

第3章 地震時と地震後に現れる表層地盤変状の、地盤力学による解析と予測

第1章、第2章でみてきたように、M9クラスの南海トラフ巨大地震でも、M7クラスの首都直下の大地震でも、現在の地震学では、その正確な予知は全くと言ってよいほど不可能である。現在のところ「どんな地震かはわからないが、いつか近い将来、必ず地震は来る」ことしか分かっていない。このような状況では、地震防災の観点からは、来るべき地震の特性（どこを震源域に、どのくらいの大きさの地震が、いつ発生するか）はひとまず措いて、**サイト特性（この街は、どこが、いかに弱い）の理解**が一番重要になってくる。

本章では、地盤力学/工学が、地震による表層地盤変状の解析と予測に、どれほど役に立つ段階に来ているか、簡潔な概観を試みる。

3.3節と3.4節では、実際に最近起こった地震によって生じた地盤変状のいくつかを例題にして、それがどの程度地盤力学によって再現できるか順に見ていくことにするが、それらが読み易くなるように、最初に予備知識として、3.1節と3.2節で土質力学（地盤力学）の成り立ちと土骨格の弾塑性構成式の要諦を説明する。

3.1 飽和土の力学の成り立ち

(1) 土の体積変化、全応力、有効応力、間隙水圧

鉄の比重は7.85で、これは鉄を電線のように長く延ばしても、あるいは薄く板状に延ばしても、変化しない。つまり鉄の塑性せん断変形に体積変化は伴わない。もっと言えば鉄に体積変化は起こらない。他の金属材料も、あるいは他の鉱物やガラス、あるいは水でもほとんどの材料は、弾性変形と熱変形を除いて、体積変化は起こらない。土材料だけが体積変化する。なぜか？

土は粘土でも砂でも土粒子が**土骨格**を作っていて、その隙間を水が埋めている（飽和土）。土粒子も間隙の水も体積変化はしないのだが、土骨格は外力を受けて、間隙水を排出しながら圧縮し、間隙に水を吸い込みながら膨張する。排出した水や、流入する水も含めて全体を「土」と呼んでおけば、土も体積変化は起こらないのだが、間隙水も含めて土骨格が占めている部分だけを「土」と呼んだりしているから、「土は体積変化する」のである。（だから土は力学変形に応じて軽くなったり重くなったりして、土質力学では質量保存則は成立しない！）土質力学ではこの**トリック**が極めて重要である。

このトリックを別の角度から眺める。飽和土は土骨格の体積変化が非圧縮の間隙水によって束縛されている材料である。間隙水が取る束縛力の反力は（過剰）**間隙水圧**となって現れる。（数学で言う束縛条件と **Lagrange** 乗数の関係にあたる。）「非排水条件」での粘土の3軸試験を例に考えると分かり易い。土骨格が圧縮したいとき間隙水が出ていってくれないと圧縮できない。つまり、間隙水が土に「圧縮してはだめ」と内部から土骨格に膨張さ

せるように力が働き、作用反作用で、土骨格は水を圧縮させるように力を掛ける。この力が、間隙水圧となって現れるのである。

土全体に働いている全応力は、今述べた間隙水圧と、応力（**全応力**）からこの間隙水圧を差し引いた**有効応力**、の二つに分けて取り扱われる。もちろんこの有効応力が土骨格にかかっている正味の応力で、だから土骨格の変形状態の変化を引き起こすには、有効応力が変化しないとイケない。これは**有効応力原理**と呼ばれる。有効応力原理は粘土の一次元圧密の研究の中で Terzaghi によって見出されたと言われている、当たり前と言えば当たりの原理である。一次元のガラスのパイプ（断面積 A ）の中に飽和土が入っているとき、その土の重さは、 z を土柱の高さとして、 $\gamma z A = (\gamma' z + \gamma_w z) A$ で求められるが、これが $\sigma_z = \sigma'_z + u$ （ u は水圧）の出どころである。ここに γ' は、土の単位体積重量 γ から浮力を差し引いた水中単位体積重量になっている。このパイプに上から水だけを新たに注いで全体を重くしても、それでは u が増えるだけで $\gamma' z$ に変化がないから（有効応力に変化がないから）、土骨格部分が下に押し付けられたりはしない。

さて、今考えている土のある体積の体積変化は、すぐ横の土からの間隙水の移動が必要になる。土の中での間隙水の移動は、ポテンシャル流れの **Darcy（ダルシー）則** に従う。間隙水の圧力に、その場所の高さ（水圧換算）を加えたものは**水頭（ヘッド）**と呼ぶが、水頭の高い所から低い所へ間隙水が移動するから、土のある体積が膨張するか圧縮するかは、その土のヘッドと周囲の土のヘッドと、どちらが高いか低いかで決まり、土要素が単独に自分の体積変化を決めることは出来ない。土要素のヘッドと、周りの土要素のヘッドの高低差が、その土要素の体積変化を決めるから、これは「飽和土は非局所的性質」を持つと表現される。この非局所的性質のために、土質力学の計算はいつも安定的に進む。

なお、以下の**(2)**と**(3)**は、初学者は読み飛ばして、いきなり**(4)**に進んでも、本文の理解を妨げることはない。

(2) 混合体の力学としての飽和土の力学

飽和土の力学挙動は、だから土骨格と間隙水の間隙水と土骨格の2相混合の**連続体力学**によって記述されることになる。土の運動を、「固相」と「液相」にわけて、ふたつの運動方程式に書き下す。そして両相の相互作用力を消去する意味で、ふたつの運動方程式を加え算して一つの式にする。しかも「**固相**」と「**液相**」の**加速度に目立った差はない**と仮定すると、（この仮定は、現在は外されることが多いが）見かけ上はこの足し算から「**固相**」についての運動方程式のようなもの」が現れる。不静定問題だから、初期条件と境界条件が完備なら、「土骨格の弾塑性構成式」を利用して、「**固相**」についての運動方程式のようなもの」は、土骨格の変位ベクトルを場の未知数にして（ x 、 y 、 z 方向の3つが未知数）、単独にそれだけで解けてしまうように見える。しかしそうはさせないのが、**(1)**で述べた間隙水による束縛で、「**固相**」についての運動方程式のようなもの」は、実は土骨格の体積変化則（連続式）に液相の運動方程式を代入した、これは僅か一本（スカラー）の制約条件式なのだが、

この制約条件のもとでしか、解いてはならない。なおこの液相の運動方程式に、はじめて上記の相互作用力、**ダルシー則**、が現れる。そして結局問題は固相の変位ベクトルと間隙水圧の4つの場の未知数を伴って現れてくる（飽和土の力学）。

(3) 増分形の力学

「固相」についての運動方程式のようなものの積分は、実はごく丁寧におこなわないといけない。理由は二つあって、

- ① 土の圧縮・膨張もせん断変形も、十分に大きい、
- ② 弾塑性構成式は応力経路（ないしひずみ経路）依存性で、だから応力増分～ひずみ増分の関係式でしか与えられない、

からである。これをつぎに説明しよう。

上記①のために変形の時間変化は逐次的に updated Lagrangian method で解くことになるが、そのためには、上記の運動方程式は、その増分形が必要になる。運動方程式の増分形を求める正確な計算は、ベクトルとテンソルの初歩の知識が必要で、少し面倒である。しかしこの増分形を求める途上に、あらゆる種類の幾何的非線形項が現れてくる。だから増分形の運動方程式の積分では、あらゆる種類の幾何的非線形性を、基礎方程式の段階から、計算対象に含めることになる。だからこそ増分形による力学計算は、大変形からやがて破壊に至るような、土/地盤のどのような変形と破壊の問題にも対応することができる。

つぎに②についていえば、固相の弾塑性構成式が増分形で書かれているから、増分形の運動方程式は、この増分形構成式を直接代入することができる、恰好の受け皿にもなっている。増分形の弾塑性構成式は次節 **3.2 土骨格の弾塑性構成則入門** で説明する。

土の力学は、連続体の力学の中でもっとも複雑な応用分野とされたことがあり、とくにアメリカでだが、多くの応用数学者がこの分野に参入した時期がある（1970年～1990年）。しかし著者は、これによって現象理解が進んだとは、とても思っていない。もともと土の力学は、（不飽和土など）いくらでも複雑にすることはできても、理解するのに天才を必要とするような「革命的な未知数」は出てこなくて、本来的にはよく辻褃があっているであろう。

(4) 土の体積変化、再論

土の体積変化は間隙への水/空気などの出入りによるが、それはもちろん土骨格に作用する有効応力が変化したからである。ところが、典型的な砂と、典型的な粘土とでは、その様子がまるで異なる。圧縮変形を例にその違いを見ていく。

最初に水がない乾燥した砂を調べる。今茶筒に上から砂を降らして緩く堆積させる。これを圧縮させようとして、砂の上に円板を置いて重しを載せる人はいない。重しの力では砂はほとんど圧縮しない。しかし茶筒の側面をトントントンと軽く叩いて、ごく僅かの繰返しせん断を与えると緩い砂は簡単に大圧縮する。**締固め**と呼ぶが、締固めは平均有効応力 p' の

増加はないのに、圧縮が起こるのが特徴である。同じ大きさのトントントンを茶筒の反対側からかけても、締固まった砂が逆に緩むことはないから、この圧縮は塑性圧縮である。今、間隙が空気ばかりの乾燥砂を考えたが、間隙が水で飽和している場合は、トントントンで間隙水圧が上昇しはじめ、 p' がゼロに近づき、砂にはまず液状化が起こる。そのあと水を排出しながら、砂の自重回復 (p' の増加) による大圧密沈下が続く。乾燥砂の締固め圧縮量と飽和砂の液状化後の圧縮量は、有効応力経路の違いに起因して少し異なるが、その程度は概して小さい。だから締固めと液状化は、繰返しせん断中に体積変化を許すか許さないかだけの裏腹の現象と言ってよい。乾燥した緩い砂が締固まる様子を次章で述べる弾塑性構成式の応答計算で示したものをつぎの図 3.1¹⁾に掲げる。最初の数撃で大圧縮が起こっている。

つぎに茶筒に、水で飽和した羊羹のような粘土が入っているとしよう。粘土ではトントントンのような軽い刺激は無意味で、ポーラスな円板を上置いて、その上に大きな荷重をかけ、水が染み出てくるのを時間をかけて待つ以外にない。このような圧縮は**圧密**と

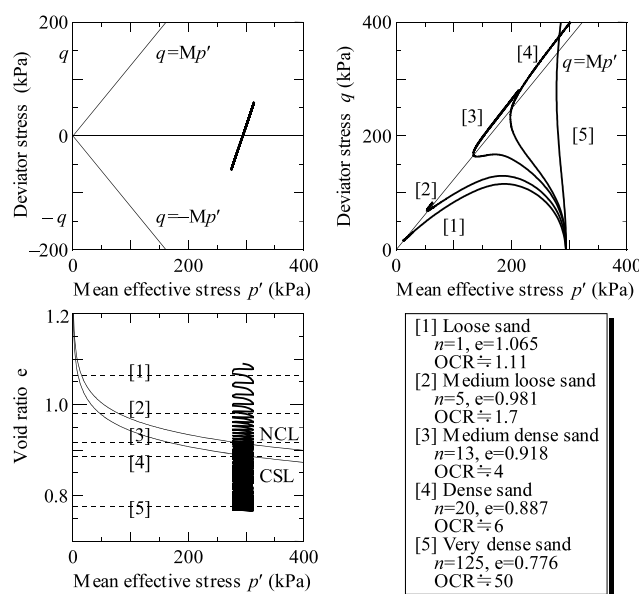


図 3.1 緩い砂の締固めと、同じ砂が種々の密度で示す様々な非排水せん断挙動

呼ばれる。圧密圧縮のためには、締固めと異なり平均有効応力 p' の増加が必須で、つまり時間はかかっても力をかけ続けていなければならない。

砂と粘土はこのように大いに異なる。では砂に圧密はなく、粘土に締固めはないのか？砂と粘土の間に稠密に存在する中間の土では、締固めと圧密はどう考えればいいのか？

3.2 土の弾塑性構成式 —砂と粘土はどう違うか？—

粘土のように、除荷しても変位が元に戻らず**残留（塑性）変形**を残すような材料、そして荷重をかけ続けて行くと、やがて力はもう増えていないのに、ある方向に変位の量が不定になってしまう材料の力学応答は、弾塑性力学で記述される。そこでは応力増分とひずみ

増分の線形関係（増分型構成則）が得られるが係数マトリックスは応力に依存する。したがって応力とひずみの関係は負荷経路によって様々に異なり、弾性体のような一意の関係は得られない。

砂と粘土を同じ枠組みの弾塑性力学で記述できれば、砂と粘土の間にある実際の多くの中間土の弾塑性挙動も、すべて一挙に記述できることになる。砂と粘土を別々に扱う必要がないのは、「構造^{2),3)}」と「過圧密」の両概念が砂と粘土に共通して現れるからだが、直感的であった構造概念の弾塑性力学による記述は、1997 年になってはじめて成功した。ここでは先に、最新の土の弾塑性構成式、SYS Cam-Clay model^{1),4)}などを用いて構造と過圧密の概念を説明し、そのあと砂と粘土の違いを明らかにする。

図 1 の砂の締固めは、高位に発達している土骨格の**構造**が、繰返しせん断に伴う塑性変形によって、急激に破壊されたために起こっている。振幅が同じ繰返し載荷で塑性変形が出るのは、降伏関数の内部では弾性応答を仮定する古典的弾塑性(conventional plasticity)理論では奇妙に見えるが、どう理解すればいいかはつぎの「過圧密」の項で説明する。様子は異なるが、実は粘土にも構造はあって、それは図 3.2 に示す。

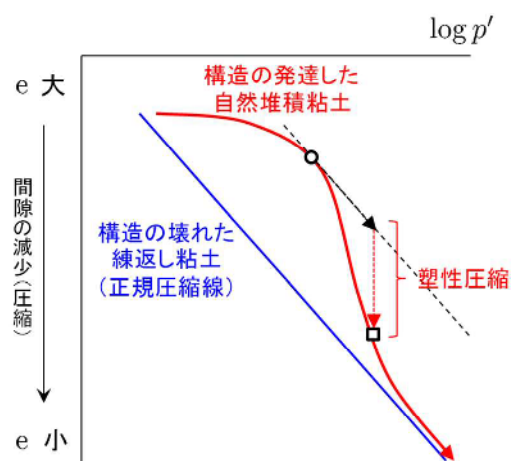


図 3.2 構造の発達した自然堆積粘土の圧縮挙動

構造の発達した自然堆積の粘土は、塑性変形の進展とともに構造が徐々に壊されて、やがて構造を喪失した練り返し状態の粘土の正規圧縮線に上から重なってゆく。これらはすべて図 3 のように、**正規降伏面**の外側に原点に関して形が相似な上負荷面^{1),4)}を導入して説明される。

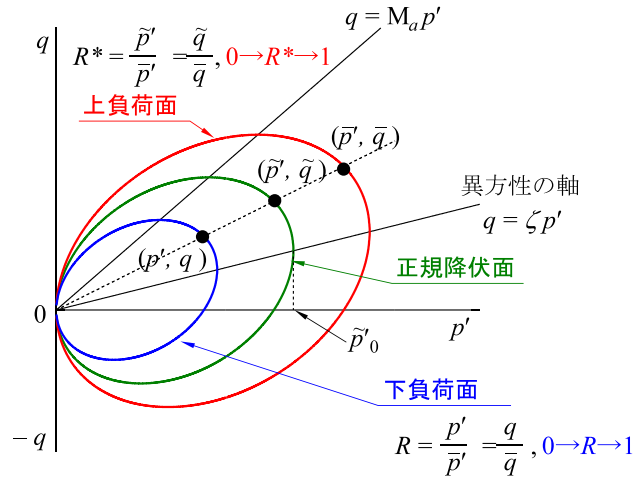


図 3.3 SYS カムクレイモデルの 3 つの降伏面

図 3.3 で p' , q は平均有効応力, せん断応力で, これらは有効応力テンソル $\mathbf{T}'$ (引張が正) と偏差応力テンソル $\mathbf{S}$ によって $p' = -\text{tr} \mathbf{T}' / 3$, $q = \sqrt{3/2} \mathbf{S} \cdot \mathbf{S}$, $\mathbf{S} = \mathbf{T}' + p' \mathbf{I}$ で定義される。正規降伏面には修正 Cam-Clay model⁵⁾ が用いられるが、本稿で異方性の話題は取り上げないので説明は省く。塑性変形の進展による構造の破壊/劣化により上負荷面は徐々に正規降伏面に上から重なっていくから、上負荷面と正規降伏面の相似比 R^* ($0 < R^* \leq 1$) は、塑性変形の進展によってしだいに下から 1 に近づく。**構造の発達程度**、つまり R^* の値は土骨格の嵩張りの程度を表していて、構造の破壊/劣化は嵩張りの喪失、つまり塑性圧縮をともなう (図 3.2 参照)。「カードハウスが壊れて土は大圧縮する」と言われていたものに対応する。

つぎに「**過圧密**」とその解消を説明する。図 3.1 中の表では、締め固めと共に過圧密比 (OCR、すぐ下に述べる) が大きくなっているが、これは現応力レベルが同じまま、繰返し載荷時の再負荷のたびに砂が弾塑性応答し、これが上・正規の両負荷面を膨らませているからである。つまり締め固め/繰返しせん断によって、砂は見掛け上、大変高い圧力から大きな除荷を受けたのと同じ状態になっている。さて今上で述べた、一度除荷された土 (過圧密土) が再負荷時に弾性応答でなく弾塑性応答を示すことは構造概念と並んで重要で、その内容を、粘土の圧縮曲線を使って図 3.4 に示した。

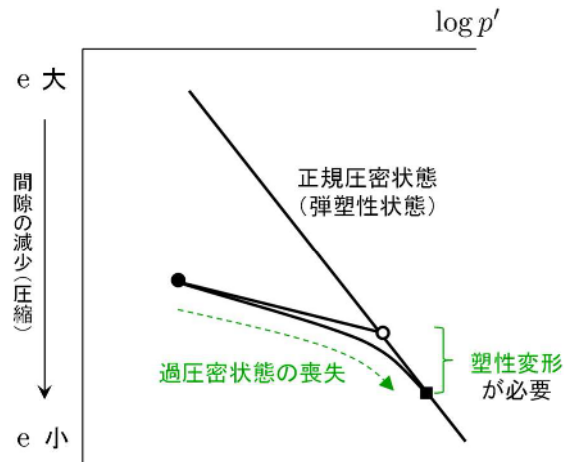


図 3.4 再負荷時に示す弾塑性挙動

除荷（過圧密状態）からの再負荷時に弾性応答しかしなければ（図中の■が○と重なっていれば）、これは古い弾塑性理論の根幹ではあるが、繰返し載荷によって塑性変形は蓄積せず、それでは繰返し載荷（例えば地震）によって土には何も起こらないことになってしまう。だから再負荷時の土の弾塑性応答は重要で、それを表すのに、上負荷面の内側に再び形が原点に関して相似な下負荷面⁶⁾（図 3）が導入される。現応力はいつも下負荷面上にある。除荷されて過圧密状態にある土は、再負荷時の塑性変形の進展によって過圧密状態が徐々に解消されて、下負荷面は上負荷面に下から重なってゆき正規圧密状態に近づく。このとき必ず塑性膨張を伴うが、それは図 4 に対応する図 5 に示した。「土粒子の強い噛み合わせが解除されるとき、土は大膨張する」と言われていたものにあたる。過圧密の程度は上負荷面と下負荷面の相似比 R ($0 < R \leq 1$, 図 3) で表わされる。 R の逆数が図 1 表中の過圧密比、OCR である。

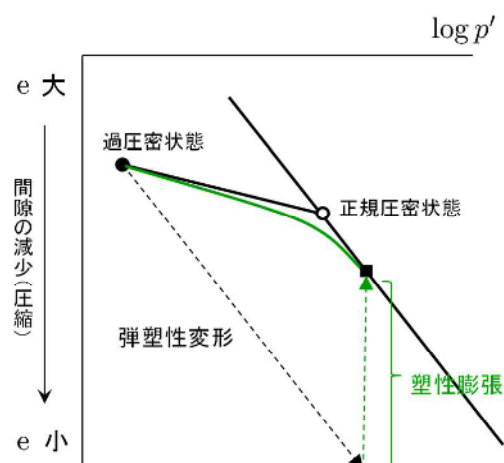


図 3.5 過圧密解消に伴う塑性膨張

自然に堆積した土は粘土でも砂でも、構造が発達していて、そして若干でも過圧密な状態にある。これらは**生きている土**と言ってよい。生きている土は塑性変形を受けて圧縮しつつ構造の破壊/劣化 ($R^* \rightarrow 1$) が進展し、膨張しつつ過圧密の解消 ($R \rightarrow 1$) が進む。では単位の塑性変形が出たとき、構造の劣化が速いか、過圧密の解消が速いか、これがつぎに素直な疑問として出てくる。砂と粘土の違いはこの点にある。

結論を先に言えば、砂は僅かの塑性変形で張子の虎のように構造はたやすく破壊/喪失するが、過圧密の解消はすこぶる遅い。砂が正規圧密状態に至るためには、実際には不可能なほど大きな塑性変形が必要になる。ところが粘土は砂とまったく逆で、わずかの塑性変形で過圧密はすぐに解消し正規圧密状態になるが（図 3.4 で■が○と近い）、構造はなかなか壊れない。構造の喪失には実に大きな塑性変形が必要になる。この関係を図 3.6 に示した。もっとも、どちらが速いと言ってもそれは程度問題で、さらに言えば同じくらい速い土もあれば、同じくらい遅い土もある。典型的な砂と典型的な粘土の間には、稠密に様々な**本当の土**が存在するのであって、図 3.6 のグラデーションはそれを表している。

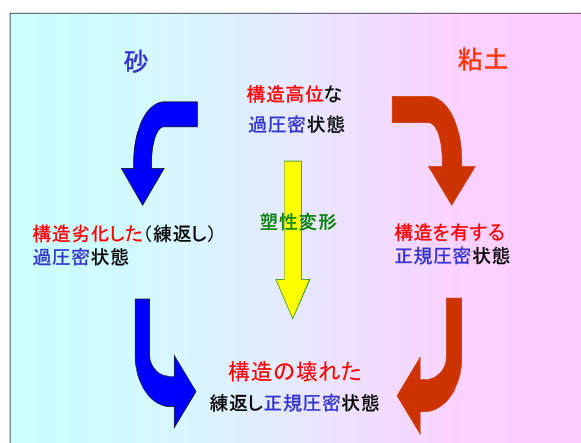


図 3.6 砂と粘土の違い

図 3.6 で砂の液状化を考える。砂は先に構造が壊れるが、このときには大きな塑性体積圧縮が起きる。地震などの繰返しせん断で水の抜け出る時間のないときは、砂の構造破壊がほとんど非排水（等体積条件）で起こるから、構造喪失による塑性圧縮を補填するために大きな弾性膨張が必要になる。弾性膨張は平均有効応力 $p' \rightarrow 0$ のことだが、全応力（水圧+有効応力）は地震中ほぼ一定だから、間隙水圧がどんどん上昇し、これは有効応力 p' がゼロに近づくまで続く。すなわち砂の液状化。さて地震時の繰返しせん断によって過圧密が蓄積するのは図 3.1 の締固めと同じである。 $p' \equiv 0$ の過圧密状態が、地震後自重を回復しながらもとの有効応力状態に戻るとき（正規圧密状態に近づくとき）は、砂では大きな塑性変形が必要である（図 4 で■が○と大きく離れている）。だから液状化後の砂の圧密沈下は、砂らしくないほど大きい。こうして構造の劣化/喪失と過圧密の解消の二つの概念によって、砂の締固めはもちろん、飽和砂の液状化とその後の大圧密沈下も連続して理解できる。

つぎに図 3.6 の粘土を見る。粘土はわずかの塑性変形ですぐ正規圧密状態に近づき（図 3.4 で■が○と近い）、構造の劣化/喪失はそのあと大きな塑性変形を伴いつつ徐々に起こる。

もちろん、構造の劣化は砂と同じく大圧縮を伴うが、透水係数が砂より 10 万分の 1 以上も小さい粘土では、この圧縮に長い時間がかかる。しかも構造の劣化による剛性の低下は圧縮の遅れに拍車をかける。これらは古くから「遅れ圧縮 / 2 次圧密」と呼ばれていたものだが、「2 次圧密」が過圧密から正規圧密を跨ぐ荷重付近で起こりやすく、しかも大沈下で時間もすこぶるかかるのは、過圧密の解消の速さと構造の劣化が緩慢であることを知って、はじめて全面的に理解できる⁷⁾。そして構造の劣化/喪失が共通という点で、**砂の締固め/液状化は粘土の遅れ圧縮/2 次圧密と同じ現象であったこともわかる。**

砂地盤の締固めや液状化、粘土地盤のいつまでも続く遅れ圧縮/2 次圧密、これらはすべて構造と過圧密を有する、**まだ生きている土**でこそ、はじめて起こる現象である。それは正しい。しかし、生きている土を教える図 6 がもし、土は塑性変形の進展でやがて死ぬだけの一方通行しかないように伝わるならよくない。地震のような繰り返し载荷で**過圧密が回復**することは既に述べた。図 3.7 は砂の 3 軸試験機でのサイクリックモビリティと、自然堆積洪積粘土の高い延性を示している⁸⁾。これらはともに塑性膨張時の構造の高位化、つまり構造の再生なしには、起こらない。

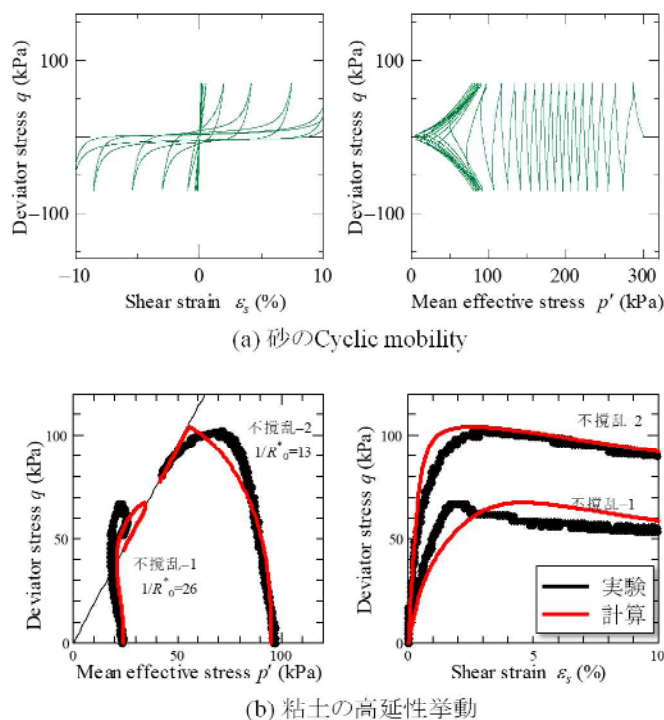


図 3.7 塑性膨張時の構造高位化

3.3 地震時・地震後の地盤変状、その 1 —土が塑性膨張する時—

この節では、地震による地盤変状が、地盤の塑性膨張によって起こる場合について、乾燥した礫/砂の水平地盤と、斜面上に載った締め固まって過圧密の岩砕まじり粘土盛土に分けて、実際に起こった事例の解析を紹介する。

次節 **3.4** では逆に、地震時地盤変状が土の塑性圧縮に起因する場合を紹介する。そこでの粘土地盤の地盤変状については、地震が終わった後も長く続くのが共通の特徴である。

(1) いわゆるトランポリン効果

2008 年岩手・宮城内陸地震の時、震源のほぼ真上 KiK-net 観測点 IWTH25（一関西）の地表で強震動（三成分合成で 4022gal）が記録された。青井らは地表面加速度計が上下方向に明確な片ぶれを示し、上向き加速度は最大 4000gal 近くまで達しているのに下向き加速度は 1g 止まりであることを見出し（図 3.8）、これをトランポリン効果と名づけた^{10),11)}。同じ地表でも水平方向には片ぶれはなく、また深度 260m では、水平も鉛直も通常の対称な揺れを示し、片ぶれはない（図 3.9）。このため地表は地中に比べ 28cm 余分に隆起し、地表で土層はかなり膨張した。

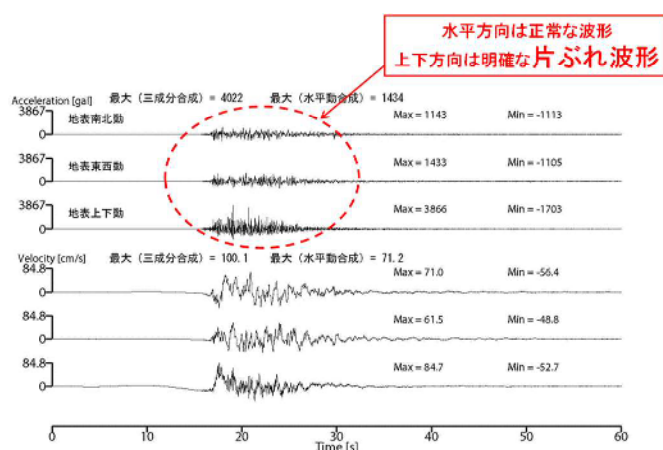


図 3.8 地表面で観測された上下方向の片ぶれ波形

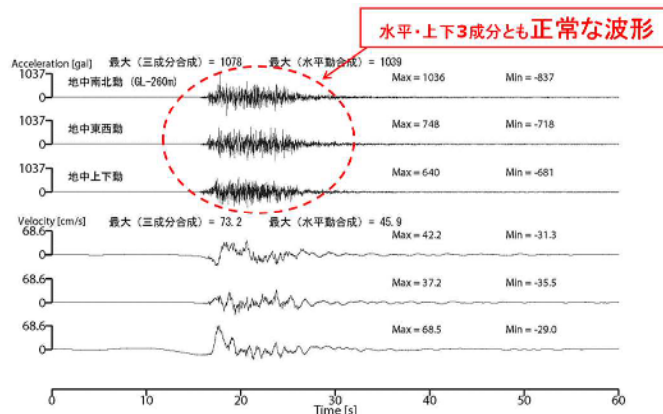


図 3.9 地中で観測された正常な波形

ここでは表層の段丘堆積層（気乾状態の凝灰質砂岩で、地震後の採取試料を見るとザクザクの礫混じり砂の状態）に着目し、この土層（厚さ 20m 内外）が水平の繰返しせん断を受けて、その非線形応答が上下方向の膨張をもたらす様子を、弾塑性地盤力学によって再現する。

再現が決して難しくないことは、つぎの図 3.10 に示す砂の締固めとその後の「ゆるみ（Loosening）」の要素レベルでの構成式応答からわかる。

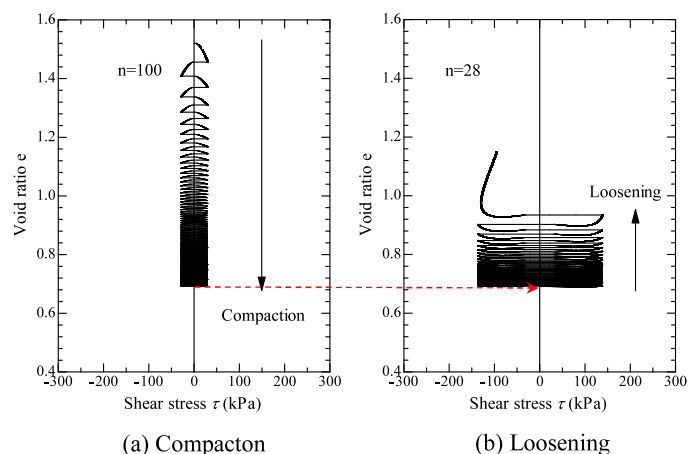


図 3.10 緩い砂の小振幅繰返しせん断による締固め（図左）とその後の大振幅繰返しせん断による密な砂のゆるみ

締固めでは最初の数撃で大圧縮するが、図 3.10 に見られるように、一度締固まった砂を前よりも大きな応力振幅の水平繰返し载荷で緩めるときは、今度は始めのうち土は粘ってあまり緩まない。しかし最後の数撃になって、どっと緩む。以上を予備知識に、土層を水平に取りだして、その下面に地下 260m で観測された地震加速度の水平成分だけをそのまま入力する。地盤の材料定数や初期条件など解析条件と考察は文献¹²⁾に譲るが、解析結果と計測結果を比較した主なものを図 3.11 に示す。

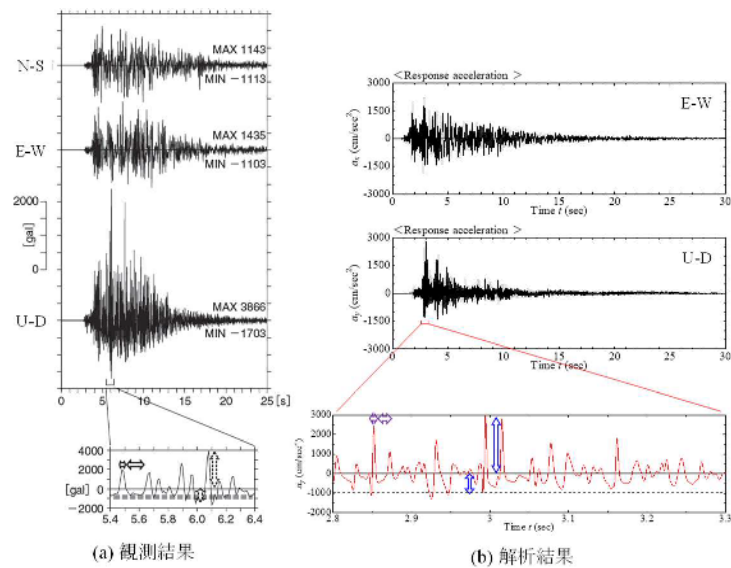


図 3.11 観測結果（左）と解析結果（右）の比較

定量的な比較は十分でないが、地表面の上下方向加速度波形が示す「非対称性」は観測結果と解析結果は極めてよく似ている。下向き加速度が $1g$ を超えないのは、計算と計測で同じである。引張に耐えない土では当然と言ってもよいが、地盤が下向きには膨張できない境界条件を計算で与えているから当然なのである。上向き加速度の鉛直成分の大きさは計算で少し小さいが、地層下面での入力地震動に実測の鉛直成分も含まればもう少し大きくなる。大事なことはしかし、水平地震動の入力だけで、地表にはこの入力地震動を上回る大きさの上下動が生まれることを見る点にある。せん断に伴う体積変化（**ダイラタンシー**）は弾性体では絶対に見られない、また金属塑性にも現れない、弾塑性体としての土に特有の塑性変形である。なお、計算ではトランポリン効果は 10 ヘルツから 100 ヘルツ以上の高周波数領域での現象として現れるが、これは観測¹⁰⁾とも符合していることを付記する。

(2) 地震後に起こる斜面上の過圧密粘性土盛土の崩壊

トランポリン効果で見たような地震中の地盤の膨張現象は珍しいが、締め固められた粘土盛土の、地震時の塑性膨張が原因になっての**滑り破壊**の事例は数多い。2004 年中越地震(M6.8)、2007 年能登半島地震(M6.9)、2007 年中越沖地震(M6.8)、2009 年駿河湾地震(M6.5)では、高速道路沿い等にある斜面上の盛土が多数崩壊した。M7 クラスの大きな地震だが、これらの斜面崩壊は地震中でなく、地震後数十分から数時間後に起こっている。兵庫県南部地震のときの宝塚の沢埋め盛土は、地震の翌日になって滑った。ここでは 2007 年能登半島地震のとき能登有料道路で発生した斜面上盛土の遅れ破壊を計算で再現した事例を紹介する¹³⁾。斜面そのものは凝灰角礫岩からなり、地震時に変状はなかったが、盛土

材料はこの凝灰岩の岩砕からなり、大きな被害を受けた。その再現計算の一部を図 3.12 に示す。

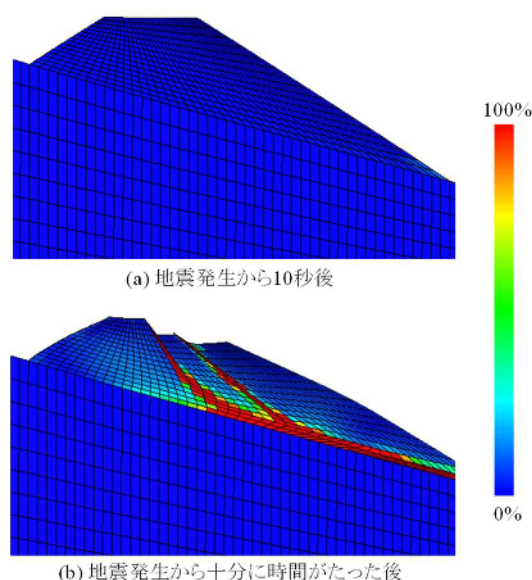


図 3.12 斜面盛土の遅れ破壊（せん断ひずみ分布）

地震の発生から約 10 秒後、主要動の直後における盛土内部でのせん断ひずみ分布では、斜面と盛土の間で少し滑りが見られるものの、盛土堤体に異常は見られない。地震発生から十分に時間がたったあとの盛土堤体の滑り形状では、典型的な**円弧滑り**を示している。円弧滑りは鉛直方向に作用する土の自重による破壊形式で、**水平慣性力があるとその破壊形状は示さないから、図 12 下図は、滑り破壊が地震終了後に生じたことを明確に示している**。地震中は斜面上での大きな繰返しせん断により、盛土材（締固まった過圧密の粘土交じりの岩砕）は塑性膨張している。しかし地震中のごく短い時間中に、水や空気が土の間隙へ補給されることは不可能で、実際には膨張は起こらず等体積せん断で、このため地震中は土地骨格の塑性膨張を打ち消す大きな弾性圧縮が生じている。このため平均有効応力 p' 、つまり土骨格への有効拘束圧が増加している。だから盛土は崩壊出来ないでいる。しかし地震後十分時間が経って吸気/吸水による膨張（有効応力の減少）を待って、ようやく盛土は崩壊に向けて変形し始めることになる。そして崩壊と言っても、変形の程度は水や空気の間隙への供給の程度に依存するので、実際の崩壊は「滑っては止まり、また滑っては止まる」進行性の破壊を示す。3.11 地震で東北大学の裏山の宅地盛土等では、地震後 1 年半の長きにわたって「滑っては止まり、滑っては止まり」を繰返した。表層土は不飽和土からなることが多いが、このように遅れて起こる進行性破壊のメカニズムそのも

のは、1990 年代後半にはすべて解かれていた。しかし 3.11 地震以後になって、ようやく多くの地盤工学者に知られるようになってきた¹⁴⁾。

3.4 地震時・地震後の地盤変状、その 2 ―土が塑性圧縮するとき―

液状化による地盤変状(1)と、沖積粘土の遅れ圧縮が原因の地盤変状(2) の、ふたつの事例を紹介する。なお、浦安の事例(1)については、つぎの第 4 章であらためて追加的事項を述べる。

(1) 浦安における液状化現象の予備的検討から

3.11 地震では、東京湾岸の埋め立て地域を中心に、広範に液状化が起こった。表層の自然堆積沖積砂層だけでなく、その上の細粒分（粘土，シルト）を多く（20～60%）含む埋め土層も広範に液状化し、噴砂量も多かった¹⁵⁾。加速度は地表で 100～200gal 未満だったが、地震の継続時間が長かったことがこの液状化につながった。戸建て住宅の被害が多かった浦安地区を対象に、この液状化現象の特異さについて地震直後の予備的検討から分かってきたことを、最初に簡潔に報告する。

細粒分を多く含む埋め土は、構造の壊れやすいゆるい砂と比べると、構造の劣化/喪失にはより大きい塑性変形の蓄積が必要になる。だからこのような地層まで液状化したことは、この地層への①入力地震動が長周期化していて、②しかもその継続時間（繰返し回数）長かったはずである。一般にある地層が液状化してしまうと、剛性の著しい劣化によって、その地層の震動は長周期化するが、①の長周期化はこの意味ではない。細粒分の多いこの地層が液状化に到達するために、振動の 1 周期あたりの時間積分が大きくなるように、入力地震動そのものが初めから長周期化していることが必要なことを言っている。

端的に言えば、浦安市は旧河川沿いに、海側へなだらかに傾斜していて、その上流側から表面波（とくにレイリー波）が水平に入力され、地盤下部から直達の上波と干渉し、上波が消えた地震後も、表面波だけは上流～下流を行ったり来たりして、長く継続していたのである。この点は、大都市域の地震防災に地盤力学が今後寄与していくうえで重要な点と思われるので、あらためて次章 4 で説明することにする。

図 13 は浦安市のある地層断面の概略であり、液状化被害が軽微だった A 地点から、液状化被害が大きかった C 地点に向かって、下部沖積粘土層厚が 10m 内外から 50m 内外まで、地層傾斜（勾配）こそ 2 度程度で小さいが、徐々に厚くなっていく。

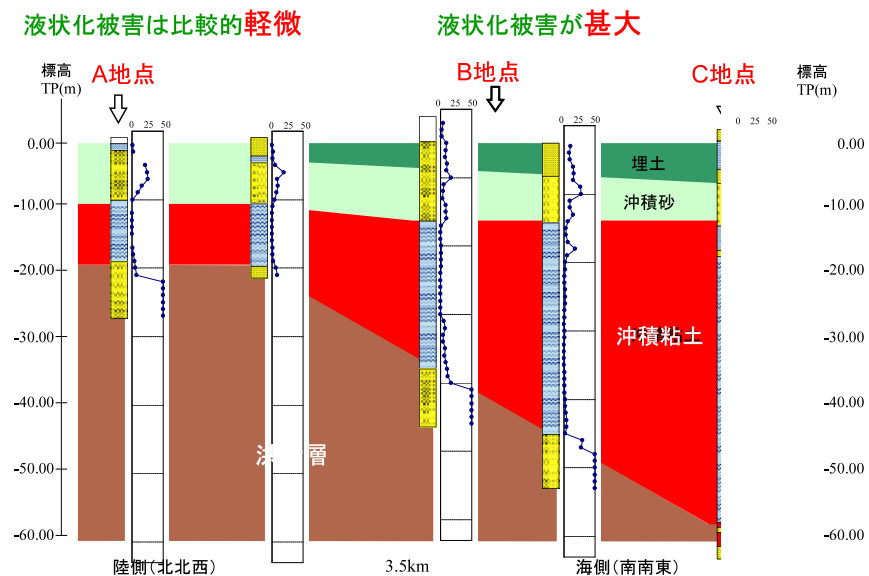


図 13 浦安市の地層断面図

これを考慮に入れて図 3.14 のような **1次元解析**を実施したが、結果を図 15 に示す。
 (埋め土層、沖積砂層、沖積粘土層の土性はまだ仮のもので、図 3.15 は予備的なものである。) この図は沖積粘土層から上部液状化層に伝わる地震動で、粘土層が厚いほどより長周期成分の加速度が増幅されていることを示す。

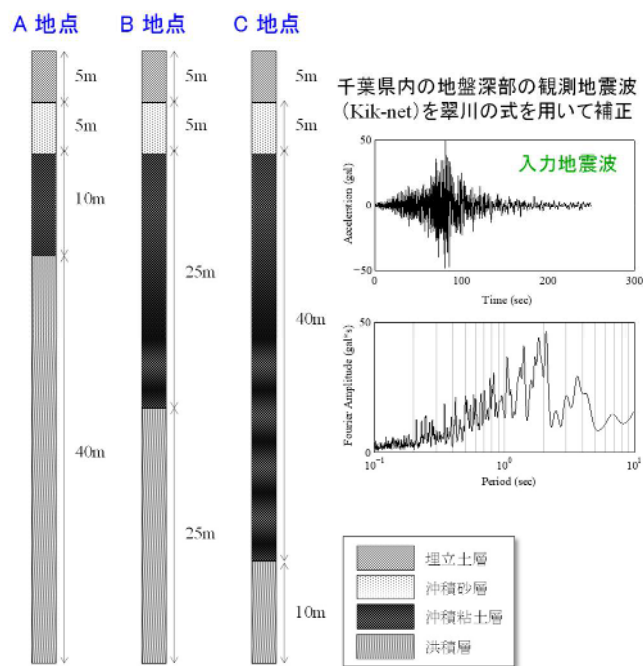


図 3.14 地層構成に応じた一次元地震応答解析

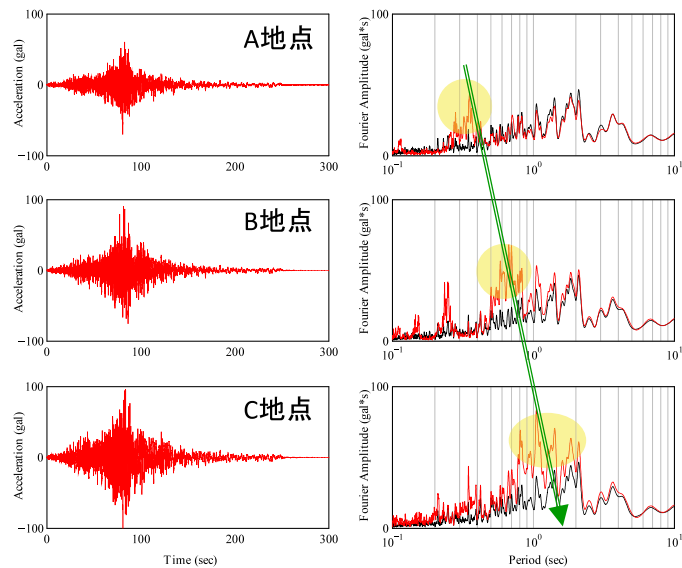


図 3.15 沖積粘土層通過後の水平加速度応答とフーリエ振幅スペクトル

しかしつぎの図 16 のように、間隙水圧が地震発生後 120~130 秒でピークに達してはいるものの、A, B 地点はなお液状化には至っていない。これは実際の液状化被害とは一致しない。

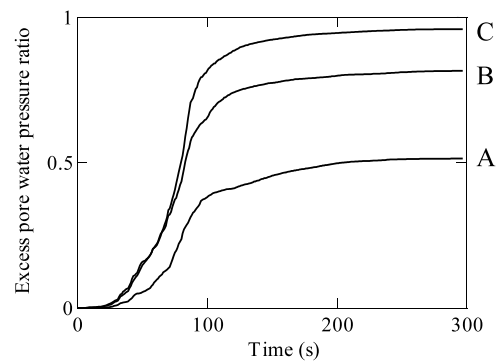


図 3.16 各地点における過剰間隙水圧比

それで地層構成の単純化は著しいものの、図 3.17 に示す条件で **2次元解析**を行った。そこでは、水平方向に沿って土性はあくまで均質と仮定し、沖積粘土層の厚さの変化だけが取り入れられている。結果は図 3.18 と図 3.19 に示す。

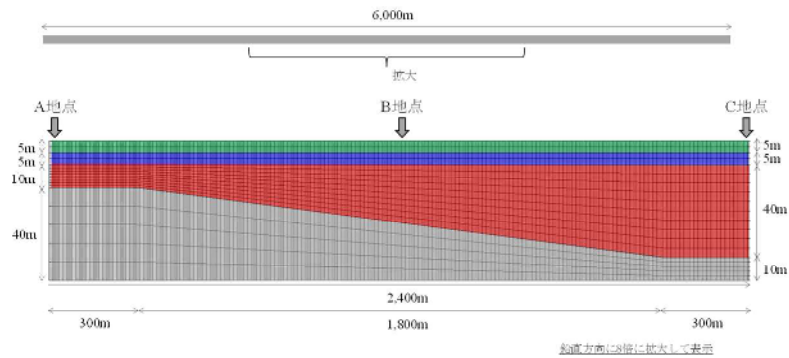


図 3.17 二次元での解析条件

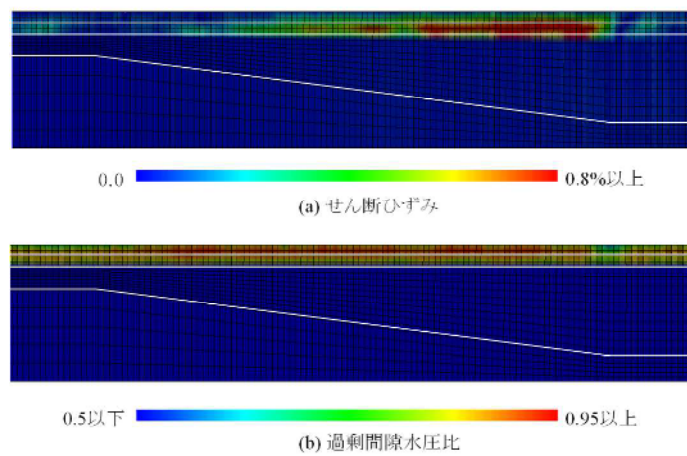


図 3.18 地震発生から 300 秒後のせん断ひずみと過剰間隙水圧比分布

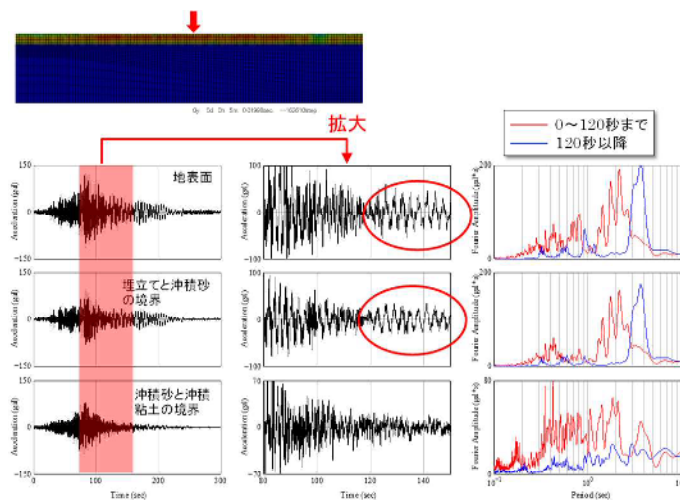


図 3.19 地層傾斜部の液状化発生個所における層境での加速度応答

図 18 は地震発生後 300 秒のもので、地震中の地盤底部からの直達 S 波や、その地表での反射波はすでに無くなっていることにも注意する。同図は B 地点から C 地点まで幅広

く、沖積砂層だけでなくその上の埋め土層も液状化していることを明瞭に示している。図 19 は、図 14 の入力地震動と比べると、液状化に達するまでの 120 秒までにこれら地層での長周期成分の増幅が 4 倍程度と顕著になっていたこともわかる。また地表面の速度応答を見ると A～C 地点のどこでも、周期約 20 秒の波の上に周期約 4 秒の波が重畳して（図は省略）、YouTube で見た路上の船酔いしそうな揺れをよく再現していることもわかった。また計算では、液状化層の圧密沈下は、地震後 2 日～10 日以内に、A 地点では 20cm 前後、B、C 地点では 50～60cm 程度で B 地点が一番大きく、これらも観測と良い一致を示していた。

住宅の液状化被害の程度が水平方向に複雑に変化し、このため浦安では表層土の水平方向の不均質性が大いに問題にされている。もちろんそれは正しい。しかし液状化程度の非一様性には、図 17 のような僅かの地層傾斜さえ大きく影響することがこの解析で判明した。図 18 の地表変形は実にガタガタしているし、計算途上で得られる地表加速度は、ほんの十数 m 違うだけで 100～160gal と大きく変化していた。図 3.16 と図 3.18 の比較からも分かるように、この予備的解析は、地層構成の 2、3 次元的な変化を考慮できない 1 次元解析には大きな限界があることを明らかにした。

余震には触れなかった。

(2) 沖積粘土の遅れ圧縮に起因する地盤変状

埋立て地盤上の羽田 D 滑走路は、完成後約 1 年で 3.11 地震に遭遇した。埋立地の下には層厚が約 20m の自然堆積沖積粘土が存在し、この粘土層は埋立て荷重によって偏土圧を受けている、そこに地震による繰返しせん断が入ると、構造劣化が促進される可能性があった。構造劣化による粘土地盤の変状には大きな塑性変形が必要で、時間がかかることも先に説明した。解析条件の詳細は省略するが、羽田 D 滑走路での将来の地盤変状を予測した結果だけを図 3.20 に示す。

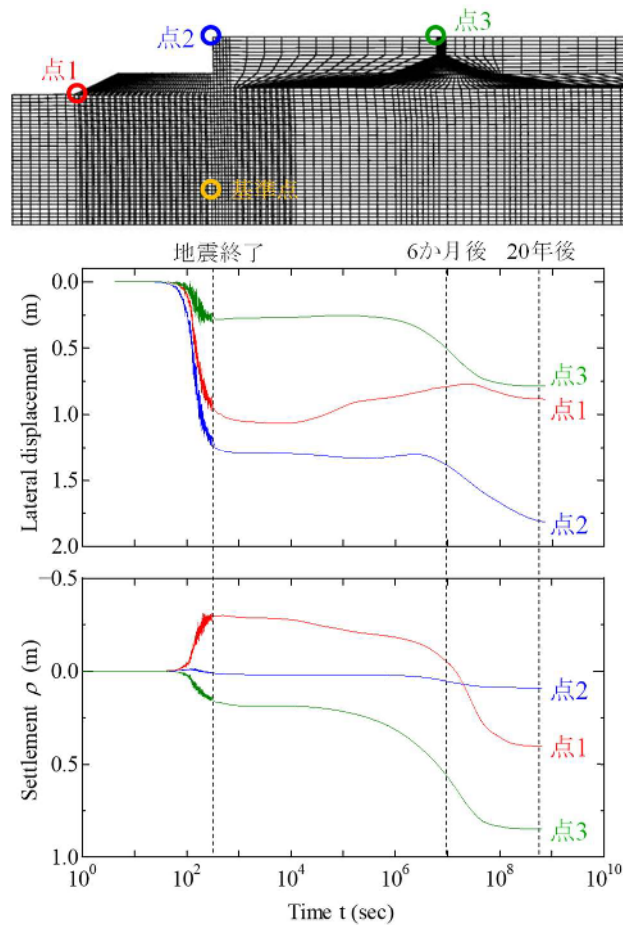


図 3.20 羽田 D 滑走路の将来地盤変状予測

点 2 から左は栈橋形式の滑走路になり、2 が埋土部分の滑走路と栈橋式の滑走路との接続部分になる。点 2 の沈下は数 cm 未満ですでにほとんど収まっているが、水平変位は地震後 1 年半のこれから、さらに将来 20 年以内に 20cm 程度栈橋側に動く計算になっている。護岸はこのため今後 20 年で約 1 度栈橋側に傾斜する。埋め土の土性を危険側にとっているから計算値は大きめに出ていると思われるが、しかし 20cm/20 年、つまり毎年 1 cm 程度の水平変位の変状であれば、将来の維持補修で容易に吸収できる範囲にある。浦安とは対照的で辛い、D 滑走路の 3.11 地震での被害は事実上なかったと筆者は考えている。

第 3 章参考文献

- 1) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M.: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, *Soils and Foundations*, 42(5), pp.47-57, 2002.
- 2) 三笠正人: 土の力学における構造の概念の意義について, 昭和 37 年度土木学会年次講演会概要集, pp.35-38, 1962.
- 3) 三笠正人: 土の工学的性質の分類表とその意義, *土と基礎*, 12(4), pp.14-24, 1964.

- 4) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T.: Super-loading yield surface concept for highly structured soil behavior, *Soils and Foundations*, 40(2), pp.99-110, 2000.
- 5) Roscoe, K. H., and Burland, J. B.: On the generalized stress-strain behavior of 'wet' clay, in J. Heyman and F. A. Leckie (eds.), *Engineering plasticity* (Cambridge: Cambridge University Press), pp.535-609, 1968.
- 6) Hashiguchi, K.: Plastic constitutive equations of granular materials, *Proc. of US-Japan Seminar on Continuum Mechanics and Statistical Approaches in the Mechanics of Granular Materials* (Cowin, S.C. and Satake, M. eds.), Sendai, JSSMFE, pp. 321-329, 1978.
- 7) Noda, T., Asaoka, A., Nakano, M., Yamada, E. and Tashiro, M.: Progressive consolidation settlement of naturally deposited clayey soil under embankment loading, *Soils and Foundations*, 45(5), pp.39-51, 2005.
- 8) Noda, T., Asaoka, A., Nakai, K. and Tashiro, M.: Structural upgradation in clay and sand accompanying plastic swelling, *Proc 13th Asian Reg. Conf. on Soil Mech. Geotech. Eng.*, pp.175-178, 2007.
- 9) Noda, T., Asaoka, A., Nakano, M.: Soil skeleton-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, *Soils and Foundations*, 48(6), pp.771-790, 2008.
- 10) Aoi, S., Kunugi, T. and Fujiwara, H.: Trampoline effect in extreme ground motion, *Science*, Vol. 322, pp.727-730, 2008.
- 11) 青井真: 地震動の非対称性の発見とトランボリン効果, *科学*, Vol.79, No.4, pp. 366-370, 2009.
- 12) Asaoka, A., Sawada, Y., Noda, T., Yamada, S. and Shimizu, R.: An Attempt to Replicate the So-Called "Trampoline Effect" in Computational Geomechanics, *Proc. of 15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, 2012.
- 13) 酒井崇之, 中野正樹: 地震後に発生した傾斜地盤上盛土の大崩壊に関する水～土連成有限変形解析による再現, *地盤工学ジャーナル*, 7(2), pp.421-433, 2012.
- 14) 地盤工学会東日本大震災対応調査研究委員会, 地盤変状メカニズム研究委員会(委員長: 浅岡顕)
- 15) 安田進, 原田健二, 石川敬祐: 東北地方太平洋沖地震による千葉県の被害, *地盤工学ジャーナル*, 7(1), pp.103-115, 2012.
- 16) Yamada, S., Takamori, T. and Sato, K.: Effects on reliquefaction resistance produced by changes in anisotropy during liquefaction, *Soils and Foundations*, 50(1), pp.9-25, 2010.