

地盤と構造の大変形問題

東京大学生産技術研究所 小長井 一男*

大変形をとまなう地盤破壊による構造被害への対策を行う上で、地盤の安定性の評価にとどまらず、地盤の破壊時の変位の程度、および破壊の進行速度を推定することが重要になる。これは地盤の破壊のみならず、地盤中に置かれる各種構造物についても同様である。しかしながら土や砂、風化した表層の岩のような材料が大きく塑性変形する過程を追跡するプロセスには信頼性の点で様々な問題が内在している。ここでは従来の土質試験ではピーク強度以降の挙動の把握しにくい粒状材料を対象に、せん断面の発達過程を追跡する一つの試みと今後の課題について私見を述べる。

1. はじめに

阪神・淡路大震災は都市の直下での地震の恐ろしさと問題点をわれわれに突きつけた。わずか数回の地盤の揺れのくり返しで多くの家屋が倒壊し、この段階ですでに約 6000 名もの犠牲者のかなりが瓦礫の下敷きになった。続く火災はこうした被害を一層悲惨なものにした。建造物に加えて交通網、ライフライン、港湾施設などの、いわゆる構造面の被害は地震直後にほぼその結果が出尽くすが、都市ではこうした構造面の被害がその後の都市機能や住民の生活に計り知れない影響を及ぼすことが改めて浮き彫りになった。

こうした社会システムに関連する議論のなかで、地盤の挙動に絡む議論は、幾分地味である。しかし、神戸の被害や奥尻の津波被害が加わり統計データの語る内容は変わってきているものの、例えば小林(1981)によれば、1964 年から 1980 年までの M6 以上の地震による犠牲者の半数以上は地滑りのような地盤の大変形に絡むものであり、改めて地盤の大変形問題を考え直す必要があると考える。神戸は海岸部の埋め立て地域などを除くと、かなりの地域が合流扇状地上に広がっており、その地盤は概して固い。この意味で、神戸の地盤は都市の立地する沖積地盤としては若干異質である。合流扇状地では地盤は過去の洪水の歴史を反映して“硬い層”と“軟らかい層”が直列に重なっているので、地表付近の地震動

の増幅を考える場合、“軟らかい層”が大きな役割を果たす。一方、様々な建造物の基礎は“硬い層”と“軟らかい層”に並列に支えられる形になり、基礎を支持する地盤の硬さは逆に“硬い層”の影響を強く受ける。過去の沖積地盤上での地震被害は、多かれ少なかれ地盤の被害に伴うものが多く見られたが、神戸では強く揺すられた地盤に基礎が固く固定されていたものが多く、このため上部構造の形式や施工に関してこれまでも内在していて、指摘されることの少なかった様々な課題が膿が出るように吹き出したように思われる。

2. 層状地盤と地下構造物

堅固な扇状地の表層内部に粘土層、ゆるい砂層が挟まれていると、このような弱層に変形が集中する。こうした地盤の動きは、様々な地下の埋設構造に痕跡を残す。トンネルの被害は神戸高速鉄道の大開駅、神戸市営地下鉄の三宮、上沢駅および新長田駅での被害が報道された。これらは開削トンネルの中柱の破損という点で共通している(図-1)。この中柱の破壊を引き起こした原因については幾つかの推論がある。そのなかで最も可能性が高いと思われるものの一つに地盤の水平動がある。いくつかの解析例では地盤の水平動を原因とする場合には、トンネル上下で 3 cm 程度の相対変位が生じれば、中柱は危険な状態になるとされる。この規模の相対変位を考える上で、砂礫層に挟まれた粘土層の存在は“不気味”である。たとえば大開付近で得られた地質柱状図の一つは、トンネル下半分の位置にあたる深さ(-8m)か

キーワード、地盤破壊、地中構造物、斜面安定

* 東京大学生産技術研究所、03-3402-6231 (2154)

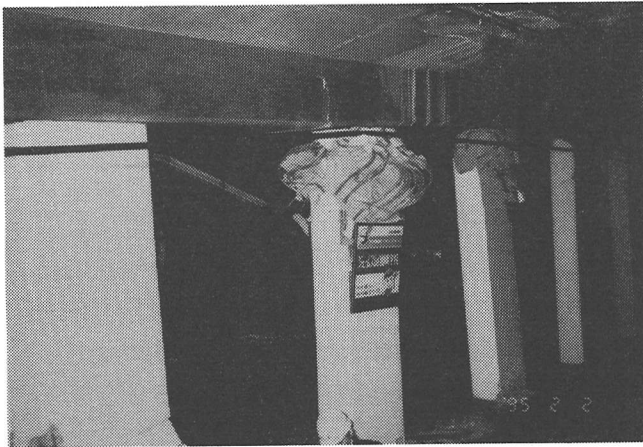


図-1 大開駅構内の中柱の被害
(日本大学田村重四郎教授撮影)

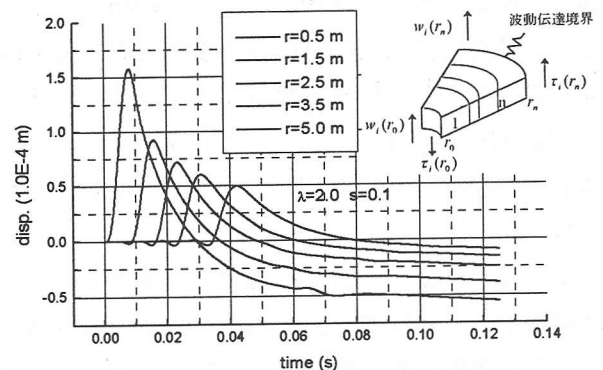
ら-17m にかけてが粘土層となっている。
従来のトンネルに生じるひずみの観測事例の多くはトンネル軸方向に伸縮する成分が大きいことを物語っており、これが耐震性を検討する上で議論されることが多かった。これは主に表層地盤の不整形性によって、トンネルに沿ったいろいろな場所での地震動が異なることによるものである。しかしながら、深さ方向に硬軟のコントラストが著しい部分を通するトンネルは、トンネル一部の動きが固い層に拘束される一方で、軟らかい層の大きな変位に追随して変形が生じるために、横断面内でも大きなひずみが観測されることも明らかにされていた。しかしながら中柱のひずみの計測例は著者の知りうる限り見当たらず、神戸高速鉄道の大開駅の被害形態は苦い教訓を残した。粘土層を挟む層状地盤に強烈な地震動が入力されれば、あるいは中柱の破壊を合理的に説明できる相対変位が得られるであろう。しかしながらこのあたりの粘土層の厚さは変化が激しく、被害の分布と地下構造形式、および層状の地盤構成を綿密に見比べて、場所による被害の差を実証していくことが今後求められるように思う。

このような調査の結果によっては、あるいはこの規模の直下型地震にたいして、従来の枠組みに収まるような設計が不可能になるかもしれない。その結果、構造の一部を柔構造としたり、可撓性の継手を組み込むなど構造的な対応に加えて、地下構造の耐震性あるいは危険度をなんらかの指標で示す必要が生じるかもしれない。さらに想定外の地震動にも踏

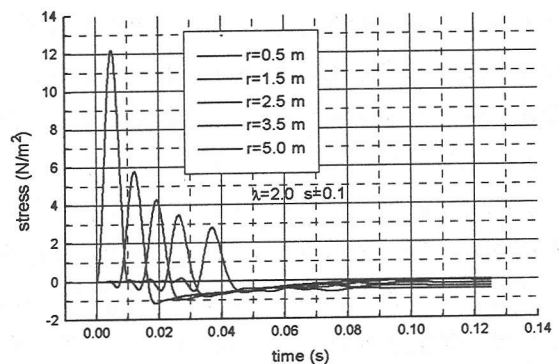
み込んで、どのような変形がどの程度の地震動で起こり得るのかをも評価していくことが重要になると思われる。仮に構造が破壊し、機能停止した最悪の場合でも、直後に人命を損なわないものであれば、これを前提に事後の対応を準備しておくことも今後より一層問われるように思われる。

3. 地盤の大変形問題

このような地下の構造の破壊の程度を考える場合、地下の構造が地盤の動きに追随していくものであることを強く認識する必要がある。従来の応答変位法なども地盤が大きく破壊しないことを前提に、この考えに沿っている。しかしながら従来の非線形モデルだけで、地盤の変形の程度をどこまで追跡できるのかについてはいささか問題がある。例えば土の非線形性を表現するモデルに双曲線関係がよく用いられる、これは沖積地盤のみの地震応答を検討する上では適切なモデルであるが、例えば基礎構造物直近の地盤は、双曲線モデルの適用範囲を大きく越えて



(a) Displacement time history of transient wave



(b) Stress time history of transient wave

図-2 扇型半無限体の内部を伝播する非線形波動¹⁾

変形することもあり得る。図-2(a)は杭のような円筒基礎に接する地盤から扇型に切り出した地盤要素の端面に衝撃的なせん断応力(図-2(b)の $r = 0.5m$)を加えたときの非線形波動伝播を計算したものである¹⁾。図-3はそのときの要素内部の各点でのヒステリシスループを描いたものであるが、著しい非線形性は円筒基礎との接触部分にのみ集中して現れ、少し離

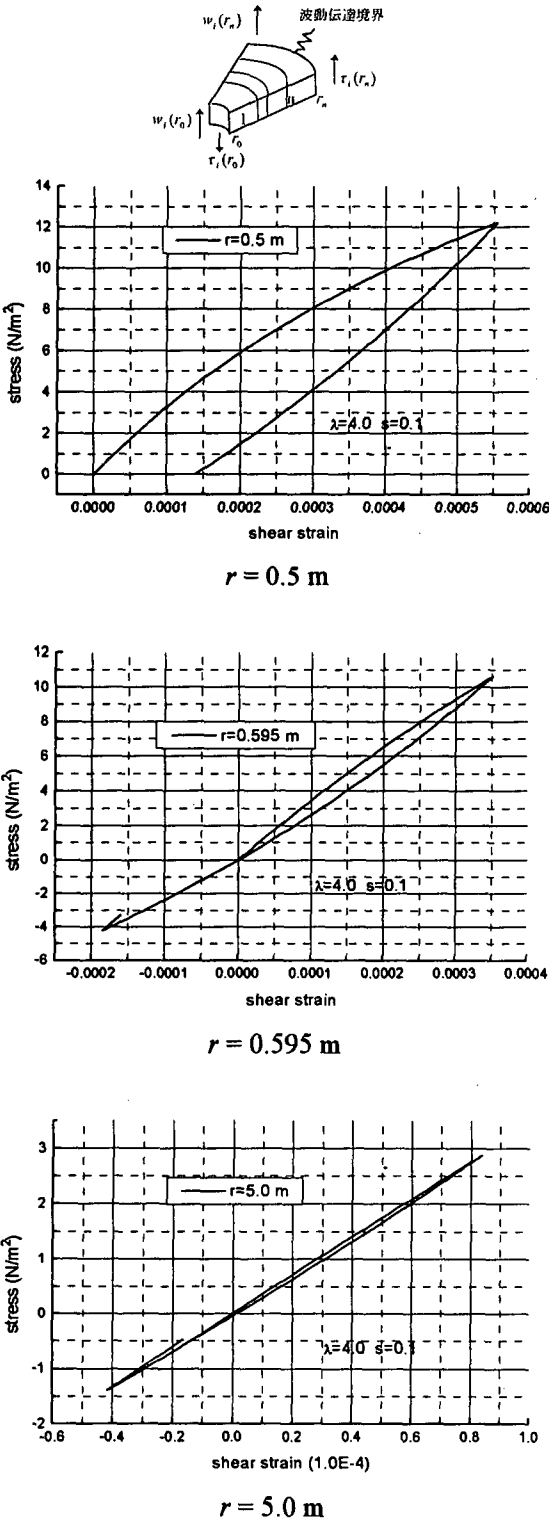


図-3 扇型半無限体内部の各点でのヒステリシス

れた地盤はほぼ線形的な応答を示しながら、かなりのエネルギーを遠方に逸散させている。現実にはこれ以上の非線形性を考えないと現実的な大変形解析に至らないのであるが、図-4²⁾に示すような繰り返し応力によるせん断剛性の低下の経験則は、残念ながら図-4にプロットされた領域を越えて成立しない。

大変形解析の必要性は、地下構造物以上に、地滑り、斜面崩壊など地盤そのものの破壊においてより一層クローズアップされる。斜面の被害で考えなければいけないことは、震度法などの擬似静的な耐震性評価手法が動的安定性の指標を与えるものであって、変形あるいは破壊の程度を議論する上での指標を与えるものでないことにある。地盤被害あるいはそこに埋設される構造物の機能損失の程度は、地盤の変形の大小に大きく左右されるのである。この意味で「地震によって斜面がどの程度滑るのか?」、あるいは「その滑りの速度はどの程度まで達するのか?」が実際の被害を想定しその対応を検討する上で重要な問いかけになる。

ダムなどの人工斜面の破壊の程度を推定する手法は幾つか挙げられるが、Newmark の手法³⁾はこれらの手法の先鞭となったものである。これは剛体斜面の上に剛体ブロックを載せ、斜面に地震動を加えてその滑り量を計算し、それを斜面の滑りの程度の指標にするものである。Newmark の手法では摩擦面に単純な Coulomb 摩擦を想定している。このため入力地震動の加速度があるしきい値を越えてブロックが滑動を開始することになる。しかしながらこのしき

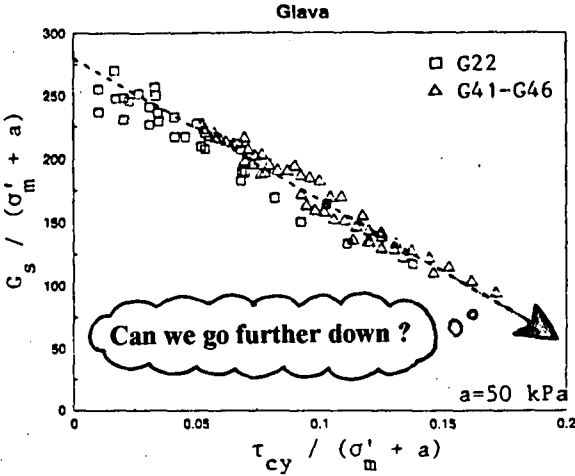


図-4 割線せん断弾性係数のひずみ依存性²⁾

い値はロックフィルダムのように粗粒が密に詰まった斜面や亀裂、シームの現れかたで滑り面が起伏を有する場合には、入力周波数によって変化することを指摘する研究がある。著者ら⁴⁾はその物理的原因が破壊時の体積膨張(dilation)にあることをLAT(Laser-Aided Tomography)と称する独自の可視化実験手法で確認し、その影響を取り込んだ概念モデルを提案している。これらの概念モデルはその扱いが簡便でわかりやすい反面、モデルに用いるパラメータの設定が解析結果を大きく左右し、その評価は実のところ容易ではない。これらのパラメータは、土質力学的に確立された試験方法で得られた信頼し得るデータと密接に関連づけられることが望ましいが、以降にそれを行う上での課題とその打開のための一つの試みについて触れる。

4. 斜面滑動のモデル化の問題点

図5はNewmarkのモデルと著者らのモデルの差異を概念的に示したものである。ともに剛体斜面上を剛体ブロックが滑動するものであるが、著者等のモデルでは滑り面に凹凸があって、これがせん断破壊開始時点の斜面の体積膨張(dilation)を表現している。剛体ブロックが滑り落ちるためにはいったんブロックが持ち上げられなければならない。したがってこれに伴う位置エネルギー増加とその過程で摩擦で消費されるエネルギーに見合う初期運動エネルギーが必要になる。すなわち、一定の初速度、言い換えれば周波数とともに増加する加速度が加えられることが滑りの必要条件に加えられる。著者等のモデル

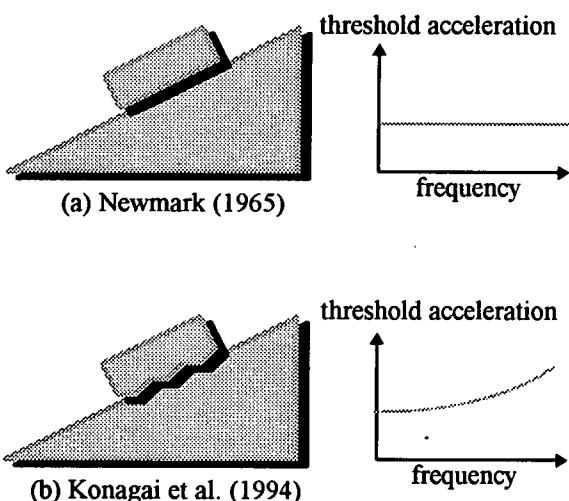


図-5 斜面すべりの概念モデル

ルで破壊加速度に周波数依存性が現れるのはこの理由による。

この簡便な概念モデルに求められるパラメータの一つにせん断破壊発生時の dilatancy 特性がある。これを土質力学の分野で標準的な三軸圧縮試験、あるいは平面ひずみ試験結果と関連づけるうえで、概念モデルのみならず、実は要素試験の側にも解決すべき課題がある。それは要素が大変形に至ったときのひずみの不均質性である。一般に密な粒状材料では圧縮試験中に要素が最大強度を示した時点で体積の膨張率(ダイラタンシー角、angle of dilation)もピークに達し、その後明瞭な帯状のせん断層が要素内に現れる(図6(c))。すなわち同じ応力条件下の要素内に異なるひずみレベルが混在することになる(分岐現象、bifurcation)。しかしながら従来の多くの試験方法では、要素全体の平均的なひずみが計測されるので、要素内部の微小部分で進行している現象を支配する応力・ひずみ関係とは全く異なったものが与えられることになる。塑性の進行による大変形を考える上で、ピーク強度以降の大きなひずみ域でも信頼し得る構成則を得ることが前提となるが、ここに従来の試験方法の限界がある。

Jacobsen⁵⁾以来デンマークでは、要素の縦横比(H/B)が1:1の要素を用いた三軸圧縮試験が普及し、現在これが標準的な試験方法になっている(図-6(a))。これは要素をずんぐりした形にして、さらに要素上下の載荷板との境界面の摩擦を極力軽減することで、要素内にせん断層が発生するのを抑え、ピーク強度以降でもほぼ均一なひずみの分布状態を実現しようとするものである。図-7でこの方法で得られた応力ひずみ関係を従来の三軸試験で得られた結

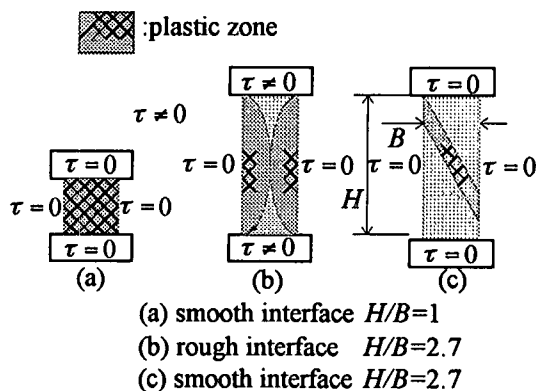


図-6 異なる供試体寸法の三軸試験

果と比較している⁶⁾。従来手法ではせん断層内に集中したひずみが要素全体で平均化されるため、ひずみが著しく過小評価されている。このデンマークの試験方法も実は変形の局所化を完璧に避け得るものではないが、従来の試験に比べれば変形の局所化の影響をはるかに抑制したものになっていることは間違いなく、またデータの蓄積も多い。したがってここでは、ピーク強度以降の大きなひずみ領域での粒状体の挙動の検討を、デンマーク式の実験例(図-8)をもとに試みる。

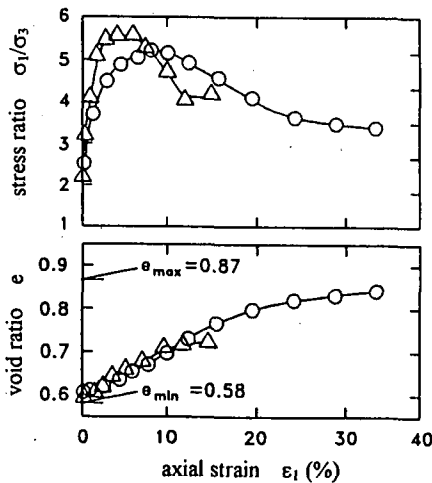


図-7 供試体寸法による応力比、間隙比のせん断ひずみ依存性の変化⁶⁾(○: $H/D=1.0$, △: $H/D=2.7$)

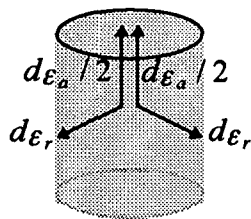


図-8 三次元的なひずみ増分の分解

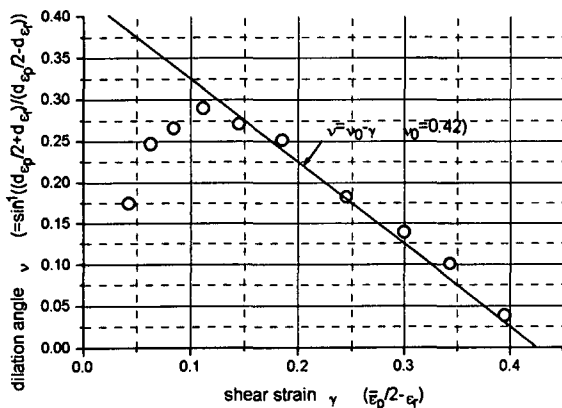


図-9 ダイラタンシー角のひずみ依存性

三次元的な変形の進行する三軸圧縮試験から、物理的意味の明確な二次元の体積膨張(dilation)特性を評価することは容易ではない。しかしながら大きなひずみ域でもひずみ分布が均質であれば、図-8に示すように三次元的なひずみ増分($dεₐ, dεᵣ$)を二つの独立な二次元ひずみ増分($dεₐ/2, dεᵣ$)の和として考えることが可能になる(松岡⁷⁾)。よって二次元的な変形に関するダイラタンシー角 $ν$ は以下の式で表現できる。

$$\sin \nu = -\frac{dεₐ/2 + dεᵣ}{dεₐ/2 - dεᵣ} \quad (1)$$

この式を $H/B=1$ の三軸試験結果(図-7)に用いて、せん断ひずみ $γ$ に対するダイラタンシー角 $ν$ の変化を求めたものを図-9に示す。 $ν$ は要素がピーク強度を示す時点で最大値となり、それ以後はせん断ひずみの増加に伴いほぼ線形に減少していく。したがってこの図に現れた $ν$ のせん断ひずみ $γ$ による変化を以下のように近似する。

$$\nu = \begin{cases} \nu_0 - \gamma & 0 < \gamma < \nu_0 \\ 0 & \nu_0 < \gamma \end{cases} \quad (2)$$

こうして得られたダイラタンシー特性は拘束圧の影響を受けて変化することが考えられる。しかしながら Lee, Seed⁸⁾によれば砂や礫などの粒状体では 10 MPa 以下の拘束圧の影響は著しく小さく、したがって斜面の表層に近い部分ではこれを無視し得る。

3. 体積膨張を考慮した概念モデル

前節で議論したダイラタンシー特性を取り込んで、塑性滑り面が連続的に分布するという一次元の土の柱のモデルを考えた。この土の柱を傾斜地盤の一部から切り取ってきたものと捉え、内部のせん断面は斜面に平行であると仮定する(図-10)。斜面に鉛直な方向に z 、平行な方向に x 軸をとると、各々の方向での微小要素の運動方程式は以下のように書ける。

$$\rho \cdot dz \cdot \ddot{u} \cos \theta = \rho \cdot dz \cdot g \sin \theta - \frac{\partial F_x}{\partial z} dz \quad (3.1), (3.2)$$

$$\rho \cdot dz \cdot \ddot{u} \sin \theta = -\rho \cdot dz \cdot g \cos \theta - \frac{\partial F_z}{\partial z} dz$$

また塑性状態で F_x と F_z の間には以下の関係式が成立する。

$$\frac{F_x}{F_z} = -\tan \phi_{mob} = -\phi_{mob} \quad (3.3)$$

ここで $\sin \theta$ 、 $\cos \theta$ 、 $\tan \phi_{mob}$ がそれぞれ θ 、1、 ϕ_{mob} に近似できるものとし、また z 方向の加速度が極めて

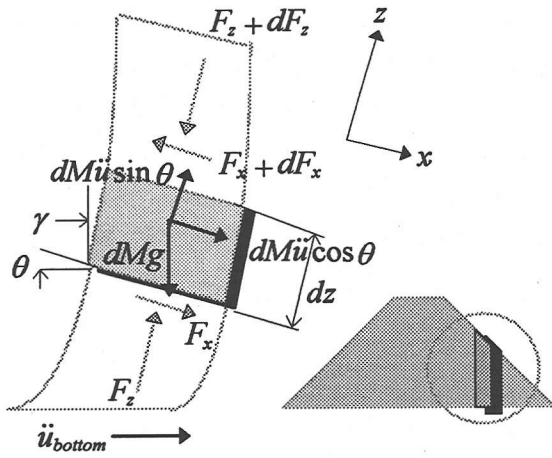


図-10 多重滑り面をもつ土の柱

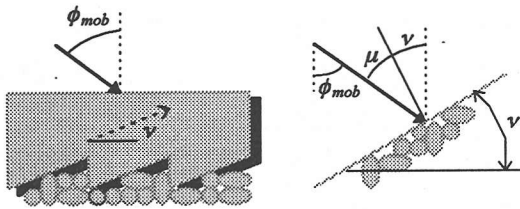


図-11 ダイラタンシーの saw-blade モデル

小さいものとする、

$$\begin{cases} \rho \cdot \ddot{u} = \rho \cdot g \cdot \theta - \frac{\partial F_x}{\partial z} \\ \rho \cdot g = -\frac{\partial F_z}{\partial z} \\ \frac{F_x}{F_z} = -\phi_{mob} \end{cases} \quad (4.1)-(4.3)$$

を得る。(4.2)、(4.3)式より

$$F_z = M(z)g, \quad F_x = M(z)g\phi_{mob} \quad (5.1), (5.2)$$

これらを(4.1)式に代入して次式を得る。

$$\rho \ddot{u} = \rho g(\theta - \phi_{mob}) - Mg \frac{\partial \phi_{mob}}{\partial z} \quad (6)$$

せん断変形が進行する過程で内部摩擦角 ϕ_{mob} は次第に変化していくが、その過程は図-11 に示す saw blade モデルでかなり精度よく近似できることが確認されている。saw blade モデルはのこぎりの歯のようなせん断面での内部摩擦角が、面に沿った乾性摩擦 μ と、傾いたせん断面に対して上側の粒子群を持ち上げるための力、すなわちダイラタンシー角 ν の和で表現できるとするものである。したがって

$$\phi_{mob} = \nu + \mu^1 \quad (7)$$

¹ Bolton⁹⁾はいわゆる Rowe^{10),11)}のストレス・ダイラタンシー則をこの簡便な表現を用いて満足させるために以下のような修正を加えている。すなわち

$$\phi_{mob} = \mu + \eta \nu \quad (\eta \approx 0.8) \quad (7')$$

前節(2)式のようにダイラタンシー角 ν はせん断ひずみ γ の一次関数として近似できる。 $\gamma = \partial u / \partial z$ であることに注意し、(2)式を(7)式(あるいは脚注(7')式)に代入し、さらにその結果を(6)式に代入することで最終的に u に関する一つの方程式を得る。

$$\ddot{u} = g(\theta - \mu - \nu_0) + g \frac{\partial u}{\partial z} - \frac{Mg}{\rho} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (8)$$

塑性変形状態からせん断の向きが逆転した直後の固着状態(sticking state)では、(8)式に代わりそれまで累積したせん断ひずみが残留したまま保存されるという変形の拘束条件式が導かれる。さらにせん断力が大きくなり、逆向きの塑性変形が進行した場合(slipping state)には、(8)式内の乾性摩擦項などの符号が逆転した方程式が得られる。これらの式から著者は、粒状体の柱を有限塑性要素に分割し、要素間の変形を3次曲線で表現して、時刻暦応答解析のためのアルゴリズムを提案している^{12),13)}。詳細は文献(13,14)に譲るが、このモデルは“何枚もの皿を積み重ねた柱”と物理的に同じ意味を持つ。ダイラタンシー角のせん断ひずみによる変化を示す(2)式は1枚の皿の“反り具合”を規定する。

かつて著者等が実施した LAT (Laser-Aided Tomography) による模型斜面の動的破壊可視化実験を想定した粒状体の柱(“積み上げた皿”)の動的塑性変形の時刻暦応答解析を行った。この柱の底部のせん断ひずみを拘束し、底部に正弦半波状の加速度を入力した。図-12 は柱の底面からの相対変形の時刻暦応答である。この図では柱は直列の三つの要素で表現されているが、要素間の変形が連続的に三次曲線で表現されることから、この図では要素内の数

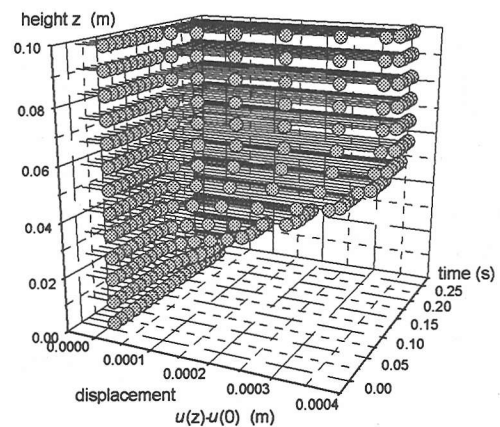


図-12 土柱の変形の時刻暦

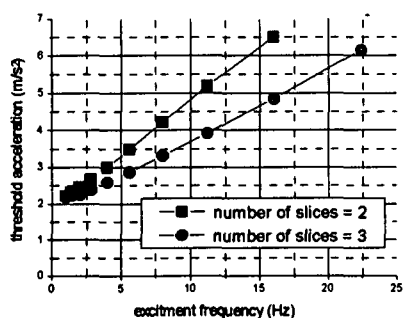


図-13 斜面すべりの加速度のしきい値の周波数依存性

点の変位も示されている。加振加速度が 215 cm/s^2 ($=g \cdot (\mu + \eta v_0 - \theta)$) に達するまでは柱は全く変形しないが、これを越えるといっせいにせん断変形が開始する。しかしながらほどなく変形は柱下部に集中し、これがせん断層を形成するようになる。そして加振が終了し、最大せん断ひずみ $(\hat{\alpha} / \hat{\alpha})_{\text{reached}}$ が以下に示す斜面安定の限界値に達しなければ柱は残留変形を残してその動きを停止する。

$$(\hat{\alpha} / \hat{\alpha})_{\text{reached}} = (\mu - \theta) / \eta + v_0 \quad (9)$$

柱が加振停止後も引き続き滑りつづけるためには入力加速度振幅があるしきい値を越える必要がある。このしきい値は入力正弦半波の継続時間 $T/2$ (この T の逆数を便宜的に周波数と呼ぶ) に強く依存するものとなる。図 13 にこのしきい値の周波数による変化を示す。この周波数依存性はせん断層の幅に大きく左右され、その幅が大きいほど著しく、周波数に依存しない Coulomb 摩擦の概念とは大きく異なったものになっている。この滑りの開始条件の差異は当然その後の進行性破壊の程度にも大きく影響する。せん断層の厚さは実際の粒状体では粒子のサイズ、形状に支配されるが、ここで示されたモデルでは、要素の長さおよび要素内部の変形を 3 次曲線と規定したことで決定される。このモデルを用いた詳細な検討は文献(12,13)にゆずるが、実用的な斜面破壊の検討を行うためには、ピーク強度を越えた大きな歪み域での粒状体のくり返し応力下の変形特性などをも考慮しなければならないなど、今後解決すべき課題はまだ多い。

5. まとめ

「地震によって地盤がどの程度変形するのか?」、あるいは「その速度はどの程度まで発達するの

か?」という問いかけは地盤そのもののみならず地盤中に埋設される様々な構造の耐震性を評価する上でも最も重要である。この問いかけは特に斜面崩壊などの地盤被害に関連する問題で特に重要である。しかしながらこの疑問に応える研究にはまだ未解明の課題が多く残されている。これはこの問題に関る人々の関心が強いといえ、**「壊れた場合の対応」**以上に**「壊さないための検討」**、すなわち地盤の安定の指標を評価することに向いていたことと無関係ではないであろう。その意味では斜面に剛体ブロックを載せたモデルで、その変形の程度を考える指標を得ようとする30年前のNewmarkの試みは当時としてはかなり斬新なものであり、その後滑り面の形状を考慮した様々なモデルにも大きな影響を与えている。ここでは従来の土質試験では信頼し得る大変形時の挙動を把握しにくい密な粒状材料を対象に、いかにしたらそのせん断面の発達過程を合理的に表現できるか、またいかに簡便モデルのパラメータを評価するかという点についての著者等の問題提起とこれに関連する一つの試みを紹介した。ひずみの不均質性が卓越する大きなひずみ域での要素試験から信頼し得る構成則を評価し、簡便モデルの動的塑性解析に用いる一連のプロセスは斜面に限らず他の粒状体構造の破壊解析にも共通する側面があり、今後、様々な形で研究を進めるべきものと考えている。

参考文献

- 1) Konagai, K.: Simplified Time-Domain Expression of Soil Response to Transient Loading, Report to the Dept., Geotechnical Engineering, Norwegian Inst., Technology, pp. 1-22, July, 1995.
- 2) Langø, H.: Cyclic Shear Modulus of Natural Intact Clay, Dr. Ing. Thesis, Norwegian Institute of Technology, Trondheim, 1991.
- 3) Newmark, N.: Effect of Earthquakes on dams and Embankments, Geotechnique, Vol. 15, No. 2, pp. 139-160, 1965.
- 4) Konagai, K., T. Matsushima and T. Sato: Dependence on Frequency of Dynamic Inter-Particle Dislocation within a Slope, Structural Engineering / Earthquake Engineering, Vol. 11, No. 2, pp. 93s-101s, JSCE, 1994.
- 5) Jacobsen, M.: New Oedometer and New Triaxial Apparatus for Firm Soil, DGI Bulletin, No. 27, 7, 1970.
- 6) Lade, P. V.: Localization Effects in Triaxial Test on Sand, IUTAM Conference on Deformation and Failure of Granular Materials, A. A. Balkema, Rotterdam, 1982.
- 7) Matsuoka, H.: Dilatancy Characteristics of Soil, Soils and Foundations, Vol. 14, No. 3, pp. 13-23, 1974.

- 8) Lee, K.L. and H.B. Seed: Drained Strength Characteristics of sand, Jour., Soil Mechanics and Foundation Div., ASCE, 93 (SM6), 1967.
- 9) Bolton, M. D.: The Strength and Dilatancy of sands, Geotechnique, Vol. 36, No. 1, pp. 65-78, 1986.
- 10) Rowe, P. W.: The Stress-Dilatancy Relation for Static Equilibrium of an Assembly of Particles in Contact, Proc., R. Soc., 269A, pp. 500-527, 1962.
- 11) Rowe, P. W.: The Relation between the Shear Strength of sand in Triaxial Compression, Plane Strain and Direct Shear, Geotechnique, Vol. 19, No. 1, pp. 75-86, 1969.
- 12) Konagai, K.: Conceptual Model of Dilative Granular Surface Slide, Report of dept., Geotechnical Engineering, Norwegian Institute of Technology (NTH), pp. 1-28, 1995.
- 13) Konagai, K. and T. Matsushima: Effect of Dilation on the Dynamic Stability of Artificial Coarse Granular Slopes, International Conf. of Land Slides, Trondheim, Norway, 1996.

SOME PROBLEMS OF ESTIMATING EARTHQUAKE-INDUCED EXTENSIVE SOIL FAILURE AND THE RELEVANT STRUCTURAL DAMAGE

Kazuo KONAGAI

In many earthquakes, extensive soil failures like landslides have been responsible for as much damage as all other seismic hazards combined. It is noted, in this discussion, that the conventional response analyses including the pseudo-static method provide either the response to some limited extent or the index of stability but little information on large deformation associated with soil failures. In order to analyze the deforming process of soil, it is essential to study the shear-banding process of soil. However, It might be a difficult attempt to obtain the reliable constitutive laws especially beyond the peak strength of soil, because the strain localization develops considerably within a soil specimen. Some tentative attempts concerning this point are discussed.