

7 章 構造物の応答値の算定

7.1 構造物の応答値の算定

構造物の応答値の算定は、動的解析法を基本とするが、構造物の特性に応じて適切な方法で算定するものとする。

【解説】

土木構造物の地震を受けた際の応答値の算定は動的解析を基本とするが、構造物の種類によってはそれになじまないものもあるので、その特性に応じて適切な方法で応答値を算定するのがよい。

一般的には次の方法を用いるのがよい。

(1) L1地震動に対する応答値の算定

L1地震動に対する応答値の算定においては、構造物は弾性として扱い、1自由度系等の簡単なモデルで応答値を求めてよい。しかし、規模の大きい構造物あるいは複雑な形状を有する構造物は、多自由度系のモデルによる線形応答スペクトルや時刻歴波形を用いた動的解析を行うことが望ましい。

また、動的解析になじまないもの例えば、抗土圧構造物、土構造物などは震度法によってよい。

(2) L2地震動に対する応答値の算定

L2地震動では構造物の非線形性を評価して応答値の算定を行うこととなる。したがって、構造物の終局耐力や終局変形性能を精度よく算定する必要がある。また、その履歴性状についても検討しなければならない。弾塑性解析手法は種々のものがあるが、その精度を載荷実験の結果との比較により検討するのが望ましい。

L2地震動に対する応答値の算定は次のように行うものとする。なお、二つの方法が示してある場合については先に記述してある方法を優先するものとする。

- ① 橋梁および高架橋：動的解析法または静的解析法
- ② 抗土圧構造物：静的解析法または動的解析法
- ③ 土構造物：動的解析法または静的解析法
- ④ 地下構造物：動的解析法または応答変位法
- ⑤ 地下タンク：動的解析法または応答変位法
- ⑥ 埋設管：応答変位法または動的解析法
- ⑦ ダム：静的解析法または動的解析法
- ⑧ 港湾構造物：動的解析法または静的解析法

橋梁の応答値の算定は動的解析法を主体とする。本ガイドラインで扱う動的解析法については解説表 7.1-1 に示すような方法がある。この表では各解析手法について、モデル化の簡便性、解析諸定数の設定の簡易性、非線形性への対応性、複雑な構造物に対する適応性、液状化および不整形地盤の適応性等に関する一般的な特徴を示している。各解析手法が有する解析性能のレベルが異なるため、それらを十分に把握した上で解析手法を選定する必要がある。この手法のうち基礎を支持ばねに置換したモデルを用いた場合には、地盤が軟弱で地震時の地盤変位等が無視できない地盤については、基礎の設計にこれを考慮しなければならない。この場合応答変位法によるのがよい。

なお、動的解析に用いるモデルや減衰定数等を定めるにあたっては、兵庫県南部地震等による被害解析も参考とする必要がある。

開削トンネル等地下構造物の応答値の算定には動的解析法または応答変位法を用いることとする。動的解析法としてはFEMが一般的である。また、地盤変位は動的解析法で求めて、その最大変位を応答変位法によって構造物に作用させる方法もある。

抗土圧構造物や盛土の応答値の算定は動的解析法ではFEM等によるのが一般的である。しかし、評価が困難な場合があるので、静的解析法を用いてよいが、その場合設計震度の値は地震動の応答スペクトルおよび兵庫県南部地震の盛土等の被害解析結果等を参考に定めることが望ましい。

土構造物については、動的解析を行うか、または 7.7.4 に述べるニューマーク法による動的解析を行うのがよい。

解説表 7.1-1 動的解析法とその特徴

特徴		解析手法名	所要降伏震度スペクトル法	基礎を支持はねに 置換したモデル による解析法	一体解析法			
					多質点系 モデル	有限要素法	有限要素法 + 境界要素法	有限要素法 + 薄層要素法
モデル化の簡便性			◎	○	△	△	△	△
解析諸定数設定の簡易性			◎	○	△	△	△	△
非線形性の 対応性	上部構造物		○	◎	◎	○	○	○
	基礎部材		○	◎	◎	○	○	○
	地盤		○	◎	◎	◎	◎	◎
表層地盤影響の考慮への適用性 (軟弱・互層)			○ ¹⁾	○ ¹⁾	○	◎	◎	◎
地形影響の考慮への適用性 (不整形地盤)			○ ¹⁾	○ ¹⁾	○ ²⁾	◎	◎	◎
複雑な構造物への適用性			△	△	○	◎	◎	◎
液状化に対する適用性			○	○	◎	◎	○	△
汎用性			◎	◎	○	○	△	△
入力地震動の位置			—	耐震設計上の地盤面	基盤	基盤	基盤	基盤

◎：高い，○：普通，△：低い

1)：本ガイドラインに示す地盤種別および不整形地盤の補正により可能

2)：別途地盤解析を要する

3)：+とは両手法のハイブリッドで計算することを示す。

7.2 時刻歴応答解析法（骨組系モデル）

7.2.1 一般

橋梁や高架橋等のように、はり・柱等の棒部材で構造系を構成する構造物は、1質点または多質点の線材モデルにより解析してよい。

【解説】

動的解析を行う際の力学モデルとしては、構造物を連続体としてモデル化する方法と、離散系とみなし、質量を有限個の節点に集中させた線材によりモデル化する方法がある。線材モデルは、線形あるいは非線形の力学特性を有する線材によって構造物を2次元や3次元にモデル化するもので、連続体によるモデル化に比べ解析時間を短くできること、安定的な解が得られる等の利点を有している。

はり・柱等の棒部材で構成する構造物の場合は、一般には線材モデルとしてよい。なお、橋脚等の場合は低次の主要な振動モードを考慮すれば実用的な解析精度が得られるので、むやみに節点数を増やしモデルを複雑にする必要はない。構造物のモデル化に当たっては、固有周期、減衰特性、部材の非線形履歴特性などの動的特性を適切に表現することが重要となる。

7.2.2 構造物のモデル化

- (1) 橋脚や高架橋等、構造物が連続している場合は、構造物全体をモデル化することを原則とする。ただし、個々の構造物の周期、破壊形態および水平耐力等が概ね等しい場合は、設計振動単位別に区分し、個々の構造物ごとにモデル化してよい。
- (2) 地上構造物を支持する基礎構造物は、地盤と一体としたモデルを採用し動的相互作用を評価するのがよい。ただし、地盤構造が複雑でなく解析結果に大きな相違が生じない場合は、基礎構造物を支持バネに置換してモデル化してよい。

【解説】

(1)について

橋脚や高架橋等、構造物が連続している場合は、地震時の耐震性能を正確に評価するため、構造物全体系をモデル化することを原則とした。しかし、この方法は解析規模が大きくなるため、設計実務においては実施が困難となる場合が多い。そこで、橋脚や高架橋等、構造物が連続している場合においても、個々の構造物の周期、破壊形態および水平耐力等が概ね等しい場合は、構造物を適切な設計振動単位に区分し、単体の構造物としてモデル化してよいこととした。なおこの場合、各設計振動単位の相互の境界において、隣接する構造物の影響を考慮する必要があり注意を要する。構造物の設計振動単位の取り扱いについては、文献1)、2)を参考のこと。

(2)について

設計実務において、地上構造物および基礎構造物を一体としてモデル化することは、現時点では課題も多い。しかし、今後の技術の進展を促す意味合いも含め、本ガイドラインにおいては一体化したモデルを採用し動的相互作用を評価するものとした。なお、不整形等の特殊な地盤を除き、十分な精度により応答結果が得られる場合は、基礎構造物を支持バネに置換するモデルを採用してもよい。

参考文献

- 1) (社) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 1996.12.
- 2) (財) 鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 1999.10.

7.2.3 部材のモデル化

- (1) はり・柱等の棒部材は、一般に線材にモデル化してよい。なお、面部材は、「7.3 時刻歴応答解析法（FEMモデル）」等により、その挙動を忠実に表現できるモデルを採用するものとする。
- (2) 棒部材は、必要に応じて非線形性を考慮するものとする。
- (3) 鉄筋コンクリート部材の非線形性には、コンクリートのひび割れ、軸方向鉄筋の降伏等の影響を考慮するものとする。
- (4) 鉄骨鉄筋コンクリート部材の非線形性には、コンクリートのひび割れ、軸方向鋼材の降伏等の影響を考慮するものとする。
- (5) コンクリート充填鋼管部材の非線形性には、鋼管の降伏や座屈等の影響を考慮するものとする。
- (6) 鋼部材の非線形性には、鋼材の降伏や座屈等の影響を考慮するものとする。

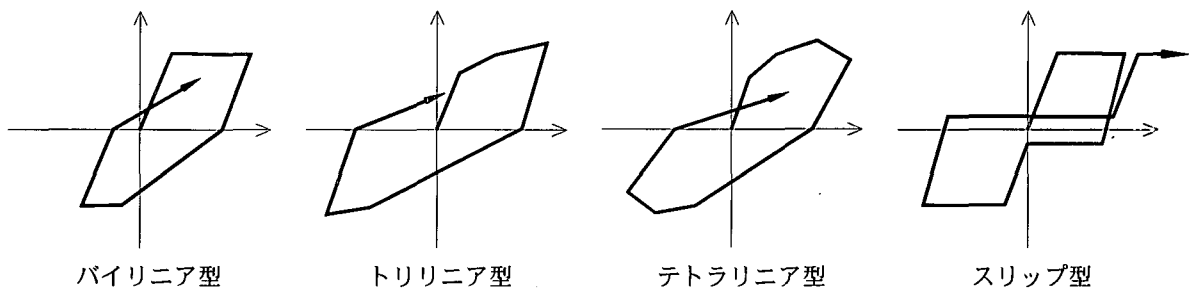
【解説】

(1)について

はり・柱等の棒部材は、線材としてモデル化してよいこととした。また、面部材についてはFEM系モデル等の採用により挙動の把握を精度良く行うものとした。ただし、面外力を受ける面部材は、一般に線材としてモデル化してよい。

(2)について

1) 棒部材の非線形性には、材料の非線形性および部材の幾何学的非線形性を考慮するのがよい。ただし、構造物に要求される耐震性能が部材の塑性化を許容しない性能であれば、部材の非線形性は考慮しなくてもよい。線材モデルにより塑性域の応答解析を行う場合、材料の構成則に基づく非線形履歴モデルを用いて部材の復元力特性を求めるか、部材の非線形復元力特性を直接モデル化して用いる方法がある（解説図 7.2.3-1）。これらについては、部材を構成する材料特性に応じて適切なモデルを選定しなければならない。



解説図 7.2.3-1 部材の復元力モデルの例

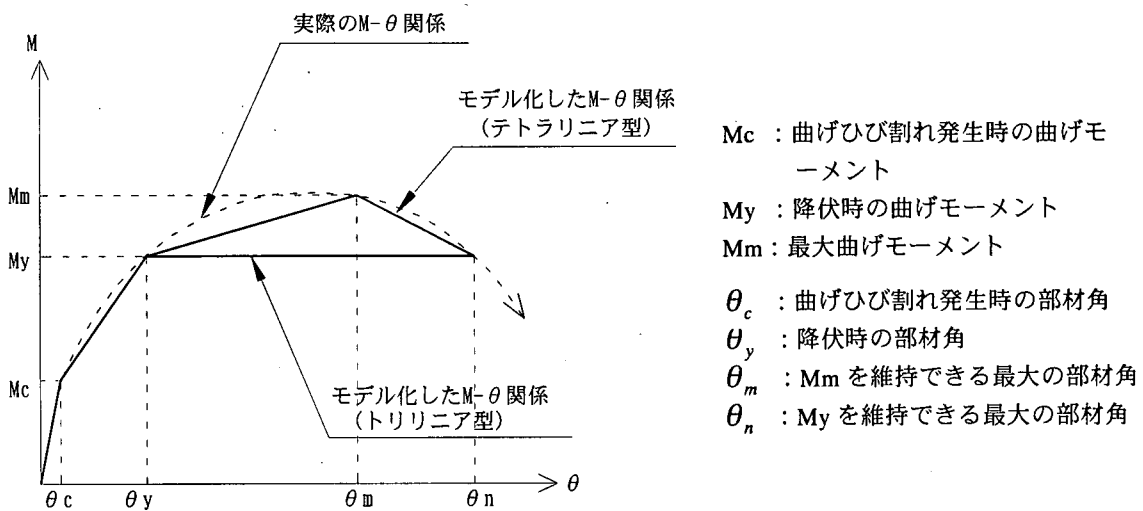
2) 棒部材の非線形性を評価する方法としては、線材をファイバー要素に分割した解析法を用いることもできる。この方法は、「平面保持の仮定」の基に、各ファイバー要素内に積分点を設け、部材軸方向の応力・ひずみを数値積分することにより剛性マトリックスを作成するもので、弾塑性履歴特性は積分点の応力-ひずみ関係の構成則で与えられる。断面力でなく応力を基に塑性変形が評価できるため、変動する軸力や二軸回りの曲げモーメントが作用する場合の対応が容易である。

(3),(4)について

鉄筋コンクリート部材、および鉄骨鉄筋コンクリート部材の非線形性を線材にモデル化する方法は、せん断破壊に対する照査を別途適切な方法で行うことを前提に、部材断面の曲げモーメントと曲率の関係、または部材端部の曲げモーメントと部材角の関係で表すのが一般的である。これらは照査対象の部材特性に応じて適切に区分して適用しなければならないが、一般には、柱部材のように曲げモー

メント分布が直線的に変化する部材は、部材の非線形性を部材端部の回転ばねの曲げモーメントと回転角の関係で表わす方法を用いてよい。また、永久荷重による曲げモーメントの影響が大きい梁部材のように、曲げモーメント分布が曲線状に変化する部材は、部材断面ごとの非線形性の影響を曲げモーメントと曲率の関係で表わす方法を用いるのがよい。なお、鉄筋コンクリート部材、および鉄骨鉄筋コンクリート部材の非線形性は、部材のひび割れ、軸方向鋼材の降伏、かぶりコンクリートの剥離、および軸方向鋼材の座屈の影響等による部材の塑性化の影響を適切に評価できるモデルを用いることとする。

また、部材に作用する軸方向力が部材の塑性化に及ぼす影響も適切に考慮するのがよい。一般には、解説図 7.2.3-2 に示すようなトリリニア型モデルや、最大曲げモーメント以降の曲げモーメントの低下を考慮したテトラリニア型モデルを用いる。テトラリニア型モデルを用いれば、一部の部材が耐力の下降域に入った場合の構造物の挙動を追跡することができ、より精度の高い解析が可能である。また、履歴モデルとしては剛性低下型のモデルを用いるのがよい。



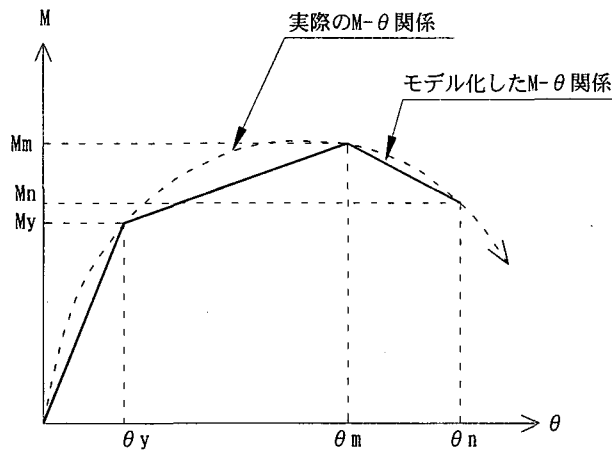
解説図 7.2.3-2 コンクリート系部材の非線形のモデル化例

(5)について

本ガイドラインでいうコンクリート充填鋼管部材とは、円形あるいは矩形の鋼製閉断面に、材軸に沿って全体にわたりコンクリートを充填した構造系を有し、力学的には鋼管とコンクリートの合成作用を期待した部材をいう。なお、コンクリート部分充填部材に対しては、別途の検討が必要である。

コンクリート充填鋼管部材の非線形性は、鋼管の降伏、および鋼管の座屈の影響等による部材の塑性化の影響を適切に評価するモデルを用いることとする。また、部材に作用する軸方向力が部材の塑性化に及ぼす影響も適切に考慮するのがよい。

円形断面の場合、一般には、解説図 7.2.3-3 に示すような最大曲げモーメント以降の曲げモーメントの低下を考慮したトリリニア型モデルを用いるのがよい。このときの履歴特性としては、剛性低下を考慮したモデルを用いるのがよい。

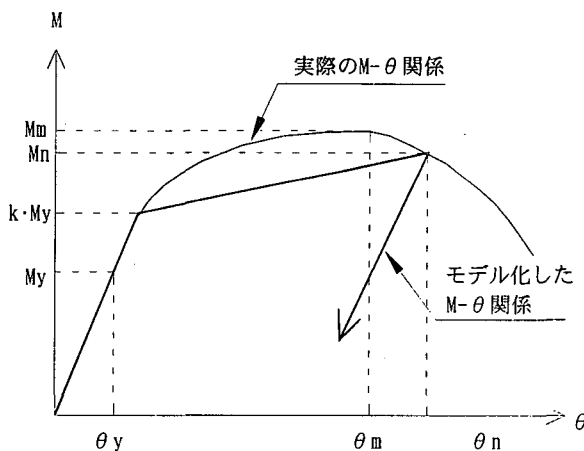


M_y : 降伏時の曲げモーメント
 M_m : 最大曲げモーメント
 θ_y : 降伏時の部材角
 θ_m : M_m を維持できる最大の部材角
 θ_n : M_y を維持できる最大の部材角

解説図 7.2.3-3 コンクリート充填鋼管部材の非線形のモデル化例

(6)について

1) 鋼部材は部材の特性により損傷過程が異なり、局部座屈の発生以降、急激に耐力を失い変形性能を確保することが困難となる場合もある。鋼部材の復元力モデルには、このような降伏や局部座屈の影響等の非線形性を考慮する必要がある。鋼製橋脚の交番載荷試験結果に基づいて種々の復元力特性が提案されている。比較的精度の良い復元力モデルとしては、骨格曲線をトリリニアモデルとし繰返しによる剛性低下や強度劣化等を考慮できる2パラメータモデルなどが提案されている。このモデルを用いることにより、パラメータの設定はやや煩雑であるが、動的解析を精度よく行うことが可能となる。この他、より簡易な復元力モデルとして、繰返しによる剛性の低減を考慮しないトリリニアモデルやバイリニアモデルを用いることも可能である。矩形断面や円形断面の場合、耐力および変形性能が期待できるプロポーシオンで、最大荷重の95%程度を保持する最大変形点を限界点と考える場合には、バイリニアモデルを用いても実用上問題ないことが模型実験結果より確認されている。このとき、折れ点は、矩形断面・円形断面とも降伏点（最外縁降伏時）を1.3倍に延長した点とし、折れ点からは最大荷重の95%を維持する最大変形点を指向する2折れ線にモデル化すると実験結果によく合致する（解説図 7.2.3-4）なお、復元力モデルには、作用する軸方向力の変動が部材の塑性化に及ぼす影響を適切に考慮できるモデルとするのがよい。



M_y : 降伏時の曲げモーメント
 M_m : 最大曲げモーメント
 θ_y : 降伏時の部材角
 θ_m : M_m を維持できる最大の部材角
 θ_n : M_y を維持できる最大の部材角
 k : バイリニア型モデルにおいて第一折れ点を求めるための係数で、矩形断面、円形断面ともに1.3としてよい

解説図 7.2.3-4 鋼部材の非線形のモデル例

2) 鋼部材の耐力および変形性能の推定は、鋼製橋脚の交番載荷試験で求める他に、ファイバーモデルや有限変位弾塑性有限要素法による静的な増分解析により求めることが可能である。複雑な骨組み

構造物に対する動的な非線形挙動を推定する場合、1)の復元力特性を使用した骨組み系モデルによる動的解析では十分な結果が得られない恐れがあり、ファイバーモデル等の採用を検討する必要がある。鋼材の弾塑性挙動を精度よく表す構成則としては、修正2曲面モデル、3曲面モデル、BMCモデル¹⁾が提案されている。

参考文献

- 1) 西村宣男, 他: 単調載荷曲線を基にした繰返し塑性履歴を受ける鋼材の構成則, 土木学会論文集 No.513/1-31, pp.27-38, 1995.

7.2.4 基礎構造物のモデル化

- (1) 動的解析における基礎構造物のモデル化は、「7.2.2 構造物のモデル化」および基礎型式と支持力特性等に応じて行うものとする。
- (2) 地上構造物と基礎構造物の一体解析においては、地盤と基礎構造物の動的相互作用を評価できるようにモデル化を行うものとする。
- (3) 基礎構造物を、地上構造物を支持するばねに置換する場合のばねモデルは、基礎構造物と地盤の動的相互作用による非線形復元力特性を考慮するものとする。

【解説】

(1)について

動的解析における基礎構造物のモデル化は、「7.2.2 構造物のモデル化」に示すように、地上構造物および基礎構造物を一体としてモデル化するのがよい。ただし、一般的な橋脚およびラーメン高架橋等で、複雑な地盤条件および特殊な基礎構造物の場合以外は、基礎構造物を支持ばねに置換してモデル化してよい。基礎構造物のモデル化においては、構造物の型式、地盤条件、基礎型式等を勘案し、適切な方法を選択してモデル化を行う必要がある。

基礎構造物別によるモデル化の作成方法については、例えば、文献1)を参考とすることができる。

(2)について

構造物が地震動を受けたときの挙動は、地盤と基礎構造物との動的相互作用の影響を受ける。これを精度よく推定するには、地上構造物と基礎構造物とを一体とした解析モデルの選定が必要となる。ただし、この場合の解析精度は、地盤と基礎構造物の設計に用いる諸定数の評価や境界条件などに大きく影響を受け、これらの適否が解析結果の信頼性を左右することとなり十分な配慮が必要となる。

地上構造物～基礎構造物の一体解析における基礎構造物の骨組みとしては、多質点のばね～マスモデルに代表される質点系モデルが考えられ、Penzien型モデルや格子モデル等を解析の対象となる構造物の構造条件や地盤条件および解析精度等に応じて選定する必要がある。

(3)について

地盤が不整形等でなく、基礎構造物を支持ばねとして評価できる場合は、基礎構造物の型式と支持力特性に応じ支持ばねの種類とその特性を適切に与える必要がある。

1)支持ばねの種類

基礎構造物のモデル化における支持ばねは、一般に、鉛直ばね、水平ばねおよび回転ばねとし、地盤条件と基礎型式および支持力特性に応じて適切に設定するものとする。

2)支持ばねの復元力特性

支持ばねの復元力特性の設定においては、その骨格曲線は地盤および基礎部材の非線形性を考慮した荷重～変位曲線を、履歴特性は地盤と基礎部材の非線形性に基づいた復元力を適切に評価するものとする。

参考文献

- 1) (財) 鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計, 丸善, 1999.10.

7.2.5 構造物の減衰定数

- (1) 構造物の減衰特性は, 応答に大きく影響するので適切に評価して定めなければならない.
- (2) 地上構造物の減衰定数は, 部材の塑性的性質から生じる履歴減衰, 支承部等のエネルギー損失による構造減衰等を考慮するものとする.
- (3) 基礎構造物の減衰定数は, 基礎型式に応じて適切に定めるものとする. なお, 基礎構造物を支持ばねモデルに置換する場合の減衰定数には, 履歴減衰のほか, 逸散減衰等の影響を考慮するものとする.

【解説】

(1)について

構造物の動的応答を解析により推定する場合, 構造物の剛性や質量の他に減衰も適切に評価して定める必要がある. 構造物に影響する減衰には, 構成する材料の内部減衰, 空気がもたらす空力減衰, 地盤の履歴減衰やエネルギー逸散減衰等があると考えられる. しかし, 減衰のメカニズムは複雑であるため, 一般には, 減衰力は質量等の速度に比例して生じるとして取り扱われている. また, 多自由度系の線形動的解析を行う場合は, 質量比例型, 剛性比例型, レーリー型の比例減衰等を用いる場合が多い. 時刻歴応答解析を行う際は減衰の取り扱いが重要となるが, 例えば剛性比例型を採用して減衰を評価する場合でも, 瞬間剛性比例とするか初期剛性比例として扱うかにより応答結果が異なることに注意する必要がある. 各線材モデルに非線形の復元力特性を考慮した弾塑性解析を行う場合は, 上述の比例減衰による減衰性能に加え, 非線形の復元力特性による履歴減衰を考慮することとなる.

(2), (3)について

- 1) 各構造要素の減衰定数の値については, 例えば文献 1)を参考にすることができる.
- 2) 基礎構造物を支持ばねモデルに置換する場合の減衰定数は, 地盤の動的応答の影響を考慮して決定する必要がある. 一般に, 地盤の動的挙動は, 地盤を構成する各土層について, ひずみ依存性を有する土のせん断弾性係数と減衰定数を室内土質試験等から求め, 非線形動的解析により推定するが, ひずみレベルが低い場合は等価線形化法の適用も可能である. なお, 支持ばねに適用する減衰定数の参考値は, 例えば文献 1) を参考にすることができる.

参考文献

- 1) (社) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 1996.12.

7.2.6 応答値の算定

- (1) 応答値の算定は, 「2章 設計地震動」による設計地震動に対して, 動的解析法により行うことを原則とする.
- (2) 応答値算定の際の骨組みモデルは, 「7.2.2 構造物のモデル化」, 「7.2.3 部材のモデル化」, および「7.2.4 基礎構造物のモデル化」により設定するものとする.
- (3) 応答値の算定は, 耐震性の照査に必要な工学的指標について求めるものとする.

【解説】

(1)について

橋梁・高架橋等の応答値の算定は、動的解析により行うことを原則とする。なお、十分な精度により応答を等価な線形問題に置き換えて解析できる場合は、等価線形化法を採用してもよい。鉛直地震動については、荷重中心と抵抗中心が偏心している構造物および長大径間の構造物等、上下動の影響が大きいと推定される構造物についてはこれを考慮するものとする。

(2)について

モデルを作成するに当たって、地盤と構造物の動的相互作用を正確に把握する場合は、地盤・基礎・地上構造物を一体としてモデル化するのがよい。

(3)について

応答値の算定は、耐震性の照査に必要な応答塑性率、応答変位量（最大変位、残留変位）等について求めるものとする。

7.3 時刻歴応答解析法（FEMモデル）

7.3.1 一般

- (1) 時刻歴応答解析による構造物の耐震設計において、構造物の応答値に及ぼす地盤の影響をバネによるモデル化にて適切に表現できない場合や、線材としてモデル化することが適切ではない構造物を対象とする場合は、FEMモデルを用いるものとする。
- (2) FEMモデルを用いた時刻歴応答解析において、対象とする現象が奥行き方向に半無限状に連続すると判断できる場合は、当該面内を対象とした2次元解析としてよい。これに対して、現象の3次元性を考慮しなければならない場合は、これを評価しうる解析手法を用いるものとする。

【解説】

(1)について

FEMモデルを用いた時刻歴応答解析は、一般に、7.2 に示した骨組み系モデルによる時刻歴応答解析と比較して多量の計算機容量を要する。したがって、例えば橋梁等の地上構造物を対象とする場合など、固定支持条件、もしくは、地盤や基礎をバネにてモデル化した骨組み系モデルを用いた時刻歴応答解析により、対象とする構造物の応答値を有意な精度で評価できる場合には、これによることが合理的である。

しかしながら、例えば複雑な形状や地層条件での地下構造物や大規模な橋梁の基礎など、地盤-構造物の動的相互作用の影響をバネにてモデル化すると適切に挙動が把握できない場合は、地盤も含めた全体系のモデル化が必要となる。さらには、護岸近傍のように支持地盤が著しく非対称の場合や、地盤内に存在する構造物相互の近接の影響などを考慮する場合なども、地盤の影響をバネにてモデル化すると適切な評価とはならないことが想定される。これに加えて、面部材面内方向もしくは土構造物やコンクリートダムなどのように、構造物や部材によっては線材としてモデル化することが適切ではないものもある。そこでここでは、このような構造物を対象とする場合は、FEMモデルを用いた時刻歴応答解析を行うこととした。

なお、一般に線材として評価しうるとされている構造物においても、近年、FEMモデルによる塑性域を含んだ材料モデルが開発され、時刻歴応答解析による鉄筋コンクリート構造物の耐震設計に用いられている例もある。実事象の再現性が確認されている場合には、このようなモデルを用いた時刻歴応答解析による耐震設計を行ってもよい¹⁾。

(2)について

FEMモデルを用いた時刻歴応答解析において、例えば地下構造物横断方向など、対象とする現象が面外方向に半無限状に連続すると判断できる場合は、2次元領域における解析を実施すれば適切な評価が可能である。

これに対して、現象の3次元性を考慮する必要がある条件としては、例えば、地下構造物の縦断方向に対して地盤条件や構造物条件が急変する箇所、立抗と地下構造物との接合部、地下構造物の分岐部、曲線部、基礎構造物などが挙げられる。また、土構造物やコンクリートダムなども必要に応じて3次元性の考慮を要する。

このような3次元性を有する構造物の地震時挙動を評価できる解析手法には、3次元立体モデル、軸対称モデルなどがある。このうち軸対称モデルは、対称軸を中心とした同心円状の3次元領域をモデル化するものであり、円形のタンクや立抗、および鋼管矢板基礎などの解析においては有効であり、適用性がある形状の構造物に対しては、比較的容易に3次元性の考慮が可能となる。一方、3次元立体モデルによる時刻歴応答解析は、2次元領域での解析と比較して、モデル化における労力や計算容量がさらに大きくなるので、適切な仮定を設けることが可能な場合は、2次元解析にて評価してもよい。

参考文献

- 1) (社)土木学会:コンクリート標準示方書 [平成8年制定] 耐震設計編,3章 解析モデル, 1996.7.

7.3.2 構造物、地盤のモデル化

- (1) FEMモデルでは、実施する解析の次元や部材の振動特性および形状寸法などを考慮し、適切な要素を用いるものとする。
- (2) 構造物や地盤のモデル化においては、地震時の応答状態や要求性能、加振方向および選択する解析手法に応じて、適切な物性値や非線形モデルを設定するものとする。
- (3) 解析におけるモデル化においては、着目する構造物の応答を有意な精度で評価しうよう、モデル化領域や境界条件、メッシュ分割サイズなどに十分配慮しなければならない。
- (4) FEMモデルを用いた地盤-構造物連成系の解析においては、工学的基盤面から上方をモデル化の対象領域とし、入力地震動は基盤面に与えることを原則とする。

【解説】

(1)について

対象とする構造物をFEMモデルにてモデル化する場合には、実施する解析の次元や部材の振動特性および形状寸法などを考慮し、適切な要素を用いる必要がある。モデル化に用いる標準的な要素を以下に示す。

①2次元FEMモデル

面内力を受ける面部材や地盤、土構造物など、対象とする面内における寸法を直接考慮した評価が必要なものは、平面ひずみ要素を用いてモデル化する必要がある。但し、棒部材や面外力を受ける面部材として評価できる構造物は、部材の軸線を通る梁要素を用いてモデル化してよい。

②3次元FEMモデル

地盤や土構造物などは3次元ソリッド要素を用いてモデル化する必要がある。但し、棒部材として評価できる構造物は部材の軸線を通る梁要素を用いてモデル化してよい。また、面部材として評価できる構造物は部材の軸線を通るシェル要素を用いてモデル化してよい。

なお、ここに示したほかに、バネ要素、ダンパー要素、ジョイント要素、液体要素などについても、モデルの妥当性を十分検討のうえ適宜用いてもよい。

(2)について

構造物や地盤のモデル化においては、着目する現象を有意な精度で表現しうる合理的な物性値や非線形特性の設定が重要である。

解析手法として時間積分法を用いる場合は、各部材の履歴性状を適切に示すモデルの選択が重要である。一般に地盤に関する物性値や非線形特性は「5章 地盤の評価および挙動の算定」に示すものを用いてよいが、土構造物の引っ張り破壊を評価する場合には、これを考慮しうるモデル¹⁾を用いることが必要となる。また、鉄筋コンクリート部材や鋼材の物性値や非線形特性は「6章 部材の評価」に示すものを用いてよい。

一方、解析手法として等価線形化法による周波数領域の複素応答法を用いる場合には、地盤の非線形性については「5章 地盤の評価および挙動の算定」と同様にせん断弾性係数や減衰定数のひずみ依存性を用いることとなる。また、鉄筋コンクリート部材や鋼材などの非線形性については、「6章 部材の評価」に示したモデル化の規定を踏まえ、非線形領域における構造物剛性を応答損傷程度に応じて設定する必要があるため、常時荷重による断面力や地震時に変動する断面力を適宜考慮し、応答損傷程度に応じた適切な剛性や減衰定数を用いるのがよい。

さらに、当該部材の地震時応答状態が明らかに線形領域と考えられる場合や、構造物に要求される性能が部材の塑性化を許容しない場合などでは、いたずらに非線形特性を考慮したモデルを用いるのではなく、線形領域に限定したモデルを用いることが合理的である。また、シールドや開削トンネルのように、設定するモデルによってはその非線形特性に異方性がある構造物を対象とする場合は、加振方向や着目する項目に応じたモデルを用いる必要がある。一方、中柱構造のトンネルや杭基礎などの3次元性のある構造物を2次元解析にて評価する場合は、物性値や非線形特性を想定する奥行き当たりのものとして設定する場合も多いが、その適用性には十分な検討が必要である。

そこでここでは、地震時の応答状態や要求性能、加振方向および選択する解析手法に応じ、適切な物性値や非線形モデルを考慮することとした。なお、これらの非線形特性に関しては、現在いろいろなモデルが提案されており、モデルの選択やパラメータの設定の妥当性が確認されているものについては、これらを用いてもよい。

(3)について

FEMモデルを用いた時刻歴応答解析において着目する構造物の応答を有意な精度で評価するためには、モデル化領域や境界条件、メッシュ分割数などに十分な配慮が必要となる。

例えば地盤-構造物連成系の解析をする場合には、本来半無限的な広がりをもつ地盤を人為的に有限領域に限定することとなるため、モデル化領域の周囲に、地盤の半無限性や対称性を示す境界条件を設ける必要がある。一般に、側部境界には、1次元自由地盤と領域端部間の波動伝播をモデル化する粘性境界やエネルギー伝達境界を用いる場合が多い。このうち粘性境界は、周波数領域のみならず、時間領域の解析にも適用可能であるが、境界に対して斜め方向に入射する地震波については性能が劣る傾向にある。これに対してエネルギー伝達境界は、粘性境界と比べて性能はよいが、周波数領域の解析にしか適用できない欠点を有している。また、入力地震動が鉛直進行せん断波の場合は、側方境界として水平ローラーを用いることもできるが、これは物理的には境界位置に対して線または面対称の系を解いていることとなるため、対称となる構造物相互の影響が小さくなるよう、モデル化領域はエネルギー伝達境界や粘性境界を用いる場合よりも広くしておく必要がある。さらに、最も簡易な境界条件として、境界条件を設けず自由境界とすることもできるが、この場合は境界における反射散乱波が対象とする構造物に及ぼす影響が小さくなるよう、さらに広い領域を要することに留意しなければならない。このように、側方のモデル化領域については、選択する境界条件の性能も勘案して設定する必要があるが、これが十分ではない場合は、対象とする構造物の応答に境界の影響が含まれるものとなるため現象を適切に評価できないこととなる。

また、対象とするモデル化領域を解析メッシュに分割する場合のサイズは、解析結果に及ぼす影響が無視しうる程度に十分小さいものとする必要がある。これについては、例えば地盤については第5章に示した指標が参考となる。

ここでは、上記を一例として、着目する構造物の応答を有意な精度で評価しうるよう、モデル化において十分配慮しなければならないことを規定したものである。

(4)について

「2章 設計地震動」に示したように、入力地震動は、工学的基盤面にて設定する場合と地表面にて設定する場合の2種類に大別される。FEMモデルを用いた時刻歴応答解析において地盤-構造物連成系の解析を行う場合には、モデル化対象領域を基盤面より上方とし、入力地震動は、「5章 地盤の評価および挙動の算定」に示す地盤の応答解析と同様、基盤面にて与えることを原則とした。

なお、加振方向としては、2次元解析では面内方向の水平動と鉛直動を、また、3次元解析では、例えばトンネル軸方向と軸直角方向など、対象とする構造物に応じた直交2方向の水平動と鉛直動を適宜検討の対象とするものとする。また、解析領域内で地震動の箇所別変化を考慮する必要がある場合には、基盤入力波に時間遅れを設定することで評価することが可能である。

参考文献

- 1) H.Sakai, S.Sawada and K.Toki: Non-linear Analyses of Dynamic Behavior of Embankment Structures Considering Tensile Failure, Proceedings of 12th World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand, No.0678, 2000.

7.3.3 応答値の算定

構造物の応答に及ぼす履歴性状の影響が大きい場合や、地震時における過渡現象を適切に評価する必要がある場合は、解析手法として時間領域積分法を用いるものとする。

【解説】

FEMモデルによる時刻歴応答解析手法としては、時間領域積分法とともに、周波数領域で演算する複素応答法も多用されている。しかしながら後者の方法は、そのアルゴリズム上線形問題にしか適用できない欠点を有しており、非線形問題を解く場合は等価な線形問題に帰着する等価線形化法によらざるを得ない。したがってその適用は、対象とする構造物の応答を等価な線形問題に帰着させて評価できる場合、すなわち、鉄筋コンクリート部材や鋼材にて構成される構造物については損傷を許容しない場合や軽微な応答損傷量にとどまる場合など、地盤についてはひずみレベルが 10^{-3} 程度以下となるような場合などに限定される。これに対して、非線形性の影響が大きく、部材の履歴性状も含めた応答の評価を必要とする場合や、地震時における構造物の損傷過程などの過渡現象を評価する必要がある場合、もしくは、損傷が生じた後に残留する状態の評価が必要な場合については、等価線形化法では適切に把握できないので、時間領域積分法を用いる必要がある。

そこでここでは、構造物の応答に及ぼす履歴性状の影響が大きい場合や、地震時における過渡現象を適切に評価する必要がある場合、もしくは、損傷が生じた後に残留する状態の評価が必要な場合は、解析手法としては時間領域積分法を用いることとした。

なお、本手法による場合は、時刻歴応答解析を実施するに先立ち、自重解析等で地震作用直前の応力状態を評価しておく必要がある。特に、斜面や土構造物を対象とする場合には、初期せん断力の考慮の有無が解析結果に大きく影響を及ぼすことが明らかにされている¹⁾。これに対して、周波数領域

の複素応答法で得られた構造物の断面力は地震時増分のものであり、応答値の評価は、常時応力より得られた断面力と地震時断面力を正負に重ね合わせて行う必要がある。

参考文献

- 1) (社)土木学会 地震工学委員会 高地震力に対する土構造物の耐震設計法に関する研究小委員会：
高地震力に対する土構造物の耐震設計法に関する研究報告，2000.9.

7.4 所要降伏震度スペクトル法

7.4.1 一般

構造物の振動モードが比較的単純で、かつ塑性ヒンジの発生箇所が明らかな場合は、所要降伏震度スペクトル法によりその応答値を算定することができる。

【解説】

所要降伏震度スペクトル法とは、所要降伏震度スペクトルを用いて橋梁および高架橋などの構造物の非線形動的応答値を予測する方法である。ただし、以下の条件を満たす場合に本手法の適用が可能である。

- ①構造系が比較的単純で1次の振動モードが卓越する場合
- ②主たる塑性ヒンジの発生箇所が明確な場合

一般的な形式の橋梁および高架橋では、①と②の条件に該当する 경우가多く、所要降伏震度スペクトル法が適用できる場合が多い。なお、鉄道構造物の耐震設計¹⁾では、簡易動的解析法としての位置づけで本方法が採用されている。

参考文献

- 1) (財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，丸善，1999.10.

7.4.2 所要降伏震度スペクトルの設定

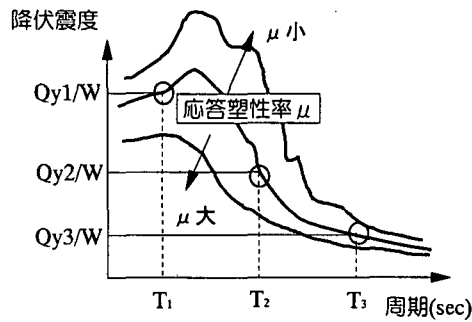
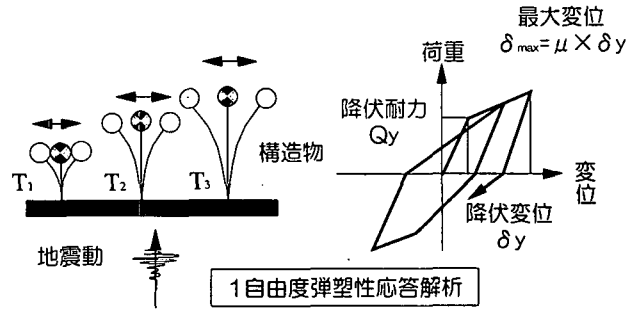
所要降伏震度スペクトルは、構造物を1質点系にモデル化し、構造形式や材料特性等を適切に反映できる非線形モデルを用いて、設計地震動に対して設定するものとする。

【解説】

- 1) 所要降伏震度スペクトル

地震動に対する1自由度系の最大応答を、系の固有周期をパラメータとして算定し、横軸に固有周期、縦軸に応答値をとって図示したものを、応答スペクトルという。一般的には系が線形とした場合に求められる。しかし、レベル2地震動に対する構造物の耐震設計においては、地震時に構造物が非線形領域に入ることを許容せざるを得ない。こうした設計理念の表現に便利なように構造物の非線形応答を応答スペクトルとして表したものを総称して非線形応答スペクトルという。非線形応答スペクトルには様々な型式のものがある。

特に、縦軸に降伏震度をとって、塑性率ごとに固有周期と降伏震度との関係を図化したものを所要降伏震度スペクトルという。その概念図を解説図7.4.2-1に示す。なお、横軸には初期周期もしくは降伏周期を用いて図示することが可能である。



解説図 7.4.2-1 所要降伏震度スペクトルの作成方法

2) 所要降伏震度スペクトル作成条件

所要降伏震度スペクトルを設定するには下記に示す①～③の情報・条件が必要である。

① 構造物全体系の復元力特性（骨格曲線と履歴法則）：

例えば、橋梁および高架橋の場合は、構造物全体系の復元力特性としては、バイリニア型、トリリニア型、テトラリニア型などを用いることが可能である。部材の特性や構造形式により変化する。さらに、主たる非線形性が橋脚や柱などで生じるか、基礎で生じるかによっても構造物全体系の復元力特性は変化するので注意が必要である。

② 減衰定数：

構造物系の減衰を考えた場合、内部減衰、履歴減衰、逸散減衰など様々な要因が考えられる。その中でも、履歴減衰と逸散減衰が構造物の動的応答に与える影響は大きい。履歴減衰については、時刻歴の非線形解析を実施する際に自動的に取り込まれる。しかし、逸散減衰等は別途、初期減衰として考慮する必要がある。

実橋梁の振動実験から構造物の減衰定数は構造物の周期に依存していることが定性的に明らかにされている¹⁾。また、数値解析から減衰定数の提案式が検討された例もある²⁾。定量的にどの程度の値が妥当であるかは、今後も橋梁の地震観測や振動実験等を通して、継続的に検討をする必要がある。

③ 設計入力地震動：「2章 設計地震動」参照。

地盤条件、構造材料、構造形式、主たる非線形箇所等を勘案して、上記の条件を設定する。所要降伏震度スペクトルは、当該地点毎に作成することも可能であるが、設計実務的には、地盤を数個の地盤種別に分類し、地盤種別ごとの設計地震動を用いて、予め所要降伏震度スペクトルを用意しておくこともできる。

参考文献

- 1) 栗林栄一，岩崎敏男：橋梁の耐震設計に関する研究（Ⅲ） —橋梁の振動減衰に関する実測結果一，土木研究所報告，第139号，1970。

- 2) 若原敏彦・川島一彦：剛体基礎で支持される道路橋橋脚の地下逸散減衰，土木学会論文集 No.432/I-16, pp.145-154, 1991.
- 3) (財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，丸善出版，1999.10.

7.4.3 応答値の算定

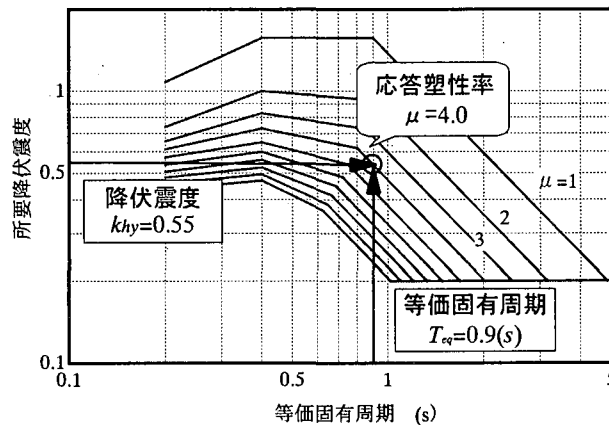
所要降伏震度スペクトル法により構造物の応答値を算定する場合は，構造物の周期および降伏震度を用いて，所要降伏震度スペクトルにより応答塑性率を算定するものとする。

【解説】

所要降伏震度スペクトルを用いて構造物の応答塑性率 μ を算定する場合の一般的な手順を示す。

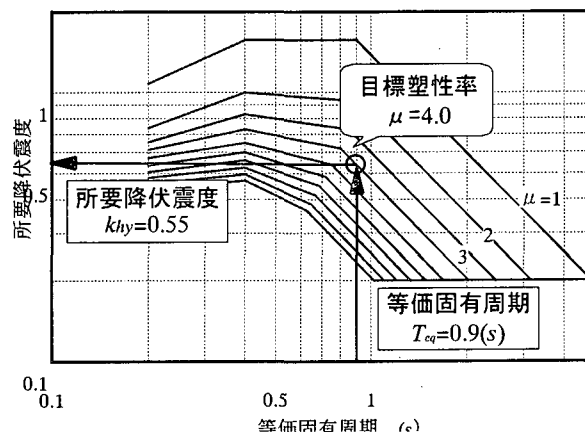
- ① 構造物全体系の非線形解析（プッシュオーバー解析）により降伏震度 K_{hy} を求める。
- ② 構造物全体系の周期を求める。
- ③ 所要降伏震度スペクトルを用いて，①および②の交点を定め，応答塑性率を読みとる。

鉄道基準¹⁾に採用されているスペクトルを用いてその例を解説図 7.4.3-1 に示す。



解説図 7.4.3-1 等価固有周期 T_{eq} と降伏震度 K_{hy} から応答塑性率を求める方法¹⁾
 (図中の等価固有周期とは，構造系が初期降伏に達するときの剛性を用いた固有周期)

また，所要降伏震度スペクトルを用いる方法として，構造物の応答塑性率 μ をある値に納めたいときに，構造物にどれだけの耐力を付与するか（所要降伏震度）を算定することも可能である。この場合には，固有周期 T と目標塑性率 μ の線が交わる点の縦軸の値が所要降伏震度を表す。



解説図 7.4.3-2 等価固有周期 T_{eq} と設計塑性率 μ が既知の場合に所要降伏震度を求める方法¹⁾

参考文献

- 1) (財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，丸善，1999.10.

7.5 応答変位法

7.5.1 一般

地震時の地盤変位の影響を受ける構造物の応答値は，地震時の地盤変位を考慮して算定するものとする。なお，必要に応じて慣性力を考慮するものとする。

【解説】

開削トンネルや埋設管路などの地下構造物は，橋梁などの地上構造物と異なり慣性力の影響は比較的小さく，その地震時挙動は周辺地盤の動きに支配されている。よって，これらの構造物の耐震計算では，地盤震動の影響を考慮して応答値を算定しなければならない。また，近年の地震被害や模型実験，数値解析等から，深く根入れされた基礎構造物も慣性力のみならず地盤変位による影響を大きく受ける場合があり，地震の影響として慣性力と地盤変位の両者の影響を考慮する必要があることが明らかにされてきた。

地盤変位の影響を考慮した耐震計算法としては，動的な地震外力を静的に置き換えて構造物に作用させて応答値を計算する静的解析法，地震波を直接入力して動的解析を実施して応答値を計算する動的解析法に大別される。動的解析法は，「7.2 時刻歴応答解析法（骨組み系モデル）」および「7.3 時刻歴応答解析法（FEM モデル）」を参照のこと。地盤変位を考慮した静的解析法には様々なものが提案されており，これら全てを含めて「応答変位法」と呼ぶこともあるようだ。しかし，本ガイドラインでは，骨組み解析を基本とした静的解析法を応答変位法と定義し，FEM 解析を基本とした応答震度法などは「7.5.5 FEM を用いた静的解析法」に述べるものとする。

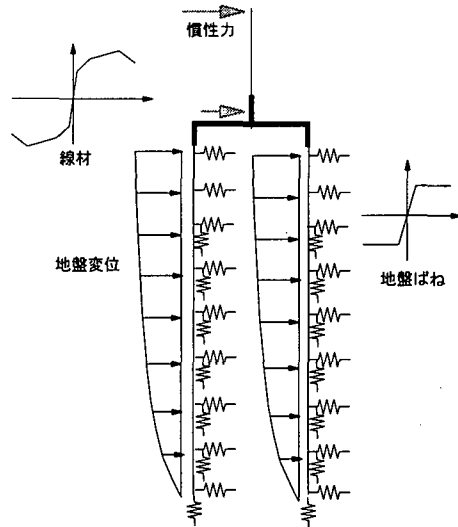
応答変位法は，地中に埋設された構造物を対象として開発された耐震設計法であり，地盤の相対変位を構造物に地盤ばねを介して外力として作用させるのが一般的である。解説図 7.5.1-1(a)に示すように，基礎のように地中深く設置される構造物は鉛直面内の地盤変位を外力として考慮し，地中埋設管のように線状に長い構造物は解説図 7.5.1-1(b)に示すように水平面内の地盤変位（地震波の波長）を外力として考慮する。

(1) 基礎構造物

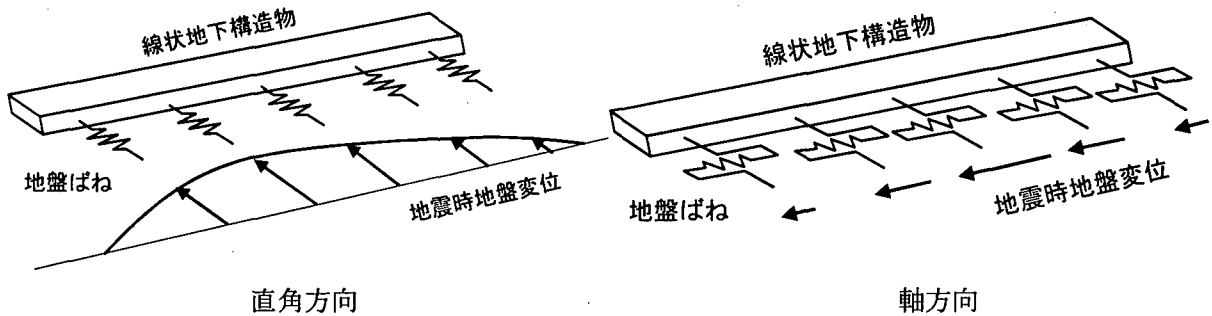
表層地盤が軟弱な場合には，地盤の地震時水平変位量が大きくなる。このような地盤に深く根入れされた基礎構造物の地震時挙動は，慣性力のみならず地盤変位による影響も大きく受ける。また，インピーダンス比が大きい地層境界がある場合にも地盤変位による応力が基礎に発生する。よって，地震の影響として慣性力と地盤変位の両者の影響を考慮するのが望ましい。

例えば鉄道標準¹⁾では，以下に該当する場合には基礎構造物の設計に地盤変位の影響を考慮することを規定している。

- 1) 表層地盤の設計固有周期 T_g が 0.5 秒以上の場合。
- 2) 表層地盤の N 値および層厚が解説表 7.5.1-1 の条件に該当する場合。



(a) 鉛直面内の地盤の水平変位分布を対象とする応変位法の例



(b) 水平面内の地盤変位分布を対象とする応変位法の例
 解説図 7.5.1-1 応変位法の概念図

解説表 7.5.1-1 N 値および層厚による条件

粘性土		砂質土	
N 値	層厚	N 値	層厚
N=0	2m 以上	$N \leq 5$	5m 以上
$N \leq 2$	5m 以上	$N < 10$	10m 以上
$N < 4$	10m 以上		

注) ただし、表層地盤の設計固有周期が 0.5 秒以下の場合でも、構造物の重要度や地層条件によっては、地盤変位の影響を考慮した方が望ましい場合がある。

地盤-基礎-構造物を一体としてモデル化して動的解析を実施した場合には、動的解析の結果に地盤変位による影響と慣性力による影響が自動的に考慮されている。しかし、基礎をばねに置換したモデルによる動的解析（「7.2.4 基礎構造物のモデル化」）や所要降伏震度スペクトル法（「7.4 所要降伏震度スペクトル法」）や保有水平耐力法（「7.7 簡易算定法」）などによる耐震計算方法は、地震の影響として慣性力の影響のみに着目していることになる。この場合には地盤変位の影響を応変位法により適切に考慮しなければならない。その際、地盤変位と慣性力の影響は必ずしも同時に最大値になるのではなく、位相差が存在するので^{2),3)}、地盤変位と慣性力の組み合わせが重要となる。

(2) 地下構造物

地下構造物には、埋設管路やトンネルのような線状のものもあれば、地下駐車場のよう箱形のもの

のもあり、その形状は多種多様である。しかし、地震時の挙動に関する基本的なメカニズムは共通しており、耐震設計の基本的な部分は共通である。

線状地下構造物の耐震設計は、主として鉛直面内の地盤変位分布の影響を対象とした横断面の問題と、水平面内の変位分布の影響を対象とした縦断方向の問題の2つに分けて考えることができる。縦断方向の検討は、シールドトンネルや埋設管路の軸歪みや継ぎ手部に作用する引っ張り力の評価等を行う場合に必要となる。一方、横断方向の検討は、構造物の断面に発生する曲げ応力や変形を評価するのに必要となる。例えば、開削トンネルでは、一般には横断方向に対してのみ耐震検討を行い、縦断方向については、構造細目により定まる配力鉄筋を縦断方向鉄筋として考慮すれば大きな被害は受けないと考え、一般には省略されている。ただし、地層構造が縦断方向に著しく変化する場合などでは線路方向の検討を行う必要がある。

参考文献

- 1) (財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，丸善，1999.10.
- 2) 室野剛隆，永妻真治，西村昭彦：軟弱地盤中の杭基礎構造物の地震応答特性と耐震設計への応用，構造工学論文集 Vol44-A, pp.631-640, 1998.
- 3) 西村昭彦，室野剛隆，永妻真治：杭基礎構造物の地震時挙動に関する実験的研究，第10回日本地震工学シンポジウム論文集，pp.1581-1586, 1998.

7.5.2 応答変位法で考慮する地震の影響

(1) 応答変位法で考慮すべき地震の影響（「3.2 地震の影響」）は、主に以下の2つである。

①地盤変位

②慣性力

(2) 地盤変位分布は、地層構成や土の非線形性等により大きく変化するので、これらの影響を適切に考慮できる評価手法で算定するものとする。なお、応答変位法では、鉛直面内の地盤変位分布が問題となる場合と、水平面内の分布が問題となる場合がある。構造条件に応じて適切に用いる。

(3) 慣性力は、必要に応じて、地盤や構造物の応答性状に応じた評価手法により算定するものとする。

【解説】

(1)について

開削トンネルや埋設管路などは、構造自体の重量が小さく、慣性力の影響よりも地盤変位の影響の方が支配的である。構造形式によっては慣性力の影響を考慮しなくてもよい場合もある。

しかし、杭基礎などの基礎構造物では、地盤中の杭に作用する慣性力は小さいものの、地上部の桁や橋脚重量から伝達されてくる慣性力が大きく、応答変位法でも地盤変位と慣性力の両者を適切に評価することが重要となる。(2)では地盤変位の評価方法、(3)では慣性力の評価方法を示す。なお、これらの荷重の組み合わせ方法については、「7.5.4 応答変位法による応答値の算定」で述べる。

(2)について

応答変位法を適用する場合、最も大きな問題は作用させる地盤変位をどのように設定するかである。しかも、鉛直面内の分布が問題となる場合と、水平面内の分布が問題となる場合がある。杭などの深い基礎や開削トンネル（横断方向検討）などでは、地盤の水平変位の鉛直方向分布が問題となる。ま

た、埋設管などの軸歪みや継ぎ手部に作用する引っ張り力の評価等を行う場合には、水平面内での分布が問題となる。

地盤変位分布は、地層構成や地盤の非線形性などにより大きな影響を受ける。精度の面からは逐次線形解析法などの動的解析（「5章 地盤の評価および挙動の算定」）により求めるのがよい。しかし、設計実務を意識した簡便な方法も提案されており、地層構成が単純な場合や地震時に地盤の特性が大きく変化しないことが分かっている地盤に対しては、有効な方法である。

1) 地盤変位分布を動的解析により算定する場合

地盤変位分布を動的解析により算定する場合は、「5章 地盤の評価および挙動の算定」に示す適切な解析手法に基づいて算定するものとする。鉛直方向分布を求める場合には、1次元の動的解析で十分であるが、面内の地盤変位分布を求める場合には、2次元・3次元の動的解析が必要になる場合もある。

地震時の地盤の変形モードは時々刻々変化するものであり、それにより生じる構造物の変形や断面力も時々刻々変化するようになる。耐震計算では、構造物の応答にとって応力や変形が最も厳しくなる瞬間の変位分布を採用しなければならない。

例えば、深さ方向に長い杭基礎などの鉛直方向分布が問題となる場合には、各層の最大変位を独立に評価した最大水平変位分布を用いるよりも、地表面が最大となった時刻の地盤水平変位の鉛直方向分布を用いるのが良いという報告もある¹⁾。また、地下構造物（横断方向の検討）では、上下床版の相対変位が最大となるときの地盤変位分布を用いるのがよい。

2) 地盤変位の鉛直方向分布を簡易に求める場合

a) モード解析法

1次元の自然地盤の波動方程式を、モード解析により解く方法である。一般的には、固有値解析により1次振動モードを算定し、その絶対値は応答スペクトル法により算定する手法である。この方法では、表層の厚さ、せん断弾性波速度、単位体積重量、および基盤位置での速度応答スペクトルが必要となる。詳細は参考文献 2) を参照するとよい。例えば、地盤のせん断弾性波速度が表層地盤の深さ方向に一様な1層地盤では、設計水平変位量の鉛直方向分布は式（解 7.5.2-1）で得られる。

$$f(z) = a_g \cos \frac{\pi z}{2H} \quad (\text{解 7.5.2-1})$$

ここに、 a_g ：地表面変位最大変位(m)

$$a_g = \frac{2T_g}{\pi^2} \cdot S_v \quad (\text{解 7.5.2-2})$$

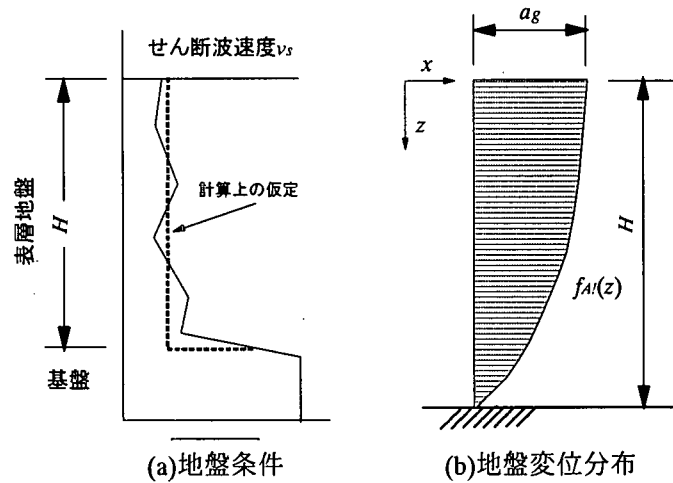
S_v ：基盤位置での地震動の速度応答スペクトル

T_g ：表層地盤の固有周期(sec)

H ：表層地盤の厚さ(m)

z ：深さ(m)

地盤のせん断剛性が上方で小さく、下方で大きい三角形分布を示す場合や、2層地盤の場合の算定式も文献 2)には示されている。



解説図 7.5.2-1 地盤変位分布の例

地表面の最大変位量 a_g を応答スペクトル法によらず、既往の観測記録や数値解析による回帰式を使って求めることも可能である³⁾。

以上の方法は簡便であるが、①主に1次モードを対象としている、②非線形化が顕著な場合には適用が難しい、ことに注意を要する。一般的には、1次モードの影響が卓越するので、高次のモードを考慮しなくてもよい場合が多いが、層厚が深い場合や地層構成が複雑な場合では、高次のモードが影響する場合がある。

3) 地盤変位の水平面内分布を簡易に求める場合

地中線状構造物の縦断方向の応答変位法に用いる地盤変位分布を、表面波の伝播あるいは実体波の斜め入射を想定して、簡略化して考えることも可能である。解説図 7.5.2-2 に示した変位分布は、最も一般的な方法で、水平面内では正弦波形および表層地盤鉛直面内では 1/4 正弦波形（式（解 7.5.2-1）で表現）と仮定したものである。このとき水平方向の波長 L については、幾つかの方法が用いられている。

a) 調和平均による方法⁴⁾

線状構造物の検討に必要な地震波の波長は、表層地盤の固有周期の一周期の間に設計地震基盤面を伝播する波動が進む距離と表層地盤を伝播する波動が進む距離の調和平均とする考え方である。なお、この場合の変位振幅は、地中構造物では構造物の深さ位置での振幅を用いる。また基礎構造物ではフーチング位置底面での振幅を用いることが多い。

b) 卓越ラブ波による波長の計算

一般に弾性波動論によれば、卓越ラブ波の波長は平行層構造の地盤を伝播するラブ波群速度の極小を与える波長により与えられることが知られている。実用上の簡便さから2層構造の地盤を伝播するラブ波を考えることが多い。

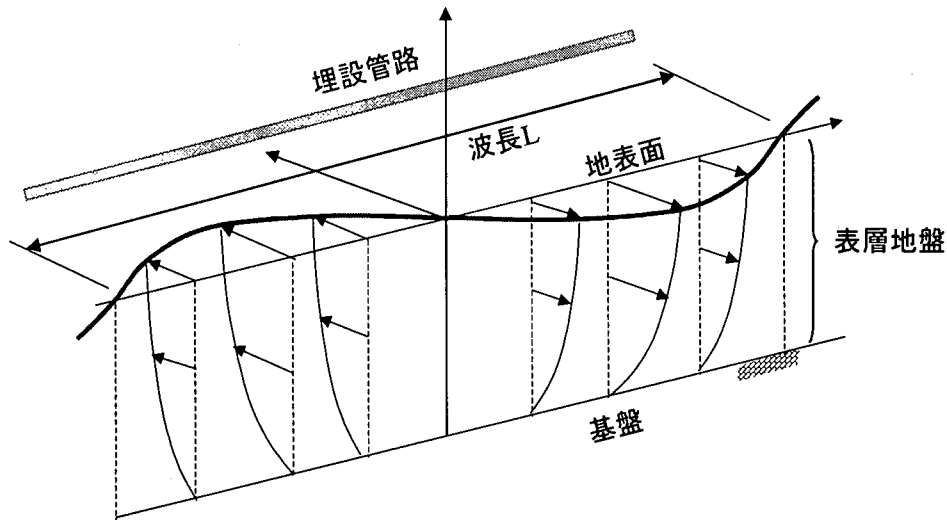
c) 既往のデータに基づく方法⁵⁾

地震動の見かけの伝播速度 V を、既往の観測データより設定し、地表面に沿った波長 L を

$$L = V \cdot T_g \quad (\text{解 7.5.2-3})$$

で算定する。

これらの考え方は、全て地盤が成層構造であると考えたものである。しかし、実際の地盤構造は複雑であり、地盤の急変部で構造物の応答が大きくなることが知られている。そこで、地盤の急変部など不整形性に着目して相対変位分布を算出する方法も提案されている⁶⁾。



解説図 7.5.2-2 線状地中構造物の応答変位法に用いる地盤変位分布

(2)について

開削トンネルや埋設管路などは構造自体の重量も小さく、慣性力の影響が小さいので、構造形式によっては慣性力の影響を考慮しなくてもよい場合もある。

慣性力を考慮する場合には、構造物の質量に応答加速度を乗じた値を基本とする。作用させる応答加速度は、動的解析を実施した場合には、時刻歴での最大応答値をそのまま用いる方法が考えられる。基礎構造物などでは、所要降伏震度スペクトル法（「7.4 所要降伏震度スペクトル法」）や保有水平耐力法（「7.7 簡易算定法」）により得られる応答塑性率に対応した慣性力を全体系の荷重～変位曲線から算定することも可能である。地中構造物などでは、地表面の最大加速度と基盤における最大加速度を用いて、それらが表層地盤中で直線的に変化すると仮定し、構造物重心位置での加速度を求める方法などがある。

参考文献

- 1) 宮本裕司, 酒向裕司, 喜多村英司, 三浦賢治: 非線形、液状化地盤における杭基礎の地震応答性状に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第471号, pp.41-50, 1995.
- 2) 大橋勝弘, 西村昭彦: 地盤変位の考慮した基礎の耐震設計, 構造物設計資料 No.50~52, 1977.
- 3) (財)鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準同解説 耐震設計, 丸善, 1999.10.
- 4) (社)日本道路協会: 共同溝設計指針, 1986.
- 5) (社)日本ガス協会: 高圧ガス導管耐震設計指針, 2000.3.
- 6) 川島一彦, 大日方尚巳, 加納尚史: 応答変位法による地盤条件急変部における共同溝の耐震設計法, 土木研究所資料 第24889号, 1987.

7.5.3 構造物のモデル化

応答変位法を適用する構造物は、一般に部材を線材としてモデル化し、構造物周囲の地盤は、構造物を支持する地盤ばねとしてモデル化するものとする。また、線材および地盤ばねの非線形性を考慮するものとする。

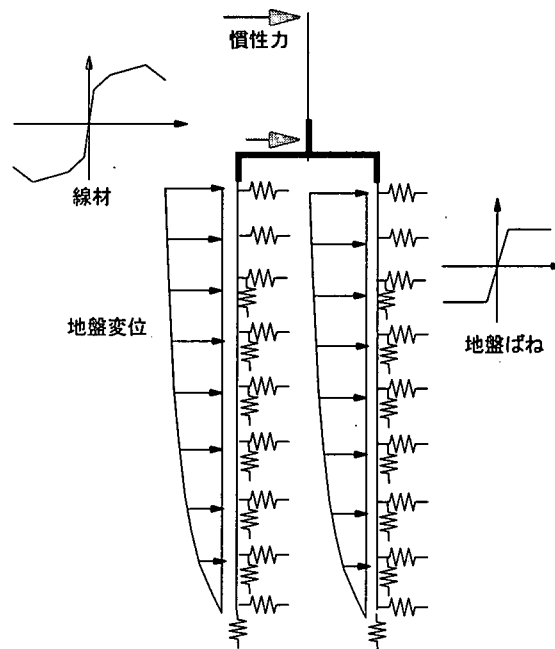
【解説】

- (1) 基礎構造物

例えば、杭基礎のような構造物では、杭位置により荷重の分担率が異なるという特徴がある。よって、3次元解析により応答値を評価するのが望ましい。近年では計算機技術の進展も目覚ましく、3次元解析も積極的に行われつつある^{1),2)}。しかし、応答変位法のように設計を強く意識した耐震計算法は、2次元の骨組み解析でも十分であると思われる。

一般的な応答変位法に用いる基礎構造物のモデルは解説図 7.5.3-1 に示すように、基礎（杭）、フーチング、地中梁等を線材として、基礎周囲の地盤は各種の地盤ばねでそれぞれモデル化する。部材および地盤の非線形特性を適切に考慮する必要がある。地盤ばねの非線形特性 (p - y 関係) は、通常的设计で用いられているものをそのまま用いるのが一般的であるが、最近では応答変位法を適用する地盤のように、地盤のひずみレベルが大きくなる場合の杭の p - y 関係について検討された例もあり³⁾、今後とも検討の余地があると思われる。

また、群杭の場合には、単杭に比べて水平地盤反力係数が低下したり、各杭位置で水平荷重の分担が異なることが知られており、この影響を考慮する必要がある。

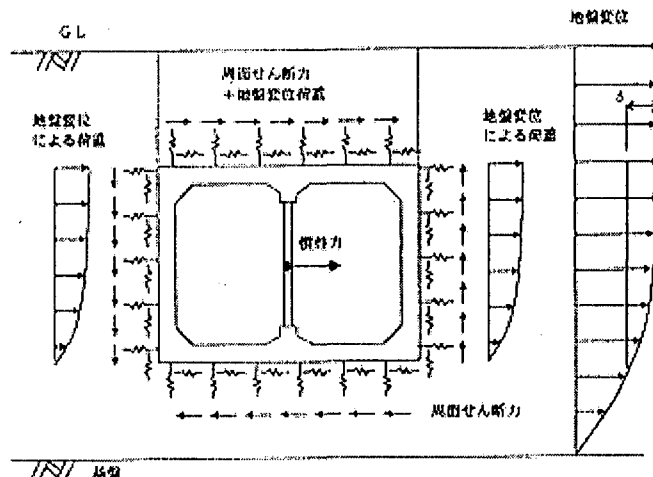


解説図 7.5.3-1 応答変位法に用いる基礎構造物のモデル化

(2) 地中構造物

応答変位法に用いる地下構造物の横断方向のモデルとして開削トンネルの例を解説図 7.5.3-2 に示す。一般に、開削トンネルは地盤ばねで支持された骨組み構造にモデル化して解析をしてよい。横断方向の検討においては、構造物を床版、側壁、および中柱（壁）で構成されるラーメン構造としてモデル化するものとする。各部材は線材としてモデル化し、軸線位置は各部材の図心位置としてよい。一般に、中柱構造の場合、柱間隔を考慮した2次元モデルとして検討してよいが、形状が複雑な場合などは3次元解析を行うのがよい。

部材については、非線形性を考慮する必要がある。地盤ばねの算出方法は各基準類で提案されているが、土被りの厚さや構造物と基盤までの距離などの地盤条件、構造物の幅や高さなどの形状・寸法、地震時における構造物と地盤の変形モード、および地震時の地盤のひずみレベル等を考慮して適切に設定する必要がある。設計対象とする地震が大きくなると、構造物と地盤の剥離およびすべりが発生する可能性があり、この影響についても考慮するのが望ましい。その際の地盤ばねのモデル化については文献4)が参考になる。しかし、一般的な規模の構造物ではその影響は小さく無視してもよいという報告がある⁵⁾。



解説図 7.5.3-2 開削トンネルのモデル図⁶⁾

縦断方向の検討では、軸直角方向および軸方向に分けて、それぞれ地盤ばねで支持された1本のほりモデル化する。モデル化を行うには、構造物の断面形状に基づいて部材剛性を設定するとともに伸縮継ぎ手が存在する場合には、その特性を考慮する必要がある。入力レベルが大きい場合には部材の非線形性を考慮するが、軸方向引張を受ける場合の軸方向剛性の非線形性については今後の課題である。同様に地盤ばねについても、構造寸法や非線形性を考慮できる計算法の確立が今後の課題である。

参考文献

- 1) 大槻明, 福武毅芳, 藤川智, 佐藤正義: 液状化時群杭挙動の三次元有効応力解析, 土木学会論文集, No. 495/I-28, pp.101-110, 1994.
- 2) Zhang, F., Yashima, A., Kimura, M. and Uzuoka, R.: 3-D FEM analysis of laterally cyclic loaded group-pile foundation based on an axial-force dependent hysteretic model for RC, Proc. of International Conference on Geotechnical and Geological Engineering (GeoEng2000), CD-ROM, 2000.
- 3) 室野剛隆, 畠中仁, 棚村史郎, 片上典久: 地盤変位を考慮した杭の静的試験と地盤抵抗特性に関する検討, 第26回地震工学研究発表会講演論文集, pp.841-844, 2001.
- 4) 立石章: 応答変位法における地震荷重の作用方法に関する研究, 土木学会論文集, No.441, pp.157-166, 1992.
- 5) 西山誠治, 室谷耕輔, 西村昭彦: 開削トンネルの地震時挙動に及ぼす構造物・地盤間の剥離・滑りの影響, 第25回地震工学研究発表会, pp.493-496, 1999.
- 6) (財)鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準同解説 耐震設計, 丸善出版, 1999.10.

7.5.4 応答変位法による応答値の算定

応答変位法による応答値は、「7.5.2 応答変位法で考慮する地震の影響」による地盤変位および慣性力の影響を考慮して、静的骨組解析により算定するものとする。

【解説】

(1) 基礎構造物

解析では部材および地盤の非線形性を考慮するので、地盤変位と慣性力による影響をそれぞれ別々に求め、後から重ね合わせるという手法が適用できず、地盤変位と慣性力は同時に解析モデルに作用させるものとする。その際、基礎構造物のように地盤変位と慣性力の両者が卓越するような構造物では、地盤変位と慣性力の組合せが重要である。この点については、上部構造物の慣性力と地盤変位が基礎に与える影響は、表層地盤の固有周期と構造物の固有周期の大小関係で大きく異なり、両者の作用には位相差を伴い、必ずしも両者の影響が同時に最大とならないことが実験的にも解析的にも確認されている^{1),2)}。

慣性力と地盤変位の組み合わせは時々刻々変化するが、耐震設計上は基礎の応力や変形が最も厳しくなる瞬間の組み合わせを考慮すればよい。例えば、鉄道の耐震基準³⁾では以下に示すような2つの荷重の組み合わせを考慮した2段階設計法を採用している。(i)の組み合わせは慣性力の影響が最大になる瞬間を、(ii)は地盤変位の影響が最大となる瞬間を想定したものである。

(i)慣性力を中心とした設計

$$R_t = 1.0 \times R_a + v \times f(z) \quad (\text{解 7.5.4-1})$$

(ii)地盤変位を中心とした設計

$$R_t = v \times R_a + 1.0 \times f(z) \quad (\text{解 7.5.4-2})$$

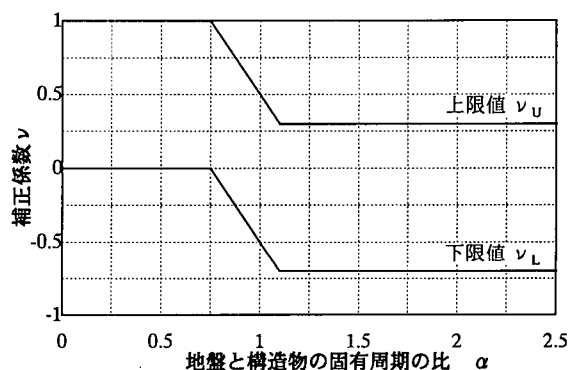
ここに、 v : 慣性力と地盤変位を組み合わせるための係数

R_t : 地震荷重で、2次元骨組み解析モデルに作用させる外力

R_a : 慣性力

$f(z)$: 地盤変位

慣性力と地盤変位を組み合わせるための係数 v は、地盤-基礎-構造物系の解析的¹⁾および実験的検討結果²⁾をもとに、工学的見地より求めたものである。この関係を解説図 7.5.4-1 に示す。地盤変位による応力と慣性力による応力が同符号で発生するような場合は上限値を採用し、異符号で発生する場合は下限値を採用し、両者の応力が過度に打ち消し合うことを防ぐようにしている。



解説図 7.5.4-1 構造物と地盤の動的相互作用を考慮した補正係数 v

ただし、構造物が非線形化すると2つの荷重は同時に最大となる可能性が高くなることも解析的に確認されており¹⁾、構造全体系の荷重～変位関係が明確な変曲点を有している場合は、上限値 v_U は解説図 7.5.4-1 に示す値によらず、固有周期の大小関係に関係なく、

$$v_U = 1.0 \quad (\text{解 7.5.5-3})$$

とする。

(2) 地下構造物

地中構造物の応答変位法と一口に言っても、解析モデルに作用させる地震力について様々な考え方があり、設計実務での混乱も見られるが、基本的な事項は概ね共通していると考えられる。

(a) 横断方向の検討

地中構造物では、以下の荷重を考慮する。

①地盤変位による荷重

地盤変位による荷重は、「7.5.2 応答変位法で考慮する地震の影響」により求める。下床版位置を基準とした地盤の相対変位を求め、地盤バネを介して構造物に載荷する。

②周面せん断力

構造物と地盤の接触面には自然地盤に発生する地震によるせん断応力を周面せん断力として作用させる。なお、周面せん断力は自然地盤における地盤のせん断耐力を越えないものとする。上下床版には、各位置での地盤のせん断力を載荷する。側壁には、側壁位置に作用する地盤のせん断力を作用させるが、側壁中心位置での値や上下床版の値の平均値を載荷する方法などが考えられる。

③慣性力

構造物および付加重量による慣性力を考慮する。慣性力は「7.5.2 応答変位法で考慮する地震の影響」により求める。ただし、地下構造物でも慣性力による影響と地盤変位による影響が必ずしも同時に作用しないので、構造物上下床版感の相対変位が最大となる時刻における構造物重心位置での絶対加速度から算定してよい。なお、付加重量には連続体として扱われない場合の上載土の重量などがある。

部材の断面力を算定するには、上記の地震荷重以外に構造物の横断面に作用している常時の荷重、あるいはそれによって生じている常時の応力を評価する必要がある。レベル2地震動のように部材の非線形化が問題になる場合は、地震による応力と常時の応力を別々に求めて後から重ね合わせることはできない。よって、線形モデルを用いて常時の部材応力を算定し、解析モデルの各要素に初期応力を持たせた後に地震荷重を作用させることになる。

(b) 縦断方向の検討

縦断方向の検討では、「7.5.2 応答変位法で考慮する地震の影響」で求めた構造物方向の地盤変位分布（波長）を、地盤ばねの固定端を強制変位させる形で解析モデルに入力し、応答値を算定する。地盤変位は地下構造物の断面力が最も大きくなる方向に作用させる。よって、軸力が問題となる場合と曲げモーメントが問題となる場合では地盤変位を作用させる方向が異なる。

構造物の縦断方向に荷重が大きく変化したり不等沈下や軟弱層が変化する場合を除いて、常時状態では構造物の縦断方向に荷重を受けることは一般にはない。したがって、縦断方向の検討では一般に常時断面力との重ね合わせは行わなくてよい。

参考文献

- 1) 西村昭彦，室野剛隆，永妻真治：杭基礎構造物の地震時挙動に関する実験的研究，第10回日本地震工学シンポジウム論文集，1998.11
- 2) 室野剛隆，西村昭彦：杭基礎構造物の地震時応力に与える地盤・構造物の非線形性の影響とその評価法，第10回日本地震工学シンポジウム論文集，1998.11
- 3) (財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，丸善，1999.

7.5.5 FEMを用いた静的解析法

詳細な検討を行う場合には、地下構造物と地盤を一体として評価するのがよい。この場合には、境界条件や地震力の作用方法を適切に評価するものとする。

【解説】

応答変位法は簡易であるが、地盤ばねおよび地震荷重の合理的な設定方法が確立されておらず、各基準類で異なるという特徴がある。そこで、これに代わる耐震計算法として提案されたのが FEM を用いた静的解析法である。この解析法では、応答変位法においてその設定が曖昧になっている地盤ばねを使うことを避けるために、地盤-構造物の全体系を FEM でモデル化する。また、この解析法では、地震荷重や境界条件の設定法の違いなどにより、いくつかの解析法が提案されている。しかし、その基本となっている仮定はほぼ共通しており、

①有限領域を取り出した解析モデルの境界では、地下構造物の影響は十分小さい。

②減衰力は無視できる。

③構造物および周辺地盤の加速度は自然地盤おける同じ位置での加速度に等しい。

となっている。従って、これらの仮定が適用できない場合は、動的解析法などによる。

(1) 応答震度法^{1),2)}

地盤-構造物系を FEM でモデル化し、水平地震動を対象とする場合には側方境界をローラー支持とする。これとは別途に自然地盤を 1 次元でモデル化し、その動的解析を実施する。構造物位置の地盤のせん断ひずみが最大となる瞬間の地盤応答加速度の深さ方向分布を求める。この応答震度（加速度を重力加速度 g で除する）分布を全体系の FEM モデルに静的に作用させ、構造物および周辺地盤を地震時の状態と同様にせん断変形させることにより、構造物の応答値を算定する。

(2) FEM 応答変位法

FEM 応答変位法には荷重の作用の仕方により幾つかの方法がある^{3),4),5)}。その中でも、近年では次の方法⁵⁾の適用性が検証されている。

まず 2 段階の計算を行う。

① 地盤の動的解析により得られた地震時のせん断ひずみと同じひずみを地下構造物を取り除いた空洞地盤の FEM モデルの全域に生じさせる節点力を求める。

② 地震荷重として上記の節点力を、地下構造物-近傍地盤系 FEM モデルに作用させると同時に地盤解析で得られた加速度に対応する構造物の慣性力を載荷する。また構造物の外周面には地盤解析で得られた構造物位置の地盤内せん断力を作用させる。

この方法は、骨組み解析による応答変位法と非常によく似ているが、大きく異なるのが、地盤・構造物の相互作用を、応答変位法では地盤ばねで表現しているのに対して、この手法は 2 次元 FEM モデルで表現している点である。構造型式や地震動種別によらず適用が可能で、汎用性が高い。

(3) 地盤応答法⁶⁾

地盤-構造物系を FEM でモデル化し、境界の支持条件は全周面フリーとする（底面節点は固定支持）。応答震度法と同様に、地震荷重として自然地盤で求められた地盤加速度による慣性力を地下構造物・近傍地盤系に作用させると同時に、自然地盤で求められた地盤応力に等しい力をモデル境界面の節点に作用させる。この点が応答震度法と大きく異なる。

この手法は、動的サブストラクチャー法の運動方程式から静的サブストラクチャー法の基礎方程式を導いた結果であり、力学的な合理性がある。その結果、大深度構造物のように構造物と地表面がかなり離れていても、必ずしも全地盤をモデル化する必要がなく、検討が容易になる。また、構造型式や地震動種別によらず適用が可能で、汎用性が高い。

参考文献

- 1) 片山幾夫, 足立正信, 嶋田穰, 都築富雄: 地中埋設構造物耐震設計のための実用的な解析手法について, 第 19 回土質工学研究発表会講概集, pp.1445-1448, 1984.
- 2) 片山幾夫, 足立正信, 嶋田穰, 都築富雄, 瀬下雄一: 地下埋設構造物の実用的な準動的解析手法「応答震度法」の提案, 第 40 回土木学会年次学術講演会概要集, pp.737-738, 1985.
- 3) 浜田政則, 泉 博允, 岩野政浩, 志波由紀夫: 岩盤空洞の地震時ひずみの解析と耐震設計, 土木学会論文報告集, No.341, pp.197-205, 1984.
- 4) 土木学会編:「ライフライン施設」, 動的解析と耐震設計, 第 4 巻, 技法堂出版, pp.147-168, 1989.
- 5) 太田擴, 西田光俊, 北嶋武彦, 佐藤忠信: 応答変位法を用いた地下構造物の耐震検討について, 第 2 回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, pp.437-444, 1997.
- 6) 立石 章: 静的 FEM を用いた地中構造物横断面方向の耐震積算法における地震荷重の作用方法の研究, 土木学会論文報告集, No.519, pp.139-148, 1995.

7.6 液状化地盤における応答解析法

7.6.1 一般

液状化が生じる可能性のある地盤「5.5 砂質地盤の液状化の判定」に示すように液状化の可能性が高いと判断された地盤における構造物の応答値は, 液状化の影響を考慮した応答解析法により算定するものとする。

また, 河川や海などの水際線背後の地盤あるいは地表面が傾斜している地盤で, 液状化の可能性が高いと判断された地盤における構造物の応答値は, 液状化による地盤の流動の影響を考慮した応答解析法により算定するものとする。

【解説】

近年の被害地震においては, 地盤の液状化により構造物が被害を受ける例が非常に多く, 液状化は構造物の耐震設計上重要な課題である。液状化の可能性のある地盤として, 液状化の判定を行う必要のある地盤, あるいはその判定手法については「5.5 砂質地盤の液状化の判定」において詳細に解説されている。このような液状化の可能性が高いと判断された地盤では, 過剰間隙水圧の上昇により, 地盤の有効応力が減少し, 急激にその強度・剛性が減少し支持力が失われることがあるため, 構造物の設計においては, 液状化した地盤の挙動の変化とそれに対応した構造物の変形や応力状態を精度良く評価し, 応答値を算定する必要がある。

液状化の影響(過剰間隙水圧の上昇や有効応力の変化による地盤材料特性の変化)を直接的に解析に取り入れる, 有効応力解析に基づいた方法により, 構造物の応答を評価するか, あるいは同等の評価ができる解析手法を用いるのが望ましい。

また, 1983 年の日本海中部地震以降の研究(例えば文献 1),2)など)により, 地盤が水平方向に数 m 以上移動する現象として多くの地震で発生していることが明らかにされてきている。液状化による地盤の流動は過去の被災事例から大きくは河川や海などの水際線背後の地盤での護岸の移動に伴って発生するタイプのものと, 地表面が傾斜した地盤において発生するタイプのものに分類されるが, いずれも広範囲の地盤が液状化し大きな残留変位が生じ, その地点に位置する構造物には大きな影響をおよぼすため, 液状化による地盤の流動を生じる地盤の影響を適切に評価し, 構造物の応答値を算定する必要がある。

液状化による地盤の流動が生じる場合には, 片方に護岸や岸壁があったり, 地盤に傾斜があったり

するため、地盤、構造物を含めて2次元的な評価をしなければならない場合が多いと考えられる。この影響を取り入れられるような2次元有効応力解析、あるいは同等の評価ができる解析手法を用いるのが望ましい。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 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.

7.6.2 応答解析における液状化の考慮

(1)液状化あるいは液状化による地盤の流動の可能性がある地盤の構造物の応答については、液状化や液状化による地盤の流動によって生じる影響要因を、構造物の特性に応じて適切に考慮する必要がある。

(2)液状化では構造物の種類によって、以下のような影響要因が考えられるので、この中からそれぞれの構造物に影響する要因を適切に評価に取り入れることとする。

- ①鉛直支持力・水平支持力の低下
- ②構造物の固有周期の変化
- ③液状化による構造物の変位
- ④側方土圧
- ⑤偏土圧
- ⑥沈下
- ⑦浮き上がり
- ⑧地盤ひずみ
- ⑨慣性力

(3)液状化による地盤の流動ではその大きな水平変位が最も大きな問題となるが、それぞれの構造物によって、以下のような影響要因が考えられるので適切に評価に取り入れることとする。

- ①液状化による地盤の流動による液状化層の地盤変位、地盤ひずみ
- ②液状化による地盤の流動変位が構造物に及ぼす外力の評価
- ③液状化による地盤の流動変位以外に構造物に作用する外力の評価
(非液状化層の変位や外力、構造物の慣性力)

また、液状化による地盤の流動は大きく分けて次の二つのタイプに分類される。それぞれの地盤に応じた特性の評価が必要である

- ①傾斜地盤
- ②護岸など片方に開放面があるような地盤

【解説】

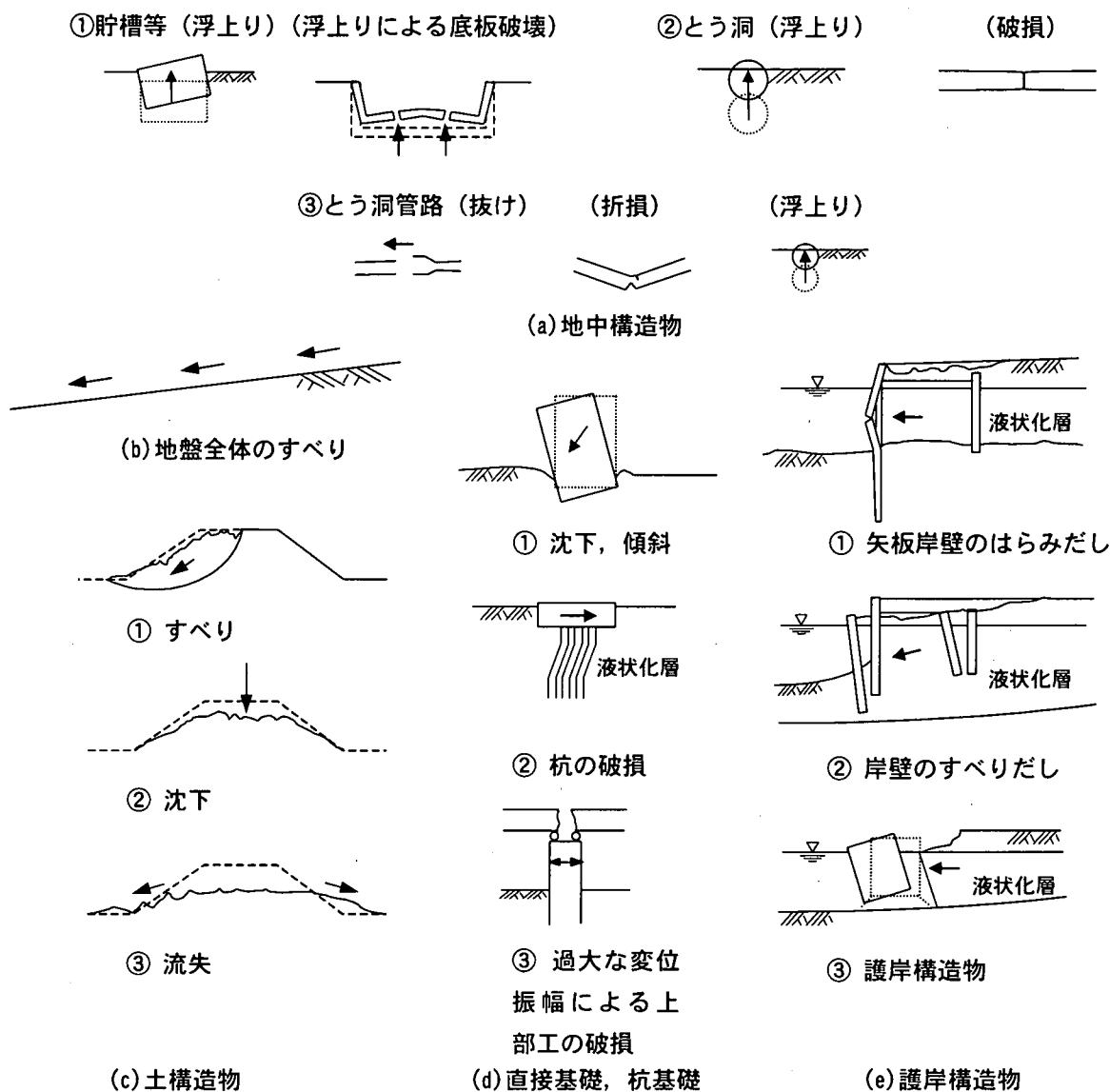
(1)について

近年の被害地震においては、従来設計で考えられていた地震動レベルを上回る地震動により、大きな液状化被害が発生している。このような経験からレベル2地震動に対しての設計が要求されるようになってきた。このような地震動に対しては、従来考えられていたよりもより広範囲な地盤で液状化とその影響を考慮する必要があり、そこに存在する、あるいは建設される構造物には様々な形で影響を及ぼすものと考えられる。液状化した地盤の挙動は非常に複雑であり、構造物の形式によってそれ

それぞれ影響の受け方に違いがあることから、上記に示したような要因に対してそれぞれの構造物に影響のあるものを適切に評価する必要がある。

(2)について

液状化による構造物の被害事例としては解説図 7.6.2-1 のような事例等が考えられるが、これらの被害にはさまざまな要因がからみあっている。設計において液状化の影響を考慮する場合構造物の種類において以下のような要因を考慮する必要がある。



解説図 7.6.2-1 液状化によって受ける被害のパターンの概要

杭や直接基礎などで支持される構造物は液状化による地盤の支持力の低下が大きな問題となる。液状化層より上部に支持される直接基礎や液状化層内に支持される杭基礎構造物では、液状化層が鉛直支持力を失うことで沈下する可能性がある。液状化時の鉛直支持力特性の評価が重要である。また、杭基礎構造物など地盤の水平抵抗を期待する構造物では、その水平抵抗の低下と地盤の変位を十分考慮する必要がある。また、これらの構造物は地盤-基礎-構造物系として挙動するため、液状化による地盤の激しい非線形化によって系の固有周期が変化し、それに伴い構造物の応答も変化することにも十分注意が必要である。

抗土圧構造物では、盛土の地震時土圧に加えて、盛土背後地盤下の盛土支持層の液状化に伴って生じる、支持地盤の液状化時の土圧や液状化層からの背面盛土の自重による側方移動荷重の影響を考慮する必要がある。

土構造物では、液状化による盛土の沈下、盛土支持層の液状化と盛土自重による側方移動を考慮する必要がある。

地中構造物では、地盤の液状化による過剰間隙水圧の上昇で地中構造物下部に揚圧力が作用する。一般に地中構造物は見かけの単位体積重量が小さい場合が多く、浮き上がりに対する検討が重要となる。浮き上がりについては、浮力の増大で生じはじめ、構造物側方地盤の構造物の下への回り込みによって継続するものと考えられるため、これらの影響を考慮することが重要となる。また、液状化により土粒子は液体状となることから、単位体積重量の大きな液体としての側圧が構造物に作用する。このような側方土圧の増加にも注意が必要である。さらに、液状化によって上昇した過剰間隙水圧の消散により、地盤が体積変化を起こし沈下する。また、構造物がその自重によって下方地盤を側方に押しつけることも沈下要因の一つとしてあげられる。

埋設管などの線状の地中構造物では、長手方向の生じる地盤歪みが設計上重要である。そのため、液状化によって生じる地盤の大きなひずみに十分注意する必要がある。

(3)について

液状化による地盤の流動については、その大きな変位が構造物に及ぼす影響が問題となる。

液状化による地盤の流動は、1983年日本海中部地震の際に、能代市の緩やかな傾斜斜面で5mにも及ぶ水平変位が生じ、この地盤変位量の検討^{1),2)}をきっかけとして、様々な研究が進められてきた。液状化による液状化による地盤の流動のメカニズムに関しては、現在では次の二つの考え方がある^{3),4)}。

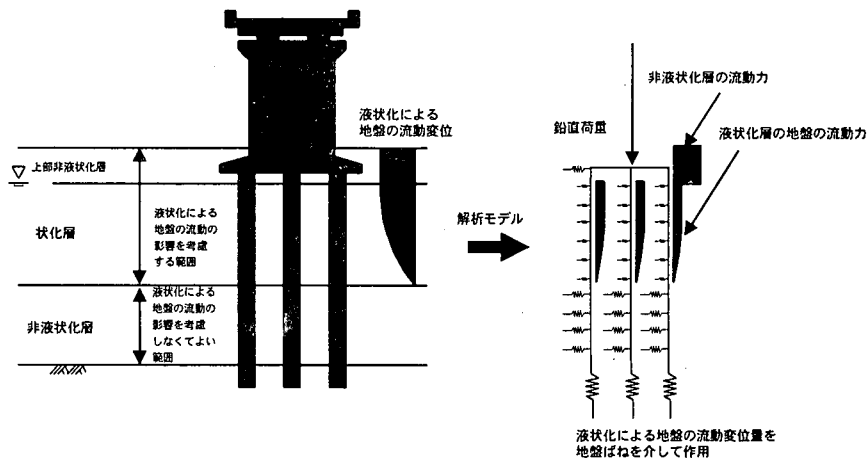
- ① 液状化により、地盤の剛性が大きく減少し、重力の影響で地盤が大きく変形する。この場合、液状化した地盤は剛性の非常に小さな個体として取り扱われる。
- ② 液状化により、地盤は個体的な剛性が失われ、流体として挙動する。この場合、液状化した地盤は粘性流体あるいは塑性流体として取り扱われる。

これらの考え方によれば、液状化による地盤の流動の発生する地盤において構造物に及ぼす地盤からの外力の評価にあたっては、①の考えでは地盤の剛性低下やそれに伴って発生する地盤変位量が、②では粘性流体力や流体流動速度、流動継続時間などが重要なファクターとなる。

これらの地盤において、構造物の応答値の評価では、地盤の液状化による地盤の流動変位を正確に評価するだけでなく、構造物に対してどのような外力が作用するかを評価することが大きな課題である。液状化による地盤の流動の構造物に及ぼす外力特性については、特に兵庫県南部地震以降、被害を受けた杭の挙動の解析あるいは模型実験などでかなり明らかにされつつある。

液状化による地盤の流動において基礎構造物に作用する外力は、解説図 7.6.2-2 に示すように大きく分けて二つに区別される。

- ①液状化層上部の非液状化層からの外力
- ②液状化層からの外力

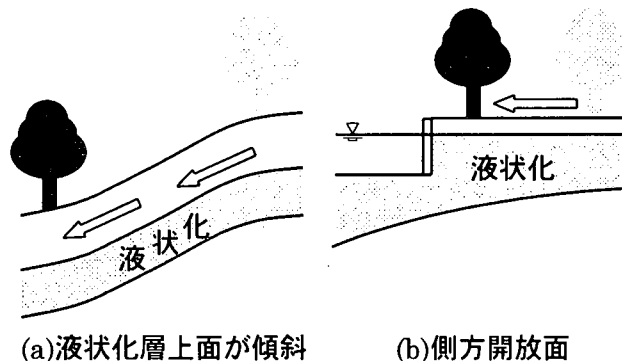


解説図 7.6.2-2 液状化による地盤の流動が基礎構造物に及ぼす外力⁷⁾

それぞれの構造物の設計においては、これらのうち考慮すべき外力を適切に評価し、設計に取り入れる必要がある。

なお、液状化による地盤の流動のタイプとしては、解説図 7.6.2-3 に示すように次の二つに分類することができる³⁾。

- ①傾斜地盤における液状化による地盤の流動
- ②片方が開放面となっている、護岸などの水際線背後の地盤における液状化による地盤の流動



解説図 7.6.2-3 液状化による地盤の流動の発生する地盤条件

このような液状化による地盤の流動のタイプによって地盤の液状化による地盤の流動変位量は異なり、それぞれに適した方法により地盤変位を評価しさらに、構造物に及ぼす影響を評価しなければならない。

傾斜地盤においては、上述した様なメカニズムで、地盤の変位を評価する。このとき、

- a) 液状化層厚に対して広い範囲の地盤が水平方向に移動する¹⁾。
- b) 非常に小さな地表面勾配(0.4~2.3%)で生じる⁵⁾。
- c) ほぼ均一な砂層で液状化による地盤の流動が発生し、そのせん断ひずみは 100%を越す例もある⁵⁾。
- d) 液状化による地盤の流動後も地表面形状に大きな変化が見られない¹⁾。

等の特徴を適切に評価に反映する必要がある。

片方が開放面になっているような、護岸などの構造物がある場合には、液状化による地盤の流動変位以外にも構造物に同時に作用する外力を評価する必要がある。傾斜地盤と同様のメカニズムでの背後地盤の挙動に加えて、それらの構造物の影響も考慮することが必要である。すなわち、護岸(特に重方式のケーソンなど)の慣性力による移動やロッキング、護岸の支持地盤の挙動、護岸構造物と背後地

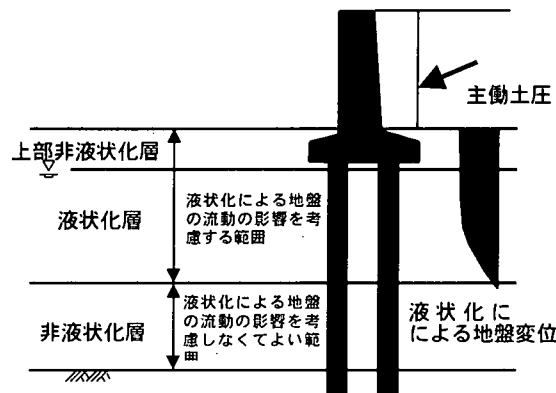
盤の動的な相互作用による土圧と慣性力の関係など、より複雑な要素を取り入れた評価が必要となる。護岸などがある場合の液状化による地盤の流動量の特徴としては、護岸から離れるにしたがいその変形量は小さくなることで、その影響範囲は、兵庫県南部地震の調査例では 100m 程度から数百 m に及ぶ^{5),6)}。

なお、液状化による地盤の流動を考慮する場合、流動がいつ生じるかという発生時間が問題となる。過去の事例から見ると、1964年新潟地震における昭和大橋の落橋は地震動の主要動が収まってから生じたという証言があり⁸⁾、地震動の主要動以降に、あるいは主要動まで継続して地盤の流動が生じ、構造物に変形を生じさせた事例と見られる。同じように時間遅れを伴う事例として、1983年日本海中部地震でも、大きな地盤の変位が発生した能代市で、地震後30分にわたって家がギンギンなったとの証言もある⁹⁾。ただし、この現象は過剰間隙水圧消散に伴う現象の可能性も指摘されている¹⁰⁾。一方、岸壁に関しては1995年兵庫県南部地震における埋立地岸壁のクレーン基礎の移動軌跡に基づいた解析から、主要動中に護岸構造物の移動が生じた場合も示されている¹¹⁾。ただし、背後地盤が護岸と同時に移動したかは特定していない。

液状化による地盤の流動を考慮する場合の慣性力の取り扱いについては、例えば鉄道構造物等設計標準・同解説⁷⁾では、「液状化による地盤の流動は地震動の主要動以降、すなわち完全に液状化した段階から始まると考えられることから、液状化による地盤の流動の影響と慣性力の影響を同時に考慮しないこと」としている。また、道路橋示方書においても、「流動化のメカニズムに関しては、まだ未解明な部分が多いが、地震後、過剰間隙水圧が高まり、ある程度液状化が進んだ段階から流動化が始まるといわれている。このような段階は多くの場合すでに地震動の主要動部分は終わっていると考えられることから、流動化の影響と慣性力の影響は同時に考慮しなくて良いと規定」されている。このように、多くの構造物では、液状化による地盤の流動の影響と慣性力の影響は分けて考えるよう規定されていることが多いようである。一方、先に示したように、重力式護岸構造物などは慣性力の影響で移動し、その背後地盤の液状化による地盤の流動と複合した被害形態を示していることもあり、構造物によっては両者を考慮する場合も考えられるので、想定される被災形態によって検討が必要である。

液状化による地盤の流動の影響は、上述したような杭などの基礎構造物の場合だけでなく、そのほかの構造物においても検討する必要がある。

盛土などの土構造物では土構造物全体が液状化による地盤の流動する可能性、抗土圧構造物では液状化に加えてさらに液状化による地盤の流動によって側方荷重が作用する可能性(解説図 7.6.2-4 参照)、地中構造物においても、断面方向での側方の偏土圧の増加や長手方向の地盤の境界部分での相対変位の増加などを考慮する必要がある。



解説図 7.6.2-4 抗土圧構造物における液状化による地盤の流動の考え方⁷⁾

参考文献

- 1) 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.
- 2) 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, 木学会論文集, 第 376 号/Ⅲ-6, pp.221-229, 1986.
- 3) 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, 地盤工学会, pp.53-70, 1998.
- 4) 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.
- 5) 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.
- 6) Susumu Yasuda, Kenji Ishihara, Kenji Harada and Naotoshi Shinkawa: Effect of Soil Improvement on Ground Subsidence due to Liquefaction, Special Issue of Soils and Foundations, pp.99-107, 1996.
- 7) (財)鉄道総合研究所, 鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計, 1999.
- 8) 安田進: 液状化の調査から対策工まで, 鹿島出版会, 1988.
- 9) Hamada, M. : Large Ground Deformations and Their Effects on Lifelines: 1983 Nihonkai-Chubu Earthquake, Case Studies of Liquefaction and Lifeline Performance during Past Earthquakes, Volume 1 Japanese Case Studies, Technical Report NCEER-92-0001, p.4-11, 1992.
- 10) 吉田望, 永瀬英生, 三浦均也: 講座・液状化に伴う地盤の流動と構造物への影響, 地盤の流動化に伴う発生メカニズムと解析法(その 1), 土と基礎, Vol. 47, No. 8, pp. 47-52, 1999.
- 11) Ronald F. Scott: Crane Response in 1995 Hyogoken Nanbu Earthquake, Soils and Foundations, Vol.37, No.2, pp.81-87, 1997.

7.6.3 液状化を考慮した応答値の算定

液状化の影響を考慮した構造物の応答値の算定にあたっては、構造物に応じて、液状化が及ぼす影響を考慮し、それぞれの評価に適した応答解析法を選定して応答値の算定を行うものとする。

【解説】

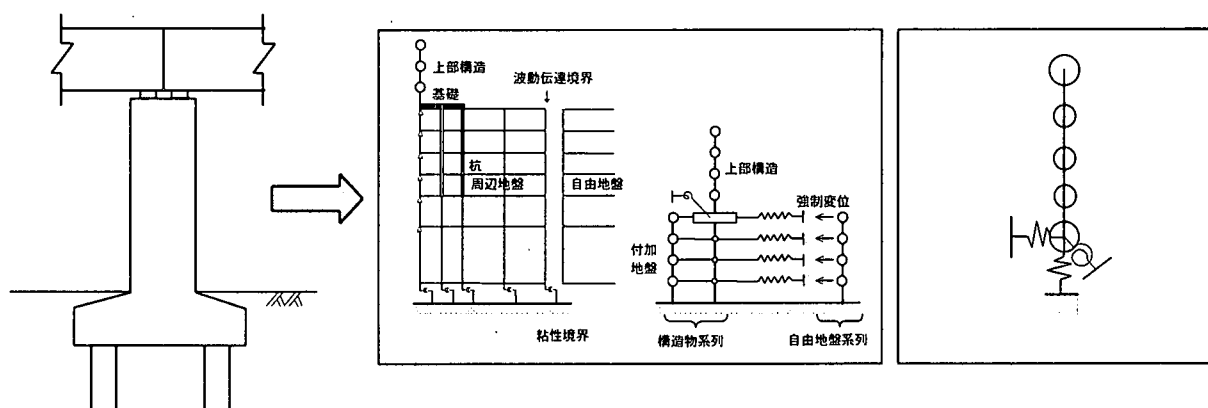
液状化の影響を考慮した構造物の応答値の算定においては、それぞれの構造物の特性を考慮して、液状化が及ぼす影響を適切に評価できる方法を選択して応答値の算定を行う。

液状化を考慮した構造物の応答値の算定手法には、基本的には、地盤と構造物の動的な相互作用を考慮できるようにモデル化される「7.2 時刻歴応答解析法(骨組み系モデル)」、「7.3 時刻歴応答解析法(FEMモデル)」に示すような解析法に、さらに過剰間隙水圧の上昇を考慮できるようなモデル化を行い、これを考慮することとする。しかし液状化時の地盤の挙動は複雑であるため、構造物と地盤を一体として検討するのが難しい場合もある。この場合には地盤と構造物を分離して、液状化時の地盤挙動を有効応力解析によって求め、この地震動を構造物系に入力するような分離した解析法も考えられる。さらに、静的な骨組み解析法や FEM 解析法に間隙水圧上昇による剛性の低下や液状化による地盤変位などの液状化の影響を考慮することで応答値を求める方法を用いることもできる。これらの方法は、設計する構造物の特性により適切な方法を選んで評価するのが望ましい。

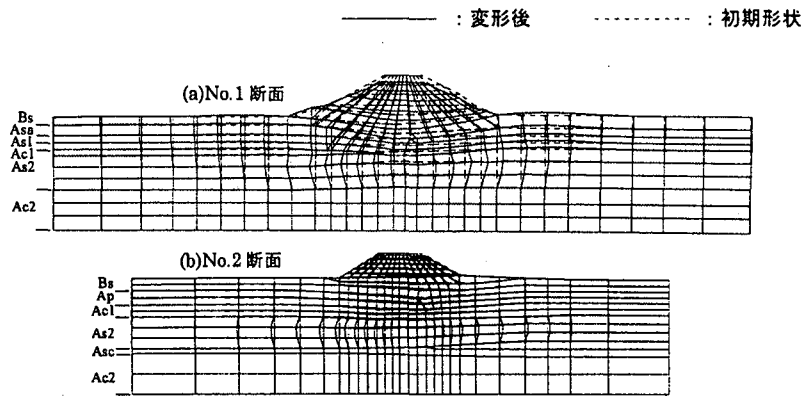
液状化した地盤での構造物の挙動を検討する解析手法としては次のような手法があげられる。基本的には、液状化による過剰間隙水圧の上昇、それに伴う剛性の低下を直接取り扱う有効応力解析によるのが望ましいが、構造物の特性に応じた解析手法を適切に選定すればよい。1) 2次元 FEM などによる地盤—構造物系の一体解析, 2) 地盤—構造物系を質点系でモデル化した一体型の応答解析手法, 3) 液状化を考慮した等価線形解析法, 4) 構造物と地盤を分離した動的解析手法

1) 2次元 FEM などによる地盤—構造物系の一体解析:

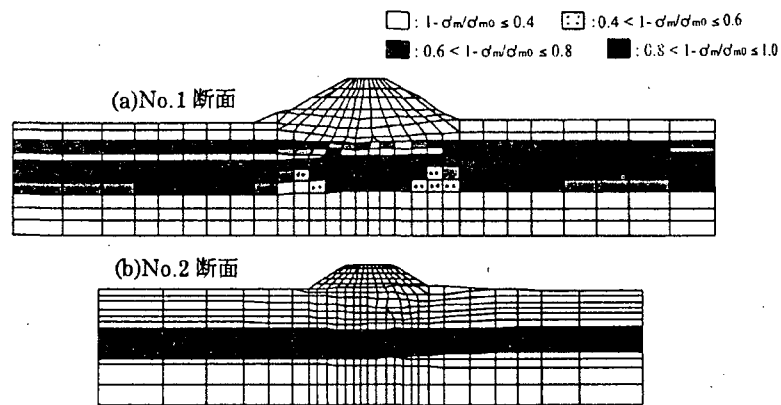
これは地盤構造が不整形である場合、構造物形状が複雑な場合などの解析に適したモデルである。地盤の液状化特性に関しては、5章に示されているように適切な評価が必要である。また、2次元的なモデル化によって生じる、初期応力の評価・構造物と地盤の境界条件の評価・3次元的な挙動の2次元化による問題(奥行き方向)の評価などもモデル化に当たっては重要な課題である。また、構造物に関しても、液状化による大きな地盤変形挙動に追従できるよう非線形特性を考慮したモデル化を行うことが望ましい。尚、場合によってはさらに詳細なモデルとして3次元 FEM により解析を行う場合も考えられる。1)~4)に関しては FEM や質点系によりモデル化が行えるので、建築構造物、橋梁、地中構造物、抗土圧構造物、土構造物などさまざまな構造物に適用できる。それぞれの構造物に適した非線形要素によりモデル化することが望ましい。1)~4)は現象をいかに詳細にモデル化するかという観点で順に並べられているが、その精度はモデルの詳細さだけでなく、パラメータ設定の慎重さにも依存する。解説図 7.6.3-1 にモデル化のイメージ²⁾を示す。これらの解析において液状化が予想される地盤について、液状化を考慮する様々な構成側や間隙水圧発生モデルを組み込んで解析がなされる。このような液状化解析の基礎方程式や構成側については、文献 2)に詳しい。解説図 7.6.3-2 に 1)の 2次元 FEM による一体解析例³⁾を示す。この解析は、1993 年北海道南西沖地震で被災した後志利別川堤防の事例検討である。地表面下に存在する緩い砂層の液状化により堤防の沈下が発生し、沈下量は液状化層厚やその上の非液状化層厚などに影響を受けることなどが示されている。



1)有限要素モデル 2)質点系モデル 4)(質点系モデル)
 (「3」はそれぞれについて等価線形的な取扱いをする場合) 基礎を支持ばねに置換したモデル
 解説図 7.6.3-1 個々の構造物のモデル化¹⁾



a) 盛土の解析モデルとその変形状況

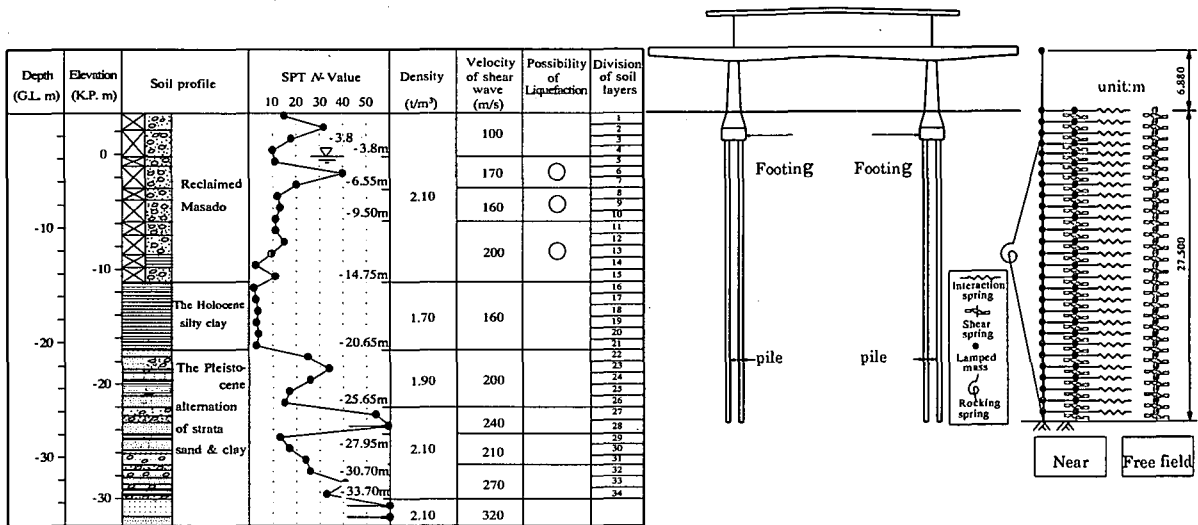


b) 地震直後の過剰間隙水圧分布

解説図 7.6.3-2 2次元 FEM による解析例³⁾

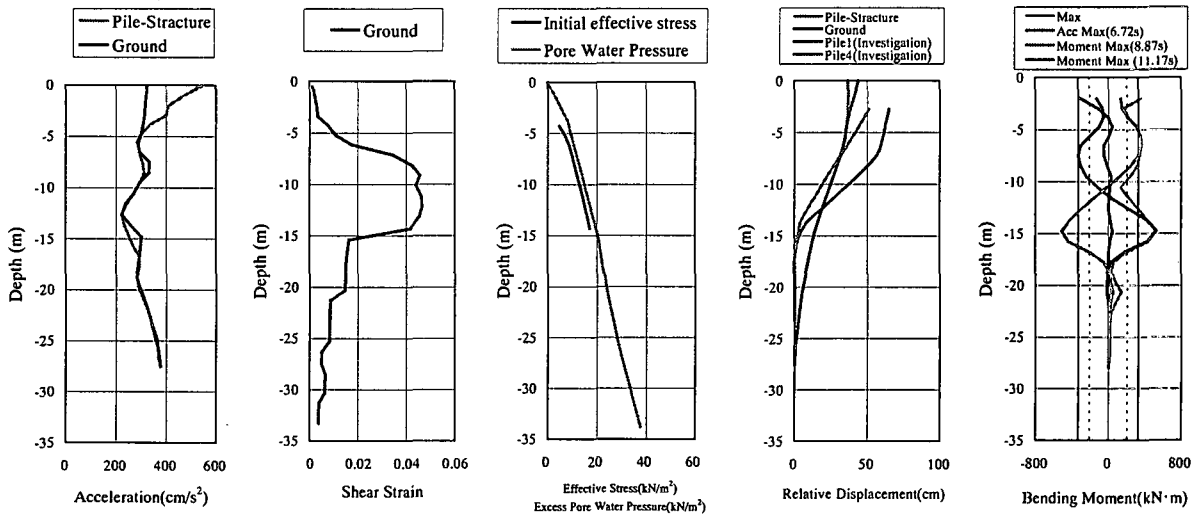
2)地盤—構造物系を質点系でモデル化した一体型の応答解析手法：

地盤が水平成層な場合には、相互作用ばねを介して自由地盤系の応答が基礎—構造物系に入力される、いわゆる Penzien 型モデルなどが有効である。このモデルでは、自由地盤系の応答を有効応力解析で求めることにより、相互作用ばねや構造物周辺地盤のせん断ばね、回転ばねなどもその骨格曲線や履歴曲線を、過剰間隙水圧の変化にあわせて変化させる手法である⁴⁾。また、構造物に関しても、液状化による大きな地盤変形挙動に追従できるよう非線形特性を考慮したモデル化を行うことが望ましい。解説図 7.6.3-3 に解析例⁵⁾を示す。この解析例は 1995 年兵庫県南部地震で被災した埋め立て地の建物基礎の事例である。埋め立て層が液状化し、その部分で杭が損傷したことが検討されている。



(G.L. $\pm 0m = K.P. + 3.6m$)

a) 解析モデル



b) 液状化の影響を考慮した構造物の応答結果

解説図 7.6.3-3 質点系モデルによる解析例⁵⁾

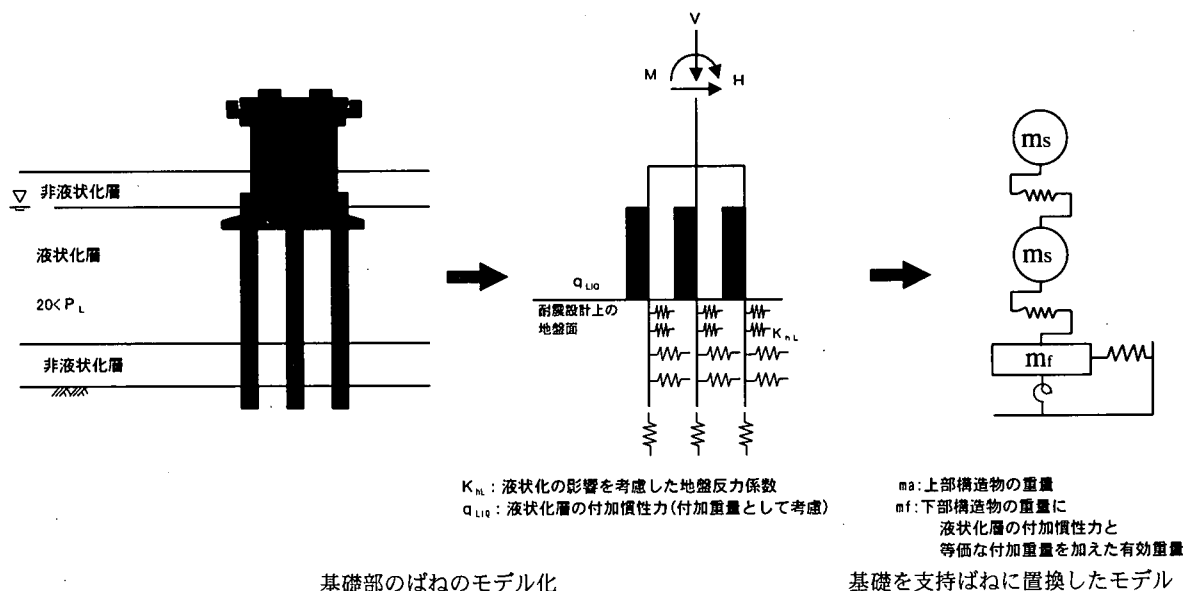
3) 液状化を考慮した等価線形解析法

上記の二つの方法と同様に 2次元 FEM のモデルあるいは、1次元の地盤モデルと質点系の一体型解析という方法が考えられる。ここであげた方法は従来の等価線形解析の適用範囲を拡大しようとするものであり、時間を追って発生するひずみレベルによって、等価剛性、減衰を変化させる方法^{6),7)}、液状化を考慮したひずみ依存の動的変形特性曲線を用いる方法⁸⁾、等価線形解析で液状化判定を行い、その結果から液状化した地盤の剛性を推定し、その剛性を用いて等価線形的に液状化の影響を考慮する方法⁹⁾などが提案されている。これらの方法を適用するに当たっては、液状化が過剰間隙水圧の上昇に伴って生じる非線形性の非常に強い非定常な現象であるため、これを等価線形的に置き換えた場合の影響を十分に検討し、その適用限界を考慮して適用する必要がある。過渡的な現象をとらえると言う意味で非液状化した場合を液状化前の応答、液状化した場合を液状化後の応答としてとらえ、その両方を検討して設計することも考えられる。また、上述の解析法と同様に、構造物に関して、液状化による大きな地盤変形挙動に追従できるよう非線形特性を考慮したモデル化を行うことが望ましい。

4) 構造物と地盤を分離した動的解析手法：

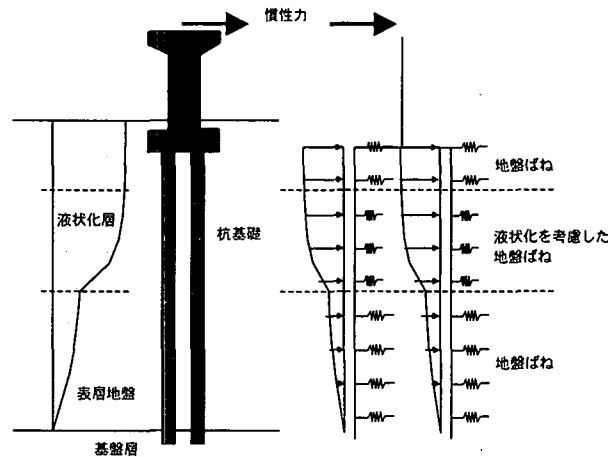
構造物の基礎部分をばねに置換してモデル化し、地盤の応答を分離して検討する方法で、地盤部分の応答は有効応力解析、液状化を考慮した等価線形解析によって求める。また、基礎のばねに関しては、液状化の有無によってその荷重-変位関係が異なることから、液状化の前後の状態を考慮して別々に設定するのが望ましい⁹⁾。したがって地盤の応答も液状化前後のものを用意するのが望ましい。この場合の一例を解説図 7.6.3-4 に示す。

また、杭基礎などの応答は、これに加えて、構造物の応答値を杭頭慣性力として、地盤の応答から得た地盤変位を地盤ばねを介して作用させることで静的に評価することが行われることがある。ここでも上述の解析法と同様に、構造物に関しても、液状化による大きな地盤変形挙動に追従できるように非線形特性を考慮したモデル化を行うことが望ましい。液状化を考慮した応答変位法の解析モデルの例を解説図 7.6.3-5 に示す。



解説図 7.6.3-4 ばね置換によるモデル化とばねの荷重～変位関係推定のための解析モデルの一例¹⁾

5) 上記 4) で地盤の変位や地表での応答値を応答解析によらずに求める方法も提案されている。地盤の変位に関しては、液状化による地盤変位最大値と地盤変位分布形状を地盤種別毎に定めた変位予測式⁹⁾や応答スペクトル値などから推定¹⁰⁾し、地盤ばねを介して構造物に入力する方法などが考えられる。地表の地震応答値に関しては、地表面地震動を液状化の有無にあわせてあらかじめ設定したもの¹¹⁾等がある。これをもとに液状化の影響を考慮した構造物の応答を求めることも可能である。この中で静的な解析であっても、構造物や地盤ばねは液状化による大きな地盤変形挙動に追従できるように、非線形特性を考慮したモデル化を行うことが望ましい。5), 6) については杭基礎構造物や地中構造物を対象としている。



解説図 7.6.3-5 応答変位法による基礎構造物の解析例

6) 地中構造物に関しては、「7.5.5 FEM を用いた静的解析法」の項でも述べたように静的に評価する手法もあり、この中に液状化時の地盤の剛性と変位を考慮すれば同様の取り扱いが可能である。また、同様に 5) で述べたような応答変位法によって評価する場合も多し。静的な解析であっても、構造物は液状化による大きな地盤変形挙動に追従できるよう非線形特性を考慮したモデル化を行うことが望ましい。

7) 基礎や地中構造物など構造物によっては、沈下や浮き上がりなどの評価が必要である。これらに関してはいくつか簡易法が提案されている。沈下については体積変化によるもの、構造物自重による下方の液状化地盤の押しのけ等が考えられるが、体積変化に関しては室内試験結果などから、簡易予測法が提案されている^{11),12)}。また、押しのけに関しても実験的研究^{13),14)}などから特定の構造物に対しは簡易推定法¹⁵⁾が提案されている。

8) 地中構造物の浮き上がりに関しては、液状化地盤の過剰間隙水圧による浮力を考慮した釣り合い式での評価法¹⁶⁾、円弧すべり面を仮定した安定計算により安全率で評価する方法¹⁷⁾等が見られるが、浮き上がり量を推定する簡易法は示されていない。

参考文献

- 1) (財) 鉄道総合研究所, 鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計, 丸善, 1999.
- 2) 吉田望: 液状化解析法, 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, pp.52-101, 地盤工学会, 1999.
- 3) 松尾修, 岡村未対, 島津多賀夫, 渦岡良介: 有限要素法による後志利別川堤防の地震被害事例解析, 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, pp.445-450, 地盤工学会, 1999.
- 4) 森伸一郎, 滝本幸夫, 武藤正人, 戸早孝幸, 池田隆明: 地盤-構造物連成系に対する有効応力液状化解析の適用性, 第 8 回日本地震工学シンポジウム, 1990.
- 5) 三輪 滋, 池田 隆明, 原田 尚幸, 高津 忠, 水取和幸, 大岡 弘: 兵庫県南部地震により被災した埋立地盤に建つ鋼管杭基礎構造物の被害の検討, 第 10 回日本地震工学シンポジウム論文集, Vol.2, pp. 1757-1762, 1998.
- 6) 宇高 竹和, 内田 治, 田中 典明, 佐藤 博: 多重等価線形解析による液状化解析手法の提案, 土と基礎, Vol.48, No.8, pp.5-8, 2000.
- 7) 田村敬一, 二宮嘉朗, 濱田禎: 液状化を考慮した簡易な地震応答解析, 土木学会第 51 回年次学術

講演集Ⅲ-A, pp.206-207, 1996.

- 8) 風間基樹, 鈴木崇弘, 柳澤栄司: 地盤に入力された累積損失エネルギーの評価法と液化化予測への適用, 土木学会論文集, No. 631/III-48, 161-177, 1999.
- 9) 三輪滋, 池田隆明: 等価線形解析による液化化した地盤における地震動の評価, 第34回地盤工学研究発表会発表講演集, 1965-1966, 1999.
- 10) (社)日本水道協会, 水道施設耐震工法指針・解説, 1997.
- 11) Shamoto, Y., J. Zhang and K. Tokimatsu: Methods for Evaluating Residual Post-Liquefaction Ground Settlement and Horizontal Displacement, Special Issue of Soils and Foundations, pp.69-83, Sept.1998.
- 12) Ishihara, K. and M. Yoshimine: Evaluation of Settlements in Sand Deposits Following Liquefaction during Earthquakes, Soils & Foundations, Vol. 32, No.1, pp. 173-188, 1992.
- 13) 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.
- 14) 東畑郁生, 川崎宏二: 液化化による浅い基礎の沈下機構とその予測, 液化化メカニズム・予測法と設計法に関するシンポジウム, 地盤工学会, 1995.
- 15) 安田進, 酒井達史, 佐藤正行, 吉田望: 液化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.
- 16) 建設省土木研究所: 共同溝耐震設計要領(案), 1994.
- 17) 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.

7.6.4 液化化による地盤の流動を考慮した応答値の算定

液化化による地盤の流動の影響を考慮した構造物の応答値の算定にあたっては、構造物に応じて、液化化による地盤の流動が及ぼす影響を考慮し、それぞれの評価に適した応答解析手法を選定して用いるものとする。

【解説】

液化化による地盤の流動の定量的な評価に関しては、震害事例の研究や実験的研究によって明らかになりつつあるが、その挙動は非常に複雑であり、定量的な評価が十分に行えるには至っていないのが現状である。液化化による地盤の流動の影響を考慮した構造物の応答値の算定においては、それぞれの構造物の特性を考慮して、液化化や液化化による地盤の流動の影響を考慮した2次元有効応力解析手法などの一体型解析、液化化による地盤の流動に注目した実験や過去の被害事例等に基づいた経験式などを組み合わせて、液化化による地盤の流動が及ぼす影響を適切に評価できるなどの応答解析手法を選択して応答値の算定を行う。

液化化による地盤の流動が構造物に及ぼす影響としては、「7.6.2 応答解析における液化化の考慮」で述べたように、次の様な項目の評価が重要である。

- 1) 液化化による地盤の流動によって生じる地盤のひずみや地盤変位の評価
- 2) 基礎構造物に対する地盤の変位がおよぼす外力特性の評価

液化化による地盤の流動に関する解析法としては、次のような分類ができる。

- ① 有効応力地震応答解析法: 過剰間隙水圧の上昇や有効応力の変化に伴う地盤材料特性の変化を考慮できる応答解析法で、2次元FEMなどにより、構造物と地盤をモデル化し一体としてその挙動をとらえられる。①,②では1),2)を一つの解析の中で評価することになる。
- ② 液化化による地盤の流動に焦点を絞った解析法: 上述の有効応力地震応答解析, あるいは全応力地震応答解析, さらに実験式・経験式により液化化による地盤の流動時点での地盤の剛性を評価しそ

れを基に、自重解析などで流動変形の解析を行う手法である。有限変形理論などを用いることも可能と考えられる。また、液状化により流動する地盤を粘性流体として評価する手法も検討されている。

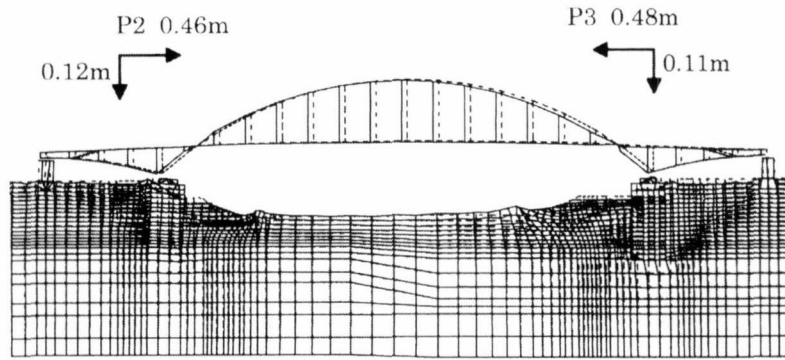
③簡易法：簡易な手法で地盤の変位、あるいは流動土圧を求め、これを構造物に作用させる方法。地震時の残留変位、あるいは流動土圧を簡易的に求める方法はいくつか提案されてきている。これら得られた地盤変位を、液状化による地盤の流動を考慮した地盤バネを介して構造物に作用させるような手法、あるいは土圧を作用させるような手法といった静的解析法である。

①に関しては、最近の解析事例としては、文献⁹⁾に港湾構造物(兵庫県南部地震で被害の大きかったケーソン式岸壁)の解析事例、地盤工学会の一斉解析¹⁰⁾等があげられる。2次元FEMなどによる解析では、構造物と周辺地盤の2次元形状や位置関係がモデル化できるため、様々な構造物の液状化による地盤の流動の影響の検討に適用される。これらの手法では、次のような課題があることも示されている⁹⁾。

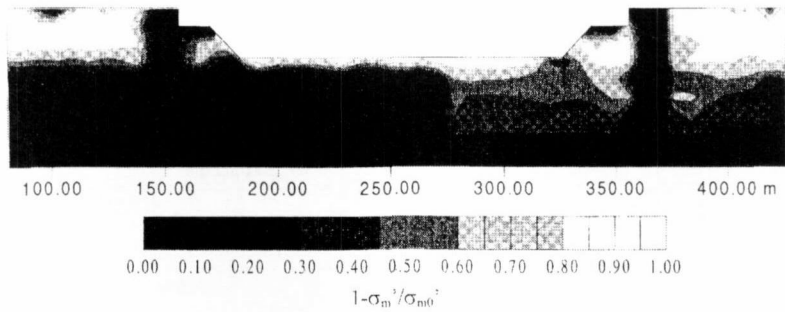
- a) 既往の構成則では大きなひずみを生じさせることが難しい場合がある。
- b) 構造物のすべりや剥離、液状化層上部の非液状化層の亀裂など不連続な挙動の表現は、ジョイント要素などの導入をしても、FEMでは十分に表現できない場合がある。
- c) 地盤の初期応力状態のモデル化
- d) 排水条件
- e) 液状化解析に限ったことではないが、2次元の解析では、杭が奥行き方向に連続してモデル化されるため、3次元的な挙動(杭間を地盤がすり抜ける、構造物への3次元的な荷重の作用など)の評価が問題となる場合がある。これは②でも同様である。

このように、実際の適用に当たっては、実被害をうまく説明できた適用事例などを参考として、その適用範囲を十分に検討して、構造物の応答の評価に用いる必要がある。解説図 7.6.4-1 に2次元有効応力解析による橋梁-基礎-地盤の応答解析の例⁹⁾を示す。ニューマチックケーソンの背後地盤の間隙水圧は100%にまで上昇し、応力-ひずみ関係が地震前と大きく変化していることがわかる。この場合、液状化が生じなかった場合に比べ変形が2倍程度大きくなる検討結果が示されている。

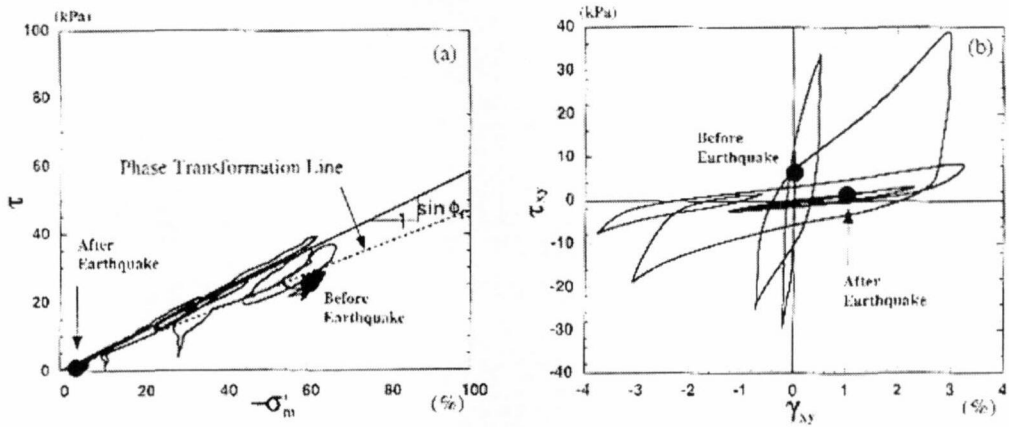
②に関しては、せん断剛性の評価によって結果が左右されるので、液状化時の地盤の剛性の評価が重要である。これには、有効応力解析を実施してその間隙水圧発生量から評価する方法(例えば文献5)), 全応力解析結果から F_L を求め、その関数として剛性を評価する方法(例えば文献6)), あるいは実験式などから剛性を設定する方法(例えば文献7))などがある。この方法も①と同様なモデル化が行われるので、様々な構造物の液状化による地盤の流動の検討に用いられる。解説図 7.6.4-2 に解析事例を示す。この例は1964年新潟地震で落橋した昭和大橋を通る信濃川の矢板式護岸断面の解析である。液状化した地盤や液状化が生じていない地下水位で浅のせん断剛性がどの程度低下しているかによって地盤の流動変形の評価に違いが見られ、その評価が重要であることがわかる。



1) 解析による神戸大橋の変形図

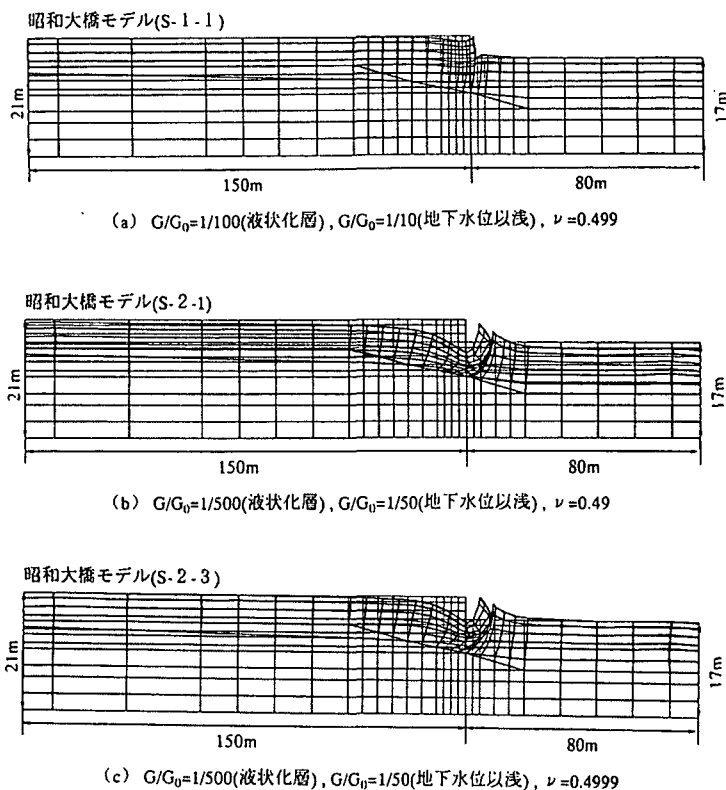


2) 解析による過剰間隙水圧の分布図



3) ケーソン背後地盤の有効応力経路と応力-ひずみ関係

解説図 7.6.4-1 2次元有効応力解析による橋梁-基礎-地盤の応答解析の例¹⁾



1) 流動変形解析で得た変形図の例

モデル名	剛性の 決め方	液状化層 G/G_0	地下水位以浅 G/G_0	ジョイント G/G_0	ポアソン比
S-1-1	E=28N	1/100	1/10	1/1000	0.499
S-2-1	E=28N	1/500	1/50	1/1000	0.49
S-2-3	E=28N	1/500	1/50	1/1000	0.4999

2) 流動変形解析に用いた地盤の剛性

解説図 7.6.4-2 液状化による地盤の流動時の地盤の剛性を評価した自重解析の例⁷⁾

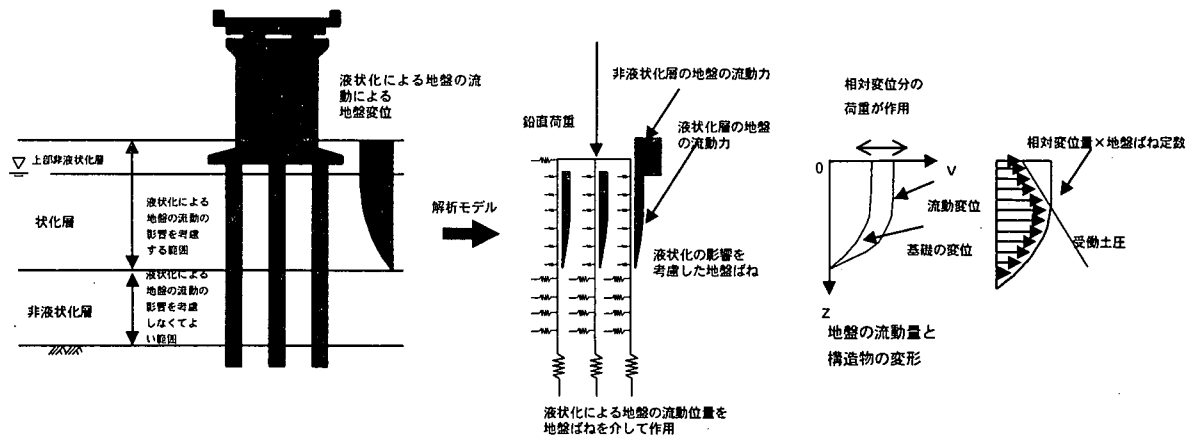
③簡易な手法では、兵庫県南部地震以降に杭の被害事例解析などを通じて作用する荷重が評価され、それを基に液状化層と非液状化層からの外力を評価することで被害が概ね表現できるような検証がなされている。これらは、兵庫県南部地震以降に改訂された様々な基準類に取り入れられている。

これらの基準類では、地盤の変位やひずみに関しては、既往の事例分析や実験結果に基づいた経験的予測式等によるものがほとんどである。

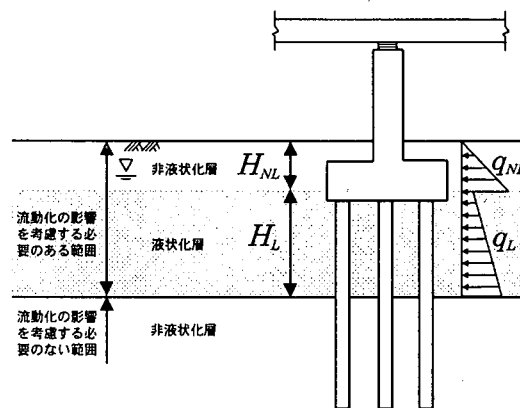
非液状化層の外力はその変位を地盤ばねを介して構造物に作用させ、そのときの外力の上限を受働土圧とする考え方⁸⁾、あるいは、比較的剛性の高い基礎構造では地盤との相対変位が大きくなることから、受働土圧そのものを荷重とする考え方⁹⁾などが見られる。解説図 7.6.4-3、7.6.4-4 にこれらの考え方の例を示す。

これらの方法は杭基礎などの深い基礎を有する構造物、あるいは地中構造物に対応する方法として用いられる事が多い。

また、地盤ひずみの量を求める方法としては兵庫県南部地震の被害調査を基にしてひずみ量を求める手法を盛り込んだものも見られる¹⁰⁾。解説図 7.6.4-5 にその一例を示す。

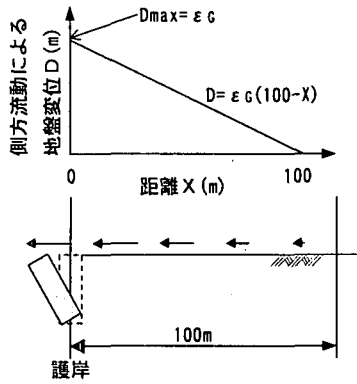


解説図 7.6.4-3 地盤変位を地盤ばねを介して作用させる方法の例⁸⁾

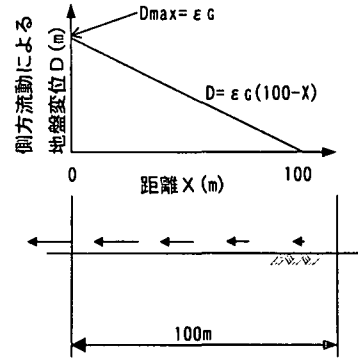


解説図 7.6.4-4 流動力の算定モデル例⁹⁾

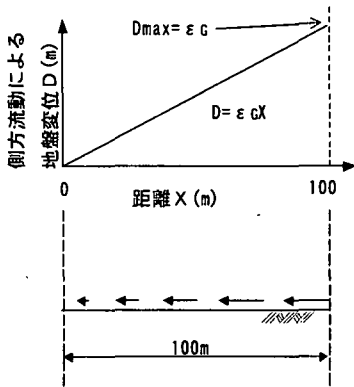
液状化層では、二つの考え方がある。一つは液状化層の変位を地盤ばねを介して入力するという考え方、もう一つは液状化層からの外力を流体力として評価するものである。前者では液状化層の地盤ばねが非液状化層の地盤ばねに対してどの程度低下するかを評価することが非常に重要である。これについては室内試験結果、観測記録などから、決められる例が多い。また流体力での評価は実験的には作用外力を流体力として評価できる結果が得られているものの、流体としての特性の評価が課題である。



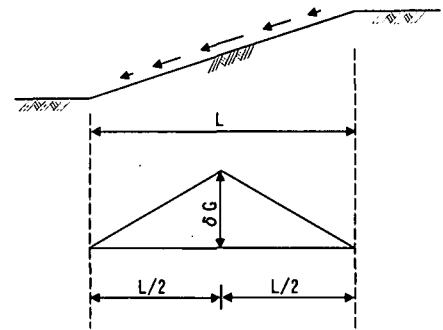
護岸近傍域における地盤の変位分布



内陸部における地盤の引張変位分布



圧縮歪による地盤の変位分布



傾斜地における地盤変位分布

解説図 7.6.4-5 液状化による地盤の流動による地盤変位の考え方の例¹⁰⁾

参考文献

- 1) Susumu Iai, Koji Ichii, Hanlong Liu and Toshikazu Morita : Effective Stress Analyses of Port Structure, Special Issue of Soils and Foundations, pp.97-114, 1998.
- 2) 沢田俊一, 小堤治, 井合進 : 護岸構造物の残留変形解析—FLIPによる解析—, 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, 地盤工学会, pp.247-256, 1998.
- 3) 王均, 佐藤正行, 吉田望 : 昭和大橋サイト矢板護岸被害の有効応力解析, 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, 地盤工学会, pp.257-262, 1998.
- 4) 金谷守, 吉田望 : 護岸構造物の地震時挙動に関する一斉実験・解析 一斉解析のまとめ, 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, 地盤工学会, pp.185-192, 1998.
- 5) 大槻明, 田蔵隆, 佐藤正義 : 護岸近傍の橋脚建設地盤の側方流動解析と対策工に関する一考察, 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, 地盤工学会, pp.263-268, 1998.
- 6) 小堤治, 兪杰, 木山正明, 井合進 : FLUSH-Lによる解析, 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, 地盤工学会, pp.269-274, 1998.
- 7) 森本弘光, 安田進, 吉田望, 規矩大義, 増田民夫 : 護岸構造物の一斉解析—残留変形解析の適用結果—, 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, 地盤工学会, pp.275-280, 1998.

- 8) (財) 鉄道総合研究所, 鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計, 1999.
 9) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 1997.
 10) (社) 日本水道協会: 水道施設耐震工法指針・同解説, 1997.

7.7 簡易算定法

7.7.1 一般

地震時の挙動が複雑ではない構造物に対する地震時の非線形応答の簡易推定法として, 等価エネルギー法を用いることができる。ただし, 入力する地震動の周期特性と構造物の周期特性によっては応答の推定精度が低下する場合があるため, その適用性に留意するのがよい。

【解説】

等価エネルギー法(エネルギー一定則とも呼ばれる)は, 線形系の最大応答変位から非線形系の最大応答変位を簡便に計算できる手法としては, Newmark らにより提案された手法である¹⁾。解説図 7.7.1-1 に示すような非線形の履歴特性を有する 1 自由度系に, ある入力地震動が作用した場合の最大応答変位 δ_{NL} を, 初期剛性 K を有する線形系の最大応答変位 δ_E から近似的に求めようとするものである。Newmark らの等価エネルギー法の考え方は, 線形系で δ_E までに蓄えられるひずみエネルギー ($\triangle OBC$ の面積) と δ_{NL} までに蓄えられるひずみエネルギー ($\square OAEF$) が概ね等しくなるというものである。

このような考え方に基くと, 等価な非線形応答 δ_{EL} は, 次式のように求めることができる。

$$\delta_{EL} = \begin{cases} \frac{1}{k_1} \left[-\delta_y(1-k_1) + \sqrt{\delta_y^2(1-k_1) + k_1 \cdot \delta_E^2} \right] & k_1 \neq 0 \\ \frac{1}{2} \cdot \delta_y \cdot (\delta_y^2 + \delta_E^2) & k_1 = 0 \end{cases} \quad (\text{解 7.7.1-1})$$

ここで,

δ_{EL} : 等価な非線形応答

δ_E : 初期剛性 K を有する線形系の最大応答値

k_1 : 非線形系の 1 次剛性 K と 2 次剛性 $K1$ の比 ($=K_1/K$)

δ_y : 降伏変位

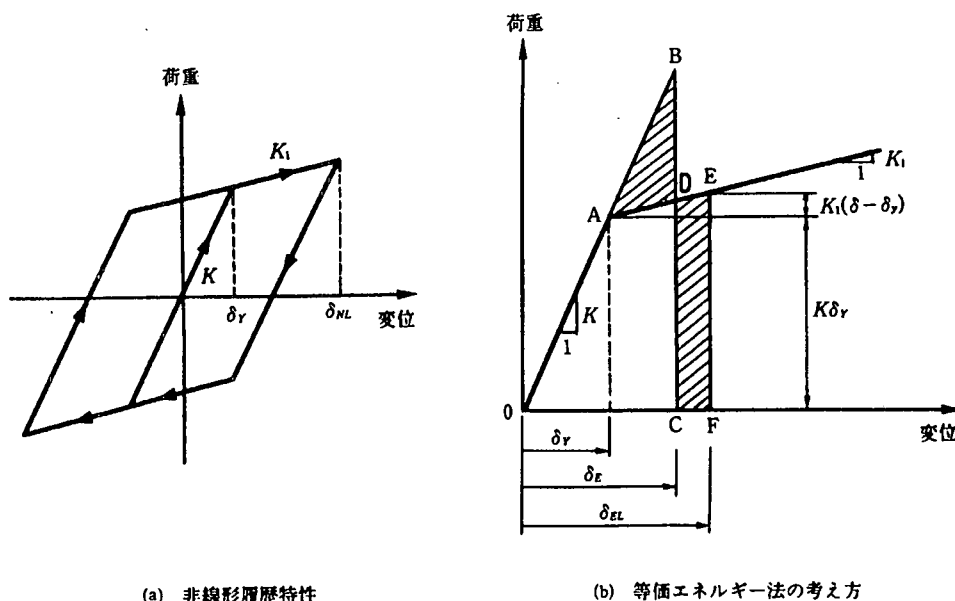
等価エネルギー法は, 以上のような考え方に基づく 1 自由度系の非線形応答の簡易推定法であり, 一般に設計に用いる弾性応答スペクトルが与えられれば, バイリニア型の履歴特性を有する非線形系の最大応答値を非常に簡便に推定することができる特徴を有している。

このため, 等価エネルギー法を用いた非線形応答の簡易推定法は, 1 次振動モードが卓越し, また, 主たる塑性ヒンジが生じる箇所が明確である構造物のように地震時の挙動が単純な構造物に対しては, 一般に, 実用上十分な精度で地震時の構造物の挙動を簡便に表すことができる。しかしながら, 複雑な形状や構造, 材料を有する構造物では, 静的解析法では地震時の挙動が十分に表わすことができない場合がある。このような場合には, 動的解析法により応答値を算定することが必要とされるが, 一般に, 等価エネルギー法の適用性が限定される地震時の挙動が複雑な構造物とは, 以下のような振動特性を有する構造物の場合である。

- ① 構造物の地震応答に主たる影響を与える振動モードが複数存在する場合
- ② 塑性ヒンジが複数箇所に想定される場合, または, 複雑な構造で塑性ヒンジがどこに生じるかはっきりしない場合

なお, 等価エネルギー法の精度に関する各種の検討によれば, 入力する地震動との関係で, 比較的短周期を有する構造物に対しては比較的よい精度で非線形応答を推定することができるが, 比較的周期が長い構造物に対しては安全側の大きめの応答値を推定することなどが明らかにされている。この

ようなことから、比較的周期が長い構造物に対しては、弾性応答変位 δ_E と非線形応答変位 δ_{EL} が等価になるという変位一定則という概念を用いた非線形応答の推定法も用いられる場合もある。このような地震動の周期特性と構造物の周期特性に応じた簡易法の適用性を踏まえて適切に用いるのがよい。



(a) 非線形履歴特性

(b) 等価エネルギー法の考え方

解説図 7.7.1-1 非線形系の履歴特性及び等価エネルギー法²⁾

参考文献

- 1) Veletsos, A. S. and Newmark, N. M. : Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motion, Proc. of 2WCSS, 1960
- 2) 川島一彦ら：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査法の開発に関する研究，土木研究所報告 190 号，1993.9.

7.7.2 簡易算定法による応答値の算定

等価エネルギー法を構造物の応答値の算定に適用する場合は、構造物を 1 自由度系にモデル化するが、その場合、卓越する振動モードと非線形履歴復元力特性を適切に考慮するものとする。

【解説】

「7.7.1 一般」に示したように、等価エネルギー法は、バイリニア型の非線形履歴特性を有する 1 自由度振動系の最大非線形応答を、1 次剛性を有する線形系の最大応答から簡易に推定する手法である。このため、等価エネルギー法の適用に際しては、構造物の卓越する振動特性と非線形履歴復元力特性を適切にモデル化することが必要とされる。

橋梁・高架橋に対しては、等価エネルギー法を適用する場合には、構造物が非線形履歴特性を有する 1 自由度系にモデル化できることが前提であり、一般に、1 基の下部構造とそれが支持する上部構造部分に分割モデル化が可能な構造系で主たる塑性ヒンジが支承部、橋脚基部、あるいは基礎などの明確な箇所が生じる場合が対象となる。また、ある卓越する振動モードを有するラーメン橋のような全体構造系も適用可能である。ただし、ラーメン橋のように複数箇所に塑性ヒンジが生じる場合には、

プッシュオーバー解析による求められる非線形履歴復元力特性が、塑性ヒンジの発生が順次生じるために複雑になる場合もあるので、このような場合には、1自由度系に対する非線形履歴特性のモデル化に留意するのがよい。

例えば、鉄筋コンクリート橋脚の基部に主たる塑性化が生じる場合の非線形履歴復元力特性は、一般に完全弾塑性型のバイリニア型にモデル化することが可能である。このため、高さ方向に様な水平加速度 α を受ける場合の橋脚～上部構造系の非線形応答は以下のように算出することができる。

$$\delta R = 1/2 \{ (\alpha W/P_u)^2 + 1 \} \delta y \quad (\text{解 7.7.2-1})$$

ここで、

δR : 非線形応答変位

δy : 降伏変位

α : 水平加速度

W : 上部構造重量 W_u と橋脚の重量 W_p を考慮した1自由度系の等価重量

(一般に、 $W = W_u + 0.5W_p$)

P_u : 曲げ破壊タイプの場合の終局耐力

ラーメン橋などの場合にも同様に適用可能であり、プッシュオーバー解析から得られる構造系の降伏変位、終局耐力等を式(解 7.7.2-1)に適用することにより全体としての非線形応答を推定することができる。

参考文献

- 1) Veletsos, A. S. and Newmark, N. M. : Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motion, Proc. of 2WCSS, 1960
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編，1996

7.7.3 抗土圧構造物の応答値の算定

抗土圧構造物の応答値の算定にあたっては、地震時の土圧および地盤の塑性領域を考慮して挙動を推定する必要がある。また、その挙動は等価エネルギー法により算定してよい。

【解説】

兵庫県南部地震に鑑み、L2地震動の検討においては抗土圧構造物にある程度の損傷を許容する必要がある。これは、想定地震の再現期間等を考慮した合理的な耐震設計を行うためのものであり、地震時における構造物の損傷状態が明確になるという利点がある。このため、L2地震動に対する応答値の算定には構造物の塑性領域における挙動を把握できるような手法が採用されており、橋脚等の応答値の算定は構造物の非線形性を考慮した動的解析法を用いることが一般的となっている。

しかし、抗土圧構造物は土圧に抵抗する構造物であり、地震時の挙動の特徴として変形が一方に卓越する傾向になる。そのため、以下に示す静的解析法を基本とした応答値の算定法でも十分対応できると考えられる。

(1) 等価エネルギー法

塑性領域における応答値は等価エネルギー法により求めることが可能である。また、この場合において考慮する慣性力については、基盤で設定された入力地震動を用いた地盤の地震応答解析結果から求められる地表面加速度の最大値から盛土の応答特性を考慮して推定するのが厳密であるが、計算の簡便性や動的応答において増幅特性が少ないことを考慮すると、実務的には一義的に地表面加速度の最大値を用いることも有効である。

なお、等価エネルギー法による場合、地震時土圧の評価が重要となる。L2地震動を対象とした場合、従来の安全側に設定した土の強度を用いて物部・岡部理論で地震時土圧を算定すると過大な土圧を評価し、またすべり線の位置が非現実的なほど深くなる。これは、土を一様な剛完全塑性体と仮定しているため、地震荷重度に依存しない安全側な過小評価された土のピーク強度を用いて主働土圧が最大となるように力の釣り合いからすべり線を設定しているためである。しかし、実際の被災箇所や模型振動実験結果の観察では、上述した土圧式によるすべり線ほどに深いすべりは観察されておらず、急な浅いすべり面となっている場合がほとんどである。また、震度が増加するにつれて急激に土圧が増えることはなく、線形的な増加傾向を示すことが明らかにされている。

そこで、土質定数の設定において土の締固め度を適切に考慮して、実際の土のせん断強度の大きな幅を反映できるようにすることが必要である。すなわち、土質が良質でないとか締固めが不十分など実際にせん断強度が低い場合は、低いせん断強度を設計値として用いるが、十分高いせん断強度を持つと判定できるならば実際の高いせん断強度を設計に反映する必要がある。また、ピーク強度発揮後すべり面の発達に伴って軟化しつつ残留強度に低下していくという土の進行的なせん断破壊過程を反映して、地震時土圧を算定することが望ましい。具体的には、上記のせん断破壊過程を反映して背後地盤のピーク強度と残留強度を用いた地震時土圧の算定方法が考えられる¹⁾。

(2) 有限要素法

静的解析法では、周辺地盤を含めた構造系全体としての挙動の評価が困難となることがある。周辺地盤を含めた全体系としての評価は、有限要素法などを用いた動的解析により地震時変位・変形計算することが考えられる。この場合、地震時土圧は抗土圧構造物と地盤の相互作用を考慮して評価されるが、有限要素法を適用する場合には構造物要素と土要素との境界条件の設定に注意が必要となる。

参考文献

1)(財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，丸善，1999.10.

7.7.4 ニューマーク法による応答値の算定

盛土等土構造物の滑動変位量はニューマーク法により算定してよい。

【解説】

ニューマーク法は、すべり土塊が剛体であり、すべり面における応力歪関係が剛塑性と仮定して地震時のすべり土塊の滑動変位量を計算する方法である。現実の土は、繰返し応力による変形の累積性、軟化性などが強い非線形性を示すため、ニューマーク法は厳密な方法ではない。しかしながらこの方法は、入力パラメータの設定が円弧すべり法と同等であること、理論の簡明さに比して比較的妥当な結果を与えること、結果の解釈が容易であることなどの特徴を有しており、設計に用いやすい。この方法によって得られる滑動変位量は、特にL2地震動に対する盛土の耐震性を評価する指標として扱う場合には有効である。

解説図 7.7.4-1 は、ニューマーク法によってすべり土塊の滑動変位量を計算する場合の計算モデルを示す。本来ニューマーク法¹⁾は、直線すべりに対する運動方程式から滑動変位量を計算する方法であるが、鉄道標準ではモーメントの釣り合い式から回転変位量を求める方法²⁾を採用しており、その方が実状により近いと考えられるので、それを紹介する。

以下に計算の基本となる運動方程式と計算手順の概略を示す。

1)運動方程式

円弧状すべり土塊の運動方程式を式(解 7.7.4-1)、式(解 7.7.4-2)式に示す。

$$-J\ddot{\theta} + M_{DW} + M_{DKh} - M_{RW} - M_{RKh} - M_{RC} - M_{RT} = 0 \quad (\text{解 7.7.4-1})$$

$$\ddot{\theta} = (k_h - k_y)(M_{DK} + M_{RK})/J \quad (\text{解 7.7.4-2})$$

ここに、 θ ：回転角、 J ：慣性モーメント

K_h ：水平震度 K_y ：降伏震度

M_{DW} ：自重による滑動モーメント

M_{RW} ：自重による抵抗モーメント

M_{RC} ：粘着力による抵抗モーメント

M_{RT} ：補強工による抵抗モーメント

M_{DK} ：地震慣性力の基準滑動モーメント

M_{RK} ：地震抵抗力の基準抵抗モーメント

M_{DKh} ：地震慣性力による滑動モーメント

$$(=K_h \cdot M_{DK})$$

M_{RKh} ：地震慣性力による抵抗モーメント

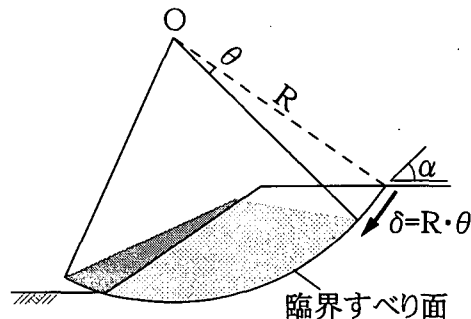
$$(= -K_h \cdot M_{RK})$$

また、静的安全率は式(解 7.7.4-3)式で与えられる。

$$F_s = \frac{M_{RW} + M_{RC} + M_{RT}}{M_{DW}} \quad (\text{解 7.7.4-3})$$

ここで、降伏震度 K_y は、 $F_s=1$ のときの K_h であるため、式(解 7.7.4-4)式から得られる。

$$k_y = \frac{M_{RW} + M_{RC} + M_{RT} - M_{DW}}{M_{DK} + M_{RK}} \quad (\text{解 7.7.4-4})$$



解説図 7.7.4-1 滑動変位計算モデル

2)計算手順

上式を用いたニューマーク法によるすべり土塊の滑動変形計算手順を以下に示す。

①式(解 7.7.4-4)によって、設計震度 K_h を変化させた準静的安定計算(3)地震時円弧すべり安定計算法に示す)を行い、安全率がちょうど1となる降伏震度 K_y と、この時の円弧(臨界)すべり面を求める。

②計算に用いる入力加速度波形を「2章 設計地震動」により設定する。

③臨界すべり面の回転変位量は、入力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。具体的には、式(解 7.7.4-2)式を用いて角加速度を、以降、逐次的に式(解 7.7.4-5)で角速度を、式(解 7.7.4-6)で角度 θ を計算し、臨界すべり面に対する円弧半径 R からすべり土塊の滑動変位量 $\delta (=R \cdot \theta)$ を算出

する。

$$\dot{\theta}_{t+\Delta t} = \dot{\theta}_t + \frac{1}{2}(\ddot{\theta}_t + \ddot{\theta}_{t+\Delta t})\Delta t \quad (\text{解 7.7.4-5})$$

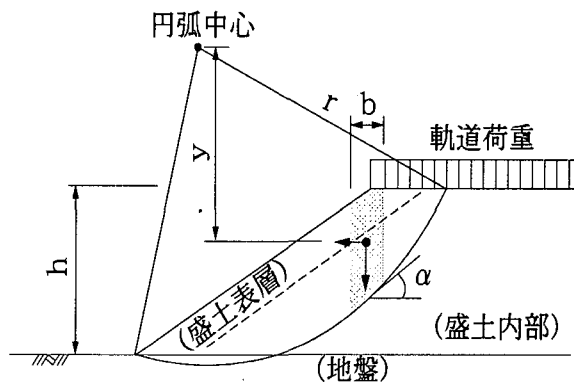
$$\theta_{t+\Delta t} = \theta_t + \dot{\theta}_t\Delta t + \frac{1}{6}(2\ddot{\theta}_t + \ddot{\theta}_{t+\Delta t})\Delta t^2 \quad (\text{解 7.7.4-6})$$

3)地震時円弧すべり安定計算法

解説図 7.7.4-2 に盛土の耐震設計に用いる円弧すべり計算法の説明図を示す。円弧すべり法による安定計算は不静定問題であるため、スライス間力の仮定方法によって安全率の定義は異なるが、基本的には修正フェレニウス法に震度法を適用した式(解 7.7.4-7)による。この式は、例えば分割スライス底における力の釣り合いから求めた解よりは危険側³⁾となるが、設計震度が小さく一般的な形状の盛土ではその差が小さいので、これまで慣用的に使用されている本式を用いることとした。また、砂地盤の基底破壊に対する検討⁴⁾に本式を用いると安全率を著しく過小評価するので、注意を要する。

$$F_s = \frac{\sum \left[\{ (W - bu) \cos \alpha - K_h W \sin \alpha \} \tan \phi + cL + T_r \right]}{\sum \{ W \sin \alpha + (y/r) K_h W \}} \quad (\text{解 7.7.4-7})$$

- ここに、 F_s : 安全率, W : スライス重量,
 K_h : 水平震度, α : スライス底面の角度,
 ϕ : 内部摩擦角, c : 粘着力
 L : スライス底面の長さ, T_r : 対策工の抵抗力,
 r : 円弧の半径, b : スライス幅
 y : スライス重心と円弧中心間の鉛直距離,
 u : 間隙水圧



解説図 7.7.4-2 円弧すべり法の概略

参考文献

- 1) Newmark, N.M : Effect of earthquakes on dams and embankments, Geotechnique, Vol.15, No.2, pp.139-159, 1965
- 2) 館山勝, 龍岡文夫, 古関潤一, 堀井克己 : 盛土の耐震設計法に関する研究, 鉄道総研報告, Vol.12, No.4, pp.7-12, 1998
- 3) 浦川智行, 堀井克己, 館山勝, 龍岡文夫, 古関潤一 : 修正地震時安定計算による盛土の試算,

第 33 回地盤工学会年次学術講演会, 1998

- 4) 館山勝：盛土安定解析に関する考察, 鉄道総研報告, Vol.7, No.8, 1993