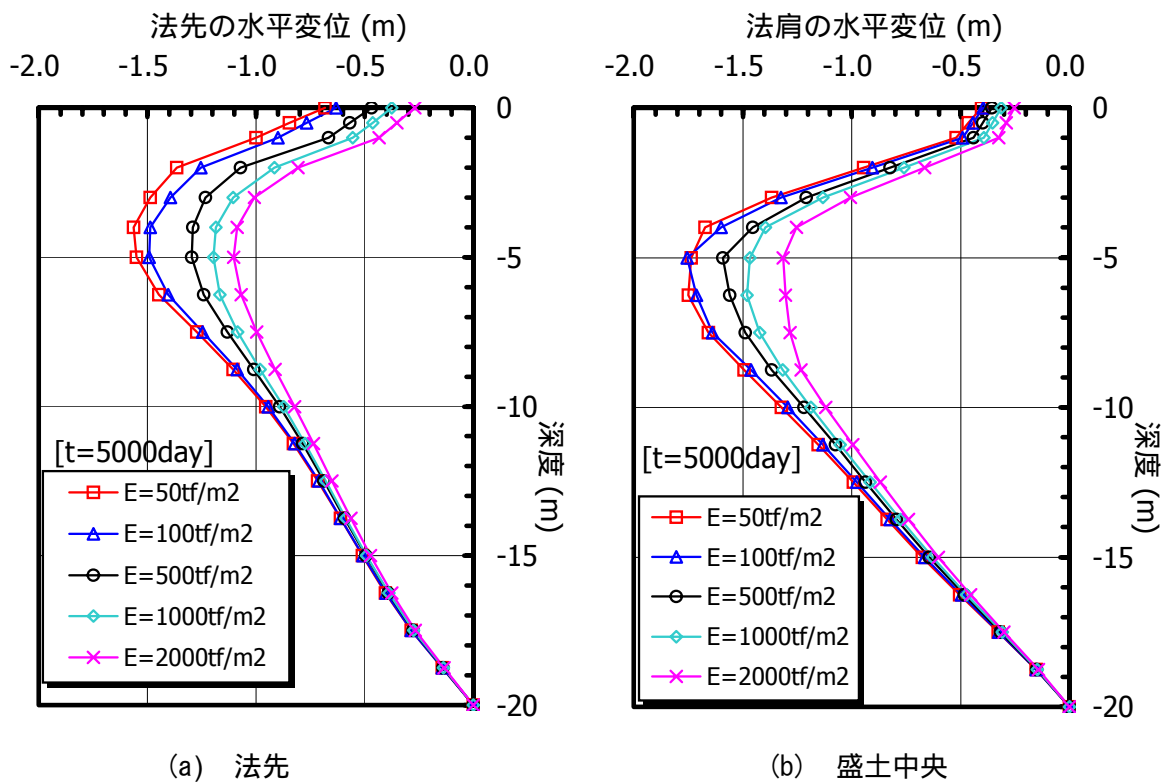


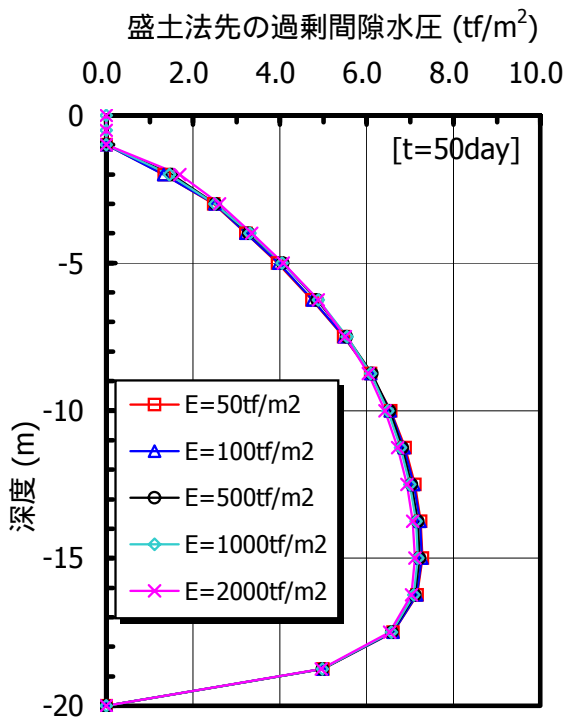
図-3.37 地表面沈下量の断面分布 (5000 日目)



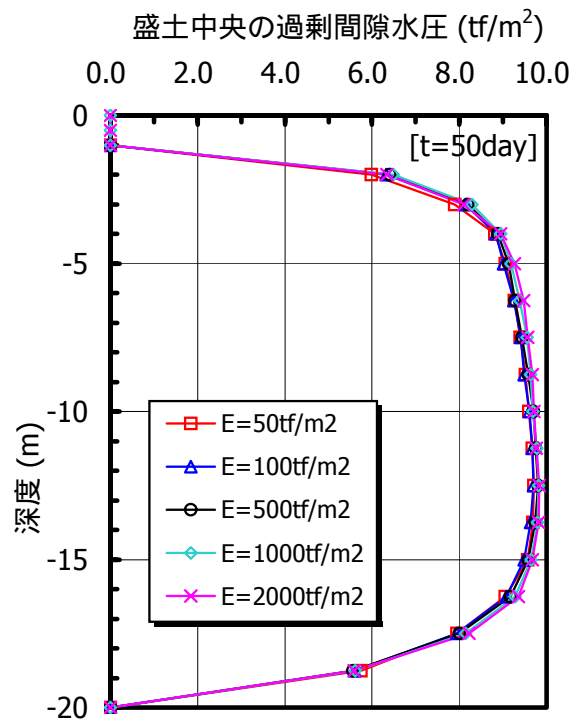
(a) 法先

(b) 盛土中央

図-3.38 水平変位量の深度分布 (5000 日目)



(a) 法先



(b) 盛土中央

図-3.39 過剰間隙水圧の深度分布（载荷直後，50日目）

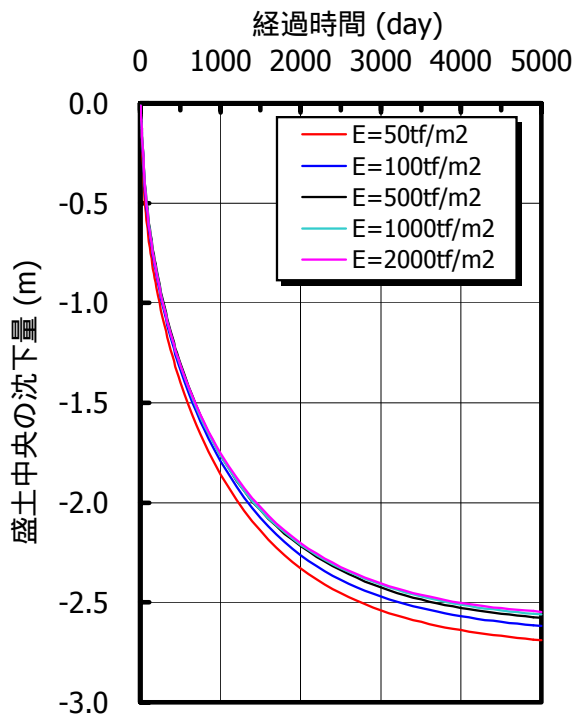


図-3.40 盛土中央部沈下量の経時変化

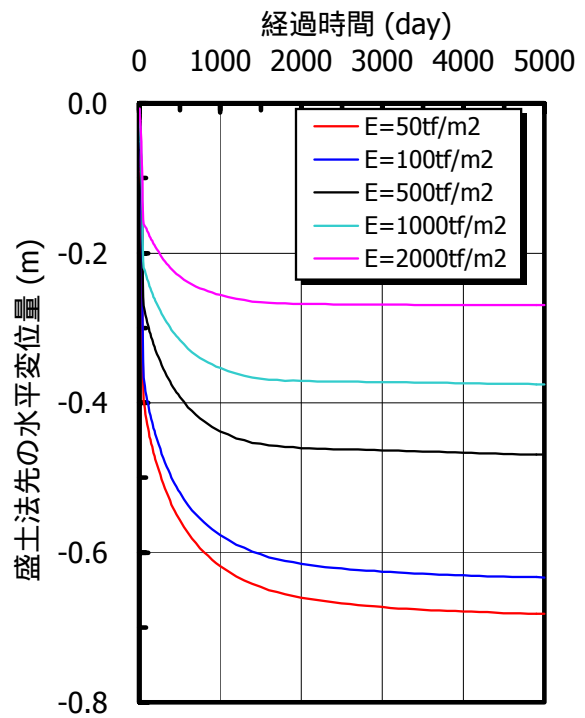


図-3.41 盛土法先の水平変位量の経時変化

(3) 盛土の弾性係数の影響

(a) 解析条件

次に地表面砂質土の剛性を固定し、盛土の剛性変化させて、地盤変形に及ぼす影響について調べた。FEM 解析に用いる盛土体の剛性は、試験盛土における動態観測結果や遠心模型実験結果を用いて、FEM 解析値とのフィッティング作業によって推定したり、原位置試験によって直接決定すべきである。軟弱地盤上に盛土が築造される事例を扱った過去の FEM 解析を文献調査した結果、盛土の弾性係数は表-3.19 のように設定されている。本検討では、表-3.19 を参考に盛土の弾性係数を表-3.20 のように設定した。

なお、表-3.14 に示した計算ステップで解析を実施したところ、盛土の弾性係数が小さいケースにおいて載荷段階で計算が発散した。そのため、本解析では計算ステップをこれよりも細かくし、表 3.21 のように設定した。

表-3.19 過去の解析事例に見る盛土体の弾性係数

構成モデル	弾性係数 $E_s$ (tf/m <sup>2</sup> )	算出根拠	解析ソフト	文献 No.
弾性体	1000	試験盛土の解析	DACSAR	5)
弾性体	2500	?	DACSAR	6),7)
弾性体	100	試験盛土の解析	?	8),9)
弾性体	2800	道路盛土の解析	?	10)
弾性体	1000	試験盛土の解析	DACSAR	11),12)
弾性体	1000	孔内水平載荷試験	DACSAR	13)
弾性体	700	?	?	14)
弾性体	500	?	DACSAR	15)

表-3.20 解析ケース

盛土の 弾性係数(tf/m <sup>2</sup> )	地表面砂質土の 弾性係数(tf/m <sup>2</sup> )	ファイル名	入力データ の説明
100	100	ex35-m100.dat	—
500	100	ex35-m500.dat	—
1000	100	ex35-m1000.dat	—
2500	100	ex35-m2500.dat	—
5000	100	ex35-m5000.dat	—

表-3.21 計算ステップ

工程	$\Delta t$ (day)	STEP 数	累積経過時間 (day)
盛土 1m	2.5	4	10
盛土 2m	2.5	4	20
盛土 3m	2.5	4	30
盛土 4m	2.5	4	40
盛土 5m	2.5	4	50
放置	10	15	200
放置	20	15	500
放置	50	10	1000
放置	100	40	5000
総ステップ数 =		100	

(b) 解析結果

図-3.42 は、計算終了時(5000day)における各ケースの地表面沈下量の断面分布図である。

図-3.43 は、計算終了時(5000day)における法先および法肩位置の水平変位の深度分布図である。

図-3.44 は、載荷直後(50day)における法先および法肩位置の過剰間隙水圧の深度分布図である。

図-3.45 は、盛土中央部沈下量の経時変化、図-3.46 は、盛土法先の水平変位量の経時変化である。

これらの解析結果をまとめると、

盛土の剛性による地盤変状への影響は、地表面砂質土の剛性を变化させたときの解析結果と同じような傾向であった。特に盛土の剛性が  $E_s=500\text{tf/m}^2$  から  $E_s=100\text{tf/m}^2$  に低減させたときの地盤変形に及ぼす感度は大きく、 $E_s=100\text{tf/m}^2$  の場合の水平変位量は  $E_s=500\text{tf/m}^2$  の場合の 2 倍程度であった。

$E_s=2500\text{tf/m}^2$  の 2 ケースの解析結果はほぼ等しかった。一般に用いられる盛土の弾性係数  $E_s=1000\text{tf/m}^2$  とこれら 2 ケースは、概ね等しい解析結果と見てとれる。

$E_s=100\text{tf/m}^2$  のケースは、盛土法先部分で破壊に近い変形形状をしているため、盛土中央部では逆に沈下量が小さく算定されている。

図-3.43 より、盛土の剛性を  $E_s=100\text{tf/m}^2$  まで小さくしても、深度 - 5m 付近で最大水平変位が生じる分布は変わらなかった。

図-3.44 より、間隙水圧分布に関しては、地表面砂質土の剛性を变化させたときの解析結果と異なり、盛土の弾性係数が大きいほど、載荷終了時の盛土中央部における過剰間隙水圧値は大きく、盛土法先部における過剰間隙水圧値は小さくなる結果となった。

以上のことより、盛土体の剛性(弾性係数)が地盤変状に及ぼす影響について以下のような結論が得られた。

軟弱地盤上の盛土に対する FEM 解析において、一般に用いられている盛土体の弾性係数は、 $E_s=500 \sim 3000\text{tf/m}^2$  (平均的には  $E_s=1000\text{tf/m}^2$  程度)であるが、この範囲の弾性係数が FEM 解析結果に与える影響は小さいと考えられる。

$E_s < 500\text{tf/m}^2$  となると、FEM 解析では地盤の変形に対する感度は大きいため、注意が必要である。

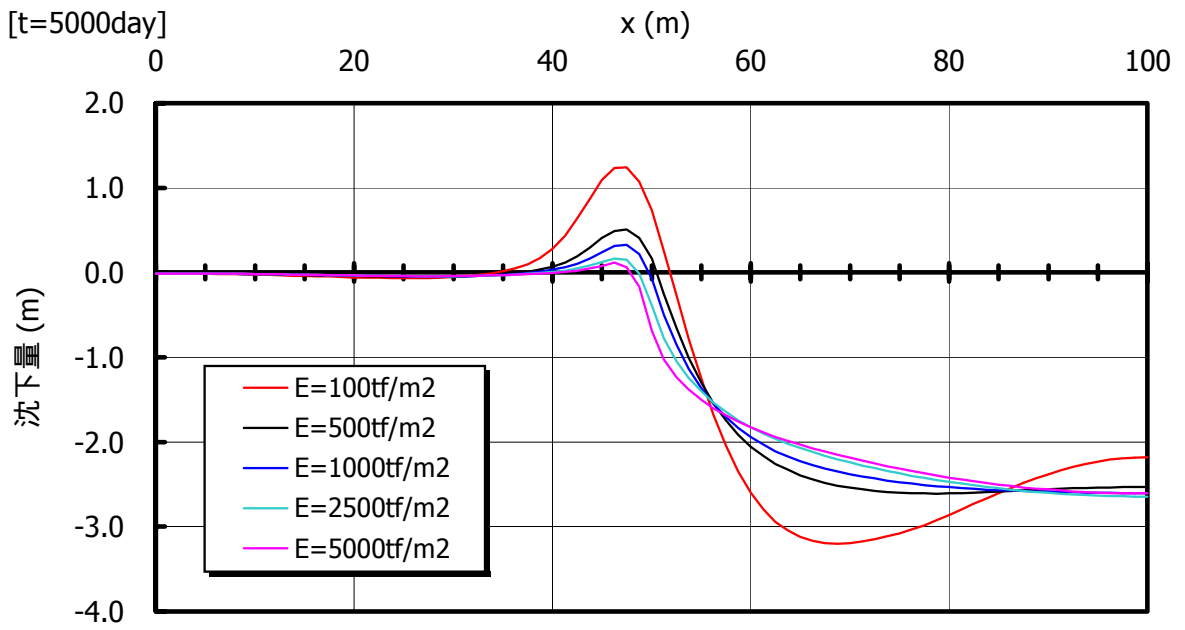
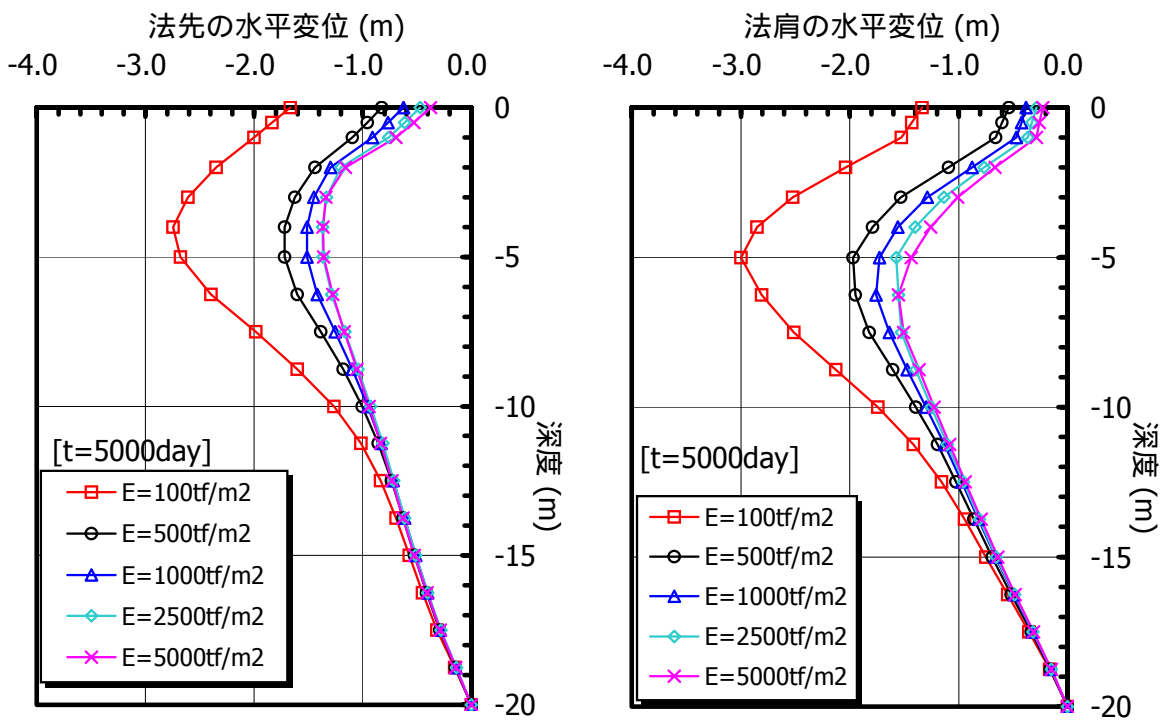


図-3.42 地表面沈下量の断面分布 (5000 日目)

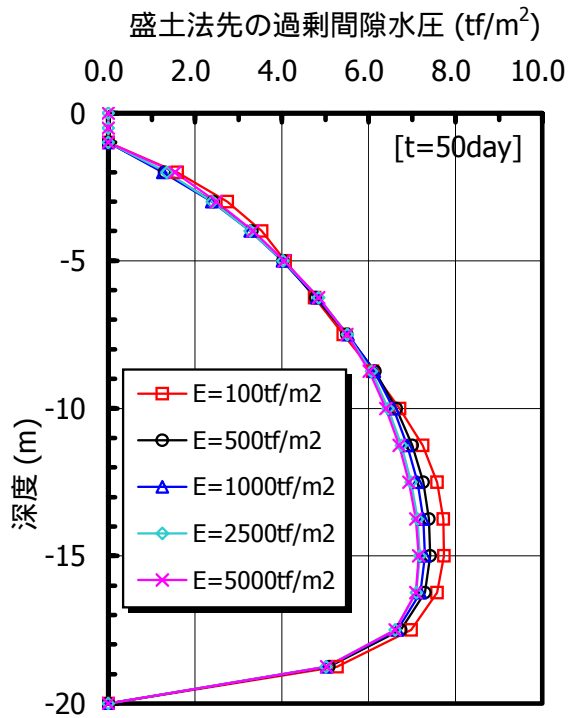


(a) 法先

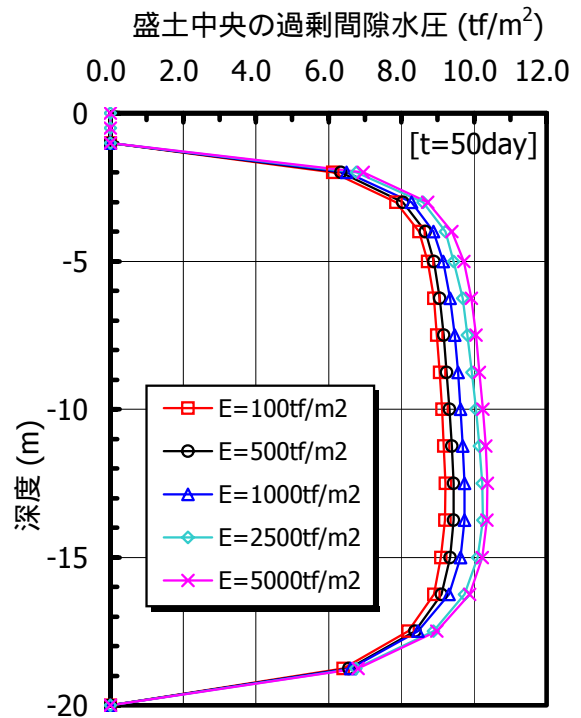
(b) 盛土中央

図-3.43 水平変位量の深度分布 (5000 日目)





(a) 法先



(b) 盛土中央

図-3.44 過剰間隙水圧の深度分布 ( 载荷直後, 50 日目 )

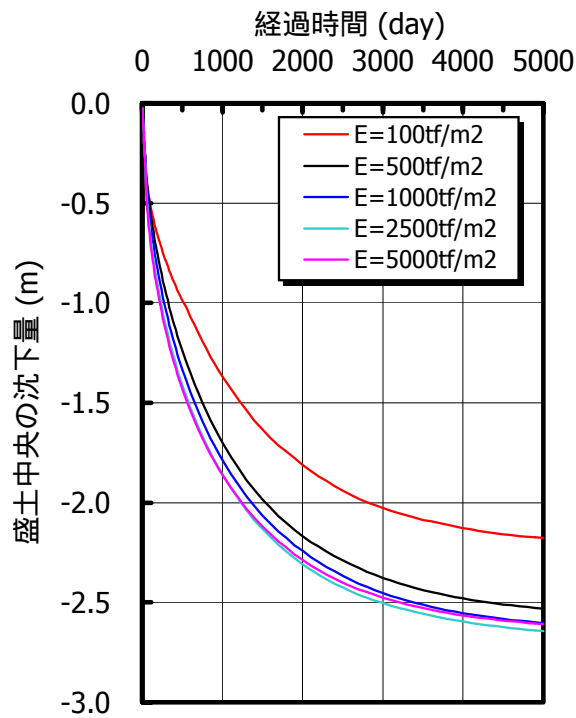


図-3.45 盛土中央部沈下量の経時変化

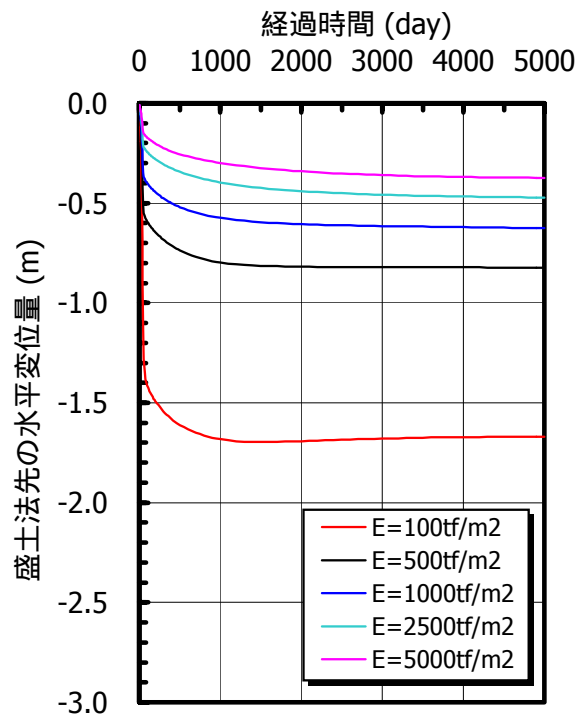


図-3.46 盛土法先の水平変位量の経時変化

### 3.6 関口・太田の弾塑性モデルによる二次元圧密変形解析（その3）

3.4 節および 3.5 節では、地表面に敷砂（サンドマット）がある地盤モデルに対して、弾塑性モデルによる二次元圧密変形解析を行った。FEM 解析では地表面の敷砂を線形弾性体としてモデル化するのが一般的であるが、この敷砂層は排水層としての役割の他に、軟弱粘土層に対するサーチャージとしても機能するため、弾塑性解析において計算の安定性が高まる。しかし、敷砂層の厚さが薄かったり、3.5 節で調べたように砂質土の剛性が小さかったりすると計算の安定性は低下する（発散しやすくなる）。実際の地盤においても地表面にサーチャージない場合は地表面近傍の粘性土は強度が小さく（ほとんどゼロ）、わずかな荷重段階でも破壊に達し、巻き上がりや側方への流動が生じやすいと考えられる。

本節では、地表面から粘性土が分布する地盤モデルを想定し、地盤の初期応力状態や過圧密状態が弾塑性解析の計算安定性に及ぼす影響について調べた。

盛土による FEM 変形解析では、盛土体に剛性を持たせてしまうと地表面の変形をむやみに拘束してしまい、地盤の初期応力状態や過圧密状態による影響を純粋に評価できない。そこで、第一段階では、盛土荷重を分布荷重として作用させるモデル（分布荷重モデル）で検討を行い、続く第二段階として盛土荷重を要素荷重で作用させたモデル（要素荷重モデル）で検討し、要素荷重モデルにおける盛土の弾性係数の扱い方について言及した。

#### (1) 解析モデル

##### (a) 解析条件

図-3.47 に分布荷重モデルの解析モデル図を示す。基本ケースとして盛土高さは 4m（盛土荷重： $1.8\text{t/m}^3 \times 4\text{m} = 7.2\text{tf/m}^2$ ）とした。追加ケースとして盛土高さを変化させた解析も行った。図-3.48 に基本ケースの有限要素メッシュを示す。表-3.22 に粘性土の土質パラメータを示す。

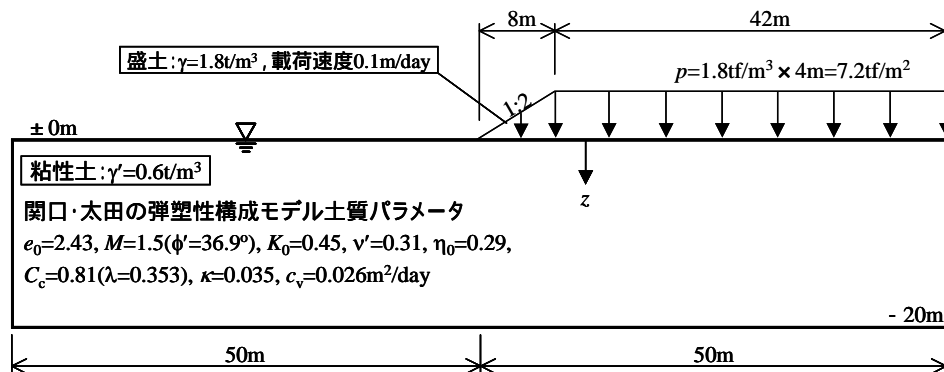


図-3.47 解析モデル図

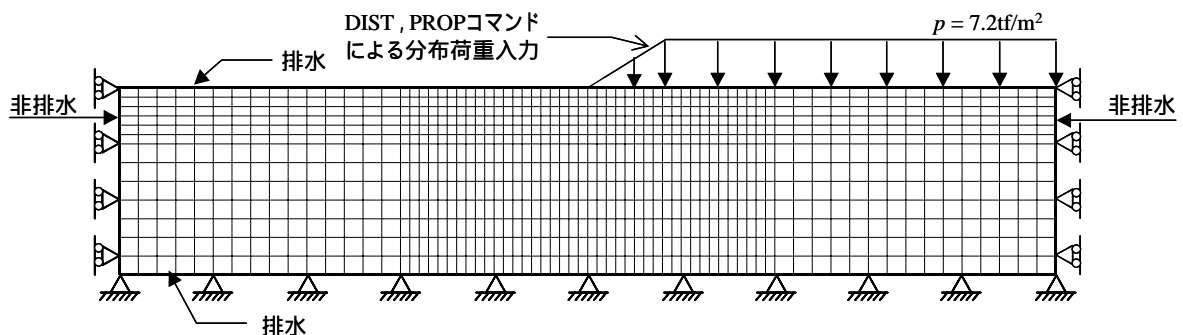


図-3.48 有限要素メッシュ図（分布荷重モデル）

表-3.22 粘性土の土質パラメータ (関口・太田の弾塑性モデル)

パラメータ	記号	単位	値	備考
限界応力比	M	-	1.50	$\phi'=36.9^\circ$
有効ポアソン比	$\nu'$	-	0.31	$\nu'=K_0/(1+K_0)$
水平方向圧密係数	$c_{vx}$	m <sup>2</sup> /day	0.026	$c_{vx} = c_{vy}$
鉛直方向圧密係数	$c_{vy}$	m <sup>2</sup> /day	0.026	
先行圧密圧力(圧密降伏応力)	$\sigma_{v0}'$	tf/m <sup>2</sup>	図-3.50	*3パターン
原位置有効上載圧(初期応力)	$\sigma_{vi}'$	tf/m <sup>2</sup>	図-3.50	*3パターン
先行時静止土圧係数	$K_0$	-	0.45	
原位置静止土圧係数	$K_i$	-	0.45	
二次圧密係数		-	—	弾塑性モデルのため不要
初期体積ひずみ速度	$\dot{\nu}_0$	-	—	弾塑性モデルのため不要
先行時間隙比	$e_0$	-	2.43	
圧縮指数	$\lambda$	-	0.353	
膨張指数	$\kappa$	-	0.0353	$\kappa = \lambda/10$ を仮定

(b) 計算ステップと荷重載荷方法

表-3.23 に計算ステップを示す。地表面の初期有効応力が小さい場合は圧密初期で計算が発散してしまうと考えられるので、載荷中および放置期間初期の計算ステップは細かく設定した。

分布荷重は、盛土高さ 1m 毎に法勾配 1:2 を保つように作用させた。すなわち、GeoFem における [DIST ~ PROP コマンド] の組み合わせを図-3.49 に示す から の 4 組(盛土高さ 1m 毎)作成した。

表-3.23 計算ステップ

工程	$\Delta t$ (day)	STEP 数	累積経過時間 (day)
盛土 1m	0.2	50	10
盛土 2m	0.2	50	20
盛土 3m	0.2	50	30
盛土 4m	0.2	50	40
放置	0.2	50	50
放置	1	150	200
放置	5	60	500
放置	10	50	1000
放置	50	80	5000
総ステップ数 =		590	

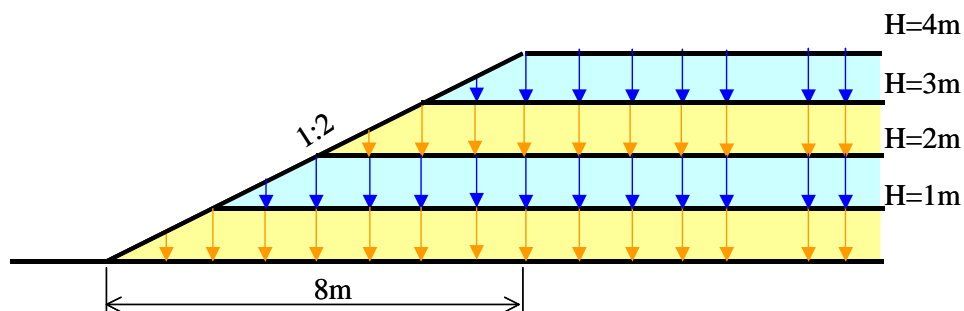


図-3.49 分布荷重の作用方法 (1m 毎に盛土の法勾配を 1:2 で維持)

(c) 解析ケース

初期応力分布と先行圧密応力分布（圧密降伏応力分布）について図-3.50 に示す9ケースを設定した。表-3.24 に解析ケースの一覧を示す。

初期応力分布については、地表面（ $z=0$ ）の初期有効応力  $\sigma_v'$  が 0.0, 1.0, 2.0 とする3パターンを想定した。この地表面（ $z=0$ ）に存在する初期有効応力は、剛性のないサーチャージを想定している。

- $\sigma_v'=0.6z$  (tf/m<sup>2</sup>)
- $\sigma_v'=1.0+0.6z$  (tf/m<sup>2</sup>)
- $\sigma_v'=2.0+0.6z$  (tf/m<sup>2</sup>)

先行圧密応力分布については、深度の浅い部分に対して過圧密地盤を想定した2パターンと正規圧密地盤（ $p_c(z)=\sigma_v'(z)$ ）を想定した1パターンの計3パターンとした。

- $p_c(z)=\sigma_v'(z)$
- $p_c(z)=\sigma_v'(z)$  for  $z < -2m$ ,  $p_c(z)=\sigma_v'(z-2m)$  for  $-2m \leq z < 0m$
- $p_c(z)=\sigma_v'(z)$  for  $z < -4m$ ,  $p_c(z)=\sigma_v'(z-4m)$  for  $-4m \leq z < 0m$

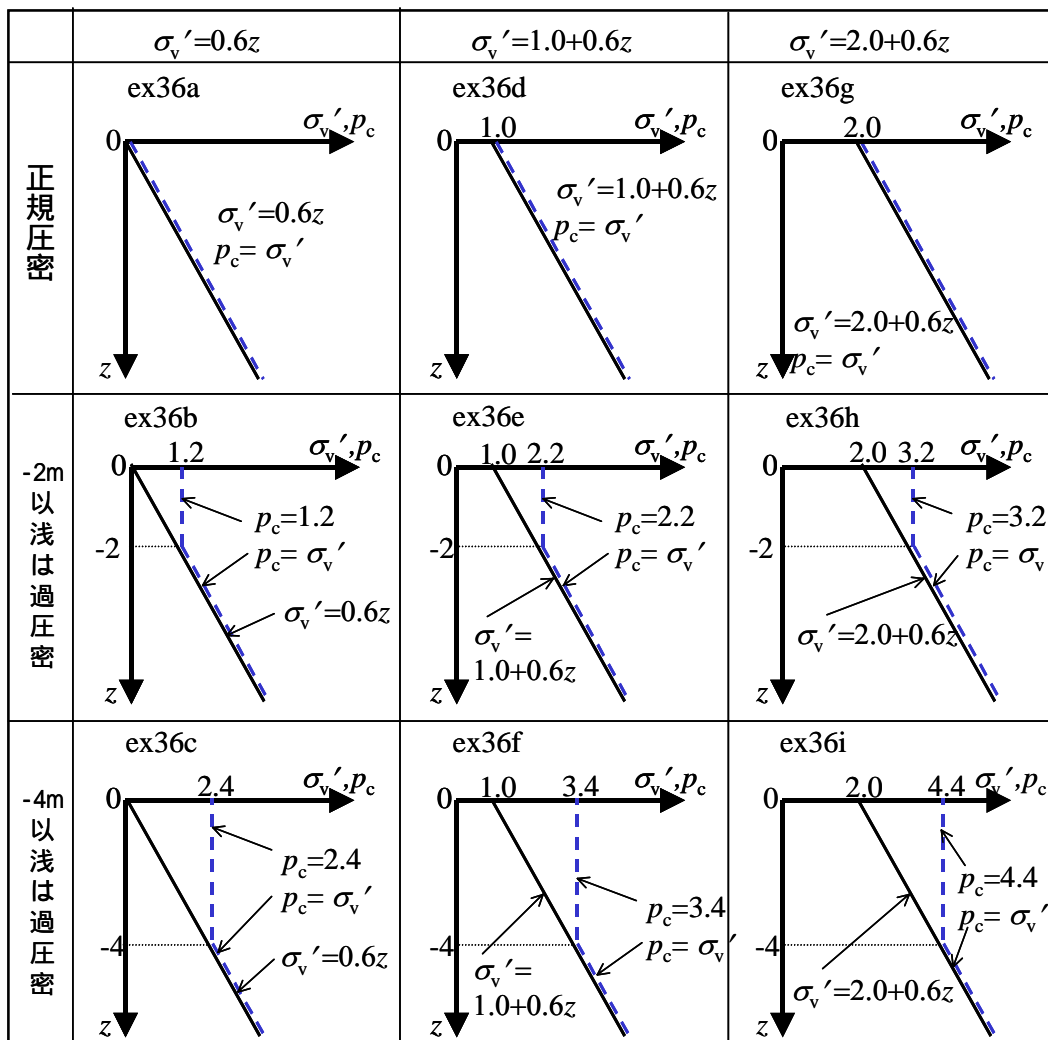


図-3.50 初期応力分布と先行圧密応力分布の仮定

表-3.24 解析ケース

No	初期応力 $\sigma_v'$ (tf/m <sup>2</sup> )	圧密降伏応力 $p_c$ (tf/m <sup>2</sup> )	ファイル名	入力データの 説明
—	② $\sigma_v'=0.6z$	$p_c(z)=\sigma_v'(z)$	ex36a.dat	—
②		$p_c(z)=1.2$ $0m < z < -2m$ $p_c(z)=\sigma_v'(z)$ $z < -2m$	ex36b.dat	付録 B8
③		$p_c(z)=2.4$ $0m < z < -4m$ $p_c(z)=\sigma_v'(z)$ $z < -4m$	ex36c.dat	—
$\chi$	⑤ $\sigma_v'=1.0+0.6z$	$p_c(z)=\sigma_v'(z)$	ex36d.dat	—
⑤		$p_c(z)=2.2$ $0m < z < -2m$ $p_c(z)=\sigma_v'(z)$ $z < -2m$	ex36e.dat	—
⑥		$p_c(z)=3.4$ $0m < z < -4m$ $p_c(z)=\sigma_v'(z)$ $z < -4m$	ex36f.dat	—
$\phi$	⑧ $\sigma_v'=2.0+0.6z$	$p_c(z)=\sigma_v'(z)$	ex36g.dat	—
⑧		$p_c(z)=3.2$ $0m < z < -2m$ $p_c(z)=\sigma_v'(z)$ $z < -2m$	ex36h.dat	—
⑨		$p_c(z)=4.4$ $0m < z < -4m$ $p_c(z)=\sigma_v'(z)$ $z < -4m$	ex36i.dat	—

(2) 解析結果

表-3. 25 は、各解析ケースの計算収束状況をまとめたものである。各ケースの地盤変形図の詳細は付録 A1 に示した。

地表面の初期応力をゼロとしたケース  $\sigma_v' = 0.6z$  は、いずれのケースも載荷後の圧密初期段階で計算が発散した。正規圧密地盤を仮定したケース  $\sigma_v' = 1.0 + 0.6z$  は、表層部の強度が小さいため盛土高さが 1m から 2m の段階で既に地表面近傍ですべり破壊を生じている。定性的な評価ではあるが、ケース  $\sigma_v' = 2.0 + 0.6z$  に対して地表面を過圧密としたケース  $\sigma_v' = 2.0 + 0.6z$  およびケース  $\sigma_v' = 2.0 + 0.6z$  は、限界盛土高さが 3m (ケース  $\sigma_v' = 1.0 + 0.6z$ )、4m (ケース  $\sigma_v' = 2.0 + 0.6z$ ) と大きくなっていると思われる。しかし、ケース  $\sigma_v' = 1.0 + 0.6z$ 、ケース  $\sigma_v' = 2.0 + 0.6z$  においても、放置後の初期段階でメッシュが破壊している。

地表面の初期応力を  $\sigma_v' = 1.0$  ( $z=0$ ) としたケース  $\sigma_v' = 1.0 + 0.6z$  は、計算が発散はなかったものの放置後 50 日程度になると、法先部ですべり破壊のような変形モードがみられ、メッシュも大きく変形した。さらに、地表面の初期応力を  $\sigma_v' = 2.0$  ( $z=0$ ) としたケース  $\sigma_v' = 2.0 + 0.6z$  は計算が安定し、ケース  $\sigma_v' = 1.0 + 0.6z$  のようなすべり破壊に近い変形モードとはならなかった。

表-3. 25 分布荷重作用モデルの計算収束状況 (盛土高さ 4m)

	$\sigma_v' = 0.6z$ (tf/m <sup>2</sup> )	$\sigma_v' = 1.0 + 0.6z$ (tf/m <sup>2</sup> )	$\sigma_v' = 2.0 + 0.6z$ (tf/m <sup>2</sup> )
正規 圧密	ex36a	ex36d	ex36g
	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 57 日目(放置 17 日目)に発散し計算終了。</li> <li>・ H=2m 時点で表層部がすべり破壊をおこしている。</li> <li>・ 載荷終了時(40 日目)では、メッシュは破壊している。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 計算が発散はなく、載荷中はすべり破壊を生じていない。</li> <li>・ 50 日目(放置 10 日目)で大きな変形が生じており、100 日目(放置 50 日目)でメッシュは破壊している。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 計算が発散はなく、載荷中はほとんどせん断変形を生じない</li> <li>・ 100 日目(放置 50 日目)以降は法先でせん断変形が生じるが、計算終了時(5000 日目)でもメッシュは破壊していない。</li> </ul>
	-2m 以 浅 過 圧 密	ex36b	ex36e
<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 103 日目(放置 63 日目)に発散し計算終了。</li> <li>・ H=3m 時点で表層部がすべり破壊をおこしている。</li> <li>・ 載荷終了時(40 日目)では、メッシュは破壊している。</li> </ul>		<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 計算が発散はなく、載荷中はすべり破壊を生じていない( とほぼ同じ傾向)。</li> <li>・ 50 日目(放置 10 日目)で大きな変形が生じており、100 日目(放置 50 日目)でメッシュは破壊している。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 計算が発散はなく、載荷中はほとんどせん断変形を生じない</li> <li>・ より法先部の変形は小さい。</li> </ul>
-4m 以 浅 過 圧 密	ex36c	ex36f	ex36i
	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 240 日目(放置 200 日目)に発散し計算終了。</li> <li>・ H=4m 時点で表層部がすべり破壊をおこしている。</li> <li>・ 載荷終了時(40 日目)では、メッシュは破壊している。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 計算が発散はなく、載荷中はすべり破壊を生じていない( , より安定)。</li> <li>・ 50 日目(放置 10 日目)で大きな変形が生じていないが、100 日目(放置 50 日目)でメッシュは破壊している。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 計算が発散はなく、載荷中はほとんどせん断変形を生じない</li> <li>・ , より法先部の変形は小さい。</li> </ul>

図-3.51 は、ケース ～ (ex36d～ex36i) に対する計算終了時 (5000day) における地表面沈下量の断面分布図である。図-3.52 は、計算終了時 (5000day) における法先および法肩位置の水平変位の深度分布図である。図-3.53 は、盛土中央部沈下量の経時変化、図-3.54 は、盛土法先の水平変位量の経時変化である。ケース ～ は計算が途中で発散したためこれらの図には示さなかった。

図-3.51 や図-3.52 を見てわかるように、ケース , , はメッシュが大変形しており、地盤は破壊していると考えられる。一方、ケース , , はそれなりの解析結果を与えていると考えられる。ケース , , の粘性土地盤が破壊しているかどうかの判断は難しいが、自重以外の初期応力を  $+1.0\text{tf/m}^2$  与えるか、 $+2.0\text{tf/m}^2$  与えるかで解析結果に大きな差が生じることが示された。

ケース , , をそれぞれ比較すると、地表部の過圧密の割合を大きくするほど沈下量、水平変位量は小さく計算された。しかし、今回の計算では、過圧密を考慮することよりも付加的な初期応力を地表面に与えた方が計算上安定した。

水平変位の深度分布に関しては、前節までの変形モードと異なり地表面部でも大きな変位が生じ、最大水平変位が生じる深度もより浅くなった。これは分布荷重による荷重作用は、盛土体の剛性による拘束が解析上全く考慮されていないからと考えられる。

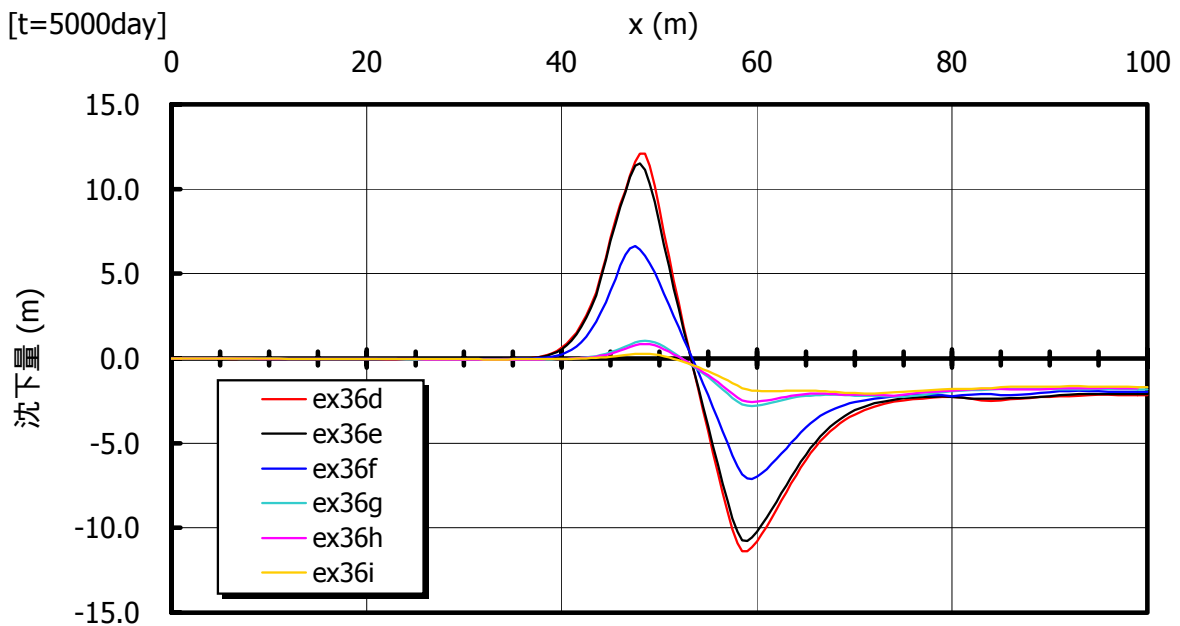
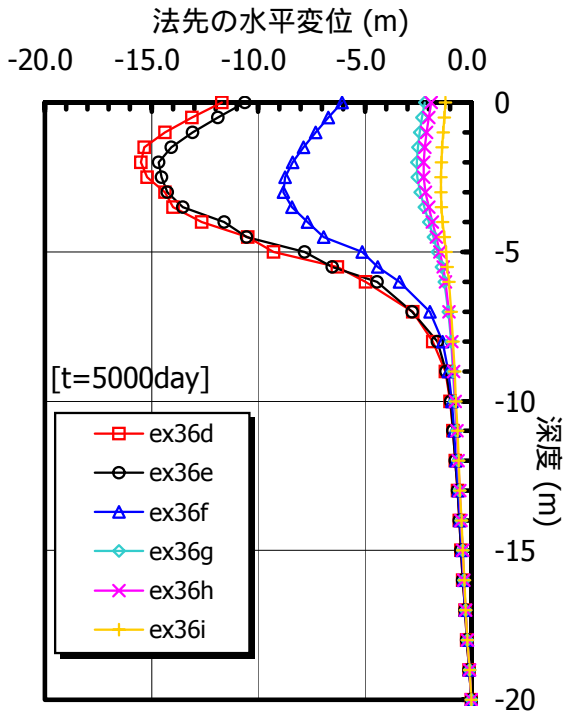
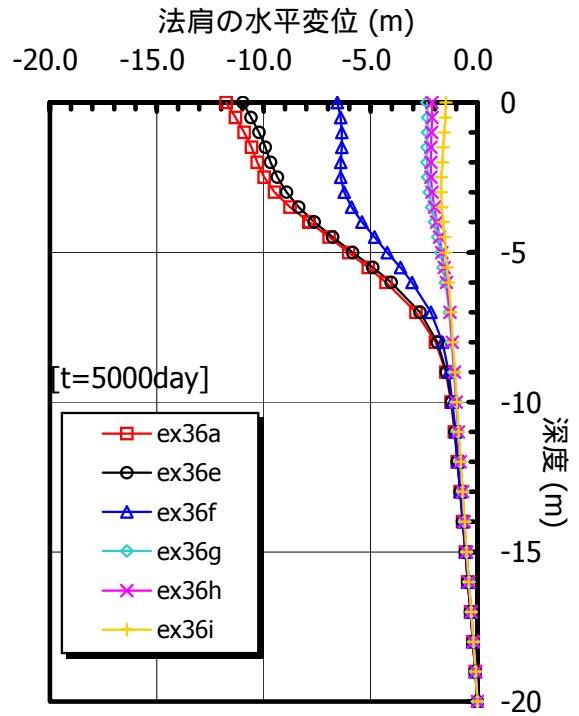


図-3.51 地表面沈下量の断面分布 (5000 日目)



(a) 法先



(b) 法肩

図-3.52 水平変位量の深度分布 (5000 日目)

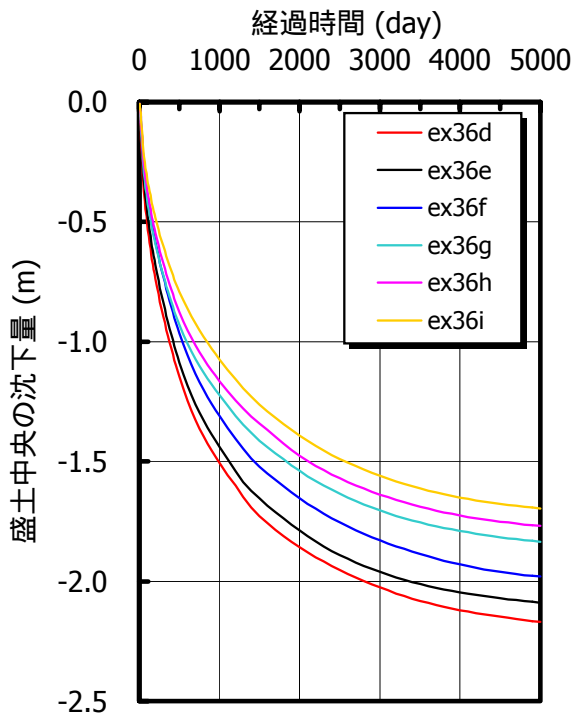


図-3.53 盛土中央部沈下量の経時変化

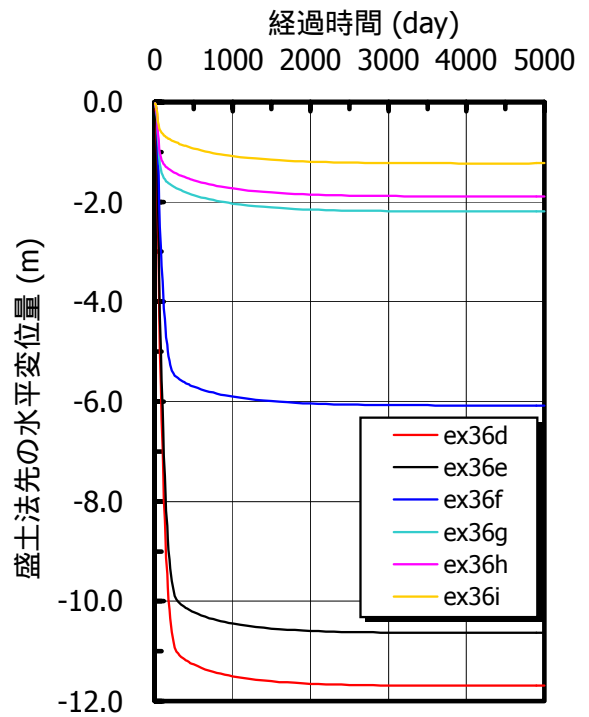


図-3.54 盛土法先水平変位量の経時変化



(3) 盛土高さ と 支持力安全率 の 関係

図-3.50 の ケース に対して、盛土高さを変化させたときの地盤変形状況を調べ、円弧すべり解析結果との関連性について検討した。

(a) 解析 ケース

変化させた盛土高さ と 解析ファイル名 を表-3.26 に示す。

表-3.26 盛土高さ ( ケース )

盛土高さ	ファイル名	入力データの説明
2.5	ex36g-h25	—
3.0	ex36g-h30	—
3.5	ex36g-h35	—
4.0	ex36g ( 基本 ケース )	—
4.5	ex36g-h45	—
5.0	ex36g-h50	—

(b) 円弧すべり解析

関口・太田の弾塑性モデルにおける正規圧密粘土の非排水せん断強度 ( $K_0$  圧密・三軸非排水圧縮) は次式で与えられる<sup>16)</sup>。

$$\frac{s_{uc}}{\sigma_{v0}'} = \frac{(1+2K_0)}{6} M \exp\left(\frac{A\eta_0}{M} - A\right) \quad (3.18)$$

また、非排水せん断強度 ( $K_0$  圧密・三軸非排水伸張) は次式で与えられる。

$$\frac{s_{ue}}{\sigma_{v0}'} = \frac{(1+2K_0)}{6} M \exp\left(-\frac{A\eta_0}{M} - A\right) \quad (3.19)$$

本題では、 $K_0=0.45$ 、 $M=1.5$ 、 $A=(1-\lambda/\kappa)=0.9$ 、 $\eta_0=0.87$  であるから、圧縮・伸張強度はそれぞれ、

$$\frac{s_{uc}}{\sigma_{v0}'} = 0.325 \quad (3.20)$$

$$\frac{s_{ue}}{\sigma_{v0}'} = 0.115 \quad (3.21)$$

となる。本検討では円弧すべり解析に使用する非排水せん断強度として、圧縮強度を用いる場合と圧縮強度と引張強度の平均強度を用いる場合の二通りを考えた。

ケース の初期応力分布は次式で与えられる。

$$\sigma_v' = 2.0 + 0.6z \text{ (tf/m}^2\text{)} \quad (3.22)$$

したがって、圧縮強度を用いる場合の非排水せん断強度は、次式の通りとなる。

$$s_{uc} = 0.325 \cdot \sigma_{v0}' = 0.325(2.0 + 0.6z) = 0.65 + 0.195z \text{ (tf/m}^2\text{)} \quad (3.23)$$

また、圧縮強度と引張強度の平均強度を用いる場合は次式の通りとなる。

$$\frac{s_{uc} + s_{ue}}{2} = \frac{0.325 + 0.115}{2} \cdot \sigma_{v0}' = 0.22 \cdot \sigma_{v0}' = 0.22(2.0 + 0.6z) = 0.44 + 0.132z \text{ (tf/m}^2\text{)} \quad (3.24)$$

円弧すべり計算においては、盛土の強度は考慮せず、盛土荷重は分布荷重で作用させた。

表-3.27 および図-3.55 に円弧すべり解析(修正フェレニウス法)で算定した安全率を示す。なお、円弧すべり解析の等安全率線図を付録 A2 に示した。

表-3.27 円弧すべり解析結果

盛土高さ (m)	安全率	
	平均強度を用いた場合	圧縮強度を用いた場合
2.0	1.282	1.932
2.5	1.021	1.536
3.0	0.842	1.267
3.5	0.729	1.097
4.0	0.659	0.992
4.5	0.615	0.925
5.0	0.586	0.882

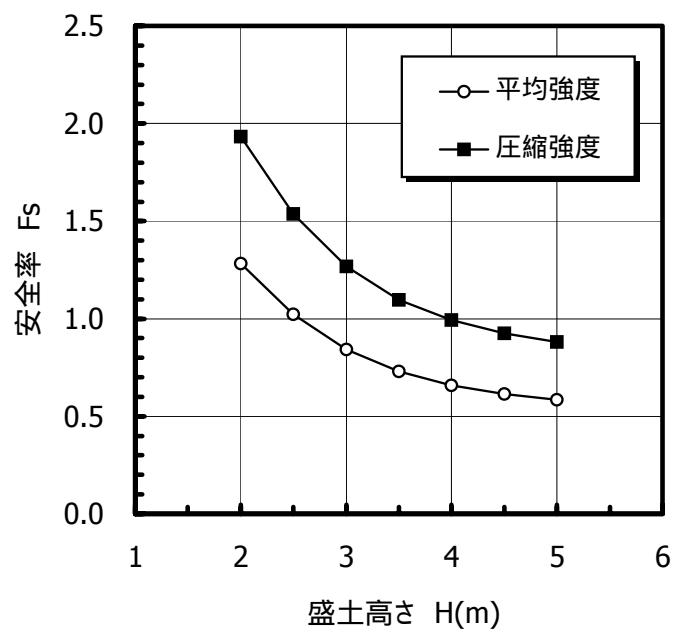


図-3.55 円弧すべり解析結果

(c) FEM 解析結果

図-3.56 は、計算終了時 (5000day) における地表面沈下量の断面分布図である。

図-3.57 は、計算終了時 (5000day) における法先および法肩位置の水平変位の深度分布図である。

図-3.58 は、盛土中央部沈下量の経時変化、図-3.59 は、盛土法先の水平変位量の経時変化である。

図-3.60 は、計算終了時 (5000day) における地盤変形図を比較したものである。なお、各ケースの地盤変形図の詳細は付録 A3 に示した。

盛土高さを  $H=2.5\text{m}$  から  $H=5.0\text{m}$  まで変化させた FEM 解析結果をまとめると、

図-3.56 や図-3.60 などから、すべりが生じるかどうかの盛土高さの境界は  $H=3.5\sim 4.5\text{m}$  あたりのようである。

FEM ですべりが生じているかどうかをせん断変形による法先の盛り上がりや法肩の沈み込みで判断すれば、盛土高さの限界は  $H=3.5\text{m}$  程度である。

付録図-A3.4 や付録図-A3.5 を見てわかるように盛土完了時にすべりが生じるのではなく、盛土完了後何日か経過してからすべり破壊を生じている。ただし、どの時点ですべりが生じているかを判断するのは難しい。

図-3.57 の水平変位の比較から判断すると、盛土高さを  $H=3.5\text{m}$  から  $H=4.0\text{m}$  へ増したときに、最終的な水平変位は大きく増加している。

非排水せん断強として圧縮強度を採用した場合の円弧すべり解析完全率は、盛土高さが  $H=4.0\text{m}$  の時に  $F_s < 1$  となっており、FEM 解析結果とはほぼ対応していると考えられる。

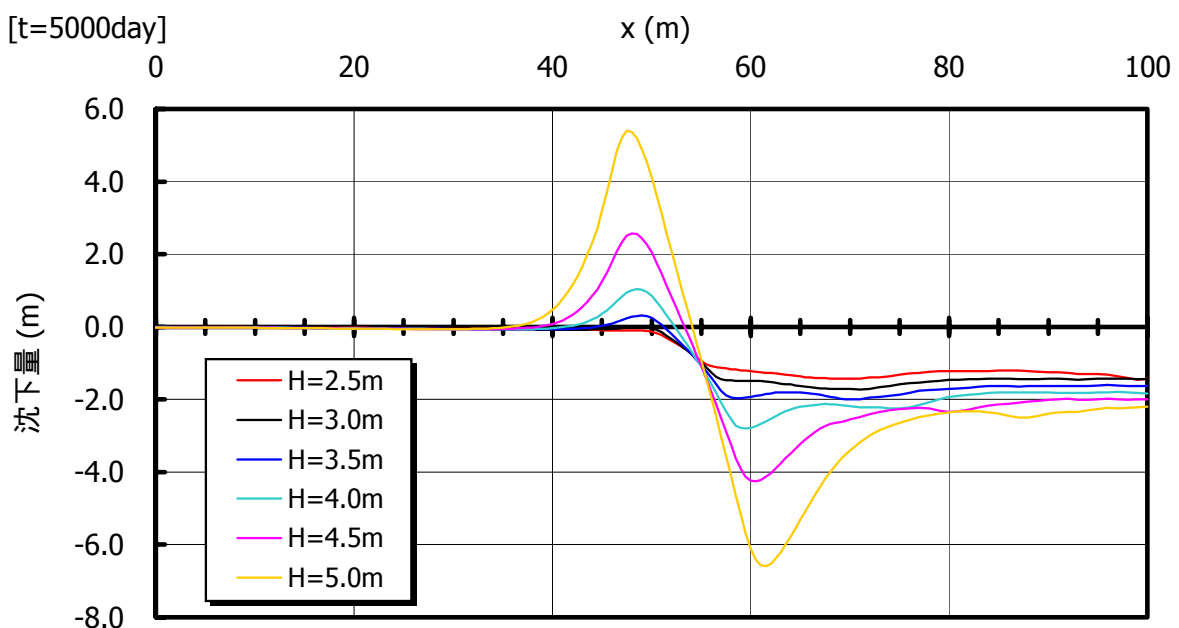


図-3.56 地表面沈下量の断面分布 (5000 日目)

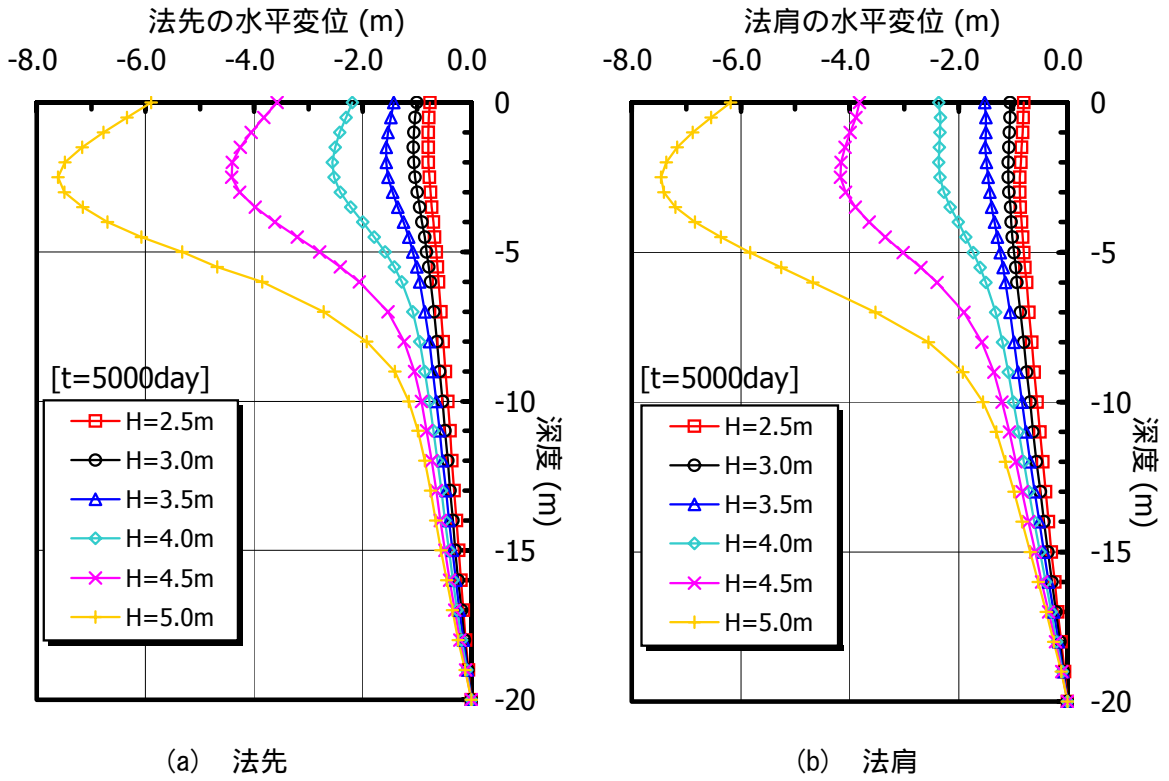


図-3.57 水平変位量の深度分布 (5000 日目)

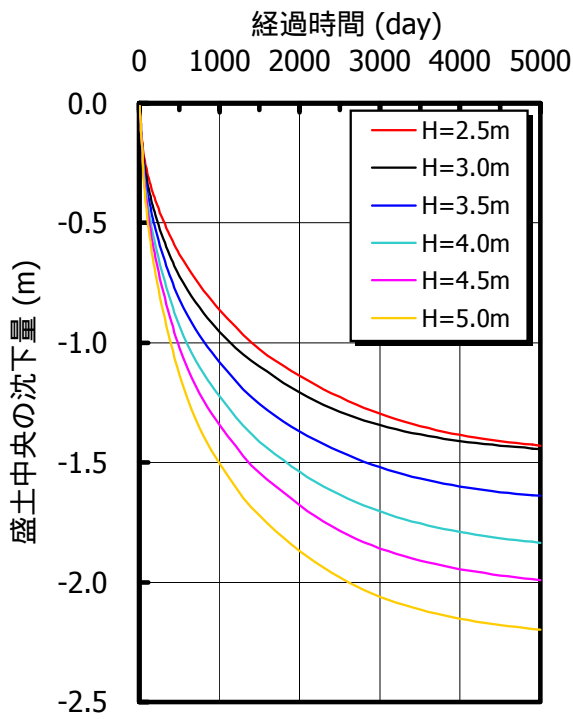


図-3.58 盛土中央部沈下量の経時変化

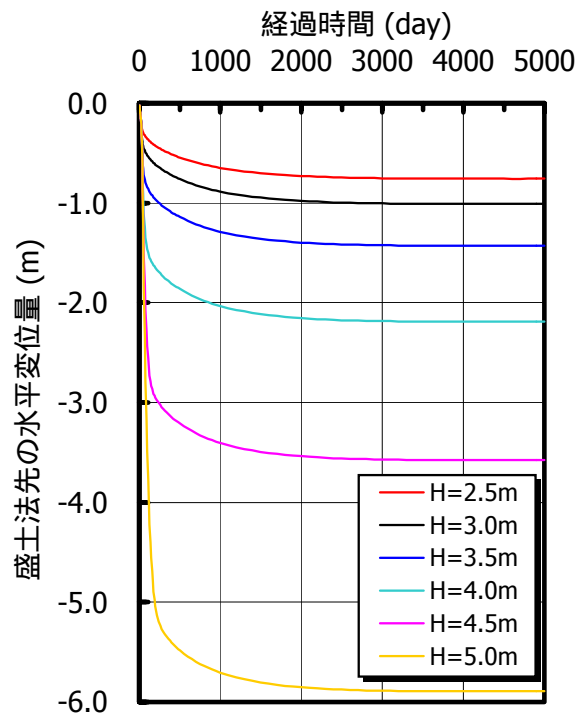
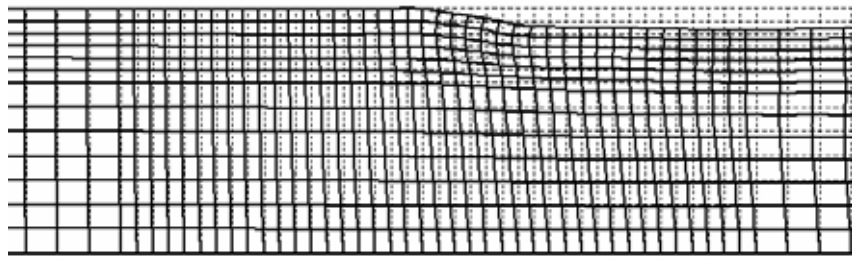
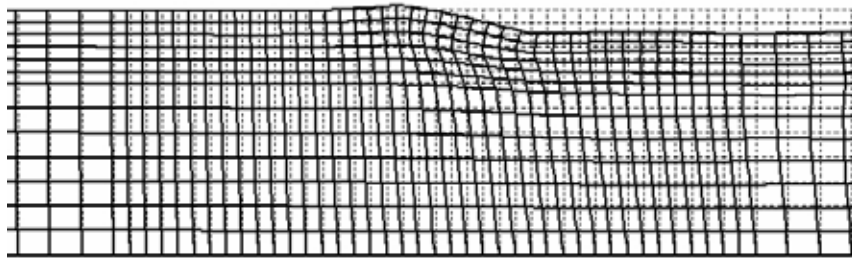


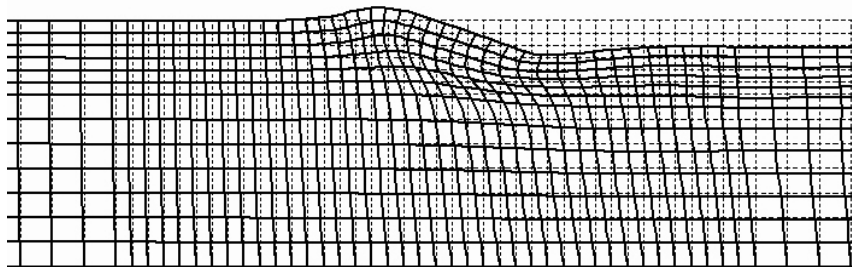
図-3.59 盛土法先水平変位量の経時変化



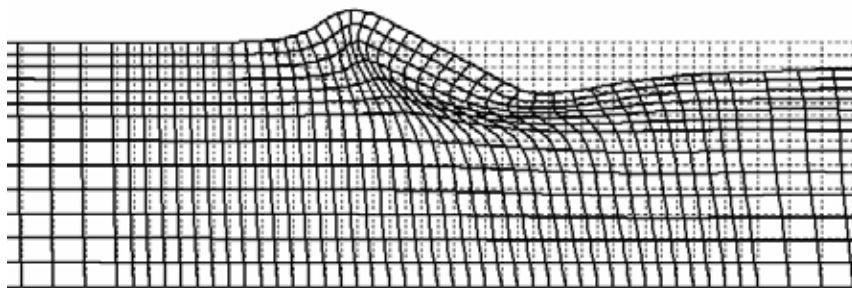
(a)  $H=3.0\text{m}$



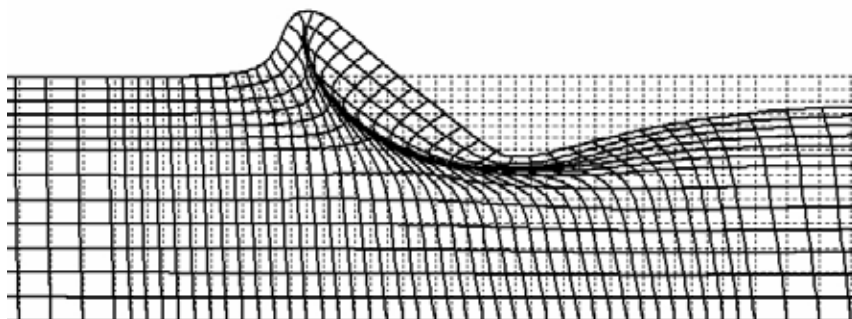
(b)  $H=3.5\text{m}$



(c)  $H=4.0\text{m}$



(d)  $H=4.5\text{m}$



(e)  $H=5.0\text{m}$

図-3.60 計算終了時の地盤変形図

(d) 松尾・川村の安定管理図

FEM 解析結果を松尾・川村<sup>17)</sup>の安定管理図上にプロットし、FEM 解析による安全率の定量的評価を試みる。

図-3.61 は、FEM による沈下量  $d$  を盛土中央部の値、水平変位量  $\delta$  を盛土法先の値とした場合の松尾・川村の安定管理図である。赤い丸印はそれぞれの解析ケースにおける載荷終了時の値を示している。また、白い丸印を結んだ破線は同時刻 ( $t=50,100,300,1000,5000\text{day}$ ) の値を示している。

まず、図-3.61 の FEM 解析結果は管理図の適用範囲をほとんど超えていることがわかる。これは、盛土荷重を分布荷重で作用させているために、沈下量に対して法先水平変位量が過大に算定されているためと考えられる。この図による安全率の評価は難しいが、以下の傾向は見てとれる。

盛土高さが高いほど、載荷後も水平変位は増大しつづけ、 $\delta/d \sim d$  曲線は右側へ膨らみ、管理図上は危険側へ推移している。

$\delta/d \sim d$  曲線が  $\delta/d$  軸にピークを持つ時刻は概ね 50 日目から 100 日目の間であり、付録図-A3 においてすべり破壊が生じる時刻と一致する。

載荷終了後に  $\delta/d \sim d$  曲線が右へ張り出すことのない  $H=2.5\text{m}$  や  $H=3.0\text{m}$  のケースも、安全率  $p/p_f=1.0$  の線を越えているが(安全率が 1 を下回る)、水平変位の評価が適切であれば安全率は 1 を満たすと考えられる。

結論は、盛土荷重を分布荷重として作用させた場合は、法先部の水平変位の評価に大きな問題があるため、このような FEM 解析結果を松尾・川村の管理図上にプロットすることは適切でないと考えられる。

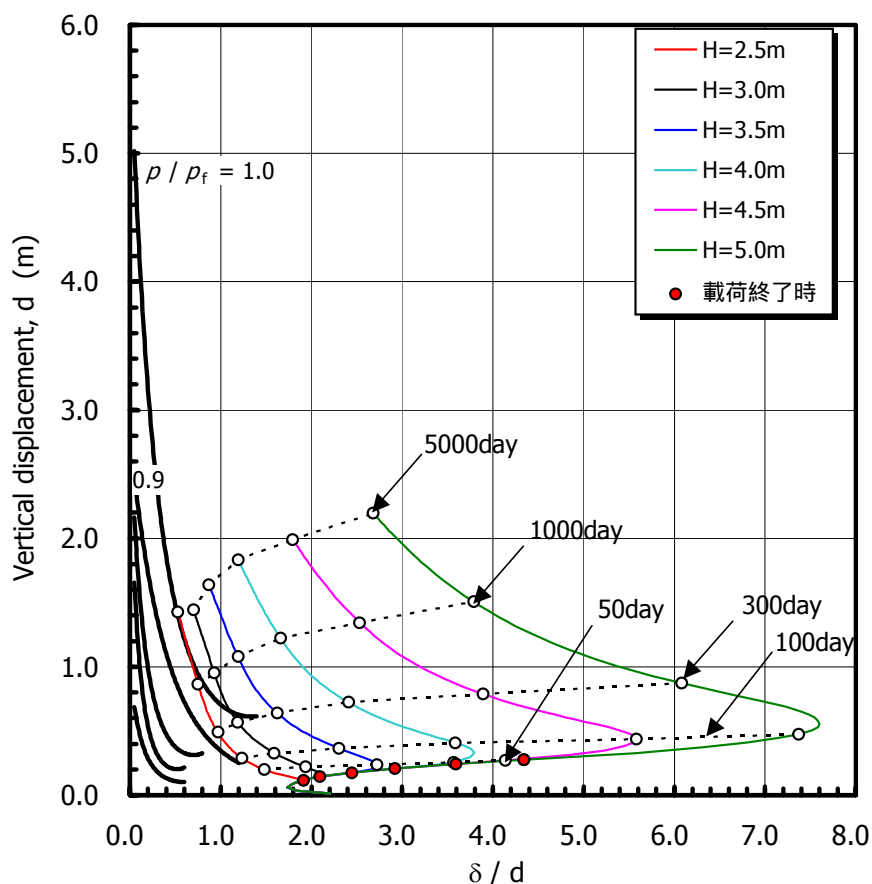


図-3.61 松尾・川村の安定管理図(沈下量を盛土中央とした場合)

(4) 盛土の弾性係数の影響

図-3.50 のケース に対して，盛土荷重を要素荷重として与えた場合の解析を行い，分布荷重作用モデル (ex36g. dat) との比較および安全率の評価について検討した．

(a) 解析条件

盛土高さは  $H=4.0\text{m}$  とし，土質条件は表-3.22 と同様である．盛土の弾性係数は 3.5 節の検討と同じ  $E_s=100\sim 5000\text{tf/m}^2$  としたが，どの程度の小さい弾性係数を用いれば分布荷重モデルを再現することができるかを調べるために  $E_s=50\text{tf/m}^2$  のケースを追加した．表-3.28 に解析ケース，表-3.29 に計算ステップ，図-3.62 に有限要素メッシュ図を示す．

表-3.28 解析ケース

盛土の弾性係数( $\text{tf/m}^2$ )	ファイル名	入力データの説明
50	ex-36g-e50	—
100	ex-36g-e100	—
500	ex-36g-e500	—
1000	ex-36g-e1000	—
2500	ex-36g-e2500	—
5000	ex-36g-e5000	—

表-3.29 計算ステップ

工程	$\Delta t$ (day)	STEP 数	累積経過時間 (day)
盛土 0.5m	1	5	5
盛土 1.0m	1	5	10
盛土 1.5m	1	5	15
盛土 2.0m	1	5	20
盛土 2.5m	1	5	25
盛土 3.0m	1	5	30
盛土 3.5m	1	5	35
盛土 4.0m	1	5	40
放置	1	10	50
放置	1	150	200
放置	5	60	500
放置	10	50	1000
放置	50	80	5000
総ステップ数 =		390	

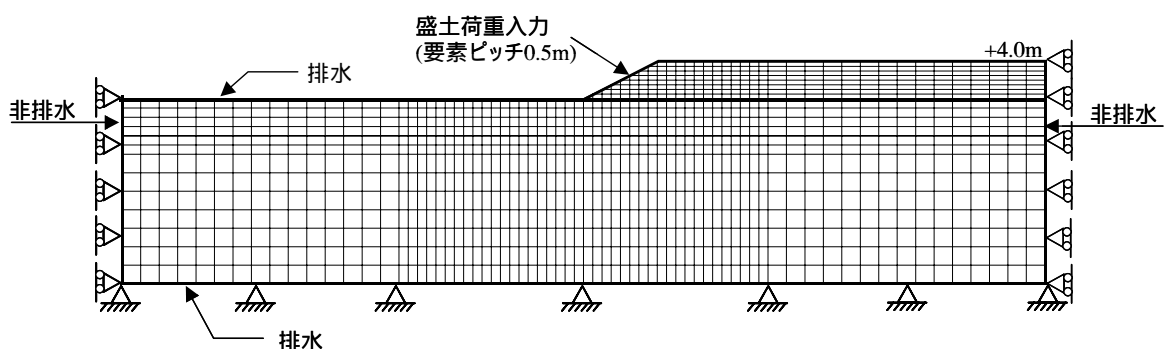


図-3.62 有限要素メッシュ図 (要素荷重モデル)

(b) 解析結果

図-3.63 は、計算終了時(5000day)における地表面沈下量の断面分布図である。

図-3.64 は、計算終了時(5000day)における法先および法肩位置の水平変位の深度分布図である。

図-3.65 は、盛土中央部沈下量の経時変化、図-3.66 は、盛土法先の水平変位量の経時変化である。それぞれの図には盛土荷重を分布荷重で作用させたケース(ex36g)の結果を併せて示している。

図-3.67 は、計算終了時(5000day)における地盤変形図を比較したものである。なお、各ケースの地盤変形図の詳細を付録A4に示した。

盛土を要素荷重として作用させた場合(要素荷重モデル)と分布荷重として作用させた場合(分布荷重モデル)を比較した結果をまとめると、以下の通りとなった。

盛土の弾性係数を小さく設定することによって、要素荷重モデルは分布荷重作用モデルの解析結果に近づいた。

水平変位と沈下分布を総合的に判断すると、盛土の弾性係数を  $E_s=50\text{tf/m}^2$  としたケースが分布荷重作用モデルによく対応した。ただし、断面的に見た沈下分布は要素荷重モデルと分布荷重モデルとでは傾向が異なった。

変形に対する弾性係数の感度は、盛土の弾性係数が  $E_s=500 \sim 5000\text{tf/m}^2$  の範囲では小さく、 $E_s < 500 \text{tf/m}^2$  において非常に大きい。

図-3.67 の変形図から、盛土の弾性係数が  $E_s < 500 \text{tf/m}^2$  の場合にすべり破壊的に粘性土地盤が変形している様子が分かる。

以上のことより以下のような結論が得られた。

変形解析に通常用いられる盛土の弾性係数は  $E_s=500 \sim 3000\text{tf/m}^2$  である(表-3.19)。対象とするモデルの規模の問題もあるが、分布荷重モデルの解析結果と弾性係数を  $E_s=500 \sim 3000\text{tf/m}^2$  としたときの要素荷重モデルの解析結果は大きく異なることがわかった。したがって、変形解析による変形量(特に水平変位)を議論する場合、分布荷重モデルの適用には注意を要する。要素荷重モデルについては、十分締め固められた盛土を扱う場合は変形に対する盛土の弾性係数の感度は解析上小さいが、緩い盛土を扱う場合は盛土の弾性係数の感度が大きいので、適用の際は注意が必要である。

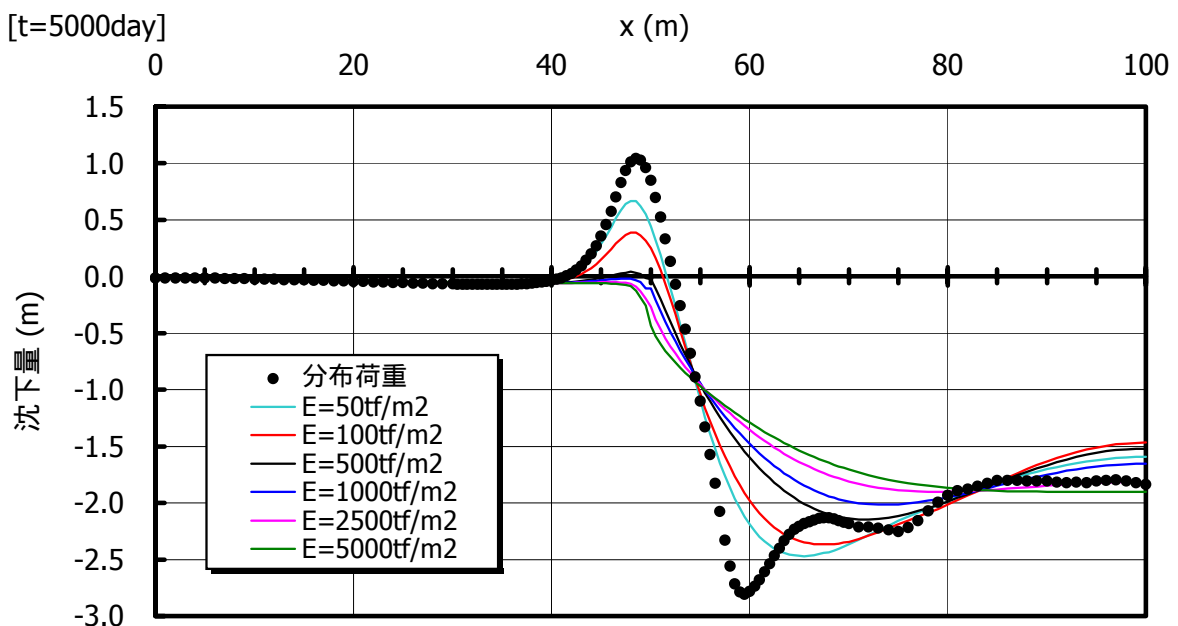


図-3.63 地表面沈下量の断面分布(5000日目)



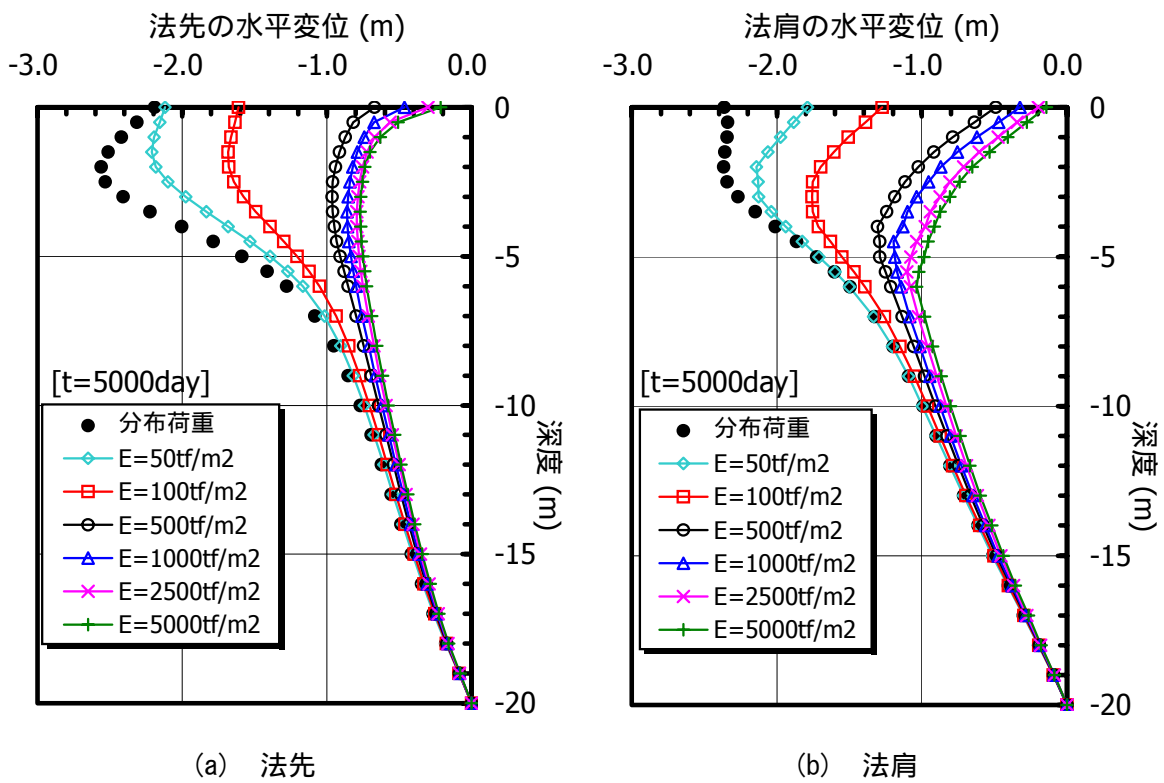


図-3.64 水平変位量の深度分布 (5000 日目)

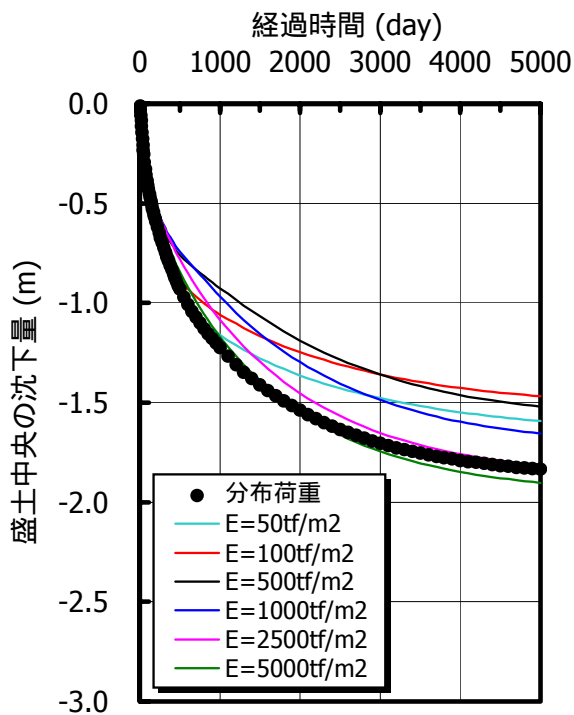


図-3.65 盛土中央部沈下量の経時変化

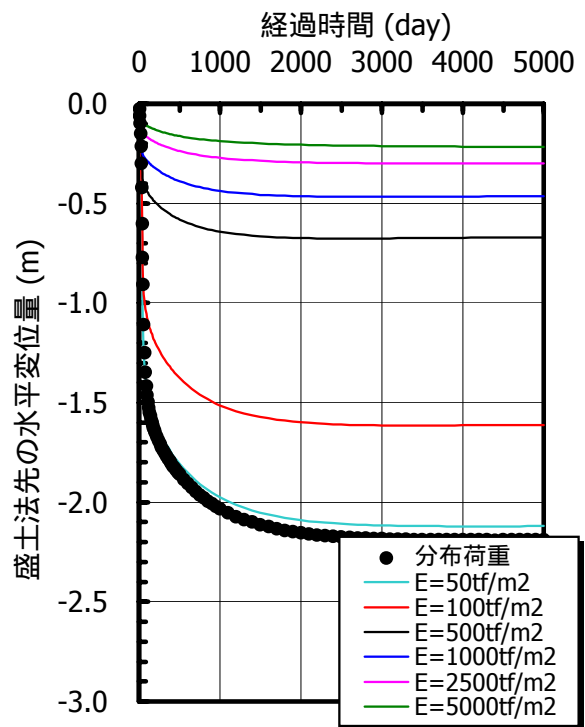
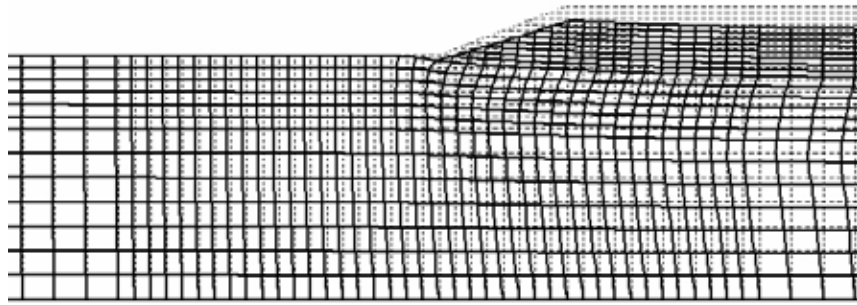
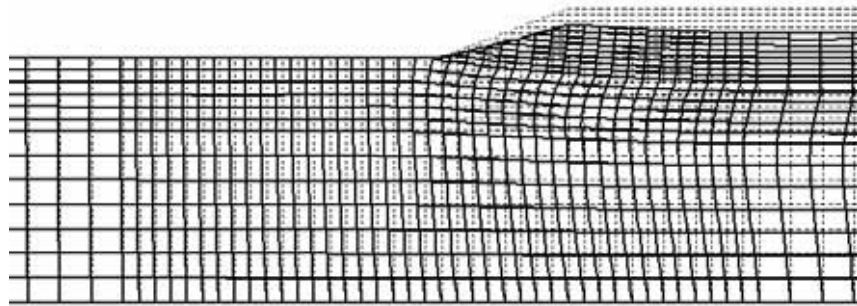


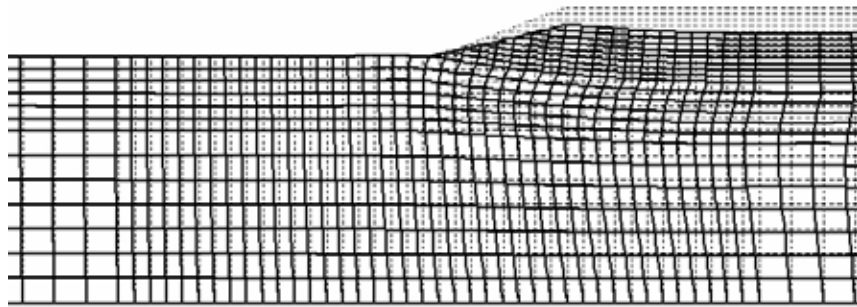
図-3.66 盛土法先水平変位量の経時変化



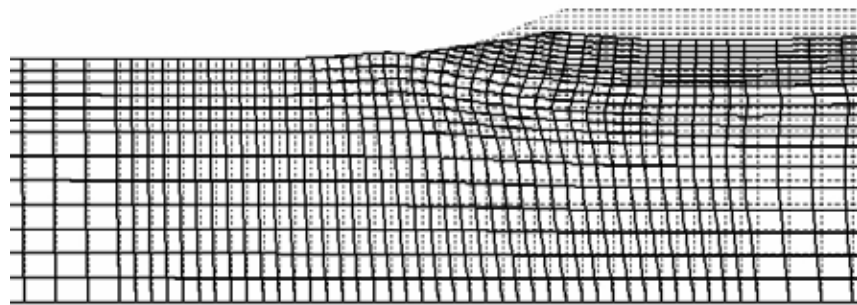
(a)  $E_s=5000\text{tf/m}^2$



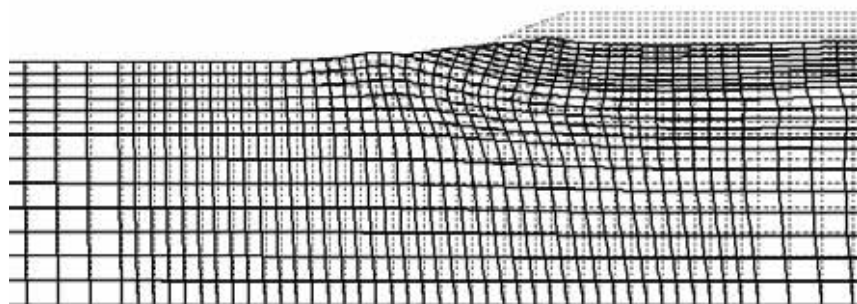
(b)  $E_s=1000\text{tf/m}^2$



(c)  $E_s=500\text{tf/m}^2$



(d)  $E_s=100\text{tf/m}^2$



(e)  $E_s=50\text{tf/m}^2$

図-3.67 計算終了時の地盤変形図

(c) 松尾・川村の安定管理図

要素荷重モデルについても松尾・川村の安定管理図上に解析結果をプロットし、安全率の定量的評価を試みた。

図-3.68は、FEMによる沈下量 $d$ を盛土中央部の値、水平変位量 $\delta$ を盛土法先の値とした場合の松尾・川村の安定管理図である。赤い丸印は載荷終了時の値を示している。白い丸印を結んだ破線は同時刻( $t=15,100,300,1000,5000\text{day}$ )の値を示している。黒い丸印は分布荷重モデル(盛土高さ $H=4\text{m}$ , ex36g.dat)の結果である。

まず、分布荷重モデルによるFEM解析結果(前述の図-3.61)は、安定管理図の適用範囲外であったが、本検討の要素荷重モデルは $E_s > 500\text{tf/m}^2$ であれば適用範囲内である。実務の変形解析に用いる弾性係数が $E_s=500 \sim 3000\text{tf/m}^2$ 程度であることを考えれば、要素荷重モデルによるFEM解析結果を松尾・川村の安定管理図にプロットしても問題はないと考えられる。

図-3.68から以下の傾向が見てとれる。

盛土の弾性係数を変化させた各々のケースの $\delta/d \sim d$ 曲線は、 $t=15\text{day}$ (盛土高さ $H=1.5\text{m}$ )の時に $\delta/d$ 軸の左側にピークを持ち、載荷終了時に $\delta/d$ 軸の右側にピークを持った後、管理基準線に沿うように推移する。

盛土の弾性係数が大きいほど放置期間中の $\delta/d \sim d$ 曲線の勾配はきつく、放置期間中も安定管理図上は危険側へ推移している。

盛土の弾性係数が大きいほど安全率は高い $E_s=500 \sim 2500\text{tf/m}^2$ のケースの計算終了時安全率は、概ね $F_s=1.0 \sim 1.1 (=1/0.9)$ であり、表-3.27に示した円弧すべり解析による安全率 $F_s=0.99$ (非排水せん断強として圧縮強度を採用した場合)とほぼ等しい結果であった。

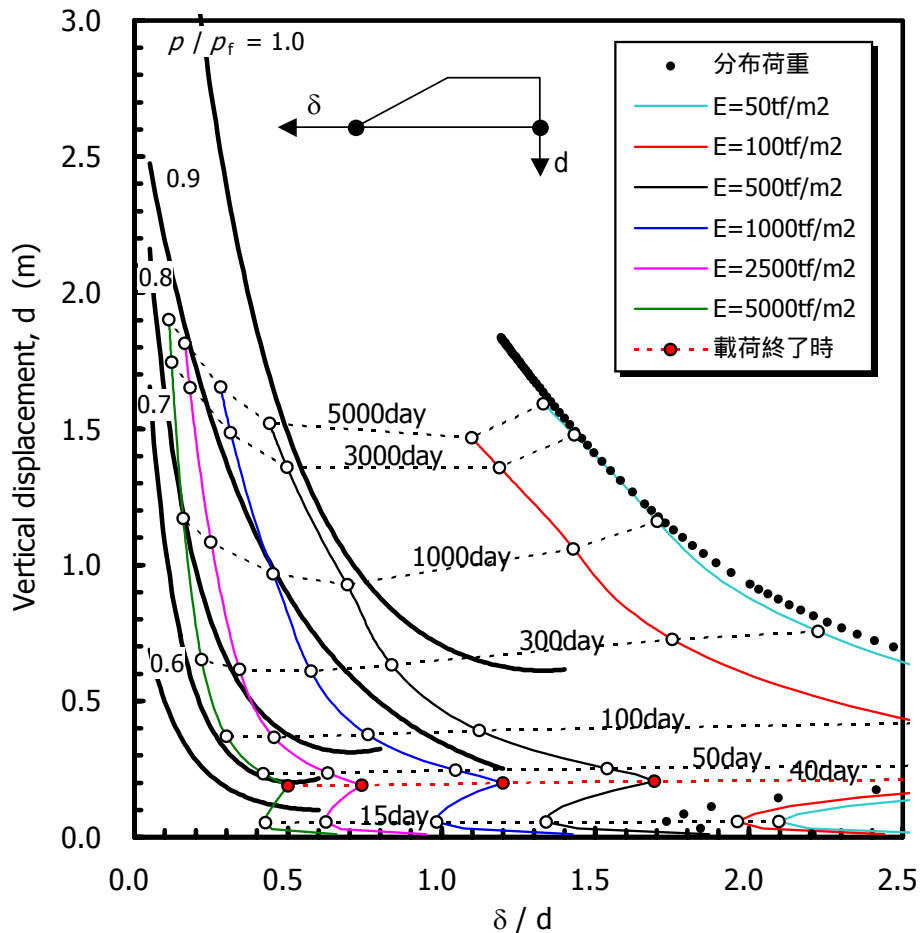


図-3.68 松尾・川村の安定管理図(沈下量を盛土中央の値とした場合)



## 第4章 事例2 ～浅い基礎の支持力解析～

本章では、GeoFemによる浅い基礎の支持力解析を扱った。

GeoFemを用いて浅い基礎の支持力を求めるときの計算手法や支持力係数 $N_c$ 、 $N_q$ 、 $N_\gamma$ に関するFEM解析結果と理論値との比較、さらに砂・粘土二層地盤における極限支持力に関するFEM解析結果と理論値および遠心模型実験結果との比較などは既往の文献<sup>2),4)</sup>にすでにまとめられている。しかし、これらの文献ではGeoFem入力データの具体的な作成方法について詳しく解説されていない。また、GeoFemマニュアル<sup>1)</sup>に記載していない計算コマンドの使い方や極限解析における解析精度についても検証が不十分な面がある。そこで、本章では以下の事項を解説および検証するものとした。

- ▶ 支持力解析に対するGeoFem入力データの作成方法
  - 荷重制御方式と変位制御方式
  - 基礎底面の境界条件の与え方
  - 関連流動則と非関連流動則
  - 極限值の算定ループ [MEMO~BACK] の使用方法
  - 収束判定コマンド [TOL] の使用方法
- ▶ 支持力係数の算定モデル
  - 支持力係数 $N_c$
  - 支持力係数 $N_q$
  - 支持力係数 $N_\gamma$
- ▶ 支持力解析における解析精度の検証
  - 支持力係数 $N_c$ の算定におけるメッシュ分割の影響と特異点処理法
  - 支持力係数 $N_q$ の算定におけるメッシュ分割と弾性係数の影響
  - 支持力係数 $N_\gamma$ の算定における解の収束性の検証

#### 4.1 支持力解析に対する GeoFem 入力データの作成方法

##### (1) 解析モデル

図-4.1 に解析断面図を示す。基礎形式は浅い帯基礎で根入れ深さ  $D=2\text{m}$ 、基礎幅  $B=5\text{m}$  である。支持地盤は上部が砂層、下部が粘土層の層序となっている。図に示すように上部砂層の厚さを  $H_s=8\text{m}$  と  $H_s=12\text{m}$  の二種類、上部砂層の内部摩擦角を  $\phi=30^\circ, 35^\circ, 40^\circ$  の三種類として比較解析を行った。下部の粘土層については、下端深度を  $z=-20\text{m}$  とし、非排水せん断強度は  $c_u=10\text{tf/m}^2$  で固定条件とした。

図-4.2 に解析に用いた有限要素メッシュ図を示す。基礎底面より深部、基礎中央より右半分をモデル化し平面ひずみ条件とした。水平方向の解析範囲は層厚の2倍の  $40\text{m}$  とした。根入れ部は分布荷重 ( $p=4.0\text{tf/m}^2$ ) として上面に作用させた。表-4.1 に解析ケースの一覧を示す。

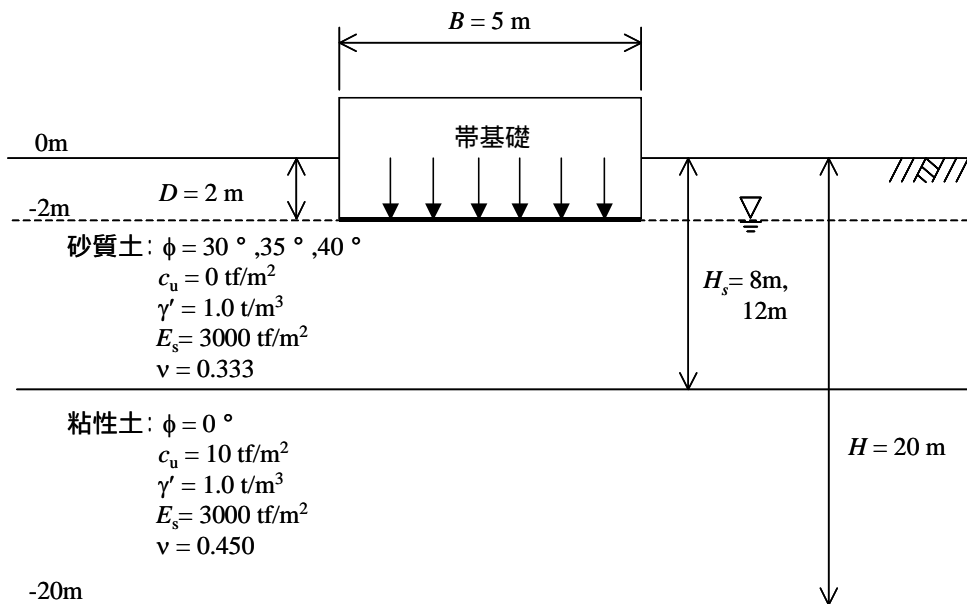


図-4.1 解析断面図 (砂 - 粘土二層地盤)

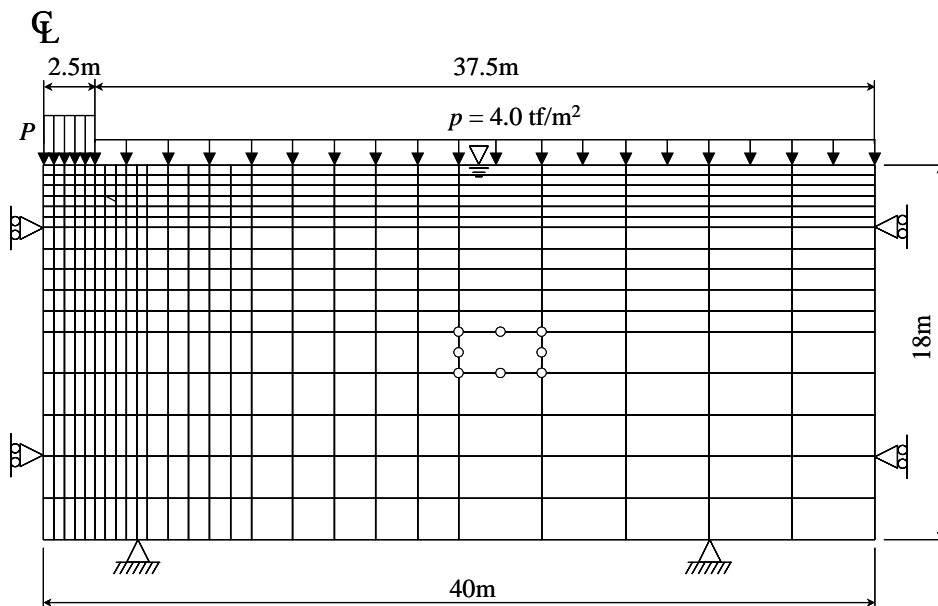


図-4.2 有限要素メッシュ図 (砂 - 粘土二層地盤)

表-4.1 解析ケース一覧（砂 - 粘土二層地盤）

砂層厚 $H_s$ (m)	内部摩擦角 $\phi$ (度)	基礎荷重 制御方式	基礎 底面	流動則	MEMO/ BACK	TOL (%)	ファイル名	入力データ の説明
8.0	30	荷重制御	粗	非関連	なし	0.1	ex41-h08p30a	付録 B9
8.0	30	変位制御	粗	非関連	なし	0.1	ex41-h08p30b	付録 B10
8.0	40	変位制御	粗	非関連	なし	0.1	ex41-h08p40	—
12.0	30	変位制御	粗	非関連	なし	0.1	ex41-h12p30	—
8.0	30	荷重制御	滑	非関連	なし	0.1	ex41-h08p30c	—
8.0	30	荷重制御	粗	関連	なし	0.1	ex41-h08p30d	—
8.0	35	荷重制御	粗	非関連	なし	0.1	ex41-h08p35a	—
8.0	35	荷重制御	粗	非関連	あり	0.1	ex41-h08p35b0	—
8.0	35	荷重制御	粗	非関連	あり	0.01	ex41-h08p35b1	付録 B11
8.0	35	荷重制御	粗	非関連	あり	1.0	ex41-h08p35b2	—
8.0	35	荷重制御	粗	非関連	あり	2.0	ex41-h08p35b3	—
8.0	35	荷重制御	粗	非関連	あり	4.0	ex41-h08p35b4	—
8.0	35	荷重制御	粗	非関連	あり	10.0	ex41-h08p35b5	—
8.0	35	荷重制御	粗	非関連	あり	15.0	ex41-h08p35b6	—

※TOL のデフォルト値（コマンド未使用時）は TOL=0.1%

## (2) 入力データの基本構成

支持力解析を行う場合のGeoFem入力データの基本構成を図-4.3に示す。印の付いた命令語は、支持力解析においてキーとなるコマンドである。

コントロールカード (FEAP) から構成モデル (MATE) までのデータ作成手順・方法は第2章で述べた手順とほぼ同様である。入力データ命令語の中で注意しなければならないのは荷重データの作成方法である。図-4.2に示すように基礎荷重とサーチャージは別々の時間～荷重関係で制御しなければいけないので、図-4.3ではサーチャージに関するデータ (DIST) と基礎荷重に関するデータ (DISTあるいは BOUN & FORC) を分離し、それぞれに時間～荷重関係 (PROP) を読み込ませている。また、基礎荷重の作用方法としては、荷重制御で行う場合 (DIST) と変位制御 (BOUN & FORC) で行う場合がある。

図-4.3の計算命令語は、ある荷重段階の中で弾性計算を1回行い、その後に仮想粘塑性法による弾塑性解析を50回行う計算ループを示している。最大100ステップまで計算を行うが、MEMO～BACKコマンドがあることで収束条件を満たす極限の基礎荷重を求めることができる。仮想粘塑性計算を制御するのは、繰り返し回数 (LOOP) と時間増分値 (VPTL) の他に、非線形計算の収束判定を行うTOLコマンドがある (図-4.3にはTOLを記述していないためTOLはデフォルト値0.1%が用いられる)。

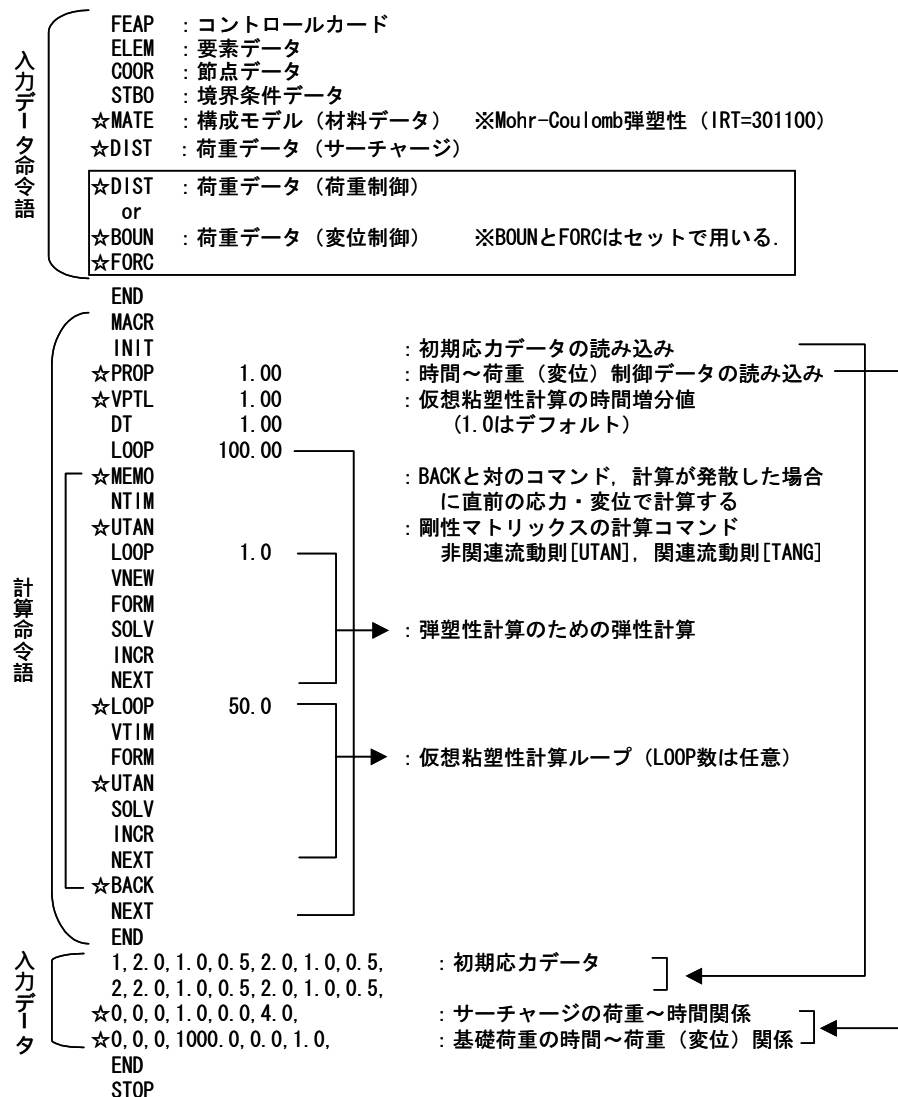


図-4.3 入力データの構成 (支持力解析)



(3) 荷重制御方式と変位制御方式

GeoFem による基礎の支持力解析は、基礎底面にあたる要素の節点に対して  $V$  なる単位荷重を徐々に载荷していくか、あるいは同様に  $u$  なる単位強制変位を徐々に与えるかして行う。ここでは、前者を荷重制御方式、後者を変位制御方式と呼ぶことにする。荷重制御方式の場合は計算発散時の作用荷重を極限荷重として評価し、変位制御方式の場合は計算発散時の節点反力を極限荷重として評価すればよい。

図-4.4 のようにサーチャージと基礎荷重が両方ある場合について、荷重制御方式と変位制御方式による入力データ的具体例を以下に示す。

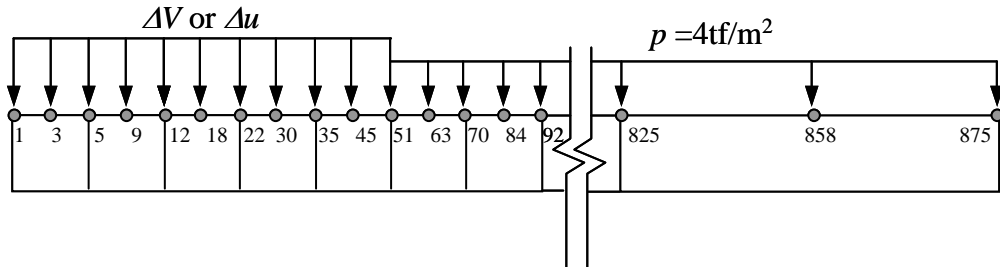


図-4.4 荷重条件 (数字は節点番号)

[荷重制御方式]

FEAP Bearing Capacity Analysis

1283 400 10 2 2 8 0 0 2

: 荷重制御数を 2 とする

省略

DIST

: 基礎荷重

1 5 3 0 0.00000 0.00000 0.00000-1.0000000-1.0000000-1.0000000 (荷重制御 1)

5 12 9 0 0.00000 0.00000 0.00000-1.0000000-1.0000000-1.0000000

12 22 18 0 0.00000 0.00000 0.00000-1.0000000-1.0000000-1.0000000

22 35 30 0 0.00000 0.00000 0.00000-1.0000000-1.0000000-1.0000000

35 51 45 0 0.00000 0.00000 0.00000-1.0000000-1.0000000-1.0000000

ブランク

ブランク

DIST

: サーチャージ

51 70 63 0 0.00000 0.00000 0.00000-1.0000000-1.0000000-1.0000000 (荷重制御 2)

70 92 84 0 0.00000 0.00000 0.00000-1.0000000-1.0000000-1.0000000

省略

825 875 858 0 0.00000 0.00000 0.00000-1.0000000-1.0000000-1.0000000

省略

0, 0, 0, 1000, 0, 0, 0, 1, 0,

: 基礎荷重に対する時間~荷重関係, PROP=1.0\*t for 0<t<1000

0, 0, 0, 1, 0, 0, 0, 4, 0,

: サーチャージに対する時間~荷重関係, PROP=4.0\*t for 0<t<1, PROP=4.0 for t>1

DIST コマンドのブロックが 2 つあり、1 番目が基礎荷重、2 番目がサーチャージに対応し、この順番で時間~荷重データ (PROP) を入力する。また、先頭のコントロールデータ (FEAP) 中の荷重制御数 (NFORC) の値は 2 とする。荷重は DIST×PROP の値で载荷される。解析の実時間増分 (DT) が 1.0 の場合、基礎荷重の単位荷重は  $\Delta V=1.0\text{tf/m}^2$  となる。サーチャージは  $t=1.0$  のとき  $\text{DIST}\times\text{PROP}=4.0\text{tf/m}^2$  となり、 $t>1.0$  で常に  $4.0\text{tf/m}^2$  が载荷され続ける。

[変位制御方式]

FEAP Bearing Capacity Analysis

1283 400 10 2 2 8 0 0 2 : 荷重制御数を 2 とする

省略

DIST : サーチャージ

51 70 63 0 0.00000 0.00000 0.00000-1.0000000-1.0000000-1.0000000 (荷重制御 1)

70 92 84 0 0.00000 0.00000 0.00000-1.0000000-1.0000000-1.0000000

省略

775 825 808 0 0.00000 0.00000 0.00000-1.0000000-1.0000000-1.0000000

825 875 858 0 0.00000 0.00000 0.00000-1.0000000-1.0000000-1.0000000

ブランク

ブランク

BOUN : 基礎荷重 (荷重制御 2)

1, 0, 1, 1, 基礎底面に対応する節点の拘束する自由度を指定する (0:FREE, 1:FIX)

3, 0, 1, 1, BOUN の書式: 節点番号, 増分値, 自由度 1 (x 変位), 自由度 2 (y 変位)

5, 0, 1, 1,

9, 0, 1, 1,

12, 0, 1, 1,

18, 0, 1, 1,

22, 0, 1, 1,

30, 0, 1, 1,

35, 0, 1, 1,

45, 0, 1, 1,

51, 0, 1, 1,

ブランク

ブランク

FORC : 基礎荷重

1, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, -1, 0, BOUN によって拘束した節点の拘束変位を指定する.

3, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, -1, 0, FORC の書式: 節点番号, 増分値, 荷重制御 1 の x 変位, 荷重制御 1 の y 変位,

荷重制御 2 の x 変位, 荷重制御 2 の y 変位

5, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, -1, 0,

9, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, -1, 0,

12, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, -1, 0,

18, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, -1, 0,

22, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, -1, 0,

30, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, -1, 0,

35, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, -1, 0,

45, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, -1, 0,

51, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, -1, 0,

省略

0, 0, 0, 1, 0, 0, 0, 0, 4, 0, : サーチャージに対する時間~荷重関係, PROP=4.0\*t for 0<t1, PROP=4.0 for t>1

0, 0, 0, 1000, 0, 0, 0, 0, 1, 0, : 基礎荷重に対する時間~変位関係, PROP=1.0\*t for 0<t<1000

DIST コマンドがサーチャージに対応し, BOUN&FORC コマンドが基礎荷重に対応する. 先頭のコントロールデータ (FEAP) 中の荷重制御数 (NFORC) の値は 2 とする. 基礎荷重は 2 番目の荷重制御に対応するから, FORC データは, 荷重制御 1 に対応する部分をゼロとし, 荷重制御 2 に対応する部分 (赤い箇所) に値を入れる.

荷重は DIST×PROP, FORC×PROP の値が載荷される. サーチャージは t=1 のとき DIST×PROP=4.0 tf/m<sup>2</sup> となり, t>1.0 で常に 4.0tf/m<sup>2</sup> が載荷され続ける. 解析の実時間増分 (DT) が 0.1 の場合, 基礎荷重の単位強制変位は Δu=0.1m となる.

BOUN&FORC による変位制御データは, 同時に指定した節点の境界条件 (基礎底面の粗滑条件) を与えることになる. 上記の例では, x 変位を拘束し強制変位の値をゼロとしているので, 基礎底面は粗の状態となる.

図-4.5 に荷重制御による解析例，図-4.6 に変位制御による解析例を示す．いずれも砂質土の厚さを  $H_s=8.0\text{m}$ ，内部摩擦角を  $\phi=30^\circ$  としたケースである．ここでは，[MEMO~BACK] コマンドによる計算発散時の応力・変位処理を行っていないため，現実的にはあり得ない変形状態まで計算が行われている．

荷重制御方式による解析結果は，変位が急増したときの支持力値を極限支持力として評価できそうである．一方，変位制御方式による解析は，弾性域の変形係数の取り方に注意しなければならない点や，強制変位の時間刻みを細かくすることによる計算時間の浪費，どの時点を地盤の降伏点とみなしてよいかわかりにくいといった問題がある．

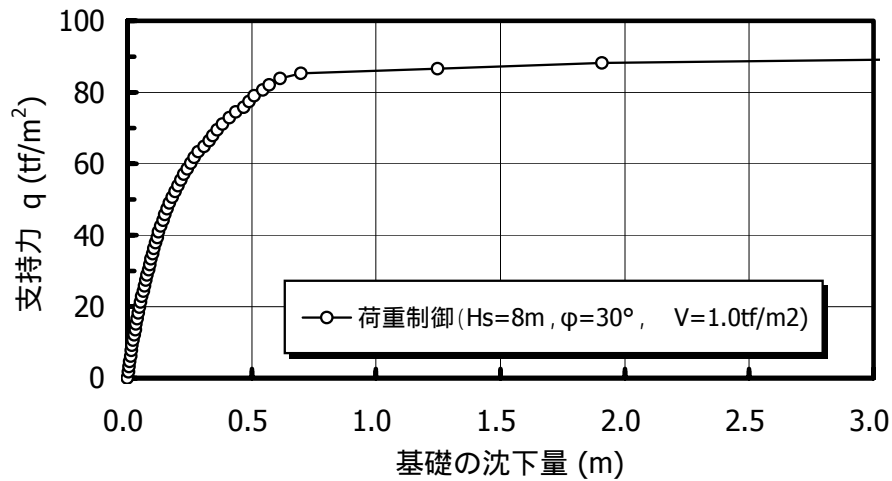


図-4.5 荷重制御方式による解析例

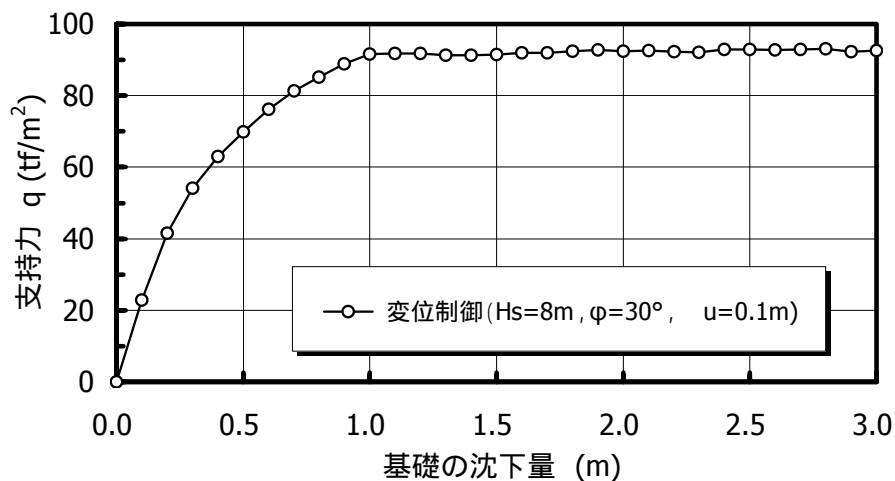


図-4.6 変位制御方式による解析例

図-4.6 の解析例では変位制御方式の場合でも、荷重～沈下曲線が変位の増加とともにフラットになっているので極限支持力を評価することは概ね可能である。しかし、 $\phi$  が大きい時や砂層が厚くなる場と、荷重～沈下曲線が安定しない場合がある。このような場合は、極限支持力の評価がいっそう困難となる。

図-4.7 は変位制御方式について、砂層の内部摩擦角が $\phi=30^\circ$  と $\phi=40^\circ$  の場合(いずれも砂層の厚さ 8m) の解析結果を比較したものである。内部摩擦角が大きくなると解の収束性が悪くなっているのがわかる。

図-4.8 は、砂層の内部摩擦角を $\phi=30^\circ$  として、砂層の厚さが $H_s=8\text{m}$  の場合と $H_s=12\text{m}$  の場合を比較したものである。砂層の厚さが大きくなると、荷重～沈下曲線はなかなかフラットにならず、極限值の評価は難しい。

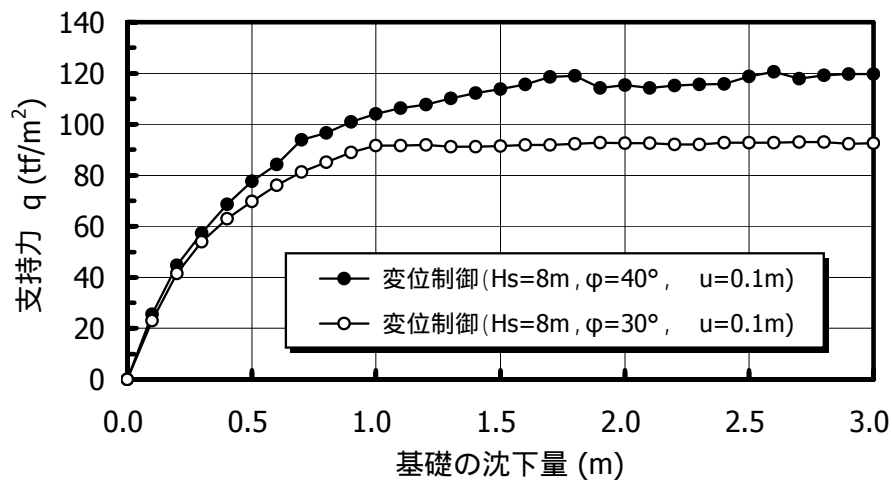


図-4.7 変位制御方式による解析結果の比較 (内部摩擦角による違い)

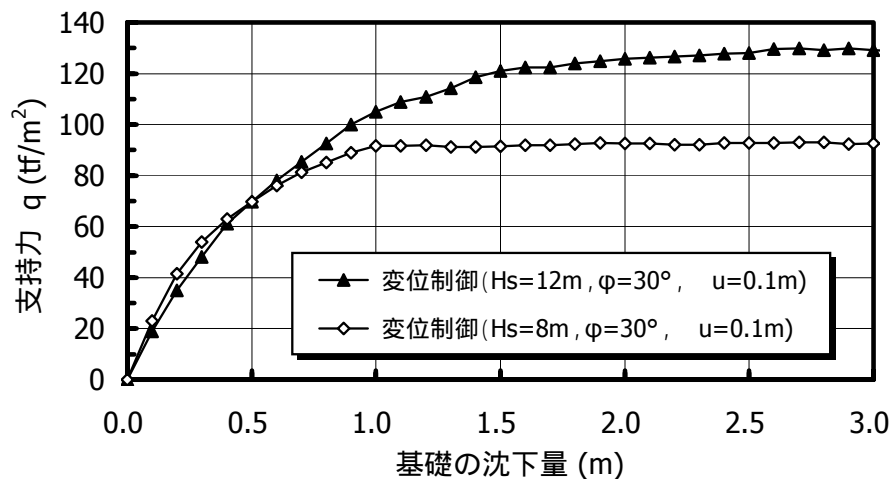


図-4.8 変位制御方式による解析結果の比較 (砂層厚さによる違い)

#### (4) 基礎底面の境界条件

基礎底面が粗( rough )であるか滑らか( smooth )であるかによって基礎の支持力値は異なる .GeoFem では基礎底面が粗な場合は基礎底面節点の水平変位を固定し ,基礎底面が滑らかな場合は基礎底面節点の水平変位を自由にするといった対応をする .

具体的には STB0 コマンドで対応するのが便利である . 以下に入力データ例を示す .

##### [基礎底面が粗な場合(1)]

STB0 : 基礎底面の境界条件  
0. 0, -2. 0, 2. 5, -2. 0, 1, 0, 1 STB0 の書式: x 座標(左) y 座標(左) x 座標(右) y 座標(右) ,  
x 変位拘束, y 変位拘束, 間隙水圧拘束

##### [基礎底面が滑らかな場合(1)]

特に記述する必要はない(変位の拘束はない).

変位制御方式を採用している場合は ,BOUN&FORC コマンドによっても水平変位の境界条件が付与されるので注意が必要である .

##### [基礎底面が粗な場合(2)]

BOUN : 基礎荷重(荷重制御 2)と基礎底面の境界条件を与える .  
基礎底面に対応する節点の拘束する自由度を指定する(0:FREE, 1:FIX)  
BOUN の書式: 節点番号, 増分値, 自由度 1(x 変位), 自由度 2(y 変位)

1, 0, 1, 1,  
3, 0, 1, 1,  
5, 0, 1, 1,  
9, 0, 1, 1,  
12, 0, 1, 1,  
18, 0, 1, 1,  
22, 0, 1, 1,  
30, 0, 1, 1,  
35, 0, 1, 1,  
45, 0, 1, 1,  
51, 0, 1, 1,

ブランク  
ブランク

FORC : 基礎荷重(荷重制御 2)と基礎底面の境界条件を与える .  
BOUN によって拘束した節点の拘束変位を指定する .  
FORC の書式: 節点番号, 増分値, 荷重制御 1 の x 変位, 荷重制御 1 の y 変位,  
荷重制御 2 の x 変位, 荷重制御 2 の y 変位

1, 0, 0. 0, 0. 0, 0. 0, 0. 0, -1. 0,  
3, 0, 0. 0, 0. 0, 0. 0, 0. 0, -1. 0,  
5, 0, 0. 0, 0. 0, 0. 0, 0. 0, -1. 0,  
9, 0, 0. 0, 0. 0, 0. 0, 0. 0, -1. 0,  
12, 0, 0. 0, 0. 0, 0. 0, 0. 0, -1. 0,  
18, 0, 0. 0, 0. 0, 0. 0, 0. 0, -1. 0,  
22, 0, 0. 0, 0. 0, 0. 0, 0. 0, -1. 0,  
30, 0, 0. 0, 0. 0, 0. 0, 0. 0, -1. 0,  
35, 0, 0. 0, 0. 0, 0. 0, 0. 0, -1. 0,  
45, 0, 0. 0, 0. 0, 0. 0, 0. 0, -1. 0,  
51, 0, 0. 0, 0. 0, 0. 0, 0. 0, -1. 0,

[基礎底面が滑らかな場合(2)]

BOUN

: 基礎荷重 (荷重制御 2) と基礎底面の境界条件を与える .

1, 0, 1, 1,

基礎底面に対応する節点の拘束する自由度を指定する (0:FREE, 1:FIX)

3, 0, 0, 1,

BOUN の書式 : 節点番号, 増分値, 自由度 1 (x 変位), 自由度 2 (y 変位)

5, 0, 0, 1,

9, 0, 0, 1,

12, 0, 0, 1,

18, 0, 0, 1,

22, 0, 0, 1,

30, 0, 0, 1,

35, 0, 0, 1,

45, 0, 0, 1,

51, 0, 0, 1,

ブランク

ブランク

FORC

: 基礎荷重 (荷重制御 2) と基礎底面の境界条件を与える .

1, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, -1, 0,

BOUN によって拘束した節点の拘束変位を指定する .

3, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, -1, 0,

FORC の書式 : 節点番号, 増分値, 荷重制御 1 の x 変位, 荷重制御 1 の y 変位,

5, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, -1, 0,

荷重制御 2 の x 変位, 荷重制御 2 の y 変位

9, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, -1, 0,

12, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, -1, 0,

18, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, -1, 0,

22, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, -1, 0,

30, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, -1, 0,

35, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, -1, 0,

45, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, -1, 0,

51, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, -1, 0,

図-4.9 は  $H_s=8\text{m}$ ,  $\phi=30^\circ$  のケースに対して, 基礎底面の粗滑条件を変えた場合の解析結果の違いを示したものである (荷重制御方式). 基礎底面を滑らかと仮定したケースが, 粗と仮定したケースよりもわずかに小さい支持力値を計算した.

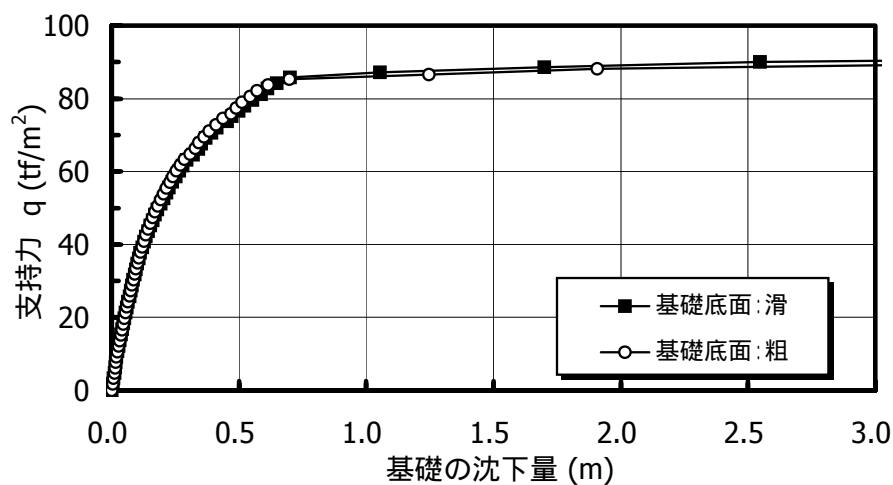


図-4.9 基礎底面の粗滑による解析結果の違い ( $H_s=8\text{m}$ ,  $\phi=30^\circ$ , 荷重制御方式)

(5) Mohr-Coulomb 弾塑性モデルにおける関連流動則と非関連流動則

地盤を Mohr-Coulomb 弾塑性体でモデル化する場合，流動則に対する注意が必要である．

流動則を関連流動則とする場合，すなわち，塑性ひずみ増分の方向と塑性ポテンシャル面が直交すると仮定した場合，非常に大きなダイラタンシーが生じる傾向がある．これを避けるためには，非関連流動則を採用するとよい．これは，塑性ひずみ増分の方向と塑性ポテンシャル面の非直交性を仮定したものである．塑性ひずみの直交性は，Mohr-Coulomb 降伏関数  $F(\phi)$  とは異なる塑性ポテンシャル関数  $Q(\phi < \phi)$  に関係し，ダイラタンシー速度は関連流動則によって予測されるものよりも小さい．

GeoFem では非関連流動則の塑性ポテンシャルとして  $\phi = 0^\circ$  を採用したのとなっており，ダイレイタンスはゼロである．この他の塑性ポテンシャル関数（例えば， $\phi < \phi$  の任意の  $\phi$  を用いた関数）は GeoFem ではサポートしていない．

関連流動則と非関連流動則のコマンドの使い分けは以下のようにして行う．

【関連流動則】

- ・ MATE データ中におけるダイラタンシー係数  $D$ （3 行目 1 つ目のデータ）を  $D=0$  とする．
- ・ 剛性マトリックスの計算コマンドは **TANG** を用いる．

【非関連流動則】

- ・ MATE データ中におけるダイラタンシー係数  $D$ （3 行目 1 つ目のデータ）を  $D=-1$  とする．
- ・ 剛性マトリックスの計算コマンドは **UTAN** を用いる．

図-4.10 は  $H_s=8\text{m}$ ， $\phi=30^\circ$  のケースに対して，流動則のみを変えた場合の解析結果の違いを示したものである（荷重制御方式）．関連流動則と仮定した場合，弾性域から塑性域へと変化するにつれて解のばらつきが大きくなっていることがわかる．

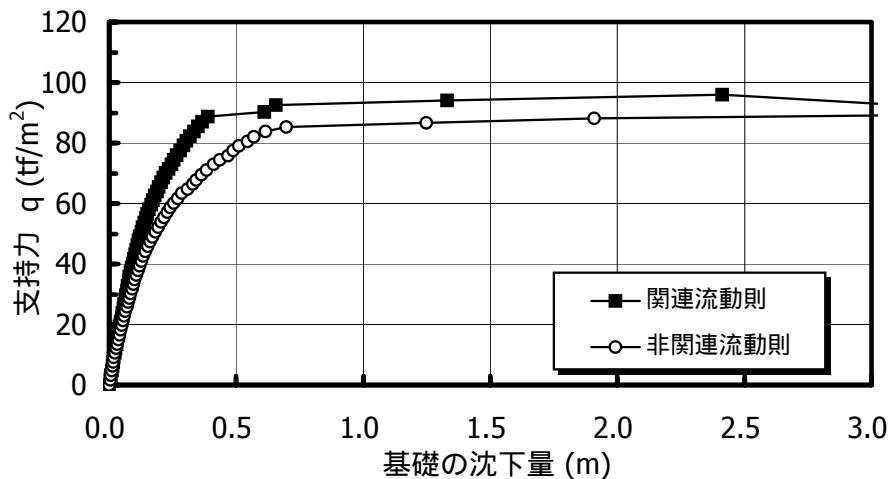


図-4.10 流動則による解析結果の違い（ $H_s=8\text{m}$ ， $\phi=30^\circ$ ，荷重制御方式）

(6) 極限值の算定ループ [MEMO~BACK]

MEMO コマンドと BACK コマンドは一對で用いる計算命令コマンドである。ある荷重段階で計算が収束せずに発散した場合に、MEMO コマンドは直前の応力・変位値を記憶し、BACK コマンドは記憶された直前の応力・変位値に戻して再計算をするコマンドである。このコマンドは、安全率の計算や極限支持力を求める場合などに必要となる。

図-4.5~図 4.10 の解析結果はこの MEMO~BACK コマンドを用いておらず、計算が収束しない場合にも次の荷重ステップへ強引に進む計算を行っている。このような計算処理を行った場合、極限支持力の算定は応力 - 変位曲線から読みとる他ない。図-4.5 の解析例のように、ある荷重段階で変位が急増する場合には極限支持力の評価は比較的容易であるが、そうでない場合の方が多い。

ではなぜ MEMO~BACK コマンドを用いないのか？例えばある砂層厚  $H_s$  の条件で、内部摩擦角  $\phi$  の大きさの違いによる極限支持力の比較問題を考える。 $\phi$  が大きければ、極限支持力も当然大きくなるはずである。しかし、MEMO~BACK を用いた GeoFem の収束計算によると、 $\phi$  の小さな方が  $\phi$  の大きな時よりも大きな極限支持力を発揮するかのよう計算が行われる場合がある。

図-4.11 は  $H_s=8m$  のケース（荷重制御方式，基礎底面：粗，非関連流動則）で、 $\phi=30^\circ$ （MEMO~BACK なし）、 $\phi=35^\circ$ （MEMO~BACK あり，MEMO~BACK なし）の3種類の解析結果を比較したものである。 $\phi=30^\circ$  の極限支持力は  $85.4\text{tf/m}^2$  となったが、 $\phi=35^\circ$  の MEMO~BACK ありの場合は極限支持力は  $72.4\text{tf/m}^2$  で計算終了した。 $\phi=35^\circ$  を MEMO~BACK なしで計算すると、極限支持力の値は応力 - 変位曲線から  $97.4\text{tf/m}^2$  と推定できる

このような解の逆転現象を回避する方法として、収束判定条件を変えたり（TOL コマンド）、仮想的な粘塑性計算の LOOP を変えたり、荷重の載荷ピッチ，地盤の弾性係数を変えたりする方法がある。しかし、いずれにしても解析解を適切に評価するためには、MEMO~BACK ありと MEMO~BACK なしの両方の解析を行った方が無難と思われる。

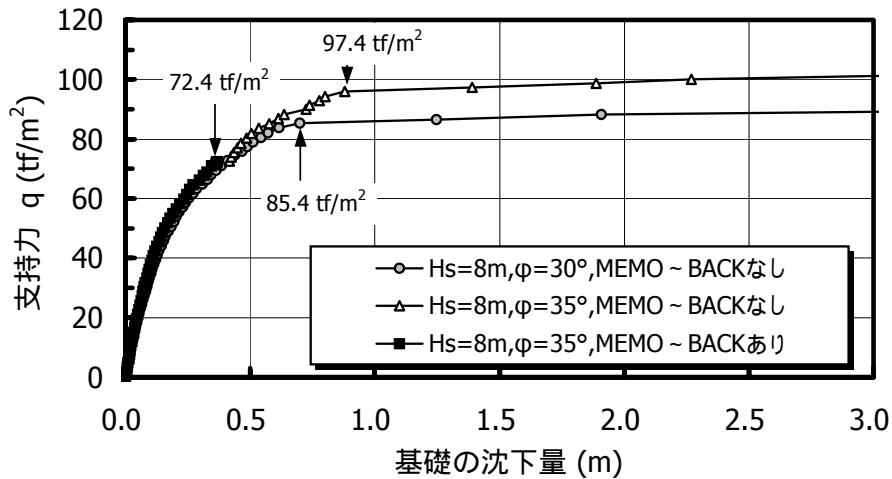


図-4.11 MEMO~BACK を使用する場合と使用しない場合の解析結果の違い  
( $H_s=8m$  ,  $\phi=30^\circ$  , 荷重制御方式 , 基礎底面 : 粗 , 非関連流動則)



(7) 収束判定コマンド [TOL]

ここでは、非線形計算の収束判定基準を変化させたときの解析結果への影響を調べてみる。

非線形計算においては、次式で表される残差ベクトル{R}の値をできるだけ零に近づけるように計算が繰り返し行われる。

$$\{R\} = [K] \{u\} - \{F\} \quad (4.1)$$

ここに、[K]は剛性マトリックス、{u}は未知変位ベクトル、{F}は外力ベクトルである。コマンド FORM によって、{F}および{R}が計算される。残差ベクトル{R}の大きさ  $RN = \sqrt{R_1^2 + R_2^2 + \dots + R_N^2}$  が定義された RN の最大値  $RN_{MAX}$  と TOL の積以下(式 4.2)であれば、解は収束したと判断され繰り返し計算が終了し、次の荷重ステップへ計算が進行する。指定した繰り返し計算回数において式 4.2 が満たされなければ、計算は発散終了する。

$$RN < RN_{MAX} \cdot TOL \quad (4.2)$$

TOL の値はデフォルトで 0.1% であるが、コマンド TOL でこの値を変更することができる。TOL を大きくすれば繰り返し計算の収束条件が緩くなり、荷重制御解析においては次の荷重ステップへの移行がよりスムーズになる。TOL コマンドは、デフォルト値 (0.1%) の x 倍という形式で入力し、計算命令語群の適当な位置に以下のように記述すればよい。

```

.
END
MACR
INIT
PROP      1.00
VPTL     1.00
TOL       0.10      : TOL=0.1×0.1=0.01%
DT        1.00
LOOP     101.00
MEMO
.

```

表-4.2 は TOL を 0.001% から 15% まで変化させた時の極限支持力をまとめたものである ( $H_s=8m$ ,  $\phi=35^\circ$ )。TOL が大きくなるほど極限支持力は大きく算出されることを確認できた。この例では TOL=10% としたときに、MEMO~BACK を用いない場合の解析結果 (恣意的に判断した極限值) に近い値となった。図-4.12 に各ケースの応力 - 変位曲線を示す。

表-4.2 収束条件の違いによる極限支持力計算値の違い

TOL [%]	0.01	0.1 (Default)	1.0	2.0	4.0	10.0	15.0	MEMO/BACK なし
極限支持力 $q_{ac}$ [tf/m <sup>2</sup> ]	70.8	72.4	84.4	89.5	93.7	96.0	95.5	97.4

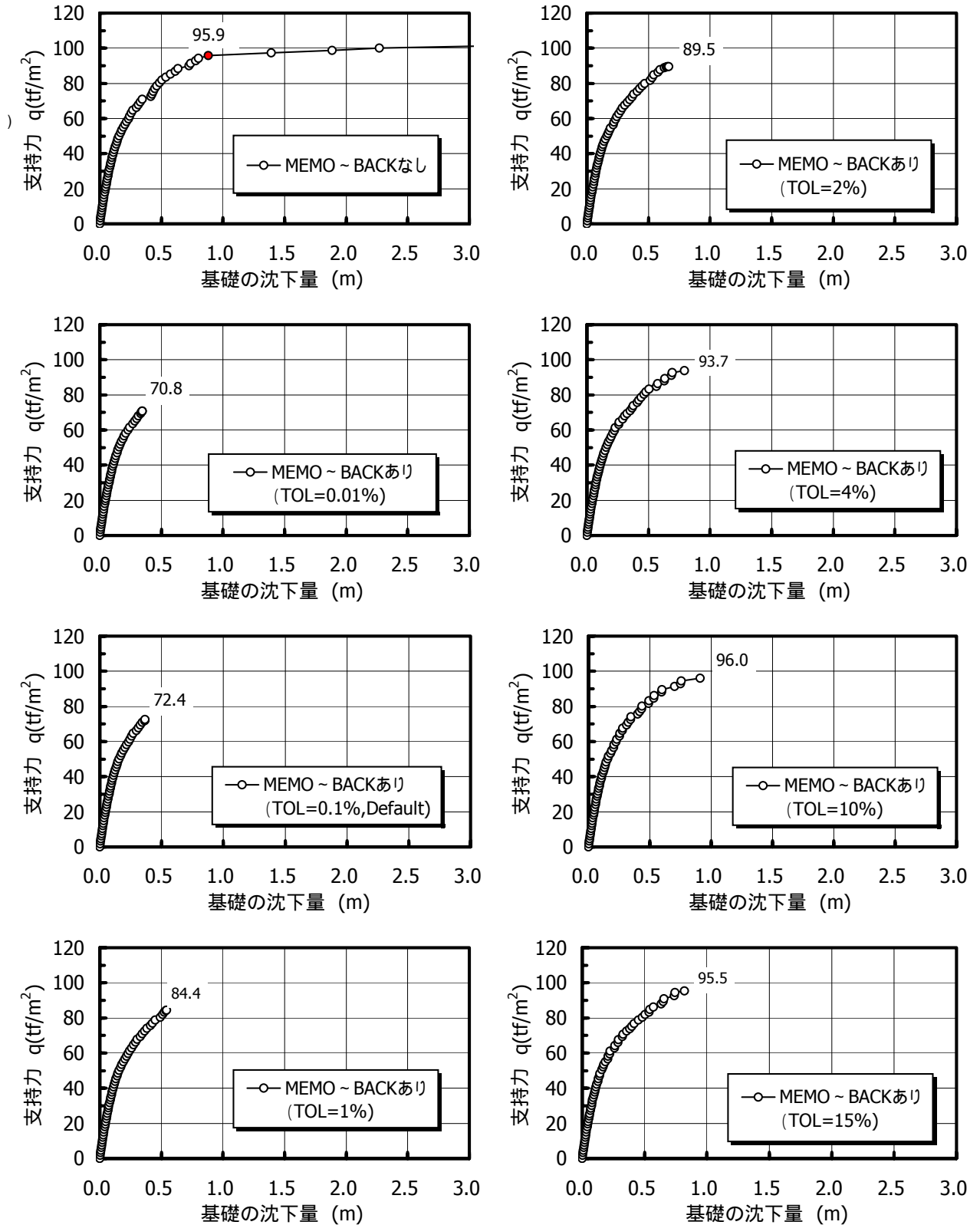


図-4.12 収束判定基準 TOL による解析結果の違い  
 ( $H_s=8\text{m}$ ,  $\phi=35^\circ$ , 基礎底面:粗, 荷重制御方式)

## 4.2 支持力係数の算定モデル

本節では浅い基礎の支持力係数  $N_c$ ,  $N_\gamma$ ,  $N_q$  を GeoFem で算定する方法について説明する。

一様な水平地盤上における帯基礎の鉛直等分布荷重に対する極限支持力は, Terzaghi の支持力公式によって以下のように表される。

$$q_a = c \cdot N_c + \frac{1}{2} B \cdot \gamma \cdot N_\gamma + q \cdot N_q \quad (4.3)$$

ここに,  $q_a$  は極限支持力,  $c$  は土の粘着力,  $\gamma$  は単位体積重量,  $B$  は基礎幅,  $q$  は上載荷重 (サーチャージ),  $N_c$ ,  $N_\gamma$ ,  $N_q$  はそれぞれ, 粘着力, 自重, サーチャージに対する支持力係数である。

FEM 解析で支持力係数を求める場合には,  $N_c$  であれば  $\gamma$  および  $q$  をゼロとし,  $N_\gamma$  であれば  $c$  および  $q$  をゼロとし,  $N_q$  であれば  $\gamma$  および  $c$  をゼロとして, それぞれ独立に計算すればよい。すなわち, 解析条件としてあたえる土質定数は図-4.13 のようになり, 任意の内部摩擦角  $\phi$  に対する支持力係数を求めることができる。GeoFem の解析結果では  $q_a$  がアウトプットされるから,  $N_c$ ,  $N_\gamma$ ,  $N_q$  は以下の式で算定される。

$$N_c = \frac{q_a}{c}, \quad N_\gamma = 2 \frac{q_a}{B \cdot \gamma}, \quad N_q = \frac{q_a}{q} \quad (4.4)$$

付録 B12, 付録 B13, 付録 B14 は, 図-4.2 に示した有限要素メッシュを使用して支持力係数  $N_c$ ,  $N_\gamma$ ,  $N_q$  を算定するための入力データを示したものである。解析条件は表-4.3 に示すとおりである。

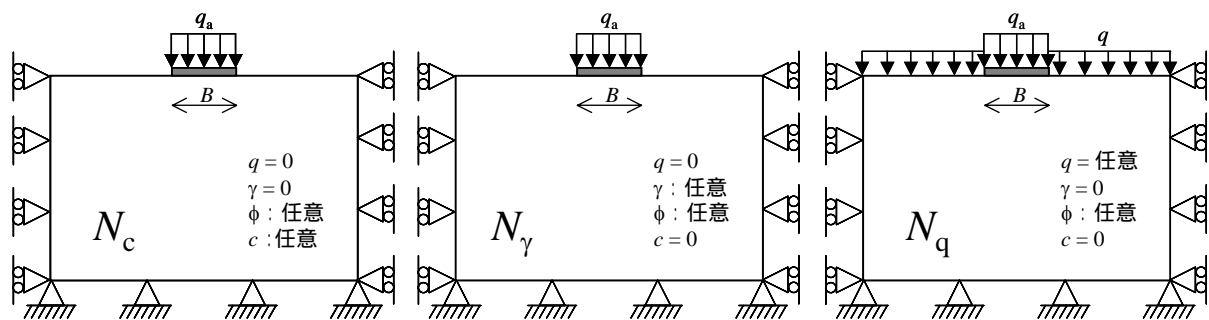


図-4.13 支持力係数の算定条件

表-4.3 解析条件 (付録 B12, 付録 B13, 付録 B14)

項目	設定値	
土要素のモデル	降伏基準式 $f$	Mohr-Coulomb の破壊基準
	塑性流動則	非関連流動則 (ダイルワッソ-角, $\phi = 0$ )
土質条件	単位体積重量 $\gamma'$	$\gamma' = 1.0 \text{ t/m}^3$ ( $N_q, N_c$ 算定時は $\gamma' = 0$ )
	弾性係数 $E_s$	$E_s = 4000 \text{ tf/m}^2$
	ポアソン比 $\nu$	$\nu = 0.33$
	粘着力 $c$	$c = 10 \text{ tf/m}^2$ ( $N_q, N_\gamma$ 算定時は $c = 0$ )
	内部摩擦角 $\phi$	$\phi = 30^\circ$
荷重条件	基礎荷重の載荷方法	荷重制御方式, $V = 0.5 \text{ tf/m}^2$ ( $N_\gamma$ ) $V = 1.0 \text{ tf/m}^2$ ( $N_q$ ) $V = 2.0 \text{ tf/m}^2$ ( $N_c$ )
	サーチャージ $q$	$q = 4.0 \text{ tf/m}^2$ ( $N_c, N_\gamma$ 算定時は $q = 0$ )
境界条件	変位境界条件	側面: 水平変位固定 底面: 水平および鉛直変位固定
	基礎底面	粗 (基礎底面節点の水平変位を STB0 で固定)
収束条件	残差ベクトルの収束判定	$TOL = 0.1\%$ (default)
	仮想粘塑性計算の Loop 回数	100 回 (通常は 40 回程度)

図-4.14 は内部摩擦角 $\phi=30^\circ$  の場合の支持力係数  $N_c$ ,  $N_\gamma$ ,  $N_q$  を算定した結果である．横軸を基礎の沈下量，縦軸を支持力係数としている．

支持力係数  $N_c$ ,  $N_q$  は，計算命令語 MEMO~BACK コマンドを使用して求めた収束値である．ただし，この収束値はメッシュの粗密，荷重ステップ ( $\Delta V$ )，収束判定基準 ( $TOL$ )，仮想粘塑性計算の繰り返し回数，弾性係数 ( $E_s$ ) およびポアソン比 ( $\nu$ ) に大きく依存して変化すると考えられる．したがって，FEM を用いて支持力や安全率を計算する際には，これらの解析条件についても明確に示す必要がある．

いっぽう支持力係数  $N_\gamma$  は， $N_c$ ,  $N_q$  と違って安定的に収束解を得ることができなかった．よって  $N_\gamma$  については計算命令語 MEMO~BACK コマンドを使用しておらず，変位が急変する時点の荷重から支持力係数を決定した．

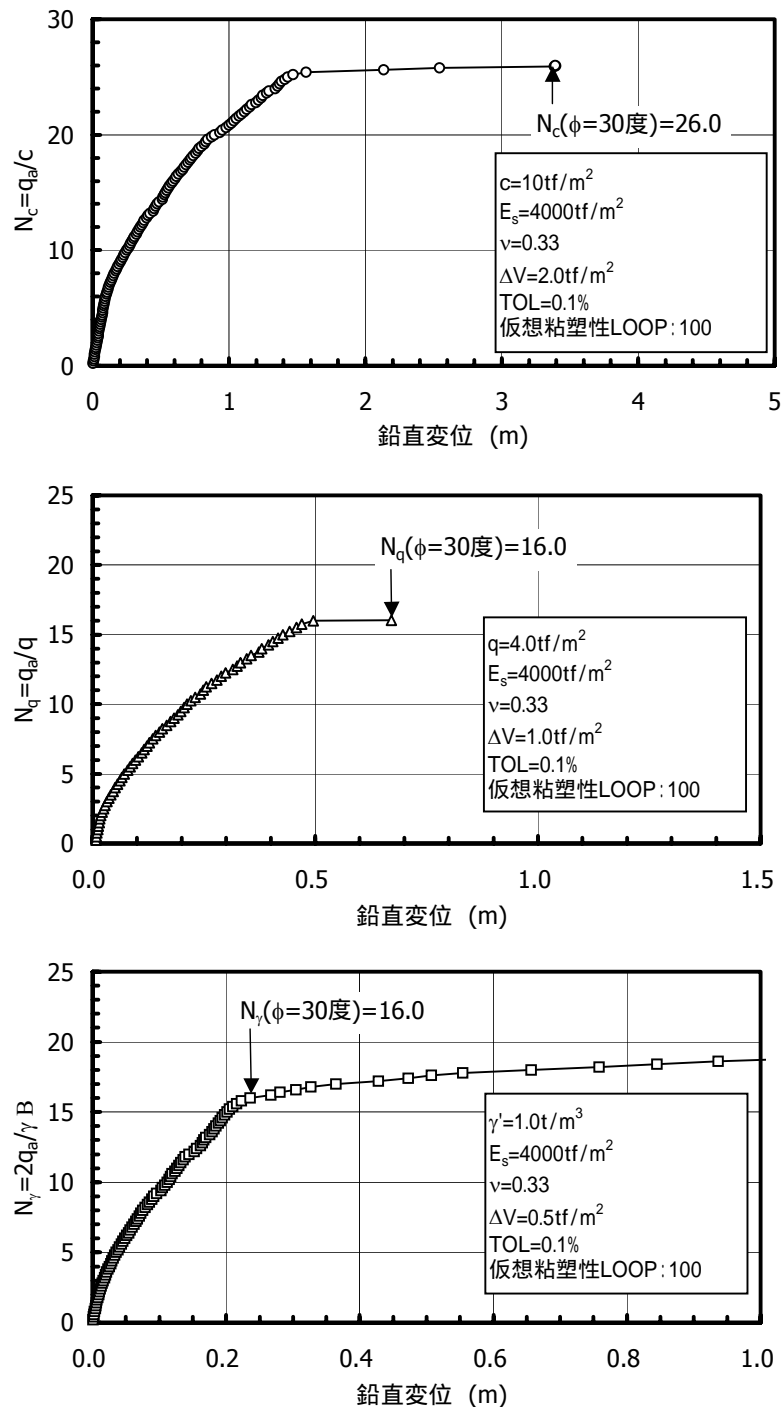


図-4.14 支持力係数の算定例 ( $\phi=30^\circ$ )

#### 4.3 支持力解析における解析精度の検証

FEM による支持力解析では，以下に挙げる要因によって解析結果に差が生じると考えられる．これらの要因が解析結果に及ぼす影響を調べた資料は少なく（特に GeoFem ではほとんどなく），良好な精度で解析が行われているかどうかを判断するのは困難な状況にある．また，内部摩擦角  $\phi$  が大きな地盤（例えば  $\phi > 30$  度）ほど，安定解を得るのは難しいと言われている．

本節では，下に挙げた要因のうち，「メッシュ分割の粗密」および「弾性係数」に着目して，支持力解析における解析精度の検証を行った．FEM 解析精度の検証に用いるモデルは，理論解が得られているものを対象とするのが良いと考えられるので，支持力係数  $N_c(\phi=0)$  および  $N_q(\phi=40$  度) を扱った．

さらに 4.2 節で安定解が得られなかった  $N_\gamma(\phi=30$  度) について，「収束判定条件」および「仮想粘塑性計算の繰り返し回数」等を変化させたときの解の収束性に及ぼす影響を調べた．

[幾何学的な要因]

- ・ **メッシュ分割の粗密**

- ・ 解析領域の大きさ（水平方向，鉛直方向）

[地盤材料のモデル化]に関する要因

- ・ 関連流動則か非関連流動則か

- ・ **弾性係数**とポアソン比

[計算手法に関する要因]

- ・ **収束判定条件 (*tolerance*)**（\*注1）
- ・ **仮想粘塑性計算の繰り返し回数**（\*注1）
- ・ 載荷重の載荷ステップ（計算ステップ）の大きさ

注1：GeoFem 付属マニュアル<sup>1)</sup>では，非線形計算の収束判定基準  $TOL$  を 0.1%としているが，これが適切な数値であるかどうかを確認した資料はない．また，仮想粘塑性計算の繰り返し回数 (LOOP) についても，標準的な回数を 40 としているが，これについても，適切な数値であるかどうかを確認した資料はない．

(1) メッシュ分割が  $N_c(\phi=0)$  に及ぼす影響

FEM 支持力解析において，メッシュ分割の違いが解析結果に及ぼす影響について比較検討する．対象としたのは一様粘性土地盤 ( $\phi=0$ ) における帯基礎の極限支持力であり，粘着力に関する支持力係数  $N_c$  の理論解は  $N_c = 5.14$  である．

(a) 解析条件

解析条件を表-4.4 に示す．

表-4.4 解析条件 ( $N_c(\phi=0)$ )

項目	設定値	
土要素のモデル	降伏基準式 $f$	Mohr-Coulomb の破壊基準
	塑性流動則	非関連流動則 ( $\alpha'$ の傾斜角, $\phi = 0$ )
土質条件	単位体積重量 $\gamma'$	$\gamma' = 0 \text{ t/m}^3$
	弾性係数 $E_s$	$E_s = 20000 \text{ tf/m}^2$
	ポアソン比 $\nu$	$\nu = 0.35$
	粘着力 $c$	$c = 20 \text{ tf/m}^2$
	内部摩擦角 $\phi$	$\phi = 0^\circ$
荷重条件	基礎荷重の載荷方法	荷重制御方式, $V = 2.0 \text{ tf/m}^2$
	サーチャージ $q$	$q = 0 \text{ tf/m}^2$
境界条件	変位境界条件	側面：水平変位固定 底面：水平および鉛直変位固定
	基礎底面	粗 (基礎底面節点の水平変位を STB0 で固定)
収束条件	残差ベクトルの収束判定	$TOL = 0.1\%$ (default)
	仮想粘塑性計算の Loop 回数	100 回
	MEMO~BACK コマンド	あり

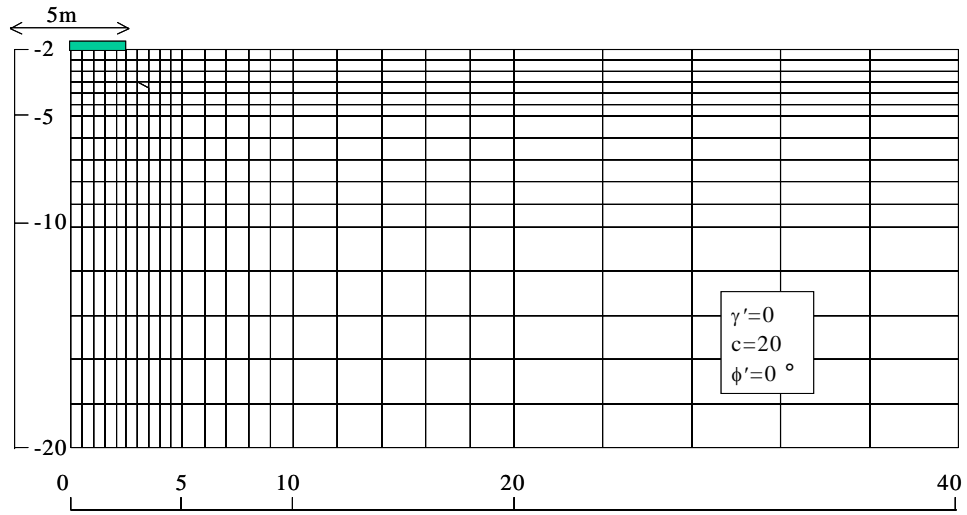
(b) 解析メッシュ

有限要素メッシュ図を図-4.15 に示す．表-4.5 に各メッシュの諸元と解析ファイル名を示す．

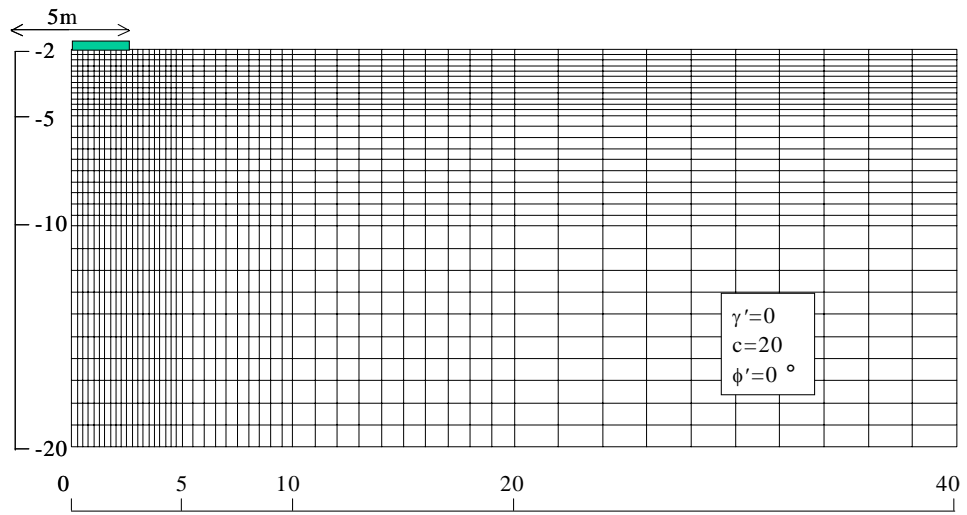
解析範囲が同じ条件の場合，「節点数が多く細かいメッシュ = 解析精度が向上する」とは一概には言えないが，ここでは節点数を一つの指標として，節点数の少ないものから Level-1, Level-2, …, Level-6 メッシュと呼ぶことにする．なお，Level-1 メッシュは 4.1 節や 4.2 節で用いたメッシュである．GeoFem の解析限界は，\*.log ファイルの最後に出力される LLM の値が  $LLM < 8,000,000$  であることから，Level-4 ~ Level-6 程度のメッシュ分割が限界と考えられる．

表-4.5 有限要素メッシュの諸元 (支持力解析  $N_c$ )

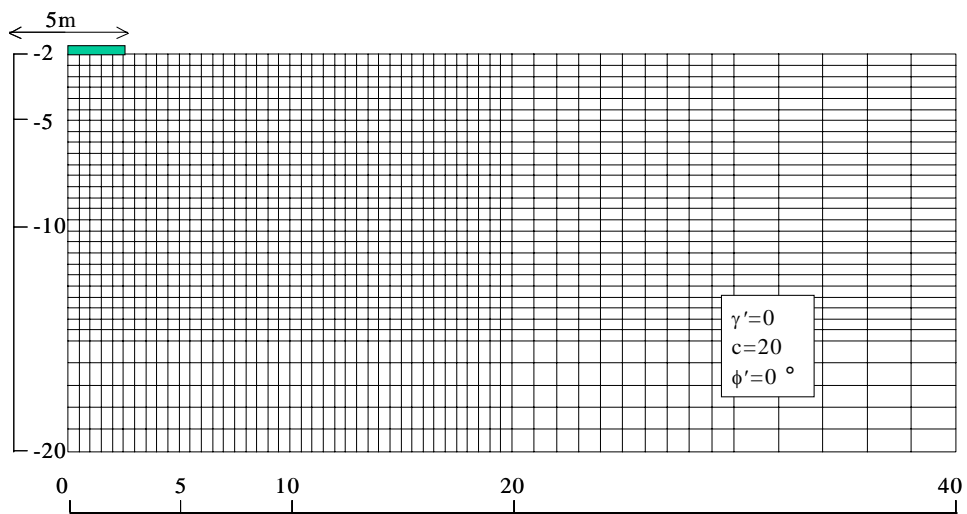
分割レベル	最小サイズ	総節点数	総要素数	LLM	ファイル名
Level-1	50.0cm	1283	400	424,525	ex43-Nc1.dat
Level-2	25.0cm	4965	1600	3,174,009	ex43-Nc2.dat
Level-3	50.0cm	5288	1705	3,236,745	ex43-Nc3.dat
Level-4	16.7cm	8602	2795	7,368,045	ex43-Nc4.dat
Level-5	16.7cm	8789	2856	7,291,777	ex43-Nc5.dat
Level-6	50.0cm	8873	2880	6,134,695	ex43-Nc6.dat



(a) Level-1

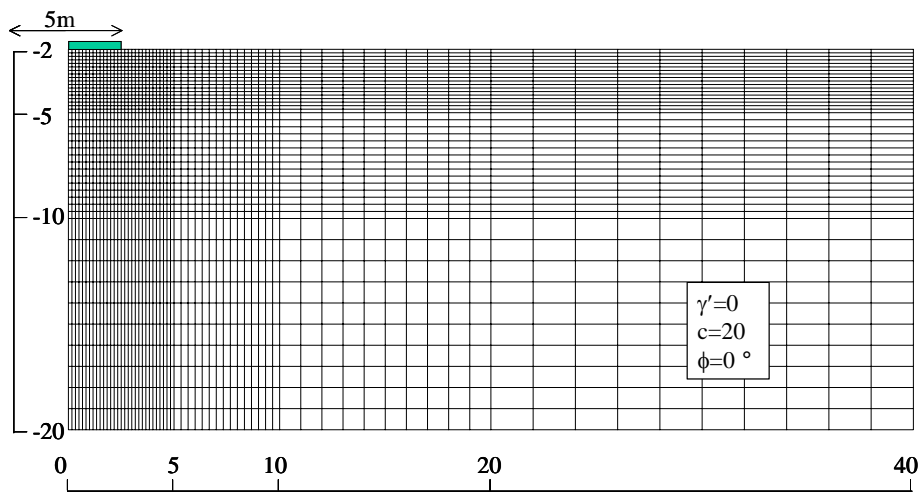


(b) Level-2

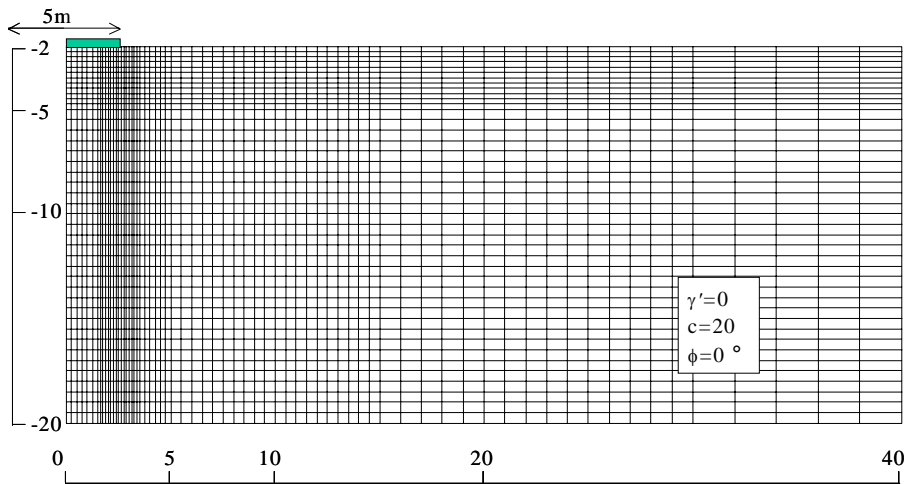


(c) Level-3

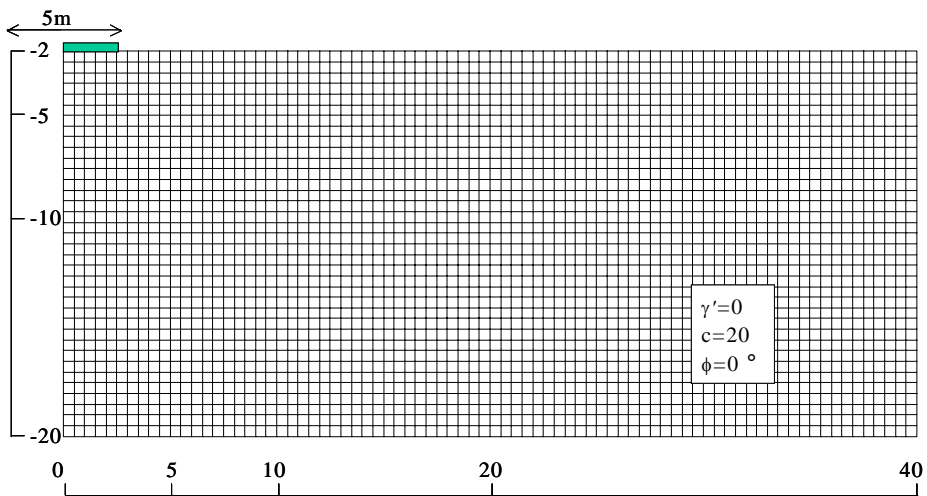
図-4.15 有限要素メッシュ



(d) Level-4



(e) Level-5



(f) Level-6

図-4.15 有限要素メッシュ



図-4.16 に各解析ケースの荷重～沈下曲線を示す．横軸は基礎の沈下量，縦軸は支持力係数 ( $N_c=q_a/c$ ) である．表-4.6 は支持力係数の比較表である．また，付録 A5 に各ケースの極限時における塑性化領域図を示す．

これらの解析結果から，メッシュの分割方法が支持力解析解  $N_c$  に及ぼす影響について，以下のようによまとめられる．

どのメッシュ分割で計算しても，荷重～沈下曲線はほぼ同じ曲線を描いた．

しかし，極限值  $N_c$  はメッシュによって若干異なる結果となり，基礎端部のメッシュ分割の粗密により解析結果は2つのグループに分類できる．

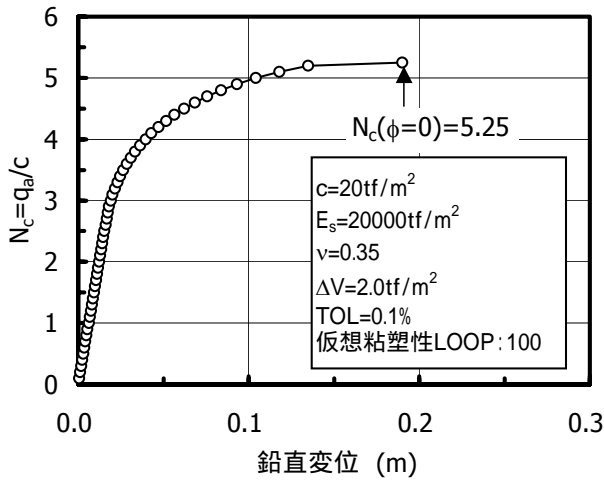
一つ目のグループは，基礎端部が粗くメッシュ分割された Level-1，Level-3 および Level-6 メッシュで，支持力係数はそれぞれ 5.25，5.24，5.25 であった．これらは理論値 5.14 よりも大きな値であった．

もう一つのグループは，基礎端部が細かくメッシュ分割された Level-2，Level-4 および Level-5 メッシュで，支持力係数はそれぞれ 5.10，5.18，5.10 であった．これらは理論値 5.14 に近い支持力係数であった．

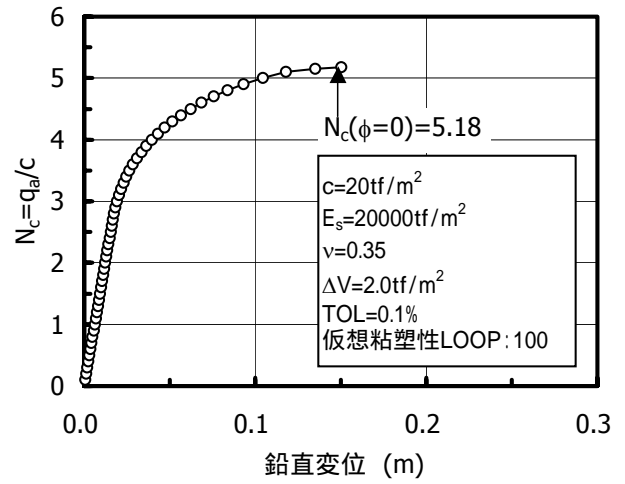
応力の特異点が生じやすい基礎端部を細かくメッシュ分割すると，解析解は理論解に近づく傾向にあることが本解析によって確認できた．しかし，Level-2，Level-4，Level-6 のどれが一番適切なモデルかはなかなか判断しにくい．

表-4.6 メッシュ分割と支持力係数  $N_c(\phi=0)$

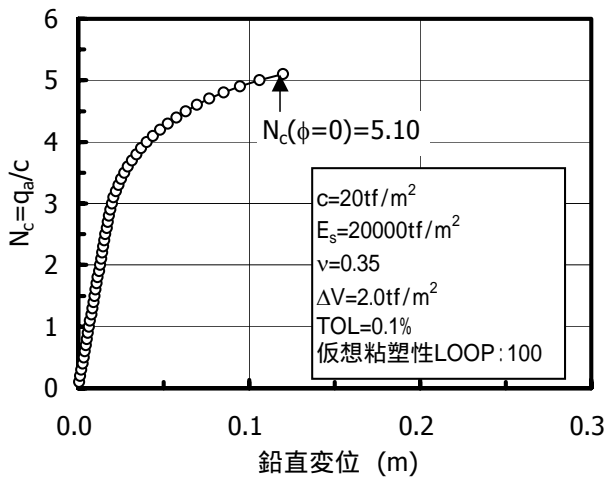
分割レベル	メッシュ最小サイズ	$N_c$
Level-1	50.0cm	5.25
Level-2	25.0cm	5.10
Level-3	50.0cm	5.24
Level-4	16.7cm	5.18
Level-5	16.7cm	5.10
Level-6	50.0cm	5.24



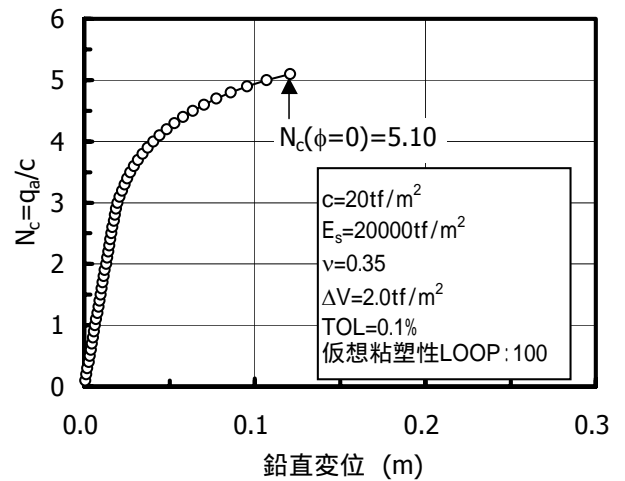
(a) Level-1



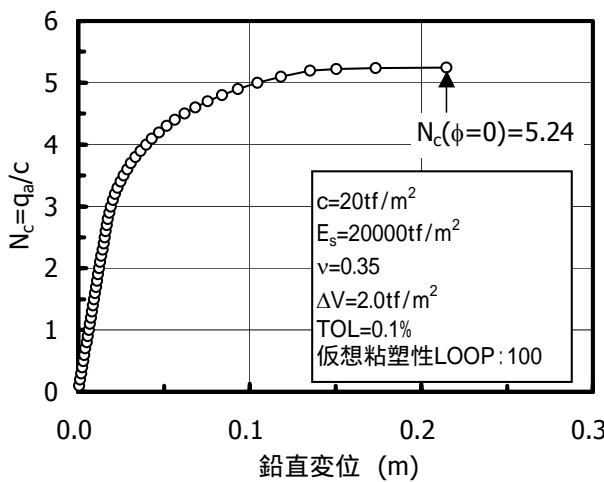
(d) Level-4



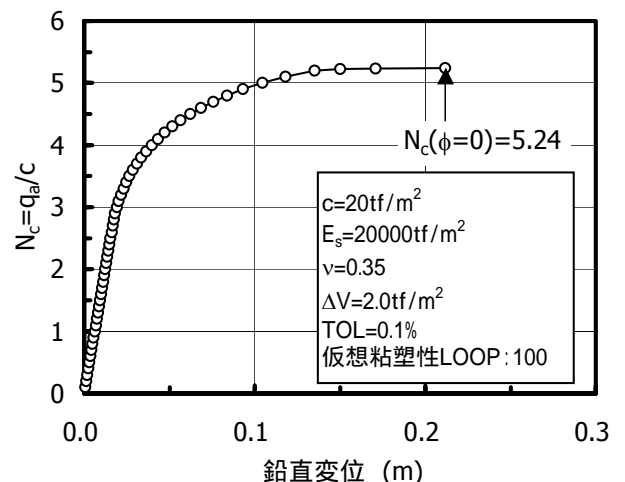
(b) Level-2



(e) Level-5



(c) Level-3



(f) Level-6

図-4.16 解析結果 (荷重 ~ 沈下曲線)

## (2) 特異点処理

支持力係数  $N_c$  の算定例をもとに、基礎端部の要素を細分化することによって支持力解析の精度が向上すること示したが、ここでは沖見らによる特異点処理法<sup>18)</sup>に基づいて有限要素メッシュを修正した場合の解析結果について述べる。

対象としたメッシュは前述の Level-1, Level-3 および Level-5 メッシュである。解析条件は表-4.4 と同じである。沖見らの特異点処理法とは、図-4.17 に示すように基礎端部の応力特異点に対して5節点を与えるものである。

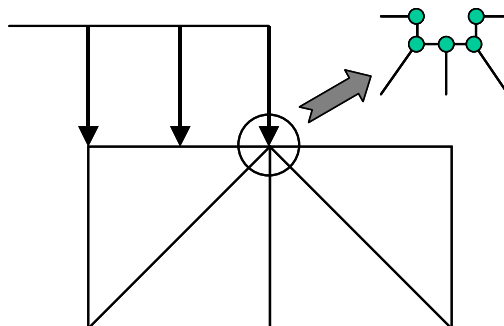


図-4.17 同一座標5節点の特異点処理（沖見ら<sup>18)</sup>）

支持力係数の算定結果を表-4.7 に示す。また、付録 A6 に特異点処理を行った場合と行わなかった場合の塑性化領域図の比較を示す。

表-4.7 に示したように、基礎端部の特異点処理を行うことにより、端部の要素分割が粗い Level-1 や Level-3 メッシュにおいても解析精度の改善が見られ、理論値  $N_c=5.14$  に近い値が得られた。Level-5 メッシュは特異点処理をすることによって支持力係数は  $N_c=5.10$  から  $N_c=5.16$  へと大きくなったが、いずれにしても理論値  $N_c=5.14$  に近い値である。

この解析結果より、メッシュ分割をやみくもに細かくすることよりも、速度場の応力特異点に対してメッシュを修正する方が効率的であると考えられる。

表-4.7 特異点処理の影響

分割 レベル	解析 ファイル名	$N_c(\phi=0)$	
		特異点処理なし	特異点処理あり
Level-1	ex43-Nc1b.dat	5.25	5.18
Level-3	ex43-Nc3b.dat	5.24	5.16
Level-5	ex43-Nc5b.dat	5.10	5.16

(3) メッシュ分割と弾性係数が  $N_q(\phi=40 \text{ 度})$  に及ぼす影響

次に支持力係数  $N_q(\phi=40 \text{ 度})$  に対して、メッシュ分割と地盤の弾性係数の違いが解析結果に及ぼす影響について比較検討する。

(a) 解析条件

解析条件を表-4.8 に示す。基本的な解析条件と使用した有限要素メッシュ (Level-1 ~ Level-6 の6種類, 特異点処理なし) は  $N_c$  算定モデルと同様である。サーチャージ荷重は  $p=4.0\text{tf/m}^2$  とし、地盤の弾性係数は、 $E_s=4000\text{tf/m}^2, 20000\text{tf/m}^2, 40000\text{tf/m}^2$  の3ケースとした。表-4.9 に解析ケースを示す。

表-4.8 解析条件

項目		設定値
土要素のモデル	降伏基準式 $f$	Mohr-Coulomb の破壊基準
	塑性流動則	非関連流動則 (ダイルトン角, $\phi=0$ )
土質条件	単位体積重量 $\gamma'$	$\gamma'=0$
	弾性係数 $E_s$	$E_s = 4000, 20000, 40000 \text{ tf/m}^2$ の3ケース
	ポアソン比 $\nu$	$\nu = 0.333$
	粘着力 $c$	$c = 0 \text{ tf/m}^2$
	内部摩擦角 $\phi$	$\phi = 40^\circ$
荷重条件	基礎荷重の載荷方法	荷重制御方式, $V = 3.0 \text{ tf/m}^2$
	サーチャージ $q$	$q = 4 \text{ tf/m}^2$ (基礎深さ 2m を想定)
境界条件	変位境界条件	側面: 水平変位固定 底面: 水平および鉛直変位固定
	基礎底面	粗 (基礎底面節点の水平変位を STB0 固定)
収束条件	残差ベクトルの収束判定	$TOL = 0.1\%$ (default)
	仮想粘塑性計算の Loop 回数	100 回
	MEMO~BACK コマンド	なし <sup>*</sup> )

\* MEMO~BACK コマンドを使用した場合は安定した解析解が得られなかったため、本解析では MEMO~BACK コマンドを使用せず、支持力係数  $N_q (=q_a/q)$  は荷重~沈下曲線の変位急増時の値を採用して求めた。

表-4.9 解析ケース

弾性係数 分割レベル	4,000 $\text{tf/m}^2$	20,000 $\text{tf/m}^2$	40,000 $\text{tf/m}^2$
Level-1	ex43-Nq1a.dat	ex43-Nq1c.dat	ex43-Nq1b.dat
Level-2	ex43-Nq2a.dat	ex43-Nq2c.dat	ex43-Nq2b.dat
Level-3	ex43-Nq3a.dat	ex43-Nq3c.dat	ex43-Nq3b.dat
Level-4	ex43-Nq4a.dat	ex43-Nq4c.dat	ex43-Nq4b.dat
Level-5	ex43-Nq5a.dat	ex43-Nq5c.dat	ex43-Nq5b.dat
Level-6	ex43-Nq6a.dat	ex43-Nq6c.dat	ex43-Nq6b.dat

(b) 解析結果

支持力係数  $N_q$  の算定結果を表-4. 10 に示す . 図-4. 18 はメッシュ分割レベル毎に弾性係数の違いによる荷重～沈下曲線を比較したものである . 図-4. 19 は弾性係数毎にメッシュ分割レベルの違いによる荷重～沈下曲線を比較したものである . また , 付録 A7 に各ケースの極限時における塑性化領域図を示す .

これらの解析結果から , メッシュの分割方法や地盤の弾性係数が支持力係数  $N_q$  に及ぼす影響について , 以下のようにまとめられる .

メッシュ分割と弾性係数の違いにより , 支持力係数  $N_q$  は最小値 34.5 から最大値 45.0 までの幅のある解析結果となった (ばらつきが大きかった) .

解析結果を総合的に判断すると , 平均的な支持力係数  $N_q$  は  $N_q=38 \sim 40$  程度と考えられる . この値は , Prandtl による理論解 64.2 よりも 4 割ほど小さい値である .

メッシュ分割が細くなるほど , 荷重～沈下曲線に明瞭な変曲点が生じ , 極限値の判定が容易であった .

メッシュ分割の最も粗い Level-1 メッシュは , 弾性係数の違いによって解析解が  $N_q=39.0 \sim 45.0$  と大きくばらついたのに対し , 領域全体のメッシュ分割が細かい Level-4 や Level-5 メッシュは弾性係数によるばらつきが小さく , 解析解は平均的に  $N_q=38 \sim 40$  程度であった .

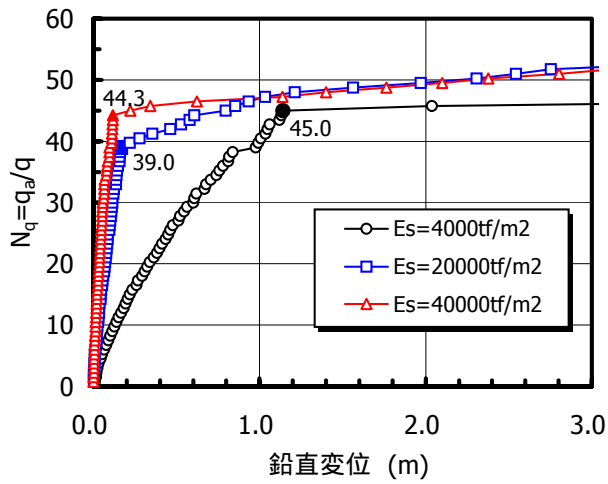
破壊時の塑性領域図を見てわかるように , 今回の解析では基礎の中心から 30m 以上離れた地表面領域まで塑性化領域が広がっている . このことから , 基礎中心から離れた位置においても水平方向に細かくメッシュ分割されている必要があると感じられる .

図-4. 19 から , 弾性係数の大きさに関わらず支持力係数が 15 程度になると荷重～沈下曲線はメッシュの違いにより異なる曲線を描いた .

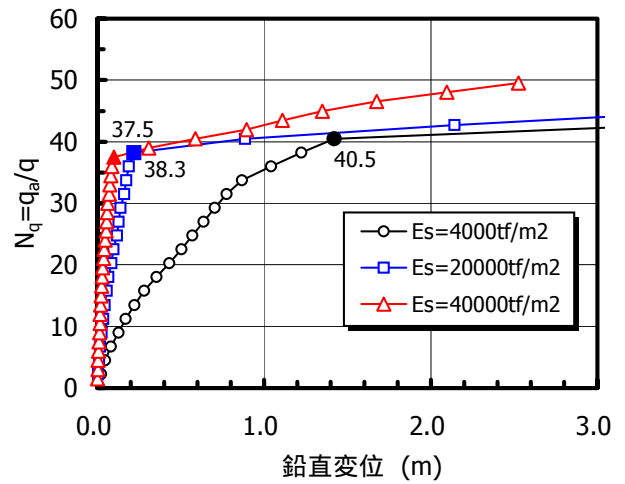
以上のことより , 弾性係数を大きくすることよりも , メッシュの分割を適切に細かくすることによって安定解が得られると考えられる .

表-4. 10 メッシュ分割と弾性係数が支持力係数  $N_q$  に及ぼす影響

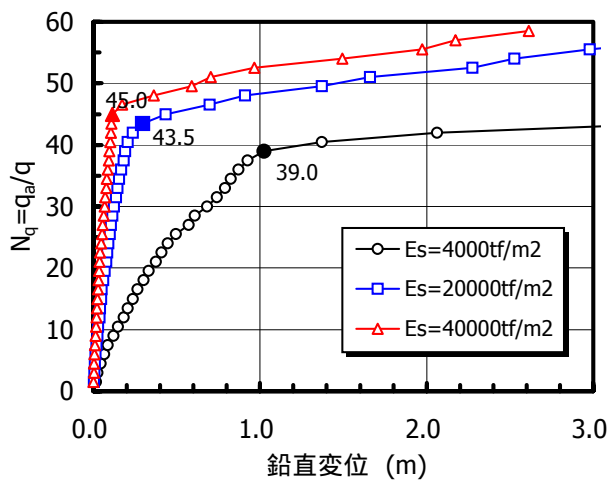
弾性係数 分割レベル	$N_q(\phi=40)$		
	4,000 tf/m <sup>2</sup>	20,000 tf/m <sup>2</sup>	40,000 tf/m <sup>2</sup>
Level-1	45.0 (MAX)	39.0	44.3
Level-2	39.0	43.5	45.0
Level-3	39.0	39.0	39.0
Level-4	40.5	38.3	37.5
Level-5	37.5	38.3	38.3
Level-6	39.0	34.5 (MIN)	37.5



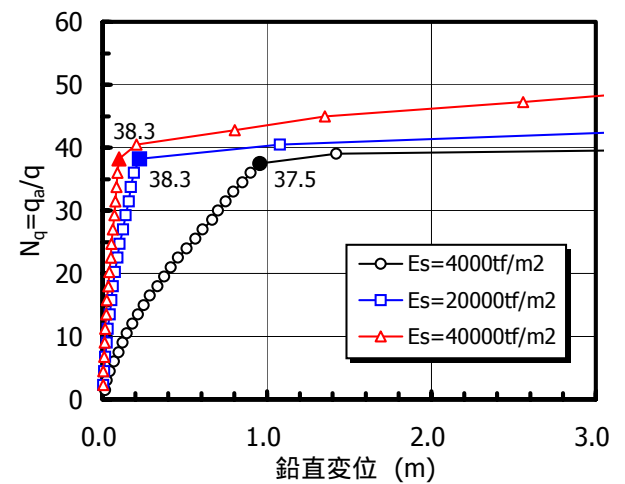
(a) Level-1



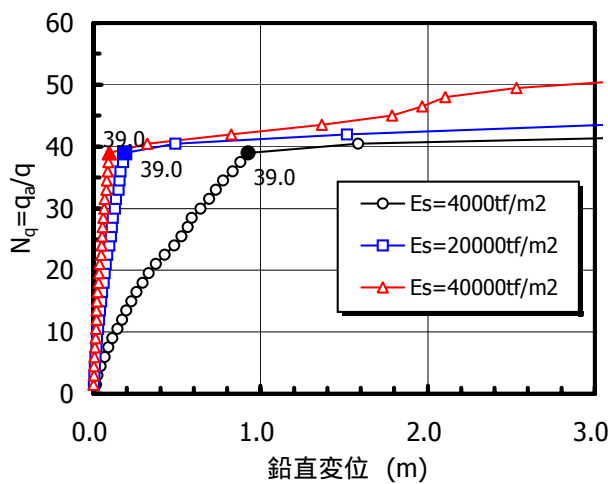
(d) Level-4



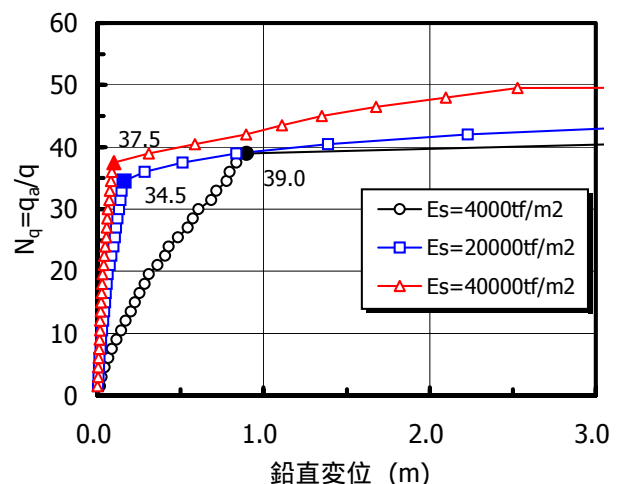
(b) Level-2



(e) Level-5

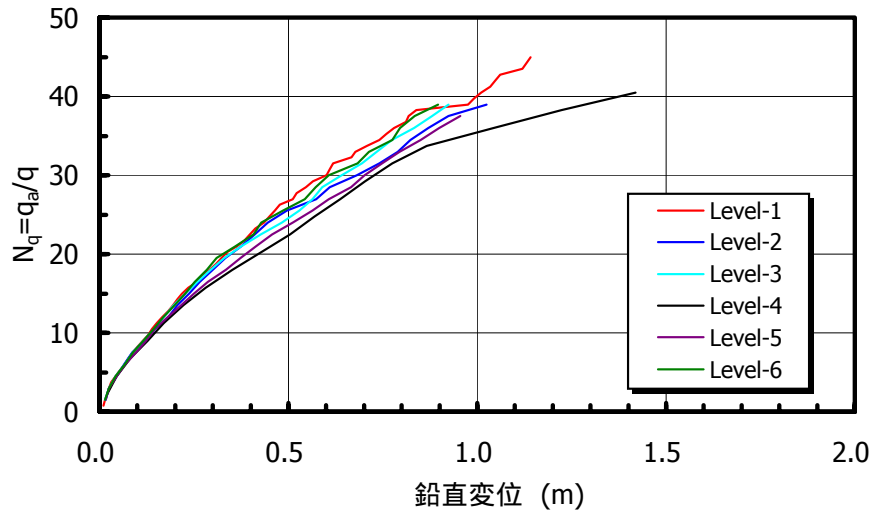


(c) Level-3

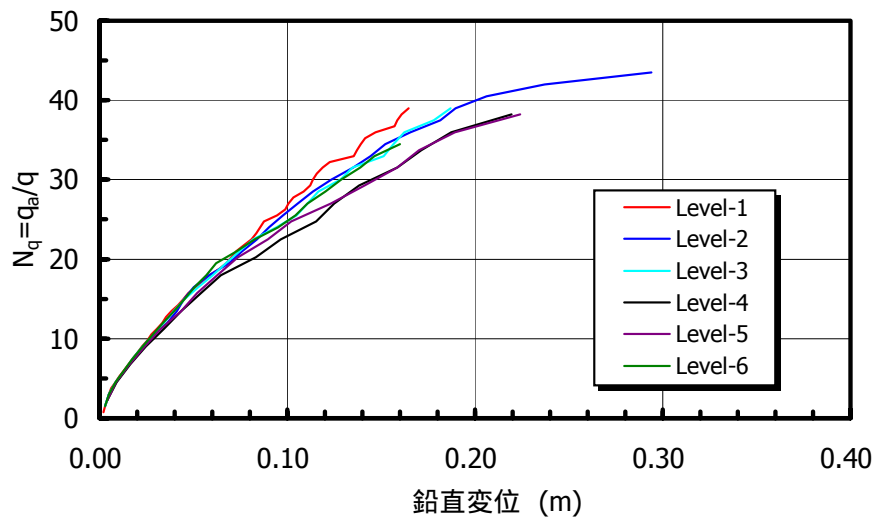


(f) Level-6

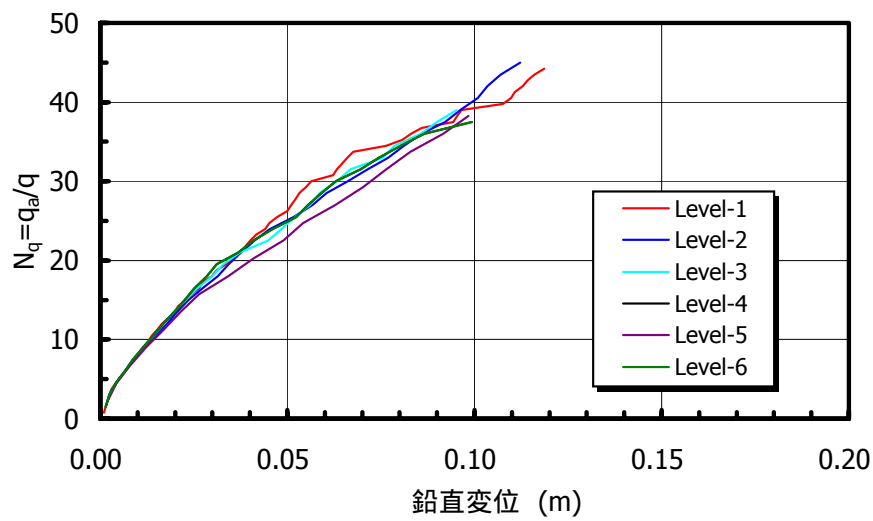
図-4.18 解析結果 (メッシュ分割レベル毎の荷重～沈下曲線)



(a)  $E_s=4,000\text{tf/m}^2$



(b)  $E_s=20,000\text{tf/m}^2$



(c)  $E_s=40,000\text{tf/m}^2$

図-4.19 解析結果 (弾性係数毎の荷重～沈下曲線)

(4)  $N_\gamma$  ( $\phi=30$  度)に関する収束性の検証

前節 4.2 の  $N_\gamma$  ( $\phi=30$  度)の算定においては、MEMO~BACK を使用した通常の算定手順では支持力の極限值を得ることができなかった。図-4.20 に MEMO~BACK を使用した場合と未使用の場合の荷重~沈下曲線の比較を示す。MEMO~BACK を使用した場合は、 $q=10.0\text{tf/m}^2$  となったところで計算は発散し、支持力係数は発散直前の荷重  $q=9.5\text{tf/m}^2$  から  $N_\gamma=3.8$  と算定される。これに対し、MEMO~BACK を使用しないで荷重~沈下を最後まで求めると(この場合、ある荷重段階で計算が収束しなくても、次の荷重ステップの計算が行われる)、 $N_\gamma=16.0$  のところに曲線の変曲点が見られる。このことより  $N_\gamma=3.8$  と評価するのは適切でないことがうかがえる。

図-4.21 は  $N_\gamma$  算定時の地盤変形図(基礎部を拡大表示)、図-4.22 は塑性化領域図(全体)を示したものである。荷重  $q=15.0\text{tf/m}^2$  の時点で基礎端部のメッシュが局所的に変形しはじめ、 $q=20.0\text{tf/m}^2$  の時点では破壊に至っている様子がわかる。すなわち、基礎端部の局所変形が領域全体の収束計算に影響しており、このことが過小な計算結果を与えた原因と考えられる。適切な解を得るためには、基礎端部の局所変形を防ぐことが必要と考えられる。

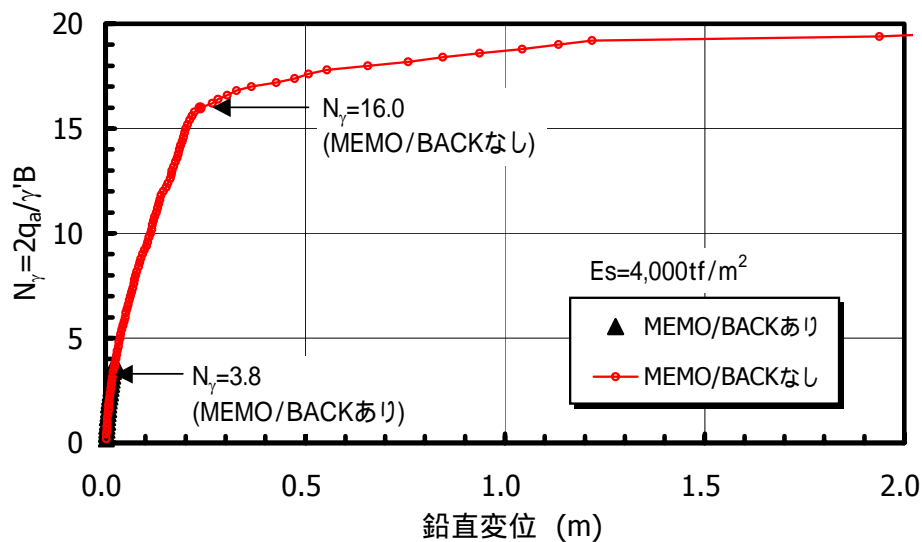
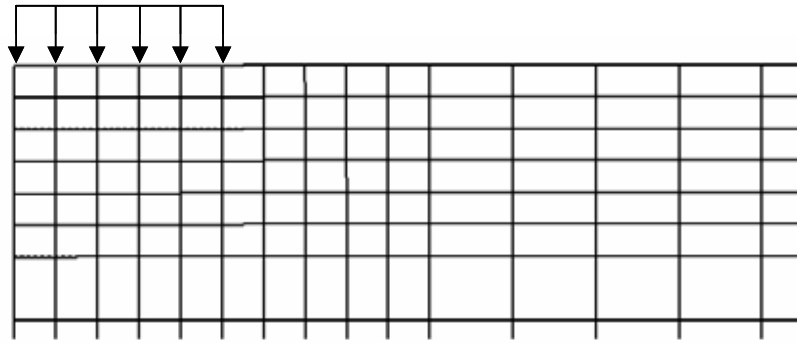
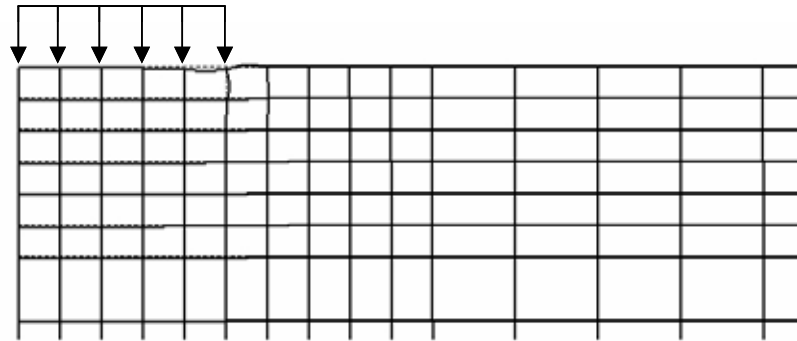


図-4.20 荷重~沈下曲線(基本ケース, ex42-Ng.dat)

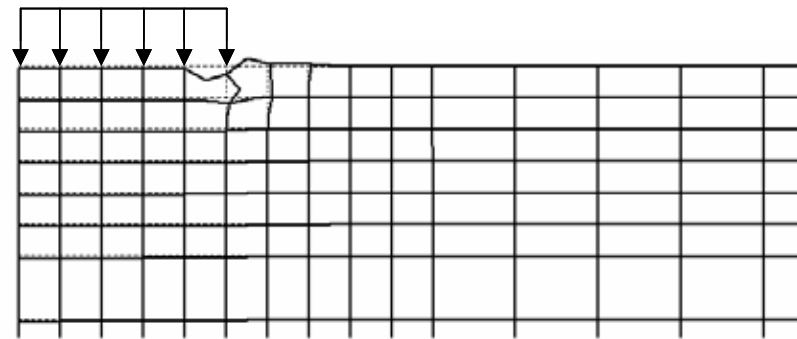




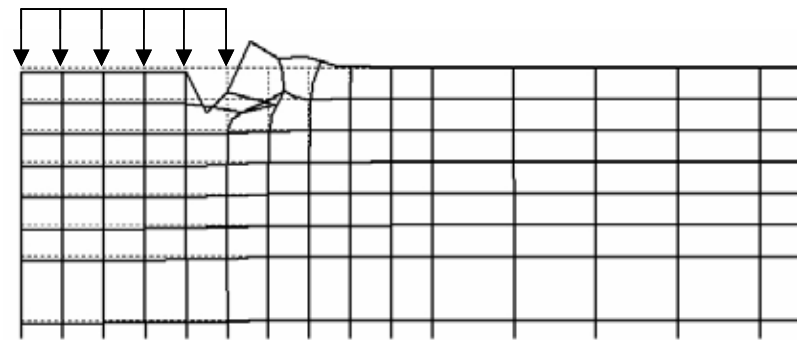
(a)  $q=9.5\text{tf/m}^2$  ,  $N_\gamma=3.8$



(b)  $q=12.5\text{tf/m}^2$  ,  $N_\gamma=5.0$

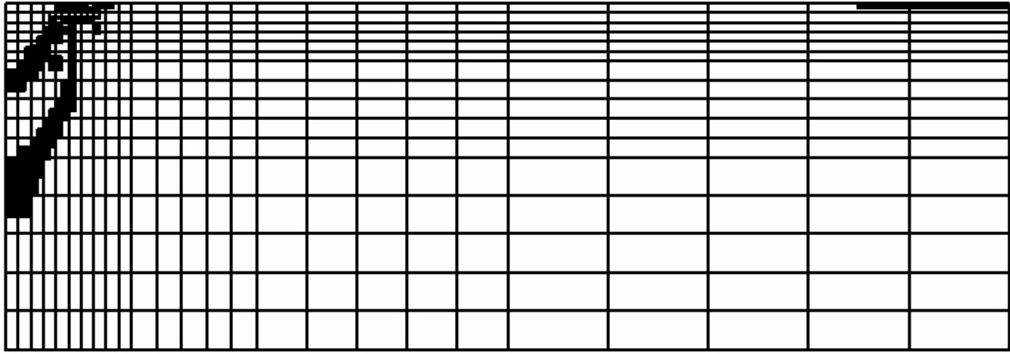


(c)  $q=15.0\text{tf/m}^2$  ,  $N_\gamma=6.0$

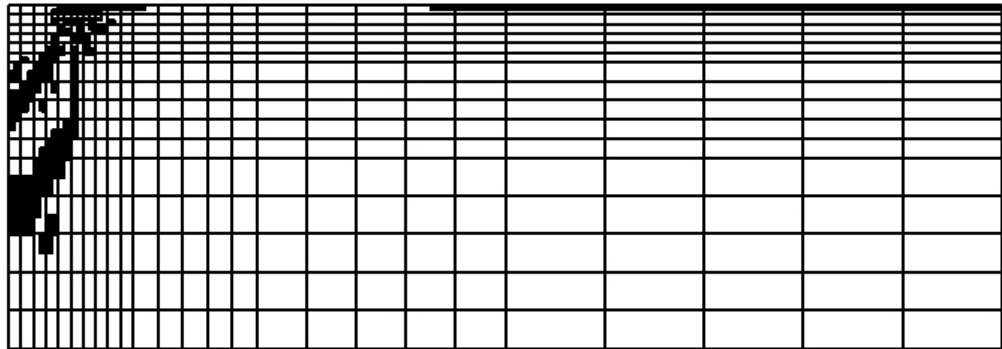


(d)  $q=20.0\text{tf/m}^2$  ,  $N_\gamma=8.0$

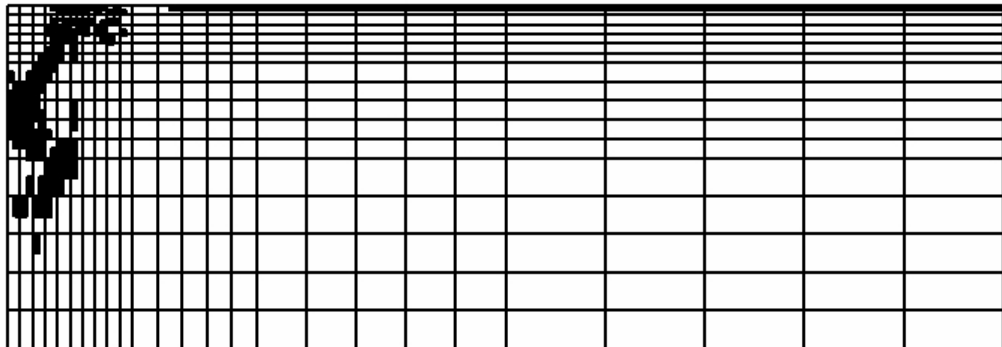
図-4.21 地盤変形図 [基本ケース, ex42-Ng.dat]



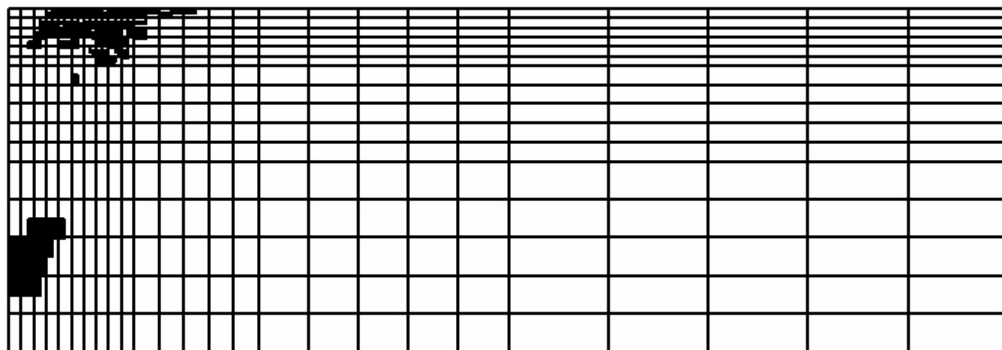
(a)  $q=9.5\text{tf/m}^2$  ,  $N_\gamma=3.8$



(b)  $q=12.5\text{tf/m}^2$  ,  $N_\gamma=5.0$



(c)  $q=15.0\text{tf/m}^2$  ,  $N_\gamma=6.0$



(d)  $q=20.0\text{tf/m}^2$  ,  $N_\gamma=8.0$

図-4.22 塑性化領域図 [ 基本ケース, ex42-Ng.dat ]

そこで図-4.23 に示すように解析メッシュや解析条件を修正し、 $N_q(\phi=30\text{度})$ が安定的に算定できるかどうかを調べる。条件の修正項目としては、1)基礎端部に特異点処理をしたメッシュや基礎端部を細かく分割したメッシュを用いる、2)1オーダー～2オーダー大きい弾性係数を用いる、3)収束条件を修正する(甘くする)、4)仮想粘塑性計算の繰り返し回数を多くする、5)荷重ステップを細かくする、の5パターンをそれぞれ独立に検討した。表-4.11 に解析ケースおよび解析ファイル名を示す。

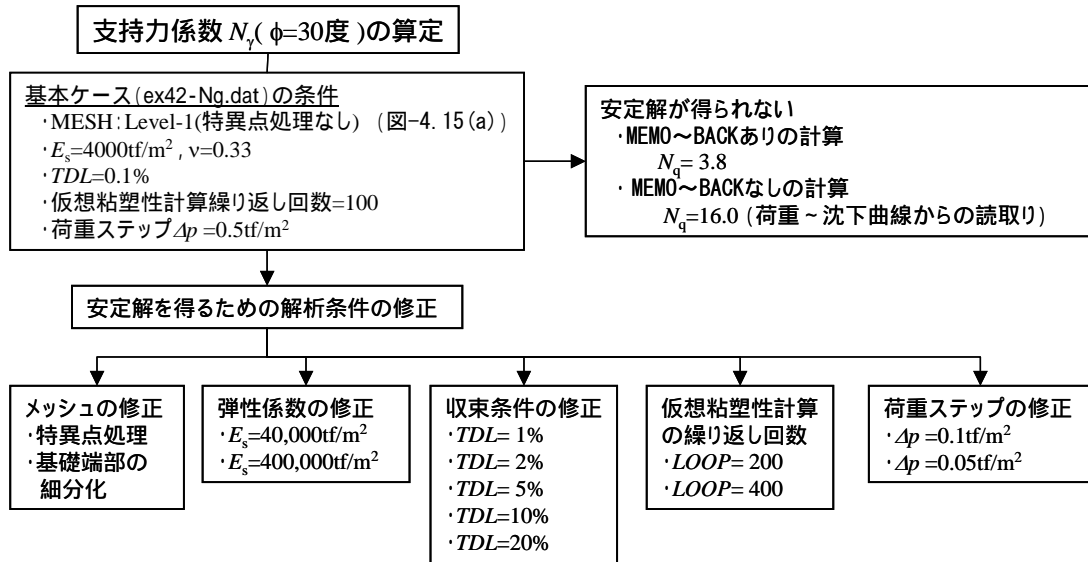


図-4.23  $N_q$ 算定モデルの修正項目

表-4.11 解析ケースおよび解析ファイル名

修正項目	変更値, 変更内容	解析ファイル名
基本ケース	-	ex42-Ng.dat
メッシュ	基礎端部の特異点処理	ex43-Ng2.dat
	図-4.15のLevel-5メッシュを使用する。	ex43-Ng2b.dat
弾性係数	$E_s = 40,000 \text{ tf/m}^2$	ex43-Ng3.dat
	$E_s = 400,000 \text{ tf/m}^2$	ex43-Ng3c.dat
収束条件	$TOL = 1.0\%$	ex43-Ng4a.dat
	$TOL = 2.0\%$	ex43-Ng4b.dat
	$TOL = 5.0\%$	ex43-Ng4c.dat
	$TOL = 10.0\%$	ex43-Ng4d.dat
	$TOL = 20.0\%$	ex43-Ng4e.dat
仮想粘塑性計算の繰り返し回数	$LOOP = 200$	ex43-Ng5a.dat
	$LOOP = 400$	ex43-Ng5b.dat
荷重ステップ	$\Delta p = 0.10 \text{ tf/m}^2$	ex43-Ng6a.dat
	$\Delta p = 0.05 \text{ tf/m}^2$	ex43-Ng6b.dat

各解析ケースによって算定した支持力係数  $N_\gamma$  の値を表-4.12 に示す。また、図-4.24、図-4.25 は地盤の弾性係数を  $E_s=40,000\text{tf/m}^2$ 、 $400,000\text{tf/m}^2$  とした場合の荷重～沈下曲線を示したもので、それぞれ MEMO～BACK ありの場合と MEMO～BACK なしの場合を比較して示している。

検討結果は以下の通りにまとめられる。

基礎端部に特異点処理を行ったメッシュや基礎端部を細分化したメッシュを使用しても収束計算の安定性は向上しなかった。むしろ、支持力係数は小さく計算された。

地盤の弾性係数を 10 倍、100 倍にして基礎端部の局所変形を生じさせないようにしても、計算が発散する荷重値はほとんど変化しなかった。

収束判定条件を 0.1% から 1.0%、2.0%、5.0%、10%、20% と甘く設定するにしたがい、「発散」と判定される荷重段階は大きくなったが、依然として理論値との差が大きかった。

仮想粘塑性計算の繰り返し回数を 100 回から 200 回、400 回と増やしても、計算が発散する荷重値はほとんど変化しなかった。

基礎荷重の荷重ステップを  $0.5\text{tf/m}^2$  から  $0.1\text{tf/m}^2$ 、 $0.05\text{tf/m}^2$  と細かく設定しても、計算が発散する荷重値はほとんど変化しなかった。

以上のことより、支持力係数  $N_\gamma$  の算定に関しては、メッシュの分割方法、地盤の弾性係数、収束判定条件、仮想粘塑性計算の繰り返し回数、荷重ステップをそれぞれ独立に変化させても、計算の収束性はそれほど改善されなかった。

表-4.12  $N_\gamma(\phi=30\text{度})$  に関する収束性の検証結果

理論値 (Meyerhof)		15.7
理論値 (Vesic)		22.4
FEM 解析値		
修正項目	変更値	$N_\gamma(\phi=30\text{度})$
基本ケース	MEMO～BACK なし	16.0
	MEMO～BACK あり	3.80
メッシュ	基礎端部の特異点処理	3.13
	Level-5 メッシュ	1.20
弾性係数	$E_s=40,000\text{tf/m}^2$	3.80
	$E_s=400,000\text{tf/m}^2$	3.80
収束条件	TOL=1.0%	3.80
	TOL=2.0%	4.20
	TOL=5.0%	4.20
	TOL=10.0%	4.20
	TOL=20.0%	4.80
仮想粘塑性計算の繰り返し回数	LOOP=200	3.89
	LOOP=400	3.85
荷重ステップ	$\Delta p=0.10\text{tf/m}^2$	2.13
	$\Delta p=0.05\text{tf/m}^2$	2.20

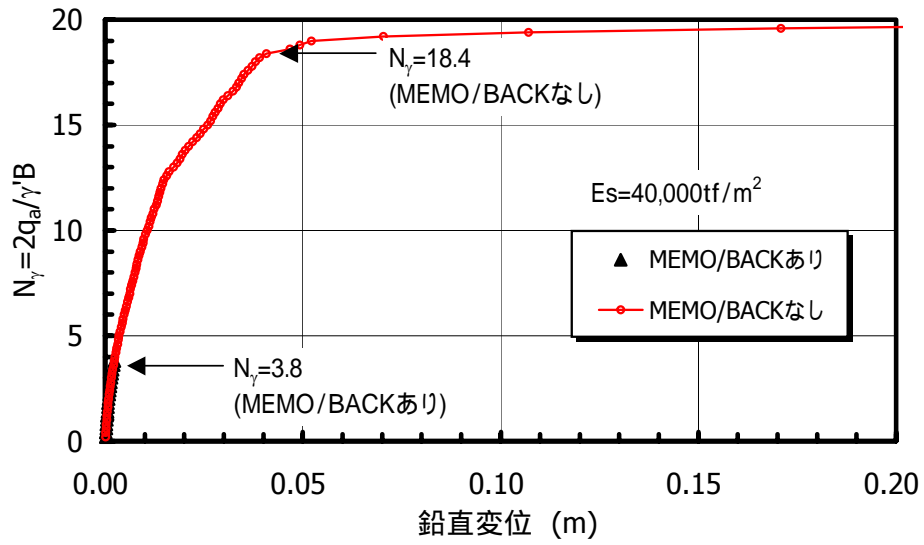


図-4.24 荷重～沈下曲線 ( $E_s=40,000\text{tf/m}^2$ , ex43-Ng3.dat)

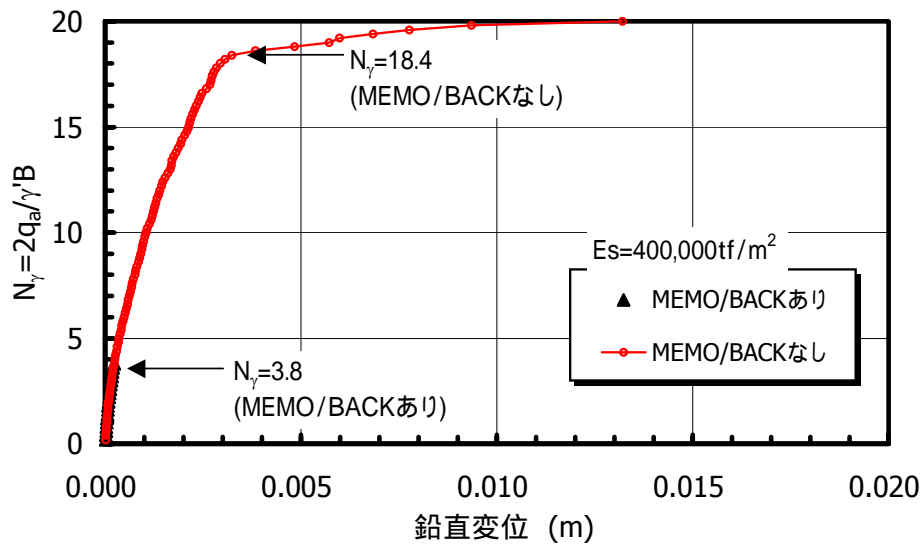


図-4.25 荷重～沈下曲線 ( $E_s=400,000\text{tf/m}^2$ , ex43-Ng3c.dat)



## 第5章 事例3 ～斜面安定解析～

本章では、GeoFemによる各種港湾構造物の斜面安定解析を扱った。

港湾構造物の斜面安定解析を行う場合、円弧すべり解析法などの簡便法を用いて検討するのが一般的であり、有限要素法の適用例は非常に少ないのが現状である。従来の円弧すべり解析法（修正フェレニウス法）による安全率は、我が国の港湾地域におけるすべり破壊事例をよく説明しており、その解の精度は $\pm 0.1$ の範囲に収まると言われている。その反面有限要素解析は、解析解の精度についていまだに不明な点が多く、有限要素解析がなかなか実務に適用されない原因の一つとなっている。円弧すべり解析と有限要素解析との対応が明確になれば、有限要素安定解析が実務へ適用されることが期待できる。

本章では、まず有限要素法による安全率の算定方法の概要について述べる。次いでGeoFemで安定解析を行うための入力データの説明を行い、最後に幾つかの護岸断面へGeoFemを適用し、円弧すべり解析結果との対応関係について調べる。

有限要素法による斜面安定解析では、前述の支持力解析と同じく弾塑性理論に基づいており、非線形計算の安定した計算法として仮想粘塑性法を導入している。解の収束性を左右する主要な原因としては、有限要素メッシュの粗密が挙げられる。したがって、各検討断面で幾つかのメッシュパターンによる解析を行い、有限要素メッシュの粗密がGeoFem解析解に及ぼす影響について詳しく調べた。本章の構成をまとめると以下の通りである。

- せん断強度低減法の概要
- 斜面安定解析に対するGeoFem入力データの作成方法
  - ・強度低減率の計算コマンド[RDCT]
- 斜面安定解析の具体例と解析精度の検証
  - ・砂地盤上の重力式護岸
  - ・二層地盤上の鉄鉱石貯鉱ヤード
  - ・矢板式係船岸

## 5.1 せん断強度低減法の概要

有限要素法による安定解析では土の構成モデルとして弾塑性モデルを採用し、破壊基準として Mohr-Coulomb の破壊基準を用いるのが一般的である。有限要素解析では破壊基準の他に塑性流動則（塑性ポテンシャル）と硬化則を規定する必要があるが、有限要素法による安定解析は極限の状態を議論するので、途中の変形状態を細かく議論する必要性は小さい。したがって、塑性流動則は従来の塑性論で仮定されている直交性（関連流動則）を採用し、硬化則は土の強度定数  $c, \phi$  が応力・ひずみによって変化しない完全塑性条件を仮定するのが簡便である。

Mohr-Coulomb の破壊基準を採用したときの地盤のせん断強度  $\tau_f$  は次式で表される。

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \quad (5.1)$$

また、地盤内に発揮されるせん断応力を  $\tau_m$  で表すと、地盤の安全率  $F$  は次式で定義される。

$$F = \tau_f / \tau_m \quad (5.2)$$

ここで式(5.2)の両辺を安全率  $F$  で除すと、

$$\frac{\tau_f / F}{\tau_m} = 1 \quad (5.3)$$

が得られる。

有限要素法によって斜面の安定解析を行う場合には、「せん断強度低減法」と呼ばれる算定方法により全体安全率を算定できることが示されている<sup>2),19),20)</sup>。せん断強度低減法は、実際の計算過程においてせん断強度を低減率  $F$  で徐々に低減させ、その都度弾塑性計算を行い、計算が収束しなくなった時点を破壊と見なし、計算が収束する最大の強度低減率  $F$  をもって地盤の安全率とする方法である。例えば  $F = 1.5$  までは計算が収束し、それ以上  $F$  の値を大きくすると計算が発散した場合の安全率は 1.5 である。つまり地盤の強度を元の  $1/1.5$  倍にしても系全体が安定しているとき、その系は安全率 1.5 を有した地盤と考えることができる。また、このような弾塑性モデルを用いた安定解析の場合においても、支持力解析の場合と同様に「仮想粘塑性法」を用いることによって土要素が破壊状態に近い場合の計算時の安定化を図っている。

GeoFem ではこの強度低減率を制御するコマンドとして RDCT が用意されている。



## 5.2 安定解析に対する GeoFem 入力データの作成方法

### (1) 入力データの基本構成

安定解析を行う場合の GeoFem 入力データの基本構成を図-5.1 に示す。印の付いた命令語は、安定解析においてキーとなる命令語である。

コントロールカード (FEAP) から荷重データ (DIST) までの入力データ命令語の作成手順は第2章で述べた手順と同様である。計算命令語についても支持力解析におけるデータ構成とほぼ同じで、はじめに弾性計算を1回行ったあと、仮想粘塑性法による非線形計算を複数回行い、弾塑性解を求める計算ループとなっている。支持力解析がこの「1回の弾性計算 + 複数回の非線形計算」を各荷重ステップで行うのに対し、安定解析は弾性計算ループの前で定義される強度低減率 (RDCT コマンド) で低減されたせん断強度を用いて、終局の強度低減率が求まるまで繰り返し「1回の弾性計算 + 複数回の非線形計算」が行われる。

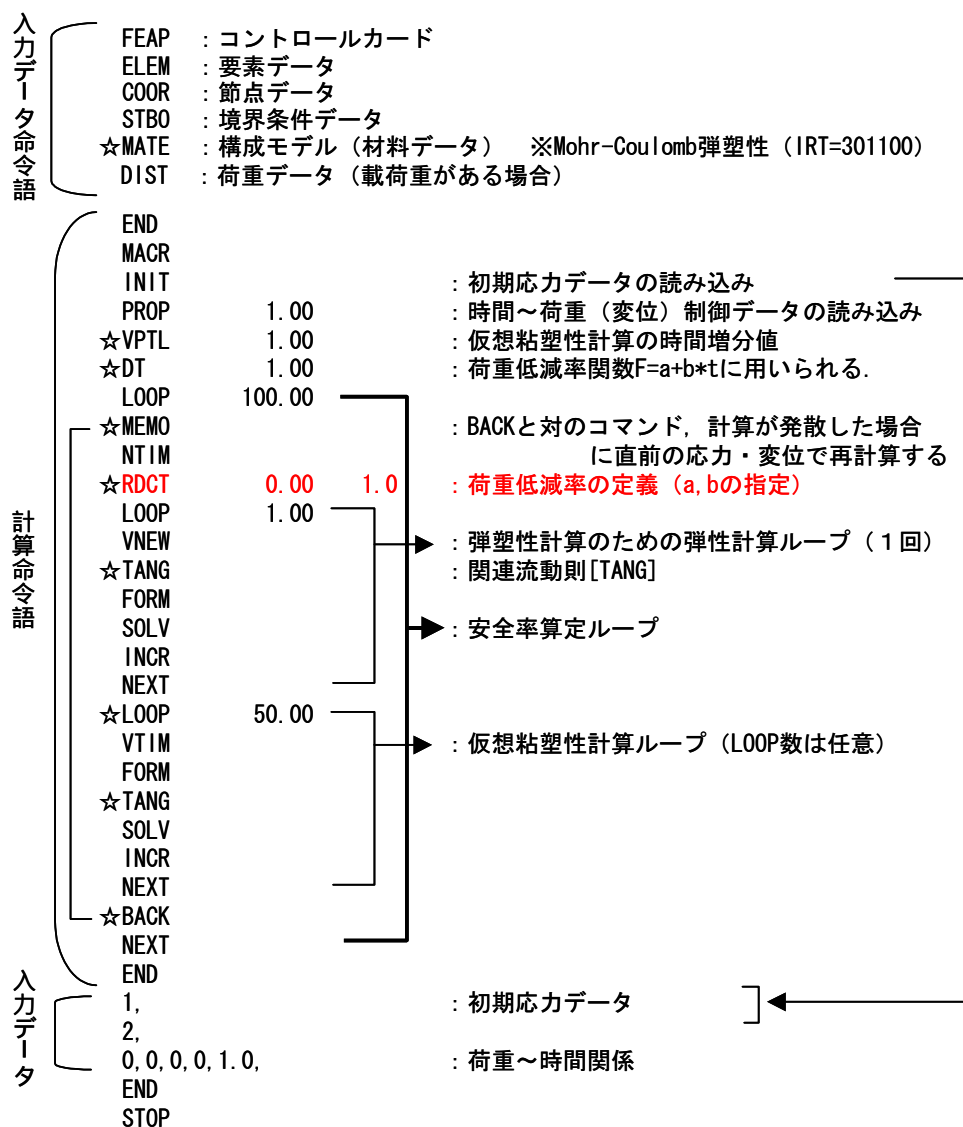


図-5.1 入力データの構成 (安定解析)

(2) 強度低減率コマンド (RDCT)

GeoFem マニュアル参照ページ : p.105

安全率の計算に必要な強度低減率  $F$  は, 図-5.1 に示すように安全率算定 LOOP の中に記述し, 新しい時刻へセットするコマンド NTIM の次に入力する. 強度低減率は時間の関数として次式で与えられる.

$$F = a + b \cdot t \quad (5.4)$$

係数  $a, b$  は以下に示すフォーマットで入力する.  $t$  は DT コマンドで指定した時間増分値である.

<pre> ++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0 RDCT      _____ a      b             </pre>	a は 11 カラム ~ 20 カラムに入力 b は 21 カラム ~ 30 カラムに入力
--	--

具体的な入力例は以下のようになる.

<pre> ++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0 RDCT      _____ 0.0    1.0             </pre>
--

この場合の強度低減率関数は,  $F=1.0 \cdot t$  となる. 第一ステップ ( $t=1$ ) で強度低減率  $F=1$  の計算が行われ, この時非線形計算が収束すれば, 次のステップ ( $t=2, F=2$ ) の計算が行われる.  $F=2$  のステップで非線形計算が収束すれば, また次のステップ ( $t=3, F=3$ ) の計算が行われ, 非線形計算が発散すれば,  $t=1$  と  $t=2$  の間のステップ ( $t=1.5, F=1.5$ ) の計算が行われる. このようにして強度低減率の終局値を求めていくので, 安全率算定ループの繰り返し回数は適当な大きな数値 (100) を入れておけばよい.  $a, b, t$  を任意に設定することによってさまざまな安全率の探索方法が考えられるが, 基本的には  $a=0.0, b=1.0, \Delta t=1.0$  で解を求めればよい.

計算結果はログファイル (\*.log) の最後に以下のように表示され, 下限値  $F_s=1.656$  を採用すればよい. ログファイルを見ると図-5.2 のような計算過程を調べることもできる. また, 変位や応力の出力ファイル (DISF, STRF) には, 収束時 (図-5.2 では  $F_s=1.0, 1.5, 1.625, 1.656$ ) の変位値や応力値が安全率の小さい順にソートされて出力される. ただし, 安全率は時間  $t$  の形で出力されるので式(5.4)によって時間から安全率に換算する必要がある.

<pre> ++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0 ***** STABILITY ANALYSIS ***** FACTOR OF SAFETY   1.6563 - 1.6719             </pre>
---

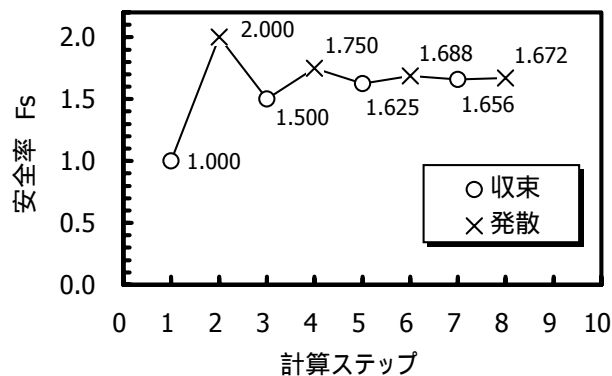


図-5.2 安定解析の計算過程例 (RDCT=1.0\*t)

### 5.3 砂質地盤上に築造された重力式護岸の安定解析

砂質地盤上に築造された重力式護岸（仮想断面）に対し安定解析を行う。解析にあたっては、基礎地盤の内部摩擦角 $\phi$ を変化させ、従来法である円弧すべり解析との対応関係についてパラメトリックに調べる。また、有限要素解析の精度を左右するメッシュの粗密による影響を調べるために、4段階のメッシュを作成した。

#### (1) 解析モデル

図-5.3 に解析断面図，表-5.1 に解析条件を示す。マウンドや裏込材を考慮していない極めて単純化した仮想断面である。埋立土および原地盤砂質土は Mohr-Coulomb 弾塑性モデル，ケーソンは線形弾性モデルでモデル化した。原地盤砂質土の内部摩擦角 $\phi$ は  $25^\circ \sim 40^\circ$  の範囲で変化させ，埋立土の内部摩擦角は $\phi=30^\circ$  で固定した。

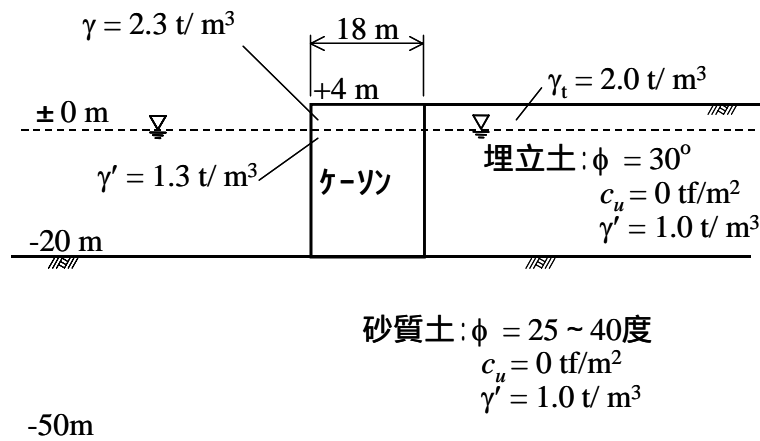


図-5.3 解析断面図（重力式護岸）

表-5.1 解析条件（重力式護岸）

項目		設定値		
弾塑性モデル	降伏基準式 $f$	Mohr-Coulomb の破壊基準		
	塑性流動則	関連流動則（ダレイタソ-角， $\phi = \phi$ ）		
土質条件	材料	原地盤砂質土	埋土	ケーソン
	構成モデル	弾塑性	弾塑性	線形弾性
	単位体積重量 $\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma' = 1.0$	$\gamma = 2.0, \gamma' = 1.0$	$\gamma = 2.3, \gamma' = 1.3$
	弾性係数 $E_s$ (tf/m <sup>2</sup> )	$1 \times 10^4$	$1 \times 10^4$	$1 \times 10^8$
	ポアソン比 $\nu$	0.30	0.30	0.17
	粘着力 $c$ (tf/m <sup>2</sup> )	0.0	0.0	-
	内部摩擦角 $\phi$ (度)	25 ~ 40	30	-
境界条件	変位境界条件	側面：水平変位固定 底面：水平および鉛直変位固定		
収束条件	残差ベクトルの収束判定	$TOL = 0.1\%$ (default)		
	仮想粘塑性計算の Loop 回数	60 回（Level-4 メッシュは 100 回）		
	RDCT コマンド	a=0.0, b=1.0		

(2) 解析メッシュ

有限要素メッシュを図-5.4 に示す．表-5.2 に各メッシュの諸元と解析ファイル名を示す．有限要素メッシュはメッシュ分割の粗いものから Level-1 (粗), Level-2 (中), Level-3 (細), Level-4 (極細) と呼ぶことにする．

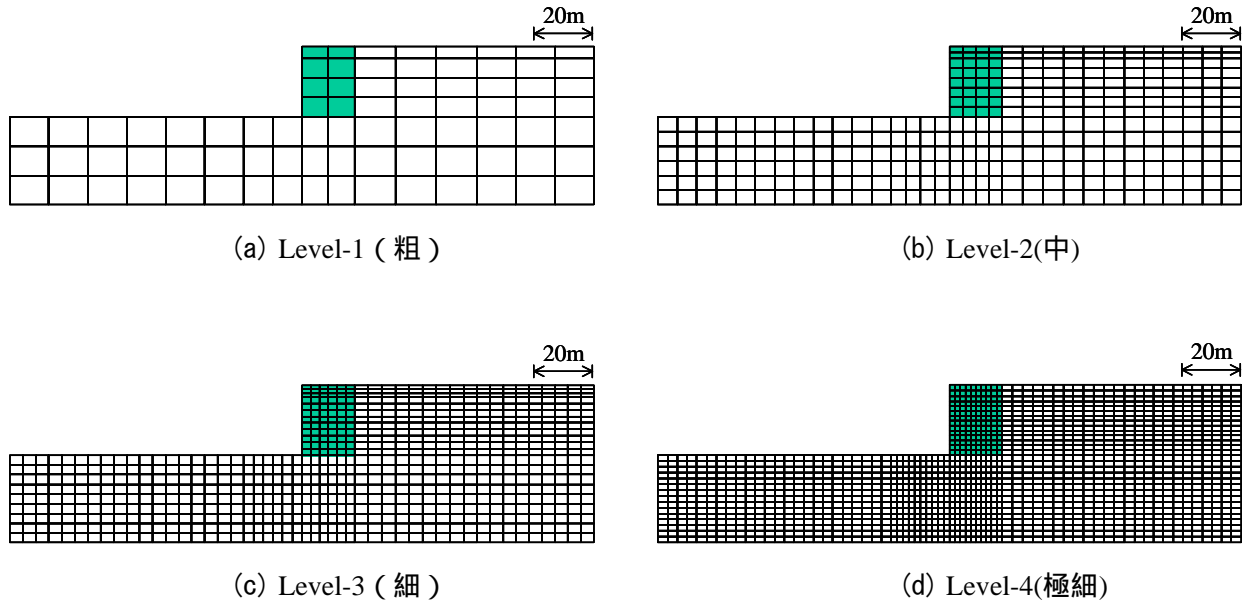


図-5.4 有限要素メッシュ (重力式護岸)

表-5.2 有限要素メッシュの諸元 (重力式護岸)

分割レベル	ケーソン隅各部の要素刻み	総節点数	総要素数	ファイル名	入力データの説明
Level-1	9.0m	287	80	ex53-caisson1.dat	付録 B15
Level-2	4.5m	1053	320	ex53-caisson2.dat	-
Level-3	3.0m	2299	720	ex53-caisson3.dat	-
Level-4	1.8m	4683	1496	ex53-caisson4.dat	-

入力ファイルは内部摩擦角毎に作成していない．1つのファイルを用い，内部摩擦角の箇所を修正して一連の解析を行っている．

### (3) 解析結果

表-5.3 は、それぞれの有限要素メッシュで計算した安全率を内部摩擦角  $\phi=25$  度, 30 度, 35 度, 40 度に限定して示したものである。図-5.5 は内部摩擦角を 0.5 度刻みで変化させた FEM 解析結果をすべてプロットしたもので、FEM による安全率の計算結果がメッシュの粗密や内部摩擦角の大きさによってどの程度ばらついているかを示している。また、次頁の図-5.6, 図-5.7 はそれぞれのメッシュについて、強度低減なしの場合 ( $F_s=1.0$ ) と安全率  $F_s$  で強度低減を行った場合の塑性化領域図を示したものである。安全率  $F_s$  で強度低減したケースとは、破壊直前の地盤の塑性状態を表している。解析結果をまとめると以下の通りとなる。

メッシュ分割の粗密の違いで解析結果は大きく変化した。メッシュ分割が粗いほど安全率は大きく、Level-1 メッシュと Level-4 メッシュの安全率の差は 0.18 ( $\phi=25$  度) ~ 0.36 ( $\phi=40$  度) であった。

Level-3 メッシュと Level-4 メッシュの安全率の差は小さく、Level-3 メッシュ程度で安定解析解の精度は確保されていると考えられる。

強度低減がない場合や破壊直前の塑性化領域図から、破壊のモードはメッシュの粗密に影響されていないと考えられる。

図-5.5 より、メッシュの粗密にかかわらず解析結果にばらつきが生じたが、内部摩擦角と安全率の関係は概ね線形関係となった。

表-5.3 FEM 安定解析結果 (重力式護岸)

内部摩擦角 $\phi$ (度)	Level-1	Level-2	Level-3	Level-4
25	1.23	1.13	1.08	1.05
30	1.48	1.34	1.28	1.23
35	1.75	1.56	1.48	1.42
40	2.02	1.78	1.70	1.66

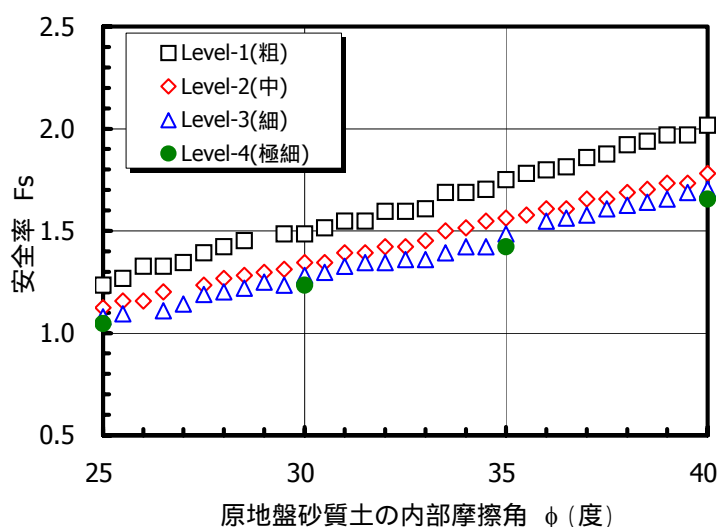


図-5.5 FEM 安定解析結果 (重力式護岸)

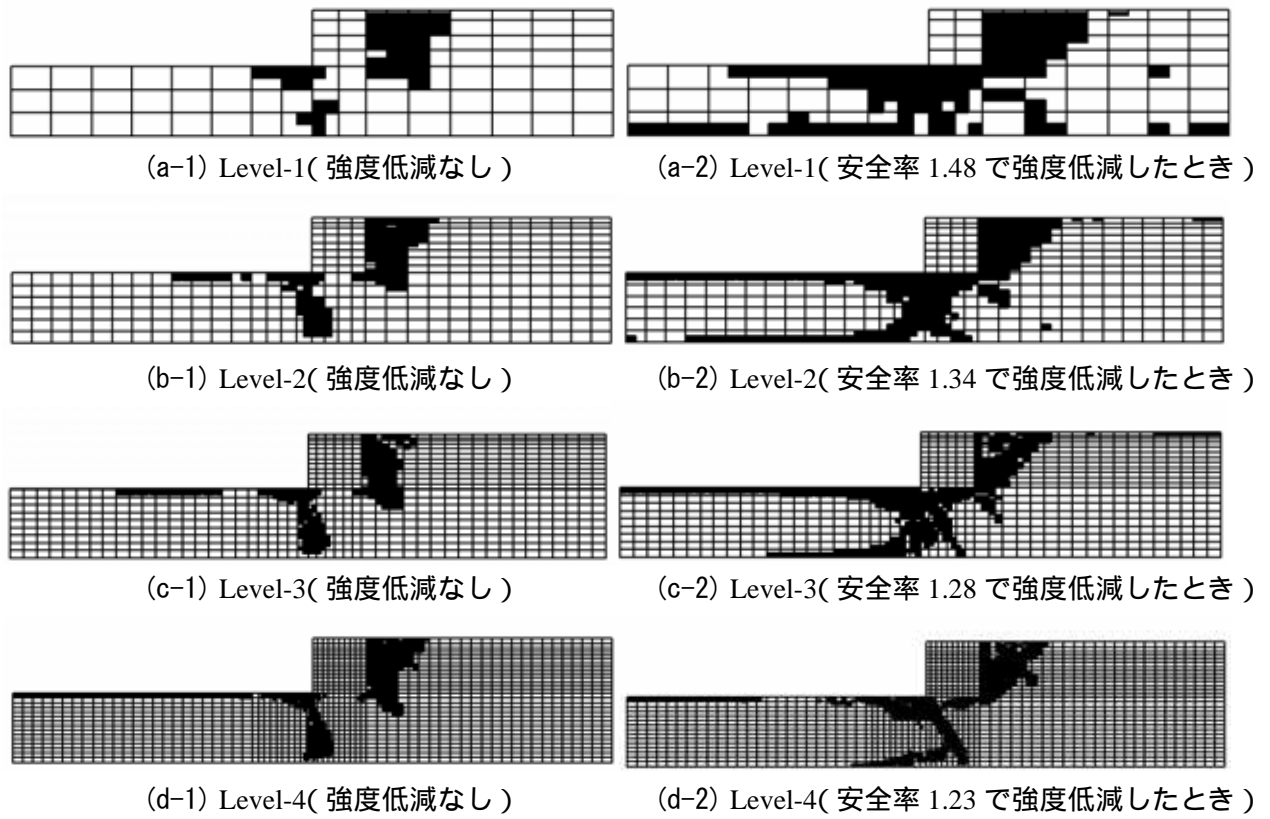


図-5.6 塑性化領域図 (重力式護岸, 原地盤砂質土の内部摩擦角  $\phi = 30$  度の場合)

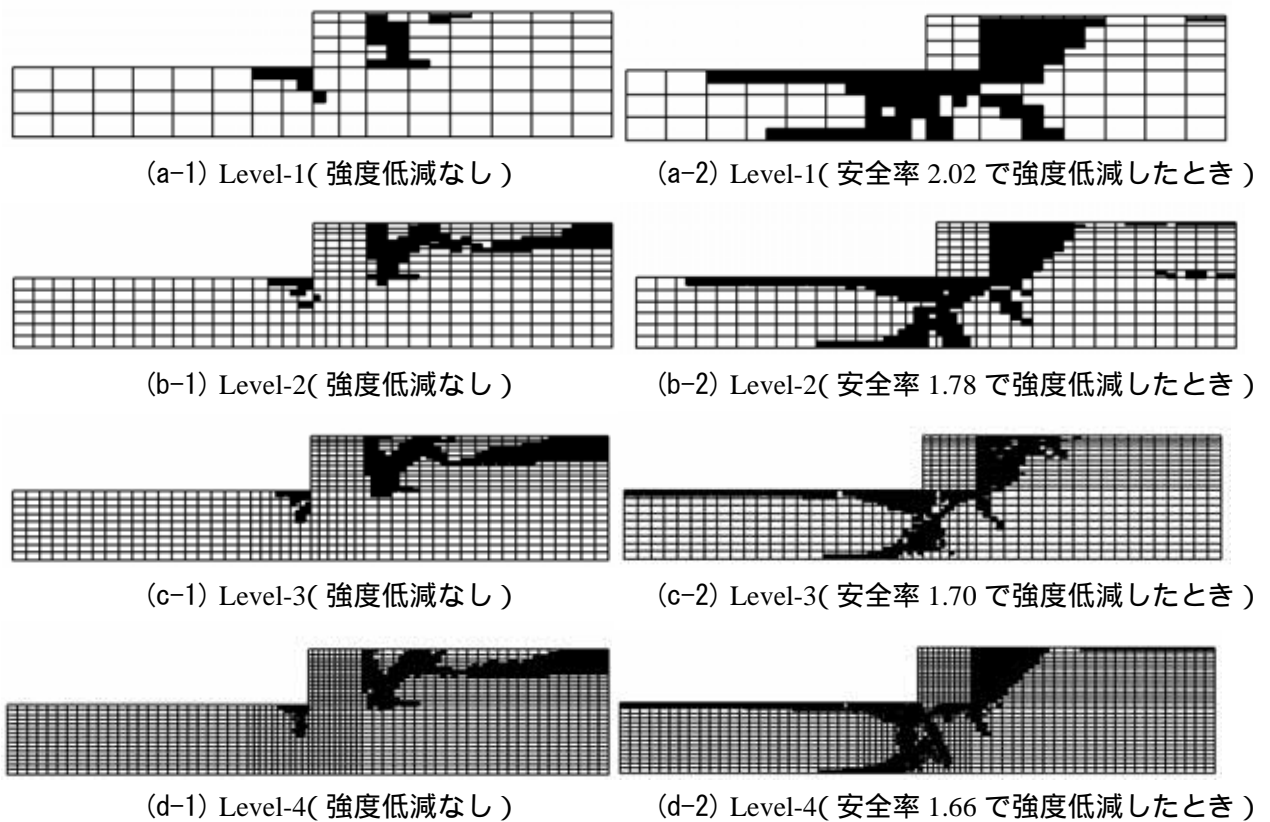


図-5.7 塑性化領域図 (重力式護岸, 原地盤砂質土の内部摩擦角  $\phi = 40$  度の場合)

#### (4) 円弧すべり解析との比較

従来法である円弧すべり解析と FEM 安定解析との比較を行う。円弧すべり解析法は、修正フェレニウス法、簡易ビショップ法、土田法<sup>21),22)</sup>を用いた。修正フェレニウス法と簡易ビショップ法による安全率は、 $\phi=0$  の粘性土地盤の場合には一致するが、基礎地盤がすべて砂質土層であったり、上部が砂質土層で下部が粘性土層の場合、修正フェレニウス法は安全率を過小に評価していることが確認されている。簡易ビショップ法はこのような地盤において鉛直方向に載荷する場合に安全率を過大に評価するとされている。土田法は両者のほぼ中間の安全率を与える解析法で、実際の挙動に対して妥当な安全率を計算できる。

表-5.4 は3つの円弧すべり法で求めた安全率の一覧であり、図-5.8 は各種円弧すべり法と GeoFem 解析結果を比較したものである。これらより、精度の高いメッシュ (Level-3 や Level-4) で計算された GeoFem 安全率は修正フェレニウス法による円弧すべり安全率に近く、精度の低いメッシュ (Level-1) で計算された GeoFem 安全率は簡易ビショップ法による円弧すべり安全率に近い結果となった。どの円弧すべり解析法で安全率を評価するのが妥当であるかは議論の分かれるところだが、GeoFem による弾塑性安定解析結果は、メッシュ分割に気を付ければ、円弧すべり解析と同じように安全率の評価が可能であると考えられる。

表-5.4 円弧すべり解析結果 (重力式護岸)

内部摩擦角 $\phi$ (度)	修正フェレ ニウス法	土田法	簡易ビショ ップ法	GeoFem (Level-4)
25	1.05	1.21	1.28	1.05
30	1.27	1.44	1.55	1.23
35	1.51	1.68	1.77	1.42
40	1.78	1.96	2.05	1.66

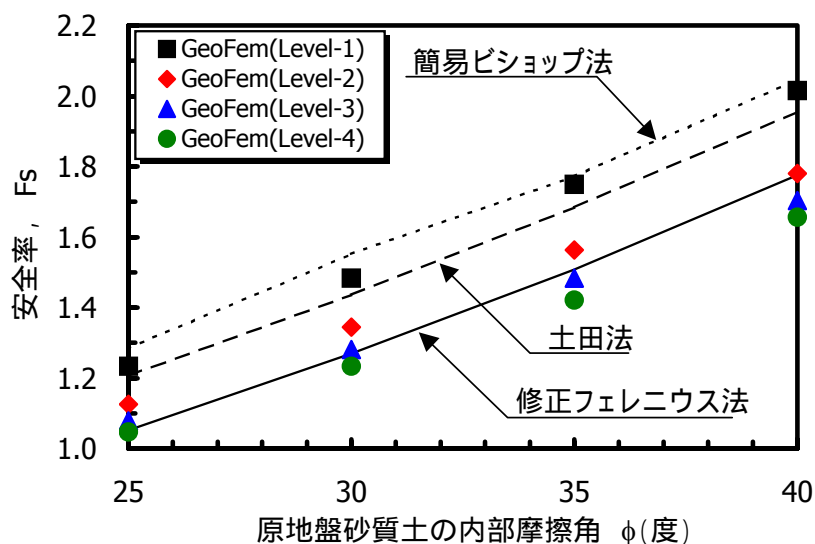


図-5.8 GeoFem と円弧すべり解析の比較 (重力式護岸)

#### 5.4 砂-粘土二層地盤上の鉄鉱石貯鉱ヤードの安定解析

下部が沖積粘性土層，上部が砂質土層である軟弱地盤における鉄鉱石貯鉱ヤード<sup>23)</sup>の盛土安定解析を行った。解析にあたっては，有限要素メッシュの粗密や仮想粘塑性計算の繰り返し計算回数が安全率に及ぼす影響を調べるとともに，各種円弧すべり解析と弾塑性有限要素解析との対応を調べた。

##### (1) 解析モデル

図-5.9 に解析断面図を示す。粘性土の自然圧密による強度増加のみでは所要の鉄鉱石を貯鉱することができないため，沖積粘土層は深度-27.5m までサンドドレーンによって改良されている。

表-5.5 に解析条件を示す。原地盤の砂質土および粘性土は Mohr-Coulomb 弾塑性モデル，鉄鉱石は線形弾性モデルでモデル化した。解析における粘性土の非排水せん断強度は深度による強度増加を考慮せず，各層上端の強度  $c_0$  を採用した。なお，本解析では仮想粘塑性計算の繰り返し回数を 60 回，200 回および 500 回と変化させ，メッシュの粗密による影響の他に仮想粘塑性計算の繰り返し回数が解析結果に及ぼす影響についても調べた。

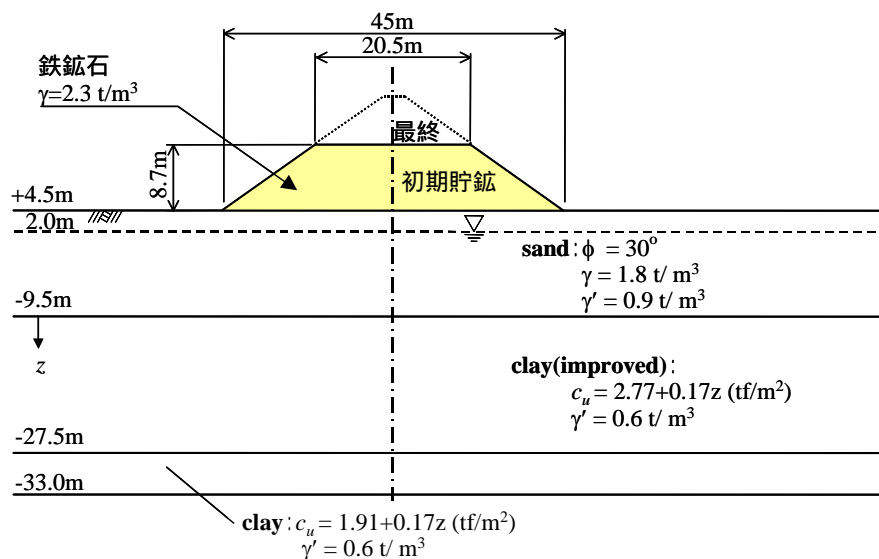


図-5.9 解析断面図（鉄鉱石貯鉱ヤード<sup>23)</sup>）

表-5.5 解析条件（鉄鉱石貯鉱ヤード）

項目		設定値			
弾塑性モデル	降伏基準式 $f$	Mohr-Coulomb の破壊基準			
	塑性流動則	関連流動則（ $\alpha$ イライクソン角， $\varphi = \phi$ ）			
土質条件	材料	砂質土	粘性土（改良）	粘性土（未改良）	鉄鉱石
	構成モデル	弾塑性	弾塑性	弾塑性	線形弾性
	単位体積重量 $\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma=1.8, \gamma'=0.9$	$\gamma'=0.6$	$\gamma'=0.6$	$\gamma=2.3$
	弾性係数 $E_s$ (tf/m <sup>2</sup> )	$1 \times 10^4$	$1 \times 10^4$	$1 \times 10^4$	$1 \times 10^4$
	ポアソン比 $\nu$	0.30	0.45	0.45	0.30
	粘着力 $c$ (tf/m <sup>2</sup> )	0.0	2.77	4.89	-
	内部摩擦角 $\phi$ (度)	30	0.0	0.0	-
境界条件	変位境界条件	側面：水平変位固定 底面：水平および鉛直変位固定			
収束条件	残差ベクトルの収束判定	$TOL = 0.1\%$ (default)			
	仮想粘塑性計算の Loop 回数	60 回，200 回，500 回			
	RDCT コマンド	a=0.0, b=1.0			



(2) 解析メッシュ

有限要素メッシュを図-5.10 に示す . 表-5.6 に各メッシュの諸元と解析ファイル名を示す . 有限要素メッシュはメッシュ分割の粗いものから Level-1 (粗) , Level-2 (中) , Level-3 (細) , Level-4 (極細) と呼ぶことにする .

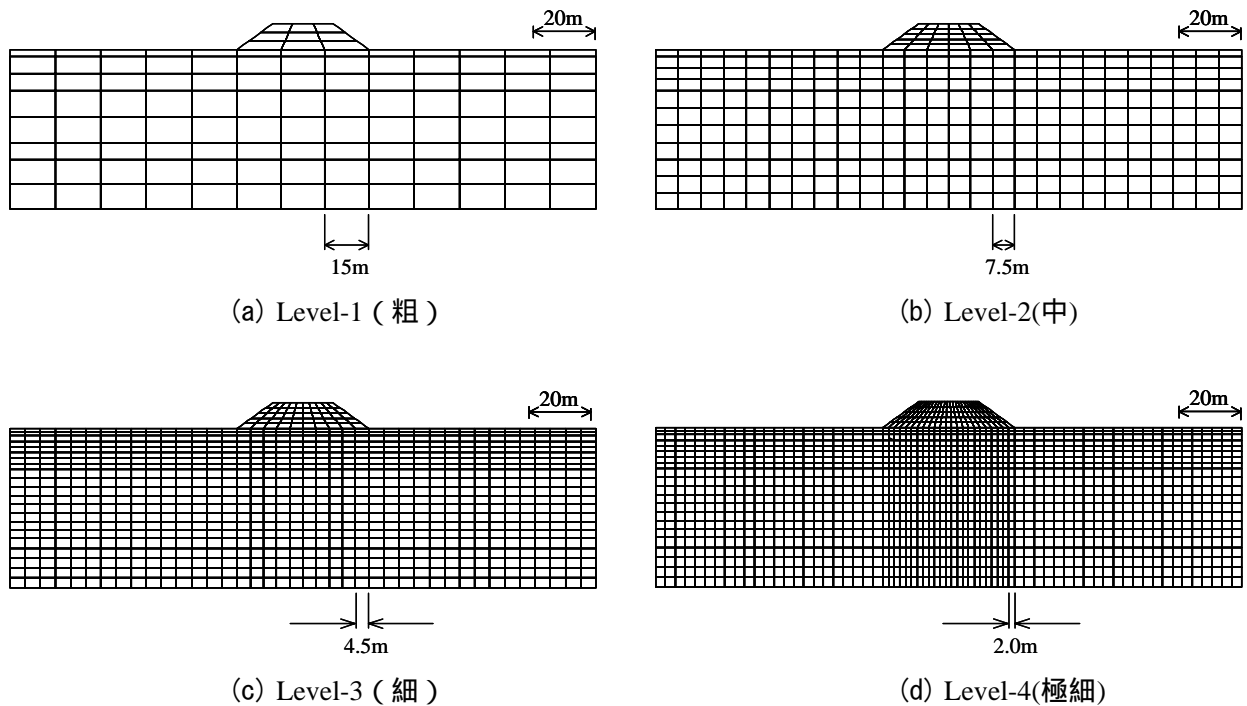


図-5.10 有限要素メッシュ (鉄鉱石貯鉱ヤード)

表-5.6 有限要素メッシュの諸元 (鉄鉱石貯鉱ヤード)

分割レベル	貯鉱部直下の要素水平刻み	総節点数	総要素数	ファイル名	入力データの説明
Level-1	15.0m	388	113	ex54-iron1.dat	付録 B16
Level-2	7.5m	1033	316	ex54-iron2.dat	-
Level-3	4.5m	2803	890	ex54-iron3.dat	-
Level-4	2.0m	4883	1565	ex54-iron4.dat	-

(3) 解析結果

表-5.7は、各ケースの安全率計算過程と算定された安全率を示したものである。図-5.11は仮想粘塑性計算の繰り返し回数と安全率の関係を各メッシュで比較したものである。また、図-5.12は各メッシュについて、強度低減なしの場合 ( $F_s=1.0$ )と安全率  $F_s$  で強度低減を行った場合の塑性化領域図(仮想粘塑性計算の繰り返し回数:60回)を示したものである。安全率  $F_s$  で強度低減したケースは、破壊直前の地盤の塑性状態を表している。

解析結果をまとめると以下の通りとなる。

解析結果にはばらつきがあるものの、メッシュ分割が粗いほど安全率は大きく計算された。また、仮想粘塑性計算の繰り返し回数を多く取るほど、その傾向は顕著に現れた。

すなわち、メッシュの分割が Level-1 程度に粗い場合は、収束判定の誤差が大きく仮想粘塑性計算の繰り返し回数の取り方によって安全率が大きく変化すると考えられる

4つのメッシュ分割の中で最も細かい分割をした Level-4 メッシュであっても、安全率は仮想粘塑性計算の繰り返し回数に依存して変化し、 $F_s=1.48 \sim 1.61$  の幅のある値が計算された。

図-5.12の破壊直前の塑性化領域図を見ると、塑性している領域が水平方向の解析範囲を超えていることから、解析領域の大きさも今回の解析結果のばらつきに影響したと考えられる。

表-5.7 FEM 安定解析結果 (鉄鉱石貯鉱ヤード)

メッシュの分割レベル		Level-1	Level-2	Level-3	Level-4
仮想粘塑性計算 の繰り返し回数 LOOP = 60	計算過程 : 収束 x : 発散	1.00	1.00	1.00	1.00
		2.00 x	2.00 x	2.00 x	2.00 x
		1.50	1.50	1.50	1.50 x
		1.75 x	1.75 x	1.75 x	1.25
		1.63 x	1.63 x	1.63 x	1.38
		1.56	1.56	1.56 x	1.44
		1.59	1.59	1.53	1.47
	1.61	1.61	1.55	1.48	
安全率		<b>1.61</b>	<b>1.61</b>	<b>1.55</b>	<b>1.48</b>
仮想粘塑性計算 の繰り返し回数 LOOP = 200	計算過程 : 収束 x : 発散	1.00	1.00	1.00	1.00
		2.00 x	2.00 x	2.00 x	2.00 x
		1.50	1.50	1.50	1.50
		1.75	1.75 x	1.75 x	1.75 x
		1.88 x	1.63 x	1.63	1.63 x
		1.81	1.56	1.69 x	1.56
		1.84	1.59	1.66 x	1.59
	1.86	1.61	1.64 x	1.61	
安全率		<b>1.86</b>	<b>1.61</b>	<b>1.63</b>	<b>1.61</b>
仮想粘塑性計算 の繰り返し回数 LOOP = 500	計算過程 : 収束 x : 発散	1.00	1.00	1.00	1.00
		2.00 x	2.00 x	2.00 x	2.00 x
		1.50	1.50	1.50	1.50
		1.75	1.75 x	1.75 x	1.75 x
		1.88	1.63	1.63	1.63 x
		1.94 x	1.69	1.69 x	1.56
		1.91 x	1.72	1.66 x	1.59
	1.89	1.73	1.64	1.61	
安全率		<b>1.89</b>	<b>1.73</b>	<b>1.64</b>	<b>1.61</b>

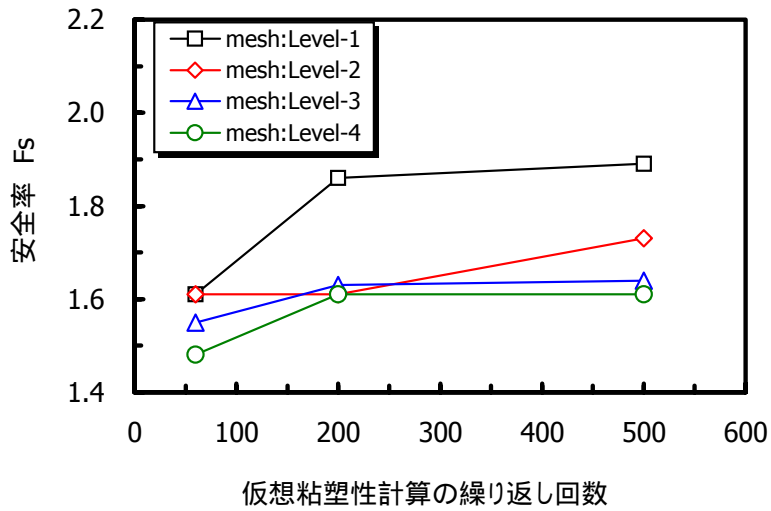


図-5.11 仮想粘塑性計算の繰り返し回数と安全率の関係

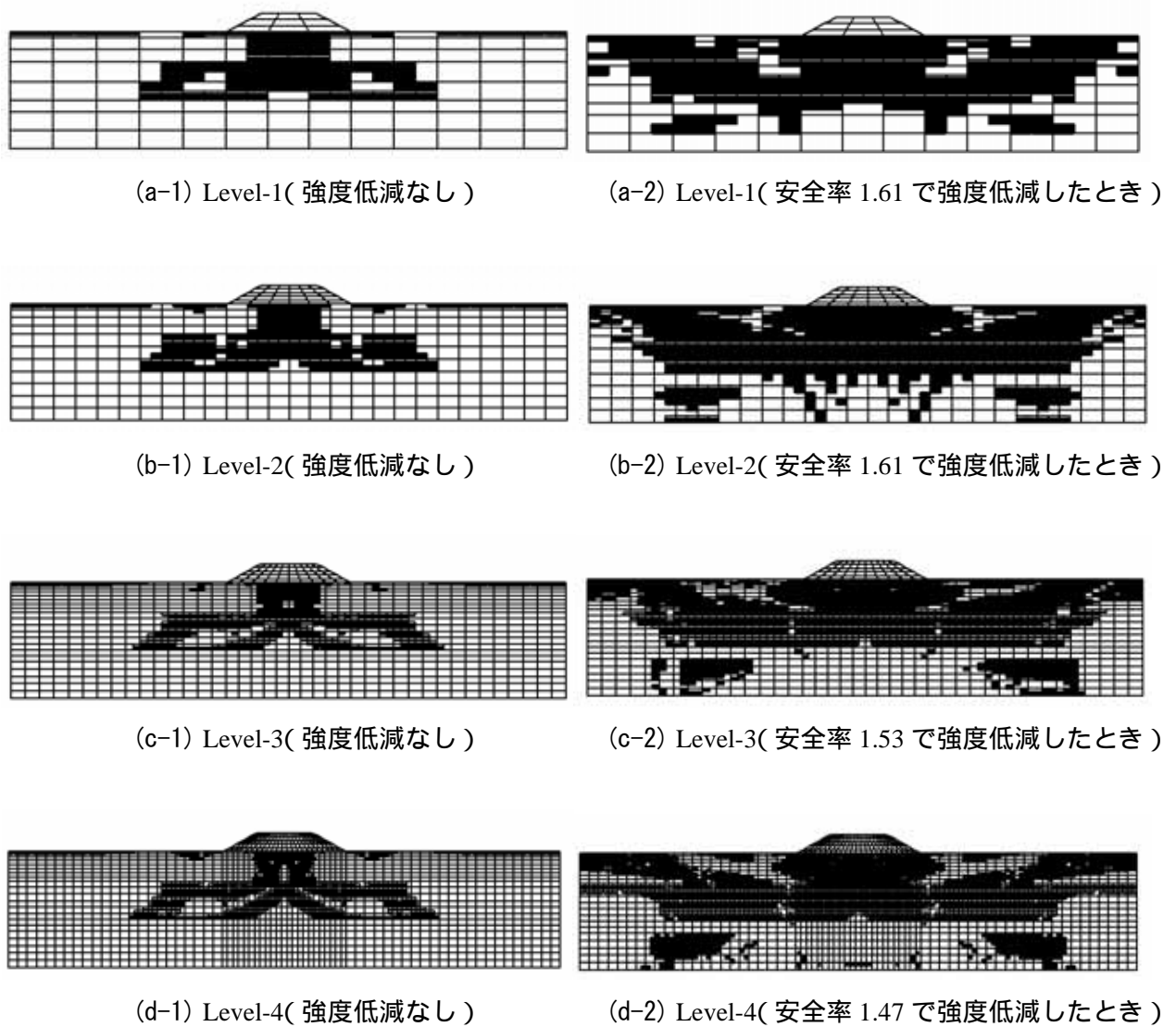


図-5.12 塑性化領域図(鉄鉱石貯鉱ヤード, 仮想粘塑性計算繰り返し回数: 60回)

(4) 円弧すべり解析との比較

表-5.8 および図-5.13 に各種円弧すべり解析法による安全率を示す。初期貯鉱時における円弧すべり解析の安全率は、修正フェレニウス法で 0.92，簡易ビショップ法で 1.82，土田法<sup>21),22)</sup>で 1.38 であった。貯鉱後も地盤の安定に関しては問題がないことが確かめられており，安全率が 1.0 を下回っている修正フェレニウス法による安全率は過小であることと判断できる。

Level-4 メッシュを用いた GeoFem による安全率は，予測値に  $F_s=1.48 \sim 1.61$  と幅があるものの，安全率 1.0 を大きく上回っていることは確実であり，また簡易ビショップ法と土田法のほぼ中間の値を示していることから，GeoFem は円弧すべり解析法と矛盾しない妥当な安全率を計算していると考えられる。破壊モードについても，円弧すべり解析におけるすべり線の位置と FEM 解析における塑性化領域は概ね一致しており，改良粘土層の下部で破壊している様子を両解析とも良く表現していると考えらる。

表-5.8 円弧すべり解析結果（鉄鉱石ヤード）

解析法	修正フェレニウス法	土田法	簡易ビショップ法	GeoFem (Level-4)
安全率	0.92	1.38	1.82	1.48 ~ 1.61

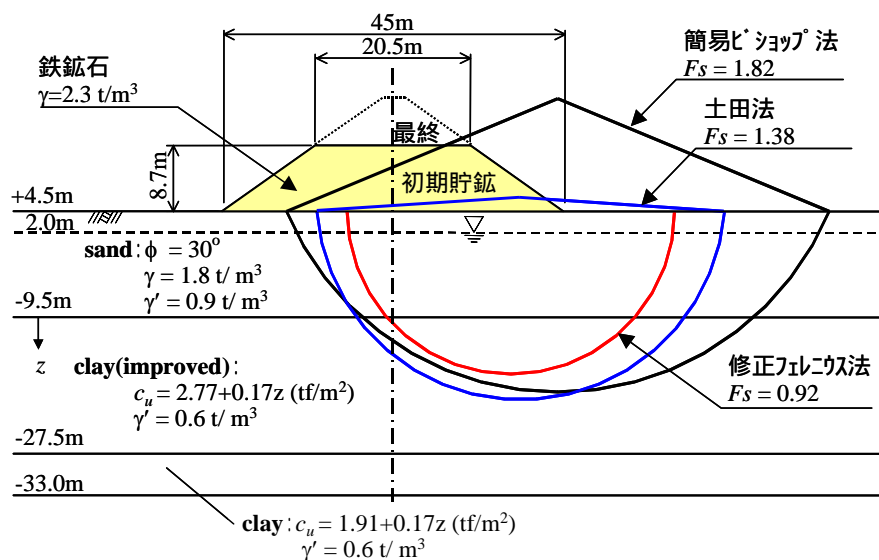


図-5.13 円弧すべり法による破壊面（鉄鉱石ヤード）

### 5.5 矢板式係船岸の安定解析

鋼矢板あるいは鋼管矢板などの鋼構造物を含む地盤～鋼構造物系港湾構造物(仮想断面)の安定解析を行う。

地盤モデルに鋼構造物を含む場合,地盤と鋼材の剛性が大きく異なるために,非線形性の強い弾塑性安定解析では解の収束性や精度に問題が生じると考えられる。また,地盤と鋼材との相互作用(摩擦)について,現象そのものが未だ十分解明されておらず,解析的にもどのように評価すればよいかあいまいな点を多く残しているのが現状である。

そこで本節では軟弱地盤上の矢板式係船岸を例として取り上げ,以下の点に着目したパラメトリックな解析を行うものとする。

- メッシュの粗密が安全率に及ぼす影響
- 地盤と矢板との間の摩擦が安全率に及ぼす影響
- 矢板の曲げ剛性が安全率に及ぼす影響
- 弾塑性はりモデルを導入した安定解析のベンチマークテスト

#### (1) 解析モデル

図-5.14 に解析断面図を示す。前面水深は-12.6m,矢板背面は+3.0mの高さである。海底面下に $\phi=38$ 度の良質な砂質土があり,その下層に粘土層が堆積する地層構成となっている。粘土層は上部粘土層と下部粘土層に分けられ,非排水せん断強度は上部粘土層で  $c_u=6.0\text{tf/m}^2$ ,下部粘土層で  $c_u=15.0\text{tf/m}^2$  である。矢板の根入れ深度は設計計算より,  $z=-27.0\text{m}$  である。また,護岸背後には  $3.0\text{tf/m}^2$  の等分布荷重解析が作用している。

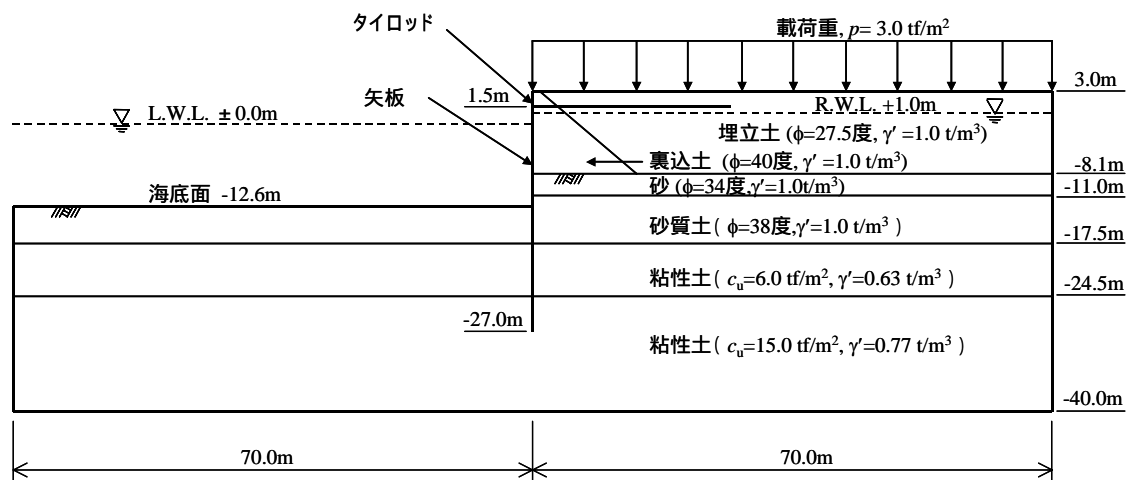


図-5.14 解析断面図(矢板式係船岸)

表-5.9 に解析の基本条件，表-5.10 に土質条件を示す。

原地盤の砂質土および粘性土 裏込土 埋土はすべて Mohr-Coulomb 弾塑性モデルでモデル化した。解析に使用する弾性係数については，砂質土は  $N$  値から，粘性土は非排水せん断強度  $c_u$  から次式によって算定した。なお，裏込土の  $N$  値は不明であったが，裏込土の内部摩擦角が下部砂質土よりもわずかに大きいことから， $E_s=1500\text{tf/m}^2$  と仮定した。

$$E_s = 70N \quad (\text{tf/m}^2) \quad (\text{砂質土})$$

$$E_s = 210c_u \quad (\text{tf/m}^2) \quad (\text{粘性土})$$

ポアソン比については，粘性土は  $\nu=0.40$  と仮定し，砂質土は  $\nu=K_0/(1+K_0)$  より算定した。ここに， $K_0$  は静止土圧係数であり，Jácy の式 ( $K_0=1 - \sin \phi$ ) より  $K_0$  を算定した。粘性土の非排水せん断強度は深度による強度増加を考慮せず，同一地層内では一定値とした。

矢板は設計計算から鋼管矢板  $\phi 1,100 \times t12$  を使用するものとし，FEM では線形梁要素としてモデル化した。表-5.11 に鋼矢板の断面性状を示す。地盤と矢板の間の相互作用（摩擦特性）は線形ジョイント要素でモデル化した。線形ジョイント要素の材料パラメータは，垂直方向の剛性  $k_n$  とせん断方向の剛性  $k_s$  の 2 種類である。垂直方向の剛性は十分大きい値  $k_n=10^6\text{tf/m}^2$  を設定しておけば実用上問題ない。しかし，せん断方向の剛性については，地盤と矢板との間の摩擦の働き方に応じた値を用いるべきである。本検討では，摩擦が十分働いている場合と摩擦がほとんど働いていない場合の両極端の解析ケースを設定して，解析結果へ及ぼす影響を調べることにした。表-5.12 に両ケースに対するせん断剛性  $k_s$  の値を示す。また，タイロッドは要素としてモデル化せず，タイロッド取付点における矢板の水平変位を固定した。

表-5.9 解析の基本条件（矢板式係船岸）

項目		設定値
弾塑性モデル	降伏基準式 $f$	Mohr-Coulomb の破壊基準
	塑性流動則	関連流動則（ダレライン角， $\phi = \phi$ ）
境界条件	変位境界条件	側面：水平変位固定 底面：水平および鉛直変位固定 アンカー位置：水平変位固定
収束条件	残差ベクトルの収束判定	$TOL = 0.1\%$ (default)
	仮想粘塑性計算の Loop 回数	100, 200
	RDCT コマンド	a=0.0, b=1.0

表-5.10 土質および材料条件（矢板式係船岸）

材料	埋土	裏込土	上部砂質土	下部砂質土	上部粘性土	下部粘性土
構成モデル	弾塑性	弾塑性	弾塑性	弾塑性	弾塑性	弾塑性
N 値	5	-	6	21	3	40
単位体積重量 $\gamma, \gamma'$ (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma=1.8$ $\gamma'=1.0$	$\gamma=1.8$ $\gamma'=1.0$	$\gamma'=1.0$	$\gamma'=1.0$	$\gamma'=0.63$	$\gamma=0.77$
弾性係数 $E_s$ (tf/m <sup>2</sup> )	350	1500	420	1470	1260	3150
ポアソン比 $\nu$	0.347	0.263	0.306	0.278	0.40	0.40
粘着力 $c$ (tf/m <sup>2</sup> )	0.0	0.0	0.0	0.0	6.0	15.0
内部摩擦角 $\phi$ (度)	27.5	40.0	34.0	38.0	0.0	0.0

表-5.11 矢板の断面定数

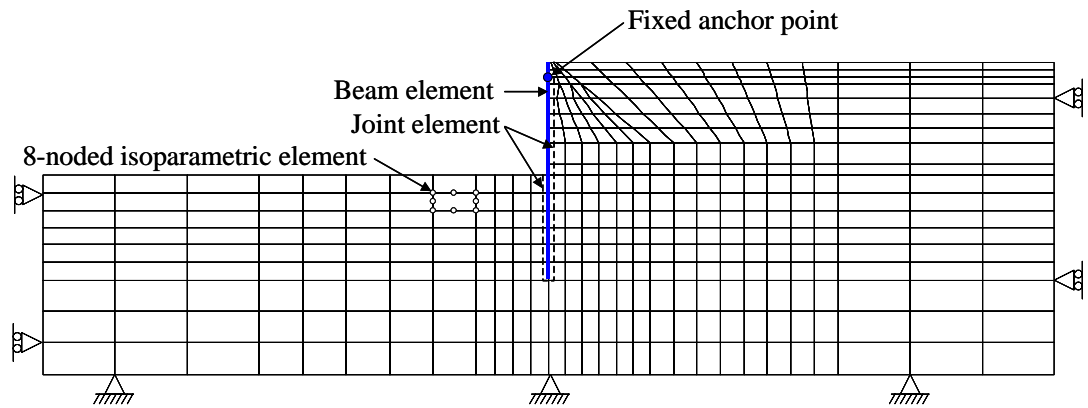
規格	鋼種	許容曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏曲げ応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	EA (tf/m)	EI (tf・m <sup>2</sup> /m)
φ1,100×t12	SKY490	185	315	7.57×10 <sup>5</sup>	1.03×10 <sup>5</sup>

表-5.12 ジョイント要素の剛性

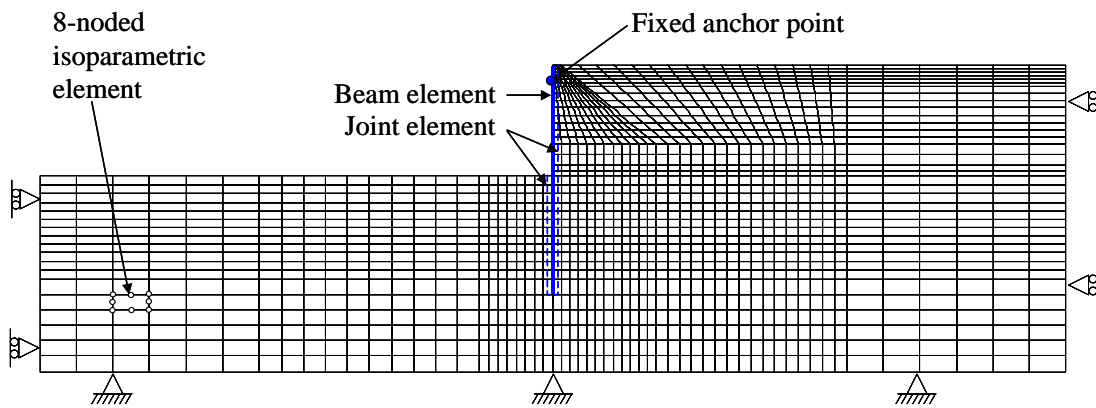
ケース	k <sub>n</sub> (tf/m <sup>2</sup> )	k <sub>s</sub> (tf/m <sup>2</sup> )
摩擦あり	1.0×10 <sup>6</sup>	1.0×10 <sup>4</sup>
摩擦なし	1.0×10 <sup>6</sup>	1.0×10 <sup>-3</sup>

(2) 解析メッシュ

本解析では図-5.15 に示す 2 種類の有限要素メッシュに対して比較検討した。表-5.12 にそれぞれの有限要素メッシュの節点数と要素数を示す。



(a) Level-1 (粗)



(b) Level-2 (細)

図-5.15 有限要素メッシュ (矢板式係船岸)

表-5.12 有限要素メッシュの諸元

分割レベル	総節点数	総要素数
Level-1	1346	441
Level-2	5157	1704

(3) 解析ケース

本検討で行った解析ケースの一覧を表-5. 13 に示す．各解析は，仮想粘塑性計算の繰り返し回数を 100 回とした場合と 200 回とした場合の 2 パターンを実施した．

以下に比較すべき解析ケースと検討事項を列挙する．

Case-01a と Case02a の比較および Case-01b と Case-02b の比較によって，有限要素メッシュの粗密の違いが安全率に及ぼす影響を調べる．

Case-01a と Case01b の比較および Case-02a と Case02b の比較によって，地盤と矢板間の摩擦が安全率に及ぼす影響を調べる．

Case-02b および Case-03a ~ Case03e の比較によって，矢板の曲げ剛性が安全率に及ぼす影響を調べる．

表-5. 13 解析ケース（矢板式係船岸）

Case No.	メッシュ	地盤と矢板間の摩擦	矢板の曲げ剛性 $EI$ (tf·m <sup>2</sup> /m)	ファイル名	入力データの説明
01b	Level-1	摩擦あり	$1.03 \times 10^5$	ex55-quaywall-01b.dat	付録 B17
01a	Level-1	摩擦なし	$1.03 \times 10^5$	ex55-quaywall-01a.dat	-
02a	Level-2	摩擦なし	$1.03 \times 10^5$	ex55-quaywall-02a.dat	-
02b	Level-2	摩擦あり	$1.03 \times 10^5$	ex55-quaywall-02b.dat	-
03a	Level-2	摩擦あり	$5.0 \times 10^5$	ex55-quaywall-03a.dat	-
03b	Level-2	摩擦あり	$1.0 \times 10^4$	ex55-quaywall-03b.dat	-
03c	Level-2	摩擦あり	$5.0 \times 10^3$	ex55-quaywall-03c.dat	-
03d	Level-2	摩擦あり	$2.0 \times 10^3$	ex55-quaywall-03d.dat	-
03e	Level-2	摩擦あり	$1.0 \times 10^3$	ex55-quaywall-03e.dat	-

(4) 入力データ作成に関する補足

本検討に使用した有限要素メッシュは，図-5. 15 に示すように三角形要素が含まれている．GeoFem では要素形状が三角形の場合も四角形と同様に 8 節点要素とするのが基本だが，ここでは，ELEM データおよび MATE データを以下に示すよう入力することによって，6 節点の三角形要素としてモデル化した．

ELEM：要素番号，材料番号，端点 1，端点 2，端点 3，0，中間節点 1，中間節点 2，中間節点 3，0

MATE：6 節点三角形用の MATE テーブルを作成し，積分次数 NI を「3」とする．

```

++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++
| ELEM
|  62  10  32  48  49  0  38  58  39  0
|  63   2  32  49  72  50  39  68  67  4
|  64  10  50  72  73  0  67  95  66  0
|  65   2  50  73 102  74  66  92  91  65
|  66  10  74 102 103  0  91 124  90  0
| MATE
|  10   1
| 301100 1500.0000 0.2630000 1.0000000          3  0.00000  0.00000 40.000000
| 0.00000 0.00000          0  0.00000          0 1.0000000 1.0000000
    
```



(5) 解析結果

表-5. 14 に GeoFem による安全解析の計算過程および計算された安全率を示す．図-5. 16 は仮想粘塑性計算の繰り返し計算回数が 100 回の場合における，FEM 安全率と円弧すべり解析による安全率を比較したものである．図-5. 17 は矢板の曲げ剛性と FEM 安全率の関係を仮想粘塑性計算の繰り返し計算回数で比較したものである．図-5. 18 は，Case01a～Case02b のケースについて，強度低減なしの場合 ( $F_s=1.0$ ) と安全率  $F_s$  で強度低減を行ったときの塑性化領域図 (仮想粘塑性計算の繰り返し回数:100 回) を示したものである．図-5. 19 は安全率  $F_s$  で強度低減を行ったときの地盤変形図である．図-5. 20 および図-5. 21 は，Case03a～Case03e のケースに対する塑性化領域図 (仮想粘塑性計算の繰り返し回数:100 回) と地盤変形図である．安全率  $F_s$  で強度低減を行ったケースは地盤の破壊状態を示している．この解析では鋼管矢板を線形梁モデルとしてモデル化しているため，鋼管矢板の降伏は考慮されていない．

表-5. 14 FEM 安定解析結果 (矢板式係船岸)

ケース	01b	01a	02a	02b	03a	03b	03c	03d	03e
比較項目	地盤と矢板間の摩擦		地盤と矢板間の摩擦		-	-	-	-	-
	摩擦あり	摩擦なし	摩擦なし	摩擦あり					
	-	メッシュ粗密		-	-	-	-	-	-
		粗	細						
	メッシュ粗密	-	-	メッシュ粗密	-	-	-	-	-
	粗			細					
-	-	-	矢板の曲げ剛性, $EI$ (tf・m <sup>2</sup> /m)						
			10 <sup>5</sup>	5×10 <sup>5</sup>	10 <sup>4</sup>	5000	2000	1000	
仮想粘塑性計算の 繰返回数 =100	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	2.00 ×	2.00	2.00 ×	2.00	2.00	2.00	2.00 ×	2.00 ×	2.00 ×
	3.00 ×	3.00 ×	3.00 ×	3.00 ×	3.00 ×	3.00 ×	1.50 ×	1.50 ×	1.50 ×
	2.50	2.50 ×	2.50 ×	2.50 ×	2.50 ×	2.50 ×	1.25	1.25	1.25 ×
	2.75 ×	2.25	2.25 ×	2.25	2.25	2.25	1.38	1.38	1.13 ×
	2.63 ×	2.38 ×	2.13 ×	2.38 ×	2.38 ×	2.38 ×	1.44	1.44 ×	1.06
	2.56 ×	2.31 ×	2.06 ×	2.31	2.31	2.31	1.47	1.41 ×	1.09
	2.53 ×	2.28 ×	2.03	2.34	2.34	2.34 ×	1.48	1.39	1.11
2.52	2.27	2.05 ×	2.36 ×	2.36 ×	2.32 ×	-	-	-	
安全率	<b>2.52</b>	<b>2.27</b>	<b>2.03</b>	<b>2.34</b>	<b>2.34</b>	<b>2.31</b>	<b>1.48</b>	<b>1.39</b>	<b>1.11</b>
仮想粘塑性計算の 繰返回数 =200	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	2.00 ×	2.00	2.00 ×	2.00	2.00	2.00	2.00 ×	2.00 ×	2.00 ×
	3.00 ×	3.00 ×	3.00 ×	3.00 ×	3.00 ×	3.00 ×	2.50 ×	1.50 ×	1.50 ×
	2.50	2.50 ×	2.50 ×	2.50 ×	2.50 ×	2.50 ×	2.25 ×	1.25	1.25 ×
	2.75 ×	2.25	2.25 ×	2.25	2.25	2.25	2.13	1.38	1.38
	2.63 ×	2.38 ×	2.13 ×	2.38 ×	2.38 ×	2.38 ×	2.19 ×	1.44	1.44 ×
	2.56 ×	2.31 ×	2.06 ×	2.31	2.31	2.31	2.16	1.47 ×	1.41
	2.53 ×	2.28	2.03	2.34	2.34	2.34 ×	2.17	1.46 ×	1.42
2.52	2.30 ×	2.05	2.36	2.36	2.33	-	-	-	
安全率	<b>2.52</b>	<b>2.28</b>	<b>2.05</b>	<b>2.36</b>	<b>2.36</b>	<b>2.33</b>	<b>2.17</b>	<b>1.44</b>	<b>1.42</b>

解析結果をまとめると以下の通りとなる。

地盤と矢板との間の摩擦の仮定に関わらず、有限要素メッシュが粗い場合は細かい場合よりも安全率を 0.2 程度過大に計算した。この傾向は、前述の重力式護岸 (5.3) や鉄鉱石貯鉱ヤード (5.4) の解析結果と共通して言える。

地盤と矢板との間の摩擦の仮定によって、安全率は 0.25 ~ 0.30 程度変化した (摩擦なし < 摩擦あり)。

メッシュ分割の細かいケースがより真値に近いとするならば、GeoFem 解析結果は従来の円弧すべり解析法とよく対応している。港湾の基準では一般に修正フェレニウス法が用いられるが、地盤と矢板の間に摩擦がないとした場合の GeoFem 安全率  $F_s=2.03$  は、修正フェレニウス法による安全率  $F_s=1.95$  と概ね一致する結果であった。

図-5.18 や図-5.19 より、地盤と矢板の間に十分摩擦がある場合は矢板下端を通過する円弧状に破壊域が見られ、摩擦がない場合は矢板下端からくさび状に破壊域が見られる。

矢板の曲げ剛性が大きい場合 ( $EI > 10^4 \text{ tf}\cdot\text{m}^2$ ) は、仮想粘塑性計算の繰り返し回数や矢板の剛性値によらず安全率はほぼ一致の値  $F_s=2.31 \sim 2.36$  となった。

矢板の曲げ剛性が  $EI < 10^4 \text{ tf}\cdot\text{m}^2$  になると、安全率は急激に小さい値となった。また、仮想粘塑性計算の繰り返し回数の取り方次第で安全率が大きく変化し、不安定な計算であることを示している。

図-5.20 より矢板の曲げ剛性が小さい場合は、強度低減がないとき ( $F_s=1.0$ ) にも塑性化領域が生じている。また、破壊時の塑性化領域はより浅い箇所が発生しており、曲げ剛性が大きい場合と破壊モードが異なっている。

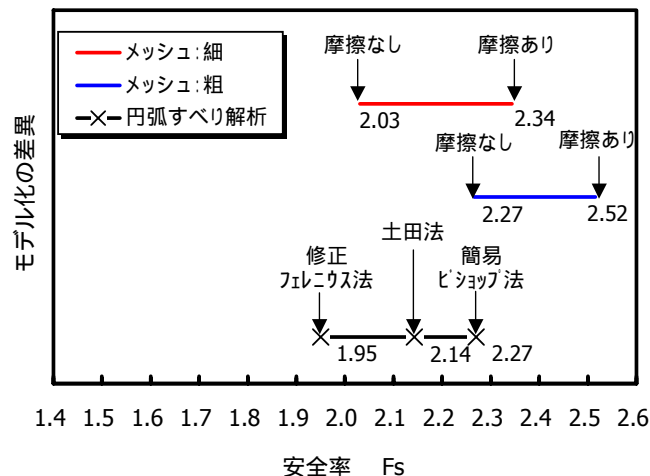


図-5.16 円弧すべり安全率との比較 (Case01a ~ Case02b)

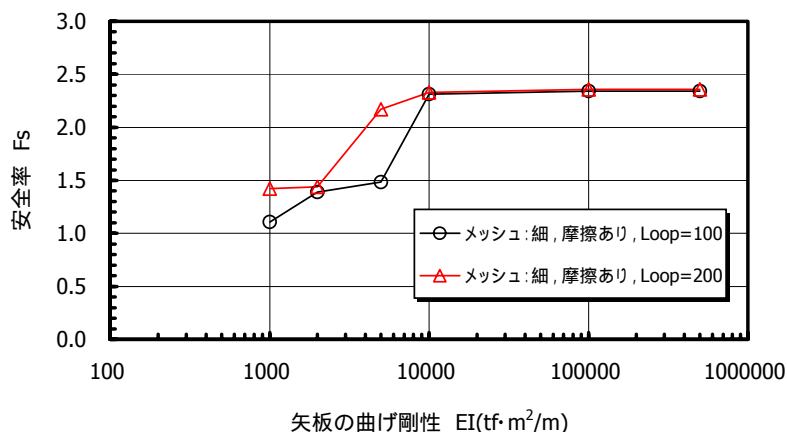
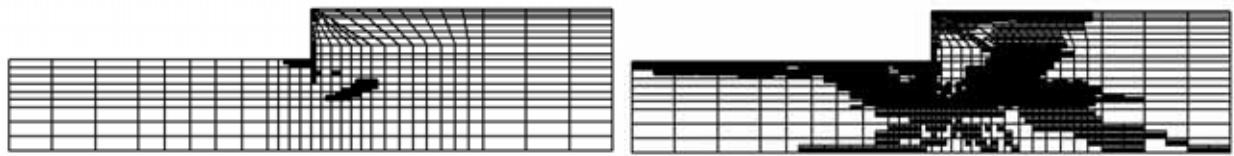


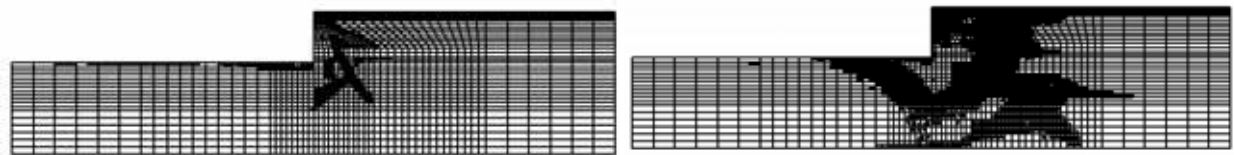
図-5.17 矢板の曲げ剛性と安全率の関係 (Case02b, Case03a ~ Case03e)



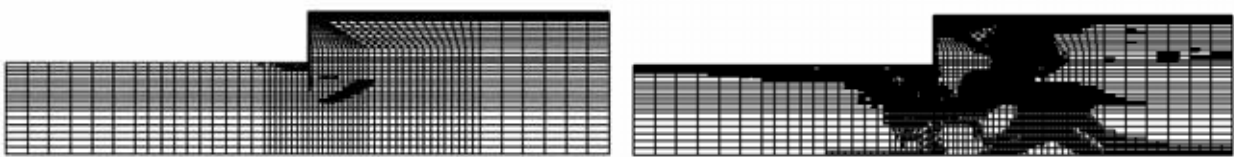
強度低減なし  
安全率 2.27 で強度低減したとき  
(a) Case-01a (メッシュ：粗，摩擦なし)



強度低減なし  
安全率 2.52 で強度低減したとき  
(b) Case-01b (メッシュ：粗，摩擦あり)

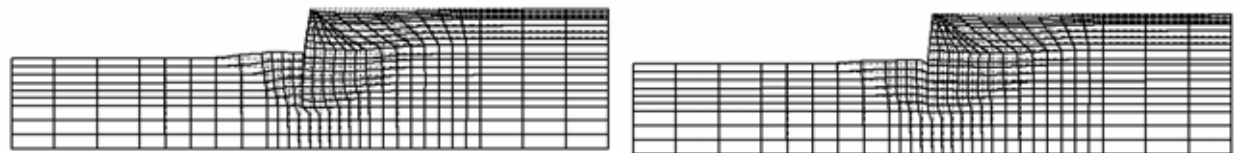


強度低減なし  
安全率 2.03 で強度低減したとき  
(c) Case-02a (メッシュ：細，摩擦なし)

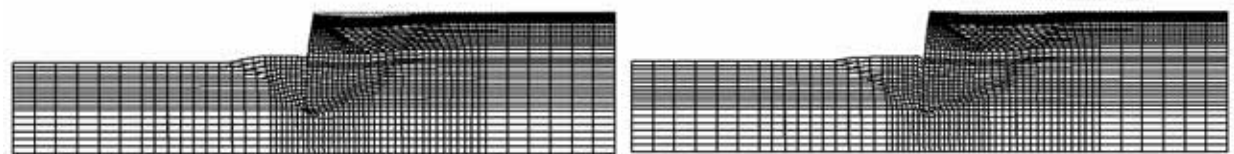


強度低減なし  
安全率 2.34 で強度低減したとき  
(d) Case-02b (メッシュ：細，摩擦あり)

図-5.18 塑性化領域図 (仮想粘塑性計算の繰り返し回数：100回)

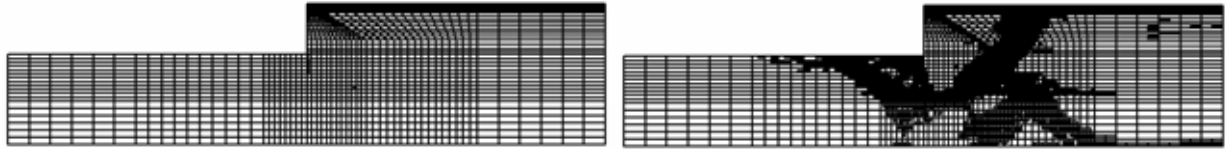


(a) Case-01a (メッシュ：粗，摩擦なし) (b) Case-01b (メッシュ：粗，摩擦あり)



(c) Case-02a (メッシュ：細，摩擦なし) (d) Case-01d (メッシュ：細，摩擦あり)

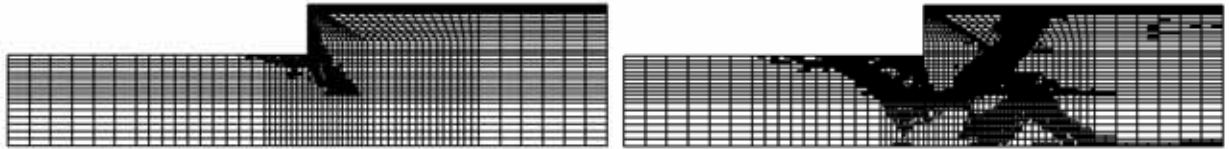
図-5.19 地盤変形図 (仮想粘塑性計算の繰り返し回数：100回，強度低減時)



強度低減なし

安全率 2.36 で強度低減したとき

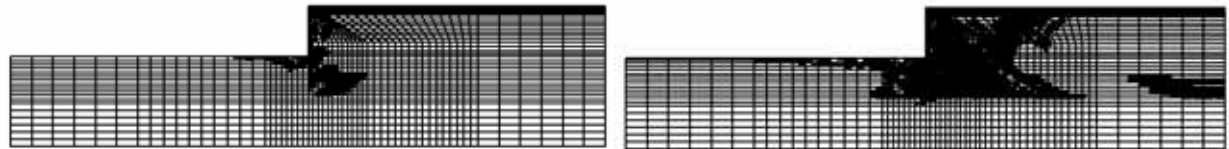
(a) Case-03a (メッシュ：細，摩擦あり， $EI=5 \times 10^5 \text{ tf/m}^2$ )



強度低減なし

安全率 2.33 で強度低減したとき

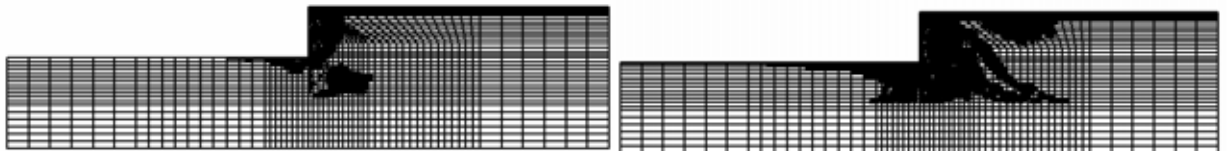
(b) Case-03b (メッシュ：細，摩擦あり， $EI=1 \times 10^4 \text{ tf/m}^2$ )



強度低減なし

安全率 2.17 で強度低減したとき

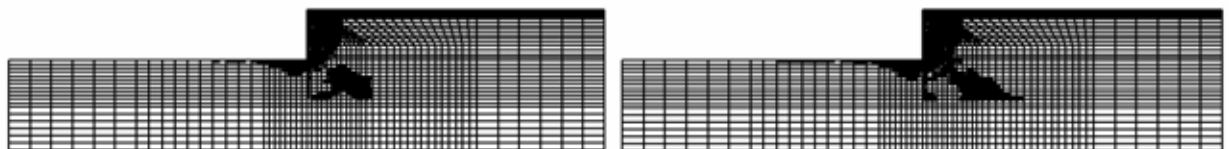
(c) Case-03c (メッシュ：細，摩擦あり， $EI=5000 \text{ tf/m}^2$ )



強度低減なし

安全率 1.44 で強度低減したとき

(d) Case-03d (メッシュ：細，摩擦あり， $EI=2000 \text{ tf/m}^2$ )

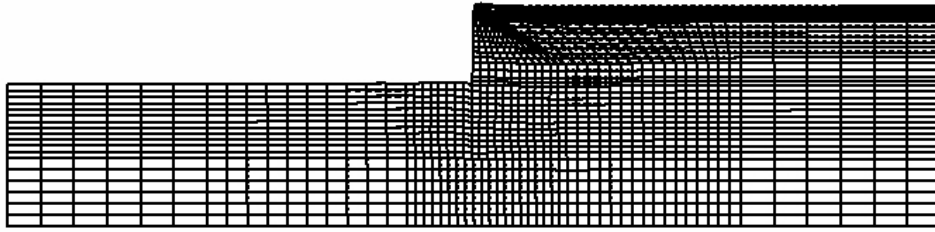


強度低減なし

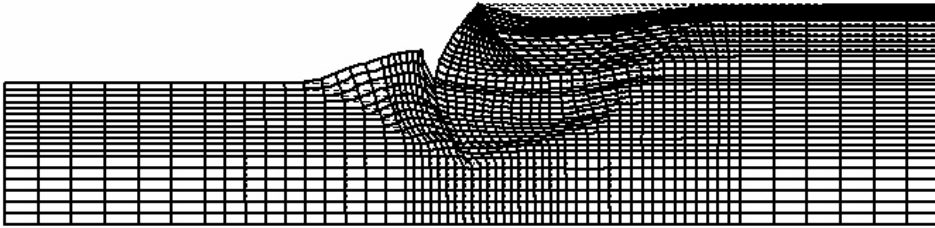
安全率 1.42 で強度低減したとき

(d) Case-03e (メッシュ：細，摩擦あり， $EI=1000 \text{ tf/m}^2$ )

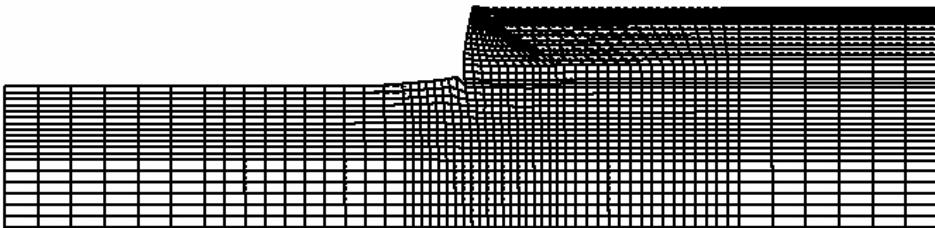
図-5.20 塑性化領域図 (仮想粘塑性計算の繰り返し回数：100 回)



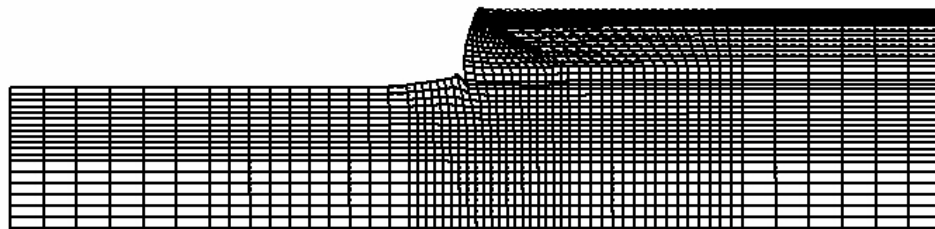
(a) Case-03a (メッシュ：細，摩擦あり， $EI = 5.0 \times 10^5 \text{ tf} \cdot \text{m}^2$ )



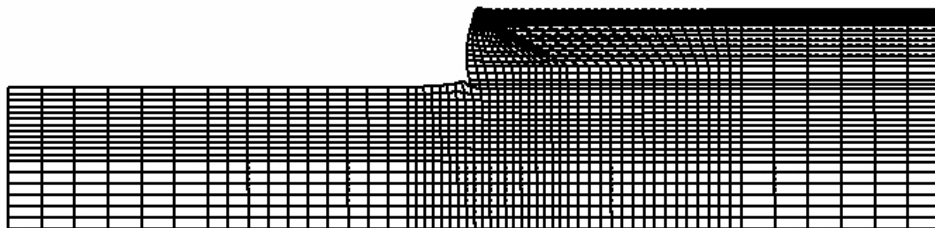
(b) Case-03b (メッシュ：細，摩擦あり， $EI = 1.0 \times 10^4 \text{ tf} \cdot \text{m}^2$ )



(c) Case-03c (メッシュ：細，摩擦あり， $EI = 5000 \text{ tf} \cdot \text{m}^2$ )



(d) Case-03d (メッシュ：細，摩擦あり， $EI = 2000 \text{ tf} \cdot \text{m}^2$ )



(e) Case-03e (メッシュ：細，摩擦あり， $EI = 1000 \text{ tf} \cdot \text{m}^2$ )

図-5.21 地盤変形図 (仮想粘塑性計算の繰り返し回数：100回，強度低減時)

(6) 弾塑性はりモデルを導入した安定解析

(a) 降伏条件式

ここまでの解析では、矢板を線形梁モデルとして単純化しているため、矢板は強度低減に伴う地盤の変形に追従して、無限に変形しうる材料となっている。すなわち、解析の中で矢板の降伏（破壊）についてはなんら加味されておらず、図-5.17の安全率は、「地盤が破壊するときの安全率」と解釈されるべきである。例えば図-5.21(b)を見ると、地盤と矢板が大変形を起こしているにもかかわらず、算定される FEM 安全率は  $F_s=2.31$  となっており解析結果に現実味がない。実際は地盤が破壊するより先に矢板が降伏し、安全率は 2.31 よりも小さくなると考えられる（より小さな強度低減率で計算が発散する）。

GeoFem では矢板を弾塑性材料としてモデル化することによって、矢板の降伏を考慮した系全体の安全率を求めることが可能である。

弾塑性梁の降伏条件式  $f$  は以下の式で表される。

$$f = \left( \frac{P}{P_y} \right)^2 + \left( \frac{M}{M_y} \right)^2 - 1 \quad (5.4)$$

ここに、 $P, M$  は矢板に作用する軸力および曲げモーメント、 $P_y, M_y$  は降伏軸力および降伏曲げモーメントである。降伏条件式の判定は以下の通りである。

$f < 0$  : 弾性域,  $f = 0$  : 塑性で降伏,  $f > 0$  : 破壊（解の発散）

曲げ剛性  $EI=9,000\text{tf}\cdot\text{m}^2$ 、断面係数  $z=8.19 \times 10^{-3}\text{m}^3$ 、降伏応力  $\sigma_y=315\text{N}/\text{mm}^2$  の鋼管矢板 ( $\phi 1,100 \times t12$ ) に対する GeoFem 入力データの具体的な入力は以下ようになる (2.2 (7) (i) 参照)。ただし、軸力に関する降伏項は無視するものとした。

++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++++5++++0++									
MATE									
9		5							
301100	757000.00	90000.00	0.00000	2	0.00000	1.00E10	258.00		
0.00000	0.00000	0	0.00000	0	1.0000000	1.0000000			

IRT=301100

EA=757000 tf/m

EI=90000 tf·m<sup>2</sup>/m

Py=1.0\*10<sup>10</sup> (無限大)

My=258 tf·m/m

(b) 解析ケース

表-5.15 に示す各種の矢板について、FEM におけるモデルを「線形弾性梁」ではなく「弾塑性梁」とした場合の解析を行う。解析で想定した矢板の種類は、NKSP- 型～NKSP- A 型の鋼矢板(SY390)とφ500×t12～φ1,900×t16 の鋼管矢板 (SKY490) の 8 種類である。使用するメッシュは図-5.15(b) の Level-2 メッシュ(細)とし、地盤と矢板の間の摩擦はありとする。表-5.16 に解析ケースを示す。なお、仮想粘塑性計算の繰り返し回数は 100 回、200 回、500 回の場合を検討した。

表-5.15 鋼矢板および鋼管矢板の断面性状

種類	Case No.	寸法	軸剛性 $EA$ (tf/m)	曲げ剛性 $EI$ (tf・m <sup>2</sup> /m)	断面係数 $z$ (m <sup>3</sup> /m)	降伏曲げ応力 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$M_y$ (tf・m/m)
鋼管矢板 (SKY490)	04a	φ1,900×t16	881,800	392,000	$2.06 \times 10^{-2}$	315	649
	04b	φ1,100×t12	608,600	90,000	$8.19 \times 10^{-3}$	315	258
	04c	φ600×t12	523,000	22,600	$3.77 \times 10^{-3}$	315	119
	04d	φ500×t9	371,200	11,200	$2.24 \times 10^{-3}$	315	71
鋼矢板 (SY390)	04e	NKSP- A	188,400	8,320	$2.25 \times 10^{-3}$	390	88
	04f	NKSP- A	148,800	4,560	$1.52 \times 10^{-3}$	390	59
	04g	NKSP- A	110,000	2,120	$8.80 \times 10^{-4}$	390	34
	04h	NKSP- A	90,400	900	$5.29 \times 10^{-4}$	390	21

表-5.16 解析ケース (弾塑性はりモデル)

種類	Case No.	曲げ剛性 $EI$ (tf・m <sup>2</sup> /m)	ファイル名	入力データの 説明
鋼管 矢板	04a	392,000	ex55-quaywall-04a.dat	-
	04b	90,000	ex55-quaywall-04b.dat	-
	04c	22,600	ex55-quaywall-04c.dat	-
	04d	11,200	ex55-quaywall-04d.dat	-
鋼 矢板	04e	8,320	ex55-quaywall-04e.dat	-
	04f	4,560	ex55-quaywall-04f.dat	-
	04g	2,120	ex55-quaywall-04g.dat	-
	04h	900	ex55-quaywall-04h.dat	-

(c) 解析結果

表-5.17 に安全率の算定結果を示す。図-5.22 は、線形弾性梁でモデル化した場合と弾塑性梁でモデル化した場合の安全率を比較したものである。図-5.23 は、各ケースについて、強度低減なしの場合 ( $F_s=1.0$ ) と安全率  $F_s$  で強度低減を行ったときの塑性化領域図(仮想粘塑性計算の繰り返し回数: 500 回)を示したものである。図-5.24 は安全率  $F_s$  で強度低減を行ったときの地盤変形図である。

これらの解析結果は以下のようにまとめられる。

矢板を弾塑性梁としてモデル化したときの安全率は、鋼管矢板についてはその断面性状に関わらず、 $F_s=1.20 \sim 1.33$  のほぼ等しい値となった。鋼矢板については、曲げ剛性が大きいほど安全率は大きく、 $F_s=0.81 \sim 1.41$  の値であった。

矢板を線形梁としてモデル化した場合よりも安全率は小さく計算されたことから、この解析モデルは、「矢板の降伏」によって安全率が決まると考えられる。

矢板を線形弾性梁としてモデル化した場合と弾塑性梁としてモデル化した場合とでは、破壊時の変形モードや塑性化領域の発現する箇所が異なる結果となった

すなわち、矢板を線形弾性梁としてモデル化した場合は、矢板の剛性が大きいほど矢板の下端を通るすべりが発現したのに対し、弾塑性梁としてモデル化した場合は、剛性の高い鋼管矢板でも矢板中央部で塑性ヒンジが発生し、そこが弱点となって浅い部分で地盤が塑性化するようになり、その結果、安全率が小さくなったと考えられる。

しかし、鋼管矢板を用いた場合の安全率がその剛性に関わらずほぼ一致の値を取ったことに対して、「安全率はもっと大きいのではないか」という疑問が残る。地盤の弾性係数や鋼管矢板の降伏曲げ応力の考え方を見直して、さらに細かい検証が必要であると考えられる。

表-5.17 解析結果 (線形弾性梁モデルと弾塑性梁モデルの比較)

曲げ剛性 $EI$ (tf·m <sup>2</sup> /m)	線形梁		曲げ剛性 $EI$ (tf·m <sup>2</sup> /m)	弾塑性梁		
	L00P=100	L00P=200		L00P=100	L00P=200	L00P=500
500,000	2.34	2.36	516,000	1.22	1.23	1.28
103,000	2.34	2.36	90,000	1.28	1.30	1.33
-	-	-	22,600	1.08	1.19	1.20
10,000	2.31	2.33	11,200	0.92	1.23	1.28
-	-	-	8,320	0.98	1.41	1.41
5,000	1.48	2.17	4,560	0.98	1.16	1.19
2,000	1.39	1.44	2,120	0.97	0.98	0.98
1,000	1.11	1.42	900	0.48	0.63	0.81

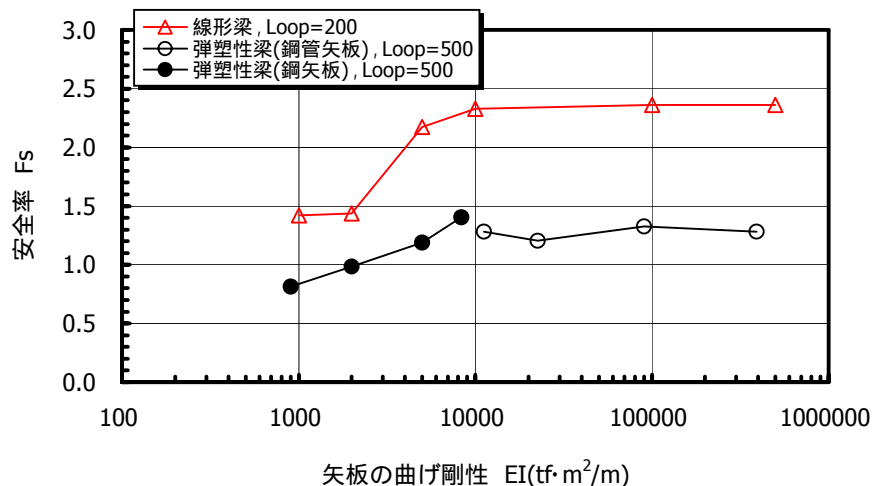
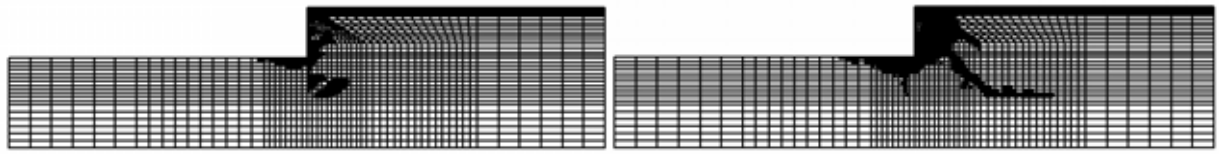
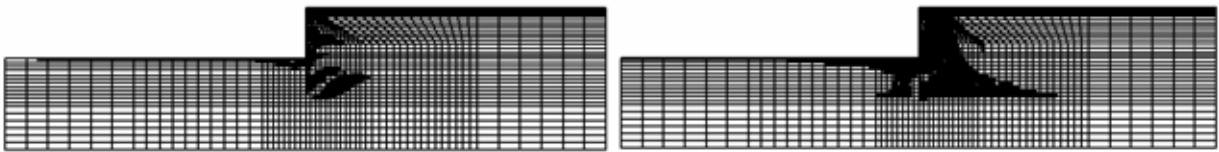


図-5.22 線形弾性梁モデルと弾塑性梁モデルの安全率の比較

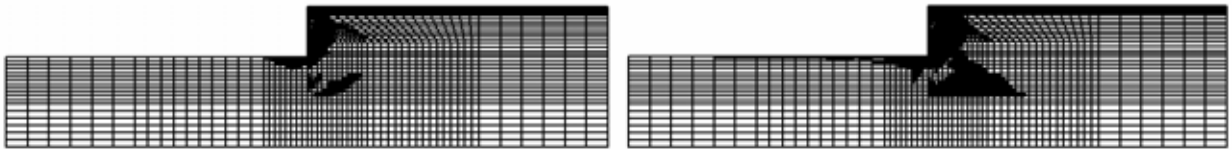




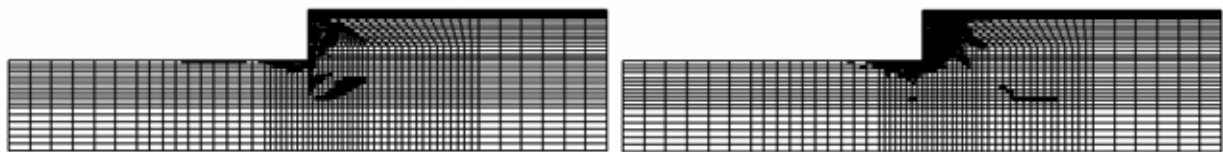
強度低減なし  
 (a) Case-04a (  $\phi 1,900 \times t16$  ,  $EI = 392,000 \text{ tf/m}^2$  ,  $M_y = 649 \text{ tf}\cdot\text{m}$  )  
 安全率 1.28 で強度低減したとき



強度低減なし  
 (b) Case-04b (  $\phi 1,100 \times t12$  ,  $EI = 90,000 \text{ tf/m}^2$  ,  $M_y = 258 \text{ tf}\cdot\text{m}$  )  
 安全率 1.33 で強度低減したとき

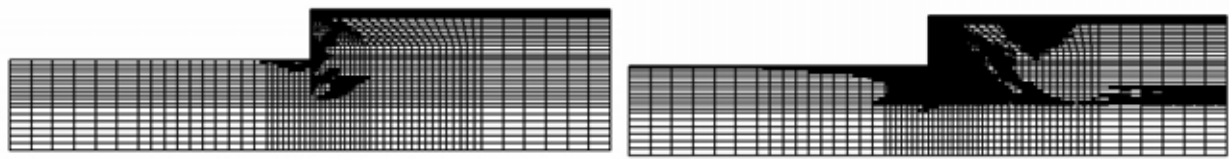


強度低減なし  
 (c) Case-04c (  $\phi 600 \times t12$  ,  $EI = 22,600 \text{ tf/m}^2$  ,  $M_y = 119 \text{ tf}\cdot\text{m}$  )  
 安全率 1.20 で強度低減したとき



強度低減なし  
 (d) Case-04d (  $\phi 500 \times t9$  ,  $EI = 11,200 \text{ tf/m}^2$  ,  $M_y = 71 \text{ tf}\cdot\text{m}$  )  
 安全率 1.28 で強度低減したとき

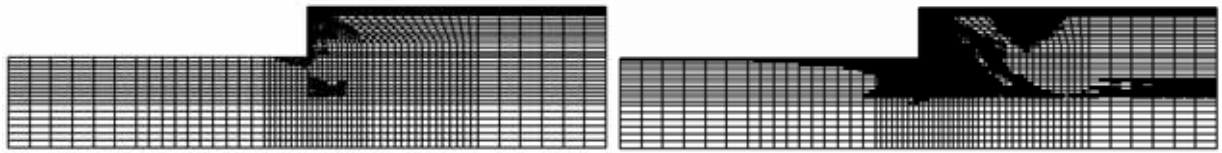
図-5.23 塑性化領域図 ( 仮想粘塑性計算の繰り返し回数 : 500 回 )



強度低減なし

安全率 1.41 で強度低減したとき

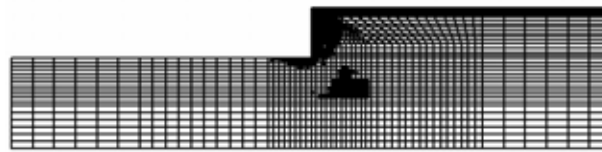
(e) Case-04e ( NKSP-<sub>A</sub> ,  $EI = 8,320 \text{ tf/m}^2$  ,  $M_y = 88 \text{ tf}\cdot\text{m}$  )



強度低減なし

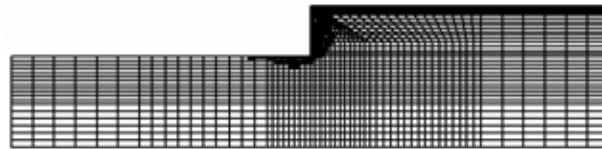
安全率 1.28 で強度低減したとき

(f) Case-04f ( NKSP-<sub>A</sub> ,  $EI = 4,560 \text{ tf/m}^2$  ,  $M_y = 59 \text{ tf}\cdot\text{m}$  )



安全率 0.98 で強度低減したとき

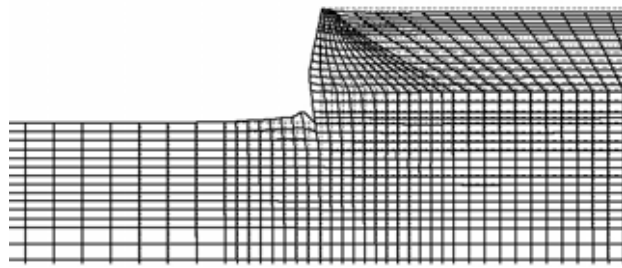
(g) Case-04g ( NKSP-<sub>A</sub> ,  $EI = 2,120 \text{ tf/m}^2$  ,  $M_y = 34 \text{ tf}\cdot\text{m}$  )



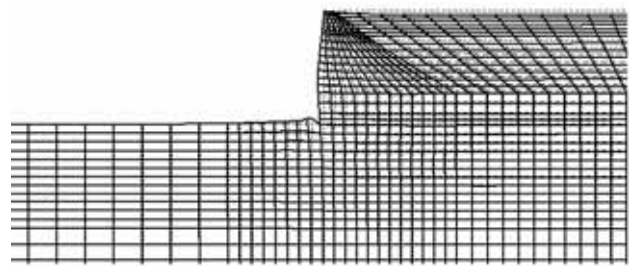
安全率 0.81 で強度低減したとき

(h) Case-04h ( NKSP-<sub>A</sub> ,  $EI = 900 \text{ tf/m}^2$  ,  $M_y = 21 \text{ tf}\cdot\text{m}$  )

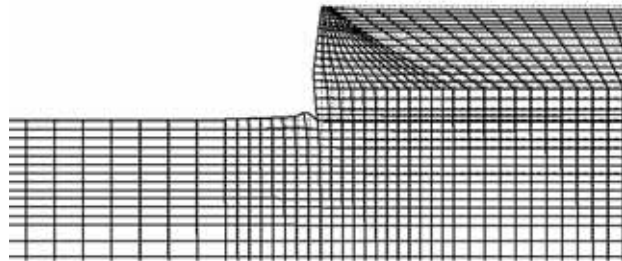
図-5.23 塑性化領域図 ( 仮想粘塑性計算の繰り返し回数 : 500 回 )



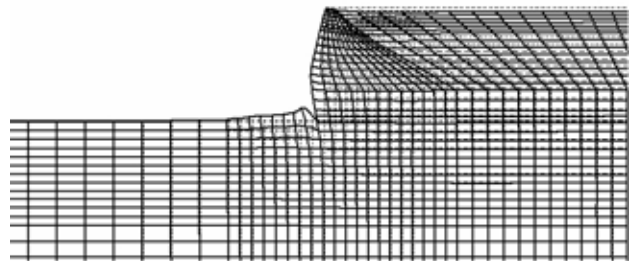
(a) Case-04a (  $\phi 1,900 \times t16$  )



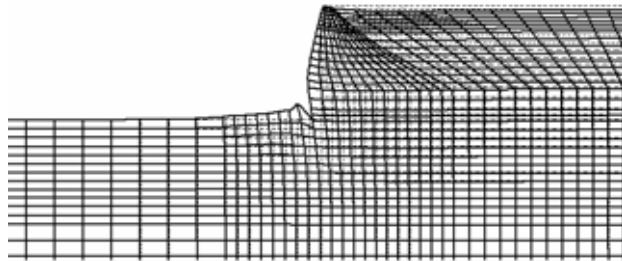
(b) Case-04b (  $\phi 1,100 \times t12$  )



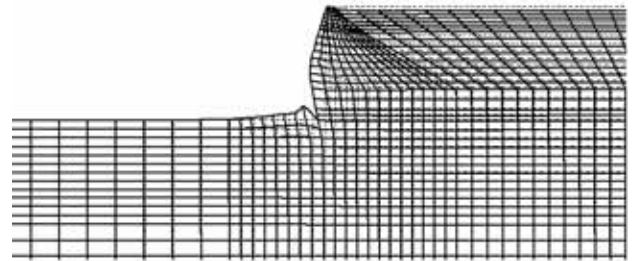
(c) Case-04c (  $\phi 600 \times t12$  )



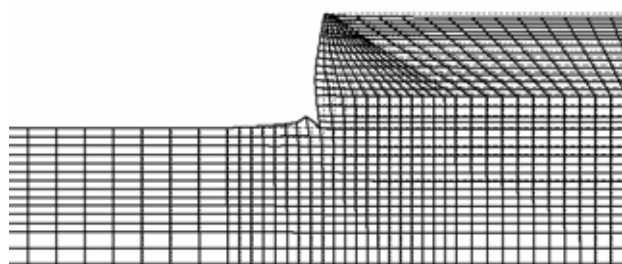
(d) Case-04d (  $\phi 500 \times t9$  )



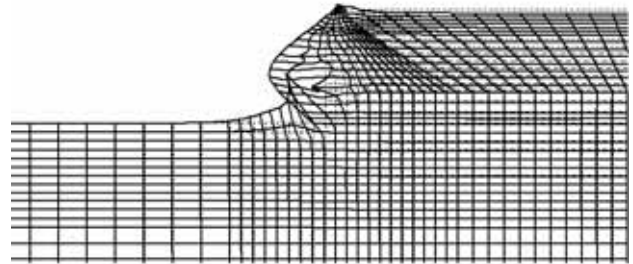
(e) Case-04e ( NKSP- A )



(f) Case-04f ( NKSP- A )



(g) Case-04g ( NKSP- A )



(h) Case-04h ( NKSP- A )

図-5.24 地盤変形図 ( 仮想粘塑性計算の繰り返し回数 : 500 回 , 強度低減時 )

## 参考文献

- 1) 財団法人沿岸開発技術センター：GeoFem（地盤解析汎用プログラム）マニュアル，1997．
- 2) 小林正樹：有限要素法による地盤の安定解析，港湾技術研究所報告，Vol.23，No.1，1984．
- 3) 小林正樹：有限要素法による圧密問題の解析，港湾技術研究所資料，No.247，1976．
- 4) 土田孝・水野健太：地盤解析汎用プログラム（GeoFem）による支持力解析および斜面安定解析，港湾空港技術研究所資料，No.1023，2002．
- 5) 山田隆之ら：F.E.M.による軟弱地盤上の盛土解析と盛土材の変形・強度パラメータの決定，第34回地盤工学研究発表会，pp.1071-1072，1999.
- 6) 竹山智英ら：軟弱地盤上の盛土構造物の挙動解析 - 施工過程の詳細な再現 - ，第37回地盤工学研究発表会，pp.1307-1308，2002.
- 7) 鍋谷雅司ら：軟弱地盤上の盛土構造物の挙動解析 - 長期的な性能 - ，第37回地盤工学研究発表会，pp.1309-1310，2002.
- 8) 久賀真一ら：安定対策工を施した軟弱地盤上の試験盛土について（その1）～地盤物性と動態観測結果～，土木学会第54回年次学術講演会，pp.466-467，2000.
- 9) 神村真ら：安定対策工を施した軟弱地盤上の試験盛土について（その2）～試験盛土の数値解析結果と動態解析結果の比較と考察～，土木学会第54回年次学術講演会，pp.468-469，2000.
- 10) 岡井大八ら：帯状盛土による高有機質土地盤の初期変形について，土木学会第54回年次学術講演会，pp.462-463，2000.
- 11) 高橋政善：二次元弾粘塑性モデルを用いた盛土に伴う地盤の挙動予測と実際の比較事例，第32回地盤工学研究発表会，pp.1371-1372，1997.
- 12) 高橋政善：盛土に伴う周辺地盤変位の解析値と実測値の比較事例，第33回地盤工学研究発表会，pp.1337-1338，1998.
- 13) 太田英樹ら：軟弱地盤上に施工された高速道路試験盛土による変形とその数値シミュレーション，地盤工学における逆解析の適用と施工管理に関するシンポジウム，pp.123-132，1997.
- 14) 橋本聖ら：安定対策工を施工した軟弱地盤上盛土の動態観測について，土木技術資料，44-5，2002.
- 15) 庄司幹雄ら：仮想粘性法による弾塑性変形・浸透流連成解析，土木学会論文集，No.388/ -8，1987.
- 16) 地盤工学会：地盤の変形解析 - 基礎理論から応用まで - ，pp.65-80，2002.
- 17) Minoru, M. and Kunio, K. : Diagram for construction control of embankment on soft ground, Soils and Foundations, Vol.17, No.3, 1977.
- 18) 沖見芳秀ら：剛塑性有限要素法による支持力解析におけるモデル化について，土木学会第44回年次学術講演会，pp.966-967，1989.
- 19) 鵜飼恵三ら：弾塑性 FEM による斜面の全体安全率の計算法，土質工学論文集，Vol.29，No.2，pp.190-195，1989.
- 20) 鵜飼恵三ら：安定解析におけるせん断強度低減法の有用性，土と基礎，Vol.38，No.1，pp.67-72，1990.
- 21) 土田孝ら：分割法円弧すべり解析における新しい計算法，港湾技術研究所報告，Vol.40，No.1，2001．
- 22) 土田孝ら：実用分割法円弧すべり解析における新しい計算法，地盤工学論文報告集，Vol.42，No.2，2002．
- 23) 土質工学会：軟弱地盤における工事実施例（その2），土質工学会，pp.183-198，1977．
- 24) Hideo, S. and Makoto, T.: Theory of oneidimensional consolidation of clays with consideration of their rheological properties, Soils and Foundations, Vol.16, No.1, 1976.