

4. 土構造物の地震時残留変位量予測法

4.1 はじめに

土構造物は、地震により変形が生じてもすぐには大規模な破壊に至らない、いわゆる靱性を期待できる構造物であるが、その耐震計算法としては、旧来の震度法による円弧すべり法などの極限釣合安定解析法がいまだ主流をしめているのが現状である。この耐震計算法は、土構造物の変形によるエネルギー吸収を考慮できないため、レベル 2 地震動のような高地震力に対して適用することは合理的ではない。また、極限釣合安定解析法ではすべり安全率による判定となるため、変形量による照査に適用できない。

そこで、本章では、土構造物のうち盛土構造物を対象に、地震時の残留変形量が算定可能な予測法を選定し、変形性能照査型の設計に適用可能かどうかについて検討を試みた。なお、本章で検討対象とする盛土の地震時変形には液状化は関係しないこととした。

選定した予測法は、①DEM（個別要素法）、②弾塑性FEM解析、③ニューマーク法、④累積変形解析、の4手法である。

予測法の変形性能照査への適用性については、盛土構造物の振動実験結果および地震被害事例のシミュレーション解析を行って検討した。解析対象としたのは以下の3事例である。

- (i) 砂質盛土の 1G 場における模型振動実験（（財）鉄道総合技術研究所）
- (ii) 粘性土地盤上の盛土の 50G 場における遠心模型実験（建設省土木研究所）
- (iii) J R 駅盛土の兵庫県南部地震による被害事例（（財）鉄道総合技術研究所）

本章の構成としては、各予測法について、理論の概要、解析に当たっての留意点、今後の課題を述べたあと、上記振動実験および地震被害事例のシミュレーション解析結果を示した。最後に、各予測法の特徴をまとめた。

4.2 シミュレーションのための実験結果

本項では、盛土など土構造物の地震時残留変形予測法として提案されている各種解析手法の適用性を検討するために、検証事例として模型振動事件結果や被災事例を提供するものである。したがって、以降は解析に必要となるデータを中心にその概要を示す。

4.2.1 砂質土盛土 1 G 場振動実験

(1) 振動台実験概要

図 4.2.1-1 に振動台実験装置の概要を示す。振動台の性能は最大負荷重量 6 tf、最大加速度 1000 gal、最大振幅 ±50 mm である。振動台上に設置してある試験土槽は、長さ 2710 mm、幅 600 mm、高さ 1400 mm であり、実験の経過が観察できるように側面が強化ガラス板になっている。土槽の中に縮尺比 $\lambda_1 = 1/10$ の模型を作成した。図 4.2.1-2 に模型盛土の形状と計測機器の配置を示す。模型盛土の作成については、気乾状態の標準豊浦砂を落下高さ 40 cm、散布速度一定で相対密度 $Dr = 60\%$ を目標として自動式ホッパーによる空中落下法により作成した。このとき、模型盛土の変形状態が確認できるようにガラス面に沿って高さ 2.5 cm 毎に色砂でラインを入れた。また、横方向にも 2.0 cm 間隔で目印を付けた。この後、斜面にゴムメンプレンを被せ、1.7 gf/cm² の負圧を引き、軌道荷重に相当するサーチャージ (10 gf/cm²) を散弾で設置し、所定の計測機器を設置した。計測機器の配置は図 4.2.1-2

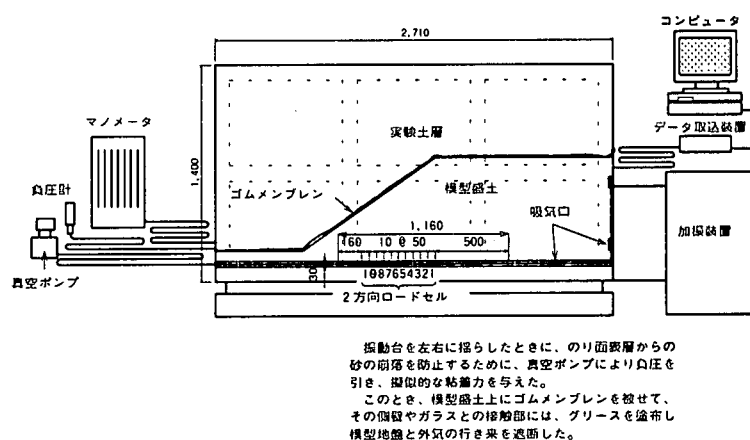


図 4.2.1-1 振動台実験装置の概要

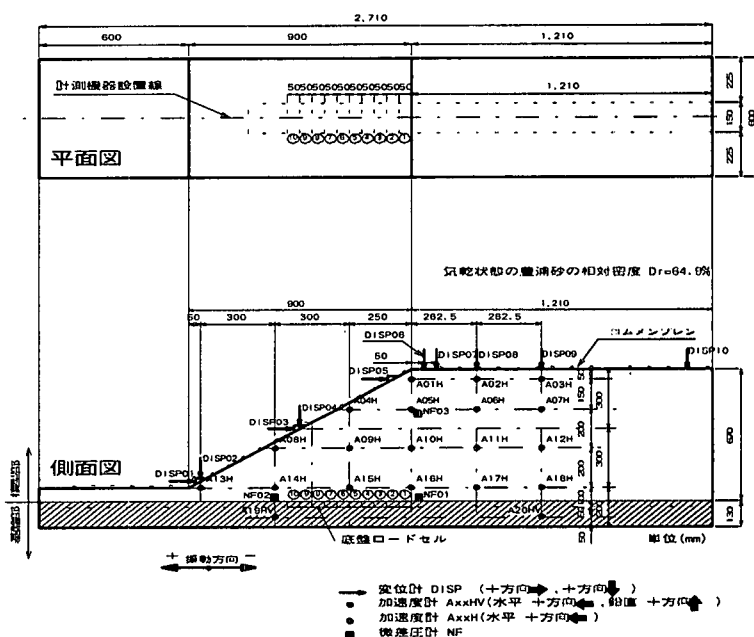


図 4.2.1-2 計測器の配置図

を基本とし、変位計、加速度について概ね 60 点を同時サンプリングした。振動実験は、模型構築後に加振周波数 5 Hz の正弦波加振で、50 gal づつステップ加振した。1 ステップの加振時間は 10 秒間（約 50 波）である。模型盛土に明確な崩壊が確認されたところで振動試験を終了した。

(2) 振動台実験に用いた標準豊浦砂の力学特性

標準豊浦砂 ($D_{50}=0.162\text{ mm}$ 、 $U_c=1.46$ 、 $G_s=2.64$ 、 $e_{\max}=0.973$ 、 $e_{\min}=0.612$) の力学特性を求めるために、室内要素試験（平面ひずみ圧縮試験、三軸圧縮試験、三軸繰返し試験）を行った。これらの試験によって、以下の力学特性が確認された。

①ピーク強度 q_{peak} と残留強度 q_{res} の拘束圧 (σ'_r) 依存性、②ピーク摩擦角 ϕ_{peak} と残留摩擦角 ϕ_{res} の拘束圧依存性、③初期せん断剛性 G_0 と拘束圧依存性、④ G/G_0 ・減衰係数 h とせん断ひずみ γ の関係、以降はそれら実験方法とデータについて記す。

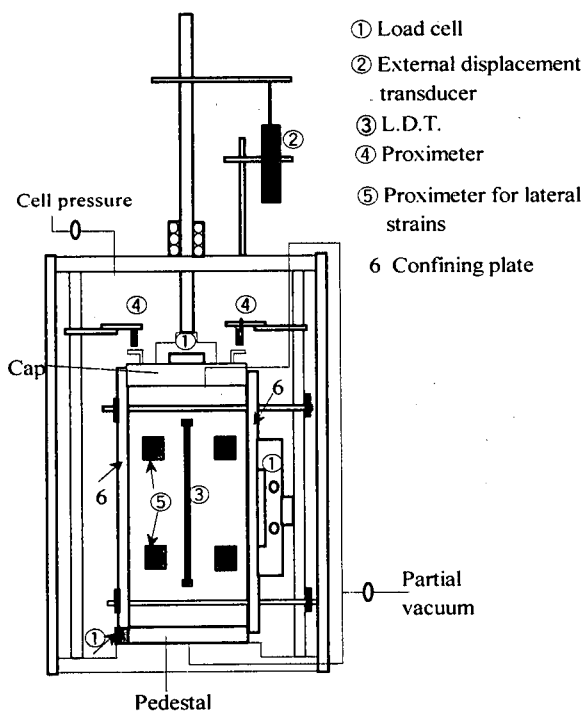


図 4.2.1-3 平面ひずみ圧縮試験装置

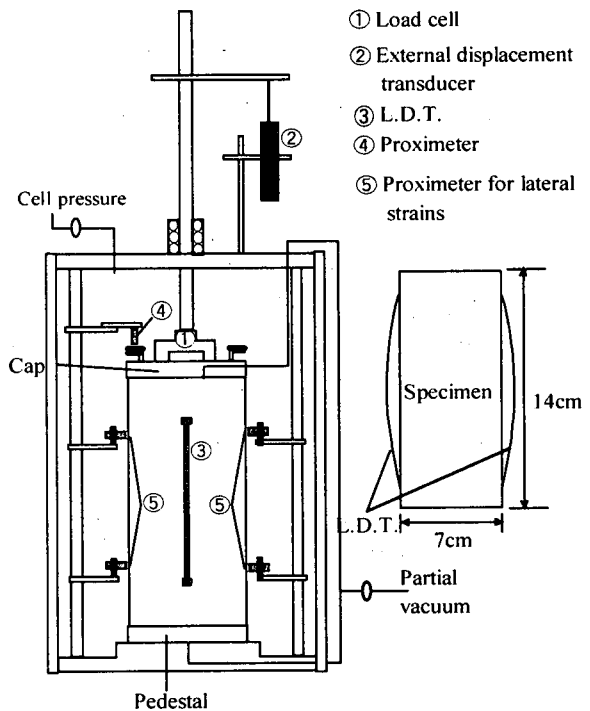


図 4.2.1-4 三軸圧縮試験装置

図 4.2.1-3 に、平面ひずみ圧縮試験装置の概要を示す。図 4.2.1-4 に、三軸圧縮試験および三軸繰返し試験装置の概要を示す。ここに、平面ひずみ圧縮試験の場合の供試体寸法と形状は、幅 8 cm、長さ 16 cm、高さ 22 cm の直方体である。一方、三軸試験の場合の供試体寸法と形状は、直径 7 cm、高さ 14 cm の円柱体である。全ての圧縮せん断試験は、ひずみ速度 0.01%/min として排気・排水条件で実施した。繰返し载荷試験は、载荷周波数 $f=0.1\text{ Hz}$ の正弦波により排気・排水条件で行った。変位の測定方法としては、軸変位を局所変形測定装置(LDTs)、側方向変位を左右各 2 個のギャップセンサーによって測定した。等価ヤング率 E と等価ポアソン比 ν は、履歴ループの上下端を結ぶ直線の傾きによって求め、等価せん断剛性 G は、 $G = E/(2(1+\nu))$ によって求めた。なお、ここで用いた変形係数

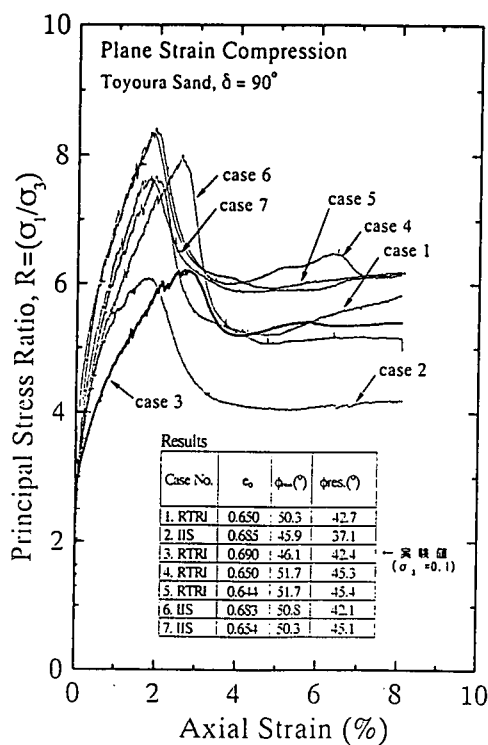


図 4.2.1-5 主応力差と軸ひずみの関係

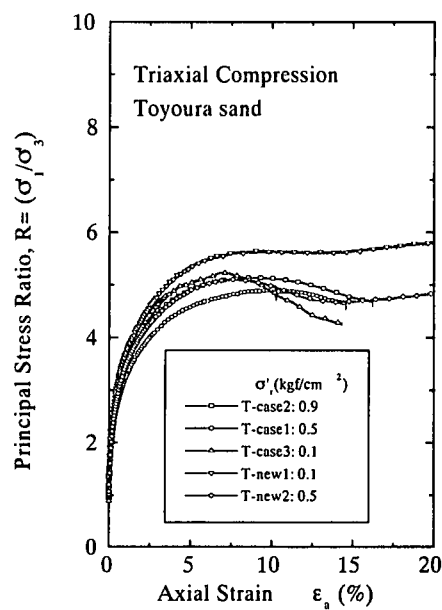


図 4.2.1-6 主応力差と軸ひずみの関係

表 4.2.1-1 平面ひずみ試験

Case No.	e_0	ϕ_{peak}	$\phi_{res.}$
1.RTRI	0.650	50.3	42.7
2.IIS	0.685	45.9	37.1
3.RTRI	0.690	46.1	42.4
4.RTRI	0.650	51.7	45.3
5.RTRI	0.644	51.7	45.4
6.IIS	0.683	50.8	42.1
7.IIS	0.654	50.3	45.1

表 4.2.1-2 三軸試験

Case No.	e_0	ϕ_{peak}	$\phi_{res.}$
1.RTRI	0.65	42.0	38.9

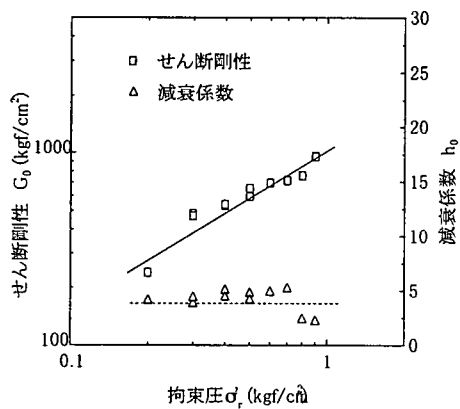


図 4.2.1-7 G_0 , h_0 と拘束圧 σ'_r の関係

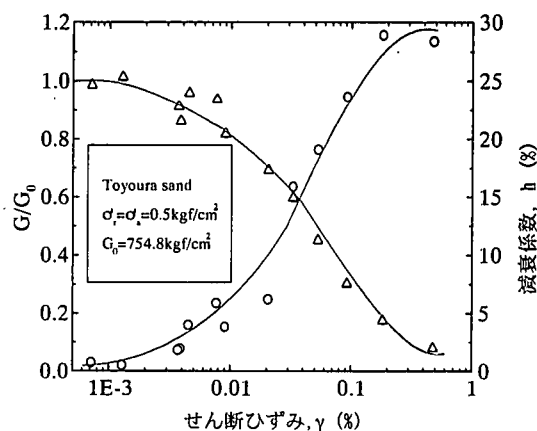


図 4.2.1-8 G/G_0 と γ の関係, h と γ の関係

は、繰返し載荷の2～11回目の平均値である。

図 4.2.1-5 に、これまで行われた豊浦砂の平面ひずみ圧縮試験の主応力差 $R=(\sigma'_1/\sigma'_3)$ と軸ひずみ ϵ_1 の関係を示す。表 4.2.1-1 は、これらの平面ひずみ試験の結果によって得られた、ピーク摩擦角 ϕ_{peak} と残留摩擦角 ϕ_{res} の値を示す。また、図 4.2.1-6 は、同じように豊浦砂の三軸圧縮試験の主応力差 $R=(\sigma'_1/\sigma'_3)$ と軸ひずみ ϵ_1 の関係を示す。同様に、表 4.2.1-2 は、これらの三軸試験の結果によって得られた、ピーク摩擦角 ϕ_{peak} と残留摩擦角 ϕ_{res} の値を示す。三軸に比べ平面ひずみ圧縮試験の方が大きな値が得られている。

図 4.2.1-7 は、三軸圧縮試験の初期せん断剛性 G_0 及び h_0 と拘束圧 σ'_r の関係である。等方応力状態において、初期せん断剛性 G_0 は、拘束圧の増加とともに大きくなり、その関係は、 $G_0 \propto \sigma'_r^m$ である。一方、減衰係数は、バラツキが見られるものの、拘束圧に関係せずほぼ一定である。

図 4.2.1-8 は、三軸圧縮試験から得られたせん断剛性 G/G_0 とせん断ひずみ γ の関係、および減衰係数 h とせん断ひずみ γ の関係である。

(3) 振動台実験結果

図 4.2.1-9(a)、(b)に加振加速度と盛土のり面、盛土上面の各位置の変形量との関係を示す。どの位置においても、加振加速度が概ね 300 gal の時に変形が生じ始め、かつ振動加速度が増加するに従って変位量も増大する。なお、加振加速度を 400 gal から 450 gal に上げた時に浅いすべり面が生じ、加速度が大きくなるにつれすべり面は徐々に深い位置へ発展し、加振加速度 600 gal で模型盛土内に明確なすべり面が確認されたので、一旦、加振実験を終了し変形状況を観察した。図 4.2.1-10 に加振終了後の変形状況を示す。

なお、観察終了後、破壊した試験盛土に対して更に再加振し、最終的には 1000gal まで実験を行った。図 4.2.1-11(a)(b)に、再加振時の沈下量の盛土のり面、盛土上面の各位置の変形量との関係を示す。また、図 4.2.1-12 に再加振終了後の変形状況を示す。

これらの実験から、初期加振、再加振とも加振加速度が概ね 300 gal の時に変形が生じ始めたこと、加振加速度の増加に従って変位量が著しく大きくなること、すべり面は表層から段階的に数本発生し、最終的には深いすべりに達することなどが確認された。これらの現象は、盛土の応答特性や盛土材のせん断強度のひずみ依存性(ピーク強度、残留強度)、加振による形状の変化(一旦すべり面が発生すると崩壊土塊が抑え盛土の役割を果たす)などに起因すると考えられる。したがって、残留変形解析を行うにあたっては、応答解析、有限変形理論、強度の軟化特性などがキーワードとなる。

図 4.2.1-13(a)、(b)は、一回目の加振試験において、加振加速度が概ね 600 gal の時の応答加速度と応答倍率を示す。この図から、盛土のり面に近いほど応答が大きいことが確認できる。特に盛土肩部の応答が大きい。

なお、これらの計測機器の時刻歴データ、強度試験のその他のデータなどの詳細については別資料としてとりまとめ、解析担当者に配布した。特に、各計測機器の時刻歴データはテキストファイルを MO にし、加振中の変形状況はビデオテープで配布した。

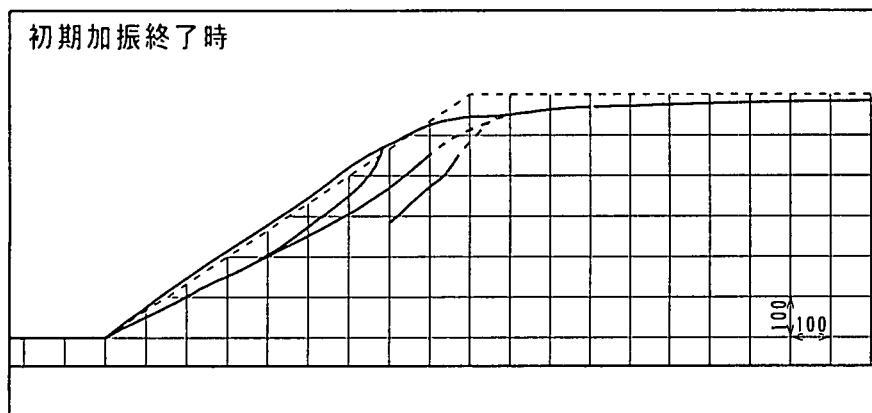


図 4.2.1-10 一回目の加振終了後の残留変形

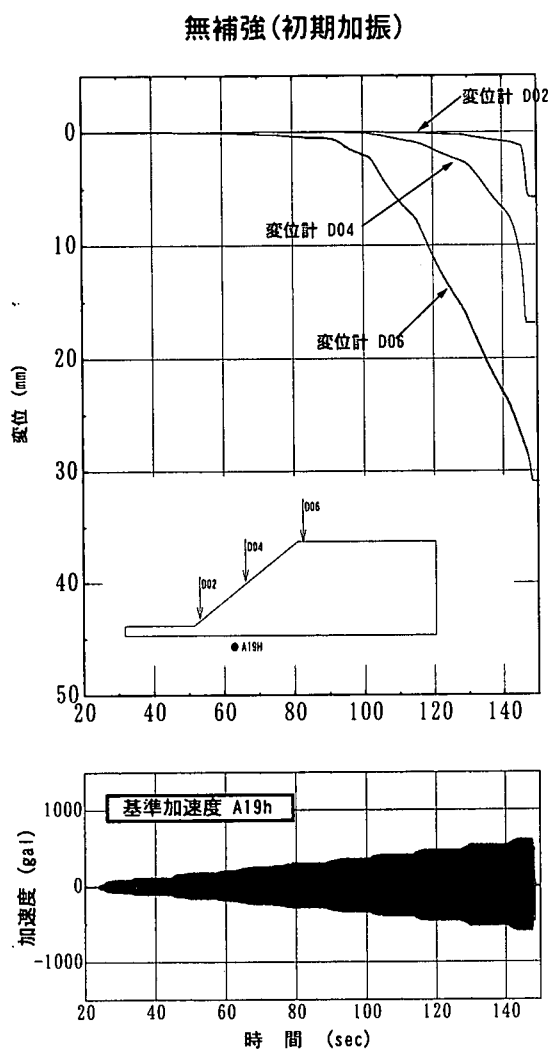


図 4.2.1-9(a) 加振加速度とのり面沈下量の関係

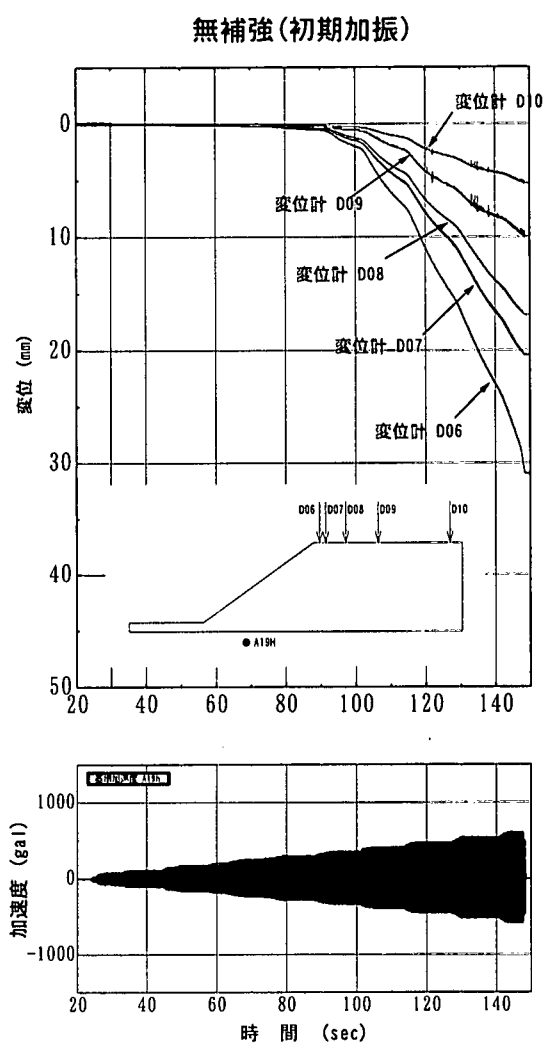


図 4.2.1-9(b) 加振加速度と盛土上面沈下量の関係

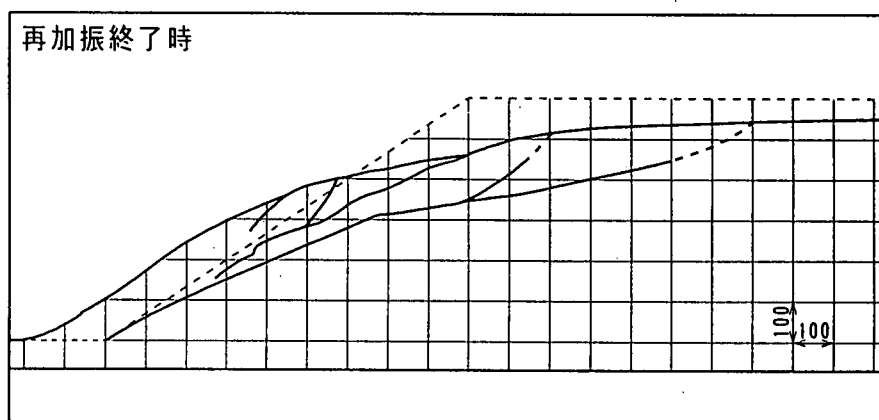


図 4.2.1-12 加振終了時の残留変形（再加振後）

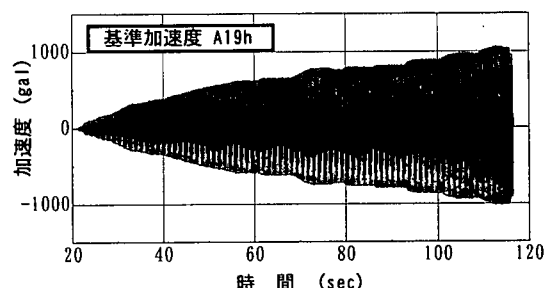
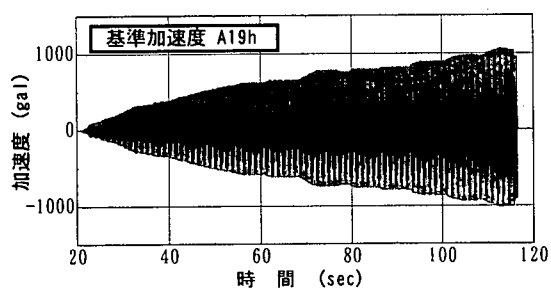
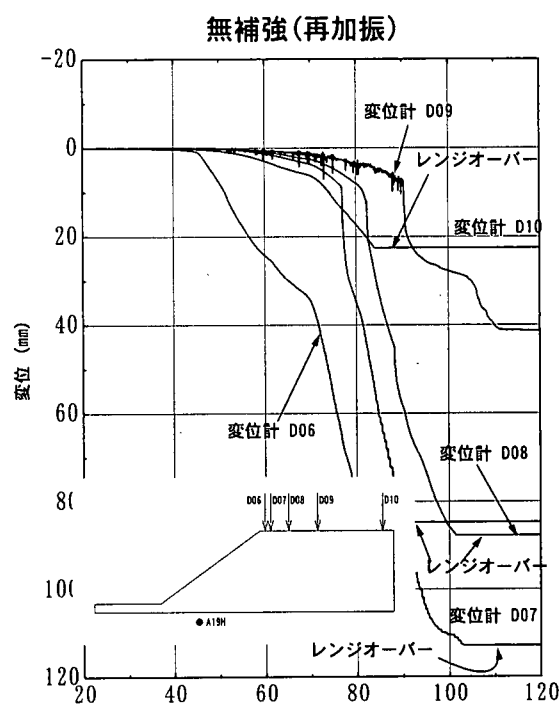
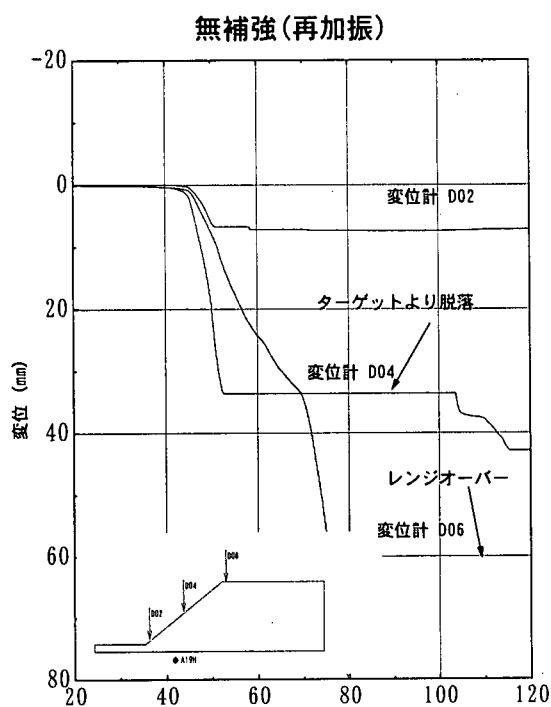


図 4.2.1-11(a) 加振加速度とのり面沈下量の関係（再加振）

図 4.2.1-11(b) 加振加速度と盛土上面沈下量の関係（再加振）

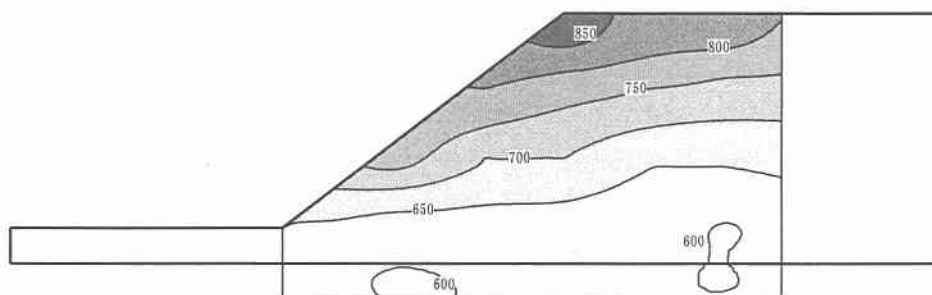


図 4.2.1-13(a) 加振加速度 600gal 時の応答加速度

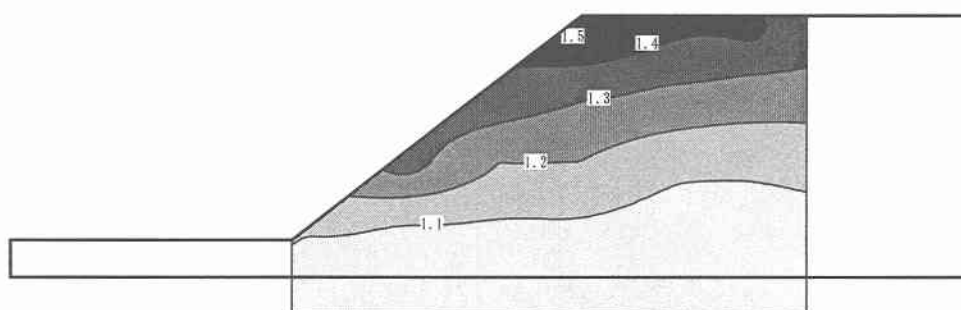


図 4.2.1-13(b) 加振加速度 600gal 時の応答倍率

参考文献

- 1) 小島謙一・館山勝・木村英樹，古関潤一・龍岡文夫：盛土の模型振動試験，第 33 回地盤工学会研究発表会
- 2) 堀井克也・館山勝・小島謙一・古関潤一，砂質土盛土の地震による残留沈下予測，土木学会第 52 回年次学術講演会
- 3) 青木一二三・松室哲彦・蔣 関魯・館山勝・龍岡文夫・古関潤一，低拘束圧下での砂質土の動的変形・強度特性の研究，第 34 回地盤地盤研究発表会論文集
- 4) 蔣関魯・館山勝・梅原俊夫・青木一二三・龍岡文夫，地盤材料のせん断剛性、減衰定数のひずみ依存性，第 35 回地盤地盤研究発表会論文集

4.2.2 粘土地盤上の盛土動的遠心実験

本節では、建設省土木研究所で行われた盛土の動的遠心模型実験¹⁾について述べる。この実験は粘性土地盤上の盛土の地震時挙動を調べることを目的として行われたものであり、基礎地盤は深さ方向に強度の増加する、軟弱な正規圧密地盤である。

(1) 試料の力学特性

実験で使用した試料は模型地盤の作成に用いた 3 号硅砂、荒川粘土、及び盛土材料として使用したクレイサンドと 3 号硅砂の混合試料である。

1) 荒川粘土

本実験で用いた荒川粘土は、荒川下流河川敷、新砂地区の GL-14m～-15m の有楽町層より採取した、塑性指数 17 の低塑性粘性土であり、予め $600\mu\text{m}$ のふるいを通したものを実験に用いた。荒川粘土の粒径過積曲線を図 4.2.2-1 に、また主な物理特性を表 4.2.2-1 にまとめて示す。

荒川粘土の非排水単純せん断試験から得られたせん断応力～せん断ひずみ曲線、及び有効応力経路を図 4.2.2-2 に示す。この試験では、スラリー化した荒川粘土を直径 70mm のワイヤーメンブレン内で K_0 圧密して作成した高さ 30mm の正規圧密状態の試料を、非排水状態で 0.2%/分のひずみ速度でせん断した。応力ひずみ曲線は、せん断ひずみが約 2% となるまで増加し、ひずみが 10% を越えたところから若干減少するが、その間はほぼ一定となっている。軸差応力最大時での内部摩擦角 ϕ' は約 23° である。

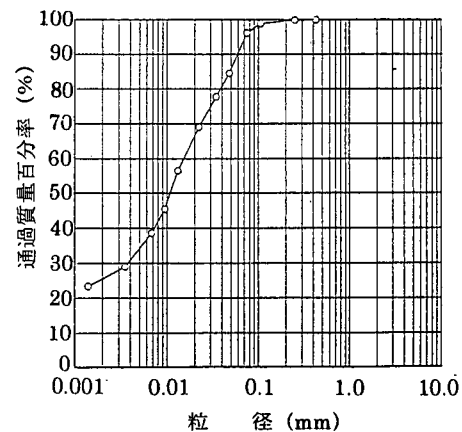


図 4.2.2-1 荒川粘土の粒径過積曲線

荒川粘土の繰返しせん断特性を調べることを目的として、繰返し応力振幅、初期せん断応力を変化させて一連の非排水繰返し単純せん断試験が行われた³⁾。何れの試験でも $\sigma_{vc}'=196\text{kPa}$ の圧密圧力で異方圧密した正規圧密状態の供試体に所定の初期せん断応力 τ_s を与えて排水させた後、所定の応力振幅の繰返し载荷を非排水状態で行った。図 4.2.2-3、4.2.2-4 に初期せん断応力比 τ_s/σ_{vc}' が 0 及び 0.1 のケースについて、それぞれ応力ひずみ曲線、有効応力経路を示す。初期せん断応力比 $\tau_s/\sigma_{vc}'=0$ のケースでは、過剰間隙水圧が σ_{vc}' のおよそ 90% 程度まで上昇し、剛性も大きく低下してい

表 4.2.2-1 荒川粘土の物理・力学特性

土粒子密度 (g/cm^3)	2.66
液性限界 W_L (%)	45.1
塑性限界 W_P (%)	27.8
塑性指数 I_P	17.3
圧縮指数 C_c	0.272
膨潤指数 C_s	0.046
K_0 (正規圧密)	0.40
間隙比 (正規圧密、 $\sigma_v'=98\text{kPa}$)	0.895
強度増加率 c_u/σ_{vc}'	
(等方圧密・三軸圧縮) ²⁾	0.52
(等方圧密・三軸伸張) ²⁾	0.27
(K_0 圧密・単純せん断) ³⁾	0.20
繰返しせん断強度 (三軸、 $DA=5\%$)	0.22

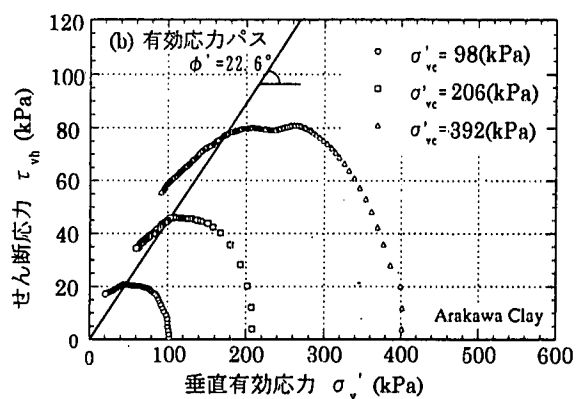
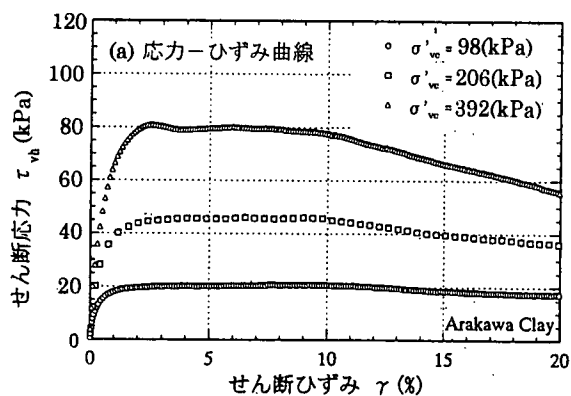


図 4.2.2-2 荒川粘土のせん断試験結果³⁾

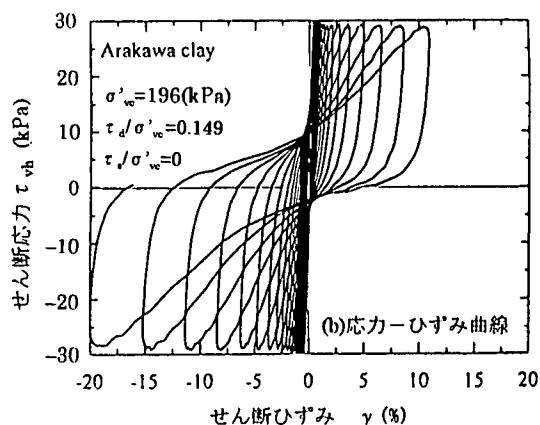
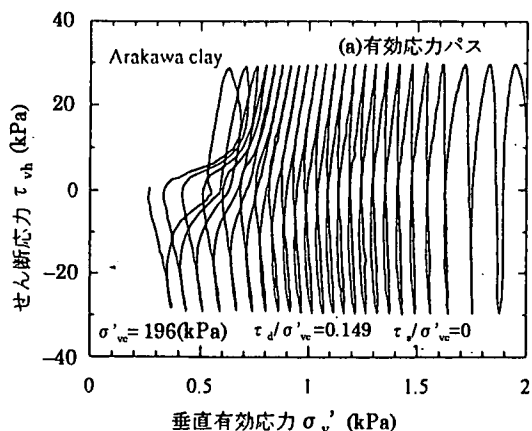


図 4.2.2-3 荒川粘土の繰返しせん断試験結果 (初期せん断応力=0)³⁾

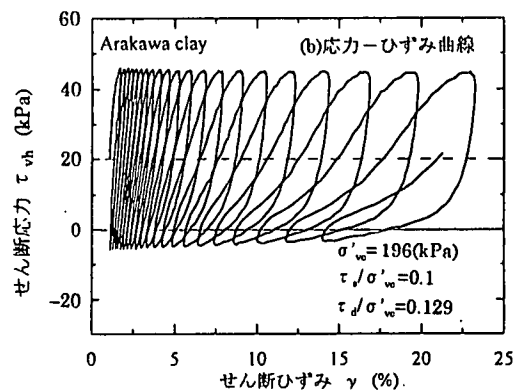
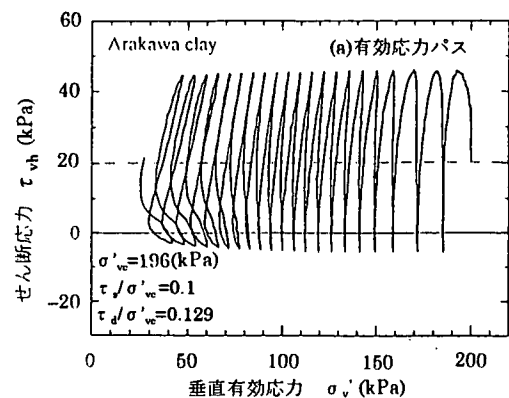


図 4.2.2-4 荒川粘土の繰返しせん断試験結果 (初期せん断応力≠0)³⁾

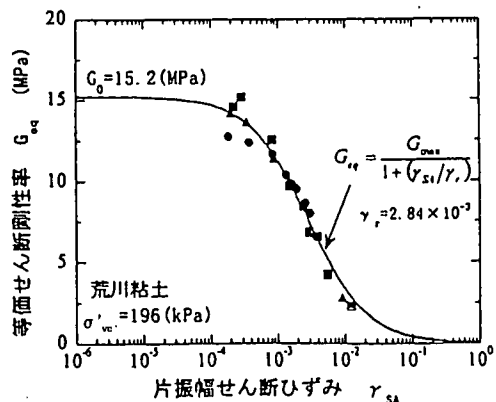
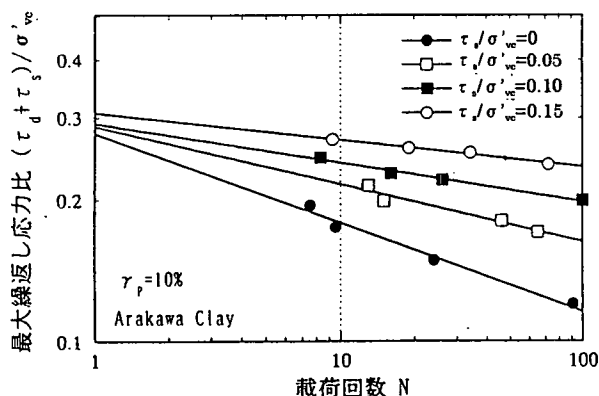


図 4.2.2-5 繰返しせん断応力比と回数の関係³⁾

図 4.2.2-6 動的変形特性⁵⁾

る。図 4.2.2-5 は繰返し応力比とせん断ひずみが 10%に至るのに必要な繰返し回数の関係である。また、図 4.2.2-6 には $\sigma'_{vc}=196\text{kPa}$ で K_0 圧密した供試体に対して単純せん断試験器を用いて行われた動的変形試験により得られた $G-\gamma$ 関係を示す⁵⁾。

2) 盛土材料

遠心模型の盛土は 3 号硅砂とクレイサンドを重量比 2 : 1 で混合し、含水比を 12.5% に調整したものを突固めて作成した。これと同様の方法で作成した直径 7cm、高さ 3cm の供試体に対してせん断試験及び動的変形試験が行われた⁴⁾。何れの試験も単純せん断試験器を用い、供試体を K_0 圧密した後に非排水条件のもとで試験を行った。非排水単純せん断試験から得られた応力ひずみ曲線、有効応力経路を図 4.2.2-7、図 4.2.2-8 に示す。応力ひずみ曲線にはせん断ひずみが約 1% のところで明確な折れ曲がり点が見れ、そこでのせん断応力比 τ_{vh}/σ'_{vc} は 0.11~0.15 程度であった。また有効応力経路からは、せん断前の供試体間隙比が約 0.26~0.41 と比較的小さいにも関わらず、変相線に至るまでは圧縮性が大きな材料であることがわかる。

図 4.2.2-9 は動的変形試験から得られた等価せん断剛性と片振幅せん断ひずみの関係である⁴⁾。図に示した 4 試験は、何れも鉛直圧密圧力 $\sigma'_{vc}=196\text{kPa}$ で K_0 圧密した供試体に対するものである。供試体作成時に密度が多少ばらついたことにより、得られた $G-\gamma$ 曲線にもある程度のばらつきが見られるが、微小ひずみレベルでのせん断剛性 G_0 が 23~36MPa であるものと推測される。

(2) 遠心模型実験

1) 模型の作製方法

実験に用いた土槽は、内寸で 80cm(幅)×20cm(奥行)×30cm(深さ)の剛性容器である。まず土槽の底部に石膏を流し込み、遠心装置の回転中心から等距離となるように曲率を

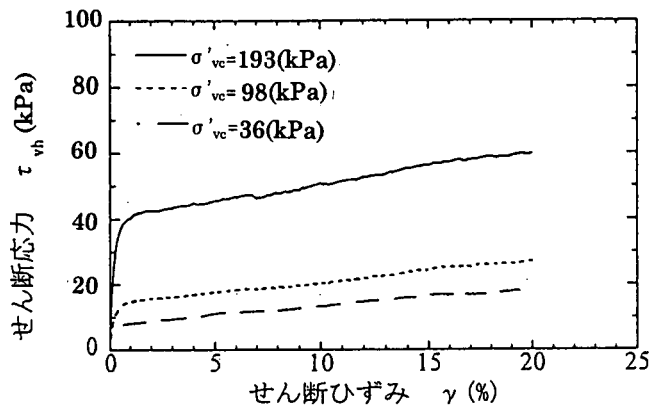


図 4.2.2-7 盛土材料の応力ひずみ曲線⁴⁾

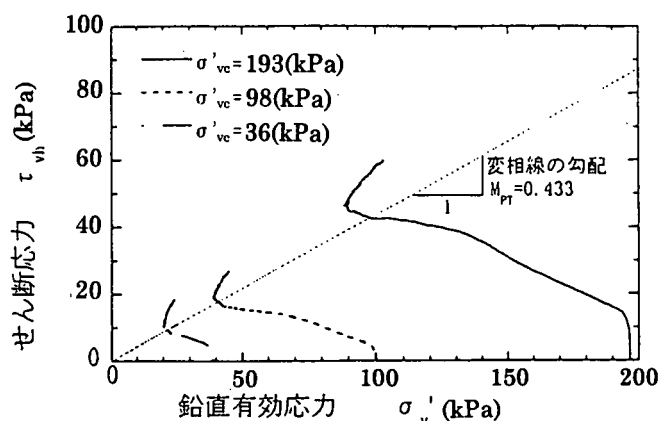


図 4.2.2-8 盛土材料の有効応力経路⁴⁾

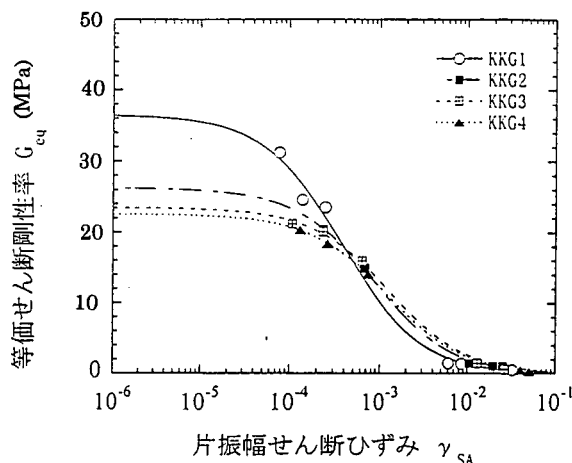


図 4.2.2-9 盛土材料の動的変形特性⁴⁾

付けて整形した上に、乾燥した珪砂 3 号を空中ポアリングして層厚 75mm の密な砂層を作成した。続いてこの上に含水比を約 80%に調整し、良く脱気した荒川粘土のスラリーを所定の量だけ投入した後、土槽を有効半径が 2.0m の遠心装置に搭載して 50G の遠心加速土場にて地盤を自重圧密した。遠心圧密の間、粘土投入時に予め設置しておいた間隙水圧計の値をモニターし、2t 法によって圧密の終了を判断した。圧密終了後、遠心装置を一旦停止し、粘土層上に珪砂 3 号で層厚 5mm のマウンドを作成し、その上に盛土材料を締固めて高さ 35mm の盛土とした。珪砂 3 号のマウンドは盛土が地盤から吸水し軟弱化することを防ぐことを目的として設置したものである。模型地盤とセンサーの位置を図 4.2.2-10 に示す。図中の寸法は、相似則に従って模型の寸法を 50 倍し、実物スケールに換算してある。この模型地盤を再度遠心装置に搭載し、盛土が滑り破壊を生じないように遠心加速度を 50G までゆっくりと上昇させ、50G 場で再度遠心圧密した。以下では実験結果について全ての物理量を実物スケールに換算して示す。

2) 加振ステップと入力加速度

遠心圧密が終了した後、一旦遠心装置を停止し加振装置駆動用の油圧をチャージした後、直ちに遠心加速度を 50G に上昇させ、加振実験を行った。加振実験は入力加速度レベルを増加させながら合計 4 回行い、加振中のセンサーの応答値をサンプリングレート 2kHz（2000 データ/秒）で記録した。なお、各加振実験の間には油圧チャージのために遠心装置を短時間停止した。土槽に取り付けた加速度計で計測した入力加速度の時刻歴を図 4.2.2-11 に示す。各 step の入力波形は、最大加速度振幅の目標値をそれぞれ 1.0、2.1、2.6、3.0m/s²とし、周波数 1.2Hz の正弦波を目標波形とした。Step1 での入力波形は比較的正弦波に近いものであるが、加振加速度の増加と共に、加速度のマイナス方向に高周波成分が乗った、非対称な波形となった。

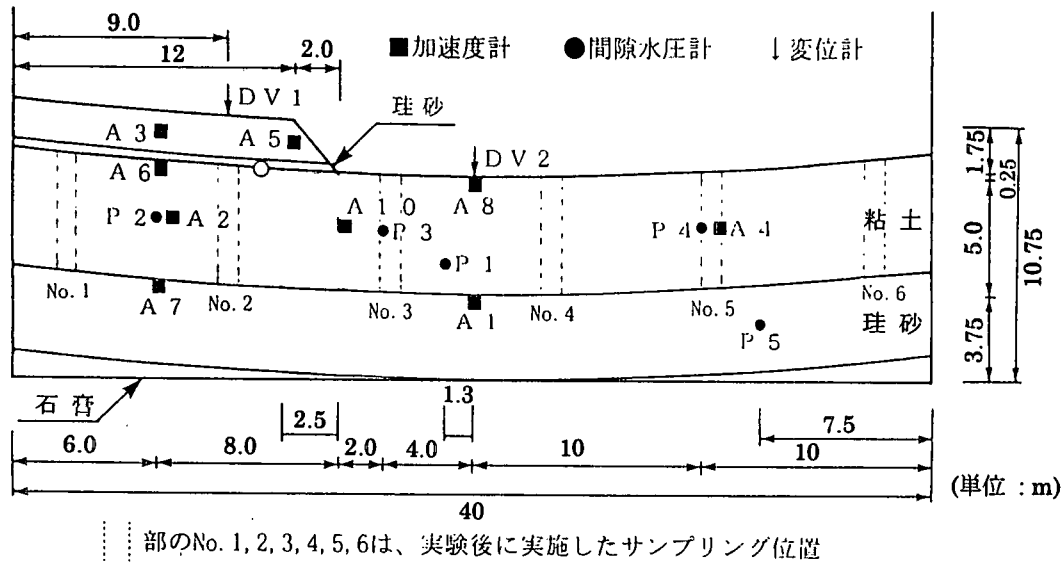


図 4.2.2-10 遠心模型

3) 地盤の含水比分布

実験終了後、図 4.2.2-10 の粘土層に破線で示した No.1~6 の地点で粘土を採取し、含水比を測定した。図 4.2.2-12 は粘土の間隙比と有効上載圧の関係である。ただしここでの間隙比は飽和度が 100%であることを仮定して計算したものであり、有効上載圧は各粘土試料採取地点直上の土の重量から求めたものである。ある程度大きなばらつきが見られるが、全体的には有効上載圧の増加と共に直線的に間隙比が減少しており、その傾きは、圧密試験から得られた $C_c=0.272$ にほぼ近いものとなっている。また、有効上載圧が小さな地点で間隙比のばらつきが大きくなっているが、これは遠心圧密中に地盤表面の一部が乾燥し、あるいは地盤表面の水が粘土試料採取時に付着することによるものと考えられる。

4) 実験結果

各ステップの盛土鉛直変位の時刻歴を図 4.2.2-13 に、また各ステップの鉛直変位、水平変位の累積値を図 4.2.2-14 に、さらに各ステップ加振終了後の地盤の変形状況を図 4.2.2-15 に示す。図 4.2.2-14 に示した盛土変位量は、各加振ステップ後に一旦遠心装置を停止し測定した値であり、(c)(d)に示した変位量の測定位置 (①~③) は図 4.2.2-15 中に示すとおりである。加振加速度の増加と共に、各ステップでの変位量増分も増大している。盛土の沈下量は、盛土中央部に比べて法肩部で大きくなっている。また、地盤の浅い部分が水平地盤側に水平変位し、滑り線などのひずみ集中領域は観察されなかった。

図 4.2.2-16、4.2.2-17 は Step1 加振及び Step3 加振での地盤中の代表的な地点における加速度と過剰間隙水圧の

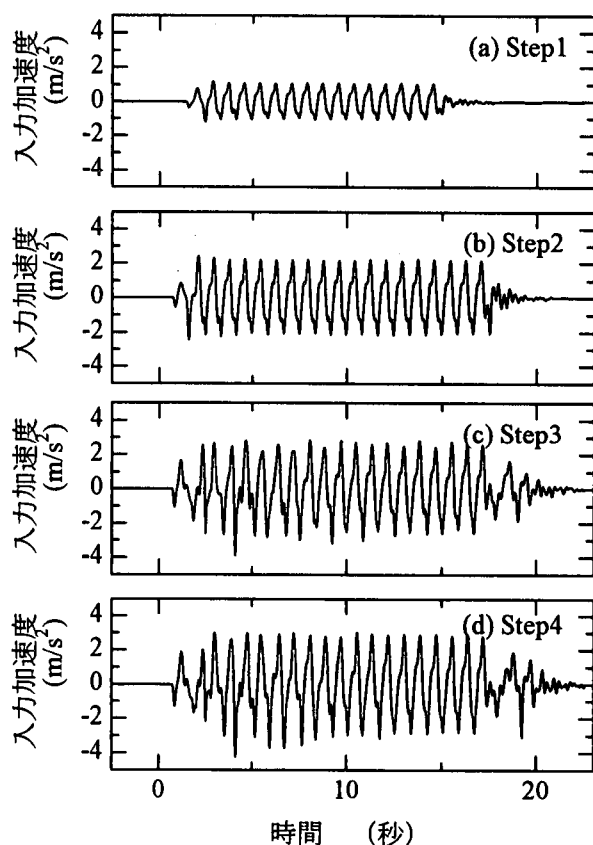


図 4.2.2-11 入力加速度の時刻歴

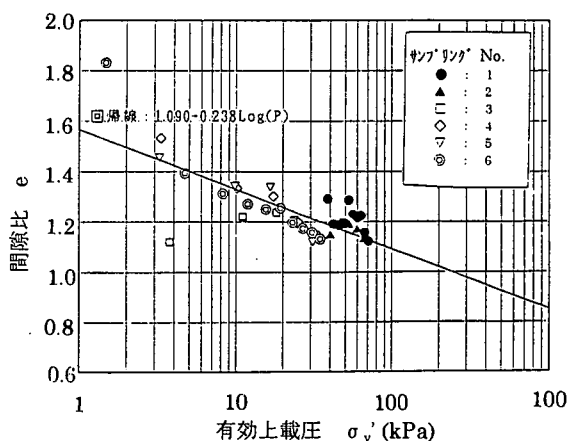


図 4.2.2-12 実験後に測定した地盤の間隙比

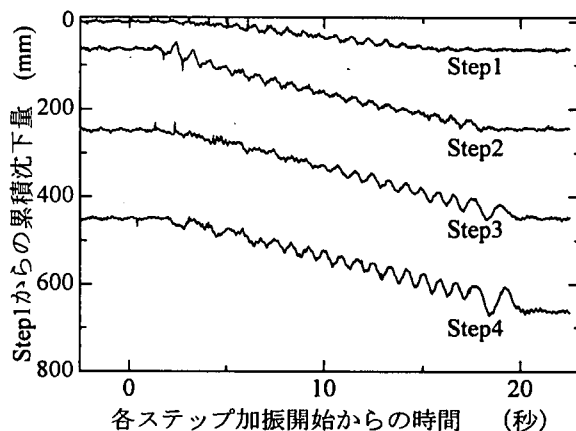


図 4.2.2-13 盛土天端沈下量の時刻歴

時刻歴である。Step1 加振では、粘土層中及び盛土の加速度は入力加速度に比べてやや増幅しているが、波形は入力波形と相似である。また粘土層中の過剰間隙水圧の顕著な上昇は見られない。これに対し Step3 加振では、水平地盤部(A4)の加速度応答にはスパイク状の大きな波形が見られる。また、盛土法尻直下(A10,P1)では、マイナス側、すなわち水平地盤側から盛土側に向かう方向の加速度にスパイク状の応答が見

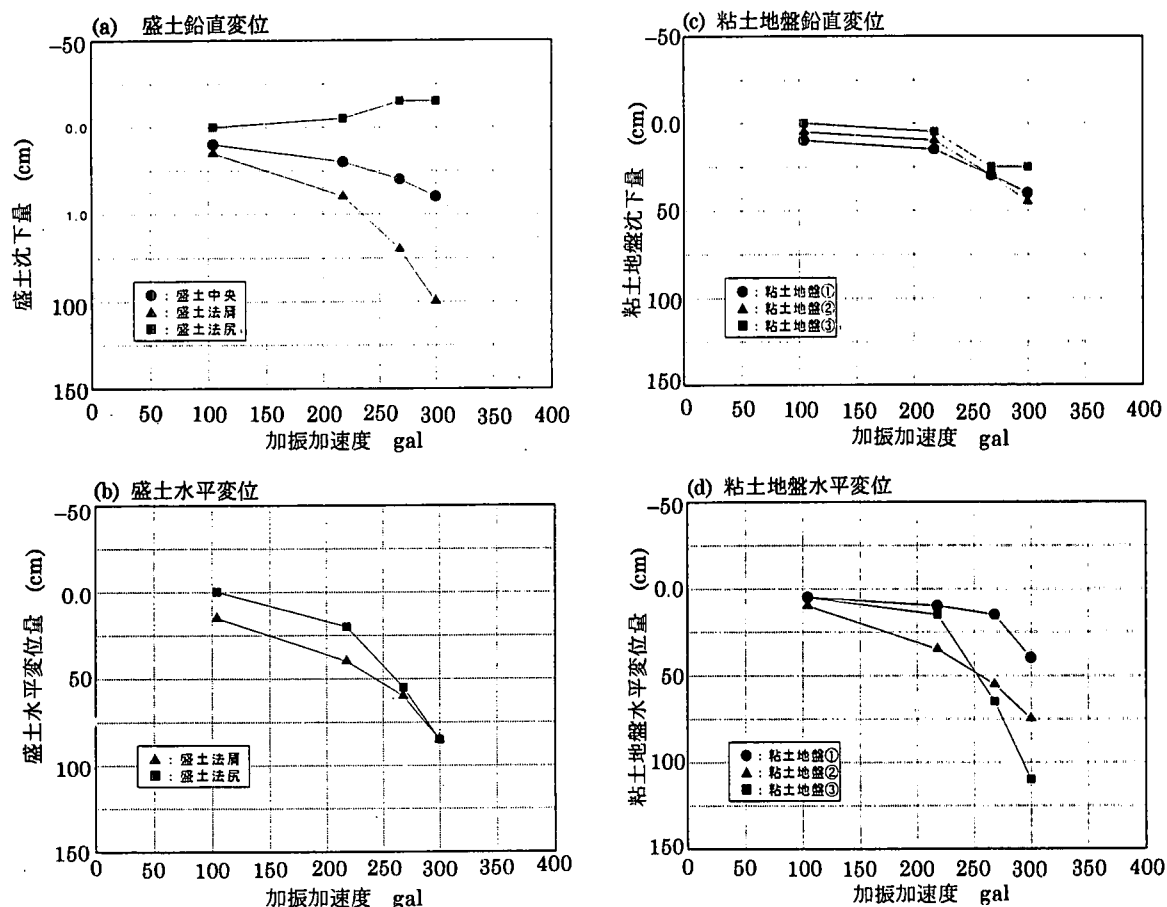


図 4.2.2-14 地盤の変位量累積値と入力加振加速度の関係

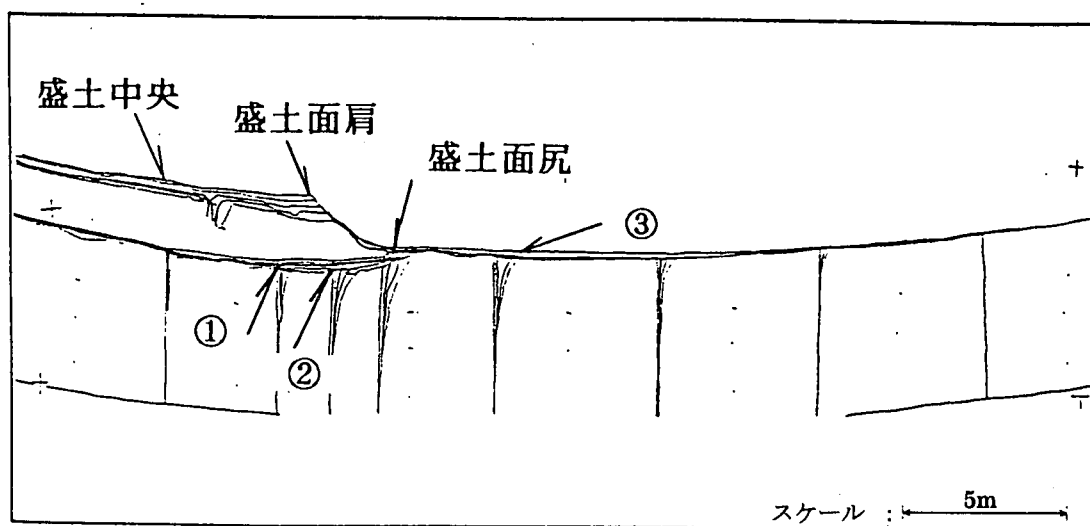


図 4.2.2-15 各加振ステップ後の地盤の変形状況

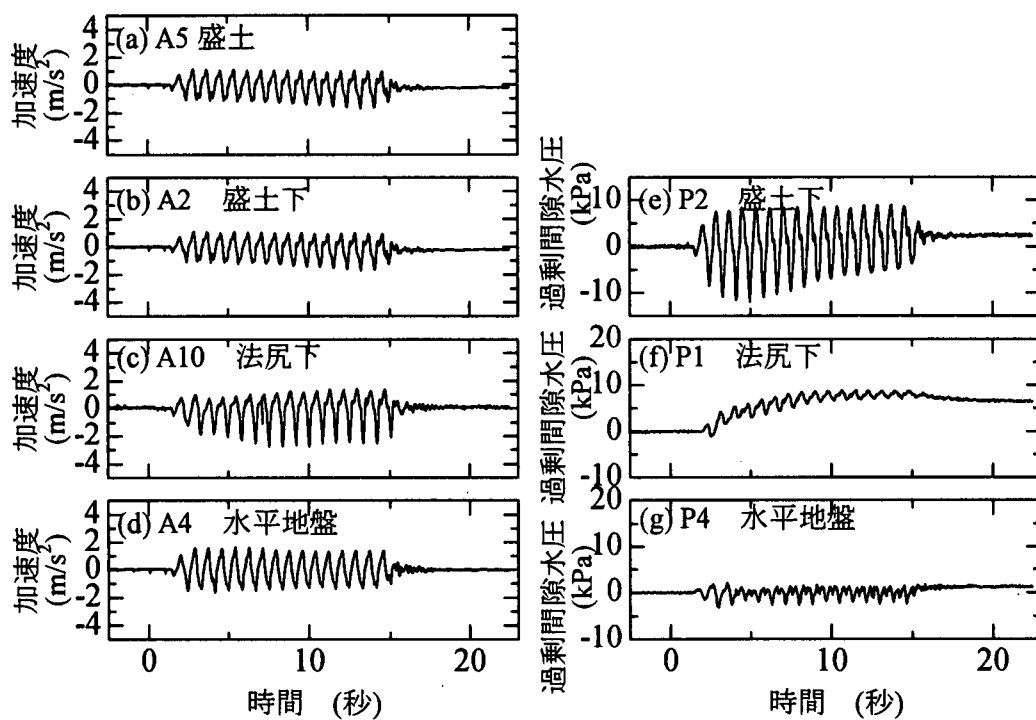


図 4.2.2-16 代表的地点での加速度及び過剰間隙水圧 (Step1)

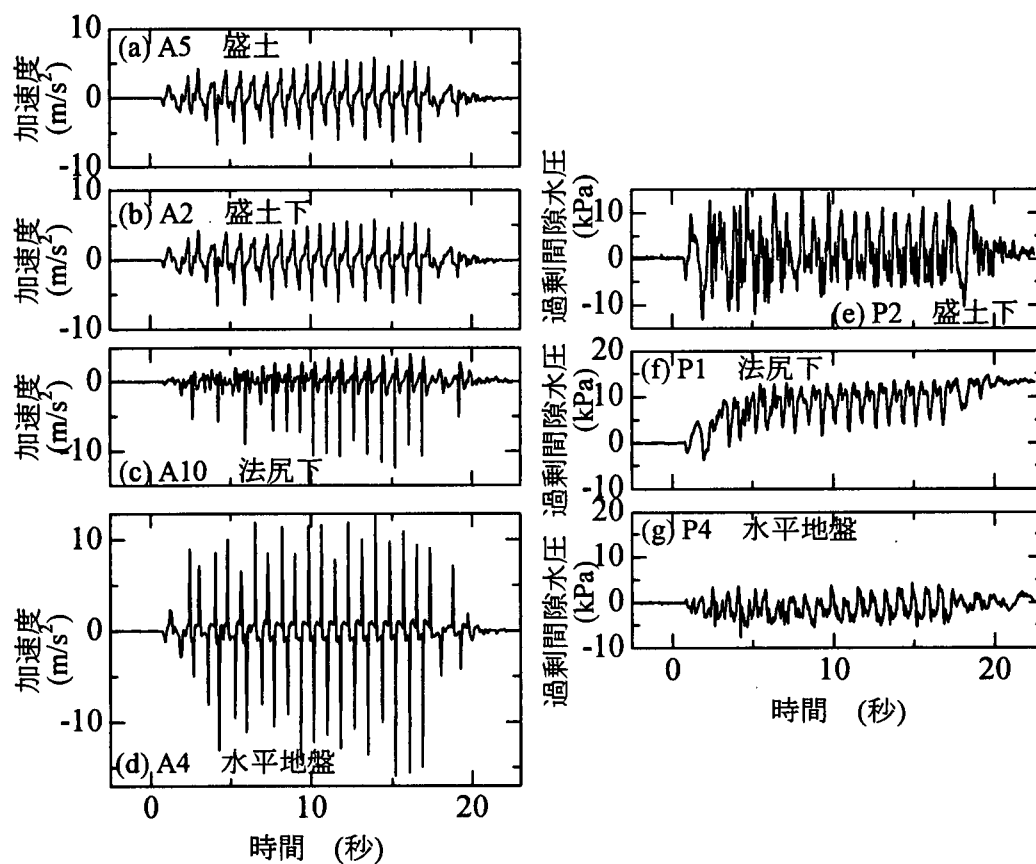


図 4.2.2-17 代表的地点での加速度及び過剰間隙水圧 (Step3)

られ、スパイク状の応答が起こる瞬間に間隙水圧も急減している。このような加速度及び間隙水圧の応答は、荒川粘土の要素試験においても観察されたサイクリックモビリティによるものと考えられる。

参考文献

- 1) 田本修一、島津多賀夫、松尾修、横川青児：粘土地盤上の盛土の動的遠心模型実験（その2），第32回地盤工学研究発表会，pp.1021-1022, 1995
- 2) 大村、兵藤、松尾修、島津多賀夫：粘土地盤上の盛土の動的遠心模型実験（その3）－粘性土の単調及び繰返し三軸試験－，第32回地盤工学研究発表会，pp.783-784, 1997
- 3) 茨城大学 防災・環境地盤工学研究室：荒川粘土試験結果報告書，1997
- 4) 茨城大学 防災・環境地盤工学研究室：盛土材料試験結果報告書，1997
- 5) 室山拓生、安原一哉、村上哲、加々美智博：粘土地盤上の盛土の動的遠心模型実験（その11）－単純せん断試験における荒川粘土の繰返し及び繰返し履歴後の変形特性－，第33回地盤工学研究発表会，pp.785-786, 1998

4.2.3 JR盛土の兵庫県南部地震被害

兵庫県南部地震では数多くの高架橋などの鉄筋コンクリート(RC)構造物に甚大な被害が生じ、復旧に長期間を要した。それらに比較すると被害の程度は相対的に低かったが、盛土、擁壁などの土構造物にもかなりの被害が生じた。なかでも鉄道の土構造物に被害が集中したのは、鉄道の土構造物が激震地帯の神戸市街地や今回の地震で特に揺れが大きかった山裾に沿って建設されていたためである。

RC構造物の被害箇所は、例えば新幹線で見られるように必ずしも震度の大きさは整合していなかったのに対し、土構造物の被害は、東灘や住吉、新長田など震度が大きかった(家屋の倒壊率が高い)箇所に集中した。この理由はRC構造物は主に動的応答が大きかった箇所で壊れたのに対し、土構造物は動的応答が小さいため被害程度が主に地表面加速度に依存したからであろう。

以下に、地震時残留変形解析の検証の対象として、兵庫県南部地震におけるJR神戸線、新長田駅周辺の盛土の被災事例について示す。

(1) 被害の概要

図4.2.3-1に兵庫県南部地震における神戸地区の震度7の分布と代表的な鉄道の震災箇所の関係を示す。今回の地震では山裾付近の段丘部での揺れが特に大きかったが、鉄道のほとんどは六甲山地の山裾に沿って建設されており、特に揺れ易い箇所に建設されていたことも被害の拡大を助長した。また、基本的には砂礫性扇状地地盤であるため、盛土の支持地盤としては良好であり、支持地盤の液状化や軟弱粘性土地盤の流動化などに起因する破壊例も確認されていない。

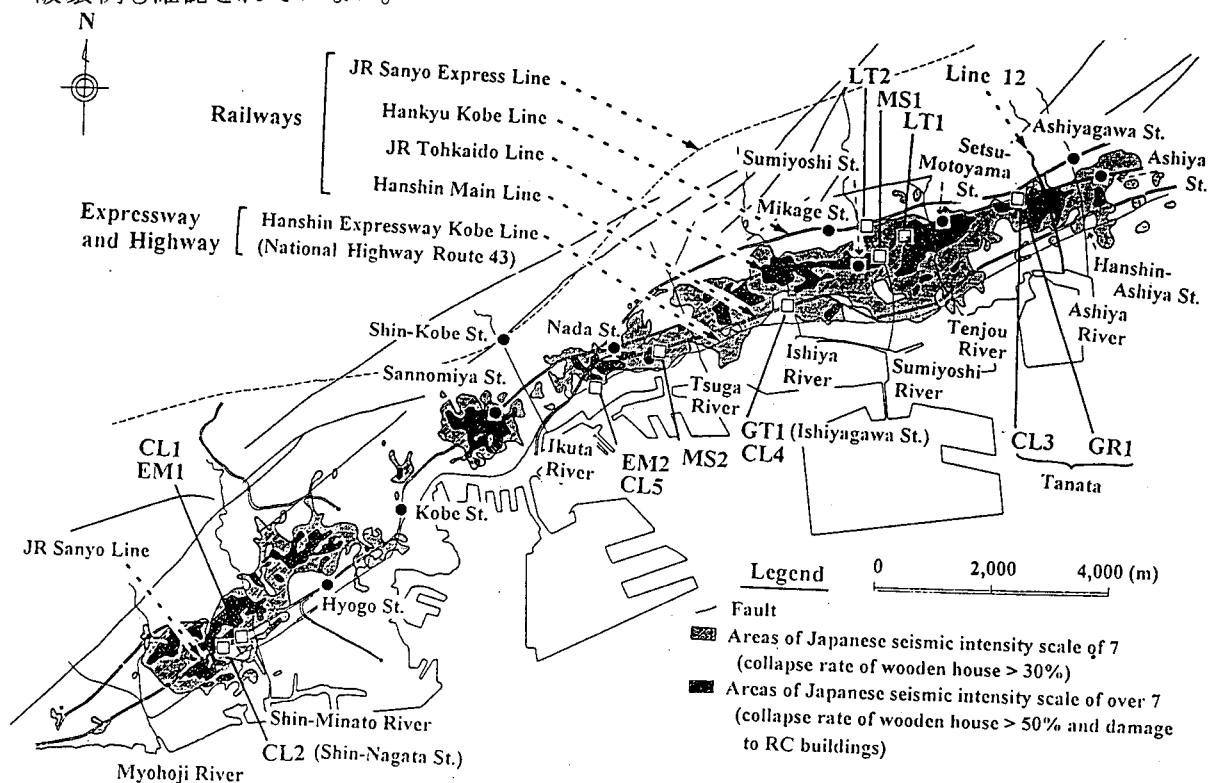


図 4.2.3-1 神戸地区の震度分布と主な鉄道盛土の被災箇所

図 4.2.3-2 に、解析対象の新長田地区における日本家屋の倒壊率分布を示す。また、図 4.2.3-3 に、新長田地区の南北方向の倒壊率調査を示す。いずれのデータからも今回の解析対象箇所のJR新長田駅付近は家屋被害が大きかったところであり、周辺家屋の倒壊率も概ね 50%を越えている。更に周辺の地震観測や、別途実施した調査箇所における一次元地震応答計算(SHAKE)から求めた地表面最大加速度も 650gal~750gal であり、このことから超激震地帯であったことが確認できる。

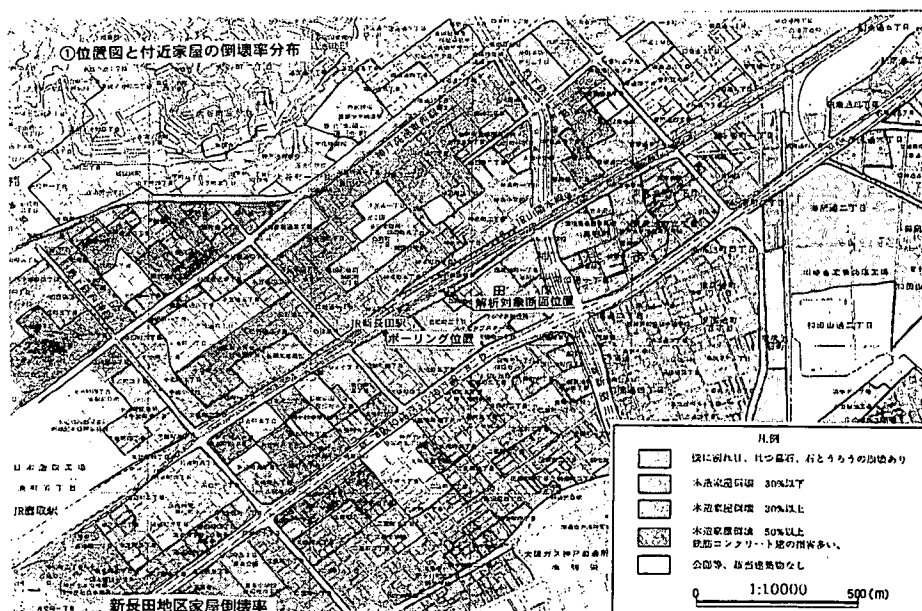


図 4.2.3-2 解析対象位置図と付近家屋の倒壊率分布

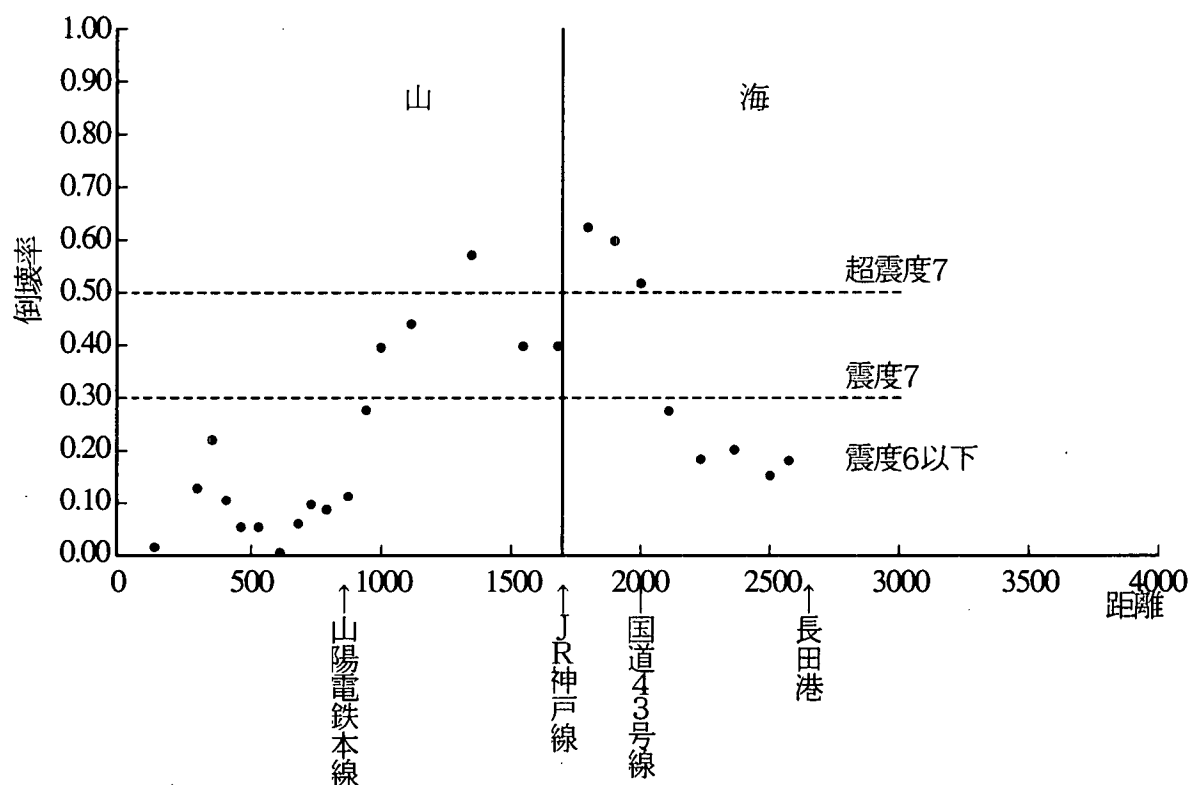


図 4.2.3-3 解析対象箇所の南北方向の倒壊率分布

(2) 解析対象の被災状況

図 4.2.3-4 に解析対象盛土付近の位置平面図を示す。新長田駅周辺は、図に示すように電車線、列車線、小運転線の5線が通り、神楽町第四架道橋において、電車線が列車線を乗り越し、直後が新長田駅となる線路が交差する区間である。解析対象となる断面は図中の矢印箇所、L型擁壁で土留めした盛土の上に、さらに1割5分勾配の盛土が乗っている2段盛土区間である。列車線を乗越するため、駅方向(図中右側)に8‰の勾配で徐々に盛土が高くなっており、上段盛土の高さは、最も高い箇所、6m 程度である。

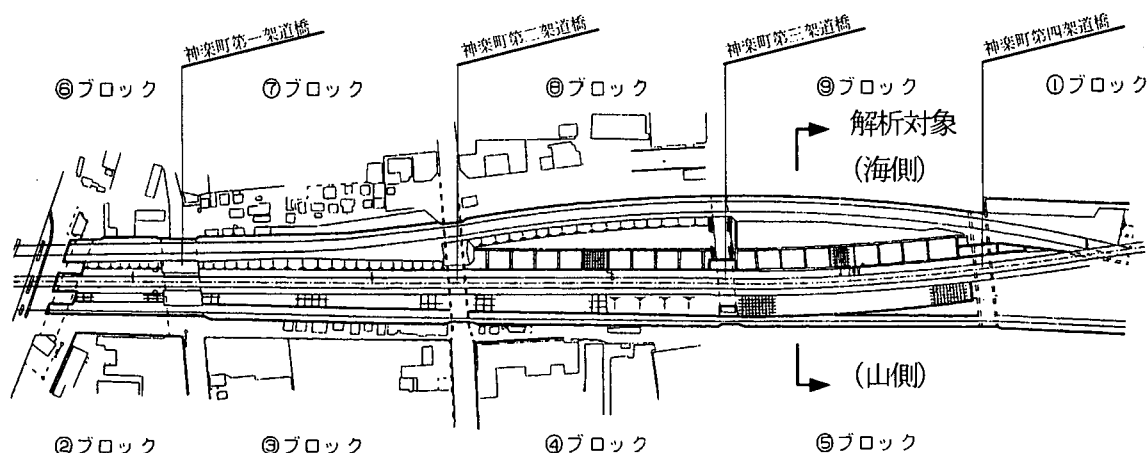


図 4.2.3-4 解析対象盛土付近の位置平面図

図 4.2.3-5 解析対象における横断面図および土質柱状図を示す。この地震においての上段盛土の被災状況としては、全体に揺すり込み沈下が生じており、のり面には線路方向に無数のテンションクラックが見受けられ、全体的にははらみ出していた(写真 4.2.3-1～6)。これはのり面がクラックの発生で緩み、バラスト直下の土の拘束力が低下し、路盤面での支持力が低下した。更に鉛直動の影響により、バラストの重みで沈下したものと考えられる。また地震により緩んだ表層部が滑落し、のり肩が下がってしまった箇所が多数見受けられた。この他全区間において盛土はのり尻が数 10cm 程度外側に変位していた。下段盛土は延長 800m 以上にわたり逆T型擁壁が両側(海側、山側)に設置されていた。それらの擁壁は、ほとんどが滑動もしくは転倒によって 20～50cm 程度前傾していたが(写真 4.2.3-9、10)、大きな破壊には至っていない。

図 4.2.3-6 解析対象盛土の変状状況をスケッチしたものである。被害は乗越しボックス(図 4.2.3-4: 神楽町第四架道橋)付近で大きく、盛土が大きく沈下し、かつ左右のり面がはらみ出すような変形形態を呈していた。L型擁壁は直接基礎であったことから、下部盛土の支持地盤は十分な支持力を有していたと考えられる。実際、下段盛土の沈下量も少なく、このため、図中の変形は上段盛土の変形が主体的と考えられる。また、盛土のり面には、降雨対策として張りブロック工と場所打ち格子枠工が設けられていたが、地震時における盛土の変形を抑制できる程の剛性は持ち合わせていないため、盛土の変形に合わせて大きなうねりが生じていた(写真 4.2.3-1)。

その他、盛土の沈下は横断する架道橋の背面で大きくなっている。これは橋台が水平変位したこと、橋台背面は滑りやすく揺れやすいこと、橋台裏盛土は施工空間としては狭隘な

ため転圧不足となりやすいことなどによると考えられる(写真 4.2.3-7)。橋台だけでなく、ボックス背面でも大きな沈下を確認されており(写真 4.2.3-8)、特に、土と構造物が接する箇所は、地震時の弱点箇所になりやすいことが再確認された

JR神戸線、兵庫・新長田間(3k680m)

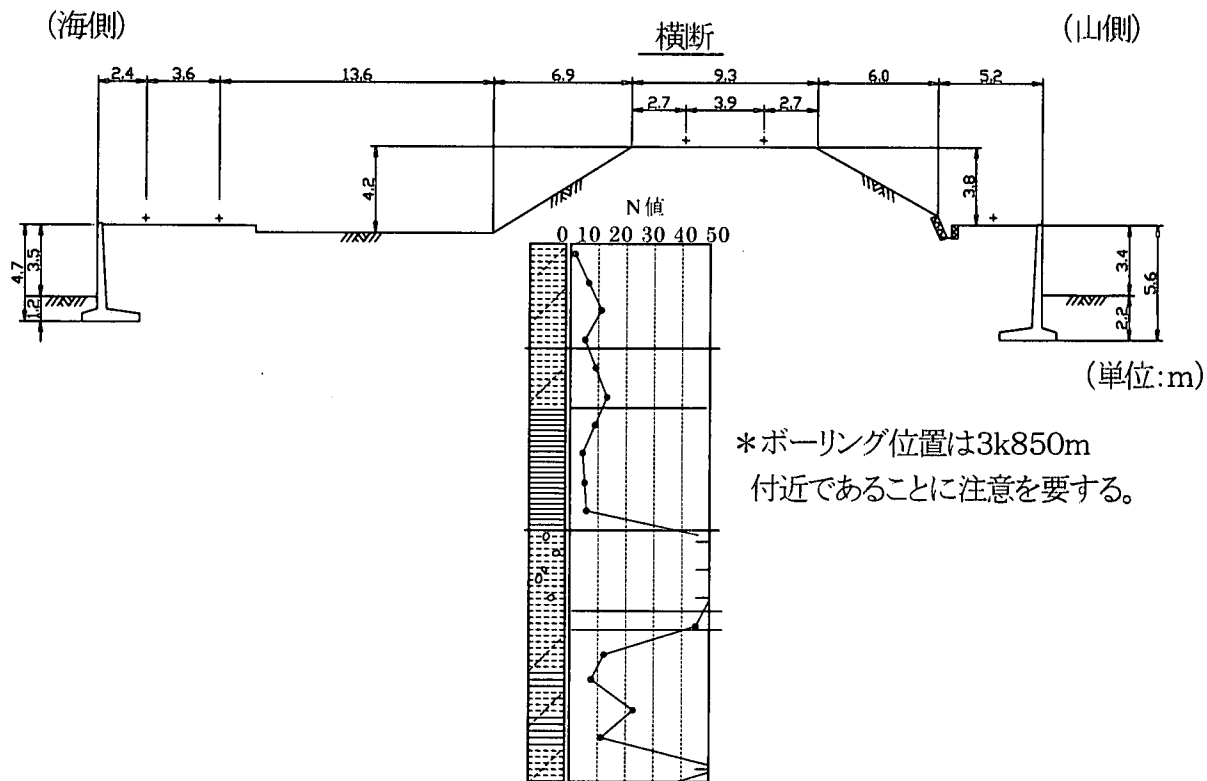


図 4.2.3-5 解析対象盛土横断面図および土質柱状図

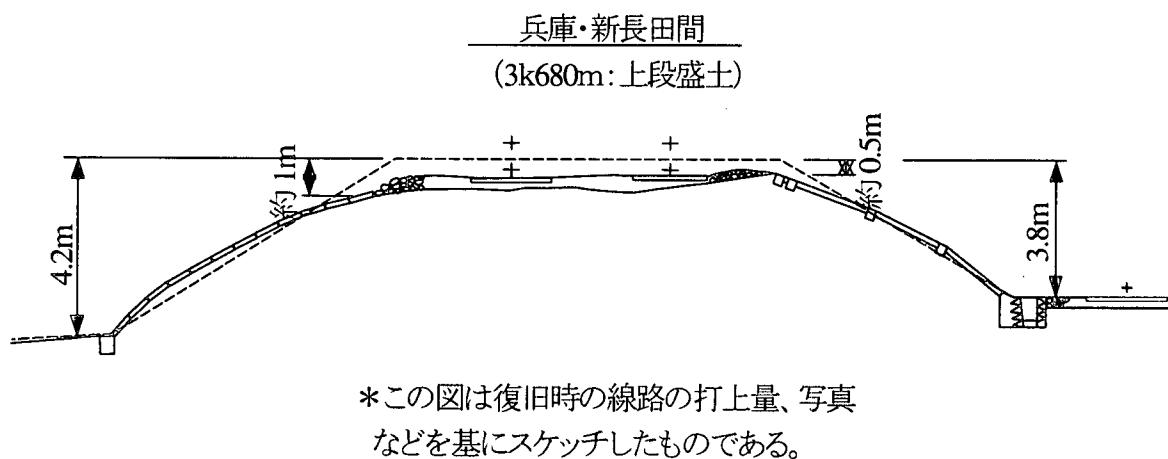


図 4.2.3-6 解析対象盛土の変状状況のスケッチ



・格子砕工, 張りブロックが大きく変形
写真 4. 2. 3-1 被災直後の海側のり面



・シートパイルによるバラスト止めの設置
写真 4. 2. 3-2 海側のり面の仮復旧時



・被災直後の沈下状況(バラスト止めの落ち込み)
写真 4. 2. 3-3 海側のり肩の沈下状況



・想定沈下量 100cm 程度(シートパイルから想定)
写真 4. 2. 3-4 海側のり肩の沈下状況



・被災直後の沈下状況(海側より小さい)
写真 4. 2. 3-5 山側のり肩の沈下状況



・仮復旧時の沈下状況(50cm～80cm 程度)
写真 4. 2. 3-6 山側のり肩沈下状況



- 一般部に比べ、橋台背側では相対的に大きな沈下が生じた。

写真 4.2.3-7 構造物裏の沈下状況



- ボックス背面においても 80cm 程度の沈下が生じ、線路が宙づりとなった。

写真 4.2.3-8 ボックス背面の沈下



- どの擁壁も概ね 30～60cm 程度前傾し、擁壁背面に空隙が生じていた。

写真 4.2.3-9 海側擁壁の変形状況



- 山側擁壁も海側と同様に前傾したが、大きな側方移動や沈下は見られなかった。ただし前傾に伴って歩道の縁石は押された。

写真 4.2.3-10 山側擁壁の仮復旧状況

(3) 試験内容

解析対象箇所および他の土構造物被災調査箇所における盛土材の粒度分布を図4.2.3-7に、物性値の一覧を表4.2.3-1に示す。ここで、三軸圧縮試験(CD)は、現場から採取した土を極力現場密度に合わせ突き固めて試料を作成し、拘束圧 σ_c を3段階に設定(0.1、0.3、1.0kgf/cm²)で実施した(図4.2.3-8)。これらの結果から解析対象である新長田駅付近の盛土は、他の箇所に比べれば緩くて、細粒分も多いことが確認できる。

その他、動的な解析の際に必要なとなる代表的な物性値を図4.2.3-9、10に示す。これらの一連のデータは、震災直後に行った現地調査結果である。更に詳細なデータは、別資料として解析担当者に別途配布し、解析の入力データとして用いられた。

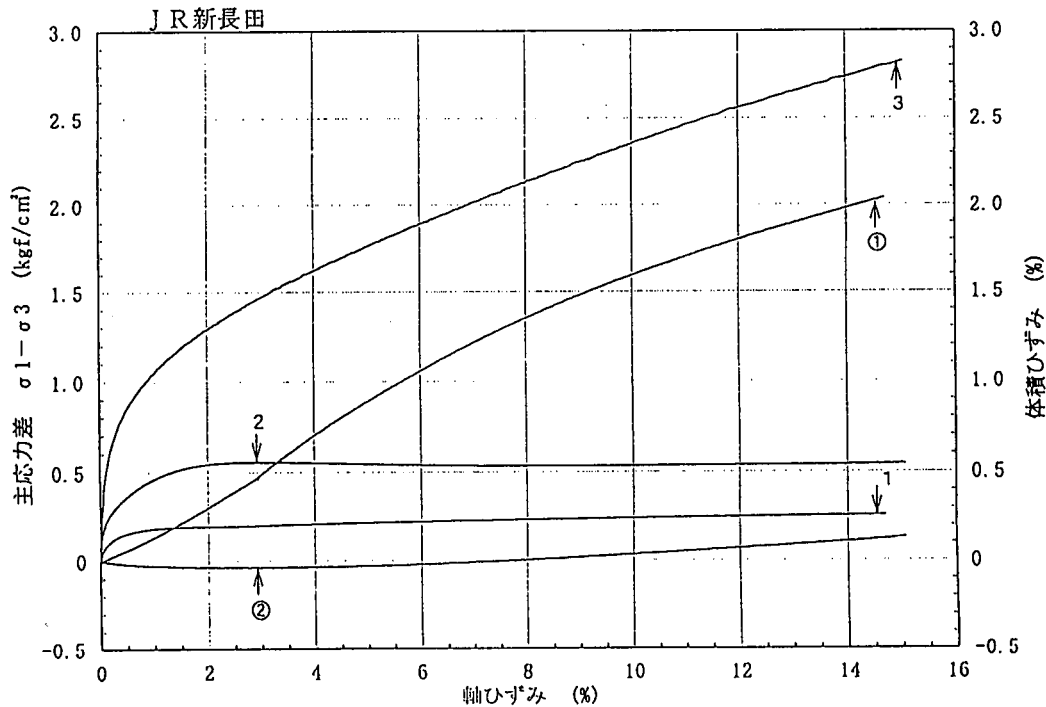


図 4.2.3-8 三軸試験結果の例

表 4.2.3-1 被災した盛土の物性値

地点	現場密度試験結果				三軸圧縮試験結果 (CD条件)			
	G_s	γ_t tf/m ³	W %	e_f	γ_t tf/m ³	γ_d tf/m ³	e_i	ϕ_i 度
新長田	2.662	1.642	10.4	0.790	1.623	1.470	0.811	35.3
住吉	2.630	1.841	6.7	0.525	1.841	1.725	0.525	45.8
タナタ	2.682	1.703	5.0	0.654	1.740	1.657	0.619	42.4
石屋川	2.639	1.775	8.5	0.613	1.840	1.696	0.556	43.7

注) ϕ_i : 三軸圧縮試験結果の軸差応力と側圧の関係に最小2乗法により c 、 ϕ を求めると、 c が負値になったので、 $c=0$ の条件を課して最小2乗法により ϕ を求め値した。

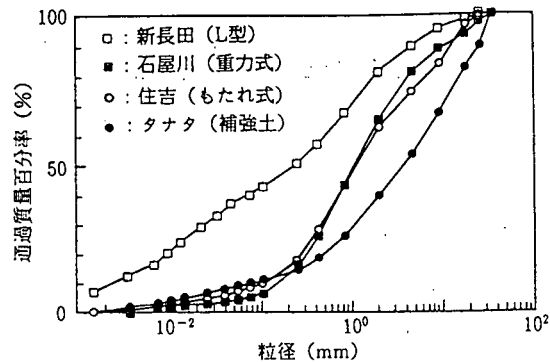


図 4.2.3-7 被災盛土の粒度分布

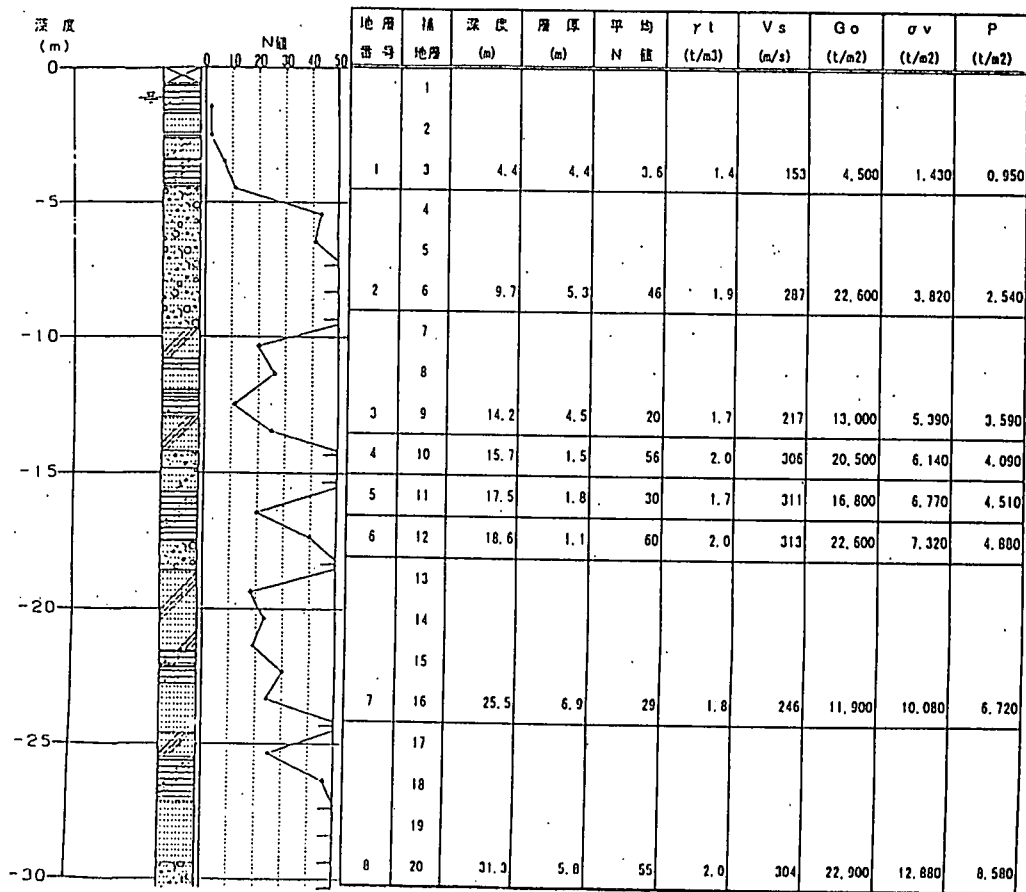


図 4.2.3-9 動的解析に用いる地盤諸数値 (新長田付近)

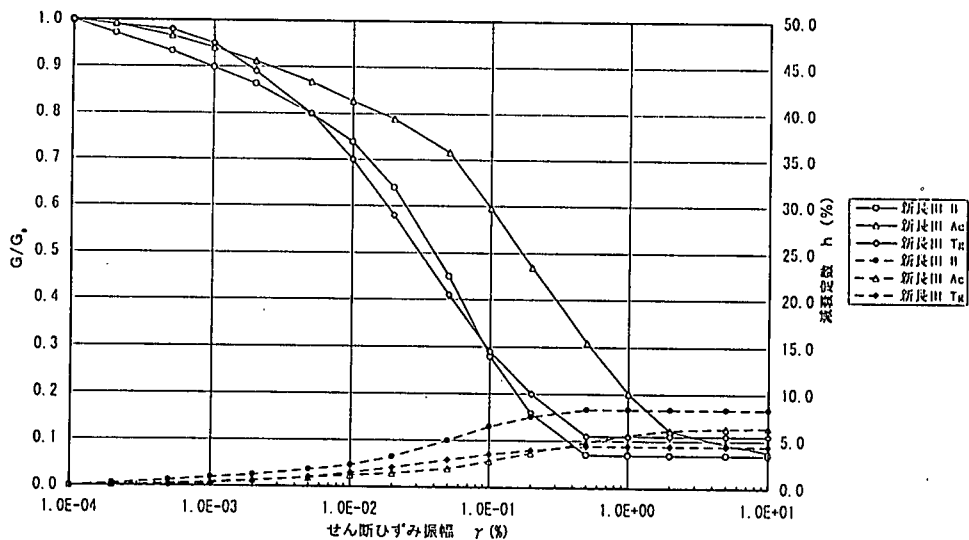


図 4.2.3-10 $G/G_0 \sim \gamma$, $h \sim \gamma$ 曲線 (新長田付近)

参考文献

- 1) (財)鉄道総合技術研究所: 兵庫県南部地震鉄道被害調査報告書, 鉄道総研報告, 特別第4号, pp.86-98, 1996.4
- 2) 舘山勝, 龍岡文夫, 古関潤一: 阪神・淡路大震災における土構造物の挙動, 土と基礎, Vol.44, No.2, pp.10-13, 1996.2
- 3) F.Tatsuoka, M.Tateyama, J.Koseki: Performance of Soil Retaining Walls for Railway Embankments, Special Issue of Soils and Foundations, 311-324, Jan.1996, Japanese Geotechnical Society

4.3 DEM

4.3.1 予測法の概要

(1) 予測法の理論

1) 特徴と長所、短所

DEM（個別要素法：Distinct Element Method）は、有限要素法や境界要素法のような連続体を対象とした解析手法ではなく非連続体を扱う手法である。つまり土や節理の入った岩盤等、個々の単位要素の集合体を扱うのに適していると言える。DEMでは各要素を剛体と考え、要素の変形は他の要素との接触点のみで生ずるとし、この接触点を通して要素間の力の伝達が行われるものとする。各要素ごとに独立な運動方程式をたて、時間領域で前進的に解き、個々の要素の運動を追跡していくものである。

DEMは節理の入った岩盤の挙動を解析するために提案され、この時には要素は多角形要素が用いられていた。しかし、多角形要素の接触判定には多くの情報が必要であるばかりか、接触判定処理がたいへん複雑となるために膨大な計算時間がかかるという欠点があった。その後、この欠点は接触判定が容易な2次元円形要素や3次元球要素を導入することで解決された。すなわち、2次元円形要素や3次元球要素の位置はその中心座標と半径のみで決定されるので情報量も少なく接触判定も容易となり大規模な系を高速にDEM解析することが可能になった。

以下にDEMの主な長所と短所を列举する。

長所

- ・ 微小ひずみから大ひずみ、破壊、流動まで連続して統一的に解析できる
- ・ 静的解析、動的解析を連続して統一的に解析できる
- ・ ひずみの局所化、せん断帯の発達が自然に表現され、より実現象に近い挙動を表すことができる
- ・ 巨視的諸量（ひずみ、応力など）だけでなく微視的諸量（粒子の運動、粒子間力、粒子構造など）を簡単に取得できるので、現象のメカニズムを理解しやすい
- ・ したがって、粒状体の複雑な力学的挙動メカニズムを解明するツールとして極めて有用である。
- ・ 要素の大きさと形が数値モデルと実際のものとで一致している場合には実現象を定量的にも正しく表現し得る
- ・ 要素間に転がり抵抗を導入することで土の内部摩擦角を表せる
- ・ 要素間に付着力などを導入することで土の粘着力を表せる
- ・ 間隙水を考慮した液状化解析も可能である
- ・ ダイレイタンスーは自動的に表現される
- ・ 任意の領域のひずみと応力を求めることができる
- ・ 多様な荷重条件、境界条件を比較的簡単に導入できる
- ・ 理論が単純で解析コードは拡張性に富む

短所

- ・ 実地盤挙動の定量評価手法が確立していない

- ・ DEM だけでは半無限地盤を適切にモデル化できない
- ・ 要素の形状、サイズ、配置が結果に大きく影響する
- ・ FEM などと比べて計算時間がかかる

2) DEMの基礎理論

2次元解析で主に用いられる円形要素の場合の基本となる考え方を具体的に述べる。

DEM では、各粒状体を剛体として取り扱う。そして物質の線形・非線形は、要素の接点に弾性スプリング、粘性ダッシュポット、スライダーを想定する事で表現する。各要素ごとの力とモーメントの運動方程式は、以下のように表される。

$$F = \sum f_c + \sum f_{body} + \sum f_{bound} = m \ddot{u} \quad (1)$$

$$N = \sum m_c + \sum m_{bound} = I \ddot{\phi} \quad (2)$$

ただし、 F は要素に働く合力、 m は粒子の質量、 u は要素の変位、 $\sum f_c$ は要素間の相互作用による力、 $\sum f_{body}$ は要素に働く重力などの体積力、 $\sum f_{bound}$ は要素表面に働く表面力、のそれぞれ和である。 N は要素に働く合モーメント、 I は要素の慣性モーメント、 ϕ は要素の回転変位、 $\sum m_c$ は要素間の相互作用力によるモーメント、 $\sum m_{bound}$ は表面力によるモーメントの和となる。

これらの式を全ての粒状要素について求めるが、これらの運動方程式を連立して解くには莫大な計算が必要になり、また全体の系は大量のスプリングとダッシュポットの複合連成系となり、解析するのは大変困難である。そこで DEM は連立方程式を直接解くのではなく、時間領域で差分近似する事により数値解析で追跡する。従って DEM では以前の時刻（1 ステップ前）の要素の位置より、各接点に作用する相互作用力を求め、式(1)、(2)により加速度、角速度を求め、数値積分により変位を求める。

任意の円要素 I, J の間の接触判定に関して考える。解析のタイムステップの時間増分を Δt とする。時刻 t における I, J の座標を $(x_i, z_i), (x_j, z_j)$ 半径を r_i, r_j とする。図 4.3.1-1 に示すように要素 I と J が接触しているかどうかの判別条件は以下の式で表される。

$$r_i + r_j \geq r_{ij} \quad (3)$$

ここで、 $r_{ij} = \sqrt{(x_j - x_i)^2 + (z_j - z_i)^2}$ とする。要素の接触が外れると式(3)が成り立たなくなる。また接点の位置は次式から求める。

$$x_c = \frac{1}{r_i + r_j} (r_i x_j + r_j x_i) \quad (4)$$

$$z_c = \frac{1}{r_i + r_j} (r_i z_j + r_j z_i) \quad (5)$$

ただし、 x_c, z_c は接点の位置座標である。

粒子間に働く力の方向は要素 I, J の中心を結ぶ線分を基準に考える。図 4.3.1-2 に示すよう

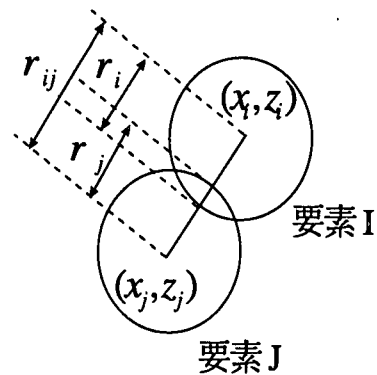


図4.3.1-1 円形粒子の接触判定

にこの線と x 軸のなす角を α_{ij} とする。 α_{ij} は反時計周りを正とする。この角の正弦と余弦は、

$$\sin \alpha_{ij} = \frac{z_j - z_i}{r_{ij}}, \quad \cos \alpha_{ij} = \frac{x_j - x_i}{r_{ij}} \quad (6)$$

で与えられる。接触する 2 要素 I、J の Δt 間の x 、 z 、回転方向の変位を $(\Delta x_i, \Delta z_i, \Delta \phi_i)$ 、 $(\Delta x_j, \Delta z_j, \Delta \phi_j)$ とおき、要素 I、J 間の相対変位がすべて接触点に集中すると仮定すれば、接触点における法線及び接線方向の相対変位増分 Δu_n (接近を正)、 Δu_s (反時計周りを正) は以下の式で与えられる。

$$\Delta u_n = -(\Delta x_j - \Delta x_i) \cos \alpha_{ij} - (\Delta z_j - \Delta z_i) \sin \alpha_{ij}$$

$$\Delta u_s = -(\Delta x_j - \Delta x_i) \sin \alpha_{ij} + (\Delta z_j - \Delta z_i) \cos \alpha_{ij} - r_i \Delta \phi_i - r_j \Delta \phi_j \quad (7)$$

Δu_s の式の右辺第 3 項と第 4 項は要素の回転による変位増分を示している。

接触点に想定する力学モデルを図 4.3.1-3 に示す。 k はバネ定数、 η は粘性ダッシュポットの粘性係数、ここでダッシュポットは系の内部減衰を表すためでなく、動的解析を安定させることが主目的となっている。要素 I に法線方向に作用する力を求める。 Δu_n による直方向の弾性スプリングの力増分を $[\Delta e_n]_i$ 、粘性ダッシュポットの力を $[\Delta d_n]_i$ とする。法線方向バネ定数を k_n 、粘性係数を η_n とし圧縮方向を正とすれば以下の関係式で表される。

$$[\Delta e_n]_i = k_n \Delta u_n$$

$$[d_n]_i = \eta_n \frac{\Delta u_n}{\Delta t} \quad (8)$$

Δu_n が正 (接近) のとき、I-J 間の法線方向弾性スプリングの受け持つ力の増分は正となり反発力が増す事になる。

同様に接線方向の力も求まる。接線方向変位増分 Δu_s による接線方向の弾性スプリングの力の増分を $[\Delta e_s]_i$ 、粘性ダッシュポットの力を $[\Delta d_s]_i$ とする。バネ定数を k_s 、粘性係数を η_s とすれば、以下の関係が求まる。 Δu_s が正 (反時計周りに増加) のとき I-J 間の接線方向弾性スプリングの受け持つ力の増分は正となり要素 I、J は接点において反時計方向の接触力を受ける事になる。

$$[\Delta e_s]_i = k_s \Delta u_s, \quad [d_s]_i = \eta_s \frac{\Delta u_s}{\Delta t} \quad (9)$$

ここで、粒子間の引張り力を認めず、粒子間の接触が外れた場合には法線・接線方向ともに力を働かなくするため、以下の条件を加える。

$$[e_n]_i < 0 \text{ のとき}$$

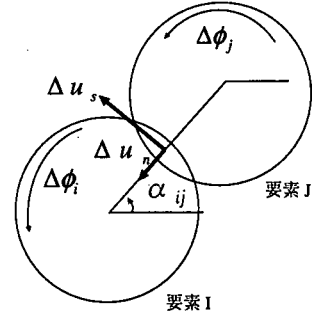


図4.3.1-2 接触点での相対変位

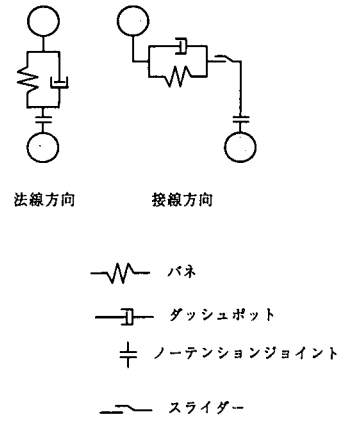


図4.3.1-3 接触のモデル

$$[d_n]_t = [e_n]_t = [d_s]_t = [e_s]_t = 0 \quad (10)$$

以下により時刻 t における 2 要素間に作用する法線方向と接線方向に作用する力 $[f_n]_t$, $[f_s]_t$ が求まる。

$$\begin{aligned} [f_n]_t &= [e_n]_t + [d_n]_t \\ [f_s]_t &= [e_s]_t = [d_s]_t \end{aligned} \quad (11)$$

ここで、接線方向の接触力はクーロンの摩擦則に従うと仮定して、 $[f_s]_t$ に以下の条件を付け加える。

$$\begin{aligned} &ABS([f_s]_t) > ABS(\mu[f_n]_t) \quad \text{のとき} \\ &[f_s]_t = \mu[f_n]_t \times SIGN([f_s]_t) \end{aligned} \quad (12)$$

μ は、粒子間の摩擦係数、 $SIGN()$ は $()$ 内の正負の符号をとる関数とする。

このように全ての円要素について円要素同士の接触判定をおこない、接触しているならば法線方向・接線方向の接触力を求めていく。

3) 粒子間転がり抵抗の導入

前記の DEM の基礎理論からわかるように円形要素に基づく通常の DEM では、粒子間は点接触と仮定されており接触点において転がりに対する抵抗は考慮されていない。アルミ丸棒のような硬い円柱材料の積層体の挙動を DEM 解析する場合には「転がり抵抗なし」と仮定しても問題はないが、構成材料が軟らかく面接触となるような粒状材料、あるいは砂のように粒子断面形状が円形でなく表面に凹凸があるような材料では粒子接面で転がりに対する抵抗が作用するので、これらを解析対象とする場合には「転がり抵抗なし」という仮定には問題が生じる。実際、円形要素に基づく通常の DEM 解析では粒子が回転しやすく得られるせん断強度（内部摩擦角）は実際の砂などに比べかなり小さくなる（最大でも 20 度～25 度）。

この問題を解決する 1 つの方法として、DEM 要素の接点に転がり摩擦の考え方を導入して転がり抵抗を考慮する方法が提案されている^{1), 2), 3), 4)}。山本⁴⁾は転がり抵抗を導入した DEM で実際の土のせん断強度を表現するための方法を提案している。また、岩下ら³⁾は転がり抵抗を導入した DEM で実際の砂と同様の shear band を再現している。以下に転がり摩擦に基づく転がり抵抗の考え方を示す。

粒子と粒子がある接触幅をもって接触する場合には接点に転がり摩擦が生じ、これが転がり抵抗モーメントとして転がりを止めようとする方向に作用する。接触幅 $2b$ の場合のころがり抵抗モーメント M_{Rf} は次式で表される¹⁾。

$$M_{Rf} = BN = \alpha b N \quad (13)$$

ここに、 B は転がり摩擦係数で長さの次元を持つ。また、 α は材料定数、 N は接触力の法線方向成分である（図 4.3.1-4）。DEM 要素の各接点において転がりを止めようとする方向にこの M_{Rf} を作用させることによって、円形要素に基づく DEM であっても転がり抵抗を有する粒状体の解析が可能となる。

山本⁴⁾は、次式で示すように粒子間に作用し得る最大摩擦力 T による回転モーメント M ところがり抵抗

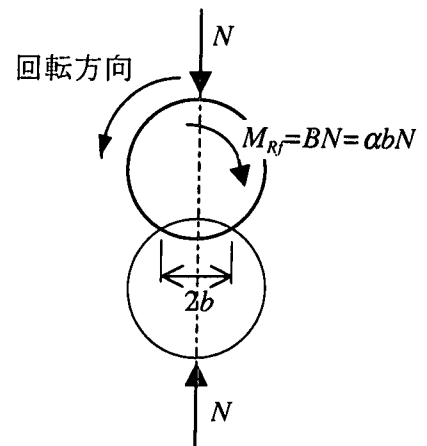


図 4.3.1-4 転がり抵抗の考え方

モーメント M_{Rf} の比を転がり抵抗度 (R) として定義し、内部摩擦角 ϕ と転がり抵抗度 R との関係誘導して実地盤の内部摩擦角を DEM で表現する方法を提案している (後述の解析事例 1)。

$$M = rT = r\mu N \quad (14)$$

$$R = \frac{M_{Rf}}{M} = \frac{1}{\mu} \frac{B}{r} \quad (15)$$

(r は粒子半径、 μ は粒子間の物理摩擦係数)

Iwashita & Oda³⁾ は粒子接点に弾完全塑性型の回転バネ・ダッシュポットを付加し、回転バネを介して式(13)のころがり抵抗モーメントを考慮する方法を採用している。

4) 回転自由度の拘束

前記の方法以外に、せん断強度 (内部摩擦角) を実際の地盤と同程度に大きくする方法として、要素の回転自由度を拘束する方法がある (後述の解析事例 3)。要素の回転自由度を拘束した場合、接触要素間は滑りによってのみ相対変位が許されるので (転がらないので)、要素接点での摩擦抵抗が最大に発揮され、結果としてモデル地盤の内部摩擦角が増大する。この方法は簡単に内部摩擦角を大きくできるというメリットがある反面、内部摩擦角をコントロールすることは困難である。また、回転を拘束するため場合によっては不自然な挙動となることも懸念されるので注意を要する。

5) 粒子間付着力の導入

山本ら^{5),6)} は、粒子間に付着力を導入して不飽和土や粘性土で見られる見かけの粘着力を DEM で表現する方法を提案している (後述の解析事例 1)。具体的には、不飽和土で見られる間隙水メニスカスによる粒子間牽引力を模擬すべく接触する粒子中心間に付着力 (牽引力) P を導入している (図 4.3.1-5)。

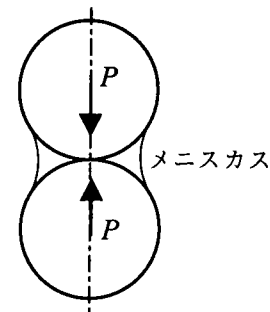


図 4.3.1-5 付着力 P の導

6) 間隙水を考慮する方法

個別要素法を用いて、液状化の微視的メカニズムをシミュレーションするためには、土粒子と水の相互作用を表す必要がある。Hakuno *et al.*⁷⁾ は、飽和したゆるい粒状体の過剰間隙水圧が加振により徐々に上昇する様子を再現した。しかしながら彼らの手法は、非常に計算時間を要するので、不便である。ここでは、液状化の基本的な特徴を損なうことなく現象をできるだけ単純にモデル化する方法 (Nakase *et al.*)⁸⁾ を紹介する。

個別要素法を液状化解析に適用するにあたって、特に重要な点は間隙水の取り扱いである。このために以下の 4 つの事柄を定式化し計算する必要がある。I) 土粒子の運動による間隙の変化、II) 間隙の変化による過剰間隙水圧の変化、III) 間隙水圧差により粒子に作用する物体力、および IV) 間隙水圧の消散である。

間隙の変化

図 4.3.1-6 の円は土粒子を表す個別要素法の要素である。伯野らは、粒子間に形成されたすべての間隙個々について厳密に取り扱った。つまり、粒子の移動による体積変化を、個々の間隙の幾何学的形状から計算した。この計算は非常に煩雑で後の取り扱いも面倒である。この問題を改善するため、本研究では図のような格子を設定し、間隙の変化、水圧の変化、粒子が受ける力および水圧の消散についてマイクロゾーン (以下セルとよぶ) ごとに計算することにした。計算の安定のためセルの大きさ ($dx \times dy$) は、一つのセルの中に要素の中

心点が平均して15点程度入るように設定した。まずセル (i, j) の間隙の変化 $\Delta V^{(i,j)}$ を、隣接する4つのセル $(i-1, j)$, $(i+1, j)$, $(i, j-1)$ および $(i, j+1)$ に含まれる要素変位の重み付き平均を用いて次式のように計算する。

$$\begin{aligned}\Delta V^{(i,j)} &= \Delta V_{(i-1,j)}^{(i,j)} + \Delta V_{(i+1,j)}^{(i,j)} + \Delta V_{(i,j-1)}^{(i,j)} + \Delta V_{(i,j+1)}^{(i,j)} \\ \Delta V_{(i-1,j)}^{(i,j)} &= dy \times \sum_m \Delta x^{(m)} v^{(m)} / \sum_m v^{(m)} \quad \Delta V_{(i+1,j)}^{(i,j)} = -dy \times \sum_l \Delta x^{(l)} v^{(l)} / \sum_l v^{(l)} \\ \Delta V_{(i,j-1)}^{(i,j)} &= -dx \times \sum_n \Delta y^{(n)} v^{(n)} / \sum_n v^{(n)} \quad \Delta V_{(i,j+1)}^{(i,j)} = dx \times \sum_o \Delta y^{(o)} v^{(o)} / \sum_o v^{(o)}\end{aligned}\quad (16)$$

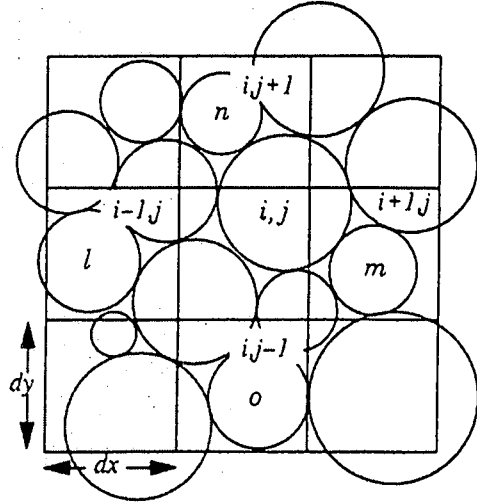
ここに $\Delta V_{(i-1,j)}^{(i,j)}$, $\Delta V_{(i+1,j)}^{(i,j)}$, $\Delta V_{(i,j-1)}^{(i,j)}$ および $\Delta V_{(i,j+1)}^{(i,j)}$ は隣接するセルの貢献、 $\Delta x^{(l)}$, $\Delta y^{(n)}$ および $v^{(l)}$ は要素 l の x および y 方向の変位増分と体積を示す。こうすることにより、要素の幾何学的位置関係が変わることなく剛体的に変位する場合には、その値が零になるという基本的な条件を満たす。

過剰間隙水圧

過剰間隙水圧 $\Delta u_w^{(i,j)}$ の変化は、間隙の変化に比例すると仮定すれば次式を得る。

$$\Delta u_w^{(i,j)} = \gamma_w \Delta V^{(i,j)} \frac{1}{dx dy \kappa^{(i,j)}} \quad (17)$$

図 4.3.1-6 セル (i, j) 内における間隙の変化



ここに γ_w は水の単位体積重量、 $\kappa^{(i,j)}$ はセル (i, j) の貯留係数である。土粒子の体積圧縮弾性係数が水のそれと等しいと仮定した場合、貯留係数は水の体積圧縮弾性係数に反比例する。

土粒子に作用する力

時刻 t におけるセル (i, j) の中心点の過剰間隙水圧を $u_w^{(i,j)}$ とすると各セル間における水圧の勾配から k 番目の要素に働く x 方向の物体力 $B_x^{(k)(i,j;t)}$ および y 方向の物体力 $B_y^{(k)(i,j;t)}$ は次式のように表せる。

$$B_x^{(k)(i,j;t)} = \frac{u_w^{(i+1,j;t)} - u_w^{(i-1,j;t)}}{2dx} v^{(k)} \quad B_y^{(k)(i,j;t)} = \frac{u_w^{(i,j+1;t)} - u_w^{(i,j-1;t)}}{2dy} v^{(k)} \quad (18)$$

ここに、各項における定数2は、両隣のセル中心間の距離を表すものである。

これらの物体力は、個別要素法の通常のルーチンワークとして計算される他の要素から受ける接触力と合算され、 Δt 秒後の粒子の位置を算定するために用いられる。

過剰間隙水圧の消散

セル間の過剰間隙水圧の勾配は、物体力として粒子に作用するだけではなく、間隙水の流れを生じる。この流れに伴って過剰間隙水圧は消散すると考える。このような過剰間隙水圧の消散過程に、差分法による多孔質体の浸透流解析を適用した。水圧差によって図4.3.1-7のように間隙水の流れが生じるとすればセル (i, j) 内の水の連続条件は次式で表される。

$$\sum_{k=1}^4 Q_k \gamma_w \Delta t = (\bar{u}_w^{(i,j;t+\Delta t)} - u_w^{(i,j;t)}) \kappa^{(i,j)} dx dy \quad (19)$$

ここに $Q_k (k=1,2,4)$ は隣接するセル $(i, j+1)$, $(i+1, j)$, $(i, j-1)$ および $(i-1, j)$ からセル (i, j) に流入する水の流量である。 $\bar{u}_w^{(i,j;t+\Delta t)}$ は、時刻 $t+\Delta t$ におけるセル (i, j) 中心の過剰間隙水圧である。さて、ダルシー則により、例えば Q_1 は次のように記述できる。

$$Q_1 = k_1 \frac{u_w^{(i,j;t)} - u_w^{(i,j+1;t)}}{\gamma_w dy} dx \quad (20)$$

ここに k_1 は、セル $(i, j+1)$ と (i, j) 間の透水係数である。この値は、それぞれのセルの間隙比の平均に対応するような変数とする事もできる。また、

$$u_w^{(i,j;t)} = \frac{1}{2} (\bar{u}_w^{(i,j;t+\Delta t)} + u_w^{(i,j;t)}) \quad (21)$$

である。

Q_2, Q_3 および Q_4 に対する同様の関係式を式(19)に代入し、整理して得た未知量

$\bar{u}_w^{(i,j;t+\Delta t)}$ に関する代数方程式について境界条件および既知量 $u_w^{(i,j;t)}$ を与えてその解を得る。セル (i, j) の時刻 $t+\Delta t$ における最終的な過剰間隙水圧、 $u_w^{(i,j;t+\Delta t)}$ は、(21)式で計算された $\bar{u}_w^{(i,j;t+\Delta t)}$ と(17)式で計算された $\Delta u_w^{(i,j)}$ を次式のように合算することにより算定できる。

$$u_w^{(i,j;t+\Delta t)} = \bar{u}_w^{(i,j;t+\Delta t)} + \Delta u_w^{(i,j)} \quad (22)$$

こうして得た過剰間隙水圧は、次の Δt 秒後における、式(18)により計算される粒子に作用する力と、消散過剰間隙水圧分を算定するために再び用いられる。

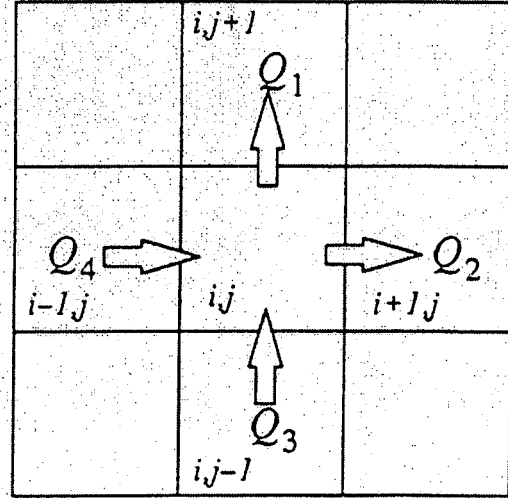


図 4.3.1-7 セル (i,j) と隣接するセル間の間隙水の流れ

(2) 解析に当たっての留意点

円形要素に基づくDEMで地盤解析を行う場合の留意点を以下に記す。

1) 積分時間増分 (Δt) の設定

解の安定性および精度の観点からの Δt の設定には注意を要する。要素の相対速度が極端に高くない場合には、経験的に次式を満足する Δt とすることで解が安定する。

$$\Delta t < 0.1 \cdot \Delta t_c = 0.1 \cdot 2\sqrt{m/k}$$

ここに、 m は要素の質量、 k はバネ定数

また、解の精度は、 Δt による解の収束性をパラメトリックスタディにより確認して問題ごとに Δt を定めるのが望ましい。

2) 要素の粒度分布

等径粒子は避け、最低でも2種類の粒径の要素を用いる。現時点では十分に研究されているとはいえず根拠も希薄であるが均等係数を対象とする地盤のそれと合わせるのが良いように思われる。

3) バネ定数の設定

1つの DEM 要素が1つの粒子を模擬する場合 (例えばアルミ丸棒積層体のシミュ

レーション)には弾性接触理論などに基づいて土粒子の弾性係数から設定することができる。また、実地盤解析のように1つのDEM要素がある大きさの土塊を模擬する場合にはモデル地盤の弾性波速度試験解析などに基づいてバネ定数を調整・設定する方法がある(後述の解析事例1)。

4) 粘性定数(η)の設定

準静的解析の場合には1自由度系の臨界減衰定数 η_c を採用する(解の安定性向上)。

$$\eta_c = 2\sqrt{km}$$

動的解析の場合の設定法は確立していないのが現状と思われるが、モデル地盤の要素試験解析に基づいて $\gamma \sim h$ 関係をフィットできるように調整・設定するか、弾性波距離減衰試験解析などに基づいて所定の減衰定数となるよう調整・設定するなどが考えられる。

5) 粒子間摩擦係数(μ)の設定法

1つのDEM要素が1つの粒子を模擬する場合で要素形状と粒子形状が同一と見なされる場合(例えばアルミ丸棒積層体のシミュレーション)には粒子間の物理摩擦係数を用いる。

実地盤の解析では、ある大きさの土塊を1つのDEM要素でモデル化することになる。この場合には前記の転がり抵抗を考慮したDEMにより、例えば山本⁴⁾が提案する方法により、所定の内部摩擦角となるように転がり摩擦係数 B とペアで設定する方法($R=(B/r)/\mu$ を設定)がある。

6) 粒子間付着力の設定法

見かけの粘着力を粒子間付着力によって表現しようとする場合には、例えば、後述の解析事例1で示す方法で付着力を設定する。

7) 間隙水を考慮する方法での留意点

- ・ 間隙水を考慮する方法においては貯留係数と透水係数を定める必要がある。貯留係数は、水の体積圧縮係数を用いると単位奥行き当たり(1m)、 1.0×10^{-5} (無次元量)となる。透水係数は、対象とする地盤の透水係数をそのまま用いればよい。
- ・ 間隙水計算の解析境界を表すには、①自由水面は、これより外側(上側)にあるマイクロゾーンの貯留係数の値としてを極めて大きな値を与え、②不透水面は、これより外側にあるマイクロゾーンの透水係数を0にすればよい。
- ・ マイクロゾーンを設定する際には、ゾーン内に含まれる要素が少ないと計算が安定しないで、15個程度以上の要素が含まれるように留意する必要がある。

(3) 今後の課題

実地盤挙動の定量評価手法の確立に向けての課題を以下に列挙する。

- ・ 一般に使用される物理量(初期剛性、内部摩擦角、粘着力など)あるいは原位置、室内試験結果に基づいて実地盤を適切にモデル化する方法の確立
- ・ 土構造(粒子物性、粒子形状、粒子配列など)に基づいて実地盤を適切にモデル化する方法の検討
- ・ 液状化、側方流動解析への適用のための液状化強度特性、ストレスパス、流動特性等の定量的再現法の確立

- ・強度特性を決定する DEM パラメータ(粒子間摩擦、相対密度など)と液状化特性の関係把握
 - ・ FEM,BEM 等とのハイブリッド手法などによる半無限地盤の考慮と計算時間の短縮
- また、並列化による大規模計算の実現も今後の課題と言えよう。

参考文献

- 1) Sakaguchi, H., Ozaki, E., & Igarashi, T. (1993) : Plugging of the flow of granular materials during the discharge from a silo, International Journal of Modern Physics, Vol. B7, pp.1949-1963.
- 2) 岩下、松浦、小田(1995)：粒子接触点でのモーメント伝達を考慮した個別要素法の研究、土木学会論文集, No.529/III-33, pp. 145-154
- 3) K. Iwashita & M. Oda (1998) : Shear Band Development in Modified DEM: Importance of Couple Stress, TASK Quarterly, Academic Computer Centre in GDANSK TASK, pp. 443-460.
- 4) 山本 (1997) : 個別要素法による粒子間の転がり抵抗が粒状体の内部摩擦角におよぼす影響の検討、第32回地盤工学研究発表会、pp.497-498.
- 5) 山本・松岡 (1995)：粒子間付着力による見かけの粘着力に関する微視的考察、土木学会第50回年次学術講演会、pp.326-327.
- 6) 山本 (1996)：個別要素法による粒状体の力学挙動に関する基礎的研究、名古屋工業大学博士論文.
- 7) Hakuno, M., Tarumi, Y. (1988) : A granular assembly simulation for the seismic liquefaction of sand, Proc. of JSCE No. 398/I-10, pp129-138.
- 8) Nakase, H., Takeda, T., and Oda, M. (1999) : A simulation study on liquefaction using DEM, Proceedings of the second international conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisboa, pp.637-642.

4.3.2 砂質盛土の実験結果のシミュレーション

(1) 解析事例 1

1) 解析の対象

4.2.1節に示される豊浦砂を用いた1 G場での振動実験を対象とした。解析は実験をできるだけ忠実にモデル化して実施した。

2) 解析方法

i) 解析手法

解析には、円形要素に基づく二次元個別要素法を用いた。使用したプログラムは粒状体個別要素解析コード (GRADIA)¹⁾である。GRADIAでは内部摩擦角に及ぼす粒子形状の影響に関する考察に基づいて導入した「粒子接点での転がり抵抗」²⁾を考慮することによって、実験模型地盤と等価な内部摩擦角を有する数値モデル地盤を作成することができる。また、粒子間に付着力を導入することによって実験模型地盤の粘着力を考慮することが可能である³⁾。

ii) 解析モデル

解析モデルは、実験模型と断面形状が一致するように、直径1.25cmおよび2.25cmの円形個別要素を混合重量比3:2でランダムパッキングして作成した。図4.3.2-1に重力だけの作用させた状態での解析モデルを示す。全要素数は5,950である。左右両端の直線は剛土槽をモデル化した剛体要素を示している。また、塗りつぶした粒子は実験計測位置と対応させて変位および加速度の時刻歴応答をサンプリングした要素である。

iii) 材料物性

表4.3.2-1に解析で用いた材料定数を示し、以下にその設定方法を示す。

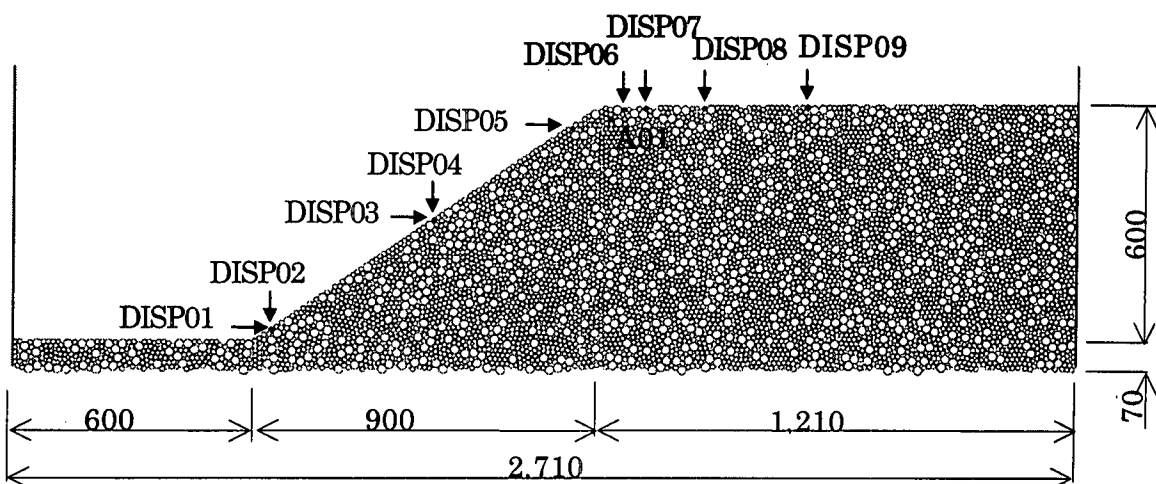


図 4.3.2-1 解析モデル(重力作用時)

表4.3.2-1 材料定数

DEMの材料物性		関連する地盤物性		
項 目	値 (単位奥 行き当た り)	項 目	解析モデル地 盤の物性値	実験模型地盤 の物性値
法線方向バネ定数 k_N (kgf/cm)	2000	弾性波速度 (cm/s)	$V_p=3.7 \times 10^4$	$V_p=3.7 \times 10^4$
接線方向バネ定数 k_s (kgf/cm)	720		$V_s=未確認$	$V_s=2.2 \times 10^4$
法線方向粘性定数 η_N (kgf/cm s)	0.136	減 衰 定 数 (%)	$h=13.8$	せん断ひずみ $\gamma=5 \times 10^{-4}$ で $h=14\%$
接線方向粘性定数 η_s (kgf/cm s)	0.0817			
粒子間摩擦角 ϕ_μ (度)	24	内部摩擦角 (度)	$\phi=43$	$\phi=42$
転がり抵抗 B/r	0.156			
粒子間付着力 P (kgf)	0.074	粘 着 力 (kgf/cm ²)	$c=0.004$	$c=0.0039$ (負圧換算分 を含む)
要素の質量密度 (g/cm ³)	1.89	単位体積重 量 (gf/cm ³)	1.55	1.55

(a) 要素の質量密度と数値モデル地盤の単位体積重量

要素の質量密度 ρ_s は、数値モデル地盤の単位体積重量が実験と一致するように設定した。

(b) バネ定数と数値モデル地盤の弾性波速度

バネ定数 (k_N, k_s) は、数値モデル地盤の弾性波速度試験に基づいて実験模型地盤の弾性波速度 ($V_p=3.7 \times 10^4$ cm/s, $V_s=2.2 \times 10^4$ cm/s) と等価となるバネ定数を設定した⁴⁾。具体的な手順を図4.3.2-2に示す。

(c) 粘性定数と数値モデル地盤の減衰定数

粘性定数 (η_N, η_s) は、1自由度系の臨界減衰定数とした。なお、上記の弾性波速度試験を一次元的な波動伝播と仮定し、得られた距離減衰に基づいて次式で算定した数値モデル地盤の減衰定数 h は13.8%であった。

$$h = \frac{V}{2\pi f} \frac{1}{L} \ln \frac{A_0}{A} \quad (1)$$

ここに、 V ：弾性波速度、 f ：弾性波の振動数、 L ：打撃点と観測点間の距離、 A_0 ：打撃点の振幅、 A ：観測点の振幅である。

(d) 転がり抵抗度、粒子間付着力と数値モデル地盤の内部摩擦角、粘着力

円形要素に基づく個別要素解析においては、内部摩擦角 ϕ と次式で示される粒子接点での転がり抵抗度 R との間には、経験的に図4.3.2-3に示すように密接な関係があることがわかっている²⁾。

$$R = \frac{B}{r} \frac{1}{\tan \phi_\mu} \quad (2)$$

ここに、 B は転がり摩擦係数、 r は粒子半径、 ϕ_μ は粒子間摩擦角である。

図4.3.2-3において、 ϕ_{min} は粒子接点に転がり抵抗が無いとき ($B/r=0.0$) の内部摩擦角で、 ϕ_{max} は転がり抵抗が最大 ($B/r=\tan \phi_\mu$) のときの内部摩擦角である。図4.3.2-3の関係をを用いて図4.3.2-4に示す手順により実験模型地盤と等価な内部摩擦角を有する数値モデル

地盤を作成した。また、粘着力は粒子間付着力の大きさに比例することがわかっている^{1),5)}ので、粒子間付着力の大きさを調整することによって実験模型地盤と等価な粘着力を有する数値モデル地盤を作成した。なお、模型実験で作用させている負圧は見かけの粘着力の増加として考慮した。

最終的に採用した転がり抵抗度と粒子間付着力およびその時の二軸圧縮試験から得られたモールの応力円を図4.3.2-5に示す。

iv) 上載荷重

実験で作用させている上載荷重を解析でも作用させた。

v) 入力加速度

実験では、加速度振幅を段階的に増加させて5Hzの正弦波を約150秒間入力しているが、全時間の解析を行うのは計算時間がかかりすぎて困難である。そこで本解析では、実験で残留変形が大きくなり始めた入力加速度（360gal）からスタートして適当な時間間隔で段階的に振幅を大きくしていった。図4.3.2-6に入力加速度波形を示す。

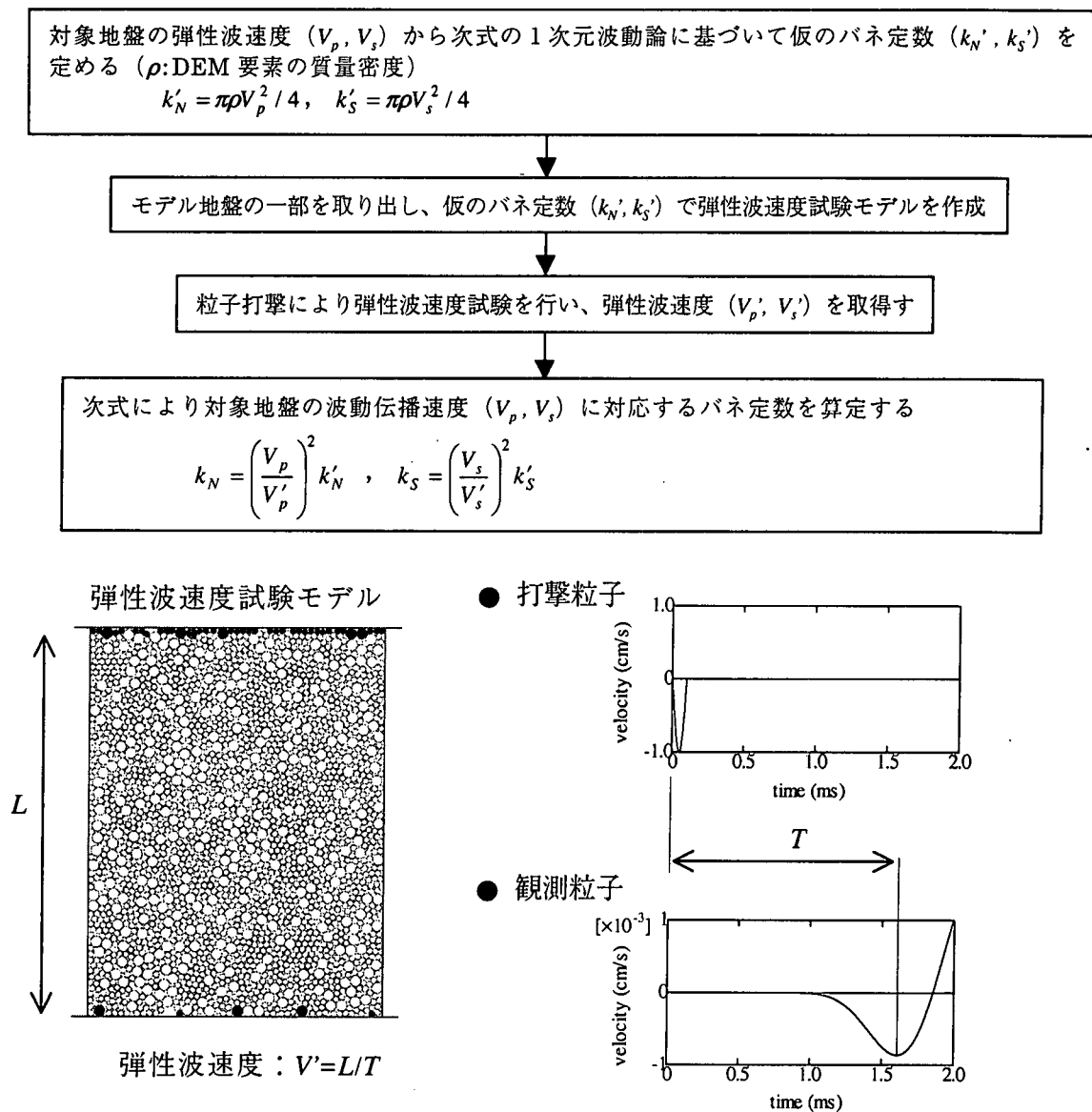


図 4.3.2-2 バネ定数の決定方法

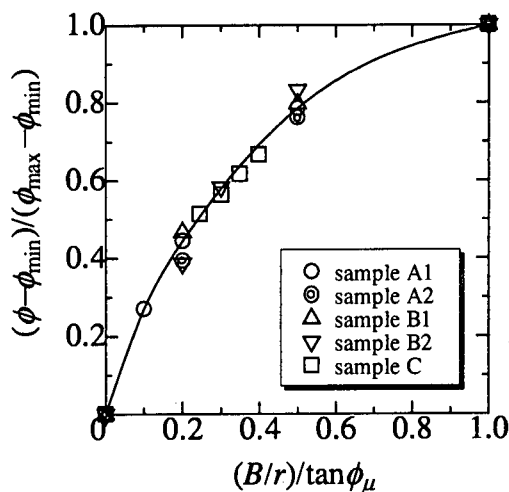


図 4.3.2-3 内部摩擦角と転がり抵抗度の関係

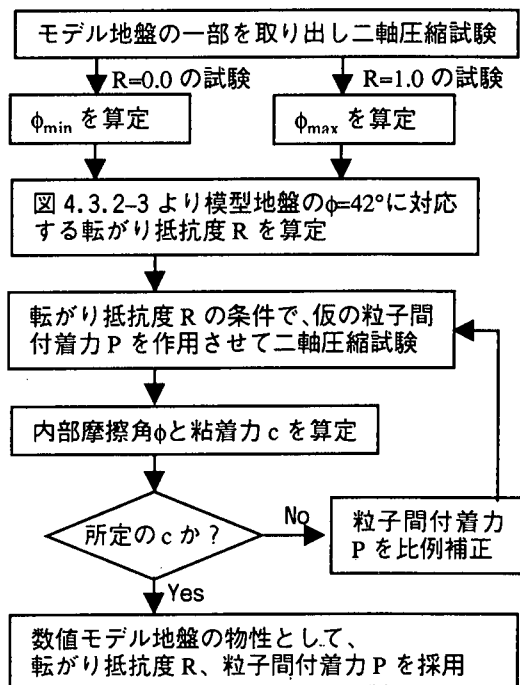


図 4.3.2-4 所定の内部摩擦角および粘着力を有する数値モデル地盤の作成フロー

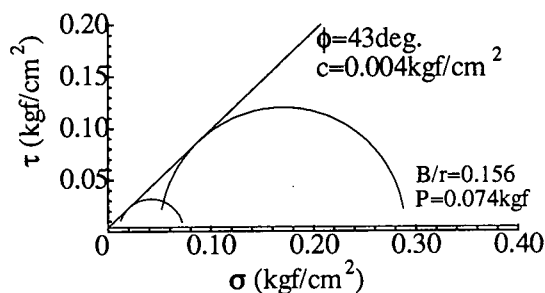


図 4.3.2-5 数値モデル地盤の二軸圧縮試験から得られた内部摩擦角 (φ) と粘着力 (c)

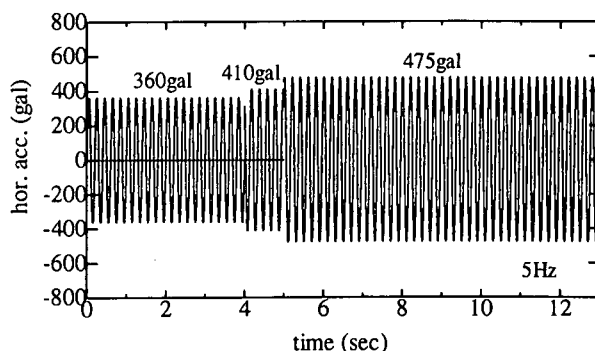


図 4.3.2-6 入力加速度(解析)

3) 解析結果

i) 盛土の水平加速度応答

360gal入力時と475gal入力時の法肩部の加速度応答 (A01H) を、対応する実験結果と比較して図4.3.2-7に示す。実験結果はスパイク波が乗っていて解析結果と比較しにくいですが、実験結果も解析結果もほとんど増幅していないようである。

ii) 盛土上面の鉛直変位

盛土上面粒子の鉛直変位の時刻歴を図4.3.2-8に示す。入力加速度履歴が実験と異なるため直接実験との定量的な比較はできないが、法肩に近いほど残留沈下量は大きくなっており、定性的には実験をよくシミュレートしていると思われる。

図4.3.2-9は、法肩に最も近いサンプリング粒子 (DISP06) の鉛直変位について、入

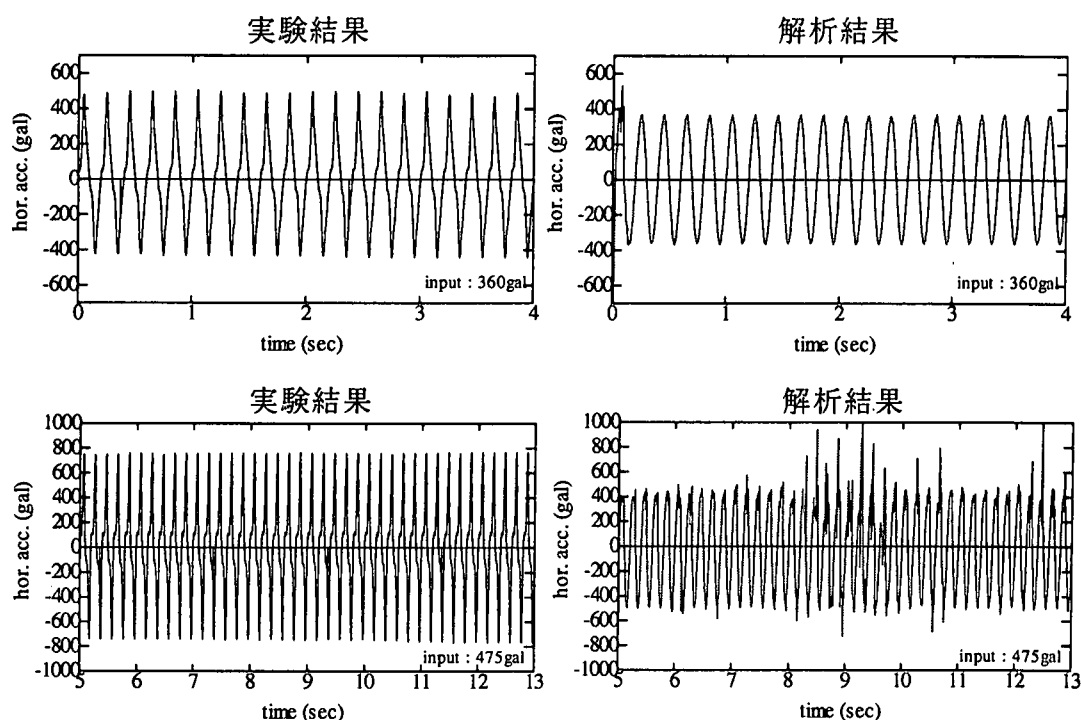


図 4.3.2-7 法肩部 (A01H) の水平加速度応答

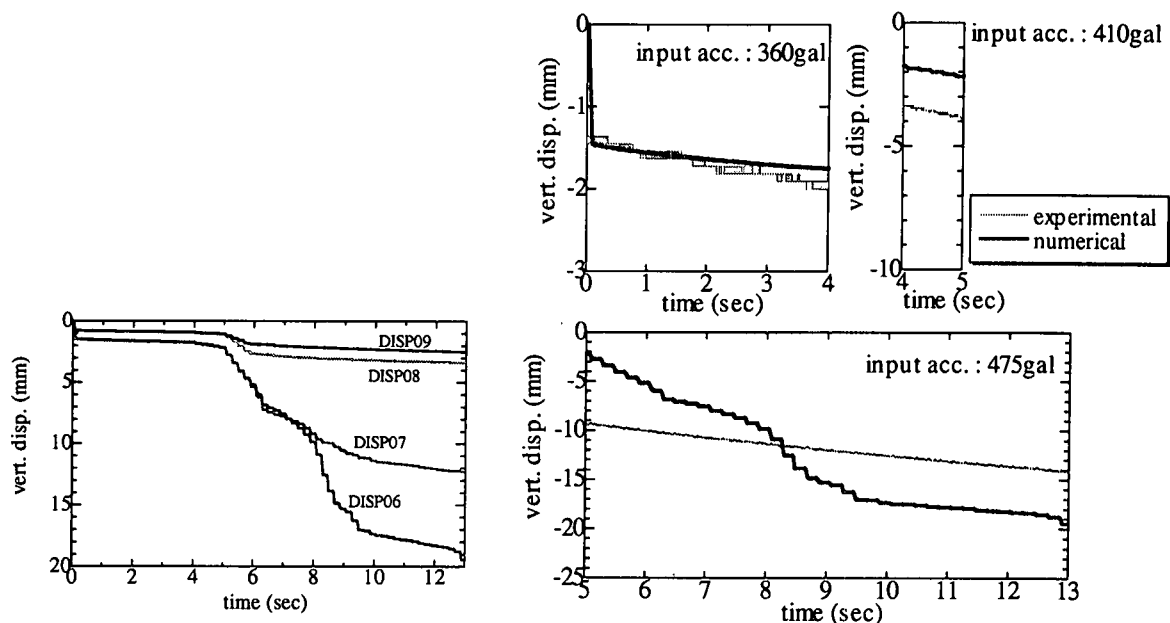


図 4.3.2-8 盛土上面粒子の鉛直変位の時刻歴

図 4.3.2-9 法肩部 (DISP06) の鉛直変位の時刻歴

力加速度レベルごとに実験結果と比較したものである。入力加速度履歴が実験と解析では異なるので鉛直変位量そのものは実験と比較することはできないが、沈下速度（勾配）に着目すると、解析結果は実験結果とかなりよく対応していることがわかる。

iii) 盛土の変形・破壊形態

図4.3.2-10は475gal入力後（ $t=13\text{sec}$ ）の変形を粒子の移動量で色分けして示した図である。図4.3.2-11, 12は入力加速度475gal入力時の変形の進む様子を示したものである。

図4.3.2-11は、加速度入力前に等間隔に引かれたメッシュラインがどのように変化したかを示したもので、変形あるいは滑りの形態がよくわかる。最初、法尻付近で比較的浅い所（法面から5cm程度）に、また、法面中段付近で比較的深い所（法面から20cm程度）に小さな不連続面が発生し、その後それらが繋がっていく過程を経て大きな変形・崩壊へと発展していく様子がわかる。

図4.3.2-12は、粒子の回転量の大きさを色分けして示したものである。実際の砂のせん断試験や個別要素法による粒状体のせん断試験から、せん断帯ではその周りの粒子に比べ大きな粒子回転が起こっていることが報告されている^{6),7)}。したがって、図4.3.2-12はせん断帯の発達状況を示していると理解することができる。実際、図4.3.2-12は先に述べた不連続面の発達状況とよく対応していることがわかる。

図4.3.2-13は盛土の破壊状況を実験と比較して示したものである。全体的な変形形態やすべり面の位置など解析結果は実験結果をよくシミュレートしていると思われる。

参考文献

- 1) 山本：個別要素法による粒状体の力学挙動に関する基礎的研究、名古屋工業大学博士論文、1996.
- 2) 山本：個別要素法による粒子間の転がり抵抗が粒状体の内部摩擦角におよぼす影響の検討、第32回地盤工学研究発表会、pp.497-498、1997.
- 3) 山本・松岡：粒子間付着力による見かけの粘着力に関する微視的考察、土木学会第50回年次学術講演会、pp.326-327、1995.
- 4) 伯野：破壊のシミュレーションー拡張個別要素法で破壊を追うー、森北出版、1997.
- 5) 加藤・山本・野並：粒子間付着力を取り入れた個別要素法による2軸圧縮試験シミュレーションと不飽和土の三軸圧縮試験の比較、土木学会応用力学論文集Vol.2.
- 6) 神谷・東畑：せん断帯付近の砂の粒子運動の顕微鏡観察、第33回地盤工学研究発表会、pp.559-560、1998.
- 7) K. Iwashita & M. Oda. Rolling resistance at contacts in the simulation of shear band development by DEM, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol.124(3), pp. 285-292, (1998).

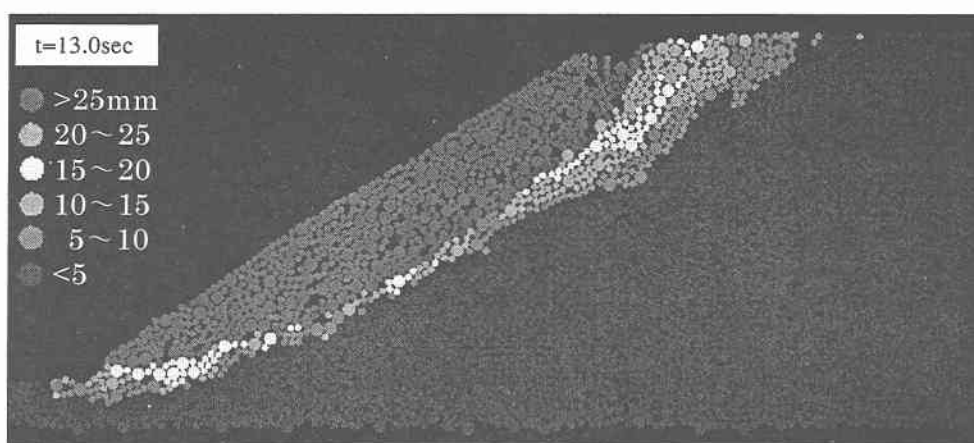


図 4.3.2-10 粒子の移動変位量分布の色分け図

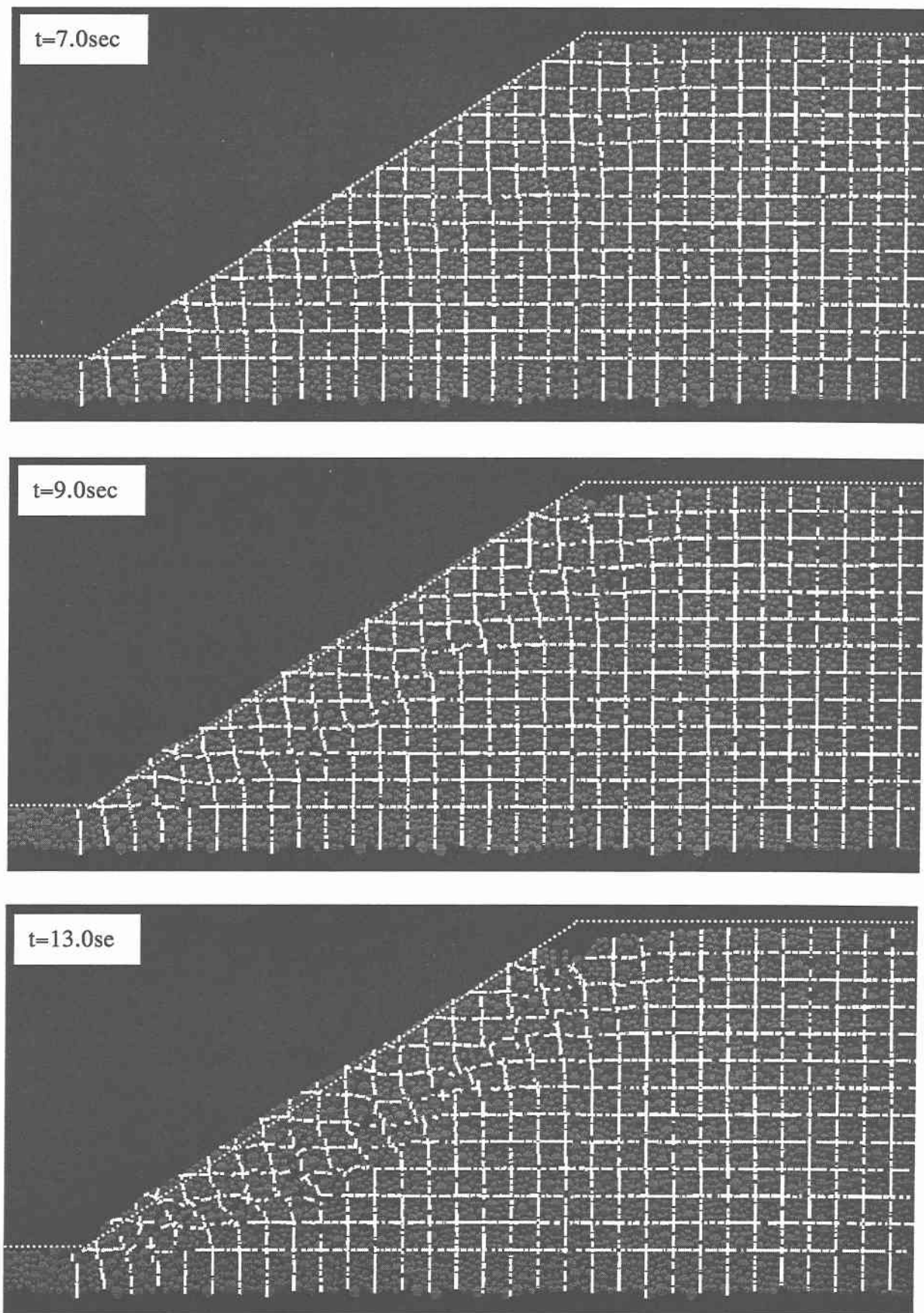


図 4.3.2-11 変形形態(5mm メッシュの変形)

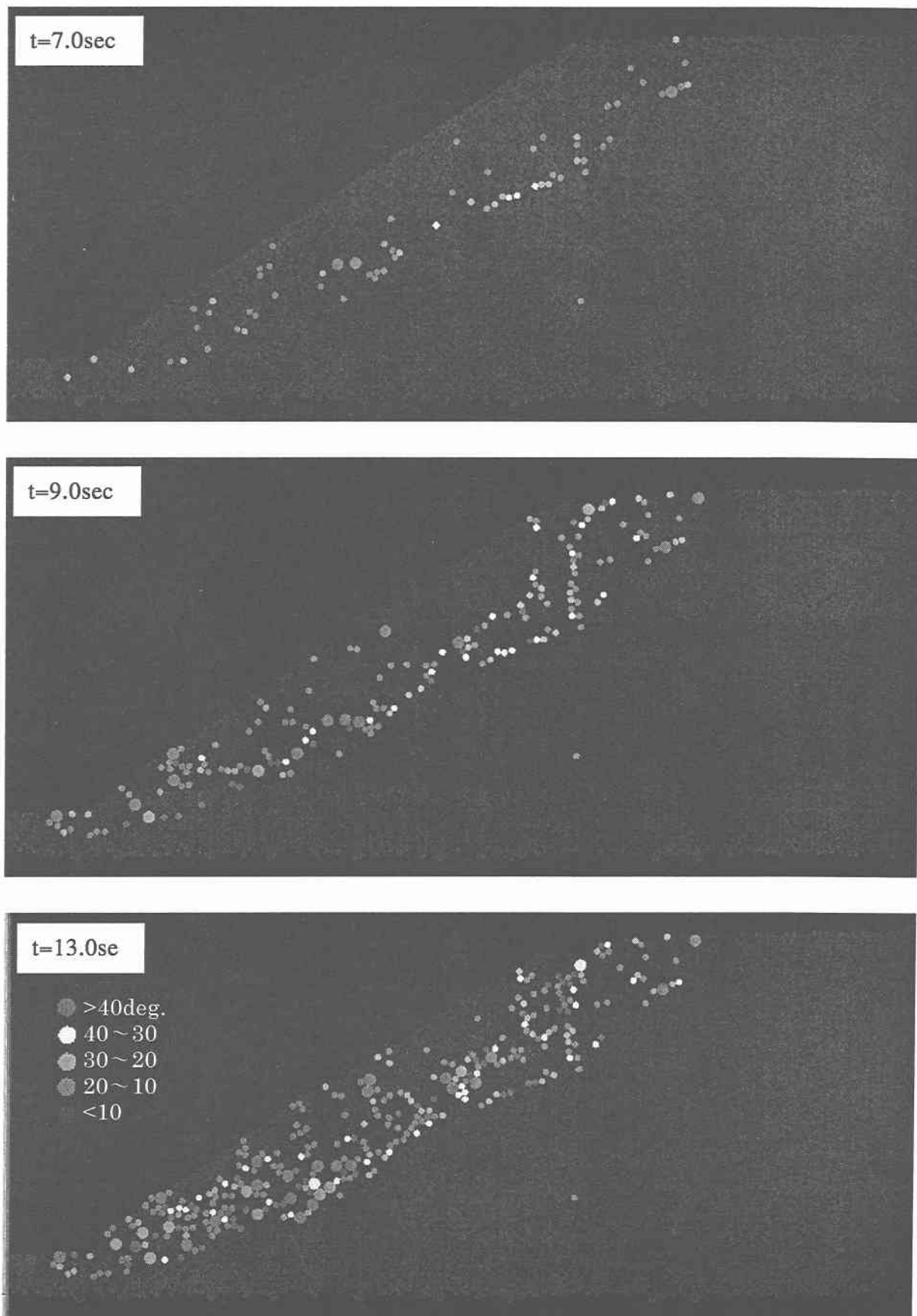
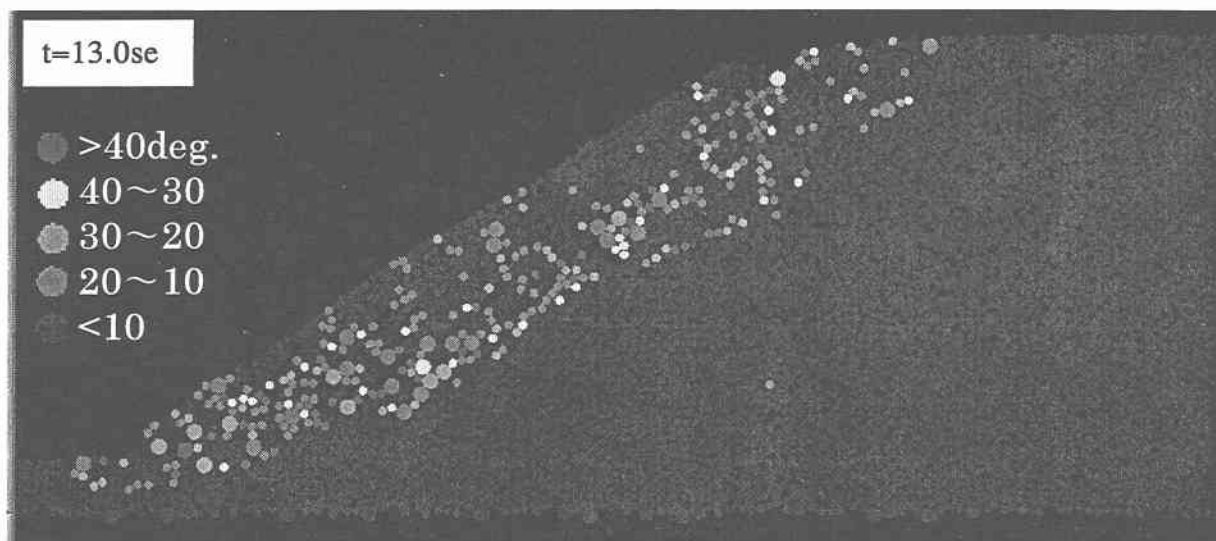
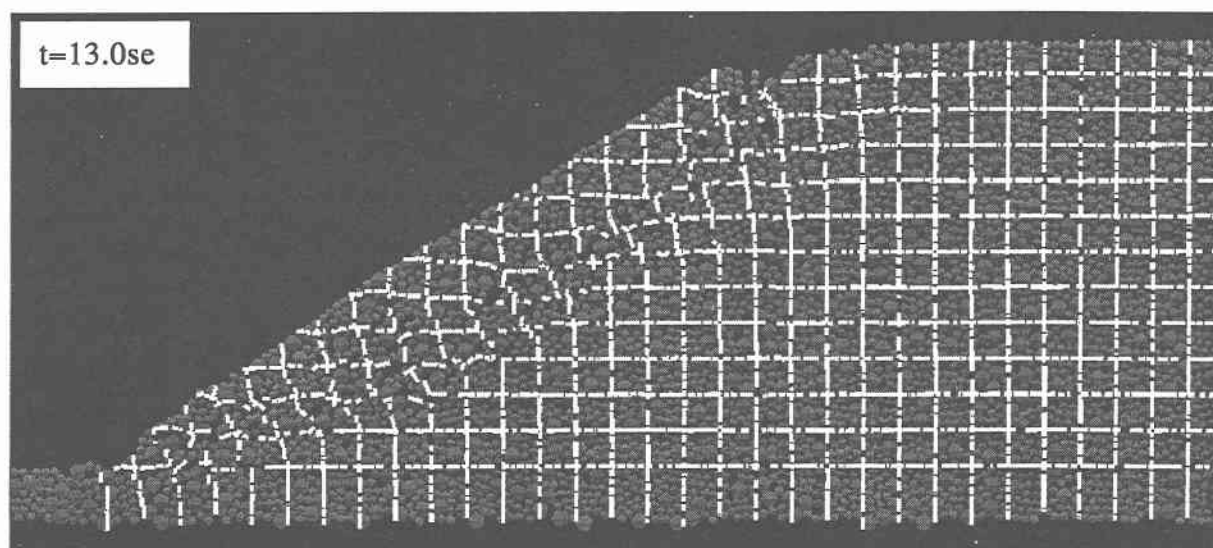


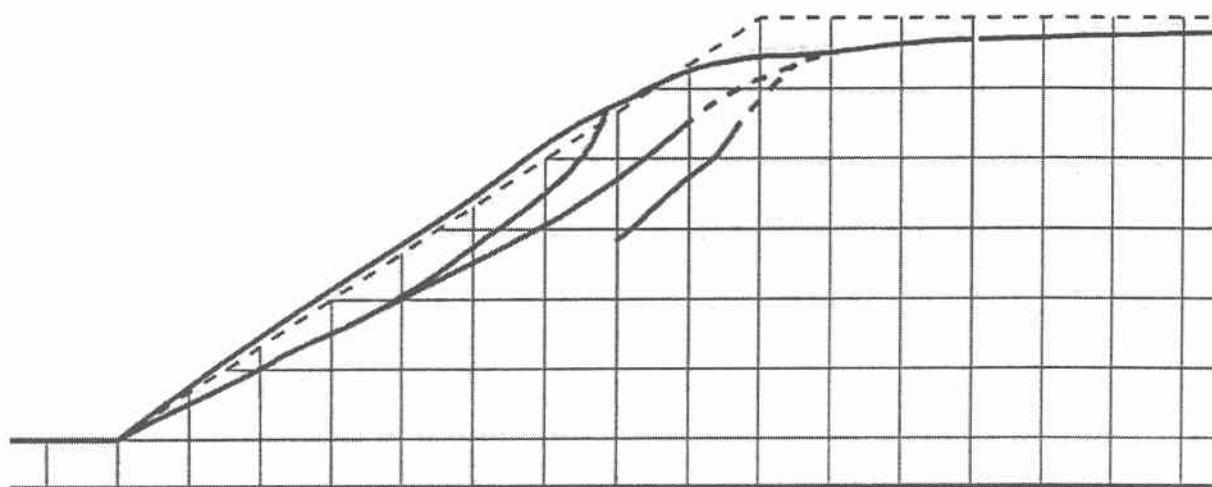
図 4.3.2-12 粒子回転量分布の色分け図



解析結果（粒子回転量の分布）



解析結果（メッシュの変形） グリッド幅：50mm



実験結果（加振終了時） グリッド幅：100mm

図 4.3.2-13 盛土の破壊状況の実験結果との比較

(2) 解析事例 2

1) 解析方法

盛土のモデルは比較対象とする振動実験（豊浦標準砂 $\phi = 46^\circ$ を使用）と断面寸法（図 4.3.2-14 参照）と ϕ を一致させて、粒子数 2273 個／半径 16mm、13mm、10mm で解析を行なった。加振は、図 4.3.2-15 に示す様に 3 種類の異なった振幅（0.6g、0.4g、0.2g）の正弦波（周波数 5Hz）の重力加速度を 10 秒間あたえることにする。本来は振幅が大きくなっていく波であるが、使用できる計算機能力の限界からこのような規則波とした。材質に関する DEM パラメータであるバネ定数 k_n 、 k_s は媒質のパラメータであるだけでなく使用する粒子の寸法・配置にも依存する。DEM 粒子をパッキングした後に弾性波探査をし所定の波動速度になるように決める、平面ひずみ試験を行い応力比がピークとなる軸ひずみの位置を合わせる値を探す等の方法が考えられるが、本研究では仮に粒子のヤング率はアルミの約 1/10 の硬さとし弾性円柱の接触理論により求めた。

2) 平面ひずみ圧縮試験

従来の DEM の様に粒子間の転がりを完全に自由にして実験を行なうと内部摩擦角が小さいために盛土の自重にすら耐えることができなかった。材料は c を持たないので ϕ を合わせることを試みる。岩下らは粒子の回転を抑制するか粒子接触点に転がりに対する抵抗を取り入れると材料の内部摩擦角が大きくなると報告している¹⁾。そのために DEM 粒子による平面歪み圧縮試験（拘束圧 1000Pa）を行ない材料を表現するのに最適なパラメータを調べた。図 4.3.2-16 の応力ひずみ図と表 4.3.2-2 によると、転がり抵抗を入れても内部摩擦角は十分に高くなり粒子の回転の自由度を完全に無くした回転固定の条件で内部摩擦角 ϕ を実験値（ $\phi = 46.1^\circ$ ）に近い $\phi = 48.6^\circ$ とすることができた。崩壊試験で粒子が回転しない様になると、斜面が自重に耐え形を保つだけでなく、ある程度の振動にも耐えられる盛土となることが確かめられた。応力ひずみ曲線のピーク応力を示すひずみは対象とする砂でのひずみより小さくなっており、初期剛性（傾き）もずっと急になっている。応力-ひずみ関係を合わせた解析を行なうには DEM 粒子の接点でのバネ定数の設定を低くする必要があると思われる。しかし破壊基準を合わせ粒子の剛体変位を追跡するためにはこのパラメータでも問題は少ないと思われる。

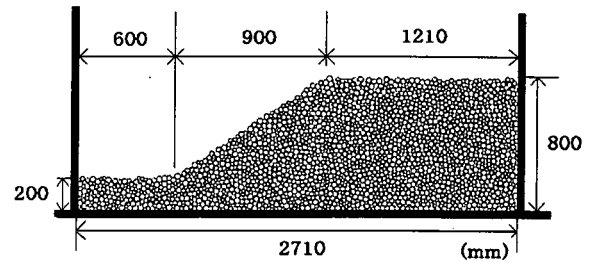


図 4.3.2-14 モデルの概略

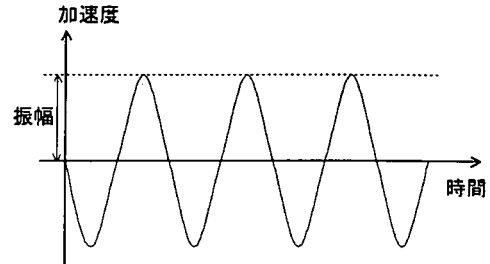


図 4.3.2-15 入力波の例

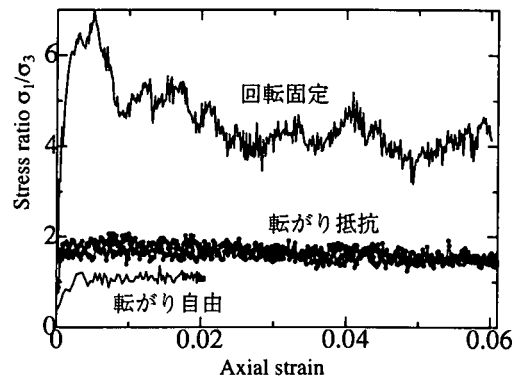


図 4.3.2-16 平面歪み圧縮試験結果

表 4.3.2-2 各実験での内部摩擦角

実験	$\phi_{peak} (^\circ)$	$\phi_{residual} (^\circ)$
転がり自由	7.5	7.2
転がり抵抗	22.6	20.0
回転固定	48.6	38.0

3) ひずみの求め方

せん断ひずみがどのように集中していくかを調べるためにひずみテンソルを調べた²⁾。すべての粒子ごとに周囲の粒子の動きを調べ局所的な変形勾配テンソルを求めた。まずある時間において全粒子の中心点の周りに十分な大きさ（少なくとも粒子が 10 個程度含まれる程度）の円を描き、その中に入った粒子を抽出する。これらの粒子は時間が時間 1 から時間 2 へと時間が進む間に相対的に位置を変える。円に含まれる粒子が 3 個以上であれば最小二乗法により、粒子の変位データから（局所）ひずみ増分テンソルが求まる。また体積ひずみ増分 $\Delta\epsilon_v$ や主ひずみ、最大せん断ひずみも求まる。

4) 解析結果

DEM 解析では、0.2g 加振 (=196gal) では盛土には変形がほとんど見られず、0.4g 加振 (=392gal) では表層部分の粒子が多少転がったが、盛土本体ではほとんど変形していなかった。実験で崩れはじめた 600gal に近い 0.6g (=588gal) の場合においては盛土に大きく変化が見られた。

図 4.3.2-17, 18 に入力波の振幅を 0.4 と 0.6 g とした場合の変形状況を以下に示す。また図 4.3.2-19 は振動実験で見られたすべり線の図、0.6g 加振でのそれぞれの時間の変位ベクトル図及び最大せん断ひずみ分布図である。

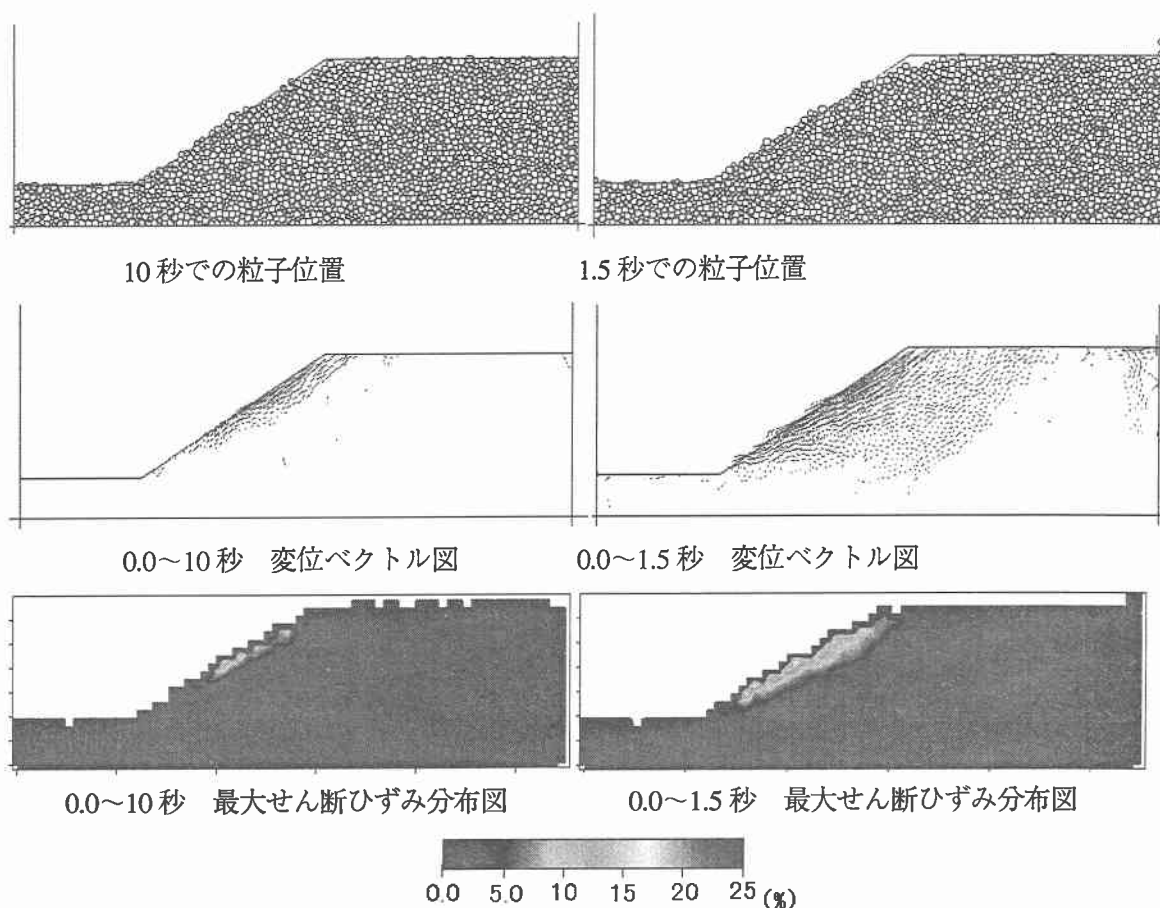


図 4.3.2-17 振幅0.4g 10秒後

図 4.3.2-18 振幅0.6g 1.5秒後

図 4.3.2-20 に観測を行なった粒子の位置を、図 4.3.2-21 に各載荷実験での沈下量の変化を示す。沈下量の変化を 0.2g、0.4g の場合、加振後 1 秒程度で沈下は安定している。0.6 g の場合、安定するまで 6 秒近くかかり、盛土斜面は大きく崩れている。

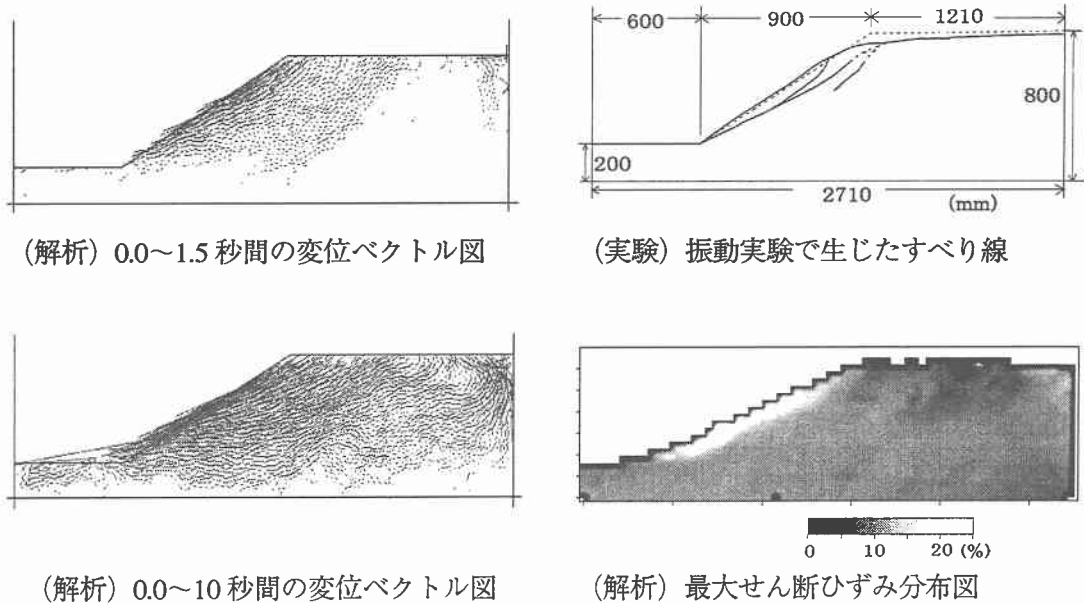
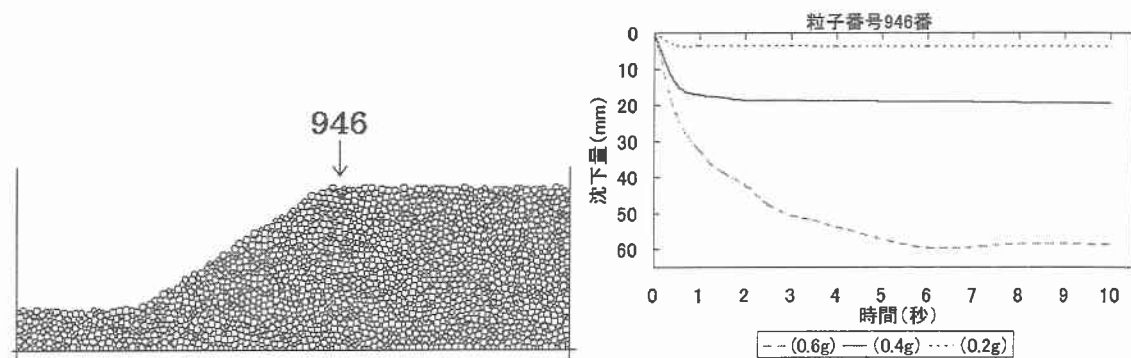


図 4.3.2-19 0.6g 加振での変形



5) 考察

- 粒子の回転を固定することで内部摩擦角が実験値に近づき、ある程度の振動にも耐えられる盛土を形成することができた。
- 盛土の崩壊パターンは、振動実験の結果のようにすべり線に沿ってすべり破壊をしたのではなく、表層部分の粒子が転がるように崩れはじめ、その崩壊をきっかけに内部の粒子まで崩れが伝わっていくというパターンで崩壊している。
- 崩壊した範囲をせん断ひずみの分布図で見ると崩れた範囲は実験と DEM 解析とで一致して

いる。

- 沈下量を見ると DEM の場合には揺らし始めに沈下が始まり、ある程度揺らすと斜面表層の粒子が転がり落ちてしまい、その後はあまり移動していないことが判る。
- 実験の結果のように粒状体で生じるすべり面は、ある程度の厚さを持ってすべっている。しかし、今回の解析では実際の粒子よりはるかに大きいモデルを使ったために、円弧すべりのせん断体を表すには粒子が粗すぎたと思われる。それ以外にもすべり破壊の再現するには粒子間での粘着力や引張りに耐える力などの細かな点が関係してくると思われる。

参考文献

- 1) 岩下和義・松浦浩一・小田匡寛：粒子接触点でのモーメント伝達を考慮した個別要素法の研究、土木学会論文集, No.529/III-33, pp. 145-154, 1995.
- 2) K. Iwashita & M. Oda: Shear Band Development in Modified DEM: Importance of Couple Stress, TASK Quarterly, Academic Computer Centre in GDANSK TASK, pp. 443-460, 1998.

(3) 解析事例 3

1) 対象とした実験

4.2.2節に示される盛土の模型振動実験(建設省土木研究所)を参考に解析モデルのサイズを定めた。

2) 解析方法

i) 解析手法

解析には、円形要素に基づく二次元個別要素法を用いた。使用したプログラムは京都大学澤田純男氏が作成した粒状体個別要素解析コード (DEMS) ¹⁾ に、間隙水を考慮するルーチンを書き加えたものである。

ii) 解析モデル

標準豊浦砂の粒度分布におおむね相似な曲線となるよう、3994個の円形個別要素を発生し、重力および浮力を作用させた状態での解析モデルを図4.3.2-22に示す。深さ13 m以上、幅56mの地盤の上に、高さ5m、幅25mの盛土をモデル化している。このモデルに、底面から1Hz、10kineの正弦波を5波入力し、盛土の応答を調べた。要素の D_{50} は14cm、全体の初期間隙比は0.27であった。この間隙比は、個別要素法においてはややゆるい状態である。モデルの左右両端はいわゆる周期境界であり解析上連結されている。浸透流解析の周期境界については、文献2)を参照されたい。マイクロゾーンに区画(2m×2m)した領域で間隙水の考慮を行う。透水係数の分布を色分けして示す。水面は、解析領域の底面から13mの位置にある。

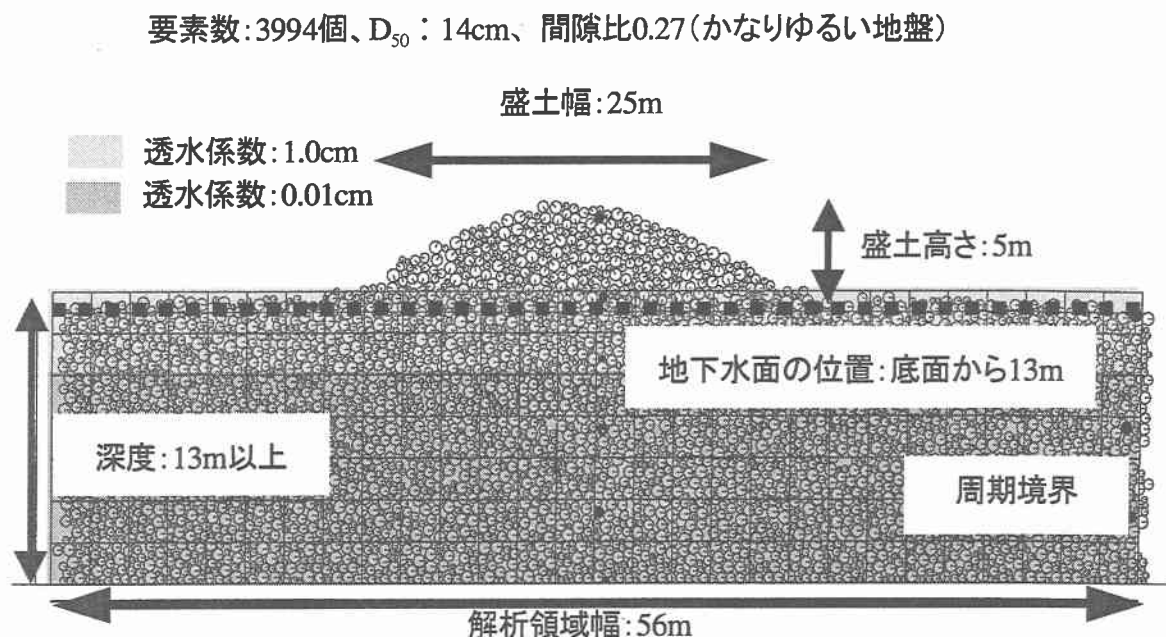


図 4.3.2-22 シミュレーションのモデル

3) 解析結果

図4.3.2-23に、液状化をしない地盤(地下水面以下の領域全体を透水係数 2m/s とした場合)と、液状化する地盤上の盛土の沈下について比較する。波形は、上から入力波形、液状化しない地盤の盛土における中央(太線)および天端(細線)の波形、液状化する地盤の盛土における中央(太線)および天端(細線)の波形である。液状化をしない地盤上の盛土天端においては、加振終了後沈下せず沈下量も 27cm 程度であったのに対して、液状化を起こす地盤上の盛土天端においては、加振終了後も沈下を続け最終的な沈下量は、 140cm に達した。

図4.3.2-24に、初期状態と加振開始7.5秒後の盛土の状態(非液状化地盤および液状化地盤)をそれぞれ示す。非液状化地盤においては、盛土の形状がほぼ保たれているのに対して、液状化地盤においては、盛土の平たくなる変形が著しい。また液状化地盤においては、水みちと思われる間隙が分布する様子を観察できる。

図4.3.2-25に0秒から7.5秒間に生じた要素の変位ベクトルの分布を示す。非液状化地盤の盛土の地下には、くさび状の不動領域があってこれを境に盛土が両側に広がるように要素(土粒子)が移動するが、液状化地盤においては、地盤全体が流動を起こしている様子を観察できる。

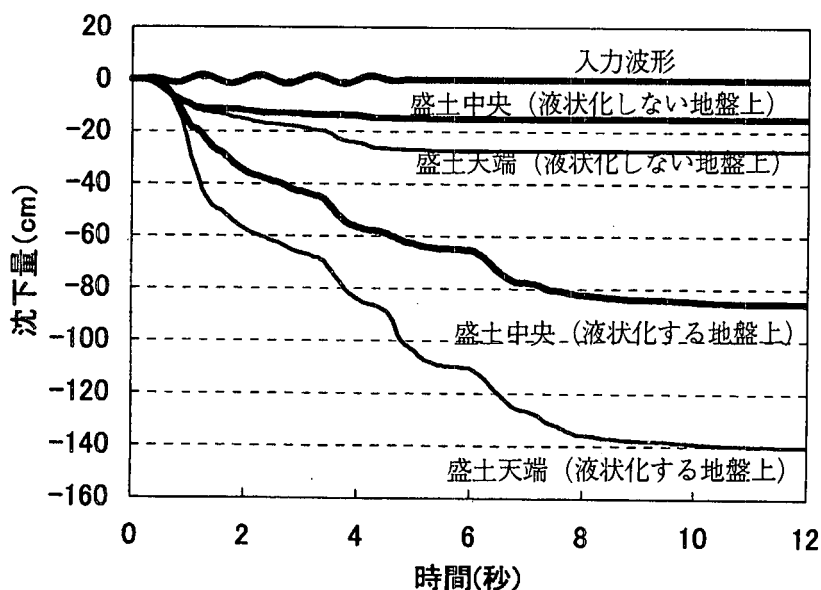
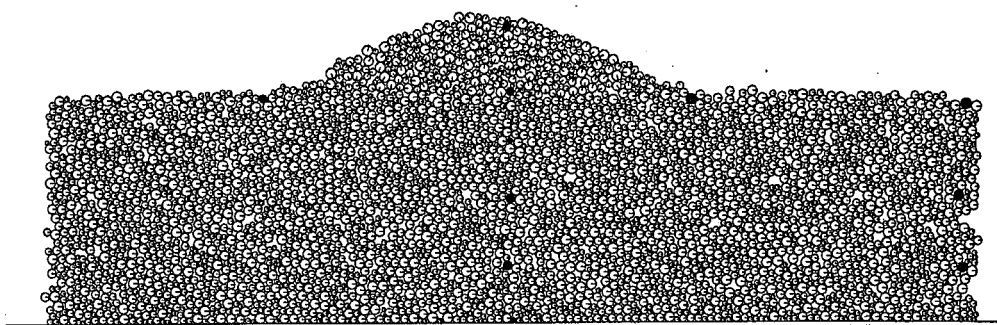
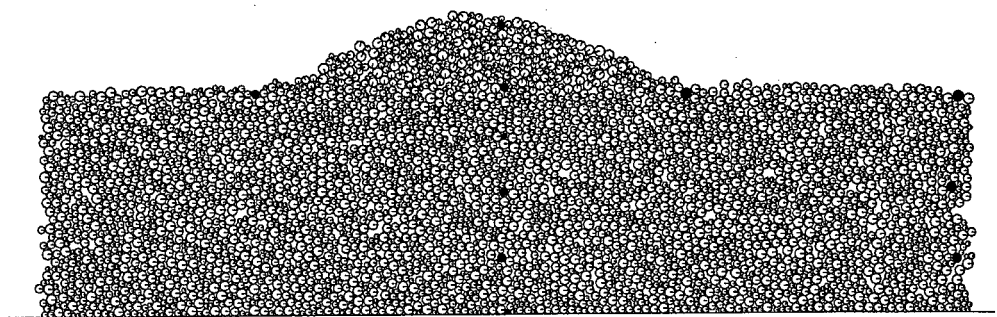


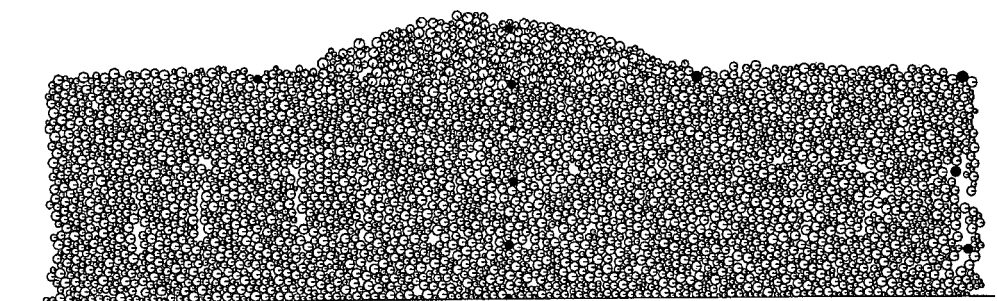
図 4.3.2-23 入力および盛土の沈下波形



(a) 初期状態

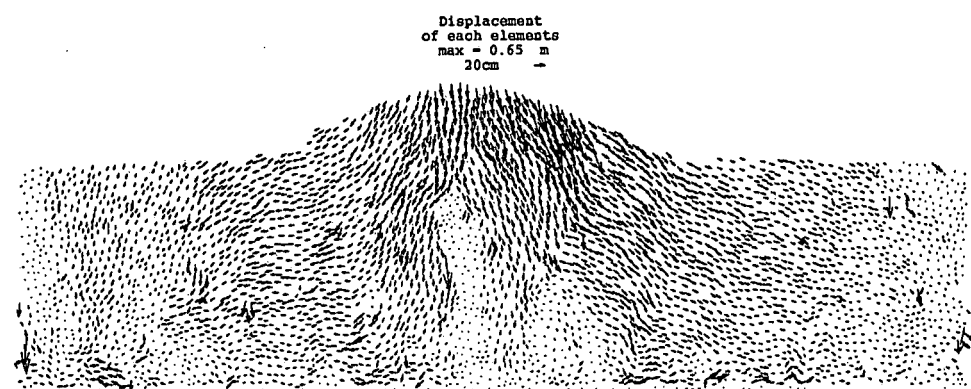


(b) 非液状化(7.5 秒後)

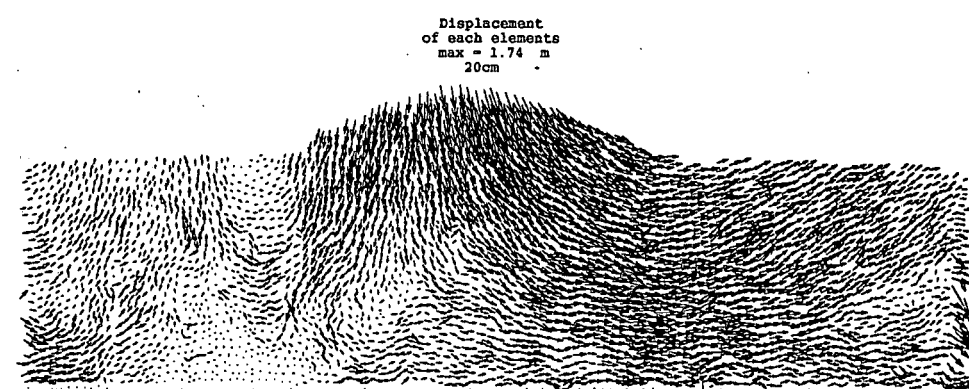


(c) 液状化(7.5 秒後)

図 4.3.2-24 盛土の沈下状況の比較



(a) 非液状化(0~7.5 秒 変位ベクトル分布)



(d) 液状化(0~7.5 秒 変位ベクトル分布)

図 4.3.2-25 変位ベクトル分布の比

参考文献

- 1) Sawada, S., Pradhan, T.B.S. & Iwasaki, Y.: Simple shear simulations of sand using D.E.M., Computer Methods and Advances in Geomechanics, pp.511-516, 1991.
- 2) 中瀬仁・石川博之・武田智吉、個別要素法による室内せん断試験のシミュレーション、第24回地震工学研究発表会講演論文集、pp489-492、1997

4.4 弾塑性 FEM 解析

本章では、対象とする系の運動方程式を有限要素法 (Finite Element Method) により離散化し、系の動的応答の時刻歴を求める手法を紹介する。

4.4.1 予測法の概要

(1) 予測法の理論

1) 特徴と長所、短所

高地震力 (レベル 2 地震) に対する土構造物の耐震性を評価する際に重要な指標の一つは、地震後の残留変形量である。従来より変形解析に有効な解析手法として実績がある弾塑性有限要素法 (FEM) を動的問題に拡張して、系の応答の時刻歴を直接求める手法を紹介する。本手法は既存の各種解析手法の中で、土構造物の地震時挙動を最も厳密に再現しうる手法として広く認知されている。

動的弾塑性 FEM を適用する場合の最大の利点は、土構造物の耐震設計において重要な構成要因である土の‘動的強度特性’と‘動的変形特性’の双方を適切に反映できることであろう (例えば 東畑¹⁾)。前者は Mohr-Coulomb 規準で使われてきた強度定数 c, ϕ や、繰り返し载荷による硬化や軟化現象 (液状化を含む) など、土の破壊条件の記述に関するものである。一方、後者はひずみレベルに応じた変形特性 ($G-\gamma$ 関係) や減衰率 ($h-\gamma$ 関係) の記述に関するものである。例えば震度法に基づく極限平衡法 (円弧すべり法など) では、土のせん断強度をある程度考慮できたとしても、地震中の系の動的変形特性 (増幅や振動モードなどのいわゆる動的応答) を評価できない。一方、SHAKE⁷⁾ などに代表される等価線形化法に基づく FEM では、動的応答をある程度正確に表現し得たとしても、せん断強度が考慮されないため残留変形量は求められない。

また外力の与え方についても、動的弾塑性 FEM を使う利点は大きい。FEM では実際の地震波形を入力することが可能である。これに対し、想定する地震慣性力を系に一様にかつ永久に作用する水平力として取扱ういわゆる震度法では、地震波の最大震度をそのまま与えると過度に安全側の設計につながるものが以前より指摘されている (例えば 鶴飼ら²⁾)。この他、種々の地盤条件や斜面形状、境界条件などを容易に解析に取り込めること、系の任意の位置の情報 (変位, 加速度, 応力, ひずみ等) が出力できることなども、動的弾塑性 FEM が設計において有用とされる理由であろう。

逆に FEM を用いる上で不利な点とは、定式化がより厳密なため、入力する情報 (材料定数など) を数多く必要とする点である。従って、それらをあらかじめ適切に決定しておくことができない場合は、FEM 本来の能力を発揮できない。解析において精度の高さを要求することは、そのために必要な土質調査ならびに室内試験等の整備を前提とすべきであろう。この他、連続体としてモデル化するのが困難な力学挙動 (表層崩壊や流動、剥離など) の予測については、FEM の能力はまだ十分ではないといわれている。

ここでもう一度、解析手法としての動的弾塑性 FEM の長所と短所 (ただし一般論) を箇条書きにしておく。個々の FEM プログラムの具体的な適用限界などについては、採用する弾塑性構成則や非線形計算法などに強く依存するので、ここでは特に触れない。

長所

- ・ 既往の検証事例が豊富であり、残留変形予測の精度がある程度保証されている。
- ・ 系の幾何学的形状、地層構成などを有限要素分割にそのまま取り入れて解析ができるので、種々の簡便な解析法に比べて実務での利便性が高い。
- ・ 任意の時刻、任意の位置の挙動（変位場・応力場）が追跡できる。
- ・ 地盤中に構造物（擁壁、基礎など）が存在する場合に、地盤と構造物との相互作用を評価できる。
- ・ （適切な弾塑性構成則の導入により）地盤応答の動的な増幅を適切に考慮できる。一方、静的に慣性力を導入する震度法的なアプローチではこれを考慮できない。
- ・ （適切な弾塑性構成則の導入により）微小な変形から破壊までを一貫して解析できる。
- ・ （適切な弾塑性構成則の導入により）地盤の塑性変形（残留変形）が予測できる。類似した FEM 解析手法に等価線形化手法があるが、こちらは系の増幅率（加速度応答）に主眼を置いており、一般に残留変形は得られない。
- ・ （適切な弾塑性構成則の導入により）土のダイレイタンシー特性を考慮できる。
- ・ （適切な弾塑性構成則の導入により）繰返し载荷による土の力学特性の変化（液状化現象等）など、複雑な力学現象を考慮できる。
- ・ （対応する定式化により）有限変形を考慮した解析も可能である。

短所

- ・ クラック、表面滑落型の崩壊、液状化後の流動現象など、固体としての連続体挙動以外の運動現象が顕在化する問題の予測は難しい。
- ・ 十分に細かい有限要素分割と差分時間間隔が前提となるため、DEM などと同様に、大容量かつ高速のコンピュータが必須である。
- ・ （複雑な構成則を用いると）解析に用いる材料定数を数多く必要とする場合がある。定数決定のための要素試験を十分に行うことが出来ない場合、結果として FEM の真価が発揮されないことがある。

次項以降に動的弾塑性 FEM に基づく具体的なモデル化とその解析事例を紹介する。液状化現象の予測は本委員会の趣旨から外れるため、ここでは適用範囲が液状化解析のみに限定された動的 FEM ならびに弾塑性構成則は議論の対象としていない。

2) 支配方程式の離散化

FEM では対象とする場の方程式を有限要素に空間離散化し、差分近似などに基づく時間積分を併用して、初期値・境界値問題として解く。

地盤は一般に土－水－空気の三相系である。しかし取扱いが煩雑になるため、通常は間隙が完全に飽和されていると仮定して土－水連成系の問題に帰着させたり、载荷速度や土の透水性によってはさらに土－水の相互作用をも無視して、排水問題、非排水問題といった非連成の問題に単純化する（実はこのケースが実務の解析の大半を占める）。

ここでは非連成系の支配方程式のみ紹介しておこう。力の釣合い式、ひずみの適合条件式、土の構成則、などから運動方程式の離散化を行うと、

$$[M]\ddot{\mathbf{u}}_N + [C]\dot{\mathbf{u}}_N + \mathbf{R} = \mathbf{F} \quad (1)$$

$$\mathbf{R} = \int_V [B]^T \boldsymbol{\sigma} dV \quad (2 a)$$

系が線形弾性体のときは、

$$\mathbf{R} = [K]\mathbf{u}_N \quad (2 b)$$

ここに $[M]$, $[C]$, $[K]$ は質量, 減衰, 剛性マトリクス、 $\mathbf{u}_N$ は各節点の相対変位ベクトル、 $\mathbf{F}$ は各節点の外力ベクトル（地震慣性力など）である。 $[B]$ は変位をひずみに変換するマトリクスである。減衰マトリクス $[C]$ には Rayleigh 減衰を仮定する場合が多い。

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (3)$$

3) 弾塑性構成則の例

地盤の地震時挙動を再現するための弾塑性構成則は数多く提案されているが、ここでは以下の3種類の解析モデルに着目し、事例解析を通じておのおのの特徴を紹介する。

a) 鵜飼・若井による簡易な繰返し载荷モデル³⁾

本モデル提案の背景

若井・鵜飼³⁾ は土のせん断強度 ($c-\phi$) と $G-\gamma, h-\gamma$ 関係の双方を考慮しうる簡易な繰返し载荷モデルを提案している。このモデルは最大せん断応力 $\tau_{\max}$ と最大せん断ひずみ $\gamma_{\max}$ から定義される応力ひずみ空間上に、双曲線形状を有する骨格曲線と、高次分数式で表される履歴ループとからなる履歴曲線を仮定するものである。加振中の体積変化を適切に考慮するために、非排水条件下（全応力解析）では von Mises タイプの塑性ポテンシャルを、排水条件下では Rowe⁴⁾ の stress-dilatancy 式を流れ則に採用する。

単に“現象の忠実な再現”ということになると、より複雑な（精緻な）構成モデルを使うことも考えられる。しかし実際の斜面を構成する土の力学特性に関する情報はきわめて限定されている場合が多く、そのわずかな情報からすべての解析パラメータを決定して解析を行わねばならない。このようなことを前提にすると、現象の忠実な再現とは別に“与えられた情報を最大限に活用できる簡便なモデル”というニーズが発生するであろう。

応力ひずみ関係を直接関数近似して時間領域の計算を行う古典的なモデルは、上記の要求に応えるものである。修正 Ramberg-Osgood モデル⁵⁾ や修正 Hardin-Drnevich モデル⁶⁾ といった、土の応力ひずみ関係（骨格曲線）を数式で表現して Masing 則を適用した繰返しモデル（通常は全応力モデル）による解析は以前から広く行われており、これらは SHAKE⁷⁾ のような等価線形計算に用いられるなど、これまでの地震応答解析における重要な役割を担ってきた。ところがこれらのモデルに基づく時刻歴応答解析に関して、いくつかの問題点が指摘されている。

修正 R-O モデルは任意の $G-\gamma, h-\gamma$ 関係を精度良く再現しうる特長があるが、斜面の解析のように地震後の地盤の残留ひずみがきわめて大きい場合には、著しく過小な残留変形量を与える⁸⁾など。これは修正 R-O モデルの骨格曲線が指数関数であるため、せん断ひずみが無限大になるとせん断応力も無限大となり、せん断強度の概念が欠如しているためである。一方、修正 H-D モデルは骨格曲線に双曲線を用いるため、せん断強度を考慮した応答解析が可能であるが、ひずみレベルが大きい領域で減衰率 h が過大となることが指摘されており¹⁾、大地震時の系の応答を過小に評価する可能性がある。

以上の問題点を克服するためには、 $G-\gamma, h-\gamma$ 関係とせん断強度の双方を適切に考慮しうる繰返し載荷モデルが必要となる。

骨格曲線 (Skeleton Curve)

応力ひずみ関係は (γ, τ) 平面上で定義される (図 4.4.1.1-1)。

$$\tau(\{\sigma\}) = \tau_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \sqrt{J_2} \sin\left(\frac{\pi}{3} + \Theta\right) \quad (4)$$

$$\gamma(\{\varepsilon\}) = \gamma_{\max} = \varepsilon_1 - \varepsilon_3 = 2\sqrt{J_2^*} \sin\left(\frac{\pi}{3} + \Theta^*\right) \quad (5)$$

“*” の付いた各成分はひずみ不変量を表す。

$$\Theta = \frac{1}{3} \cos^{-1} \left(-\frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{J_2^{3/2}} \right), \quad \Theta^* = \frac{1}{3} \cos^{-1} \left(-\frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3^*}{J_2^{*3/2}} \right) \quad (6)$$

骨格曲線は修正 H-D モデルと同様に双曲線式を用いる。

$$\bar{\tau} = \frac{G_0 \bar{\gamma}}{1 + \frac{G_0 \bar{\gamma}}{\tau_f}} \quad (7)$$

$$\bar{\tau} = \tau(\{\sigma\}) - \{\sigma_0\} \quad (8a)$$

$$\bar{\gamma} = \gamma(\{\varepsilon\}) - \{\varepsilon_0\} \quad (8b)$$

式(7)の左辺から右辺を引いた式を、骨格曲線上に応力点がある場合の降伏関数 f とする。添え字“0”を付した各成分は初期値を表すが、一般にこれらはゼロとしてよい。ただし自重圧密過程などを考慮する場合には、動的解析開始時の各成分をこれらの値にとることがある。

G_0 は骨格曲線の初期勾配である。 G_0 は拘束圧の m 乗 (砂の場合は 0.5 程度といわれる) に比例すると仮定する。 $m=0$ とすることで、“拘束圧によらず一定”の条件も選択できる。 G_0 が変化すると、 $E (=2G_0(1+\nu))$ もそれに対応して変化する。 ν は一定とする。

τ_f は骨格曲線の漸近線の τ 座標値 (せん断強度) である。破壊時に Mohr-Coulomb の破壊規準を満足するように τ_f には次式を用いる。

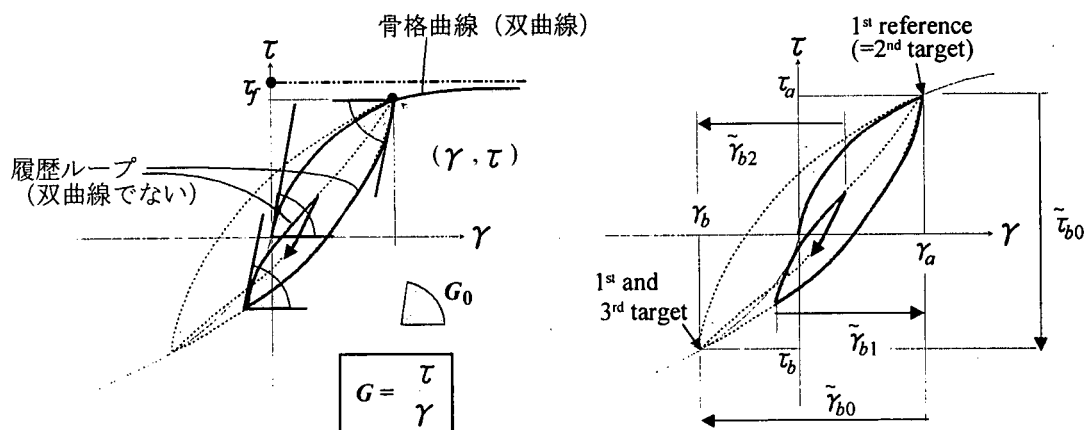


図 4.4.1.1-1 応力ひずみ曲線 (τ - γ 関係) の模式図

$$\tau_f = c \cdot \cos \phi + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin \phi \quad (9)$$

骨格曲線上における流れ則は Rowe の stress-dilatancy 関係をもとにする。本稿で対象とする 2 次元平面ひずみ条件下では次式⁹⁾のような塑性ポテンシャル関数 g が与えられる (3 次元の定式化は省略)。 $\sigma_1/\sigma_3 > K_{cv}$ の時は体積膨張、 $\sigma_1/\sigma_3 < K_{cv}$ の時は体積収縮となる。

$$g = \frac{\sigma_1^{K_{cv}}}{\sigma_3} \quad (10)$$

ところで、 $\sigma_3 \leq 0$ の時に上式は物理的意味を持たないので、その場合にはダイレイタンスーがゼロになると仮定して von Mises タイプの塑性ポテンシャルを用いる。この他、粘性土の全応力解析 (非排水条件) などにおいてもダイレイタンスー・ゼロを仮定する。

履歴ループ (Hysteretic Loops)

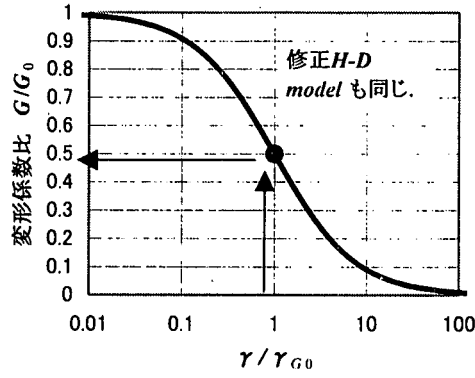
骨格曲線上で $d\gamma < 0$ となった場合には載荷方向が反転したと判断され、応力点は次式で表される履歴ループ上をたどる。この関数は骨格曲線と同様に折返し後の初期勾配が G_0 であり、パラメータ b, n の取り方によって途中の曲率 (ループの囲む面積; 減衰率 h) が変化する。

$$\tilde{\tau} = \frac{a\tilde{\gamma}^n + G_0\tilde{\gamma}}{1 + b\tilde{\gamma}} \quad (11)$$

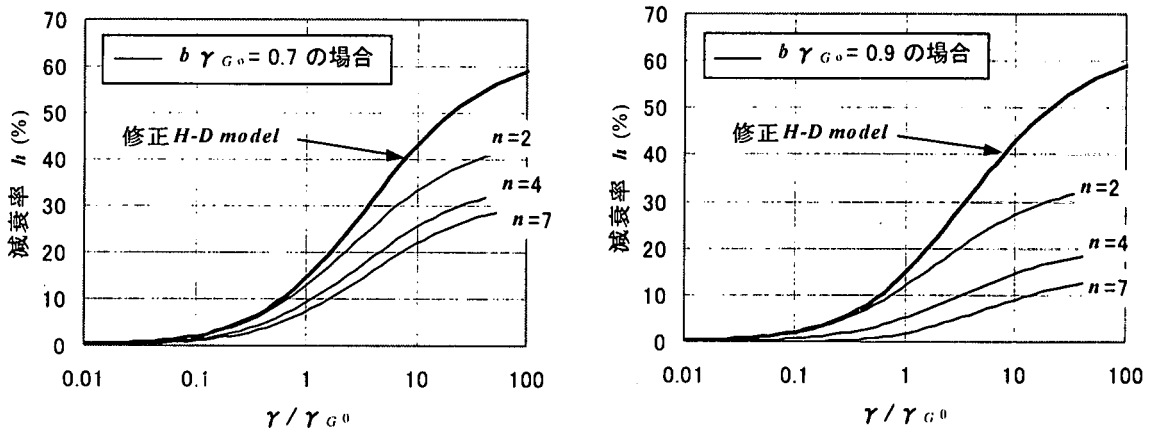
$$\tilde{\tau} = \tau(\{\sigma\} - \{\sigma_a\}) \quad (12 a)$$

$$\tilde{\gamma} = \gamma(\{\varepsilon\} - \{\varepsilon_a\}) \quad (12 b)$$

“ $\sim$ ” を付した各変数 ($\tilde{\gamma}, \tilde{\tau}$) は直前の荷重折返し点における応力・ひずみの各成分を差し引いたものである。以降、載荷方向が反転する毎にこれらの値は更新される。添え字 “ a ” を付した各成分は直前の荷重折返し点における値を示す。



(a) $G-\gamma$ 関係



(b) $h-\gamma$ 関係の例 ($b \cdot \gamma_{G_0} = 0.7, 0.9$ の場合)

図 4.4.1.1-2 本モデルで仮定される $G-\gamma$ 関係および $h-\gamma$ 関係の例

式(11)中の b は実際には $b \cdot \gamma_{G_0}$ の形で入力パラメータとする。ここに γ_{G_0} は規準ひずみで、 $\gamma_{G_0} = \tau_f / G_0$ である。解析中に γ_{G_0} が変化した場合、 $b \cdot \gamma_{G_0}$ の値が変化しないように b を補正する。

一方、折返し点における γ, τ をそれぞれ γ_a, τ_a とすると、式(11)の a は履歴ループの長さに関する定数であり、次式で与えられる（履歴ループの適合条件）。

$$a = \frac{1}{\tilde{\gamma}_b^n} \{ \tilde{\tau}_b (1 + b \tilde{\gamma}_b) - G_0 \tilde{\gamma}_b \} \quad (13)$$

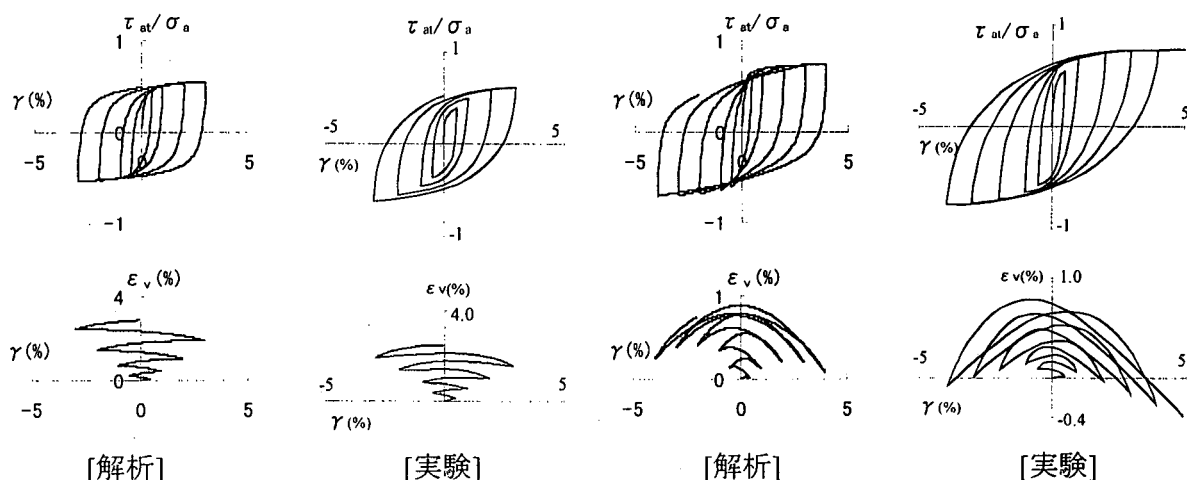
$\tilde{\gamma}_b, \tilde{\tau}_b$ は最新の折返し点を原点とした次の目標点 (γ_b, τ_b) までの距離を表す(図 4.4.1.1-1)。

塑性ポテンシャルは式(10)と同様の式を用いるが主応力の定義が異なる。この他、計算中にいくつかの補正テクニックが必要となるが、詳細は文献³⁾を参照されたい。

本モデルで仮定した $G-\gamma$ 関係および $h-\gamma$ 関係を図 4.4.1.1-2 に示す。骨格曲線は双曲線のため、 $G-\gamma$ 関係は修正 H-D モデルと同じ形状である。一方、 $h-\gamma$ 関係は自由に操作できるため、修正 H-D モデルのように大ひずみ領域で過大な h を与えることはない。 $h-\gamma$ 関係を操作するための $b \cdot \gamma_{G_0}$ 、 n の決定法については文献の図表³⁾を参照されたい。

表 4. 4. 1. 1-1 要素試験の再現に用いた材料定数一覧

	E (kPa)	ν	c (kPa)	ϕ (deg)	K_{cv}	$b \cdot \gamma_{G0}$	n
Loose	150000	0.30	0	35.	3.5	0.60	1.2
Dense	180000	0.30	0	50.	3.5	0.80	1.5



(a) Loose

(b) Dense

図 4. 4. 1. 1-3 Pradhan, Tatsuoka ら¹⁰⁾ の排水繰返しねじりせん断試験（豊浦砂）の再現

動作確認（砂の排水繰返しねじりせん断試験）

本モデルの動作確認のため、Pradhan, Tatsuoka ら¹⁰⁾ による豊浦砂の排水繰返しねじりせん断試験の結果を引用し、その再現を試みる。表 4.4.1.1-1 のパラメータ（拘束圧一定のため、 $m=0$ とした）による解析結果を、実験結果とともに図 4.4.1.1-3 に示す。

Loose ケースでは繰返しとともに体積収縮が生じ、Dense ケースでは体積収縮と膨張が繰り返されている様子がよく再現されている。間隙水との相互作用を考慮した液状化解析への拡張も考えられる。

本モデルの特徴（まとめ）

- ・ 簡易な繰返し载荷モデルである。パラメータの総数が 8 つ（ G_0 または E , ν , c , ϕ , $b \cdot \gamma_{G0}$, n , K_{cv} , γ_l ）であり、いずれも既往の資料や室内試験から決定しやすい。
- ・ 土のせん断強度（ $c-\phi$ ）と $G-\gamma$, $h-\gamma$ 関係の双方を考慮しうる。このため粘性土から砂質土まで比較的広範囲な土質を対象にした解析が可能である。
- ・ 土のダイレイタンシー特性を考慮しうるので、大規模なすべり破壊だけでなく、“揺すり込み沈下” などもある程度表現できる。
- ・ 初期せん断の影響、载荷速度依存性、繰返しによる軟化や硬化、液状化など、より複雑な土の挙動を再現するには、モデルの改良が必要である（後述）。

b) Oka らの砂の繰返し弾塑性モデルおよび Oka の粘土の繰返し弾粘塑性モデル 本モデルの概要

Oka らは砂に関しては、砂の繰返し載荷時の挙動を再現できる繰返し弾塑性モデル¹¹⁾を、また、Oka は粘土に関しては、粘土の載荷速度に依存した繰返し挙動を再現できる弾粘塑性モデル¹²⁾を提案している。ここでいう砂とは液状化する可能性があり、粘土分含有率の少ない、非粘着性の材料のことをいい、粘土とは液状化する可能性はなく粘土分含有率の多い、粘着性の材料のことをいう。

両モデルは、微小ひずみ理論、非線形移動硬化則、過圧密境界曲面などに基づいており、流れ則が異なる点を除いて、共通した部分が多い。いずれのモデルも 10% 程度のせん断ひずみまでの挙動を再現することができる。

ここでは、これらのモデルの支配方程式として用いられている Biot の二相混合体理論¹³⁾に基づく土-水連成系の支配方程式について補足として簡単に述べた後、各々のモデルの概要について述べることにする。

土-水連成系の支配方程式

前記の 2) 支配方程式の離散化では非連成系の支配方程式のみ紹介したが、ここでは間隙が完全に飽和されていると仮定した土-水連成系の支配方程式について述べる。

飽和した砂を固相と液相の 2 相から成る飽和多孔質体と考える Biot の二相混合体理論により連成系の支配方程式を導くことができる。ここでいう固相とは、物理的には土粒子で構成される土粒子骨格を表す連続体であり、液相とは、間隙流体から構成される連続体である。

解くべき未知数の種類によりさまざまな定式化が提案されているが、ここでは、Oka ら¹⁴⁾により誘導された固相の変位 u と間隙水圧 p を未知数とした $u-p$ 定式化を示す。 $u-p$ 定式化は他の定式化と異なり、水の変位を扱わず、従来から地盤工学で用いられてきた圧密問題の定式化ともなじみがよい。

二相系の $u-p$ 定式化を用いた支配方程式の誘導に際し、以下の仮定を設ける。

- ① ひずみは、微小ひずみを取り扱う。
- ② 間隙率 n は、空間に対してほとんど変化しない。
- ③ 液相の固相に対する相対加速度は、固相の加速度に比べて十分小さい。
- ④ 固相を構成する土粒子は、非圧縮性である。

二相系における力の釣合い式（運動量保存則）は、仮定③を用いることにより、

$$\rho \ddot{u}_i^s = \sigma_{ij,j} + \rho b_i \quad (14)$$

となる。また、二相系における連続式は、仮定①～④を用いることにより、

$$\rho^f \ddot{u}_{i,j}^s - p_{,ii} - \frac{\gamma_w}{k} \dot{\epsilon}_{ii} + \frac{n\gamma_w}{kK_f} \dot{p} = 0 \quad (15)$$

となる。ここに、 ρ は飽和土の密度、 $\ddot{u}_i^s$ は固相の加速度、 σ_{ij} は全応力テンソ

ル、 b_i は物体力、 ρ^f は間隙流体の密度、 p は間隙水圧、 γ_w は間隙流体の単位体積重量、 k は透水係数、 n は間隙率、 K^f は間隙流体の体積弾性係数である。支配方程式の離散化に関しては、釣合い式は有限要素法により行い、連続式は差分法により行うが、詳細は文献 14)を参照されたい。

砂の繰返し弾塑性モデル

このモデルは、Oka ら ¹¹⁾が従来のモデルをベースに、より多様な砂の繰返し挙動を表現できるように、種々の拡張を行ったものである。この構成則には以下の様な特徴がある。

- ① 応力パラメータとして相対応力比 ¹⁵⁾を用いており、主応力の回転などの多次元応力状態を考慮できる。
- ② 硬化則として非線形移動硬化則 ^{16), 17)}を用いており、繰返し載荷時において応力反転時に硬化パラメータを初期化する必要がないため、地震時の様なランダムな載荷条件に対して適用性が高い。
- ③ 境界局面として過圧密境界面 ¹⁸⁾を導入し、これにより変相応力比を決定することで、過圧密に伴うダイレタンシー量の減少などを表現できる。
- ④ 一般化した流動則 ¹⁹⁾を用いることにより、種々の砂が有するストレスーダイレタンシー関係を再現することができる。
- ⑤ 塑性ひずみ量に依存したせん断係数を用いることにより、せん断ひずみ 10%程度までの砂の挙動を再現することができる ¹¹⁾。

本構成則は、①微小ひずみ、②弾塑性理論、③一般化した非関連流動則、④非線形移動硬化則に基づき以下のように誘導される。

降伏関数 $f=0$ は、移動硬化パラメータ x_{ij}^* を用いて次式のような Drucker-Prager 型の降伏関数で与えられる。

$$f = \{(\eta_{ij}^* - x_{ij}^*)(\eta_{ij}^* - x_{ij}^*)\}^{1/2} - k = 0 \quad (16a)$$

$$\eta_{ij}^* = s_{ij} / \sigma_m' \quad (16b)$$

ここに、 η_{ij}^* は応力比テンソル、 k は弾性領域の大きさを定義する数値パラメータ、 s_{ij} は偏差応力テンソル、 σ_m' は平均有効応力である。

また、移動硬化パラメータ x_{ij}^* は以下の非線形移動硬化則に基づくものとする。

$$dx_{ij}^* = B^* (A^* de_{ij}^p - x_{ij}^* d\gamma^p) \quad (17a)$$

$$d\gamma^{p*} = (de_{ij}^p de_{ij}^p)^{1/2} \quad (17b)$$

ここに、 A^* 、 B^* は硬化パラメータ、 de_{ij}^p は塑性偏差ひずみ増分テンソル、 γ^p は塑性偏差ひずみ増分の不変量である。ここで、一成分せん断状態では $x_{ij}^* \sim \gamma^p$ 関係は指数関数となる。また、この非線形移動硬化則を用いたことにより、中ひずみ領域 (1.0×10^{-3}) までの砂の繰返し挙動を概ね再現することができ、さらに、大ひずみ領域 (1.0×10^{-2}) に達するときの応力ひずみ関係や有効応力経路等を再現するため、変相後の塑性偏差ひずみの発生量に応じてせん断係数を低減させる手法を導入している。

次に、次式のような Cam-clay 型の塑性ポテンシャル関数 $g=0$ を定義する。

$$g = \{(\eta_{ij}^* - x_{ij}^*)(\eta_{ij}^* - x_{ij}^*)\}^{1/2} + \tilde{M}^* \ln\left(\frac{\sigma_m'}{\sigma_{ma}'}\right) = 0 \quad (18)$$

ここに、 σ_{ma}' は塑性ポテンシャルと移動硬化パラメータ x_{ij}^* 一定線との交点における平均有効応力 σ_m' の値である。また、 $\tilde{M}^*$ は変相応力比であるが、この変相応力比を決定するため、正規圧密領域 ($f_b \geq 0$) と過圧密領域 ($f_b < 0$) を規定する過圧密境界曲面 ($f_b = 0$) を次式で定義する。

$$f_b = \bar{\eta}_{(0)}^* + M_m^* \ln \frac{\sigma_m'}{\sigma_{mb}'} = 0 \quad (19a)$$

$$\bar{\eta}_{(0)}^* = \{(\eta_{ij}^* - \eta_{ij(0)}^*)(\eta_{ij}^* - \eta_{ij(0)}^*)\}^{1/2} \quad (19b)$$

ここに、 $\bar{\eta}_{(0)}^*$ は圧密終了時と現在との相対応力比、 $\eta_{ij(0)}^*$ は圧密終了時の応力比テンソル、 M_m^* はせん断変形過程における最大体積圧縮ひずみの発生する時点での応力比であり、いわゆる変相応力比に相当する。 σ_{mb}' は圧密終了時の平均有効応力 σ_{mbi}' を用いて次のように表される。

$$\sigma_{mb}' = \sigma_{mbi}' \exp\left(\frac{1+e}{\lambda-\kappa} \nu^p\right) \quad (20)$$

ここに、 e は初期間隙比、 λ は圧縮指数、 κ は膨潤指数、 ν^p は塑性体積ひずみである。図 4.4.1.1-4 に塑性ポテンシャル関数 g および過圧密境界曲面 f_b を模式的に描いたものを示す。

本モデルでは、流れ則として非関連流動則を適用し、さらにストレスーダイレイタンスー関係において応力比の大きさにより、ダイレイタンスー量を調整することを可能としている。

以上の式に Prager の適合条件を用いてまとめることにより、本モデルの構成式が得られるが、詳細は文献 11) を参照されたい。

本構成式に必要なパラメータは、間隙比 e 、圧縮指数 λ 、膨潤指数 κ 、初期せん断弾性係数 G_0 、破壊応力比 M_f 、体積が最も圧縮される時の応力比（変相応力比） M_m 、硬化パラメータの初期値 B_0 、移動硬化パラメータの下限值 B_1 、移動硬化パラメータの低減量を調整するパラメータ C_f 、ダイレイタンスーパラメータ D_0 、 n 、基準ひずみパラメータ γ_r^p 、 γ_r^e 、異方性消失パラメータ C_d である。加えて、初期応力状態と先行圧密時の応力状態が必要になる。これらのパラメータのうち、間隙比 $e \sim$ 変相応力比 M_m までのパラメータは室内試験や原位置試験から直接設定できる。硬化パラメータの $B_0 \sim$ 異方性消失パラメータ C_d は、物理的意味の明確なものであるが、室内試験から直接設定することは困難である場合が多い。そこで、室内試験から得られた動的変形特性（せん断ひずみとせん断剛性および減衰定数の関係）や液状化強度曲線に対するフィッティングにより、標準的な値をベースに試行錯誤で設定する場合が多い。

本モデルの検証のため、建設省土木研究所で実施された繰返し中空ねじりせん断試験の結果の再現²⁰⁾を以下に示す。表 4.4.1.1-2 に解析に用いたパラメータ、図 4.4.1.1-5 に実験結果とともに解析結果を示す。解析結果は平均有効応力が減少し 0 となり、その後せん断ひずみが急増する実験結果の様子をよく再現している。

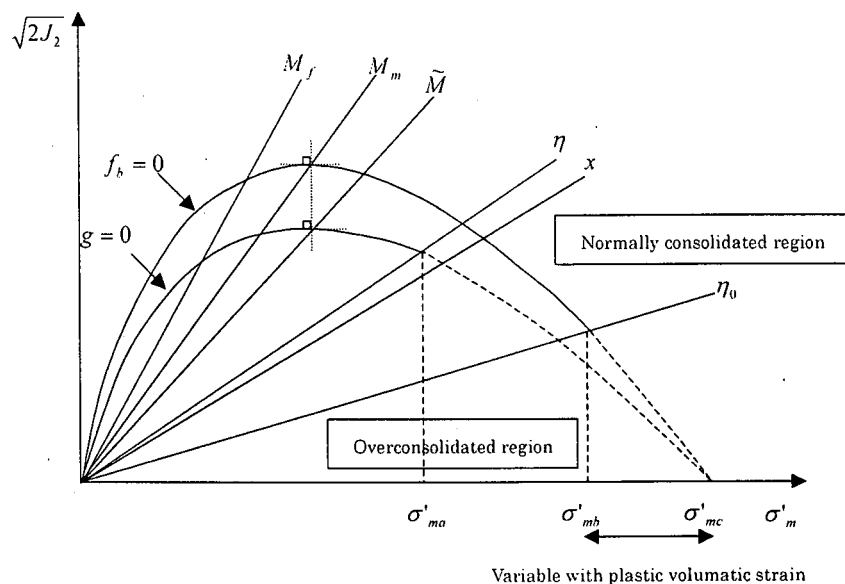
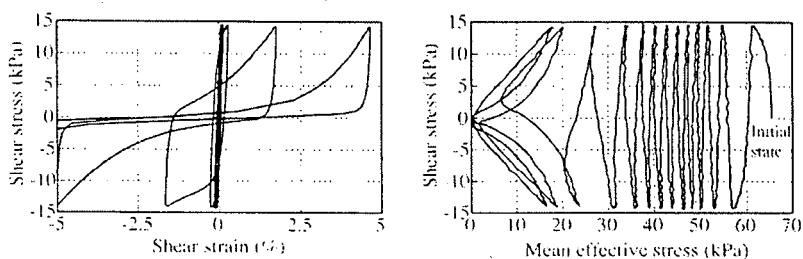


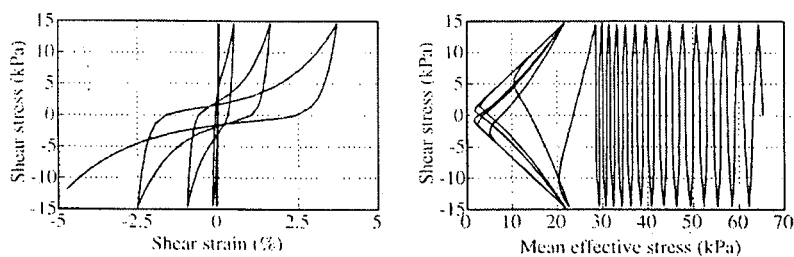
図 4.4.1.1-4 塑性ポテンシャル関数と過圧密境界曲面

表 4.4.1.1-2 モデルパラメーター一覧

Initial void ratio	e_0	0.752
Compression index	λ	2.50E-02
Swelling index	κ	2.50E-03
Initial Shear modulus	G_0 (kPa)	8.61E+04
Failure stress ratio	M_f	0.96
Phase transformation stress ratio	M_m	0.71
Hardening parameter	B_0	7000
Hardening parameter	B_1	700
Hardening parameter	C_r	1000
Reference strain parameter	γ_r^p	0.0005
Reference strain parameter	γ_r^c	0.0100
Dilatancy parameter	D_0	1.0
Dilatancy parameter	n	2.0
Control parameter of anisotropy	C_d	2000



(a) Experiment



(b) Simulation

図 4.4.1.1-5 応力～ひずみ関係と有効応力経路

粘土の繰返し弾粘塑性モデル

Oka¹²⁾により提案された粘土の繰返し弾粘塑性モデルの特徴を以下に示すが、流れ則以外は前記の砂の弾塑性モデルと基本的には同じモデルである。

- ① 応力パラメータとして相対応力比¹⁵⁾を用いており、主応力の回転などの多次元応力状態を考慮できる。
- ② 硬化則として非線形移動硬化則^{16), 17)}を用いており、繰返し載荷時において応力反転時に硬化パラメータを初期化する必要がないため、地震時の様なランダムな載荷条件に対して適用性が高い。
- ③ 境界局面として過圧密境界面¹⁸⁾を導入し、これにより変相応力比を決定することで、過圧密に伴うダイレタンシー量の減少などを表現できる。
- ④ Perzyna の粘塑性理論²¹⁾に基づく超過応力型の流れ則を用い、粘性土のひずみ速度に依存した挙動を再現することができる。

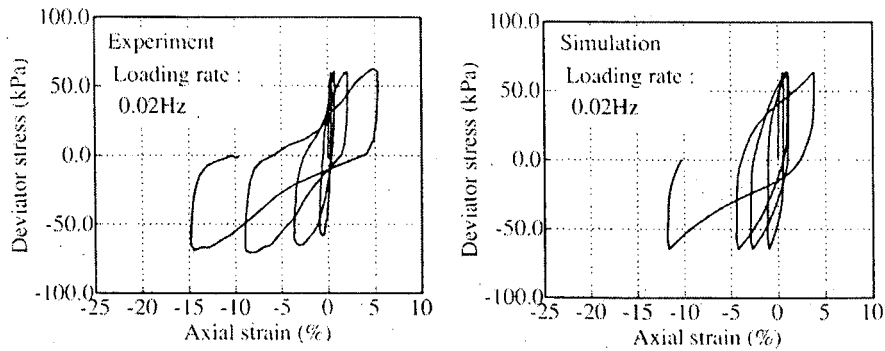
本構成則は、①微小ひずみ、②弾粘塑性理論、③超過応力型の非関連流動則、④非線形移動硬化則の仮定に基づき誘導されるが、大きな違いは流動則である。このモデルは超過応力型の流れ則を用いることで、載荷速度に依存した粘土の繰返し挙動の違いを可能にしている。また、砂モデルでの塑性ひずみが本モデルでは粘塑性ひずみとなっているが、詳細は文献 12)を参照されたい。

本構成式に必要なパラメータは、間隙比 e 、圧縮指数 λ 、膨潤指数 κ 、初期せん断弾性係数 G_0 、破壊応力比 M_f 、体積が最も圧縮される時の応力比（変相応力比） M_m 、移動硬化パラメータの初期値 B_0 、粘塑性パラメータ m'_0 、 C_{01} 、 C_{02} である。加えて、初期応力状態と先行圧密時の応力状態が必要になる。これらのパラメータのうち、間隙比 $e \sim$ 変相応力比 M_m までのパラメータは室内試験や原位置試験から直接設定できる。硬化パラメータ $B_0 \sim$ 粘塑性パラメータまでのパラメータはひずみ速度を変えた非排水せん断試験から直接設定するか、砂の繰返し弾塑性モデルと同様に室内試験結果を再現できるように試行錯誤で設定することができる。

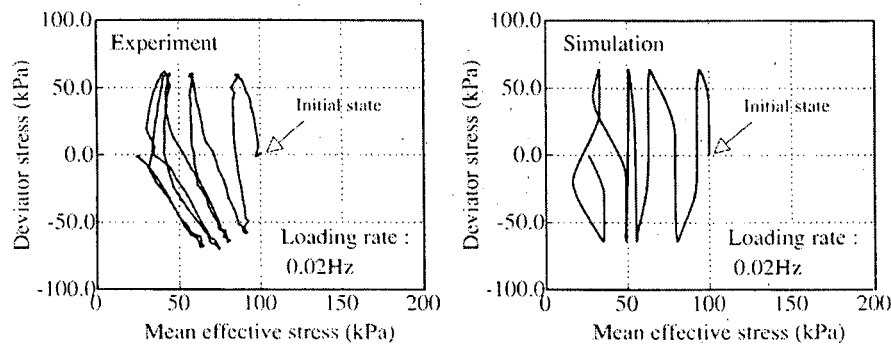
本モデルの検証のため、荒川粘土を用いて載荷速度を変えた繰返し三軸試験結果の再現²⁰⁾を以下に示す。表 4.4.1.1-3 に解析に用いたパラメータ、図 4.4.1.1-6 に繰返しせん断応力比 0.238、載荷周波数 0.02Hz の場合の実験結果と解析結果を示す。粘土の軸応力-軸ひずみ関係、有効応力経路ともに試験結果をよく再現している。また、異なる載荷周波数に対する動的強度曲線を図 4.4.1.1-7 に示すが、動的強度の載荷速度依存性を定量的によく再現している。

表 4.4.1.1-3 モデルパラメーター一覧

Initial void ratio	e_0	0.84
Compression index	λ	1.17E-01
Swelling index	κ	2.80E-02
Initial Shear modulus	$G_0(\text{kPa})$	2.00E+04
Failure stress ratio(compression side)	M_{re}	1.322
Phase transformation stress ratio(compression side)	M_{me}	1.225
Failure stress ratio(extension side)	M_{re}	1.058
Phase transformation stress ratio(extension side)	M_{mc}	0.98
Hardening parameter	B_0	20
Viscoplastic parameter	m'_0	18.5
Viscoplastic parameter	$C_{01}(\text{l/s})$	3.00E-07
Viscoplastic parameter	$C_{02}(\text{l/s})$	7.50E-08



(a) Stress - strain relations



(b) Effective stress paths

図 4.4.1.1-6 応力～ひずみ関係と有効応力経路（載荷周波数 0.02Hz）

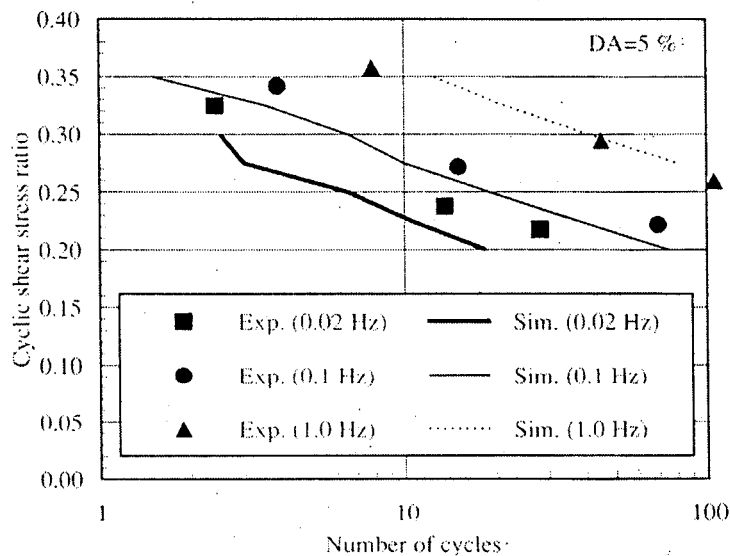


図 4.4.1.1-7 動的強度曲線

本モデルの特徴（まとめ）

- ・ 砂、粘土について、様々な応力状態での動的変形挙動を再現することができる
- ・ 砂の液状化に至る繰返し挙動を再現することができる。
- ・ 粘土の載荷速度に依存した繰返し挙動を再現することができる。
- ・ パラメータの数が多く、その設定に手間がかかる。室内試験のシミュレーションにより設定したパラメータの妥当性を確認する必要がある。

c) 土の繰返し非線形弾性モデル

本モデルの概要

本モデルは砂質土および粘性土の繰返し載荷時の挙動を再現することを目的に、修正 R-O モデル（あるいは履歴型 H-D モデル）を利用している非線形弾性モデルである。具体的には線状土構造物のように、延長が長い土質試験データとして物理試験結果程度、サウンディングでは N 値というような基礎データしか持ち得ない地点であっても動的応答解析（ N 値と土質名からせん断波速度 V_s 、初期せん断剛性率 G_0 を推定して計算するレベル）を可能とするためである。もちろん、精度のある静的・動的実験結果があれば、その精度に応じた解析結果を得ることができる。

基本的に弾性モデルであるため、飽和土を一相系の連続体とみなして運動方程式が構成されている。ダイレイタンスーを評価できないため、液状化解析では時刻歴応答解析のステップごとに得られるせん断応力を使い、実験式から過剰間げき水圧を求めた上で、得られた有効応力の変化を次の解析ステップに反映させている。修正 R-O モデルは全応力解析に利用されることが多いが、ここでは有効応力解析に拡張していることが特徴である。なお、本節の主題である弾塑性モデルと弾性モデルは本来区分すべきであるが、今回、共通に与えられた解析事例のシミュレーションを通して、非線形弾性モデルの適用性や長所・短所を述べことにする。

塑性論的な見方による本モデルの位置づけ

井合²²⁾は土質工学会主催の液状化被害再現一斉解析の総括で、各種有効応力解析プログラムの概要を塑性論の要点から述べている。その分類に従って本モデルをみると、地震時の載荷・除荷の方向を決定する負荷関数としてはせん断応力（あるいはせん断ひずみ）のみが地震時挙動を支配するとした一次元的載荷である。二次元平面ひずみ条件においてもこのせん断応力（せん断ひずみ）が支配的であると仮定し、一次元的載荷を利用している。客観性については、一次元的なモデルであるため満たされておらず、座標軸の設定に注意を要する。流れ則ではせん断は応力増分方向とし、硬化関数として Masing 則を利用した修正 R-O モデル（履歴型双曲線モデル：履歴型 H-D モデルも使用可）を利用している。ダイレイタンスーによる体積ひずみの発生は考慮されていないため、弾塑性モデルのように非排水条件のもとに体積変化をゼロとすることで過剰間げき水圧を算出することはできない。そのため、解析ステップごとの飽和砂質土での過剰間げき水圧の発生は、液状化実験から得られた半経験式(Seed らが示した過剰間げき水圧上昇比と繰返し回数比との関係式) パラメータを使い、累積損傷度の概念を用いて不規則波を含む繰返しせん断応力比の大小から、繰返し回数比を算出して水圧比を求めている。また、変相角と破壊角を使い、応力経路上でサイクリックモビリティによる過剰間げき水圧の変化を擬似的に評価できるようにしている。なお、乾燥砂での動的挙動は水圧の発生をゼロとすることで得るため、土質材料の非線形性は考慮されるが、ダイレイタンスーによる緩い砂質土の体積減少、あるいは密な砂質土の体積膨張・減少ような挙動は当然ながら再現できない。

解析パラメータは、基本的に弾性係数とポアソン比、単位体積重量、材料の非線形性や水圧発生の程度を決めるいくつかのパラメータを必要とするが、その数は弾塑性モデルに比べて少ないことが特徴である。

修正 R-O モデルは本項の a) 鶴飼・若井による簡易な繰返し載荷モデルの記述中でも指摘されているように、指数関数の特徴からせん断ひずみが無限大になるとせん断応力も無限大となるため、作用応力が大きい場合に過小な残留変形量を与える。このことから、確かに修正 R-O モデルの適用に限界はあるといえる。しかし、真の三軸応力状態のもとで動的挙動を完全に再現できるモデルが今日でも開発されている状況から、簡便ながら現象の再現性が良い修正 R-O モデルの運用は現在のところ妥当であると判断している。

骨格曲線

修正 R-O モデルは、龍岡ら²³⁾が動土質力学でも利用できるように R-O モデルに修正を加えたものである。龍岡らは修正 R-O モデルの骨格曲線を式 (21) のように表した。

$$\gamma = \frac{\tau}{G_0} (1 + \alpha |\tau|^\beta) \quad (21)$$

ここで、 τ はせん断応力、 γ はせん断ひずみ、 G_0 は微小ひずみでの初期せん断剛性率を表す。 α, β は非線形性を決めるパラメータである。

また、龍岡らは α と β を土の動的物性値と関連付け、次式のように表した。

$$\alpha = \left(\frac{2}{\gamma_{0.5} G_0} \right)^\beta \quad (22)$$

$$\beta = \frac{2\pi h_{\max}}{2 - \pi h_{\max}} \quad (23)$$

ここで、 $\gamma_{0.5}$ は割線せん断剛性率比 $G/G_0 = 0.5$ を与えるときのひずみ、 $h_{\max}$ は γ が無限大のときの最大減衰比を表す。 G_0 と $h_{\max}$ 、 $\gamma_{0.5}$ の 3 つのパラメータで修正 R-O モデルが運用できることがわかる。

一方、 $\gamma_{0.5}$ を液状化現象が発生するような大ひずみ領域に対応させる目的から近似的な表現をすると

$$\gamma_{0.5} = \gamma_r = \frac{\tau_f}{G_0} \quad (24)$$

となる。 γ_r は規準ひずみ、 τ_f はせん断強度である。

式 (24) から、式 (22) は

$$\alpha = \left(\frac{2}{\tau_f} \right)^\beta \quad (25)$$

と表現でき、さらに式 (25) を式 (21) に代入すれば、せん断ひずみ γ は次式で表すこと

ができる。

$$\gamma = \frac{\tau}{G_0} \left(1 + \alpha' \left| \frac{\tau}{\tau_f} \right|^\beta \right) \quad (26)$$

ここで、 $\alpha' = 2^\beta$ である。

解析コード EFFCTD では式 (26) を骨格曲線としてプログラム化していることから、解析パラメータは G_0 と τ_f 、 β となる。 β を求めるために使用する $h_{\max}$ は必須であり実験結果を持たない場合何らかの方法で決定する必要があるが、 $\gamma_{0.5}$ に比べて $h_{\max}$ はデータの範囲が狭く想定しやすい。

履歴曲線

不規則な繰返し応力状態に適用するため、Masing の 2 つの規準を導入すると除荷履歴曲線は

$$\gamma - \gamma^* = \frac{1}{G_0} (\tau - \tau^*) \left[1 + \alpha' \left| \frac{\tau - \tau^*}{2\tau_f} \right|^\beta \right] \quad (27)$$

となる。

ここで、 τ, γ^* はそれぞれ折返し点のせん断応力とせん断ひずみである。

また、再載荷履歴曲線式は

$$\gamma + \gamma^* = \frac{1}{G_0} (\tau + \tau^*) \left[1 + \alpha' \left| \frac{\tau + \tau^*}{2\tau_f} \right|^\beta \right] \quad (28)$$

と表すことができる。

なお、本コードには初期せん断応力作用時の過剰間隙水圧発生と残留変形発生メカニズムについての評価プログラム²⁴⁾を組み込んでいる。初期せん断応力の発生している斜面内の要素では、過剰間隙水圧については初期せん断応力が大きいほど発生水圧が低下すること、また、残留ひずみについては Masing の規則を無視して初期せん断応力の作用方向に応力～ひずみループが偏るように、それぞれ室内試験（中空ねじり繰返し試験）結果をもとに考慮し、初期せん断応力作用時の動的挙動を計算可能としている。

有効応力表示

液状化解析に対応させるため、微小ひずみ時のせん断剛性率は有効応力の関数として次式のように表す。さらに、二次元解析に適用できるよう拘束応力は平面ひずみ条件下の有効平均主応力を導入している。

$$G_0 = G'_{0i} (\sigma'_{m0} - u_m)^n \quad (29)$$

$$\sigma'_{m0} = \frac{1+2K_0}{3(1+K_0)} (\sigma'_{x,s} + \sigma'_{y,s}) \quad (30)$$

ここで、 G_{0i} はせん断剛性率の定数（基準単位当たりの値）、 u_m は動的せん断応力によって発生する過剰間げき水圧を有効平均主応力表示したものである。発生水圧は、以下に示すシードラの半経験式²⁵⁾から求めている。

$$r_N = \left[\frac{1}{2} (1 - \cos \pi r_u) \right]^\xi \quad (31)$$

ここで、 $r_N = N/N_l$ 、 $r_u = u/\sigma'_0$ 、 N はせん断応力の繰返し回数、 N_l は液状化に至る繰返し回数、 u は過剰間げき水圧、 σ'_0 は初期拘束圧、 ξ は過剰間げき水圧の上昇曲線の立上りを決める実験定数である。シードラの実験では平均的な実験定数を $\xi = 0.7$ としている。著者らの実験でもほぼ近い値が得られた。

式(29)の n は微小ひずみ時の値として 0.5 がよく用いられる。 σ'_{m0} は平面ひずみ条件下での初期有効平均主応力である。 K_0 は静止土圧係数、 $\sigma'_{x,s}$ 、 $\sigma'_{y,s}$ は静的自重解析から得られる水平と鉛直の有効直応力成分である。

最大せん断強度 τ_f は

$$\tau_f = c_f + \sigma'_m \tan \phi_f = c' \cos \phi' + (\sigma'_{m0} - u_m) \sin \phi' \quad (32)$$

ここで、 c_f, ϕ_f は τ_f と σ'_m の関係を直線で表したときの τ_f 軸切片と勾配を表す。 c', ϕ' は有効応力表示での粘着力と内部摩擦角である。液状化解析では解析ステップごとの過剰間げき水圧上昇によって式(29)と式(32)で求まる σ'_0 と τ_f が時々刻々と変化することになる。

運動方程式

水平・鉛直地震入力を受ける、飽和土と乾燥土を対象とした運動方程式は次式で表すことができる。

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -\ddot{u}_g [M]\{I\} + \{f\} \quad (33)$$

ここで、左辺の $[M]$ は質量マトリックス、 $[C]$ は減衰マトリックス、 $[K]$ は剛性マトリックス、 $\{\ddot{u}\}$ は加速度ベクトル、 $\{\dot{u}\}$ は速度ベクトル、 $\{u\}$ は変位ベクトル、一方、右辺の $\{I\}$ は水平・鉛直方向の自由度に対応する成分が 1 である単位ベクトル、 $\ddot{u}_g$ は基盤での加速度、 $\{f\}$ は外力ベクトルで発生した過剰間げき水圧による不釣合力や以下で述べる軸ひずみ発生外力で

ある。実際のプログラムでは増分形式で表現し、陰解法では初期剛性法を利用している。また、陽解法での演算、さらに陰陽混合法でも数値積分は可能である。

側方変位拘束の有無による応答の変化

多くの液状化振動台実験から、盛土直下基礎地盤では周辺の水平地盤に比べて過剰間げき水圧の上昇量が少なく、鉛直変位量の増加がみられると報告されている。これは、盛土直下基礎地盤周辺の層が強度低下を起こした場合、側方の変位拘束条件が失われることから、軸差応力が作用した状態で繰返しせん断が働くためと考えられる。すなわち、有効応力がある程度低下した段階で、軸差応力によるせん断破壊が発生しそれ以後有効応力は変化しないと考えられる。さらに、鉛直方向の軸ひずみは軸差応力一定のまま繰返し水平せん断応力の作用によって主応力が回転するため極めて大きな値になると考えられる。盛土の地震後変形量に着目するならば、上記挙動を的確にシミュレートできる解析法が必要となる。多次元載荷を導入した弾塑性モデルではこの現象を自動的に再現しているものが多いが、弾性モデルで鉛直変位量を的確に再現しているプログラムは見当たらない。

地震前の静的自重解析と液状化によって低下した剛性を使った自重解析との変形量の差を地震時変形量とする方法もあるが、時刻歴でその量を追跡することはない。また、振動台実験から推定される盛土直下の要素の剛性は、強い地震動においても水平地盤のように極端に低下しない（水圧判定では液状化していないことが多い）ことから、地震前後を考えた2回の自重解析の差による盛土直下での沈下量は現実の被害とは異なると考えられる。

一次元せん断応力を載荷する弾性プログラムでは原理的に盛土直下の変位量を求めることは不可能であり、載荷に何らかの工夫が必要になる。ここでは、繰返し中空ねじり試験結果を参考に、次のようなアルゴリズムを本モデルに導入することを試みた。改良前のアルゴリズムについては文献 26) に示している。

- ① まず、鉛直方向の軸ひずみを発生する要素を探し出す。これには、自重解析から得られた直応力成分から応力比 ($K_0^* = \sigma_{x,z}^* / \sigma_{y,z}^*$) を求め、ポアソン比から得られている異方応力状態 (例えば、 $\nu = 0.33$ であれば $K_0 = 0.5$) での応力比と比較する。 $K_0^* \leq K_0$ となる要素を軸ひずみ発生要素＝盛土直下要素と判定する。
- ② 時刻歴解析ステップにおいて、盛土直下の各要素の応力成分から最大せん断応力を求め、破壊線に到達しているかを判定する。もし、破壊線近傍（修正 R-O モデルでは、その原理から破壊現象が生じないために、便宜的に破壊線近傍をプログラムの破壊点とみなしている）に到達していたらそのときの各応力を記憶させる（軸差応力等）。

破壊線到達時刻において、記憶させた軸差応力を軸ひずみ発生外力とみなし、節点の鉛直方向に作用させる。ただし、この力を微小時間内で一度に作用させると、解が不安定となるため、プログラムでは荷重を分割して節点に作用させている。

- ③ 次に、破壊線近傍に到達後の挙動として、計算から得られている水平せん断応力に着目し、以下に示す換算係数を使い水平せん断応力から鉛直方向に作用する増加軸差応力を求める（増加軸差応力＝換算係数×水平せん断応力）。なお、水平せん断応力から軸差応力を算定する計算方法は文献 26) に示しているが、時刻歴で鉛直変位量を求めることができないため今回改良を加えた。換算係数は、中空ねじり繰

返し試験機を用い、異方圧密・側方変位拘束無しの条件で行った豊浦砂の正弦波入力液状化実験結果から得られた鉛直変位量を目標値として、本アルゴリズムを導入した EFFCTD の要素シミュレーションから求める。具体的には、まず、換算係数 = 1.0 (軸差応力 = 水平せん断応力) のときの解析鉛直変位量を求め実験鉛直変位量と比較する。両者が一致しない場合には 1.0 以外の換算係数を選び増加軸差応力を変化させて、実験から得られた鉛直変位量に計算結果がほぼ一致する換算係数を求める。試料の状態によってこの係数が変化してはならないので、さらに、異方圧密の程度、入力せん断応力比と相対密度を変化させたときの実験鉛直変位量を同一の係数で再現できるかをチェックして換算係数としている。豊浦砂では、換算係数 = 0.5 で各種条件下での鉛直変位量をほぼ再現することを確認している。

さらに、地震波入力に対応させるため、ある時刻の不規則な水平せん断応力を液状化強度曲線を使い等価せん断応力に変換し、要素シミュレーションから得られた換算係数を掛けて鉛直方向 (重力方向) に作用する増加軸差応力と見なした。この応力を、前述した軸差応力 (破壊線到達時に作用させた応力) 作用節点に外力として同一時刻に作用させているが、地震入力終了するまで本計算を繰り返すことになる。

物理的に不明確な点「例えば発生水圧が側方圧程度でほぼ一定となるため剛性が低下しなくても、繰返し水平せん断応力の作用によって鉛直変位量が発生するような側方変位拘束無という境界条件と、ここで想定している節点外力の作用が等価なのかどうか」もあるが、本手法を使った振動台実験ならびに実物被災結果のシミュレーションにおいて、表 4.4.1.1-4 に示すように鉛直変位量の絶対値までは一致しないものの、オーダ的にはそれ

表 4.4.1.1-4 鉛直変位量の発生を考慮したプログラムによる解析結果

地点名	計測された天端沈下量 () は実験時間	解析での天端沈下量 () は解析時間
日本海中部地震 (1983) 八郎潟正面堤防 ²⁷⁾	FD6+900 地点 約 1.9m	1.8m (40 秒)
兵庫県南部地震 (1995) 淀川左岸伝法水門付近 ^{26,28)}	高水敷無 約 1.5m 高水敷有 約 1.6m	1.4m (40 秒) 1.3m (40 秒)
兵庫県南部地震 (1995) 第 2 神名道路盛土 ²⁹⁾	20 cm	35 cm (12 秒)
遠心場加振実験 ³⁰⁾ Cambridge 大学、アースダム	実験番号 地震 No.3 1.924mm (0.18 秒)	1.6mm (0.18 秒)
1 G 場加振実験 ²⁴⁾ 飽和豊浦砂基礎地盤 + 盛土	未改良地盤 (液状化加振) 12~13mm (15 秒)	7mm (7 秒)
遠心場加振実験 ³¹⁾ 飽和豊浦砂基礎地盤 + 盛土	12mm (2 秒)	10mm (2 秒)

それぞれの変位量をほぼ再現していることがわかる。

なお、本モデルでは、修正 R-O モデルに応力経路を加え過剰間げき水圧の一時的減少を評価している。具体的には、せん断応力～有効平均主応力関係に変相角と破壊角を加え、せん断応力が変相角を通過した後の挙動として、相対密度の大小に関わらず経路は有効平均主応力の増加方向とし、無限遠で破壊線に到達するようにしている（経路は双曲線としている）。すなわち、せん断ひずみが増加するほどせん断応力が大きくなるという R-O モデルには変わりがない。斜面下のようにせん断応力が一方向に偏って作用する場合、鉛直方向の変位量が大幅に増加するとともに過剰間げき水圧が一定値を示さずにマイナスになることが多い。

液状化実験結果（飽和豊浦砂の非排水繰返しねじりせん断）の要素シミュレーション

繰返し中空ねじり試験装置を使い、飽和豊浦砂の相対密度を $D_r = 60\%$ 、初期有効平均主応力を $65.66 \text{ kN/m}^2 (= 0.67 \text{ kgf/cm}^2)$ とし、繰返しせん断応力比 $\tau_d / \sigma'_{v0} = 0.182$ を加える通常の液状化実験を行った。得られたせん断応力、せん断ひずみ、過剰間げき水圧～経過時間の関係を図 4.4.1.1-8 (a) に示す。液状化判定を間げき水圧が 100% に到達した時の繰返し回数は $N_f = 24$ である。また、判定に両ひずみ振幅 $\gamma_{DA} = 7.5\%$ をとっても同じ 24 となった。なお、この試料の繰返し回数 20 回における液状化強度応力比 R_{f20} は 0.185 であった。

一方、表 4.4.1.1-5 に示すモデルパラメータを上記動的変形・強度試験から決定し、1 要素（せん断ひずみのみを生ずる境界拘束条件とした）の FEM を使ったシミュレーションで得られたせん断応力、せん断ひずみ、過剰間げき水圧～経過時間の関係を図 4.4.1.1-8 (b) に示す。ただし、実験は 0.1 Hz で繰返し応力を作用させているが、解析では演算時間を短縮する目的で 1.0 Hz としたため両者の経過時間は一致していない。

図 4.4.1.1-8 (a) と (b) との比較から、全体的に実験とシミュレーションでのそれぞれの挙動がほぼ一致していることがわかる。ただ、詳細にみるとせん断ひずみでは実験結果が 21 回ぐらいから急激にその振幅が増大するが、解析ではひずみ急増時間がやや早くなる。また、解析でのせん断ひずみ振幅は急増後一定値を示し、実験のような増加がみられない。

表 4.4.1.1-5 モデルパラメータ

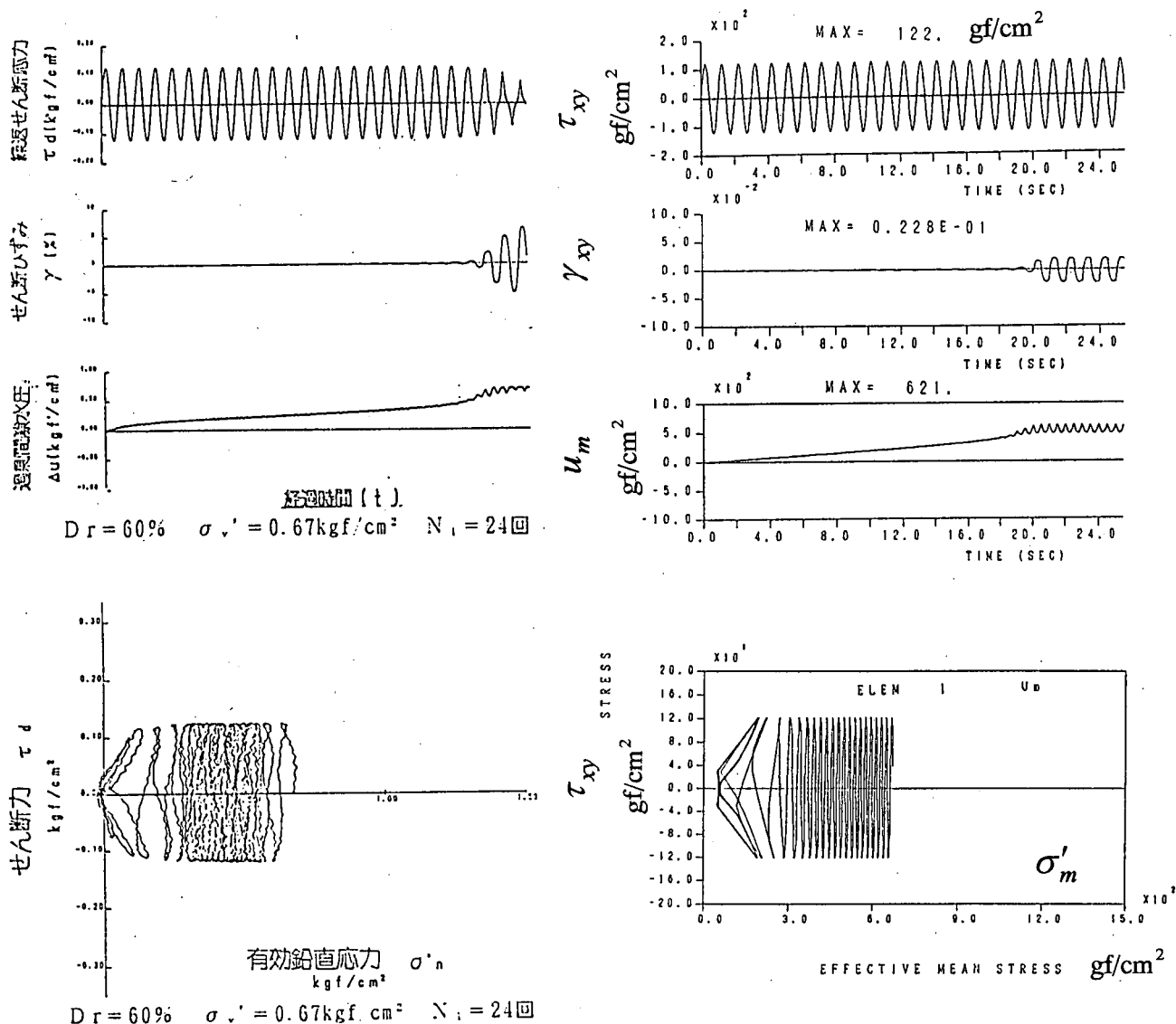
豊浦砂 ($D_r=60\%$)	$E(\text{gf/cm}^2)$ 42068.0	ν 静的 0.333 動的 0.42	$\gamma(\text{gf/cm}^3)$ 0.950	$\rho(\text{gf/cm}^3)$ 1.6180	α' 3.19	β 1.67	$c(\text{gf/cm}^2)$ 0.00	$\phi(^{\circ})$ 破壊角 39.20 変相角 28.00	Rf20 0.165	液状化強度曲線勾配 -9.833	水圧上昇パラメータ 0.5
-----------------------	--------------------------------	------------------------------------	-----------------------------------	----------------------------------	-------------------	-----------------	-----------------------------	--	---------------	---------------------	------------------

過剰間げき水圧の変化では、実験において初期の繰返し 1 サイクルで水圧は急増するが、解析では初期サイクルの影響がみられない。後半部の水圧の周期的変動については、解析値がやや早く起きるものの変動量は実験結果とほぼ等しい結果となった。

有効応力経路図の比較からも、解析結果が実験結果をうまく模擬していると判断できる。

側方変位を拘束しない液状化実験の要素シミュレーション

前述した軸方向のひずみ計算アルゴリズムを使い、側方変位を拘束しない液状化実験の



(a) 実験結果

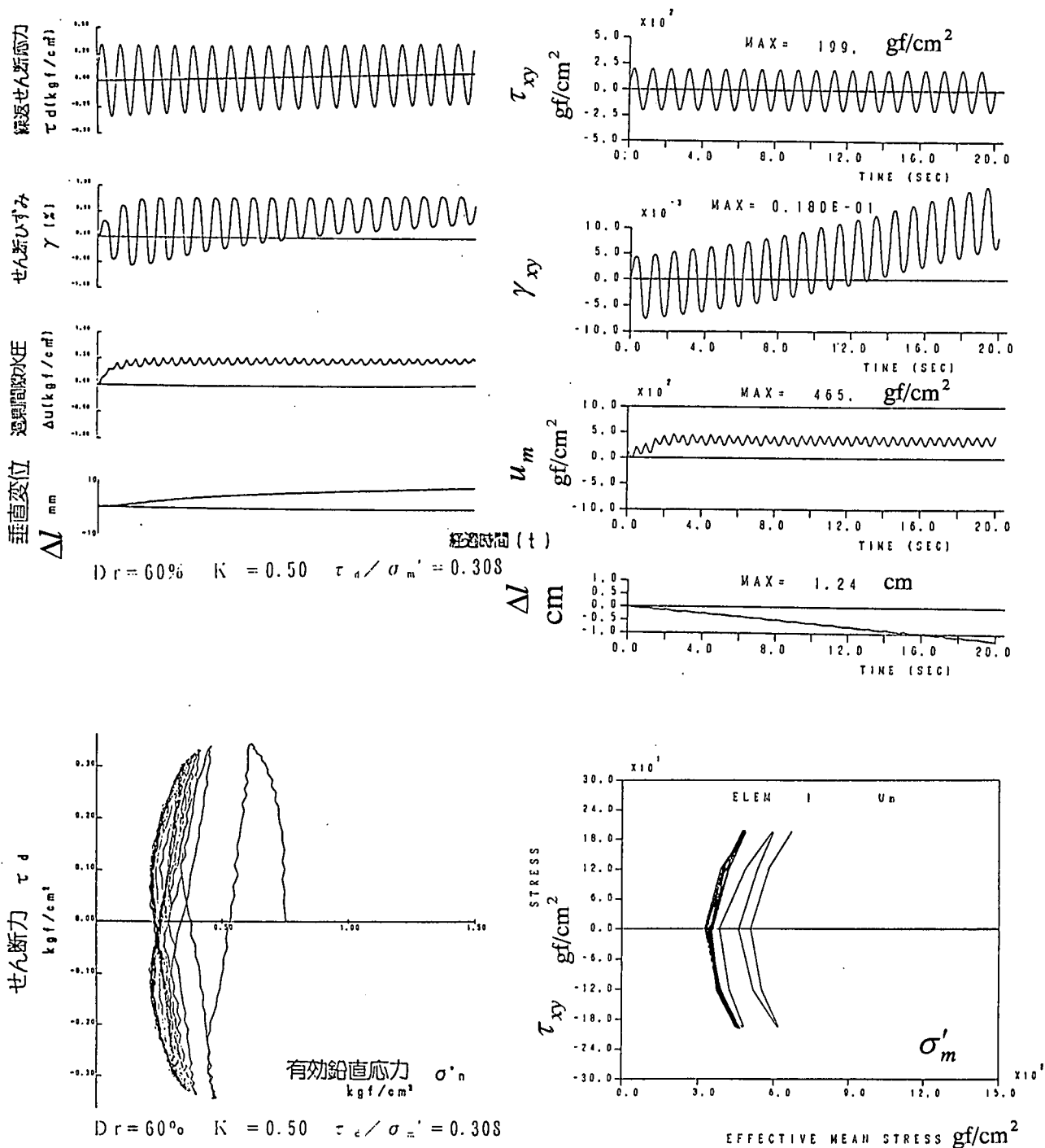
(b) 解析結果

図 4.4.1.1-8 液状化実験（側方変位拘束有）のシミュレーション

シミュレーションを行った。対象とした実験は、繰返し中空ねじり試験装置を使い、飽和豊浦砂の相対密度を $D_r = 60\%$ 、異方圧密応力比 $K = 0.5$ （初期有効鉛直応力 $\sigma'_{v0} = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ 、初期有効水平応力 $\sigma'_{h0} = 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ ）、初期有効平均主応力 σ'_{m0} を 0.67 kgf/cm^2 （ $= 65.66 \text{ kN/m}^2$ ）とし、繰返しせん断応力比 $\tau_d/\sigma'_{m0} = 0.308$ を加える側方変位拘束無の液状化実験である。繰返し回数は 20 回を目標としている。

実験結果を図 4.4.1.1-9 (a) に、解析結果を図 4.4.1.1-9 (b) にそれぞれ示す。両図から、せん断ひずみ振幅は実験では初期部分で大きく、繰返しによってひずみの中心が+側にシフトしながら徐々にその振幅が小さくなる。解析での振幅は実験の初期部分とほぼ等しい振幅状態を全時間保っており、やや実験結果と違いがある。なお、解析でもせん断ひずみの中心が+側にシフトしていることがわかる。

最大過剰間隙水圧値については、実験と解析結果がほぼ同様な傾向を示した。しかし、载荷初期の水圧の立上りについては実験値が大きいのに対して解析値はほとんど上昇していない。また、水圧の周期的変動幅については、解析値の方がやや大きくなった。



(a) 実験結果 (b) 解析結果
図 4.4.1.1-9 液状化実験(側方変位拘束無)のシミュレーション

垂直変位（軸変位）の絶対値（両者の符号は異なるが沈下を示す）については、繰返し水平せん断応力の作用によって発生する初期沈下勾配は両者で一致している。この解析に用いた「換算係数」は前述したトライアル計算の結果で 0.5 であり、実験から得られた軸ひずみ量の再現性が最もよかった値である。ただし、実験では繰返し回数 20 回付近で沈下が頭打ちの傾向を示すが、解析での沈下勾配は変化せずほぼ一定であり、繰返しせん断の増加とともに沈下が進行することがわかる。プログラムの的には、せん断応力がゼロになれば軸ひずみもゼロとなる。しかし、せん断ひずみの時刻歴にみられるように、その振幅が片側にシフトする場合には軸ひずみが連続して発生すると考えられる。

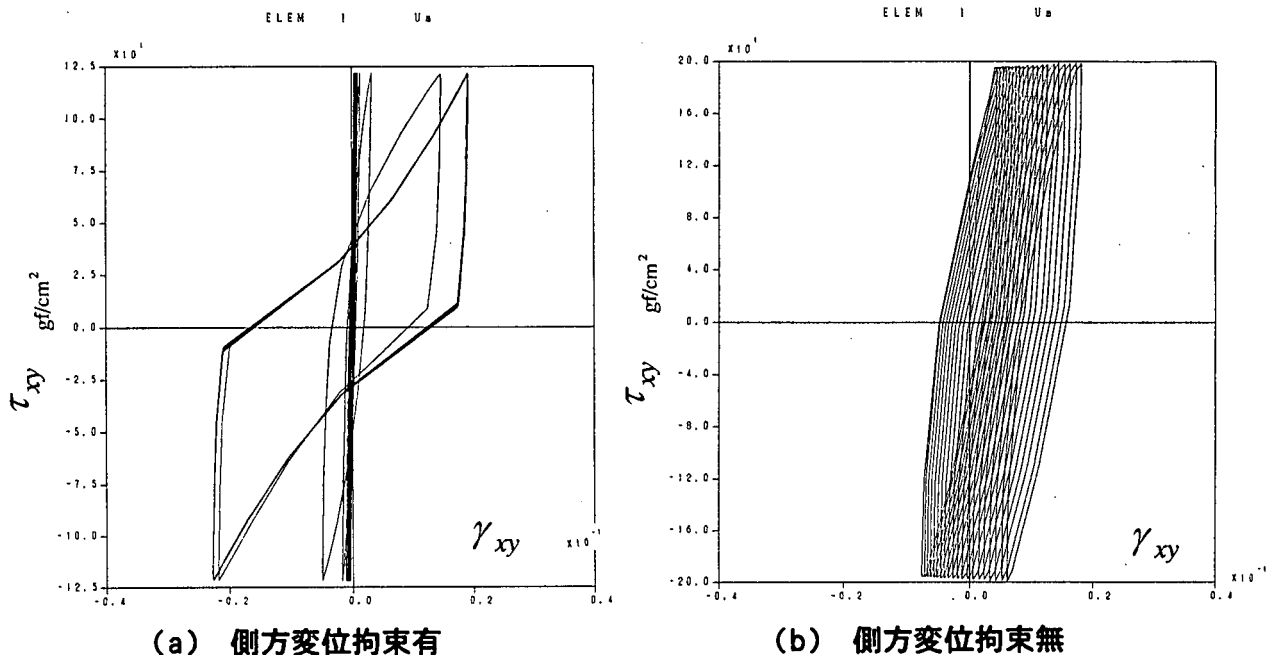


図 4.4.1.1-10 解析から得られたせん断応力～せん断ひずみ関係

有効応力経路図から、側方変位拘束無しの条件では最大水圧が頭打ちになる様子が実験ならびに解析から確認できる。水圧の絶対値については、実験結果は有効鉛直応力で整理しているが、解析では平均主応力としているためそれぞれの値が異なっている。

最後に、図 4.4.1.1-8 に示した液状化実験（通常の側方変位拘束有の実験）のシミュレーション（せん断ひずみのみ許す）と図 4.4.1.1-9 に示した液状化実験（側方変位拘束無の実験）のシミュレーション（軸ひずみの発生を許す）から得られたせん断応力～せん断ひずみ関係を図 4.4.1.1-10 (a), (b)に示す。(a)から、側方変位拘束有のシミュレーションでは、繰返しが進むとあるせん断ひずみレベルからせん断剛性率が急激に低下することがわかる。修正 R-O モデルにおいては、せん断ひずみがある値以上に増加せず同一経路上をたどることがわかる。一方、(b)から、側方変位拘束無のシミュレーションではせん断剛性率がほぼ等しい値でループが片側にシフトしていくことがわかる。側方変位拘束無を再現するため鉛直変位量の発生を評価したプログラムから、(a)のような側方変位拘束有の液状化シミュレーションでの応力～ひずみ挙動とは大きく異なった結果が得られる。

本モデルの特徴（まとめ）

- ・修正 R-O モデルを導入した非線形弾性プログラムから、砂質土や粘性土の動的応力～ひずみ関係を的確に表現することができる。修正 R-O モデルであっても、水圧発生モデルをうまく組み合わせれば飽和砂の繰返しせん断による液状化現象をほぼ表現することができる。
- ・解析パラメータ設定のための特殊な実験を必要とせず、また、パラメータの数もそれほど多くないため実用的である。
- ・地震時の盛土直下の特異な動的挙動、すなわち低いレベルで水圧の上昇が止まり、鉛直変位量が発生する現象については、従来型の一次元的載荷プログラムでは残留鉛直変位量を求めることが難しい。ただし、鉛直変位量を評価するプログラムを追加することで一定程度の再現が可能である。

(2) 解析にあたっての留意点

ここでは土構造物の耐震設計において、弾塑性 FEM を利用する場合の一般的な留意事項を列挙する。

1) 力学モデルの選択

FEM プログラムには、設計対象とする問題に適した支配方程式が用いられていなければならない。そのためには、力学上の仮定（適用限界）や各入力パラメータの持つ力学的意味を設計者が熟知している必要がある。

レベル 2 地震動に対する土構造物の残留変形量を予測する場合、力学モデルの選択にあたっては例えば以下の点を留意すべきである。

○ 飽和粘性土（非液状化）地盤の場合

系の動的変形特性・減衰特性、せん断強度などを考慮しうる構成則が必要。基本的に非排水状態が仮定できるので、全応力解析も適用可能である。

その他、初期せん断、速度効果、繰返し载荷による軟化現象などを考慮できる構成則を用いるとより厳密な解析が可能となる。

○ 飽和砂質土（液状化の可能性のある）地盤の場合

系の動的変形特性・減衰特性、せん断強度などを考慮しうる構成則が必要。特に土の透水性が大きく排水端までの距離が短い場合を除き、基本的に地震中は非排水状態に近い。透水性が小さく完全非排水状態と仮定できる場合は、定体積条件下でせん断により間隙水圧が徐々に上昇するような構成則が適用可能である。

ただし多くの場合、地震中にはある程度地盤内の透水（部分排水）が考えられるため、土-水の連成効果を支配方程式に取り入れた解析が望ましい。また構成則にも液状化をある程度正確に表現できるもの（有効応力モデルであり、ダイレイタンスーに起因する間隙水圧の発生などを表現できる）が必要である。このようなモデルにより、液状化発生の有無だけでなく、地震後の水圧の消散過程も予測できる。

完全液状化した場合の流動現象や、大きく流動したのちに剛性が回復する現象などは、通常の弾塑性構成則に基づく FEM では再現が困難である。

○ 不飽和土からなる地盤、または盛土の場合

系の動的変形特性・減衰特性、せん断強度などを考慮しうる構成則が必要。液状化は生じなければ全応力解析も適用可能である。

土がゆるめで、震度が小さくても地震動の継続時間が長い場合など、せん断破壊よりも“揺すり込み沈下”による変形が特に懸念される場合は、繰返し载荷時のダイレイタンスー特性（体積圧縮）や初期せん断の影響などを考慮できる構成則を用いるのが理想的である。また法面の滑り出しにより天端に引張り亀裂が生ずる場合などは、引張り破壊条件を考慮した構成則が望ましい。その他、速度効果、繰返し载荷による軟化現象などを考慮できる構成則を用いると、より厳密な解析が可能となる。

2) 材料定数の決定など

より複雑な構成則を用いる場合にも種々の条件下での要素試験結果があれば、ほとんどの定数を適切に決定することが可能である。しかし残念ながら、実務において要素試験が十分に実施される場合はきわめて少ない。構成則を選択する際には、力学的な適合性だけでなく、信頼できる入力定数をどのように決定するか、ということも考慮に入れるべきである。

以上に関連するが、土構造物の地震時挙動を考える場合は、地表面付近すなわち低拘束圧域の土の力学的性質のモデル化が重要である。適切な要素試験を行い、構成則においても低拘束圧域の強度変形特性を正確にモデル化するのが理想である。

いずれにせよ、FEM のようにある程度厳密な解析手法を用いることを前提とするならば、適切な材料定数を得るための室内試験を十分に実施することが望ましい。

3) 初期応力の評価（推定）

弾塑性体を取扱う場合は初期応力分布の差異が結果に影響する。通常は動的解析（地震応答解析）の前に予備解析として各要素の初期応力（地震前応力）を求めておく。

対象とする地盤の成因（盛土・切土）に従って、順に土の自重を載荷・除荷するのが望ましいが、そのような過程（載荷中の土の変形特性など含む）は通常は不明である。このため系全体の自重を一度に与えて弾塑性釣合い計算を行うなどの簡便法に頼らざるを得ない。

一般に水平地盤に対しては K_0 値を仮定して初期応力を与えることが多い。

4) 有限要素の性質など

有限要素に関連した留意点として、要素分割の妥当性（解の精度の問題；粗すぎないか、解析領域の広さは十分か）、Hour-glass モードの抑制（減退積分要素の利用）、限界荷重解析に適合する有限要素であるかどうか、などがあげられる。これらは選択する有限要素の性質そのものに依存する。

有限要素の形状関数の次数は解析結果の精度を左右する。特に局所的に変形が集中する場合は高次の要素が望ましい。極端なケースをあげると、擁壁や矢板など薄い構造物（板・梁構造）を横断方向に一要素のみで分割した場合、一次要素（2次元では四節点）では“曲げ変形モード”が考慮できない、などの問題が発生するので注意が必要である。

5) 非線形計算法

各時間ステップにおいて、差分計算により得られた増分値を、収束計算をせずにそのまま解とする計算法（増分法）が、FEM プログラムで多く用いられている。これは各時間ステップにおける不釣り合い力（弾塑性計算による残差力）を次の時間ステップで考慮する前進差分的なアルゴリズムであるため、差分時間間隔をきわめて細かくとらないと不適切な解を与える場合がある。

斜面崩壊など、極限状態を含む問題では、解析結果の妥当性について特に注意が必要である。可能であれば、非線形解析のための反復（収束）計算アルゴリズムを用いることが望ましい。

6) 粘性減衰と履歴減衰

多くの動的 FEM プログラムにおいて、系の内部減衰は、運動方程式に陽な形で導入している“粘性減衰”（一般に Rayleigh 減衰が広く用いられる）と、弾塑性構成則により時刻歴中に結果的に考慮される“履歴減衰（基本的には速度に依存しない）”の双方で発揮される。

前者は主に微小ひずみ領域で、後者は大ひずみ領域で結果に強く影響する。地震動の増幅は減衰の大きさに強く依存するため、実際の系の減衰効果が再現されるようこれらを適切にモデル化すべきである。

7) 離散化された結果の解釈

変位法をベースにした FEM は、節点における変位を未知数にとり、要素内の任意の位置の変位はそれらを用いた補間関数（形状関数）で表現する。また要素内の応力やひずみも同様の補間から求められるが、隣接する要素間での連続性は保証されていない。

このような解析結果を実際の設計に適用する場合、着目する指標（許容変位量、許容応力度など）としてある特定の節点の変位や、ある特定の位置の応力・ひずみのみを取り出すことが妥当かどうか、判断には検討を要する。例えば、軟弱地盤中の改良土の土塊が側方に押された場合に、土塊内の曲げ引張り亀裂（引張縁で引張り強度に達するか否か）発生の有無を検討するのならば、当該要素の Gauss 点や要素中心の応力値だけでは判断ができない。

また設計基準類の中に“許容変位量”が規定された場合、FEM による解（残留変位量）の数字的解釈には十分に注意が必要である。例えば許容値 20cm の場合に FEM による予測値が 23cm であった場合に、にわかにこれが“アウト”かどうか判断するのは設計者にとって困難である。差分時間間隔やわずかな物性値、地震波形、メッシュ分割の相違により、FEM の結果がある程度上下することに留意して、その運用方法を工夫すべきである。

(3) 今後の課題

大容量かつ高速のコンピュータが安価で購入できるようになるに従い、FEM の需要は将来ますます増えるものと思われる。

FEM に基づく数値解析が優れているかどうかを、それ自体切り離して議論するのは適切でない。FEM は他の簡易な解析手法に比べて力学的な厳密性を有する反面、それを使用するには非常に多くの情報（入力パラメータ）を必要とする。FEM の中身（構成則、数値計算手法、計算機技術）の進歩に見合った、付随する環境（室内試験、現場試験、既往の調査資料）の整備がなければ、必ずしも FEM が他の手法に比べて優位であることにはならない。

ところで、簡易な解析手法（一般の極限解析法など）に比べて、FEM のプログラムは記述が複雑であり、それらを完全に把握することは容易でない。従って設計に用いられる FEM 解析ソフトの中身はますますブラックボックス化し、一部の技術者のみにしか判読できなくなる事態が懸念される。今後、土構造物の耐震設計などにおいて有効に FEM プログラムを利用するためには、計算に採用されている力学モデル（場の方程式、弾塑性構成則など）の適用限界と数値解析上の特性について、解析者自身によく理解してもらえるような、技術者教育に関する何らかの方策が必要であろう。

なお、本稿で紹介する個々の構成モデルの“今後の課題”（主にモデル化の妥当性について）は各解析事例の中で述べられるので、ここでは割愛する。

参考文献

- 1) 東畑郁生 (1992) : 4.2 地盤材料の動的特性のモデル化, 講座「地盤と構造物の動的相互作用の解析法」, 土と基礎, Vol.40, No.5.
- 2) 鶴飼恵三・井田寿朗・若井明彦 (1998) : 大地震時における斜面の弾塑性挙動の解析, 「土構造物の耐震設計に用いるレベル2地震動を考えるシンポジウム」発表論文集 (地盤工学会関西支部), pp.95-100.
- 3) 若井明彦・鶴飼恵三 (1999) : 土の $G-\gamma, h-\gamma$ 関係と Mohr-Coulomb の破壊規準を考慮した斜面の動的弾塑性応答解析, 地震時の斜面の不安定化メカニズムと設計法に関するシンポジウム発表論文集 (地盤工学会), pp.39-44.
- 4) Rowe, P.W. (1962) : The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact, Proc. Royal Soc., London, Series A, Vol.269, pp.500-527.
- 5) Jennings, P.C. (1964) : Periodic response of a general yielding structure, Proc.ASCE, No.EM2, pp.131-163.
- 6) Hardin, B.O. and Drnevich, V.P. (1972) : Shear modulus and damping in soils : Design equations and curves, Proc.ASCE, No.SM7, Vol.98, pp.667-692.
- 7) Shnabel, P.B., Lysmer, J. and Seed, H.B. (1972) : SHAKE, A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites, Report No.EERC 72-12, University of California, Berkeley.
- 8) 若井明彦・鶴飼恵三 (1998) : 簡易な繰返し載荷モデルを用いた地盤の動的解析に関する一考察, 第 53 回土木学会年次学術講演会概要集, III, pp.228-229.
- 9) Manassero, M. (1989) : Stress-strain relationship from drained self-boring pressuremeter tests in sands, Geotechnique, Vol.39, No.2, pp.293-307.
- 10) Pradhan, T.B.S., Tatsuoka, F. and Sato, Y. (1989) : Experimental stress-dilatancy relations of sand subjected to cyclic loading, Soils and Foundations, Vol.29, No.1, pp.45-64.
- 11) Oka, F., Yashima, A., Tateishi, A., Taguchi, Y. and Yamashita, S. (1999) : A cyclic elasto-plastic constitutive model for sand considering a plastic-strain dependence of the shear modulus, Geotechnique, Vol.49, No.5, pp.661-680.
- 12) Oka, F. (1992) : A cyclic elasto-viscoplastic constitutive model for clay based on the non-linear hardening rule, Proc. 4th Int. Conf. on Numerical Models in Geomechanics, pp.105-114.
- 13) Biot, M.A. (1962) : Mechanics of deformation and acoustic propagation in porous media, Journal of Applied Physics, Vol.33, No.4, pp.1482-1498.
- 14) Oka, F., Yashima, A., Shibata, T., Kato, M. and Uzuoka, R. (1994) : FEM-DEM coupled liquefaction analysis of a porous soil using an elasto-plastic model, Applied Scientific Research, Vol.52, pp.209-245.
- 15) Sekiguchi, H. and Ohta, H. (1977) : Induced anisotropy and time dependency in clay, Proceedings of Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Specialty Session No.9, Constitutive equations of soils, pp.163-175.
- 16) Armstrong, P.J. and Fredrick, C.O. (1966) : A mathematical representation of the multiaxial Bauschinger effect, C. E. G. B. Report RD/B/N 731.
- 17) Chaboche, J.L. and Rousselier, G. (1983) : On the plastic and viscoplastic constitutive equations Part I and Part II, Journal of Pressure Vessel Technology, Transactions of the ASME, Vol.105, pp.153-164.
- 18) Oka, F. (1982) : Constitutive equations for granular materials in cyclic loading, Proceedings of IUTAM

Conference on Deformation and Failure Materials of Granular Materials, Delft, pp.297-306.

- 19) Naghdi, P.M. and Trapp, J.A.(1975) : Restrictions on constitutive equations of finitely deformed elastic-plastic materials, Quarterly Journal of Mechanics and Applied Mathematics, Vol.28, Pt.1, pp.25-46.
- 20) Matuo, O., Shimazu, T., Uzuoka, R., Mihara, M., Nishi, K.(2000) : Numerical analysis of seismic behavior of embankments founded on liquefiable soils, Soils and Foundations, Vol.40, pp.21-39.
- 21) Perzyna, P.(1963) : The constitutive equations for work hardening and rate sensitive plastic materials, Proceedings of Vibration Problems, Vol.3, No.4, pp.281-290.
- 22) 井合進 : 地盤の液状化対策に関するシンポジウム発表論文集委員会報告、4.液状化に関する一斉計算、4.3 各種解析法の概要、土質工学会、pp.83～88、1991.
- 23) 足立紀尚、龍岡文夫 : 土木学会編、新体系土木工学 18、土の力学 (Ⅲ) - 圧密・せん断・動的解析、技報堂、pp.244～252、1981.
- 24) Abe,H.: Liquefaction shaking table tests for sandy ground with embankment, J. Geotech. Eng., JSCE, No.554/Ⅲ-37, pp.1-17,1996..
- 25) Seed,H.B.,Martin,P.P., and Lysmer,J. :Pore water pressure changes during soil liquefaction, ASCE, Vol.102, No.GT4, Proc. pp.323-346, 1976.
- 26) 阿部博、森洋、福武毅芳、藤川智 : 兵庫県南部地震で被災した河川堤防の調査と液状化解析、土木学会論文集、No.568/Ⅲ-39、pp.89-99、1997.
- 27) 土木学会 : 1983 年日本海中部地震震害調査報告報告書、第 7 編河川・砂防・海岸、pp.558～573、1986.
- 28) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会 : 阪神・淡路大震災調査報告、土木構造物の被害、3.4 河川堤防、丸善、pp.159～167、1998.
- 29) 阿部博、千明一生、三田茂、渡邊直哉 : 兵庫県南部地震で被災した高速道路盛土の液状化解析、第 3 2 回地盤工学会研究発表会、pp.1031-1032、1996.
- 30) 土質工学会 : 地盤と土構造物の地震時の挙動に関するシンポジウム発表論文集、委員会報告、pp.57～63、1989.
- 31) Abe,H., Ogawa,Y., and Kusano,K. :Centrifuge dynamic model test for sandy ground with embankment, IS-TOKYO '95, pp.663-668,1995.

4.4.2 砂質盛土の実験結果のシミュレーション

砂質土からなる盛土の振動台実験結果のシミュレーションを紹介する。前節で述べた 3 種類のモデルによる解析事例を順に紹介する。

(1) 解析事例 1

1) 解析方法

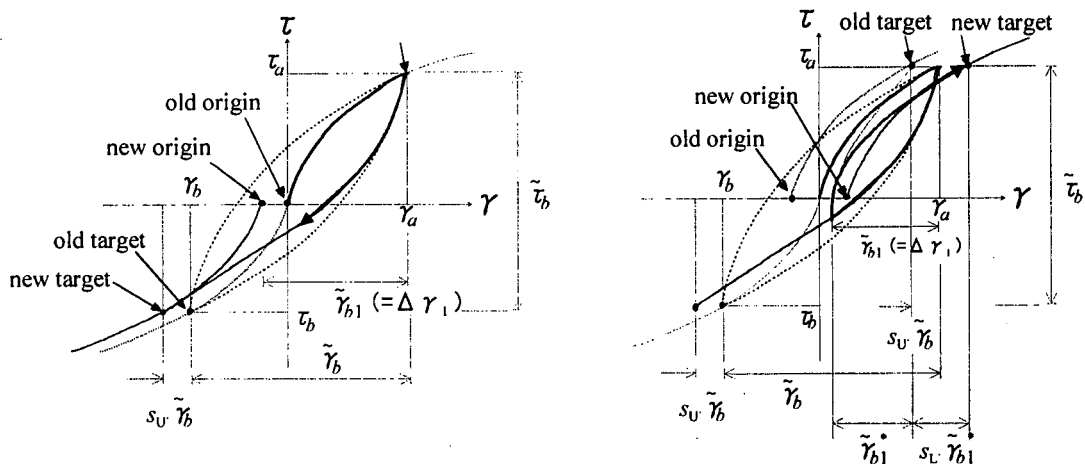
a) 解析手法

鵜飼・若井による簡易な繰返し载荷モデル¹⁾を用いて、砂質盛土の振動台実験のシミュレーションを行う。対象土は乾燥した豊浦砂である。

なお、初期せん断の影響を考慮するための特殊なモデル化を導入した解析も行ったので、モデルの動作確認についてまず初めに紹介する。

大きな地震動が作用した場合、土のせん断破壊が残留変形の主たる要因の場合、せん断強度をもとに履歴曲線を定義する方法は有効である。しかし地震動の継続時間が長い（繰返し回数が多い）場合に、一波あたりの地震動のエネルギーが小さいにもかかわらず変形が徐々に蓄積していくような現象（揺すり込み沈下）では、従来と異なったモデル化を行う必要がある。これは加振前すでに要素がせん断応力を受けていた結果、そのせん断応力が増加する方向と減少する方向とでヒステリシスに相違の生ずることが原因である。既往の移動硬化モデルの多くがこの再現に力点を置いている（例えば、Dafalias & Popov²⁾、Hashiguchi³⁾など）。

後述のように、通常モデル（等振幅の繰返しでは履歴ループは不変）を用いた解析の結果によると、振動台模型実験で測定されたものよりはるかに小さな変位量が得られた。そこで本解析では初期せん断応力の大きさそのものには触れずに、繰返し载荷に伴い徐々に蓄積するひずみを考慮することで、初期せん断が解析結果に与える影響を検討した。



(a) 除荷時 (Unloading) : パラメータ s_U

(b) 载荷時 (Loading) : パラメータ s_L

図 4.4.2.1-1 初期せん断の影響によるひずみの蓄積の簡易なモデル化（原点の移動）

図 4.4.2.1-1 は初期せん断の影響を考慮するための簡易なモデル化である。作用する応力の大きさを直接用いずに、履歴ループが次に目指す骨格曲線上の点および骨格曲線の原点（ひずみ値）を逐次補正する。(a)は除荷時、(b)は載荷時（再載荷時）の補正法の概要を示す。ここで載荷・除荷は次式で判断するものとする。 γ の定義は 4.4.1 の式(5)に従う（ $\tilde{\gamma}$ も同様）。

$$\begin{aligned} \text{if } d\gamma(\{\varepsilon_{s0}\}) \geq 0 \text{ then } & \text{Loading} \\ \text{if } d\gamma(\{\varepsilon_{s0}\}) < 0 \text{ then } & \text{Unloading} \end{aligned} \quad (1)$$

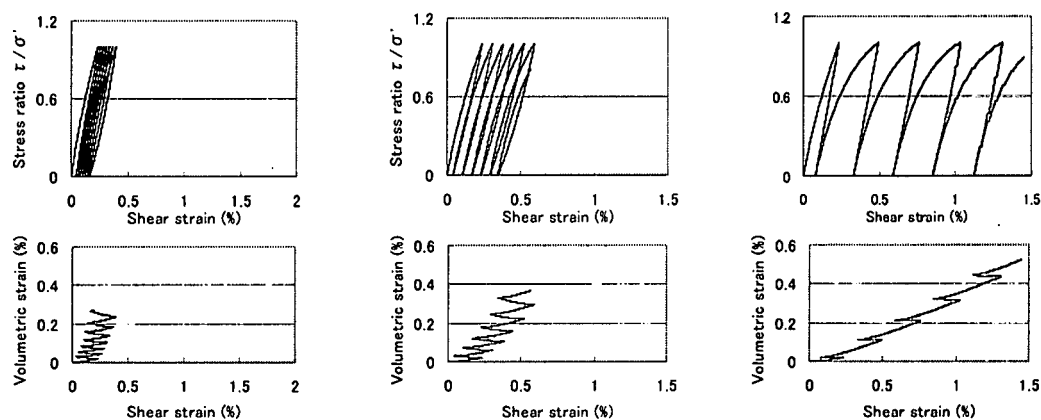
ここに $\{\varepsilon_{s0}\}$ は地震開始時の座標を原点とした場合の各ひずみ成分を表すベクトルである。

除荷時（または載荷時）の履歴ループを定義する際、ループの終点までの距離 $\tilde{\gamma}_b$ （または $\tilde{\gamma}_b^*$ = 再載荷側で定義した $\tilde{\gamma}_b$ ）にパラメータ s_U （または s_L ）を乗じた大きさのひずみ量を加えることで補正する。 s_L および s_U は正負いずれの値もとりの。正值の時には繰返しによりひずみ振幅が漸増する現象を、負値の時には漸減する現象を表す。ゼロの時は従来モデルと同様である。注意すべきことは、応力径路が反転した時にのみ補正を行うという点である。

動作確認のため、表 4.4.1.1-1 の **Dense** の砂の定数（ただし $E=147000\text{kPa}$ に変更）に、新たに表 4.4.2.1-1 のパラメータ s_L および s_U を追加した場合の、排水繰返しせん断試験（一方向載荷）の解析結果を図 4.4.2.1-2 に示す。

表 4.4.2.1-1 動作確認に用いたパラメータ（初期せん断考慮）

Type	s_L	s_U
e-1	0.10	0
e-2	0.30	0
e-3	0.30	-0.30



(a) e-1 ($s_L = 0.1, s_U = 0$) (b) e-2 ($s_L = 0.3, s_U = 0$) (c) e-3 ($s_L = 0.3, s_U = -0.3$)

図 4.4.2.1-2 排水繰返し単純せん断挙動（モデルの動作確認）

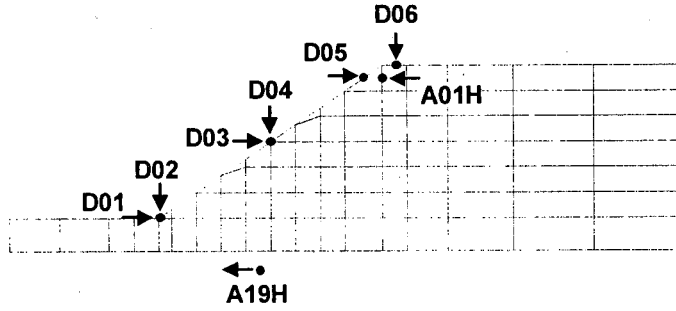


図 4.4.2.1-3 有限要素メッシュ（ただし 8 節点要素）

以上の図から分かるように、パラメータ s_L および s_U の値に応じて、繰返しによるひずみの蓄積の度合が異なる。初期載荷側に徐々にひずみが蓄積していく現象では、 s_L が大きいほど、また s_U が小さいほどひずみの進行が速くなる。

b) 解析モデル

解析に用いたメッシュ（ただし 8 節点要素）を図 4.4.2.1-3 に示す。振動台実験の実測点と応答値を比較するための解析結果出力節点も図中に示した。「A...H」は水平加速度、「D...」は水平または鉛直変位である。図中の矢印は各値の正方向を示す。

メッシュの下端を固定、左右端は鉛直のみ自由の境界条件とした。入力波は実測すなわち振動台実験の台加速度波形（5Hz の規則波形。三角波に近い形状。）をそのまま用いた。実験は再加振も行っているが、今回は第一加振時のみを対象に解析を行った。

実験では斜面の表面をメンブレンで被い、内側から弱い負圧（0.17 kPa）で引くことで疑似的に小さい粘着力を発生させている。解析でも同様に、自重による初期応力の他に等方圧縮応力 0.17 kPa を加えた。また実験では盛土天端にサーチャージ（10gf/cm²）がある。解析においても盛土天端に接する要素の単位体積重量をサーチャージの分だけ大きくすることで、サーチャージの作用している斜面内の初期応力状態を再現した。

c) モデルパラメータ

対象とするのは乾燥した豊浦砂からなる斜面である。材料定数はできるだけ要素試験結果に基づいて決定した。 G_0 は拘束圧の平方根に比例すると仮定した（ $m = 0.5$ ）。ここに、

$$G_0 = G_{0,r} \left(\frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{(\sigma_1 + \sigma_3)_r} \right)^m \quad (2)$$

上式中の定数 $G_{0,r}$ と $(\sigma_1 + \sigma_3)_r$ の決定には、次の 2 通りの考え方を用了。

- (i) 拘束圧 0.5 kgf/cm² の繰返し三軸圧縮試験から求めた $G-\gamma$ 関係の微小ひずみ領域の値を、当該拘束圧レベルでの G_0 とした。
- (ii) 拘束圧 0.1 kgf/cm² の平面ひずみ圧縮試験から得られた応力ひずみ関係を用いて、ピーク応力のちょうど半分の応力が作用している時の割線変形係数（いわゆる E_{50} ）をもとに、当該拘束圧レベルでの G_0 を決定（ $G_0 = 0.5E_{50}/(1+\nu)$ ）した。

表 4.4.2.1-2 G_0 分布を規定する各パラメータの決定

Type	G_0 決定法	m	$G_{0,r}$ (kPa)	$(\sigma_1 + \sigma_3)_r$ (kPa)
g-1	方法 (i)	0.5	80000	98.1
g-2	方法 (ii)	0.5	6620	19.6

表 4.4.2.1-3 材料定数の一覧

E (MPa)	g-1 or g-2	s_L	e-1, e-2 or e-3
ν	0.30	s_U	
c (kPa)	0	γ_d (kN/m ³)	15.2
ϕ (deg)	42 (or 35)		
K_{cv}	3.50	Rayleigh 減衰 : α	0.172
$b \cdot \gamma_{G0}$	E, ϕ に依存	Rayleigh 減衰 : β	0.00174
n	E, ϕ に依存		

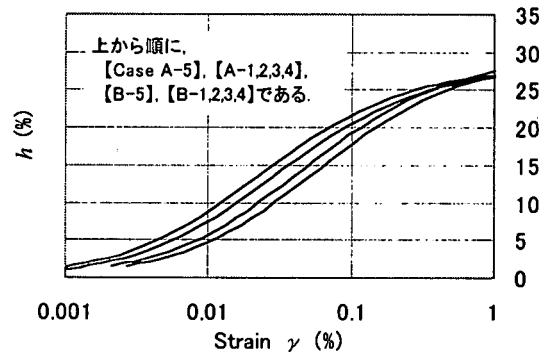


図 4.4.2.1-4 解析で仮定した砂の $h-\gamma$ 関係（解析ケースは後述）

(ii)では割線変形係数 E_{50} と初期接線変形係数（いわゆるヤング率 E_0 ）との関係が $E_{50} = 0.5 \cdot E_0$ で与えられると仮定した。これは応力ひずみ曲線を“双曲線”と仮定した場合に成り立つ幾何学的関係である。実験等に基づく根拠はないことに留意されたい。

(i)と(ii)の方法でそれぞれ求めた $G_{0,r}$ および $(\sigma_1 + \sigma_3)_r$ の値を表 4.4.2.1-2 に示す。ちなみに同じ応力レベルで G_0 の値を比較すると、(i)および(ii)で得られた G_0 の値は、およそ“5.4 : 1.0”の比となる。(i)は(ii)に比べてはるかに硬い剛性を仮定していることになる。(i)と(ii)で実験の拘束圧が異なる点や、 $m = 0.5$ の仮定（拘束圧に関する剛性の $\sqrt{\cdot}$ 則）の正しさの問題も考えられるが、基本的には着目するひずみレベルの相違に起因した問題であると考えられる。

その他の材料定数について表 4.4.2.1-3 に示す。ポアソン比は $\nu = 0.3$ と仮定した。強度定数については平面ひずみ試験や三軸圧縮試験の結果などから $c = 0$ 、 $\phi = 42^\circ$ とした。今回用いた砂が豊浦砂であることから $K_{cv} = 3.5$ と仮定した（龍岡⁴⁾）。また実験の資料に従い、砂の単位体積重量 γ_d は 15.2 kN/m³（一定値）とした。砂の $h-\gamma$ 関係については、拘束圧 0.5 kgf/cm² の繰返し三軸圧縮試験から求めた $h-\gamma$ 関係をもとにした。材料定数の取り方により γ_{G0} が異なるため、各ケースでできるだけ等しい $h-\gamma$ 関係が得られるように $b \cdot \gamma_{G0}$ と n の値を決定した。各解析ケース（後述；表 4.4.2.1-4 を参照のこと）で仮定した $h-\gamma$ 関係を図 4.4.2.1-4 に示す。いずれも減衰率 h は大ひずみ領域で高々 30% 程度に抑えられている。

表 4. 4. 2. 1-4 解析ケースの一覧（以降 **A**, **B** の付くケースを **A**, **B** シリーズと呼ぶ）

Case	G_0	s_L, s_U	ϕ (deg)	$b \cdot \gamma_{G0}$	n
A-1	g-1	0	42	3.0	1.5
A-2	g-1	e-1	42	3.0	1.5
A-3	g-1	e-2	42	3.0	1.5
A-4	g-1	e-3	42	3.0	1.5
A-5	g-1	0	35	3.0	1.5
B-1	g-2	0	42	8.0	1.4
B-2	g-2	e-1	42	8.0	1.4
B-3	g-2	e-2	42	8.0	1.4
B-4	g-2	e-3	42	8.0	1.4
B-5	g-2	0	35	8.0	1.4

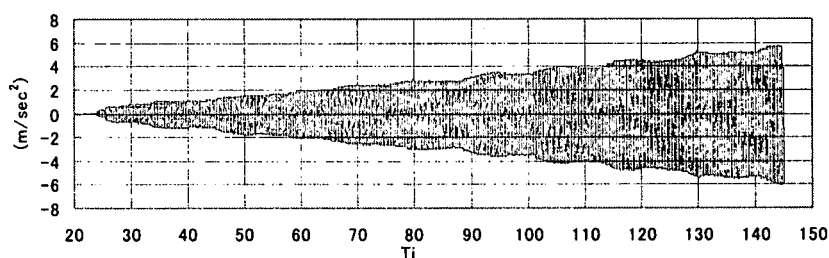


図 4. 4. 2. 1-5 解析で用いた入力地震波形（実験で得られた台加速度波形）

また上述の履歴減衰の他に、高周波数領域の減衰の考慮および計算の安定化のため、粘性減衰（Rayleigh 減衰； $C = \alpha M + \beta K$ ）を併用した。パラメータ α, β は、周期 0.2～2.0sec においておおむね $h = 3\%$ 程度を確保する値とした。

解析ケースの一覧を表 4.4.2.1-4 に示す。 G_0 分布を変えた 2 シリーズ（**A** および **B**）のおのに対して、初期せん断の影響の大小による違い 3 ケース（**Type e-?**）と内部摩擦角 ϕ を 35° に低減したケースのあわせて 4 ケースを行った。なおこの斜面の傾角は約 34° であり、若干の c が存在することを考慮しても、 $\phi = 35^\circ$ は静的に安定するための限界値に近い。

d) その他の解析条件

初期応力状態に依存する材料定数があるため、加振前の応力状態を前もって知る必要がある。本解析は次の 3 つのステージから成る。

- ① 系全体に重力を作用させて静的な釣合い計算をする。せん断強度低減法で塑性変形を考慮した応力分布を求める。
 - ② 各材料パラメータを動的解析用に入れ替えたのちに再度釣合いを確認する。新たに釣合わなくなった分の残差力を繰返し計算により消去する。
 - ③ 地震波を入力して動的な時刻歴応答解析を行う。
- ①～③において、 τ_f や G_0 は拘束圧に依存するため、各瞬間毎に値を調整する必要がある。

図 4.4.2.1-5 は解析に用いた基盤の入力加速度波形である。これは実験における台加速度（**A19H**）をそのまま用いた。5Hz の規則波で段階的に振幅が大きくなるような波形である。計算時間の関係上、差分時間間隔は実験のデータ間隔よりかなり粗めにとった（0.01sec）。

2) 解析結果

a) 応答の時刻歴

以下に解析結果のみ示す。
対応する実験結果は最後に
付図として記した。

図 4.4.2.1-6～図 4.4.2.1-9
は **A, B** シリーズの解析結果
をまとめたものである。
法肩近傍の点における加振
中の水平 (**D05**) および鉛
直変位 (**D06**) の時刻歴を
示した。実験結果 (付図)
を見ると分かるように、
D05 は時刻 145sec の時点で
5mm を超えるような (実験
では **D05** センサーの挙動が
不自然で、110sec 以降の値
は信頼性が低い) 大きな変位
が生じている。一方、実験
の **D06** についても、最終
的に 30mm 程度の大きな変位
が観測されている。

これに対して、解析結果
はいずれも変位が過小に評
価されている。特に初期せん
断等の影響を考慮しなかつ
た **Case A-1** および **B-1**
においては、いずれも著し
く小さな変位量を得た。と
ころで残留変形の主たる要
因が斜面を構成する土の破
壊である場合は、その土の
強度定数を変化させること
で、結果として得られる残
留変位量の大きさを容易に
操作できることが分かって
いる (本資料、4.4.3(1)参照)。
そこで斜面傾角 34° に対
してぎりぎりの内部摩擦角ま
で落とした **Case A-5** およ

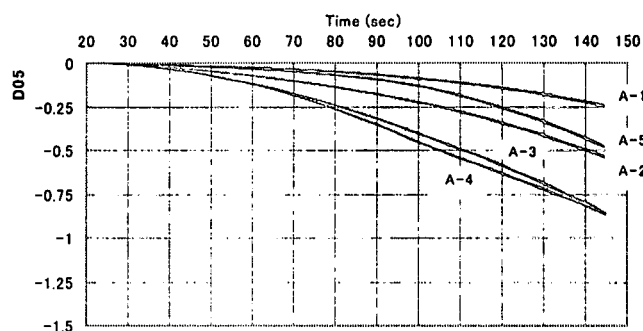


図 4.4.2.1-6 D05 水平変位の時刻歴 (A シリーズ)

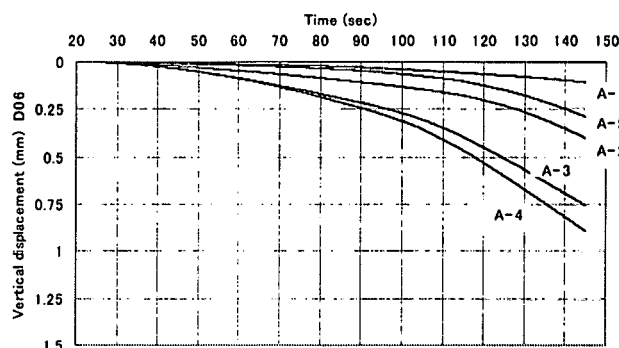


図 4.4.2.1-7 D06 鉛直変位の時刻歴 (A シリーズ)

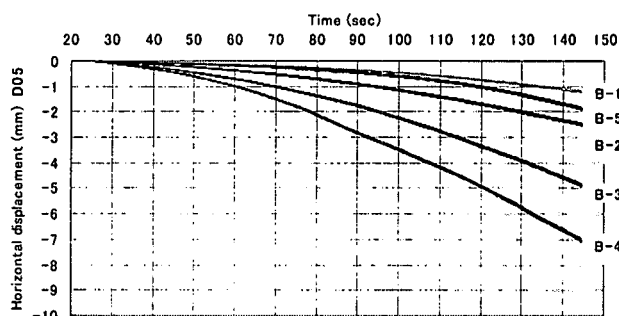


図 4.4.2.1-8 D05 水平変位の時刻歴 (B シリーズ)

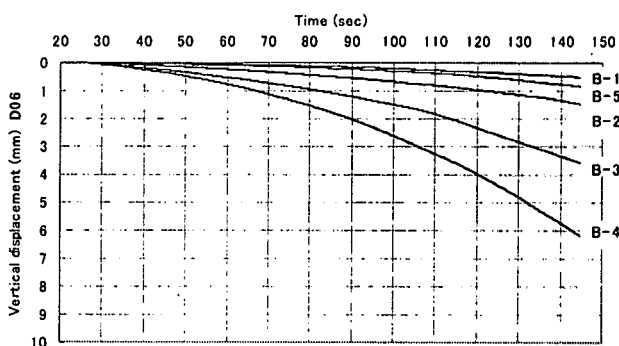


図 4.4.2.1-9 D06 鉛直変位の時刻歴 (B シリーズ)

び **B-5** ($\phi=35^\circ$) の結果に着目する。これは静的に安定を保つために必要な摩擦角の最小値に近い。しかし動的解析の結果得られた残留変位量は **Case A-1** や **B-1** と大きく変わるものではなかった。すなわち今回のような材料定数をもとにした解析では、土の破壊によって現象を再現することが困難であることが示された。

なお後で示す **Case B-4** の解析結果を見れば分かるように、他の各ケースではいずれも斜面の加速度応答が小さい。実験ではある程度増幅されているにもかかわらず、解析での増幅はほとんどないことが分かる。この原因は恐らく土の G_0 の大きさ及び拘束圧依存性（深さ方向の分布）が実験と解析とで異なるためであろう。

ちなみに予備的に行った解析によると、 G_0 が深さ方向に一定でかつ大きさが表層と模型最深部の値の平均値（**Case A-1** の値をもとにした）であるとしたケースでは、加速度に若干の増幅が見られ、**Case A-1** よりかなり残留変位も大きくなった。ところが深さ方向一定でも最深部の G_0 の値を採用したケースや、**Case A-1** において表層部のみを先のような表層と最深部の平均値の G_0 （一定）としたケースでは、やはり増幅は見られず残留変位量も **Case A-1** に近い値となった。

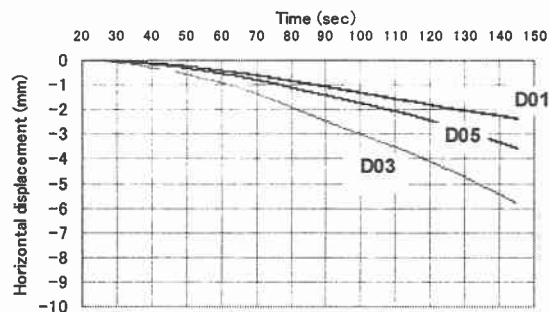
以上より、系の応答特性は G_0 の深さ方向分布に強く影響されると考えられる。これは今回用いた地震波形が規則波であり、この入力波形の周期が系の固有周期（ G_0 に依存）に近いかが、系の応答ならびに残留変位量を強く支配していることを示唆している。言い換えれば、 G_0 を小さくすれば必ず変位量が大きくなるとは限らない。適切な応答特性を表すための G_0 を決定するには、低拘束圧下での要素試験を実施することが望ましい。

実験と解析が合わないもう一つの有力な可能性として、すでに述べた初期せん断の影響があげられる。本解析では繰返しによるひずみの漸増に関連するパラメータ s_L および s_U を変化させた各ケースについて残留変位量を調べ、これが従来のモデル（**Case A-1** および **B-1**）とどの程度異なるかを比較検討した。

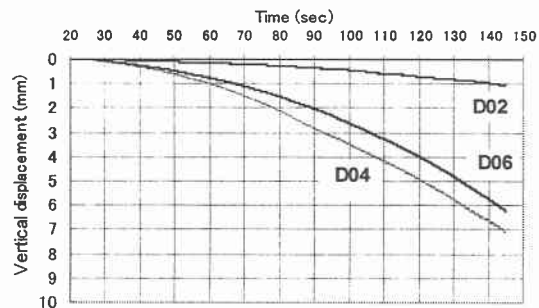
図 4.4.2.1-6～図 4.4.2.1-9 から分かるように、ひずみの進行する速さの速いケースほど、結果として得られる残留変位量は大きくなっている。特に **Case A-1** および **B-1** と比べて、ひずみが進行した後（時刻 100sec 以降）で急に残留変位の増加速度が大きくなっていることが分かる。これは実験と定性的に一致した傾向である。特に **Case B-4** では定量的にも実験と近い残留変位量を得た。

以上の解析結果からは、必ずしも今回の現象が初期せん断によるひずみの繰返し漸増に支配されていると断定はできないが、仮にそのような特性を本モデルで考慮すると、実験に近い残留変位量を得られることが分かった。ただし後述のように依然として加速度応答は小さいままであり、実験で見られたような斜面内の増幅現象は捉えられていない。これについては、1G 場の振動台実験（しかも高周波の入力）に対して、本当に斜面内で増幅が起こりうるのかどうかということも踏まえて再度検討する必要があるであろう。

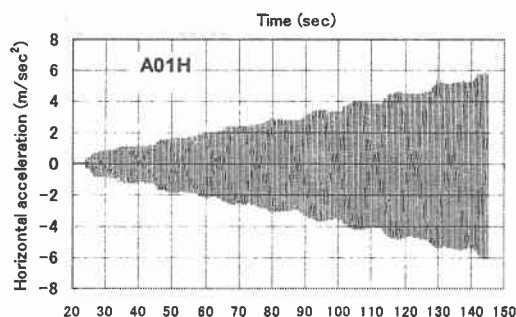
次に残留変位の最も大きかった **Case B-4** についてのみ、各時刻歴の詳細を図 4.4.2.1-10 に示す。水平変位、鉛直変位ともに法肩近傍の点よりも中間高さの点の方が残留変位が大きくなっている。これは鉛直変位については実験と異なる傾向である。解析に比べて実験の方が、系の残留変形はより天端に近い部分に集中していることを示している。またすでに述べたように解析では法肩近傍の点における加速度の増幅はほとんどない。



(a) 水平変位



(b) 鉛直変位



(c) 水平加速度

図 4.4.2.1-10
各点の応答変位・加速度
の時刻歴 (Case B-4)

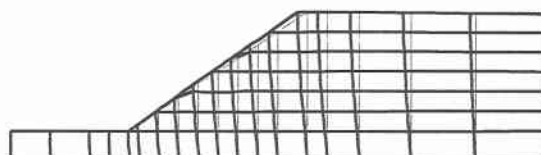


図 4.4.2.1-11 地震後の残留変形性状 (Case B-4)

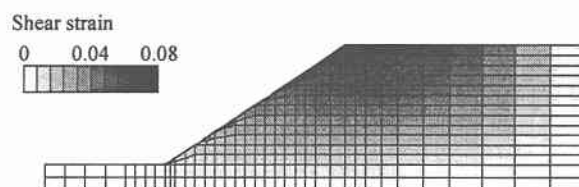


図 4.4.2.1-12 地震後の残留せん断ひずみ分布 (Case B-4)

図 4.4.2.1-11, 12 にそれぞれ **Case B-4** の地震後の残留変形性状と各要素 Gauss 点の最大せん断ひずみ分布を示す。せん断ひずみ図より、系の残留変形は斜面の表層により集中していることがわかる。しかし実験のように特定のすべり面を伴って土塊がすべり出すような挙動は表現できなかった。変形図を見ても分かるように、解析結果では変形は斜面の全体に広く分布している。不連続面を伴う破壊現象を精度良く再現するにはひずみ軟化挙動を考慮する必要があるかもしれない。これについては今後の課題である。その他、全体的な傾向は本解析手法により十分に再現できていることが確認された。

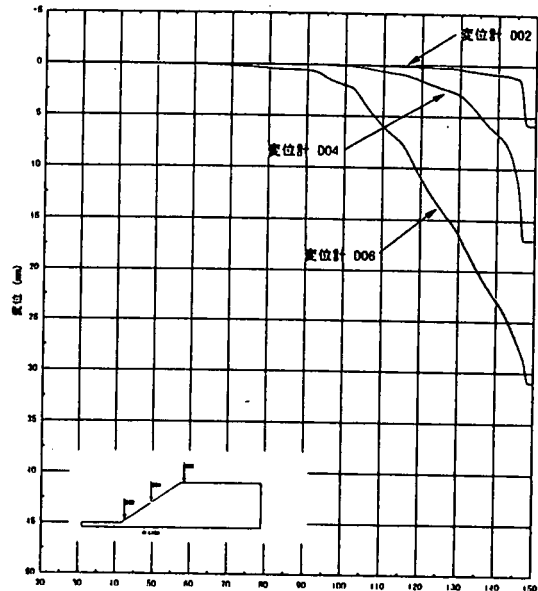
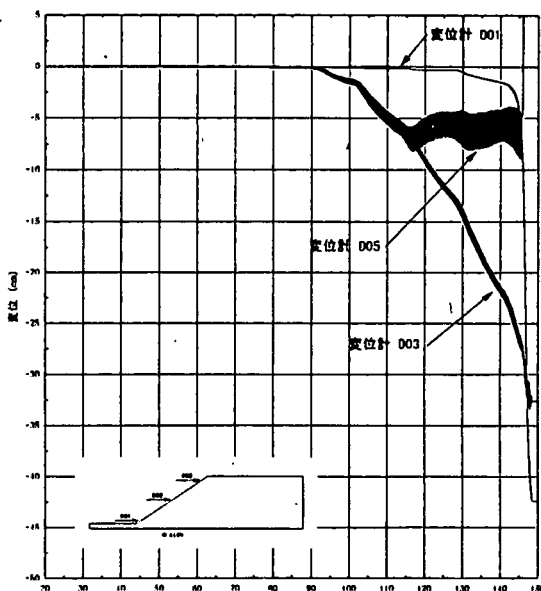
3) まとめ

鵜飼・若井による簡易な繰返し载荷モデル¹⁾を用いて、砂質盛土の振動台実験のシミュレ要素試験結果をもとに決定した入力パラメータに基づく解析においては、地震後の残留変形量が過小に評価された。このため初期せん断の影響（繰返し载荷によるひずみの漸増）を考慮した解析をあわせて行った。その結果、実験で得られた変位に近い残留変位を得られたものの、応答加速度については実験のように増幅は見られなかった。これについては斜面内の変形係数の分布の妥当性や実験条件の問題点を踏まえて再度検討する必要がある。

ところで本解析において、初期せん断の考慮に用いたパラメータ s_L および s_U は応力レベルによらず一定値としたが、種々の条件下での要素試験結果をもとに、これらを応力の関数にする方向性も考えられる。

参考文献

- 1) 若井明彦・鵜飼恵三 (1999) : 土の $G-\gamma, h-\gamma$ 関係と Mohr-Coulomb の破壊規準を考慮した斜面の動的弾塑性応答解析, 地震時の斜面の不安定化メカニズムと設計法に関するシンポジウム発表論文集 (地盤工学会), pp.39-44.
- 2) Dafalias, Y.F. and Popov, E.P. (1977) : Cyclic loading for materials with a vanishing elastic domain, Nucl. Eng. Design, 41, pp.293-302.
- 3) Hashiguchi, K. (1980) : Anisotropic hardening model for granular media, Int. Symp. Soils under Cyclic Trans., Loading, pp.469-474.
- 4) 龍岡文夫(1987) : 土の強さと地盤の破壊入門, 2.4.4 ダイレイタンシー特性における法則性, 地盤工学会, pp.71-76.



付図. 実験結果の一部 (各変位計の時刻歴)

(2) 解析事例 2

1) 解析方法

a) 解析手法

0ka らの砂の繰返し弾塑性モデル¹⁾を用いた弾塑性 FEM 解析コード (LIQCA) により、砂質盛土の振動台実験のシミュレーションを行う。

b) 解析モデル

解析に用いた FEM モデルを図 4.4.2.2-1 に示す。振動台実験の実測点と応答値を比較するための解析結果出力節点も図中に示した。ここで、A01H は水平加速度、D01～D06 は水平または鉛直変位である。境界条件としては、実験模型と同様に、底面を固定、側方は鉛直のみ自由とした。盛土は砂の弾塑性構成式¹⁾でモデル化した。

実験では斜面の表面をメンブレンで被い、内側から弱い負圧(0.17kPa)で引くことで擬似的に小さい粘着力を発生させており、また、盛土天端にはサーチャージ(10gf/cm²)がある。このため解析でも、サーチャージ分の荷重を作用させ、サーチャージの作用している斜面内の初期応力状態を忠実に再現した。

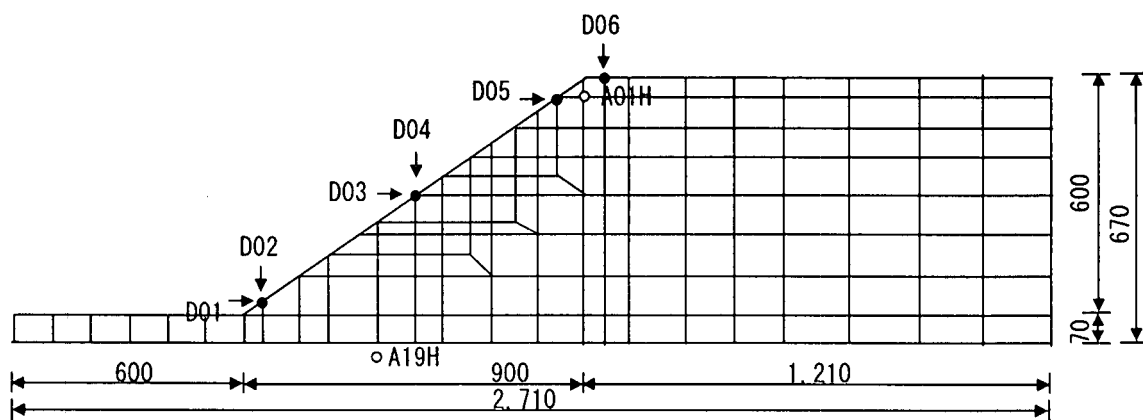


図 4.4.2.2-1 FEM解析モデル

c) モデルパラメータ

表 4.4.2.2-1 に設定した豊浦砂の材料パラメータを示す。初期せん断剛性は、動的変形試験における微小ひずみ領域の値により決定した。破壊応力比は、内部摩擦角 ($\phi=42$ 度) から算定した。また、その他のパラメータの設定に関しては、動的変形試験結果 (拘束圧 0.5kgf/cm²) と盛土の相対密度 ($Dr=64.9\%$) と同等な豊浦砂の液状化強度試験結果²⁾を参考に要素シミュレーションを行い決定した。ここで、振動台試験のシミュレーションでは、本試験が乾燥砂を用いた試験であるため、ダイレタンシーに関するパラメータは 0.0 とし、過剰間隙水圧の発生しないモデルとしている。

表 4. 4. 2. 2-1 解析に用いたパラメーター一覧

密度	ρ (t/m ³)	1.55
初期間隙比	e_0	0.66
圧縮指数	λ	0.025
膨潤指数	κ	0.0025
過圧密比	OCR	1
初期せん断弾性係数	G_0/σ'_{m0}	1531
変相応力比	M_m	0.980
破壊応力比	M_f	1.406
硬化パラメータ	B_0	5000

d) その他の解析条件

初期応力は、Drucker-Prager 型の降伏曲面をもつ弾完全塑性モデルを用いて、自重静的解析により算定した。その際、実験における初期応力状態を再現するため、サーチャージ分の荷重を作用させた。

入力波は、図 4.4.2.2-2 に示す振動台実験の台加速度波形 A19H (5Hz の規則波形、最大加速度 618gal) をそのまま用いた。実験では 2 回加振を行っているが、今回は第一加振のみを対象とした。解析での時間増分は 0.002 秒、解析時間は 20 秒～150 秒の 130 秒間とした。また、初期剛性比例型の Rayleigh 減衰を用い、減衰定数が 2 % となるように設定した。

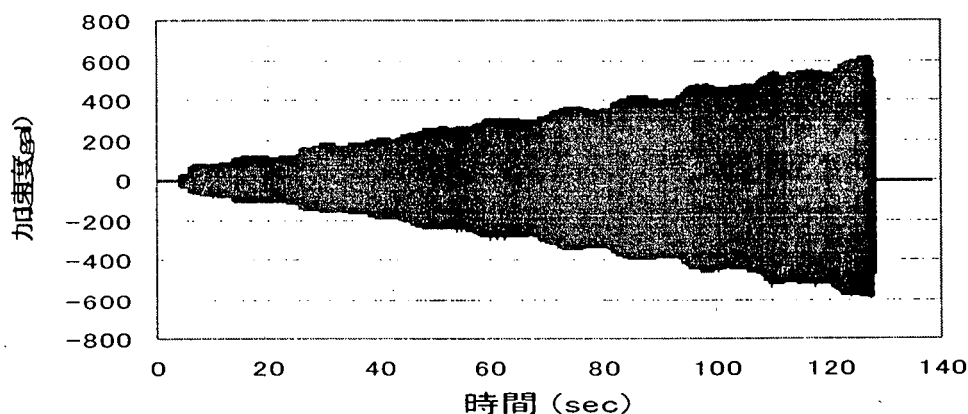


図 4. 4. 2. 2-2 入力波

2) 解析結果

図 4.4.2.2-3 に解析による水平及び鉛直変位の時刻歴波形を示す。対応する実験結果は図 4.4.2.2-4 である。水平残留変位に関しては全体的に解析結果の方が大きな値となっている。一方、鉛直残留変位に関しては、盛土天端の D06 以外は実験結果の方が大きな値となっている。また、変形量の経時変化についても、実験結果の方は 70 秒ぐらいから急速に変位が増加するのに比べて、解析結果の方は加振開始から終了まで変位が継続的に増加している。実験における残留変位は斜面にすべり面が生じそのすべりに起因すると考えられるが、本解析では連続体として解析しており局所的なすべり面の解析が十分評価できないため、このような違いが見られると考えられる。ここで、すべりを考慮していないにもかかわらず、水平変位は解析値の方が実験値より大きく、D06 の鉛直変位は解析値と実験値がほぼ同等な値であるということは、設定した解析モデルの地盤剛性が実験における実際の剛性と比較して小さい値であったと考えられる。これは、本モデルがせん断弾性係数比 (G_0/σ'_{m0}) 一定となっており、拘束圧の大きな動的変形試験の初期剛性からこの係数比を定めたためと思われる。

図 4.4.2.2-5 に解析による応答加速度の最大加速度分布図を示す。ここで、解析による応答加速度の最大値が 800gal 程度であるのに対して、実験では約 1000gal と大きな応答倍率を示している。しかし、最大加速度の分布自体を比較すると、盛土上方にいくほど応答加速度が増幅し、特に法肩部で最も増幅しているという全体的な傾向は、解析と実験で一致していると考えられる。

図 4.4.2.2-6 に解析による加振後の残留変位図を示す。対応する実験結果は図 4.4.2.2-7 である。両方を比較した場合、絶対値に関しては若干の差はあるが、全体的な傾向は一致していると考えられる。

3) まとめ

0ka らの砂の繰返し弾塑性モデル¹⁾を用いた弾塑性 FEM 解析コード (LIQCA) により、砂質盛土の振動台実験のシミュレーションを行った解析結果をまとめると、以下のようになる。

- ・変形モードや最大加速度分布等の応答の定性的な傾向は実験結果とほぼ一致しており、全体的な挙動は再現できていると考える。
- ・変位や加速度等の定量的な再現性に関しては、すべり等の不連続な挙動に関するさらなる検討が必要であると考ええる。
- ・本解析モデルではせん断弾性係数を平均有効応力に比例する形で与えており、今回の解析では、低拘束圧下での剛性を若干小さく評価したと考えられる。

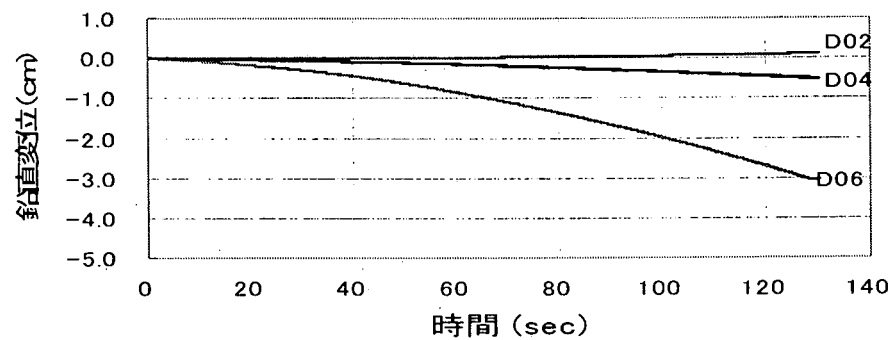
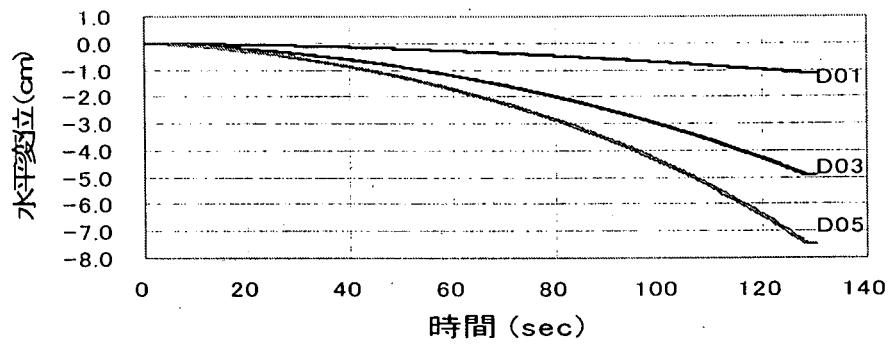


図 4. 4. 2. 2-3 変位時刻歴波形 (解析)

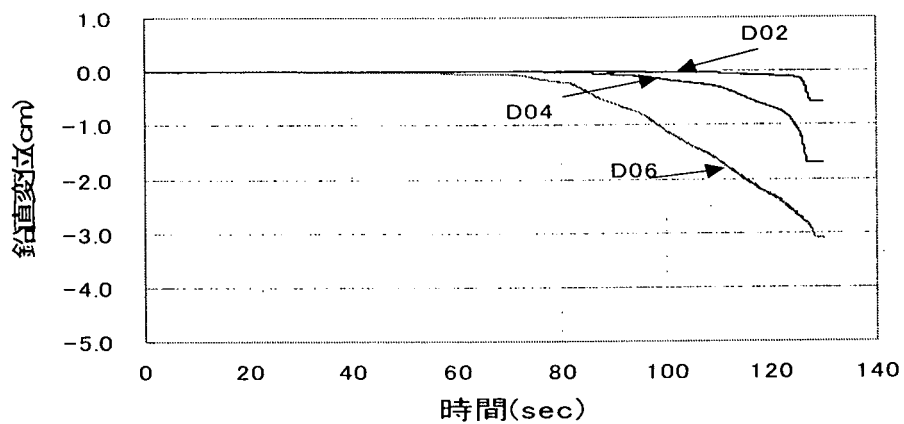
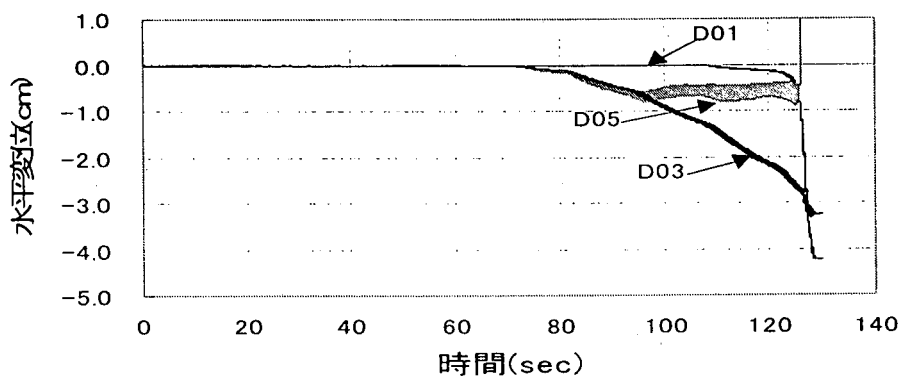


図 4. 4. 2. 2-4 変位時刻歴波形 (実験)

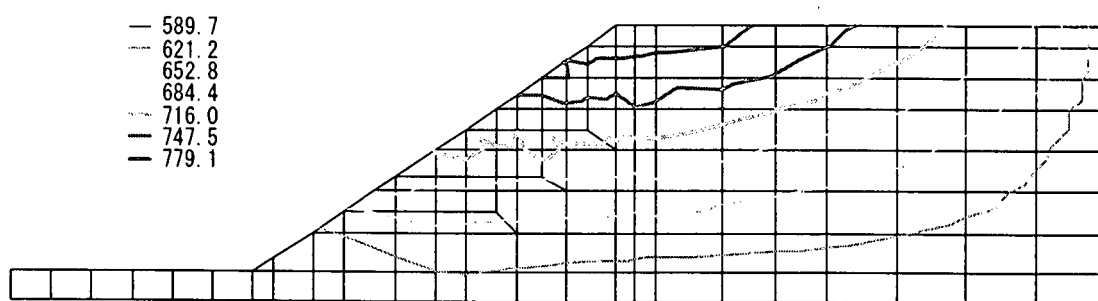


図 4. 4. 2. 2-5 最大加速度分布図(解析)

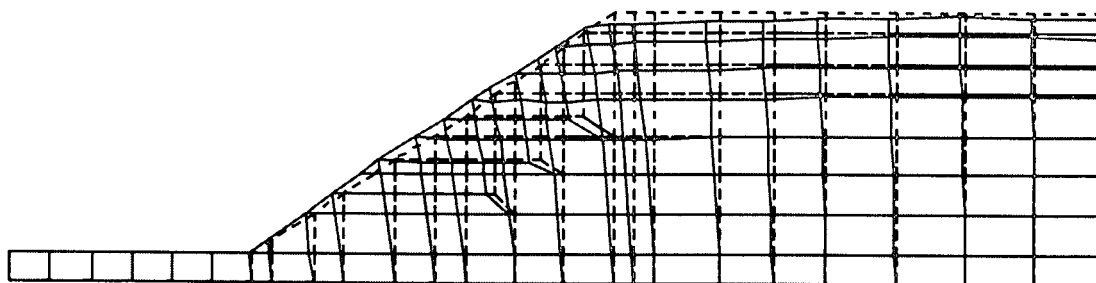


図 4. 4. 2. 2-6 残留変位図 (解析)

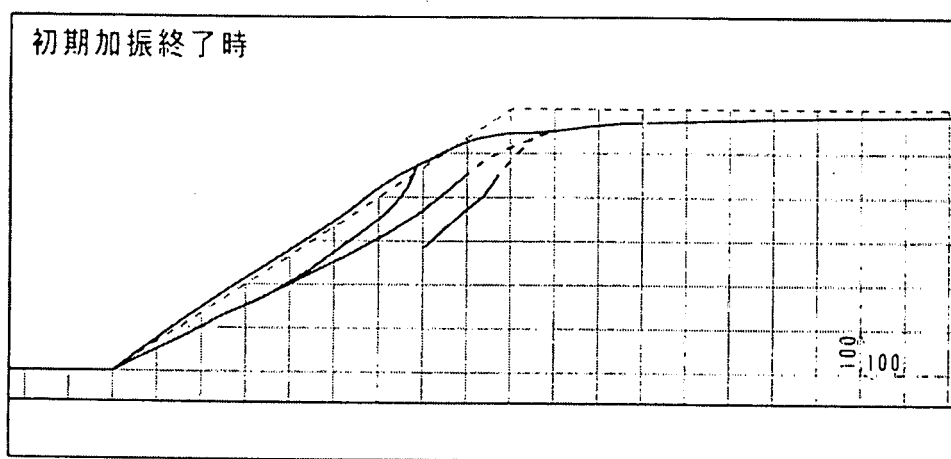


図 4. 4. 2. 2-7 残留変位図 (実験)

参考文献

- 1) Oka, F., Yashima, A., Tateishi, A., Taguchi, Y. and Yamashita, S.: A cyclic elastoplastic constitutive model for sand considering a plastic-strain dependence of the shear modulus, *Geotechnique*, Vol.49, No.5, pp.661-680, 1999.
- 2) 安田進：液状化の調査から対策工まで，鹿島出版会，pp.52-60，1988

(3) 解析事例 3

1) 解析方法

a) 解析手法

阿部ら¹⁾の開発した非線形弾性モデルによる二次元 FEM 解析コード (EFFCTD) を用いて、砂質盛土の振動台実験シミュレーションを行った。

b) 解析モデル

鉄道総合技術研究所から貸与された資料²⁾を使い、加速度計と変位計、土圧計の設置位置を参考にして二次元 FEM モデルを作成した。作成した FEM モデル（節点表示）を図 4.4.2.3-1 に示す。

資料貸与時に説明のあった実験条件（盛土に負圧を作用させたことや天端には 10 gf/cm^2 の散弾が載せられていたこと等）を考慮し、静的線形自重解析を行い各要素の初期応力をめた。本プログラムでは、この初期応力によって各要素のせん断剛性率が決まる。なお、豊浦砂試料の単位体積重量に関しては、鉄道総合技術研究所の確認のもとに資料にある 1.52 kN/m^3 を 1.52 tf/m^3 に修正している。同様に、負圧に関しても 0.17 kN/m^2 を 1.7 gf/cm^2 ($=0.017 \text{ tf/m}^2$) に修正した上で、自重解析のあと等方圧として初期応力値に加え地震入力前の初期応力値とした。

c) モデルパラメータ

実験に使用した乾燥豊浦砂の解析パラメータを表 4.4.2.3-1 に示す。履歴モデルには修正 R-O モデルを利用した。各要素のせん断剛性率は資料にあったせん断ヤング率 G ～せん断ひずみ γ 曲線を使い、微小ひずみでの G を拘束圧 1.0 tf/m^2 で規準化した。したがって、静的解析から得られた各要素の初期応力に応じて（有効平均主応力の 0.5 乗に比例）せん断剛性率は変化する。また、ポアソン比は、乾燥砂であることから $\nu = 0.333$ とした。修正 R-O モデルの非線形パラメータ（通常使われる α, β に対応するもの）を決めるために最大減衰比 $h_{\max}$ を利用しているが、今回は資料から $h_{\max} = 30\%$ とした。さらに、せん断強度定数 c, ϕ は、資料から c_d, ϕ_d を選び実験値をそのまま利用した。通常は修正 R-O モデルのパラメータとして、初期せん断剛性率 G_0 、最大減衰比 $h_{\max}$ 、基準ひずみ γ_r の 3 つが用いら

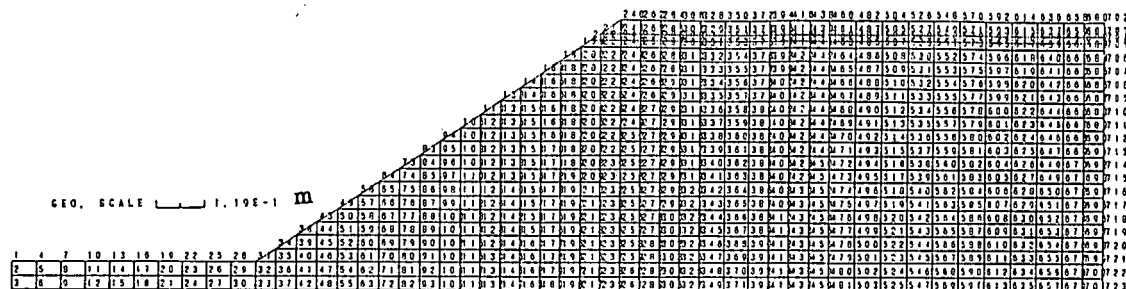


図 4.4.2.3-1 FEM モデル（節点表示）

表 4.4.2.3-1 モデルパラメータ

静的自重解析	動的解析
弾性係数 $E_0 = 20172.8 \text{ (tf/m}^2\text{)}$	1tf/m ² に基準化したせん断剛性率 $G_0 = 3383.9$
ポアソン比 $\nu = 0.333$	ポアソン比 $\nu = 0.333$
単位体積重量 $\gamma_t = 1.52 \text{ (tf/m}^3\text{)}$	最大減衰比 $h_{\max} = 30\%$
	修正 R-O モデルパラメータ $\alpha' = 3.43 \quad \beta = 1.78$
	せん断強度定数 $c = 0.0237 \text{ (tf/m}^2\text{)} \quad \phi = 42^\circ$

れており、 c と ϕ を必要としない。EFFCTD では動的変形試験が無い場合でも演算を可能とするため、ある時刻でのせん断強さ（有効応力表示）をせん断強度定数 c, ϕ から求め、その値を同時刻のせん断剛性率 G （有効応力表示）で割り近似的な基準ひずみ γ_t としている。ただし、最大減衰比が不明な場合には何らかの方法で $h_{\max}$ を推定する必要がある。各要素には Rayleigh 減衰を設定し、 $\alpha = 0.00$ 、 $\beta = 0.0005$ を与えている。

使用した修正 R-O モデルには、初期せん断応力作用方向にひずみが累積するように Masing 則をせん断ひずみに関する係数で修正しているが、その係数は過去の豊浦砂を使った液状化振動台実験から決めており、今回も同じ値とした。

側方変位拘束の有無に関する計算処理は、この解析では行っていない。乾燥砂であるため発生する過剰間げき水圧はゼロであり、周辺地盤の水圧上昇による側方変位拘束条件の変化は起きないとしている。使用した土質パラメータは以上であり、簡便にパラメータを設定できることがこのプログラムの利点である。

d) その他の解析条件

入力した加速度時刻歴は振動台実験において A19H と呼ばれている振動台加速度記録である。動的解析では、数値積分に Newmark- β 法を用い、積分時間間隔を実験計測間隔 0.002 秒の 1/2 である 0.001 秒として演算した。継続時間は実験開始後 24.120 秒から 148.572 秒の 124.452 秒間である。境界条件は、実験条件から底面の XY 方向を固定し、側面は X 方向固定、Y 方向自由とした。

2) 解析結果

水平加速度の最大値分布図（時刻を指定すると入力周期によって応答が出ない場合もあるため最大値を選んでいる。ほぼ最終ステップ 605Gal 入力に対応した結果である。）を図 4.4.2.3-2 (a)に示す。参考に計測結果から描いた加速度分布図を図 4.4.2.3-2 (b)に示す。両図から、盛土底部では計測結果に近い水平加速度振幅を示した。また、盛土天端に向かって加速度振幅が増幅する傾向も計測結果と一致している。しかし、加速度振幅自体は解析結果の方が計測値より小さく、法肩付近で計測値が約 900Gal を示したのに対して、解析値は 790Gal 程度にとどまっている。

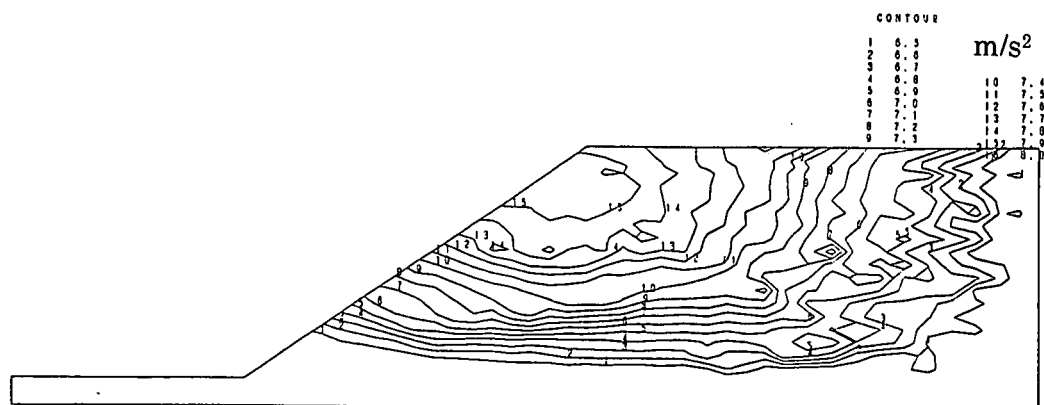


図 4.4.2.3-2 (a) 水平加速度の最大値分布(解析結果)

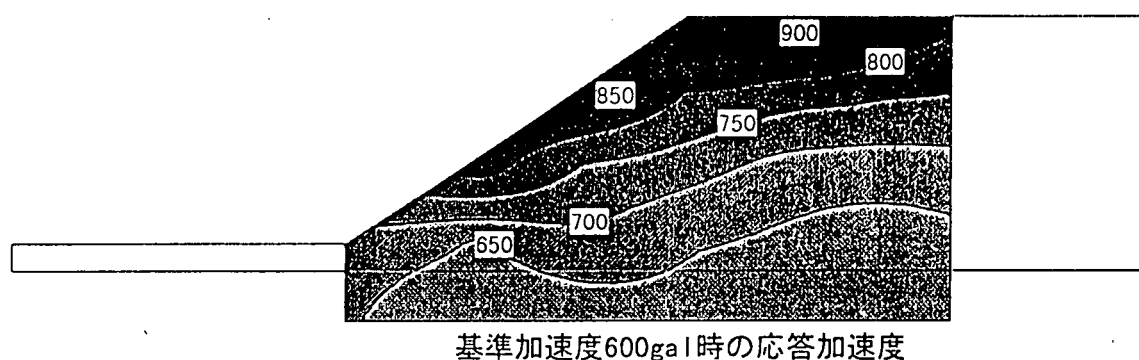


図 4.4.2.3-2 (b) 水平加速度の最大値分布(計測結果)

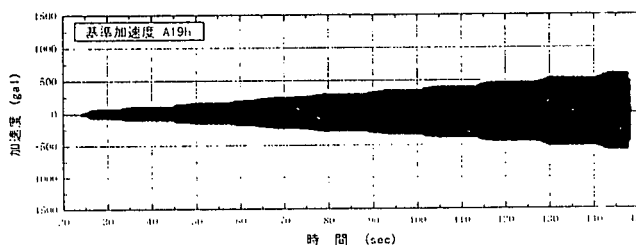
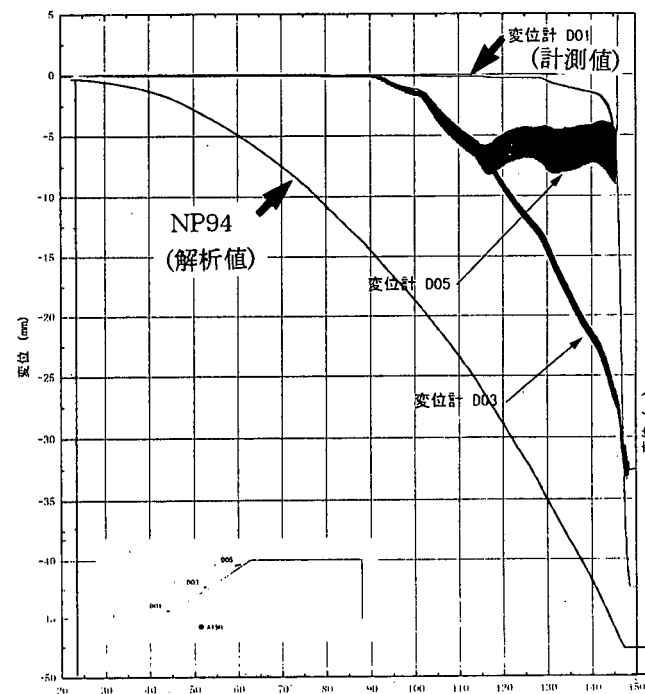
時刻歴変位計測結果と解析結果を比較し、代表的な地点の結果を図 4.4.2.3-3(a)～(d)に示す。

図 4.4.2.3-3 (a) に示した法面の水平変位を比較する。D01 に対応する NP34 との比較から、変位量はほぼ一致していることがわかる。しかし、解析値では変位量の発生が明瞭に確認できる時刻が計測結果よりかなり早く出ること、また、計測値では 140 秒台で一気に変位量の増加が起きるが、解析値の変位変化率は緩やかであり、実験後半での急激な変位増加を再現できない。

図 4.4.2.3-3 (b) に示した D03 に対応する NP94 との比較から、水平変位解析値が計測値を大きく上回っている（約 2 倍）ことがわかり、再現性が悪い。さらに、図には示さないが、D05 に対応する NP219 では計測値がのり面側への移動（－）を示しているのにもかかわらず、解析では（＋）に移動している。このことから、斜面上部のような動的挙動の激しい個所での再現性に改善を要するといえる。

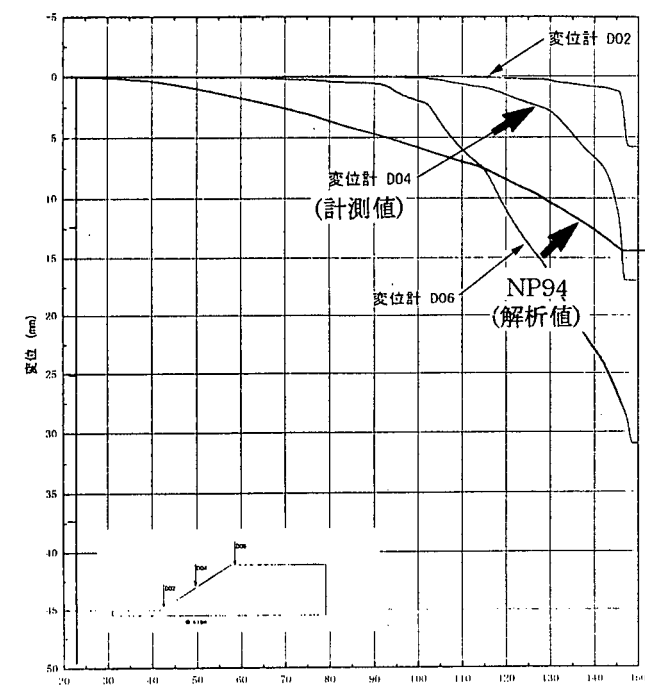
図 4.4.2.3-3 (c) に示した法面での鉛直変位量を比較すると、D04 に対応する NP94 では計測値より解析値の方がやや小さい結果となった。

図 4.4.2.3-3 (d) に示した盛土天端での鉛直変位量を比較すると、D08 に対応する NP350 でその差が大きい（解析値＜計測値）。しかし、図には示さないが、D07 (NP284)、D09 (NP460)、D10 (NP658) ではほぼ等しい沈下量が得られた。ただし、応答時刻は計測に比べて解析値が早く出るという傾向はすべてに共通してみられる。



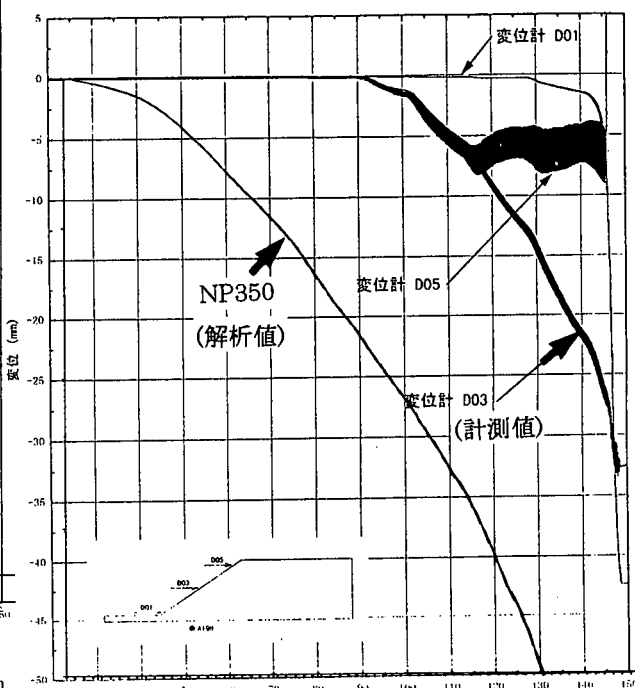
(a) D01(法面下水平)と NP94 との比較

模型盛土耐震
無補強



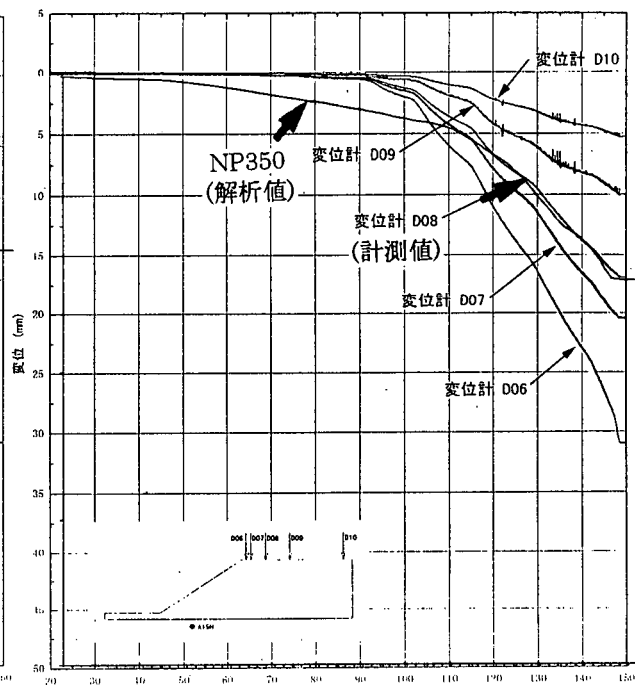
(c) D04(法面中央鉛直)と NP94 との比較

模型盛土耐震実験
無補強



(b) D03(法面中央水平)と NP350 との比較

模型盛土耐震実験
無補強

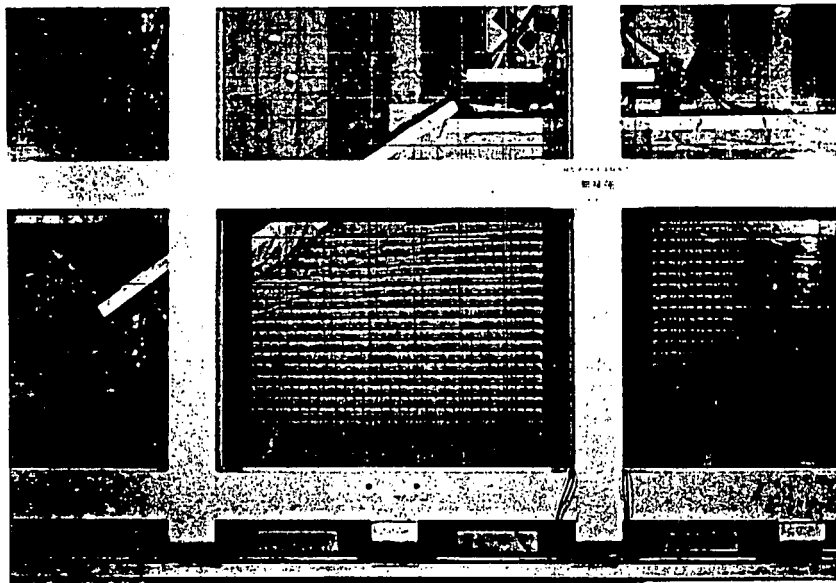


(d) D08(天端鉛直)と NP350 との比較

図 4.4.2.3-3 水平・鉛直変位量の計測結果と解析結果との比較

実験終了時のスケッチを図 4.4.2.3-4 に、解析終了時の変位図を図 4.4.2.3-5 にそれぞれ示す。

両図の比較から、実験から得られた盛土全体の変形形状は解析で再現できたと判断できる。また、法面での孕み出しが盛土天端での鉛直変位に影響を与えていることがわかる。すなわち、天端部の鉛直変位は初期せん断応力の作用による沈下といえる。しかし、盛土内部での変位分布を観察すると、実験では明らかなすべり線が複数生じているのにも関わ



初期加振終了時

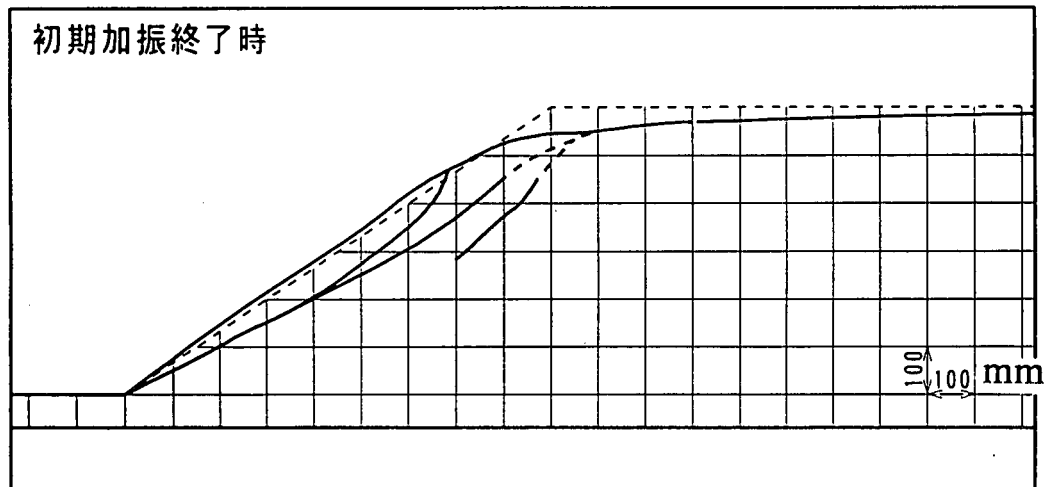


図 4.4.2.3-4 実験終了時の様子

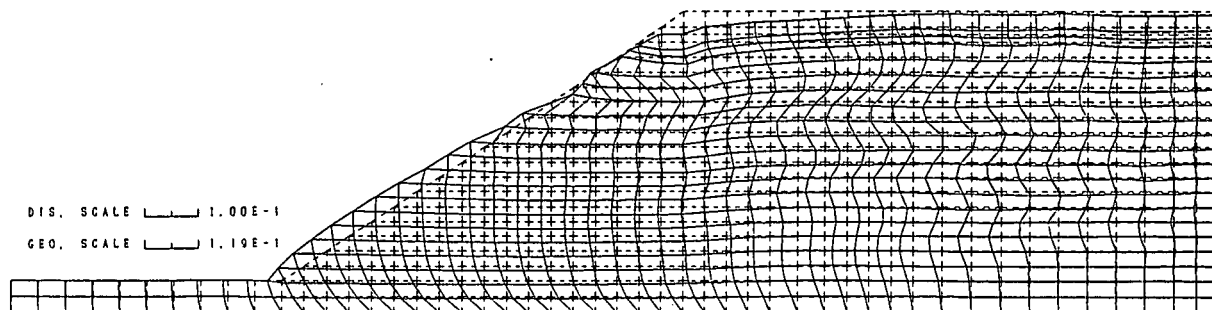


図 4.4.2.3-5 解析終了時の変形状態

らず、解析では判別できない。また、実験では全体的に法面左側に水平変位している。一方、解析では法面近くでは実験結果と同様な変位挙動が確認できるが、天端直下付近では鉛直方向に波を打つような水平変位が左右方向に周期的に現れており、実験での挙動と一致していない。

以上、演算結果を総合すると、加振後の盛土全体の変位形状は実験結果と整合しているが、変位量の絶対値は計測値と解析値にやや差が出ている。また、実験では法面の浅い位置ですべり線が生じているが、非線形弾性解析では再現できない。しかしながら、今回特に注目している天端での鉛直変位量は計測値をほぼ模擬したといえる。

解析に使用した非線形弾性解析手法は簡便であり、また、パラメータの設定に特別なテクニックを必要としないことを考え合わせると、天端鉛直変位量に着目したシミュレーションには有効な手法といえる。

参考文献

- 1) Abe,H.: Liquefaction shaking table tests for sandy ground with embankment, J. Geotech. Eng., JSCE, No.554/Ⅲ・37, pp.1・17,1996.
- 2)鉄道総合技術研究所：地震時残留変位量適用性検討のための解析条件（1）豊浦砂を用いた1G場の振動実験結果、1998.

4.4.3 粘性土基礎地盤上の盛土の実験結果のシミュレーション

粘性土からなる基礎地盤上の盛土の遠心模型実験結果のシミュレーションを紹介する。前節で用いた3種類のモデルによる解析事例を順に紹介する。

(1) 解析事例1

1) 解析方法

a) 解析手法

鵜飼・若井による簡易な繰返し载荷モデル¹⁾を用いて、粘性土地盤上の盛土の動的遠心模型実験のシミュレーションを行う。

軟弱な正規圧密粘性土地盤を対象とするため、地震中に粘性土は非排水状態と仮定し $\phi=0$ とした。粘土の強度増加率 m_{vp} のみが事前に与えられる場合、各要素の初期拘束圧（過去に受けた最大値）をもとにして、次式より非排水せん断強度 $c_u(=\tau_f)$ が求められる。

$$\tau_f = m_{vp} \cdot p_0' \quad (1)$$

$$p' = \frac{1}{2}(\sigma_1' + \sigma_3') \quad (2)$$

なお式(2)については、本来は平均有効応力を用いるべきかも知れないが、初期の σ_2' を精度よく推定するのが困難なため、あえてこのような形の式を用いている。得られた τ_f から初期せん断弾性係数 G_0 を式(3)より求める。

$$G_0 \approx s \cdot \tau_f \quad (3)$$

例えば一般の粘性土の不攪乱試料による試験結果を統計的に整理して $s=516$ が提案されている²⁾。式(3)を仮定することで規準ひずみ γ_{G_0} は加振中一定となる。

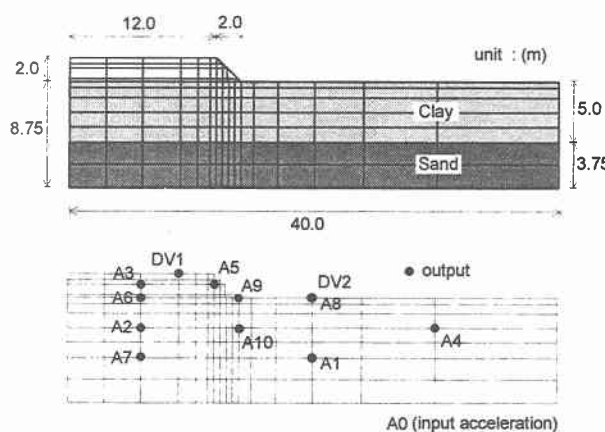


図 4.4.3.1-1 有限要素メッシュと実測点

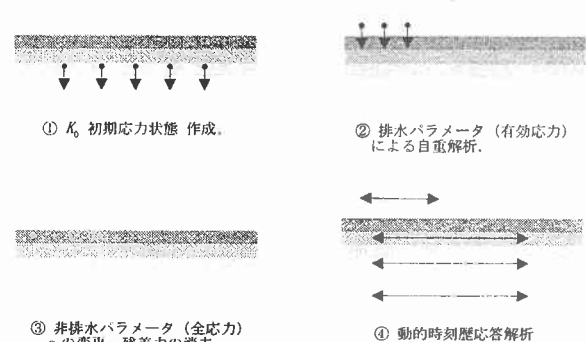


図 4.4.3.1-2 解析の手順

b) 解析モデル

解析に用いたメッシュ（ただし 8 節点要素）を図 4.4.3.1-1 に示す。遠心実験の実測点（解析結果の出力節点）も図中に示した。実験は 50G 場であるが、FE メッシュならびにその他の解析条件は実スケールに換算したものをを用いた。実験は“ステップ加振（複数の加振を連続的に行う。段階的に加振加速度を大きくする。）”で行われるので、解析も同様に連続的に複数回の地震波を入力した。なお実験において振動台の上で測定された水平加速度の時刻歴を、そのまま解析の基盤入力波形として用いた。

粘土地盤では式(1)～(3)を用いて圧密による強度増加を考慮する。このため動的解析に使う材料定数 G_0 , τ_f を決めるには、加振前の応力状態（初期有効拘束圧 p_0' ）を知ることが必要となる。このため図 4.4.3.1-2 に示す 4 つのステージに分けて解析を行った。すなわち、①水平地盤のみで γ' をもとに初期応力状態（ K_0 状態）を作成する。②盛土の重量を載荷して排水条件下（排水パラメータ）での静的な釣合い計算をし、せん断強度低減法で塑性変形を考慮した応力分布を求める（以上から粘土地盤の非排水せん断強度 τ_f 、初期剛性 G_0 等を算出する）。③各材料のパラメータを非排水パラメータ（全応力）に入れ替えて、再度釣合いを確認し、新たに釣合わなくなった分の残差力を繰返し計算により消去する。この際に地下水面下（この場合は地表面下）の地盤要素の応力に静水圧を加えておく。④地震波を入力して動的な時刻歴応答解析を行う（非排水パラメータ；全応力）。

c) モデルパラメータ

盛土は砂とシルトの混合土（不飽和）である。盛土の各材料定数は要素試験結果（単純せん断試験）に基づいて決定した。 c, ϕ を算定するのにあたり、拘束圧 $\sigma_{vc}' = 1.97 (\text{kgf/cm}^2)$ のケースのせん断強度が他の 2 ケースと比べて際立って大きいこと、また模型実験で盛土の応力レベルは高々 $\sigma_{vc}' = 0.31 (\text{kgf/cm}^2)$ 以下であることを考慮して、 c, ϕ の決定にあたっては $\sigma_{vc}' = 1.97 (\text{kgf/cm}^2)$ のケースの結果を除いた（図 4.4.3.1-3）。一方、 E （すなわち G_0 ）の決定にあたっては、繰返し単純試験の $G-\gamma$ 関係のうち、密度が比較的近いと考えられるケースに着目して、その微小ひずみレベルでの変形係数 G_{max} をもとにした。要素試験の拘束圧が $\sigma_{vc}' = 2.0 (\text{kgf/cm}^2)$ であることから、 G_0 が拘束圧 p' （ここでは簡単化のため $\sigma_{vc}' = p'$ と考えた）の平方根に比例すると仮定して、模型実験の盛土内の拘束圧レベル（平均 $1.56 (\text{kgf/cm}^2)$ ）での G_0 を外挿により推定した。

盛土下端には 0.25m 厚のサンドマットが敷設されている。この材料定数は仮定値である。不飽和のため若干の粘着力を有すると仮定した。

地盤は飽和しており、地表面から 5m 以浅が正規圧密粘土（荒川粘土）、それ以深が砂（珪砂）となっている。粘土地盤の入力パラメータの決定の流れを図 4.4.3.1-4 にまとめた。粘土の強度増加率は要素試験結果（三軸試験）に基づいた。ところが、後述のように解析で得られた残留変形量は実験結果よりはるかに大きかったため、少しずつ強度増加率を大きくするパラメトリック・スタディをあわせて行った。強度増加率 m_v が 0.40 の基本ケースの他に、三軸圧縮側のみに着目して求めた 0.52 の場合と、さらに大きくした 0.64 の 3 通りを行った。

また、砂地盤については単位体積重量を除く各定数はすべて経験等に基づく仮定値を用いた。

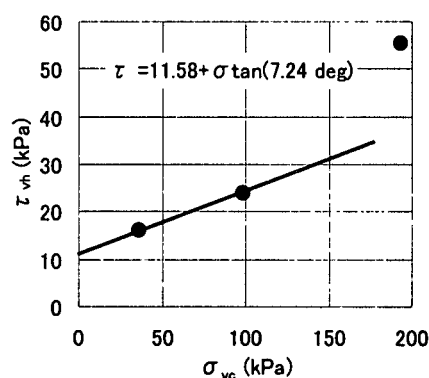
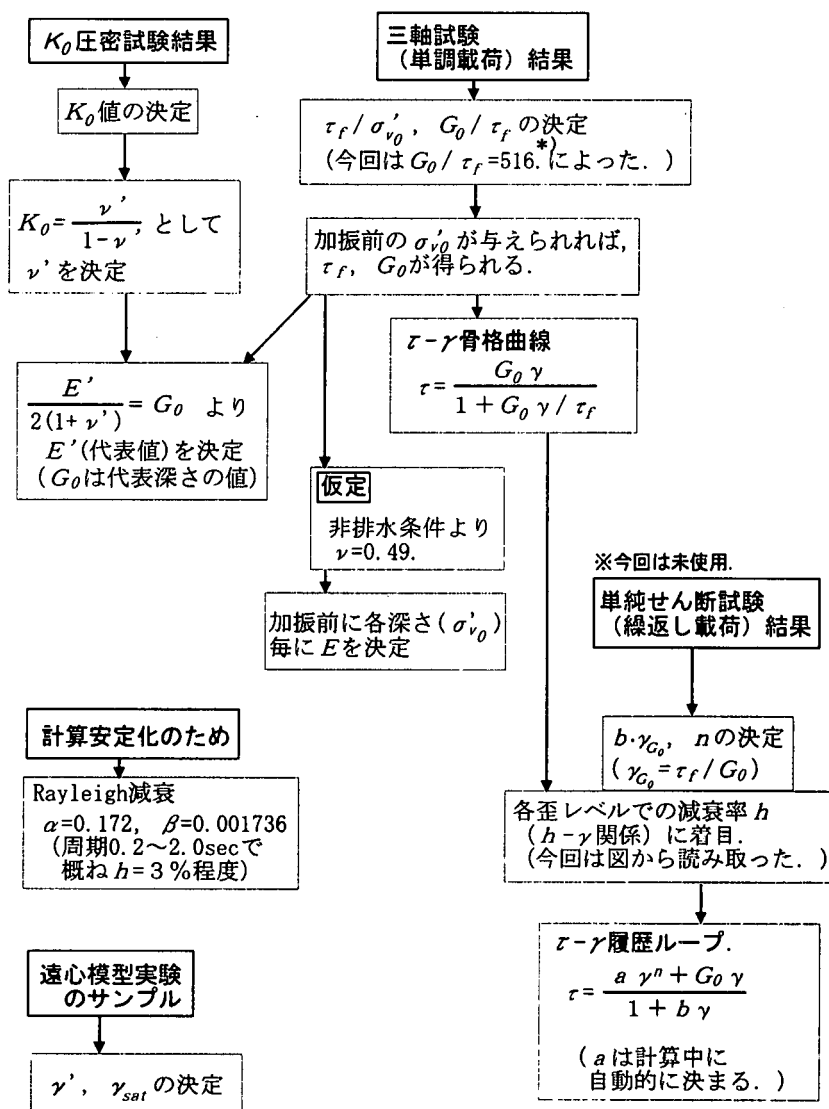


図 4.4.3.1-3 盛土材の強度定数 c, ϕ の決定



*) 石原研而(1976): 土質動力学の基礎, 鹿島出版会, p.196.

図 4.4.3.1-4 材料定数決定のフロー (本解析の粘土地盤の場合の例)

表 4. 4. 2. 1-1 材料定数（基本ケース）

①盛土

加振前の静的解析（排水）	
E' (MPa)	16.7
ν'	0.30
c' (kPa)	動的と 同じ
ϕ' (deg)	
γ_t (kN/m ³)	

$$G_0' = G_0 \quad \therefore E' = \frac{1 + \nu'}{1 - \nu'} E$$

動的応答解析（非排水）	
E (MPa)	18.0
ν	0.40
c (kPa)	11.6
ϕ (deg)	7.24
K_{cv}	3.50
$b\gamma_{G0}$	0.80
n	3.00
γ_t (kN/m ³)	16.7
Rayleigh 減衰: α	0.172
Rayleigh 減衰: β	0.00174

②サンドマット

加振前の静的解析（排水）	
E' (MPa)	18.6
ν'	0.30
c' (kPa)	動的と 同じ
ϕ' (deg)	
γ_t (kN/m ³)	

$$G_0' = G_0 \quad \therefore E' = \frac{1 + \nu'}{1 - \nu'} E$$

動的応答解析（非排水）	
E (MPa)	20.0
ν	0.40
c (kPa)	10.0
ϕ (deg)	30.0
K_{cv}	3.50
$b\gamma_{G0}$	0.80
n	3.00
γ_t (kN/m ³)	17.2
Rayleigh 減衰: α	0.172
Rayleigh 減衰: β	0.00174

③粘土地盤

加振前の静的解析（排水）	
E' (MPa)	10.0
ν'	0.286
c' (kPa)	0
ϕ' (deg)	30.0
γ_t (kN/m ³)	7.36
K_0	0.40

$$(*) : G_0 = 516 \cdot \tau_f$$

$$(**) : \tau_f = 0.40 \cdot p_0'$$

動的応答解析（非排水）	
E (MPa)	(*)
ν	0.49
c (kPa)	(**)
ϕ (deg)	0
K_{cv}	3.50
$b\gamma_{G0}$	0.80
n	3.00
γ_{sat} (kN/m ³)	17.2
Rayleigh 減衰: α	0.172
Rayleigh 減衰: β	0.00174

④砂地盤

加振前の静的解析（排水）	
E' (MPa)	17.4
ν'	0.30
c' (kPa)	動的と 同じ
ϕ' (deg)	
γ_t (kN/m ³)	
K_0	0.429

$$G_0' = G_0 \quad \therefore E' = \frac{1 + \nu'}{1 - \nu'} E$$

動的応答解析（非排水）	
E (MPa)	20.0
ν	0.49
c (kPa)	0
ϕ (deg)	40.0
K_{cv}	3.50
$b\gamma_{G0}$	0.80
n	3.00
γ_{sat} (kN/m ³)	19.1
Rayleigh 減衰: α	0.172
Rayleigh 減衰: β	0.00174

注) 静止土圧係数とポアソン比との関係 : $K_0 = \frac{\nu'}{1 - \nu'}$

材料定数の一覧を表 4.4.2.1-1 に示す。なお本解析では、各材料とも加振中の拘束圧変化に伴うせん断剛性 G_0 の変化は考慮しない（一定値）ものとした。

ところで、履歴減衰のひずみ振幅依存性 ($h-\gamma$ 関係) については今回は適当な情報がないので、既往の資料等に基づき、 $b \cdot \gamma_{G0} = 0.80$ 、 $n = 3.0$ と仮定した。この場合の $h-\gamma$ 関係は図 4.4.3.1-5 のようになる。本解析の粘土地盤の場合には $\gamma_{G0} = 0.19\%$ である。大ひずみ領域においても、減衰率 h は高々 30% 程度に抑えられていることがわかる。

また本解析では、上述のいわゆる履歴減衰の他に、高周波数領域の減衰の考慮および計算の安定化のため、粘性減衰（Rayleigh 減衰； $C = \alpha M + \beta K$ ）を併用した。パラメータ α, β は、周期 0.2~2.0sec においておおむね $h = 3\%$ 程度を確保する値とした。

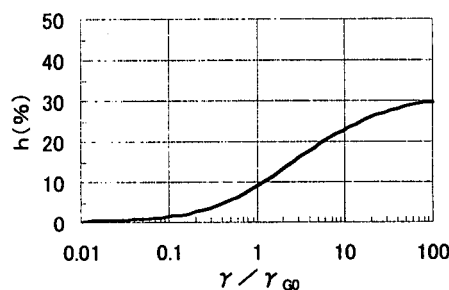


図 4. 4. 3. 1-5 解析で仮定した
各材料の $h-\gamma$ 関係

2) 解析結果

a) 応答の時刻歴

解析結果を示す。図 4.4.3.1-6 と図 4.4.3.1-7 はそれぞれ加振中の盛土部の水平応答加速度 (A3) と鉛直応答変位 (DV1) の時刻歴である。具体的な出力位置については図 4.4.3.1-1 を参照されたい。ここでは加振第一ステップ (入力波最大振幅 104gal) のみの結果を示した。また比較のため、強度増加率 m_{av} が 0.40 の場合 (基本ケース) の他に、0.52 と 0.64 の場合の解析結果も一緒に示した。おのおのに対応する実験結果も図中に示した。

図 4.4.3.1-7 から分かるように、強度増加率 m_{av} が 0.40 の場合では、地震後の残留変形量が著しく過大に評価されている。強度増加率を大きくするにつれて、地震後の残留変形量は小さくなる。すなわち解析結果を実験結果により近付けるためには、表 4.4.2.1-1 の定数において、粘土地盤の強度をより大きくとればよい。

解析と実験とが合わない原因としては、粘土地盤の異方性、初期せん断の影響、繰返しによる粘土の履歴特性の変化、高周波数で加振することに起因する速度効果、大変形の影響、など粘土地盤自体の物性の評価に問題がある可能性と、粘土地盤以外の材料の物性の評価に問題がある場合の 2 通りが考えられるが、明確には分からない。ちなみに図 4.4.3.1-6 を見ると分かるように、実験では A3 の負側の応答が大きく増幅され、各振動のピーク時にパルス状の応答が見られる。この現象には盛土材の履歴特性が深く関係していると考えられる。

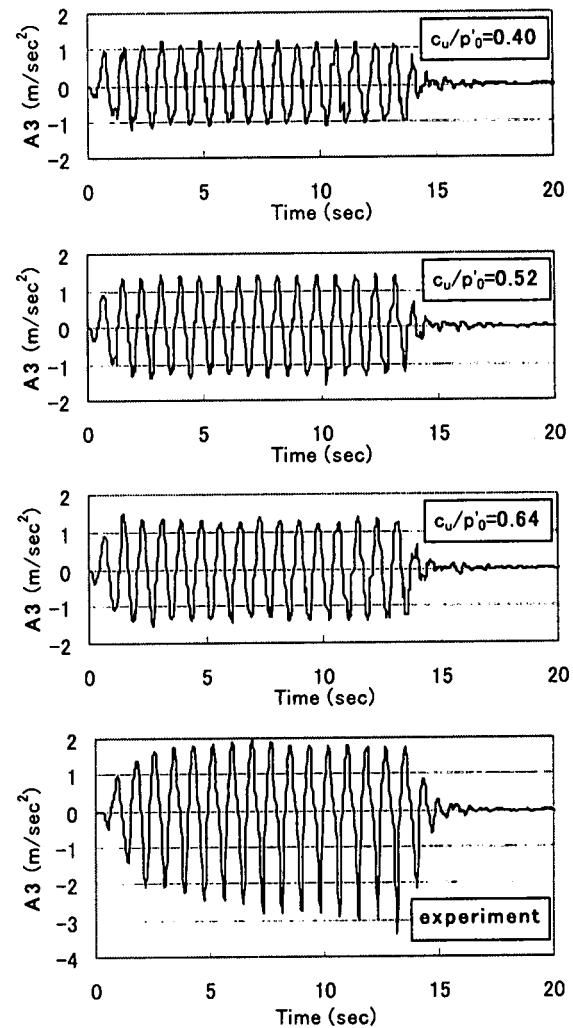


図 4.4.3.1-6 粘土地盤の強度増加率を変化させた各ケースの解析結果と実験値との比較 (盛土部の水平応答加速度 : A3)

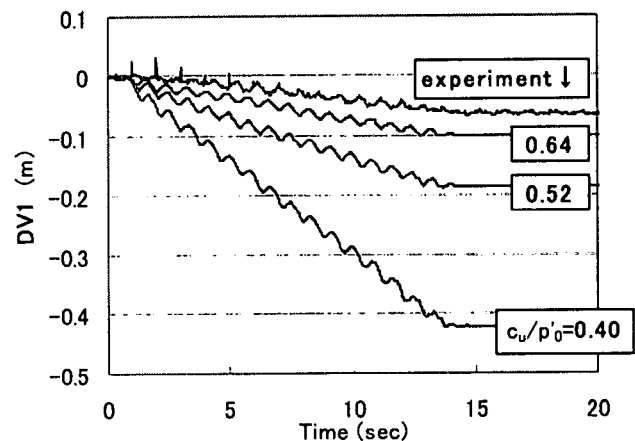
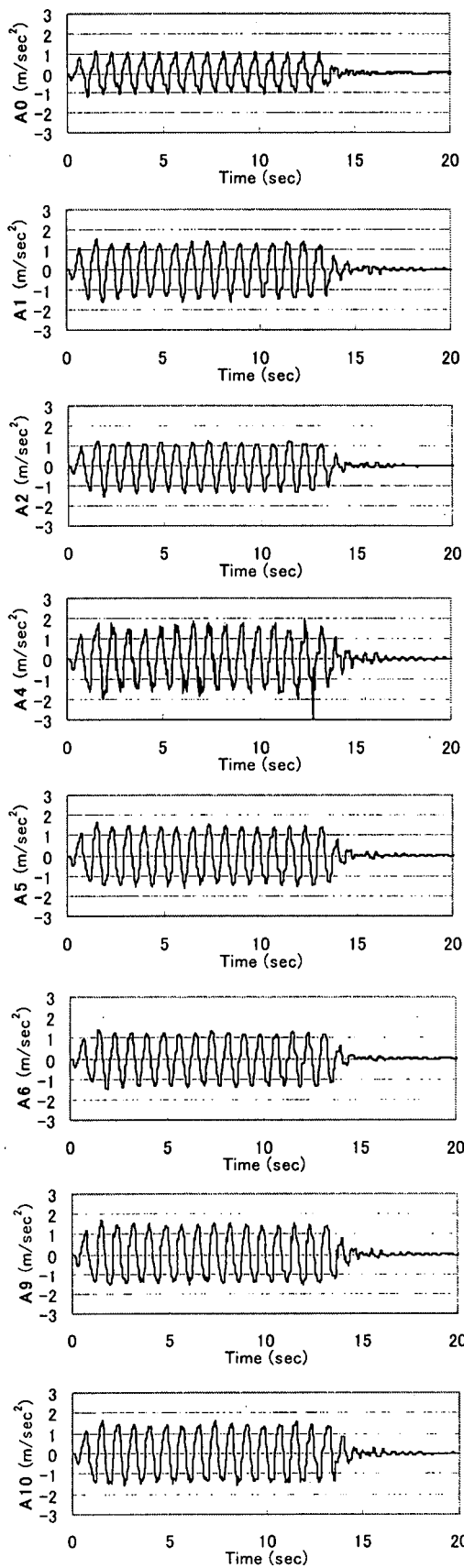
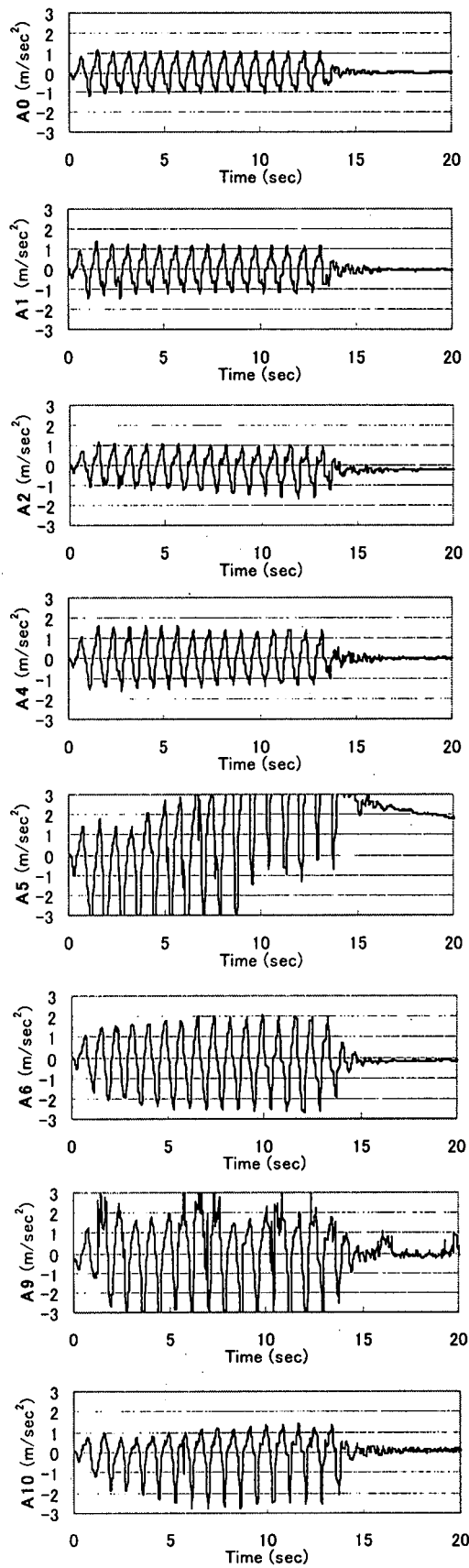


図 4.4.3.1-7 粘土地盤の強度増加率を変化させた各ケースの解析結果と実験値との比較 (盛土部の鉛直応答変位 : DV1)



(a) 解析結果



(b) 実験結果

図 4.4.3.1-8 強度増加率 m_{sp} が 0.64 の時の加速度／解析と実験の比較（第一ステップ）

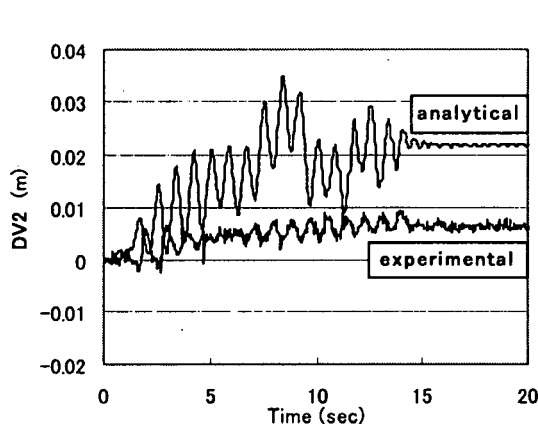
次にこれら3ケースのうち、実験に傾向が近かった強度増加率 m_w が 0.64 の場合についての、結果の詳細を示す。図 4.4.3.1-8 は加振第一ステップ中の図 4.4.3.1-6 および 7 に示した点以外の各点の応答加速度の解析結果である。実験結果も一緒に示した。A0 は解析の基盤入力加速度波形であり、実験における台加速度波形をそのまま用いている。解析、実験ともに A1 や A2 といった地盤の深い位置での応答が小さく、A4 や A5 といった浅い位置での応答が大きい。A6 については解析が実験より小さい応答を与えているが、これはすでに示した A3 の応答と同じ傾向であり、盛土の加速度応答が解析で小さめに出ていることに起因する。

図 4.4.3.1-9(a) は同じケースの水平地盤部の鉛直応答変位 (DV2) の解析結果と実験との比較である。鉛直上方を変位の座標軸の正方向にとった。盛土部分の鉛直変位 (DV1) と同様に、水平地盤部でも実験に比べて解析の方が大きい変位を与えている。この原因としては、すでに述べたように粘土地盤の実際の強度がもう少し大きめと考えられること、解析では理想的な正規圧密状態を考えているため地表面で強度と剛性ともにほぼゼロであるが、これが実際の強度の分布状態と異なること、粘土がせん断された時のダイレイタンシー特性が実験と解析とで異なること、地表面の粘土は不飽和の可能性があること、などが考えられる。しかしいずれもこの解析の結果から明確に断定できる理由ではない。

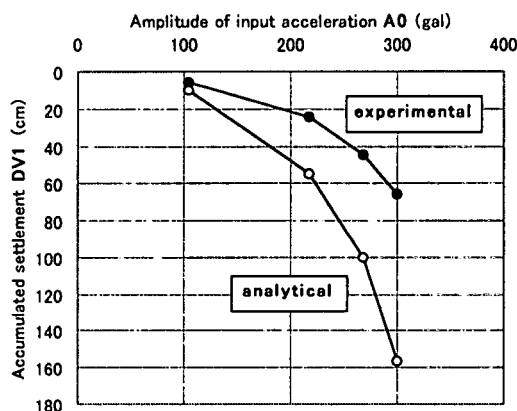
同じように、強度増加率 m_w が 0.64 の場合について、加振第4ステップまで計算した時の、盛土の鉛直変位 (DV1) の累積量と加振波形の最大振幅との関係を図 4.4.3.1-9(b) に示す。実験と定性的な傾向は一致しているものの、定量的には解析の方が大きめな変位を与えている。粘土地盤の強度増加率をさらに大きくすれば実験値により合う結果が得られると思われる。粘土地盤の強度が解析で過小評価される理由を検討する必要がある。

b) 系の変形モード

また図 4.4.3.1-10 に強度増加率 m_w が 0.64 の場合の各加振ステップ後の系の残留変形性状 (累積) を示す。図 4.4.3.1-11 は実験で得られた残留変形性状で、遠心加速度をゼロに戻した後にスケッチしたものである。実験と解析で定性的な傾向は一致している。ただし粘土地盤内のせん断変形は、解析に比べて実験の方がより浅い部分に集中する傾向がある。

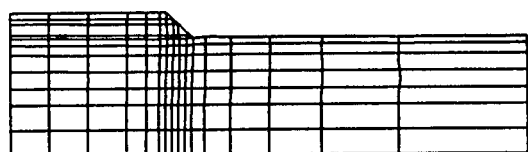


(a) 水平地盤部の応答変位
(第一ステップ).

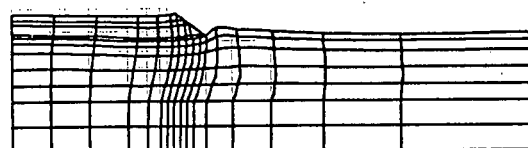


(b) 各ステップの盛土部の累積沈下量 (DV1)
と入力波の最大振幅の関係

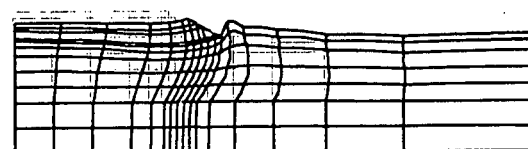
図 4.4.3.1-9 強度増加率 m_w が 0.64 の場合の解析結果と実験値との比較



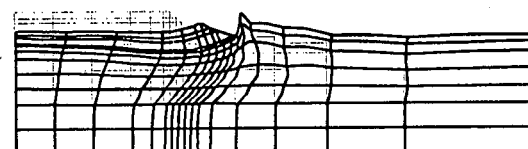
(a) 加振第一ステップ (最大振幅 104gal)



(b) 加振第二ステップ (最大振幅 218gal)



(c) 加振第三ステップ (最大振幅 268gal)



(d) 加振第四ステップ (最大振幅 300gal)

図 4.4.3.1-10 強度増加率 m_v が 0.64 の場合
の各加振ステップの後の残留変形状

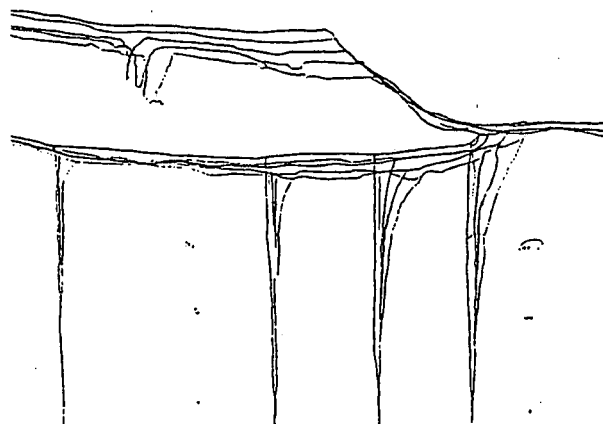


図 4.4.3.1-11 各加振ステップ後の
残留変形図 (実験のスケッチ)

c) 有限変形解析との比較

系の残留変位量がきわめて大きい場合には、常に変形前の幾何学形状を参照して計算する従来の微小変形理論による解析では、過大な変位量を得る可能性がある。地盤が沈下することで、見かけ上の斜面高さが加振中に徐々に低くなって行く効果などを全く考慮していないからである。

強度増加率 m_v が 0.64 の場合について、有限変形理論に基づく解析と通常の微小変形理論に基づく解析の結果の比較を行う。図 4.4.3.1-12 は各ケースの盛土部の鉛直変位の時刻歴 (DV1) である。加振初期は微小変形解析も有限変形解析も結果がほぼ等しいが、地盤内のひずみの増大につれて有限変形解析の方が小さな変形量を与える。

有限変形を仮定することで、DV1 の時刻歴は加振の初期部分を除いてほぼ実験と同じ傾向となった。初期部分で実験の方が固めな応答をしているのは、初期のせん断剛性とその後の繰返し载荷により軟化するためと思われる。

ところで要素試験の $G-\gamma$ 関係は繰返し後 (通常は 10 波) の履歴特性を考えている。図 4.4.3.1-12 の時刻歴を考えると、解析で用いる初期せん断弾性係数 G_0 は処女载荷を前提とした大きめの値を用い、かつ繰返しによる軟化を考慮して徐々に G_0 を低減させるようモデル化を行えば、実験結果をより精度良く再現することができると思われる。

ただしこの模型実験では、正弦波 20 波というきわめて特異な地震波形を用いたことに注意せねばならない。実地震波形では主要な载荷は高々数回にとどまり、これほど軟化が進行することはないであろう。

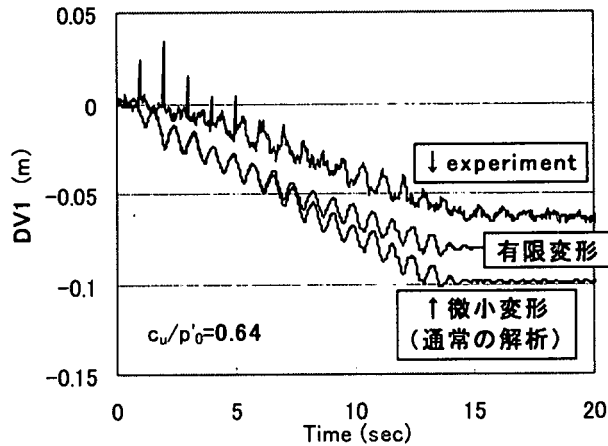


図 4.4.3.1-12 有限変形解析と通常の微小変形解析の比較
鉛直応答変位 (DV1) の時刻歴

3) まとめ

鵜飼・若井による簡易な繰返し载荷モデル¹⁾を用いて、斜面の地震後の残留変形量を予測することを試みた。要素試験結果をもとに決定した入力パラメータに基づく解析においては、地震後の残留変形量が過大に評価された。このため粘土地盤の強度増加率を少しずつ大きくするパラメトリック・スタディから適切な強度増加率を逆解析的に求め、その定数により実験結果を再現した。

実験結果と解析結果が一致しない原因については、今回は十分に明らかにできなかった。特に繰返し载荷による粘土の骨格の変化（軟化）の影響や、遠心場で行っていることに起因する速度効果（実際の 50 倍の周波数での加振であることに注意）の影響などについては、要素試験結果の解釈方法を再検討する必要がある。また盛土材の履歴特性をより適切にモデル化することも重要と思われる。加振中に盛土にクラックが発生したことも、実験と解析が合わなくなった一因である可能性がある。

参考文献

- 1) 若井明彦・鵜飼恵三 (1999) : 土の $G-\gamma, h-\gamma$ 関係と Mohr-Coulomb の破壊規準を考慮した斜面の動的弾塑性応答解析, 地震時の斜面の不安定化メカニズムと設計法に関するシンポジウム発表論文集 (地盤工学会), pp.39-44.
- 2) 石原研而 (1976) : 土質動力学の基礎, 鹿島出版会, p.196.

(2) 解析事例 2

1) 解析方法

a) 解析手法

Oka の粘土の繰返し弾粘塑性モデル¹⁾を用いた弾塑性 FEM 解析コード (LIQCA) により、粘性土基礎地盤上の盛土の動的遠心模型実験のシミュレーションを行う。ここでは、特に加振周波数が盛土および基礎地盤の変形に与える影響を検討する。

b) 解析ケース

動的遠心模型実験では 60Hz という非常に高周波数の正弦波を用いて加振している。この周波数は重力場では 1.2Hz に相当するものであり、両者の加振周波数には 50 倍の開きがある。粘土の動的強度は図 4.4.1.1-7 に示すように、加振周波数によって変化し、本モデルを用いた場合には、動的強度に 1.4 倍程度の違いがある。ここでは、同じ条件での重力場モデルと遠心力場モデルを対象として、加振周波数の影響を検討するため、表 4.4.3.2-1 に示す 2 ケースについて解析を行った。なお、実験ではステップ加振を行っており、そのステップ数は実験ケース M4 では 4 ステップである。

c) 解析モデル

重力場および遠心力場での解析に用いた FEM モデルを図 4.4.3.2-1 に示す。重力場の解析モデルは、遠心力場の解析モデルを 50 倍にしている。境界条件は、実験模型と同様に、底面固定、側方水平固定、鉛直ローラーである。盛土および砂層は、砂の弾塑性構成式²⁾、粘土層は弾粘塑性構成式¹⁾でモデル化した。排水条件は、粘土層上面を排水としている。なお、盛土下部のサンドマットは、盛土の一部としモデル化はしていないが、その透水性を考慮して、盛土下についても地表面を排水面とした。

d) モデルパラメータ

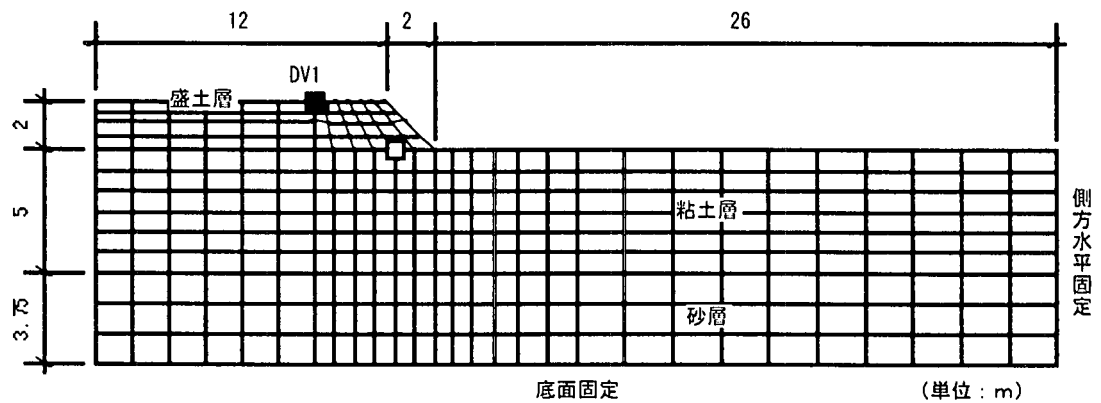
盛土、粘土層、砂層に対して設定した材料パラメータの一覧を表 4.4.3.2-2 に示す。盛土 (3 号珪砂 : クレイサンド = 2 : 1、含水比 12.5%) の材料特性に不明な点が多いため、盛土層については、以前土木研究所で実施された砂地盤上の盛土 (豊浦砂 : クレイサンド = 4 : 1、含水比 15%) の動的遠心模型実験のシミュレーションで用いたパラメータ³⁾をそのまま用いた。

粘土層については、室内試験⁴⁾の要素シミュレーションで設定したパラメータを用いた。ただし、初期間隙比や密度は遠心模型作成時の計測結果をもとに設定した。

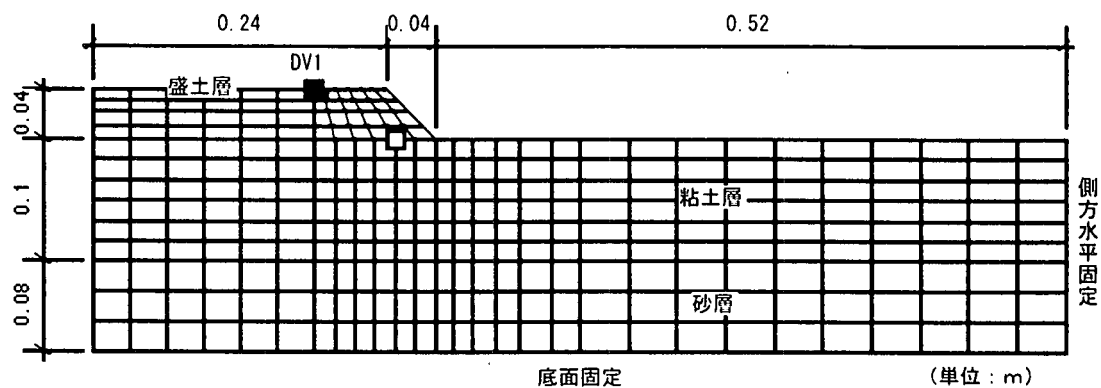
砂層については、微小ひずみでのせん断弾性係数推定式⁵⁾を用いて、模型地盤作成時に計測された空隙比から、初期せん断弾性係数を算定した。破壊応力比は、内部摩擦角から算定した。また、かなり密な砂地盤であり、過剰間隙水圧の発生はほとんどないと考え、ダイレタンシーに関するパラメータは 0.0 とし、過剰間隙水圧の発生しないモデルとしている。

表 4. 4. 3. 2-1 解析ケース一覧

ケース	実験ケース	加振条件	解析重力場
1	M 4	正弦波 (1.2Hz)	重力場
2	M 4	正弦波 (60Hz)	遠心力場



(a) 重力場：ケース 1, 3



(b) 遠心力場：ケース 2, 4

■：盛土天端 沈下量出力点 □：盛土直下基礎地盤 沈下量出力点

図 4. 4. 3. 2-1 解析モデル

表 4. 4. 3. 2-2 解析に用いたパラメーター一覧

区分		盛土層	粘土層	砂層
土質		クレイサント+珪砂	荒川粘土	珪砂
密度	ρ (t/m ³)	1.800	1.746	2.000
透水係数	k (m/sec)	-	1.0E-08	1.0E-04
水の体積弾性係数	K^f (kPa)		2.0E+06	2.0E+06
初期間隙比	e_0	0.606	1.228	0.700
圧縮指数	λ	0.02	0.1174	0.015
膨潤指数	κ	0.010	0.028	0.002
過圧密比	OCR	1	1	1
初期せん断弾性係数	G_0/σ'_{m0}	638	242	1906
変相応力比	M_m	1.072	1.225	1.378
破壊応力比	M_f	1.072	1.322	2
硬化パラメータ	B^*	1785	20	3874
粘塑性材料定数	m^*_0	-	18.5	-
粘塑性材料定数	C_{01}	-	3.00E-07	-
粘塑性材料定数	C_{02}	-	7.50E-08	-

e) その他の解析条件

初期応力は、Drucker-Prager 型の降伏曲面をもつ弾完全塑性モデルを用いて、自重静的解析により算定した。この場合、各土層の破壊角は表 4.4.3.2-2 に示した値を用いた。

入力加速度として、遠心力場の解析では実験で計測された台加振加速度（正弦波 60Hz）をそのまま用い、重力場の解析では振幅、振動数を 1/50 にしたものをを用いた。実験では同一の模型に対して、徐々に加振加速度を上げていくステップ加振を行っているが、解析では各加振ステップを処女加振として扱った。時間増分は遠心力場では 0.00005 秒、重力場では 0.0025 秒とした。また、剛性比例型の Rayleigh 減衰を用い、その係数 β は遠心力場では 0.00002、重力場では 0.001（減衰定数 1%）とした。解析時間は、重力場では 20.0 秒、遠心力場では 0.4 秒間である。

2) 解析結果

a) 加振加速度と沈下量の関係

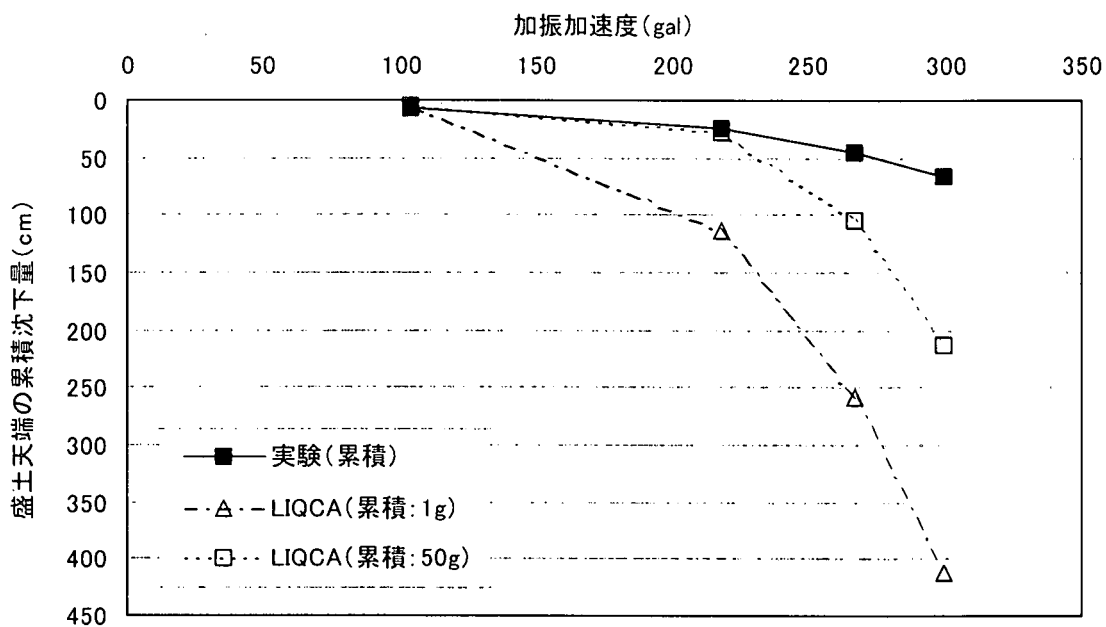
各実験ケースに対して、入力加速度の最大値と盛土天端での沈下量の関係を図 4.4.3.2-2 に示す。図には実験で変位計により計測された沈下量も示している。図 4.4.3.2-2(a)の沈下量はステップ加振の累積量（解析では得られた沈下量の和）であり、図 4.4.3.2-2(b)の沈下量は各ステップ加振の増分量（解析では得られた沈下量そのもの）である。なお、実験および遠心力場での解析結果の沈下量は重力場に換算した値である。これらの結果から、以下のことが分かる。

- ・重力場の解析での盛土の沈下量は遠心力場でのそれを上回っている。これは弾粘塑性モデルの動的強度特性、すなわち、載荷周波数が小さい方が強度が低下する傾向を反映したものである。
- ・累積量で見た場合、加振加速度を上げていった場合の増加傾向（上に凸）は同様であるが、特に、重力場の解析では大きな累積沈下量を示し、3 ステップの加振で盛土高以上の沈下が生じるという不合理な結果となっている。
- ・遠心力場の解析結果は、2 ステップの加振までは実験値とよい一致を示しているが、3 ステップ以降大きな差が生じ増分沈下量で見た場合、その傾向も異なる。これは、解析の方ではあとの変形図に示すように、微小変形解析では追従できないような変形が発生していることが一因と思われる。また、実験の方からは、それまでの加振により、盛土は沈下し側方地盤は隆起する傾向があり不平衡力が小さくなっていることや繰返し圧密が一因となっているのではないかと考えている。

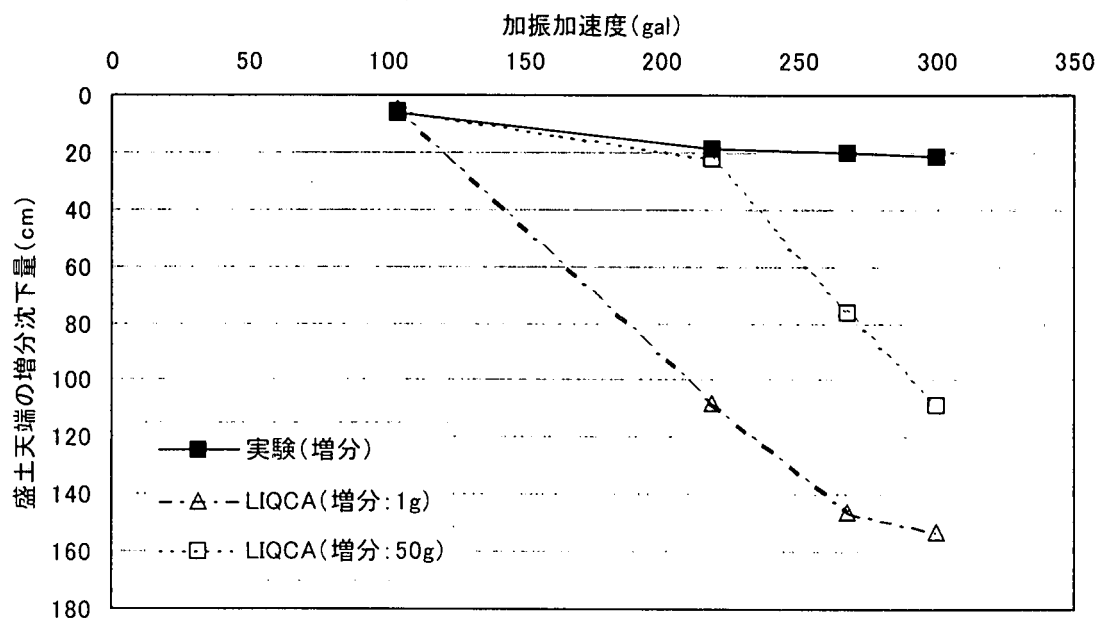
b) 加振後の変形モード

次に、各ケースに対して、各加振ステップでの加振後の変形図をそれぞれ図 4.4.3.2-3、図 4.4.3.2-4 に示す。これらの結果より、以下のことが分かる。

- ・ケース 1 では盛土のり尻付近の変形が大きい、ケース 2 では模型全体にわたって変形が進行している。このように、モデル全体の変形モードについては、重力場での解析の方が実験結果（盛土のり尻部分の変形が大きい）に近い傾向を示している。

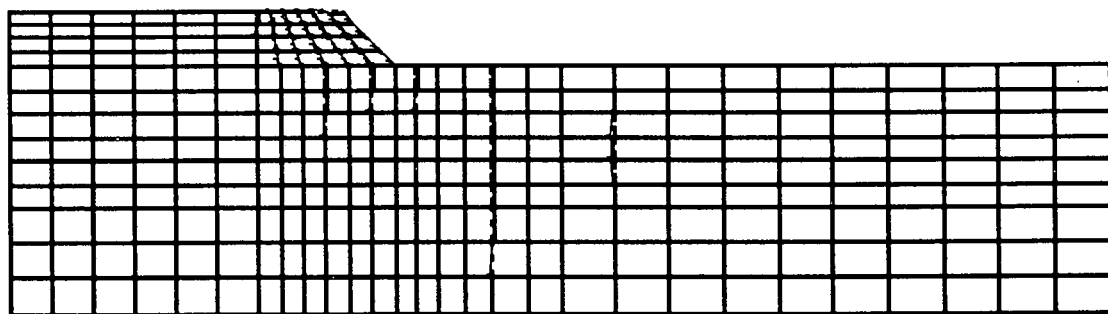


(a) ケース1, 2: 実験ケースM4: 正弦波(60Hz): 累積値

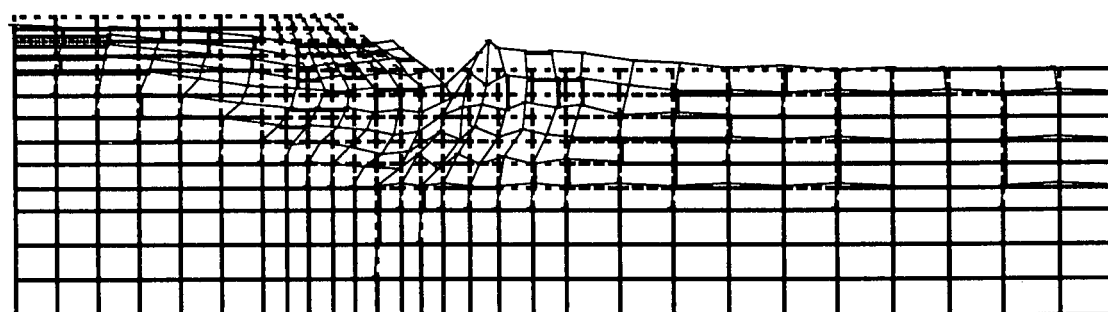


(b) ケース1, 2: 実験ケースM4: 正弦波(60Hz) 増分値

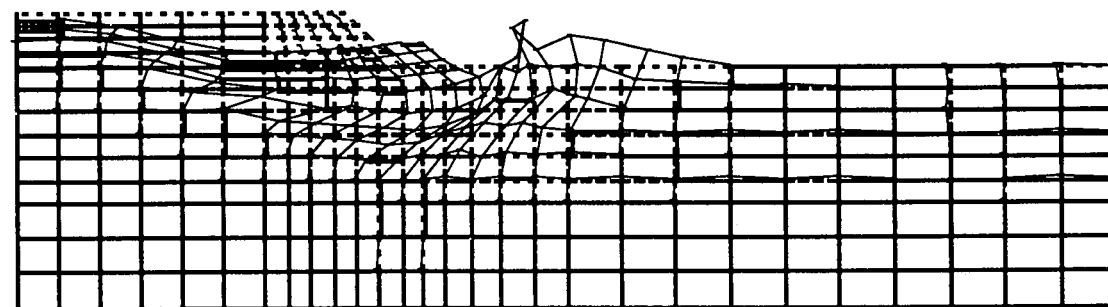
図 4. 4. 3. 2-2 入力加速度と盛土天端の沈下量の関係



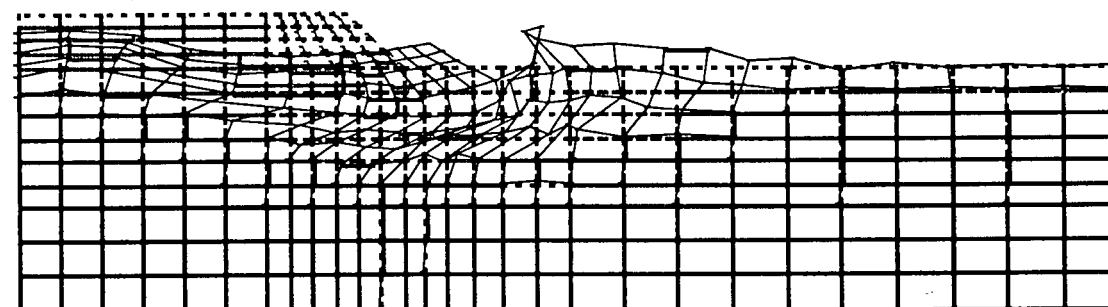
STEP 1



STEP 2



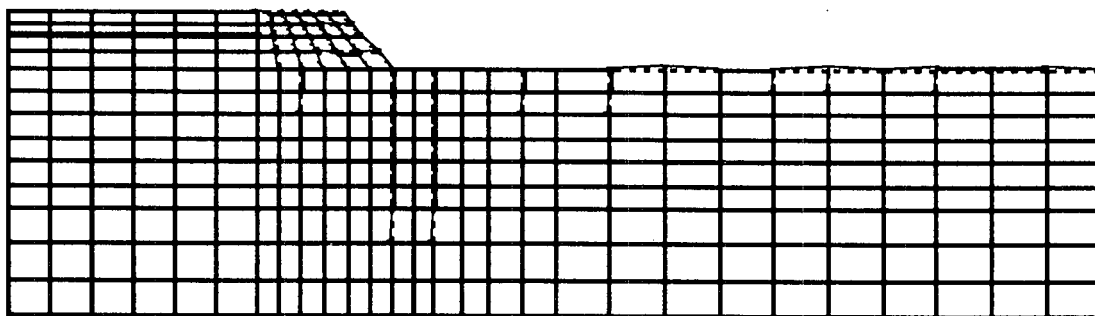
STEP 3



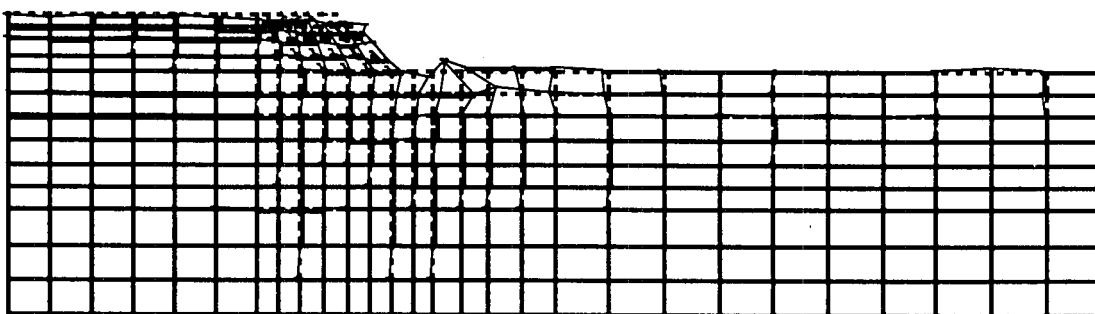
STEP 4

変形のスケール：メッシュのスケール = 1 : 1

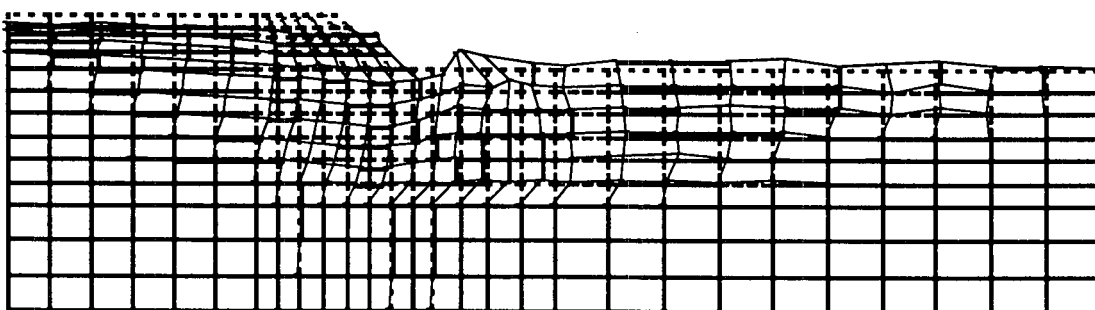
図 4. 4. 3. 2-3 加振後の変形図（ケース 1：正弦波加振、重力場）



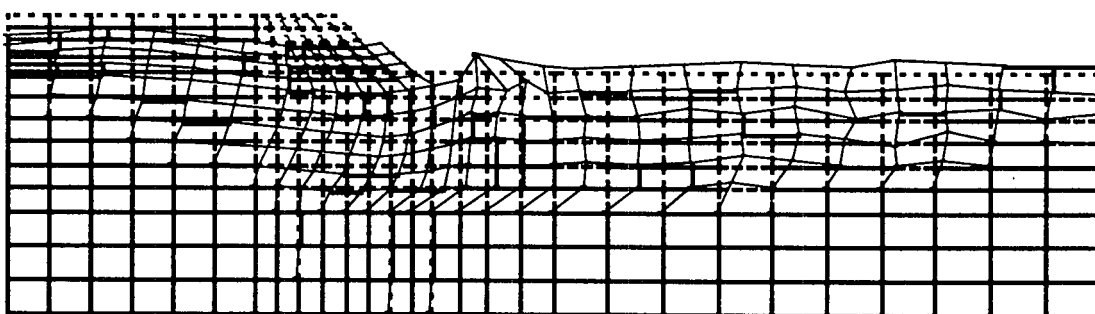
STEP 1



STEP 2



STEP 3



STEP 4

変形のスケール：メッシュのスケール=1：1

図 4. 4. 3. 2-4 加振後の変形図（ケース 2：正弦波加振、遠心力場）

3) まとめ

Oka の粘土の繰返し弾粘塑性モデル¹⁾を用いた弾塑性FEM解析コード(LIQCA)により粘性土基礎地盤上の盛土の動的遠心模型実験のシミュレーションを行ったが、解析結果をまとめると、以下ようになる。

- ・遠心場の解析結果の盛土沈下量は、2ステップまでは実験結果とよく一致していたが、加振加速度が大きくなる3ステップ以降では実験結果と比較して大きな累積沈下量を示した。
- ・重力場の解析結果の盛土沈下量は、遠心場での盛土沈下量を上回っていたが、これは本解析の弾粘塑性モデルの周波数依存性によるものと考えられる。
- ・3ステップ以降の解析結果と実験結果との大きな差は、本解析が微小変形解析であることと、各加振後の圧密を考慮していないことが一因であると考えられる。

参考文献

- 1)Oka, F. : A cyclic elasto-viscoplastic constitutive model for clay based on the non-linear hardening rule, Proc. 4th Int. Conf. on Numerical Models in Geomechanics, 105-114,1992.
- 2)Oka, F., Yashima, A., Tateishi, A., Taguchi, Y. and Yamashita, S.: A cyclic elasto-plastic constitutive model for sand considering a plastic-strain dependence of the shear modulus, Geotechnique, Vol.49, No.5, pp.661-680, 1999.
- 3)Matsuo, O., Nishi, K. and Uzuoka, R. :Numerical simulation of seismic failure of embankments founded on liquefiable soils, IACMAG,1997.
- 4)大村祥平, 兵動正幸, 松尾修, 島津多賀夫: 粘土地盤上の盛土の動的遠心模型実験(その3) - 粘性土の単調および繰返し三軸試験一, 第32回地盤工学研究発表会, 1997.
- 5)Iwasaki, T. and Tatsuoka, F. : Effects of grain size and grading on dynamic shear moduli of sands, Soils and Foundations, Vol. 17, No. 3, pp.19-35, 1977.

(3) 解析事例 3

1) 解析方法

a) 解析手法

阿部ら¹⁾の開発した非線形弾性モデルによる二次元 FEM 解析コード (EFFCTD) を用いて、50G 場とした遠心載荷振動台実験から得られた粘性土基礎地盤上の盛土の動的挙動シミュレーションを行った。

b) 解析モデル

建設省土木研究所²⁾から貸与していただいた「地震時残留変位量適用性検討のための解析条件 (その 3) 1998. 10. 21、以下「資料」とよぶ」を使い、軟弱粘性土地盤上の盛土 (片断面) のうち無補強のケース (M4) について解析モデルを作成した。二次元 FEM モデルは (株) ハザマから貸与していただいた。解析モデルが実物換算の寸法で構成されていたことから、演算も実寸法単位で実施した。加振振動数が粘性土の動的強度に与える影響については考慮せず、単純に重力場での計算とした。「資料」から、盛土と基礎地盤の間にサンドマットが敷かれていることがわかり、砂層に相当する要素を解析モデルに追加した。修正した FEM モデル (材料番号表示) を図 4.4.3.3-1 に示す。各要素の初期応力は「資料」にある実験結果を用い、静的線形自重解析から求めた。当初、サンドマットの解析パラメータとして粘土地盤下に設置した 3 号硅砂の値を使用した が、その部分の応力がばらつくため、単位体積重量のみを 3 号硅砂層の値とし、ヤング率は盛土材料の値とした。

c) モデルパラメータ

実験に使用した試料の解析パラメータを表 4.4.3.3-1 に示す。基礎地盤のうち粘性土については盛土直下での軸変位量を求める演算ルーチンを含めている。軸ひずみ計算に必要な粘性土の「換算係数」については、実験結果がないため豊浦砂と同じ 0.5 という値を設定した。また、基礎地盤の粘性土内で発生する過剰間げき水圧の評価では、最大過剰間げき水圧比を 0.1 として水圧発生を許している。

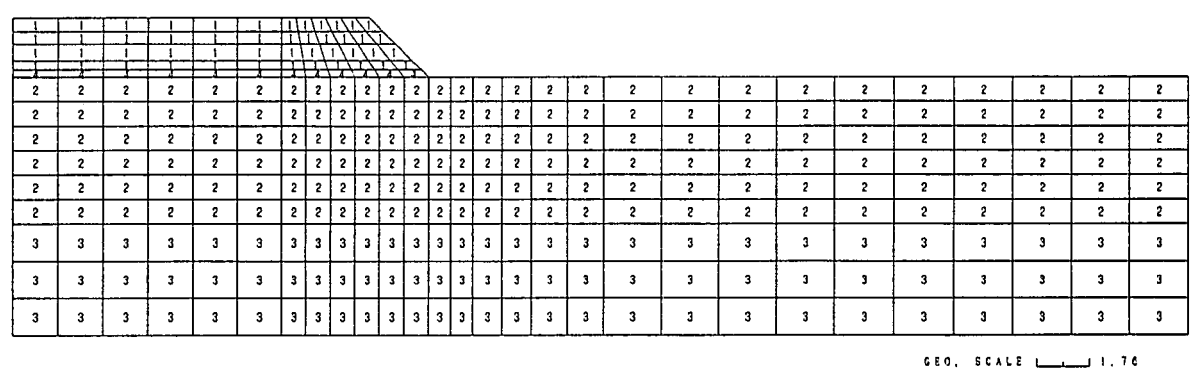


図 4.4.3.3-1 FEM モデル (材料番号表示)

表 4.4.3.3-1 モデルパラメータ

	E(tf/m ²)	ν	γ (tf/m ³)	G0(tf/m ²)に基準化	α	β	c(tf/m ²)	ϕ (°)	R120	液状化強度曲線勾配	水圧上昇パラメータ
1 盛土	1396.0	0.333	1.717	3330.6	3.43	1.78	1.50	10.20	—	—	—
2 粘性土	923.0	0.333	0.710	1415.8	1.89	0.92	0.00	39.60	0.24	-12.0	0.7
3 珪砂	7134.1	0.333	0.945	2682	3.71	1.89	0.00	40.00	—	—	—
4 サンドマット	1396.0	0.333	1.945	3330.6	3.43	1.78	0.00	40.00	—	—	—

※変相角= 28

d) その他の解析条件

数値積分に Newmark- β 法を用い、積分時間間隔を実験計測間隔 0.025 秒の 1/25 である 0.001 秒として 90 秒間演算した。4 段階の加振ステップを 1 回の解析で行うため、M0 に収められていた各加速度振幅値を切り出しつなぎ合わせた。側方の境界条件としては、X 方向を固定、Y 方向自由とし、底部は両方向とも固定した。

2) 解析結果

a) 応答加速度

実験から得られた計測加速度と本解析での水平応答加速度の最大値を比較する。土槽中央で粘土層の底部で計測された加速度計 A1 と対応する節点 239(NP239)での応答加速度を表 4.4.3.3-2 に示す。解析値の方がやや振幅が大きいが、計測値と解析値にはパルス状の振幅が含まれており比較は難しく、概ね一致したと判断できる。盛土内中央部で計測された A3 と対応する節点 59(NP59)での加速度を表 4.4.3.3-3 に示す。盛土内では STEP2 までは両者の値がほぼ一致しているが、入力振幅がさらに大きくなる STEP3、STEP4 ではその差が激しい。原因としては、計測時のパルス振幅が影響していると考えられるが、大加振時の解析結果の再現性、特に盛土部分のような標高の高い地点での結果には注意を要するといえる。なお、他の計測点でも同様な差がみられる。

表 4.4.3.3-2 水平応答加速度の比較(基礎地盤内)

位置	STEP1	STEP2	STEP3	STEP4
A1(Gal)	145	290	-465	-527
NP239 (Gal)	136	-372	-591	-768

表 4.4.3.3-3 水平応答加速度の比較(盛土内)

位置	STEP1	STEP2	STEP3	STEP4
A3(Gal)	-299	-531	-1968	-1245
NP59 (Gal)	182	500	666	636

b) 応答鉛直変位量

鉛直変位量計測器 DV-1（斜面寄りの盛土天端地表面）での変位量と対応する節点 85 での変位量を表 4.4.3.3-4 に示す。計測値ではステップが変わり加振振幅が大きくなるとともに、沈下量が増加している。一方、DV-2（土槽中央水平地盤地表面）とそれに対応する節点 59(NP59)での鉛直変位量を表 4.4.3.3-5 に示す。計測結果から、水平地盤では初期のステップで地表面が孕み、その後の大加振で沈下するという盛土部分とは異なった挙動を示す。

表 4.4.3.3-4 から DV-1 と解析結果は各ステップで良い対応を示している。参考に節点 85 における変位量の時刻歴図を図 4.4.3.3-2 に示す。表 4.4.3.3-5 から、DV-2 に対応する NP59 関しては STEP4 で+21.4cm（隆起）となっており、計測結果の沈下傾向が再現されていない（他のステップの比較はサンプリングに失敗してできなかった）。一方、盛土法肩ではスケッチによって変位量が計測されているが、対応する節点 147 の鉛直方向の変位量と比較すると、計測からでは STEP1 で-15.0cm、STEP2 で-24.0cm、STEP3 で-70.0cm、STEP4 で-100.0cm の沈下量が得られており、解析では STEP1 で-7.3cm、STEP2 で-25.5cm、STEP3 で-57.3cm、STEP4 で-103.0cm が得られている。DV-1 以外の位置でも、ほぼ両者が対応した結果となっていることがわかる。

表 4.4.3.3-4 鉛直応答変位量の比較（盛土天端）

位置	STEP1	STEP2	STEP3	STEP4
DV-1 (cm)	-6.2	-24.6	-45.0	-66.5
NP85 (cm)	-5.8	-18.2	-40.0	-68.7

表 4.4.3.3-5 鉛直応答変位量の比較（水平地盤）

位置	STEP1	STEP2	STEP3	STEP4
DV-2 (cm)	+1.1	+1.0	-18.3	-46.6
NP59 (cm)	---	---	---	+21.4

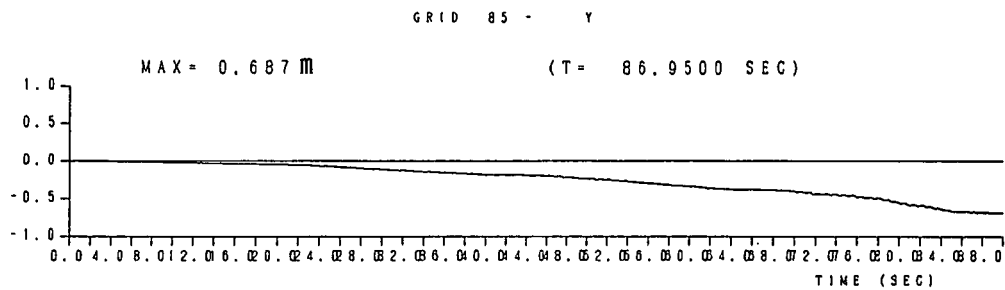


図 4.4.3.3-2 節点 85 における鉛直変位量の時刻歴

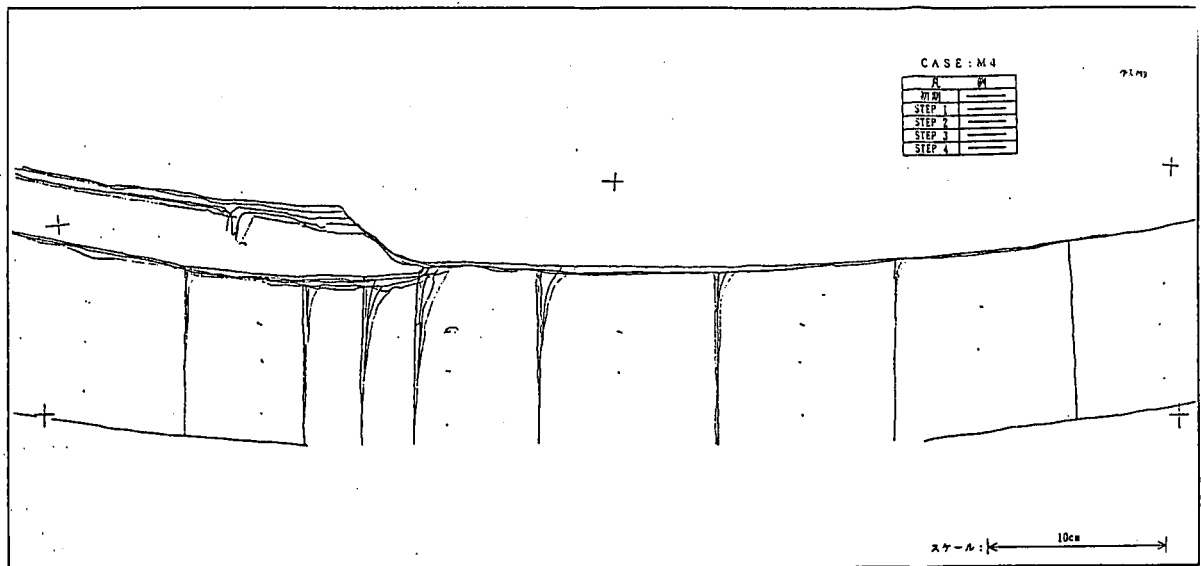


図 4.4.3.3-3 地盤の変形状況（加振時）

c) 各ステップでの変形状況

実験時に各ステップでの変形状況がスケッチされており、その結果を図 4.4.3.3-3 に示す。ステップが増加するにつれて盛土部分が沈下し、それに伴って基礎地盤は図面に向かって右側に側方流動していることがわかる。解析結果について、1 ステップが 22.5 秒となっていることから、22.5 秒ごとの変位図を図 - 4.4.3.3-4 (a)～(d)に示す。

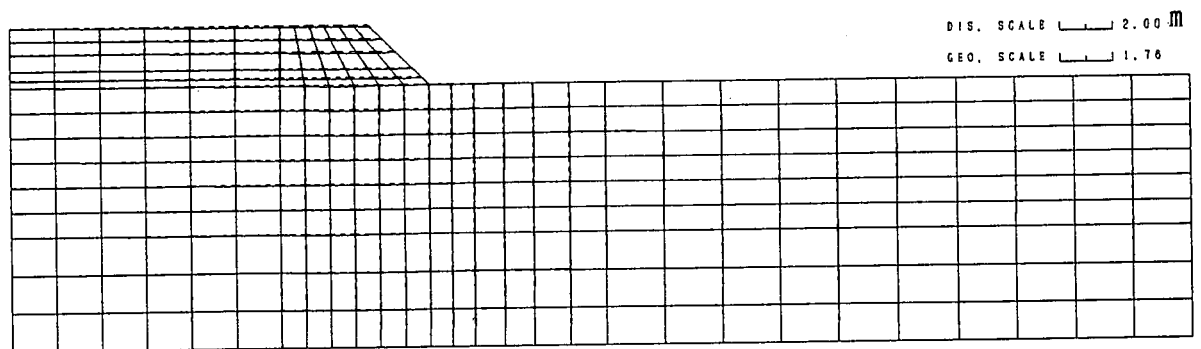


図 4.4.3.3-4 (a) 加振 22.5 秒での変形状況

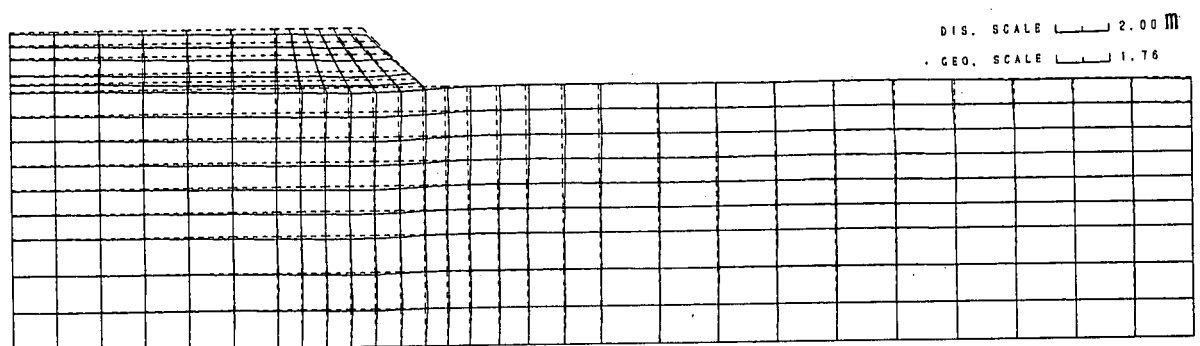


図 4.4.3.3-4 (b) 加振 45.0 秒での変形状況

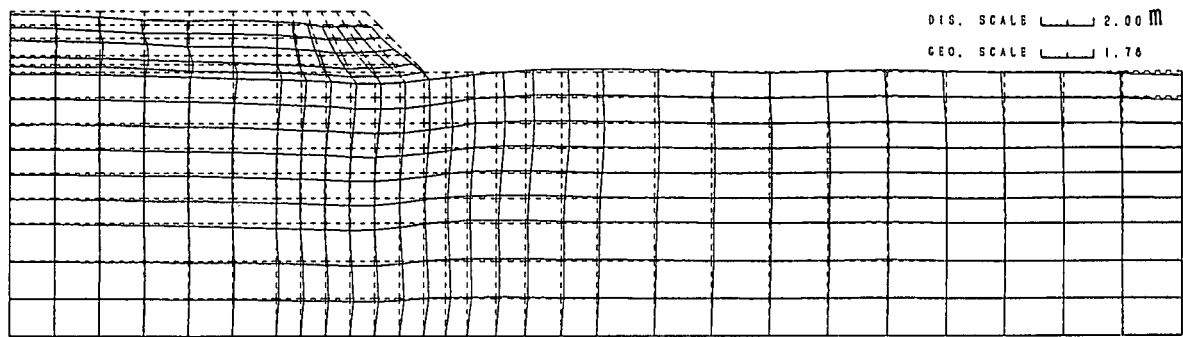


図 4.4.3.3-4 (c) 加振 67.5 秒での変形状況

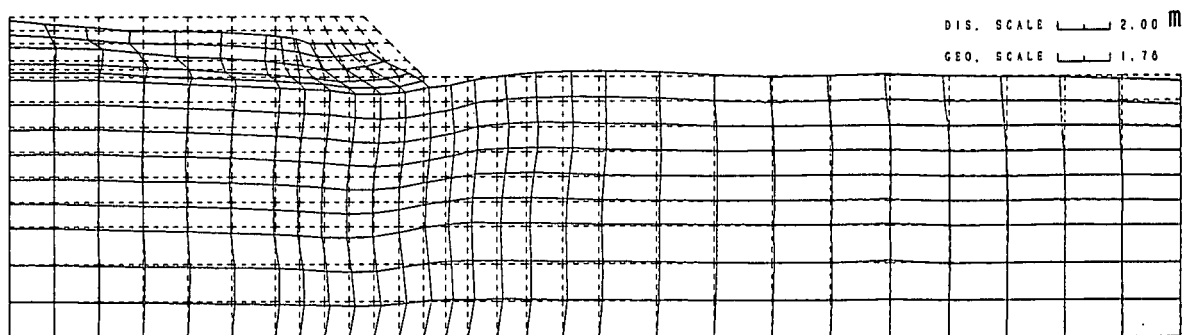


図 4.4.3.3-4 (d) 加振 90.0 秒での変形状況

解析から得られた盛土付近の変形状況は全体としては実験結果を再現している。ただし、c)でも述べたように、解析結果では盛土周辺の水平地盤において浮き上がる状態を示し、計測結果と異なった挙動を示した。

以上、解析結果を総合すると、加振後の盛土自体の変位形状は実験結果と整合しているが、変位量の絶対値は計測値と解析値に僅かに差が出ている。また、水平地盤部分では、盛土部分ほど実験結果をうまく模擬できていない。ただ、解析に使用した非線形弾性解析手法は簡便であり、パラメータの設定に特別なテクニックを必要としないことから、天端鉛直変位量に着目するシミュレーションには有効な手法といえる。

最後に、非線形弾性法によるプログラム EFFCTD でもかなり計測値に近い結果が得られると判断できる。今後粘性土の水圧評価を再度加えて解析精度を検討したい。

参考文献

- 1) Abe, H.: Liquefaction shaking table tests for sandy ground with embankment, J. Geotech. Eng., JSCE, No.554/Ⅲ-37, pp.1-17, 1996.
- 2) 建設省土木研究所:地震時残留変位量適用性検討のための解析条件(その3), 1998.

4.4.4 JR 駅盛土の地震被害のシミュレーション

JR 新長田駅付近の鉄道盛土の被災事例（兵庫県南部地震（1996））の数値シミュレーションを行った。前節で用いた 3 種類のモデルのうち LIQCA を除いた 2 種類のモデルによる解析事例を紹介する。

(1) 解析事例 1

1) 解析方法

a) 解析手法

鵜飼・若井による簡易な繰返し載荷モデル¹⁾を用いて、JR 駅盛土の被災事例の数値シミュレーションを試みる。今回は Ac 層（沖積粘性土層）に非排水モデル（ $\phi=0$ ，ダイレイタンス・ゼロ）を、盛土層（どちらかという砂質系）に $c-\phi$ 版のモデルを適用する。

b) 解析モデル

対象とした鉄道盛土付近の地層構成は大きく分けて上部の盛土層（砂質土）と下部の沖積粘土層（Ac）とからなる。現場は JR 新長田駅にほど近い山陽本線の盛土であり、Ac 層より 4m 程度の盛土（両端は逆 T 式擁壁）を立上げた上に、約 4m 高さの本線盛土がなされている。被災後の斜面の変形性状はここでは省略するが、地震後になされた復旧工事の際の測量結果などから、天端で数 10cm～1m 程度の沈下が確認されている。そこで本報告においては特に盛土天端の残留沈下量に着目した検討を行う。

解析に用いた有限要素メッシュ（ただし 8 節点要素）を図 4.4.4.1-1 に示す。解析領域の下端は固定、左右端は水平変位のみ固定（鉛直ローラー）とした。入力地震波形は今回の現場に近い JR 鷹取駅にて観測された水平加速度波形の NS 成分（図 4.4.4.1-2）である。とりあえず加速度データの正方向を図 4.4.4.1-1 の右方向として入力することを基本にした（後述のように、この正負を逆にした解析も行っている）。

c) モデルパラメータ

系の Rayleigh 減衰は周期 0.2～2.0sec において $h=3\%$ 程度を確保する値（ $\alpha=0.172, \beta=0.00174$ ）とした。各材料の材料定数を表 4.4.4.1-1 に示す。盛土、Ac 層ともに E_0 （および G_0 ）の拘束圧依存性は無視するものとした（ $m=0$ ）。また、 $E_0=2(1+\nu)G_0$ （ $\nu=0.4$ と仮定）として、弾性波速度 V_s より求めた G_0 から E_0 を算定した。

盛土層の ϕ は三軸圧縮試験の結果より、Ac 層の c はデータがないため表 4.4.4.1-1 に示す N 値を参考に式(1)（道路橋示方書 IV 下部構造編）からそれぞれ決定した。

$$c_u = (0.6 \sim 1.0) \cdot N \quad (c_u : \text{tf/m}^2) \quad (1)$$

盛土層は砂質土のため、ダイレイタンスを考慮して $K_{cv}=3.5^{2)}$ とした。一方、Ac 層は非排水状態を仮定した（von Mises 型の流れ則）。盛土および Ac 層の履歴減衰を規定するパラメータ $b \cdot \gamma_{G_0}$ および n は、繰返しせん断試験に基づく $h-\gamma$ 関係を表現しうるような値を設定した。解析で仮定した $h-\gamma$ 関係を図 4.4.4.1-3 に示す。

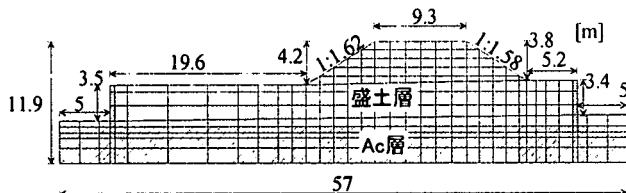


図 4.4.4.1-1 有限要素メッシュ図

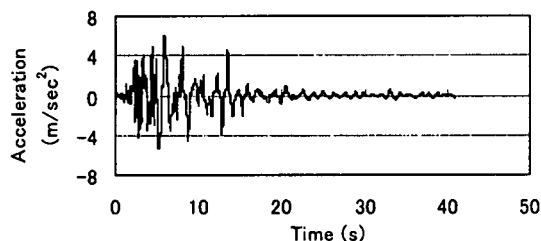


図 4.4.4.1-2 基盤の入力波形（水平加速度）

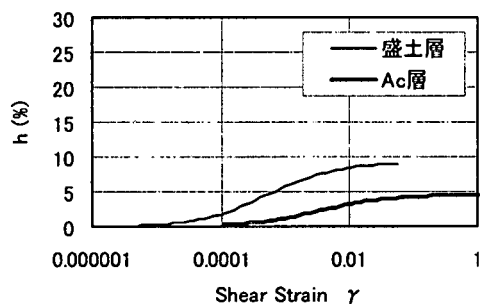


図 4.4.4.1-3 h - γ 関係（本モデル）

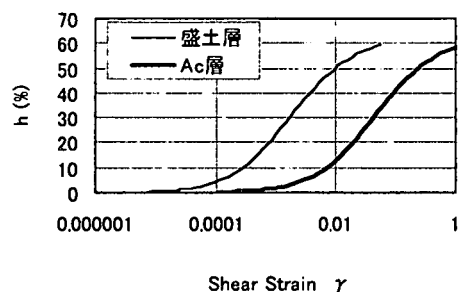


図 4.4.4.1-4 h - γ 関係（HD モデル）

比較のため、HD モデルを適用した場合の h - γ 関係を図 4.4.4.1-4 に示す。大ひずみ領域で減衰が過大となることがわかる。

擁壁については、鉄筋コンクリートの典型的な物性値を与えた。

2) 解析結果

a) 基本ケース

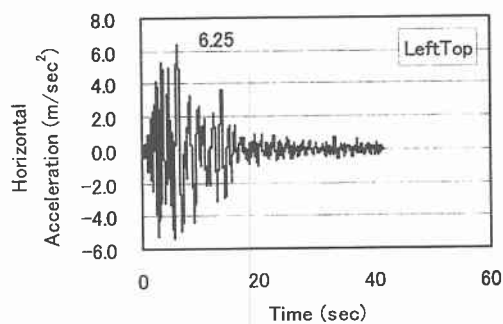
まず表 4.4.4.1-1 に示した各パラメータによる解析（基本ケース）の結果を紹介する。

図 4.4.4.1-5 は本線盛土の左右法肩の水平加速度の時刻歴（図 4.4.4.1-1 の右方向を正）、図 4.4.4.1-6 は同じく水平変位、図 4.4.4.1-7 は鉛直変位の時刻歴である。入力波（図 4.4.4.1-2）に対する大きな増幅は見られない。残留変形については、右肩で 45cm 程度、左肩で 30cm 程度の鉛直変位、また右肩で 15cm 程度、左肩で 20cm 程度の水平変位を生じた。変形量の大きさはほぼ被災後の実測値と合っている。

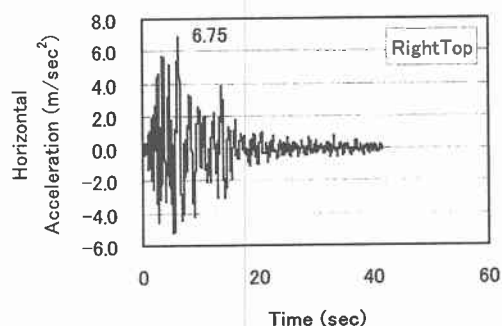
図 4.4.4.1-8 は地震後の変形性状（破線が地震前、実線が地震後である）、図 4.4.4.1-9 は同じく地震後の最大せん断ひずみの分布である。図 4.4.4.1-8 における変形は実際の 3 倍に強調してある。地震後に本線の盛土法面内に大きなひずみが発生しており、法肩付近が大きく沈下するとともに前方へ迫り出している様子が分かる。

表 4.4.4.1-1 材料定数の一覧と各層の N 値（現場資料より）

	ヤング率	ポアソン比	粘着力	内部摩擦角	Rowe 式	履歴ループ		単位体積重量	(N 値)
	E_0 (kPa)	ν	C (kPa)	ϕ (deg)	K_{cv}	$b \cdot \gamma_{G0}$	n	γ (kN/m³)	
盛土層	19.8×10^4	0.4	0	36	3.5	2.3	2.2	16.07	(9)
Ac 層	9.6×10^4	0.4	70	0	—	6	2	17.39	(7)
擁壁	2.99×10^7	0.13	1×10^{20}	0	—	—	—	23.13	—



(a) 左法肩



(b) 右法肩

図 4.4.4.1-5 法肩の水平加速度
(基本ケース)

法肩の破壊は左肩より右肩で特に顕著であった。この理由には左肩より若干右肩の方が勾配が急であったこと、下に控えている擁壁との間の距離が左肩のそれより近い（擁壁の移動に引きずられた）こと、入力した地震波形が特に斜面を座標軸の正方向へ滑らせようとする成分の卓越した波形であったこと、などいくつかの可能性が考えられる。この他、盛土と Ac 層の境界部にひずみの大きな部分が点在していることから、盛土と Ac 層の応答に大きな位相差のあったことが推定される。

b) $h-\gamma$ 関係を HD モデルと同一にしたケース（大ひずみ域で減衰率が過大となる場合）

盛土層と Ac 層をともに HD モデルと同一の $h-\gamma$ 関係（図 4.4.4.1-4）を仮定したケースの解析結果を、図 4.4.4.1-10（水平変位）と図 4.4.4.1-11（鉛直変位）に示す。図は省略するが、最大応答加速度に着目して増幅率を計算すると、盛土の左肩で 0.88、右肩で 1.00 となった。基本ケースと比べて系の減衰が大きいため、いずれも基本ケースより小さな加速度値となって

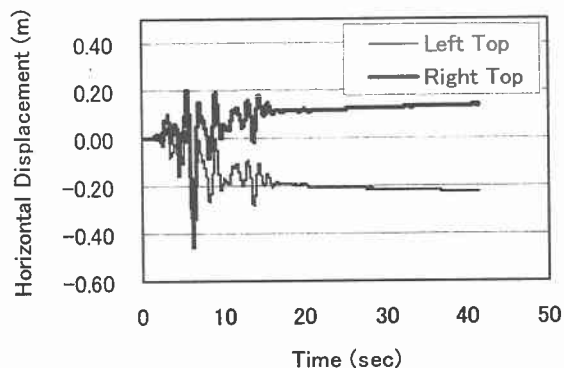


図 4.4.4.1-6 法肩の水平変位（基本ケース）

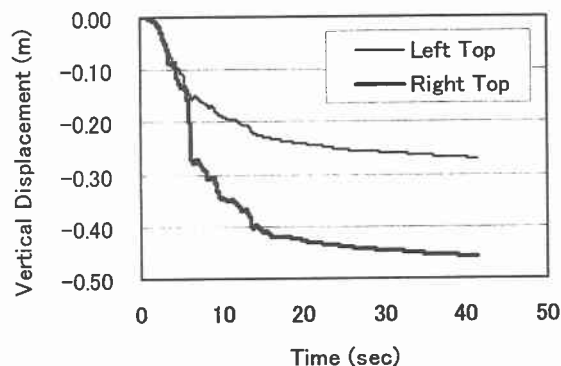


図 4.4.4.1-7 法肩の鉛直変位（基本ケース）

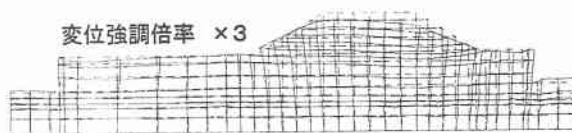


図 4.4.4.1-8 地震後の変形性状（基本ケース）

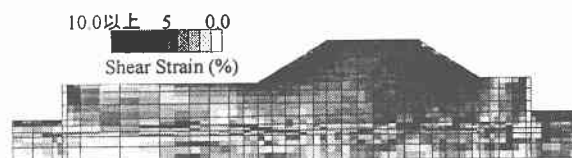


図 4.4.4.1-9 地震後のひずみ分布(基本ケース)

いる。残留変位量は、盛土左肩での沈下量が基本ケースよりやや大きくなっているのを除くと、水平、鉛直ともにほぼ基本ケースに近い値となった。ただし水平変位の時刻歴などを見ると分かるように、基本ケースでは5秒過ぎに瞬間的に大きな変位が発生しているのに対して、このケースでは減衰が大きいため、瞬間的な変位増加は顕著でなかった。

次に地震後の変形性状（図 4.4.4.1-12）と最大せん断ひずみ分布（図 4.4.4.1-13）を示す。変形図やひずみ図から分かるように、Ac 層の下端に若干のひずみ（水平変位）の大きな領域が観察される（底部破壊の兆候）。一方、基本ケースで見られた Ac 層と盛土層の間のひずみの集中は今回は見られない。減衰が大きくなった結果、本来増幅されるべき盛土層で加速度があまり増幅されず、Ac 層が盛土層とより一体となって運動したことがわかる。盛土天端の残留変形モードも基本ケースと異なり、左右でほぼ一様に沈下している。

c) 盛土部もダイレイタンシーをゼロとしたケース

盛土層も Ac 層と同様に von Mises 型の塑性ポテンシャルを用いた（非排水；等体積条件）ケース

の解析結果を、図 4.4.4.1-14（水平変位）と図 4.4.4.1-15（鉛直変位）に示す。他の条件はすべて基本ケースと同一である。特に右肩の残留水平変位が基本ケースに比べて大きくなっている。これはダイレイタンシー・ゼロ（塑性化時の等体積条件）によるもので、破壊した法面の要素が沈下するとともに体積を維持しながら水平方向へ押し出されたためである。

次に地震後の変形性状（図 4.4.4.1-16）と最大せん断ひずみ分布（図 4.4.4.1-17）を示す。盛土全体が大きなせん断変形を受けてほぼ一様に沈下するとともに、大きな水平方向のすべり出し変形を伴っていることがわかる。

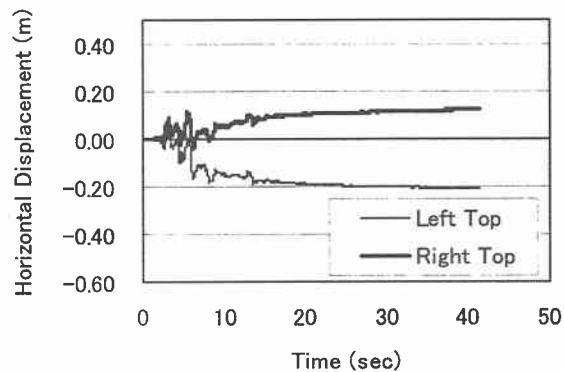


図 4.4.4.1-10 法肩の水平変位（HD モデル）

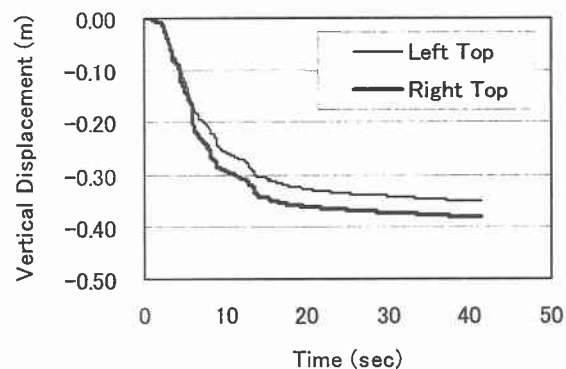


図 4.4.4.1-11 法肩の鉛直変位（HD モデル）



図 4.4.4.1-12 地震後の変形性状（HD モデル）

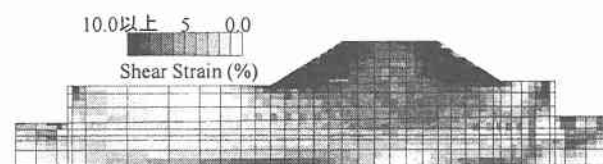


図 4.4.4.1-13 地震後のひずみ分布（HD モデル）

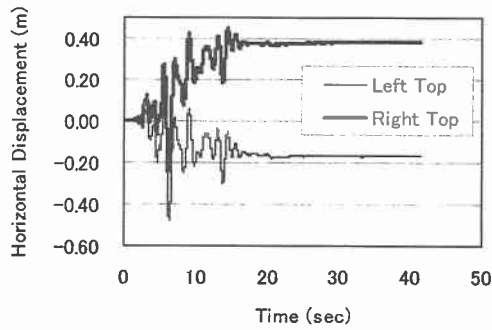


図 4. 4. 4. 1-14 法肩の水平変位
(ダイレイタンス・ゼロ)

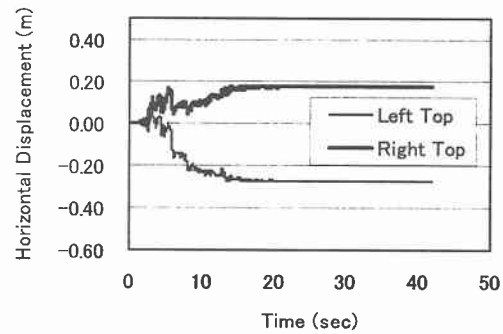


図 4. 4. 4. 1-18 法肩の水平変位
(弾完全塑性体)

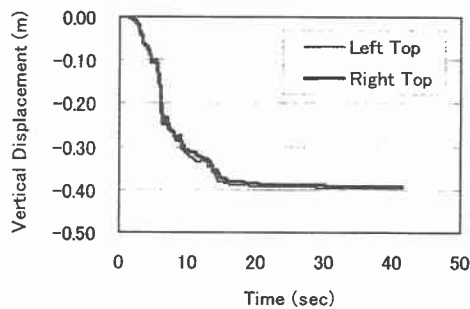


図 4. 4. 4. 1-15 法肩の鉛直変位
(ダイレイタンス・ゼロ)

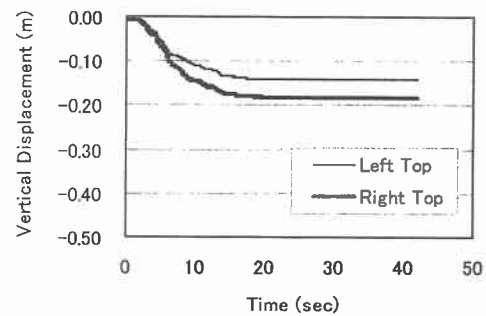


図 4. 4. 4. 1-19 法肩の鉛直変位
(弾完全塑性体)



図 4. 4. 4. 1-16 地震後の変形状
(ダイレイタンス・ゼロ)



図 4. 4. 4. 1-20 地震後の変形状
(弾完全塑性体)

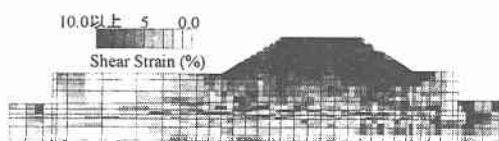


図 4. 4. 4. 1-17 地震後のひずみ分布
(ダイレイタンス・ゼロ)

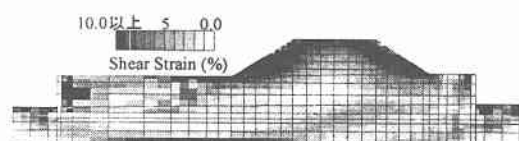


図 4. 4. 4. 1-21 地震後のひずみ分布
(弾完全塑性体)

d) 弾完全塑性体を仮定したケース

盛土層と Ac 層に対して、弾完全塑性体・非関連流れ則を適用した場合の解析結果を、図 4.4.4.1-18 (水平変位) と図 4.4.4.1-19 (鉛直変位) に示す。弾完全塑性体の場合にヤング率として純粋な応力ひずみ関係の初期勾配を与えると固すぎる結果を与えることが知られている (E_{s0} がよく使われる)。ここでは基本ケースで用いた E_0 のちょうど半分の値を E_{s0} であると仮定して、これをヤング率に用いた。また盛土層では $\psi = \phi - 30^\circ$ ²⁾ からダイレイタンス角 ψ を決定した。

塑性化後は常に体積膨張を生ずるため、ケース c)と同様に水平変位が非常に大きくなっている。しかし鉛直変位は基本ケースに比べてかなり小さく、弾完全塑性モデルでは残留変形を過小評価する可能性のあることを示している。

地震後の変形性状（図 4.4.4.1-20）とせん断ひずみ分布（図 4.4.4.1-21）を図示する。盛土の水平変位が卓越している。ひずみ分布より、Ac 層の下端（本線盛土より左方）で底部破壊の兆候が見られる。ここからひずみのやや大きな領域が右上方へと延びており、全体として本線盛土を含む大円弧で左方へすべり出すモードを示している。弾完全塑性体は材料の降伏前後で大きく物性が変わるため、弱い材料はより弱く、強い材料はより強く評価される。この例では盛土層より Ac 層が相対的にかなり弱く評価されたため、このようなすべり面が表れたものと考えられる。

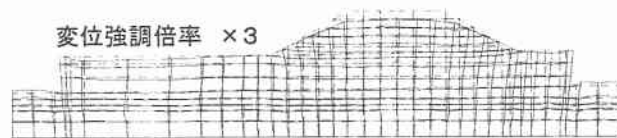


図 4.4.4.1-22 地震後の変形性状
（入力波を逆にしたケース）

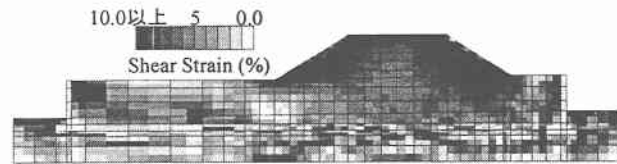


図 4.4.4.1-23 地震後のひずみ分布
（入力波を逆にしたケース）

e) 入力地震波形の符号を正負反対にしたケース

基本ケースと全く同一のパラメータを用いて、入力地震波形（図 4.4.4.1-2）を正負反対に入力したケースについて、地震後の変形性状（図 4.4.4.1-22）と最大せん断ひずみ分布（図 4.4.4.1-23）を示した。このケースを実施した理由は、すでに述べたように基本ケースで右肩の沈下が左肩に比べて大きめに生じており、これが地震波の特性でないかどうかを確認するためである。そのため、詳しい応答変位などは載せていない。図から分かるように、地震波の正負を反転することで、両法肩の沈下量の差は減少しており、その沈下量は左法肩で 0.337m、右法肩で 0.374m となった。また水平変位の傾向も基本ケースと反対となることが確認できた。以上より実地震波を入力する場合には、その地震波形の入力方向にも十分に留意する必要があることが分かった。

3) まとめ

鵜飼・若井による簡易な繰返し载荷モデル¹⁾を用いて、盛土の地震時変形挙動を適切に表現しうることが確認された。全般的な傾向として、地震後の破壊性状は斜面の表層破壊が顕著であり、左法肩に比べ右法肩の沈下が大きいといえる。パラメトリック・スタディを通じて、各種モデル化の差異が解析結果に与える影響を検討した。

参考文献

- 1) 若井明彦・鵜飼恵三（1999）：土の $G-\gamma, h-\gamma$ 関係と Mohr-Coulomb の破壊規準を考慮した斜面の動的弾塑性応答解析，地震時の斜面の不安定化メカニズムと設計法に関するシンポジウム発表論文集（地盤工学会），pp.39-44.
- 2) 龍岡文夫(1987): 土の強さと地盤の破壊入門, 2.4.4 ダイレイタンス特性における法則性, 地盤工学会, pp.71-76.

(2) 解析事例 2

1) 解析方法

a) 解析手法

阿部ら¹⁾の非線形弾性モデルを用いた二次元 FEM 解析コード (EFFCTD) による、兵庫県南部地震で被災した JR 新長田駅の盛土被害シミュレーションを行った。

b) 解析モデル

提供された JR²⁾の財産図と地盤図をもとに作成した解析モデル (材料番号表示) を図 4.4.4.2-1 に示す。コンクリート擁壁は二次元モデルとして表現している。

c) モデルパラメータ

解析に使用したモデルパラメータを表 4.4.4.2-1 に示す。側方変位拘束無についての計算処理 (変位拘束無では本章の 4.4.1 (1) c) で述べた鉛直変位量算定プログラムを使う) は地下水面以下に位置する粘性土層のみを対象として行った。この層において液状化を起こす可能性はほとんどないと考えられるため、発生水圧比の上限値を 0.1 と小さく設定した。

d) その他の解析条件

モデルの境界条件としては、基盤面を水平・鉛直固定、側方は鉛直のみ自由とした。

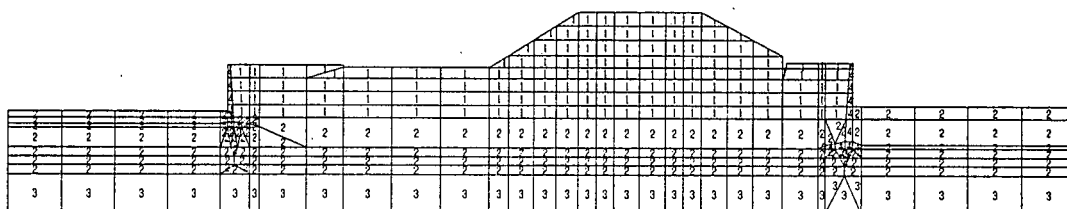


図 4.4.4.2-1 解析モデル

表 4.4.4.2-1 モデルパラメータ

静的解析 土質	弾性係数 (tf/m ²)	ポアソン比	単位体積重量 (tf/m ³)		内部摩擦角 (°)	
1 盛土	17845.9	0.333	1.64		35	
2 粘性土	6620.5	0.333	0.69		40	
3 砂礫土	40456.8	0.333	1.04		45	
4 よう壁	100000.0	0.167	2.35		---	
動的解析 土質	基準化弾性係数 (tf/m ²)	液状化強度 応力比 R_{120}	α'	β	ξ	η
1 盛土	3707.4	---	---	---	---	---
2 粘性土	921.0	0.410	1.17	0.27	1.5	-7.0
3 砂礫土	5069.6	---	---	---	---	---
4 よう壁	-----	---	---	---	---	---

α' , β は修正 R-O モデルの非線形パラメータ、 ξ は水圧上昇パラメータ、 η は液状化強度曲線の繰返し回数 5 回と 20 回の間の勾配である。

入力地震波としては、JR 鷹取駅で計測された加速度振幅波形のうち N-S 成分(解析継続時間 40 秒とする)を利用し、最大加速度振幅は原波形振幅のままとした。解析ステップは $\Delta t = 0.004 \text{ s}$ としている。

2) 解析結果

被災状況の報告書から被災の特徴として次の 4 つがあげられることから、これらの点に着目して解析結果をまとめてみる。

被災状況

- ① モデルに向かって、法肩左端が「100cm」、法肩右端が「50cm」の沈下量を示したこと。
- ② 両法面が水平方向に孕んだこと。
- ③ 法尻外側での鉛直・水平変位は盛土直下に比べて小さかったこと。
- ④ 盛土両側のような壁がいずれも外側に傾いたこと。

解析から得られた解析開始後 40 秒目の変位図を図 4.4.4.2-2 に示す。図から

- ① の被災状況に対して、法肩左端で「42.8cm」、法肩右端で「42.8cm」と左右で等しい沈下が生じた。法肩右端での沈下量は実測値とほぼ一致したが、左端では約半分の沈下量となった。沈下の主因は盛土基礎地盤の粘性土地盤であり、過大な地震動によって側方流動を起こし沈下が発生したと考えられる。なお、本委員会での討議では、沈下の主因は盛土自体の沈下・孕み出しであると結論を得ているが、本解析では盛土は沈下しておらずそれを裏付ける結果とはならなかった。
- ② の被災状況に対して、法面下部の孕み出しは解析ではほとんど見られず実測結果と異なった。盛土自体の形状変化は今回の解析では評価できていないことになる。この原因の 1 つに、初期せん断応力作用時の残留変形解析には盛土材料から決まるパラメータを必要とするが、豊浦砂のデータを転用したことが影響していると考えられる。(3) 解析事例 3 に示した砂質盛土(豊浦砂)の振動台実験シミュレーションでは盛土の孕出しがうまく再現できおり沈下量も計測値に近いことから、新長田の盛土材料を使った初期せん断応力作用下での繰返し実験からこのパラメータを決定する必要がある。

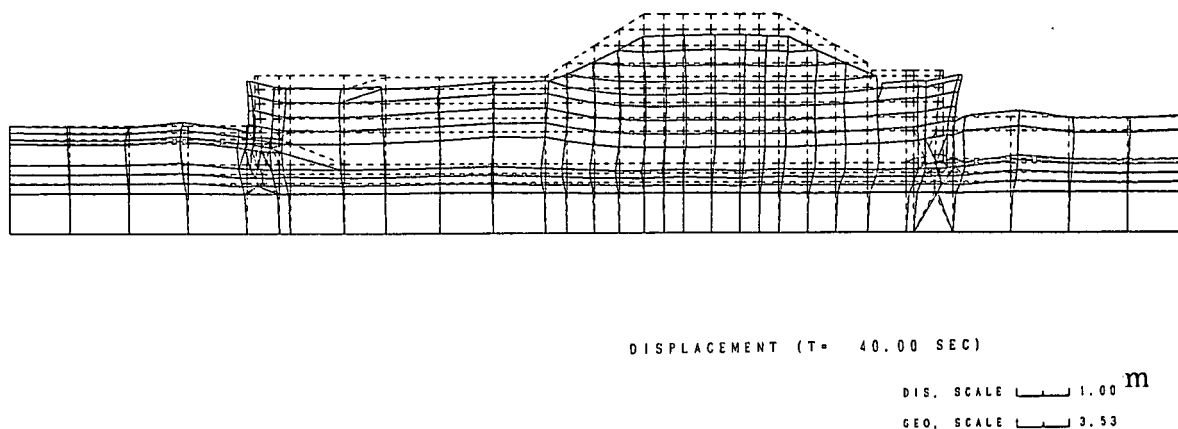
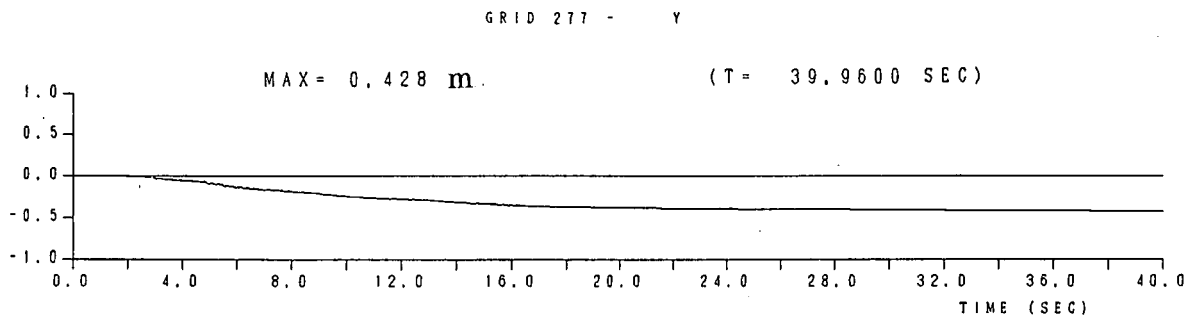
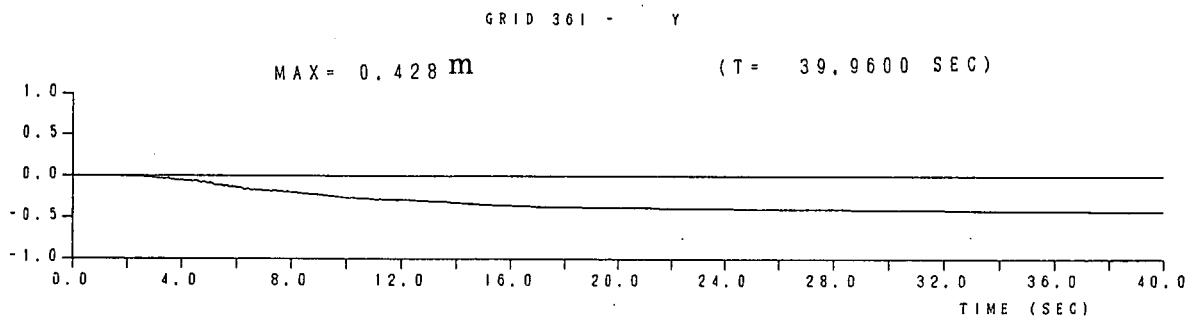


図 4.4.4.2-2 解析開始後 40 秒目の変位図



(a) 左肩



(b) 右肩

図 4.4.4.2-3 盛土天端法肩での時刻歴鉛直変位量

③ の被災状況に対して、左右法尻ともに実測結果と異なりかなり沈下するという結果となった。これは、基礎地盤の沈下が影響していると判断できる。

④ の被災状況に対して、両側のような壁は外側に傾いており、実測と一致した。

との結果を得た。

全体的な変形形状としては被災箇所をほぼ模擬しているが、盛土部分に注目すると実測から得られた法肩左右端での沈下量の差を再現することができなかった。参考に、NP277（法肩左端）と NP361（法肩右端）の変位時刻歴を図 4.4.4.2-3 (a), (b) にそれぞれ示す。前述したように、被災後の現地計測では法肩左端が右端の倍の沈下量（約 50cm）を得ていたが、本解析では法肩左端と右端での沈下量は等しい結果となった。現地で計測された左右端での沈下量の差が盛土自体の孕みだしの大小による沈下量の差なのか、盛土と基礎地盤を構成する土質物性値の不均一によるものなのか、あるいは解析手法自体に起因することなのかを現在検討している。

今回の解析から、地震時には盛土を含む粘性土地盤においても、側方流動を起因とする沈下を起こすことがわかった。大地震時には液状化被害だけでなく、この種の盛土の被害発生を事前に把握し、適切な地震対策を施す必要があるといえる。

参考文献

- 1) Abe, H.: Liquefaction shaking table tests for sandy ground with embankment, J. Geotech. Eng., JSCE, No.554/Ⅲ・37, pp.1・17, 1996.
- 2) 鉄道総合技術研究所：地震時残留変位量適用性検討のための解析条件（その2）
JR 東海道線 新長田駅、1998.

4.5 ニューマーク法

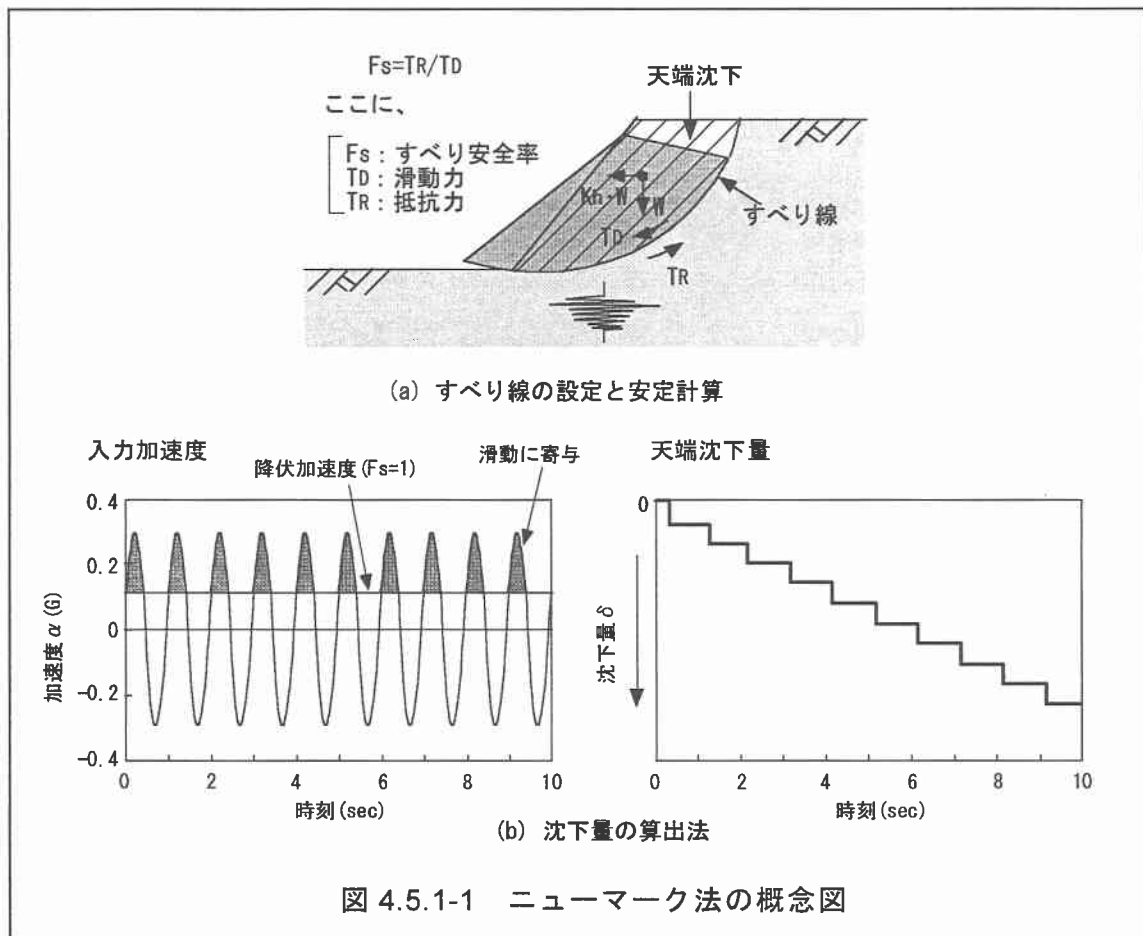
4.5.1 予測法の概要

(1) 予測法の理論

本手法は、地震時におけるダムや盛土などの斜面すべり量を予測する方法として提案されたものである。後の原論文に概要を示すが、すべり土塊が剛体で、すべり面における応力－ひずみ関係を剛塑性と仮定している。この方法はすべり土塊に作用する加速度と土のせん断強度定数およびすべり面を設定すれば、すべり土塊に作用する加速度とすべり面の抵抗との釣り合いからすべり土塊と堤体の相對運動方程式が立てられ、土塊のすべり量を簡単に求めることができるものである。

本節で取り扱うニューマーク法とは、図 4.5.1-1(a)に示すように、すべり線に沿った地震時の安定計算を何らかの方法により行い、降伏加速度（震度）を求め（地震時の安定計算で安全率が 1.0 となる加速度）同図(b)に示すように、別途設定した入力加速度（震度）との関係から降伏加速度を上回る加速度を時間領域で積分して沈下量を算出する方法総称である。

従って、すべり線形状とそのすべり線に沿った安定計算方法として、①震度法による円弧すべり計算、②上界定理を用いたすべり計算、③動的 FEM 解析結果を用いた安定計算、および④これら方法の組み合わせものなど様々な方法がある。



本手法の概略は以上のとおりであり、その主な長所と短所を羅列する。

a) 長所

- ・ すべり計算を適用して地震時残留変位量（沈下量）を求めることができることから、計算手法は比較的簡便である。
- ・ 地盤諸定数は、原則 γ_t （単位体積重量）、 C （粘着力）、 ϕ （内部摩擦角）を設定すれば良いので、通常的地盤調査から設定できる。
- ・ 理論の簡明さと結果の解釈が容易である。
- ・ 地震動の不規則性、繰返し特性が考慮できる。

b) 短所

- ・ 計算が簡便なかわりに、すべり線の設定方法、安定計算法および入力加速度波形等の条件を工学的判断により設定する必要がある。
- ・ 入力地震動の位相差が考慮されないため、沈下量を過大評価する恐れがある。
- ・ 地震時残留変位量を剛体のすべりで扱うため、本来地盤が繰返し応力による変形の累積性、軟化性は別当考慮する必要がある。

以下ニューマークの原文を紹介し、本節でよく用いている円弧すべり計算を用いた理論を概説する。

1) ニューマーク法の理論¹⁾

1965 年、Newmark は初めて土塊の滑動変位量を計算する方法を提案した。この方法は、土塊を単一の剛体と、すべり面の抵抗を剛塑性としての仮定に基づいて誘導されたものである。以下にはこの方法について説明する。

図 4.5.1-2 に土塊滑動変位量を推定する概念図を示す。検討モデルは支持地盤と土塊からなるものである。重量 W の土塊の水平方向変位を x とし、時刻 t における地盤の水平方向の変位を $y(t)$ とすると、土塊と地盤の間の相対変位 u は下式で表せる。

$$u = x - y(t) \quad (1)$$

また、土塊と地盤の相対運動に抵抗する力は土塊と地盤の間のせん断抵抗と見なせる。その値は土塊の重量 W の N 倍と仮定することができる。すなわち、土塊と地盤の間に相対運動を発生させるために地盤の加速度は Ng に達する必要がある。 g は重力加

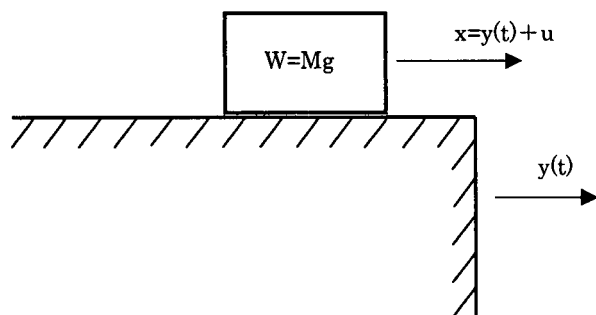


図 4.5.1-2 概念図

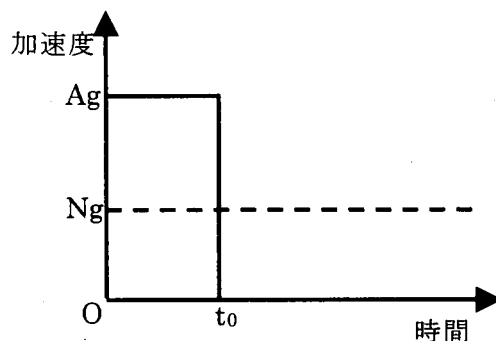


図 4.5.1-3 長方形加速度パルス

速度である。

図 4.5.1-3 に土塊に作用する力を示す。簡単のため、地盤の加速度は図 4.5.1-3 に示すように最大値が A_g の長方形パルス、継続時間が t_0 までであると仮定する。土塊運動に抵抗する力は図 4.5.1-3 の破線で、その値は Ng である。ここでの抵抗力は土塊と地盤の摩擦力に相当するものである。土塊に作用する慣性力は図 4.5.1-3 のように短時間で t_0 までしか続かないが、運動に抵抗する力は土塊の運動方向変化まで続く。

図 4.5.1-4 は慣性力 A_g と抵抗力 Ng によって生じる速度を示すものである。慣性力によって生じる速度の最大値は式(2)で求められる。この速度は図 4.5.1-4 の実線のように時刻 t_0 に最大となり、その後は最大値 Agt_0 を持って続いている。

$$V = Agt_0 \quad (2)$$

一方、抵抗力による速度は $Ng t$ で表せる。時刻 t_m においては、 $Ng t_m$ と Agt_0 を等しく仮定すると、土塊と地盤との相対速度は時刻 t_m にゼロとなり、地盤に対して土塊が静止していることを意味する。時刻 t_m は下式で求められる。

$$t_m = \frac{V}{Ng} \quad (3)$$

地盤と土塊の相対速度が慣性力による速度と抵抗量による速度の差であることから、地盤に対する土塊の最大変位量は図 4.5.1-4 の斜線部分の面積となり、下式で求めることができる。

$$u_m = \frac{1}{2} V t_m - \frac{1}{2} V t_0 = \frac{V^2}{2gN} \left(1 - \frac{N}{A}\right) \quad (4)$$

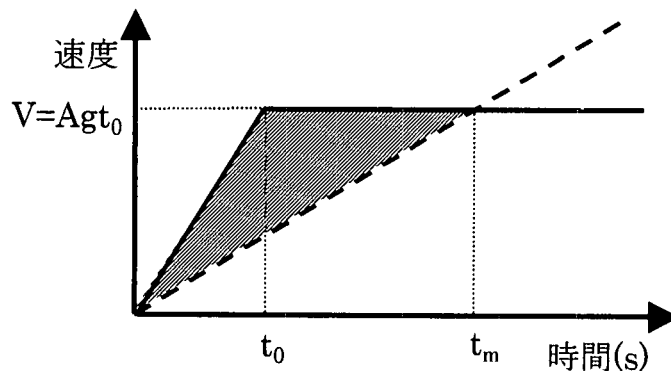


図 4.5.1-4 応答速度

上述の最終すべり量は反対向きの地盤加速度を考慮しないで計算されているので、実際の地震動と比較すると過大に評価をしているが、Newmark はオーダーとして問題ないとしている。

2) 円弧への適用^{3), 4)}

図 4.5.1-5 は Newmark の考え方を円弧すべりに適用する概念図を示すものである。図 4.5.1-5 の (a) と (b) に示すように、始め静止している堤体が突然に一方向に u だけ変位するとき、すべり線上の土塊には、逆向きに u の加速度が作用し、これに土塊の質量を乗じた慣性力が作用する。自重と慣性力によって生じたすべり面上のせん断力 τ がすべり面のせん断抵抗力 T を越えると、土塊が滑り出す。すべり面上のせん断力 τ とせん断抵抗力 T の算出方法によって、土塊のすべり量に関する計算式は、いくつか提案されている。

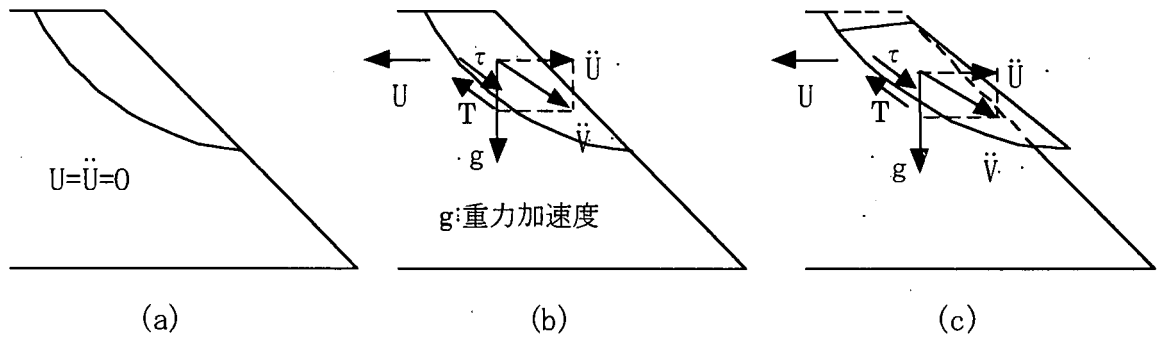


図 4.5.1-5 地震動による円弧すべりの概念図²⁾

ここでは、「鉄道構造物等設計基準・同解説、耐震設計」に示されている堀井らが提案したもっとも簡便な方法を紹介する³⁾。

図 4.5.1-6 に示すように、仮定すべり円弧で囲まれるすべり土塊を一定幅のスライスで分割し、その i 番目のスライスに着目すると、 i 番目スライスに作用する力は、地震力 $k_h W_i$ と自重 W_i の以外にスライス底面のせん断抵抗 T とスライス側面の不静定内力の合力 Q がある。スライス側面の不静定内力の合力 Q が底面に平行であると仮定する。スライス底面の長さを l_i 、粘着力と内部摩擦角をそれぞれ c_i と ϕ_i とすれば、スライス底面のせん断抵抗は

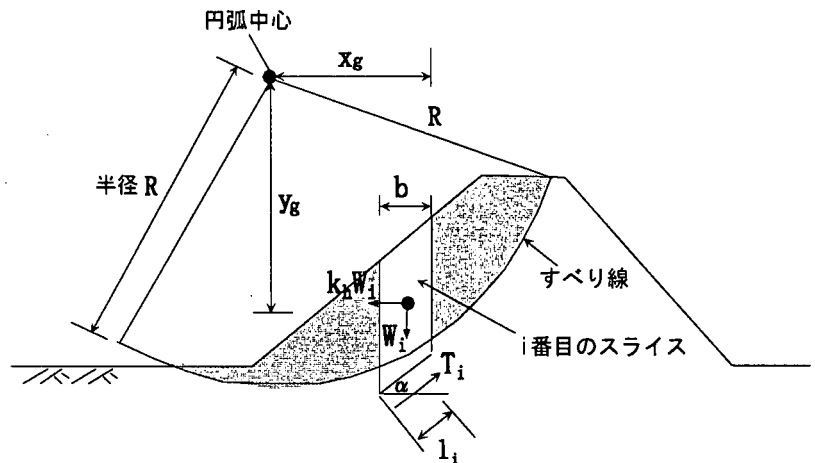


図 4.5.1-6 すべり土塊に作用する力

$$T_i = c_i l_i + ((W_i - b_i u_i) \cos \alpha_i - k_h W_i \sin \alpha_i) \tan \phi_i \quad (5)$$

となる。ここで、 k_h は水平震度で、 b_i はスライスの幅で、 u_i は間隙水圧で、 α_i はスライスの底面が水平となす角度である。円弧中心 O に対して、円弧で仕切られたすべり土塊に働く外力のモーメントを考えると、土塊の自重によるモーメント M_{DW} と地震力

によるモーメント M_{DKH} およびせん断抵抗によるモーメント M_R が得られ、その計算式は以下のようである。

$$M_{DW} = \sum x_{ig} W_i \quad (6)$$

$$M_{DKH} = k_h M_{DK} = k_h \sum y_{ig} W_i \quad (7)$$

$$M_R = R \sum T_i = M_{RC} + M_{RW} + M_{RKH} \quad (8)$$

ここで、 x_{ig} 、 y_{ig} は円弧中心と i 番目スライス重心の水平と鉛直距離で、 R は円弧の半径である。 M_{RC} 、 M_{RW} と M_{RKH} は下式で求まる。

$$M_{RC} = R \sum c_i l_i \quad (9)$$

$$M_{RW} = R \sum (W_i - b_i u_i) \cos \alpha_i \tan \phi_i \quad (10)$$

$$M_{RKH} = -k_h M_{RK} = -k_h R \sum W_i \sin \alpha_i \tan \phi_i \quad (11)$$

円弧中心に対して滑動モーメントと抵抗モーメントの比からすべり土塊の安全率は

$$f_s = \frac{M_R}{M_{DW} + M_{DKH}} = \frac{M_{RC} + M_{RW} - k_h M_{RK}}{M_{DW} + k_h M_{DK}} \quad (12)$$

と定義された。水平震度 k_h がゼロになるときの安全率は静的安全率であり、安全率が 1.0 となる時の震度は降伏震度 k_{hy} である。すべり土塊の降伏震度 k_{hy} は、滑動モーメントと抵抗モーメントが等しいときの k_h を k_{hy} として得られる。

$$k_{hy} = \frac{M_{RW} + M_{RC} - M_{DW}}{M_{DK} + M_{RK}} \quad (13)$$

また、円弧中心に対する土塊の運動方程式は、角運動量保存則より回転角 θ に関して次式を得る。

$$\ddot{\theta} = \frac{\Delta M}{J} = \frac{M_{DW} + M_{DKH} - M_R}{J} \quad (14)$$

ここで、 J は慣性モーメントで、次式で与えられる。

$$J = \sum W_i (x_{ig}^2 + y_{ig}^2) / g \quad (15)$$

式(14)に関しては線形加速度法を用いて角加速度を積分すると、回転角 θ が得られる。すべり土塊の滑動量は図 4.5.1-7 に示すように、回転角 θ にすべり面に対する円

弧半径 R を乗じて求める。

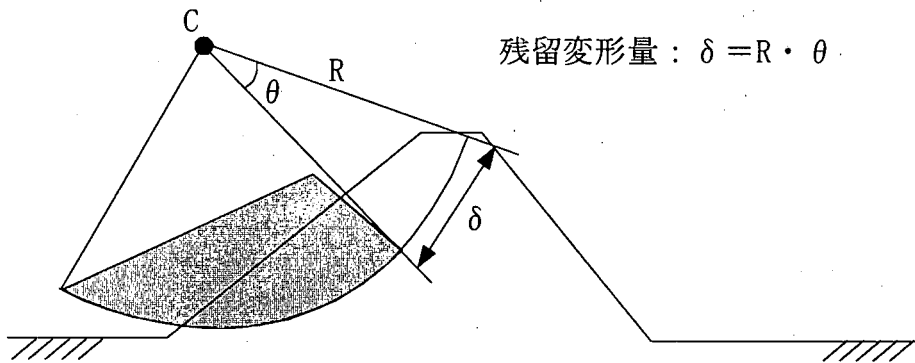


図 4.5.1-7 回転変位量の計算

ニューマーク法の算定手順は以下のようである⁴⁾。

- ①設計震度 k_h を変化させた円弧すべり法による安定計算を行い、円弧（臨界）すべり面を設定し、式(13)で降伏震度を求める。
- ②計算に用いる入力加速度を設定し、式(14)で円弧すべり土塊の回転加速度を求める。
- ③円弧すべり土塊の回転角は回転加速度に対して線形加速度法により逐次計算して求める。
- ④円弧すべり土塊の回転角に臨界すべり面に対する円弧半径を乗じて臨界すべり面の回転変位量を求める。

なお、①のすべり線の設定に際しての考え方であるが、設計震度、材料特性によって、すべり線は浅いものから深いものまで想定されるため、その設定により沈下量の結果は大きく異なることが予想される。安全側の見地からすれば、残留変位量が最大となるすべり線を繰返し計算により求めるのが理想的である。

3) その他（上界定理、FEM 等）

1)、2)にニューマーク法の基本原理を紹介した。その他の方法として Leshchinsky らの極限平衡法とニューマーク法と組み合わせて地震時の土構造物の残留変形量を計算する方法がある。また、渡辺・馬場³⁾と Seed⁵⁾らは Newmark 法を準用して FEM による動的解析結果を用いて円弧すべり面上の土塊のすべり量を求める方法を適用している。これらの方法の詳細については 4.5.2、4.5.3 の事例解析で詳述する。

(2) 解析にあたっての留意点

(1)手法の理論の短所に示したこと、また後述の事例でも課題として述べるが、解析にあたっての留意点として以下のことが挙げられる。

1) すべり線の決定

すべり線の形状が沈下量に大きく影響する。従って、沈下量計算の対象とするすべり線を決めるのは非常に重要なことである。すべり線を決める手法として、「円弧すべり計算」、「上界定理を用いたすべり計算」、「FEM 動的解析」等が挙げられるが、それぞれの手法によってすべり線の形状が変化するため、合理的かつ整合のとれた設定方法を定める必要がある。

2) 降伏震度の算出法

すべり線が原地盤を含む場合の降伏震度の算出では、震度の作用範囲を盛土内に限定するか、それとも原地盤まで一様に作用させるかの問題に対しての適用性はまだ不十分である。原地盤が砂質材料か粘土質材料かの違いにより作用範囲を決めることも考えられ、今後の課題と言える。

3) FEM 動的解析の適用

FEM 動的解析結果の適用では、すべり土塊内の応答加速度のみを反映させるか、応力状態まで反映させるかによって算出される沈下量が大きく異なることがある。従って、FEM 動的解析の結果を適用する場合は、解析に用いる土質パラメータの設定精度や得られた応答特性を充分吟味した上で適用方法を定める必要がある。

4) 地盤強度 ($C \sim \phi$) の設定

地盤強度 ($C \sim \phi$) の設定によって、すべり線に対する降伏震度が増加するため滑動変形量に大きな影響を与える。すなわち、すべり線の形成と形成後の滑動時に用いる強度定数が同一のものでよいかどうかの議論である。厳密には三軸試験により力学特性を把握し、ピーク強度と残留強度を使い分けるなどの配慮により、計算の精度が高まるものと考えられる。

参考文献

- 1) N.M.Newmark: Effects of earthquakes on dams and embankments, Geotechnique15, No.2, pp.139-160, 1965.
- 2) 渡辺啓行・馬場恭平: フィルムダムの動的解析に基づくすべり安定評価手法の一考察、大ダム、No.97、1981.
- 3) 堀井克己・館山勝・内田吉彦・古関潤一・龍岡文夫: ニューマーク法による鉄道盛土の地震時滑動変位予測、第32回地盤工学研究発表会、pp.1895-1896、1997.
- 4) (財) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計基準・同解説、耐震設計、1999.
- 5) H.B.Seed: A simplified procedure for estimating earthquake induce deformation in dams and embankments, Report, No. UBC/EERC-77/9, Univ. Calif., Berkeley, 1977.
- 6) D. Leshchinsky and H. Ling: Seismic Performance of Simple Slopes, S&F, Vol.35, No.2, pp.85-94, 1995.

4.5.2 事例 1-上界定理による盛土模型実験のシミュレーション

(1) 解析概要

1) 解析法の概要

本解析法は、極限平衡法に基づいてすべり線形状と限界水平震度（降伏震度）を算定し、超過加速度分からすべり土塊の回転変位をニューマーク法により求める方法である。したがって、解析の流れは「鉄道構造物等設計基準・同解説、耐震設計」¹⁾に示されている方法と同様であるが、すべり線形状および限界水平震度の決定において上界定理を用いる点が異なる。

一般的な極限平衡法では、①すべり線形状を円弧や対数らせん線などで与え、②分割帯片間に作用する不静定内力を仮定することですべり線上に働く垂直力分布を与え、すべり土塊のつり合い条件を満たし最小安全率を与えるすべり面の発生位置を探索する。これに対し、上界定理では Baker and Garber²⁾および Leshchinsky et al.³⁾が提案した方法により、すべり面形状 $y(x)$ およびすべり線上に作用する垂直力分布 $\sigma(x)$ を未知関数として、すべり土塊に関する力のつり合い式とモーメントのつり合い式を求め、この拘束条件のもとで変分原理を用いてすべりに対する安全率 F_s を最小化する。 F_s を最小化するための必要条件として $y(x)$ および $\sigma(x)$ が得られるため、すべり線形状や不静定内力に関する仮定は全く不要となる。また、この方法によって得られる斜面安定計算結果は塑性論に基づく上界値と一致することが示されている (Leshchinsky et al.³⁾)。限界水平震度 k_{hy} は、安全率 F_s を 1 に固定したまま水平震度 k_h を最小化することにより求めることができる。

2) 解析方法

Leshchinsky et al.^{4), 5)} は上述の極限平衡法をニューマーク法と組み合わせることによって地震時における盛土の残留変位計算法を示した。この計算法では、まず盛土に作用する水平震度 k_h を未知数、すべり線形状 $Y(X)$ およびすべり線上に作用する垂直力分布 $S(X)$ を未知関数として、鉛直方向および水平方向の力のつり合い式(1)、式(2)、モーメントのつり合い式(3)を求める。

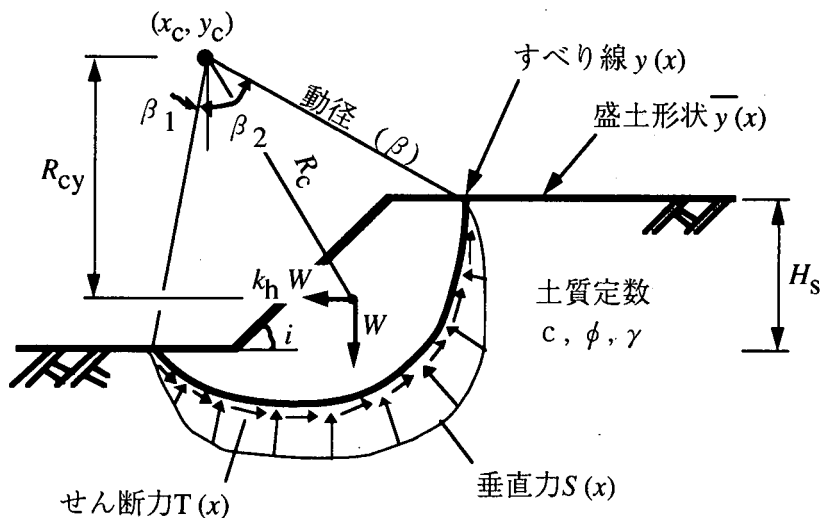


図 4.5.2-1 ニューマーク法と変分法を組合わせた計算法の説明図

$$H = \int_{\beta_1}^{\beta_2} \{h\} d\beta = 0 \dots\dots\dots (1)$$

$$V = \int_{\beta_1}^{\beta_2} \{v\} d\beta = 0 \dots\dots\dots (2)$$

$$M = \int_{\beta_1}^{\beta_2} \{m\} d\beta = 0 \dots\dots\dots (3)$$

ここに、

$$h = k_h(\bar{Y} - Y) + SY' - (N_m + S\Psi_m) \dots\dots\dots (4)$$

$$v = (\bar{Y} - Y) - S - (N_m + S\Psi_m)Y' \dots\dots\dots (5)$$

$$m = (\bar{Y} - Y) \left\{ (X - X_c) + \frac{1}{2} k_h (2Y_c - \bar{Y} - Y) \right\} - (N_m + S\Psi_m) \{ (Y_c - Y) + Y'(X - X_c) \} \\ + S \{ Y'(Y_c - Y) - (X - X_c) \} \dots\dots\dots (6)$$

$$N_m = \frac{c}{F_s} \frac{1}{\gamma \cdot H_s} \dots\dots\dots (7) \quad \Psi_m = \frac{\tan \phi}{F_s} \dots\dots\dots (8)$$

$$X = \frac{x}{H_s} \dots\dots\dots (9) \quad Y = \frac{y}{H_s} \dots\dots\dots (10)$$

式(1)～式(3)で $F_s=1$ とおくと、水平震度 k_h は $Y(X)$ および $S(X)$ の汎関数となる。すなわち、式(1)～式(3)を拘束条件として k_h を最小化する関数 $Y(X)$ および $S(X)$ を求める。これは等周問題なので、補汎関数 G を式(11)のように定義して極小化する問題と同値である (Baker and Garber⁶⁾)。

$$G = \int_{\beta_1}^{\beta_2} \{g\} d\beta = \int_{\beta_1}^{\beta_2} \{h + \lambda_1 v + \lambda_2 m\} d\beta; \min G = 0 \dots (11)$$

ここに、 λ_1 、 λ_2 は Lagrange の未定定数

変分法によって補汎関数 G に対する Euler の方程式を求めると $Y(X)$ および $S(X)$ に関する微分方程式(12)、(13)が得られる。実際のところ g は S' に関する項を含まないので式(13)は Y に関する微分方程式となる。この解は対数ら線または直線であるが、ここでは Ling and Leshchinsky⁵⁾と同様に対数ら線を採用することとした。式(12)に Y を代入し S について解き、得られた $Y(X)$ 、 $S(X)$ を式(11)に代入すれば限界水平震度 k_{hy} が求まる。

続いて、ニューマーク法を適用して盛土の変位量を計算する。まず、盛土内に発生する地震加速度を与え、水平加速度が $k_{hy} g$ を上回る間に発生するモーメントの不つ

り合い分が土塊の滑動に寄与するとして、式(14)に基づいてすべり土塊の角加速度を求める。これを時間 t について積分すれば、すべり土塊の回転角 $\theta(t)$ が得られる。すべり土塊内の一点（例えば、法肩部など）に着目して初期状態と t 秒後における座標値を比較すれば、盛土の経時的な沈下量および水平変位量が求められる。

計算フローを図 4.5.2-2 に示す。

$$\frac{d}{dX} \frac{\partial g}{\partial Y'} - \frac{\partial g}{\partial Y} = 0 \quad \dots\dots\dots (12)$$

$$\frac{d}{dX} \frac{\partial g}{\partial S'} - \frac{\partial g}{\partial S} = 0 \quad \dots\dots\dots (13)$$

$$\ddot{\theta}_{(t)} = (k_{h(t)} - k_{hy}) \frac{R_{cy}}{R_c^2} g \quad \dots\dots\dots (14)$$

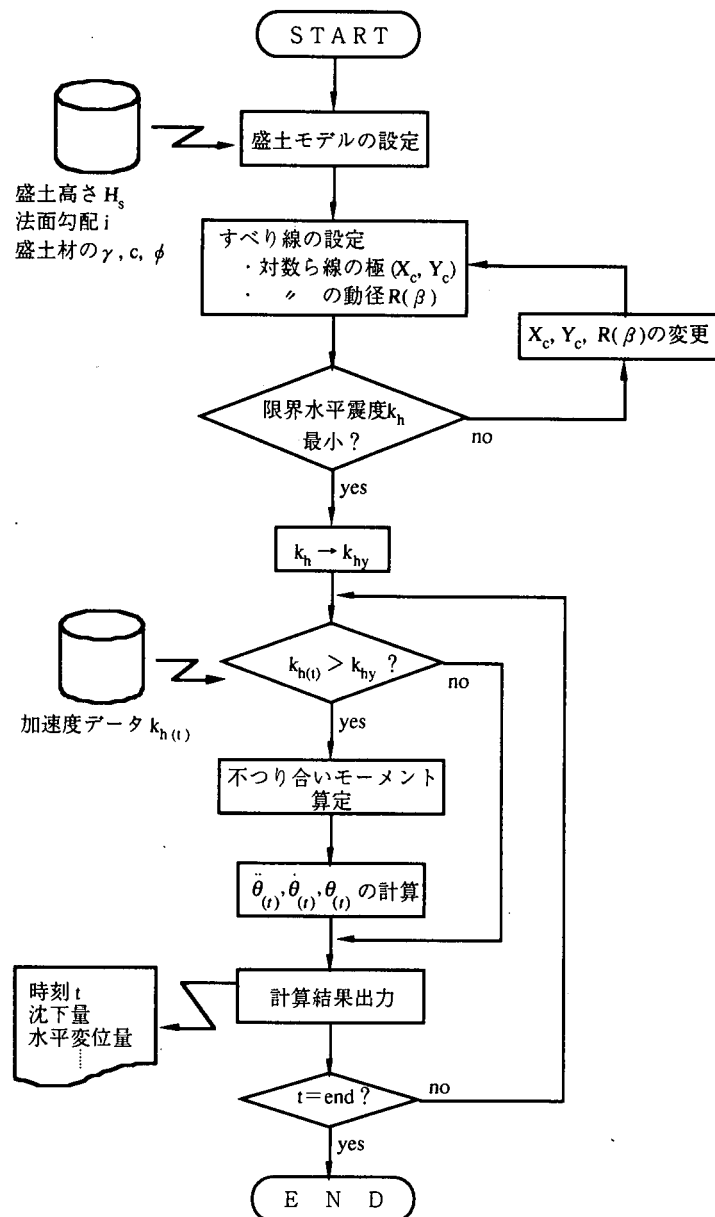


図 4.5.2-2 上界定理とニューマーク法を組合わせた予測法の計算フロー

(2) 解析条件

1) 解析定数

上界定理とニューマーク法を組合わせた盛土沈下予測法を用いて、豊浦砂で作成した盛土の振動台実験（4.2.1 項）に対するシミュレーションを行った。盛土高さは 600 mm、勾配は 1:1.5 ($i=33.69^\circ$) で、豊浦砂の単位体積重量は $\gamma_d=1.55 \text{ tf/m}^3$ 、残留強度は $c_d=0.0237 \text{ tf/m}^2$ 、 $\phi_d=42.04^\circ$ と示されている。この残留強度を用いて、限界水平震度、臨界すべり線、滑動中のせん断強さを算定した。

実験では現実に近い挙動を再現するために盛土表面にはメンブレンを介して拘束圧 $p_1=0.0173 \text{ tf/m}^2$ を与え、また盛土上面部には上載荷重として $p_2=0.1 \text{ tf/m}^2$ を与えている。4.5.2 項では一般的な計算式の展開を示したため、盛土表面に作用する分布荷重は考慮していないが、式(4)～式(6)に p_1 、 p_2 を加味すればよい。 p_1 、 p_2 を導入しても式(13)から得られる微分方程式は変わらないため、すべり線形状は対数らせんのままであるが、一方、式(11)は変化するため限界水平震度 k_{hy} は分布荷重 p_1 、 p_2 の大きさに応じて変化することになる。

2) 入力地震動

加振波は 5 Hz の正弦波で、加速度振幅は最大 605 Gal まで約 50 Gal 刻みで、各加速度段階を約 10 秒間ずつ保持しながら与えられた。実験では、この後も引き続き、加速度 610～1,040 Gal でステップ加振が行われたが、シミュレーションは前半の 605 Gal までの加振を対象とした。すべり土塊内に発生する加速度 k_h は、模型地盤内の加速度計のうちすべり線より法面側に設置されている A01H および A04H の測定値を与えた。また比較のため基盤部に設置した加速度計 A19H の値を与えたケースについても検討した。以上に述べた計算条件の一覧を表 4.5.2-1 に示す。

表 4.5.2-1 計算条件一覧表

項 目	入力値	備 考
盛土高さ H_s	600 mm	
法面勾配 i	33.69°	1:1.5
砂の単位体積重量 γ_d	1.55 t/m^3	
砂の粘着力 c_d	0.0237 tf/m^2	残留強度
砂の内部摩擦角 ϕ_d	42.04°	〃
盛土表面拘束圧 p_1	0.0173 tf/m^2	
上載荷重 p_2	0.1 tf/m^2	
すべり土塊内加速度 k_h	加速度計測定値	A01H、A04H、A19H
解析対象時間 t	24～147 sec	

(3) 解析結果

1) 臨界すべり線

予測計算法を適用した結果、臨界すべり線として式(15)、式(16) で表される対数ら線が得られた。

$$\frac{x(\beta)}{H_s} = X(\beta) = 1.447 + 1.759 \exp^{-\beta \tan \phi_d} \cdot \sin \beta \dots (15)$$

$$\frac{y(\beta)}{H_s} = Y(\beta) = 2.451 - 1.759 \exp^{-\beta \tan \phi_d} \cdot \cos \beta \dots (16)$$

図 4.5.2-3 に予測法から得られた臨界すべり線と実験で発生したすべり線を併せて示した。実験では3本の断片的なすべり線が発生したことが観察されている。これらのすべり線の発生順序は不明であるが、法面に近い2本は法尻を通過し、奥の1本は盛土上面から発生し途中で途絶えている。臨界すべり線は、盛土上半部においては最も奥に生じた1本と極めて近く、法尻付近では他の2本に近づいており、実験で生じたすべり線の特徴を概してよく表している。

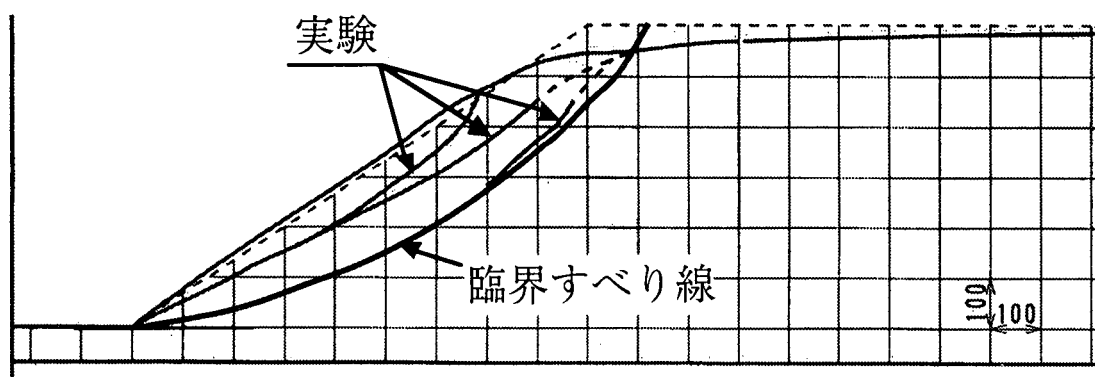


図 4.5.2-3 計算で得られた臨界すべり線と実験で生じたすべり線の比較
(格子の1目盛は100mm)

2) 限界水平震度および盛土沈下量

図 4.5.2-4 に盛土内部 (A01H, A04H) および基盤部 (A19H) に設置した加速度計の測定値を水平加速度 $k_h(t)$ として与えて算出した盛土天端の沈下量を示す。図中には、実験で生じた法肩部沈下量の測定結果 (DISP06, DISP07) を併せて示した。基盤部の加速度 A19H を与えた場合、沈下が発生するタイミングが実験とは異なり、また残留沈下量がかなり小さい。これに対し、盛土内の応答加速度を与えて得られた沈下量の経時変化は計測値の推移傾向と似ている。また残留沈下量は予測値の 26.9mm、26.3mm に対し計測値では 30.9mm、20.5mm とほぼ近い値が得られている。

3) 沈下発生タイミング

前述した臨界すべり線に対応して限界水平震度 $k_{hy} = 0.447$ が得られた。盛土内部の加速度時刻歴 (A01H, A04H) によれば、応答加速度が k_{hy} を超えるのは $t = 100 \sim 105$

sec 以降であるが、沈下計測結果によれば $t=80\sim 85$ sec ですでに沈下が始まっており、このときの盛土内応答加速度は 350 Gal 程度である。この沈下発生タイミングの違いは、予測法では全般せん断破壊を仮定していることに対し、実験では局所的な破壊が発生していたためと考えられる。

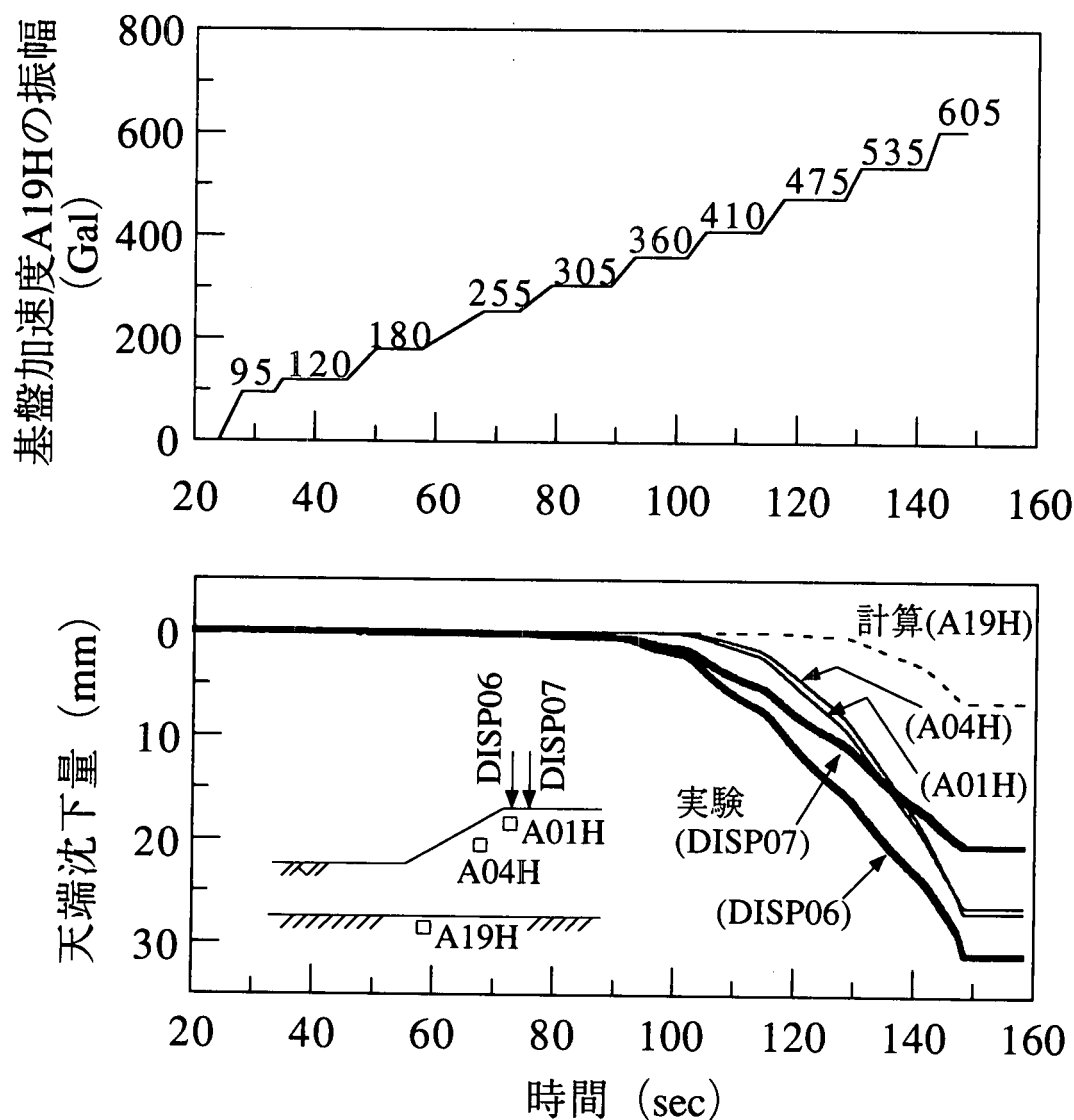


図 4.5.2-4 天端沈下量の経時変化

4) 盛土の緩勾配化

計算で得られた沈下曲線は、沈下初期の段階では実験値より小さいが、 $t=130$ sec 以降では実験値 DISP07 を上回り DISP06 にも急速に近づいている。すなわち予測法で得られた沈下曲線の勾配は実験の場合より大きくなる傾向がみられる。これは、実験では盛土崩壊にともない盛土勾配が次第に緩やかになり、その結果、沈下を抑制する効果が現れているためと考えられる。図 4.5.2-5 は予測法を用いて、盛土勾配 i が残留変位量に与える影響を調べた結果で、図から i が小さくなると残留沈下量が急激に減少することが分かる。本予測手法は、盛土の緩勾配化を考慮していないため、沈下曲線の勾配が大きく計算される傾向をもつといえる。

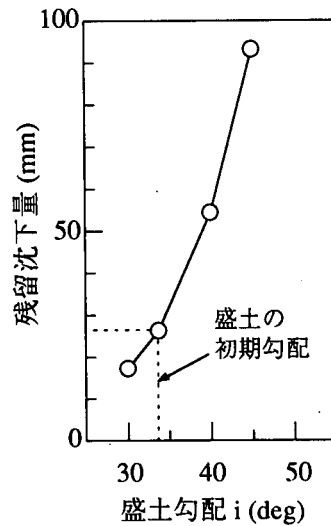


図 4.5.2-5 盛土勾配が変化した場合の残留沈下量

(4) まとめ

ニューマーク法と変分法を組合わせた残留変位計算法を砂盛土の振動台実験に適用したところ、入力加速度として盛土内の応答加速度を与えれば、実験結果にほぼ近い残留沈下量が得られることが分かった。今後の検討課題としては、基盤面の加速度から盛土内の加速度を設定する方法、盛土の緩勾配化を考慮する方法などが挙げられる。

参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所 (1999) : 鉄道構造物等設計基準・同解説 耐震設計
- 2) Baker, R. and Garber, M. (1978) : Theoretical Analysis of the Stability of Slopes, *Geotechnique*, Vol. 28, No. 4, pp. 395-411
- 3) Leshchinsky, D. , Baker, R. and Silver, M. L. (1985) : Three Dimensional Analysis of Slope Stability, *Int. J. for Numerical and Analytical Method in Geomechanics*, Vol. 9, pp. 199-223
- 4) Leshchinsky, D. & San, K. C. (1994) : Pseudo-static Seismic Stability of Slopes - Design Charts, *J. Geotech. Eng., ASCE*, Vol. 120, No. 9, pp. 1514-1532
- 5) Ling, H. I. and Leshchinsky, D. (1995) : Seismic Performance of Simple Slopes, *S&F*, Vol. 35, No. 2, pp. 85-94
- 6) Baker, R. and Garber, M. (1977) : Variational Approach to Slope Stability, *Proc. of 9th Int. Conf. of Soil Mech. and Foundation Eng.*, Vol. 2, pp. 9-12

4.5.3 事例 2—動的 FEM による盛土模型実験のシミュレーション

(1) 解析概要

1) 解析の特徴

本解析事例の特徴はニューマーク法で設定が困難な、すべり土塊の平均水平震度およびすべり安全率を動的 FEM で求める点にある。動的 FEM で求めた盛土の加速度応答に基づいて、すべり線より上部のすべり土塊の時刻歴の平均水平震度を求める。時刻歴のすべり安全率については、すべり線上の発生せん断力と抵抗せん断力に基づいて求める。

2) 解析方法～渡辺・馬場らの方法

渡辺・馬場らは¹⁾、動的 FEM に基づいたすべり量の算出方法を提案している。以下、この概要を示す。

- ① 静的解析によって求めた初期応力と動的解析によって求めた地震増分応力を合成し、各要素毎にモビライズドプレーン（主応力面から $45^\circ \pm \phi/2$ の方向のせん断面）と局所安全係数を求める。モビライズドプレーンの断面内分布と局所安全係数が 1 以下となる領域の分布から、すべり線（すべり円弧）を決定する。
- ② すべり円弧上の土塊に作用する応答加速度から、合計慣性力が等しくなる各瞬間の平均加速度として、震度法に対応した等価瞬間震度を算出する。動的解析の結果から得られる内部の点(x,y)における水平または鉛直加速度を $\alpha(x,y)$ 、その点における密度を $\rho(x,y)$ とし、すべり線で切り取られる土塊について、次式で等価瞬間震度 k_h または k_v を定義する。

$$k_{horv} = \frac{\iint \rho(x,y) \alpha(x,y) dx dy}{g \iint \rho(x,y) dx dy} \quad (1)$$

- ③ 任意のすべり円弧上土塊の等価瞬間震度に対応する慣性力、重力、すべり円弧に作用する応力全てに関するつり合い式から、土塊がすべり出すに必要な降伏震度を求める。仮想すべり円弧状の土塊全体の慣性力と、すべり面上の抵抗モーメントがつり合う場合の震度を降伏震度と定義し、これ以上の震度がすべり土塊に作用した場合にすべり変位が生じると仮定する。すべり土塊の重心を G とすれば、すべり面上の抵抗力とすべり土塊の慣性力とによるモーメントのつり合いは、図 4.5.3-1 から次式となる。

$$mgkd + mgr \sin \beta = R \sum_i \tau_i l_i \quad (2)$$

- ④ 水平と鉛直の等価瞬間震度を合成した合震度 k が降伏震度 k_{hy} に等しいとき、仮想すべり面上のせん断力はせん断強度 τ_R に等しい、このことから、

$$mgk_{hy}d + mgr \sin \beta = R \sum_i \tau_{Ri} l_i \quad (3)$$

が成り立ち、降伏震度 k_{hy} は次式で表される。

$$k_{hy} = \frac{R \sum_i \tau_{Ri} l_i - mgr \sin \beta}{mgd} \quad (4)$$

以上から降伏加速度を超過する加速度に対して、すべり線上の土塊の残留水平変位量 D_{Rh} は、次の計算で求められる。

$$D_{Rh} = \int_{t_0}^{t_1} \int_{t_0}^{\tau} (k_h - k_{hy}) g d\tau dt \quad (5)$$

ここで、 t_0 は潜在すべり線の安全率 $F_s=1.0$ となる時刻、 t_1 は土塊の速度がゼロとなる時刻、 k_{hy} は水平降伏震度である。

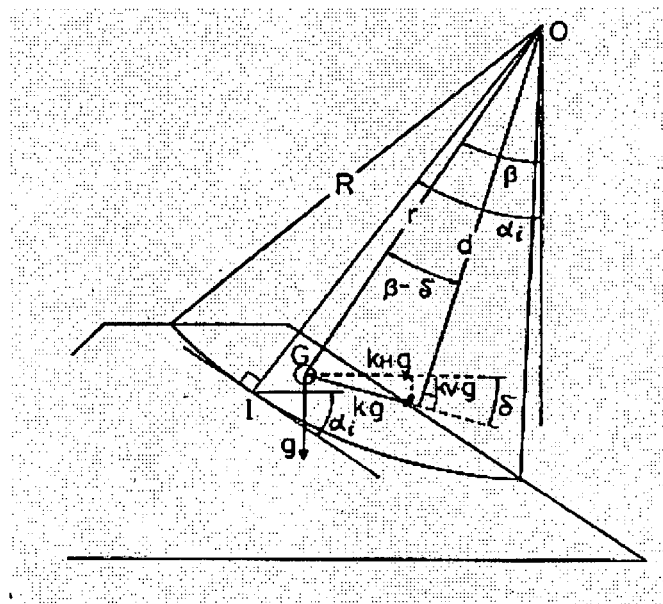


図 4.5.3-1 すべり土塊に作用する力

本事例では、渡辺・馬場らの方法に準じて、図 4.5.3-2 の流れですべり量を算出する。次式ですべり量を求める。この方法は、渡辺・馬場らの方法ではすべり面を円弧としていたものを、任意形状に拡張したものである。

$$\delta = \int_{t_0}^{t_1} \int_{\tau} (k_h - k_{hy}) \cdot g \cdot d\tau \cdot dt$$

ここで、

δ : すべり量

k_h : すべり土塊の平均水平震度

k_{hy} : すべり線の降伏震度

g : 重力加速度

t_0 : すべりが発生する時刻

t_1 : すべり速度が 0 となる時刻

なお、 $k_{hy} = SF \cdot k_h$ (SF: すべり線の安全率) と仮定している。

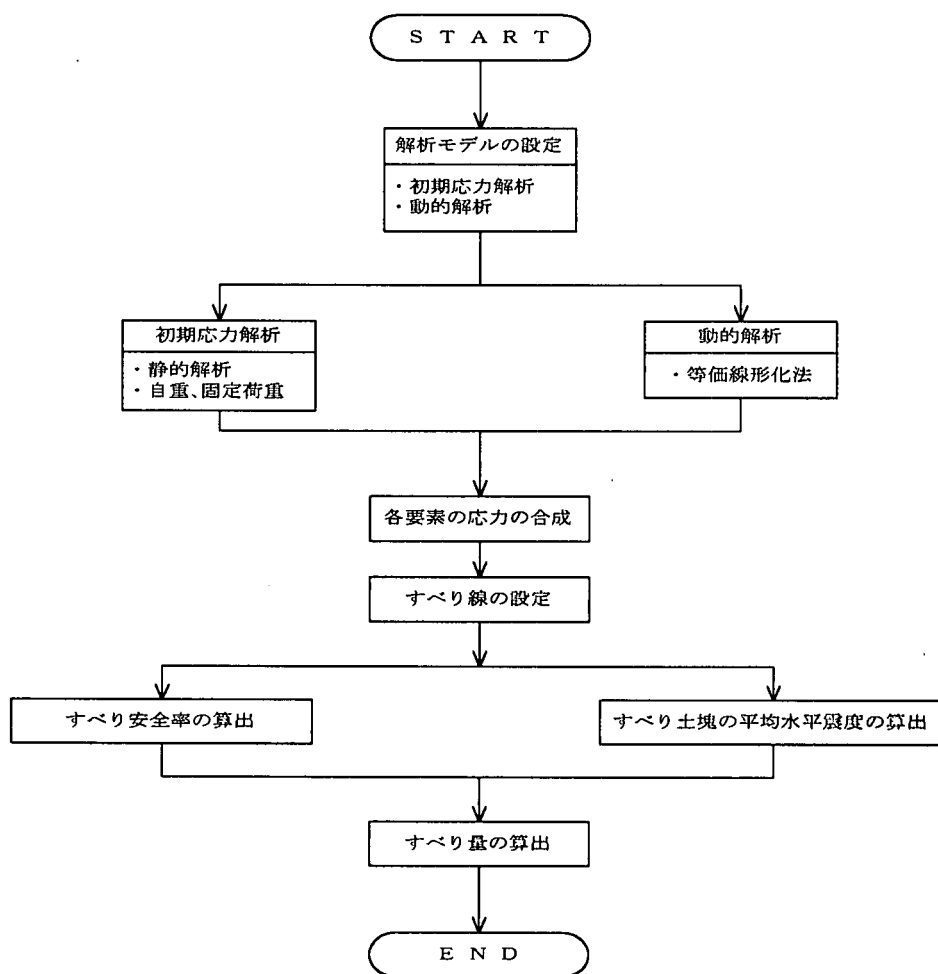


図 4.5.3-2 動的 FEM によるすべり量の算出の流れ

(2) 解析モデルおよび解析条件

図 4.5.3-3 および表 4.5.3-1 に解析モデルおよび動的解析定数を示す。動的解析は等価線形解析であり、図 4.2.1-8 の歪依存特性を用いた。初期応力解析ではせん断弾性係数を 13000KN/m^2 とし、動的解析では盛土の平均的な拘束圧に対応したせん断弾性係数を一律用いたケース 1、盛土の拘束圧の平方根に比例すると仮定して盛土の部位によってせん断弾性係数を変化させたケース 2 の 2 ケースを実施した。強度定数については、平面ひずみ圧縮試験や三軸試験から $\phi = 42^\circ$ （残留強度）、ポアソン比 0.3、単位体積重量 15.2KN/m^3 とした。

初期応力解析では盛土重量とともに実験時に模型表面に作用させた負圧 (0.17kN/m^2) および上載重量 (1.0kN/m^2) を作用させた。

動的解析では図 4.5.3-4 に示す振動台の加速度波形を入力した。入力波形は 5Hz の定常波で、段階的に加速度振幅が大きくなっている。また、繰り返し回数は非常に多い。

表 4.5.3-1 動的解析定数

ケース	ケース 1	ケース 2
せん断弾性係数 $G_0(\text{KN/m}^2)$	24000	12000～ 24000

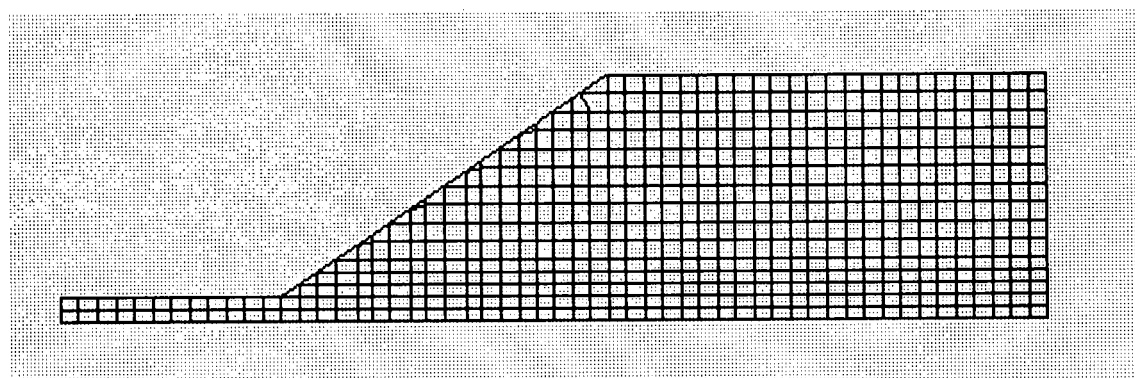


図 4.5.3-3 解析モデル

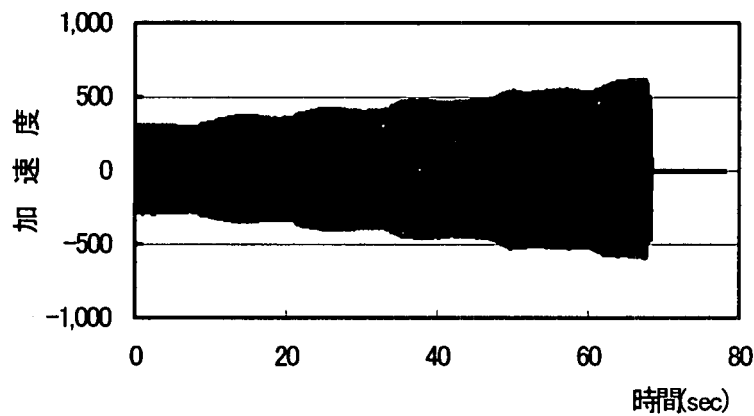


図 4.5.3-4 入力加速度

(3) 動的 FEM 解析結果

1) 加速度応答

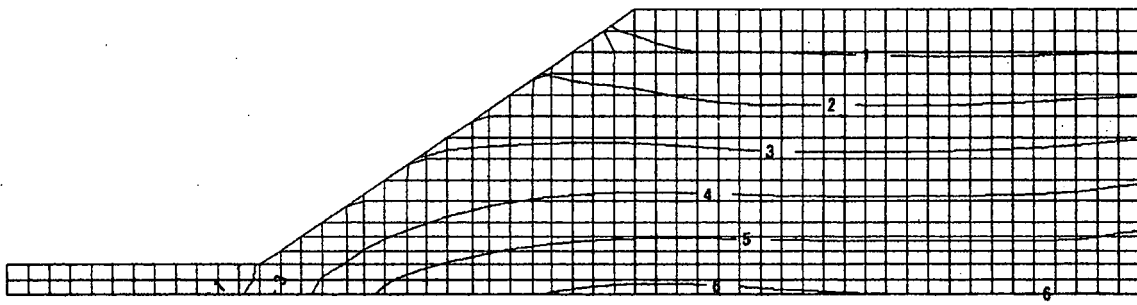
表 4.5.3-2 に最大加速度をまとめたものを示す。これらを見ると、実験で見られた法肩付近の加速度の増幅が顕著でなく、解析で求めた斜面の加速度応答は実験と比較して小さい。また、いずれの解析ケースにおいても加速度応答にほとんど差異がない。盛土模型の固有振動数は 30～50Hz 程度と予想され、入力波形と比較して非常に高いため、解析では各ケースとも同じような加速度応答となったものと考えられる。

表 4.5.3-2 最大加速度の比較(gal)

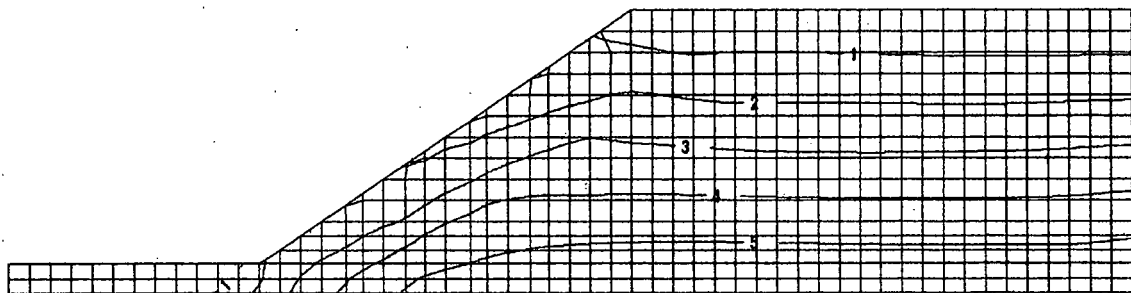
位置	実験値	ケース 1	ケース 2
法先	704	622	609
法面	931	649	625
法肩	926	656	629
天端	876	659	630

2) せん断応力分布

図 4.5.3-5 にケース 1 とケース 2 の初期応力と合成した最大せん断応力分布を示す。ケース 1 とケース 2 で加速度応答はほとんど同じであるが、盛土の剛性が異なるため、法面付近を中心に最大せん断応力に差異が生じている。なお、最大せん断ひずみは、いずれのケースも 3×10^{-4} 程度であった。



(a) ケース 1



(b) ケース 2

図 4.5.3-5 最大せん断応力の分布(kN/m²)

(4) すべり安全率およびすべり量の算出

図 4.5.3-6 にすべり安全率およびすべり量の算出において仮定したすべり線を示す。実験状況を参考に 2 本のすべり線を仮定している。すべり安全率の時刻歴の内、ケース 2 のすべり線 1 の時刻歴を図 4.5.3-7 に示す。これを見ると、すべり安全率は入力加速度に応じて増減を繰り返しているが、30 秒頃からすべり安全率が 1.0 を下回るようになる。

表 4.5.3-3 には各ケースの最小すべり安全率とすべり量をまとめたものを示す。また、すべり線に対して求めた各すべり量の時刻歴を示す。これらから次のことが言える。

- ① 浅いすべり線 1 の方が深いすべり線 2 よりもすべり量が多い。すべり線の設定により、結果が大きく異なる。
- ② 最小すべり安全率が小さいすべりの方がすべり量が大きくなる傾向がある。
- ③ 解析で求まるすべり量は 8~10cm 程度であり、法肩の沈下量の実験値 (3.1cm) と比較して大きい。
- ④ 実験では小さい加速度の段階から変形が徐々に進行するゆすり込み沈下が見ら

れるのに対して、解析ではすべり安全率が 1.0 を下回る時刻から急激にすべり量が増加する。

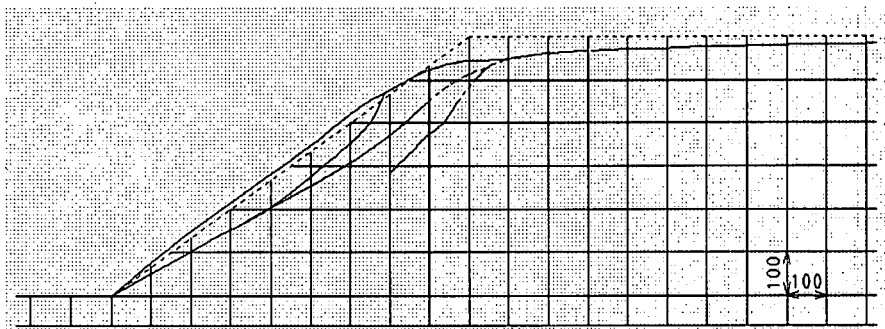
参考文献

- 1) 渡辺・馬場:フィルダムの動的解析に基づくすべり安定評価手法の一考察、大ダム、No. 97、p. 25、1981.

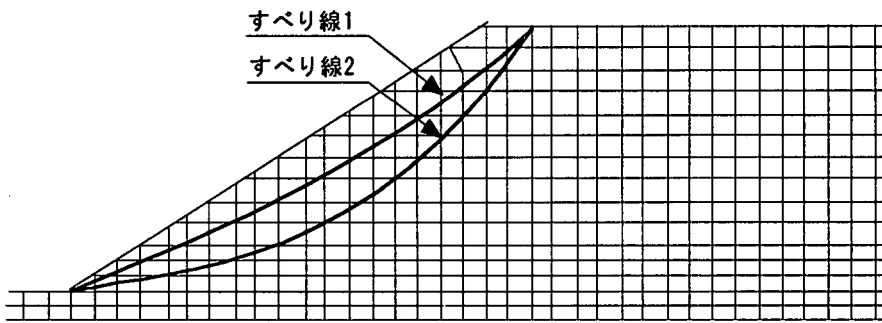
表 4.5.3-3 すべり安全率およびすべり量

すべり線	すべり安全率の最小値		すべり量(cm)	
	ケース 1	ケース 2	ケース 1	ケース 2
すべり線 1	0.788	0.785	7.9	10.1
すべり線 2	0.901	0.882	0.4	1.0

法肩で計測されたの残留沈下量（実験値） 3.1cm



(a) 実験状況



(b) 仮定したすべり線

図 4.5.3-6 実験状況および仮定したすべり線

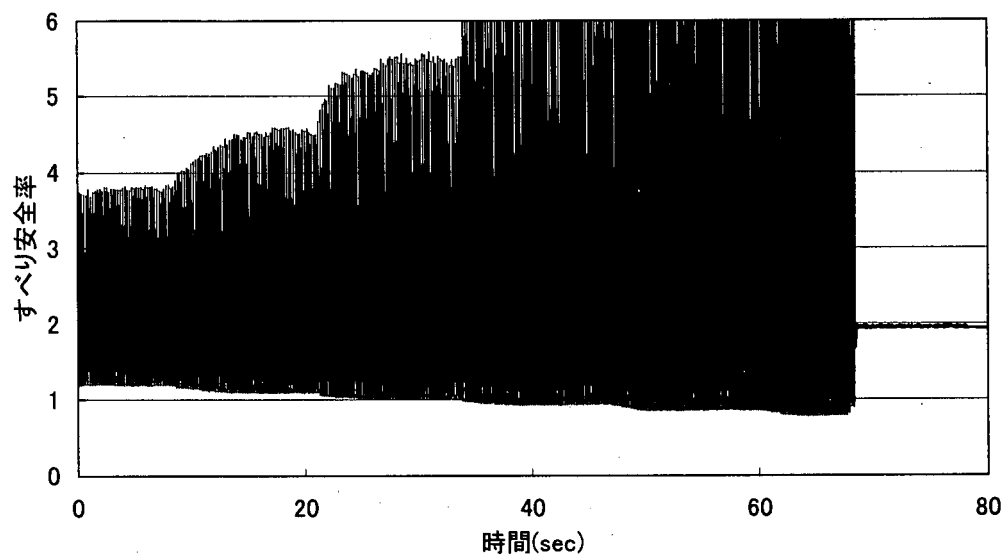
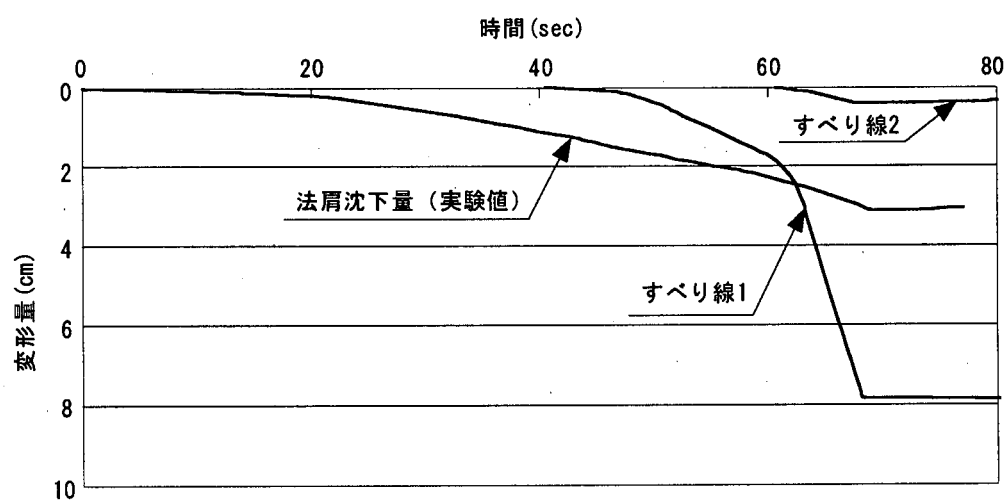
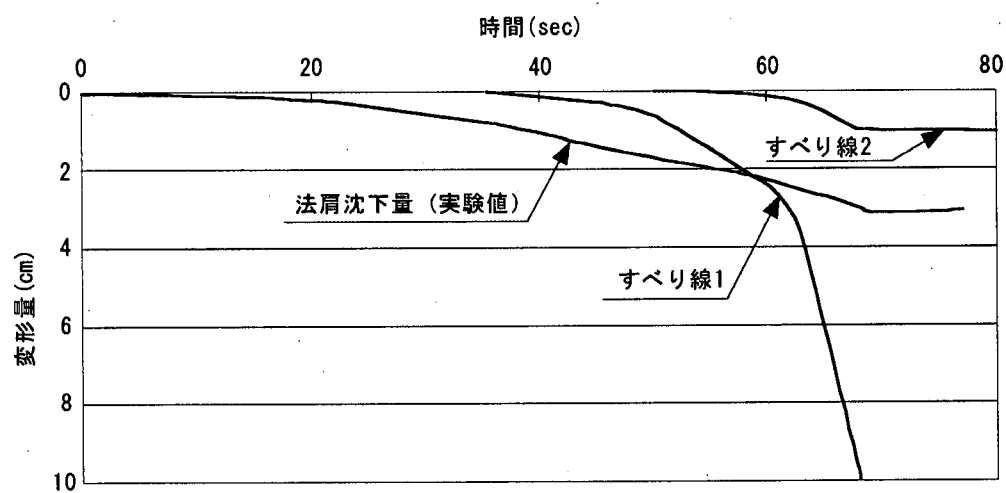


図 4.5.3-7 すべり安全率の時刻歴 (ケース 2、すべり線 1)



(a) ケース 1



(b) ケース 2

図 4.5.3-8 すべり量の時刻歴

4.5.4 事例3—動的FEMによる粘性地盤上の盛土実験のシミュレーション

(1) 解析概要

1) 解析の内容

本解析事例は、地震応答解析をFLUSH（等価線形解析）により行い、渡辺・馬場²⁾の提案によるすべり変位量算定手法を用いて、建設省土木研究所で実施した粘土地盤上盛土の動的遠心模型実験のシミュレーションを試みたものである。

2) 解析手法

検討に用いた解析手法は、以下のとおりである。

a) 動的・静的FEM解析

加振時における地盤の動的な応力成分、応答加速度の算定は、2次元動的FEM解析であるFLUSH（等価線形解析）を用いた。なお、地震前の初期応力状態は、静的弾性FEM解析により算定し、動的解析結果との重ね合わせを行い、加振時における地盤の応力状態を求めた。

b) すべり安定解析と沈下量算定

沈下量算定の対象とするすべり線は、修正フェレニウス法を用いたすべり安定解析より算定する。また、沈下量解析においては基本的な考え方は、4.5.3の事例2の手法と同一であり、Newmarkの考え方に基づき、渡辺・馬場²⁾により定式化された円形すべり変形量を算定したものである。さらに、4.5.5の事例4で紹介する円弧すべり計算による沈下量算定と同様の手法を用いた計算結果も合わせて示す。

図4.5.4-1に検討フローを示す。

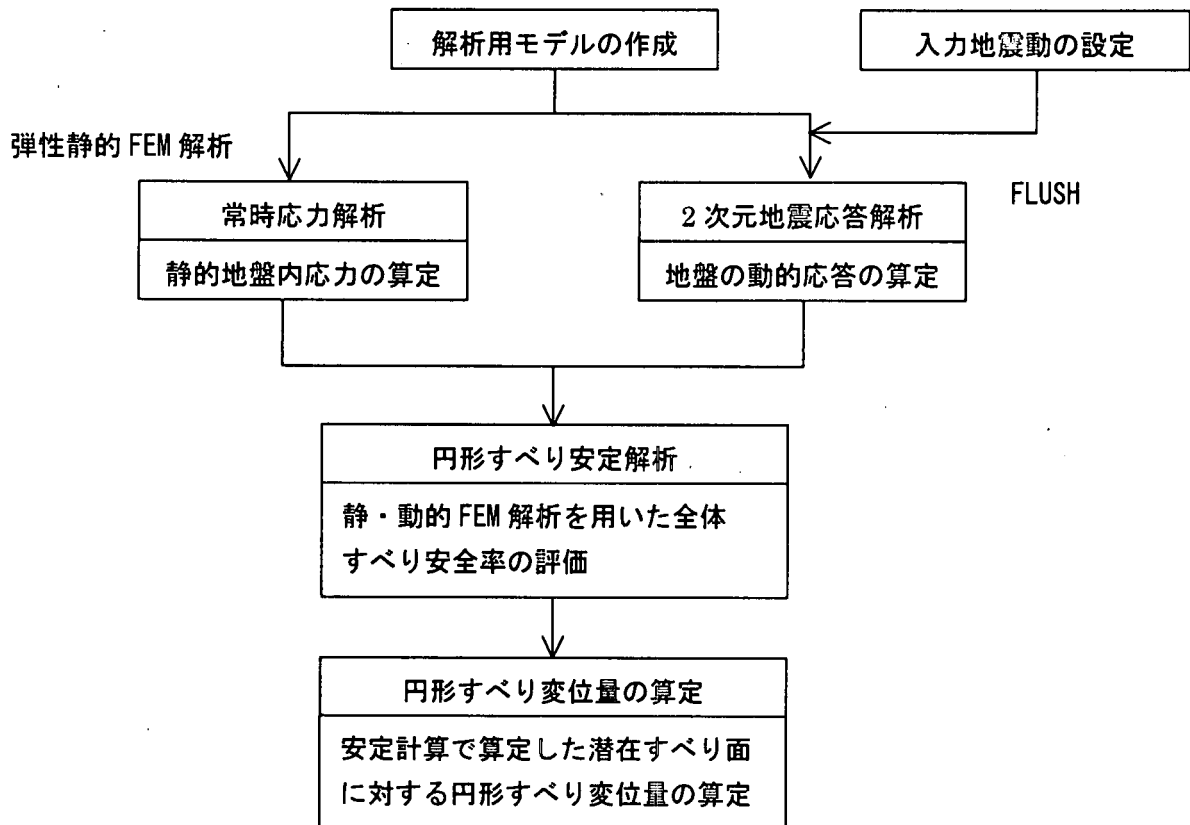


図4.5.4-1 検討フロー

a) 解析モデル

図 4.5.4-2, 4.5.4-3 に示す動的・静的 FEM 解析での境界条件は、遠心模型実験における境界条件と整合するように、側面は鉛直ローラー、底面は固定境界とした。

動的・静的 FEM 解析およびすべり安定解析に用いた材料物性値は、あらかじめ建設省土木研究所より提供された資料をもとに設定した。設定した物性値を表 4.5.4-1 に示す。また、等価線形化手法において用いた土の動的変形特性を図 4.5.4-4(a), (b) に示す。なお、等価線形解析（動的 FEM）で用いた有効ひずみの振幅係数は、入力動が正弦波的な波形であることから 1.0 を用いた。

Figure 1: Plan view of the experimental area. The diagram shows a rectangular area with a grid. Dimensions are 40m by 10.75m. The area is divided into sections labeled A1, A2, A3, A4, A5, A10. A3 is labeled '盛土' (fill) and A10 is labeled 'リフトマット' (lift mat). A4 is labeled '粘土' (clay) and A5 is labeled '砂' (sand). The area is bounded by '鉛直ローラー' (vertical roller) on the left and right, and '固定' (fixed) at the bottom. Dimensions include 12m, 2m, 26m, 1.75m, 5m, 3.75m, and 0.25m.

すべり線② すべり線①

6	11	16
7	12	17
8	13	18
9	14	19
10	15	20
21	22	23

表4.5.4-1 解析用物性値

NO.	地盤種別	湿潤密度 ρ_t (t/m ³)	D ₅₀ (mm)	静的ヤング 係数 ^{*1)} E ₅₀ (tf/m ²)	静的ポア ソン比 ν_s	動的変形 特性 ^{*2)}	初期せん断 弾性係数 ^{*1)} G(tf/m ²)	初期減 衰定数 h(%)	動的ポア ソン比 ν_d	内部摩擦 角 ϕ (deg.)	粘着力 C(tf/m ²)
1	盛土(3号珪砂+クレーンD'=2:1)	1.70	0.1	3128	0.333	D-1	2346	2	0.40	7.24	1.18
2	敷砂(3号珪砂)	1.80	0.5	9384	0.333	D-2	7038	2	0.40	30	1.02
3	粘土	1.70	0.01	1992	0.286	D-3	1549	2	0.49	0	*3)
4	砂(3号珪砂)	1.80	0.5	9384	0.333	D-4	7038	2	0.49	40	0

*1)有効上載圧 2kgf/cm²での値 (拘束圧の0.5乗に比例するものとして、各要素の値を設定)

(1tf/m²=9.81kN/m²)

*2)有効拘束圧とD₅₀から、安田・山口の提案する関係式を用いて設定(D₅₀は推定)

*3) $\tau_f (=C) = 0.4 \cdot p_0'$

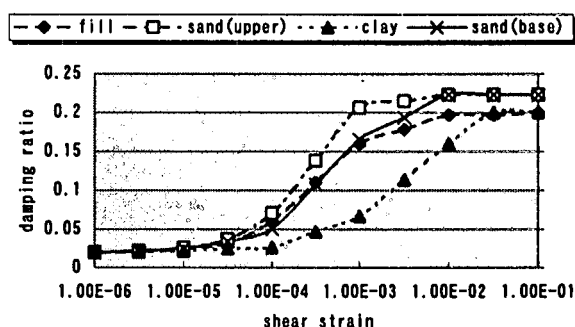
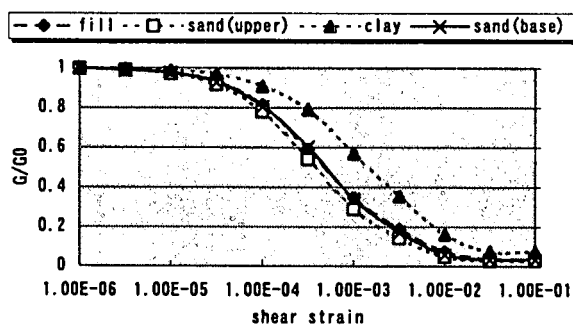


図4.5.4-4(a) 土の動的変形特性 ($G/G_0 \sim \gamma$ 関係) 図4.5.4-4(b) 土の動的変形特性 ($h \sim \gamma$ 関係)

c) 入力動

入力動の加振ステップは、ステップ1～ステップ3までの3段階について実施した。入力波形は正弦波20波であり、ステップ1～3の最大加速度振幅はそれぞれ119cm/s²、244cm/s²、391cm/s²である。入力動の加速度時刻歴波形は、解析により得られた加速度応答波形とともに後で示す(図4.5.4-5(a)～(c))。なお、遠心模型実験では同一の模型に対してステップ載荷を行っているが、本検討では各載荷段階は別個の解析とし、それぞれ各載荷ステップにおける増分値について比較を行った。

(2) 解析での着目点

1) すべり線

本検討における諸条件に対して、トライアンドエラー的に加振時のすべり安全率が最小となるような円弧すべり線を求めると、盛土基礎地盤を幅広く横切るような半径の大きな不自然なすべり線が得られる。そこで本検討では、①常時に安全率が最小となるすべり面、②静的震度法(静的水平震度 $K_h=0.2$)において安全率が最小となるすべり面(ただし、盛土法尻側には盛土高さの2倍までの範囲をすべり線の通過する範囲とした)の2種類の円弧すべり線について変位量を算定するものとした。各すべり線は図4.5.4-3の解析モデルにおいて示した。

2) 解析方法

沈下量解析の適用においては、比較のため以下の3種類の解析手法を用いた。

- ・解析方法1: すべり土塊の等価震度算出方法として、振動台の入力動そのものを使用する方法。したがって、盛土の地震応答および応力状態は考慮されない。
- ・解析方法2: すべり土塊の等価震度算出方法として、盛土内のA3計測点の実測加速度を使用する方法。したがって、盛土の地震応答の影響はある程度考慮される

が、応力状態は考慮されない。

- ・解析方法 3：等価震度算出方法および降伏震度算出方法として、以下の 3)、4)に示す方法を用いる方法。この手法では、地震応答解析で得られた盛土の加速度応答および応力状態とも考慮される。

3) 等価震度算出方法（解析方法 3）

すべり土塊全体に作用する等価水平震度 K_h は、式(1)により時刻歴として算定した。(1)式の総和はすべり土塊を構成する全要素について計算を行う。鉛直震度についても同様の定義で計算が可能であるが、本検討では、鉛直震度を無視して沈下量を算定した。

$$K_h = \Sigma(\rho_i \cdot \alpha_{hi} \cdot \Delta A_i) / (g \cdot \Sigma \rho_i \cdot \Delta A_i) \quad (1)$$

ρ_i ：すべり土塊の要素 i の密度

α_{hi} ：すべり土塊の要素 i に作用している瞬間水平加速度

ΔA_i ：すべり土塊の要素 i の面積

g ：重力加速度

4) 降伏震度算出方法（解析方法 3）

降伏震度 K_r は、鉛直震度 K_v を無視し、すべり安全率 F_s 、等価水平震度 K_h 、円弧中心と土塊重心を結ぶ線の鉛直線からの傾き β の関数として次式(2)により算定した。

ここで、すべり安全率 F_s は、静的解析と動的解析の応力状態を時刻歴として重ね合わせた応力状態を用いて算定した値を用いる。

$$K_r = F_s \cdot K_h + (F_s - 1) \cdot \tan \beta \quad (2)$$

5) 検討ケース

検討は、表 4.5.4-2 に示す各ケースについて実施した。すべり線として上記の 2 種類、3 種類の解析方法および 3 種類の加振ステップの組合せとなっている。なお、解析方法 3 の加振ステップ 3 に関しては、実験で得られた波形が大きく乱れているため解析を省略した。

表 4.5.4-2 検討ケース一覧

解析 方法 NO.	解析方法	加振 ステ ップ	すべり線① 常時すべり安全率が 最小となるすべり線	すべり線② 静的震度法 ($K_h=0.2$) のすべり 安全率が最小となるすべり線
1	振動台上の加速度を 入力加速度として設 定	1	○	○
		2	○	○
		3	○	○
2	A3 計測点の実測加速 度を入力加速度とし て設定	1	○	○
		2	○	○
		3	—	—
3	FEM 解析で得られた 等価震度およびすべ り安全率を使用	1	○	○
		2	○	○
		3	○	○

(3) 解析結果

1) 動的解析による応答諸量

地震応答解析の結果、得られた各種応答値を以下の各図に示す。図 4.5.4-6～図 4.5.4-8 は、代表例として加振ステップ 2 について示した（他のステップについても傾向は同様である）。

図 4.5.4-5(a)～(c) 主な計測点の水平加速度時刻歴の比較（ステップ 1～3）

図 4.5.4-6 最大水平加速度分布（ステップ 2）

図 4.5.4-7 最大水平相対変位分布（ステップ 2）

図 4.5.4-8 すべり安全率最小時の変位図（すべり線①，ステップ 2）

まず、図 4.5.4-5(a)～(c)の主な計測点の水平加速度時刻歴について考察する。入力振幅の比較的小さなステップ 1（図 4.5.4-5(a)）では、どの計測点でも解析と実験結果の整合性は良好であるが、ステップ 2，ステップ 3 と入力振幅が大きくなるにつれ、解析と実験結果に差が見られるようになってくる。詳細にみた場合、盛土背面側の計測点は比較的良好といえるが、斜面部の A5 および盛土のない部分の計測点（A1，A4，A10）では実験と解析結果の差が大きいことがわかる。したがって、沈下量算定を行う前の地震応答解析の時点で既にステップ 2，ステップ 3 では実験と解析の加速度応答、応力状態にかなりの相違があるものといえる。

図 4.5.4-6 の最大水平加速度分布および図 4.5.4-7 の最大水平相対変位分布についてみると、模型両端の境界条件が鉛直ローラーであり、水平変位が固定されていることから、模型の中央やや右より付近に応答が集中する傾向がみられる。加速度に関しては、法肩にも応答の大きな箇所がみられるが、法肩の変位の増幅は顕著に生じていない。このような分布傾向は他の加振ステップでも認められた。

図 4.5.4-8 は、すべり線①のすべり安全率最小時の変位図である。すべり線②についてはすべり線①の場合と変形パターンに大きな差は見られないため割愛した。すべり安全率最小時の変形の傾向として、斜面側が少し沈み込み、法尻側が少し盛り上がるような変形パターンを示すこと、斜面部であまり変位量の増幅がみられないことなどが主な特徴といえる。

2) 沈下量

沈下量解析（解析方法 3）の結果、得られたすべり安全率 F_s 、等価水平震度 K_h 、超過加速度 K_r 、相対速度、すべり変位の各時刻歴を図 4.5.4-9（すべり線①）、図 4.5.4-10（すべり線②）に示す。また、最終変形量のまとめを表 4.5.4-3 に示し、入力加速度と残留変形量の関係の比較を図 4.5.4-11 に示す。

まず、実測値との比較でみると、表 4.5.4-3 および図 4.5.4-11 より、解析方法 1 の加振ステップ 1 を除き、各すべり線、解析方法ともに実測値を上回る変形量が得られた。特に、加振ステップ 2 および 3 では、実測値よりも数倍から 1 オーダー以上大きな変形量が解析で得られたことになる。

次に、解析手法の違いについてみた場合、手法が簡便なものから複雑なものになる解析方法 1，2，3 の順に変形量が大きくなる傾向がみられる。特に解析方法 3 のすべり線①ではステップ 1 では 100cm 程度の変形量であるが、ステップ 2 およびステップ 3 では 1000cm (=10m) を越える大きな変形量が算定された。

また、すべり線の違いについてみると、常時に安全率が最小となるすべり線①の方が静的

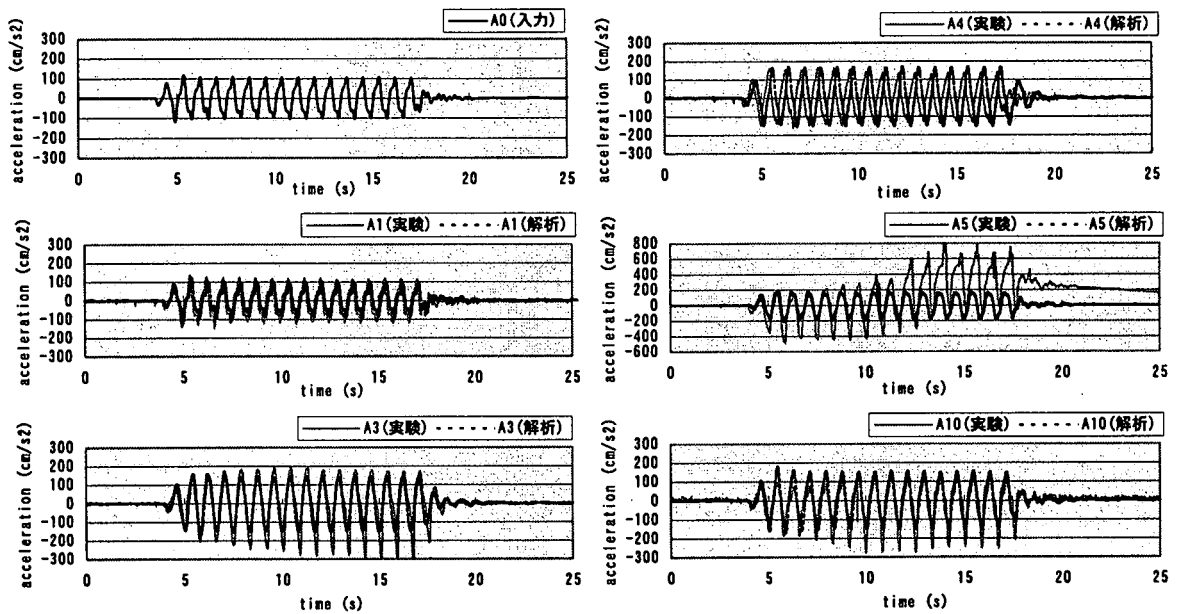


図4.5.4-5(a) 測定点の加速度時刻歴(ステップ1加振)

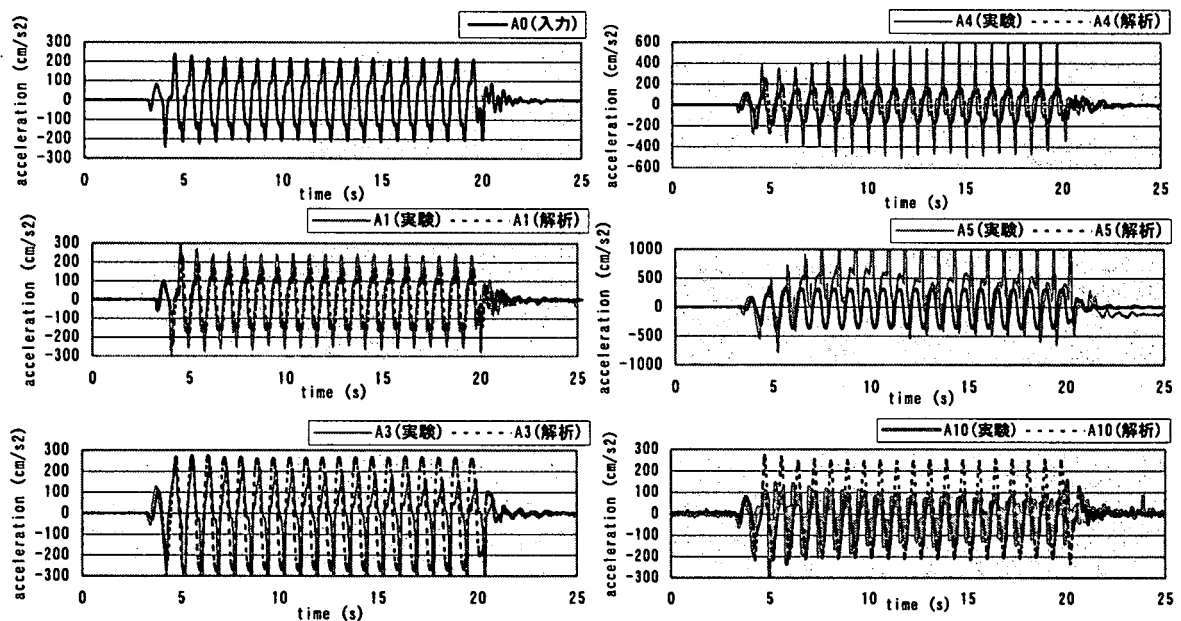


図4.5.4-5(b) 測定点の加速度時刻歴(ステップ2加振)

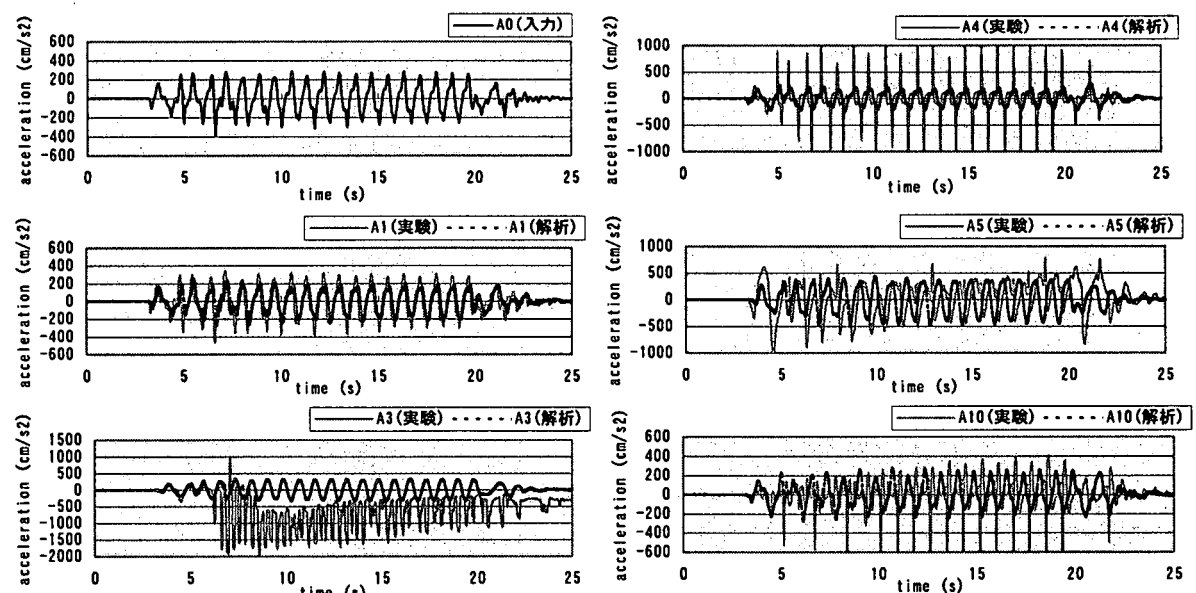


図4.5.4-5(c) 測定点の加速度時刻歴(ステップ3加振)

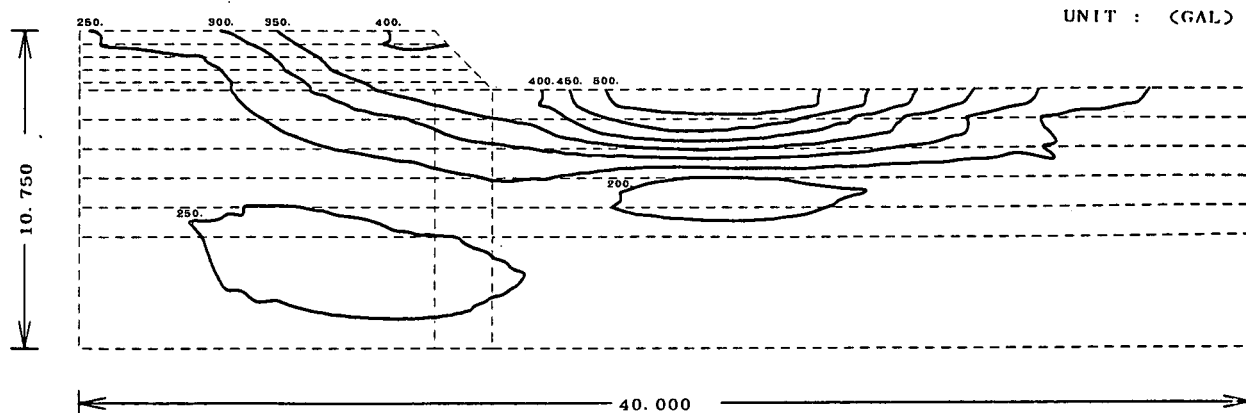


図 4.5.4-6 最大水平加速度分布 (ステップ2)

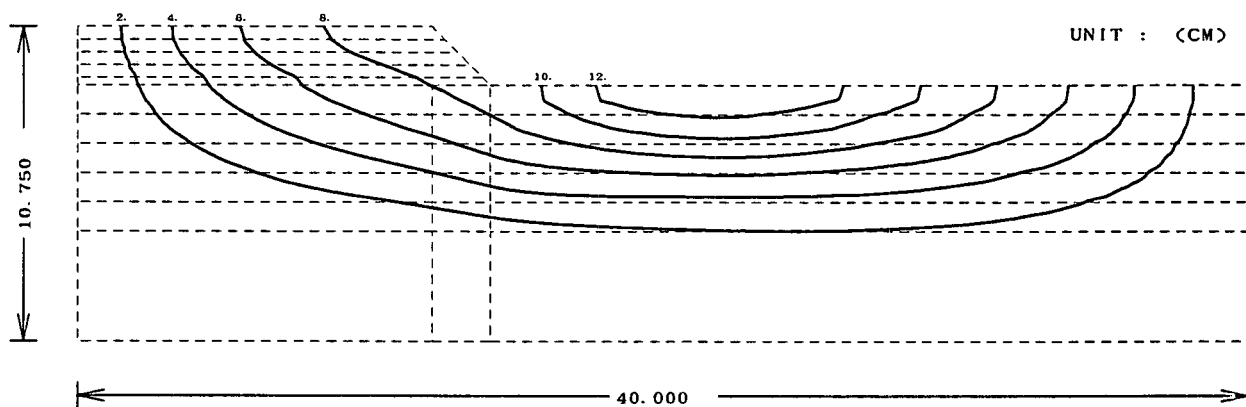


図 4.5.4-7 最大水平相対変位分布 (ステップ2)

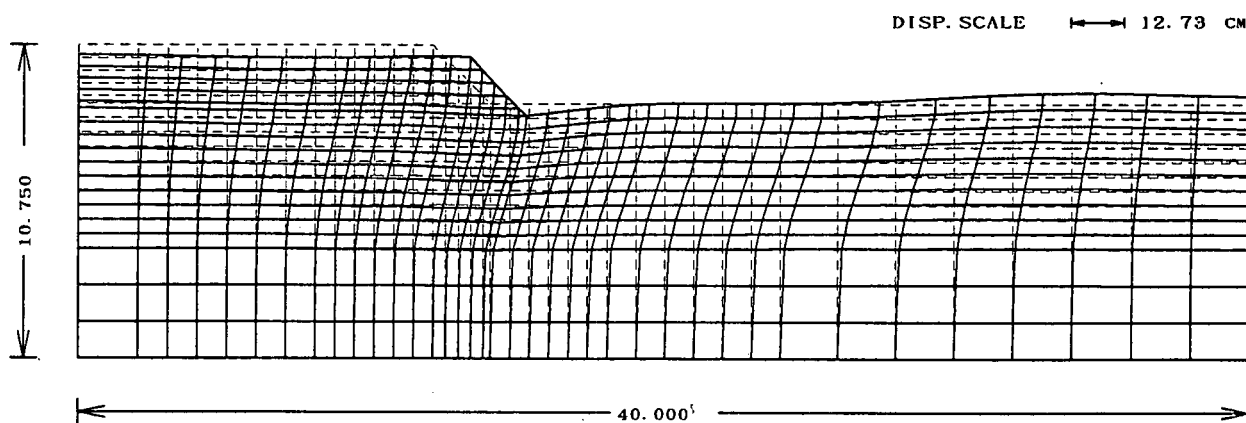


図 4.5.4-8 すべり安全率最小時の変位図 (5.25s, ステップ2)

震度法（静的水平震度 $K_h=0.2$ ）において安全率が最小となるすべり線②よりも大きめの変形量を示す傾向がみられ、特に解析手法3のステップ2および3でその差が非常に大きい。

(4)まとめ

FLUSH（等価線形解析）による地震応答解析とニューマーク、渡辺・馬場による沈下量解析を用いて、建設省土木研究所で実施した粘土地盤上盛土の動的遠心模型実験のシミュレーションを行った結果を整理すると、以下ようになる。

①ニューマーク法により得られた沈下量は、入力振幅の比較的小さな加振ステップ1では比較的实验値に近い値が得られたが、入力振幅が大きく土の非線形性が大きいと考えられるステップ2、ステップ3においては、実験値よりも数倍から1オーダー以上大きな値を示す傾向がみられた。

この原因として、地盤の強度定数設定方法の影響（例えば、速度効果、繰返し効果による影響が取り込まれていない等）、実験で得られた盛土の変形状況が土塊の沈下量的なパターンを示していないと考えられることなどを挙げる事ができる。

②解析手法の違いに関してみた場合、盛土の加速度応答を考慮しない簡便な解析方法1、盛土の実測加速度を考慮した解析方法2、地震応答解析により盛土の地震応答・応力状態まで考慮する詳細な解析方法3の順に変形量が大きくなる傾向がみられた。特に詳細法である解析方法3では、すべり線①とすべり線②とで変形量に大きな違いがみられ、すべり線の設定が変形量に敏感に影響することが示唆された。

詳細法である解析方法3が、簡便な解析手法1、2よりも変形予測の精度が必ずしも高くないこと、すべり線の設定方法が変形量に敏感であることに関して、以下のような原因が考えられる。すなわち、入力振幅の比較的小さなステップ1では実験と解析の加速度応答の一致度はかなりよいが、入力振幅の大きなステップ2、ステップ3では実験と解析の加速度応答にかなりの相違がみられた。したがって、ステップ2、ステップ3では地盤の加速度応答、応力状態が解析で十分に再現できていないことが推測される。したがって、これらの値を用いて算定した沈下量が実験と乖離するのは当然ともいえる。その他、様々な要因が考えられるが、少なくとも各ステップにおける応答値を実験と解析でうまくシミュレートすることが沈下量算定以前の段階として非常に重要と考えられる。本検討では、地震応答解析としてFLUSHを用いたが、入力振幅の大きな加振ステップでは等価線形解析の限界の可能性もある。

参考文献

- 1) N. M. Newmark: Effects of earthquakes on dams and embankments, Geotechnique, Vol. 15, No. 2, pp. 139-160, 1965.
- 2) 渡辺・馬場: フィルダムの動的解析に基づくすべり安定解析手法の一考察, 大ダム, No. 97, pp. 25-38, 1981.

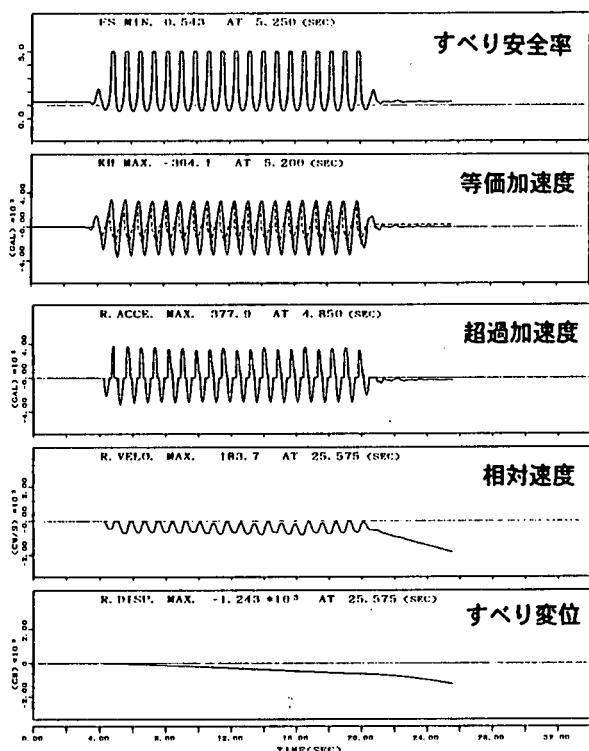


図 4.5.4-9 すべり安全率、等価加速度、超過加速度、相対速度、すべり変位の各時刻歴（すべり線①，ステップ2）

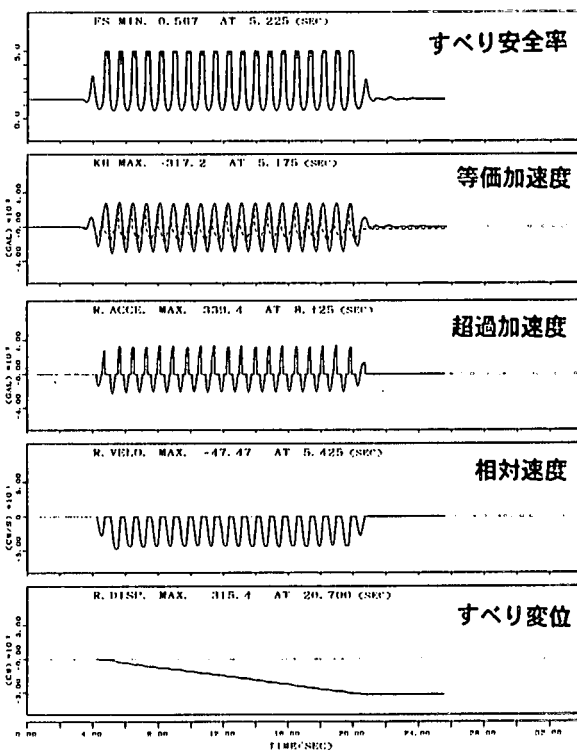


図 4.5.4-10 すべり安全率、等価加速度、超過加速度、相対速度、すべり変位の各時刻歴（すべり線②，ステップ2）

表4.5.4-3 滑動変形量と最小すべり安全率

NO.	解析方法	加振 ステップ	すべり線① 常時すべり安全率が 最小となるすべり線		すべり線② 静的震度法(Kh=0.2)のすべり 安全率が最小となるすべり線		実測沈下 量DV1(cm)
			すべり変位量 (cm) ^{*1)}	地震時最小 すべり安全率	すべり変位量 (cm) ^{*1)}	地震時最小 すべり安全率	
1	振動台上の加速度を 入力加速度として設 定	1	2.5	0.93	0.1	0.96	7
		2	68	0.75	44	0.74	19
		3	180	0.68	129	0.65	21
2	A3計測点の実測加速 度を入力加速度とし て設定	1	81	0.62	62	0.58	7
		2	220	0.48	179	0.43	19
		3	—	—	—	—	21
3	FEM解析で得られた等 価震度および応力状 態を使用	1	112	0.74	44	0.77	7
		2	1243	0.54	315	0.57	19
		3	1161	0.53	356	0.55	21

*1)滑動変形量は、すべり円弧接線方向へのすべり土塊重心の移動量を表す。

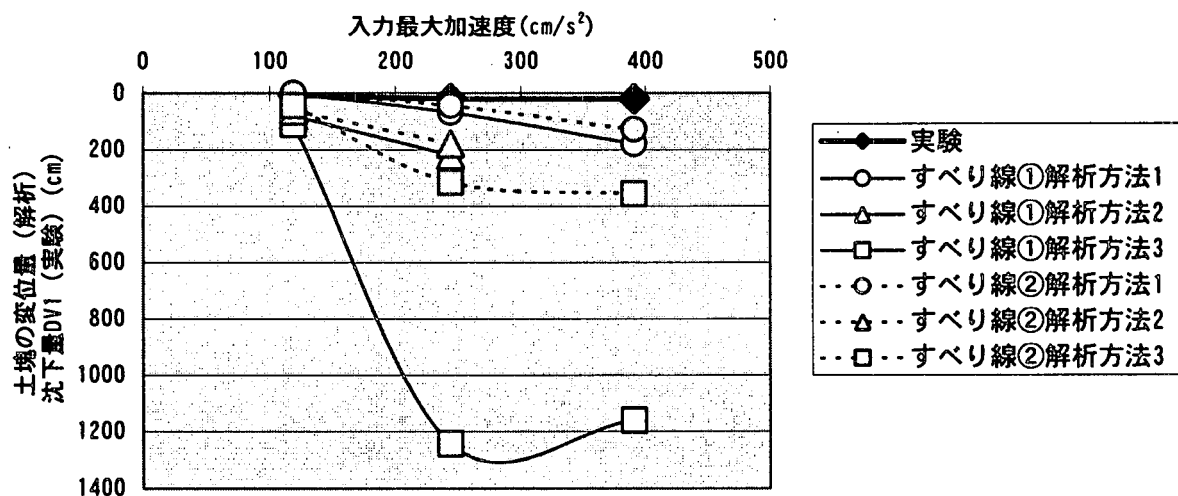


図4.5.4-11 入力加速度と変形量の関係

4.5.5 事例 4-円弧すべり計算等による粘性地盤上の盛土模型実験のシミュレーション

(1) 解析概要

1) 解析の内容

本報告では、ニューマーク法による粘性土地盤上の盛土動的遠心実験のシミュレーションを目的とし、円弧すべり計算および R-O モデルを用いた地震応答解析を行い、ニューマーク法によってすべり変形量を算定する。さらに、実験結果との比較を行ったものである。解析の全体流れについては、図 4.5.5-1 の解析フローにまとめる。また、地震応答解析は「DINAS」¹⁾を用いて行った。

2) 解析手法

a) FEM 動的解析

FEM 動的解析手法として修正 R-O モデルを採用した。R-O モデルの骨格曲線と履歴曲線は次のように表される。

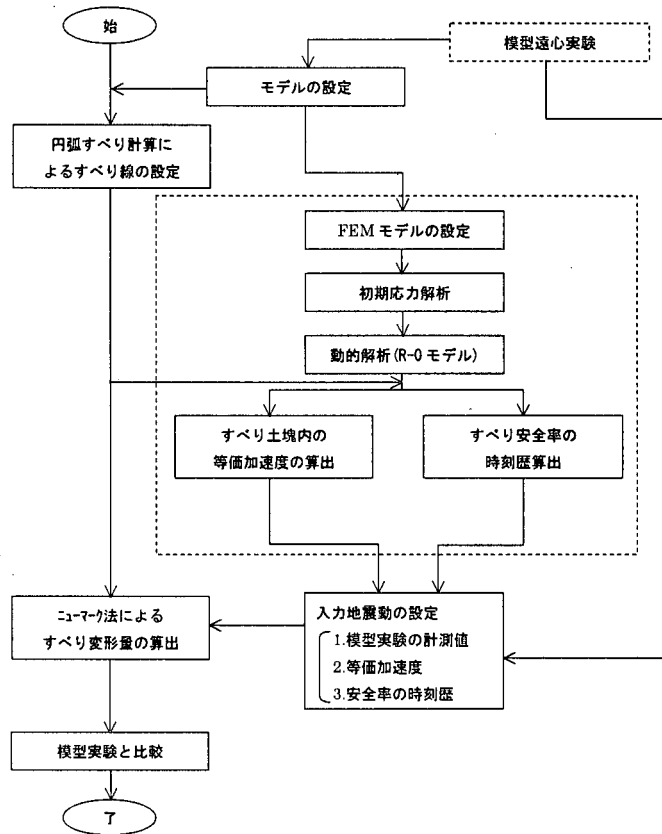


図 4.5.5-1 解析のフロー

$$\gamma = \frac{\tau}{G_0} (1 + \alpha |\tau|^\beta) \quad (1)$$

$$\frac{\gamma \pm \gamma_0}{2} = \frac{\tau \pm \tau_0}{2G_0} (1 + \alpha \left| \frac{\tau \pm \tau_0}{2} \right|^\beta) \quad (2)$$

ここで、 γ はせん断ひずみ、 τ はせん断応力、 G_0 はせん断弾性係数である。 τ_0 、 γ_0 はそれぞれ履歴折り返し点のせん断ひずみとせん断応力である。 α 、 β は R-O モデルのパラメータで、初期せん断剛性 G_0 、最大減衰定数 h_{max} と基準ひずみ γ_r の 3 つの定数によって決まるものである。また、すべての要素に関して下式で初期せん断剛性と基準ひずみの拘束圧依存性を考慮した。

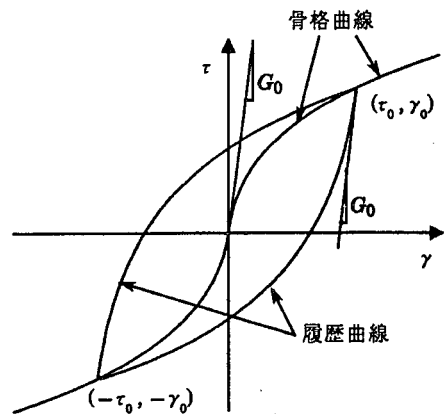


図 4.5.5-2 骨格・履歴曲線

$$G_{0i} = G_0 \left(\frac{\sigma_{mi}}{\sigma_m} \right)^{0.5} \quad (3)$$

$$\gamma_{0i} = \gamma_0 \left(\frac{\sigma_{mi}}{\sigma_m} \right)^{0.5} \quad (4)$$

b) 円弧すべり計算を用いた沈下量の算定

フェレニウス法によるすべり安定解析を行い、すべり円弧を設定する。すべり変形量を算定する際の入力地震動については、模型実験の計測値を用いる。解析の流れは「鉄道構造物等設計基準・同解説、耐震設計」²⁾に示されている方法と同様である。

c) FEM 動的解析を用いた沈下量の算定

FEM 動的解析結果からは、すべり土塊内の等価加速度のみを用いる方法および要素の応力状態（安全率の時刻歴）を用いる方法を考える。以下にその手法について説明する。

【等価加速度の算出】

すべり土塊内の等価加速度は、FEM 動的解析より土塊内の各節点における応答加速度を算出し、その分担重量を考慮し、土塊全断面積で割ることによって求める。図 4.5.5-3 にその方法の概略を示す。

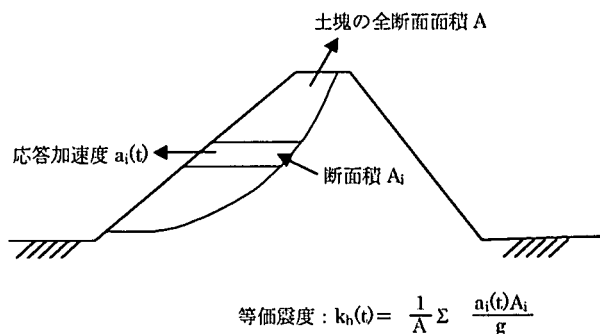


図 4.5.5-3 等価加速度の算出法

【安全率の時刻歴算出～等価震度 k_h^* の算出】

初期応力状態と地震中の地盤内の応力を重ね合わせ、そのすべり線上の応力を用いて次式によりすべり安全率の時刻歴を算定することが可能である。

$$SF = \frac{\sum_{i=1}^n [c_i + \{\sigma_1 \sin^2(\theta_i - \alpha_i) + \sigma_3 \cos^2(\theta_i - \alpha_i)\} \tan \phi_i] \cdot l_i}{\sum_{i=1}^n \{(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot \sin(\theta_i - \alpha_i) \cdot \cos(\theta_i - \alpha_i)\} \cdot l_i} \quad (5)$$

ここに、 σ_1, σ_3 は各要素の主応力、 c_i, ϕ_i は各要素 i のせん断強度定数、

θ_i は各要素 i の最大圧縮主応力となす角、 α_i は角すべり線におけるすべり線となす角である。

このように求めたすべり安全率の時刻歴 SF を、4.5.1 の(1)の 2)の円弧への適用の式(12)に代入すると等価震度 k_h^* は次式のようになり、作用したと思われる等価加速度が求められる。

$$k_h^* = \frac{M_{RW} + M_{RC} - SF \cdot M_{DW}}{SF \cdot M_{Dk} + M_{RK}} \quad (6)$$

式(6)より算出した等価震度を入力加速度として作用させ、すべり変形量を算出する。

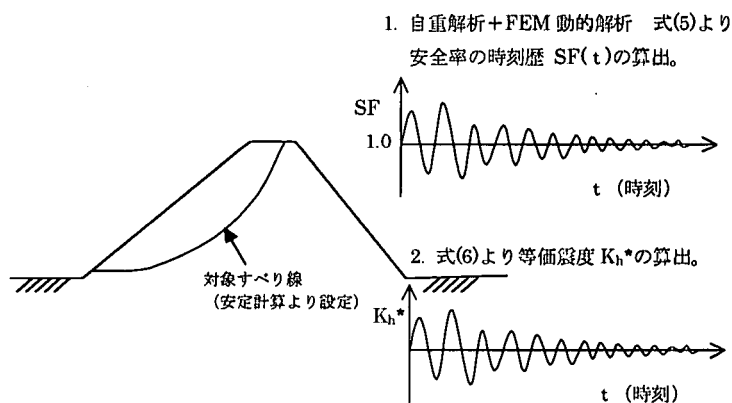


図 4.5.5-4 安全率を用いた沈下量算出の概略図

(2) 解析モデルおよび解析条件

1) 解析モデル

図 4.5.5-5 に FEM 動的解析モデルおよび模型実験の計測点等を示す。盛土は砂とシルトの混合土で、盛土と地盤の間にサンドマットが設置されている。地盤は粘土と砂から構成され、飽和している。モデルの寸法は実寸法(遠心実験の 50 倍)を用いた。また、拘束条件については、側面鉛直ローラー、底面固定とした。

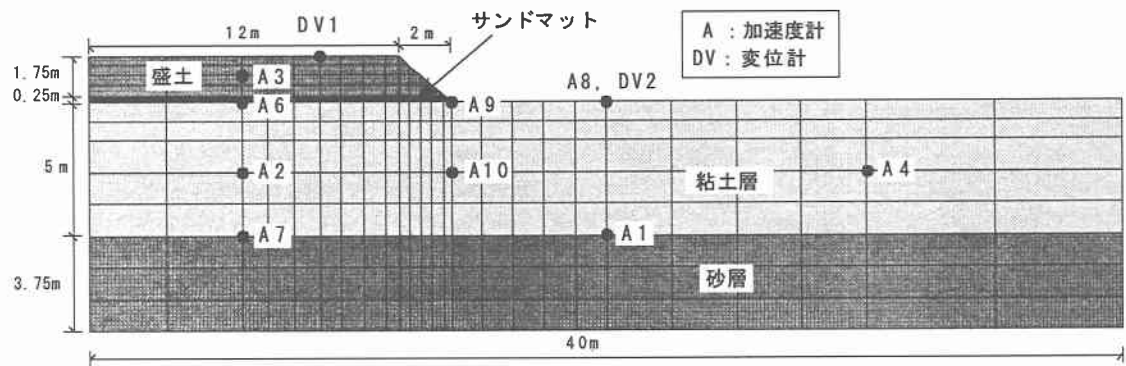


図 4.5.5-5 FEM 解析モデル

2) 解析定数および条件

FEM 動的解析に用いた諸定数は土質試験結果をもとに設定することを基本とした。ただし、土質試験結果から設定できないものに関しては、既存の試験結果等^{3), 4), 5)}を参考に推定した。諸定数の一覧を表 4.5.5-1 に示す。また、レーリー減衰に関するパラメータは減衰定数が 3% となるように固有値解析から算出した。同表中の基準ひずみおよび初期せん断剛性は拘束圧 1tf/m² のときである。

ニューマーク法計算に用いるすべり円弧を決めるために実施した円弧すべり計算に用いた諸定数の一覧を表 4.5.5-1 に合わせて示す。また、粘土層については、土被りによる応力の増分を考慮し、要素毎に変化させた。

表 4.5.5-1 解析に用いた諸定数 (FEM 動的解析、円弧すべり計算)

	$\gamma_{0.5}$ (%)	G_0 (tf/m ²)	h_{max} (%)	$\gamma^{②}$ (tf/m ³)	$\nu^{④}$		C (tf/m ²)	$\phi (^{\circ})$
					静的	動的		
盛土	0.0283 ^①	525 ^②	30 ^④	1.71	0.33	0.4	1.18 ^②	7.24 ^②
サンドマット	0.0142 ^①	2682 ^③	31 ^①	1.945	0.33	0.4	1.02 ^④	30 ^④
粘土	0.0635 ^②	347 ^②	20 ^②	1.708	0.33	0.49	$C_u=0.52P^{⑤}$	0 ^④
砂	0.0142 ^③	2682 ^③	31 ^①	1.945	0.33	0.49	0.0 ^④	40 ^④
備考	①：参考文献 2)、②：土質試験結果より、③： $G=700(2.17-e)^2P^{0.5}/(1+e)$, $e=0.74$, ④：参考文献 1)より出典、⑤：拘束圧 P は自重解析より、強度増加率は土質試験より							

ここに、 $\gamma_{0.5}$ ：基準ひずみ、 G_0 ：初期せん断弾性係数、 h_{max} ：最大減衰定数、 γ ：単位体積重量、 ν ：ポアソン比、 C ：粘着力、 ϕ ：内部摩擦角である

一方、すべり線の形状は、沈下量に大いに影響する。単に、最小安全率を与えるすべり線を設定した場合、必ずしも、実際の変形形状を再現するとは言いきれない。本報告では、できるだけ図 4.5.5-6 に示した実際の変形形状を再現するため、常時に最小安全率を与えるすべり円弧（以降すべり線①と呼ぶ）および同図に示した最終加振後の盛土の変形状態を考慮し、陥没しているのり肩より 3m 付近を通るすべり円弧で水平震度 0.2 の時に最小安全率を与えるすべり円弧（以降すべり線②と呼ぶ）を設定することとした。

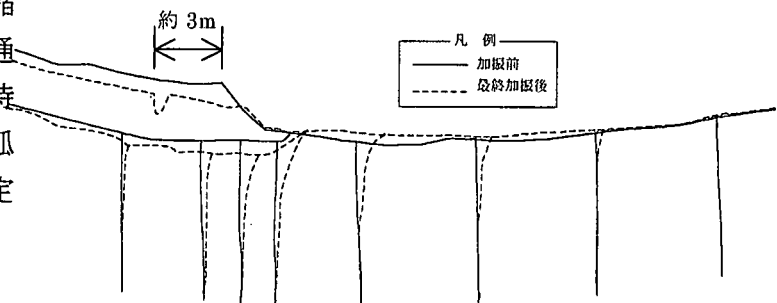


図 4.5.5-6 最終加振後の変形図

3) 入力地震動（FEM 動的解析）

模型実験が実施された時の入力地震動は正弦波 60Hz20 波で一つの実験ケースに対し、100、200、300、350Gal 相当の 4 段階の加振を行っている。本報告での入力地震動は、模型実験のとき振動台で計測された計測値を 1～4 段階までつなぎ、そのまま入力加速度として採用した。図 4.5.5-7 に FEM 動的解析に用いた入力地震動を示す。

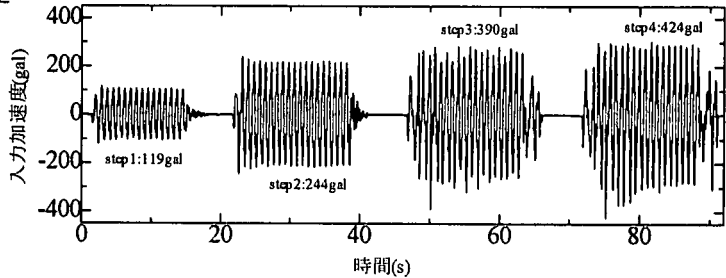


図 4.5.5-7 入力地震動（振動台の実測値）

(3) 解析での着目点

(1)、(2)で記述した解析手法・条件等を表 4.5.5-2 にまとめる。すべり変形量の算出については、同表に示したように方法①～③で実施する。(4)の解析結果では、手法の違いに着目し考察を行った。

表 4.5.5-2 解析手法・条件等の整理

	円弧すべり計算	FEM 動的解析	入力地震動	計算手法の評価	備考
方法①	最小安全率を与える円弧すべり線の設定	—	模型実験の計測値	比較的簡便な手法	入力荷重(地震動)の仮定が必要
方法②	同上	すべり土塊内の等価加速度のみ使用	等価加速度	動的解析の精度のために厳密な土質試験が必要	—
方法③	同上	応力状態の考慮 (安全率より等価震度の換算)	安全率の時刻歴	同上	—

(4) 解析結果

1) 円弧すべり計算

(2)の解析モデルおよび解析条件に示したすべり安定解析条件より設定したすべり線の形状を図 4.5.5-8 に模型実験での残留変形図とともに示す。同図に示すようにすべり線①（常時 $k_h=0.0$ で最小安全率を与えるすべり円弧）がすべり線②（ $k_h=0.2$ に最小安全率を与えるすべり円弧）より浅くなっていることが分かる。

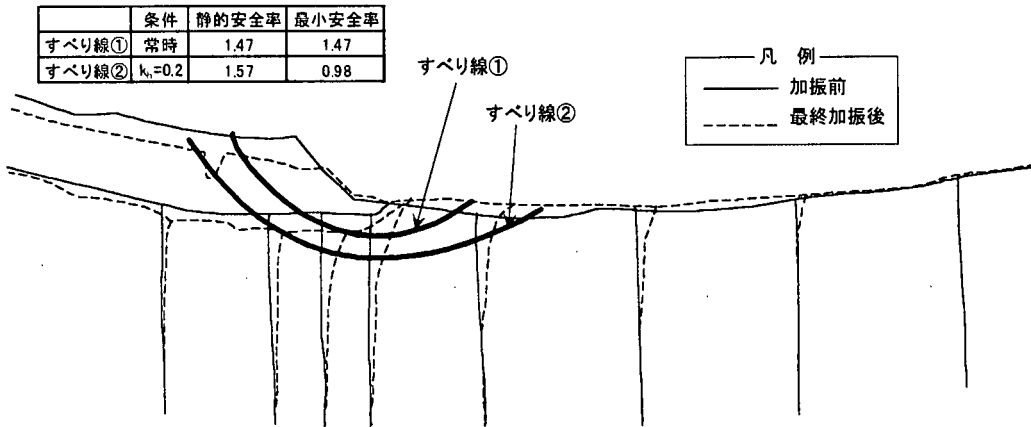


図 4.5.5-8 円弧すべり計算結果

2) FEM 動的解析による応答加速度の比較

図 4.5.5-9 に応答加速度の実験と解析の比較（STEP1～STEP3）を示す。比較の点としては、モデル全体の挙動を把握するため、盛土中央(A3)、盛土下の粘土層中央(A2)、粘土層中央(A4)、砂層と粘土層の境界(A1)とした。同図に示すように、ひずみの発生が比較的小さく、かつ安定したモードを示している STEP1 では A3 加速度計に関しては実験の計測値が解析値を上回っているものの、A4、A2、A1 のみで言えば、実験値を良好に説明している。しかしながら、STEP2 では応答加速度の位相がずれ始めており、A4 加速度計は解析値が実験計測値を大きく上回っている。また、STEP3 では A3 加速度計は盛土の変形破壊が進行しており、応答加速度波形は相当乱れている。したがって、STEP3 以降では、模型実験と地震応答解析の応力状態にかなりの相違があると考えられる。

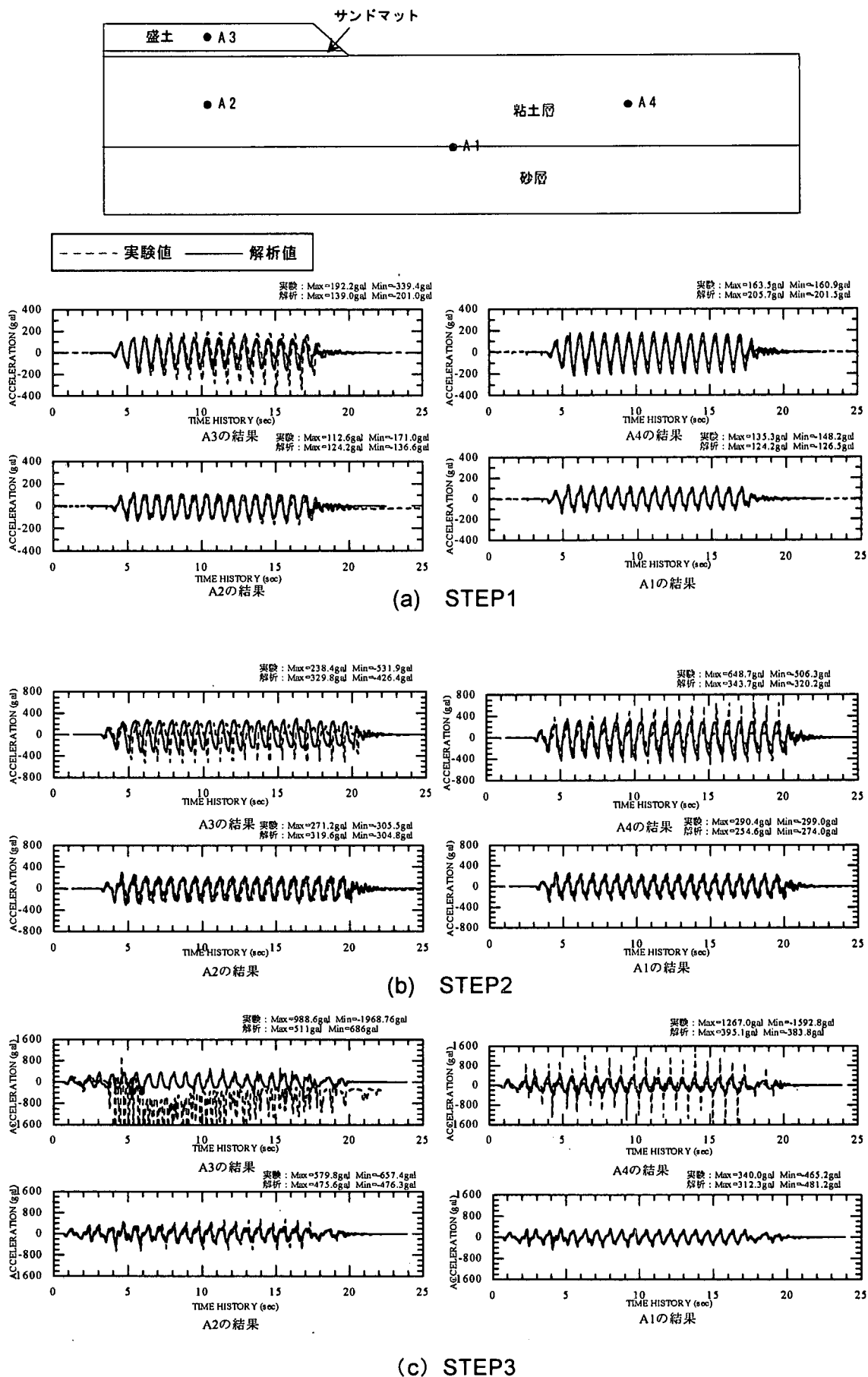


図 4.5.5-9 応答加速度の比較

3) ニューマーク法による沈下量

(1)の解析概要で記述したように、沈下量の算定は円弧すべり計算の適用（方法①）FEM 動的解析適用（方法②、③）で行う。図 4.5.5-10 に対象すべり線を示す。

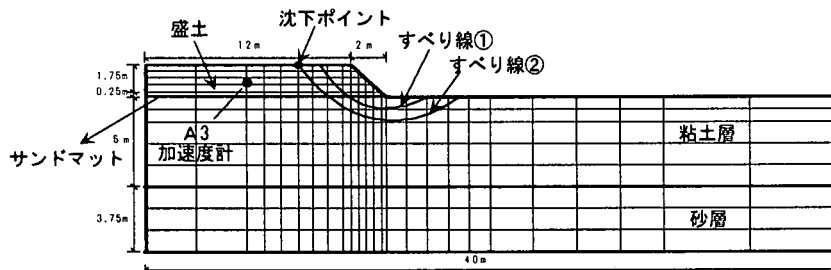
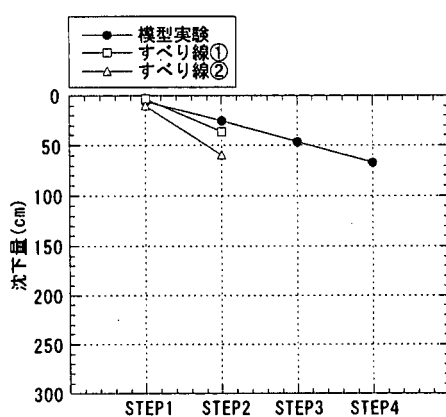


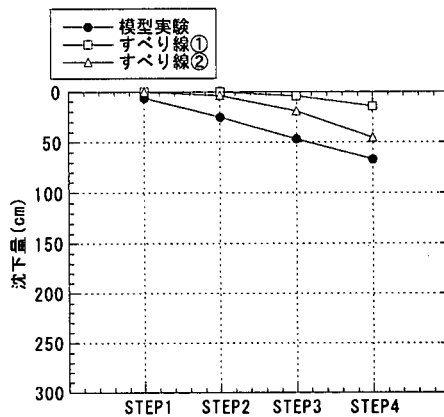
図 4.5.5-10 対象すべり線

a) 円弧すべり計算の適用（方法①）

入力加速度については、盛土中央に設置されている A3 加速度計の実測値を用いる。加速度計が設置されている盛土中央は、ひずみが大きく発生している部分であり、STEP3 以降に計測された波形に乱れが生じている。このため、STEP3 以降の沈下量を算出することは困難である。従って、STEP2 まで沈下量の算定を行なった。図 4.5.5-11(a) に沈下量算定結果を模型実験での計測値 (DV1) と合わせて示す。これをみると、模型実験の結果を上回っており、また、すべり線②がすべり線①より沈下量が大きくなっていることが分かる。4.5.1の方法によって算出した降伏震度 k_{hy} はすべり線①が 0.22、すべり線②が 0.18 とすべり線①が大きくなっており、同じ入力地震動であればすべり線②の方が沈下量は大きくなる。また、基盤の加速度（模型実験の振動台の実測値）を用いた結果を図 4.5.5-11(b)に示すが、計算結果は模型実験の計測値を下回っている。これは、地盤および盛土内での加速度応答の増幅が考慮されてないことによるものであり、すべりに寄与する加速度応答を用いる必要があることを示している。



(a) 盛土中央の加速度計(A3)



(b) 基盤の加速度計(振動台)

図 4.5.5-11 すべり沈下量と実測値の比較（方法①）

b) FEM 動的解析の適用(方法②、方法③)

① 等価加速度を用いた解析（方法②）

すべり土塊内の等価加速度は図 4.5.5-3 に示した方法より算出した。図 4.5.5-12 に等価加速度を用いた解析結果を模型実験結果とともに示す。STEP2 までは、図 4.5.5-11(a)に示した A3 加速度計を入力加速度とした場合とほぼ同程度の沈下量とな

っているが、STEP3 以降では実測値を上回っている。これは、FEM 動的解析が盛土破壊発生等の挙動まで手法の限界から再現できていないことによるものである。しかし、すべり線②は計算結果が計測値より著しく大きくなっているが、すべり線①は計測値の 2 倍程度であり沈下予測手法としては充分であると考えられる。

② すべり安全率を用いた解析（方法③）

図 4.5.5-13 に方法③による解析結果（STEP2 まで表示している）を示す。

これを見ると、すべり線①については、

STEP1 での沈下量は実験値を下回っているものの、STEP2 での沈下量は急激に増加し実験値を大きく上回っている。一方、すべり線②については、STEP1 と STEP2 でほぼ同程度の沈下量を示しており、方法①と方法②の結果と比較し、STEP2 の結果で言えば逆の傾向（すべり線②の沈下量が小さい）が見られた。

そこで、すべり線沿いに作用するせん断力の合計（滑動力）に着目し、その時刻歴を図 4.5.5-14 に示す。同図の(a)に示したすべり線①については右上がりとなっており、滑動力は時間とともに増加している。しかし、同図(b)に示したすべり線②については、逆に時間とともに減少していく傾向が見られた。これは、繰返し荷重を受けながら自重を打ち消すような方向への

塑性変形が累積されていることを示しており、このようなことがすべり線①とすべり線②の応力状態に影響し、図 4.5.5-13 に示した解析結果になったと考えられる。これは、解析モデルの側方境界の水平方向を固定していること等が影響しているものと考えられる。

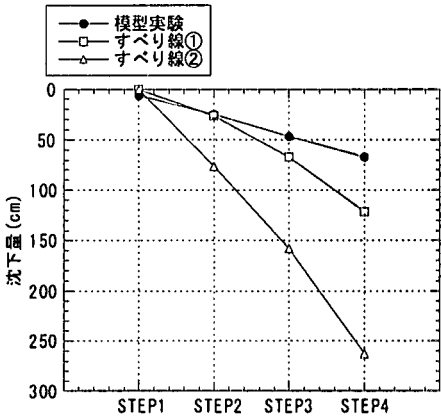


図 4.5.5-12 すべり沈下量と実測値の比較（等価加速度使用、方法②）

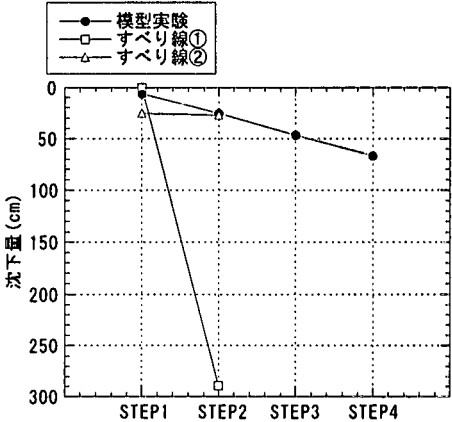
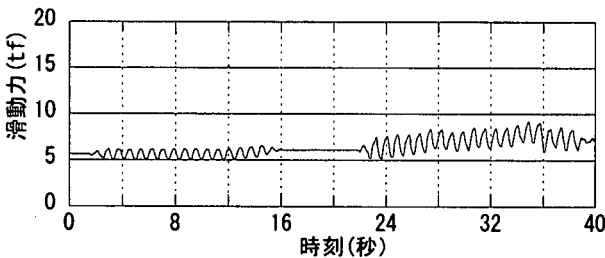
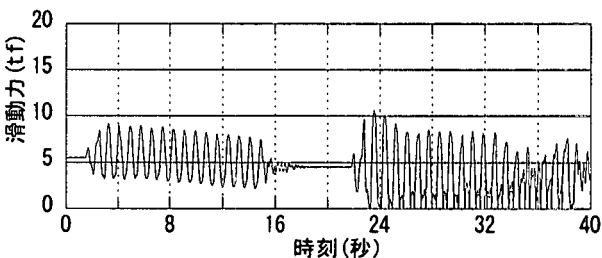


図 4.5.5-13 すべり沈下量と実測値の比較（安全率使用、方法③）



(a) すべり線①



(b) すべり線②

図 4.5.5-14 滑動力の時刻歴

(5) まとめ

ニューマーク法とすべり安定解析法を用いた盛土の安定解析法を粘土層地盤上の盛土実験に適用したところ以下のことが言える。

- ・すべり線①に関しては、要素の応力状態を考慮しない方法（方法①、方法②）では、STEP2 までは、実験値とほぼ近い値が得られた。しかし、STEP3 以降は実験値を上回っている。
- ・すべり線②に関しては、実験値を上回る結果となった。すべり線②は粘性土地盤により深く入っており、降伏震度が小さくなっていることが沈下量に大きく影響したものと考えられる。
- ・応力状態を用いた方法（方法③）では、すべり線①とすべり線②の整合性ははかれない。これに関しては、FEM 動的解析の条件等の問題もあり、解析と実験の応力状態がかなり異なっている可能性がある。

参考文献

- 1) 構造物・地盤・液体連成地震応答解析「DINAS」理論・使用説明書：株式会社 CRC 総合研究所
- 2) 財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計基準・同解説、耐震設計、1999
- 3) 若井・鵜飼：地盤の履歴特性を考慮した盛土の動的弾塑性応答解析、第 10 回日本地震工学シンポジウム論文集、Vol2、pp.1533-1538
- 4) 岩崎・龍岡・高木：地盤の動的変形特性に関する実験的研究（Ⅱ）－ 広範囲なひずみ領域における砂の動的変形特性、土木研究所報告書 153 号、昭和 55 年 3 月
- 5) 龍岡・足立：新体系土木工学 18 土の力学（Ⅲ）－ 圧密・せん断動的試験－昭和 56 年 8 月

4.5.6 まとめと今後の課題

砂盛土の振動台実験および粘性土地盤上の盛土の遠心力振動実験に対してシミュレーションを実施し、その得られた結果より本手法の地震時残留沈下量予測方法としての適用性を以下に示す。

- ①地盤特性 (γ_t 、 C 、 ϕ)、盛土の加速度応答性状、破壊形態 (すべり線) 等の正確な情報が与えられていれば、本手法の特徴である簡易なすべり計算 (4.5.2 の上界定理に基づく方法や 4.5.4、4.5.5 の円弧すべり面法による計算) を適用した方法でも変形量が小さい領域 (約 10cm オーダー) では十分に実験結果を再現できることがわかった。
- ②比較的大きな変形量の領域については、模型実験の応答加速度波形に乱れが生じており、シミュレーション解析での入力地震動として実験結果を用いることができない。このため、シミュレーション解析では、FEM 動的解析より得られるすべり土塊内の等価加速度を入力加速度として用いて沈下量を算出し (4.5.5 の等価加速度を用いる方法)、実験結果の沈下量との比較を行った。この結果すべり線によって得られる沈下量には差があるが、あるすべり線に特定すれば実験の計測値 (約 67cm) の 2 倍程度の精度で再現できた。このことから、第一近似の沈下量予測手法としては適用可能と考えられる。
- ③しかし、今回計算した手法としては最も精度が良いと思われる動的 FEM 解析により得られた各要素の応力状態を用いた方法は、沈下量に与える感度が非常に敏感であり、その適用性に問題があるように思われる。これは地盤物性の設定や解析モデルの精度などの問題から解析が実験結果を十分に反映されたものになっていないことも大きな原因と言えよう。
- ④以上のことから、本手法の適用としては最大の長所である「計算法および地盤定数の設定が簡便である」ことを利用し、実務設計では円弧すべり計算などのすべり計算法を適用したニューマーク法を用いるのが妥当と考えられる。
- ⑤この場合、沈下量計算に用いる地震動波形は盛土の動的応答を考慮して設定すべきであるが、このために動的解析を行うのは繁雑なことから第一次近似としては、すでに設定されている地表面波形を用いることでよいと思われる。
- ⑥ただし、地形の傾斜が著しいとか、大規模で盛土の応答を考慮するのが望ましい場合には、動的解析を行い、沈下量計算に用いる地震動波形を設定するのが望ましい。
- ⑦動的 FEM 解析の適用は応答性状の評価に留めるのが良いと思われる、応力状態まで用いる場合には、地盤物性の推定精度を高めるため十分な土質試験を行うこと、

また、すべり線形状の設定を慎重に行うなどの配慮が必要である。できれば、この方法の適用性については、より精度のよい4.3および4.4に示す「DEM」、「弾塑性FEM解析」によるものと比較し、その予測精度を確認するのが望ましい。

⑧以上述べた内容はある限られた試算結果より得られたものであり、かつ本手法は、すべり線形状の設定方法により沈下量が大きく異なるという欠点を有しており、今後さらに試算検討を進め、より合理的な本手法の設計への適用方法の開発が望まれる。

⑨また、本検討では実施していないが、地盤強度($C \sim \phi$)の設定は、すべり線に対する降伏震度が増加するため滑動変形量に大きな影響を与えることから、ピーク強度と残留強度を使い分けるなどの配慮により、計算の精度が高まるものと考えられる。

4.6 累積変形解析

4.6.1 予測法の概要

(1) 変形解析法に関する既往の研究

盛土構造物の永久変形量（被害形態）の予測手法に関する研究は、2種類の流れに分類することができる。一つは、数値解析手法を用いて理論的に変形量を求める方法（変形解析法）であり、もう一つは、地震被害記録の定量的分析に基づく被害予測手法（簡易予測手法）である。

変形解析法の代表的なものとしては、盛土をすべりブロックモデルに置き換えてすべり変形を求める方法（例えば、Newmark(1965)、Makdisi and Seed(1978))や有限要素法等の数値解析による方法が挙げられる。有限要素法に基づく方法には、繰返し応力による土の累積変形特性を見かけ上の剛性低下とみなし、静的自重解析により全般的な永久変形を求める方法（例えば、Lee et al.(1974)、佐々木ほか(1985))、土の非線形特性を考慮した構成モデルを用いて、変形を直接的に解析する方法（たとえば、鶴飼・若井(1998))がある(図 4.6.1-1 参照)。これらの代表的な研究の概要を表 4.6.1-1 にまとめた。

土の累積変形特性に基づく変形解析は、Lee et al.(1974)によって最初に考案された。この方法は、地震による盛土の永久変形が、繰返し応力の作用により発生する盛土や地盤内の残留ひずみに起因するという考えに基づいており、残留ひずみの累積現象を取り込んだ応力・ひずみ関係を用いて、有限要素法により解析するものである。この種の解析には、Lee et al.(1974)や佐々木ほか(1985)の方法のように自重を外力とするもの、Marr et al.(1981)のように動的応答解析から等価震度を求め、慣性力を節点に作用させるもの、および石原ら(1984)のように、応力解析と室内土質試験結果をもとにひずみポテンシャルを求め、このひずみが生じるような等価節点力を付加する方法などがある。

土の累積変形特性に基づく変形解析は、原理的には、微小な変形からすべり破壊が生じない程度の比較的大きな変形まで取り扱える方法である。一方、室内土質試験が複雑であることや、すべり変形を評価する場合に適用しにくい欠点がある。

(2) 有限要素法に基づく地震時永久変形解析の基本的な考え方

繰返しせん断応力が作用した場合の土の挙動は静的な初期せん断応力の有無によって大きく変化する。図 4.6.1-2 に繰返し三軸試験による粘土の応力・ひずみ関係を示す¹⁾。図より初期せん断応力がない場合には繰返しせん断応力によって剛性低下は生じているものの、ひずみの蓄積はほとんどみられない。一方、初期せん断応力が作用している状態で繰返しせん断応力を受けた場合、初期せん断応力の作用方向にひずみが蓄積し、載荷後に永久ひずみとして残留している。この関係は、砂についても同様な結果が得られている⁷⁾。

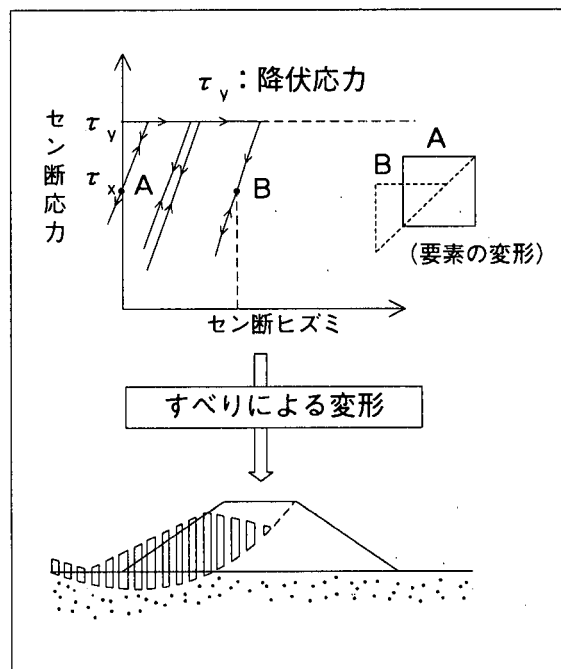
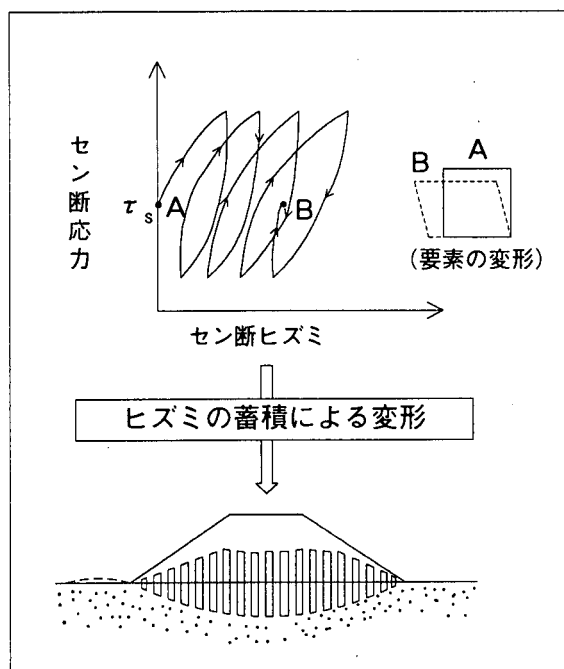
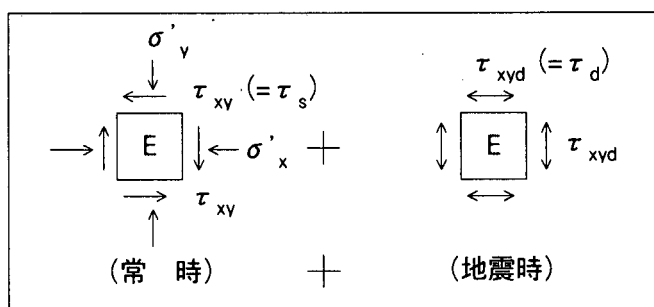
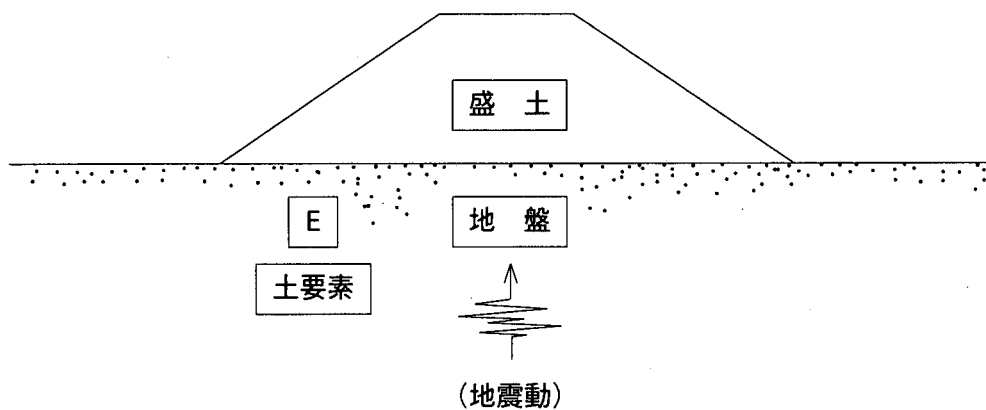


図 4.6.1-1 地震時に発生する永久変形の考え方

表 4.6.1-1 各種変形解析の概要

対 象	極限釣合法を応用したすべり変形解析				有限要素法 (FEM) に基づく残留変形解析					
	すべり面を想定した解析		任意の崩壊		全応力解析					
条 件	Newmarkの方法	Sarmaの方法	Makdisi, Seedの方法	川井モデル	Cundallの方法	Leeの方法	Marrの方法	石原の方法	佐々木の方法	編詞・若井の方法
代表例	堤体・構造物底面を水平なすべり面とみなす応力-ひずみ関係を剛性的に取扱った時刻歴で計算する。	Newmarkの解析手法を傾斜面に沿うすべりに拡張。	Newmarkの方法の延長想定すべり面上の土塊を積層構造にモデル化し応答解析結果に基づき各ブロックのすべりを弾塑性的に求める。	地盤を剛体(弾性体)とみなし、有限個のブロックに分割し、接触面をバネ・ダンパー・ポットに置き換える。これらを境界地帯問題として解く。	地盤を剛なブロックでモデル化し、接触面はバネで表わす。個々のブロックは独立に運動することができ、これを境界地帯問題として解く。	任意の応力状態での残留ヒズミ特性をあらかじめ求めておき、これを繰返しせん断時の剛性低下で近似する。これを用いた釣合計算を、FEMで実施する。	任意の応力状態での残留ヒズミ特性を求めておき、FEM解析により応力と残留ヒズミが適合するように繰返し計算を実施する。	Leeの方法の延長で発生応力と残留ヒズミの関係係数を定式化した残留ヒズミポテンシャルと地震前のヒズミの関係係数から剛性低下を評価する。(試験では、地震波形を入力)	Leeの方法の延長で残留ヒズミ特性を等価な繰返しせん断モデルで表現。亀裂を考慮し、ジョイント要素を導入。	G-Y, h-Y 関係を表現でき、せん断強度 c , ϕ を考慮しうる弾塑性モデルを用いる。ダイヤレイトンシーがゼロ、もしくは Rowe の式に基づいたダイヤレイトンシー特性を適用できる。任意の地震波形による残留変形解析が可能。
得られる結果	与えられた加速度波形に対するすべり変形の時刻歴。	加速度の時刻歴に沿った変位量。	最大加速度分布と変位量。	応力・すべり面、及び変位量。	運動状態から静止に到るブロックの動き。	土構造物・地盤の残留変形。(地震後)	土構造物・地盤の残留変形。(慣性力考慮)	土構造物・地盤の残留変形。(地震後)	土構造物・地盤の残留変形特性。(地震後)	土構造物・地盤の地震時の挙動全般(ただし液化現象等は除く)
必要な土質定数	非排水動的せん断強度	同 左	非排水動的せん断強度動的変形係数、ダンピング	同 左	同 左	非排水繰返しせん断変形特性(弾性ヒズミ)動的変形係数、ダンピング	非排水繰返しせん断変形特性(弾性ヒズミ)動的変形係数、ダンピング	同 左	同 左	繰返しせん断変形特性 (G-Y, h-Y 関係) 強度定数 c および ϕ 、体積変化特性 (Rowe の式)
解析手法	エネルギーの釣合式	同 左	応答スペクトル法	離散化モデルを差分法で解く	同 左	動的 FEM - 静的 FEM	動的 FEM - 静的 FEM	動的 FEM - 静的 FEM	動的 FEM - 静的 FEM	動的弾塑性 FEM
利 点	非常に簡便。土質試験が少ない。	直線・円弧すべり面で解析できる。非常に簡便。土質試験が少ない。	同 左	同 左	同 左	同 左	同 左	同 左	同 左	全応力に基づいた挙動全般の統一的な解析ができる。
欠 点	塊状の水平移動しか適用できない。	剛性低下に基づく変形は取扱えない。	同 左	土質地盤のようない材料のモデル化が難しい。	動的解析の実施例がない。材料モデルと解析条件の設定が難しい。	亀裂のような不連続なすべりは考慮できない。(せん断変形のみ考慮)	同 左 (体積変化を考慮)	同 左 (せん断変形のみ考慮)	同 左 (亀裂考慮)	亀裂は考慮されない。液化は考慮されない。
備 考	Effects of Earthquake on Dams and Embankment, Geotechnique, 1965	Seismic Displacement Analysis of Dams, ASCE, GT12, 1981	Simplified Procedure for Estimating Dams and Embankment Earthquake Induced Deformations, E. GT7, 1978	剛体バネモデルによる動的応答解析, 第15回土質工学研究発表会, 1980	Cundallモデルによる地表面沈下解析, 第37回土質学会, 1982	Seismic Permanent Deformations in Earth Dams, NSF Rep.G138521	Permanent Displacement due to Cyclic Loading, ASCE, GT8, 1981	地震によるアースダム, 第19回土質予報, 第10回日本工学会研究発表会, 1984	地震による盛土の永久変形解析法とその適用例, 土木技術資料, 27-3, 1985	地盤の履歴特性を考慮した盛土の動的弾塑性応答解析, 第10回日本地震工学会シンポジウム, 1988

解析手法は、上述したような土の地震時の応力・ひずみ関係から盛土および地盤内の土要素にひずみが累積し、この結果、永久変形が発生するという考え方に基づいている。

図 4.6.1-1 に示す盛土および地盤が地震動を受けた場合を考えると、要素Eには常時の応力 (σ'_x , σ'_y , τ_{xy}) に加え、地震時の付加応力 (τ_{xyd}) が作用する。こ

のとき要素Eの応力・ひずみ状態は、図 4.6.1-1 の下段左のような挙動を示し、A点からB点に移行する。この間のひずみ増分が、累積ひずみである。

Lee et al.(1974)は図 4.6.1-3 に示すように「見かけの剛性率 G^* 」を定義し、 G^* を用いた自重解析によりアースダムの永久変位量を検証した。

$$G^* = \frac{1}{\frac{1}{G_i} + \frac{1}{G_p}} = \frac{\tau_s}{\gamma_s + \gamma_d}$$

永久変位量は G^* を用いた自重解析結果から得られる変位から初期自重解析により得られる変位の差として評価できる。

ところで、初期せん断応力が作用しない場合を考えると、 G^* はゼロ（永久変形が莫大）となって変形が適切に評価できなくなる。

また、地盤の初期状態は場所によって異なり、さらに地震時に累積変形が生じると軟化等により場所ごとの応答も異なるものとなる。すなわち、図 4.6.1-3 に示すように地震後に地盤内のすべての点で初期応力 τ_s を保持したままB点の応力状態に達するとは限らない。

そこで、佐々木ほか(1985)⁴⁾は図 4.6.1-3 に示す地震後の土の応力-ひずみ関係がDC線上に存在するものと近似的に仮定し、この勾配を「見かけの剛性率 G^* 」と定義し、この剛性率を用いて自重変形解析を行い、全体の変形を求めている。

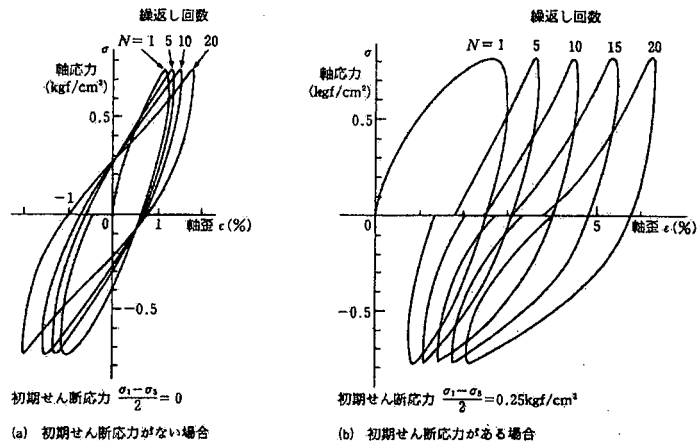


図 4.6.1-2 粘土の繰返し三軸試験¹⁾

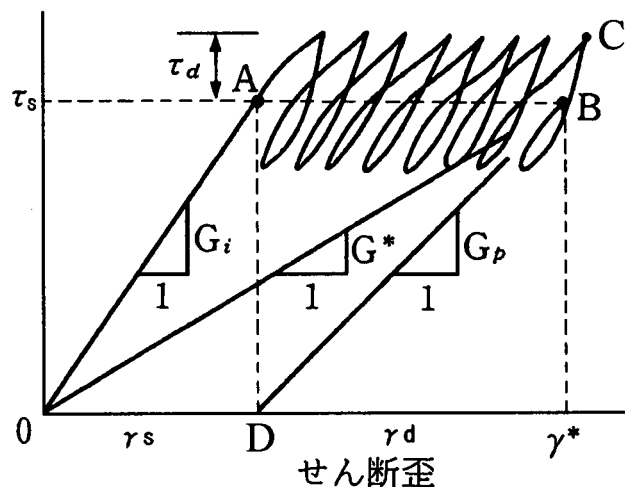


図 4.6.1-3 土の応力-ひずみ関係の模式図

$$G^* = \frac{\tau_s + \tau_d}{\gamma_d}$$

佐々木らは、この方法を用いて振動破壊実験（シラス堤防や粘土地盤上盛土）の検証を行っている。なお、この方法によれば初期応力状態において地盤に生じる変形を差し引く必要はない。

(3) 解析手順

佐々木ほか(1985)⁴⁾の方法について以下にまとめる。図 4.6.1-4 に解析手順を示す。

①では設定された盛土および地盤のモデルに対して土の非線形性を考慮した有限要素解析により各要素の初期応力および動的応力を計算する。ただし、ここでは地震時における過剰間隙水圧の発生や土の軟化特性は考慮していない。

②では、各種応力条件下における土の累積ひずみ特性を繰返し三軸圧縮試験あるいは繰返しねじり三軸試験を用いた一定応力振幅の繰返しせん断により求める。

③では、上記の試験データを用いて、図 4.6.1-3 の応力－ひずみ関係から累積せん断ひずみ γ_d を次のような形に整理する。

$$\gamma_d = f(\sigma'_{mc}, \tau_s, \tau_d, N) \quad (1)$$

あるいは累積ひずみ特性の応力比依存性を仮定すれば、

$$\gamma_d = g(\tau_s / \sigma'_{mc}, \tau_d / \sigma'_{mc}, N) \quad (2)$$

ここに、 σ'_{mc} ：初期平均有効拘束圧、 τ_s ：初期せん断応力、 τ_d ：繰返しせん断応力、 N ：等価繰返し回数である。このようなことから、②では上式のような関係を明らかにできる数の試験を行う必要がある。

次に、見かけの剛性率 G^* を次式で求める。

$$G^* = (\tau_s + \tau_d) / \gamma_d \quad (3)$$

④では、①より求めた応力パラメータを(1)、(2)および(3)に代入することにより各要素の「見かけの剛性率 G^* 」を求める。このとき、土要素と室内試験との応力－ひずみの対応関係は、表 4.6.1-2 および図 4.6.1-5 のように与える。なお、表中の τ_{hd} が不規則な変化を示す場合には等価な一定振幅変化に変換する必要がある。

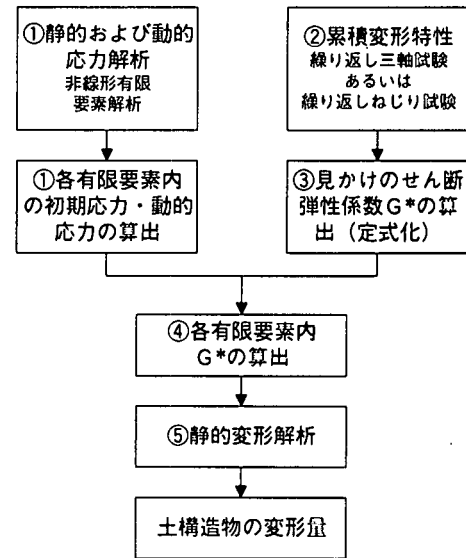


図 4.6.1-4 永久変形解析法の手順⁴⁾

⑤では、上記の G^* を用いて自重による静的変形解析を行い、盛土の変形を求める。なお、変形解析においては見かけの剛性率 G^* とポアソン比 ν を与えることとし、 $\nu \approx 0.5$ （計算上は0.499）とする。以上より、地震動に伴う盛土の永久変形が計算される。

表 4.6.1-2 現位置と室内試験における応力、ひずみの対応関係⁴⁾

	現位置の土要素	三軸供試体
平均有効拘束圧	$\sigma'_{mc} = (\sigma'_{vc} + \sigma'_{hc}) / 2$	$\sigma'_{mc} = (\sigma'_{1c} + \sigma'_{3c}) / 2$ あるいは $(\sigma'_{1c} + \sigma'_{3c}) / 3$
初期せん断応力	τ_{hs}	$\tau_s = (\sigma_{1c} - \sigma_{3c}) / 2$
繰返し	τ_{hd} （不規則的）	$\tau_d = \sigma_{1d} / 2$ （規則的）
初期せん断応力比	τ_{hs} / σ'_{mc}	τ_s / σ'_{mc}
繰返し	τ_{hd} / σ'_{mc}	τ_d / σ'_{mc}
せん断ひずみ	r_h （水平面内）	$r = (3/2) \times e_1$

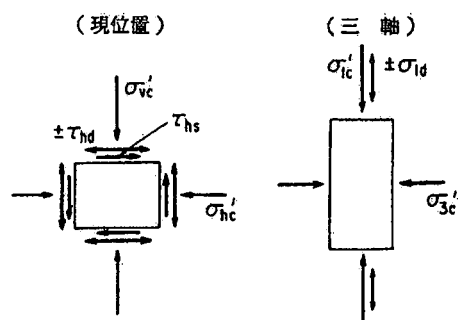


図 4.6.1-5 現位置と室内試験における応力の対応関係⁴⁾

(4) 解析にあたっての留意点

- ①土質試験において、累積変形特性を求める試験が必要である。土質試験方法としては、初期せん断応力の作用下での非排水繰返しせん断試験があげられる。試験時の拘束圧、初期せん断応力は原位置の応力条件に合わせた設定にしておく（初期自重解析結果を参考とする）。
- ②不規則波形を入力波として用いる場合は、一定振幅波への変換が必要である。累積損傷度の考え方に基づく等価な一定振幅せん断波への変換方法が適用できる。
- ③永久変形解析を行う場合、盛土等に引張応力が発生し基礎地盤の変形を拘束する可能性がある。引張応力を解放する方法としては、盛土の剛性を一律に低減させる方法や簡易な弾塑性モデルを適用する方法などが考えられる。

(5) 今後の課題

- ①初期せん断を作用させた状態での特殊な試験（累積変形試験）を行う必要があり、結果整理が煩雑であることから、試験方法のシステム化や簡略化が必要である。試験結果の蓄積も課題である。
- ②等価線形化法に基づく周波数領域での解析手法を用いるため、高地震力、大変形問題への適用についてはさらに検証する必要がある。

4. 6. 2 粘性土基礎地盤上の盛土の実験結果のシミュレーション

ここでは、建設省土木研究所で実施した粘性土基礎地盤上の盛土の動的遠心模型実験のシミュレーションを試みたものである。算定手法は、建設省土木研究所が提案した有限要素法に基づく地震時永久変形解析を用いた。

1) 解析方法

図 4. 6. 2-1 に変形解析の概要を示す。解析の構成を区分すると、①初期応力解析、②地震応答解析、③累積変形特性試験に基づく低下剛性率の算出、および、④永久変形解析に分けられる。以下に、各項目についての解析方法を述べる。

① 初期応力解析

設定された堤防および地盤のモデルに対して、有限要素法による線形弾性解析を実施し、自重により発生している現状の静的応力を計算する。解析に必要な物性値および解析条件は、次の通りである。

〈物 性 値〉

- ・単位体積重量 (γ_t) , 水中重量 (γ')
- ・変形係数 (E_s)
- ・静的ポアソン比 (ν_s)

〈解 析 条 件〉

- ・静水圧状態を仮定した有効応力解析 (有効重量を用いた自重計算)
- ・二次元平面ひずみ状態

② 地震応答解析

土の非線形特性を考慮した、有限要素法による地震応答解析を実施し、地震時に発生する動的応力を計算する。地震応答解析では Super FLUSH を使用しており、その方法は周波数領域で解析する複素応答法であり、土の非線形特性を考慮するために、等価線形化法を用いている。解析に必要な物性値は、次の通りである。なお、有効ひずみは、通常せん断ひずみの時刻歴における最大値の 65% とするが、ここでは最大値をそのまま用いた。また、境界条件は、底面－固定、側面－鉛直ローラーとした。

〈物 性 値〉

- ・単位体積重量 (γ_t)
- ・剛性率・せん断ひずみ関係 ($G \sim \gamma$)
- ・減衰比・せん断ひずみ関係 ($h \sim \gamma$)
- ・動的ポアソン比 (ν_d)

③ 累積変形特性試験に基づく低下剛性率 G^* の算出

図 4. 6. 2-1 に示すように、累積変形特性試験から、初期せん断応力比 ($R_s = \tau_s / \sigma'_m$) ～動的せん断応力比 ($R_d = \tau_s / \sigma'_m$) ～最大せん断ひずみ (γ_d) 関係図を作成し、初期応力解析および地震応答解析から計算した R_s および R_d から、要素ごとの γ_d を求める。この結果から、要素ごとの G^* を計算する。このようにして求めた G^* を永久変形解析の入力データとする。

ここで、土質試験と解析の応力状態については、図 4.6.2-2 のような対応関係を設定する。すなわち、三軸供試体に発生する最大せん断応力面（45° 面）上のせん断応力が、地盤内の水平せん断応力（ τ_{xy} ）に等しいものとする。

④ 永久変形解析

G*を用いた有限要素法による線形弾性解析を実施し、自重による変形量として永久変形を求める。なお、解析ではせん断変形のみに着目しているため、体積変化が生じないように、ポアソン比を 0.499 に設定する。自重解析における境界条件は、底面－固定、側面－鉛直ローラーとした。

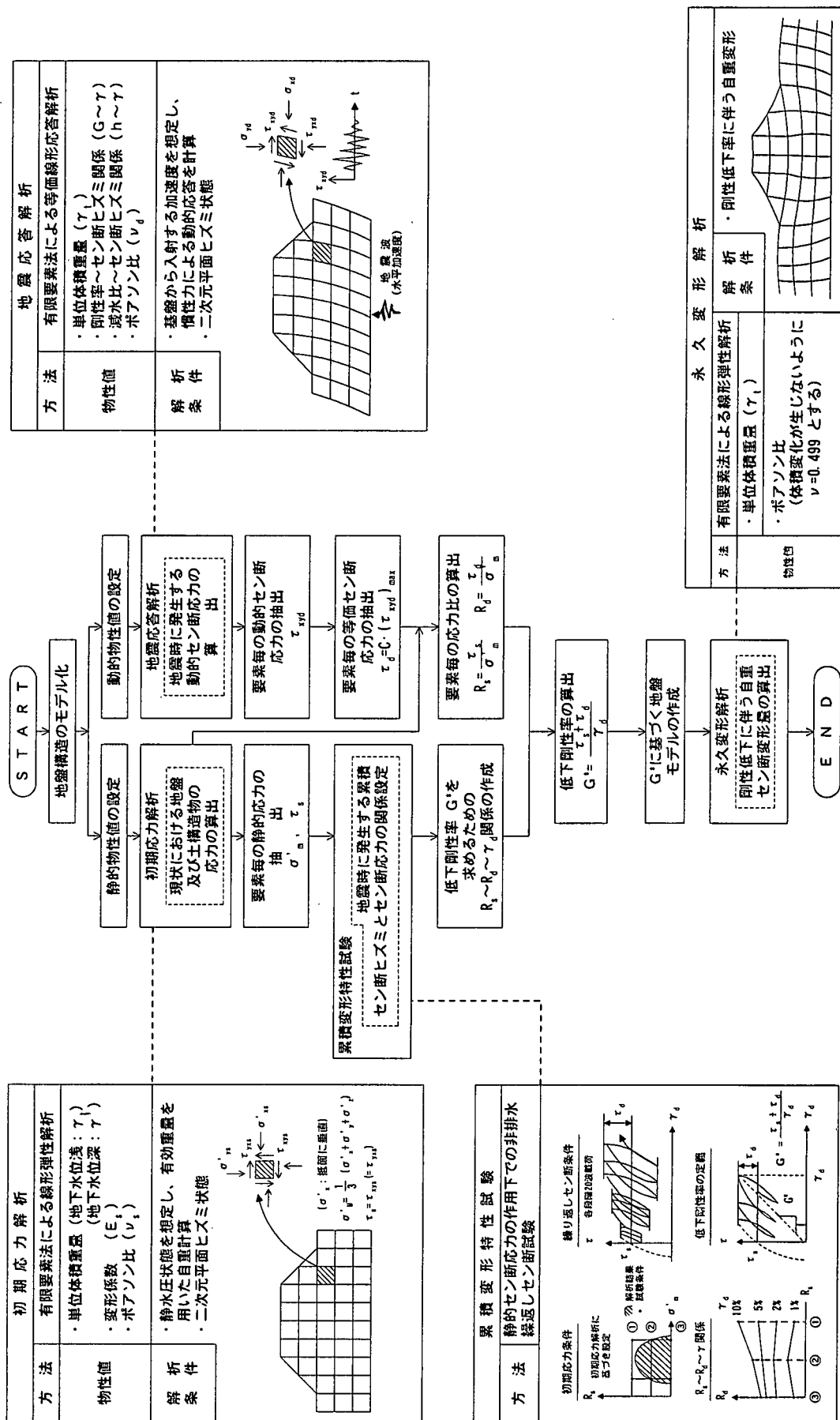


図 4. 6. 2-1 累積変形解析の流れ

今回は茨城大学による繰返し単純せん断試験結果を用いた

2) 解析地盤モデル

解析地盤モデルを図 4. 6. 2-3 に示す。モデルスケールは 1G 重力場に換算して設定している（遠心重力場の 50 倍）。境界条件は遠心模型実験と同様に、底面固定、側方水平固定（鉛直ローラー）とした。また、盛土下部にあるサンドマットは盛土の一部としてモデル化した。

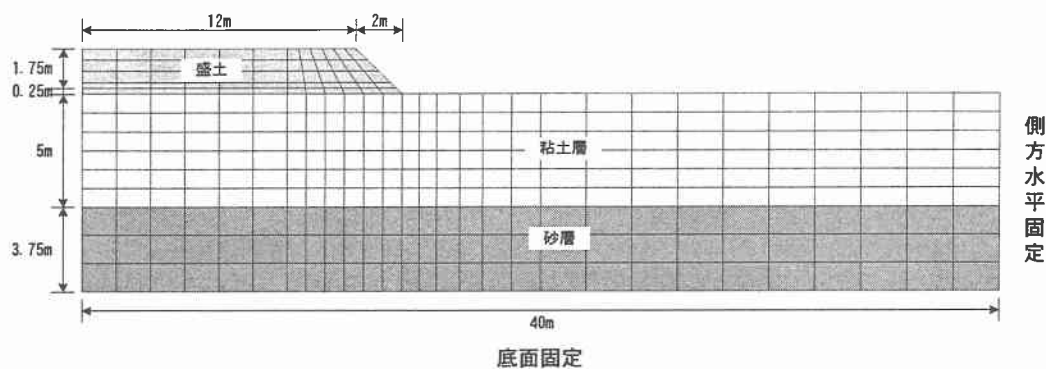


図 4. 6. 2-3 解析地盤モデル

モデル基盤の入力加速度波形を図 4. 6. 2-4 に示す。遠心模型実験では図 4. 6. 2-4 に示す波形をステップ加振で連続的に入力しているが、解析では、ケースごとに分けて地震波を入力した。

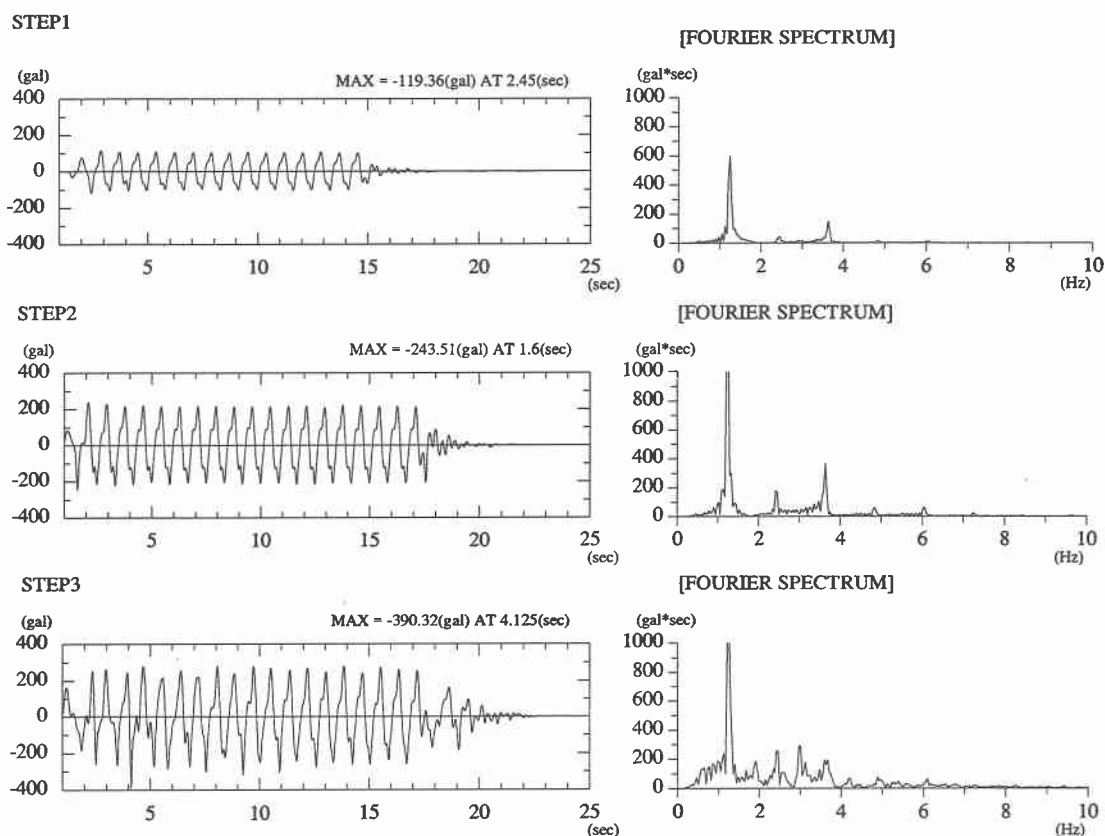


図 4. 6. 2-4 入力加速度波形

3) 材料定数の設定

初期自重解析に用いた材料定数を表 4. 6. 2-1 に示す。変形係数 E_s は初期せん断剛性の 1/2 とし、ポアソン比は $K_0=0.5$ を仮定して 0.333 とした。

表 4. 6. 2-1 材料定数（初期自重解析）

材料	$\rho t'$ (t/m ³)	変形係数 E_s (kPa)	ポアソン比 ν
盛土	1.80	9,120	0.333
粘性土	0.75	3,334	
硅砂	1.00	101,989	

動的解析（FLUSH）に用いた材料定数を表 4. 6. 2-2 に示す。各材料の初期せん断剛性は以下のように設定した。

- ①盛土の初期せん断剛性は室内試験結果をもとに拘束圧（ $\sigma m'^{0.5}$ に比例）を考慮して設定した。
- ②粘性土については、初期自重解析で得られている要素ごとの平均応力と強度増加率 $c_u/p'=0.40$ からせん断強度 τ_f を算定し、 $G_0=516 \tau_f$ の関係を用いて設定した。
- ③硅砂の初期せん断剛性は間隙比と拘束圧をもとに設定した（ $900 \times (2.17-e_0)/(1-e_0) \times p'^{0.4}$ ）。

表 4. 6. 2-2 材料定数（動的解析）

材料	ρt (t/m ³)	初期せん断剛性 G_0 (kPa)	ポアソン比 ν	動的変形曲線
盛土	1.80	6,865	0.40	図 4.6.2-5 参照
粘性土	1.75	$G_0=516 \tau_f$	0.49	図 4.6.2-5 参照
硅砂	2.00	76,492	0.49	図 4.6.2-5 参照

また、各材料の動的変形特性（HD モデルによる）を図 4. 6. 2-5 に示す。設定方法は以下の通りである。

- ①盛土の動的変形特性は室内試験結果にフィッティングする関係を設定した。最大減衰比は 0.3 とした。
- ②粘性土の動的変形特性は、静的なせん断試験によるせん断強度 τ_f を考慮した場合、図 4. 6. 2-5 中の細い実線で与えられる関係となる。しかし、ここでは後述の永久変形解析に用いる繰返し単純せん断試験結果と整合させるため、繰返し単純せん断試験結果から求める動的強度（図 4. 6. 2-6, 4. 6. 2-7 参照）に漸近する HD モデルの骨格曲線を仮定して、図 4. 6. 2-5 中の太い実線の関係を採用した。

（動的強度の設定）

繰返し単純せん断試験結果より、ピークせん断ひずみ γ_p （初期せん断力が作用しない場合は、両振幅せん断ひずみとした）が 10% のときの繰返しせん断強度比を図 4. 6. 2-6 に整理した。これをもとに、遠心模型実験における STEP-1 載荷時の繰返し回数（約 16 回）に相当する動的せん断応力（ $\tau_d + \tau_s$ ）を求め、初期せん断応力との関係を図 4. 6. 2-7 に示す。なお、図 4. 6. 2-7 の縦軸、横軸は、強度増加率 $c_u/p'=0.40$ から推定した静的強

度 τ_i で正規化している。図 4. 6. 2-7 より初期せん断応力が作用しない場合の動的強度は静的強度の約 0. 67 倍程度に相当する。

- ③ 硅砂の動的変形特性は初期せん断剛性とせん断強度 ($\phi' = 40^\circ$ とした) をもとに設定した。最大減衰比は Hardin, B. O. and V. P. Drnevich (1972) ⁹⁾ の式をもとに 0. 27 とした。

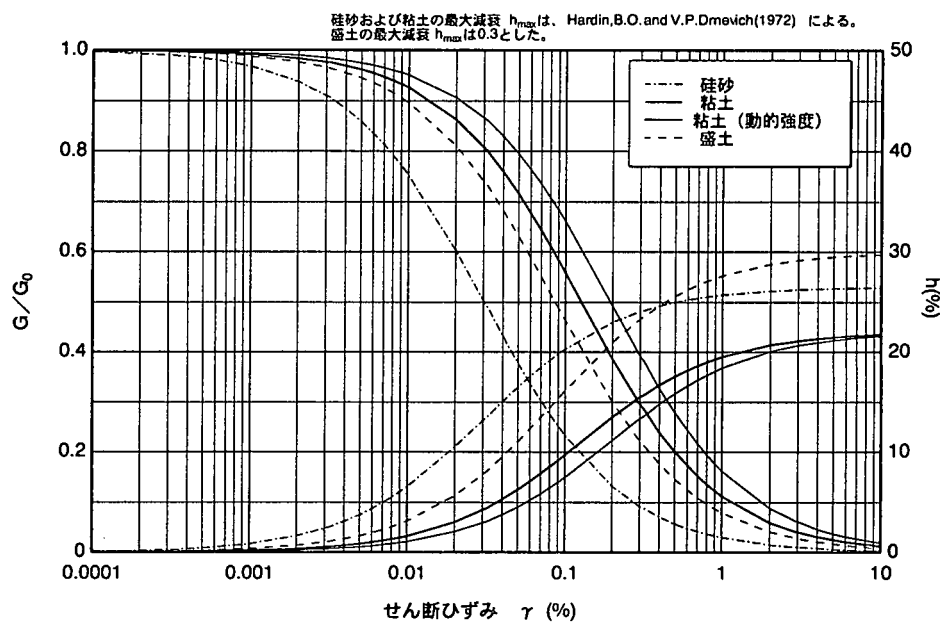


図 4. 6. 2-5 動的変形特性

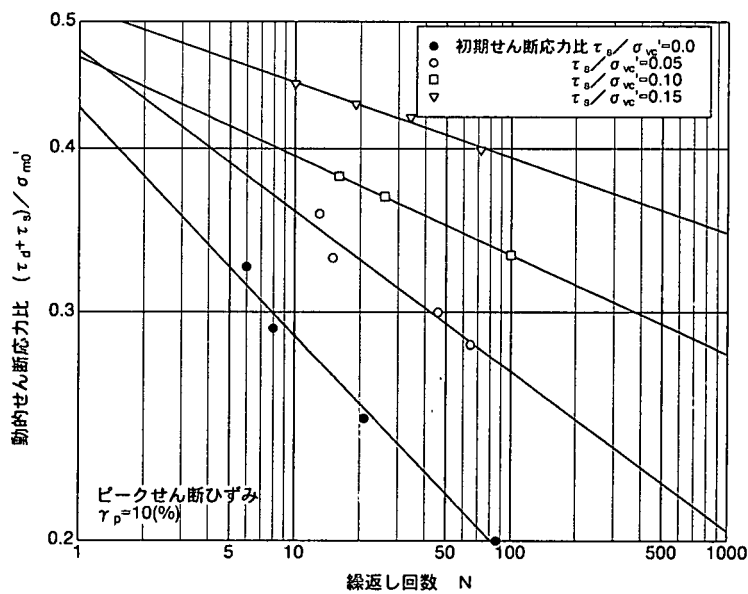


図 4. 6. 2-6 粘土の繰返しせん断強度曲線

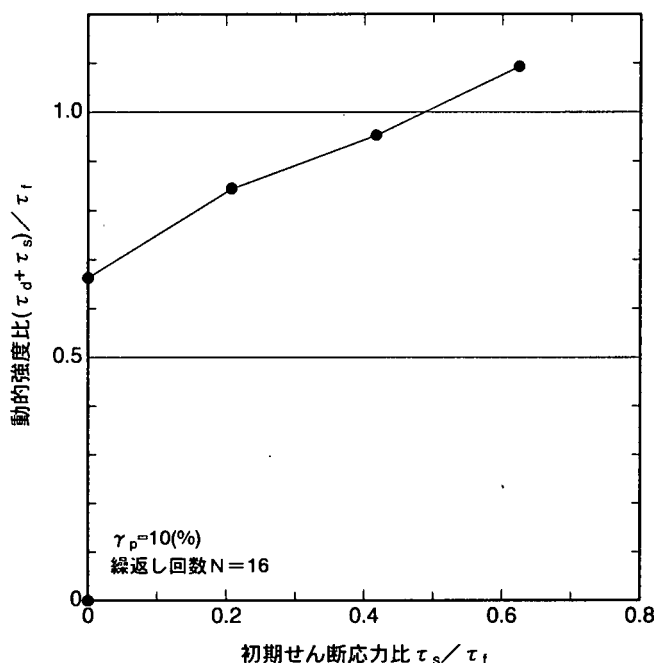


図 4. 6. 2-7 粘土の動的強度曲線

永久変形解析に用いた材料定数を表 4. 6. 2-3 に示す。粘土のせん断剛性 G^* は次式より求められる。

$$G^* = \frac{\tau_s + \tau_d}{\gamma_d} = \frac{R_s + R_d}{\gamma_d} \sigma_m'$$

ここで、 R_s は初期せん断応力比 (τ_s / σ_m') を、 R_d は動的せん断応力比 (τ_d / σ_m') を表し、初期自重解析および動的解析から求まる。また、 γ_d は累積せん断ひずみを指すが、これを求めるためのチャートは繰返し単純試験結果をもとに作成した。まず、繰返し単純せん断試験結果をもとにピークせん断ひずみと動的せん断応力比の関係を設定する (図 4. 6. 2-8 参照)。ここでは図 4. 6. 2-6 で求めた動的強度を漸近の目安として、試験値の包絡関数を双曲線としてフィッティングしている。図 4. 6. 2-9 は、図 4. 6. 2-8 の関係を、横軸を初期せん断応力比に読み替えて整理した関係である。

図 4. 6. 2-9 の関係を設定する場合、①初期応力解析で得られた初期せん断応力比を包絡すること、②動的解析で得られる動的せん断応力比を包絡することが必要である。このため、本来は、解析結果をもとに室内試験の試験条件を設定できるとよい。ここでは、解析結果を概ね包絡できるように、室内試験の結果を外挿する形で図 4. 6. 2-9 の関係を設定している。

表 4. 6. 2-3 材料定数 (永久変形解析)

材料	ρt (t/m^3)	変形係数 E (kPa)	ポアソン比 ν
盛土	1.80	$1/100 \times E_s$ (注)	0.499
粘性土	1.75	G^*	
硅砂	2.00	101,989	

注) 盛土の変形係数は初期自重解析に用いた値を 1/100 に低下させた。

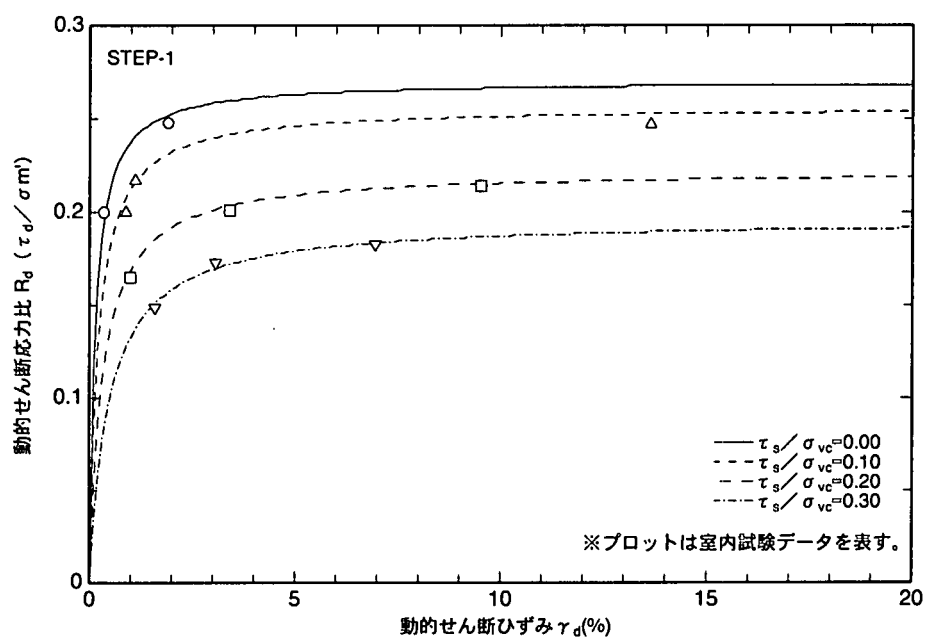


図 4. 6. 2-8 室内試験から設定した γ_d と R_d の関係

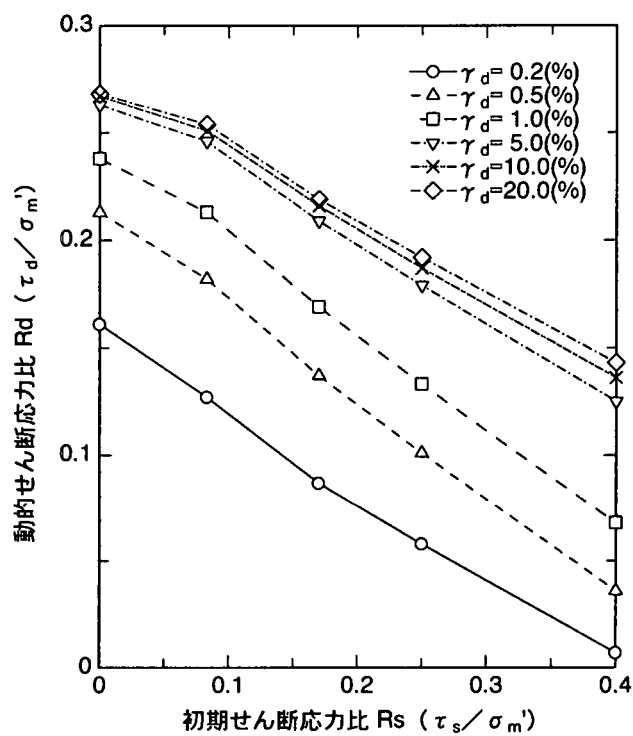


図 4. 6. 2-9 室内試験による累積ひずみ γ_d の設定チャート

4) 解析結果

a) 初期自重解析

初期自重解析による平均拘束圧 σ_m' および初期せん断応力比 R_s の分布を図 4. 6. 2-10 に示す。図 4. 6. 2-10 より、永久変形解析に用いる図 4. 6. 2-9 に示す関係において、初期せん断応力比は約 0.4 程度の範囲まで外挿して設定する必要がある。

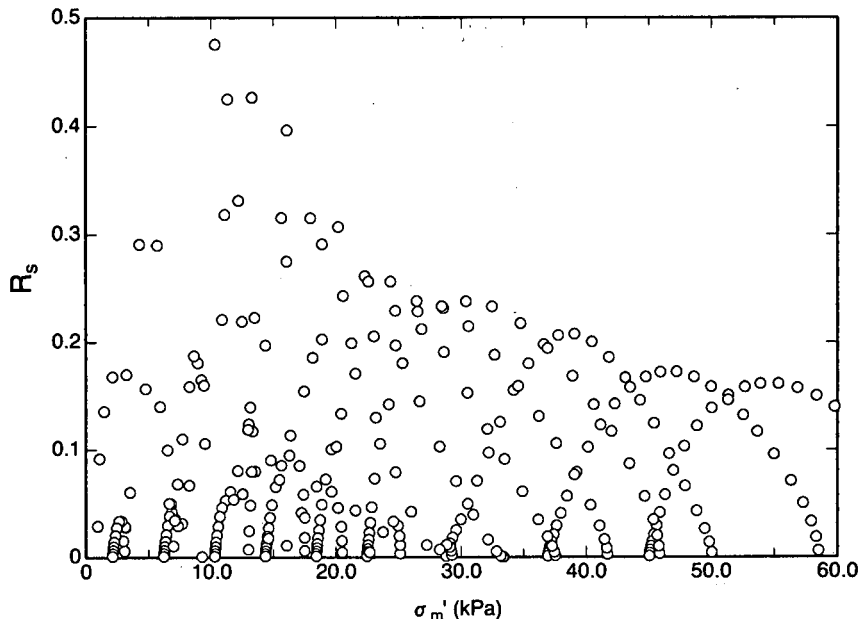


図 4. 6. 2-10 初期自重解析による平均有効応力と初期せん断応力比の範囲

b) 動的解析 (FLUSH)

遠心模型実験による代表点の加速度時刻歴を動的解析で得られた結果と比較して図 4. 6. 2-11 に示した。また、最大応答加速度、せん断ひずみの分布を図 4. 6. 2-12, 図 4. 6. 2-13 に示した。STEP1 の加振 (図 4. 6. 2-11 左図参照) をみると、遠心模型実験の結果に比べて、粘土層および盛土の応答が小さくなっている。これは、繰返し単純せん断試験試験結果から求めた動的強度をもとに設定した粘土の動的変形特性によると考えられる。また、粘土の繰返し単純せん断試験結果は、遠心模型実験の载荷周波数に比べて低い周波数 0.1Hz の結果のため、粘土の強度に関する速度効果が影響していることも考えられる。

STEP2, 3 の解析結果については、図 4. 6. 2-13 に示すように、自由地盤部の表層付近に等価線形解析の適用範囲を超えるせん断ひずみが生じている。

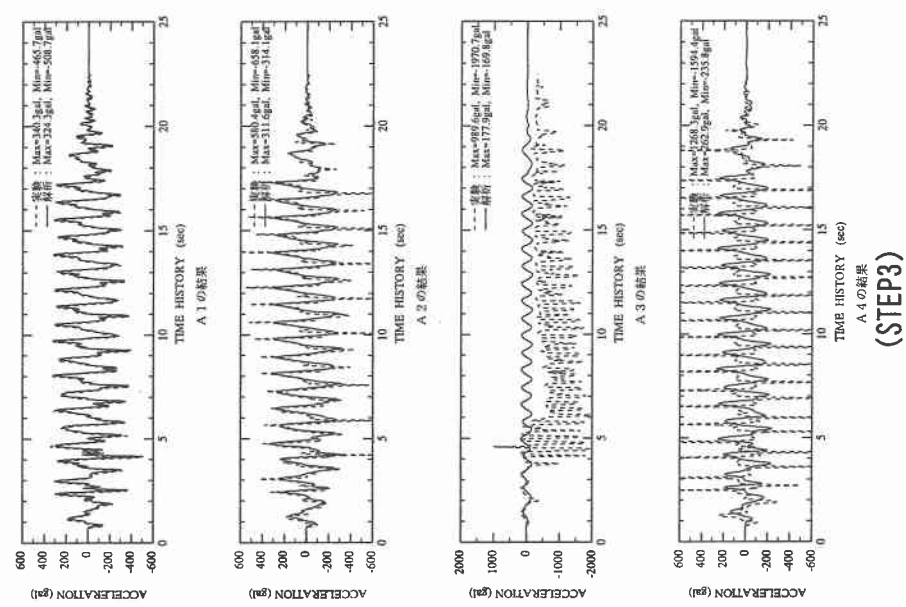
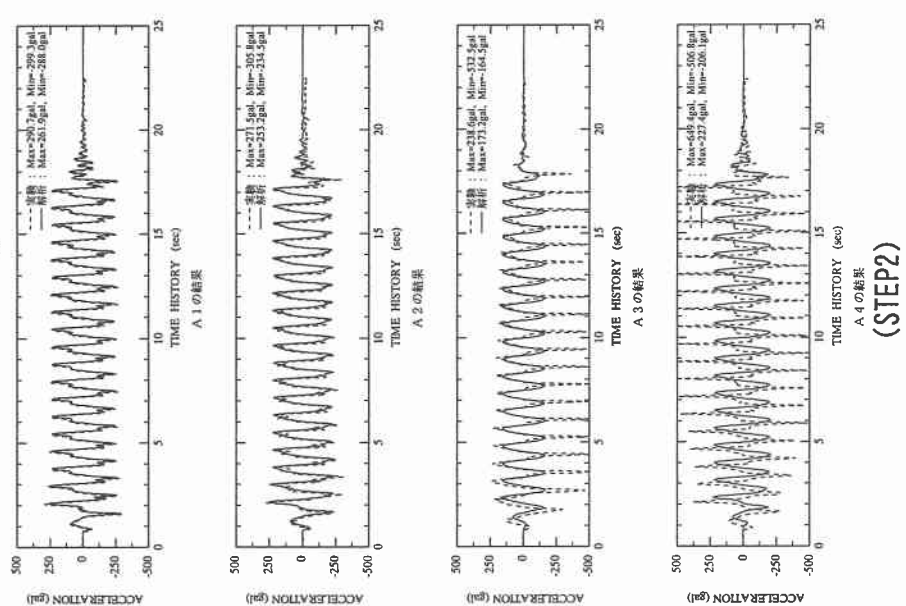
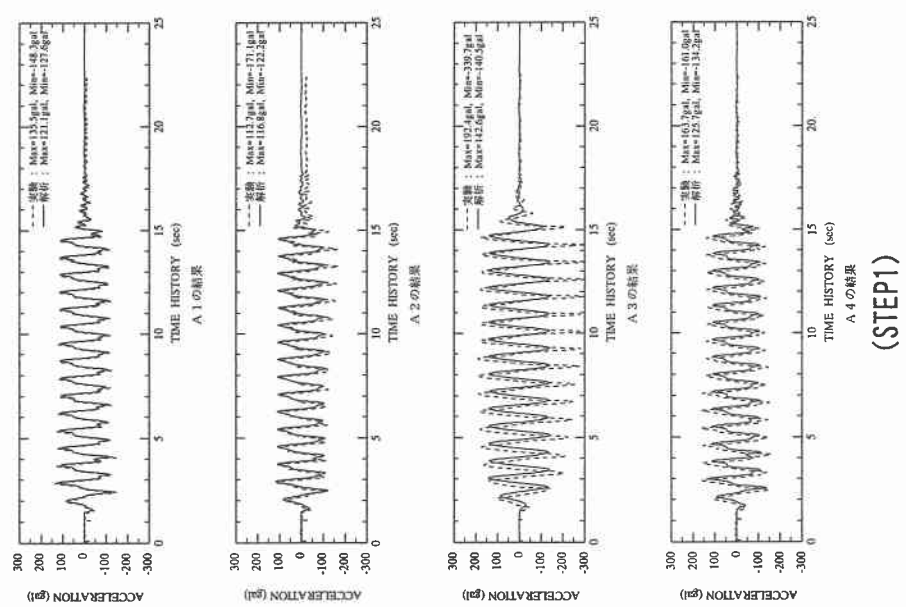
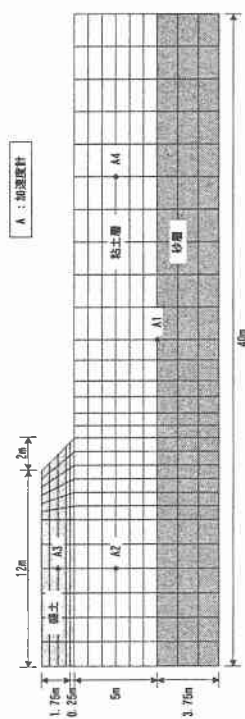


図 4. 6. 2-11 動的解析結果応答加速度時刻歴

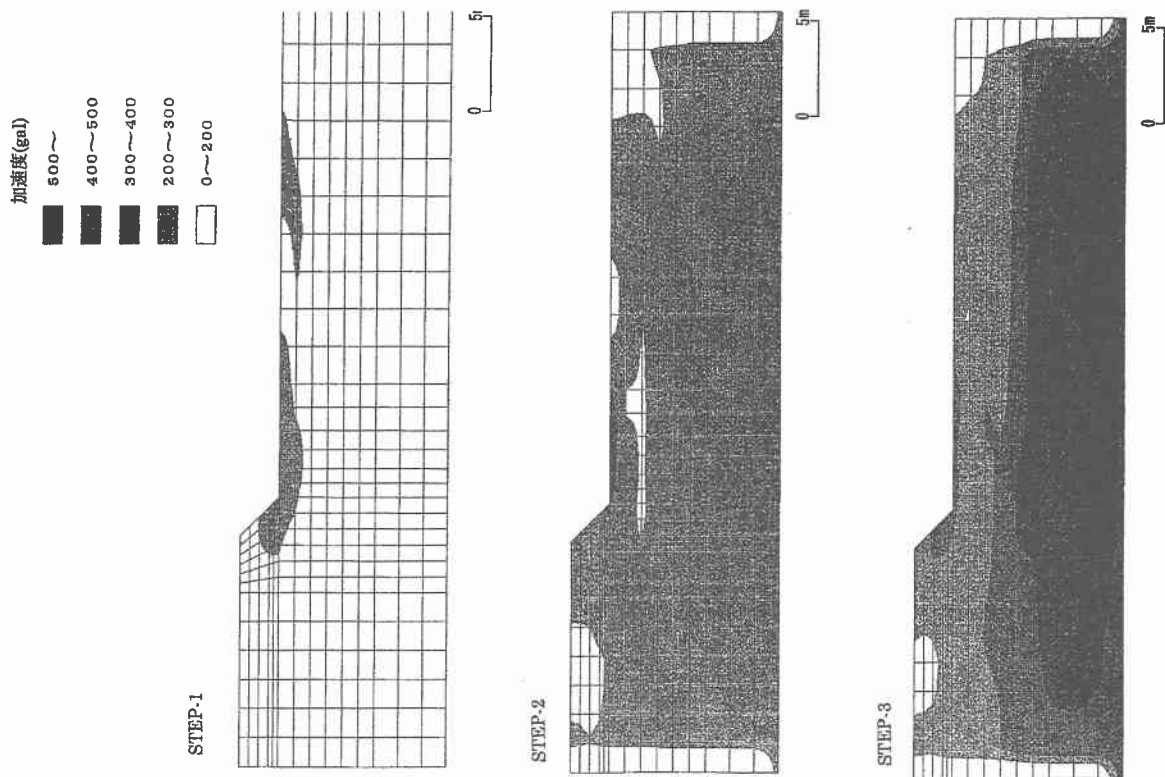


図 4.6.2-12 動的解析による最大応答加速度分布

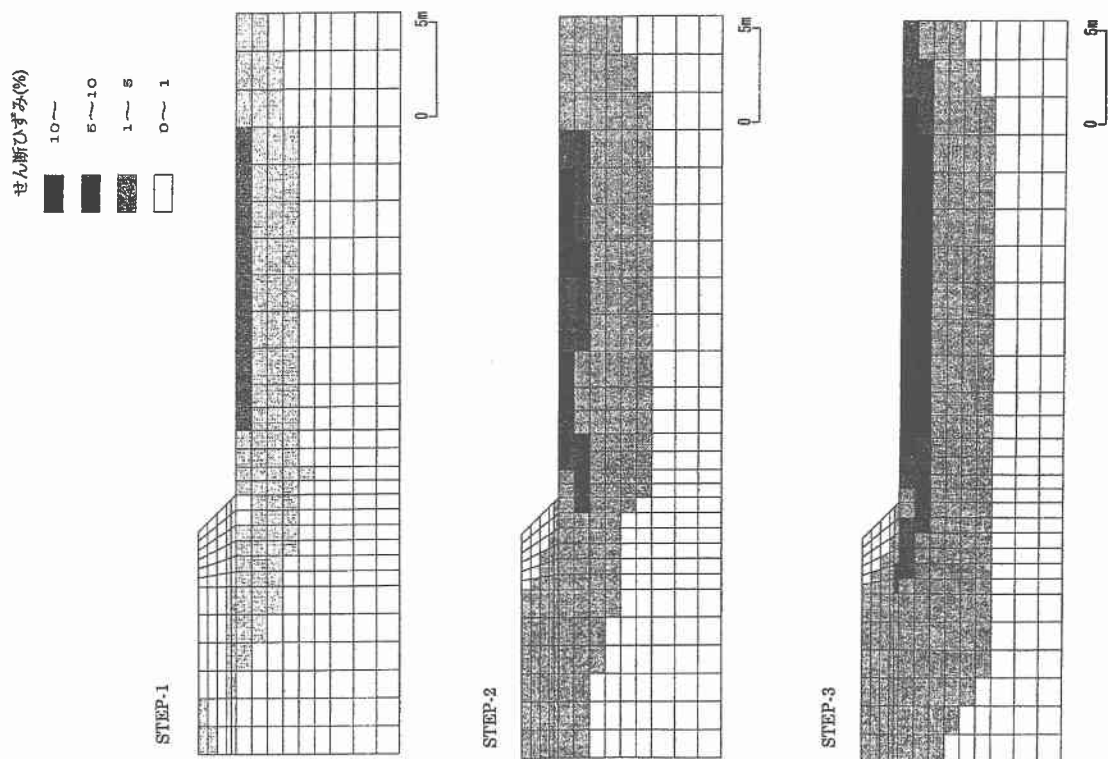


図 4.6.2-13 動的解析による最大せん断ひずみ分布

c) 永久変形解析

動的解析から得られた最大せん断ひずみと最大せん断応力比の関係を、図 4.6.2-8 に示した繰返し単純せん断試験結果とあわせて図 4.6.2-14 に示す。この図より動的解析の結果は繰返し単純せん断試験結果と概ね対応していることがわかる。図 4.6.2-13 に示したように STEP-2, 3 については、解析の適用範囲を大きく超えるせん断ひずみが生じたが、せん断ひずみの大きい領域は、盛土からやや離れた自由地盤部の表層に卓越しているため、永久変形解析への影響は比較的小さいものと判断した。

粘性土の累積変形特性を考慮した G^* による永久変形解析結果を図 4.6.2-15 に示す。図 4.6.2-15 に示す結果は、盛土の剛性低下やせん断強度を考慮していないため、変形が過小に評価されていると考えられる。このため、永久変形解析で盛土に生じる引張応力を軽減するため、盛土の剛性を一律に低減させた解析を行った。安田ら¹⁰⁾ は液状化地盤を対象とした類似の解析を行う際、盛土の劣化を評価するため、盛土の剛性を初期自重解析時の 1/10 程度に低下させた解析を行っている。本解析では試行錯誤により、盛土の剛性を初期自重解析時の 1/100 とすることで遠心模型実験を比較的良好に再現できる結果が得られた。解析結果は図 4.6.2-16 に示す通りである。

図 4.6.2-16 の解析結果から得られる盛土地表面の残留沈下量を、遠心模型実験の計測値と比較して図 4.6.2-17 に示す。解析結果は遠心模型実験に比べてやや大きめの残留沈下量を与えているが、加振加速度の増加に伴い残留沈下量も大きくなるという傾向は得られている。図 4.6.2-17 には各解析結果で得られた残留沈下量の累積値も示しているが、この累積値と遠心模型実験の残留沈下量は比較的良好に対応している。

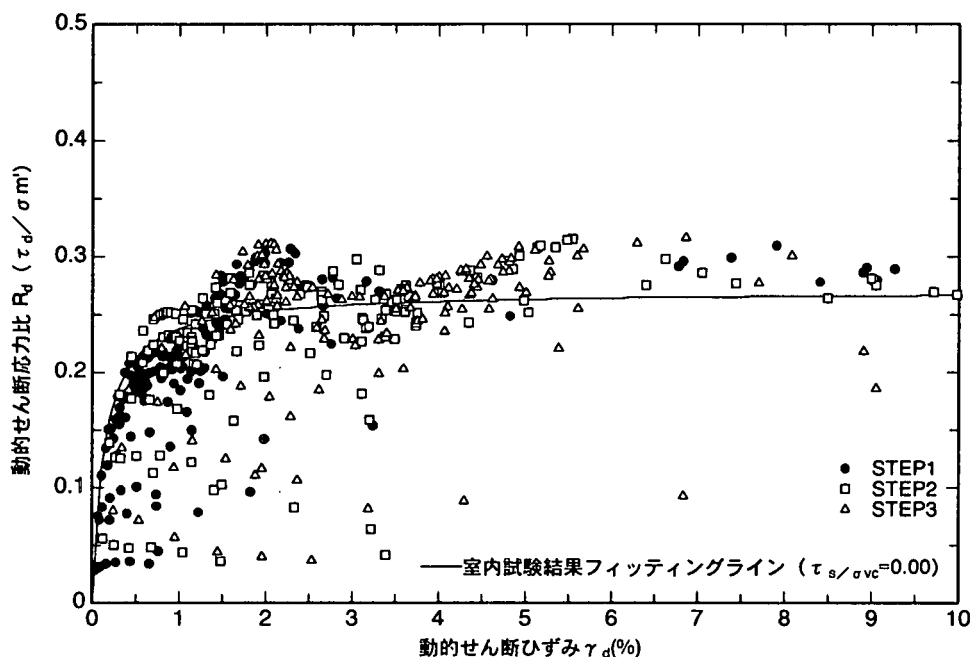
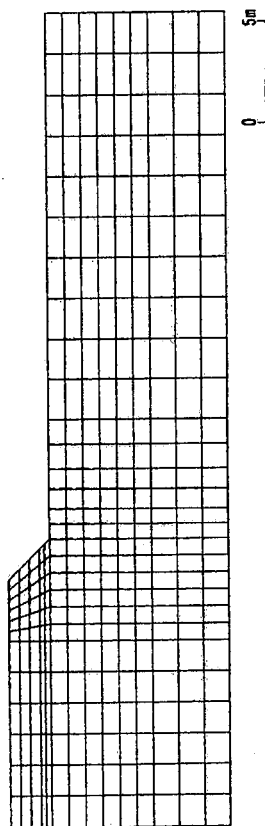
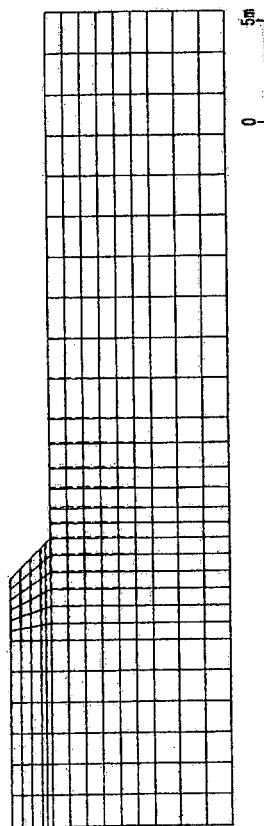


図 4.6.2-14 動的解析によるせん断ひずみとせん断応力比の関係

STEP-1



STEP-2



STEP-3

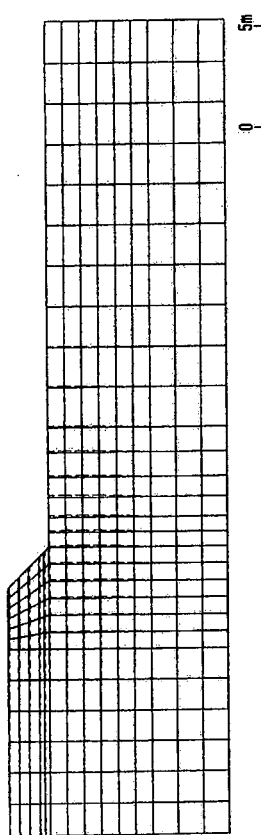
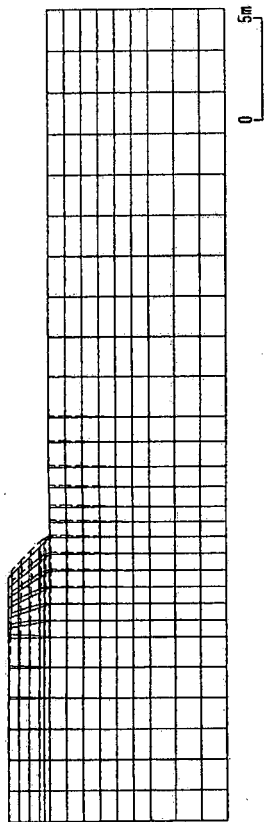


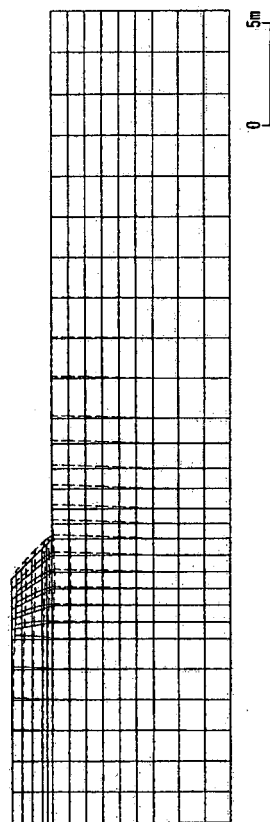
図 4.6.2-15 永久変形解析結果（盛土の剛性低下なし）

※）変形のスケールはモデル地盤のスケールと同じ

STEP-1



STEP-2



STEP-3

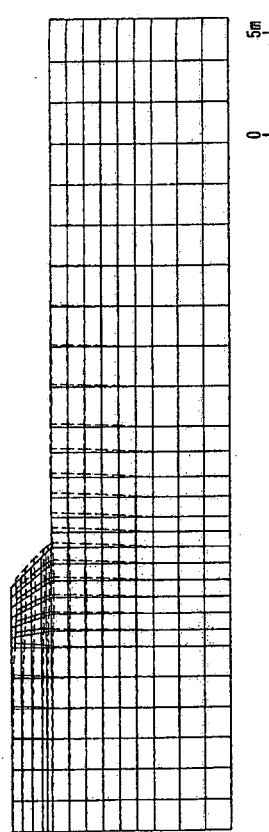


図 4.6.2-16 永久変形解析結果（盛土の剛性を 1/100 に低減）

※）変形のスケールはモデル地盤のスケールと同じ

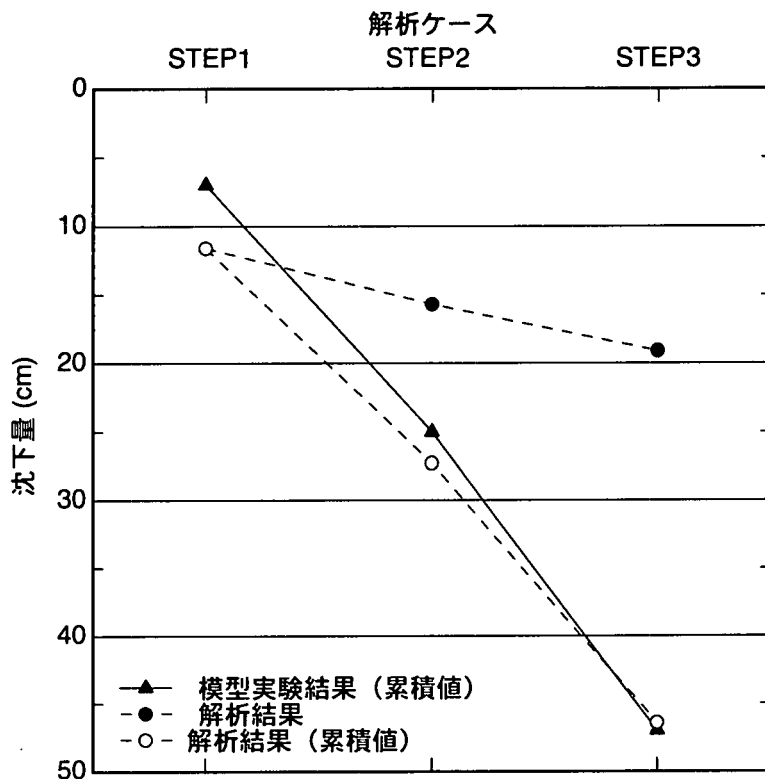


図 4. 6. 2-17 各解析ケースの盛土天端沈下量と実測値の比較
(盛土の剛性を初期の 1/100 とした場合)

参考文献

- 1) 佐々木 康, 谷口栄一, 唐沢安秋, 森本克則: 飽和粘土の動的強度特性に関するくり返し三軸試験, 第 16 回土質工学研究発表会, pp. 665-668, 1981.
- 2) 佐々木 康, 松尾 修, 館山 悟: 盛土の地震による変形量の一解析手法, 第 17 回土質工学会研究発表会, pp. 1893-1896, 1982
- 3) 松尾 修, 佐々木 康, 唐沢安秋: 地震による盛土の沈下量の計算, 第 38 回年次学術講演会, 第 3 部, pp. 347-348, 1983
- 4) 佐々木 康, 松尾 修, 唐沢安秋: 地震による盛土の永久変形解析法とその適用, 土木技術資料, Vol. 27, No. 3, pp. 46-51, 1985.
- 5) 谷口栄一: 土構造物の地震時変形量の予測, 土木技術資料, Vol. 25, No. 5, pp. 27-32, 1983
- 6) 谷口栄一, 森下 義: 土構造物の地震時変形量の予測手法に関する検討, 土木技術資料, Vol. 27, No. 1, pp. 3-8, 1985
- 7) 谷口栄一: 土構造物の地震時永久変形量の予測, 土木研究所報告, 第 176 号, 1987. 12
- 8) 篠原秀明, 沖村 孝: その他の残留変形解析法, 地震時の斜面の不安定化メカニズムと設計法に関する研究委員会 報告書, pp. 133-135, 1999. 4
- 9) Hardin, B. O. and V. P. Drnevich: Shear modulus and damping in soils, Design equations and curves, J. SMFD, Proc. ASCE, Vol. 98, No. SM7, pp. 667-692, 1972.
- 10) 安田 進, 吉田 望, 規矩大義, 宇田将人: 液状化に伴う残留変形解析方法の河川堤防への適用, 第 25 回地震工学研究発表会講演論文集, pp. 381-384, 1999. 7

4.7 予測法の特徴と今後の課題

土構造物の地震時残留変位量の予測法について、4つの手法を選定し、理論の概要および解析に当たっての留意点を示すとともに、盛土構造物を対象とした2つの振動実験結果と1つの地震被害事例をシミュレーションして、変形性能照査手法としての適用性を検討した。

予測法の特徴と今後の課題を述べる前に、まず土構造物の地震時の残留変位の発生メカニズムを考えてみる。土構造物が動的外力を受けると、液状化の発生が関係しない場合には、残留変位を発生させる現象としては、(1)「すべり面を伴う破壊」、(2)「せん断による塑性変形」、(3)「塑性化に伴う自重沈下」、(4)「ダイレイタンスによる体積圧縮」、が考えられる。

「すべり面を伴う破壊」は、ひずみの局所化が土構造物内で発生してすべり面が形成され、すべり面に沿ってその上の土塊が滑動するという現象で、すべり面が形成されるまでは連続体として、すべり面が形成された後は不連続体として挙動する。シミュレーションに用いた事例のうち、砂質盛土の1G場における模型振動実験では、非常に明確にすべり面が表れており、「すべり面を伴う破壊」が残留変位を発生させていると考えられる。

「せん断による塑性変形」は、土が地震力により非弾性体として挙動して残留変位を発生させるというもので、土構造物の場合は作用している初期せん断の方向に残留変位が卓越するという特徴を有する。シミュレーションに用いた事例では、いずれの事例にも大なり小なり「せん断による塑性変形」としての残留変位は含まれていると考えられるが、明確なすべり面の発生していない粘性土基礎地盤上の盛土の50G場遠心模型振動実験やJR駅盛土の地震被害では、残留変位に占める割合が高いものと考えられる。

「塑性化に伴う自重沈下」は、土が地震力を受けて塑性変形をすると土の剛性が低下するため、土構造物自身の自重により地震前より変形、沈下するというもので、前述の土の塑性変形の一つである。ここでは土構造物自重による静的な塑性変形分を意味するものとするが、シミュレーションに用いた事例では、やはり明確なすべり面の発生していない2事例には盛土自重による塑性変形分の占める割合も無視しえないものと考えられる。

「ダイレイタンスによる体積圧縮」は、一般に揺すり込み沈下と呼ばれるもので、土構造物のように粒状体の場合はこれも大なり小なり残留変位に含まれると考えられるが、盛土構造物の破壊としての残留変位に含まれる割合は、すべりや塑性変形に比較して大きくないものと考えられる。

さて、これらを踏まえて、今回選定したDEM、弾塑性FEM、ニューマーク法、累積変形解析の4つの予測法について変形性能照査への適用性について以下にまとめる。項目としては、予測法の特徴を上記の土構造物に地震時残留変位を発生させる現象との関係で示した後、解析に必要な入力物性値とその設定の容易さ、三事例のシミュレーション解析結果を基に土構造物の地震時残留変位量予測の精度と問題点、その他の課題、について示す。

(1) DEM

1) 方法の特徴：地震時残留変位の発生に関連して

本手法は、その初期の概念¹⁾では、土粒子個々を表すモデルとして完全に不連続な要素を考え、その集合で粒状体の挙動をシミュレーションするという、連続体力学の対極に有ると

も言うべき数値解析手法である。その構成則は、粒子間の接触モデルであり、FEM 解析等の土粒子集合体の構成則に比べて極めて微視的であり、それぞれのパラメータの表す物理的な意味合いが明瞭である。DEM 解析では、全ての粒子の形状と粒子間の構成関係を表すパラメータ(バネ、ダッシュポッド、スライダ)の物性値を正確に決定できれば、全体の挙動を原理的には完全に再現することができる。例えば、アルミ材料を用いた様々な実験に対する再現性の高い DEM シミュレーション結果^{2),3)}を見ればこのことは明らかである。しかしながら、実際の土構造物の挙動をシミュレーションするために個々の土粒子すべての形状を忠実にモデル化し、粒子間の構成則を決定するのは不可能であり、この問題をどうするかと言う点が、土に対する DEM シミュレーション技術の最大の課題であると言ってよい。第 4.3 節ではこの問題に対して現状ではどのように対応しているかについて述べてある。

土構造物の残留変形量を定量的に予測するためには、地震動に対する土構造物の増幅と、土の変形・破壊挙動の双方をバランスよく考慮せねばならない。前者には土構造物の幾何学的形状が関係するが、擁壁、盛土といった土構造物の断面は単純な形態であるため、DEM の初期状態においては、これを正確に反映しうる。しかしながら、加振によるモデルの加速度応答(増幅特性)について実験等と比較した例は少なく、本研究で行われた事例解析は先駆的である。また、想定する地震波形(時刻歴)をそのまま入力することも可能である。

一方、後者は土の要素としての挙動に関する部分であるが、DEM では個々の粒子の運動を追跡するので、その変形メカニズムには他の解析手法に無いリアリティがある。

現段階で DEM により変形量が予測できる土構造物は、材料が砂質土であるものに限られると言って良い。粘性土については、その粘着力を表す手法について、幾つか考えられるものの、現段階では定量的な評価に用いるにはまだ無理があると思われる。以下は、砂質土でできた土構造物に限定して述べる。

土構造物に地震後の残留変形を生じさせる要因としてあげた、「せん断による塑性変形」および「塑性化に伴う自重沈下」の現象に対しては、適切なモデルを採用することで精度よく再現することが可能である。

「ダイレイタンスによる体積圧縮」を再現するには、対象とする土の初期間隙比と、DEM 解析における地盤モデルの初期間隙比とを一致させる必要がある。二次元 DEM で実現できる空隙比は、円形要素を用いる限り高々 0.3 程度であり、0.5 を軽く越える砂の空隙比を実現することはできない。また、初期間隙比を調整する作業は非常に時間がかかる。しかも初期間隙比の異なる材料に対してそれぞれせん断強度を材料に合わせるためのパラメータ設定をする必要が生じてくる。現状では、最も密な初期状態(摩擦を 0 として自重解析し安定した状態)を採用したシミュレーションが多い。ちなみに、貧配合(豊浦砂相当)の不等粒径からなる DEM の最密な初期間隙比は 0.18 程度である。このため、「ダイレイタンスによる体積圧縮」による沈下量等の変形を二次元 DEM で予測するには、現状では無理がある。要素として楕円形等の嵩張り易い要素を用いれば可能かも知れないが今後の研究の進展に期待したい。

「すべり面を伴う破壊」については、第 4.3.2 節に示したように、DEM 解析の独壇場と言って良く、すべり面(ひずみの局所化)が発生した後にそこが不連続線となり、上部の土塊が不連続体として運動しはじめる現象を忠実に再現できる。言うまでもなく、このすべり面は FEM 解析におけるジョイント要素とは異なり、予めそこに発生するように設定されたものではない。

2) 入力物性値とその設定の容易さ

これまで、地盤や土構造物全体をシミュレーションするための粒子間のパラメータを設定する系統的な手法について紹介された報文は稀少であり、第 4.3.2 の事例解析で述べられた手法は、特に、土構造物の増幅と、土の変形・破壊挙動の双方をバランスよく考慮するために、現段階では最も合理的でシステマティックにパラメータを設定できる流れとして整理されていると思われる。ただし、そこでの個別要素法の要素一つは、一つの土粒子ではなく、その範囲を占める土塊を表すものとして概念的に捉えられている。ここで設定されたバネ係数等のパラメータは非常に有用である。例えば、地盤のせん断速度とバネ係数には一定の関係があり、表に示されたパラメータの値を基準に、別の地盤を表すためのバネ係数を大まかに計算できる。

入力すべきパラメータの"数"という点から、他の解析手法と比較すると、DEM で設定すべきパラメータの数は少ないと言える。また、その値は第 4.3.2 の事例解析で示したように、材料試験等を行っておおむね一意的に定めることができる。

3) 土構造物の地震時残留変位量の精度と問題点

DEM による事例解析では、各解析共通のモデルとしての乾燥砂からなる斜面の振動台実験をシミュレーション対象とした。前述したように、解析事例 1 および解析事例 2 のいずれの解析結果においても、「すべり面を伴う破壊」を苦もなく再現できた。解析事例 2 は、転がり摩擦(モーメント伝達モデル)を使わないで、簡易的に土のせん断強度を表すため、要素の回転自由度を拘束したシミュレーションであり、この場合におけるパラメータ設定は、そこに述べられた手順で行うのが常套の手段であると言える。解析事例 1 においては、すべり面の形成過程のみならず、すべり土塊の沈下速度も実験と対応している。ただし、DEM 解析では入力の継続時間をこの実験のように長く設定することが困難であるため、沈下の総量を直接比較することはできなかった。実際の地震において勢力が優勢な継続時間は高々 30 秒程度であるので、実地震波形をもし用いたとすればこれに対する変形量を実験等と比較することは可能であったと言える。

DEM 解析においては、計算の時間間隔を計算の安定上非常に小さくとる必要があるため継続時間の長い現象をシミュレーションすることは苦手である。要素数を少なくすれば相対的に継続時間の長い現象をシミュレーションできる反面、一つの要素が巨大になりすぎて、すべり面の形成をうまく再現できないといった問題が生じる。これは、実際の土粒子より大きな要素を使わざるをえないという DEM の根元的な問題と関わっており、現象を表すために必要な最小の要素サイズをどのように決定すべきかと言う遠くて難しい命題に繋がっている。

4) その他の課題

DEM 解析では、繰り返し述べたように、計算速度の限界により実際の土粒子より大きな要素を使わざるをえないと言う事情があって、これに起因して、最小要素の問題、要素形状の問題、粒度分布の問題、三次元の問題、初期間隙比の問題に派生している。また、粘性土に対する DEM を用いたシミュレーションは少なく、システマティックなパラメータ設定手法も提案されていないと思われる。これについては、研究実績を積み上げる必要がある。今後、さらなる計算速度の高速化やアルゴリズムの並列化によって、扱える要素数が飛躍的に増えれば、現状よりもさらに精度の高い解析が可能であると考えられる。

これまで述べたように、DEM は土構造物の残留変位量を予測するツールとして現段階でもかなり強力なポテンシャルを秘めているが、現状では DEM を実際の設計に適用しようとする勇気有る機関は残念ながら皆無である。しかしながら、場合によっては、実は FEM よりもましな解析が可能であると考えられる事例が多々あり、この手法が広く一般に使用されるようになることを期待したい。

もし万が一、DEM を設計に使用する際の問題点について若干補足しておく、設計基準類の中に"許容変位量"が規定された場合、残留変位量の数字的解釈には FEM 解析と同様十分に注意が必要である。DEM では、要素の発生段階でモデル地盤の要素の初期配置を様々に代えた複数のシミュレーションを実施することにより、初期状態ごとに変形量の異なるシミュレーション結果を得、決定論的に一つの残留変位を提示するのではなく、ばらつきをもった統計的なデータを提供できる。

参考文献

- 1) Cundall, P.A. and Strack, O.D.L. (1979) : A discrete numerical model for Granular assemblies, Geotechnique Vol.29, No.1, pp.
- 2) 山本修一・松岡元(1992) : 個別要素法によるアルミ棒積層体の一面せん断試験シミュレーション, 第4回地震工学シンポジウム, pp.39-46.
- 3) 山本修一・松岡元(1994) : 個別要素法による粒状体の力学挙動に関する研究(その1)一粒状体の要素試験のシミュレーション解析, 大林組技術研究所報, No.48, pp.49-54.

(2) 弾塑性 FEM 解析

1) 方法の特徴：地震時残留変位の発生に関連して

本手法は連続体力学、特に弾塑性論に基づく構成則を用いた数値解析手法である。すなわち、土の力学的性質を弾塑性論で精度よく記述することができれば、本手法により必然的に精度の高い数値解析結果が得られることになる。

レベル2地震動による土構造物の残留変形量を定量的に予測するには、土構造物内の地震動の増幅特性(=振動学的な視点)と土の変形・破壊挙動(=材料学的な視点)の双方をバランスよく考慮せねばならない。前者には土構造物の幾何学的形状が関係するため、それを有限要素分割に正確に反映しうる FEM は、他の解析手法に比べてきわめて有利である。想定する地震波形(時刻歴)をそのまま入力することも可能である。一方、後者は土の要素としての挙動に関する部分であるが、FEM では任意の弾塑性構成則を採用しうるので、他の解析手法に比べて非常に柔軟性が高い。このように、適切なモデル化を行える場合を前提にすれば、FEM は現在、変形解析に関して最も信頼できる手法の一つであると言える。

土構造物に地震後の残留変形を生じさせる要因としてあげた、「せん断による塑性変形」「塑性化に伴う自重沈下」「ダイレイタンスによる体積圧縮」のいずれの現象に対しても、適切なモデルを採用することで精度よく再現が可能である。一方、不可能ではないが、「すべり面を伴う破壊」についてはあまり精度が期待できないようである。これは弾塑性論に基づく連続体を前提にしているためで、すべり面(ひずみの局所化)が発生した後にそこが不

連続線となり、上部の土塊が不連続体として運動しはじめるためである。これには、ひずみ軟化構成則の採用やせん断帯の考慮などで対処することが（研究レベルではあるが）可能になりつつある。

2) 入力物性値とその設定の容易さ

必要な入力物性値は採用する弾塑性構成則に依存するので、一概に弾塑性 FEM に必要な入力物性値をあげることにはできないが、一般の構成則においては、変形に関する定数、破壊に関する定数、その他繰返し载荷時の履歴特性を記述するための定数、透水や载荷速度に関する定数、質量に関する定数、その他の制御変数、などが必要となる。入力すべきパラメータの"数"という点から、他の解析手法と比較すると、弾塑性 FEM は突出して多くのパラメータを必要とする。より複雑な（厳密な）構成則を適用するほど、多くのパラメータを必要とする傾向があるため、実務設計上は必ずしも厳密な構成則を適用するのが最善であるとは限らない。

各構成則に必要なパラメータをすべて土の室内試験（要素試験）から決定するのが望ましいが、残念ながら現実にはなかなか困難な現状にある。結果に強い影響を持つパラメータのみを信頼できる室内試験結果に基づいて決定し、残りのパラメータについては既往の資料を参照したり、N 値などから経験的に決定している場合が多い。

今後、FEM のように厳密な解析手法を用いることを前提とするならば、適切な材料定数を得るための室内試験をより多く実施するための調査・設計の環境整備が重要であろう。

3) 土構造物の地震時残留変位量の精度と問題点

本稿では「鵜飼・若井によるモデル（以下 UW モデルと略）」「Okazaki によるモデル（以下 LIQCA と略）」「阿部らの開発したコード（以下 EFECTD と略）」の 3 種類について事例解析を紹介した。事例解析の結果を簡単に振り返る。

まず乾燥砂からなる斜面の振動台実験のシミュレーションについてであるが、いずれも「すべり面を伴う破壊」の再現に苦労している。地震後の系全体の変形図に着目すると、EFECTD は斜面内部に（計算の不安定性に起因すると考えられる）実験結果には見られない波状の変形が見られるのに対し、変形性状に不合理な点は見られない UW モデルと LIQCA の結果についても、実験で見られたような明確なすべり面を持って崩壊する状況は再現できなかった。また変位の時刻歴に着目すると、実験においては加振初期には各位置でほとんど変位が見られないものの、すべり面が表れる時間帯付近から急激に変位が増加する様子が見られた。これに対して、解析では 3 モデルともに解析初期から変位がじりじり増加する傾向を示しており、実験結果の傾向とは大きく異なった。弾塑性 FEM により明確なすべり面を伴った事例を解析する場合には、そのためにさらなるモデルの改良が必要と考えられる。また今回のように低拘束圧下での土の挙動が全体系の挙動に対して支配的となる場合は、そのための低拘束圧下での物性値の把握（室内試験）も非常に重要である。

次に粘性土地盤上の盛土の遠心実験結果のシミュレーションについて述べる。EFECTD は盛土天端の残留沈下量が実験結果とほぼ同程度の値を得ているものの、地震後の系の変形性状では地盤の深い位置が浅い位置と同様に波状変形しているなど、変形モードに課題が残されている。また UW モデルと LIQCA の結果については、互いに類似した傾向を示しているが、いずれも実験で得られた残留変形よりきわめて大きな変形量を得ている。UW モデルでは粘

土の強度増加率のパラメトリック・スタディから、また LIQCA では 1G 場と遠心場の速度効果の相違の観点から、粘土のせん断強度ならびに剛性が解析では実験よりも過小に評価されている可能性があると結論付けている。このあたりは室内試験結果をよく吟味した上で、物性値について再度検討する必要があるであろう。ただし、これらの解析で得られた系全体の残留変形モードは遠心実験結果をよく再現しており、弾塑性 FEM が系の変形メカニズムをうまく表現しうることを示している。このように、すべり面を伴わない変形が主体の問題に対して FEM は特に有効である。

最後に兵庫県南部地震の被災事例として鉄道盛土の事例が、UW モデルと EFECTD の 2 つのモデルにより解析されている。地層構成や物性値など、対象とする系をかなり現実より単純化したにもかかわらず、両モデルとも天端の沈下量については計測結果をよく再現している。ただし両モデルの解析結果は、沈下を発生させるメカニズムという点では異なっている。すなわち、UW モデルでは上段盛土の「せん断による塑性変形」と「塑性化に伴う自重沈下」により上段盛土が横にはらみだしながら沈下しているのに対して、EFECTD では、沖積粘性土層で側方への流動が起こっていて盛土はそのまま沈下しており、これは盛土下の沖積粘性土層の異方圧密に伴う「せん断による塑性変形」による。地震被害事例からは UW モデルの方が上段盛土の残留変形の方が合っていると考えられる。粘性土と砂質土、さらに擁壁などの構造物からなる複雑な系の解析についても、FEM の有効性が確認された。いかに現場の物性値を正確に把握するかが今後の課題である。

4) その他の課題

FEM に基づく数値解析が優れているかどうかを、それ自体切り離して議論するのは適切でない。FEM は他の簡易な解析手法に比べて力学的な厳密性を有する反面、それを使用するには非常に多くの情報（入力パラメータ）を必要とする。FEM の中身（構成則、数値計算手法、計算機技術）の進歩に見合った、付随する環境（室内試験、現場試験、既往の調査資料）の整備がなければ、必ずしも FEM が他の手法に比べて優位であることにはならない。

簡易な解析手法（一般の極限解析法など）に比べて、FEM のプログラムは記述が複雑であり、それらを完全に把握することは容易でない。従って設計に用いられる FEM 解析ソフトの中身はますますブラックボックス化し、一部の技術者のみにしか判読できなくなる事態が懸念される。今後、土構造物の耐震設計などにおいて有効に FEM プログラムを利用するためには、計算に採用されている力学モデル（支配方程式、弾塑性構成則など）の適用限界と数値解析上の特性について、解析者自身によく理解してもらえよう、技術者教育に関する何らかの方策が必要であろう。

ところで FEM を実際の設計に適用する際の問題点について若干補足しておくと、設計基準類の中に「許容変位量」が規定された場合、FEM による解（残留変位量）の数字的解釈には十分に注意が必要である。例えば許容値 20cm の場合に FEM による予測値が 23cm であった場合に、にわかにこれが「アウト」かどうか判断するのは設計者にとって困難である。差分時間間隔やわずかな物性値、地震波形、メッシュ分割の相違により、FEM の結果がある程度上下することに留意して、その運用方法を工夫すべきである。

(3) ニューマーク法

1) 方法の特徴：地震時残留変位の発生に関連して

本手法は、剛塑性論に基づくすべり計算法を準用した方法である。すなわち、「すべり面を伴う破壊」現象を残留変位量の発生原因として取り扱った予測法である。本手法は、「すべり面を伴う破壊」現象のみ対象としており、他の「DEM」、「弾塑性 FEM 解析」、「累積変形解析」3つの予測手法に比べ簡便であるのが最大の長所である反面、適用範囲が極めて限定されるという短所を有している。今回検討した2つの実験の事例解析でも、すべり線の形成が明確な「砂質盛土の 1G 場振動台実験」に対しては、実験結果を十分説明できる解析結果であった。これに対し、すべり線の形成が不明確である「粘性土基礎地盤上の盛土の 50G 場遠心振動実験」では、被害モードの再現までは当然至っておらず、変形量の値も「砂質盛土」に比べれば予測精度が劣ると言わざるを得ない。

2) 入力物性値とその設定の容易さ

本手法はすべり計算法を適用することから、入力物性値は、単位体積重量 (γ)、地盤のせん断強さ (C 、 ϕ) の3つであり、特殊な試験方法を必要とせず簡単に定数を設定できる。ただし、せん断強さについては、計算結果の精度向上を図る目的から、ピーク強度と残留強度を求めておくのが望ましい。なお、入力地震動の設定や地盤内応力を詳細に求めるため、FEM 動的解析を実施する場合でも、 ν (ポアソン比)、 G (せん断剛性)、 h (減衰定数)、それらのひずみ依存性が必要となる程度であり、比較的簡便に設定できる。

3) 土構造物の地震時残留変位量の精度と問題点

今回、ニューマーク法により「砂質盛土の 1G 場振動台実験」、「粘性土基礎地盤上の盛土の 50G 場遠心振動実験」を検証した。以下にその総括と問題点を述べる。

- ① 地盤特性 (γ 、 C 、 ϕ)、盛土の加速度応答性状、破壊形態 (すべり線) 等の正確な情報が与えられていれば、本手法の特徴である簡易なすべり計算 (4.5.2 の上界定理に基づく方法や 4.5.4、4.5.5 の円弧すべり面法による計算) を適用した方法でも変形量が小さい領域 (約 10cm オーダー) では十分に実験結果を再現できることがわかった。
- ② 比較的大きな変形量の領域については、模型実験の応答加速度波形に乱れが生じており、シミュレーション解析での入力地震動として実験結果を用いることができない。このため、シミュレーション解析では、FEM 動的解析より得られるすべり土塊内の等価加速度を入力加速度として用いて沈下量を算出し (4.5.5 の等価加速度を用いる方法)、実験結果の沈下量との比較を行った。この結果すべり線によって得られる沈下量には差があるが、あるすべり線に特定すれば実験の計測値 (約 67cm) の 2 倍程度の精度で再現できた。このことから、第一近似の沈下量予測手法としては適用可能と考えられる。
- ③ しかし、今回計算した手法としては最も精度が良いと思われる動的 FEM 解析により得られた各要素の応力状態を用いた方法は、沈下量に与える感度が非常に敏感であり、その適用性に問題があるように思われる。これは地盤物性の設定や解析モデルの精度などの問題から解析が実験結果を十分に反映されたものになっていないことも大きな原因と言えよう。
- ④ 以上のことから、実際の土構造物の破壊そのものを再現しようとするのではなく、あくまでも簡便に土構造物の耐震性を評価するなら、本手法の長所である「計算法および

地盤定数の設定が簡便である」ことを利用し、実務設計では円弧すべり計算などの「簡単なすべり計算法を適用したニューマーク法」を用いて、耐震性の1次評価を行うのが妥当と考えられる。

- ⑤その結果、構造物のフィージビリティにまで係わるような問題が生じるのであれば、「DEM」、「FEM 弾塑性解析」などのより詳細な手法より耐震性を評価するのが良い。

しかし、本手法を実務設計に採用するには、a)すべり線形状の設定方法、b)入力地震動の設定、c)超過加速度から変形量を求めるための積分方法を統一的に定める必要がある。

上記3点に関して今回検討結果から判断して、計算上安全側の値となることおよび本手法の最大の長所である計算の簡便さを活かすことを前提に以下のように設定することが考えられる。

- a)のすべり線の設定については、震度法を適用したすべり計算で最小安全率を与えるすべり円弧を適用する。
- b)の入力地震動に関しては、すべり土塊内での応答加速度を FEM 動的解析より求めるのは複雑であるため、既往の地表面の地震動を用いる。
- c)の積分方法に関しては、ニューマークの原文および実現象を考慮すると、積分領域を降伏加速度を超過した部分に留めるのではなく、速度が完全にゼロになるまで積分領域とする。(図 4.7-1 の積分方法 I)

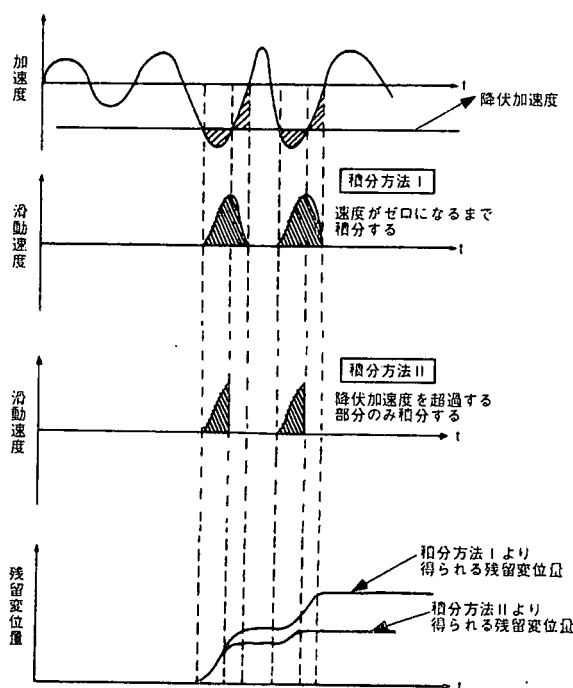


図 4.7-1 積分方法

4) その他の課題

本手法は、計算が簡便でかつ入力物性値の設定も非常に容易である。従って、簡単に土構造物の耐震性を評価できるという最大の長所を有している。しかし、3)に述べたすべり線、入力地震動、積分方法 3 つの条件について感度分析を実施すると、解析結果は非常に敏感である。このため、3)に示した設定方法によると、計算結果があまりにも過大となり、設計上安全側すぎる可能性も十分考えられる。このことから、3)に述べたすべり線の設定、入力地震動の設定、積分方法については、本計算手法の特性を十分理解した上で慎重に設定するこ

とが重要である。

また、すべり面の強度定数の設定に関して、排水せん断強度、非排水せん断強度のいずれがすべり破壊を表現するのに適切か、一軸圧縮試験、三軸圧縮試験のいずれの試験方法から求めることが妥当か、については今後の課題である。

(4) 累積変形解析

1) 方法の特徴：地震時残留変位の発生に関連して

累積変形解析は、初期せん断応力を受けた土に繰返しせん断応力が作用することによって徐々にせん断ひずみが累積する現象を近似的に解析する手法である。すなわち、累積変形解析は「せん断による塑性変形」に起因する残留変形を主体として扱う手法であるため、今回の事例のなかでは、粘性土基礎地盤上の盛土の 50G 場遠心模型実験や、JR 駅盛土の地震被害の検証に適していると考えられる。ただし、地震時に累積ひずみが生じると実際には土の軟化が生じて地盤の応答特性が変化するが（現象としては「塑性化に伴う自重沈下」のメカニズムになる）、本手法でこの影響を厳密に取り入れることは難しい。また、地盤を連続体と仮定し、解析法には FEM を適用するため、砂質土盛土の 1G 場における模型振動実験にみられるような「すべり面を伴う破壊」現象を再現するには限界がある。さらに、本手法では基本的に非排水条件の繰返しせん断による変形を想定していることから、「ダイレタンシーによる体積圧縮」は考慮していない。

2) 入力物性値とその設定の容易さ

累積変形解析で実施する解析は、初期応力算定のための静的な FEM 自重解析、動的せん断応力算定のための地震応答解析、 G^* による永久変形解析である。基本的な物理量（湿潤密度）を除き、静的な FEM 自重解析（弾性解析）に必要な物性値は、静的変形係数と静的ポアソン比である。静的ポアソン比は、通常、 K_0 圧密条件を仮定して 0.3 程度の値が用いられる。また、地震応答解析（等価線形化法）に必要な物性値は、地盤の初期せん断剛性、動的ポアソン比、動的変形特性（基準化剛性率 $G/G_0 \sim$ せん断ひずみ γ ，減衰定数 $h \sim$ せん断ひずみ γ の関係）である。動的ポアソン比は、通常地下水位以下では 0.49 程度の値が用いられる。

永久変形解析には見かけの剛性 G^* とポアソン比が必要になる。 G^* の設定にあたっては土の累積変形試験を行い、動的せん断応力と累積ひずみ γ_d の関係を求める必要がある。ここで、累積変形試験とは、初期せん断応力を作用させた状態で動的変形特性試験を実施するものである。この試験結果が解析で得られる残留変位量に大きく影響するため、精度の高い試験と十分な試験結果の吟味が必要となる。また、永久変形解析に用いるポアソン比は、地震前後での体積ひずみをほぼ無視して、せん断による変形のみを考慮するように、0.499 ($\doteq 0.5$) といった値が用いられることが多い。

3) 土構造物の地震時残留変位量の精度と問題点

今回、累積変形解析により粘性土基礎地盤上の盛土の 50G 場遠心模型実験を検証した。累積変形解析による解析結果と遠心模型実験は、残留変位量に関してはよく対応しているといえる。遠心模型実験で得られた盛土の変形は、明確なすべり面を有するものではなく、基礎

地盤粘性土の塑性変形および粘性土の軟化による盛土の自重変形が卓越したものと想定され、累積変形解析で評価できるメカニズムに比較的よく対応したものと考えられる。ただし、今回の解析では残留変位量を適切に評価するため、粘性土の動的強度試験をもとに地盤の軟化の影響を近似的に考慮している。

また、本手法の解析上の問題点として以下の事項が挙げられる。

- ① 入力地震動として不規則波を用いる場合は、この影響を室内試験あるいは解析に反映させて評価する必要がある。直接的に不規則波の影響を評価する場合は不規則波載荷による累積変形試験を行うとよい。また、累積変形試験を一樣振幅波で行う場合は、累積損傷度理論をもとに解析で得られた不規則なせん断応力波を等価な一樣振幅の波に変換する方法が考えられる。
- ② 粘性土基礎地盤上の盛土の 50G 場遠心模型実験の検証結果に示すように、残留変位量に与える盛土のモデル化方法の影響は大きい。確立された方法はないが、盛土の剛性を低減する等して盛土に作用する引張応力を適切に解放する必要がある。
- ③ 地震応答解析で考慮する地盤の非線形性は等価線形によるため、高地震力が作用した場合の適用性については十分に検討する必要がある。

4) その他の課題

解析法自体は比較的簡易なものであり、計算労力も少ないが、物性値を設定するために多くの動的試験が必要になる。また、試験結果の吟味に大きなウェイトを占める解析手法のため、物性値の設定に熟練を要する。初期せん断応力を作用させた動的変形特性試験（累積変形試験）は実績が少ないためデータの蓄積等が課題と考えられる。