

5.1 概説

表層地盤の挙動は、構造物の耐震設計を考える上で非常に重要である。一つには、表層地盤は地震動を伝える媒体であり、その地震時挙動が構造物への入力地震動の大きさを決めている。もう一つは、表層地盤は構造物を支持したり、構造物に隣接して存在している事で、従って、表層が崩壊すると構造物は大きな被害を受けることになるからである。

地盤が構造物にとって非常に重要であることを典型的に示すのが、地盤の液状化と液状化に伴う流動である。液状化が発生すると地盤は支持力を失い、構造物は沈下、傾斜したりする。また、流動が発生すれば、これまで構造物を支持するように働いていた地盤が逆に構造物に外力として作用することになる。このような地盤の挙動とそれが構造物に与える影響は、多くの構造物について共通的なものと考えられるので、この章でまとめて扱うことにしている。この際、表層地盤の非線形挙動も併せて扱うことにしている。

各種の設計指針では、地震動の設定、液状化発生予測などについて各種の設計式が示されている。これらは、ある種の割り切りの結果であり、個々の構造物を作るサイトの詳細な条件が反映できているとは限らない。従って、指針でも、個別に評価したときには、特に設計指針に従わなくても構わないとしたものもある。このような例外措置は個々の構造物に関する設計指針でも見られるが、表層地盤では、個別に評価する事例がかなり多いということが他のケースと異なっている。また、既往の設計式に基づく設計法より合理的と考えられる性能設計では、個々の設計者が判断をする必要も発生する。このような点を考え、この章では、単に設計法に関する記述にとどまらず、研究の先端を含む、表層地盤の挙動の把握ということも含めて示している。

地盤の挙動を把握する上で非常に重要なのは、地盤の力学特性を明らかにすることである。例えば、鋼材では極端に言えば降伏強度とヤング係数があれば応力-ひずみ関係はおおよそ見当がつき、それだけを元に解析を行うことも可能であろう。しかし、地盤材料ではそのような簡単な指標は存在せず、その計測とモデル化はより複雑である。そこで、まず、これについて説明し、その後、地盤の地震時の挙動を、地震応答解析、液状化の発生予測、液状化に伴う流動に分けて説明する。

5.2 地盤の地震時の力学特性

地盤の動的応答解析では、地盤の応力とひずみの非線形的関係、液状化強度特性、透水性、および減衰特性など地盤の地震時の力学特性を十分かつ適切に評価しなければならない。

地震応答解析用いる地盤物性には、弾性定数、ひずみに依存する非線形特性（動的変形特性）、液状化特性（動的強度特性）などの応力-ひずみ関係に関する特性と、透水係数、散乱の減衰などの減衰特性がある。この節では、これらの把握方法をまとめると共に、現在の方法の問題点も述べる。

5.2.1 弾性定数

土は非常に小さいひずみ領域から非線形性を示すので、実験から弾性状態を定義することは困難である。そこで、厳密に定義するために、小さいひずみ域で得られたせん断定数を「微小ひずみ時のせん断定数」と言うこともある。特に、次項で述べる動的変形特性試験で得られた結果に対してはそのような呼び方をすることが多い。しかし、ここでは両者を区別せず、弾性定数として扱う。

弾性定数を決めるための最も良い方法は PS 検層を用いる方法であり、日本では、走時曲線から速度を読みとるダウンホール法と、同じ波動の伝播を二つの計測点で読みとり速度を計算するサスペンション法がよく用いられる。サスペンション法は、地下水位以下でしか計測できない。図-5.1 は両者の比較例¹⁾であるが、ダウンホール法ではせん断波速度 V_s はかなりの層厚で一定であるのに対し、サスペンション法ではかなりばらついているが、そのばらつきは N 値とよく対応している事が分かる。一般に、ダウンホール法が平均的な速度構造を示しているのに対し、サスペンション法は局所的な構造を計測している。つまり、一般的な意味からいえば、サスペンション法の方が精度が高い。しかし、このことは、地震応答解析に用いるための速度構造を求める方法としてサスペンション法が常によいということにはならないことに注意が必要である。地盤は水平方向に均質ということはなく、かなりばらついていることも普通である。サスペンション法で得られた局所的な地盤構造をそのまま適用すると、変形が局所的に弱い層に集中するような変形が起こる可能性もある。地震応答解析ではある地域を代表するような地盤構造を用いる方が好ましい。ダウンホール法の方が平均的な特性をとらえているという意味で好ましいこともあるが、一方では、荒すぎるために問題が生じることもある²⁾。

N 値から V_s を推定する実験式は多く提案されており、設計指針で示されている事もある。しかし、図-5.2に示すように、その値は、かなりの層別をした場合でも、いわゆる倍・半分の評価より少しよい程度である。ただし、この実験式はダウンホール法で行われているため、前述の平均化の影響も入っていると考えられる。

弾性定数は、室内試験からも求められるが、実用的ではない。これは、図-5.3に示されるように、原位置で計測されたせん断弾性定数 G_{0F} と、室内試験で計測されたせん断弾性定数 G_{0L} は同じにはならないからである⁴⁾。この原因は試料採取、運搬時の乱れと考えており、この様な乱れた少ないとされる凍結試料では G_{0L}/G_{0F} はほぼ1となっている⁵⁾。

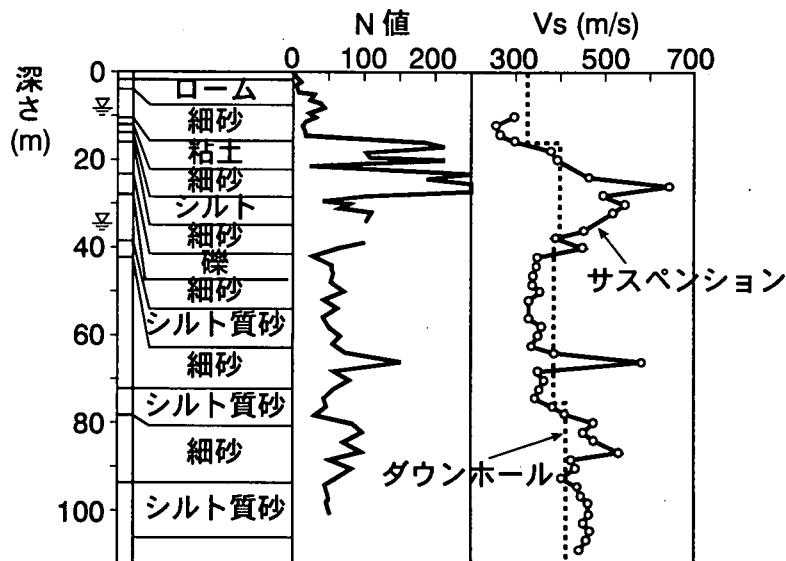


図-5.1 PS 検層におけるダウンホール法とサスペンション法による速度の違い

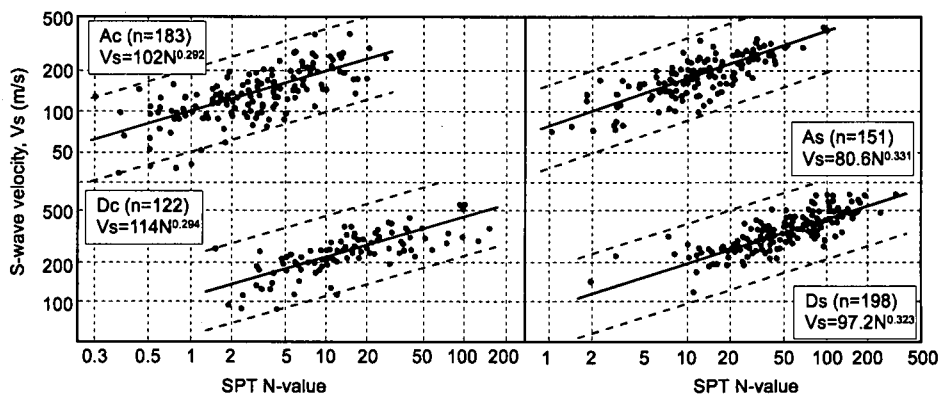


図-5.2 V_s - N 値関係 (文献3に加筆)。波線は実験式の倍と半分の線

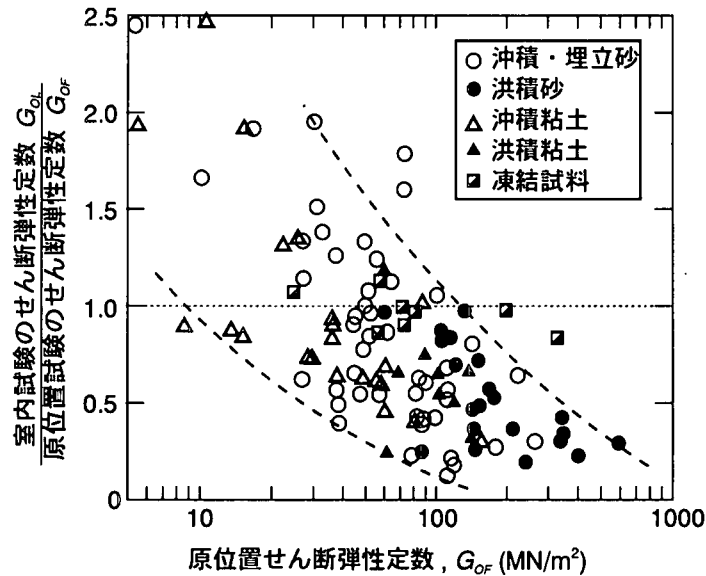


図-5.3 原位置調査によるせん断波速度と室内試験によるせん断波速度の差 (文献4, 5をまとめる)。

同様な理由で、室内試験を基にしたせん断弾性定数に関する実験式も地震応答解析に用いることは勧められない。しかし、研究で得られた土の性質には、例えば拘束圧依存性は少数の試験結果から試験を行わない部分の材料特性を評価するのに重要である。拘束圧依存性は、地震応答解析では考慮すべきとされている。

体積弾性係数の拘束圧依存性については、大きく二つの流れがある。一つはせん断弾性係数の拘束圧依存性と同様で、有効拘束圧の0.5乗のオーダーに比例するとする考え、もう一つは圧密解析によく用いられる方法で、有効拘束圧そのものに比例するとする考えである。しかし、実用的に使われる拘束圧の範囲では両者にそれほど差が無いという報告もある⁶⁾。また、最近の実験では、0.5乗より大きいデータも多く報告されるようになってきている (たとえば文献⁷⁾)

5.2.2 ひずみに依存する非線形性 (動的変形特性)

土の非線形性というのはせん断変形に関する非線形性を意味する。地震時には体積変化に関する非線形領域 (正規圧密領域) に入るとはほとんど無いことから、考えていないことが普通である。地震時の挙動に関する地盤材料の非線形性は、動的変形特性とも呼ばれることが多い。ここで動的とは、外力の作用が急速であるという意味ではなく、繰返し外力が作用するという意味でとらえられている。

動的特性を求める試験に、動的変形特性試験がある。この試験では、三軸試験機や中空ねじり試験機を用い、試料に繰返しせん断応力を加え、得られた応力-ひずみ関係の形状よりひずみに応

じたせん断定数 G と等価減衰定数 h を求める。一定応力振幅で11サイクルの载荷を行い、10サイクル目の履歴曲線の除荷点を結んでせん断定数 G を、履歴曲線の囲む面積のひずみエネルギーに対する比を 4π で割り、等価粘性定数（地盤の分野では減衰比といわれることも多い） h を計算し、ひずみ振幅の関数として、 G - γ 関係と h - γ 関係として整理する。

現在、動的変形試験は非排水条件で行われている。しかし、動的変形特性に関する研究の初期には、排水条件で実験が行われていた。図-5.4から分かるように、両者の違いは、特に減衰特性で顕著である。豊浦砂の実験で見ると、排水条件では最大減衰比は40%程度にもなるが、非排水条件では25%程度の値となる。

現在用いられている実験式でも両方の条件のものがある。しかし、排水条件に関しては明瞭に記述されておらず、使用に際しては、原論文を当たるなど、注意が必要である。

動的変形特性に関しては、実験式も数多く提案されている。一般に、土質種類ごとに定義され、拘束圧の関数として表されている。土質種類の代わりに D_{50} を使っているものもある。しかし、ばらつきも多いので、詳細検討には、実験をして求めることが勧められる。ただし、実験で求められた動的変形特性では、低ひずみ時にも2~4%程度の減衰があることも多いが、これは、試験機や計測器の都合による事もある⁹⁾。最近の注意深い実験ではこの様な減衰が無いものもある。

動的変形特性試験により動的特性を G - γ 、 h - γ 関係で表現する方法は、実務で良く用いられる地震応答解析プログラム SHAKE と相性がよく、最も普通に用いられているし、実験結果の蓄積も多い。しかし、これを地震応答解析に用いる応力-ひずみ関係と捉えるには問題もあることが示されている¹⁰⁾。その主な点を次に示す。

- ①動的変形特性試験では定常化した履歴曲線より G - γ 、 h - γ 関係を求めているが、地震応答解析は過渡的な挙動、特に第1サイクル目の挙動が重要である。
- ②動的変形特性試験では、履歴曲線の形状のみを用いており、その絶対的な位置は表現されていない。例えば実地盤のような異方応力状態にでは、履歴曲線のドリフトが起こる。

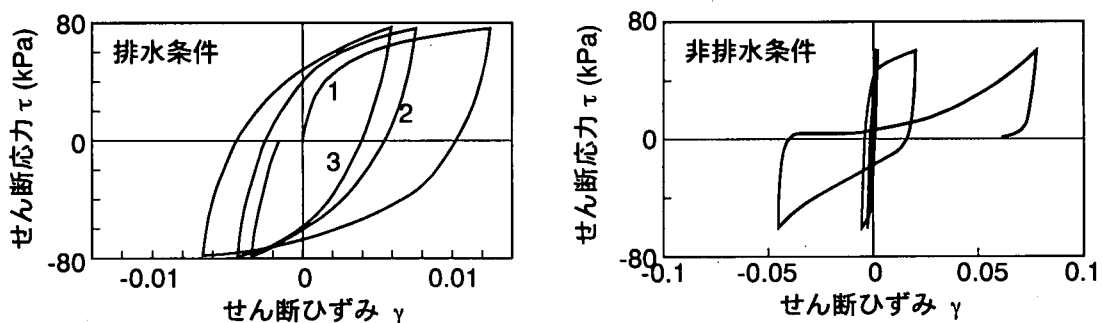


図-5.4 排水条件の違いによる応力-ひずみ関係の差⁸⁾

③履歴曲線の形状は減衰比だけで表されている。ひずみが大きくなると、逆S字型に様な複雑な形状となることもある。

また、現在の動的変形特性は、最大でも0.1~1%程度のひずみまでしか求められていない。これは、例えば図-5.5に見られるように¹¹⁾、ひずみが大きくなると、ダイレタンシーのため繰返しに伴ってひずみが次第に大きくなり、定常状態に至らないからである。この様な領域の応力-ひずみ関係を表す指標は無く、また、地震応答に関する研究は少ない。この領域は、従来の動的変形特性と、後に示す液状化特性の間の領域であり、今後、レベル2地震動を考える上で必要な研究と考えられる。

5.2.3 強度特性

土がせん断応力を受けるときの強度は、Mohr-Coulombの破壊基準で表される。

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

ここで、 σ は直応力、 τ はせん断応力、 c は粘着力、 ϕ は内部摩擦角である。

内部摩擦角は、実験で求められない場合には、 N 値との関係式から求められる事が多いが、最近の研究によれば、文献12に示されるように問題も多い。すなわち、図-5.6に示すように、砂の内部摩擦角は N 値と明瞭な相関関係がない。同様な関係は礫についても示されている¹³⁾。しかし、一方では、 N 値を有効上載圧の効果を考慮して補正した N_1 値との相関を指摘している文献もあるが¹⁴⁾、扱っているのは内部摩擦角30度以上である。特に、 N 値の小さいところでのデータはないこと、 N 値が大きいところの相関性については結論が出ていないのが現状と考えられる。

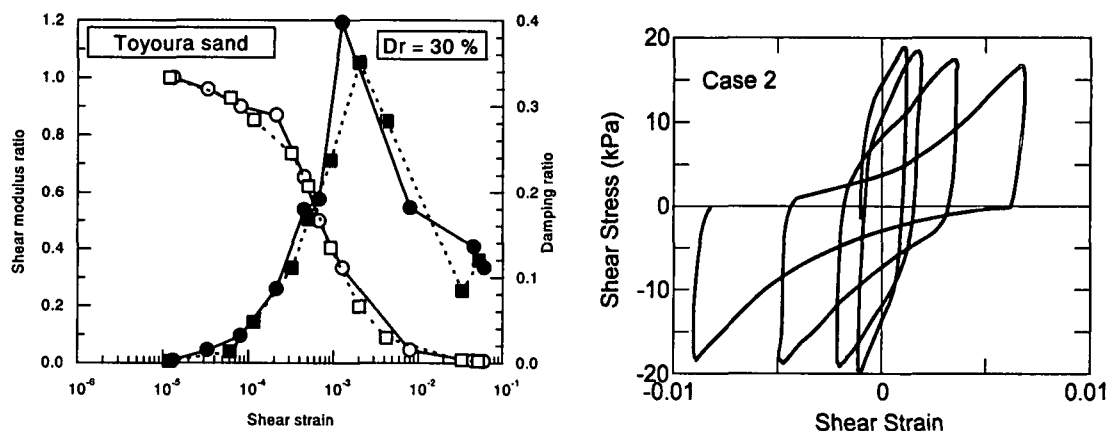


図-5.5 豊浦砂の大ひずみ時までの動的変形特性と応力-ひずみ関係

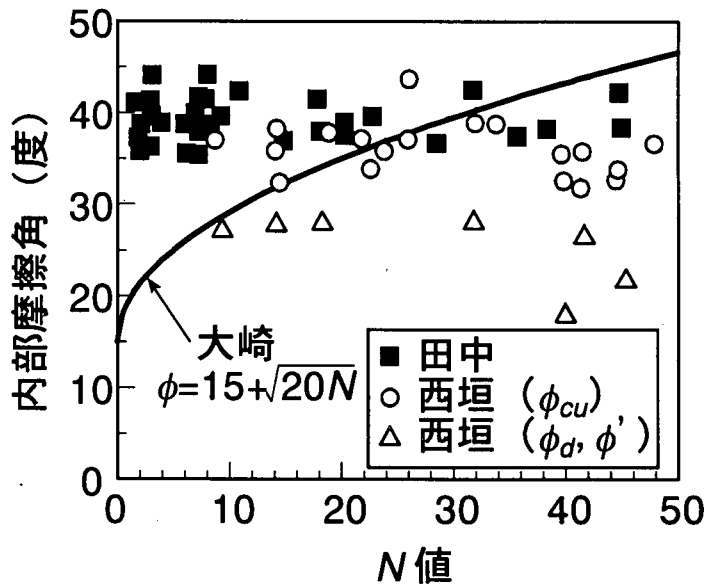


図-5.6 砂の N 値と内部摩擦角の関係

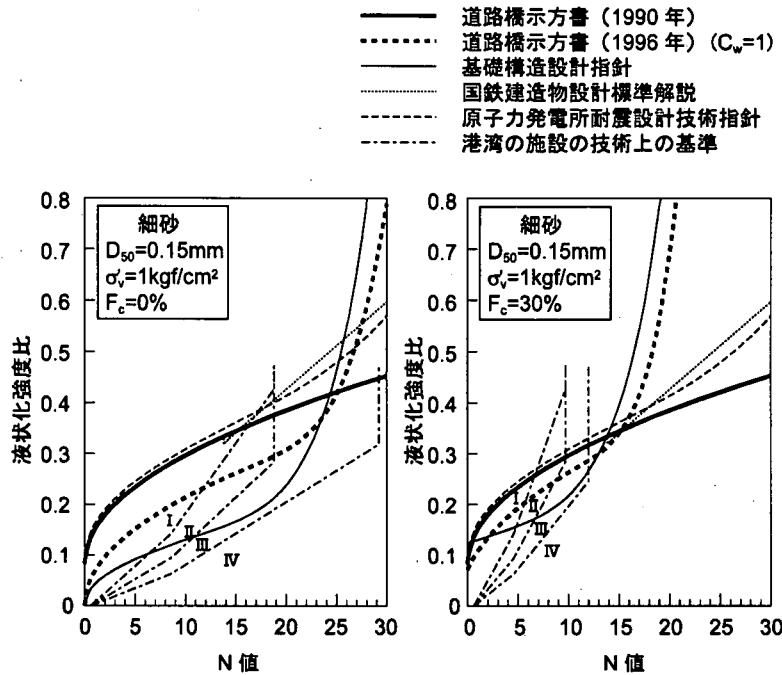


図-5.7 各種指針による液状化強度の比較

5.2.4 液状化特性

液状化は、砂の有効応力が0になり、液体のように挙動する現象である。実務上は、初期有効拘束圧の100%ではなく、95%の発生量を液状化としている¹⁵⁾。

液状化強度に関する提案式は数多く提案されている。また、地盤の地震時挙動を扱っている設計指針では、必ずといっても良いほど、液状化の発生に対する判定法が示されており、そこで液状化強度が示されている。図-5.7は代表的な設計指針による液状化強度をまとめたものであるが、指針

により差がある。

なお、液状化強度に対する提案式では、通常特定の繰返し数に対する液状化強度しか求められない。図-5.7に示されているのは、繰返し数15回や20回の液状化強度である。これに対して、液状化解析に用いるには、広い範囲（問題にもよるが、2～30程度の繰返し数）の液状化強度が必要である。

5.2.5 減衰特性

地震応答解析に必要な地盤物性としての減衰は二つある。一つは、応力-ひずみ関係の非線形性に起因する履歴減衰で、非線形の応力-ひずみ関係を用いていれば自然に考慮されている。もう一つは、散乱の減衰で、地盤の不均質さに起因して波動が地盤中を直線的に伝播することが出来ないことから発生する。

散乱の減衰は、鉛直アレー記録の逆解析などで求めることが出来る。このことは、地震応答解析の対象となっているサイトで、地表から求めることが非常に困難なデータであることを意味している。

散乱の減衰は周波数に依存しているのが特徴で、高周波数成分ほど減衰は小さくなる。例えば、次のような式¹⁶⁾が提案されている。

$$h = h_0 f^a$$

ここで、 f は周波数、 a は負の実数である。この様な周波数に依存した特性は、逐次積分を行う通常の非線形解析では考慮することが困難である。

5.2.6 透水係数

過剰間隙水圧の変化を考慮する有効応力解析では、透水係数は要求される地盤物性の一つである。圧密解析ではその値は非常に重要であるが、地震応答解析では、地震の継続時間が短いのでその間の水の移動量は大きくないとの仮定から、非排水条件が仮定されることも多く、その値はそれほど重用視されていない。しかし、ケーススタディによれば、非排水条件で解析を行うと、主要動以降でも変位が発生する事が報告されており、変位に着目すれば非排水条件が常に成立するわけではない。また、液状化に伴う流動現象は地震後しばらくの間地盤が動くと考えられているが、この場合にも排水の影響を考慮する必要がある。

透水係数の値は、例えば同じ材料でも、拘束圧が変化すると変化する。また、液状化後には変化しているという報告¹⁷⁾¹⁸⁾もある。

5.3 地震応答解析と液状化解析

地盤の応答解析では、地盤の力学特性の適切なモデル化、地盤の幾何学的形状を反映した解析モデルと境界条件の処理、地震動の入力条件の合理的設定、および精度のよい運動方程式の解法が必要である。

地震応答解析や液状化解析は地震時の地盤の挙動を精度良く求める手法であるが、その手法に関しては設計指針ではほとんど記述はない。わずかに、液状化判定の際に等価線形法を用いるケース¹⁹⁾があるのみである。これは、地震応答解析は、一つの手法で表されるほど単純ではないということの意味していると考えられる。しかし、特にレベル2地震動を対象にしたとき、合理的な設計を行うためには、地震応答解析は欠くことの出来ない道具である。そこで、この節では、地震応答解析の現状と将来の研究の方向を示すことにする。

地震応答解析を行うには、次の様な情報や道具が必要である。

- ①入力地震動
- ②地盤の幾何学的な形状
- ③地盤材料の力学特性
- ④地震応答解析プログラム

この内、入力地震動は、前章で扱われている。地盤材料の力学特性は前節で扱われている。また、地盤材料の力学特性については、前節で述べた。地盤の幾何学的な形状（地層構成）はボーリング調査や弾性波探査などによって求めることが出来る。しかし、これらの調査により特性が把握できたとしても、それが全てではなく、地震応答解析に用いるためにモデル化するという作業が残っている。地震応答解析は、各種の手法があり、使用目的に応じて適切な手法を選択する必要がある。

5.3.1 地盤材料のモデル化

地震応答解析コードでは、コード毎に用いている構成則が異なる。一般に構成則は実験結果の全てを完全に表現することは出来ないので、構成則に用いられているパラメータの値を決めるためには、ユーザーによる判断が必要である。この判断を誤ると、精度のよいコードを用いても結果の精度は上がらない。一般に高度な構成則を用いているほど、必要なパラメータは多くなり、従って判断の重要性も高くなる。

前節で述べたように、ひずみに依存する非線形特性は、 $G-\gamma$ 、 $h-\gamma$ 関係で表される。しかし、前節

で示したように、この関係は、1%を越えるような大ひずみ域では確立された方法というわけではない。大ひずみ域では個々の材料に対して実験を行い、これをモデル化する様にする必要がある。さらに、 $G-\gamma$ 、 $h-\gamma$ 関係そのものの問題点についても、前節で示している。モデル化に際しては、このような点に注意を払う必要がある。

ひずみに依存する非線形性は地震応答解析で考慮すべき重要な事項であるが、レベル2地震動を考える際にはこれと共に、ダイラタンシーの考慮が重要となる。これは、ダイラタンシーのため、中ひずみ以上のひずみ領域では土が水で飽和しているときと乾燥しているときでは挙動が全く挙動が異なること、特に飽和しているときには、地震に伴い有効応力が減少し、液状化などの現象を引き起こすからである。

5.3.2 地盤のモデル化

地盤は、水平成層、一次元、二次元、三次元にモデル化することが出来る。ここで、水平成層モデルと一次元モデルとは同じように見えるが、水平成層地盤では対象サイト全体の挙動を同じと仮定するのに対し、一次元モデルでは対象サイトの中でも地盤構成によっては地震動が異なることがあるが、各地点の挙動は一次元解析で捉えられると考える点が異なっている。このうちどのモデルを用いるかと言う点は、コンピュータコードの制限と機能、経済性と精度、入手できる地盤情報、さらには地盤の不整形性を考慮して決める必要がある。このうち、不整形性の考慮については、例えば、文献20)21)22)などが参考になろう。しかし、局所的な不整形の影響は、評価法も含め、解明されていない事も多い。

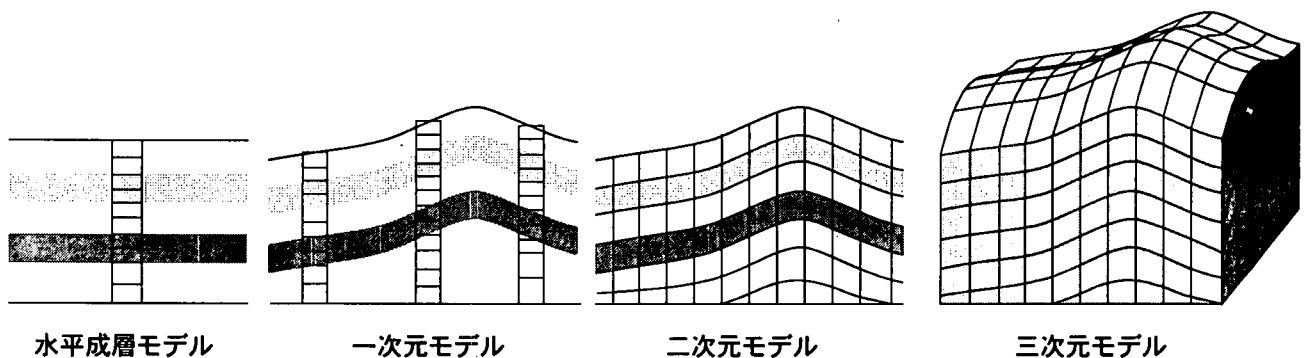


図-5.8 地盤のモデル化の方法

5.3.3 地震応答解析のための基礎方程式

地盤を構成する土は、土粒子からなる骨格、その間隙に存在する水や空気の混合体である。土の力学特性は有効応力の原理に支配されるので、間隙物質の状態は挙動を把握する上で重要である。現行の地震応答解析では、間隙が水で完全に飽和されている状態と、水が全くない状態のみを扱い、

不飽和状態は扱われていない。

水で飽和された土に対する支配方程式は、Biot によって圧密問題に対して提案²³⁾され、その後、多くの研究者によりその適用範囲が拡大されると共に、近似手法なども提案されてきた。これらの式は、総称して Biot の式と呼ばれたり、二つの異なる相の材料を扱うことから二相系の式と呼ばれている。また、最近では、より多相系の材料を扱う式も提案されている²⁴⁾が、地震応答解析では実用化されていない。

最も厳密な Biot の式は、変数として土骨格の変位 u 、水の変位 U (または水の土骨格に対する相対変位 $w = n(U - u)$; n は間隙率)、および間隙水圧 p を用いて記述され、 $u-U-p$ 形式 (または $u-w-p$ 形式) と呼ばれる。しかし、この基礎式は変数が多いことから、実用的には用いられず、変数を少なくする努力が行われている。これらをまとめて図-5.9 に示す²⁵⁾。最初の方法は、水の体積弾性係

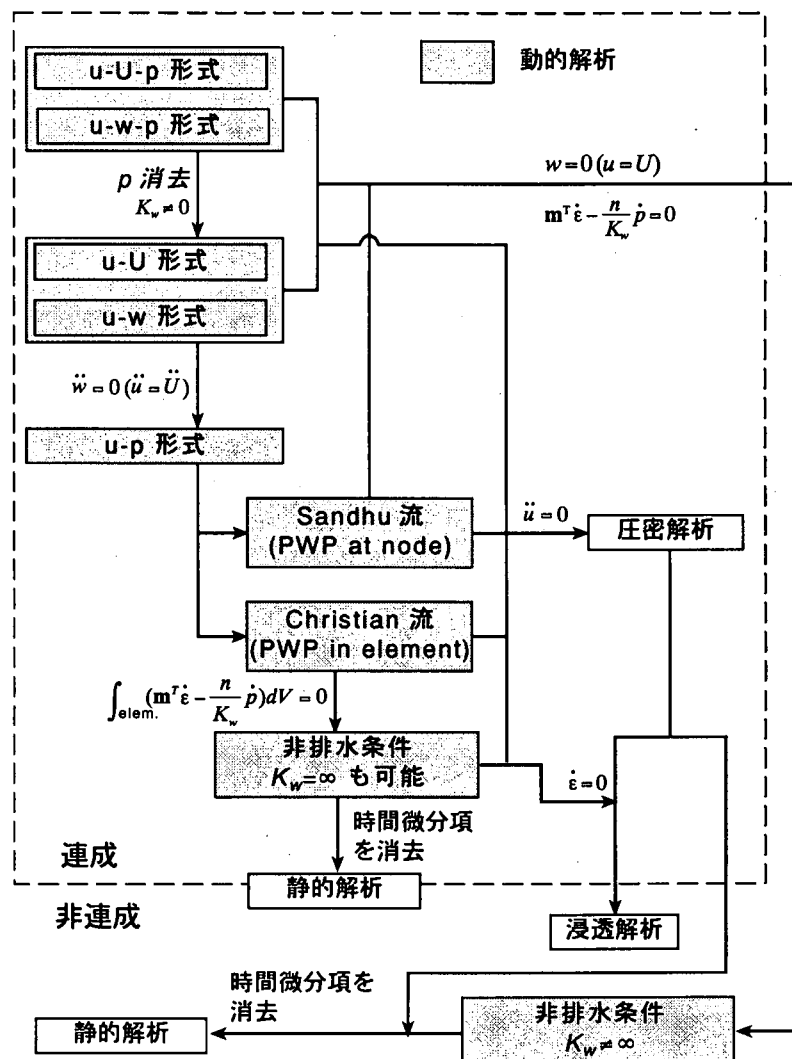


図-5.9 Biot の式とその近似式

数が無限大ではないとするもので、これにより p を消去することが出来、 u - U 形式 (u - w 形式) となる。この形式は厳密解であり、多くのプログラムで採用されている。さらに、水の相対加速度が無視できる ($\ddot{w}=0$) とすると、 w を消去することが出来、 u - p 形式となる。 u - p 形式では、有限要素法の節点で水圧を未知数とする Sandhu 流の定式化と、要素で水圧を未知数とする Christian 流の定式化がある。前者は非排水解析が出来ない。一方、後者は解析に使える要素が限定される。また、Christian 流では、水の絶対加速度を無視して定式化されることが多い。この様に、Biot の式には多くの形式があるが、地震応答解析に用いるレベルでは、手法による誤差は少ないとされている。

地震応答解析に用いられるもう一つの近似化に、非排水条件がある。これは、地震の継続時間は短いので、その間は水が流れないと言う条件で、 $w=0$ で表される。室内土質試験では実際に水の流れがないので、この仮定は近似ではなく、実際に成立する。ケーススタディ²⁶⁾によれば、地震中の水の流れは少ないが、一方では水の体積弾性係数が大きいので、水圧の変化は必ずしも無視できないことが指摘されている。また、主要動が終わった後の振動により流動変位が大きくなるという報告もある²⁷⁾。従って、常に非排水条件が成立しているわけではないことを留意する必要がある。

5.3.4 運動方程式の解法

Biot の式として表される運動方程式は時間と空間に関する偏微分方程式である。空間については、有限要素法の様な近似化手法を用いることが普通であるが、簡単な問題に対しては厳密解が用いられることもある(例えば重複反射理論に基づく解法²⁸⁾)。時間方向については、フーリエ級数展開を利用し周波数領域で解く方法と時間領域で逐次積分する方法がある。解法は、材料の非線形性の取り扱いとも関係する。これらをまとめると表-5.1の様になる。ここで、有効応力解析は、有効応力のその変化に応じて剛性や強度などの材料特性を逐次変化させる方法、全応力解析はひずみに依存する非線形性は考慮するが、剛性、強度などは地震前の有効応力に基づき評価し、地震応答解析の間一定とするものである。ダイラタンシーを考慮しない場合には全応力解析の仮定は平均として成立することも多い。逆に液状化の様な現象を解析するためにはダイラタンシーの考慮は必須で、従って、全応力解析の適用性は低い。

ひずみに依存する非線形も考慮すると、土の瞬間的な特性は逐次変化する。これをきちんと追いかけるのが非線形法である。これに対して、等価線形法は、ひずみに依存する非線形の効果を考慮した線形の特性を用いて一定とする手法である。実務で用いられることの多い、SHAKE²⁸⁾がこの手法を用いている。等価線形法は、中ひずみ程度にまで使える方法であり、大ひずみ領域では精度が

悪くなることが知られている²⁹⁾。しかし、実務では特に検討もされずに、安易に使われていることも多い。しかし、現象の再現としては劣るとしても、設計に用いる手法として考えた場合には安全側の評価となること、使用者によって結果が大きく異なることなども重要な要因となることがあるので、一概に否定することは出来ない。

地盤が破壊に近づくと、亀裂が入ったり、飽和した地盤では噴砂が発生したりする。このような状況では、通常の解析が想定している連続体という考えが成立しなくなっている。また、材料特性も地震前の値とは大きく異なっていることも想定される。このような破壊に近い状態や破壊状態での地震応答解析の適用性は十分検討されていない。

表-5.1 地震応答解析に用いられる解析法と支配方程式・材料特性の関係³⁰⁾

解析法	ダイランシー	材料特性	非線形の扱い	支配方程式
有効応力解析	考慮	逐次変化	非線形法	二相系
	考慮しない			一相系
全応力解析	考慮しない	一定 (地震前の値)	等価線形法	一相系

5.3.5 境界条件と初期条件

ほとんどの地震応答解析では、地震波は鉛直下方から入射すると考えている。地震動の観点からは地震基盤 ($V_s \geq 3\text{km/s}$: 断層からの距離だけが支配要因) や工学的基盤 ($V_s \geq 700\text{m/s}$) で地震動を定義し、そこから上を解くようにすべきであるが、一方ではそのような深い地層までの情報が得られていることはまれであり、(実用的) 工学的基盤として $V_s \geq 350\text{m/s}$ (N 値50程度) が使われることが多い³¹⁾。解析的には、インピーダンス差がある層の間で、下層が非線形挙動をしない部分をとればよいが、実務ではこのような検討も十分行われず、ボーリング調査で入手した情報のみで決めることも多い。

側方の境界を決める明瞭な材料的根拠は無く、興味の対象としている範囲に影響を与えない様な遠方という曖昧な経験則しかない。種々のエネルギー伝達境界も提案されているが、時間領域の解析に精度よく反映させるまでには至っていない。

表面波に対する境界条件はより困難で、現状では表面波の解析は周波数領域で行わざるを得ない。しかし、非線形性を精度よく解析するためには時間領域の解析が必須であり、将来の課題の一つと言えよう。

地震動が斜め入力する場合も、ほとんど解かれていない。多入力問題としての定式化³²⁾³³⁾、境界要素法とのカップリング³⁴⁾などが提案されているが、一方では入力地震動の把握の問題があることも原因と考えられる。

地震応答解析では地震前の初期応力状態を正しく評価することが重要である。通常、初期応力状態は自重解析や盛り立て解析を用いて求められる。しかし、一次元解析では鉛直と水平の直応力の差によって生じるせん断応力を評価しないことも多く、応答解析の誤差の原因となる³⁵⁾。また、実際の地盤の初期応力状態がこの様な自重解析だけでは表現出来なく、年代効果を考慮する必要があることもある。例えば粘土地盤に造成をした場合には、構造物の建設以降圧密が進めば、時間と共に初期応力状態や材料特性も変化する。このため、建物建設時の材料特性に基づいて行った地震応答解析では地震時の応答を評価できていないこともある³⁶⁾。

5.3.6 減衰

実地盤では、応力-ひずみ関係の非線形に伴って発生する、履歴減衰以外に、散乱の減衰がある。散乱の減衰は、周波数に依存する性質を持っているので、時間領域の解法では扱うことが困難である。また、散乱の減衰が大地震時の挙動与える影響は知られていない。

5.4 液状化判定法と対策

- (1) 液状化強度の推定においては、粗粒分含有率と礫分の影響、低繰り返し回数の強地震動に対する強度、および静止土圧係数の影響などを適切に評価する必要がある。
- (2) 液状化地盤の推定においては地盤の沈下量を精度よく予測し、これが構造物に与える影響を適切に評価する必要がある。さらに地中構造物の浮上の有無と浮上量についても適切な方法により予測し、必要な対策を講じる必要がある。

5.4.1 液状化の対象地盤の拡大と構造物の設計

釧路沖地震(1995)から兵庫県南部地震(1997)の間のいくつかの大地震において、従来の設計地震力よりもはるかに大きな地震力による甚大な液状化被害を経験したことにより、近年、液状化対象地盤は拡大する傾向にある。このような液状化対象地盤の拡大は、地層の堆積年代、密度、粒度、深度といった項目全てについて考えられつつある。

設計の場面では、このような液状化対象地盤の拡大とレベル2地震のような大地震入力を想定することに対し、 N 値を主体とした液状化強度と地表面震度(または地表面最大加速度)から推定し

た地中せん断応力を比較する従来の F_L 法による液状化判定式をそのまま適用できるかどうかが大
きな問題となってきた。また液状化地盤中の構造物の沈下や浮上りの発生予測及び変形量予測
をどのように行うかが問題となってきた。

これらの問題に関しては、現在各方面で様々な研究が行われており、貴重な研究成果が蓄積され
つつある。今後、次節から述べるような液状化発生予測、構造物の沈下や浮き上がりの予測、およ
び対策工に関してさらなるデータの蓄積・統合を図り、的確な現象把握に基づいて「レベル2地震
動を想定した液状化地盤における合理的な設計法」の確立に向け、研究を進めていく必要がある。

5.4.2 液状化の発生予測

(1) 簡易予測法

(a) 液状化強度の推定

液状化対象地盤の拡大により、密な地盤や粒度分布がよい地盤に対して精度の良い液状化強度推
定式を構築する必要性が生じているが、これには次のような問題点及び検討課題がある。

①細粒分が液状化強度に及ぼす影響

混入する細粒分の性質(粘土分とシルト分の比率、粒子形状、活性度等)と含有率および液状化強
度の関係についてはまだ不明な点が多い。また、細粒分含有率が高くなると相対密度が適用範囲外
になるため、液状化強度と関連付けるための他の指標が必要となってくる。

②礫分が液状化強度に及ぼす影響

礫分含有率および礫の性質と液状化強度の関係について体系的に整理していく必要がある。また、
礫質地盤では標準貫入試験による N 値が礫の存在により過大評価されたり、サンプラーに入った試
料から原地盤の粒度分布を得ることが困難であることから、試験の精度が悪くなる傾向があり、標
準貫入試験以外の指標を用いた液状化強度推定式の可能性についても今後の検討課題であろう。

③低繰り返し回数における液状化強度

兵庫県南部地震の様な直下型地震では衝撃的な数波の地震波で液状化が生じることから、従来用
いられたきた繰り返し回数20回における液状化強度だけでなく、少ない繰り返し回数における液状
化強度を精度良く推定する必要がある。

④埋立地盤の液状化強度

埋立地盤は自然堆積地盤と異なり、分級作用を受けにくく、様々な粒径の材料が混入する場合も
多い。また、堆積後の時間経過も少ない。このような特徴を有する埋立地盤と自然堆積地盤である

沖積地盤の液状化強度特性の差異についてはまだ明確にされていおらず、今後の研究課題であろう。

⑤静止土圧係数 K_0 の評価

洪積地盤や改良地盤では K_0 値が沖積地盤よりも大きいことが指摘されており、この種の地盤の液状化強度を推定するためには K_0 値を正しく評価する必要がある。一方で、 K_0 が大きいことにより N 値が増大することも考えられるため、 K_0 値と N 値および液状化強度の関係について明確にしていく必要がある。

これらの課題を解決していくためには、種々の実地盤に対して原位置のデータを蓄積していくと同時に、この実地盤データを補完したりパラメータ設定の判断材料とするために、室内調整試料による基礎的研究を進めていく必要がある。これらの検討を実際に進めるに当たっては以下のような問題点及び検討課題がある。

①不攪乱試料採取および室内試験の問題点

密な地盤や粒度の良い地盤に対して液状化強度推定式を構築するためには、不攪乱試料採取を行って原地盤の液状化強度を正確に把握する必要があるが、これには次のような問題がある。

- ・密な砂地盤には凍結サンプリングが最適であるという評価が定まっており、調査が大がかりになる。
- ・礫質地盤に対しても凍結サンプリングが適しているのに加えて、粒径に応じた大口径の室内試験が必要となるため、大口径の凍結サンプリングが必要になる。
- ・細粒分含有率が高い地盤は凍結サンプリングの適用外であるため、粒度の良い（礫分も細粒分も多く含まれる）地盤の不攪乱試料採取は非常に困難なものとなる。

上記の理由から調査費が高額となるために大量のデータを得ることが難しい。

②原位置と室内試験を繋ぐパラメータの問題点

原地盤の調査データと室内試験結果を結びつけるパラメータとしては、 N 値と相対密度の関係が使われてきたが、それぞれの精度および相関関係に対しては次のような問題がある。

- ・地盤の種類によっては、 N 値と相対密度の関係が従来のきれいな砂に対して得られたものとは異なる場合がある。
- ・粒径2mm以下の試料に対する通常最小・最大密度の試験法により礫質地盤の相対密度を求めることが出来ないため、礫を含む材料に対する大型モールドを用いた最小・最大密度試験の標準化を図っていく必要がある。
- ・細粒分含有率が高い地盤は基本的には相対密度の適用範囲外であり、 N 値等の原地盤データと

室内試験結果を繋ぐためには他の指標が必要となる。適切な指標については今後の検討課題である。

- ・礫分含有率や細粒分含有率をパラメータとした調整試料を用いて室内試験を行い、液状化強度推定式を構築する際、粒度の異なる材料のどのパラメータ（供試体作成方法、相対密度、間隙比、礫分や砂分の骨格間隙比等）に着目するかによって試験結果の傾向が異なることが指摘されており、室内調整試料による基礎的研究の成果を液状化強度推定式に反映しにくい。

このように、地盤の種類によっては N 値以外の原位置試験による液状化強度推定式について検討していく必要がある。これまでに、コーン貫入試験³⁷⁾、大型貫入試験³⁸⁾、PS 検層を使った液状化強度推定式³⁹⁾の検討事例があり、それぞれの指標と対象地盤の種類との適切な組み合わせ等に関する適用性検討を行っていく必要がある。

(b) 作用外力の推定

従来の F_L 法による液状化判定では、水平地盤内の土柱を想定し、地震時の地表面における最大加速度または震度から地中の繰返しせん断応力比 (L) を求めている^{40), 41)}。従って、同一の地盤では、 L は地表面最大加速度もしくは震度のみ依存し、これらの変化に比例して全深度の L も変化する結果となる。この方法の妥当性については、新潟地震（1964）や日本海中部地震（1983）などの、液状化による被害が大きかった地震に対する液状化事例及び非液状化事例から検証されているが、いずれの事例も震央から遠く、地表面最大加速度200gal 前後である。

しかし、実際には地震時の地中せん断応力は単に地表面最大加速度に依存するわけではなく、入力地震波の卓越周期や、地層構成、地盤剛性および地盤剛性の非線形性等に左右される地盤の固有周期によって変化する。

これらの問題点を解決し、より精度良く地中せん断応力を推定する方法として、現在応答スペクトルを用いる方法⁴²⁾や Spectrum Intensity (SI)^{43), 44)}を指標として用いる方法が提案されており、今後、より精度の高い推定法の開発を目指すと共に、これらの新しい推定手法の適用性について検討していく必要がある。

上記の液状化強度及び作用地震力の推定に関する検討課題に取り組みつつ、今後は様々な地盤に対して各機関が行った精度の高い調査・試験結果および室内調整試料による基礎的研究の成果を集約、データベース化し、より精度が高く統一的な液状化判定法を構築していく必要がある。

(2) 詳細予測法

(a) F_L による詳細予測法

F_L による詳細予測法は、検討対象地盤から採取された不攪乱試料による液状化試験結果と地盤の地震応答解析による地中せん断応力から液状化判定を行うもので、サンプリングおよび室内試験の精度と地盤の地震応答解析の精度を向上させれば推定精度は向上することになる。

サンプリングおよび室内試験の検討課題は、前節の「不攪乱試料採取および室内試験の問題点」で述べたとおりである。

地盤の地震応答解析については、従来より等価線形解析が多く使われてきたが、液状化を生じる可能性のあるような軟弱地盤に対して、レベル2地震のような大地震を入力する場合、等価線形解析手法の適用性に問題があることは良く知られているとおりである。この問題については4.2節で述べているため、ここでは割愛するが、今後は、等価線形解析手法の適用性の拡大と他の地震応答解析手法の採用の両面から検討していく必要がある。

(b) 有効応力解析

近年、有効応力法の開発が進み、構成則等の特徴が異なる様々なプログラムが開発されてきており、液状化発生予測や液状化後の変形予測に多く用いられてきている。しかし、現状では、まだ多くのパラメータを適切に設定する事が難しく、個々のパラメータの感度を把握して使いこなすには熟練が必要であると思われる。今後、さらに開発を進め、有効応力解析の実用化を図っていく必要がある。

有効応力解析の課題のについては4.2節で述べたとおりである。

5.4.3 液状化に伴う構造物の変形・変状の予測

(1) 構造物の変状量予測の必要性

従来のレベル1程度の地震に対する構造物の設計では、原地盤に液状化が生じると判定された場合、構造物近傍の地盤改良を行って液状化の発生を防止する、または沈下や浮上りを生じない基礎構造を採用するといった対策がとられ、変状自体を回避する方向で設計がなされてきた。従って、沈下量や浮上り量の予測が設計上それほど大きな問題にはならなかった。しかし、今後レベル2地震を想定した設計では、構造物の要求性能を満たす基礎の限界沈下量や限界浮上量を規定し、これと液状化地盤における構造物や基礎の変状量の予測値を比較する必要性が生じることから、変状量予測法の開発が大きな研究テーマとなってくるものと思われる。

構造物や基礎の変状量予測法の開発に当たっては、変状の発生から終了までのメカニズムを解明することが重要であり、そのメカニズムを考慮に入れた簡易推定法、詳細推定法および対策工が開

発されていくことが望まれる。また、これまでの研究では、地盤の変化・変状の推定方法の主な対象は緩い砂地盤であったが、レベル2地震動では N 値が10から25といった中密な地盤も対象となるため、この違いを考慮する必要がある。例えば、中密な地盤では液状化したとしても構造物の沈下量や浮上り量が小さいはずであり、これを十分に考慮しておく必要がある。

(2) 沈下量予測の課題

構造物の沈下量は2種類の沈下現象が複合されたものと考えられる。1つは構造物基礎直下の地盤の液状化に伴う体積変化であり、もう1つは構造物が自身の重量によって基礎直下の液状化地盤を側方に押しよけることによる沈下である。

きれいな砂の体積変化による沈下については、室内試験結果に基づいて、相対密度(D_r)～液状化抵抗率(F_l)～加振中の最大せん断ひずみ(γ_{max})～体積変化(ϵ_{vd})の関係について既に整理されており⁴⁵⁾、解析的な検討も行われている⁴⁶⁾。今後は粒度分布が異なる地盤に関しても、沈下量予測に必要なパラメータや沈下量の簡易推定法および詳細推定法について研究していく必要がある。

構造物の押しよけによる沈下については、遠心模型実験⁴⁷⁾や解析に基づく研究⁴⁸⁾が行われており、基礎の沈下メカニズムの分析や、沈下量に影響を及ぼす要因と各要因が基礎沈下に及ぼす影響に関する研究が進められている。また、沈下量予測の簡易推定法が提案されている⁴⁹⁾が、この簡易推定法は、まだ実験結果と整合がとれる段階のものであり、様々な地盤種類や構造物に適用出来るよう一般化していくためには、地盤条件や基礎幅、接地圧等の条件が異なる実構造物の被害との対応についてさらに検討していく必要がある。

このような簡易推定法のみならず、詳細推定法の開発も重要な課題である。押しよけによる沈下が地盤の変形ではなく粒子の移動によって生じているというメカニズムを考えると、FEMのような連続体(固体)モデルが予測手法として適さないのは明らかであり、今後は液状化地盤を流体として考えた解析法や、DEMのように土粒子の移動を考慮できる解析法の適用について研究を進めていく必要があると思われる。

この他、盛土等の土構造物の沈下についても、盛土の塑性変形を含めた沈下のメカニズムや沈下量の推定法について検討していく必要がある。

(3) 浮上り予測の課題

現状では、浮上りに関しては、浮力を考慮した力の釣り合いで浮上りの発生について判定する方法⁵⁰⁾や、円弧すべり面を仮定した安定計算により安全率を求める方法⁵¹⁾が提案されているが、浮上

量の推定方法は提案されていない。浮上がりの発生原因（トリガー）は液状化に伴う浮力の増大であるが、浮上りの継続は地盤の流動（構造物側面の地盤の構造物下への回り込み）によるものと考えられる。

今後、浮上り発生の判定精度を向上させると共に、浮上りのメカニズムと影響因子及び浮上量の予測法について検討して行く必要がある。また、浮上量予測においては、沈下の場合と同様に、構造物の重要度や設計の各段階において使い分けられるように簡易推定法と詳細推定法の両方について開発していく必要がある。

5.4.4 液状化対策

(1) 液状化対策工法の考え方の変化

レベル2地震動が設計に導入されると、液状化対策に関して次のような問題が生じる。

- ① レベル2地震動に対して既往の液状化対策工で液状化を防止できるのか。
- ② 液状化の発生を許す場合、上部構造に重大な被害が生じるか否かはどのように評価するのか。
- ③ 液状化の発生を許す場合、基礎構造の強化として具体的にどんな工法が可能か。

これらの問題に関しては現在各方面で検討中である。このうち②に関しては4.3.3項で述べているため、①及び③に関する検討課題を以下にまとめる。なお、側方流動に対する対策は4.4節で後述するため、ここでは水平地盤での液状化対策のみを対象とする。

(2) レベル2地震動に対する液状化発生防止の可能性

液状化に対する既往の対策工は、改良原理から、①密度の増大、②固結、③粒度の改良、④飽和度の低下・有効応力増大、⑤間隙水圧の抑制・消散、⑥せん断変形の抑制・過剰間隙水圧遮断、⑦構造的対策、の7つに分けられている。このうち、地震動がレベル2と大きくなった場合でも、②ではセメント混合量を増すなどして対応は可能である。⑥に関しては、兵庫県南部地震の烈震下でも有効な事例が見られ⁵²⁾、対策の設計が可能と考えられる。④でも地下水位をかなり下げるなど経済性を問わなければ対策は可能である。これに対し、近接施工などで最近重宝がられてきた⑤は対策の設計が苦しくなっている。例えば、常識的な施工間隔の柱状ドレーンではレベル2地震動下においては過剰間隙水圧が100%まで上がってしまい、数10%にとどめる設計が出来難い。従って、例えば「液状化しても直ぐに消散するので、その間に構造物が沈下する量は小さく重大な被害が生じない」といった、現状と異なる発想の設計方法を開発していく必要があると思われる。③に関して、も砕石で置換する場合には同様の問題が生じる。

これに対し、①では被害が防止出来るか否が微妙なところにある。レベル1地震動下の細粒分が少ない砂地盤では、 N 値10前後が液状化発生するか否かの限界となるが、レベル2地震動下では N 値20~25あたりが限界となる。新設の盛土で丁寧に締固めを行っていくと、この密度以上に充分締め固められるが、既往の緩い地盤を現有の締固め工法で改良する場合には、 N 値20~25程度が締固めの限界となる。しかし、兵庫県南部地震烈震下でもサンドコンパクションパイルやロッドコンパクション工法で十分液状化の発生を防げたと考えられる事例もある⁵³⁾ことから、現状の設計法の見直しの検討が進められている⁵⁴⁾。

その主な着目点は以下の通りである。

- ①対象範囲内の全ての深さで液状化しないように設計するのではなく、一部で液状化を許す設計も成り立つ可能性がある。
- ②締め固めによる K_0 値の上昇に伴い原位置での液状化強度も上昇するが、通常この効果は設計に考慮されていない。
- ③杭間と杭芯では締め固め度合いが異なっており、砂質地盤では杭間の N 値に比べて杭芯の N 値の方が5~10程度高い。設計では通常、杭間の N 値を用いており、地盤全体としては低めの液状化強度を見積もっている。
- ④地盤の密度が杭芯で大きいと、杭間の地盤定数から想定した地盤モデルよりも発生するせん断力は小さく、液状化しにくくなる。また、杭間で過剰間隙水圧がかなり上昇した場合でも、より締め固まっている杭及び杭近傍の地盤内に発生する過剰間隙水圧は小さいため、水平方向への間隙水圧の消散が起こり、結果的に杭間も液状化しにくい可能性もある。

(3) 構造的対策工法

これまでは液状化させない対策が主流であったため、構造的対策工法の開発はあまり行われてこなかった。上述したように、中密な地盤ではレベル2地震動で液状化するといっても構造物の変形量は大きくない可能性があり、構造的対策で十分対策が可能なが多いのではないかと考えられる。今後、各構造物で種々の対策工法が開発されることが望まれる。

5.5 液状化による地盤の側方流動

- (1) 液状化による地盤の水平移動（側方流動）の発生のメカニズムと地盤変位量の予測法についてはなお一層の研究を推進する必要がある。研究の推進のためには既往地震での事例分析、模型実験による研究および数値解析的研究の統合を企るとともに、実地盤に近い大型模型による実験を

行う必要がある。

(2) 側方流動が構造物基礎や地中構造物に与える影響の評価方法を確立するため調査、研究を推進する必要がある。さらに側方流動の発生を防止する方法および側方流動に対しても耐震性を有する基礎構造物および地中構造物の開発を促進する必要がある。

液状化した地盤が水平方向に数mのオーダーで水平移動する現象、いわゆる側方流動に関する定量的な研究は1983年の日本海中部地震を契機としている⁵⁶⁾。平均勾配2%前後の能代市の緩やかな砂丘斜面が最大で5mもの水平変位を生じたことが地震前後の航空写真による測量により明らかにされた。日本海中部地震での地盤変位量の測定を端緒として日米両国の研究者による側方流動事例の共同研究が行われてきた。⁵⁶⁾、⁵⁷⁾我が国では1923年関東地震をはじめとする4地震における事例研究が行われたが、この中で1964年新潟地震では信濃川沿岸において最大12mを越す変位が発生していたことが明らかにされた⁵⁶⁾。また、米国においても1906年サンフランシスコ地震においてサンフランシスコ市の埋立地盤で2mに達する水平変位が生じていたことが示された⁵⁷⁾。航空写真による地盤変位の測定とともに、側方流動による基礎杭および埋設管路の被害事例が収集され、被害と地盤変位の因果関係が研究されてきている⁵⁶⁾、⁵⁷⁾、⁵⁸⁾。

1995年に発生した兵庫県南部地震では、強烈な地震動と周辺地盤の液状化によってケーソン式の護岸が大きく移動した。これに起因して護岸背後の広範囲な地盤が水辺方向に移動し、各種ライフラインの埋設管路および構造物の基礎に極めて甚大な被害を発生させた⁵⁹⁾。

側方流動は兵庫県南部地震以前においてもその重大性が認識され、研究されてきた課題であったが、兵庫県南部地震の発生により改めて側方流動の影響を構造物の耐震設計で考慮することの重要性が再認識された。

側方流動の影響を考慮した耐震設計法の確立のために必要な研究課題は次の2課題である。

- (i) 側方流動発生メカニズムを解明し、合理的な地盤変位量の予測法を確立すること。
- (ii) 側方流動が地中構築物に与える影響を明らかにして基礎および埋設構造物など耐震計算法を確立のために有用な知見と情報を提供すること。

上記の二つの研究課題に対して、特に兵庫県南部地震以後活発な調査・研究が行われ、これらの成果の一部は改訂された各種耐震基準へ反映されている。本文ではこれらの調査・研究の現状と耐震基準改訂の動向および今後の研究の方向性などについて述べる。

5.5.1 側方流動のメカニズムと水平変位の予測法

側方流動のメカニズムについては事例の分析、重力場および遠心場の実験による研究が行われてきているが、研究者間の概ねのコンセンサスを得るには至っていない。数 m にも達する水平変位が発生するメカニズムとして次の二つの考え方がある^{60), 61)}。

- (i) 液状化によって地盤の剛性が著しく減少し、重力の影響によって地盤が大きく変形するという考え方。この場合、地盤変位の算定では液状化地盤を剛性の低下した固体と見なす。
- (ii) 液状化によって地盤の固体的剛性が失われ流体的に挙動するという考え方。この場合、地盤変位の算定では液状化地盤を粘性流体あるいは塑性流体などとして扱う⁶²⁾。

前者の考え方によるとすれば、地盤の剛性の低下の割合と土質条件および地震動との関係を明らかにする必要がある。また、後者の考え方によるとすれば液状化土の流体的特性（粘性係数に代表される）を明らかにしなければならない。

また、前者の考え方によれば地盤変位は瞬時に発生することになり、流動に要する時間や流動速度などは検討出来ない。後者の考え方に従えば地盤変位量よりはむしろ流動速度の特性を検討することになり、変位量の予測に結び付けるためには流動継続時間（液状化持続時間）の解明も必要となる。

上記二つの考え方は一見かなり立場を異にしているようにも見えるが、液状化地盤の剛性が著しく（あるいは無視出来得るほど）減少するという点では共通している。要はいずれの考え方が無理なく実際の現象を説明し、精度の高い地盤変位の予測のためにより多くの情報を提供し得るかという点にある。

上述した側方流動発生メカニズムの考え方に関する議論は残念ながらやや膠着状態にあり、決定的な議論の展開が望めない状況である。このような状況を打破するためには既往地震で発生した側方流動の現象がどのようなものであったのか、またその中で大変位発生メカニズムを考える上で手がかりは何か、を改めて検討してみる必要があると考える。

液状化地盤による側方流動には図5.10に示す二つのタイプがあることが知られているが、それぞれのタイプについてメカニズムを解明する上で有用と考えられる特性を挙げれば以下のようなになる。

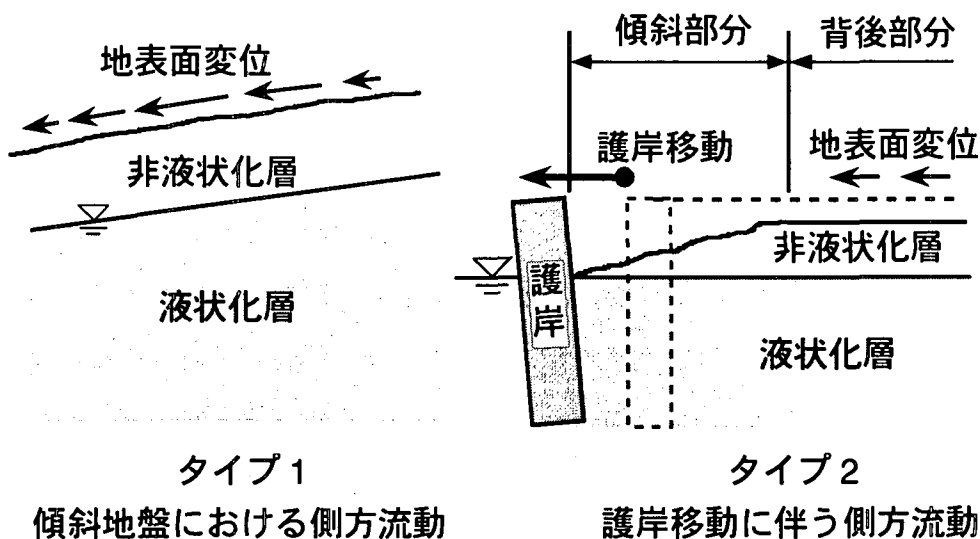
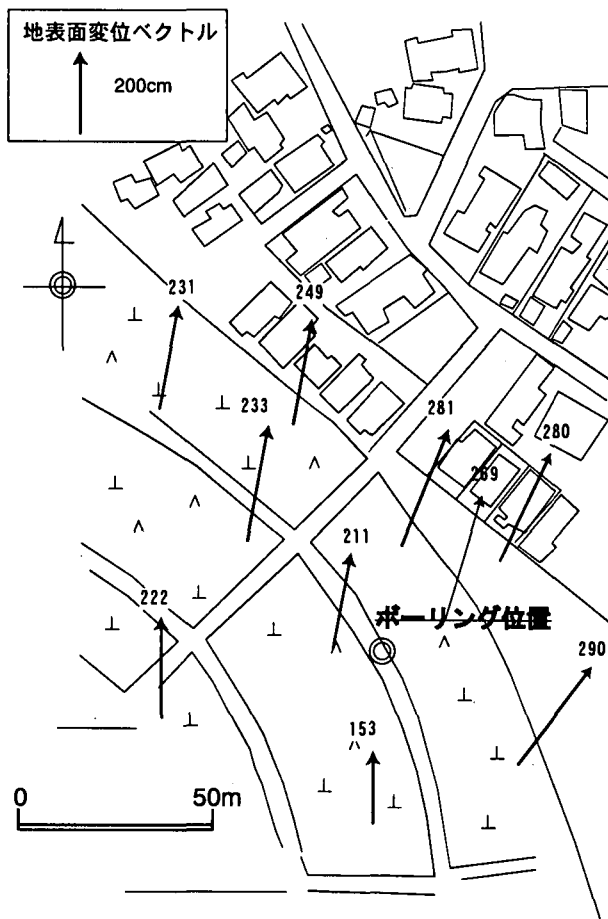


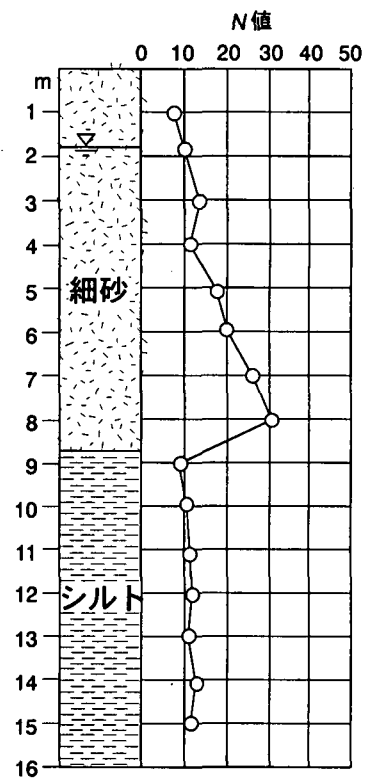
図5.10 液化化による地盤の側方流動のタイプ

まず、タイプ1の傾斜地盤については以下のことが挙げられる。

- (i) 推定された液化化層の層厚に比較し、かなり広領域の地盤が水平移動を生じている。1964年新潟地震の新潟市大形地区での事例によれば液化化層の推定層厚が5~7mに対し、幅600m長さ400mの領域で最大7mにも達する水平変位が生じた⁵⁶⁾。
- (ii) 現在までに収集された事例によれば地表面勾配は0.4~2.3%で極めて小さい⁶²⁾。傾斜地盤における地盤変位が重力の傾きによって発生すると考えれば、そのための外力は著しく小さいことになる。
- (iii) ほぼ均一と考える砂層において側方流動が発生している。図5.11は1983年日本海中部地震における能代市松美町の地表面変位と土質条件である。地表面よりほぼ均一な細砂(砂丘砂と考えられる)より構成されている。観測された地表面変位が、地盤内にすべり面が形成され、その上部の土塊の水平移動により生じたとの考え方も提示されているが⁶³⁾、図5.11に示した事例は液化化層全体がせん断変形を生じ、地表面変位が発生したことを示唆していると考えられる。
- (iv) (iii)で推論が正しいという前提で、液化化層の推定層厚と地表面変位より算定された液化化層の平均的なせん断ひずみには100%を越す事例も認められる⁶²⁾。
- (v) 側方流動後も地表面の形状には大きな変化は認められない。図5.12は1983年日本海中部地震における能代市松美町での事例を示すが、流動によって全般的に地表面は沈下しているものの、斜面形状はほとんど変化していない。このことは流動の停止が外力の喪失によるものでなく、液化化層の物性の変化によることを示している。

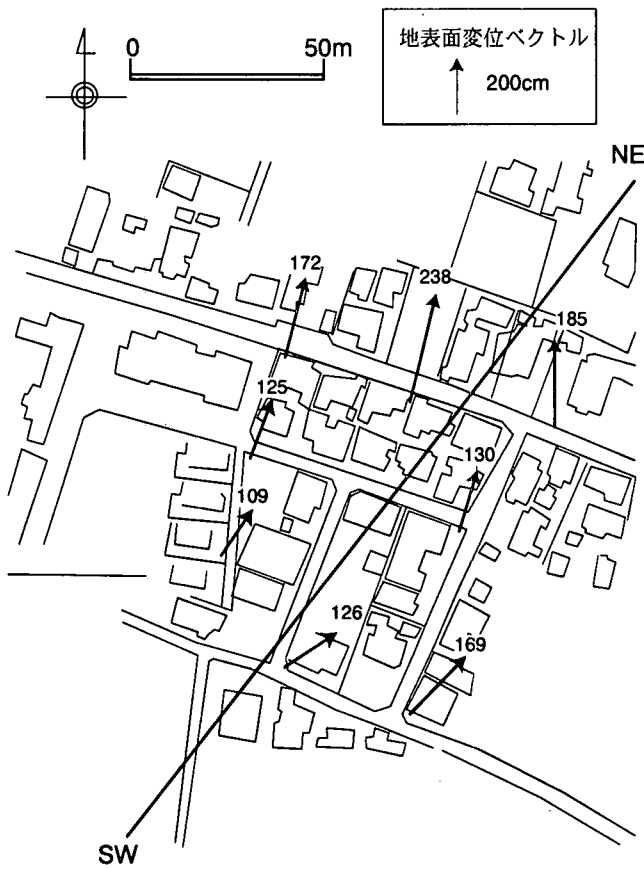


(a) 地表面変位

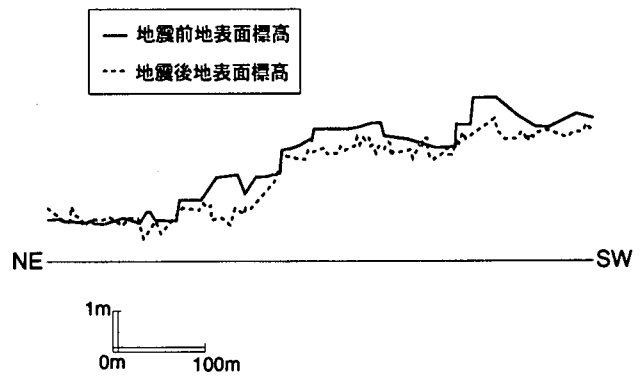


(b) 土質条件

図5.11 地表面変位と土質条件 (1983年日本海中部地震, 能代市松美町)



(a) 地表面変位



地震前後における地表面形状の変化
(1983年日本海中部地震青葉町)

(b) 地表面形状の変化

図5.12 地震前後における地表面形状の変化 (1983年日本海中部地震, 能代市松美町)

次に護岸など境界の移動に起因した背後地盤の側方流動、すなわち図5.10のタイプ2の側方流動の特性については下記が挙げられる。

(i) 推定された液状化層厚に比較し、広領域の地盤が水平移動を生じていることもある。図5.13は兵庫県南部地震における埋立地での水平移動について、護岸から離間距離と地表面の水平変位量の関係を示している。これによれば地盤変位は護岸より300m以上も離れた地点においても生じている。これらの埋立地区での平均的な液状化層厚を10m前後とすれば液状化層の30倍以上も変位が生じていることになる^{注)}。

(ii) 側方流動後の護岸背後の地盤には図5.14に一例を示すように、斜面部と地表面が一様に沈下する部分が出現する。斜面部は地盤が一種の崩壊を生じた部分と理解出来る。その背後の地盤では地表面は一様に沈下し、かつ水辺方向に移動する。(i)で述べたようにこの領域が数100mも

^注 文献62)による兵庫県南部地震における水平変位の測定によれば地盤の水平変位は護岸より概ね100m程度で収束するとの結果を得ている。図4.13の結果は建物基礎や地中構築物のない地盤の水平変位を航空写真を用いて測定しているのに対し、文献6)では護岸近傍の地割れ幅を加算することにより水平変位を推定していることに留意する必要がある。

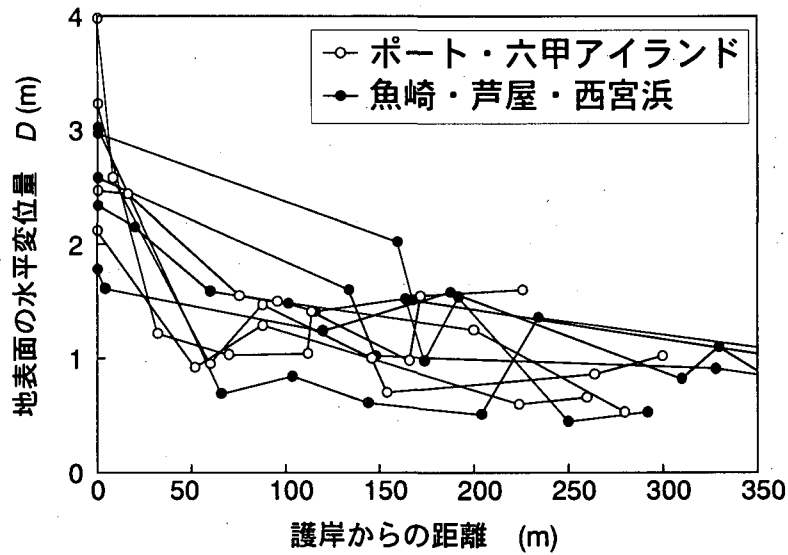


図-5.13 護岸からの離間距離と地表面変位の関係

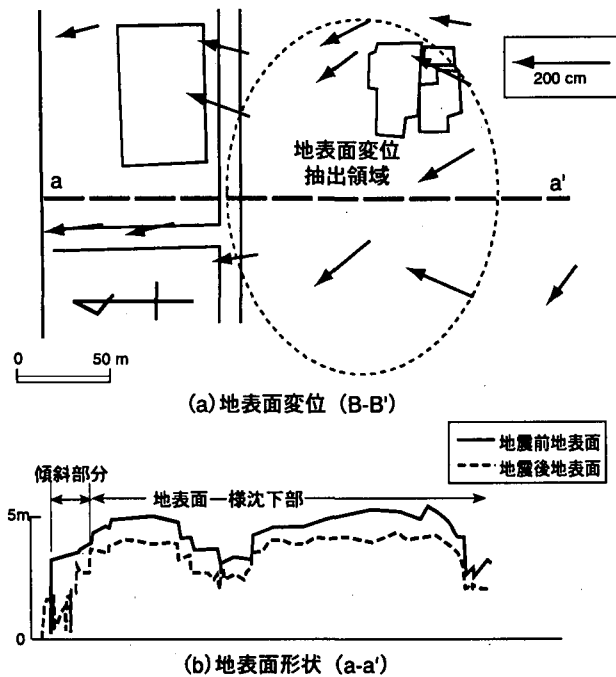


図5.14 神戸市六甲アイランドにおける地表面変位と地表面形状 (1995年兵庫県南部地震)

続くことがある

(iii) (ii)で述べた地表面の一様沈下部の変位は護岸などの境界移動量に強い相関性を持つ。図5.15は新潟地震および日本海中部地震について地表面変位量と護岸移動量の関係を示したものであるが、強い相関性が認められる。このことは境界移動に伴う水平変位の予測においては先ず境界移動量を精度よく推定することが基本であることを示している。

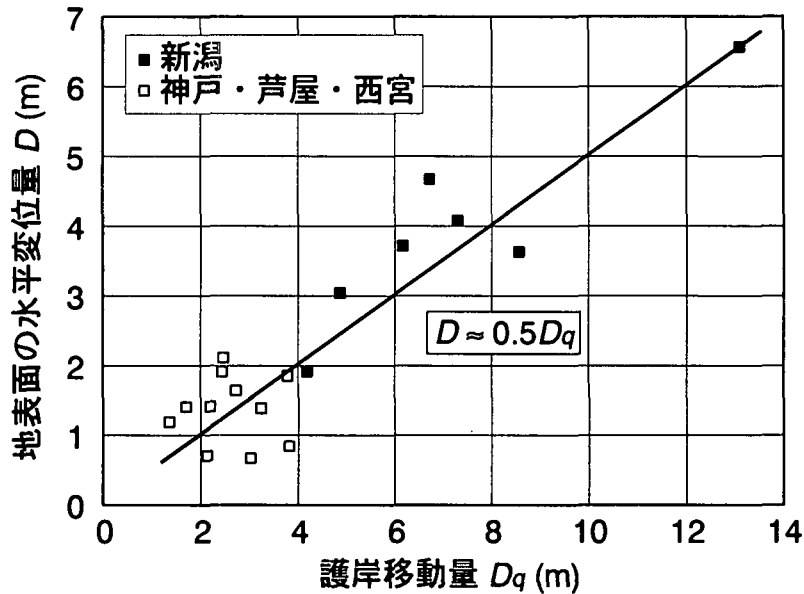


図5.15 護岸移動量と地表面水平変位の関係

傾斜地盤における側方流動および境界移動に起因した側方流動に関し水平変位量の経験的予測式が幾つか提案されている^{55), 63)}。これらの予測式を用いれば概ね実測された変位を1/2~2倍の精度が予測し得ることが示されている。しかし、問題はこれらの予測式が単に観測された変位量と各種要因との重相関解析などによって得られたものであり、予測式自体の持つ物理的意味が明らかでない点にある。実用上の観点からこれらの予測式を当面用いて設計用の変位量を推定することはやむを得ないとしても、模型実験や数値解析との比較などにより実験式の物理的意味合いの解釈と予測式の精度の向上が必要である。

5.5.2 側方流動が地中構築物に与える影響

地中構築物（基礎、埋設構造物など）の耐震設計において考慮すべき側方流動の影響として次の項目が挙げられる。

- (i) 埋設管路などの耐震設計における地盤変位と地盤ひずみの評価
- (ii) 基礎構造に作用する外力特性の評価

まず、(i)の課題に関しては、側方流動のメカニズムが解明され、合理的な変位の推定方法の確立が前提となることは言うまでもない。メカニズムの解明が十分でない現時点においては既存の経験的予測式や既往地震における実測値を用いざるを得ない。1998年に改訂された「水道施設耐震設計指針」⁶⁴⁾ および「下水道施設の耐震対策指針と解説」⁶⁵⁾では兵庫県南部地震の地盤変位より算

定された地盤ひずみの統計的処理により、それぞれ最大で2%、1.5%のひずみを埋設管路の耐震設計で用いることを規定した。

次に(ii)の側方流動の外力特性については兵庫県南部地震以後、被害杭の逆解析や、模型実験が行われ、ある程度研究者間のコンセンサスが得られつつある。側方流動が基礎構造に及ぼす外力は図4.16に示すように上部の非液状化層より作用する外力と液状化層からの外力の二つに大別される。上部の非液状化層からの外力については非液状化層の変位を地盤ばねを介して入力し、外力の上限を地盤の受働土圧とする考え方が受け入れられつつある。しかしながら、道路橋基礎などの比較的剛性の高い構造では地盤と基礎の相対変位が大きくなり、外力が上限の受働土圧に達することが予測されるため、耐震設計で受働土圧を採用している場合もある。

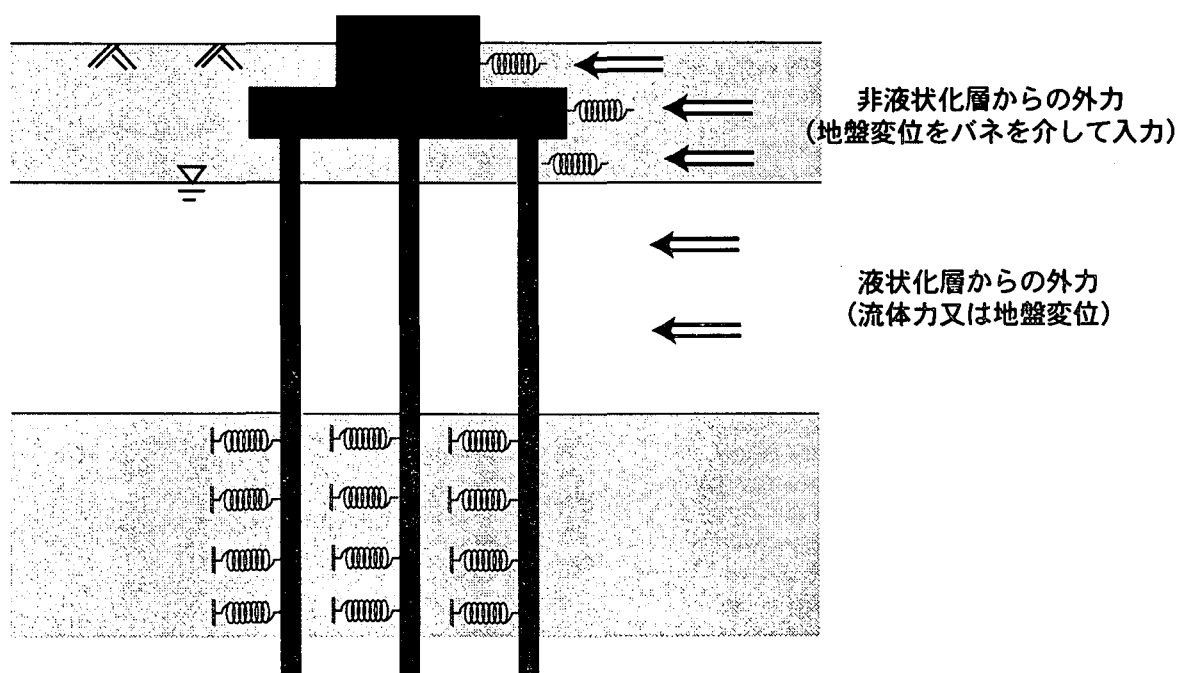
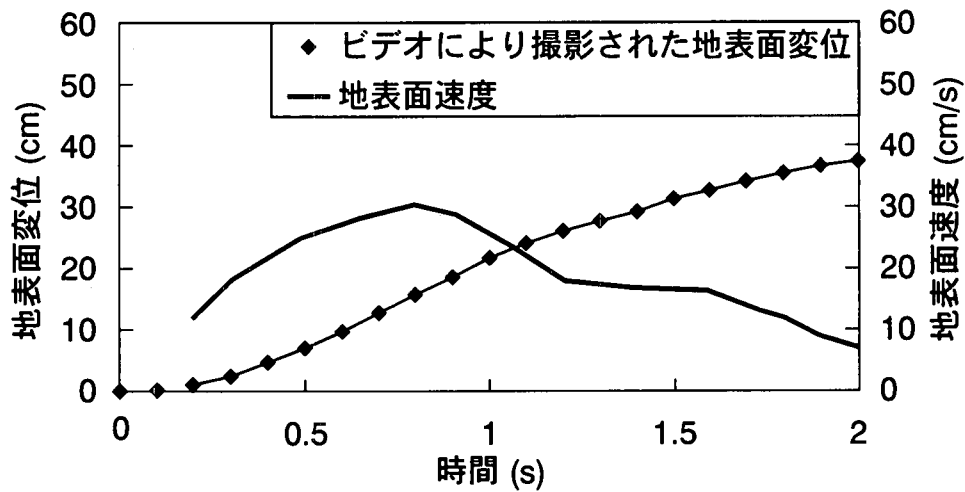
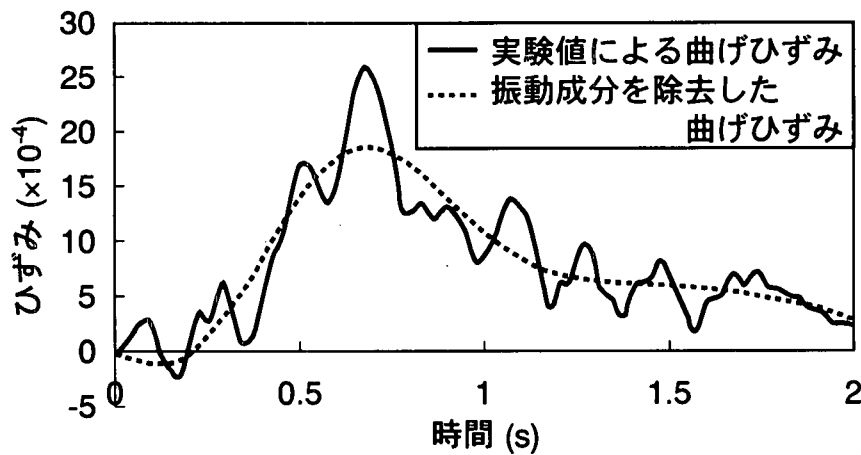


図5.16 側方流動が基礎構造におよぼす外力

議論の要点は液状化層から作用する外力の取り扱いである。これについては現時点では二つの考え方があり、最初の考え方は液状化層の外力もまた非液状化層からの外力と同様、液状化層の変位を地盤ばねを介して入力するというものである。この場合、液状化した地盤ばねが通常の非液状化状態のばね定数に対してどの程度低下するかを評価することが重要となる。二つ目の考え方は、液状化層からの外力を流体力によって評価しようとするものである。図5.17は模型杭に作用する流動外力の実験であるが、杭の曲げひずみが流動変位の時刻歴よりも流動速度の時刻歴に相似形になっており、模型実験レベルでは杭に作用する外力が流体力であることを示唆している。しかしながら、



地表面変位および速度の時刻歴



杭下部における曲げひずみの時刻歴

図5.17 杭に作用する液状化土の流動外力に関する模型実験結果

流体力として取り扱うためには流動変位の予測と同様、液状化土の流体としての特性を明らかにする必要があり、この考え方にも多くの課題が残されていることも事実である。

5.5.3 耐震設計基準改訂の動向

兵庫県南部地震以後、下記の施設・構造物の耐震設計基準の改訂が行われた。

- (i) 道路橋示方書
- (ii) 水道施設耐震設計指針
- (iii) 下水道
- (iv) 高圧ガス施設
- (v) 鉄道施設

上記の他にも現在ガス導管やガス製造施設に関して耐震基準の改訂のための調査・研究が行われている。いずれの改訂基準においても側方流動の影響を考慮して耐震設計を行うことが要求されている。

側方流動の影響を耐震設計基準に取り込んだ場合にも次の2点が課題となる。

- (i) 側方流動による地盤変位（あるいはひずみ）をいかに評価するか
- (ii) 側方流動が基礎構造に与える影響をいかに評価するか

地盤変位あるいは地盤ひずみの評価については、改訂された耐震基準ではいずれも既往事例分析にもとづく経験的予測式や既往地震における観測値を採用している。前述したように側方流動のメカニズムが十分に解明されておらず、研究者間のコンセンサスが得られていない現状ではやむを得ないと考えられるが、メカニズムに関する研究が進展し、研究成果が挙げられた段階で、それらの研究成果を積極的に耐震基準の改訂に取り組む必要性があろう。

(ii)の側方流動の外力評価に関する論点は、既に述べたように液状化層からの外力をどのように取り扱うかということである。改訂された基準では、地盤変位を入力する考え方、流体力を外力とする考え方など統一が取れていないのが現状である。これについても研究が進展した段階で基準を改訂していくことが必要である。

以上述べたように、兵庫県南部地震後に側方流動の影響が耐震基準の中に取り入れられることになったが、研究がそれほど進展していない現時点においてはあくまでも暫定的色彩の強いものと理解すべきである。

5.5.4 今後の研究の方向性

側方流動に関する研究課題は前述したように、側方流動のメカニズムと地盤変位量の合理的推定法の確立、および地中構築物に対する側方流動の影響の評価、の2点である。

側方流動のメカニズムと変位量の予測法に関しては、現在までに多くの事例分析、遠心場および重力場における模型実験などが行われ、基礎的なデータが蓄積されてきている。これらのデータにもとづく個々の研究者によるメカニズムの考察と提案がなされてはいるが、研究情報の交換、研究者間の意志の疎通などに関して研究成果を総合化する努力が不十分であると考えられる。このためには中・小の研究集会を通じ、研究者間の徹底的な討論が必要と考えられ、土木学会などの学会の果たす役割と責任は大きい。

流動のメカニズムについては小模型による遠心場の流動実験および中・小模型による重力場の流動実験が行われてきたが、流動に関する相似律が未だ不明瞭であることなどによりメカニズムを考える上で決定的な情報を得るには至っていない。将来的には実地盤に近い寸法の模型地盤による流動実験も視野に入れることも必要であろう。

地中構築物に対する側方流動の影響の評価については、被害杭の逆解析および模型実験が行われてきている。既往地震によって被害を受けた杭の逆解析により多くの知見と情報を得ることが出来ると思うが、この場合側方流動のみならず上・下部構造の慣性力、液状化前および液状化途中の地盤の動的変位などの影響をも考慮した総合的な検討が必要である。

液状化層からの外力が固体的であるか流体的であるかについては既往の実験結果を注意深く再検討することが必要であるが、この課題に関しても大規模模型による流動実験も有効な研究手法となり得ると考えられる。

参考文献

- 1) 国生剛治：地盤の動的特性，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. 4，pp. 76-84，1992
- 2) 吉田望：地震応答解析に用いる地盤物性をどう評価するか，建築基礎の設計施工に関する研究資料 4，液状化地盤における基礎設計の考え方，日本建築学会構造委員会基礎構造運営委員会編，日本建築学会，pp. 29-45，1998
- 3) Imai, T.: P- and S-wave velocities of the ground in Japan, Proc., 9th ISSMFE, Tokyo, Vol. 2, pp. 257-260, 1977
- 4) 安田進，山口勇：室内および原位置で求めた動的せん断定数，砂質土および砂地盤の変形・破壊強度の評価－室内試験法および試験結果の解釈と適用－に関するシンポジウム発表論文集，土質工学会，pp. 115-118，1984
- 5) 時松孝次：室内試験，原位置試験及び地震記録から求めた土の動的性質，第2回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム，pp. 11-16，1989
- 6) 吉田望：これからの動的解析：基礎・応用・問題点と事例，これからの数値解析講習会資料，地盤工学会，pp. 33-64，1998
- 7) Hatanaka, M., Uchida, A., Taya, Y., Hagiwara, T. and Terui, N.: Some factors affect the initial elastic modulus of sandy and gravelly soils measured in triaxial cell, Proc., 2nd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisboa, 1999
- 8) Towhata, I.: Models for cyclic loading, Mechanics of granular materials, Report of ISSMFE Technical Committee on Mechanics of Granular materials, ISSMFE, pp. 80-90, 1989
- 9) 吉田望：実用プログラム SHAKE の適用性，軟弱地盤における地震動増幅シンポジウム発表論文集，pp. 14-31，1994
- 10) Yoshida, N.: Processing of strain dependent characteristics of soil for nonlinear analysis, Proc., First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo, pp. 473-478, 1995
- 11) 吉田望，規矩大義，末富岩雄：レベル 2 地震動に対する地震応答解析のための砂の応力-ひずみ関係，第 33 回地盤工学研究発表会講演集，pp. 67-68，1998
- 12) 沓沢貞雄，森田悠紀雄：設計基準と土質定数，講座・基礎設計における基準の背景と使い方，

- 土と基礎, 地盤工学会, pp. 5-19, 1994
- 13) 畑中宗憲, 岡二三生, 半沢秀郎, 高橋秀樹: 締固められたマサ土埋め立て地盤の特性 (その2) 室内単調試験載荷結果, 土木学会第53回年次学術講演会概要集, 第3部(A), pp. 126-127, 1998
 - 14) Hatanaka, M. and Uchida, A.: Empirical correlation between penetration resistance and internal friction angle of sandy soils, *Soils and Foundations*, Vol. 36, No. 4, pp. 1-9, 1996
 - 15) 土質工学会: 土質試験の方法と解説, 1994
 - 16) 佐藤智美, 川瀬博, 佐藤俊明: 観測記録から同定した地震動の統計的特性と地盤の非線形性を考慮した強震動予測, 日本建築学会構造系論文集, 第463号, pp. 27-37, 1994
 - 17) Arulanandan, K. and Sybico, J. Jr.: Post-liquefaction settlement of sand -mechanism and in situ evaluation, Proc. 4th Japan-U.S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction, Honolulu, Hawaii, Technical Report NCEER-92-0019, pp. 239-247, 1992
 - 18) 吉田望, W. D. L. Finn: 液状化に伴う地盤の透水性の変化, 第24回地震工学研究発表会, pp. 549-552, 1997
 - 19) 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 日本港湾協会, 1989
 - 20) (社)日本ガス協会: ガス導管耐震設計指針, 1982
 - 21) 横浜市建設局: 横浜市公共建築物の耐震診断調査結果, 1986
 - 22) 建設省建築研究所: 建設省総合技術開発プロジェクト「大都市地域における地震防災技術の開発」地震動増幅危険度評価(建築)分科会報告書, 1997
 - 23) Biot, M. A.: General Theory of Three-dimensional Consolidation, *J. Appl Phys.*, Vol 12, pp. 155-164, 1941
 - 24) Bowen, R. M.: Theory of Mixtures, *Continuum Physics*, Vol. III, Eringen ed., Academic Press, New York, 1976
 - 25) Yoshida, N. and Iai, S. (1998): Nonlinear site response and its evaluation and prediction, Proc. 2nd International Symposium on the Effect of Surface Geology on Seismic Motion, Yokosuka, Japan, pp. 71-90
 - 26) 吉田望, 辻野修一: 液状化解析における非排水条件仮定の有効性, 第44回土木学会年次学術講演会講演概要集, 第3部, pp. 644-645, 1989
 - 27) 王均, 佐藤正行, 吉田望: 矢板護岸被害の有効応力解析(その2: 排水条件の影響), 第33回地盤工学研究発表会講演集, pp. 967-968, 1998
 - 28) Schnabel, P. B., Lysmer, J. and Seed, H. B.: SHAKE A Computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites, Report No. EERC72-12, University of California, Berkeley, 1972
 - 29) 吉田望: 実用プログラム SHAKE の適用性, 軟弱地盤における地震動増幅シンポジウム発表論文集, pp. 14-31, 1994
 - 30) 吉田望: 液状化解析は実現象をシミュレート出来るか, 建築基礎の設計施工に関する研究資料4, 液状化地盤における基礎設計の考え方, 日本建築学会構造委員会基礎構造運営委員会編, 日本建築学会, pp. 47-92, 1998
 - 31) 日本建築学会: 地震荷重 その現状と将来の展望, 丸善, 438p., 1987
 - 32) Clough, R. W. and Penzien, J.: *Dynamics of Structures*, McGraw-Hill Kogakusha, Tokyo, 1975
 - 33) 田中勉, 吉田望, 亀岡裕行, 長谷川豊: 地中構造物の多入力解析, 第38回土木学会年次学術講演会講演概要集, 第1部, pp. 49-50, 1983
 - 34) 東平光生, 吉田望: 時間領域の有限要素法と境界要素法の結合解析による地盤振動解析, 土木学会論文集, 第410号/I-12, pp. 395-404, 1989
 - 35) 吉田望: 水平成層地盤の地震応答に与える初期せん断の影響, 京都大学防災研究所年報, 第39号B-1, pp. 23-35, 1996
 - 36) Ohta, H., Iizuka, A., Hagio, Y., Udaka, T. and Demura, Y.: Seismic deamplifying effect

- of soft clay layers, Proc. 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamberg, pp. 859-962, (1997
- 37) 鈴木康嗣, 時松孝次, 田谷裕司, 窪田洋司: コーン貫入試験及び標準貫入試験結果と原位置凍結試料の液状化強度との関係, 第30回地盤工学研究発表会講演集, pp. 983~984, 1995
 - 38) Suzuki, Y., Goto, S., Hatanaka, M., and Tokimatsu, K.: Correlation between strength of gravelly soils and penetration resistances, Soils and Foundations, Vol. 33, No. 1, pp. 92-101, 1993
 - 39) Hatanaka, M., Uchida, A. and Suzuki, Y.: Correlation between undrained cyclic shear strength and shear wave velocity for gravelly soils, Soils and Foundations, Vol. 37, No. 4, pp. 85-92, 1997
 - 40) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, 1997
 - 41) 日本建築学会: 建築基礎構造設計指針, 1988
 - 42) 澤田純男, 土岐憲三, 中村純二: 応答スペクトルを用いた液状化判定法, 第23回地震工学研究発表会講演概要集, pp. 675-678, 1995.
 - 43) 安田進, 吉川洋一, 牛島和子, 石川利明: SI値を用いた液状化予測手法, 第28回土質工学研究発表会講演集, pp. 1325-1328, 1993.
 - 44) 佐藤正行, 安田進, 吉田望, 増田民夫: 地盤の地震時せん断応力の簡易推定法, 土木学会論文集 N0.610/III-45, pp. 83-96, 1998
 - 45) Nagase, H. and Ishihara, K.: Liquefaction-induced compaction and settlement of sand during earthquakes, Soils and Foundations, Vol. 28, No. 1, pp. 65-76, 1998
 - 46) Peiris, T. A. and Yoshida, N.: Modeling of volume change characteristics of sand under cyclic loading, Proc., Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, Paper No. 1087, 1996
 - 47) 川崎宏二, 酒井達史, 東畑郁生, 大友敬三: 送電鉄塔基礎の遠心模型振動実験, 土木学会第52回年次学術講演会講演集III-A, pp. 222-223, 1998
 - 48) 東畑郁生, 川崎宏二: 液状化による浅い基礎の沈下機構とその予測, 液状化メカニズム・予測法と設計法に関するシンポジウム, 地盤工学会, 1995年5月開催予定
 - 49) 安田進, 酒井達史, 佐藤正行, 吉田望: 液状化に伴う鉄塔基礎の沈下量の簡易推定法, 土木学会第52回年次学術講演会講演集III-A, pp. 246-247, 1998
 - 50) 建設省土木研究所: 共同溝耐震設計要領(案), 1994
 - 51) 古関潤一, 古賀泰之: 掘割道路の地震時浮上がりの判定法に関する検討, 土木学会第52回年次学術講演会講演集III, pp. 612-613, 1989
 - 52) 鈴木吉夫・斉藤聰・鬼丸貞友・木村玄・内田明彦・奥村良介: 深層混合処理工法を用いた格子状地盤改良による液状化対策工, 土と基礎, Vol. 44, No. 3, pp. 46-48, 1996.
 - 53) Yasuda, S., Ishihara, K., Harada, K. and Shinkawa, N.: Effect of soil improvement on ground subsidence due to liquefaction, Soils and Foundations, Special Issue, pp. 99-107, 1996.
 - 54) 松尾修・安田進・山本実・原田健二・橋本隆: レベル2地震動における改良地盤の評価に関する実証的研究, 第24回地震工学研究発表会講演論文集, pp. 273-276, 1997.
 - 55) 濱田政則, 安田進, 磯山龍二, 恵本克利: 液状化による地盤の永久変位の測定と考察, 土木学会論文集 第376号/III-6, pp. 211-220, 1986.
 - 56) Hamada, M. and O'Rourke, T. D. (Eds.): Case study of liquefaction and lifeline performance during past earthquake, Vol. 1 Japanese case studies, Technical Report NCEER-92-001, 1992.
 - 57) O'Rourke, T. D. and Hamada, M. (Eds.): Case study of liquefaction and lifeline performance during past earthquake, Vol. 2 Japanese case studies United States case studies, Technical Report NCEER-92-002, 1992.
 - 58) 濱田政則, 安田進, 磯山龍二, 恵本克利: 液状化による地盤の永久変位と地震被害に関する研究, 土木学会論文集 第376号/III-6, pp. 221-229, 1986.
 - 59) Hamada, M., Isoyama, R. and Wakamatsu, K.: Liquefaction-induced Ground Displacement and

- Its Related damage to Lifeline Facilities, Special Issue of Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society, pp.81-97,1996
- 60) 吉田望, 液状化に伴う地盤の流動のメカニズム, 地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム, 発表論文集, pp.53-70, 1998, 地盤工学会
 - 61) 吉田望, 液状化に伴う地盤の側方流動-固体か液体か-, 応用力学フォーラム, 土木学会応用力学委員会, pp.12-17, 1995
 - 62) 濱田政則, 若松加寿江, 液状化による地盤の水平変位の研究, 土木学会論文集 No.596/III-43,189-208, 1998
 - 63) 故島哲朗他, 液状化地盤の流動メカニズムに与える水膜現象(WFE)の影響に関する模型実験, 地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関する発表論文集, pp.313-316, 1998
 - 64) (社) 日本水道協会, 水道施設破壊工法指針・解説, 1977
 - 65) (社) 日本水道協会, 下水道施設の破壊 指針と解説