

貫入試験の数値シミュレーション

2016年4月

荒井 克彦

目次

第1章 まえがき	・ ・ ・ ・ ・ 1
第2章 静的コーン貫入試験（飽和粘性土地盤）	
2.1 本章の内容	・ ・ ・ ・ ・ 2
2.2 ポータブルコーン貫入試験と静的载荷試験	・ ・ ・ ・ ・ 2
2.3 数値シミュレーション手法	・ ・ ・ ・ ・ 7
2.4 数値シミュレーション結果	・ ・ ・ ・ ・ 13
2.5 本章のまとめ	・ ・ ・ ・ ・ 21
第3章 簡易動的コーン貫入試験（飽和粘性土地盤）	
3.1 本章の内容	・ ・ ・ ・ ・ 23
3.2 簡易動的コーン貫入試験	・ ・ ・ ・ ・ 23
3.3 軟弱粘性土地盤での現場実験	・ ・ ・ ・ ・ 25
3.4 数値シミュレーション手法	・ ・ ・ ・ ・ 27
3.5 仮想地盤での感度分析	・ ・ ・ ・ ・ 30
3.6 現場実験と数値シミュレーションの比較	・ ・ ・ ・ ・ 43
3.7 本章のまとめ	・ ・ ・ ・ ・ 52
第4章 簡易動的コーン貫入試験（乾燥砂地盤）	
4.1 本章の内容	・ ・ ・ ・ ・ 55
4.2 乾燥砂地盤での室内実験	・ ・ ・ ・ ・ 55
4.3 数値シミュレーション	・ ・ ・ ・ ・ 63
4.4 数値シミュレーションと三軸圧縮試験結果の比較	・ ・ ・ ・ ・ 68
4.5 本章のまとめ	・ ・ ・ ・ ・ 75
第5章 標準貫入試験（模型実験・乾燥砂地盤）	
5.1 本章の内容	・ ・ ・ ・ ・ 77
5.2 乾燥砂地盤での室内模型実験	・ ・ ・ ・ ・ 77
5.3 数値シミュレーション	・ ・ ・ ・ ・ 87
5.4 数値シミュレーションと三軸圧縮試験結果の比較	・ ・ ・ ・ ・ 93
5.5 本章のまとめ	・ ・ ・ ・ ・ 95
第6章 標準貫入試験（模型実験・飽和砂地盤）	
6.1 本章の内容	・ ・ ・ ・ ・ 97

6. 2	飽和砂地盤での室内模型実験	・ ・ ・ ・ ・ 97
6. 3	数値シミュレーション	・ ・ ・ ・ ・ 106
6. 4	数値シミュレーションと三軸圧縮試験結果の比較	・ ・ ・ ・ ・ 112
6. 5	本章のまとめ	・ ・ ・ ・ ・ 115
第7章 標準貫入試験（実物大・乾燥砂地盤）		
7. 1	本章の内容	・ ・ ・ ・ ・ 117
7. 2	数値シミュレーション	・ ・ ・ ・ ・ 117
7. 3	数値シミュレーションと統計的方法の比較	・ ・ ・ ・ ・ 123
7. 4	本章のまとめ	・ ・ ・ ・ ・ 125
第8章 あとがき		
参考資料1 入力データの説明		
A1.1	STACONE	・ ・ ・ ・ ・ 129
A1.2	DYNCONE	・ ・ ・ ・ ・ 131
A1.3	DYNCONE-C	・ ・ ・ ・ ・ 135
参考資料2 FORTRAN プログラム		
A2.1	プログラム STACONE.FOR	・ ・ ・ ・ ・ 136
A2.2	プログラム DYNCONE.FOR	・ ・ ・ ・ ・ 136
A2.3	プログラム DYNCONE-C.FOR	・ ・ ・ ・ ・ 136

第1章 まえがき

静的コーン貫入試験、簡易動的コーン貫入試験、標準貫入試験など多数の貫入試験が地盤調査の実務で広範に利用されている。これらの貫入試験は地層境界や地層分布の把握などでは、試験結果をそのまま有効に利用できる。しかし、これらの貫入試験では、地盤の変形・強度定数を直接、計測するわけではないので、貫入試験結果を設計で利用するためには、試験結果から地盤の変形・強度定数を推定する必要がある。このために、実務で従来用いられてきた方法は、貫入試験の結果（コーン指数、 N_d 値、 N 値など）と、同じ箇所での試料の土質試験結果から求められる変形・強度定数との統計的な相関関係に基づく方法である。この方法は多数のデータに基づく確実な推定方法であるが、貫入試験結果に及ぼす要因が多いために、貫入試験結果と土質試験結果の関係は大きなばらつきを避けることができず、推定される変形・強度定数の信頼性に問題がある場合も少なくなかった。

本資料では初めに、静的コーン貫入試験、簡易動的コーン貫入試験、標準貫入試験（模型）の室内・現場実験を行うとともに、室内・現場実験と同じ試料の土質試験を行った結果を示す。次に、これらの貫入試験を対象として FEM を用いた数値シミュレーションを行って、貫入試験結果を再現することを試みる。数値シミュレーションから推定される地盤の変形・強度定数と、上述の土質試験結果を比較して数値シミュレーションの妥当性を検証する。この方法により、貫入試験結果から地盤の変形・強度定数を直接、推定する可能性を検討する。

本資料で得られた結果は限られた数の室内・現場実験と限られた土質に対する結果であり、実務で一般的に利用するためには、さらに多くの現場実験や数値シミュレーションが必要であるが、本資料の方法の可能性を示すことはできたと考えられる。今後の組織的な研究により、貫入試験結果を、より有効に活用する方法の進展を期待したい。

本資料の数値シミュレーションで用いた計算機プログラムの FORTRAN コードは末尾の CD に示す。計算機プログラムの入力方法は本資料の参考資料 1 に示す。

第2章 静的コーン貫入試験(飽和粘性土地盤)

2.1 本章の内容

本章では、繰り返した飽和粘性土を用いて、ポータブルコーン貫入試験の室内実験と一軸圧縮試験を行い、コーン指数 q_c と、一軸圧縮試験から求められる粘着力 c_u の関係を求めた結果を示す。次に、このポータブルコーン貫入試験の室内実験を対象とした数値シミュレーションを行い、実験で求めた粘着力 c_u とコーン指数 q_c の関係を数値計算でも再現できることを示す。

本章で用いた数値シミュレーション手法 **STACONE** の計算機プログラムの入力方法を本資料の参考資料 1 に示す。FORTRAN コードは末尾の CD に示す。

2.2 ポータブルコーン貫入試験と静的載荷試験

1) 飽和粘性土試料

市販のハイモルタル（粗砂分 2%、細砂分 18%、シルト分 30%、粘土分 50%、土粒子密度 $\rho_t = 2.705 \text{ g/cm}^3$ 、塑性指数 $IP = 17.34\%$ ）を純水と 1 : 0.68 の割合で混ぜ合わせてスラリー状態とする。写真-2.1 に示す円筒圧密容器（直径 15 cm、高さ 17 cm）中で、100、200、300、400 kPa の圧力まで約 2 週間かけて圧密して試料を作成した（写真-2.2）。



写真-2.1 圧密容器



写真-2.2 載荷装置

2) 一軸圧縮試験

上述のように作成した試料を写真-2.1 の圧密容器から取り出し、写真-2.3 に示すように 4 分割したうえで直径 5 cm の円柱形に成形して一軸圧縮試験（JIS A1216）を行った（写真-2.4）。

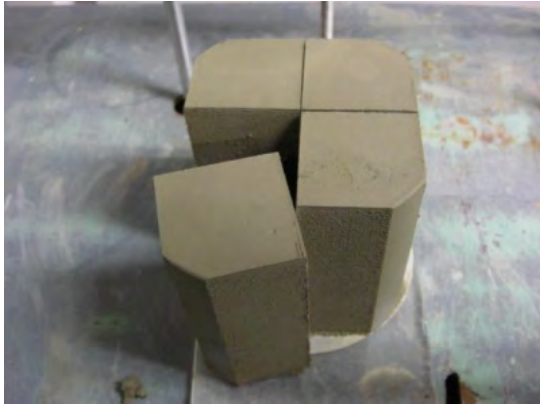


写真-2.3 圧密試料



写真-2.4 一軸圧縮試験

例として、100 kPa で圧密した試料の一軸圧縮試験における応力—ひずみ曲線（4 回分）を図-2.1 に示す。一軸圧縮強度を 1/2 して非排水せん断強度（粘着力） c_u を求めて、圧密圧力に応じて整理した結果を図-2.5 に示す。 c_u は圧密圧力 p と比例関係にあり、次式で表される

$$c_u (\text{kPa}) \doteq 0.14 \times p (\text{kPa}) \quad (2.1)$$

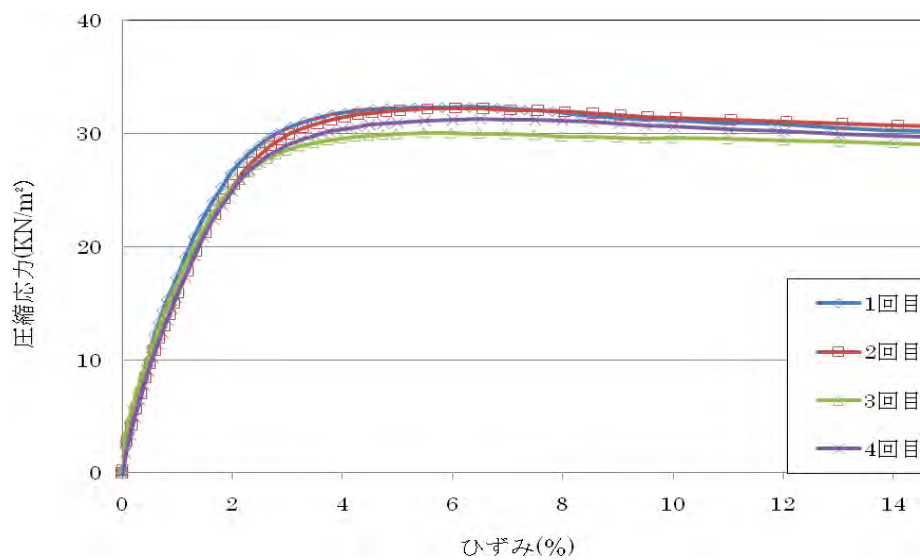


図-2.1 一軸圧縮試験における応力—ひずみ曲線（圧密圧力 100 kPa）

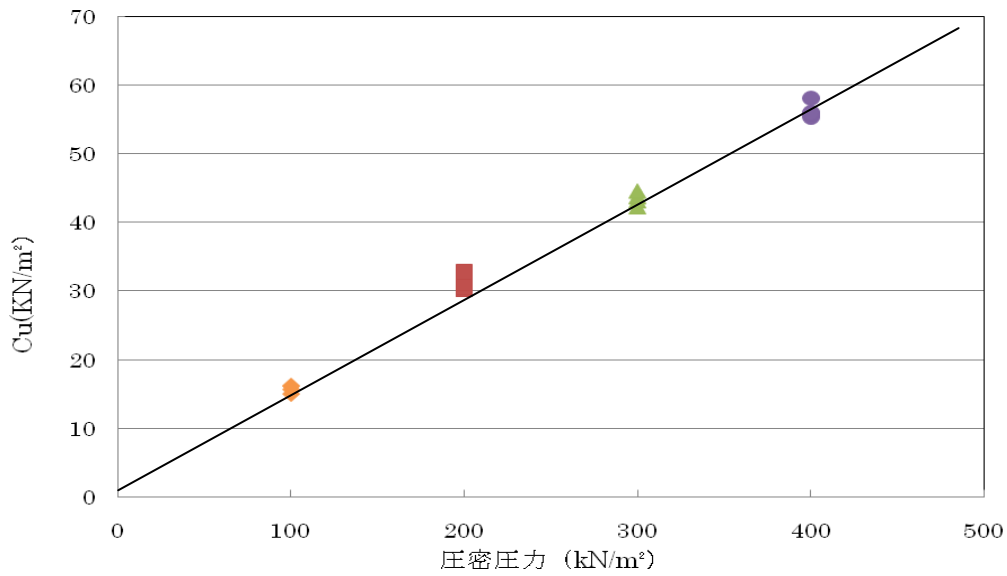


図-2.2 粘着力 c_u と圧密圧力 p の関係

3) ポータブルコーン貫入試験と静的載荷試験

2.2 1)で述べた方法で作成した圧密容器内の試料(写真-2.1)に対して、そのまま圧密容器内で2種類の静的コーン貫入試験を行った。1つは写真-2.5、写真-2.6に示すポータブルコーン貫入試験、もう1つは写真-2.7に示す、コーンを用いた静的載荷試験である。



写真-2.5 ポータブルコーン貫入試験機



写真-2.6 貫入試験

ポータブルコーン貫入試験では、底面積 6.45 cm^2 、先端角 30° のコーンを用いた。人

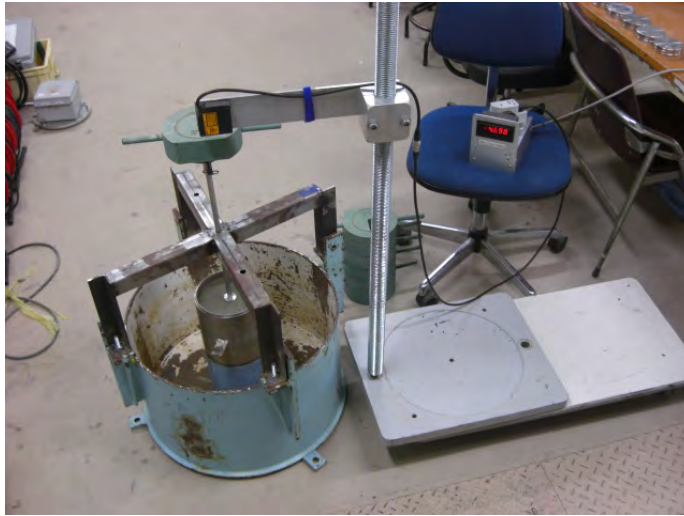


写真-2.7 コーンを用いた静的載荷試験

力により、貫入速度を一定に保ちながら 1 cm 貫入するごとに貫入力を求めた。貫入力をコーン底面積で除して載荷圧力とした。

コーンを用いた静的載荷試験では、ポータブルコーン貫入試験と同じコーンを用い、受け台に一定の重さの錘を載せ、貫入が落ち着いた状態で沈下量を計測した。錘を載せてから 1 分間以内に次の錘を載せるようにした。錘の荷重をコーン底面積で除して載荷圧力とした。

圧密容器（模型地盤）の中心と周辺で貫入試験を行ってみたが、両者の差が大きいので中心での試験結果のみを採用した。

試料を作成した圧密圧力ごとに、2 種類の静的コーン貫入試験の結果を図-2.3～2.6 に示す。

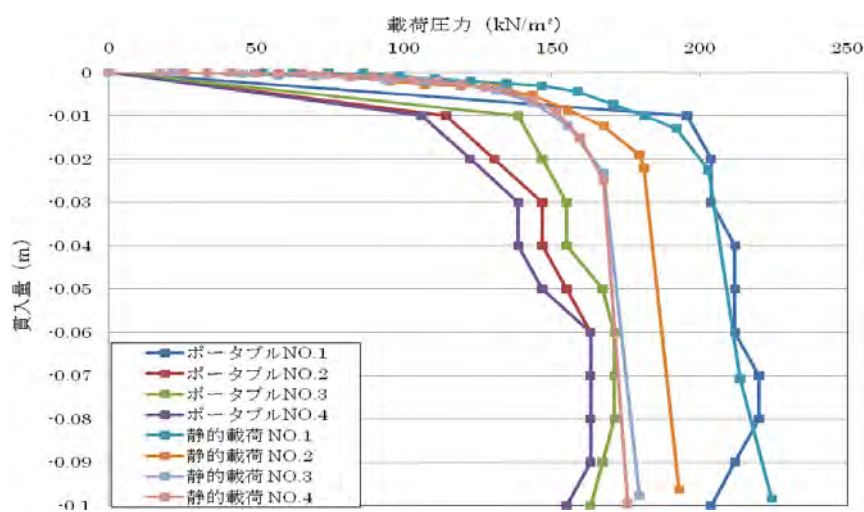


図-2.3 載荷圧力—貫入量関係（圧密圧力 100 kPa）

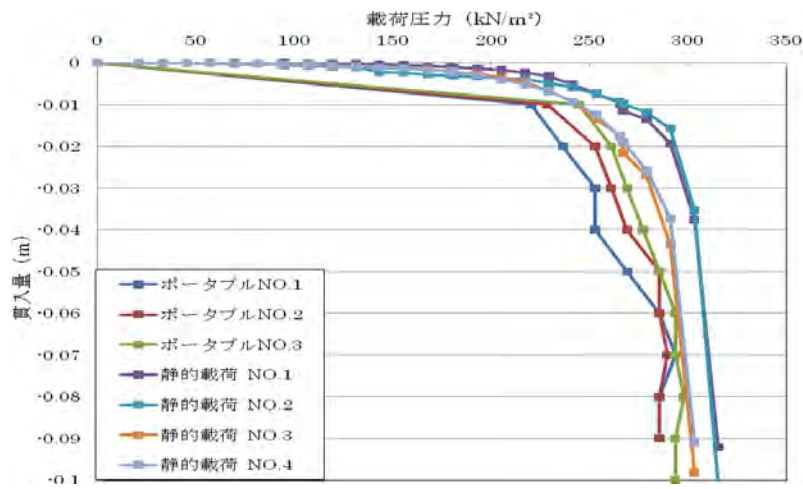


図-2.4 载荷圧力一貫入量関係 (圧密圧力 200 kPa)

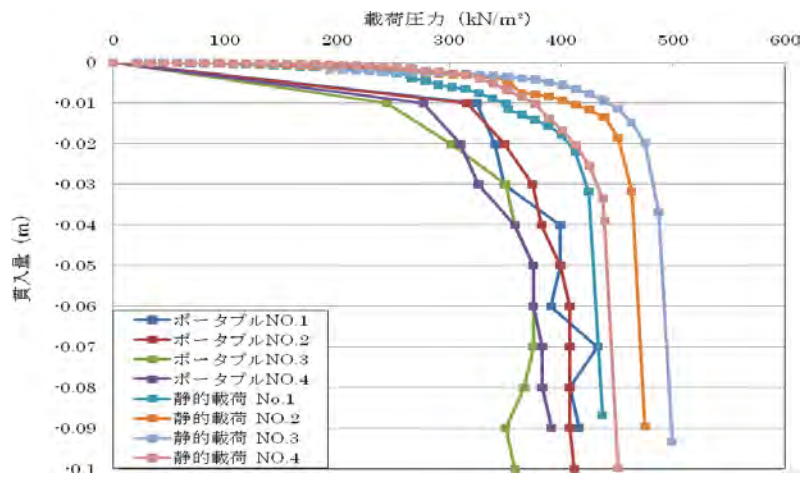


図-2.5 载荷圧力一貫入量関係 (圧密圧力 300 kPa)

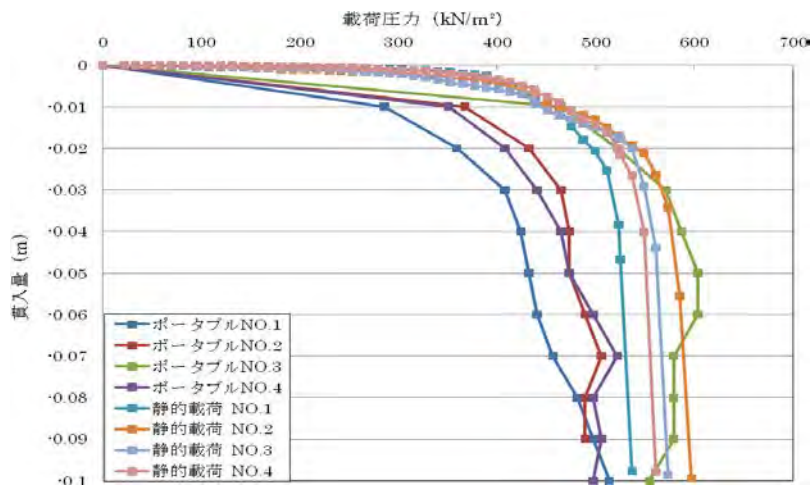


図-2.6 载荷圧力一貫入量関係 (圧密圧力 400 kPa)

図-2.3～2.6 に示すように、ポータブルコーン貫入試験では静的载荷試験より、やや低い载荷圧力で貫入量が大きくなっている。

ポータブルコーン貫入試験では、载荷圧力が急激に変化する貫入量 6 cm 付近の载荷圧力をコーン指数とした。静的载荷試験では、急な沈下が表れる貫入量 1～3 cm 付近の载荷圧力をコーン指数とした。このようにして求めたコーン指数 q_c と試料の圧密圧力 p の関係を図-2.7 に示す。

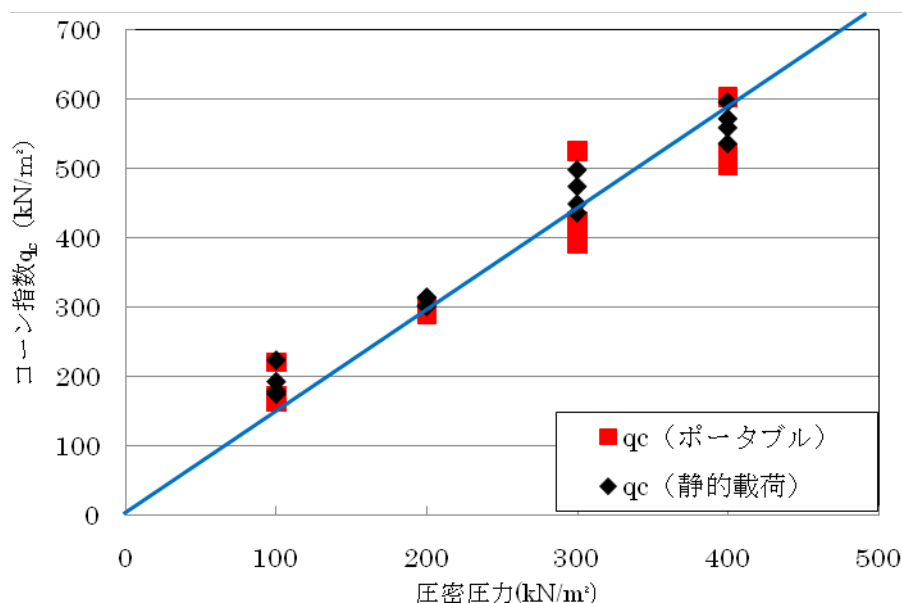


図-2.7 圧密圧力 p —コーン指数 q_c の関係

図-2.7 より、コーン指数 q_c と試料の圧密圧力 p の関係は次式で表される。

$$q_c \text{ (kPa)} \cong 1.5 \times p \text{ (kPa)} \quad (2.2)$$

式(2.1)と式(2.2)を比較して、コーン指数 q_c と粘着力 c_u の関係は次式で表される。

$$q_c \text{ (kPa)} \cong 11 \times c_u \text{ (kPa)} \quad (2.3)$$

2.3 数値シミュレーション手法

1) 地盤のモデル化

地盤を FEM における軸対称固体要素で、地盤と構造物の境界のずれをインターフェイス（薄層）要素¹⁾でモデル化する。軸対称要素に Mohr-Coulomb 降伏基準、インターフェイス要素に Coulomb 降伏基準を適用する。軸対称固体要素、インターフェイス要素とも降伏前は線形弾性体とし、降伏後は単純な非関連流れ則に従うとした。

2) Coulomb 材(インターフェイス要素)の応力-ひずみ関係

降伏前は線形弾性体とする。Coulomb 降伏基準を次式で表わす。

$$F_C = |\tau_{st}| - c - \sigma_t \tan \phi \quad (2.4)$$

σ_t 、 τ_{st} は図-2.8 に示す s-t 座標系における垂直応力とせん断応力である。図-2.9 に Coulomb 材の応力-ひずみ関係を示す。塑性ポテンシャル Q_C を次式で表す²⁾(図-2.9 参照)。

$$Q_C = |\tau| - g = 0 \quad (2.5)$$

ここで、 g : 流れ則では式(2.5)の微分形を用いるため、実際には使用されないパラメータである。 F_C と Q_C を用いた非関連流れ則で、以下の弾塑性応力-ひずみ関係を与える³⁾。

$$\{\delta\sigma\} = [D^{ep}] \{\delta\varepsilon^{ep}\} \quad (2.6)$$

$$\{\delta\sigma\} = \{\delta\sigma_s, \delta\sigma_t, \delta\tau_{st}\}^T, \quad \{\delta\varepsilon^{ep}\} = \{\delta\varepsilon_s^{ep}, \delta\varepsilon_t^{ep}, \delta\gamma_{st}^{ep}\}^T$$

$$[D^{ep}] = [D] - [D] \{\partial F_C / \partial \{\sigma\}\} \{\partial Q_C / \partial \{\sigma\}\}^T [D] / \{\partial F_C / \partial \{\sigma\}\}^T [D] \{\partial Q_C / \partial \{\sigma\}\} = [d_{ij}]$$

$$d_{11} = d_{22} = d_{44} = C_1, \quad d_{12} = d_{21} = C_2, \quad d_{13} = d_{23} = d_{33} = 0, \quad d_{31} = \pm C_2 \tan \phi, \quad d_{32} = \pm C_1 \tan \phi,$$

$$C_1 = E(1-\mu) / \{(1+\mu)(1-2\mu)\}, \quad C_2 = E\mu / \{(1+\mu)(1-2\mu)\}$$

ここで、 $\{\delta\sigma\}$ 、 $\{\delta\varepsilon^{ep}\}$: 応力と弾塑性ひずみの増分、 $[D^{ep}]$: 図-2.8 の s-t 局所座標系での弾塑性マトリックス、 $[D]$: 弾性マトリックス、 d_{ij} : $[D^{ep}]$ を構成する要素である。

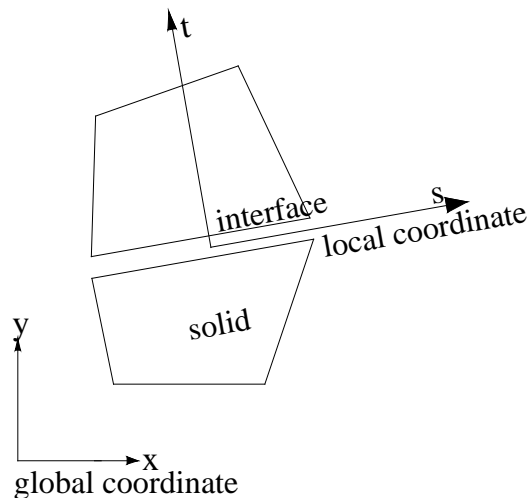


図-2.8 インターフェイス要素

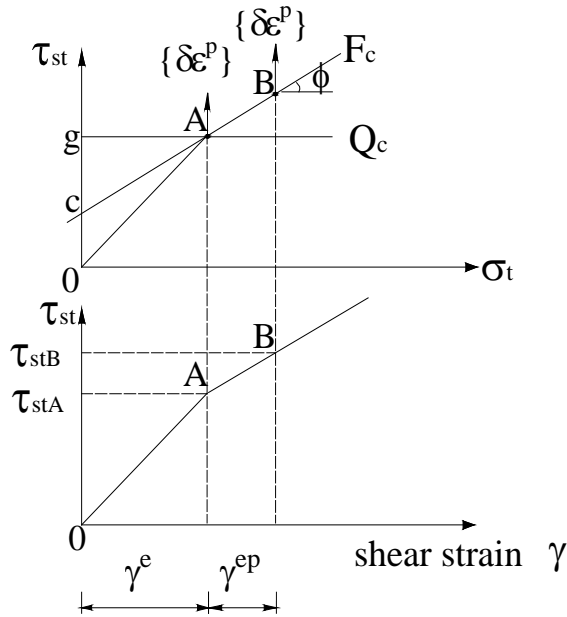


図-2.9 降伏条件と応力-ひずみ関係 (Coulomb 材)

3) Mohr-Coulomb 材 (軸対称固体要素、積層異方体) の応力-ひずみ関係

降伏前は線形弾性体とする。Mohr-Coulomb 降伏基準は中間主応力 σ_2 の影響を考慮しないで、最大主応力 σ_1 と最小主応力 σ_3 のみで表現される。軸対称問題の場合、円周方向応力 σ_θ が σ_3 となる可能性もあるが、本資料で扱う静的コーン貫入試験と動的コーン貫入試験の数値計算で確認したところ、 σ_θ が σ_3 となる現象は生じなかった。そこで、本資料では半径方向応力 σ_r 、軸方向応力 σ_z 、せん断応力 τ_{rz} を対象として Mohr-Coulomb 降伏基準を適用する。この場合の Mohr-Coulomb 降伏条件は次式で表される。

$$F_M = \{(\sigma_r - \sigma_z)^2 + 4\tau_{rz}^2\}^{1/2} - \{(\sigma_r + \sigma_z) \sin\phi + 2c \cos\phi\} = 0 \quad (2.7)$$

Mohr-Coulomb 材が式(2.7)を満たして降伏したとき、図-2.10 (a)に示すせん断帯が生じるとし、せん断帯が最大主応力面となす角 α を次式とする。

$$\alpha = \pi/4 + \phi/2 \quad (2.8)$$

Pietruszczak⁴⁾は、図-2.10 (a)のせん断帯を塑性、せん断帯以外を弾性体とし、要素の平均的な応力-ひずみ関係を求めるため、次のような smeared shear band approach を提案した。図-2.10 (a)のせん断帯を図-2.8 に示すインターフェイス要素とみなすと、せん断帯におけるひずみ $\{\delta\epsilon^{ep}\}$ は、局所座標 s-t を用いて次式で表される。

$$\{\delta\epsilon^{ep}\} = [D_{st}^{ep}]^{-1} \{\delta\sigma\} \quad (2.9)$$

図-2.10 (a) のせん断帯以外の弾性部分のひずみ $\{\delta\epsilon^e\}$ は次式で与えられる。

$$\{\delta\varepsilon^e\} = [D]^{-1} \{\delta\sigma\} \quad (2.10)$$

smearred shear band approach では、式 (2.9) と式 (2.10) を重ね合わせて、図-2.10 (a)の要素全体の平均応力-ひずみマトリックス $[D_{st}^{av}]$ を、局所座標 s-t を用いて次式で表す。

$$[D_{st}^{av}] = \{[D_{st}^{ep}]^{-1} t / \sqrt{A} \cos\beta + [D]^{-1} (1 - t / \sqrt{A} \cos\beta)\}^{-1} = [a_{ij}] \quad (2.11)$$

ここで、t:せん断帯の厚さ、 a_{ij} :マトリックス $[D_{st}^{av}]$ の成分である。全体座標での図-2.3(a)の要素全体の平均応力-ひずみマトリックス $[D_{xy}^{av}]$ は次式で与えられる。

$$[D_{xy}^{av}] = [T]^T [D_{st}^{av}] [T] \quad (2.12)$$

ここで、 $[T]$:座標変換マトリックスである。 $[D_{st}^{av}]$ と $[D_{xy}^{av}]$ の両方とも、現在の応力成分を含まない定数である。

せん断帯の厚さ t を増加させると、式(2.11)の a_{ij} は式(2.6)の d_{ij} に等しくなる。すなわち、せん断帯の厚さがある程度以上になると、せん断帯を仮定した Mohr-Coulomb 材の有限要素は、図-2.10 (b)に示す積層異方体になる。1 m の大きさの有限要素で、せん断帯の厚さ t が 5 mm 程度で $a_{ij} \doteq d_{ij}$ となる。そこで、本資料ではせん断帯の厚さ t が、ある値以上と仮定して (t を無視して)、この積層異方体を図-2.9 に示した Coulomb 材の応力-ひずみ関係と同じとして、Mohr-Coulomb 材の降伏後の応力-ひずみ関係とする。

$$[D_{st}^{av}] = [D_{st}^{ep}] \quad (2.13)$$

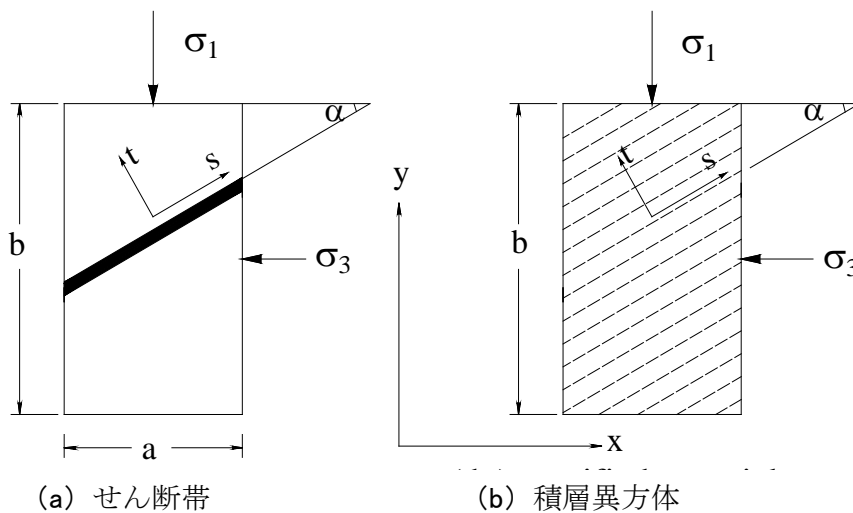


図-2.10 せん断帯と積層異方体

4) せん断帯の方向

降伏した場合、図-2.11(a)に示す2つのせん断帯方向 A-A'、B-B'がありうる。A-A'、B-B' の方向 β は図-2.11(b)から次式で与えられる。

$$\begin{aligned}\beta &= -\alpha - \theta && \text{A-A' line,} \\ &= \alpha - \theta && \text{B-B' line} \end{aligned} \quad (2.14)$$

ここで、 θ : 鉛直軸 z に対する最大主応力の角度である。初期降伏応力を用いて θ を求めて、せん断帯の方向を決め、以後の荷重段階でもこのせん断帯の方向を一定とする。

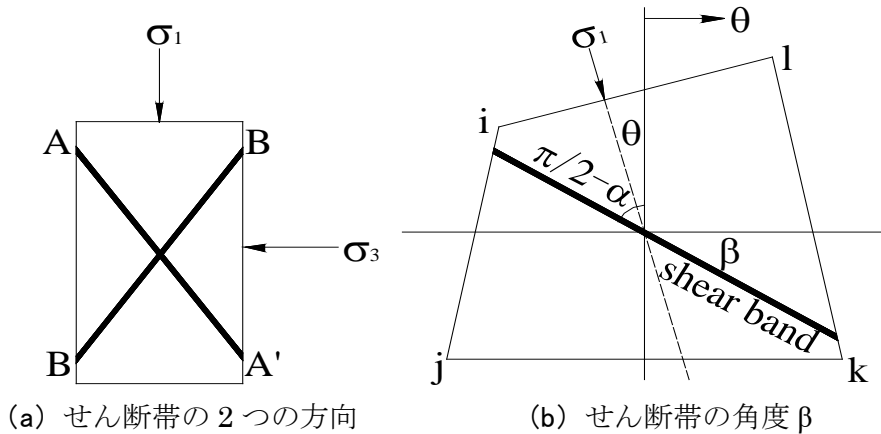


図-2.11 せん断帯の2つの方向と角度 β の表現

5) 载荷状態の表現

载荷状態を表現するために、すべり面の垂直応力 σ_t が減少しないという条件を次式で与え、この条件を強制的に適用される要素を STACONE (積層異方体) における「引張り要素」と称する。

$$\delta\sigma_t \geq 0 \quad (2.15)$$

6) 降伏応力の決定

図-2.9、図-2.12 における降伏応力 $\{\sigma_A\} = \{\sigma_{tA}, \tau_{stA}\}$ は Zienkiewicz ら³⁾に従って次のように与えられる。

$$\{\sigma_A\} = \{\sigma_I\} + r (\{\sigma_E\} - \{\sigma_I\}) \quad (2.16)$$

ここで、 $\{\sigma_E\}$: 弾性応力、 $\{\sigma_I\}$: 降伏前の応力である (図-2.12 参照)。Coulomb 材では線形補間により、式(2.13)の r が次式で与えられる。

$$r = -F_C(\{\sigma_I\}) / [F_C(-\{\sigma_E\}) - F_C(\{\sigma_I\})] \quad (2.17)$$

Mohr-Coulomb 材では非線形性のために、Nayak ら⁶⁾に従って上式の r を修正する必要がある。

ある。

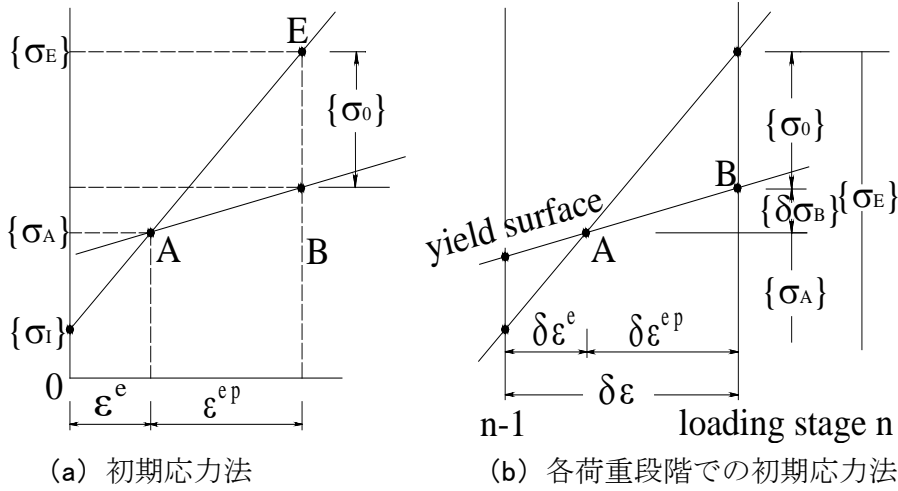


図-2.12 降伏応力 $\{\sigma_A\}$ と初期応力法における初期応力 $\{\sigma_0\}$

7) 修正初期応力法

図-2.15 (c)に例を示すような、せん断帯を連ねた全体的な破壊様式を得るには、上述の応力-ひずみ関係を厳密に解く必要があり、収束計算による従来の初期応力法⁴⁾では不十分である。上述の応力-ひずみ関係は降伏後も線形であるため、収束計算を行う必要がなく、次の修正初期応力法により厳密解が得られる。図-2.12で真の初期応力 $\{\sigma_I\}$ 、降伏応力 $\{\sigma_A\}$ 、塑性平衡状態の応力 $\{\sigma_B\}$ 、弾性応力 $\{\sigma_E\}$ 、弾性ひずみ $\{\varepsilon^e\}$ 、弾塑性ひずみ $\{\varepsilon^{ep}\}$ を定義する。図-2.8のs-t座標系での初期応力法における初期応力は次のように与えられる。

$$\{\sigma_{at0}\} = \{\sigma_{s0}, \sigma_{t0}, \tau_{st0}\} \quad (2.18)$$

式(2.6)の $[D]_{st}^{ep}$ の成分 d_{ij} は3列目を除いて $[D]$ と同じであり、式(2.15)の σ_{s0} と σ_{t0} がCoulomb材、Mohr-Coulomb材でゼロとなる。図-2.12で、応力状態が現在の荷重段階で降伏した時、初期応力法の基本式は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} \{r\}_i &= \{\sigma_{st0}\}_i - [T]_i^{-1} \{ \{\sigma_E\}_i - (\{\sigma_A\}_i + \delta \{\sigma_B\}_i) \} \\ &= \{0, 0, \tau_{st0}\}_i - [T]_i^{-1} ([D]_i - [D]^{ep})_i ([B]_i \{[K]^{-1} \{\delta f\} \\ &\quad + \sum_j [B]_j^T [T]_j \{\sigma_{st0}\}_j A_j\}_i - \delta \{\varepsilon^e\}_i) = 0 \end{aligned} \quad (2.19)$$

ここで、 $\{\sigma_E\} = \{\sigma\}^{n-1} + [D][B]\{\delta u\}$ 、 $\{r\}_i$: 残差、 $[B]_i$: 節点変位からひずみを計算する行列、 $[K]$: 剛性行列、 $\{\delta f\}$: 増加荷重、 A_j : 要素の面積である。添字 i と j は要素番号を示す。式(2.16)と図-2.12の弾性ひずみ $\delta\{\varepsilon^e\} = [D]^{-1}(\{\sigma_A\} - \{\sigma\}^{n-1})$ として計算される。

式(2.15)より、次式が与えられる。

$$\begin{aligned} \{r\}_i = \{\sigma_{st0}\}_i - [T]_i^{-1} \{ \{\sigma_B\}_i - \{\sigma_C\}_i \} = \{0, \sigma_{t0}, 0\}_i - [T]_i^{-1} [D]_i ([B]_i \{ [K]^{-1} (\{\delta f\} + \Sigma_j [B]_j^T \\ [T]_j \{\sigma_{st0}\}_j A_j) \}_i - \delta \{\varepsilon^e\}_i) = 0 \end{aligned} \quad (2.20)$$

$\{\sigma_C\}_i$ は $\{\sigma_A\}_i$ または $\{\sigma\}_i^{n-1}$ を示す。前者は要素が荷重段階 n で降伏したとき、後者は荷重段階 $n-1$ 以前で降伏したときである。式(2.19)と式(2.20)の連立一次方程式から $\{\sigma_{st0}\}$ を直接求めることができる。有限要素 i についての式は未知数 $\{\sigma_{st0}\}_j$ に関して以下の式で与えられる。

$$\begin{aligned} (\delta_{ij} - [T]_i^{-1} ([D]_i - [D^{ep}]_i) [B]_i \{ [K]^{-1} [B]_j^T [T]_j A_j \}_i) |_3 \{0, 0, \tau_{st0}\}_j \\ = [T]_i^{-1} ([D]_i - [D^{ep}]_i) ([B]_i \{ [K]^{-1} \{\delta f\}_i - \delta \{\varepsilon^e\}_i \}) |_3 \end{aligned} \quad (2.21)$$

ここで、 $|_3$ は、ベクトルの3列目の成分を示す。

8) 計算手順

ある荷重段階の計算手順をまとめると次のようになる。

- 1) 荷重増分 $\{\delta f\}$ を用いて弾性解析を行い、の $\{\sigma_E\}$ と $\{\delta \varepsilon\}$ を計算する。
- 2) 降伏要素と引張り要素を見つける。
- 3) 降伏要素について、 $\{\sigma_E\}$ と前荷重段階の応力状態から降伏応力 $\{\sigma_A\}$ を計算する。
- 4) 3)で計算した $\{\sigma_A\}$ により最大主応力の方向 θ を計算し、式(2.14)によりせん断帯の方向 β を決定する。
- 5) 式(2.19)、(2.20)を連立一次方程式として解くことにより $\{\sigma_{st0}\}$ を決定する。
- 6) $\{\delta f\}$ と、5)で求めた $\{\sigma_{st0}\}$ を用いて、再度の弾性解析を行い、新しい降伏要素と引張り要素が見つければ、さらに $\{\sigma_{st0}\}$ を決定する。この計算を新しい降伏要素と引張り要素が見つからなくなるまで繰り返す。

2. 4 数値シミュレーション結果

1) 室内実験のモデル化

写真-2.6に示す圧密容器内のコーンと地盤をのようにFEMにおける軸対称モデルで表す。コーンは線形弾性、地盤は2. 3 1)で述べた弾塑性（降伏後は積層異方性）の定ひずみ軸対称固体要素で表す。コーンと地盤の間にはインターフェイス要素を入れる。物性定数は表-2.1に示した数値を用いる。

本資料の数値シミュレーション手法では、に示す2つのせん断帯方向を各有限要素ごとに指定する必要がある。この手法を支持力問題に適用する場合の、せん断帯の方向をに示すが、主働クサビを除いてに示すA-A' lineを採用すればよ

いことが分かる⁷⁾。この結果から類推して、本資料全体を通して、**図-2.11**に示す A-A' line を採用する。

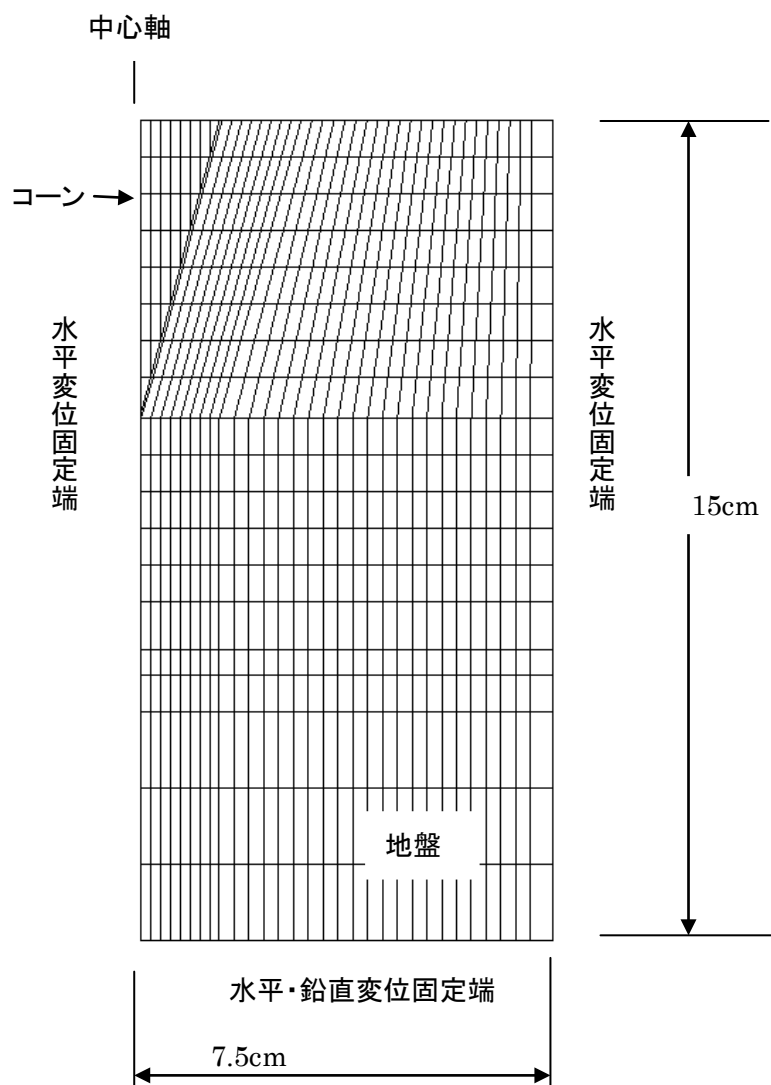


図-2.13 室内実験の有限要素分割図

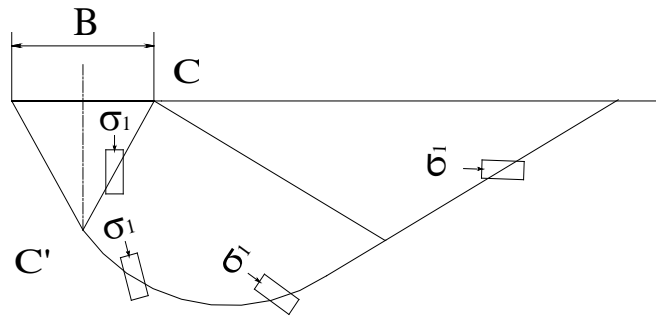


図-2.14 支持力問題における破壊形式とせん断帯の方向

表-2.1 物性定数

	弾性係数 E (kPa)	せん断弾 性係数 G (kPa)	ポア ソン 比 ν	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	粘着力 c (kPa)	せん断 抵抗角 ϕ (°)	ダイレ イタン シー角 δ (°)
コーン	2000000	—	0.10	78	—	—	—
地盤	2000	—	0.49	16	40	0	0
インターフェイス	2000	100	0.49	—	5	0	0

2) 数値シミュレーション結果

図-2.13 のモデルに対して、表-2.1 の物性定数を用いて、載荷圧力（コーン底面積当たりの荷重）増分を 20 kPa とし、2.3 の数値シミュレーション手法を適用した場合の載荷圧力-貫入量関係を図-2.15 に示す（自重や初期応力は考慮していない）。載荷圧力が、表-2.1 に示す粘着力 c (40 kPa) の 11 倍を越した辺りで貫入量が急激に増加しており、式(2.1)に示した 2.2 の実験結果 (q_c (kPa) $\cong 11 \times c_u$ (kPa)) と、ほぼ一致している。

図-2.15 で、220 kPa、460 kPa で載荷圧力-貫入量関係が変化している。図-2.16 (a)~(c) に、載荷圧力に応じた降伏要素の分布を示す。図-2.16 (a)~(c) で、各有限要素内の斜線は、その要素が降伏していることと、図-2.10、図-2.11 に示すせん断帯の方向を表す。

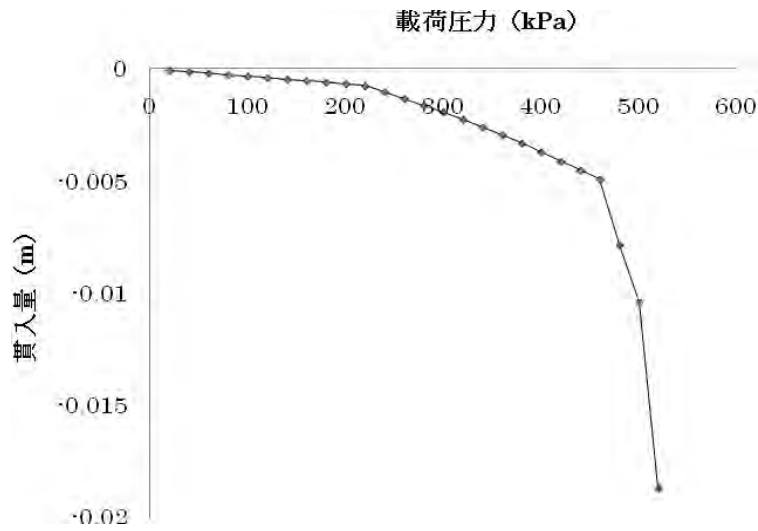


図-2.15 载荷圧力－貫入量関係

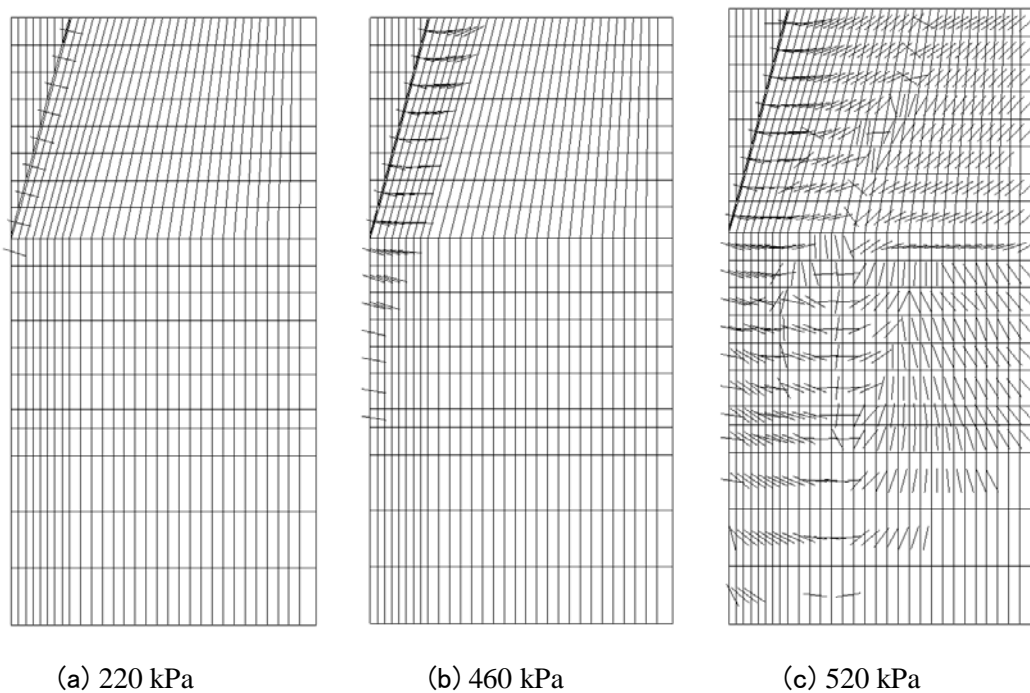


図-2.16 载荷圧力に応じた降伏要素分布

図-2.16(a)では、コーン周辺の地盤の降伏要素が連続しており、図-2.15において载荷圧力が220 kPaでコーン周辺に連続した降伏領域が生じることにより貫入量が増加し始める原因となっている。図-2.16(b)では、コーン周辺の地盤の降伏要素の領域が広がっている。図-2.16(c)では、数値計算としては発散している状態で、やや不鮮明である

が、コーンの先端付近から発生するせん断帯が地表面まで連続する、古典的支持力理論で想定するようなすべり面（全体的な破壊様式）がほぼ生じている。この結果、**図-2.15**で大きな貫入量が発生することになる。

図-2.15、**図-2.16**の計算結果は実際の静的コーン貫入試験の状況をかなりの程度再現していると考えられる。しかし、本資料で述べている数値解析手法で**図-2.15**、**図-2.16**のような結果を得るためには、次に述べるように、**表-2.1**に示す物性定数の数値の選択に条件が必要になる。

① 弾性係数 E

表-2.1の弾性係数 E は**図-2.16(c)**のような全体的破壊様式の生起には影響しない。

② 地盤の粘着力 c

表-2.1の地盤の粘着力 c は**図-2.16(c)**のような全体的破壊様式の生起には影響しない。

③ インターフェイス要素の粘着力

表-2.1のインターフェイス要素の粘着力を地盤の粘着力の $1/8$ としたときのみ**図-2.16(c)**のような全体的破壊様式が生じる。

表-2.1の物性定数で、インターフェイス要素の粘着力を地盤の粘着力の $1/8$ より大きく (10 kPa) すると、**図-2.17**に示すような载荷圧力-貫入量関係が得られる。**図-2.15**と比較して、 460 kPa を過ぎても明確な折れ点は生じず、貫入量がほぼ直線的に増加する。**図-2.18**に载荷圧力 600 kPa の降伏要素分布を示すが、**図-2.16(c)**に示すような全体的破壊様式は生じていない。

インターフェイス要素の粘着力を地盤の粘着力の $1/8$ より小さくすると、 $11 \times c_u (\text{kPa})$ よりかなり小さい载荷圧力で貫入量が発散する。

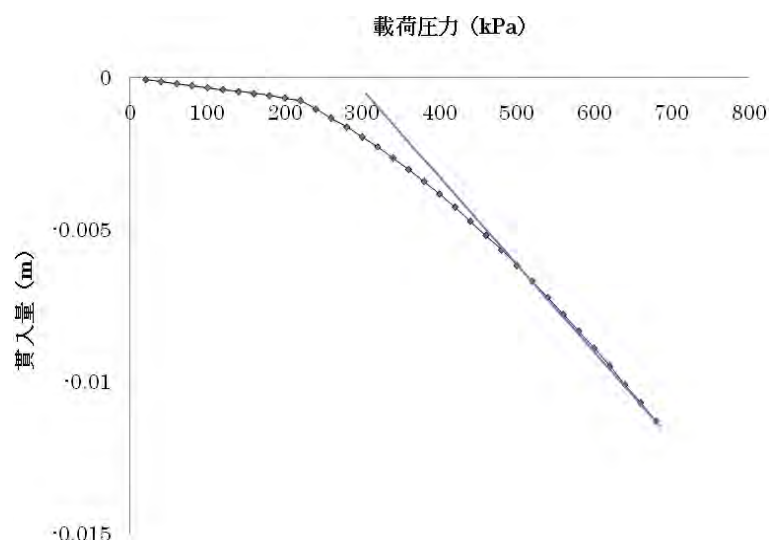


図-2.17 载荷圧力-貫入量関係

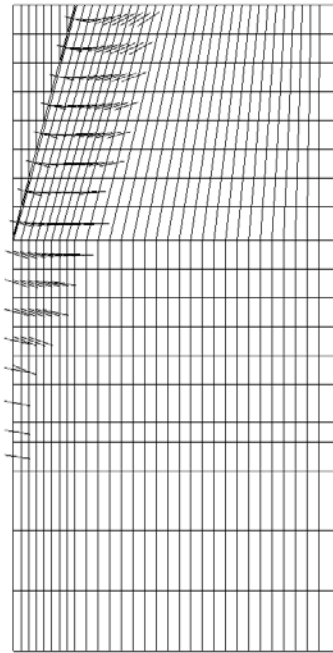


図-2.18 図-2.17の载荷圧力 600 kPa での降伏要素分布

④ インターフェイスのせん断弾性係数 G

表-2.1 の物性定数で、インターフェイスの粘着力を地盤の粘着力の 1/8 (5 kPa) のままとし、インターフェイスのせん断弾性係数 G の数値を変化させた結果を図-2.19 に示すが、図-2.14 と比べて、やや小さい载荷圧力で貫入量が発散する。図-2.14 のような結果を得るためには、表-2.1 に示すように、インターフェイスのせん断弾性係数を地盤の弾性係数の 1/20 とする必要がある。

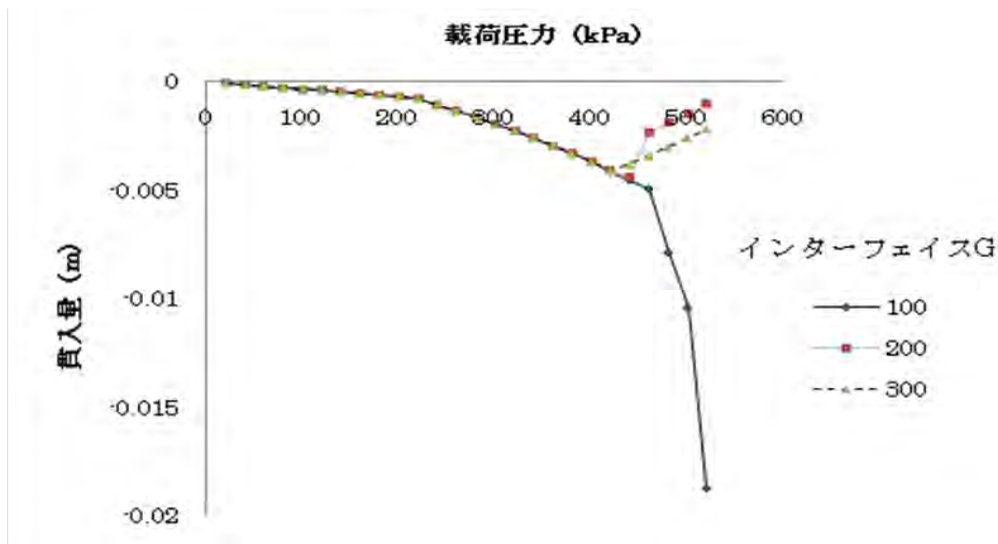


図-2.19 载荷圧力ー貫入量関係

⑤ 数値シミュレーション結果の要約

図-2.15 で荷重圧力 500 kPa の段階の変形図を図-2.20 に示す。図-2.20 の変位分布は自然であるが、コーンと地盤の間のインターフェイス要素でずれが大きくなるような現象は必ずしも十分には表現されていない。上述の①～④で述べたように、実際に近い現象を表現するためには、インターフェイス要素の物性値に厳しい条件が必要である。コーンと地盤の間のインターフェイスの適切な表現が静的コーン貫入試験の再現に不可欠の課題である。

本資料で用いている数値シミュレーション手法では、図-2.16(c)や図-2.18 に示すように、せん断帯が連続した破壊様式が得られる点が特徴である。静的コーン貫入試験に関する従来の数値計算手法では、図-2.16(c)や図-2.18 に示すように、コーン周辺地盤が上方へ移動する現象を表現しにくかったようである。

静的コーン貫入試験において、図-2.16(c)に示すような古典的支持力理論で想定するような全体的な破壊様式が生じているか、図-2.18 に示すような局所的な破壊様式が生じているかは確認できていない。貫入量が急激に大きくなる実際の現象を表現するためには前者が適しているが、静的コーン貫入試験のような軸対称モデルで図-2.16(c)に示すような古典的支持力理論で想定するような全体的な破壊様式が生じるかどうかの問題もある。特に、コーンの貫入深さが大きくなった場合には、コーン上部の地盤の影響で図-2.16(c)に示すような全体的な破壊様式が生じにくくなると推定され、今後の検討が必要である。

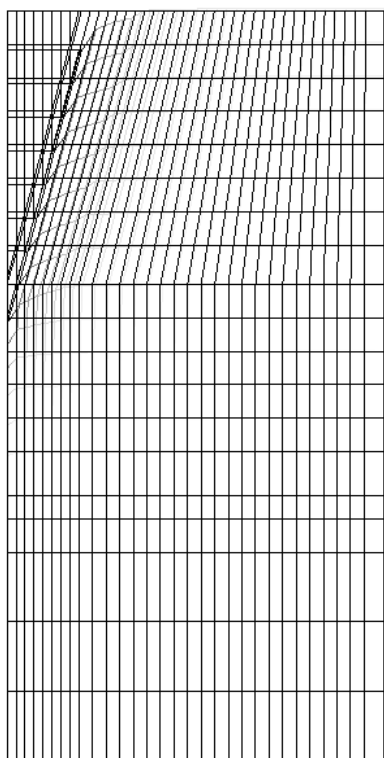


図-2.20 変形図 (図-2.15、荷重圧力 500 kPa)

3) コーン貫入深さの影響

2. 2で示したような室内実験は行っていないが、2. 3で述べた数値シミュレーションでコーン貫入深さの影響を調べた結果を以下に示す。図-2.21 に示すように、コーン上端から 5.36cm の位置（コーンの鉛直長さ）に地表面がある場合を考える。物性定数を表-2.1 に示す数値と同じ（インターフェイスのせん断弾性係数 $G = 100 \text{ kPa}$ 、粘着力 $c = 5 \text{ kPa}$ ）とした場合の荷重圧力-貫入量関係を図-2.22 に示すが、約 $11 \times c_u$ 付近の荷重圧力で数値計算が発散する。一方、インターフェイスのせん断弾性係数 $G = 100 \text{ kPa}$ 、粘着力 $c = 10 \text{ kPa}$ とした場合の荷重圧力-貫入量関係を図-2.23 に示すが、図-2.17 に示すような明瞭な折れ点は見られない。しかし、図-2.23 に対応する降伏要素の分布を調べてみると、図-2.24 に示すように、約 $11 \times c_u$ 付近で図-2.18 に示したような降伏要素が連続するという意味での全体的な破壊様式が生じている。また、図-2.24 から、コーン上部の地盤での降伏領域は小さいことが分かる。以上のことから、コーン貫入深さが $q_c - c_u$ 関係に与える影響は大きくはなく、コーン貫入深さが大きい場合にも式(2.3)の関係を適用できるようである。

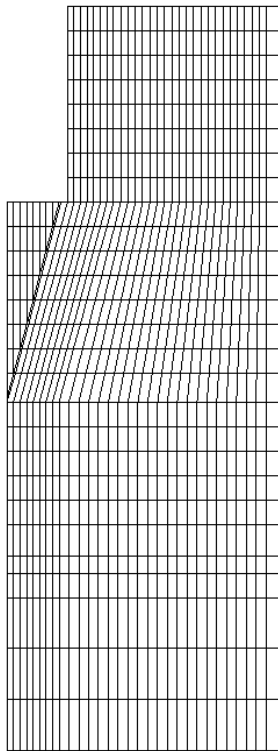


図-2.21 コーン貫入深さを考慮した有限要素モデル

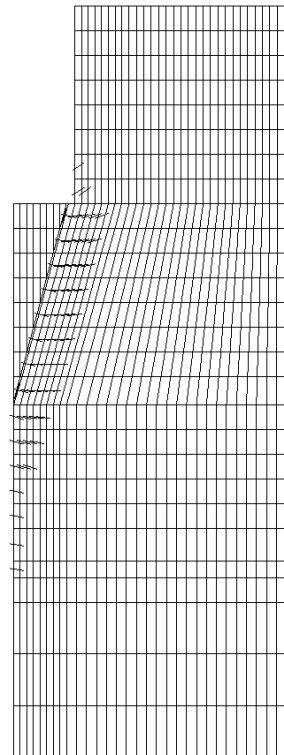


図-2.24 降伏要素の分布

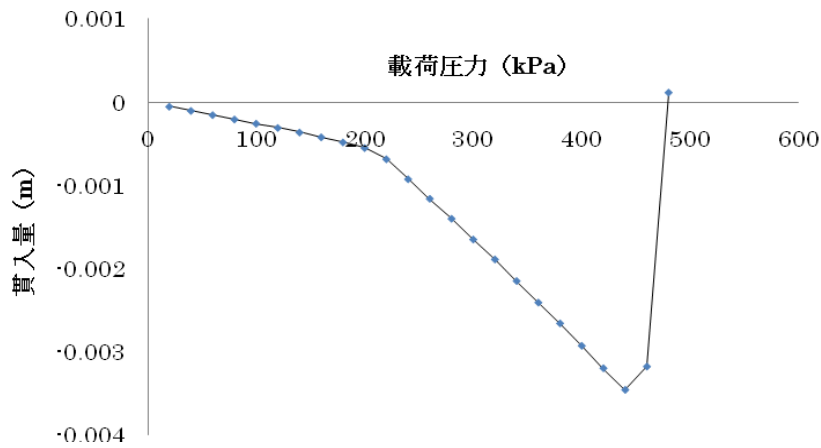


図-2.22 载荷圧力-貫入量関係 (G = 100 kPa、c = 5 kPa)

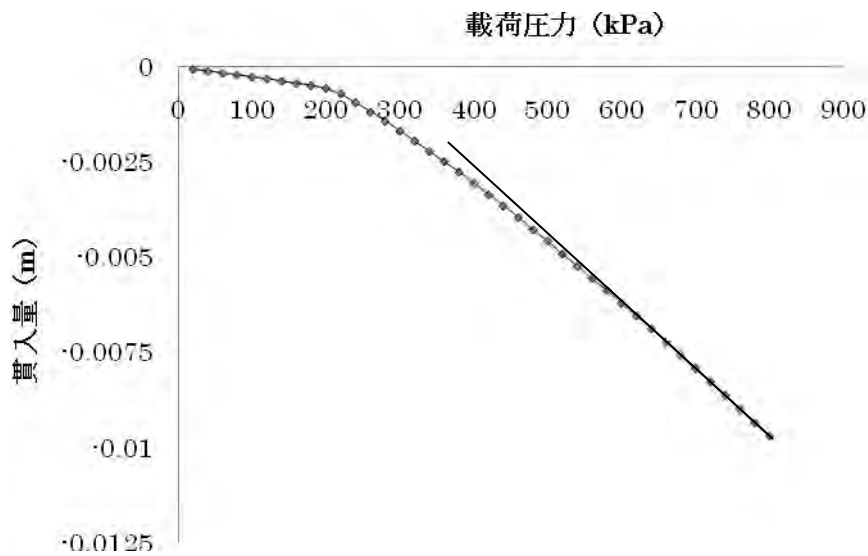


図-2.23 载荷圧力-貫入量関係 (G = 100 kPa、c = 10 kPa)

2.5 本章のまとめ

- 1) 飽和粘性土を用いた静的コーン貫入試験の室内実験で、コーン指数 q_c と飽和粘性土の粘着力 c_u に q_c (kPa) $\doteq 11 \times c_u$ (kPa) の実験的關係が見られることを示した。
- 2) 1) の室内実験に本資料の数値シミュレーション手法を適用して、 q_c (kPa) $\doteq 11 \times c_u$ (kPa) の關係を再現できることを示した。ただし、静的コーン貫入試験を実際に近く

再現して、 q_c (kPa) $\doteq 11 \times c_u$ (kPa) の関係を得るためには、コーンと地盤の間のインターフェイス要素の物性値に条件が必要である。

- 3) 本資料で用いた応力-ひずみ関係を用いて、非線形解析における本来の初期応力法を適用する方法や、Mohr-Coulomb 降伏基準をそのまま塑性ポテンシャルとする弾塑性解析では、早い载荷段階で数値解が発散して適切な結果が得られない。
- 4) 数値シミュレーションのみの結果であるが、コーン貫入深さが、2) の $q_c - c_u$ 関係に与える影響は大きくはなく、 $\phi = 0$ の地盤であれば、貫入深さが大きくなっても 2) の関係を適用できるようである。
- 5) 本章では、飽和粘性土を用いた静的コーン貫入試験の室内実験で、地盤の乱れの影響が小さいと考えられる条件で静的コーン貫入試験と一軸圧縮試験を行って上記の関係を得た。実際の地盤で試料を採取して一軸圧縮試験を行った場合は、乱れの影響で粘着力 c_u を小さく評価するために、上記のような関係は得られていない。今後、実際の多数の地盤で、乱れの影響の小さい条件で得られた粘着力 c_u とコーン指数 q_c の関係を蓄積する必要がある。

参考文献

- 1) Desai, C. S., Zaman, M. M., Lightner, J. G. and Siriwardane, H. J. : Thin-layer element for interfaces and joints, Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech., Vol. 8, pp. 19-43, 1984.
- 2) Mroz, Z. : Deformation and flow of granular materials, Mechanics of Solids (the Rodney Hill 60th Anniversary Volume), Pergamon Press, Oxford, pp. 119-132, 1980.
- 3) Zienkiewicz, O. C., Valliappan, S. and King, I. P. : Elastoplastic solutions of engineering problems 'initial stress', finite element approach, Int. J. Numer. Methods Eng., Vol. 1, pp. 75-100, 1969.
- 4) Pietruszczak S., Mroz Z.: Finite element analysis of deformation of strain-softening materials, International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 17, pp. 327-334, 1981
- 5) Zienkiewicz, O. C., Valliappan, S. and King, I. P. : Stress analysis of rock as a 'no tension' material, Geotechnique, Vol. 18, pp. 56-66, 1968.
- 6) Nayak, G. C. and Zienkiewicz, O. C. : Elasto-plastic stress analysis. A generalization for various constitutive relations including strain softening, Int. J. Numer. Methods
- 7) 荒井克彦：斜面・土圧・支持力-変形と剛性を考慮した安定解析-、2014年3月。
- 8) 市川和久：静的コーン貫入試験による飽和粘土のせん断強度の推定に関する室内模型実験と数値解析、福井大学卒業論文、2007。
- 9) 滑川徳子：コーン貫入試験による非排水せん断強度の推定、福井大学卒業論文、2006。
- 10) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説、地盤工学会、2004。

第3章 簡易動的コーン貫入試験(飽和粘性土地盤)

3.1 本章の内容

地表面まで飽和していると見られる軟弱な粘性土地盤(現場)で簡易動的コーン貫入試験を実施するとともに、貫入試験を実施した箇所付近で試料を採取して一軸圧縮試験を実施した。この簡易動的コーン貫入試験を対象とした数値シミュレーションを行い、簡易動的コーン貫入試験における貫入量と、一軸圧縮試験で求めた粘着力 c_u や変形係数との関係を調べた結果を示す。また、簡易動的コーン貫入試験による N_d 値から粘着力 c_u や変形係数を推定する可能性について検討する。

本章で用いる数値シミュレーション手法 DYNCON は、参考文献1) で示されている動的応答解析プログラム MIXDYN の一部を修正したものである。DYNCON の計算プログラムの入力方法を本資料の参考資料1に示す。FORTRAN コードは末尾の CD に示す。

3.2 簡易動的コーン貫入試験

1) 試験装置

本資料で利用した簡易動的コーン貫入試験装置を図-3.1、写真-3.1に示す。試験装置は、ガイドロッド、ハンマー、受け台、ロッド、コーンで構成される。通常の簡易動的コーン貫入試験と同じように、ガイドロッドによりハンマーを受け台に鉛直に自由落下させ、打撃エネルギーを受け台～ロッド～コーンに伝える。本資料で用いたハンマー落下高さは 50 cm である。通常の簡易動的コーン貫入試験と異なり、ロッドに加速度計とレーザー変位計を取り付けて、ハンマー打撃時のロッドの加速度と貫入量の時刻歴を計測する。

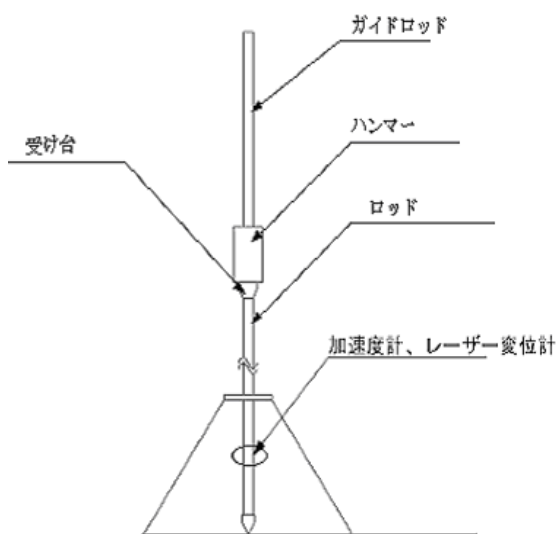


図-3.1 簡易動的コーン貫入試験装置



写真-3.1 簡易動的コーン貫入試験装置

試験装置の各部分の詳細を以下に示す。

①コーン： 鋼製、先端角 60° 、底面積 4.9 cm^2 (図-3.2、写真-3.2)

②ロッド： 鋼製、外径 16 mm

③ハンマー： 鋼製、質量 5 kg

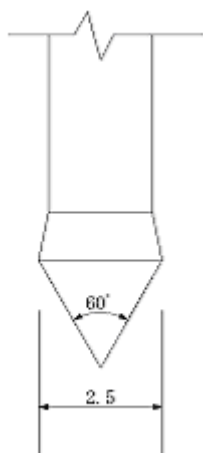


図-3.2 コーン



写真-3.2 コーン

④加速度計： 許容量 500 G。ロッドに完全固定。動ひずみ計に接続し、データレコーダー(補正:SENS:2000、RO:300、較正係数 3.0)に計測値を 1 kHz で出力する。計測される周波数域が非常に広範囲であるためにフィルタリングにより 300 Hz 以上の周波数域をカットして計測を行う。標準貫入試験や簡易動的コーン貫入試験などの計測ではロッドの振動が影響する。ロッドの上部、中部、下部で加速度の計測を行なったが、同様な加速度を得た。ロッドが短いため振動の影響が少なかったためと思われる。衝撃加速度を直接積分していくことで変位の時刻歴を求めることはできなかった。

⑤レーザー変位計： ロッドにレーザーの反射板を取り付け、鉛直方向の沈下量（貫入量）を計測する (写真-3.3)。データレコーダーに計測値を 1 kHz で出力する。測定範囲： 5~15 cm。計測変位は多少ふらつくのでスムージングの処理を行う。



写真-3.3 レーザー変位計

2) 試験方法

地盤に試験装置をセットすると、自重によりある程度の沈下が生じるので、ハンマーを受け台に乗せた状態で沈下が収まるのを確認した後で実験を行なう。コーン先端が試験開始位置より 20 cm 貫入するまでの、毎回のハンマーの落下による加速度と変位の計測を行う。

3. 3 軟弱粘性土地盤での現場実験

2 か所の現場 A、B での簡易動的コーン貫入試験における時間一貫入量関係の実測例を図-3.3、図-3.5 に示す。実際の時間一貫入量関係では、後述の数値シミュレーションで示すような、コーンが反発して上昇するような現象はほとんど見られないので、時間一貫入量関係では最終貫入量を評価すればよいことになる。図-3.3、図-3.5 の 1 回当りの最終貫入量を累計して、貫入深さ d と 1 回当りの最終貫入量の関係を求めた結果を図-3.4、図-3.6 に示す。

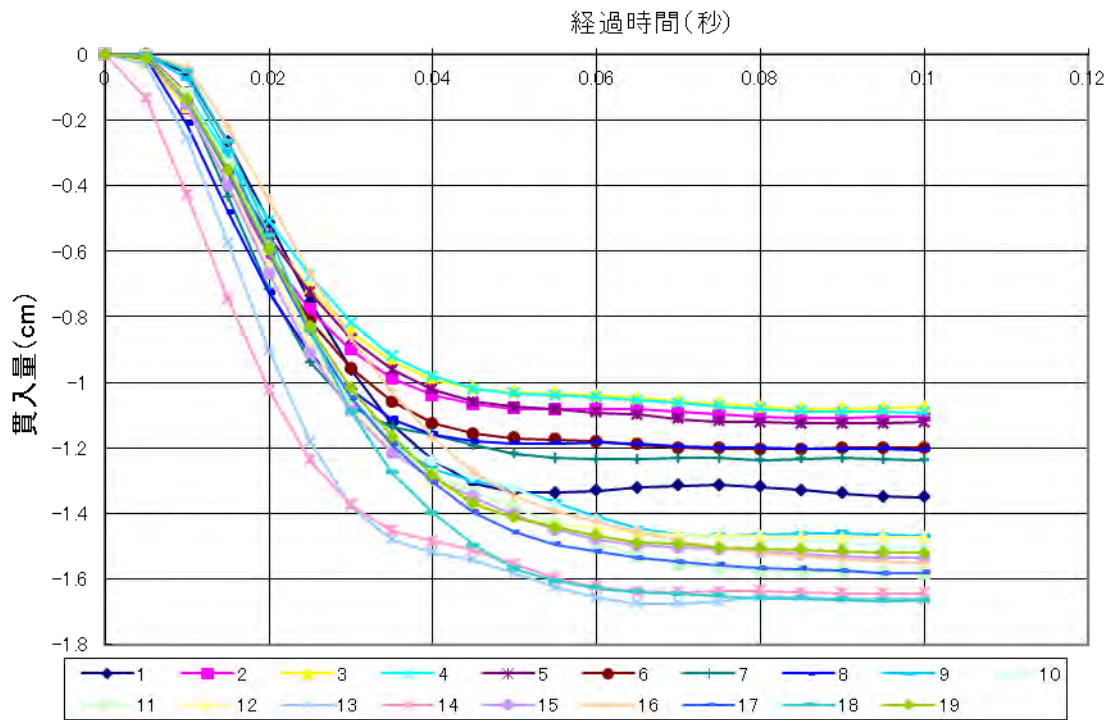


図-3.3 時間-貫入量関係の実測例 (現場 A)

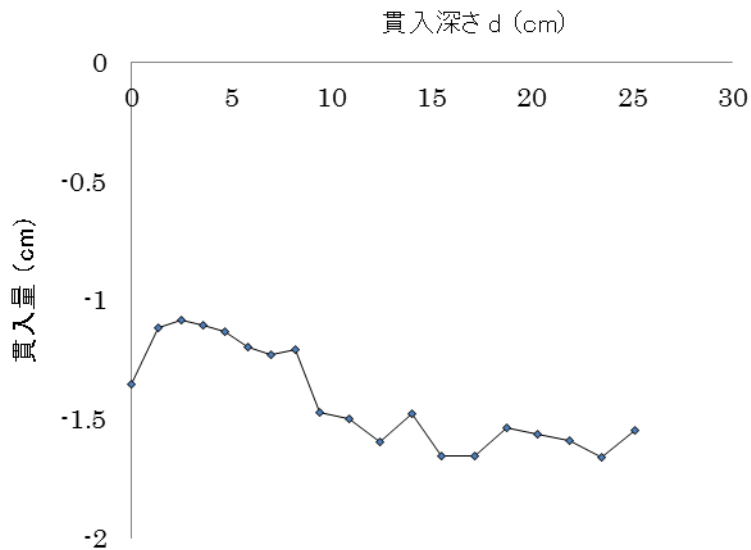


図-3.4 貫入深さと1回当りのコーン貫入量の関係 (現場 A)

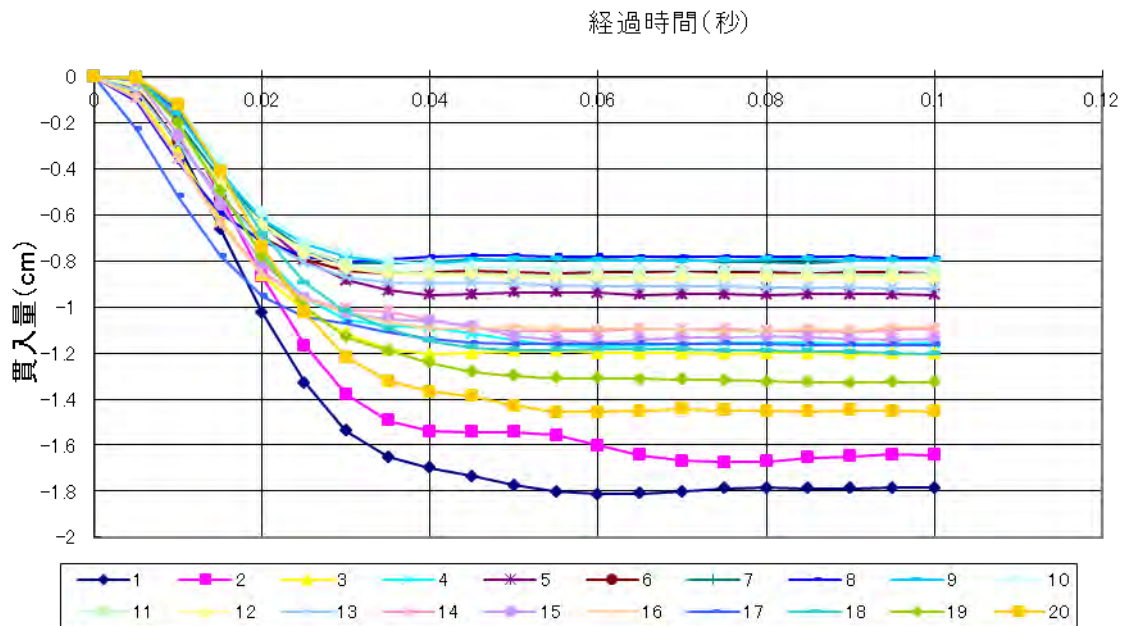


図-3.5 時間－貫入量関係の実測例（現場 B）

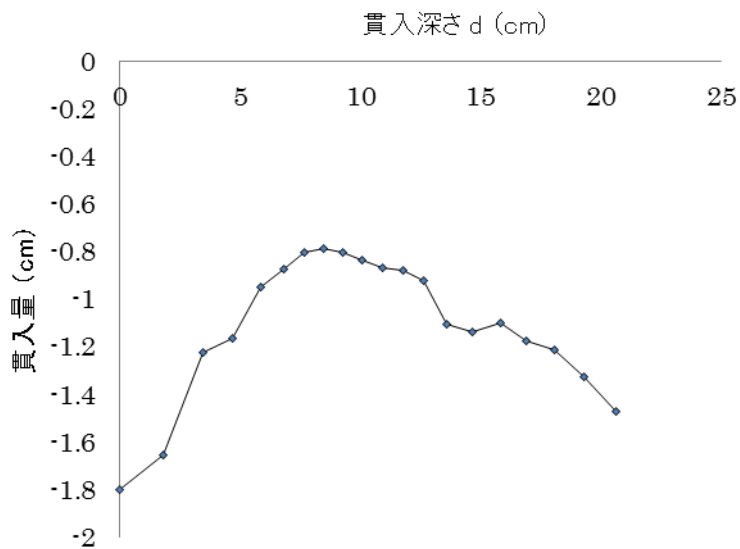


図-3.6 貫入深さと 1 回当りのコーン貫入量の関係（現場 B）

3. 4 数値シミュレーション手法

1) 概要

用いる数値シミュレーション手法 DYNCONe は、章末の参考文献 1) で示されている動的応答解析プログラム MIXDYN の一部を修正したものである²⁾。MIXDYN は 2 次元の動的弾塑性 FE 解析であり、平面ひずみ、平面応力、軸対称固体要素を対象とし、関連

流れ則に基づく弾塑性応力-ひずみ関係を用い、動的応答の時間積分法として陰的積分法と陽的積分法を組合せた方法を用いている。本章で示す DYNCON は軸対称固体、トラス、圧縮力を負担しないトラス、はり、インターフェイス要素を対象とし、非関連流れ則に基づく弾塑性応力-ひずみ関係を用い、動的応答の時間積分法として陰的積分法 (Newmark の β 法) のみを用いている。また、MIXDYN¹⁾ はアイソパラメトリック要素としているが、DYNCON では破壊状態を表現しやすいように、軸対称固体、インターフェイス要素を定ひずみ要素としていることは、第 2 章で述べた STACONE と同じである。

2) 降伏基準

降伏基準は第 2 章で示した式(2.1)、(2.4)を用いる。

3) 応力-ひずみ関係

応力-ひずみ関係は降伏前の弾性状態の表現を除いて、第 2 章で示した STACONE (積層異方体) と基本的に同じものを用いる。本資料のモデルで弾性状態としている部分でも、砂では第 4 章 図-4.25 に例を示すように顕著な非線形性が見られる場合が多い。第 2 章ではコーン指数から粘着力 (強度) の推定を目標としたので、変形量は直接関与しなかった。本章以降では、コーンやサンプラーの貫入量から変形係数や強度の推定を目標とするので、変形量の正確な表現が重要な課題となる。そこで、本章以降では、弾性状態としている部分で図-3.7 に示す Duncan & Chang の応力-ひずみ関係³⁾を利用する。

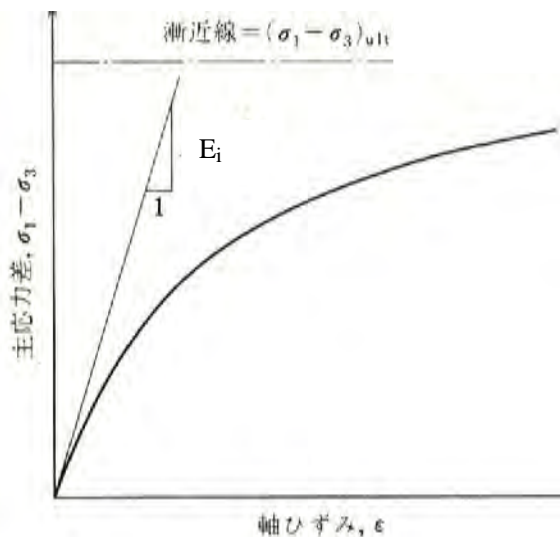


図-3.7 弾性部分の応力-ひずみ関係

図-3.7 で E_i : 初期 (接線) 弾性係数である。Duncan & Chang のモデルで拘束圧力の影響を無視すると、接線変形係数 E_i は次式で与えられる。

$$E_i = \{ 1 - R_t(1 - \sin \phi)(\sigma_1 - \sigma_3)/(2c \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi) \}^2 E_i \quad (3.1)$$

ここで、 R_t ：破壊時の主応力差 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ と 図-3.7 に示す漸近線との比である。

降伏後の応力-ひずみ関係は第 2 章と同じであるが、降伏応力とせん断帯の方向は各時間ステップで計算する。本章の適用例の全てで弾完全塑性の応力-ひずみ関係のみを用いている（弾塑性の応力-ひずみ関係を用いても動的応答解析の計算結果に差はほとんどない）。簡易動的コーン貫入試験や標準貫入試験では降伏後に除荷状態が生じる場合もあるが、除荷状態における変形係数としては初期弾性係数 E_i を用いる。

インターフェイス要素の Coulomb 材においても、詳細は省略するが、せん断弾性係数 G について、降伏前は 図-3.7、式(3.1)に示すような双曲線型の非線形材料として扱う。

4) 引張り応力の扱い

DYNCONe では本来の初期応力法を適用するため、式(2.12)に代えて、地盤が引張り応力を負担しない次式の条件を、そのまま表現できる⁴⁾。

$$\sigma_3 \geq 0 \quad (3.2)$$

ここで、 σ_3 ：最小主応力である。具体的には、地盤の最小主応力 σ_3 が引張り状態となるときは、 σ_3 が 0 となるように応力を修正する。この操作は本来の初期応力法により容易に行われる²⁾。この操作を行った有限要素を DYNCONe における「引張り要素」と称する。

5) 時間積分法

DYNCONe では、MIXDYN¹⁾ で用いている陰的積分法（Newmark の β 法）をそのまま用いている。参考文献 1) から引用しておく。

[M]：全体質量マトリックス、[C]：全体減衰マトリックス、[K]：全体剛性マトリックス、 d ：変位ベクトル、 v ：速度ベクトル、 a ：加速度ベクトル、 Δt ：時間ステップ幅（本資料を通じて $\Delta t = 0.001$ 秒を用いる）、 $\beta \cdot \gamma$ ：Newmark の β 法における定数 ($\beta = 0.25$ 、 $\gamma = 0.5$ を用いている)、 n ：時間ステップ番号、 i ：反復計算番号とする。

$$[K^*] = [M] / (\Delta t^2 \beta) + \gamma [C] / (\Delta t \cdot \beta) + [K] \quad (3.3)$$

①反復計算 $i=0$

②予測子計算

$$d_{n+1}^i = \underline{d}_{n+1} = d_n + \Delta t \cdot v_n + \Delta t^2 (1-2\beta) a_n / 2 \quad (3.4)$$

$$v_{n+1}^i = \underline{v}_{n+1} = v_n + \Delta t (1 - \gamma) a_n \quad (3.5)$$

$$a_{n+1}^i = [d_{n+1}^i - \underline{d}_{n+1}] / (\Delta t^2 \beta) = 0 \quad (3.6)$$

③残差

$$\psi^i = f_{n+1} - [M] \cdot a_{n+1}^i - [C] \cdot v_{n+1}^i - [K] \cdot d_{n+1}^i \quad (3.7)$$

④次式から Δd^{i+1} を求める。

$$[K^*] \cdot \Delta d^i = \psi^i \quad (3.8)$$

⑤修正子計算

$$d_{n+1}^{i+1} = d_{n+1}^i + \Delta d^i \quad (3.9)$$

$$a_{n+1}^{i+1} = [d_{n+1}^{i+1} - \underline{d}_{n+1}] / (\Delta t^2 \beta) \quad (3.10)$$

$$v_{n+1}^{i+1} = \underline{v}_{n+1} + \Delta t \cdot \gamma \cdot a_{n+1}^{i+1} \quad (3.11)$$

⑥ Δd^i が収束条件を満たさない場合、 $i \rightarrow i+1$ として、③に戻る。

収束条件を満たした場合、次の時間ステップの計算に移る。

6) 物性定数

DYNCONE を適用するために必要な物性定数は第 2 章で述べた STACONE とほぼ同一で、初期弾性係数 E_i 、ポアソン比 ν 、単位体積重量 γ (または密度 ρ)、Mohr-Coulomb 強度定数 c 、 ϕ 、ダイレイタンシー角 δ である。動的応答解析を行うためには、これらの他に減衰パラメータが必要になる。DYNCONE ではレイリー減衰を用い、各有限要素の減衰マトリックス $[C_E]$ を次式で表す。

$$[C_E] = \alpha [M_E] + \beta [K_E] \quad (3.12)$$

ここで、 α 、 β ：レイリー減衰パラメータ、 $[M_E]$ ：要素質量マトリックス、 $[K_E]$ ：要素剛性マトリックス、である。

7) その他

① MIXDYN¹⁾では応力-ひずみ関係の非線形性を増分法ではなく、初期応力法を用いて処理しているため、計算機プログラムで降伏状態の判定や降伏応力の決定に複雑な対処を行っている¹⁾。この対処方法は、簡易動的コーン貫入試験のように除荷が生じる場合にも不可欠の方法であり、DYNCONE でも、そのまま用いている。② 前述のように適用例の全てで弾完全塑性の応力-ひずみ関係を用いている。

3.5 仮想地盤での感度分析

1) 簡易動的コーン貫入試験のモデル

図-3.8～3.10 に示す仮想的な簡易動的コーン貫入試験を対象として、物性定数の影響についての感度分析を行った結果を示す。コーンなどの鋼材は弾性体の、地盤は 2.3 で示した弾完全塑性体の軸対称固体要素である。ハンマーと受け台の間、コーンと地盤の間に軸対称のインターフェイス要素を入れている。

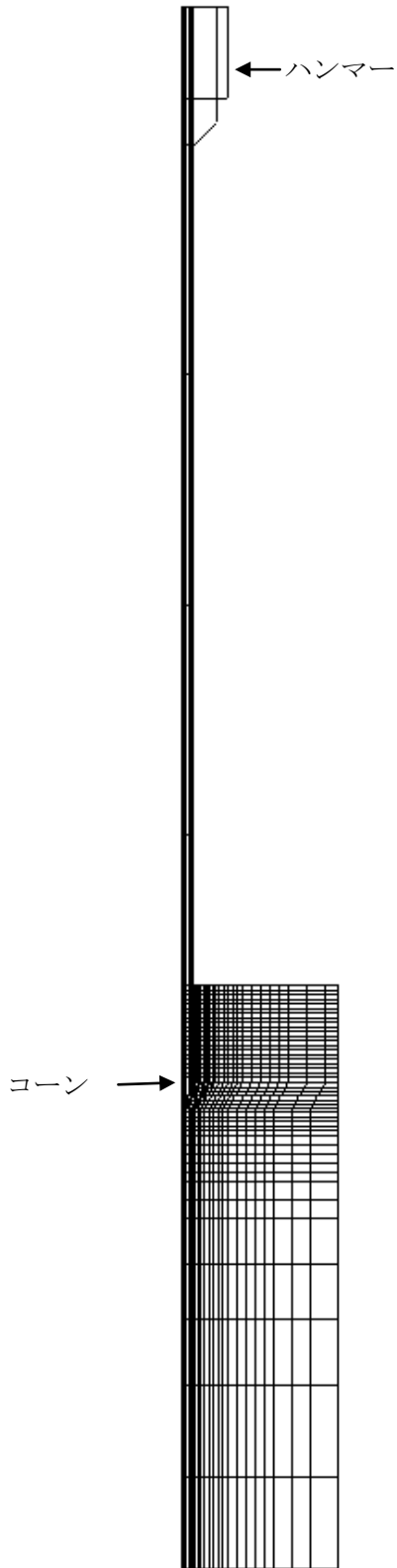


図-3.8 有限要素分割図

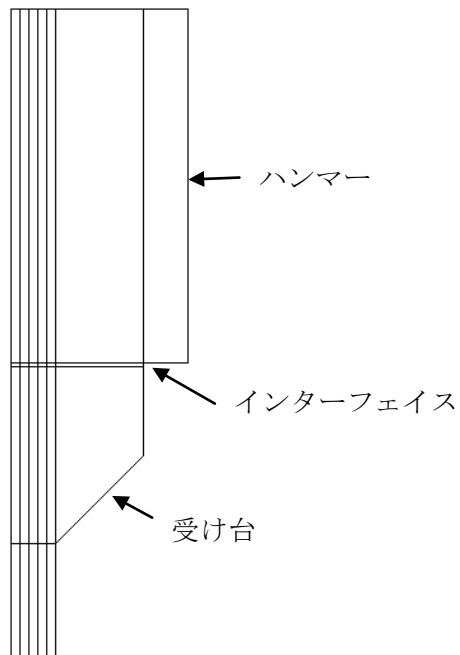


図-3.9 ハンマー部分の詳細

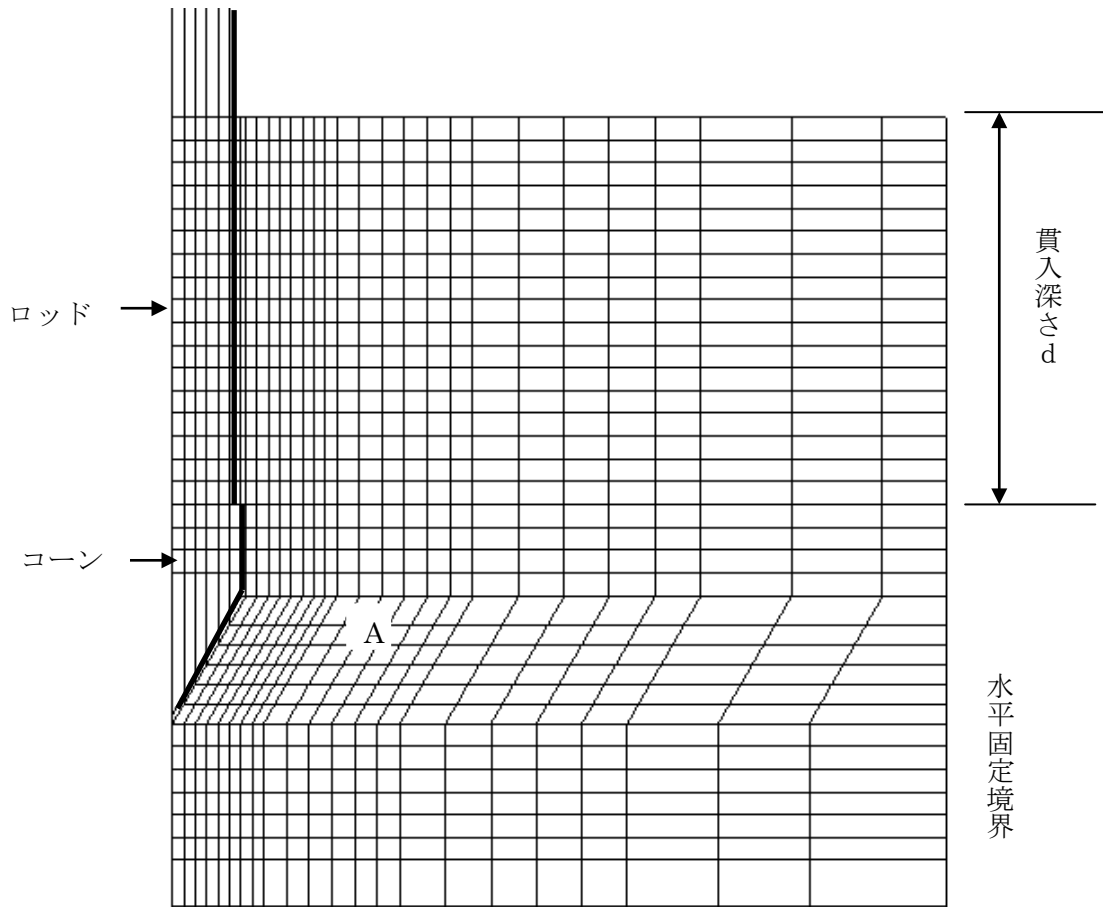


図-3.10 コーン部分の詳細

2) 物性定数

標準とする物性定数を表-3.1 に示す。必要な物性定数の内容は静的コーン貫入試験と同一である。この他に、簡易動的コーン貫入試験では減衰パラメータが必要になる。減衰パラメータの適切な推定は難しい課題であるが、とりあえず、全ての材料についてレイリー減衰パラメータ $\alpha = 46$ 、 $\beta = 0.0005$ としておく。

表-3.1 物性定数（仮想地盤）

	初期弾性 係数 E_i (kPa)	せん断弾 性係数 G (kPa)	ポア ソン 比 ν	密度 ρ (t/m ³)	粘着力 c (kPa)	せん断 抵抗角 ϕ (°)	ダレイタ ン シ ー 角 δ (°)
コーン 他鋼材	2000000	—	0.1	7.8	—	—	—
ハンマーと受 台の隙間	100	—	0.1	7.8	—	—	—
地盤	10000	—	0.3	1.7	40	0	0
コーン と地盤の インターフェイス	10000	1000	0.3	—	0.1	10	0
ロッドと地 盤の隙間	100	—	0.3	0.1	0.1	5	0

3) 具体的な計算方法

① 载荷の表現

载荷の表現として、、、 に示すハンマーが重力により 50 cm 自然落下したときの速度を 0.313 m/s とし、ハンマーの初速度として与えて、以後の時間変化を計算する。本資料を通じて、時間ステップ幅 $\Delta t = 0.001$ 秒を用いる。

② 初期応力の評価

ハンマーなどの鋼材や地盤の自重により、地盤内には上述の载荷前に初期応力が存在する。これらの自重を与えて時間積分を行い、沈下が収束した状態を初期状態として、上述の初速度による载荷を行う方法が一般的な方法である。しかし、～ に示すモデルを用いた場合、自重による変位は上向きに増加する現象が継続して収束しなかった。したがって、自重による正しい初期応力も得られなかった。特に、～ に示すモデルのように、引張り応力を負担しないインターフェイス要素を含む場合、このような現象が生じやすいようである。

そこで、次の方法で初期応力を考慮する。第 2 章で示したような静的解析（弾性解析）で、ハンマーなどの鋼材や地盤の自重による応力分布を求め、この応力分布を初期応力として与える。まず、この初期応力と、ハンマーなどの鋼材や地盤の自重を与え（ハンマーの初速度は与えないで）、2) の物性定数を用いて DYNCON を適用した場合のコーンの鉛直変位の計算結果が に示す曲線 A である。この場合にも、わずかな上昇が生じているが大きな影響はないと考えられる。次に、上述の初期応力と、ハンマーなどの鋼材や地盤の自重とハンマーの初速度を与え、2) の物性定数を用いて DYNCON

を適用した場合のコーンの鉛直変位の計算結果が図-3.11 に示す曲線 B である。曲線 B は曲線 A の変位を含むので、曲線 B から曲線 A を差し引いた曲線 C を、コーンの貫入量とする。この方法は必ずしも厳密な方法ではないが、後述するように、コーンの貫入量の計算値として利用するのは、貫入の初期段階の最大貫入量なので、誤差は小さいと考えられる。また、基本モデルでは、図-3.6 に示すように曲線 A の変位が小さいので、曲線 B と曲線 C の差はほとんどない。以下では、図-3.6 に示す曲線 B を基本モデルの時間－貫入量曲線として採用し、物性定数などの感度分析を行う。

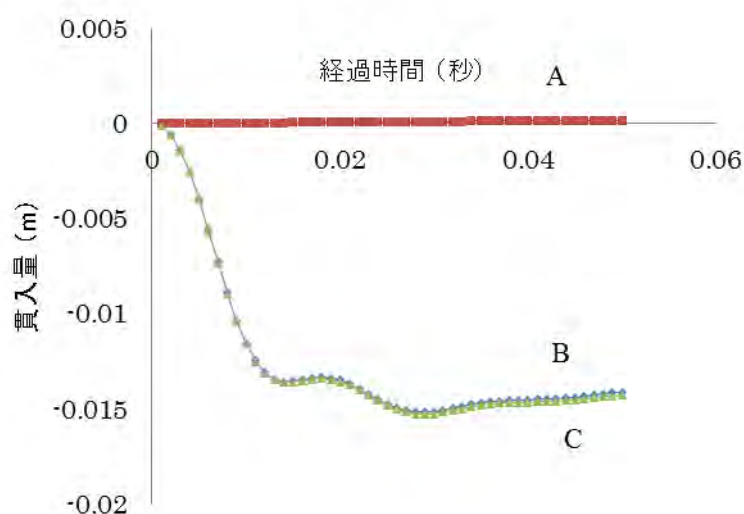


図-3.11 コーンの時間－貫入量関係（基本モデル）

③ ハンマーと受け台の間のインターフェイス要素

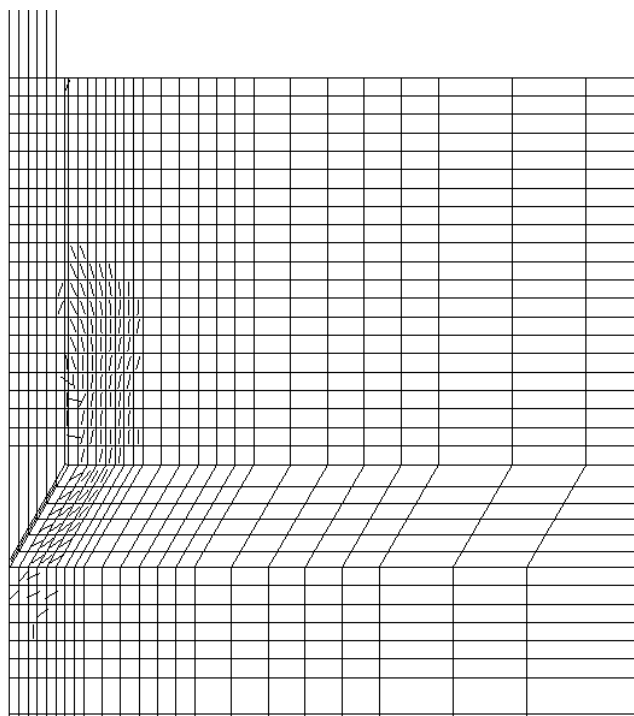
図-3.9 に示す、ハンマーと受け台の間のインターフェイス要素の弾性係数の数値が計算結果に大きな影響を及ぼす。多数の試行の結果、表-3.1 に示す物性定数を与えることで実際の挙動を表現できる計算結果が得られることを確認した。

④ ロッドと地盤の隙間の要素

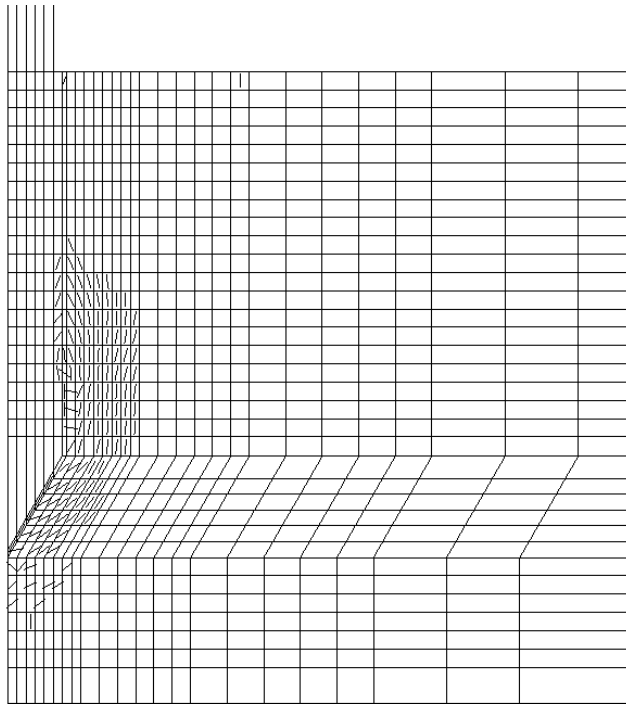
図-3.10 で、ロッドと地盤の隙間（コーンの上部、ロッドの右 2 列）の有限要素の物性が数値計算の安定上、極めて重要である。この部分は実際には、粘性土では隙間に近くなっており、砂地盤では緩い砂で埋まっている。本資料では、この部分の有限要素をインターフェイス要素ではなく、軸対称固体要素で表し、表-3.1 に示す物性定数を与えることで安定した計算結果が得られることを確認している。本資料を通じて、この隙間部分には地盤の初期弾性係数 E_i の 1/100 の初期弾性係数を与える（1/100 より小さくすると数値計算が不安定になる）。この隙間部分の有限要素の強度は表-3.1 に示すような十分に小さい値としている。

⑤ コーン貫入深さ位置の影響

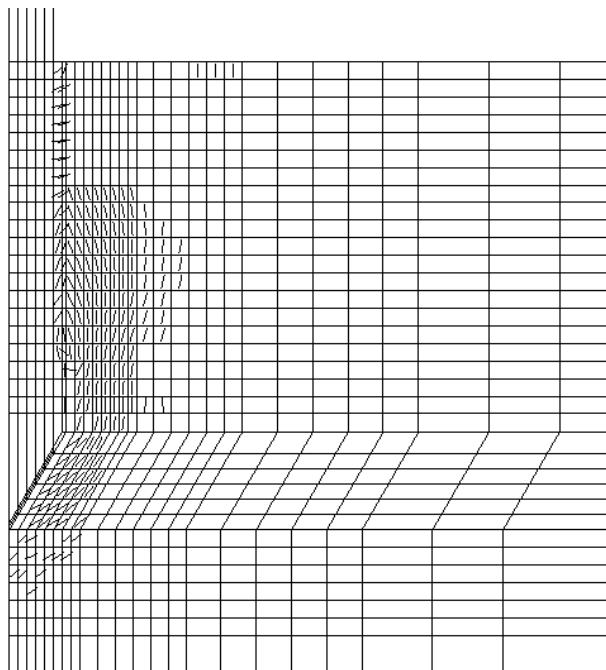
図-3.8～3.10 に示すモデルと表-3.1 に示す物性定数を用いた場合の時間－貫入量関係を先に図-3.11 に示した。図-3.11 で時間－貫入量曲線が最初に下に凸となる経過時間 0.011～0.015 秒後の時点での降伏要素の分布を図-3.12 (a)～(e)に示す。図-3.12 で、各有限要素内の斜線は図-2.10 に示すせん断帯の方向と、その要素が降伏していることを表す。各有限要素内の鉛直線は、その要素が式(3.2) の意味で引張り状態にあることを示す。図-3.12 (a)で 0.011 秒後にはせん断帯が連続した破壊領域が得られており、図-3.12 (e) で 0.015 秒後には除荷が始まっていることが分かる。図-3.11 の時間－貫入量曲線では下に凸となる段階がいくつか見られるが、前述のように、実際の時間－貫入量関係では図-3.11 のように振動する現象は見られないので、時間－貫入量関係の後半部分における数値シミュレーション上の挙動はあまり意味がないと考えられる。



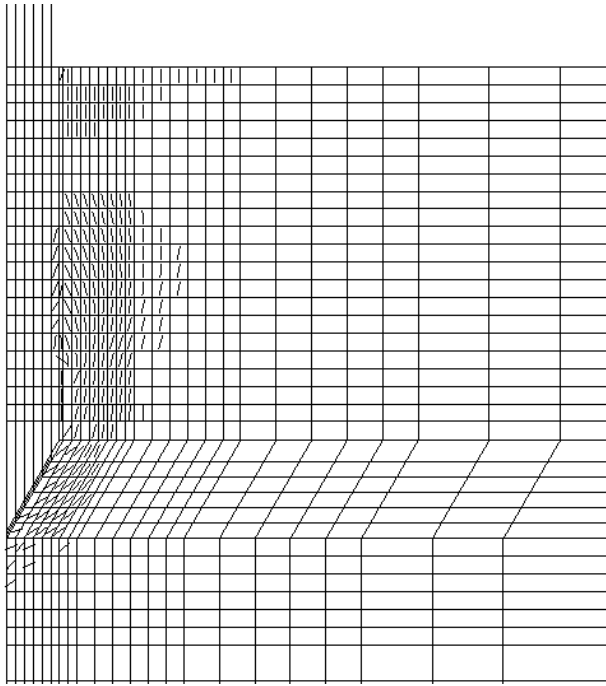
(a) 0.011 秒



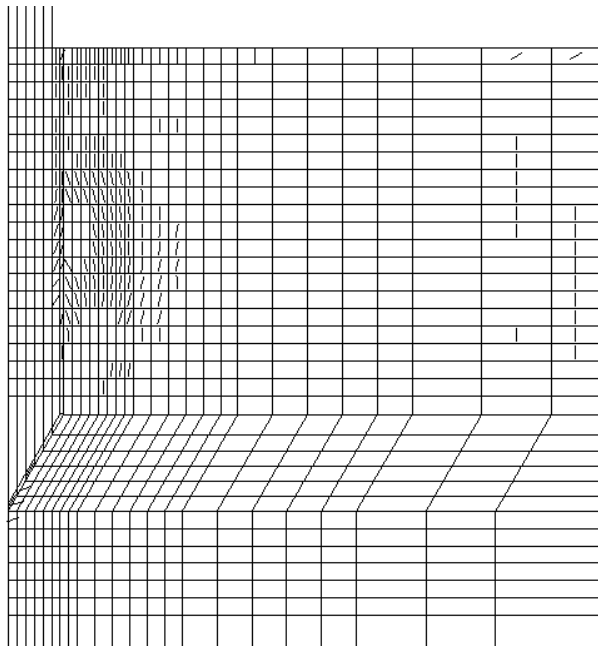
(b) 0.012 秒



(c) 0.013 秒



(d) 0.014 秒



(e) 0.015 秒

図-3.12 降伏領域の分布

図-3.13 に、図-3.11 で 0.012 秒の時点での変位分布を示す。

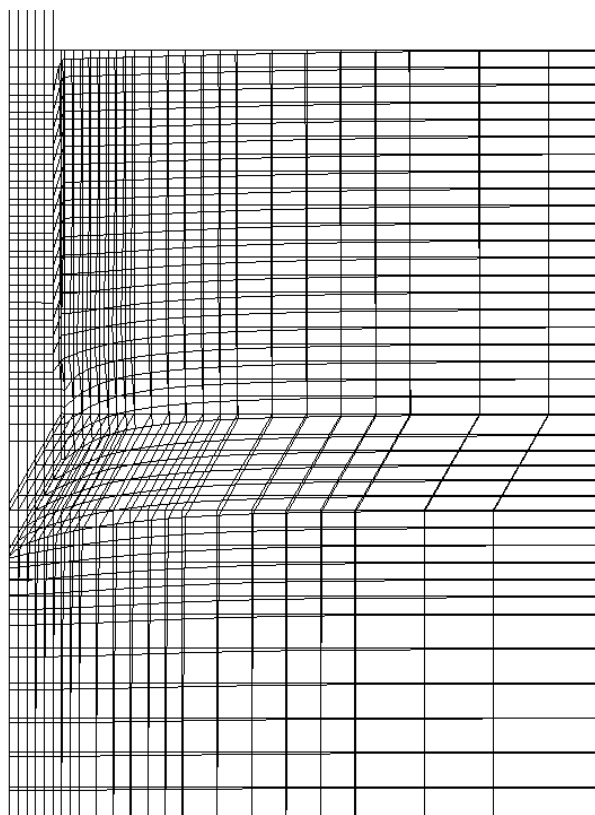


図-3.13 変位分布 (0.012 秒)

図-3.14 に、図-3.10 の要素 A における応力成分の経時変化を示す。

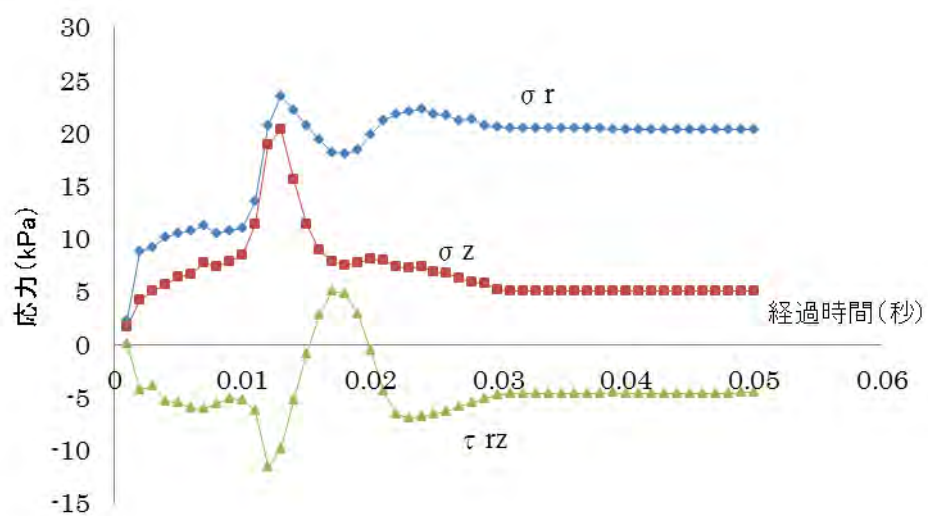


図-3.14 応力成分の経時変化

図-3.12 (a)~(e) から、コーンの貫入深さ位置 (図-3.10 における貫入深さ d で、コーン上端から地盤表面までの距離) が重要である。図-3.15 に、貫入深さ d を変化させた場合の結果を示す。貫入深さ d が小さいほど貫入量が大きくなっているが、 d が 8.5 cm を越すと貫入量に差がなくなる。 $d = 2.5$ cm として、経過時間 0.012 秒後の降伏要素分布を図-3.16 に示す。図-3.16 に示すように、貫入深さ d が小さい場合、降伏領域が地盤表面に達することにより地盤に大きな変形が生じてコーンの貫入量が大きくなると推定される。この現象は、前述の図-3.3、3.5 に示すような実際の貫入試験結果でも共通して見られる。以上の結果、簡易動的コーン貫入試験では、地表面から 10 cm 程度より浅い位置での試験結果は信頼性がないことになる。このことは実務上では大きな問題ではないが、数値計算で結果を評価するうえでは重要な点である。本資料を通じて、簡易動的コーン貫入試験に関する以下の全ての検討で貫入深さ $d = 8.5$ cm を用いている。

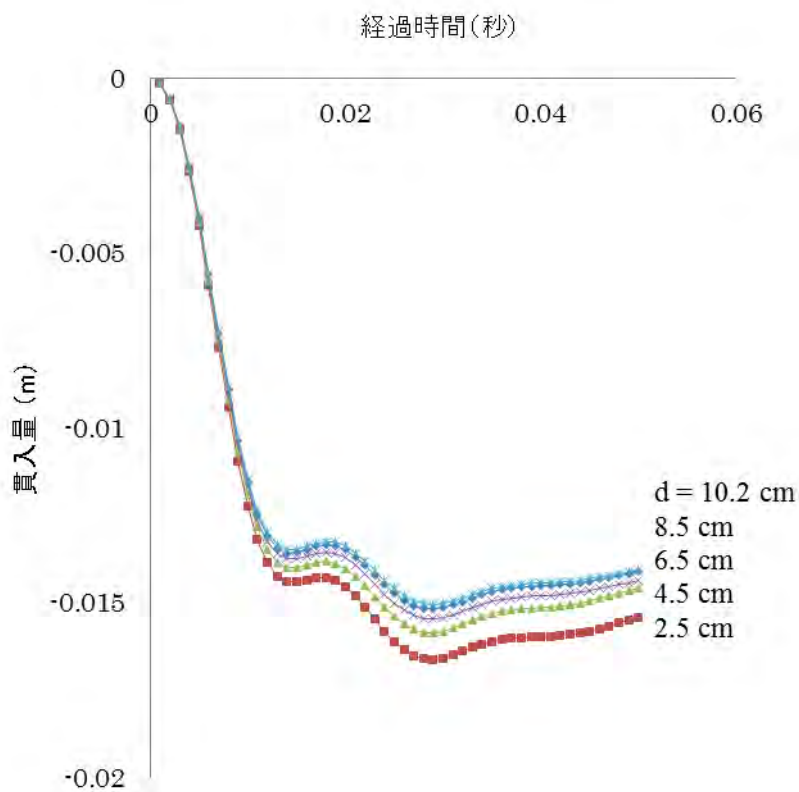


図-3.15 貫入深さの影響

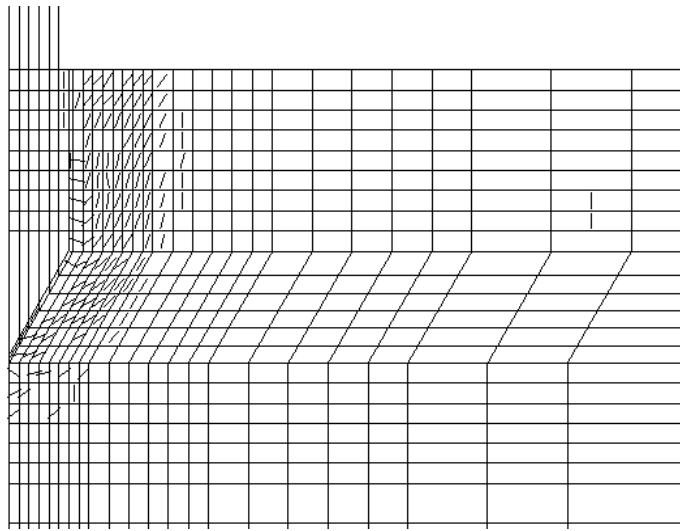


図-3.16 貫入深さ $d = 2.5$ cm、経過時間 0.012 秒後の降伏要素分布

4) 物性定数の感度分析

① 減衰パラメータの影響

式(3.12)に示す減衰パラメータ α の影響は小さいので、 β のみの数値を変えて、3)で述べた基本モデルについてコーンの貫入量を比較した結果を図-3.17 に示す。 β の数値を除いた物性定数は表-3.1 と同一である。 β はコーン貫入量に大きな影響を与える。 β を変化させることにより、貫入量だけではなく、最大貫入量を与える経過時間にも大きな影響を及ぼすことに注意する必要がある。

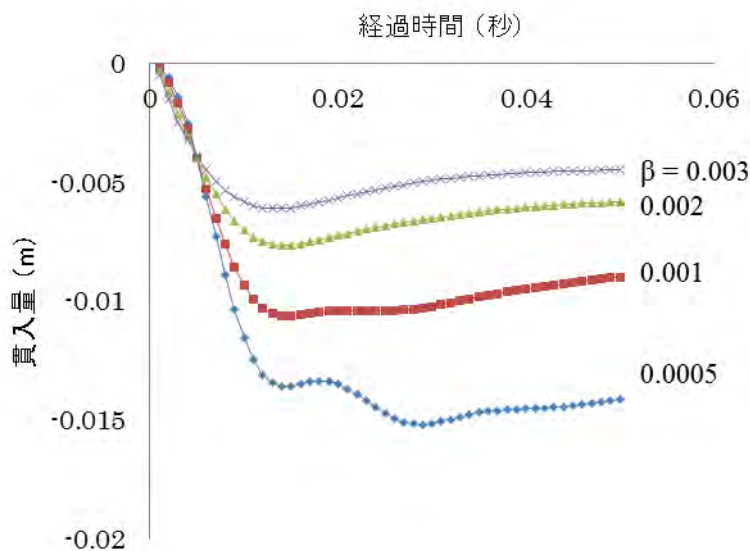


図-3.17 減衰パラメータ β の影響

② 地盤の初期弾性係数 E_i の影響

地盤の初期弾性係数 E_i の数値を変えてコーンの貫入量を比較した結果を図-3.18 に示す。コーンと地盤のインターフェイス要素の初期せん断弾性係数は地盤の初期弾性係数 E_i の 1/10、ロッドと地盤の隙間の初期弾性係数は地盤の初期弾性係数 E_i の 1/100 としている。これらの数値を除いて物性定数は表-3.1 と同一である。 E_i を変化させることにより、貫入量だけではなく、最大貫入量を与える経過時間にも大きな影響を及ぼすことが分かる。

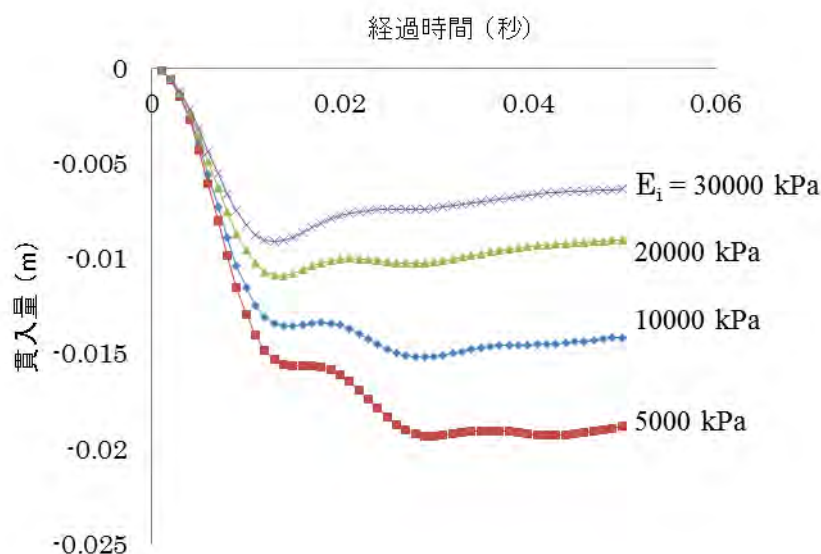


図-3.18 地盤の初期弾性係数 E_i の影響

③ 地盤の粘着力 c の影響

地盤の粘着力 c のみの数値を変えて、3) で述べた基本モデルについてコーンの貫入量を比較した結果を図-3.19 に示す。 c を変化させることにより弾性領域の範囲が変化し、貫入量だけではなく、最大貫入量を与える経過時間にも大きな影響を及ぼすことが分かる。

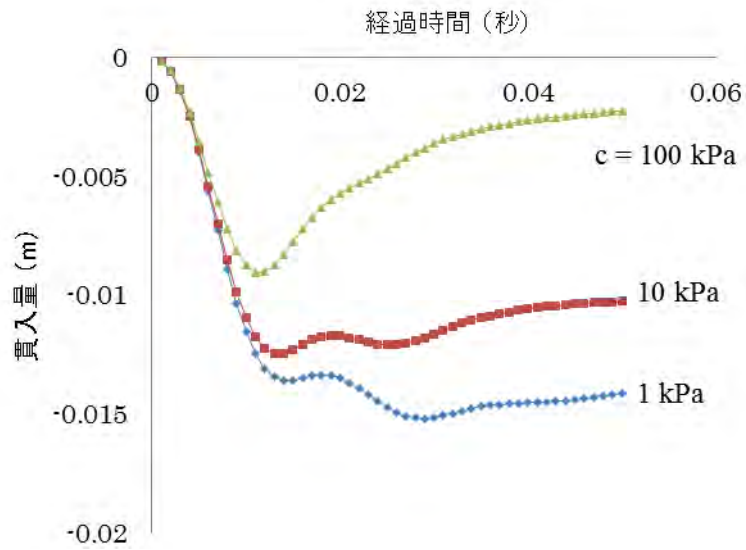


図-3.19 地盤の粘着力 c の影響

④ 地盤のせん断抵抗角 ϕ の影響

地盤のせん断抵抗角 ϕ のみの数値を変えて、3)で述べた基本モデルについてコーンの貫入量を比較した結果を図-3.20に示す。地盤の粘着力 c に比べると、地盤のせん断抵抗角 ϕ の影響は大きくはないように見えるが、初期弾性係数 E_i が大きい場合には、第4章で後述するように ϕ の影響は大きくなる。

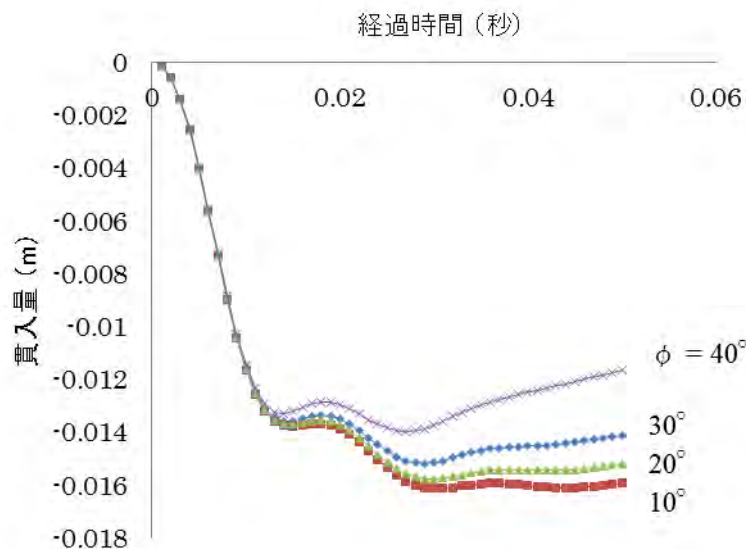


図-3.20 地盤のせん断抵抗角 ϕ の影響

5) 感度分析の要約

- ① 図-3.10 に示す貫入深さ d は数値計算上では重要な要素であり、 $d = 8.5\text{cm}$ 以上になると時間一貫入量曲線はほぼ一定となるので、本資料の簡易動的コーン貫入試験に関する検討では、 $d = 8.5\text{cm}$ で統一している。
- ② 図-3.17、図-3.18 に示すように、減衰パラメータ β と地盤の初期弾性係数 E_i はコーンの貫入量に大きく影響し、しかも、両者の影響の仕方が似通っているため、時間一貫入量関係から両者を分離して推定することが課題となる。
- ③ 図-3.19、図-3.20 に示すように、地盤の粘着力 c はコーンの貫入量にかなり大きく影響する。初期弾性係数 E_i が小さい場合、せん断抵抗角 ϕ の影響は粘着力 c に比べると小さい。 E_i が大きい場合には、 ϕ の影響は大きくなる。
- ④ 図-3.11～図-3.20 に示す、貫入の後半段階でのコーンの上昇は、地盤の弾性の影響が過度に表れた結果と考えられる。実際地盤におけるコーンの時間一貫入量関係では、このようなコーンの上昇はほとんど見られないので、後半段階での時間一貫入量関係の数値シミュレーション結果は信頼性が低いようである。本資料では弾完全塑性の応力一ひずみ関係を用いているが、弾性としている部分は载荷に応じたみかけのものであり、実際の地盤では、数値計算で想定しているような完全に元に戻るという厳密な意味での弾性領域は必ずしも大きくは存在しないであろう。このことが、数値計算では貫入の後半段階でのコーンの上昇するのに対し、実際地盤ではコーンの上昇がほとんど見られない原因と考えられる。このため、本資料の数値シミュレーションで推定される初期弾性係数 E_i は、あくまでも载荷段階のみかけの弾性係数であることに注意する必要がある。以上のことから、数値計算における貫入量として利用するのは、貫入の初期段階の最大貫入量とする。したがって、後半段階における貫入量の計算値の差は大きな意味をもたない。
- ⑤ コーンと地盤のインターフェイスのせん断弾性係数や強度は、コーンの時間一貫入量関係にほとんど影響しないので、第3章・第4章では、せん断弾性係数は地盤の初期弾性係数 E_i の $1/10$ 、粘着力は 0.1 kPa 、摩擦角は 10° で統一している。
- ⑥ 降伏後の地盤を弾塑性体とするか、弾完全塑性体とするかは、コーンの時間一貫入量関係にほとんど影響しないので、本資料では弾完全塑性体で統一している。

3. 6 現場実験と数値シミュレーションの比較

1) 準備的な数値計算

次のことを除いて、基本的に表-3.1 の物性定数を用いる。軟弱な飽和粘性地盤であることから、せん断抵抗角 $\phi = 0$ とし、とりあえず、初期弾性係数 $E_i = 1000\text{ kPa}$ としておく。前述のように本資料を通じて、コーンと地盤のインターフェイス要素のせん断弾性係数は地盤の初期弾性係数 E_i の $1/10$ 、ロッドと地盤の隙間の初期弾性係数は地盤の初

期弾性係数 E_i の 1/100 としている。前述のように、第 3 章・第 4 章を通じて、貫入深さ $d = 8.5\text{cm}$ を用いる。

表-3.2 物性定数 (粘性土地盤)

	初期弾性係数 E_i (kPa)	せん断弾性係数 G (kPa)	ポアソン比 ν	密度 ρ (t/m ³)	粘着力 c (kPa)	せん断抵抗角 ϕ (°)	ダレイタンス角 δ (°)
地盤	1000	—	0.49	1.6	10	0	0
コーンと地盤のインターフェイス	1000	100	0.49	—	0.1	10	0
ロッドと地盤の隙間	10	—	0.30	0.1	0.1	5	0

上述の条件で、粘着力 $c = 10\text{ kPa}$ として、減衰パラメータ β を変化させて時間-貫入量関係を求めた結果を図-3.21 に示す。先に示した実測の時間-貫入量関係図-3.3、図-3.5 で、貫入深さ $d = 8.5\text{cm}$ 以上の場合の時間-貫入量関係では、経過時間 0.03~0.05 秒後に貫入量がほぼ一定となっている。また、図-3.21 における $\beta = 0.0005$ 、0.001 の場合に見られるような振動 (凹凸) は実際の時間-貫入量関係では見られない。以上のことを考慮して、軟弱粘性土地盤における数値として、とりあえず図-3.21 における $\beta = 0.002$ または $\beta = 0.003$ が適切と考えられ、この 2 ケースについて検討する。

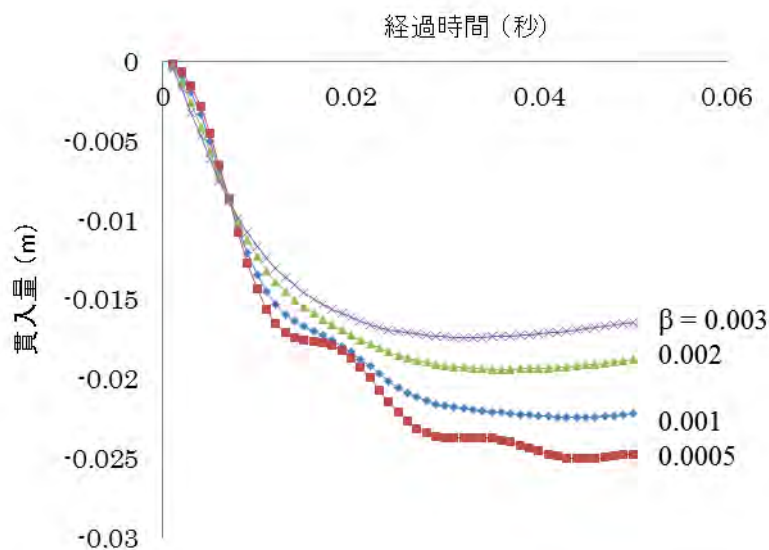


図-3.21 減衰パラメータ β の影響

① $\beta = 0.002$ とした場合

図-3.21 で $\beta = 0.002$ の場合の、経過時間 0.015 秒での降伏要素分布を図-3.22 に示す。経過時間 0.015 秒で降伏要素が最も多くなるが、全体的な破壊形式は生じていない。0.015 秒以降は降伏要素が次第に減少していく。

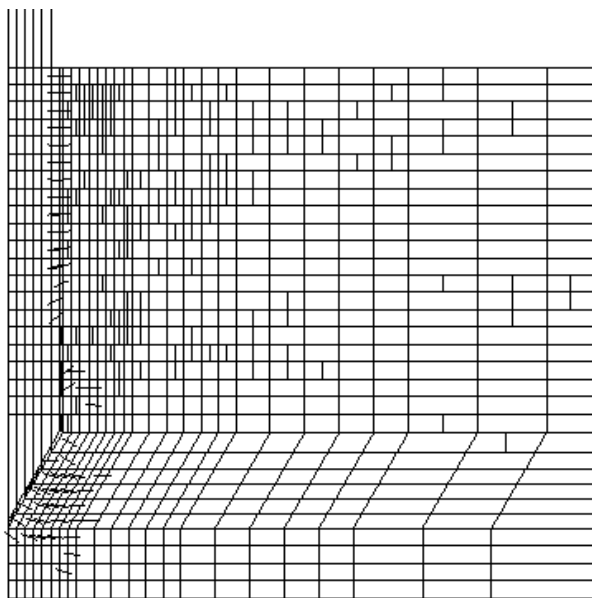


図-3.22 降伏要素の分布 ($\beta = 0.002$ 、経過時間 0.015 秒)

上述の条件で、粘着力 c の影響を調べた結果を図-3.23 に示す。粘着力 c の影響は小さくはないので、 c の数値に応じて、初期弾性係数 E_i の影響を調べた結果を図-3.24(a) ~ (c) に示す。

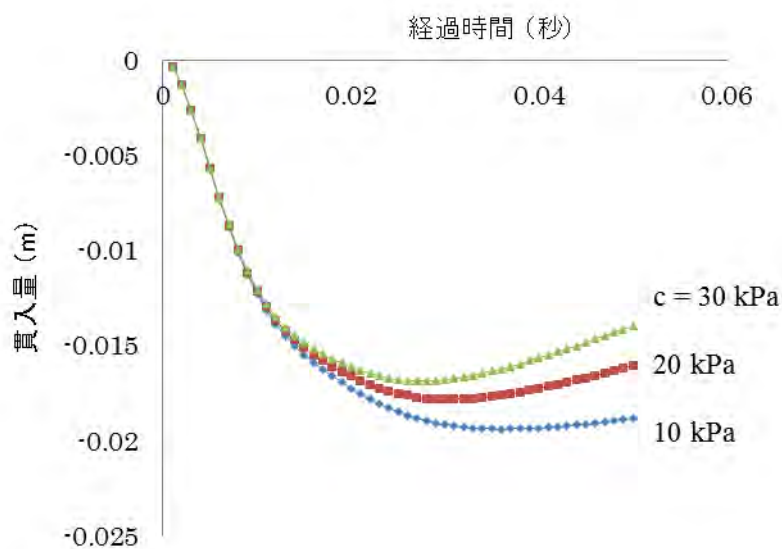
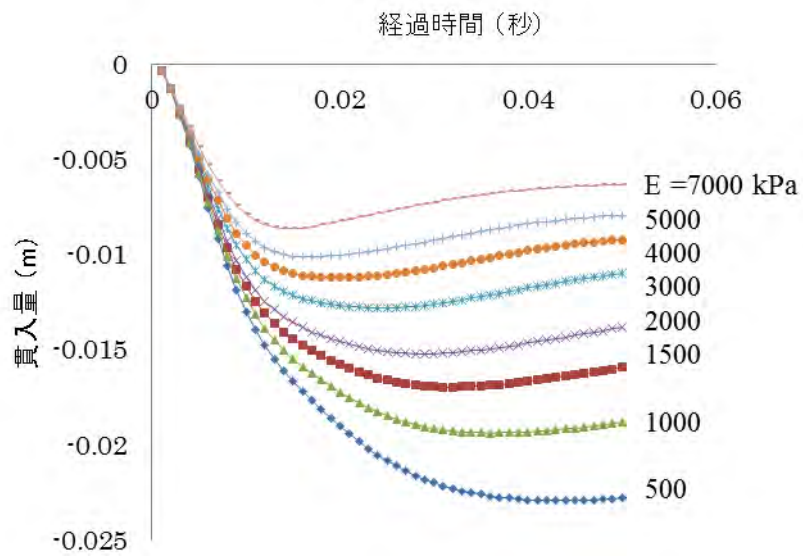
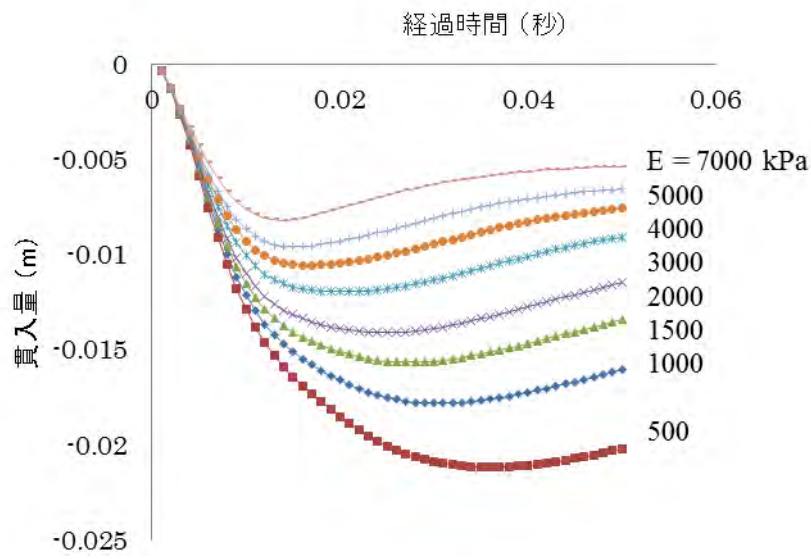


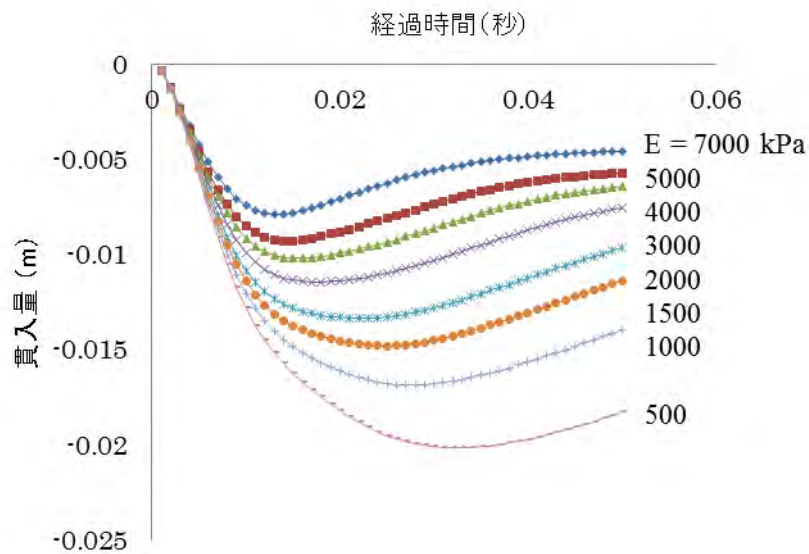
図-3.23 粘着力 c の影響



(a) $c = 10 \text{ kPa}$



(b) $c = 20 \text{ kPa}$



(c) $c = 30 \text{ kPa}$

図-3.24 初期弾性係数 E_i の影響

前述のように、数値計算結果の時間一貫入量関係における後半のコーン上昇は無視して、最大貫入量のみ注目して、図-3.24 (a)~(c) の結果から、粘着力 c ごとに初期弾性係数 E_i と貫入量の間を求めた結果を図-3.25 に示す。

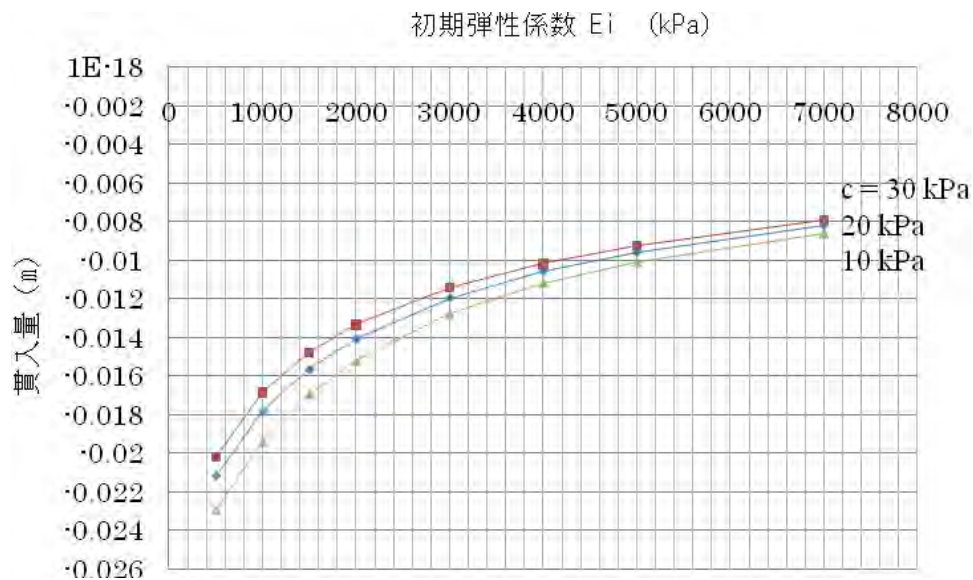


図-3.25 コーン貫入量と初期弾性係数 E_i の関係 ($\beta = 0.002$)

② $\beta = 0.003$ とした場合

減衰パラメータ β を 0.003 として、図-3.24 と同様な計算を行って、初期弾性係数 E_i と

貫入量の関係を求めた結果を図-3.26 に示す。

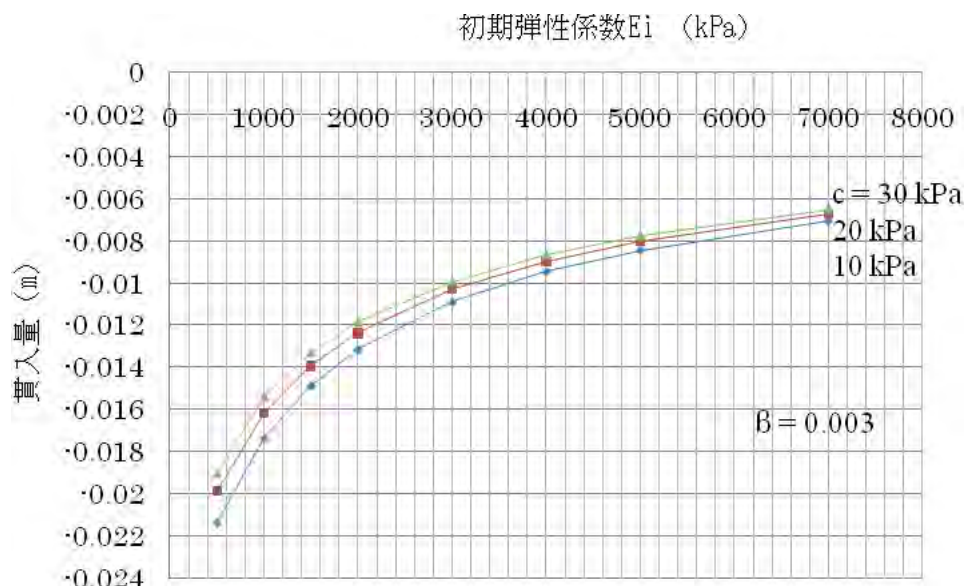


図-3.26 ユーン貫入量と初期弾性係数 E_i の関係 ($\beta = 0.003$)

2) 現場実験結果との比較

① 現場 A

前述のように、貫入深さ 10 cm 程度より浅い位置での貫入量は数値計算結果と比較する意味がないので、図-3.4 (現場 A) で貫入深さ 9.4 cm~20.3 cm の貫入量の平均をとると 1.56 cm となる。この 1.56 cm に対応する初期弾性係数 E_i の数値を図-3.25、図-3.26 から読み取って表-3.3 に示す。

表-3.3 一軸圧縮試験と数値シミュレーションの比較 (現場 A)

一軸圧縮試験 (図-3.27)		数値シミュレーション			
		$\beta = 0.002$ (図-3.25)		$\beta = 0.003$ (図-3.26)	
c_u (kPa)	E_{50} (kPa)	c (kPa)	E_i (kPa)	c (kPa)	E_i (kPa)
34.7	1300	30	1300	30	1000
26.3	1540	20	1500	20	1200
		10	1900	10	1400

現場 A で、地表面からの深さ 10~20 cm の位置で採取した試料の一軸圧縮試験の結果を図-3.27 に示す。図中の E_{50} は、一軸圧縮強度の 1/2 の応力-ひずみ曲線上の点と原点を結ぶ直線の勾配である。図-3.27 に示すように、応力-ひずみ曲線における初期の直線部分の割合が大きいため、本資料の方法で求められる初期弾性係数 E_i と、一軸圧縮

試験で求められる変形係数 E_{50} の意味の違いは小さいと考えられる。図-3.27 に示す一軸圧縮試験結果をまとめて表-3.3 に示す。表-3.3 で一軸圧縮試験結果 E_{50} と数値シミュレーション結果 E_i は、 $\beta = 0.002$ の場合に、 c_u の数値に応じてかなりよく一致している。 $\beta = 0.003$ とした場合には E_{50} と E_i に若干の差がある。

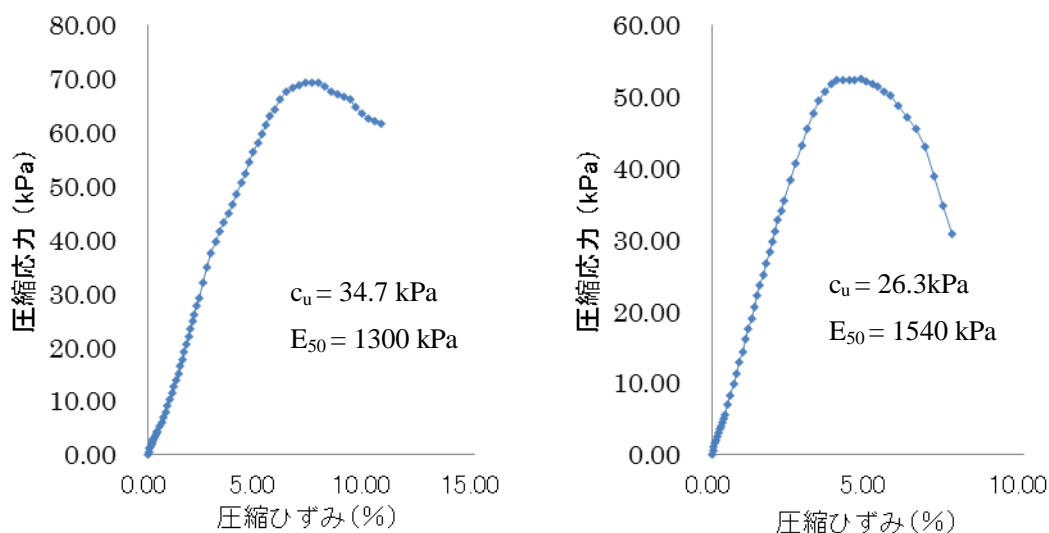


図-3.27 一軸圧縮試験の結果（現場 A）

② 現場 B

図-3.6（現場 B）で、貫入量がほぼ一定となっている貫入深さ 13.6 cm～19.3 cm の貫入量の平均をとると 1.18 cm となる。この 1.18 cm に対応する初期弾性係数 E_i の数値を図-3.25、図-3.26 から読み取って表-3.4 に示す。

表-3.4 一軸圧縮試験と数値シミュレーションの比較（現場 B）

一軸圧縮試験 (図-3.28)		数値シミュレーション			
		$\beta = 0.002$ (図-3.25)		$\beta = 0.003$ (図-3.26)	
c_u (kPa)	E_{50} (kPa)	c (kPa)	E_i (kPa)	c (kPa)	E_i (kPa)
20.6	1200	30	2600	30	2000
15.8	1370	20	2900	20	2200
		10	3400	10	2500

現場 B で、地表面からの深さ 10～20 cm の位置で採取した試料の一軸圧縮試験の結果を図-3.28 に示す。図-3.28 に示す一軸圧縮試験結果をまとめて表-3.4 に示す。表-3.4 に示す変形係数 E_{50} の数値は c の数値を考慮しても、 $\beta = 0.002$ の場合で数値シミュレーション結果 E_i の 1/2 程度である。 $\beta = 0.003$ とした場合、 E_{50} と E_i の差は少し小さくなる。

違いの原因の一つとして一軸圧縮試験における試料の乱れが考えられる。現場実験では、厚さ 3 mm 程度のサンプラーを地盤に圧入する方法で一軸圧縮試験用の試料を採取しているため、試料はある程度乱れている可能性がある。しかし、試料の採取方法は現場 A と現場 B で同じであり、現場 A では一軸圧縮試験結果と数値計算結果がかなりよく一致しているのに対して、現場 B では十分には一致していない。

図-3.3 と図-3.5 を比較すると、図-3.5 における深い位置での時間一貫入量曲線は経過時間 0.03 秒より短い時点でほぼ一定になっていることから、現場 B では減衰パラメータ β がもう少し大きい可能性がある。

試料の乱れの問題と、減衰パラメータ β の選択の問題は、今後多数の現場への適用を通じて検討していく必要がある。

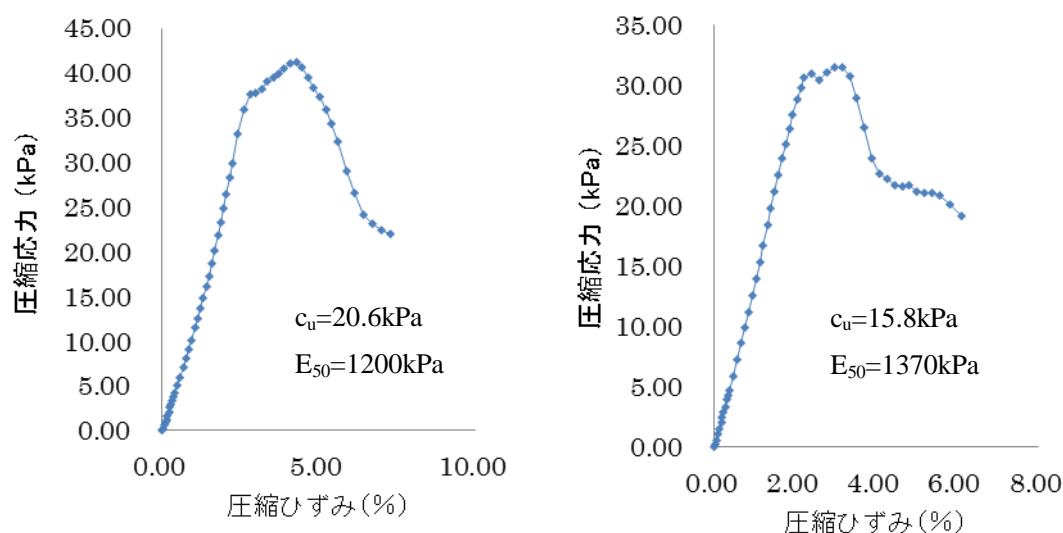


図-3.28 一軸圧縮試験の結果 (現場 B)

3) N_d 値からの粘着力 c 、初期弾性係数 E_i の推定

簡易動的コーン貫入試験で実務で利用される結果は、10 cm 当たりの貫入回数 N_d 値である。図-3.25、図-3.26 から N_d 値と初期弾性係数 E_i の関係を求めた結果を図-3.29 に示す。ただし、図-3.29 は減衰パラメータ β をそれぞれ 0.002、0.003 としたときの結果であり、必ずしも一般的に利用できるものではない。飽和した軟弱粘性地盤での減衰パラメータ β の一般的な数値を得ることができれば、より一般的な N_d 値と初期弾性係数 E_i の関係を求められる可能性がある。

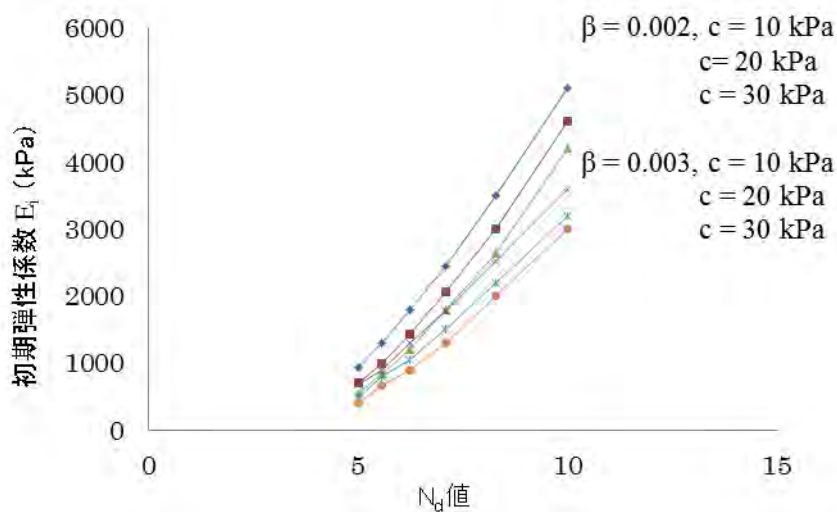


図-3.29 N_d 値と初期弾性係数 E_i の関係

図-3.29 に示すように、減衰パラメータ β が決められたとしても、 N_d 値から初期弾性係数 E_i を求めるには、粘着力 c の値を決める必要がある。 N_d 値という 1 つだけの観測値から初期弾性係数 E_i と粘着力 c という 2 つのパラメータを推定することは基本的には困難である。しかし、飽和した軟弱粘性土地盤において、初期弾性係数 E_i と粘着力 c は必ずしも独立な関係ではなく、 c が大きければ E_i も大きい場合が多いといった相関関係があると推定される。もし、このような相関関係が得られれば、 N_d 値から初期弾性係数 E_i と粘着力 c を一意的に推定できる可能性がある。例えば、変形係数 E と標準貫入試験における N 値の関係として、次式が実務で比較的良好に用いられている⁶⁾。

$$\text{道路橋示方書： } E = 2800 N \quad (3.13)$$

N 値と c_u の関係は明確ではないが、とりあえず次式のように仮定しておく。

$$c_u = 50 N \quad (3.14)$$

式(3.13)の E の定義は初期弾性係数 E_i とは異なる可能性もあるが、とりあえず、式(3.13)の E を E_i とみて、式(3.13)、(3.14)から N 値を消去すると、次式の関係が得られる。

$$E_i = 56 c_u \quad (3.15)$$

図-3.29 から、式(3.15)の関係を前提として、 $\beta = 0.002$ の場合について N_d 値と c 、 E_i の関係を求めた結果を図-3.30 に示す。具体的な手順は、 c を想定して式(3.15)から E_i を計算し、この c と E_i の組合せから図-3.29 で N_d 値を読み取って図-3.30 にプロットする。

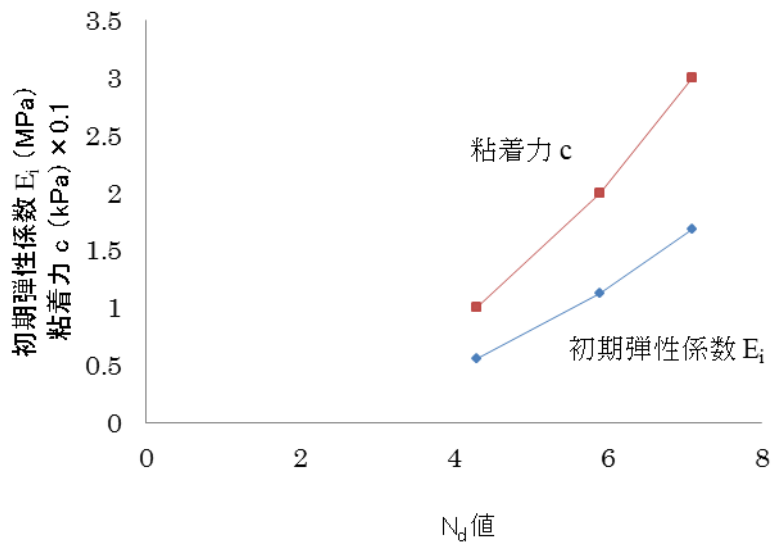


図-3.30 $E_i = 56 c_u$ を前提とした N_d 値と c 、 E_i の関係 ($\beta = 0.002$)

図-3.4 で示した現場 A における貫入深さ 9.4 cm～20.3 cm の貫入量の平均 1.56 cm から、 N_d 値 = 10 cm / 1.56 cm = 6.4 となる。図-3.30 で $N_d = 6.4$ に対応する初期弾性係数 $E_i \approx 1400$ kPa、粘着力 $c \approx 25$ kPa となり、図-3.26、表-3.3 に示した一軸圧縮試験結果と、ある程度一致している。現場 B では、貫入深さ 13.6 cm～19.3 cm の貫入量の平均 1.18 cm (図-3.6) から、 N_d 値 = 10 cm / 1.18 cm = 8.5 となる。図-3.30 で $N_d = 8.5$ に対応する初期弾性係数 E_i は 2000 kPa 以上、粘着力 $c \approx 35$ kPa 以上となり、図-3.28、表-3.4 に示した一軸圧縮試験結果とは一致していない。軟弱粘性土地盤における初期弾性係数 E_i と粘着力 c_u の関係は式(3.13)～(3.15)に示したような単純な関係ではない可能性もあり、図-3.30 の形式の表現の妥当性については、 β の数値と式(3.15)の適切さを含めて、今後検討する必要がある。

3.7 本章のまとめ

- 1) 飽和した軟弱粘性地盤でコーン貫入量に大きく影響する要因は地盤の減衰パラメータ β 、初期弾性係数 E_i 、粘着力 c である ($\phi = 0$ としている)。ここでは、実測した簡易動的コーン貫入試験における時間-貫入量曲線の形状から減衰パラメータ β を推定し、粘着力 c に応じたコーン貫入量と初期弾性係数 E_i の関係 (図-3.25、図-3.26) を数値シミュレーションで求めた。
- 2) 1) で求めた、貫入量と初期弾性係数 E_i の関係を用いて、現場実験で実測したコーン貫入量から初期弾性係数 E_i を推定して、現地で採取した試料の一軸圧縮試験結果における変形係数 E_{50} との比較を行った。減衰パラメータ β を 0.002 とした図-3.25 を用いた場合、現場 A では両者はよく一致したが、現場 B では図-3.25 が一軸圧縮試験結果

における変形係数 E_{50} より過大な数値を与える。減衰パラメータ β を 0.003 とした図-3.26 を用いた場合、現場 A では図-3.28 は変形係数 E_{50} より小さい数値を与えるが、現場 B では変形係数 E_{50} に少し近づく結果を得る。数値シミュレーション結果 E_i と変形係数 E_{50} が一致しない理由として、現地で採取した試料の乱れと、減衰パラメータ β の推定の問題が挙げられ、これらの問題は本資料の方法の多数の現場への適用を通じて検討していく必要がある。

- 3) 簡易動的コーン貫入試験で実務で利用される結果は、10 cm 当たりの貫入回数 N_d 値である。実務的には、 N_d 値から初期弾性係数 E_i と粘着力 c が求められる必要がある。 N_d 値という 1 つの観測値から初期弾性係数 E_i と粘着力 c という 2 つのパラメータを推定することは基本的には困難である。しかし、飽和した軟弱粘性土地盤において、初期弾性係数 E_i と粘着力 c は必ずしも独立な関係ではなく、何らかの相関関係があると推定される。そこで、統計的な相関に基づいて従来から提案されている標準貫入試験の N 値と c の関係式、 N 値と変形係数 E の関係式を用いて、 c と E_i の関係式を求めた。この関係式が成り立つことを前提として、本資料の数値シミュレーション手法で求めた 1) の粘着力 c —貫入量—初期弾性係数 E_i の関係を用いて N_d 値から c と E_i を分離して推定してみた。この推定結果は、本章で示した一軸圧縮試験結果とある程度一致する。軟弱粘性土地盤における初期弾性係数 E_i と粘着力 c の関係は式(3.13)～(3.15)に示したような単純な関係ではない可能性もあり、図-3.30 の形式の表現の妥当性については、 β の数値と式(3.15)の適切さを含めて、今後さらに検討する必要がある。
- 4) 飽和した軟弱粘性土地盤では、図-3.27、図-3.28 に示したように、応力-ひずみ曲線における初期の直線部分の割合が大きいので、本資料の方法で求められる初期弾性係数 E_i と、一軸圧縮試験で求められる変形係数 E_{50} の意味の違いは小さいと考えられる。
- 5) 土被り圧の影響については第 4 章で検討する。

参考文献

- 1) D. R. J. Owen and E. Hinton: Finite Elements in Plasticity: Theory and Practice, Pineridge Press Limited, 1980
和訳 非線形解析プログラム研究会編：塑性の有限要素法—材料非線形有限要素法、科学技術出版社、1988
- 2) 荒井克彦：地震時の斜面安定性評価について、2015.
- 3) Duncan, J. M. and Chang, C. Y.: Nonlinear analysis of stress and strain in soils, Proc. ASCE, Vol. 96, No. SM5, pp. 1629-1653.
- 4) Zienkiewicz, O. C., Valliappan, S. and King, I. P. : Stress analysis of rock as a 'no tension' material,

Geotechnique, Vol. 18, pp. 56-66, 1968.

- 5) 東雄介：動的コーン貫入試験による変形係数の推定、福井大学卒業論文、2007.
- 6) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説、地盤工学会、2004.

第4章 簡易動的コーン貫入試験(乾燥砂地盤)

4.1 本章の内容

乾燥した豊浦砂を用いて、円形土層内に緩い砂地盤と密な砂地盤を作製し、50 kPa、100 kPa、150 kPaの上載圧をかけた状態で簡易動的コーン貫入試験を実施した。上述の緩い砂地盤と密な砂地盤と同じ相対密度の供試体で三軸圧縮試験を実施した。この簡易動的コーン貫入試験の室内実験を対象とした数値シミュレーションを行って、簡易動的コーン貫入試験における貫入量と、三軸圧縮試験から求められるせん断抵抗角 ϕ 、変形係数との関係を求めた結果を示す。

本章で用いる数値シミュレーション手法は第3章で用いた DYNCONCONE と同じである。

4.2 乾燥砂地盤での室内実験

1) 実験方法

① 砂地盤の作成

図-4.1に示す直径34 cmの円形鋼製土槽内に空中落下法により乾燥した豊浦砂を撒き出し、高さ50 cmの均一な砂地盤を作製する。

高さ22 cmから撒き出して「緩い砂地盤」とする(相対密度 $D_r = 27\%$)。

高さ55 cmから撒き出して「密な砂地盤」とする(相対密度 $D_r = 67\%$)。

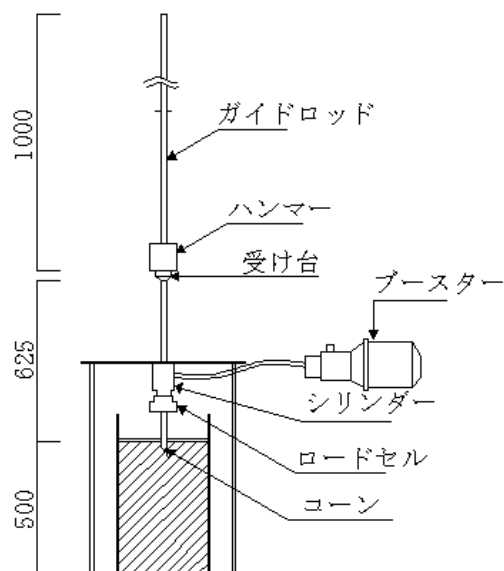


図-4.1 実験装置

② 油圧シリンダーの設置

①の砂地盤を作製した後、地表面に鋼板を敷き、油圧シリンダーと上載圧を計測するロードセルを設置する(写真-4.1参照)。



写真-4.1 油圧シリンダー



写真-4.2 ハンマー打撃

③ 砂地盤の圧縮

①の「緩い砂地盤」と「密な砂地盤」に、②の装置を用いて 50、100、150 kPa の 3 パターンの上載圧を 5 分間与えて沈下量を計測する。上載圧を与える前後の砂地盤の密度と間隙比を表-4.1 に示す。上載圧はその後も継続して与え続ける (50 kPa、100 kPa、150 kPa の上載圧をかけた状態で簡易動的コーン貫入試験を実施する)。

表-4.1 砂地盤の密度と間隙比

上載圧(kPa)		緩い砂地盤			密な砂地盤		
		50	100	150	50	100	150
密度 ρ (g/cm ³)	圧縮前	1.61	1.62	1.62	1.78	1.72	1.79
	圧縮後	1.63	1.67	1.69	1.80	1.76	1.80
間隙比 e	圧縮前	0.98	0.98	0.98	0.81	0.88	0.79
	圧縮後	0.96	0.92	0.90	0.79	0.84	0.78

④ コーン、計測器具の設置

砂地盤の圧縮が終了した後、コーン、レーザー変位計、反射板を所定の位置に設置し、コーンの自重沈下が終了するまで待つ。これらの装置は3. 2で述べた装置と同じである。

⑤ 計測

ハンマーを 50 cm の高さまで持ち上げ自由落下させ、落下ごとの時間一貫入量を計測する (写真-4.2 参照)。この操作をコーンが貫入不能になるまで繰り返す。これらの操作は3. 2で述べた操作と同じである。

以上の方法で、上載圧がかかった状態での簡易動的コーン貫入試験が可能になる。

2) 実験結果

緩い砂地盤と密な砂地盤、上載圧ごとに、時間一貫入量関係、打撃回数ごとの最終貫

入量、時間－上載圧関係を図-4.2～4.19 に示す。時間－貫入量関係、時間－上載圧関係は、始めの打撃回数 10 回程度の結果のみを示す。図-4.2 を例をとると、時間－貫入量関係で始めの数回のハンマー打撃による貫入量が大きいのは、3. 4 3)⑤ (図-3.16) で述べたように、コーンの貫入深さ位置の影響によるものである。

1)で述べたように、上載圧は油圧シリンダーで与えているため、図-4.4 に示すように、時間－上載圧関係はハンマー打撃の衝撃により時間的にやや振動している。また、上載圧は所定の数値からの若干のずれも見られる。

① 緩い砂地盤

a) 上載圧 50 kPa

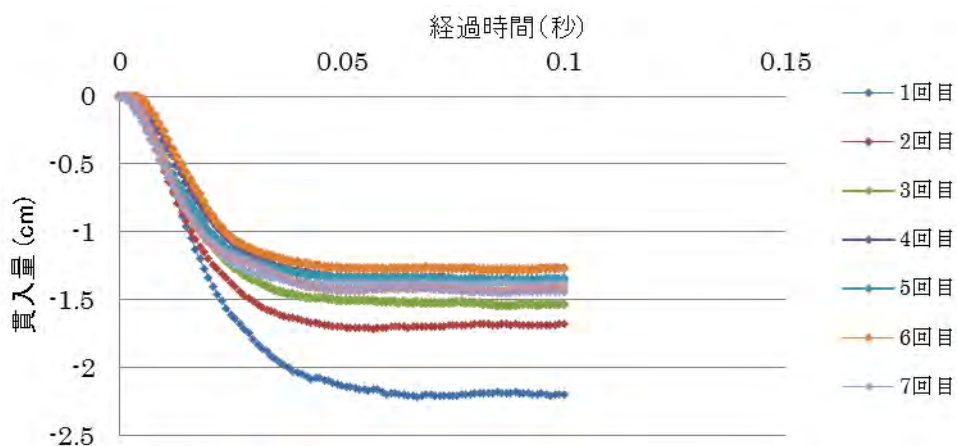


図-4.2 時間－貫入量関係（緩い砂地盤、上載圧 50 kPa、一部）

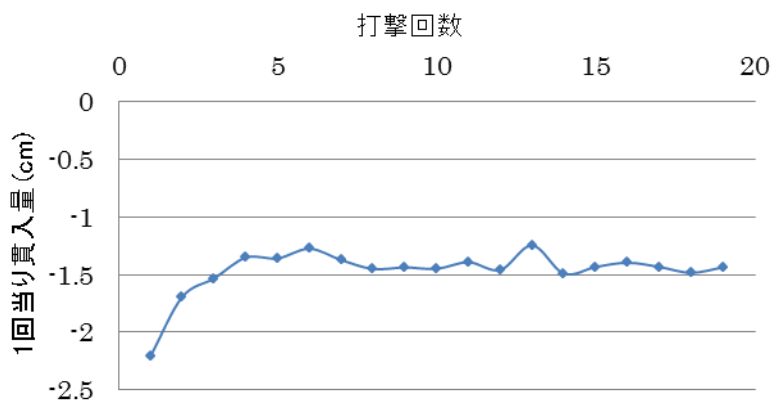


図-4.3 打撃回数ごとの最終貫入量（緩い砂地盤、上載圧 50 kPa）

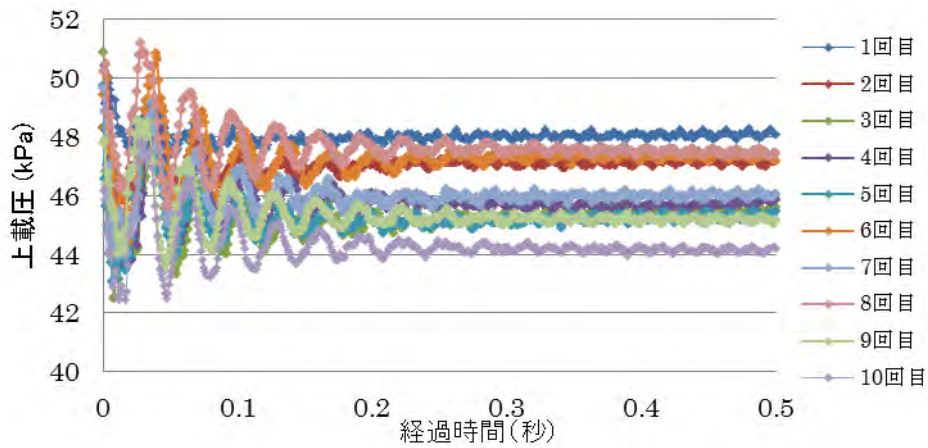


図-4.4 時間—上載圧関係（緩い砂地盤、上載圧 50 kPa、一部）

b) 上載圧 100 kPa

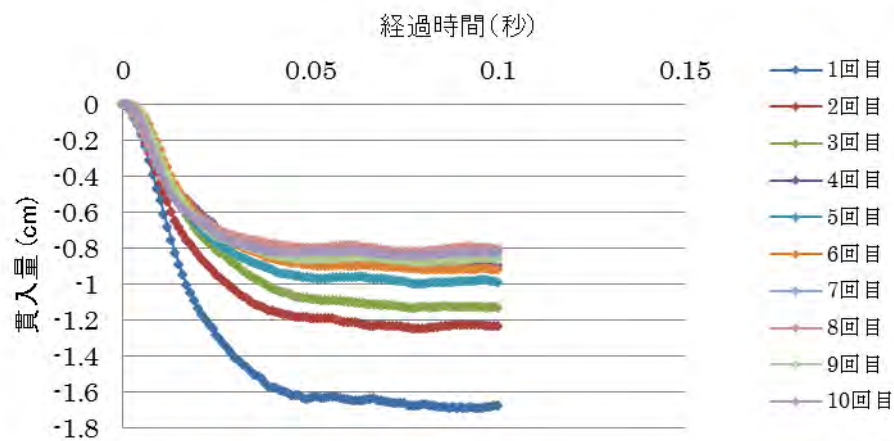


図-4.5 時間—貫入量関係（緩い砂地盤、上載圧 100 kPa、一部）

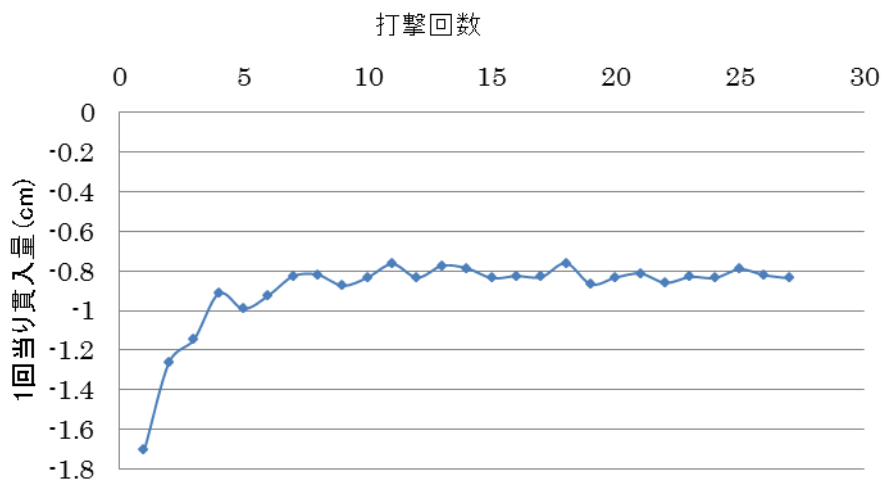


図-4.6 打撃回数ごとの最終貫入量（緩い砂地盤、上載圧 100 kPa）

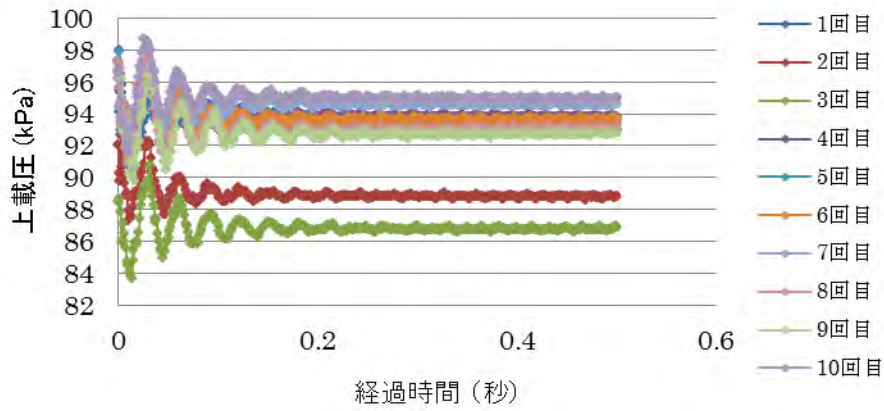


図-4.7 時間－上載圧関係（緩い砂地盤、上載圧 100 kPa、一部）

c) 上載圧 150 kPa

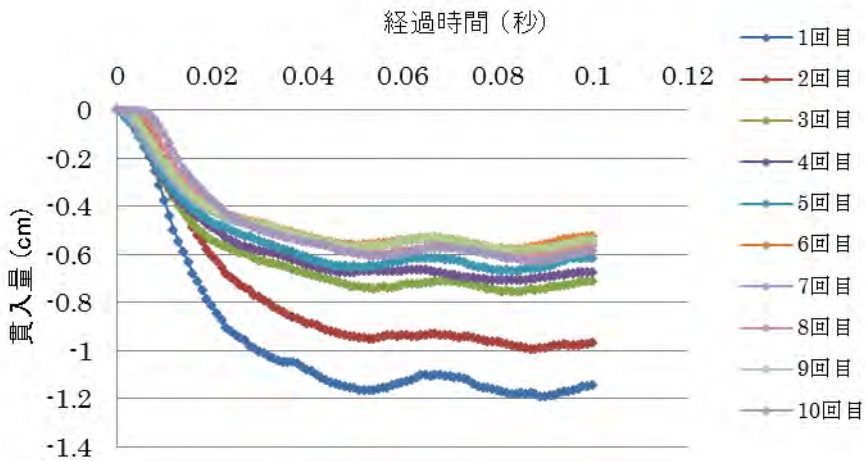


図-4.8 時間－貫入量関係（緩い砂地盤、上載圧 150 kPa、一部）

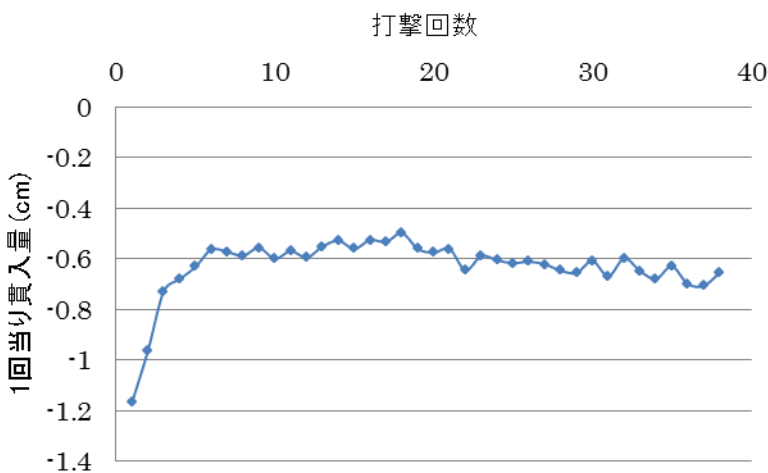


図-4.9 打撃回数ごとの最終貫入量（緩い砂地盤、上載圧 150 kPa）

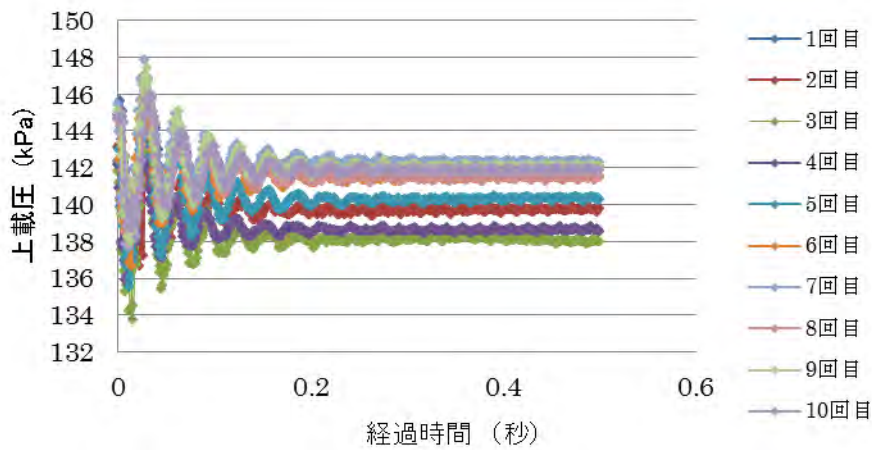


図-4.10 時間—上載圧関係（緩い砂地盤、上載圧 150 kPa、一部）

② 密な砂地盤

a) 上載圧 50 kPa

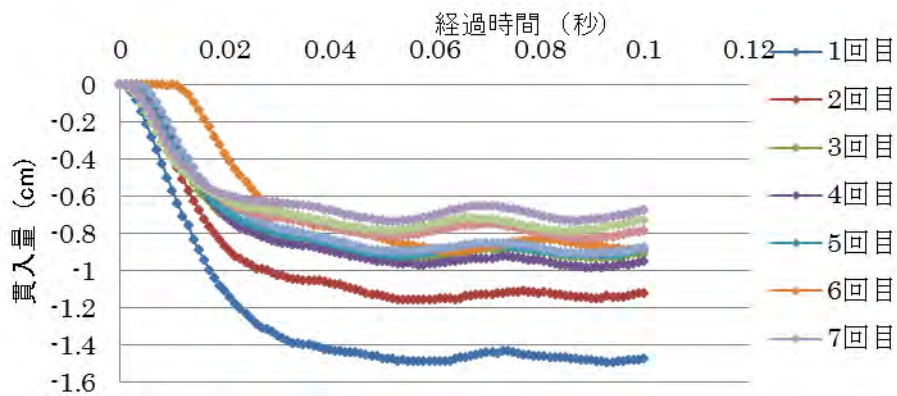


図-4.11 時間—貫入量関係（密な砂地盤、上載圧 50 kPa、一部）

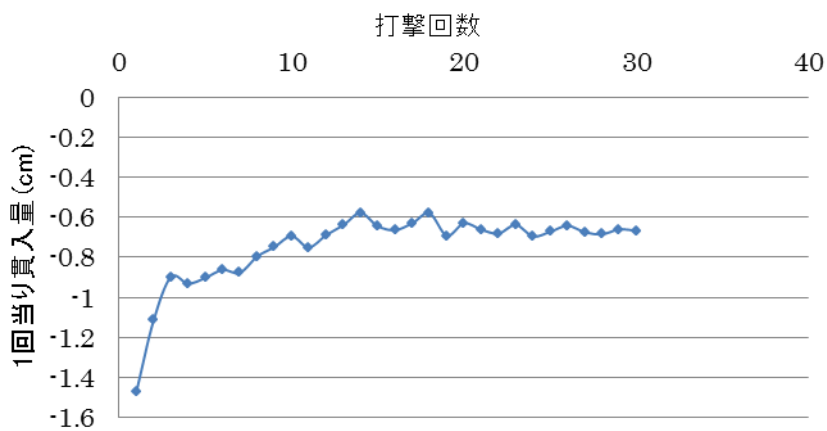


図-4.12 打撃回数ごとの最終貫入量（密な砂地盤、上載圧 50 kPa）

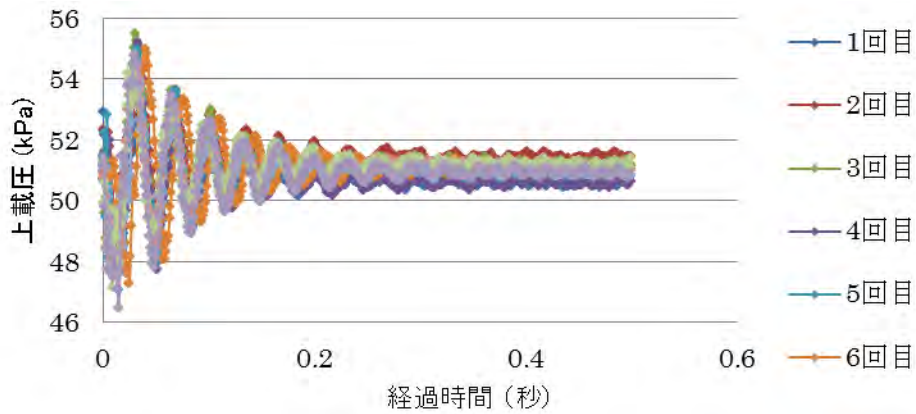


図-4.13 時間—上載圧関係 (密な砂地盤、上載圧 50 kPa、一部)

b) 上載圧 100 kPa

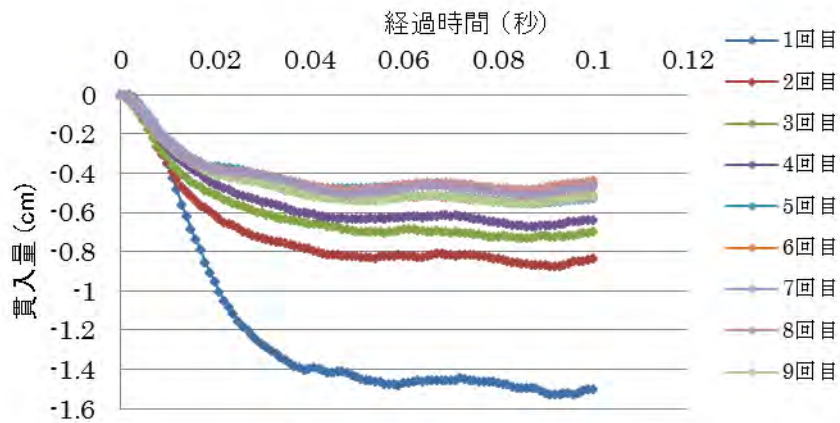


図-4.14 時間—貫入量関係 (密な砂地盤、上載圧 100 kPa、一部)

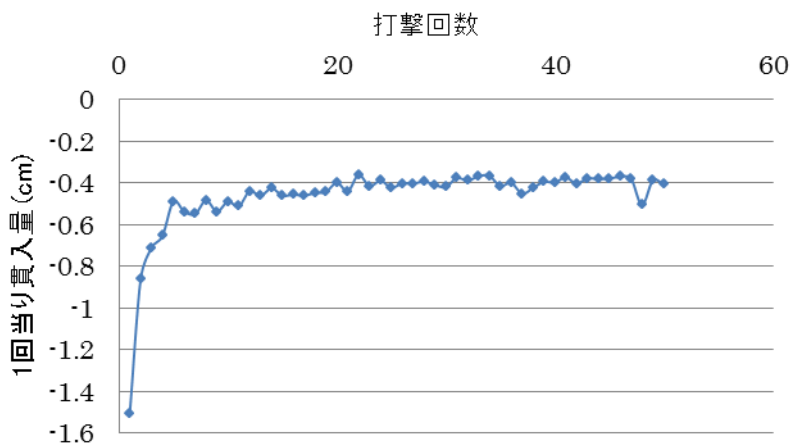


図-4.15 打撃回数ごとの最終貫入量 (密な砂地盤、上載圧 100 kPa)

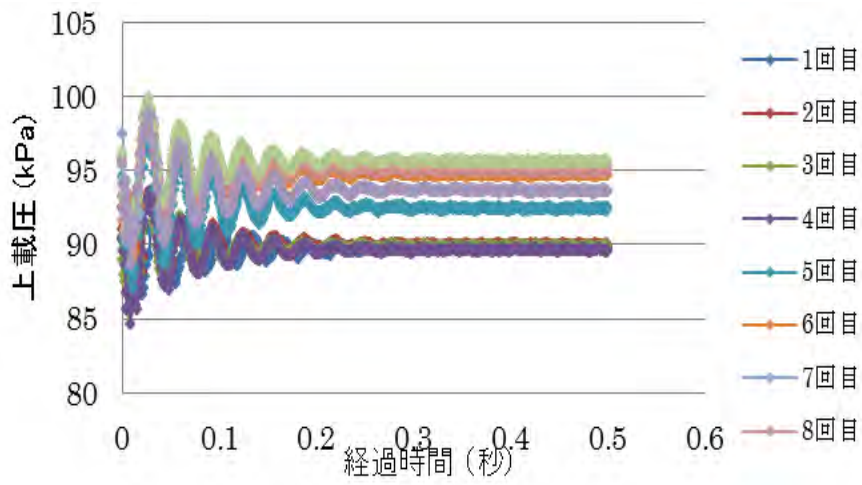


図-4.16 時間—上載圧関係（密な砂地盤、上載圧 100 kPa、一部）

c) 上載圧 150 kPa

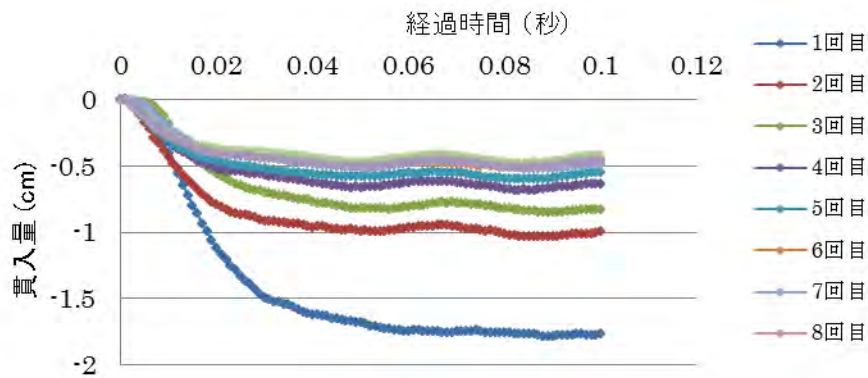


図-4.17 時間—貫入量関係（密な砂地盤、上載圧 150 kPa、一部）

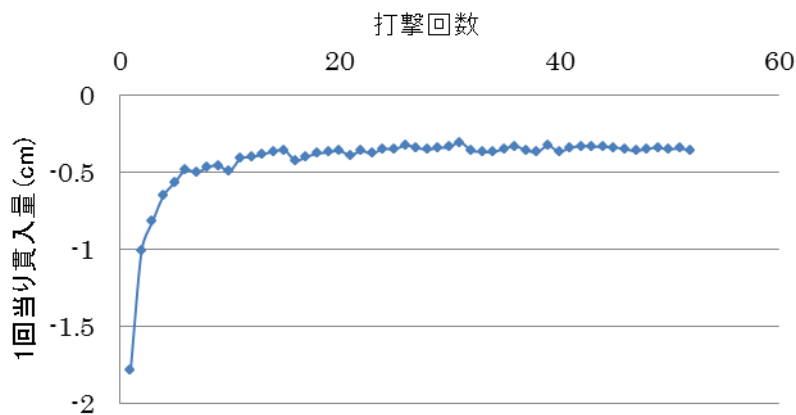


図-4.18 打撃回数ごとの最終貫入量（密な砂地盤、上載圧 150 kPa）

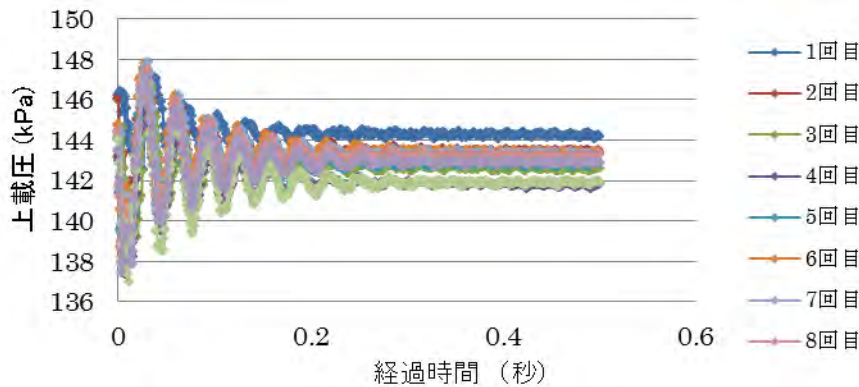


図-4.19 時間－上載圧関係（密な砂地盤、上載圧 150 kPa、一部）

4. 3 数値シミュレーション

1) 基本方針

数値シミュレーションの方法は3. 4で述べた方法と基本的に同じである。有限要素モデルは図-3.8～3.10 に示したモデルを用いる（図-3.8～3.10 は元々、砂地盤での室内実験を対象として作成したものである）。ただし、砂地盤での室内実験では、4. 2 1)で前述したように、上載圧を与えるための鋼板を地表面に敷設しているので、図-3.10 の地表面に鋼板に相当する「はり要素（ラーメン要素）」を入れる。はり要素と地盤の間にはインターフェイス要素は入れていない。

物性定数は初期弾性係数などを除いて、表-3.1 と基本的に同じである。コーンと地盤のインターフェイスのせん断弾性係数や強度は、コーンの時間－貫入量関係にほとんど影響しないので、本資料では、せん断弾性係数は地盤の初期弾性係数 E_i の 1/10、粘着力は 0.1 kPa、せん断抵抗角は 10° で統一している。図-3.10 で、ロッドと地盤の隙間（コーンの上部、ロッドの右 2 列）の有限要素の初期弾性係数 E_i を3. 5や3. 6では地盤の初期弾性係数の 1/100 としていたが、砂地盤で初期弾性係数 E_i やせん断抵抗角 ϕ が大きくなると、数値計算結果が少し不安定になる場合があるので、本節（4. 3）では安全をみて地盤の初期弾性係数 E_i の 5/100 を隙間部分の初期弾性係数として与えている。この隙間部分の有限要素の強度は表-3.1 に示す値と同じとしている。減衰パラメータについては後述する。

2) 初期応力の考慮

図-3.11 について前述したように、第 2 章で示した静的解析で、ハンマーなどの鋼材や地盤の自重、上載圧による応力分布を求め、この応力分布を初期応力として与える。この初期応力と、ハンマーなどの鋼材や地盤の自重、上載圧を与え（ハンマーの初速度は与えないで）、本資料の計算方法を適用した場合のコーン鉛直変位の計算結果が図

-4.20 に示す曲線 A である。上載圧 50 kPa、地盤の初期弾性係数 $E_i = 30000$ kPa、 $\phi = 40^\circ$ 、 $\beta = 0.0001$ としていること、1) で上述した隙間部分の初期弾性係数 E_i を除いて表-3.1 と同じ物性定数を用いている。次に、上述の初期応力と、ハンマーなどの鋼材や地盤の自重、上載圧とハンマーの初速度を与え、上述したのと同じ物性定数を用いて本資料の数値シミュレーション方法を適用した場合のコーンの鉛直変位の計算結果が図-4.20 に示す曲線 B である。曲線 B から曲線 A を差し引いた曲線 C をコーンの貫入量とする。砂地盤のように初期弾性係数 E_i やせん断抵抗角 ϕ が大きく、また、上載圧も大きい場合には、図-3.11 と異なり、曲線 B と曲線 C の差が大きいので、以下では、常に図-4.20 に示す曲線 C を求めて検討を行う。

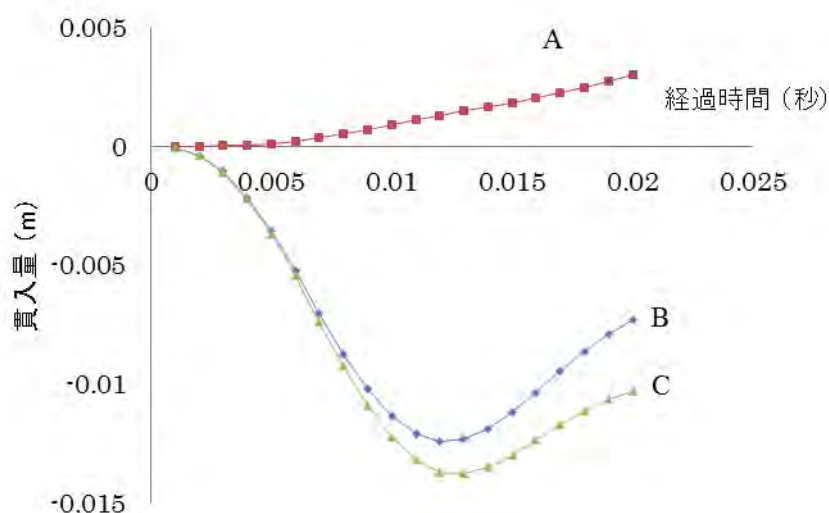


図-4.20 時間－貫入量の計算

図-4.20 で、降伏要素数の多い経過時間 0.008 秒の時点での降伏要素分布を図-4.21 に示す。各有限要素内の斜線は図-2.10 に示すせん断帯の方向と、その要素が降伏していることを表す。各有限要素内の鉛直線は、その要素が式(3.2) の意味で引張り状態にあることを示す。図-4.20 では、降伏要素が連続するような全体的な破壊様式は生じていない。経過時間 0.008 秒以降は降伏要素が減少していく。

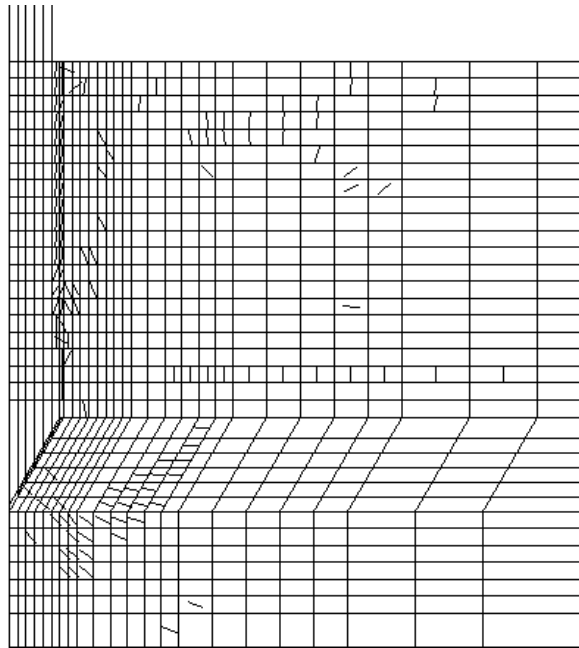


図-4.21 降伏要素の分布 (経過時間 0.008 秒)

3) 減衰パラメータ

室内実験で用いた円形土層内の地盤の固有周期などから求めたレイリー減衰パラメータ $\alpha = 46$ 、 $\beta = 0.001$ が基本値となる。砂地盤の減衰パラメータは前述の軟弱粘土地盤よりかなり小さいようである。図-4.20 の基本モデルで減衰パラメータ β を変化させた場合の結果を図-4.22 に示す。図-4.2~4.19 に示した時間-貫入量関係の実験値では、0.03~0.05 秒の経過時間で貫入量がほぼ一定となっている。数値シミュレーションでは、図-4.22 に示すように、 α 、 β を小さくしても、地盤の初期弾性係数 E_i が大きいため、貫入量が一定となる経過時間を伸ばすことができなかつた（これは、本資料で用いている計算手法の限界である）。そこで、以下では実験値に近い最大貫入量を与える $\alpha = 46$ 、 $\beta = 0.0001$ を用いて検討を行う。

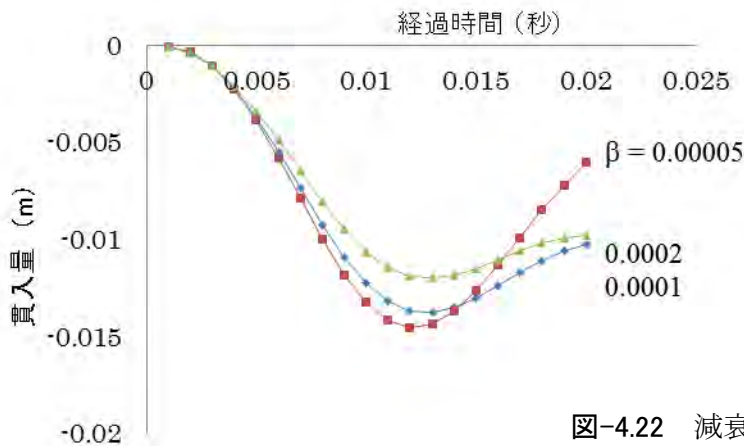


図-4.22 減衰パラメータの影響

4) 地盤の初期弾性係数 E_i と貫入量の関係

1)～3)に述べた条件で、上載圧 50 kPa、せん断抵抗角 $\phi = 40^\circ$ として、地盤の初期弾性係数 E_i を変化させて時間－貫入量関係を求めた結果を図-4.23 に示す。

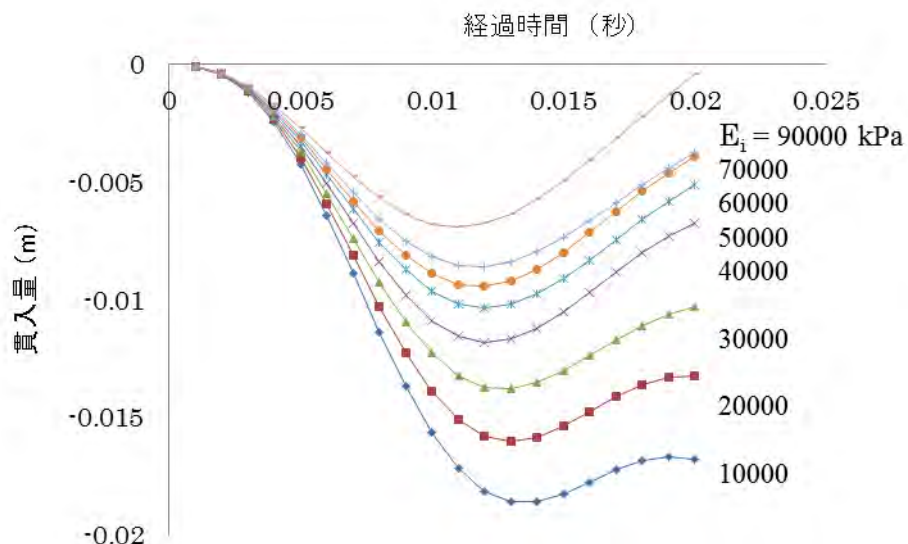
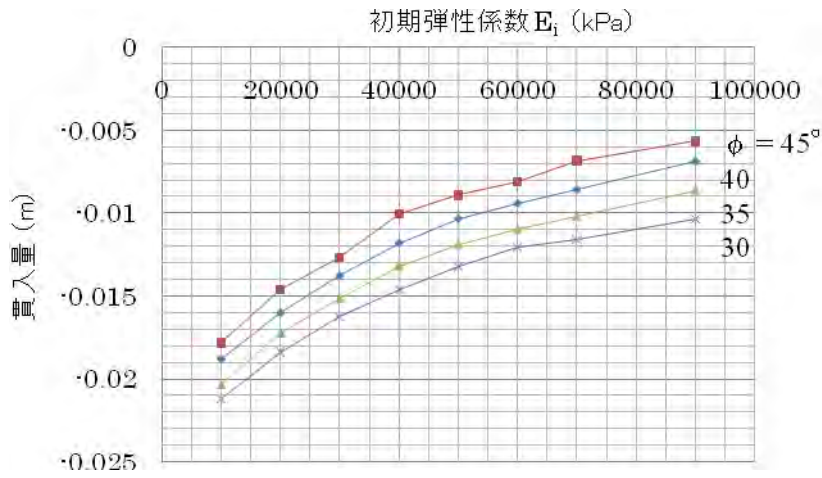
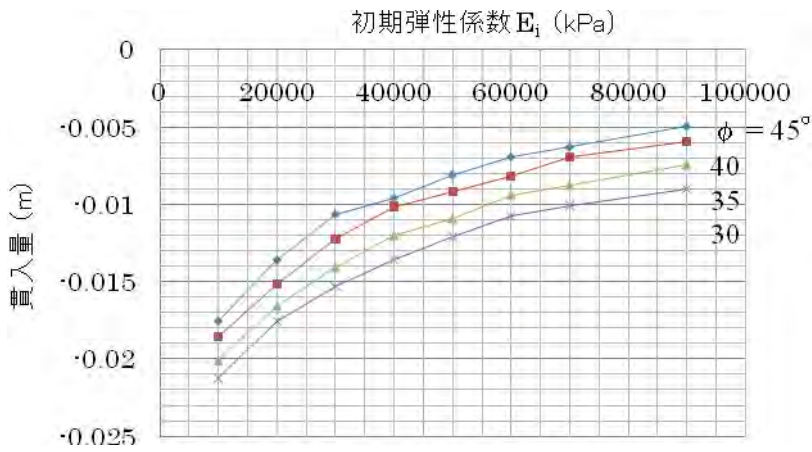


図-4.23 初期弾性係数 E_i の影響の例（上載圧 50 kPa、 $\phi = 40^\circ$ の場合）

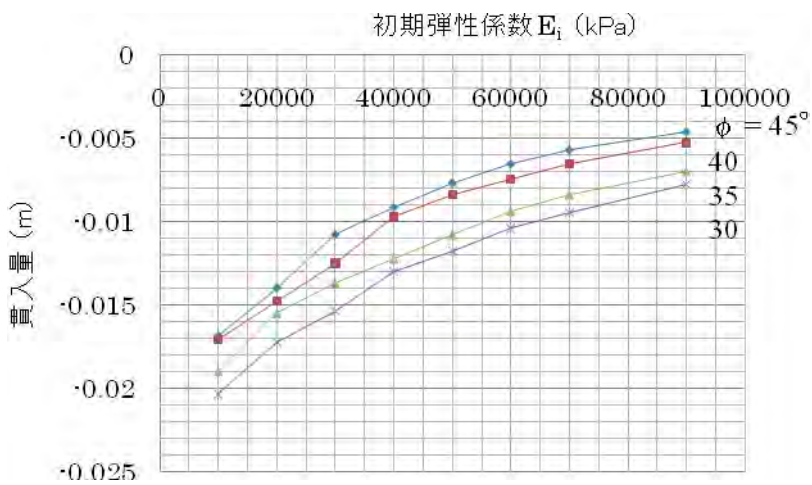
上載圧とせん断抵抗角 ϕ を変えて、図-4.23 に示すような時間－貫入量関係を求め、時間－貫入量関係における最大貫入量と地盤の初期弾性係数 E_i の関係を求めた結果を図-4.24 (a)～(c) に示す。せん断抵抗角 ϕ が大きくなると、貫入量が少し不安定になる場合がある。 ϕ が大きくなると弾性状態の影響が大きくなり、地盤の変形係数とインターフェイスの変形係数のバランスが不安定になるためと推定される。初期弾性係数 E_i の数値に応じて図-4.23 に示すような自然な時間－貫入量関係が得られるようにインターフェイスの初期せん断弾性係数を調整する方法が不安定性を解消するために効果的である。



(a) 上載圧 50 kPa



(b) 上載圧 100 kPa



(c) 上載圧 150 kPa

図-4.24 上載圧と ϕ に応じた初期弾性係数 E_i - 貫入量関係

4. 4 数値シミュレーションと三軸圧縮試験結果の比較

1) 三軸圧縮試験結果

簡易動的コーン貫入試験の室内実験で用いた緩い砂地盤と密な砂地盤と、それぞれ同じ相対密度の、緩い砂と密な砂に対する三軸圧縮試験（圧密排気条件）の結果を図-4.25～4.28 に示す。

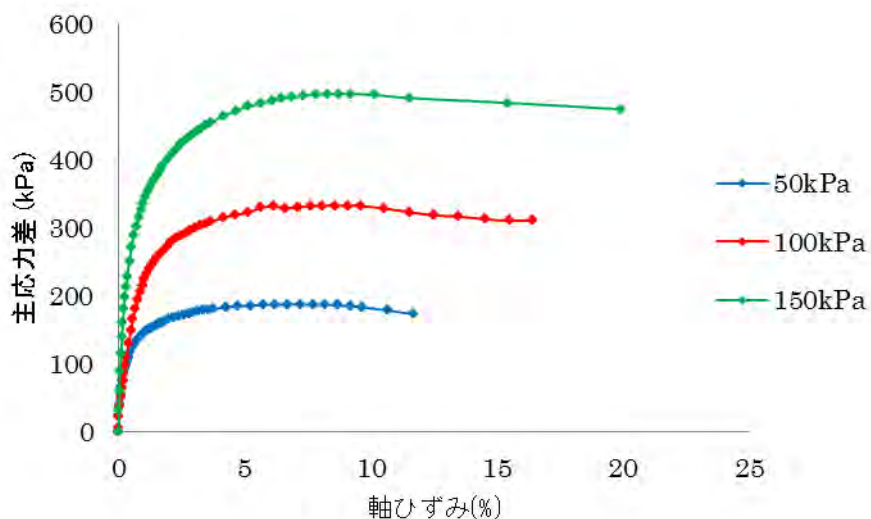


図-4.25 緩い砂の三軸圧縮試験（応力-ひずみ関係）

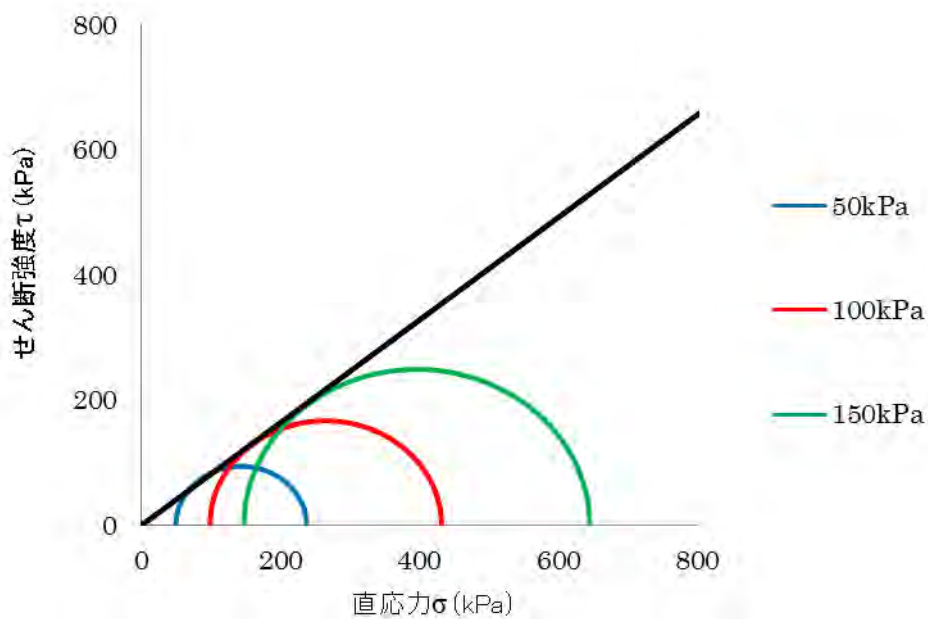


図-4.26 緩い砂の三軸圧縮試験（ $c = 0$ 、 $\phi = 39.4^\circ$ ）

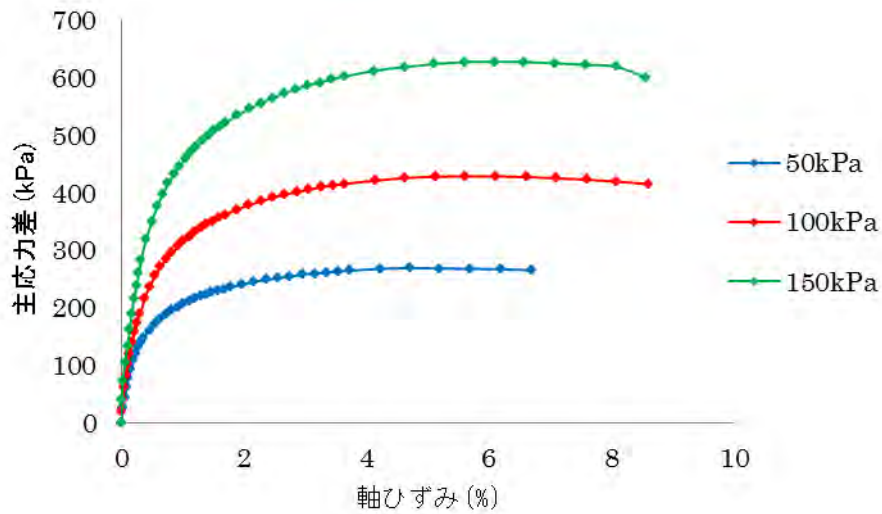


図-4.27 密な砂の三軸圧縮試験（応力-ひずみ関係）

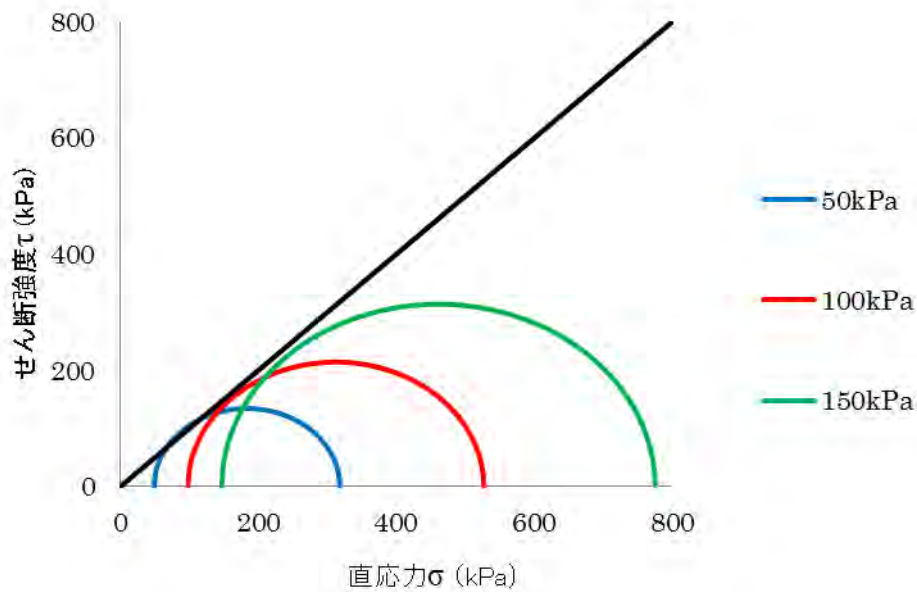


図-4.28 密な砂の三軸圧縮試験（ $c = 0$ 、 $\phi = 45.0^\circ$ ）

図-4.25、図-4.27 の応力-ひずみ曲線から、図-3.7 と式(3.1)に示す双曲線型の応力-ひずみモデルで一般に用いられる $\varepsilon / (\sigma_1 - \sigma_3)$ で整理する方法で初期（接線）弾性係数 E_i を求めることを試みたが、適切な結果が得られなかった。そこで、初期弾性係数 E_i に代えて、図-4.25、図-4.27 の応力-ひずみ曲線から、最大強度の 1/2 の応力点と原点を結んだ変形係数 E_{50} を求めた結果を表-4.3 に示す。図-4.25、図-4.27 の応力-ひずみ曲線は、最大強度の 1/2 の応力点までは直線にかなり近いので、三軸圧縮試験から求

められる変形係数 E_{50} と簡易動的コーン貫入試験で求められる初期弾性係数 E_i を比較することは意味があると考えられる。

表-4.3 三軸圧縮試験で求められた変形係数 E_{50}

等方拘束圧 (kPa)	変形係数 E_{50} (kPa)	
	緩い砂 ($\phi = 39.4^\circ$)	密な砂 ($\phi = 45.0^\circ$)
50	36100	44700
100	28900	58900
150	62300	81000

2) 数値シミュレーション

先に示した図-4.3、4.6、4.9、4.12、4.15、4.18 から、緩い砂地盤と密な砂地盤、上載圧に応じた1回当たりの最終貫入量の平均値を読み取る。この貫入量の平均値、三軸圧縮試験で求められたせん断抵抗角 ϕ 、上載圧を用いて、図-4.24 (a) ~ (c) から初期弾性係数 E_i を読み取った結果を表-4.4に示す。

三軸圧縮試験では等方の拘束圧を与えており、簡易動的コーン貫入試験の室内実験では側方を拘束して上載圧を与えているので厳密な比較はできないが、簡易動的コーン貫入試験では鉛直方向の弾性係数を評価していると考えて、表-4.3、表-4.4の結果をまとめて図-4.29に示す。

表-4.4 簡易動的コーン貫入試験で求められた初期弾性係数 E_i

上載圧 (kPa)	緩い砂地盤($\phi = 39^\circ$)		密な砂地盤($\phi = 45^\circ$)	
	1回当たりの 貫入量 (m)	初期弾性係数 E_i (kPa)	1回当たりの 貫入量 (m)	初期弾性係数 E_i (kPa)
50	0.0145	27000	0.007	68000
100	0.008	50000	0.004	100000
150	0.006	65000	0.004	100000

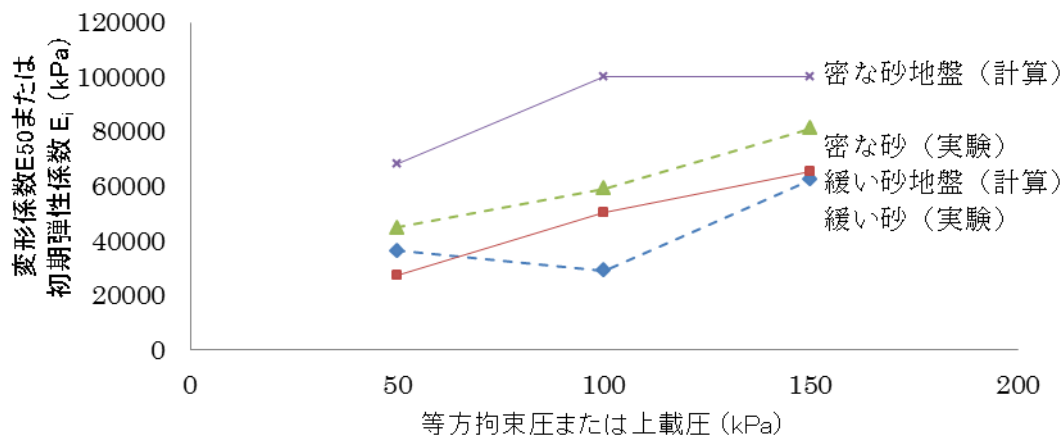


図-4.29 変形係数 E_{50} (三軸圧縮試験) と初期弾性係数 E_i (簡易動的コーン貫入試験、数値シミュレーション) の比較

図-4.29 で、緩い砂地盤の初期弾性係数 E_i (計算) と緩い砂の変形係数 E_{50} (三軸圧縮試験) は比較的良く対応しているが、密な砂地盤と密な砂ではかなりの差がある。この差の原因として次のことが考えられる。

- ① 減衰パラメータ α 、 β の数値が十分に適切ではない可能性がある (図-4.22 に示すように、減衰パラメータが大きくなると最大貫入量が小さくなる)。
- ② 数値シミュレーションで求めた初期弾性係数 E_i は、図-4.25 に示すような非線形の応力-ひずみ曲線の初期接線係数を求めていることになるが、三軸圧縮試験で求めている変形係数 E_{50} は割線係数であり、密な砂地盤と密な砂で、この差が大きくなった可能性がある。
- ③ 三軸圧縮試験で求めている変形係数 E_{50} は鋭敏なパラメータであり、誤差が入りやすい。
- ④ 図-3.10 で、ロッドと地盤の隙間 (コーンの上部、ロッドの右 2 列) の有限要素の初期弾性係数を 4.3 では地盤の初期弾性係数 E_i の $5/100$ で統一して与えているが、密な砂地盤では、より大きい可能性がある。この隙間部分の初期弾性係数を大きくすると、貫入量が小さくなる。この傾向はせん断抵抗角 ϕ が大きいほど強くなる。 ϕ が小さいと、早い段階で塑性領域に入り、変形が大きくなるが、 ϕ が大きいと弾性領域の影響が大きくなる。
- ⑤ 簡易動的コーン貫入試験の室内実験では、前述のように油圧シリンダーを用いて上載圧を与えているため、図-4.4 など示したように、実際にかかっている上載圧は所定の数値より低く、かつ振動しており、数値計算での想定と少し異なっている。

3) N_q 値からのせん断抵抗角 ϕ 、初期弾性係数 E_i の推定

2) で述べたことは、本資料の数値シミュレーション手法で求めた上載圧-せん断抵

抗角 ϕ - 貫入量 - 初期弾性係数 E_i の関係が簡易動的コーン貫入試験の現象をある程度実際に近く表現していることを意味するが、実務的な観点からは、せん断抵抗角 ϕ を既知とすることは問題がある。実務的には、上載圧はほぼ既知としてよい。減衰パラメータは、砂地盤では本節で用いた程度の数値を用いてよいようである。したがって、本資料の手法により、**図-4.24** に示したような、せん断抵抗角 ϕ と初期弾性係数 E_i の組合せが、簡易動的コーン貫入試験の貫入量から得られることになる。

簡易動的コーン貫入試験の貫入量という 1 つだけの観測値から、せん断抵抗角 ϕ と初期弾性係数 E_i という 2 つのパラメータを推定することは基本的には困難である。しかし、せん断抵抗角 ϕ と初期弾性係数 E_i は必ずしも独立な関係ではなく、せん断抵抗角 ϕ が大きければ初期弾性係数 E_i も大きいといった相関関係があると考えられる。もし、せん断抵抗角 ϕ と初期弾性係数 E_i の関係が与えられれば、 ϕ と E_i をそれぞれ分離して推定することが可能になる。

例として、次の方法を検討してみる。道路橋示方書では、N 値と ϕ の関係を次式²⁾で与えている。

$$\phi = 4.8 \ln \{170 N / (\sigma_v' + 70)\} + 21 \quad (4.1)$$

ここで、 σ_v' : 有効土被り圧である。道路橋示方書では、N 値と変形係数 E の関係を次式²⁾で与えている。

$$E = 2800 N \quad (4.2)$$

式(4.2) の E の定義は初期弾性係数 E_i とは異なる可能性もあるが、とりあえず、式(4.2) の E を E_i とみて、仮に、 $\sigma_v' = 50 \text{ kPa}$ 、 100 kPa 、 150 kPa として、式(4.1)と式(4.2) から N 値を消去すると次式の ϕ と E_i の関係が得られる。

$$\sigma_v' = 50 \text{ kPa} : \quad E_i = 1970 e^{(\phi - 21)/4.8} \quad (4.3a)$$

$$\sigma_v' = 100 \text{ kPa} : \quad E_i = 2800 e^{(\phi - 21)/4.8} \quad (4.3b)$$

$$\sigma_v' = 150 \text{ kPa} : \quad E_i = 3620 e^{(\phi - 21)/4.8} \quad (4.3c)$$

一方、大崎の式²⁾では土被り圧 σ_v' を考慮せず、N 値と ϕ の関係を次式で与えている。

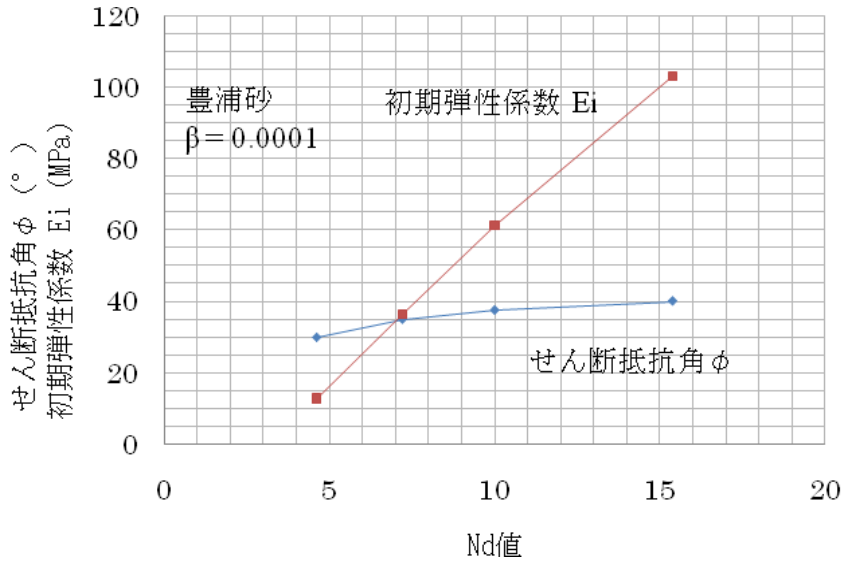
$$\phi = 15 + (20 N)^{1/2} \quad (4.4)$$

式(4.4)と式(4.2)から N 値を消去すると次式の ϕ と E_i の関係が得られる。

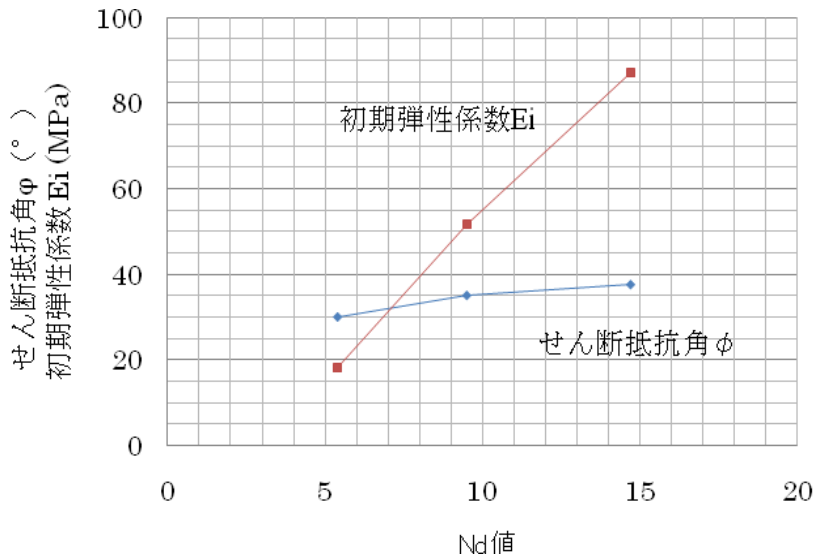
$$E_i = 140 (\phi - 15)^2 \quad (4.5)$$

図-4.24 から、式(4.3a) ~ (4.3c)、式(4.5)のそれぞれの関係を前提として、 $\beta = 0.0001$ とした場合の N_d 値と ϕ 、 E_i の関係を求めた結果をそれぞれ**図-4.30**、**図-4.31** に示す。具体的な計算手順は、 ϕ を想定して式(4.3a) ~ (4.3c)、式(4.5) からそれぞれ E_i を計算し、この ϕ と E_i の組合せから**図-4.24** で貫入量を読み取る。この貫入量から N_d 値を計算して**図-4.30** または**図-4.31** にプロットする。

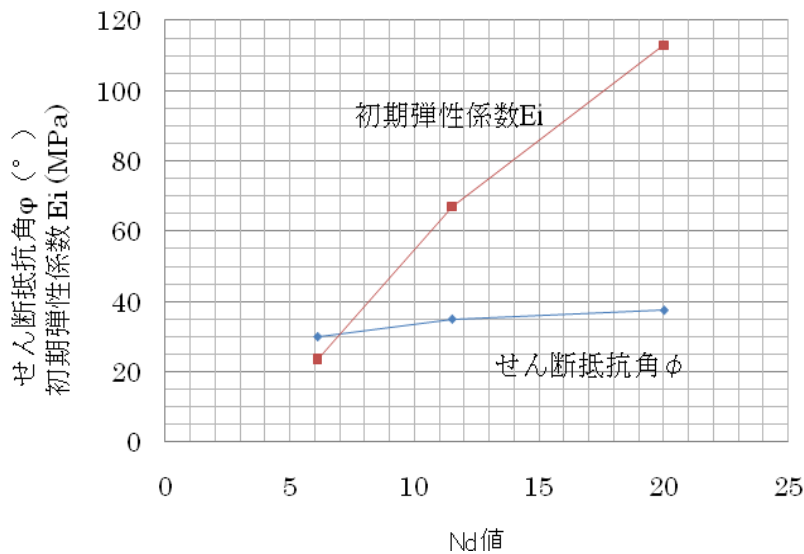
本資料の方法で ϕ と E_i を分離して推定する過程で従来の統計的相関に基づく関係を利用することは矛盾に見えるかもしれないが、 ϕ と E_i の相関関係を与えるための便宜的な措置である。



(a) 上載圧 50 kPa : 式(4.3a)



(b) 上載圧 100 kPa : 式(4.3b)



(c) 上載圧 150 kPa : 式(4.3c)

図-4.30 式(4.3a)～ (4.3c)を前提とした N_d 値と ϕ 、 E_i の関係 ($\beta = 0.0001$)

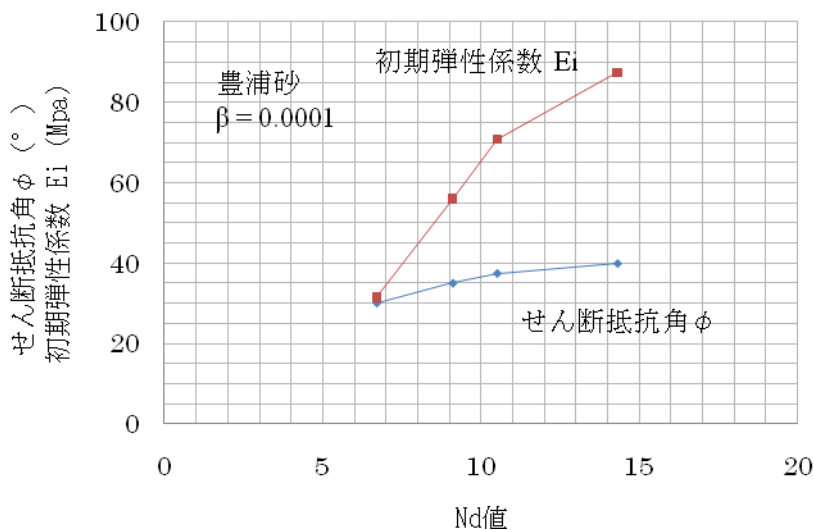


図-4.31 式(4.5) を前提とした N_d 値と ϕ 、 E_i の関係 ($\beta = 0.0001$)

次に、表-4.4 に示した、簡易動的コーン貫入試験における 1 回当りの貫入量から N_d 値を求め、図-4.30、図-4.31 で N_d 値から初期弾性係数 E_i とせん断抵抗角 ϕ を求めた結果を表-4.5、表-4.6 にそれぞれ示す(図-4.30、図-4.31 の折れ線の数値をそのまま読み取っている)。表-4.5、表-4.6 の結果は、三軸圧縮試験で求めた変形係数 E_{50} (表-4.3) にある程度対応しているが、せん断抵抗角 ϕ は三軸圧縮試験で求めた数値よりやや小さい。しかし、本章の簡易動的コーン貫入試験で用いた細砂の場合、式(4.3a)～ (4.3c)、

式(4.5)に示すような変形係数 E とせん断抵抗角 ϕ の相関関係を利用して、 N_d 値から図-4.30、図-4.31 を用いて、初期弾性係数 E_i とせん断抵抗角 ϕ をそれぞれ推定できる可能性がある。なお、図-4.30、図-4.31 では N_d 値が7程度以下での差が大きくなっており、本章の簡易動的コーン貫入試験で求めた N_d 値が7程度以上であるため、表-4.5、表-4.6 で大きな差は見られない。図-4.30、図-4.31 の妥当性は、 β の数值と式(4.3a)～(4.3c)、式(4.5)の適切さを含めて、今後さらに検討する必要がある。

表-4.5 図-4.30(a)～(c) で N_d 値から求められるせん断抵抗角 ϕ と初期弾性係数 E_i

上載圧 (kPa)	緩い砂地盤(実験値 $\phi=39^\circ$)				密な砂地盤(実験値 $\phi=45^\circ$)			
	貫入量 (m)	N_d	ϕ ($^\circ$)	E_i (kPa)	貫入量 (m)	N_d	ϕ ($^\circ$)	E_i (kPa)
50	0.0145	6.9	34	34000	0.007	14.3	40	95000
100	0.008	12.5	37	80000	0.004	25	—	—
150	0.006	16.7	37	96000	0.004	25	—	—

表-4.6 図-4.31 で N_d 値から求められるせん断抵抗角 ϕ と初期弾性係数 E_i

上載圧 (kPa)	緩い砂地盤(実験値 $\phi=39^\circ$)				密な砂地盤(実験値 $\phi=45^\circ$)			
	貫入量 (m)	N_d	ϕ ($^\circ$)	E_i (kPa)	貫入量 (m)	N_d	ϕ ($^\circ$)	E_i (kPa)
50	0.0145	6.9	30	34000	0.007	14.3	40	88000
100	0.008	12.5	38	80000	0.004	25	—	—
150	0.006	16.7	約 40	—	0.004	25	—	—

4.5 本章のまとめ

- 1) 砂地盤での簡易動的コーン貫入試験の貫入量には、減衰パラメータ、初期弾性係数 E_i 、せん断抵抗角 ϕ 、上載圧が大きく影響する。本資料の計算手法で求めた上載圧－せん断抵抗角 ϕ －貫入量－初期弾性係数 E_i の関係を用いて、上載圧と、三軸圧縮試験で求めた ϕ を既知として、簡易動的コーン貫入試験の貫入量から求めた初期弾性係数 E_i は三軸圧縮試験で求めた割線変形係数 E_{50} と、ある程度一致する。
- 2) 1)で述べたことは、本資料の数値シミュレーション手法で求めた上載圧－せん断抵抗角 ϕ －貫入量－初期弾性係数 E_i の関係が簡易動的コーン貫入試験の現象をある程度実際に近く表現していることを意味するが、実務的な観点からは、せん断抵抗角 ϕ を既知とすることは問題がある。実務的には、簡易動的コーン貫入試験における1回当りの貫入量から計算される N_d 値から、せん断抵抗角 ϕ と初期弾性係数 E_i が求められる必要がある。基本的には、 N_d 値という1つの観測値から、せん断抵抗角 ϕ と初期

弾性係数 E_i という 2 つのパラメータを分離して推定することは困難である。しかし、せん断抵抗角 ϕ と初期弾性係数 E_i は必ずしも独立な関係ではなく、何らかの相関関係があると考えられる。そこで、統計的な相関に基づいて従来から提案されている標準貫入試験の N 値と ϕ の関係式、 N 値と変形係数 E の関係式を用いて、 ϕ と E_i の関係式を求めた。この関係式が成り立つことを前提として、本資料の数値シミュレーション手法で求めた 1) の上載圧－せん断抵抗角 ϕ －貫入量－初期弾性係数 E_i の関係を用いて N_d 値から ϕ と E_i を分離して推定してみた。この推定結果は、本章で示した三軸圧縮試験結果とかなりよく一致することを示した。

3) 2) の結果に基づき、**図-4.30** で N_d 値を一定とした場合のせん断抵抗角 ϕ と初期弾性係数 E_i を読み取り、上載圧に応じて整理した結果を**図-4.32** に示す。**図-4.32** で、上載圧が大きくなると ϕ と E_i が減少していることは逆の現象に見えるが、上載圧が大きい場合、 N_d 値が同じでも、地盤の本来の ϕ と E_i は（上載圧が小さい場合より）小さいことを表している。

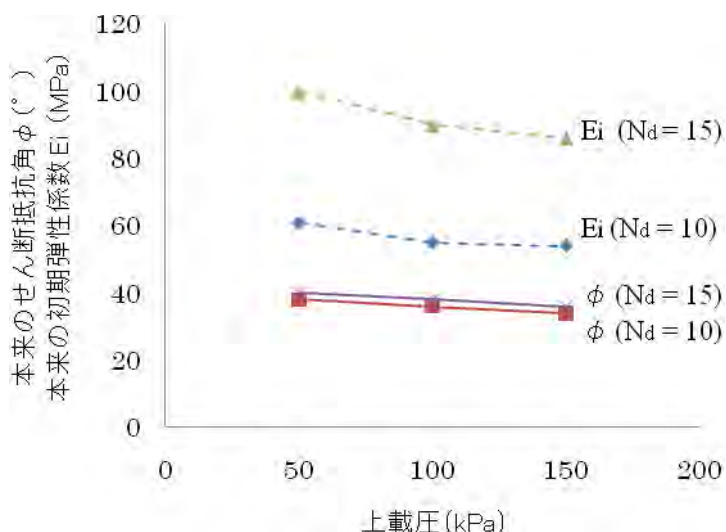


図-4.32 上載圧を考慮したせん断抵抗角 ϕ と初期弾性係数 E_i の推定

参考文献

- 1) 山内崇史：動的コーンおよび標準貫入試験の室内模型実験と数値解析、福井大学修士論文、2009.
- 2) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説、地盤工学会、2004.

第5章 標準貫入試験(模型実験・乾燥砂地盤)

5.1 本章の内容

乾燥した豊浦砂を用いて、円形土層内に緩い砂地盤と密な砂地盤を作製し、50 kPa、100 kPa、150 kPaの上載圧をかけた状態で標準貫入試験の室内模型実験を実施した。この模型実験を対象とした数値シミュレーションを行って、標準貫入試験(模型)における貫入量と、三軸圧縮試験から求められるせん断抵抗角 ϕ 、変形係数との関係を求めた結果を示す。

本章で用いる数値シミュレーション手法は第3章で用いたDYNCONEと同じである。

5.2 乾燥砂地盤での室内模型実験

1) 実験方法

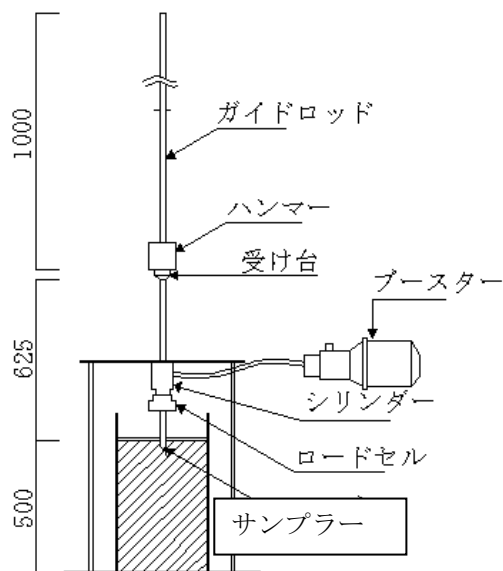


図-5.1 実験装置

標準貫入試験は、質量 63.5 kg のハンマーを 76 cm 自由落下させて、ボーリングロッド頭部に取り付けたノッキングヘッドを打撃し、ボーリングロッド先端に取り付けた標準貫入試験用サンプラーを地盤に 30 cm 打ち込むのに要する打撃回数 N 値を測定する。

このような大掛かりな試験を室内実験で行うことは困難なので、図-5.1 に示すように、第4章で用いた簡易動的コーン貫入試験用の実験装置をそのまま使用する模型実験とし、コーンに代えて標準貫入試験用サンプラー(模型)を取り付けることとした。ハンマーは第3章、第4章で用いた簡易動的コーン貫入試験用ハンマーを利用し、落下高さも簡易動的コーン貫入試験と同じ 50 cm とした。本章で用いる標準貫入試験用サンプラ

ーは鋼製で、全長を 200 mm とした以外の形状・寸法は通常の標準貫入試験用サンプラーと同一とした（写真-5.1：外径 51 mm、内径 35 mm、シュー角度 $19^{\circ}45'$ 、刃先肉厚 1.15 mm）。

① 砂地盤の作成、② 油圧シリンダーの設置、③ 砂地盤の圧縮、④ サンプラー、計測器具の設置、⑤ 計測、は 4. 2で述べた方法と同じである。



写真-5.1 サンプラーの模型

2) 実験結果

緩い砂地盤と密な砂地盤、上載圧ごとに、時間ー貫入量関係、打撃回数ごとの最終貫入量、時間ー上載圧関係を図-5.2～5.25 に示す。時間ー貫入量関係、時間ー上載圧関係は、始めの打撃回数 10 回程度の結果のみを示す。

図-5.2 を例にとると、時間ー貫入量関係で始めの数回のハンマー打撃による貫入量が大きいのは、簡易動的コーン貫入試験と同様に、3. 5 3)⑤で述べたように、サンプラーの貫入深さ位置の影響によるものである。

簡易動的コーン貫入試験と異なる点は、簡易動的コーン貫入試験では（例えば図-4.3）打撃回数が増えると最終貫入量がほぼ一定になるのに対し、本章の標準貫入試験（模型実験）では（例えば図-5.3）打撃回数の増加に応じて最終貫入量が減少していくことである。サンプラーの貫入深さに応じてサンプラーと地盤の摩擦抵抗が大きくなるためと推定される。このため、数値シミュレーションでは、サンプラーの貫入深さを厳密に考慮する必要があり、図-5.4 に示すように打撃回数に応じた累積貫入量も示した。

簡易動的コーン貫入試験と同様に、上載圧は油圧シリンダーで与えているため、図-5.4 に示すように、時間ー上載圧関係はハンマー打撃の衝撃により時間的にやや振動し

ている。また、上載圧は所定の数値からの若干のずれも見られる。

① 緩い砂地盤

a) 上載圧 50 kPa

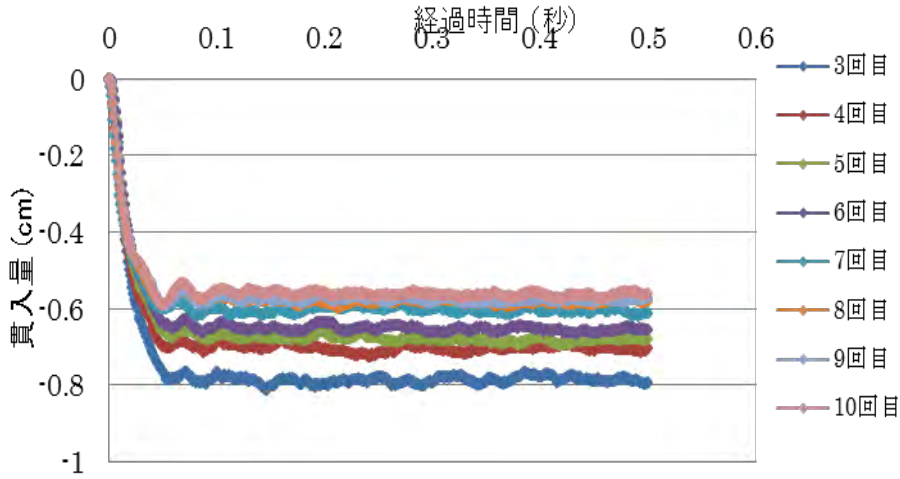


図-5.2 時間—貫入量関係（緩い砂地盤、上載圧 50 kPa、一部）

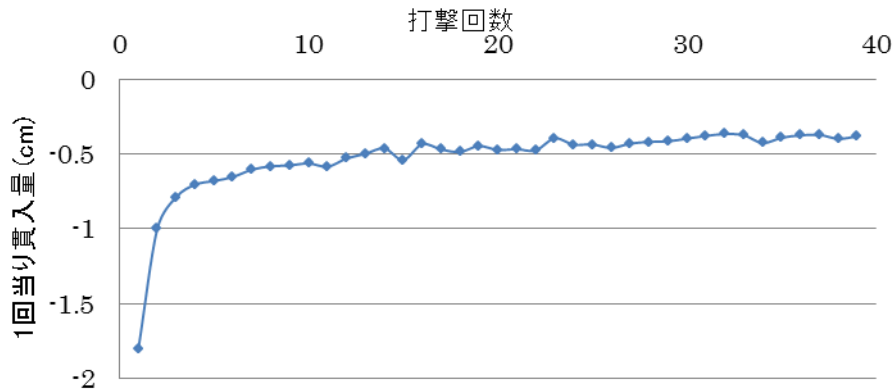


図-5.3 打撃回数ごとの最終貫入量（緩い砂地盤、上載圧 50 kPa）

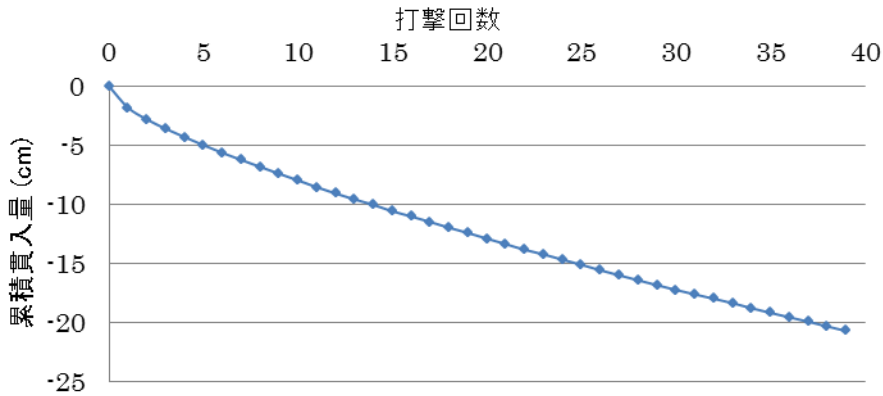


図-5.4 打撃回数ごとの累積貫入量（緩い砂地盤、上載圧 50 kPa）

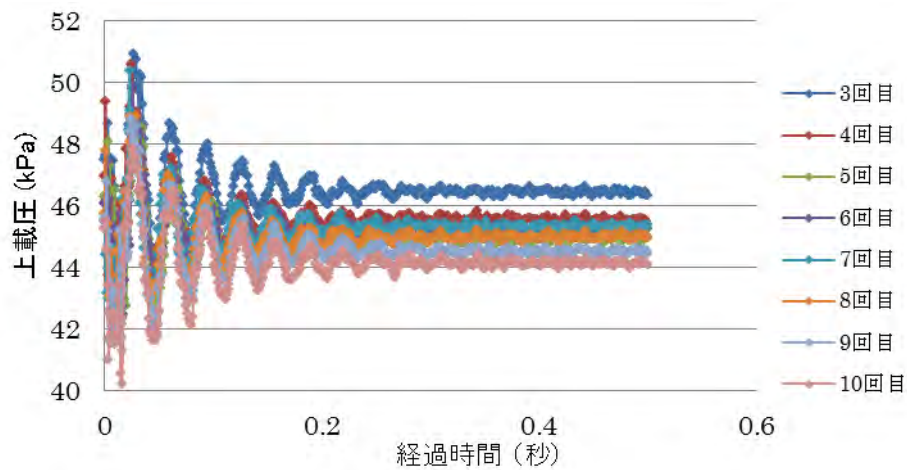


図-5.5 時間—上載圧関係（緩い砂地盤、上載圧 50 kPa、一部）

b) 上載圧 100 kPa

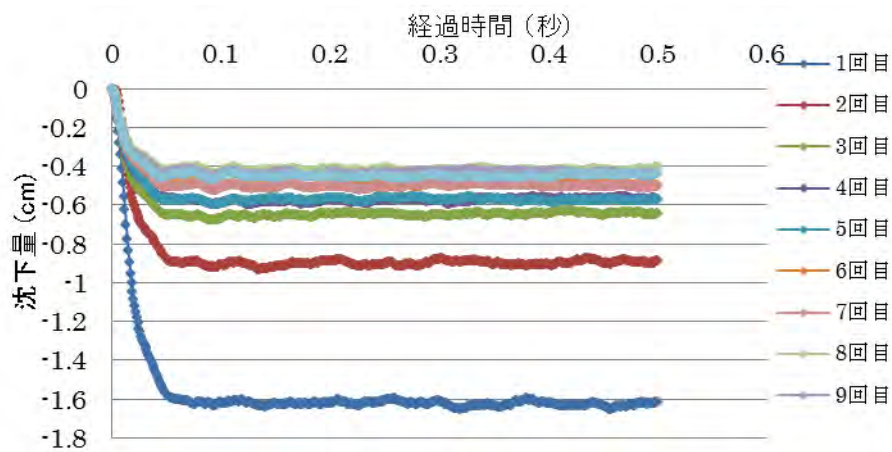


図-5.6 時間—貫入量関係（緩い砂地盤、上載圧 100 kPa、一部）

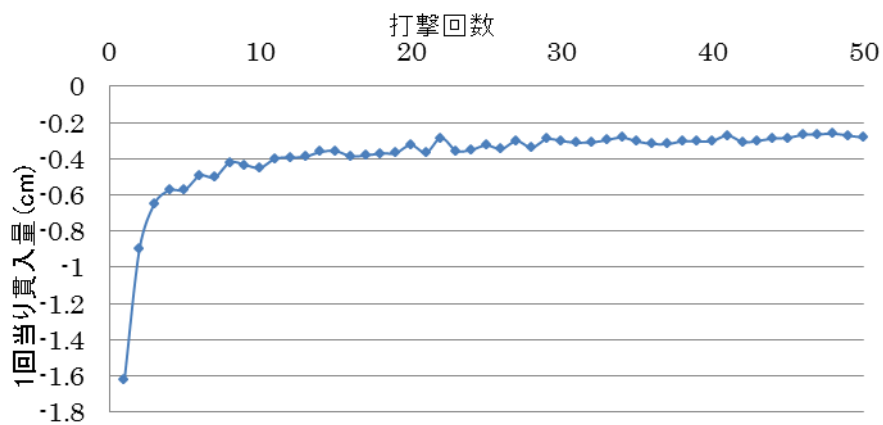


図-5.7 打撃回数ごとの最終貫入量（緩い砂地盤、上載圧 100 kPa）

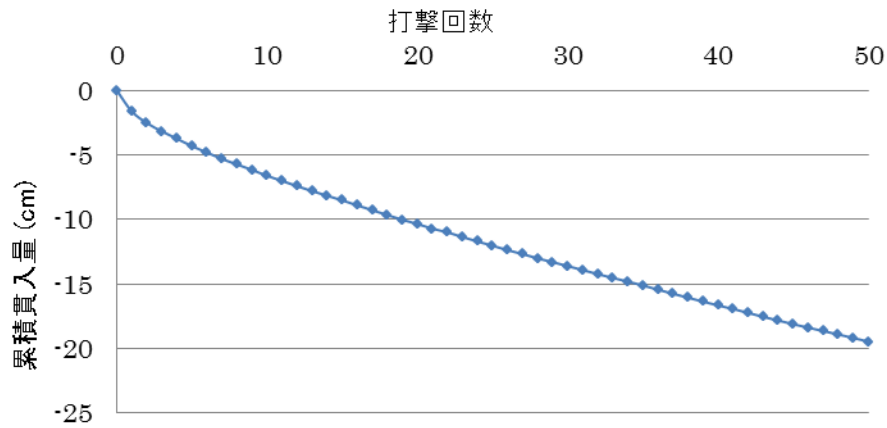


図-5.8 打撃回数ごとの累積貫入量（緩い砂地盤、上載圧 100 kPa）

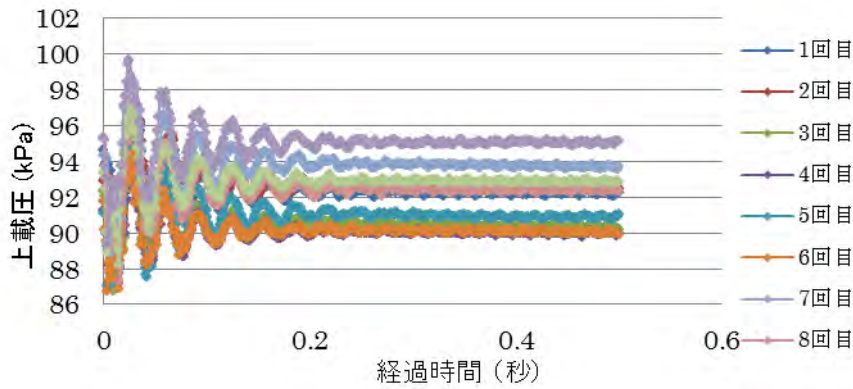


図-5.9 時間—上載圧関係（緩い砂地盤、上載圧 100 kPa、一部）

c) 上載圧 150 kPa

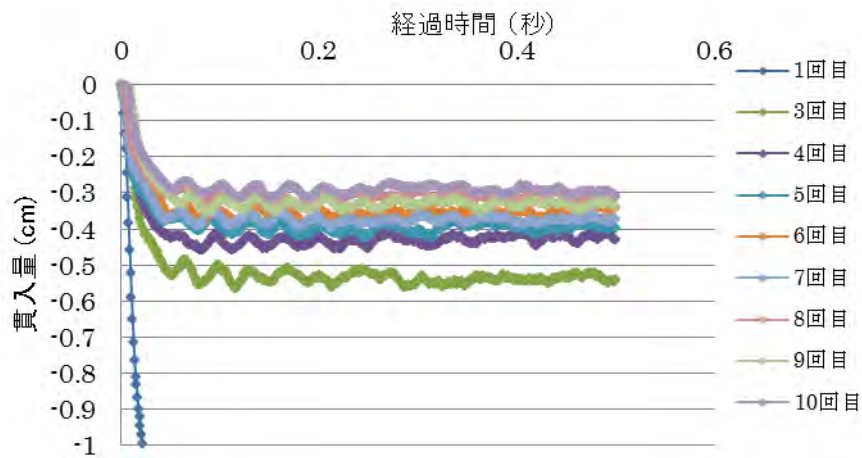


図-5.10 時間—貫入量関係（緩い砂地盤、上載圧 150 kPa、一部）

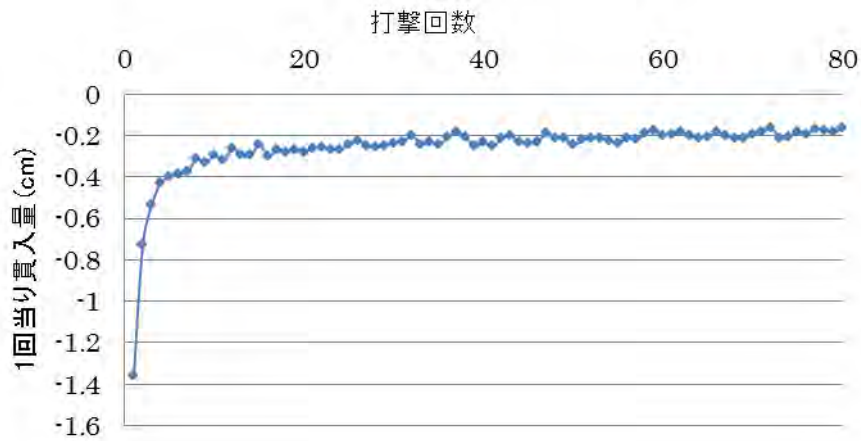


図-5.11 打撃回数ごとの最終貫入量（緩い砂地盤、上載圧 150 kPa）

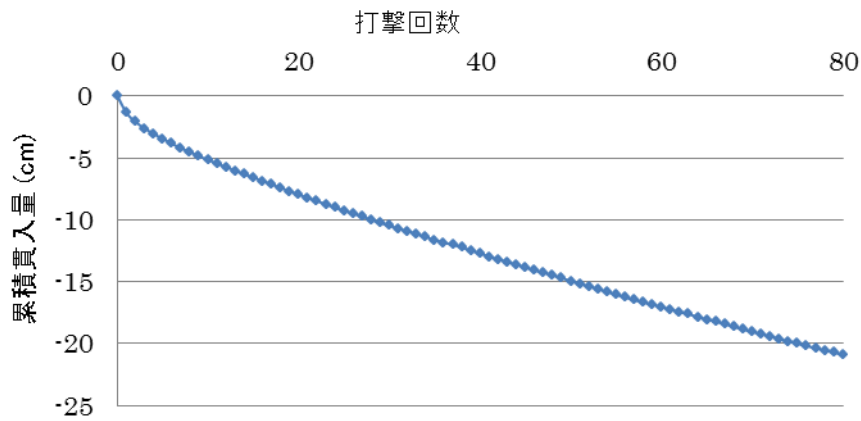


図-5.12 打撃回数ごとの累積貫入量（緩い砂地盤、上載圧 150 kPa ）

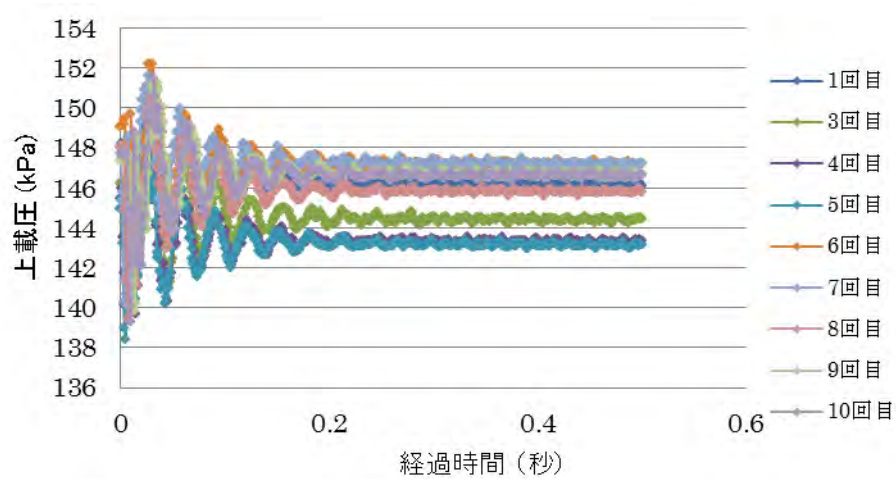


図-5.13 時間－上載圧関係（緩い砂地盤、上載圧 150 kPa、一部）

② 密な砂地盤

a) 上載圧 50 kPa

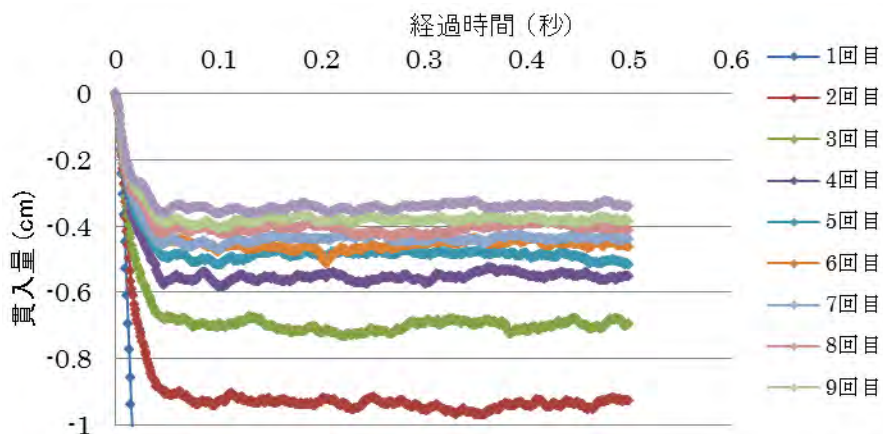


図-5.14 時間-貫入量関係 (密な砂地盤、上載圧 50 kPa、一部)

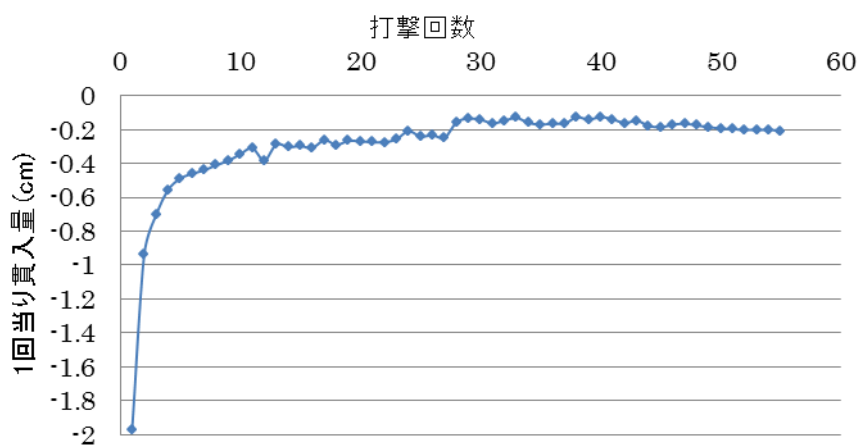


図-5.15 打撃回数ごとの最終貫入量 (密な砂地盤、上載圧 50 kPa)

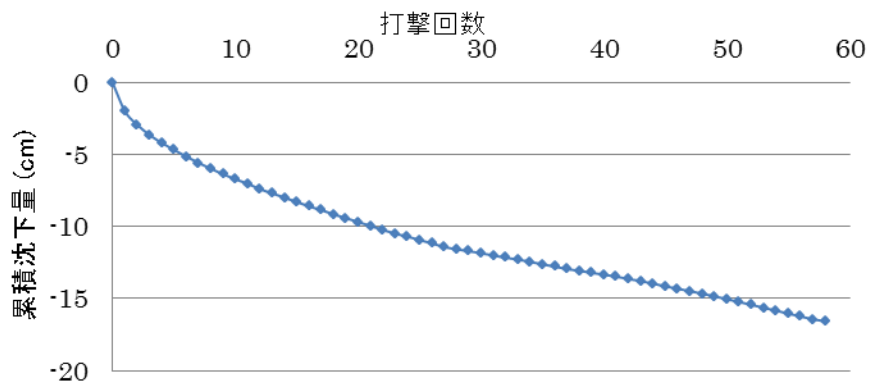


図-5.16 打撃回数ごとの累積貫入量 (密な砂地盤、上載圧 50 kPa)

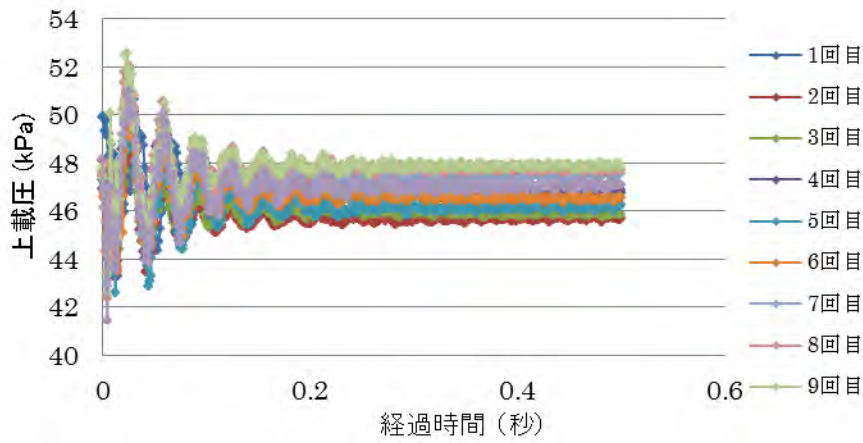


図-5.17 時間—上載圧関係（密な砂地盤、上載圧 50 kPa、一部）

b) 上載圧 100 kPa

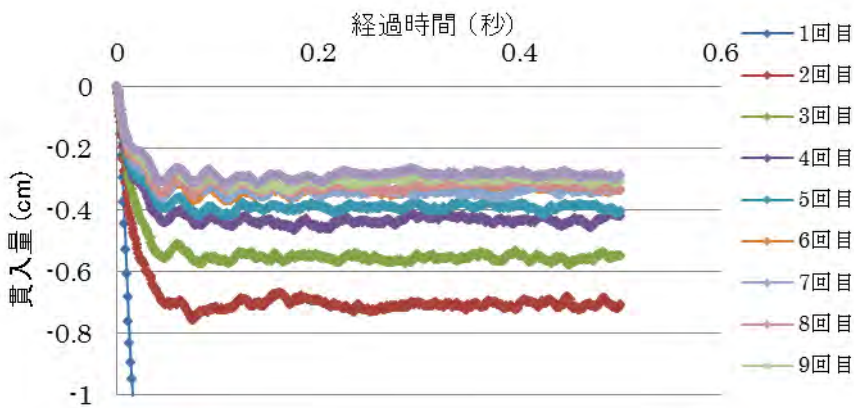


図-5.18 時間—貫入量関係（密な砂地盤、上載圧 100 kPa、一部）

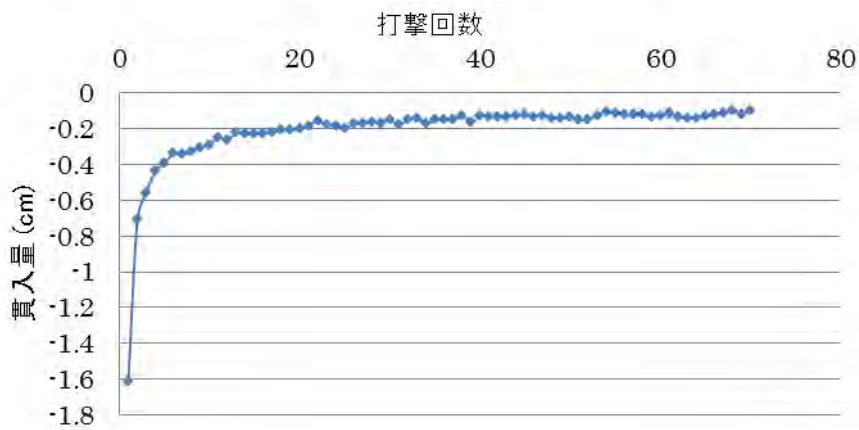


図-5.19 打撃回数ごとの最終貫入量（密な砂地盤、上載圧 100 kPa）

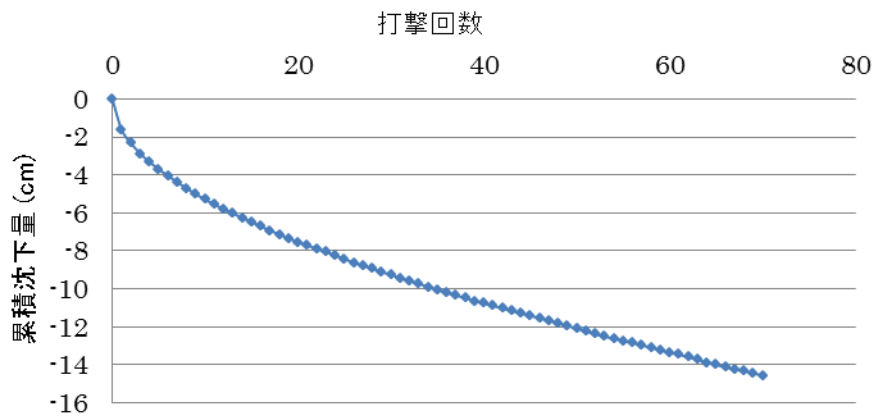


図-5.20 打撃回数ごとの累積貫入量 (密な砂地盤、上載圧 100 kPa)

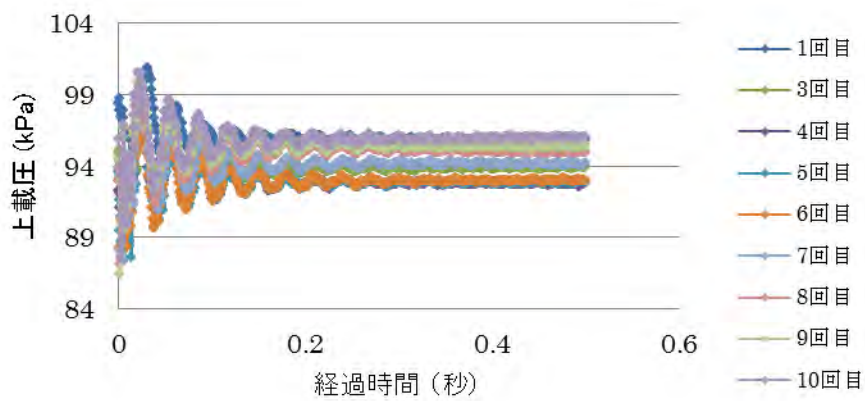


図-5.21 時間－上載圧関係 (密な砂地盤、上載圧 100 kPa、一部)

c) 上載圧 150kPa

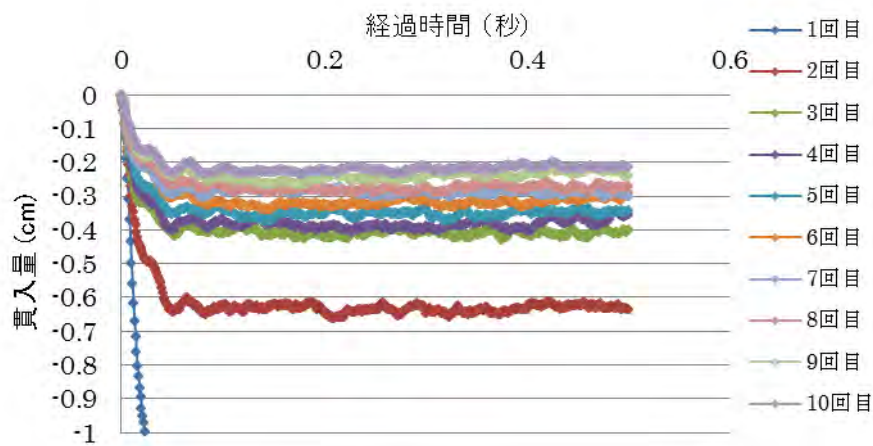


図-5.22 時間－貫入量関係 (密な砂地盤、上載圧 150 kPa、一部)

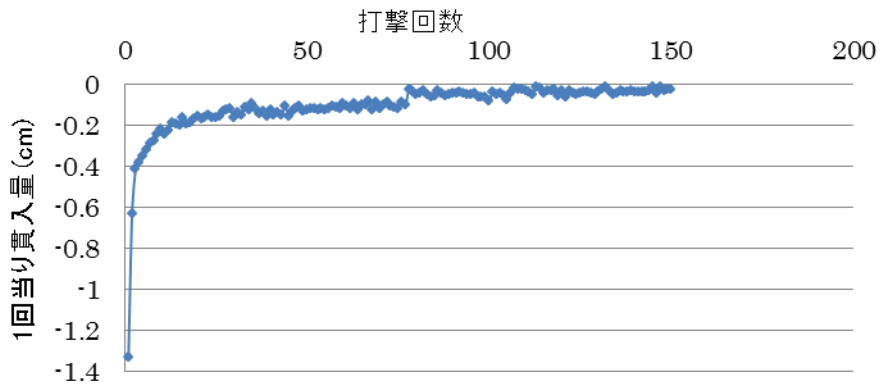


図-5.23 打撃回数ごとの最終貫入量 (密な砂地盤、上載圧 150 kPa)

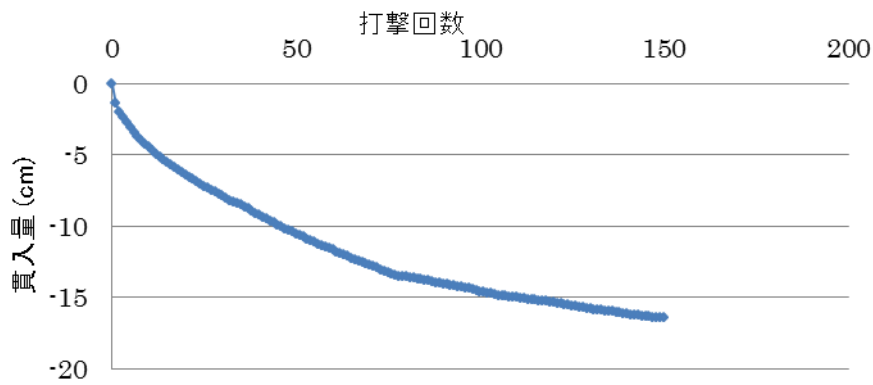


図-5.24 打撃回数ごとの累積貫入量 (密な砂地盤、上載圧 150 kPa)

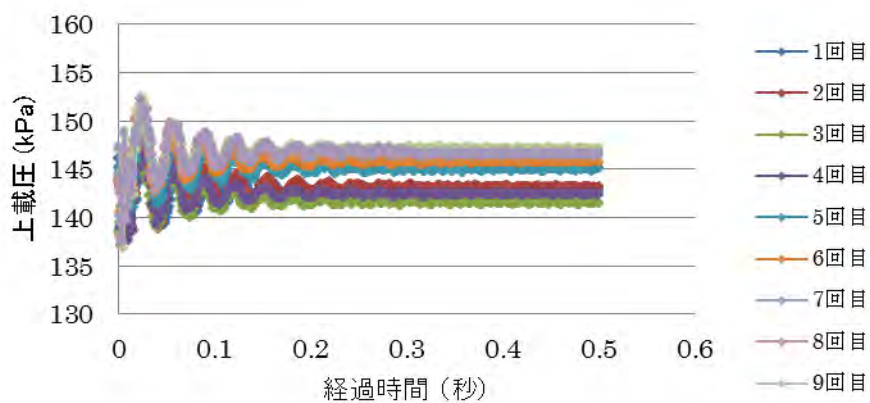


図-5.25 時間—上載圧関係 (密な砂地盤、上載圧 150 kPa、一部)

5.3 数値シミュレーション

1) 基本方針

数値シミュレーションの方法は3.4で述べた方法と基本的に同じである。図-5.26に示す有限要素モデルを用いる。本章では、サンプラーの貫入深さを10 cmとした場合の計算を行う。ハンマーやロッド部分の有限要素モデルについては、図-3.9に示した簡易動的コーン貫入試験と同じである。4.2(砂地盤での室内実験)で前述したように、上載圧を与えるための鋼板を地表面に敷設しているので、図-5.26の地表面に鋼板に相当する「はり要素(ラーメン要素)」を入れる。はり要素と地盤の間にはインターフェイス要素は入れていない。

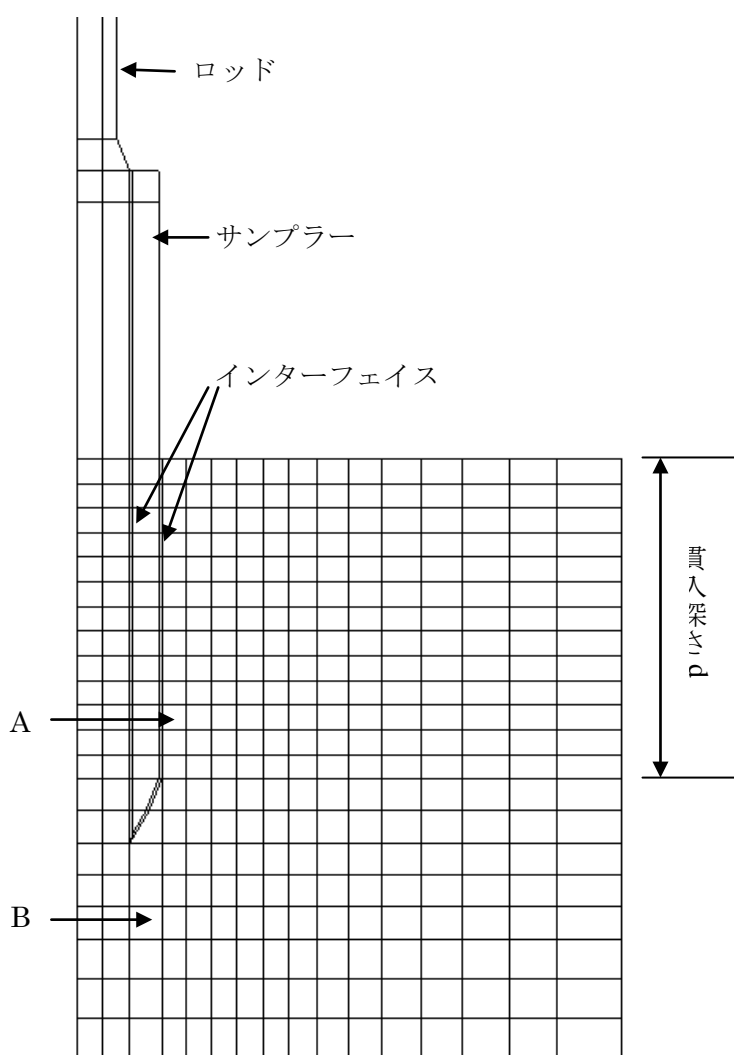


図-5.26 有限要素分割図 (サンプラー部分の詳細)

2) 物性定数

物性定数を表-5.1 に示すが、初期弾性係数 E_i などを除いて、表-3.1 と基本的に同じである。サンプラーと地盤のインターフェイスのせん断弾性係数や強度は、サンプラーの時間一貫入量関係にほとんど影響しないので、本章では、せん断弾性係数は地盤の初期弾性係数 E_i の 1/10、粘着力は 0.1 kPa、摩擦角は 20°で統一している。サンプラー内部の砂は乱れているであろうが、推定が困難なので、外側の砂地盤と同じ物性定数とした。第 4 章の簡易動的コーン貫入試験と同じ砂地盤を用いているので、減衰パラメータは 4.3 3) と同一の数値を用いる。

表-5.1 物性定数

	初期弾性 係数 E_i (kPa)	せん断弾 性係数 G (kPa)	ポアソン比 ν	密度 ρ (t/m ³)	粘着力 c (kPa)	せん断 抵抗角 ϕ (°)	ダイレイタ ンシー角 δ (°)
サンプラー他鋼材	2000000	—	0.1	7.8	—	—	—
ハンマー・受け 台の隙間	100	—	0.1	7.8	—	—	—
外側地盤	30000	—	0.3	1.7	0.1	40	0
内側地盤	30000	—	0.3	1.7	0.1	40	0
サンプラー・地 盤インターフェイス	30000	3000	0.3	—	0.1	20	0
サンプラー内の 隙間	100	—	0.30	0.1	0.1	5	0

3) 基本モデルの計算結果

第 2 章で示したような静的解析で、ハンマーなどの鋼材や地盤の自重、上載圧による応力分布を求め、この応力分布を初期応力として与える。この初期応力と、ハンマーなどの鋼材や地盤の自重、上載圧を与え（ハンマーの初速度は与えないで）、2) で述べた物性定数を用いて本資料の計算方法を適用した場合のサンプラー鉛直変位の計算結果が図-5.27 に示す曲線 A である（上載圧は 50 kPa としている）。次に、上述の初期応力と、ハンマーなどの鋼材や地盤の自重、上載圧とハンマーの初速度を与え、上述したのと同じ物性定数を用いて本資料の計算方法を適用した場合のサンプラーの鉛直変位の計算結果が図-5.27 に示す曲線 B である。曲線 B から曲線 A を差し引いた曲線 C をサンプラーの貫入量とする。砂地盤のように初期弾性係数 E_i やせん断抵抗角 ϕ が大きく、また、上載圧も大きい場合には、曲線 B と曲線 C の差が大きいので、以下では、常に図-5.27 に示す曲線 C を求めて検討を行う。

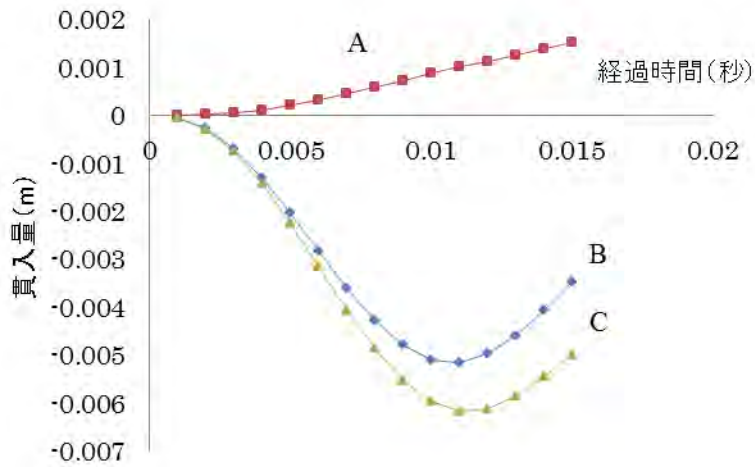


図-5.27 時間一貫入量の計算

図-5.28 に、図-5.27 における経過時間 0.011 秒の降伏要素分布を示す。各有限要素内の斜線は図-2.10 に示すせん断帯の方向と、その要素が降伏していることを表す。図-5.28 に示すように、地盤の降伏領域がやや小さく、サンプラーの隣接地盤付近で降伏が生じていることが特徴である。

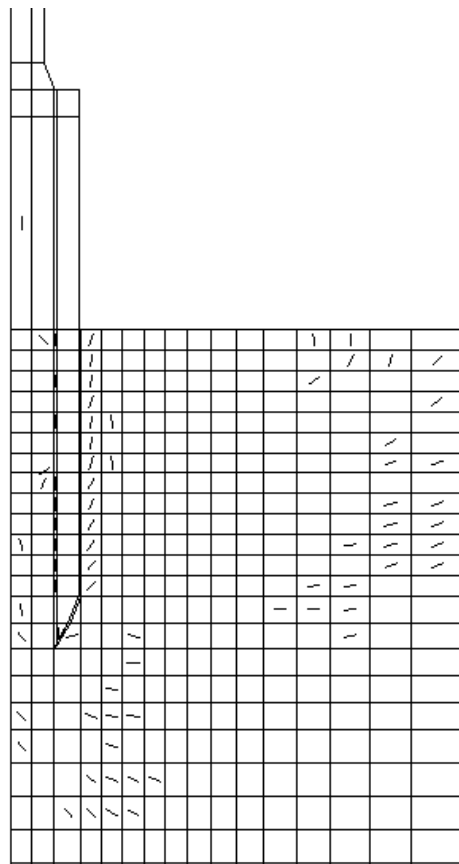


図-5.28 降伏要素の分布 (図-5.27、経過時間 0.011 秒)

図-5.29 に、図-5.27 における経過時間 0.011 秒の変位分布を示す。

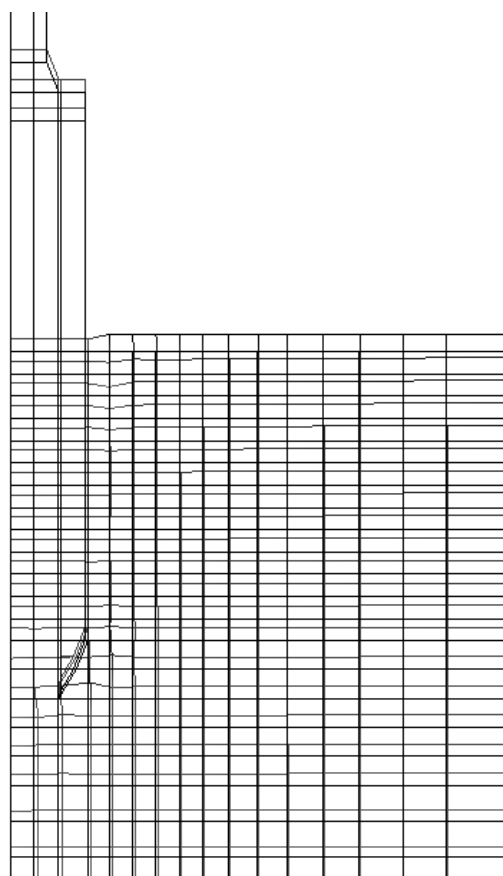


図-5.29 変位分布 (図-5.27、経過時間 0.011 秒)

図-5.30 に、図-5.26 に示す有限要素 A、B における垂直応力成分の経時変化を示す。

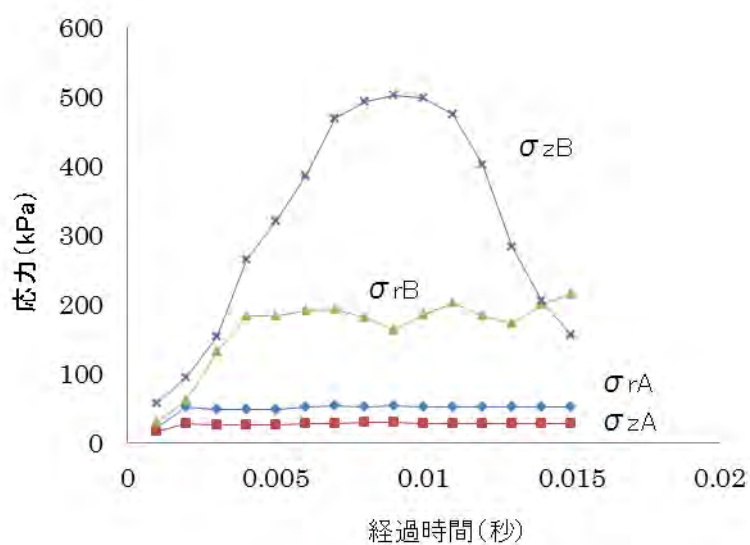


図-5.30 応力成分の時間変化

図-5.31 に、表-5.1 に示した物性定数でせん断抵抗角 ϕ のみを変化させた場合の時間一貫入量関係を示すが、図-3.20 について述べたように、初期弾性係数 E_i が大きくなると、 ϕ の影響は大きくなる。

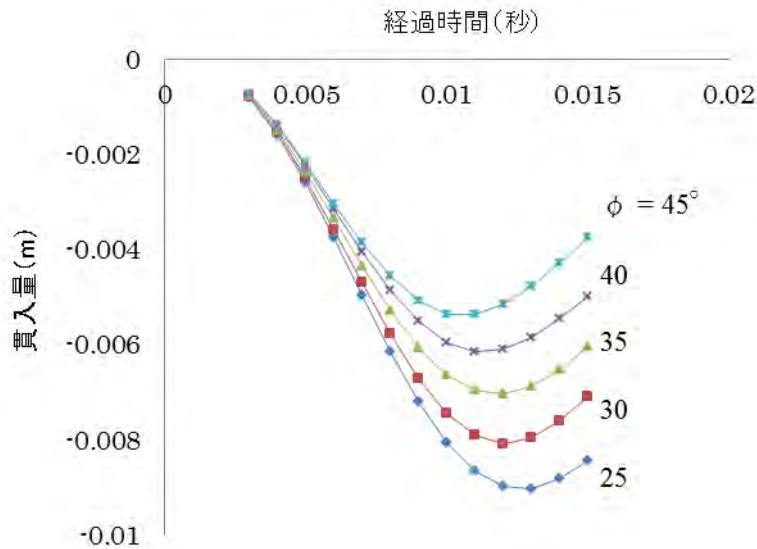


図-5.31 せん断抵抗角 ϕ の影響 (上載圧 50 kPa の場合)

図-5.32 に、表-5.1 に示した物性定数で、サンプラーと砂地盤の摩擦角のみを変化させた場合の時間一貫入量関係を示すが、図-5.32 に示すように影響が小さいので、以下の検討では 20° で統一して与えている

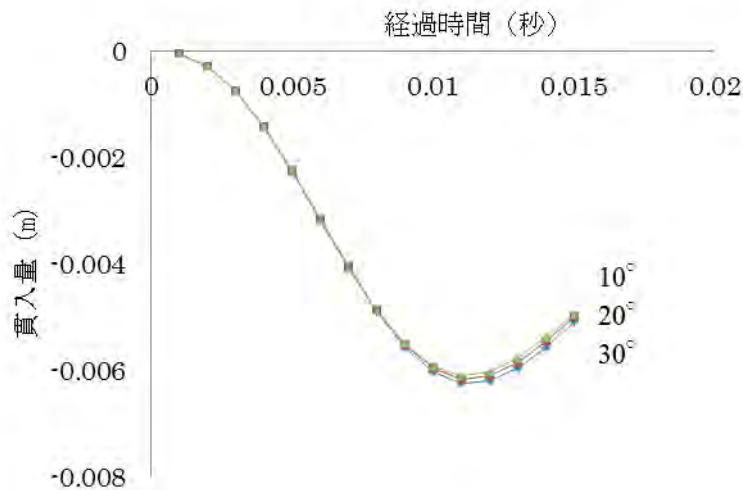


図-5.32 サンプラーと砂地盤の摩擦角の影響

4) 地盤の初期弾性係数 E_i と貫入量の関係

1)～3)に述べた条件で、上載圧 50 kPa、地盤のせん断抵抗角 $\phi = 40^\circ$ として、地盤の初期弾性係数 E_i を変化させて時間一貫入量関係を求めた結果を図-5.33 に示す。

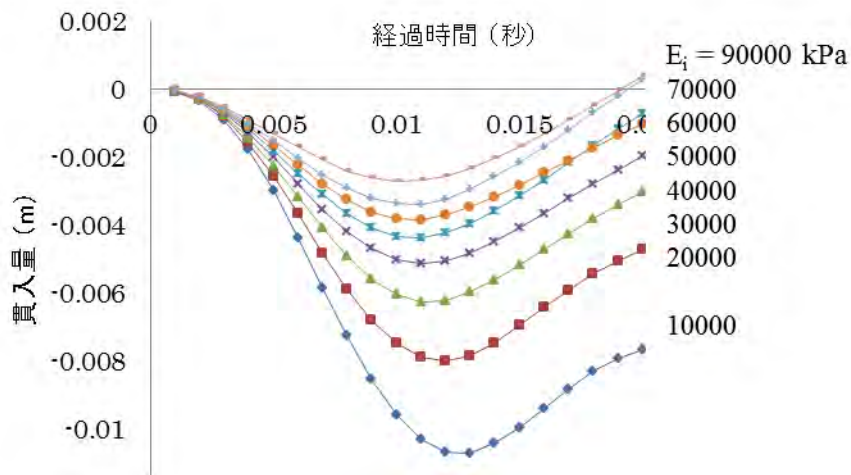
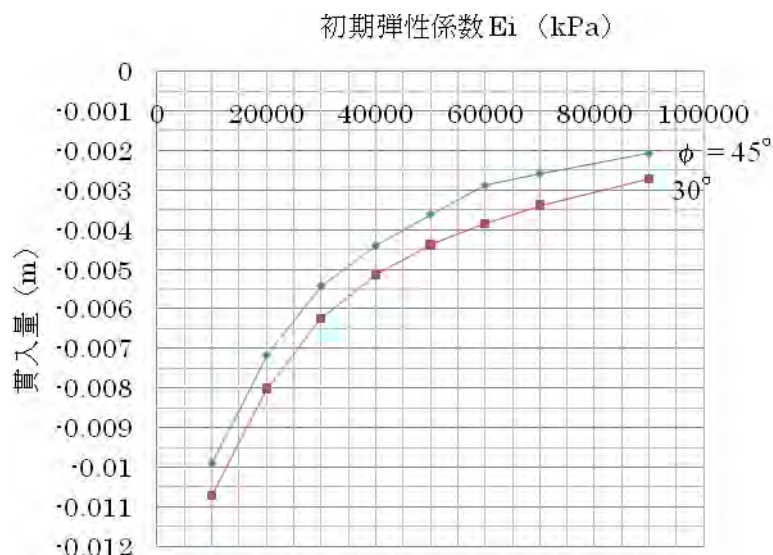
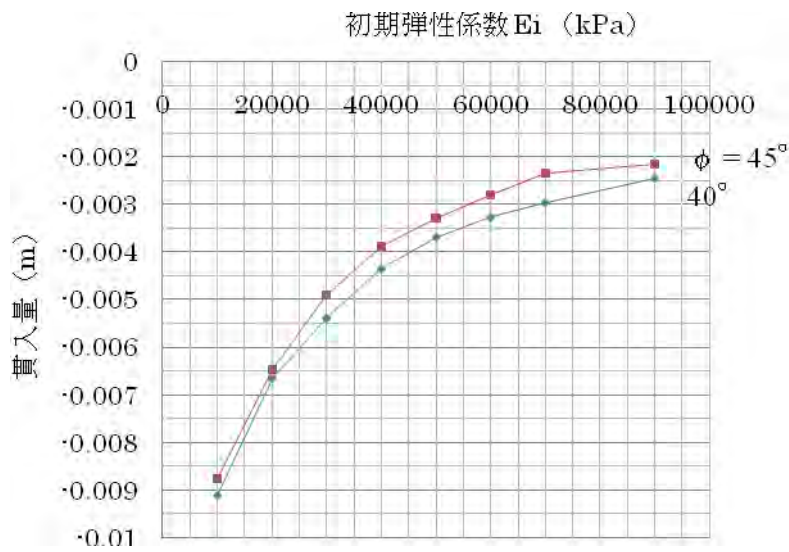


図-5.33 初期弾性係数 E_i の影響の例 (上載圧 50 kPa、 $\phi = 40^\circ$ の場合)

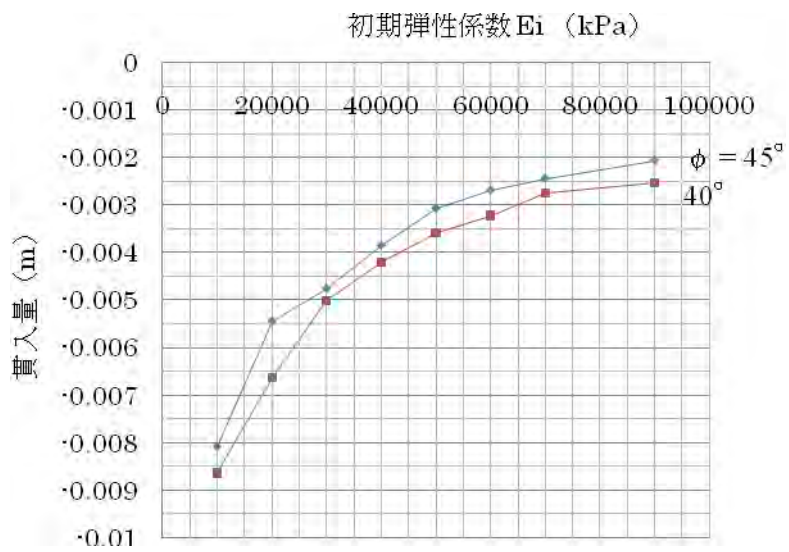
上載圧とせん断抵抗角 ϕ を変えて、図-5.33 で求められるような最大貫入量と地盤の初期弾性係数 E_i の関係を求めた結果を図-5.34 (a)~(c) に示す。せん断抵抗角 ϕ が大きくなると、貫入量が少し不安定になる場合がある。 ϕ が大きくなると弾性状態の影響が大きくなり、地盤の変形係数とインターフェイスの変形係数のバランスが不安定になるためと推定される。初期弾性係数 E_i の数値に応じて図-5.33 に示すような自然な時間-貫入量関係が得られるようにインターフェイスの初期せん断弾性係数を調整する方法が不安定性を解消するために効果的である。



(a) 上載圧 50 kPa



(b) 上載圧 100 kPa



(c) 上載圧 150 kPa

図-5.34 上載圧と ϕ に応じた初期弾性係数－貫入量関係

5. 4 数値シミュレーションと三軸圧縮試験結果の比較

1) 三軸圧縮試験結果

三軸圧縮試験結果は、砂地盤における簡易動的コーン貫入試験の室内実験で示した図-4.25～4.28 と同一である。

2) 数値シミュレーション

先に示した図-5.3、5.6、5.9、5.12、5.15、5.18 から、緩い砂地盤と密な砂地盤、上載

圧に応じた、サンプラーの貫入深さ 10 cm での貫入量を読み取る（貫入深さを数値シミュレーションモデル図-5.26 と合わせている）。この貫入量、三軸圧縮試験で求められたせん断抵抗角 ϕ 、上載圧を用いて、図-5.34 (a) ~ (c) から初期弾性係数 E_i を読み取った結果を表-5.4 に示す。

三軸圧縮試験では等方の拘束圧を与えており、標準貫入試験の模型実験では側方を拘束して上載圧を与えているので厳密な比較はできないが、標準貫入試験では鉛直方向の弾性係数を評価していると考えて、表-4.3、表-5.4 の結果をまとめて図-5.35 に示す。

表-5.4 標準貫入試験（模型）で求められた初期弾性係数 E_i

上載圧 (kPa)	緩い砂地盤 ($\phi=39^\circ$)		密な砂地盤 ($\phi=45^\circ$)	
	1 回当りの 貫入量 (m)	初期弾性係数 E_i (kPa)	1 回当りの 貫入量 (m)	初期弾性係数 E_i (kPa)
50	0.0050	40000	0.0027	65000
100	0.0037	48000	0.0015	100000
150	0.0025	70000	0.0013	100000

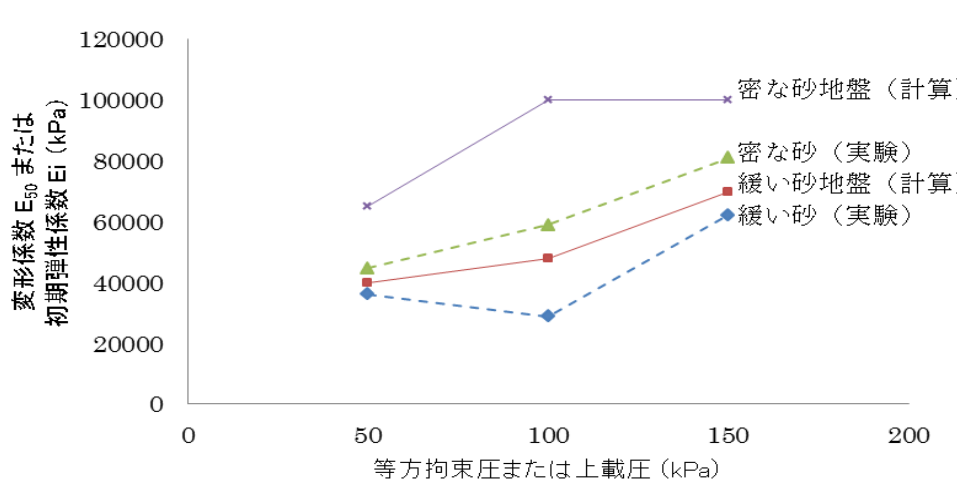


図-5.35 変形係数 E_{50} （三軸圧縮試験）と初期弾性係数 E_i （標準貫入試験、数値シミュレーション）の比較

図-5.35 で、砂地盤の初期弾性係数 E_i （計算）と砂の変形係数 E_{50} （三軸圧縮試験）の対応の傾向は、図-4.28 に示した簡易動的コーン貫入試験の結果とほぼ同じで、緩い砂地盤と緩い砂では、かなりよく一致している。密な砂地盤と密な砂では、やや差が見られるが、この差の原因として考えられる項目も簡易動的コーン貫入試験で前述した項目と同じである。

5.5 本章のまとめ

1) 砂地盤での標準貫入試験（模型実験）の貫入量には、減衰パラメータ、弾性係数、

せん断抵抗角 ϕ 、上載圧が大きく影響する。本資料の計算手法で求めた上載圧—せん断抵抗角 ϕ —貫入量—初期弾性係数 E_i の関係を用いて、上載圧と、三軸圧縮試験で求めた ϕ を既知として、標準貫入試験（模型実験）の貫入量から求めた初期弾性係数 E_i は三軸圧縮試験で求めた割線変形係数 E_{50} と、ある程度一致する。

- 2) 1) で述べたことは、本資料の計算手法で求めた上載圧—せん断抵抗角 ϕ —貫入量—初期弾性係数 E_i の関係が標準貫入試験（模型実験）の現象をある程度実際に近く表現していることを意味するが、実務的な観点からは、せん断抵抗角 ϕ を既知とすることは問題がある。実務的には、上載圧はほぼ既知としてよい。減衰パラメータは、砂地盤では本節で用いた程度の数値を用いて良いようである。せん断抵抗角 ϕ と初期弾性係数 E_i の組合せを、標準貫入試験（模型実験）の貫入量から得られることになる（せん断抵抗角 ϕ を別の方法で決定できれば、初期弾性係数 E_i が決まる）。
- 3) 例えば図-5.3 に示したように、本章の標準貫入試験（模型実験）では打撃回数が増加に応じて最終貫入量が減少していく。緩い砂地盤について、図-5.3、図-5.7、図-5.11 に示した打撃回数ごとの最終貫入量から、サンプラーの貫入深さに応じた 1 回当りの最終貫入量を読み取って図-5.36 に実験値として示す。表-5.4 に示した「標準貫入試験（模型実験）で求められた初期弾性係数 E_i 」は、サンプラーの貫入深さ 10 cm の最終貫入量の実験値を用いて、本資料の方法で推定した数値である。この初期弾性係数 E_i を用いて（他の条件は変えずに）、サンプラーの貫入深さに応じた 1 回当りの最終貫入量を計算した結果が図-5.36 に示す計算値である。図-5.36 で実験値と計算値がかなりよく一致していることから、本資料の方法により、標準貫入試験（模型実験）における現象をかなり実際に近く表現していると考えられる。

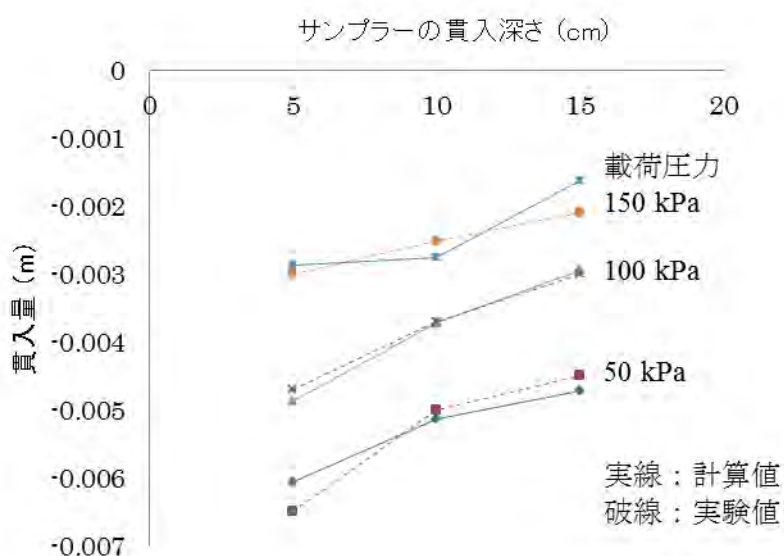


図-5.36 サンプラーの貫入深さに応じた最終貫入量

- 4) 本章の室内模型実験はサンプラーやハンマーなどの寸法や重量が実際の標準貫入試験とは異なるため、貫入量から実際の N 値を計算することができない。このため、

数値シミュレーションで標準貫入試験を再現する可能性があることを示すにとどめ、**第 3 章、第 4 章**で行ったような、貫入量から初期弾性係数 E_i とせん断抵抗角 ϕ を分離して推定する検討は省略する。

参考文献

- 1) 山内崇史：動的コーンおよび標準貫入試験の室内模型実験と数値解析、福井大学修士論文、2009.
- 2) 吉田明美：標準貫入試験の室内模型実験と数値解析、福井大学卒業論文、2008.
- 3) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説、地盤工学会、2004.

第6章 標準貫入試験(模型実験・飽和砂地盤)

6.1 本章の内容

豊浦砂を用いて、飽和した緩い砂地盤と密な砂地盤を円形土層内に作成し、50 kPa、100 kPa、150 kPaの上載圧をかけた状態で標準貫入試験の室内模型実験を実施した。この模型実験を対象とした数値シミュレーションを行って、標準貫入試験(模型)における貫入量と、飽和した砂の三軸圧縮試験(圧密排水条件)から求められるせん断抵抗角 ϕ_d 、変形係数との関係を求めた結果を示す。

飽和した砂地盤で標準貫入試験を行う場合、急激な载荷により過剰間隙水圧(過剰静水圧)が発生するため、土-水連成解析が必要になる。本章では、赤井・田村による2次元(軸対称)圧密解析手法¹⁾を用いて過剰間隙水圧の影響を評価する。

本章で用いる数値計算手法は第3章で用いたDYNCONCに過剰間隙水圧の項を加えたDYNCONC-Cであり、計算機プログラムの入力方法を本資料の参考資料1に示す。FORTRANコードは末尾のCDに示す。

6.2 飽和砂地盤での室内模型実験

1) 実験方法

実験装置は、5.2で述べた乾燥豊浦砂を用いた装置と同じである。

① 飽和砂地盤の作成方法は、乾燥砂地盤の場合と同様に空中落下法により円形土層内に砂を撒き出した後、円形土槽の下部から純水を砂地盤が乱れないようにゆっくり注入して行う。② 油圧シリンダーの設置、③ 砂地盤の圧縮、④ サンプラー・計測器具の設置、⑤ 計測、は4.2で述べた方法と同じである。

2) 実験結果

緩い砂地盤と密な砂地盤、上載圧ごとに、時間-貫入量関係、打撃回数ごとの最終貫入量、時間-上載圧関係を図-6.1～6.24に示す。時間-貫入量関係、時間-上載圧関係は、始めの打撃回数10回程度のみ結果を示す。

図-6.1を例にとると、時間-貫入量関係で始めの数回のハンマー打撃による貫入量が大きいのは、簡易動的コーン貫入試験と同様に、3.5.3)⑤で述べたように、サンプラーの貫入深さ位置の影響によるものである。

本章の飽和した砂地盤の標準貫入試験(模型実験)でも(例えば図-6.2)、乾燥砂地盤と同様に、打撃回数の増加に応じて最終貫入量が減少していく。簡易動的コーン貫入試験と同様に、上載圧は油圧シリンダーで与えているため、図-6.3に示すように、時間-上載圧関係はハンマー打撃の衝撃により時間的にやや振動している。また、上載圧は所定の数値からの若干のずれも見られる。

① 緩い砂地盤

a) 上載圧 50 kPa

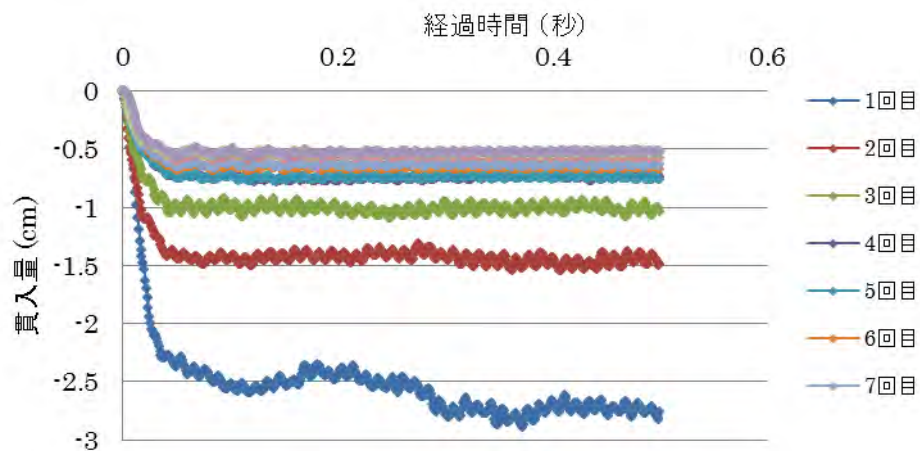


図-6.1 時間－貫入量関係（緩い砂地盤、上載圧 50 kPa、一部）

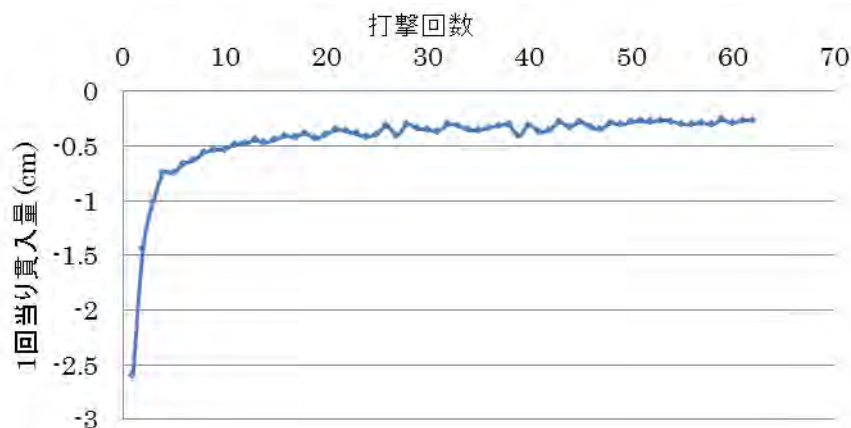


図-6.2 打撃回数ごとの最終貫入量（緩い砂地盤、上載圧 50 kPa）

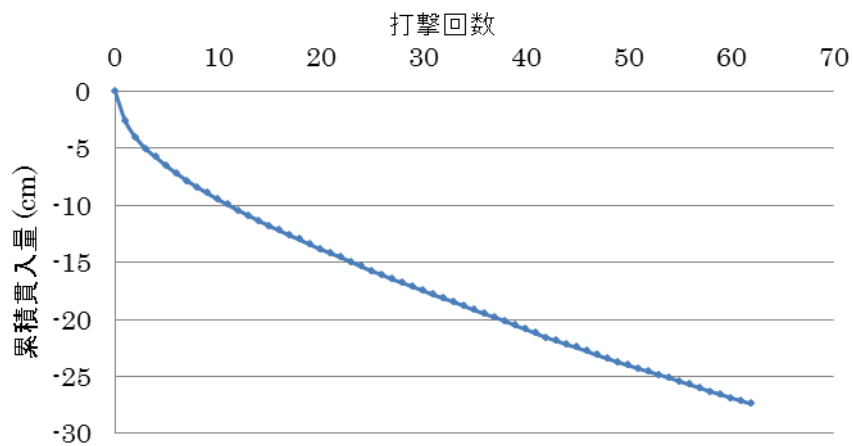


図-6.3 打撃回数ごとの累積貫入量（緩い砂地盤、上載圧 50 kPa）

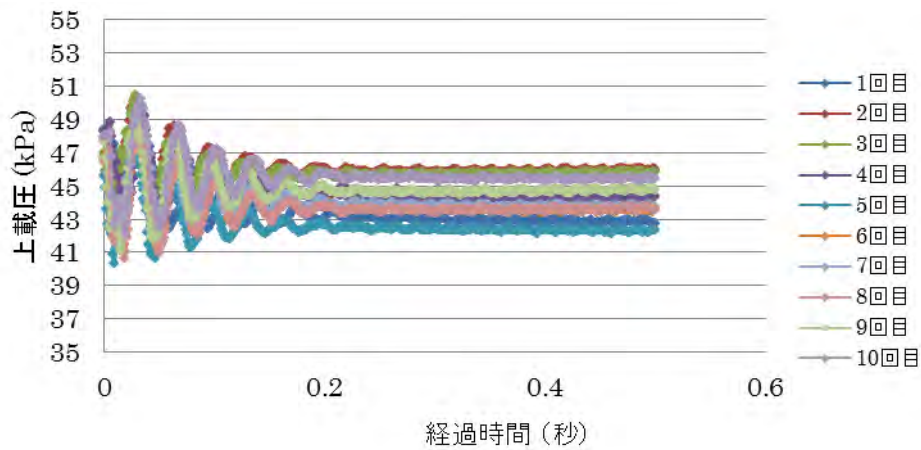


図-6.4 時間-上載圧関係 (緩い砂地盤、上載圧 50 kPa、一部)

b) 上載圧 100 kPa

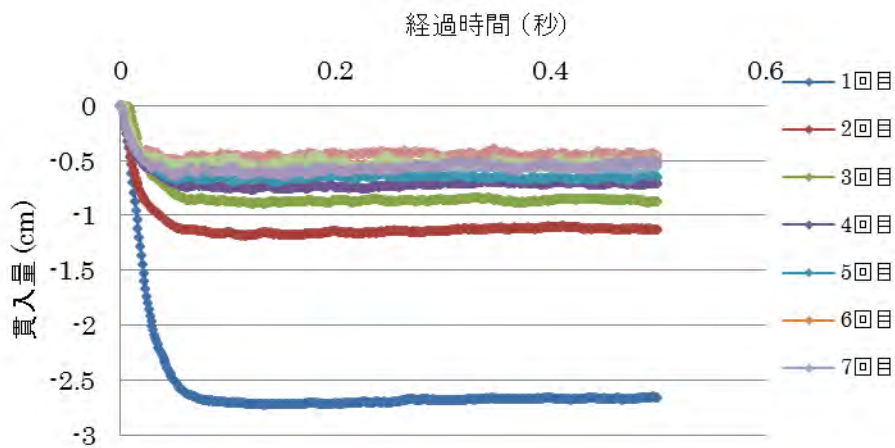


図-6.5 時間-貫入量関係 (緩い砂地盤、上載圧 100 kPa、一部)

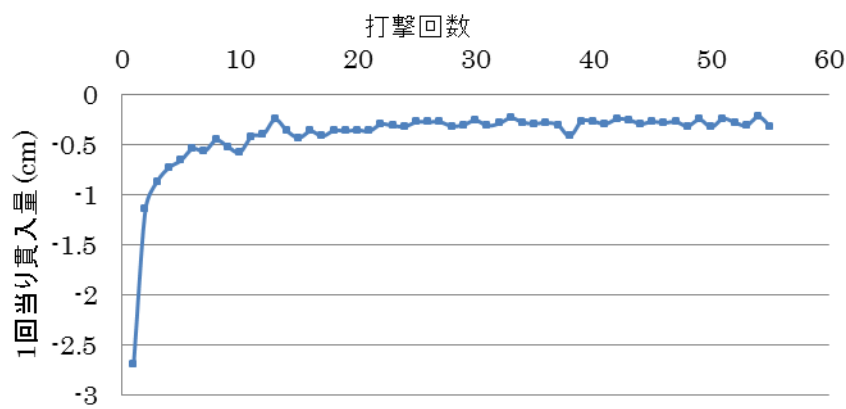


図-6.6 打撃回数ごとの最終貫入量 (緩い砂地盤、上載圧 100 kPa)

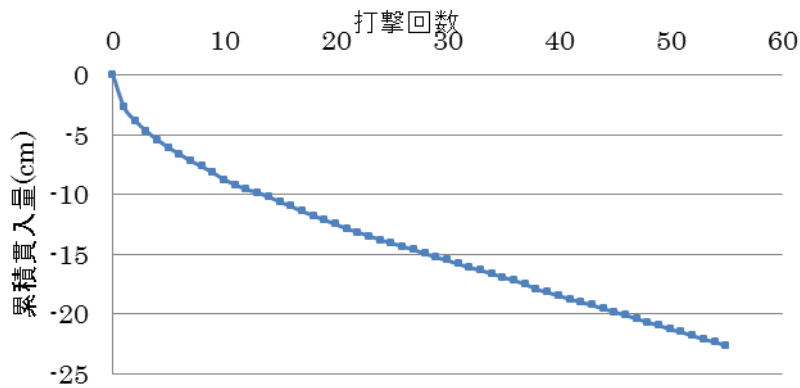


図-6.7 打撃回数ごとの累積貫入量（緩い砂地盤、上載圧 100 kPa）

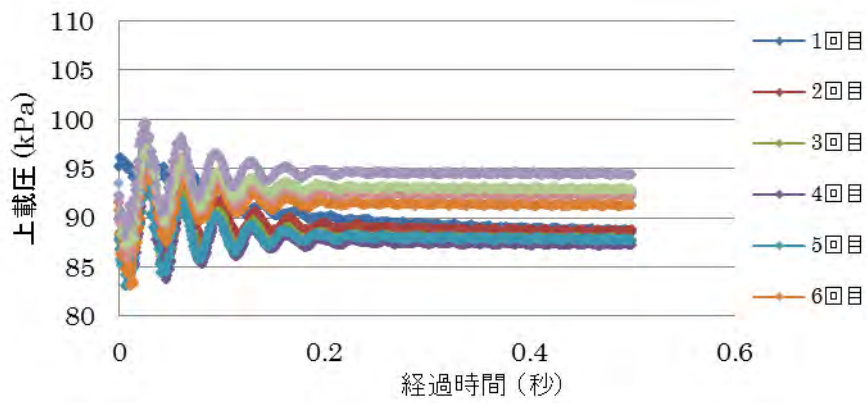


図-6.8 時間—上載圧関係（緩い砂地盤、上載圧 100 kPa、一部）

c) 上載圧 150 kPa

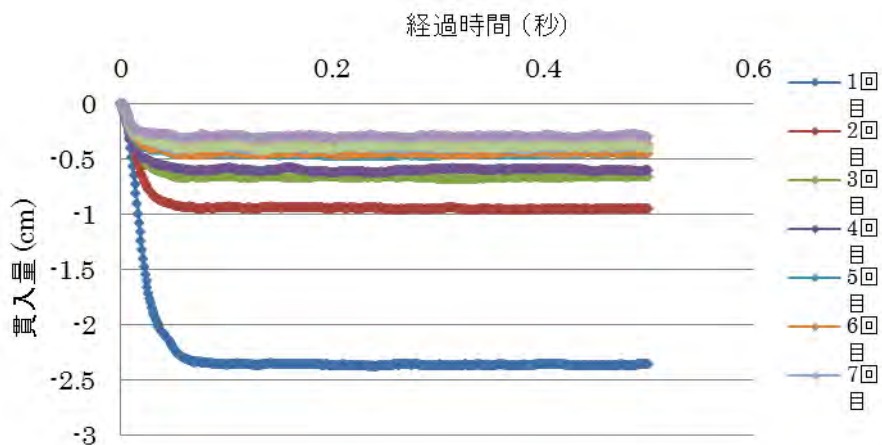


図-6.9 時間—貫入量関係（緩い砂地盤、上載圧 150 kPa、一部）

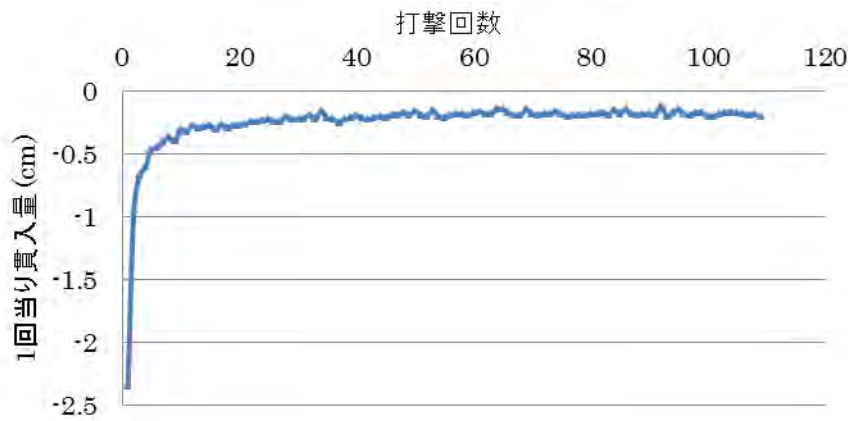


図-6.10 打撃回数ごとの最終貫入量（緩い砂地盤、上載圧 150 kPa）

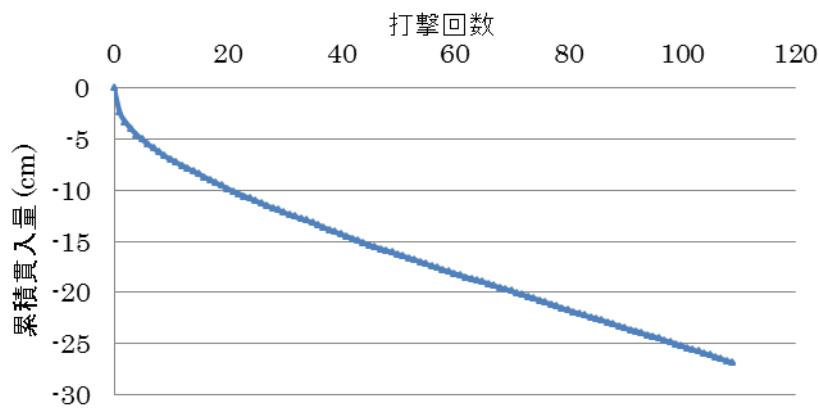


図-6.11 打撃回数ごとの累積貫入量（緩い砂地盤、上載圧 150 kPa ）

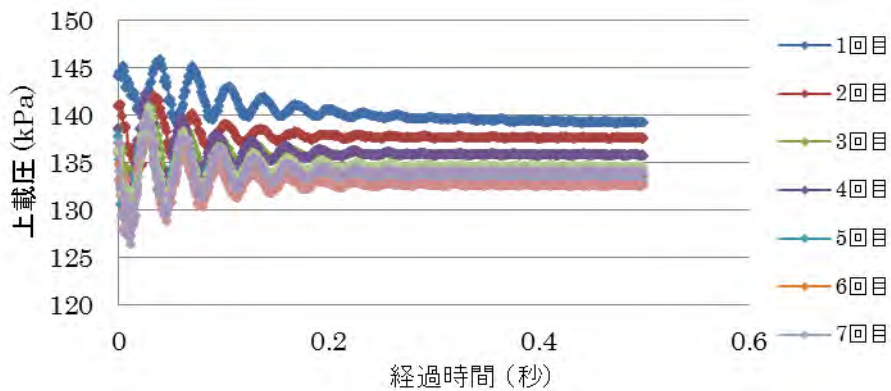


図-6.12 時間—上載圧関係（緩い砂地盤、上載圧 150 kPa、一部）

- ② 密な砂地盤
- a) 上載圧 50 kPa

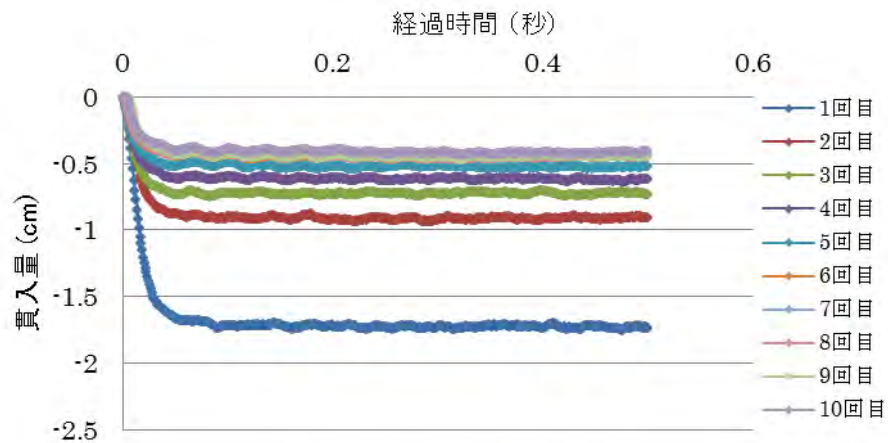


図-6.13 時間-貫入量関係 (密な砂地盤、上載圧 50 kPa、一部)

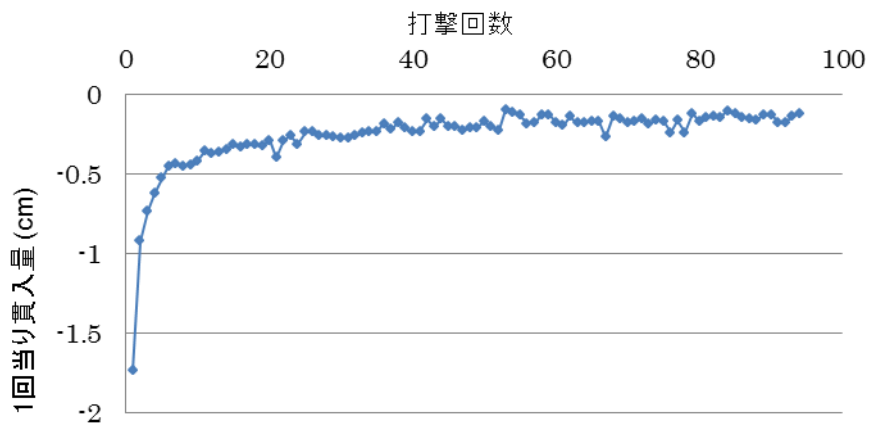


図-6.14 打撃回数ごとの最終貫入量 (密な砂地盤、上載圧 50 kPa)

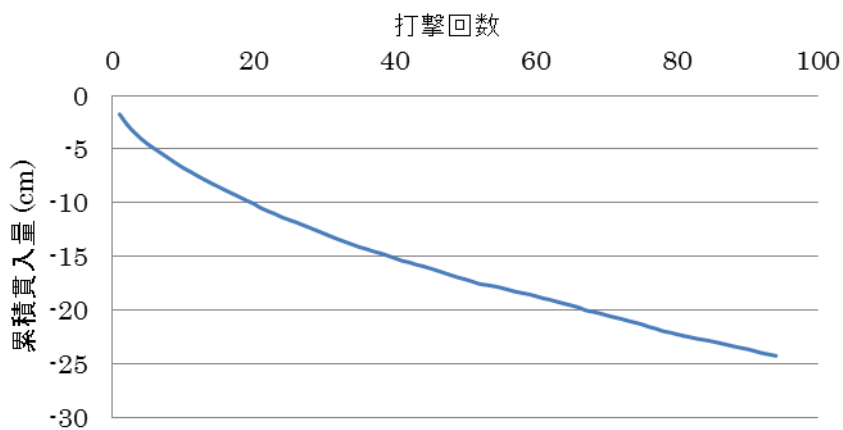


図-6.15 打撃回数ごとの累積貫入量 (密な砂地盤、上載圧 50 kPa)

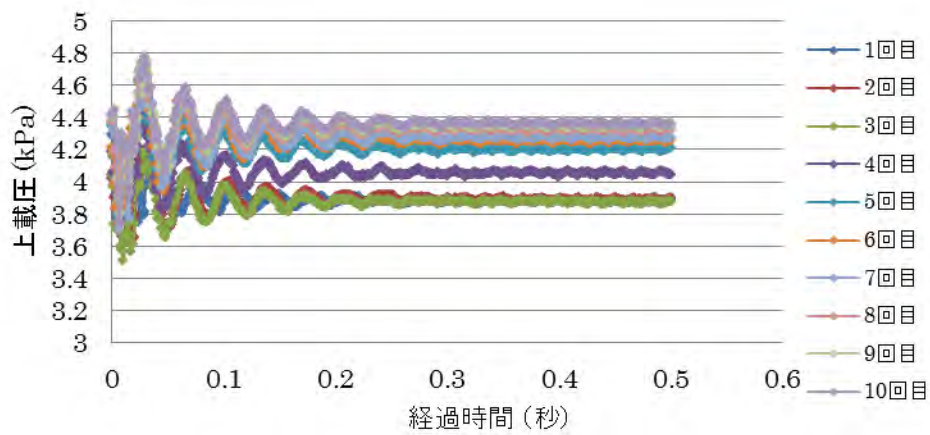


図-6.16 時間—上載圧関係（密な砂地盤、上載圧 50 kPa、一部）

b) 上載圧 100 kPa

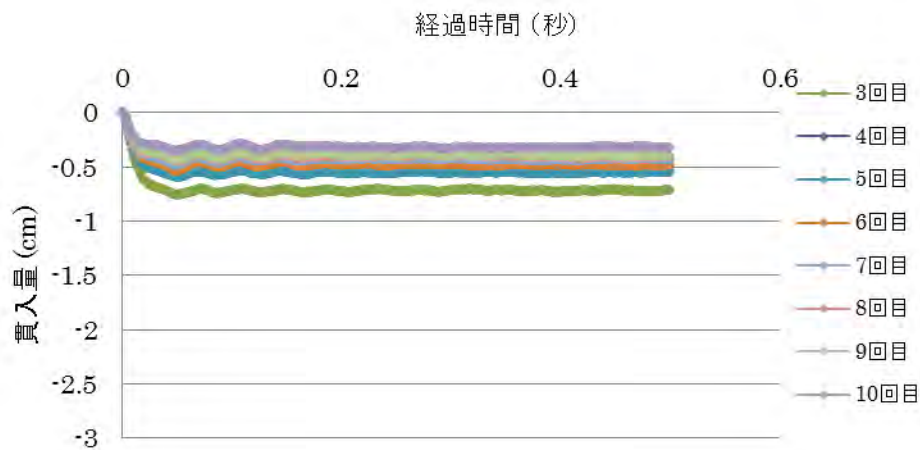


図-6.17 時間—貫入量関係（密な砂地盤、上載圧 100 kPa、一部）

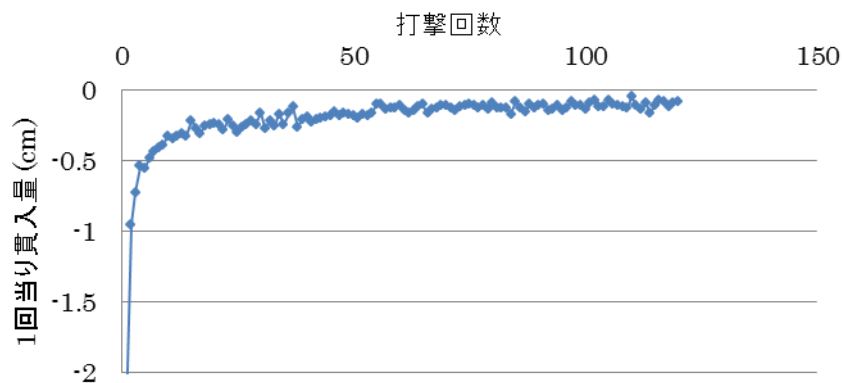


図-6.18 打撃回数ごとの最終貫入量（密な砂地盤、上載圧 100 kPa）

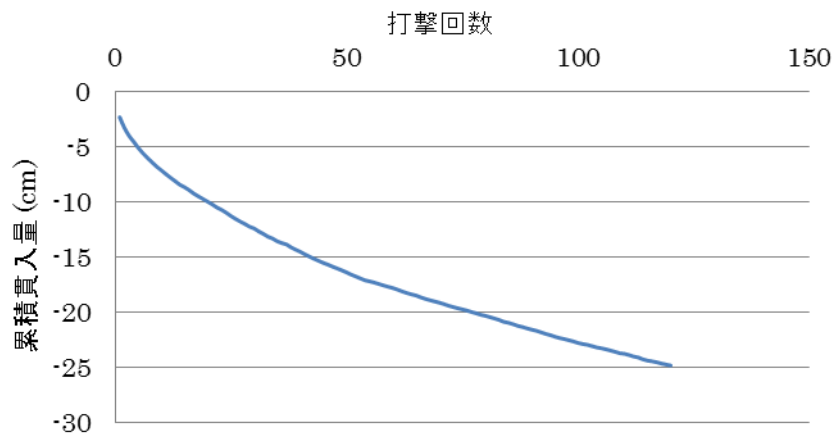


図-6.19 打撃回数ごとの累積貫入量（密な砂地盤、上載圧 100 kPa）

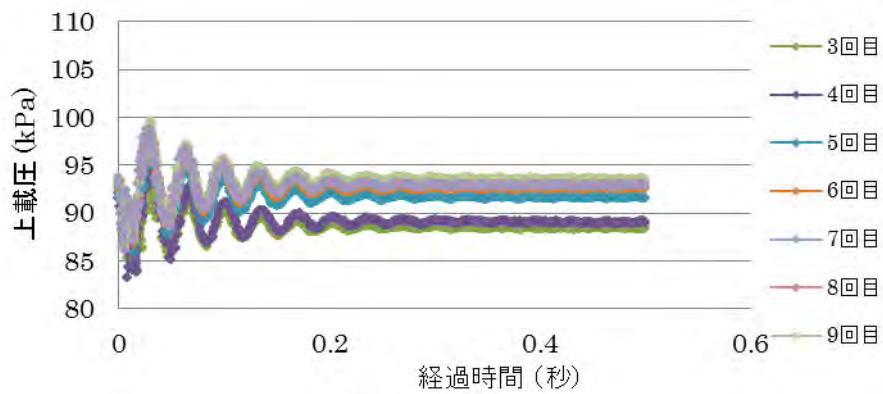


図-6.20 時間－上載圧関係（密な砂地盤、上載圧 100 kPa、一部）

c) 上載圧 150kPa

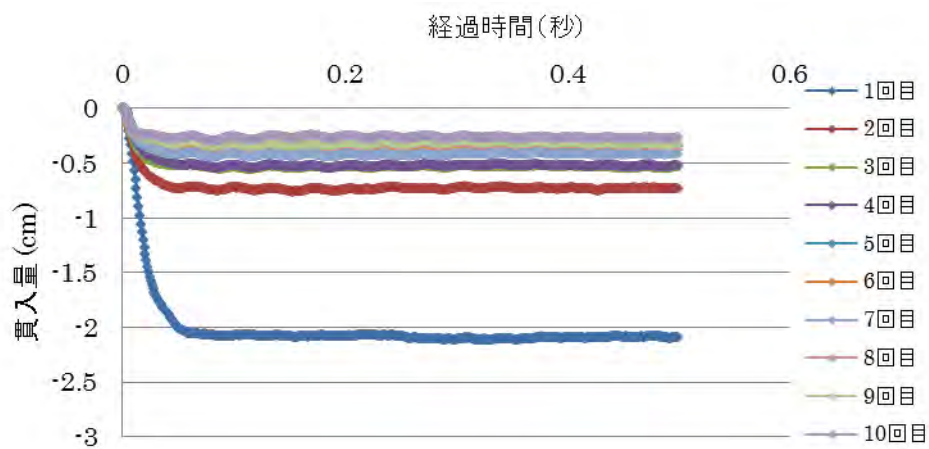


図-6.21 時間－貫入量関係（密な砂地盤、上載圧 150 kPa、一部）

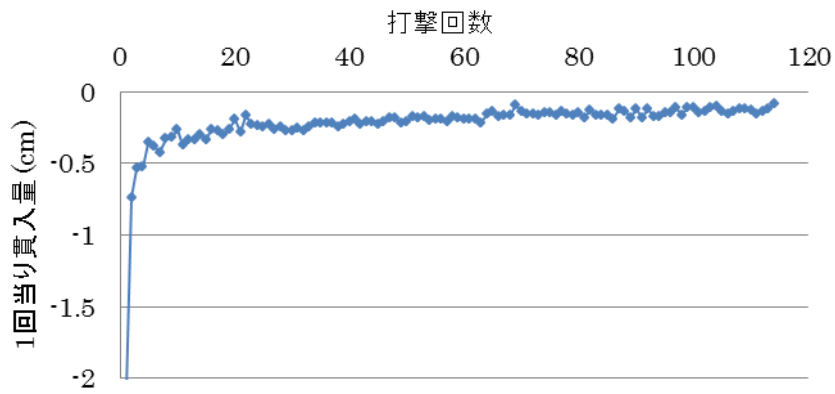


図-6.22 打撃回数ごとの最終貫入量 (密な砂地盤、上載圧 150 kPa)

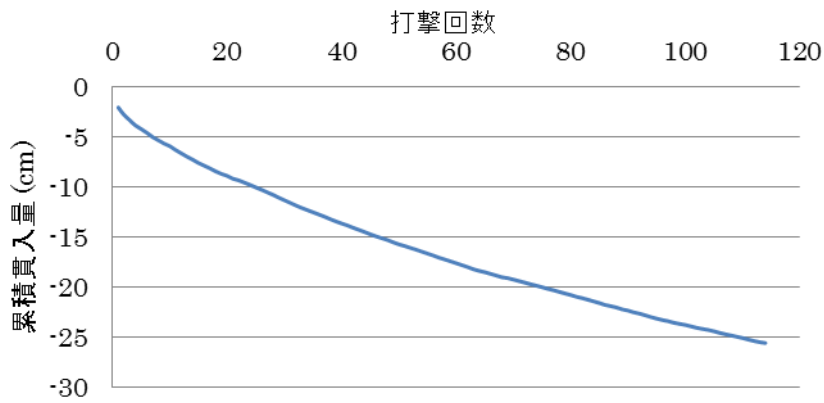


図-6.23 打撃回数ごとの累積貫入量 (密な砂地盤、上載圧 150 kPa)

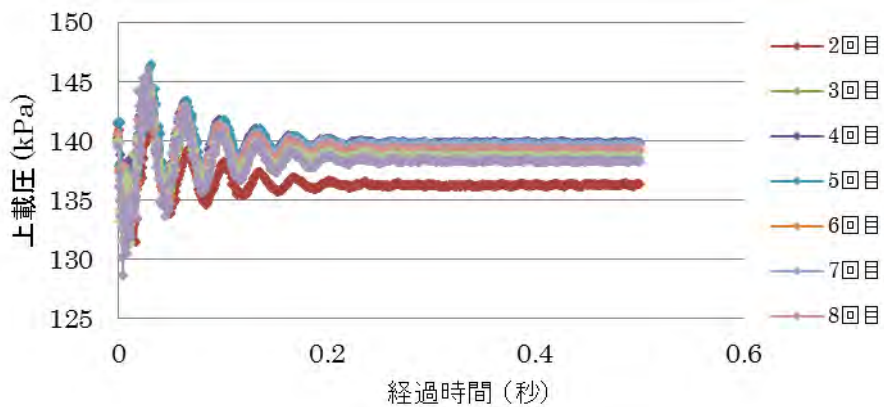


図-6.24 時間-上載圧関係 (密な砂地盤、上載圧 150 kPa、一部)

6.3 数値シミュレーション

1) 基本方針(間隙水圧の表現)

透水性の良い砂地盤でも、標準貫入試験のような急激载荷では過剰間隙水圧(過剰静水圧)が発生する。本章では、間隙水圧を考慮した有効応力解析を行う。急激载荷による過剰間隙水圧については、赤井・田村による2次元(軸対称)圧密解析手法¹⁾を用いる。静水圧については、砂地盤における浮力を考慮することで評価する。

赤井・田村による圧密解析手法では、各有限要素内で一定とした間隙水圧と節点変位を未知数として、応力のつり合い条件式と間隙水の連続条件式を連立させて後退差分で解を求める。変位の離散化方法は、第1章～第5章で用いた方法と同一である。圧密計算のための拡大された要素剛性方程式は次のように与えられる。

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K} & \mathbf{L} \\ \mathbf{L}^T & \alpha \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{u} \\ \mathbf{p} \end{bmatrix}_{t+\Delta t} - \sum \alpha_i \mathbf{p}_i|_{t+\Delta t} = \begin{bmatrix} \mathbf{F}_{t+\Delta t} \\ \mathbf{V}_t \end{bmatrix} \quad (6.1)$$

ここで \mathbf{K} : 通常の要素剛性マトリックス、 \mathbf{L} : 接点変位から要素の体積変化量を求めるベクトル、 α, α_i : 透水係数や隣接要素との重心距離などで決まる定数(スカラー)、 \mathbf{u} : 節点変位、 \mathbf{p} : 対象要素の間隙水圧、 \mathbf{p}_i : 隣接要素の間隙水圧、 \mathbf{F} : 接点荷重、 \mathbf{V}_t : 要素の体積変化量である。

式(6.1)は静的問題を解くための式であり、式(6.1)を動的問題に拡張すると次式になる。

$$\text{運動方程式: } [\mathbf{M}]\{\ddot{\mathbf{u}}\} + [\mathbf{C}]\{\dot{\mathbf{u}}\} + [\mathbf{K}]\{\mathbf{u}\} + [\mathbf{L}]\{\mathbf{p}\} = \{\mathbf{F}\} \quad (6.2)$$

$$\text{連続方程式: } [\mathbf{L}]^T \mathbf{u} + \alpha \mathbf{p} - \sum \alpha_i \mathbf{p}_i = \mathbf{V}_t \quad (6.3)$$

ここで、 $[\mathbf{M}]$: 全体質量マトリックス、 $[\mathbf{C}]$: 全体減衰マトリックスである。式(6.2)、(6.3)を連立方程式として初期応力法で解く。

有限要素モデルは図-5.26に示したモデルを用いる。ハンマーやロッド部分の有限要素モデルについては、第3章の簡易動的コーン貫入試験と同じである。4.2(砂地盤での室内実験)で前述したように、上載圧を与えるための鋼板を地表面に敷設しているので、図-5.26の地表面に鋼板に相当する「はり要素(ラーメン要素)」を入れる。はり要素と地盤の間にはインターフェイス要素は入れていない。

2) 物性定数

前述のように、砂地盤における浮力を考慮することで静水圧を評価することから、砂地盤の密度 ρ は浮力を引いた数値とする。これ以外の物性定数は、初期弾性係数 E_i などを除いて表-5.1に示した数値と基本的に同じである。本章の数値シミュレーションでは、間隙水圧を考慮した有効応力解析を行うので、せん断抵抗角を ϕ' と表示する。サ

ンプラーと地盤のインターフェイスのせん断弾性係数や強度は、サンプラーの時間一貫入量関係にほとんど影響しないので、本章では、せん断弾性係数は地盤の初期弾性係数 E_i の 1/10、粘着力は 0.1 kPa、摩擦角は 20° で統一している。サンプラー内部の砂は乱れているであろうが、推定が困難なので、外側の砂地盤と同じ物性定数とした。第 4 章の簡易動的コーン貫入試験と同じ砂地盤を用いているので、減衰パラメータは 4.3.3) と同一の数値を用いる。

本章の方法で、砂地盤の透水係数の数値を与えると解が発散するので、透水係数を 0 として与えている。数値計算で最大貫入量が生じる時間が 0.01 秒前後なので、非排水とすることで問題ないと判断される。

3) 基本モデルの計算結果

図-5.26 を対象とし（サンプラーの貫入量は 10 cm で統一している）、表-5.1 に示した物性定数を用い、上載圧 50 kPa として本章の数値シミュレーション手法を適用した結果を図-6.25 に示す。第 5 章で述べたように、静的解析で求めた初期応力と、ハンマーなどの鋼材や地盤の自重、上載圧を与えて、ハンマーの初速度は与えないで本資料の計算方法を適用した場合のサンプラー鉛直変位の計算結果が図-6.25 に示す曲線 A である。同じ条件で、ハンマーの初速度を与えた場合のサンプラーの鉛直変位の計算結果が図-6.25 に示す曲線 B である。曲線 B から曲線 A を差し引いた曲線 C をサンプラーの貫入量とする。間隙水圧を考慮しない計算を行った図-5.27 と比べると、曲線 B と曲線 C の差が小さく、上載圧の影響がひじょうに小さくなっていることが特徴である。そこで本章では、曲線 B をサンプラーの時間一貫入量曲線として以下の検討を行う。

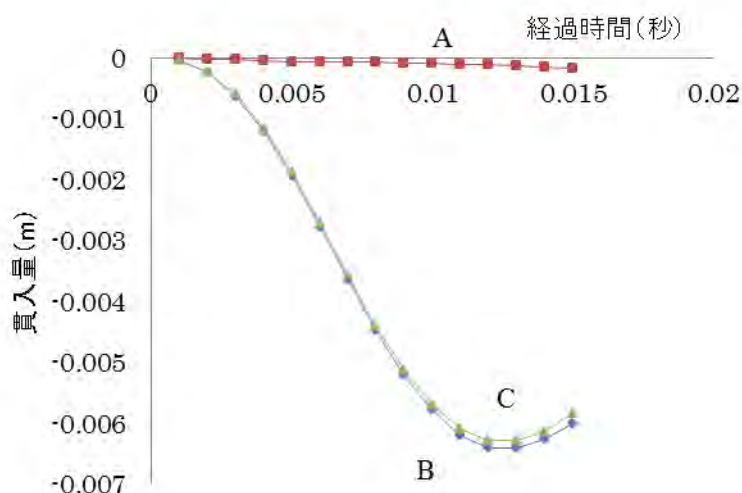


図-6.25 時間一貫入量関係（上載圧 50 kPa）

図-6.26 に、図-6.25 における経過時間 0.009 秒の降伏要素分布を示す。各有限要素内

の斜線は図-2.10 に示すせん断帯の方向と、その要素が降伏していることを表す。同じ条件で、間隙水圧を考慮しない計算を行った図-5.28 と同様に、地盤の降伏領域がやや小さく、サンプラーの隣接地盤付近で降伏が生じていることが特徴である（サンプラー内部の地盤は経過時間ごとに降伏と除荷を繰り返す）。

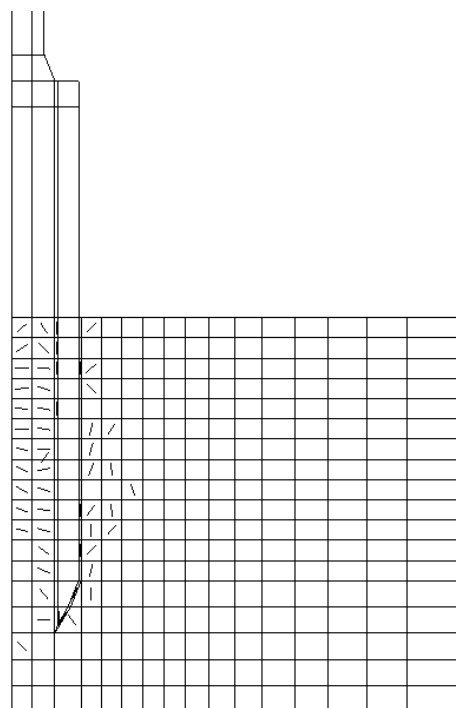


図-6.26 降伏要素の分布（図-6.25、経過時間 0.009 秒）

図-6.25 に対応した、図-5.26 に示す有限要素 A、B における間隙水圧と垂直応力成分の経時変化を図-6.27、図-6.28 に示す。間隙水圧を考慮しない計算を行った図-5.30 と比較すると、サンプラーの貫入量に応じて間隙水圧の占める割合が大きくなっている。

前述のように、砂地盤における浮力を考慮することで静水圧を評価することから、砂地盤の密度 ρ は浮力を引いた数値としている。したがって、式(6.2)における質量マトリックスは、浮力分だけ小さくなっている。非排水状態に近いので、質量マトリックスは、浮力を引かない数値で表現する方が実際に近い可能性もある。これらの問題を含めて、本章で用いた土-水連成解析の妥当性については、今後さらに詳細な検討を行う必要がある。

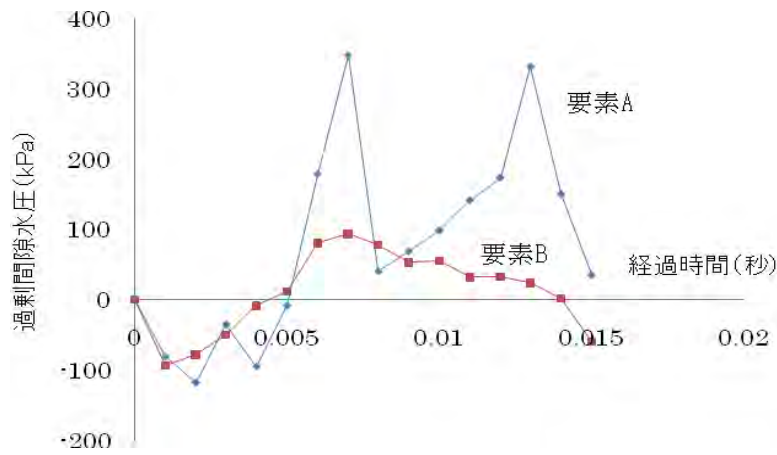


図-6.27 間隙水圧の時間変化 (図-5.26 要素 A、B)

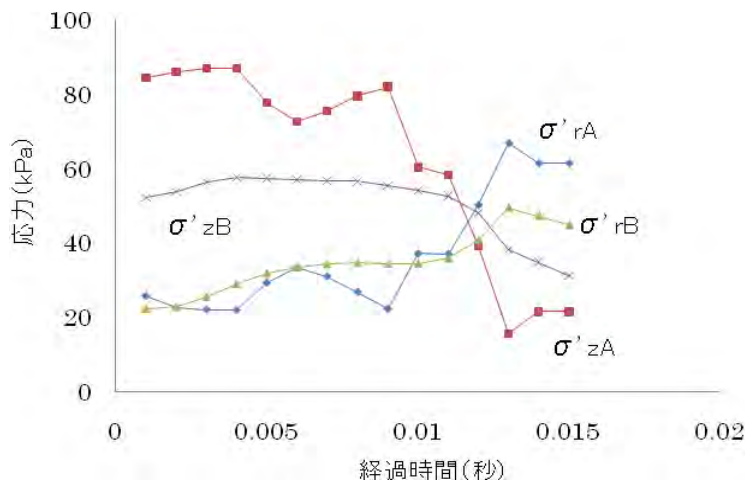


図-6.28 応力成分の時間変化 (図-5.26 要素 A、B)

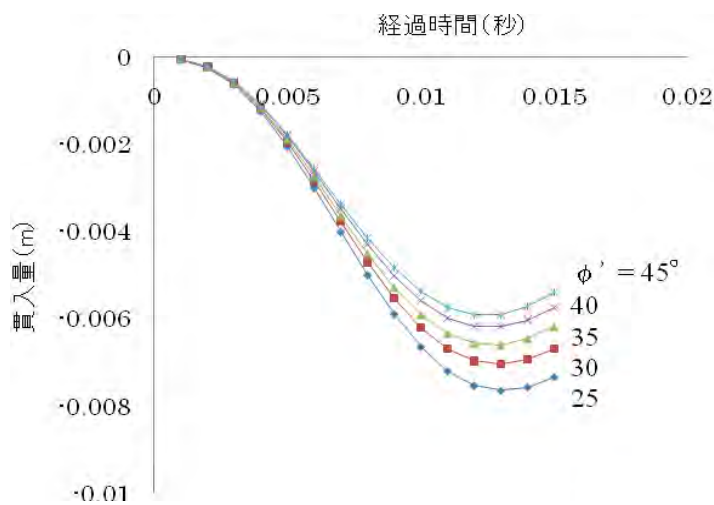


図-6.29 せん断抵抗角 ϕ' の影響

図-6.29 に、表-5.1 に示した物性定数でせん断抵抗角 ϕ' のみを変化させた場合の時間一貫入量関係を示す。間隙水圧を考慮しない計算を行った図-5.31 と重ねた結果を図-6.30 に示すが、間隙水圧を考慮しない場合と比較すると、 ϕ' の影響はやや小さくなっている。

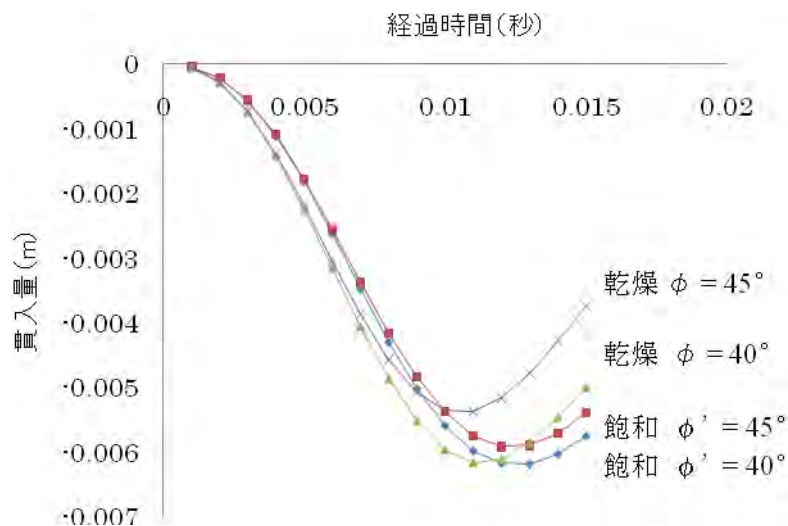


図-6.30 乾燥砂地盤と飽和砂地盤での ϕ と ϕ' の影響の比較

4) 地盤の初期弾性係数 E_i と貫入量の関係

1)~3) に述べた条件で、上載圧 50 kPa、せん断抵抗角 $\phi'=40^\circ$ として、地盤の初期弾性係数 E_i を変化させて時間一貫入量関係を求めた結果を図-6.31 に示す。

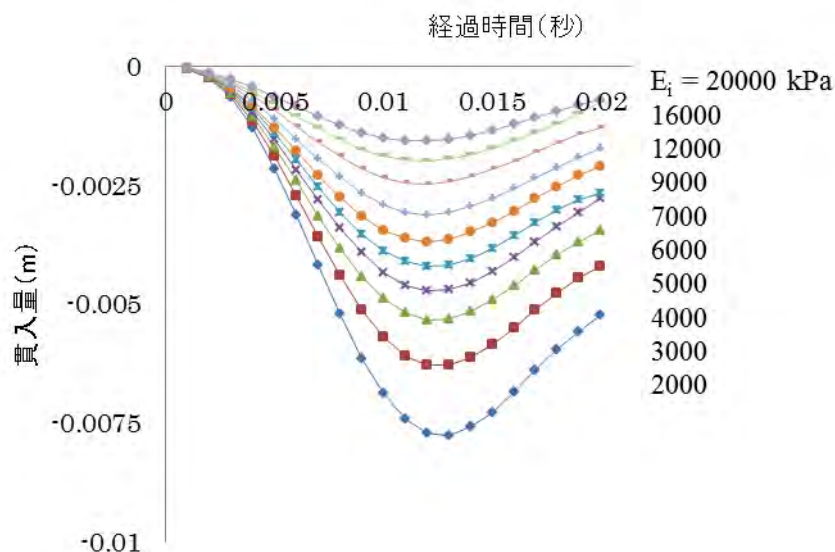
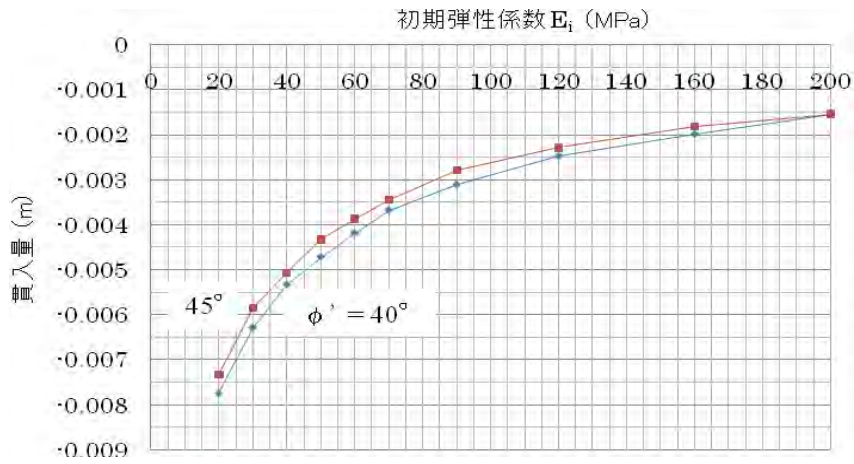
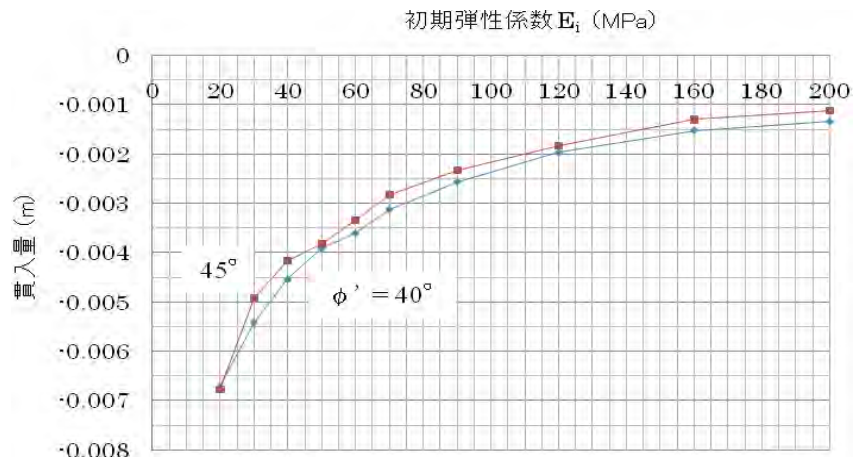


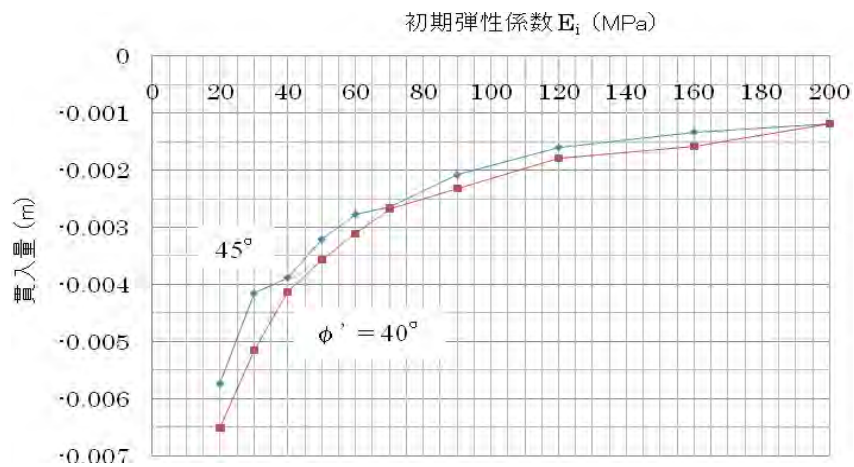
図-6.31 初期弾性係数 E_i の影響の例 (上載圧 50 kPa、 $\phi'=40^\circ$ の場合)



(a) 上載圧 50 kPa



(b) 上載圧 100 kPa



(c) 上載圧 150 kPa

図-6.32 上載圧と ϕ に応じた初期弾性係数 E_i —貫入量関係

上載圧とせん断抵抗角 ϕ を変えて、**図-6.31** に示すような時間-貫入量関係を求め、時間-貫入量関係における最大貫入量と地盤の初期弾性係数 E_i の関係を求めた結果を**図-6.32 (a) ~ (c)** に示す。せん断抵抗角 ϕ' が大きくなると、貫入量が少し不安定になる場合がある。この場合は、**第4章・第5章** で述べたように、地盤の初期弾性係数 E_i に応じて**図-6.31** に示すような自然な時間-貫入量関係が得られるように地盤の初期弾性係数 E_i に応じて、インターフェイスのせん断弾性係数の数値を調整する必要がある。

6.4 数値シミュレーションと三軸圧縮試験結果の比較

1) 三軸圧縮試験結果

室内模型実験で用いた緩い砂地盤と密な砂地盤と、それぞれ同じ相対密度の、飽和状態の緩い砂と密な砂に対する三軸圧縮試験（圧密排水条件）の結果を**図-6.33~6.36** に示す。

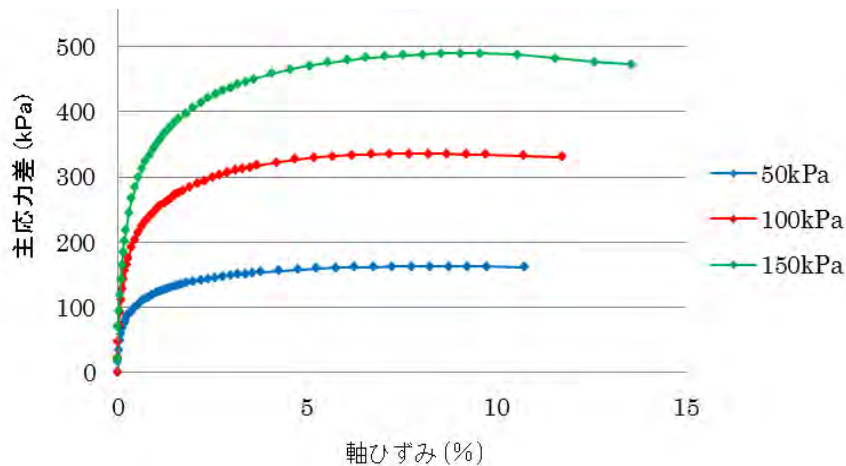


図-6.33 緩い飽和砂の三軸圧縮試験（応力-ひずみ関係）

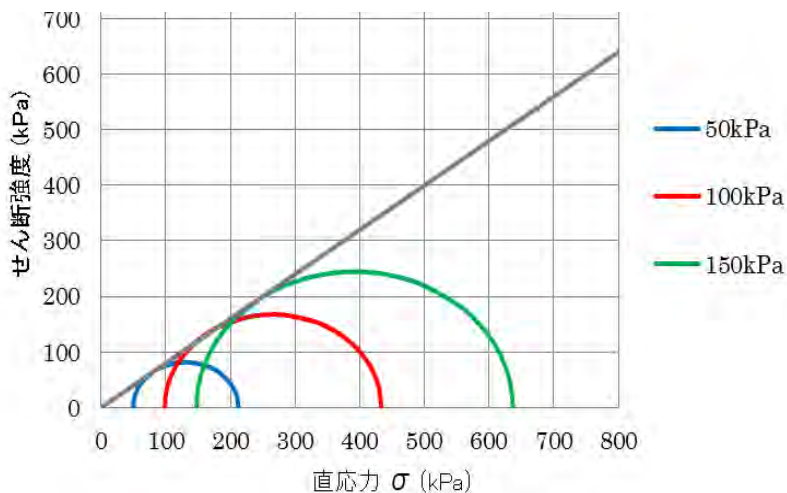


図-6.34 緩い飽和砂の三軸圧縮試験（ $c = 0$ 、 $\phi_d = 38.6^\circ$ ）

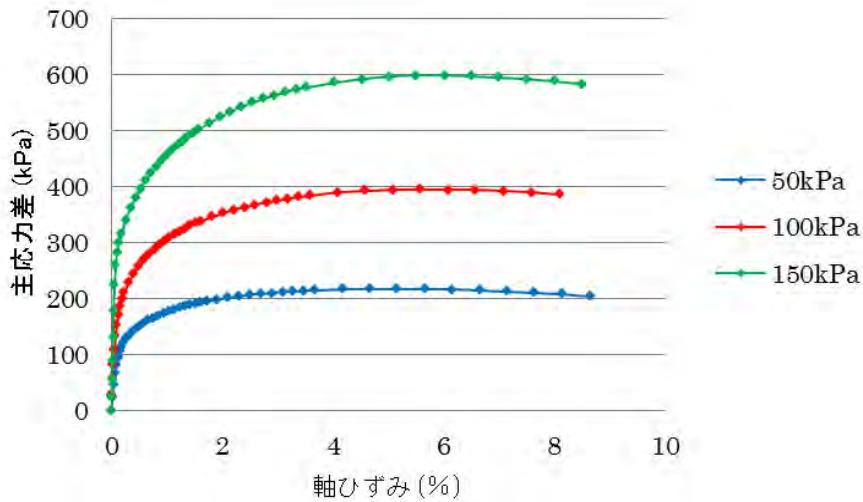


図-6.35 密な飽和砂の三軸圧縮試験（応力-ひずみ関係）

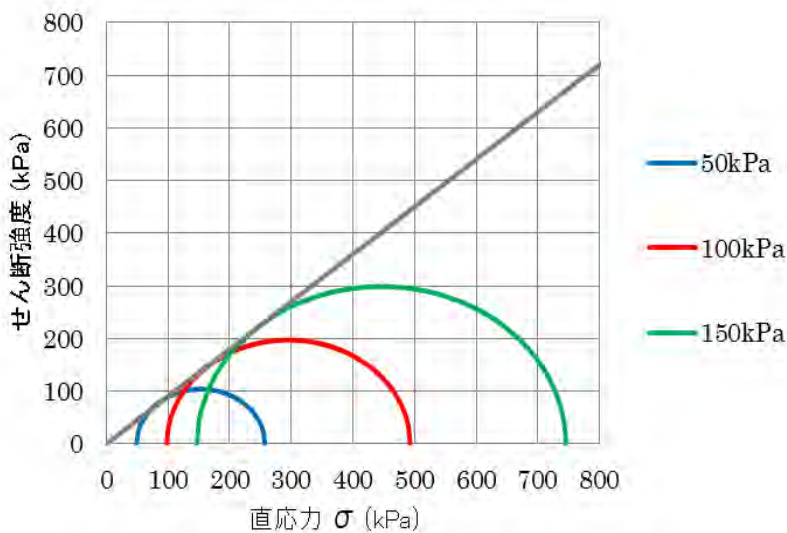


図-6.36 密な飽和砂の三軸圧縮試験（ $c=0$ 、 $\phi_d=42^\circ$ ）

図-6.33、図-6.35 の応力-ひずみ曲線から、図-3.7 と式(3.1)に示す双曲線型の応力-ひずみモデルで一般に用いられる $\varepsilon/(\sigma_1 - \sigma_3)$ で整理する方法で初期（接線）弾性係数 E_i を求めることを試みたが、乾燥砂の場合と同様に適切な結果が得られなかった。そこで、初期弾性係数 E_i に代えて、図-6.33、図-6.35 の応力-ひずみ曲線から、最大強度の $1/2$ の応力点と原点を結んだ変形係数 E_{50} を求めた結果を表-6.1 に示す。図-6.33、図-6.35 の応力-ひずみ曲線は、最大強度の $1/2$ の応力点までは直線にかなり近いので、三軸圧縮試験から求められる変形係数 E_{50} と標準貫入試験で求められる初期弾性係数 E_i を比較することは意味があると考えられる。表-4.3 と比較すると、変形係数は乾燥砂とほぼ同じであるが、せん断抵抗角 ϕ_d は乾燥砂より、ごくわずかに小さい。

表-6.1 飽和砂の三軸圧縮試験で求められた変形係数 E_{50}

等方拘束圧 (kPa)	変形係数 E_{50} (kPa)	
	緩い砂 ($\phi_d=38.6^\circ$)	密な砂 ($\phi_d=42.0^\circ$)
50	37800	69300
100	69400	112600
150	84300	236300

2) 数値シミュレーション

先に示した図-6.1~6.24 から、緩い砂地盤と密な砂地盤、上載圧に応じた、サンプラーの貫入深さ 10 cm での 1 回当りの最終貫入量を読み取る。この貫入量、上載圧を用い、三軸圧縮試験で求められたせん断抵抗角 ϕ_d を ϕ' とみなして、図-6.32 (a)~(c) から初期弾性係数 E_i を読み取った結果を表-6.2 に示す。

表-6.2 標準貫入試験で求められた初期弾性係数 E_i

上載圧 (kPa)	緩い砂地盤 ($\phi' = 39^\circ$)		密な砂地盤 ($\phi' = 42^\circ$)	
	1 回当りの 貫入量 (m)	初期弾性係数 E_i (kPa)	1 回当りの 貫入量 (m)	初期弾性係数 E_i (kPa)
50	0.0050	45000	0.0028	86000
100	0.0040	52000	0.0023	91000
150	0.0025	83000	0.0021	91000

三軸圧縮試験では等方の拘束圧を与えており、標準貫入試験（模型実験）では側方を拘束して上載圧を与えているので厳密な比較はできないが、標準貫入試験（模型実験）では鉛直方向の弾性係数を評価していると考えて、表-6.1、6.2 の結果をまとめて図-6.37 に示す。図-6.37 で、砂地盤の初期弾性係数 E_i （計算）と砂の変形係数 E_{50} （三軸圧縮試験）の対応の傾向は、図-4.28 で示した簡易動的コーン貫入試験の結果とほぼ同じで、緩い砂地盤と緩い砂では、かなりよく一致している。密な砂地盤と密な砂でも、等方拘束圧 150 kPa の密な砂の 1 点を除いて、かなりよく一致している。図-5.35 で示した乾燥砂地盤での標準貫入試験における結果と比較して、砂地盤の初期弾性係数 E_i と砂の変形係数 E_{50} の差は全体的に小さい。両者の差の原因として考えられる項目は簡易動的コーン貫入試験で前述した項目と同じである。

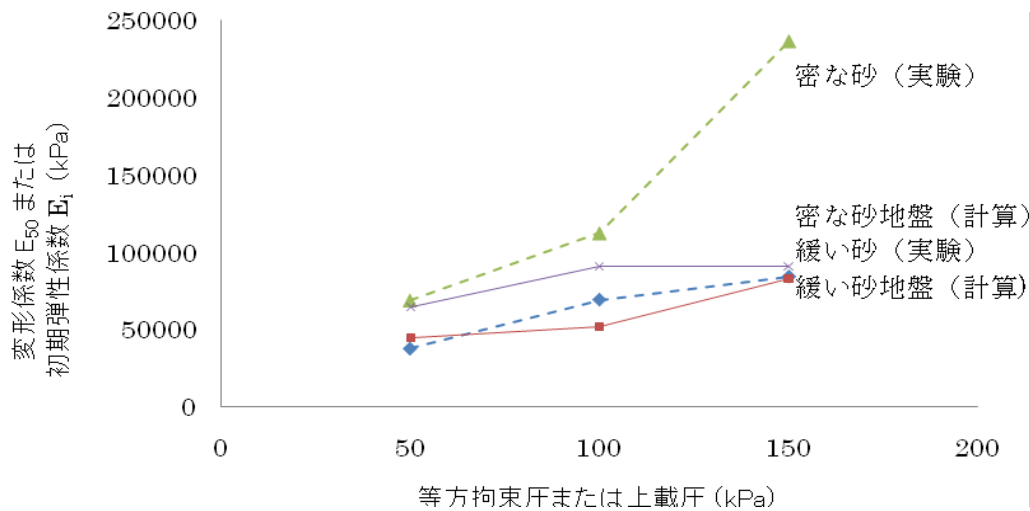


図-6.37 変形係数 E_{50} (三軸圧縮試験) と初期弾性係数 E_i (標準貫入試験、数値シミュレーション) の比較

6.5 本章のまとめ

- 1) 本章では、飽和砂地盤で間隙水圧を考慮した土-水連成解析 (有効応力解析を行っている) を行って、標準貫入試験 (模型実験) から推定される初期弾性係数 E_i とせん断抵抗角 ϕ' を求めている) を行って、標準貫入試験 (模型実験) から推定される初期弾性係数 E_i とせん断抵抗角 ϕ' の組合せと、三軸圧縮試験 (圧密排水条件) で求められる変形係数 E_{50} とせん断抵抗角 ϕ_d との比較を行った。 ϕ_d の数値に応じて、 E_i と E_{50} はかなり一致する結果を得た。 E_i と E_{50} の対応の傾向は乾燥砂地盤での簡易動的コーン貫入試験や標準貫入試験 (模型実験) における傾向とほぼ同じである。
- 2) 砂地盤における浮力を考慮することで静水圧を評価することから、砂地盤の密度 ρ は浮力を引いた数値としている。したがって、式(6.2)における質量マトリックスは、浮力分だけ小さくなっている。標準貫入試験 (模型実験) は非排水状態に近いので、質量マトリックスは、浮力を引かない数値で表現する方が実際に近い可能性もある。これらの問題を含めて、本章で用いた土-水連成解析の妥当性については、今後さらに詳細な検討を行う必要がある。
- 3) 本章の室内模型実験はサンプラーやハンマーの寸法や重量が実際の標準貫入試験とは異なるため、貫入量から実際の N 値を計算することができない。このため、数値シミュレーションで飽和砂地盤における標準貫入試験を再現する可能性があることを示すにとどめ、第3章、第4章で行ったような、貫入量から初期弾性係数 E_i とせん断抵抗角 ϕ' を分離して推定する検討は省略する。

参考文献

- 1) 赤井浩一・田村武：弾塑性構成式による多次元圧密の数値解析、土木学会論文報告集、No.269, pp. 95～104.
- 2) 山内崇史：動的コーンおよび標準貫入試験の室内模型実験と数値解析、福井大学修士論文、2009.
- 3) 秀坂正綱：飽和砂を対象とした標準貫入試験の室内模型実験と数値解析、福井大学論文、2009.
- 4) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説、地盤工学会、2004.

第7章 標準貫入試験(実物大・乾燥砂地盤)

7.1 本章の内容

乾燥砂地盤を対象とし、実物大の標準貫入試験を想定した数値シミュレーションを行い、N 値からせん断抵抗角 ϕ と変形係数を推定することを試みる。実験を行っていないので、本資料の方法で推定した結果を、従来の統計的相関に基づいて推定した結果と比較する。

本章で用いた数値シミュレーション手法は第3章で用いた DYNCON と同じである。

7.2 数値シミュレーション

1) 基本方針

標準貫入試験は、第5章で述べたように、質量 63.5 kg のハンマーを 76 cm 自由落下させて、ボーリングロッド頭部に取り付けたノッキングヘッドを打撃し、ボーリングロッド先端に取り付けた標準貫入試験用サンプラーを地盤に 30 cm 打ち込むのに要する打撃回数 N 値を測定する。本打ちの前に 15 cm の予備打ちを行う。

数値シミュレーションの方法は3.4 1)で述べた方法と基本的に同じである。有限要素モデルを図-7.1に示す。予備打ち 15 cm を行った後の本打ちを始める状態を想定して、サンプラーは 15 cm 貫入した状態としている。ボーリング孔の深さを 90 cm としている。サンプラー、ハンマー、ロッド部分の有限要素モデルは、上述の標準貫入試験機器の寸法・重量をできるだけ実際に近く表現した。

図-7.1 に示す形状で、次の2つのケースの数値シミュレーションを行う。

- ① ハンマーや地盤の自重のみを考慮した状態
- ② 図-7.1 の地表面に 50 kPa の上載圧をかけた状態（自重も考慮）

②は地盤の深い位置での貫入試験を想定しているが、ロッドの長さなどについては実際と異なる状態での計算を行うことになる。

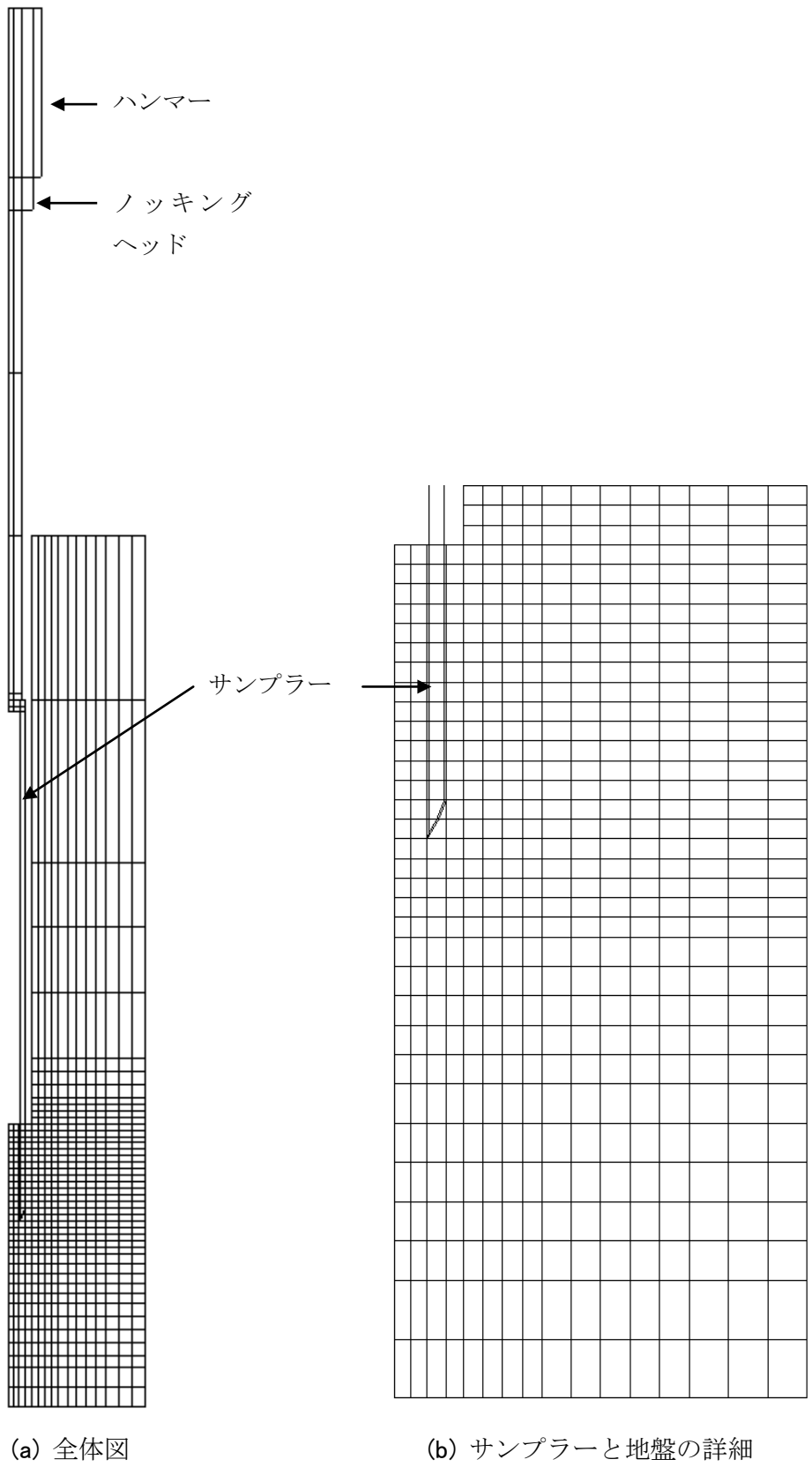


図-7.1 有限要素分割図

2) 物性定数

物性定数は初期弾性係数 E_i などを除いて、表-5.1 と基本的に同じである。サンプラーと地盤のインターフェイスのせん断弾性係数や強度は、サンプラーの時間一貫入量関係にほとんど影響しないので、本章では、せん断弾性係数は地盤の初期弾性係数 E_i の 1/10、粘着力は 0.1 kPa、摩擦角は 20° で統一している。サンプラー内部の砂は乱れているであろうが、推定が困難なので、外側の砂地盤と同じ物性定数としている。第 4 章の簡易動的コーン貫入試験と同じ砂地盤を想定して、減衰パラメータは 4. 3 3) と同一の数値を用いる。

3) 数値シミュレーション結果

初期応力の評価方法は、第 3 章～第 6 章で述べた方法と同じである。第 2 章で示したような静的解析で、ハンマーなどの鋼材や地盤の自重、上載圧による応力分布を求め、この応力分布を初期応力として与える。この初期応力と、ハンマーなどの鋼材や地盤の自重、上載圧を与え（ハンマーの初速度は与えないで）、本資料の計算方法を適用してサンプラー鉛直変位を計算する（図-7.2、図-7.3 における曲線 A）。次に、上述の初期応力と、ハンマーなどの鋼材や地盤の自重、上載圧とハンマーの初速度を与え、同じ物性定数を用いて本資料の計算方法を適用してサンプラーの鉛直変位を計算する（図-7.2、図-7.3 における曲線 B）。上載圧がない場合、図-7.2 に示すように、曲線 B と曲線 C の差は小さいので、曲線 B をそのまま貫入量とする。上載圧がある場合、図-7.3 に示すように、曲線 B と曲線 C の差が大きいのので、曲線 B から曲線 A を差し引いた曲線 C をサンプラーの貫入量とする。

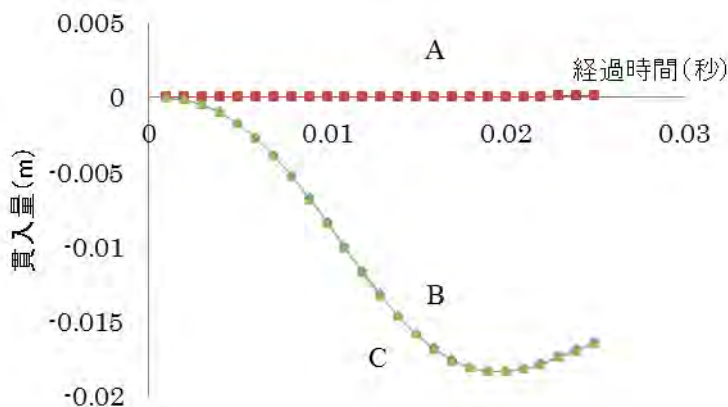


図-7.2 時間一貫入量の計算（自重のみ、 $\phi = 40^\circ$ 、 $E_i = 40$ MPa）

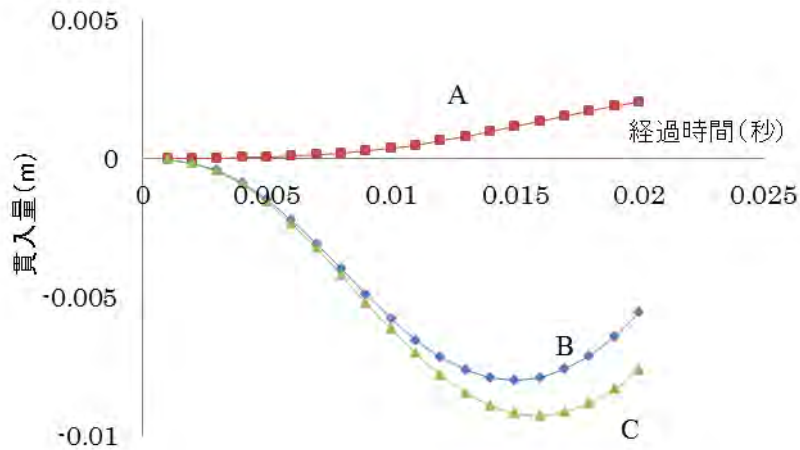


図-7.3 時間－貫入量の計算（上載圧 50 kPa、 $\phi = 40^\circ$ 、 $E_i = 40$ MPa）

図-7.2 における経過時間 0.019 秒での降伏要素分布と変形図を図-7.4、図-7.5 に示す。降伏領域や変形範囲は比較的小さい範囲にとどまっている。

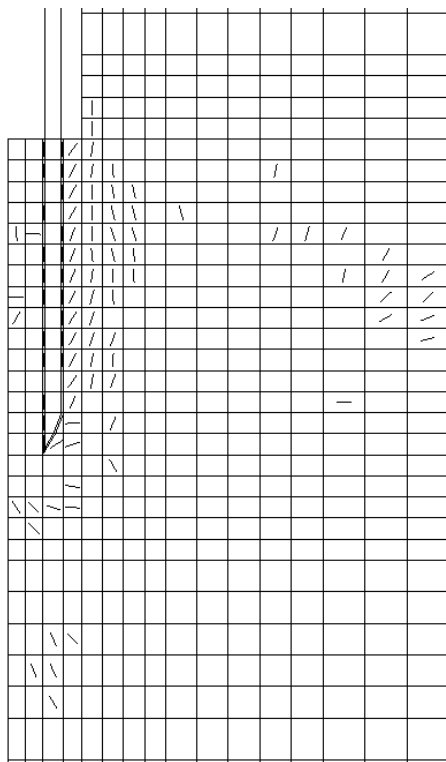


図-7.4 降伏要素の分布（経過時間 0.019 秒）

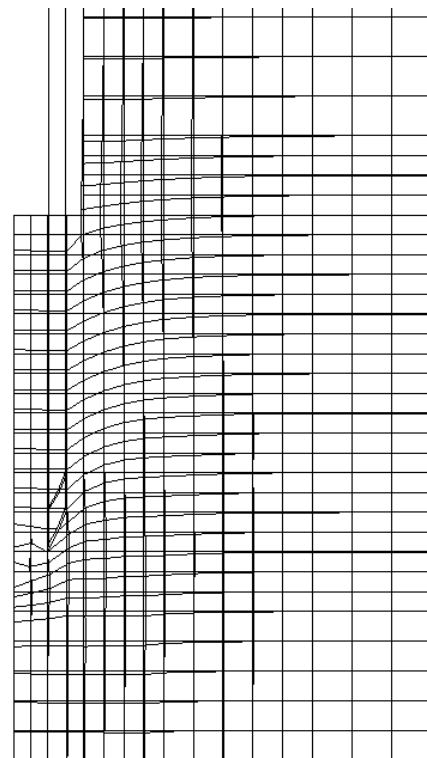


図-7.5 変位分布（経過時間 0.019 秒）

上載圧をかけない状態と、上載圧 50 kPa をかけた場合について、せん断抵抗角 $\phi = 35^\circ$ として、地盤の初期弾性係数 E_i を変化させて時間－貫入量関係を求めた結果を図-7.6

(自重のみ)、**図-7.7** (上載圧 50 kPa) に示す。

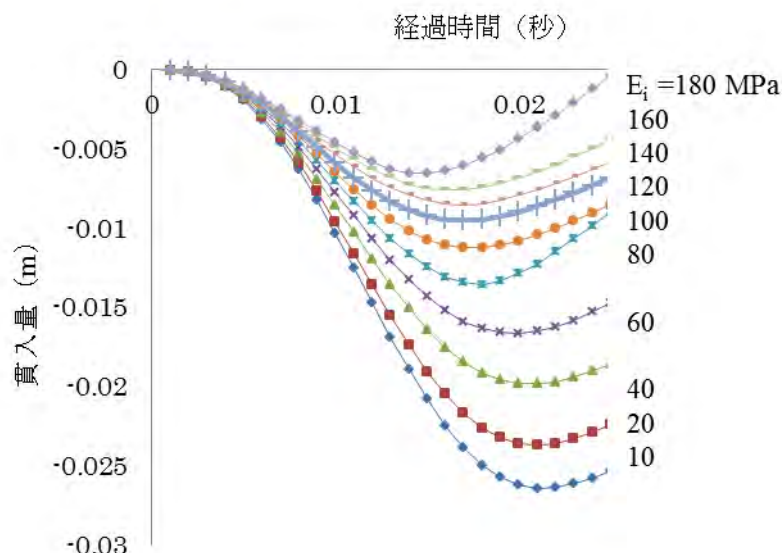


図-7.6 初期弾性係数 E_i の影響の例 (自重のみ、 $\phi = 35^\circ$ の場合)

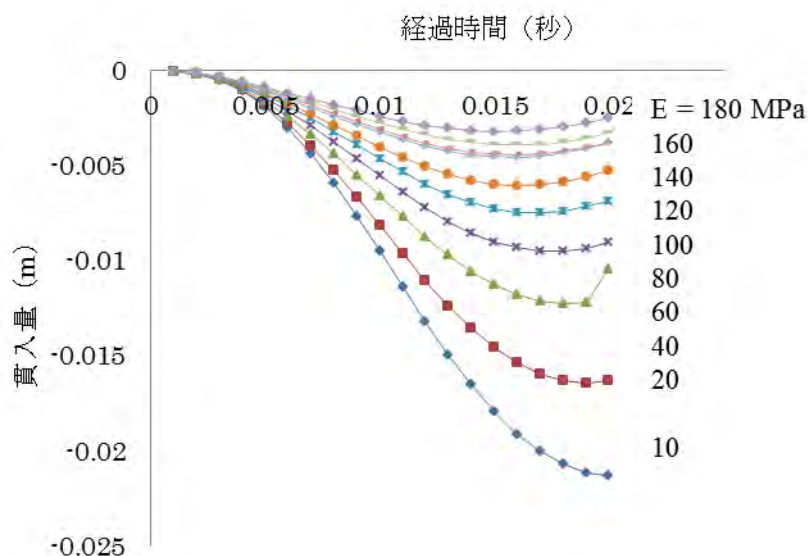


図-7.7 初期弾性係数 E_i の影響の例 (上載圧 50 kPa、 $\phi = 35^\circ$ の場合)

上載圧とせん断抵抗角 ϕ を変えて、**図-7.6** (自重のみ)、**図-7.7** (上載圧 50 kPa) で求められるような最大貫入量と地盤の初期弾性係数 E_i の関係を求めた結果を**図-7.8** (自重のみ)、**図-7.9** (上載圧 50 kPa) に示す。せん断抵抗角 ϕ が大きくなると、貫入量が少し不安定になる場合がある。この場合は、**第4章・第5章**で述べたように、地盤の初期弾性係数 E_i の数値に応じて**図-7.6**、**図-7.7**に示すような自然な時間-貫入量関係が得られるように、初期弾性係数 E_i に応じて、インターフェイスの初期せん断弾性係数の数

値を調整する必要がある。

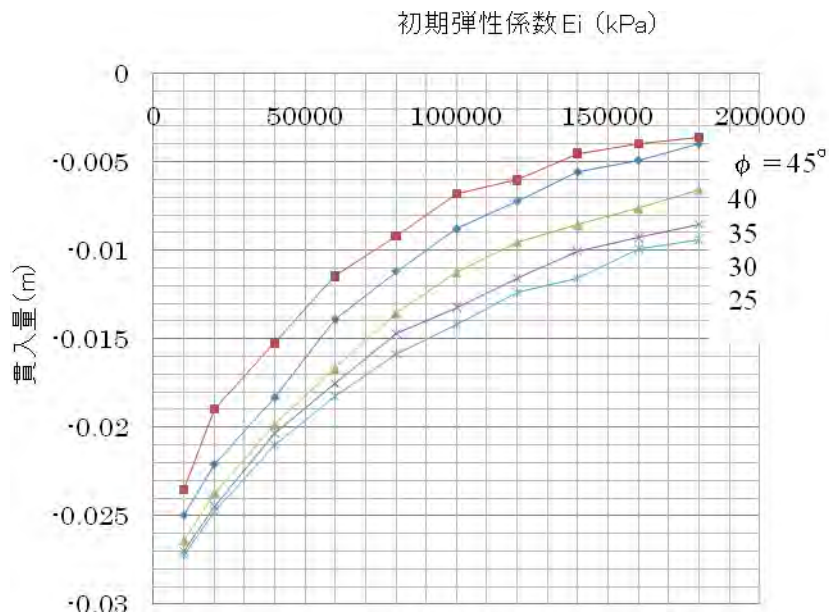


図-7.8 ϕ に応じた初期弾性係数 E_i - 貫入量関係 (自重のみ)

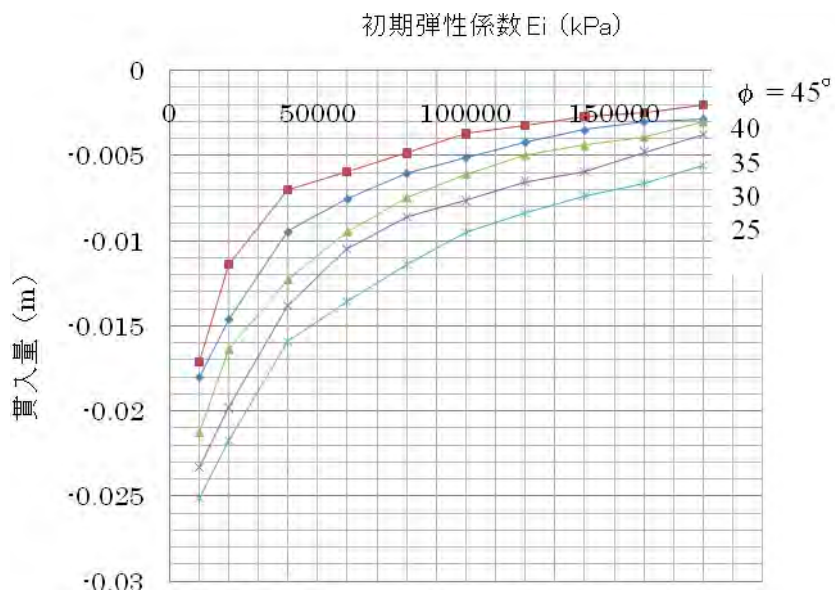


図-7.9 ϕ に応じた初期弾性係数 E_i - 貫入量関係 (上載圧 50 kPa)

7.3 数値シミュレーションと統計的方法の比較

第4章と同じ方法を以下に再記する。道路橋示方書でN値と ϕ の関係を次式で与えている¹⁾。

$$\phi = 4.8 \ln \{170 N / (\sigma_v' + 70)\} + 21 \quad (7.1)$$

ここで、 σ_v' : 有効土被り圧である。図-7.8に示した自重のみによる初期応力を与える場合、弾性計算によるサンプラー先端付近の鉛直応力は2.4 kPaとなる。

道路橋示方書では、N値と変形係数Eの関係を次式で与えている¹⁾。

$$E = 2800 N \quad (7.2)$$

式(7.2)のEを E_i とみて、 $\sigma_v' = 2.4 \text{ kPa}$ として、式(7.1)と式(7.2)からN値を消去すると次式の ϕ と E_i の関係が得られる。

$$E_i = 1190 e^{(\phi - 21) / 4.8} \quad (7.3)$$

図-7.9に示した上載圧50 kPaによる初期応力を与える場合、弾性計算によるサンプラー先端付近の鉛直応力は約50 kPaとなる。 $\sigma_v' = 50 \text{ kPa}$ として、式(7.1)と式(7.2)からN値を消去すると次式の ϕ と E_i の関係が得られる。

$$E_i = 1972 e^{(\phi - 21) / 4.8} \quad (7.4)$$

大崎の式¹⁾では土被り圧を考慮せず、N値と ϕ の関係を次式で与えている。

$$\phi = 15 + (20 N)^{1/2} \quad (7.5)$$

式(7.2)と式(7.5)からN値を消去すると次式の ϕ と E_i の関係が得られる。

$$E_i = 140 (\phi - 15)^2 \quad (7.6)$$

図-7.8、図-7.9から、式(7.3)、式(7.4)、式(7.5)のそれぞれの関係を前提として、 $\beta = 0.0001$ の場合のN値と ϕ 、 E_i の関係を求めた結果をそれぞれ図-7.10、図-7.11、図-7.12に示す。具体的な手順は、例えば図-7.10の場合、 ϕ を想定して式(7.3)から E_i を計算し、この ϕ と E_i の組合せから図-7.8で貫入量を読み取る。この貫入量からN値を計算して図-7.10にプロットする。

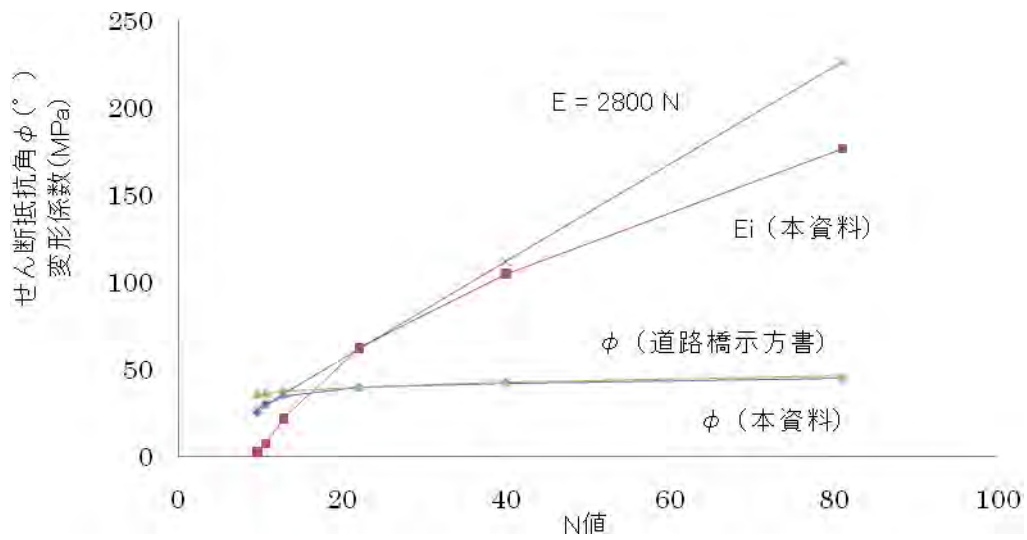


図-7.10 式(7.3) を前提とした N 値とせん断抵抗角 ϕ 、変形係数の関係（自重のみ）

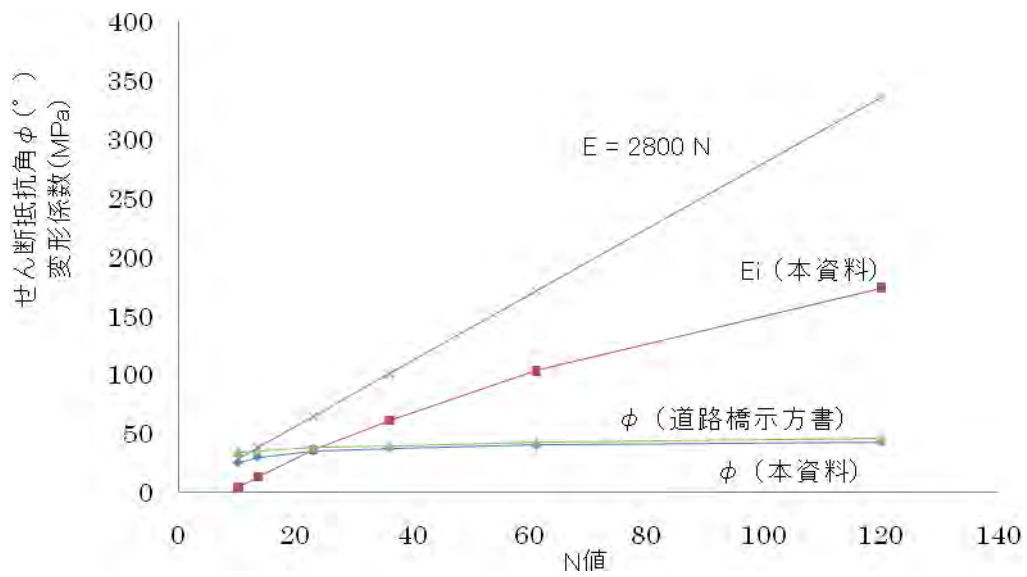


図-7.11 N 値とせん断抵抗角 ϕ 、変形係数の関係（上載圧 50kPa）

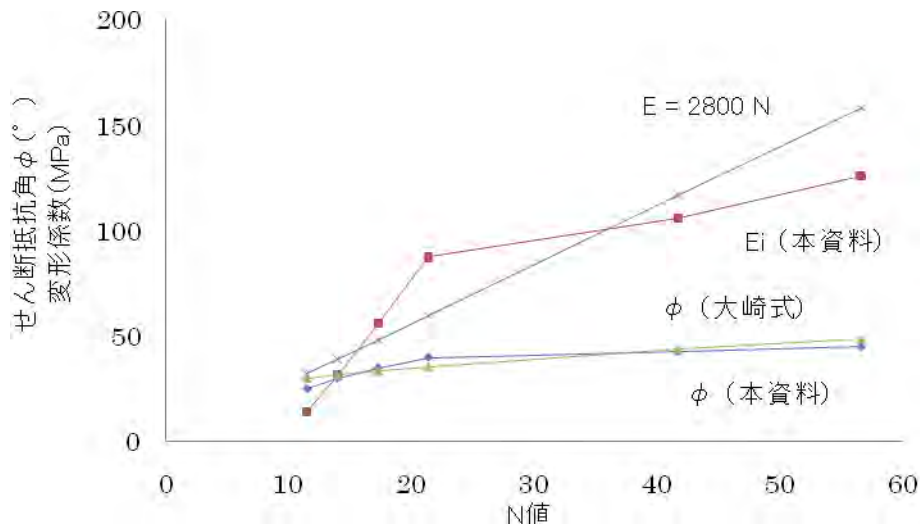


図-7.12 N値とせん断抵抗角 ϕ 、変形係数の関係（自重のみ）

図-7.10～図-7.12 に示した結果は、豊浦砂のような細砂を想定して減衰定数 $\beta = 0.0001$ とした場合の結果であることに注意する必要がある。

また、標準貫入試験では、第5章で述べたように、サンプラーの貫入深さに応じてサンプラーと地盤の摩擦が増加することから、ハンマー打撃1回当たりの貫入量は貫入深さに応じて減少していく（例えば、図-5.3、図-5.36 参照）。図-7.10～図-7.12 の結果は、予備打ち直後の状態のサンプラー貫入深さのみを想定しており、貫入深さに応じた貫入量の減少は考慮していない。

自重のみの初期応力を与えた図-7.10 では、本資料の方法で推定したせん断抵抗角 ϕ と初期弾性係数 E_i が統計的相関に基づく推定とかなり一致している（ ϕ は元々変動幅が小さいので重なって見える）。上載圧 50 kPa を与えた図-7.11 では、これらの差がやや大きくなっている。上載圧を考慮しない大崎式を用いた図-7.11 では、これらの差がさらに大きくなっている。

図-7.10～図-7.12 に示した結果は、限られた条件下での結果であり、今後さらに組織的な検討を行って、本資料の方法による N 値からのせん断抵抗角 ϕ と初期弾性係数 E_i の推定方法の妥当性を検証する必要がある。

7.4 本章のまとめ

- 1) 砂地盤での標準貫入試験の貫入量には、減衰パラメータ、弾性係数、せん断抵抗角 ϕ 、上載圧が大きく影響する。本資料の数値シミュレーション手法で、減衰パラメータと上載圧を想定したうえで、せん断抵抗角 ϕ －貫入量－初期弾性係数 E_i の関係を求めた。1つの観測値である貫入量に、2つのパラメータ ϕ と E_i が重なって影響する

ので、上述の、せん断抵抗角 ϕ －貫入量－初期弾性係数 E_i の関係を用いて、貫入量から ϕ と E_i を分離して推定することはできない。そこで、従来の統計的な相関に基づいて求められている N 値と ϕ の関係式と、 N 値と変形係数の関係式を用いて、 ϕ と E_i の相関関係を求めた。この ϕ と E_i の関係が成り立つことを前提として、上述のせん断抵抗角 ϕ －貫入量－初期弾性係数 E_i の関係から、 N 値と ϕ の関係、 N 値と E_i の関係を求めてみた。この結果を、従来の統計的相関に基づく N 値と ϕ の関係、 N 値と変形係数 E の関係と比較した。その結果、両者はある程度一致するが、かなりの差が生じる部分もある。本資料の方法で、 ϕ と E_i を分離して推定する過程で従来の統計的相関に基づく関係を利用することは矛盾に見えるかもしれないが、 ϕ と E_i の相関関係を与えるためだけの便宜的な措置である。

- 2) 1) で述べた結果は、豊浦砂のような細砂を想定して減衰定数 $\beta=0.0001$ を用いていること、サンプラーの貫入深さに応じた 1 回当りの貫入量の減少を考慮していないこと、 ϕ と E_i の相関関係を前提としていることなどの理由で、限定的な結果である。今後、組織的な研究を行って、より広範な検討を進める必要がある。

参考文献

- 1) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説、地盤工学会、2004.

第8章 あとがき

- 1) 本資料では初めに、静的コーン貫入試験、簡易動的コーン貫入試験、標準貫入試験（模型）の室内・現場実験を行った結果と、室内・現場実験と同じ試料の土質試験を行った結果を示した。次に、これらの貫入試験を対象として FEM を用いた数値シミュレーションを行って、貫入試験結果を再現することを試みた。数値シミュレーションから推定される地盤の変形・強度定数と、上述の土質試験結果を比較して数値シミュレーションの妥当性を検証した。この方法により、貫入試験結果から地盤の変形・強度定数を直接、推定する可能性を示した。
- 2) 第 2 章の静的コーン貫入試験では軟弱粘性土地盤を対象として、コーン指数 q_c と粘着力 c_u の関係を検討し、室内実験結果と数値シミュレーション結果がほぼ一致することを示した。軟弱粘性土地盤での静的コーン貫入試験における 1 つの観測値 q_c から推定するパラメータは c_u のみなので、観測値と推定パラメータの数の問題はないが、土質試験における試料の乱れなど、実務上の検討をさらに行う必要がある。
- 3) 第 3 章では軟弱粘性土地盤を対象として、簡易動的コーン貫入試験における 1 回当りの貫入量と地盤の初期弾性係数 E_i 、粘着力 c_u との関係を検討し、数値シミュレーションにより現場実験結果をほぼ再現できることを示した。第 4 章では乾燥砂地盤を対象として、簡易動的コーン貫入試験における 1 回当りの貫入量と地盤の初期弾性係数 E_i 、せん断抵抗角 ϕ との関係を検討し、数値シミュレーションにより室内実験結果をほぼ再現できることを示した。第 5 章では乾燥砂地盤を対象として、第 6 章では飽和砂地盤を対象として、標準貫入試験（模型実験）における 1 回当りの貫入量と地盤の初期弾性係数 E_i 、せん断抵抗角 ϕ との関係を検討し、数値シミュレーションにより室内模型実験結果をほぼ再現できることを示した。
- 4) 第 6 章の飽和砂地盤における標準貫入試験（模型実験）では、砂地盤における浮力を考慮して静水圧を評価することから、砂地盤の密度は浮力を引いた数値としている。この浮力分だけ、運動方程式における質量マトリックスが小さくなっている。標準貫入試験は非排水状態に近いので、浮力を引かない数値で質量マトリックス表現する方が実際に近い可能性もある。これらの問題を含めて、第 6 章で用いた土-水連成解析の妥当性については、今後さらに詳細な検討を行う必要がある。
- 5) 簡易動的コーン貫入試験と標準貫入試験における 1 回当りの貫入量に影響する主なパラメータは、減衰パラメータ、土被り圧、密度、初期弾性係数 E_i 、粘着力 c 、せん断抵抗角 ϕ である。減衰パラメータの推定は困難な課題ではあるが、貫入試験で時間-貫入量関係を計測することにより、土質に応じた減衰パラメータを推定できると考えられる。地盤の密度は変動幅が小さいので、密度と土被り圧の推定は大きな問題ではないと考えられる。減衰パラメータと密度・土被り圧を既知として、1 回当りの貫入量という 1 つだけの観測値から、 E_i と c_u （軟弱粘性土地盤）または E_i と ϕ （砂地

盤) の 2 つのパラメータを分離して推定しなければならない。 E_i と c_u または E_i と ϕ の関係は独立ではなく、何らかの相関関係があると想像される。そこで、第 3 章、第 4 章では、統計的相関に基づいて従来提案されている変形係数 E と標準貫入試験における N 値の相関関係、 c_u または ϕ と N 値の相関関係から E_i と c_u または E_i と ϕ の関係を求め、この関係が成立することを前提として、本資料の数値シミュレーションで求めた貫入量- E_i - c_u 関係 (軟弱粘性土地盤)、貫入量- E_i - ϕ 関係 (砂地盤) を用いて貫入量 (N_d 値) から、 E_i と c_u (軟弱粘性土地盤) または E_i と ϕ (砂地盤) の 2 つのパラメータを分離して推定してみた。その結果が実験値とある程度一致することを示した。統計的相関に基づいて提案されている関係式を用いることは、 E_i と c_u または E_i と ϕ の相関関係を求めるためだけの便宜的な措置である。

- 6) 第 5 章・第 6 章で行った標準貫入試験の模型実験では、サンプラーやハンマーなどの寸法・重量が実際の標準貫入試験とは異なるので、本資料の数値シミュレーションの結果が実験結果をほぼ再現していることの確認にとどめた。
- 7) 第 7 章では、実物大の標準貫入試験 (乾燥砂地盤) を対象とした数値シミュレーションを行って、貫入量- E_i - ϕ の関係を求め、4) で述べたような E_i と ϕ の相関関係を前提として N 値から E_i と ϕ を推定し、その結果が従来の統計的相関に基づく推定結果とある程度一致することを示した。以上の方法は E_i と c の相関関係、 E_i と ϕ の相関関係が得られることを前提とすれば (E_i 、 c 、 ϕ の組合せの多量の計算が必要になるが)、一般の c - ϕ 地盤にも適用できる。

本資料で得られた結果は限られた数の室内・現場実験と、限られた土質に対する結果であり、実務で一般的に利用するためには、さらに多くの現場実験や数値シミュレーションが必要であるが、本資料の方法の可能性を示すことはできたと考えられる。今後の組織的な研究により、貫入試験結果を、より有効に活用する方法の進展を期待したい。

本資料の数値シミュレーションで用いた計算機プログラムの入力方法を参考資料 1 に示す。FORTRAN コードは末尾の CD に示す。FORTRAN コードは下記の NPO 福井地域地盤防災研究所の URL からダウンロードすることもできる。

末尾ですが、本資料で述べた手法の開発に、修士論文・卒業論文として多数の実験や数値シミュレーション、実験装置の開発・製作などで貢献していただいた福井大学工学部 建築建設工学科 地盤工学研究室 OB・OG・技術職員の諸氏、本資料をまとめるうえで多大の御支援をいただいた NPO 福井地域地盤防災研究所メンバーの方々、御指導と御助力をいただいた多数の方々に深く感謝の意を表します。

連絡先: 荒井 克彦

〒910-0004 福井市宝永 2-4-3 北出宝永ビル 3F NPO 福井地域地盤防災研究所

E-mail : bousai@trad.ocn.ne.jp、URL : <http://jibanbousai.jimdo.com/>

参考資料1 入力データの説明

A1.1 STACONE (第2章)

本文 第2章 図-2.13 を例として、STACONE の入力データを示す。各項目ごとに、図-2.13 の具体的な入力データを示し、その後にデータの意味を述べる。

1) タイトル(1行)

STATIC CONE

2) 全体パラメータ (FORMAT 10I5)

665 614 3 9 1 1 10

2 1

26 26 1

11

1行目

- ① 節点数 (665)
- ② 要素数 (614)
- ③ 材料の種類数 (1)
- ④ 荷重がかかる節点の数 (9)
- ⑤ 初期応力セットの数 (1)
- ⑥ 修正初期応力法における反復計算 (1)
0=反復計算を行わない、1=反復計算を行う
- ⑦ 修正初期応力法における最大反復回数 (10)

2行目

- ⑧ 完全塑性 (1)
0=完全塑性を考慮しない (弾塑性)、1=Mohr-Coulomb 材のみを完全塑性とする、
2=Mohr-Coulomb 材と Coulomb 材の両方を完全塑性とする
- ⑨ プリント (1)
0=節点データと要素データをプリントしない、1=プリントする

3行目

- ⑩ 荷重ステップ数 (26)
- ⑪ 実際に計算する荷重ステップ数 (26)
- ⑫ Micro-AVS に出力する荷重ステップ数 (1)

4行目

⑬ Micro-AVS に出力する荷重ステップ No. (11)

3) 節点データ (I5, 2F10.0, 3I5)

節点 No. X 座標 Y 座標 X 固定 Y 固定 回転固定 (固定する場合、1 を入力)

1	0.0000	0.0954	1	0	0
2	0.0018	0.0954	0	0	0
3	0.0036	0.0954	0	0	0
- - - - -					
664	0.0018	0.1031	0	0	0
665	0.0000	0.0964	1	0	0

4) 要素データ (10I5)

要素 No. 構成節点 (4 個) 要素型 材料 No. 自重 初期応力 No. せん断帯方向

1	1	32	33	2	5	1	0	9	1
2	2	33	34	3					
3	3	34	35	4					
- - - - -									
613	662	664	590	559					
614	664	665	1	590					

- ① 要素型 (K2) : 1=トラス (軸力のみ負担)、2=はり (軸力と曲げを負担)、
3=ジオテキスタイル (引張り軸力のみ負担)、4=軸対称 (弾性)、
5=軸対称 (弾塑性)、6=インターフェイス
- ② 材料 No. : その有限要素の材料番号
- ③ 自重 : その有限要素の自重の考慮
0=自重を考慮しない、1=自重を考慮する
- ④ 初期応力 No. : その有限要素の初期応力セット番号
- ⑤ せん断帯方向
1=第2章 図-2.11 で A-A' 方向、2=B-B' 方向

注) 要素型~せん断帯方向の欄に「0」があると、上の行の数値が自動的に入る。

5) 材料定数 (I5, 8F10.0)

材料 No.	特性 1	2	3	4	5	6	7	
1	2000.	0.490	1.0	1.60	40.0	0.0	0.0	地盤

2	100.	2000.	0.490	0.0	5.0	0.0	0.0	インターフェイス
3	2000000.	0.10	1.0	7.80	1000.	45.	0.0	コーン

特性 1=弾性係数 (K2=1~5)、せん断弾性係数 (K2=6)

2=ポアソン比 (K2=4、5)、断面積 (K2=1~3)、弾性係数 (K2=6)

3=1.0 (K2=4、5)、断面 2 次モーメント (K2=3)、ポアソン比 (K2=6)

4=密度

5=c (粘着力)

6= ϕ (せん断抵抗角)

7= δ (ダイレイタンシー角)

6) 荷重のかかる節点 No. (1015)

621 622 623 624 625 626 627 628 629

7) 荷重データ (2F8.3)

20.0 0.0018

① 荷重ステップ 1 段階当りの載荷圧力増分(20.0)

② コーン上端の有限要素の幅(0.0018)

注) 図-2.13 に示すように、コーン上端の有限要素の幅を一定とし、①、②のデータから節点荷重を計算して、6) の節点に与える。

8) 初期応力データ (I5, 3F10.3)

No.	σ_r	σ_z	τ_{rz}	σ_θ
1	0.01	0.01	0.0	0.01

9) 沈下を出力する節点 No. (I5)

621

A1.2 DYNCON (第 3 章、第 4 章、第 5 章、第 7 章)

本文 第 5 章 図-5.26 を例として、DYNCON の入力データを示す。各項目ごとに、図-5.26 の具体的な入力データを示し、その後にデータの意味を述べる。

1) タイトル (1 行)

STANDARD PENETRATION TEST D=10CM

2) 全体パラメータ (FORMAT 10I5)

650 600 10 1 1 1 1 1

- ① 節点数 (650)
- ② 要素数 (600)
- ③ 材料数 (10)
- ④ 初期応力のセット数 (1)
- ⑤ 要素ごとの初期応力 (1) : 0=考慮しない、1=考慮する
- ⑥ 降伏前の非線形応力-ひずみ関係 (1) : 0=考慮しない、1=考慮
- ⑦ 流れ則 (1) : 0=関連流れ則、1=非関連流れ則
- ⑧ プリント (1) : 0=節点データ・要素データをプリントしない、1=プリントする

3) 節点データ (I5, 2F10.3, 3I5)

STACONE と同じ

4) 要素データ (7I5)

要素 No.	構成節点 (4)			要素型	材料 No.	初期応力 No.	せん断帯方向	
1	1	18	19	2	5	5	1	1
2	2	19	20	3				
3	3	20	581	579	6	6		
- - - - -								
599	648	3	579	649				
600	649	579	580	650	4	3		

要素型、材料 No.、初期応力 No.、せん断帯方向、の意味は STACONE と同じ

5) 材料定数 (I2, 9E10.3)

材料 No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
1	2.1E+08	0.1	1.0	7.80	3.0E+04	45.0	0.0	46.0	0.0001	ハンマー他
2	2.1E+08	0.1	1.0	7.80	3.0E+04	45.0	0.0	46.0	0.0001	ロッド
3	2.1E+08	0.1	1.0	7.80	3.0E+04	45.0	0.0	46.0	0.0001	サンプラー
4	30000.0	0.3	1.0	1.70	0.1	40.0	0.0	46.0	0.0001	地盤
5	30000.0	0.3	1.0	1.70	0.1	40.0	0.0	46.0	0.0001	サンプラー内部地盤
6	3000.0	30000.0	0.3	1.70	0.1	20.0	0.0	46.0	0.0001	サンプラー内インターフェイス
7	3000.0	30000.0	0.3	1.70	0.1	20.0	0.0	46.0	0.0001	サンプラー外インターフェイス
8	100.0	0.1	1.0	7.80	3.0E+04	45.0	0.0	46.0	0.0001	ハンマーと受け台の間

9	2.1E+08	0.01	0.0000001	7.80	3.0E+04	45.0	0.0	46.0	0.0001	上載圧用鋼板
10	100.0	0.3	1.0	0.01	0.1	5.0	0.0	46.0	0.0001	サンプラー内空隙

特性 1~7 は STACONE と同じ

8=レイリー減衰 α

9=レイリー減衰 β

6) 第3章 式(3.1)における R_t (F10.3)

0.90

7) 時間軸のパラメータ (その1、5I5/4I5)

15	1	2	2	0
3	2	10	1	

- ① 全時間ステップ数 (15)
- ② 計算結果をプリントする時間ステップの数 (1)
- ③ 全時間ステップで変位・速度・加速度の計算結果をプリントする節点の数 (2)
- ④ 全時間ステップで応力・降伏状態・引張り状態の計算結果をプリントする要素の数 (2)
- ⑤ 加速度時刻歴入力データの全時間ステップ数 (0)
- ⑥ 加速度時刻歴の入力方法 (3)
0=加速度時刻歴、1=Heaviside のステップ関数、
2= $A + B \times \sin(\omega \times n \times \Delta t)$ 、3=入力しない
- ⑦ 加速度入力データの方向 (2) : 0=水平と鉛直、1=鉛直、2=水平
- ⑧ 初期応力法における最大反復回数 (10)
- ⑨ *本資料では使用しない (1)

8) 時間軸のパラメータ (その2、5F10.3/4F10.3)

0.001	1.0	0.01	0.25	0.50
0.0	0.0	0.0	0.0001	

- ① 時間ステップ幅 Δt (0.001 秒)
- ② 計算終了時刻 (1.0 秒)
- ③ 加速度入力データの時間ステップ幅 (0.01 秒) *本資料では使用しない
- ④ Newmark の β 法における定数 $\beta=0.25$ (本文3.45))
- ⑤ Newmark の β 法における定数 $\gamma=0.50$ (同上)
- ⑥ 荷重関数= $A + B \times \sin(\omega \times n \times \Delta t)$ における定数 A (0.0) *本資料では使用しない

- ⑦ 同 B (0.0) *本資料では使用しない
- ⑧ 同 ω (0.0) *本資料では使用しない
- ⑨ 反復計算における誤差判定値 (0.0001)

9) 計算結果をプリントする時間ステップの No. (Micro-AVS のために計算結果をプリントする時間ステップの No.) (1015)

11

10) 全時間ステップで変位・速度・加速度の計算結果をプリントする節点 No. (1015)

645 610

11) 全時間ステップで降伏状態・応力などの計算結果をプリントする要素 No. (1015)

164 275

12) 加速度時刻歴入力データ (10F8.3) *本資料では使用しない

13) 初期応力データ (I2, 4F8.3)

1 0.0 0.0 0.0 0.0

- ① 初期応力のセットの No. (1)
- ② 初期応力 σ_r 、 σ_z 、 τ_{rz} 、 σ_θ (0.0、0.0、0.0、0.0)

14) 荷重データ (215)

13 1

- ① 荷重が作用する節点の数 (13)
- ② 有限要素の自重の考慮 (1)
0=考慮しない、1=考慮する

荷重 (215, F10.3)

節点 No. 載荷方向 (半径方向=1、鉛直方向=2) 荷重

5 2 -0.2

6 2 -0.4

17 2 -0.5

A1.3 DYNCONC-C (第6章)

以下の項目を除いて、入力データは DYNCONC と同じである。

4) 要素データ (715)

要素 No.	構成節点 (4)				隣接要素 No. (4)				要素型	材料 No.	初期応力 No.	せん断帯方向
1	1	18	19	2	0	17	2	0	5	5	1	1
2	2	19	20	3	1	18	0	0				
3	3	20	581	579					6	6		
- - - - -												
599	648	3	579	649								
600	649	579	580	650	0	0	0	0	4	3		

要素型、材料 No.、初期応力 No.、せん断帯方向、の意味は STACONE と同じ

隣接要素 No. : 各有限要素に隣接する 4 つの有限要素の No.

排水端では-1、非排水端では 0

5) 材料定数 (I2, 10E10.3)

材料 No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
--------	---	---	---	---	---	---	---	---	---	----

1~9 : DYNCONC と同じ

10 : 透水係数

参考資料2 FORTRAN プログラム

A2.1 プログラム STACONE.FOR

STACONE の FORTRAN プログラム STACONE .FOR を CD 中に示す。変数の意味はプログラム中のコメント文で示す。

STACONE .FOR 、DYNCONCONE .FOR 、DYNCONCONE-C.FOR とともに、トラス要素・はり要素・軸対称要素の表現方法は、「戸川隼人：FORTRAN による有限要素法入門、サイエンス社（1974）」に基づく。

本文 第2章 図-2.13 の STACONE .FOR 用の入力データを CD 中の DASTACONE に示す。

A2.2 プログラム DYNCONCONE.FOR

DYNCONCONE のプログラム DYNCONCONE .FOR を CD 中に示す。変数の意味はプログラム中のコメント文で示す。

DYNCONCONE .FOR、DYNCONCONE-C.FOR とともに、動的応答解析の方法は、「D. R. J. Owen and E. Hinton: Finite Elements in Plasticity: Theory and Practice, Pineridge Press Limited, 1980. 和訳非線形解析プログラム研究会編：塑性の有限要素法—材料非線形有限要素法、科学技術出版社、1988」に基づく。この文献に、プログラムや入力方法の詳細な説明が与えられている。

本文 第5章 図-5.26 の DYNCONCONE .FOR 用の入力データを CD 中の DADYNCONCONE に示す。

A2.3 プログラム DYNCONCONE-C.FOR

DYNCONCONE-C のプログラム DYNCONCONE-C.FOR を CD 中に示す。変数の意味はプログラム中のコメント文で示す。

本文 第6章のモデルの DYNCONCONE-C.FOR 用の入力データを CD 中の DADYNCONCONE-C に示す。

FORTRAN コードと入力データは第8章に記した NPO 福井地域地盤防災研究所の URL からダウンロードすることもできる。