

## 8.1 設計の目標

### 8.1.1 はじめに

土に関わる構造物の耐震設計法の作成に当たって考慮する最も基本的なことは、これらの構造物は周囲の地盤に支えられていることである。その意味において地盤は上部工における支点（支持条件）と同じであるが、上部工においては、この支持条件は通常不動として扱うなど明確に規定されるのに対し、地盤は一般に極めて複雑な性質を有するので、明確な支持条件を決定するのが難しい。

そこで、設計者は、地盤調査の結果に基づいて、この支持条件を決定し、設計計算を行うこととなるため、地盤の物性の評価およびその基本となる土質調査には十分な配慮をしなければならない。

次に、これらの構造物は周囲の地盤に力を及ぼすとともにその地盤から反力を受ける、いわゆる構造物と地盤の相互作用が生じることである。土に関する構造物の耐震設計ではこの力学的な相互作用を精度良く把握する必要がある。

また被害事例や種々の観測記録等から表層地盤の特性によって地震動が異なることが知られており、構造物に作用する地震動に大きく影響する。そのため耐震設計においては表層地盤の特性を精度よく評価しなければならない。とくに土に関わる構造物の場合、この評価は重要である。耐震設計上十分な評価が必要な事項は、砂質地盤の液状化とそれに伴う側方流動や沈下等、基盤や地表面が傾斜などを有する不整形地盤の動的挙動である。また地震時に地盤変位が大きくなる軟弱地盤も十分な注意を要する地盤である。

これらのことを前提として、土に関わる構造物の耐震設計について、従来の設計法の問題点、これからの耐震設計への提言を行う。なお、土に関わる構造物は多様であり、一律に議論することは困難であるため、個々の構造物について記述する。

### 8.1.2 従来の設計法の問題点

#### (1) 現状の問題点

土に関する構造物の耐震設計においては、兵庫県南部地震により「従来の震度法による安全率計算」による設計法の限界が問われていると考える。その限界をとりあえずまとめるとつぎのようになる。

- ① 「従来の設計水平震度」と「1995年阪神大震災で経験したような強い地震動、あるいは、レベル2設計地震動」の乖離。すなわち、従来の設計法では現在用いられている値よりも明確に高い設計震度を考慮すると合理的な設計ができない。
- ② 剛完全塑性論に基づいた設計法であり、構造物の地震時変形量・変位量の推定が出来ない。このことから、地震時に構造物が持つ靱性を直接考慮できない
- ③ 構造物の動的応答特性（構造物内の位相差や応答倍率の差、全体的応答増加）を直接考慮できない。

その結果、次に示す事項が問題となる。

- ① レベル2の設計地震動に対して、従来の設計法で設計された基礎・土構造物全般の耐震性を保証できない。
- ② 異なる耐震性のレベルを持つ構造物を、正当に選別できない。

## (2) 「従来の設計震度」と「レベル2地震動」の乖離（高い設計震度の考慮について）

基礎・土構造物に対して、従来の設計水平震度は、せいぜい0.1～0.3である。この数値は、構造物によって異なる。しかし、共通してレベル2地震動（PGA/g=0.6～0.8程度）よりも低い値である。大型フィルダムの場合、既に、基礎地盤のPGA/gは上記値よりも小さいと考え、また修正震度法で動的応答の影響を考慮している。

兵庫県南部地震では、従来の設計法で設計された基礎・土構造物が実際に破壊した例が多々ある。従って、設計震度を上げる（あるいは強い設計地震動を考慮する）と言う基本基調がある。

一方において、設計震度を「レベル2地震動PGA/g」まで上昇させる必要はないという議論がある。それは、次の二つの要因があるためである。まず、第一の要因は、極限つりあい法による「震度が連続して一方向に加わる状態」を想定している一方、実際の地震動は「荷重が交番する」ことである。第二の要因は、従来の震度法設計法には、各所に貯金（評価しない項目）があり、それが低い設計震度に対応していたと考えられるからである。

その貯金とは次の項目である。

### (a) 土のせん断強度

- ① 排水せん断強度；締め固めた土でも、残留強度程度を設計値として使用している。例えば、砂の内部摩擦角は30～35度程度である。
- ② 非排水せん断強度：非常に密であり、背圧（静水圧）が高い状態では、繰返し荷重を受けた状態でも、非排水強度の方が排水強度よりも高くなりうる。しかし、この場合でも、排水せん断強度を用いて設計しているのが通例である。

逆のこととしては、緩い飽和土で地震時に非排水状態にある場合は、排水せん断強度よりも小さい強度しか発揮しない。極端な例は、液状化である。それにも拘わらず、排水せん断強度を用いて設計すると危険側であり、多くの土構造物の地震による破壊例は、この現象に関連していたと思われる。

土のせん断強度に対する他のkey factorsは、地盤の進行性破壊、強度の異方性、平面ひずみ強度と三軸圧縮強度の関係等である。単に例えば、通常の平面ひずみ圧縮試験で得られたピーク強度を用いると、危険側になることが多い。

### (b) 靱性

土構造物は、震度法で安全率=1.0になった降伏後も、若干変位・変形しても崩壊に至らない、と言う意味で本来靱性に富んだ構造物である（ただし、緩い飽和状態の地盤・盛土には、地震時

靱性を期待できない。むしろ、脆性構造物である)。従って、安全率= 1.0で破壊、と見なすのは安全側すぎる。

この評価法として、限界状態設計法の導入が考えられる。しかし、降伏点が明確でない土に対して、どのように方法を導入するかについては、十分な検討が必要である。

### (c) 安全率計算法

#### ①土圧計算法

従来の物部・岡部式に残留強度のような低い土のせん断強度を組み合わせると、実際あり得ないと思われるほど異常に、大きな動土圧と大きな破壊領域が得られる。従って、この場合設計水平震度を0.5のように増加することはあり得ない。しかし、この方法は明らかに安全側すぎる。

#### ②斜面安定計算法

すべり面位置でスライスに作用する震度を加える方法は、不等に安全率が低くなる。実際にはスライスの重心に作用すると思われる。

### (d) 安全率の値

1.5のように許容安全率を設定しているので、ここにも貯金がある。設計震度を大きくするならば、荷重に対する不確定性が減少したのだから、この安全率は下げられるのではないかという議論も成り立つ。

以上のように、土に関する構造物の耐震設計については基礎構造物を除いてかなり曖昧な点が多かった。今後は他の構造物が地震の影響を設計震度から地震動を用いて動的解析により評価する方法に移行することから、土に関する構造物の耐震設計においてもその体系を検討する必要がある。

### 8.1.3 新しい設計法の目標

兵庫県南部地震の教訓から、耐震設計にあたっては、内陸型地震動を考慮すること、部材の安全性評価において破壊モードを考慮すること、応答値の算定にあたっては、表層地盤の動的性質を考慮する必要のあることがわかった。

その結果地震動が飛躍的に大きくなること、さらにその地震の再現期間が数百年以上の長期にわたることを考慮すると、構造物の設計においては部材および基礎の持つ変形性能(耐震性能)を評価し、損傷は許容するが崩壊しないことを基本とするのが合理的である。このことから、構造物の耐震設計は、目標とする構造物の損傷程度(耐震性能)を定め、基盤で設定した地震動を用いて、表層地盤の動的解析により地表面の地震動を求め、それを用いて動的解析によって構造物の応答値を算定し、耐震性能を照査することが望ましい。

しかし、基礎構造物を除いて十分な耐震設計を行っていなかった土に関わる構造物にこの体系に基づいた耐震設計法を採用することは相当困難な問題である。また、構造物毎に性状も大きく異なる

ることから、その耐震性能は個々の実状に応じて定めることとし、応答値の算定は動的解析を主体とし行うが、それになじまない構造物は、静的解析法を用いることが現実的である。

以下に、新しい耐震設計の考え方について記述する。

### (1) 限界状態設計法による耐震設計

先に述べたように、限界状態設計法を用いた構造物の耐震設計では、目標とする構造物の損傷程度（限界状態）を定め、基盤で設定した地震動を用いて、表層地盤の動的解析により地表面の地震動を求め、それを用いて動的解析によって構造物の応答値を算定し、耐震性能を照査することが望ましい。この設計法は、基礎構造物がなじみやすいので、それを例に記述する。

耐震設計においては構造物の耐震性能（限界状態）を定める必要があるが、たとえばコンクリート標準示方書等によれば、地震後に必要となる補修や補強の程度から次のように定めることができる。

- ①耐震性能Ⅰ：地震後にも機能は健全で、補修をしないで使用可能。
- ②耐震性能Ⅱ：地震後に補修を必要とするが、機能が短時間で回復できる。
- ③耐震性能Ⅲ：地震によって構造物全体系が崩壊しない。

したがって、基礎も耐震性能はこれに従うのがよいと考えられるが、問題はそれを評価する指標が必要となることである。基礎の耐震性能を評価する指標としては、現状では基礎を支える周囲の地盤の損傷（塑性化）および基礎を構成する部材の損傷を用いるのが現実的である。

部材の損傷は、たとえば鉄筋コンクリート部材ではそのレベルとして、鉄筋の降伏までを1、最大曲げ耐力までを2、降伏耐力を維持できる限界までを3、それ以降を4とする4段階とするのが一般的である。

地盤の塑性化による損傷は、設計や土質調査の精度から考えて、たとえば降伏支持力以下をレベル1、最大耐力以下をレベル2、じん性性能以内を3、それ以外を4とするのが現実的であろう。しかしこのレベルは基礎の種類によって異なることから、基本的には実物および模型基礎の大変位領域での載荷試験の結果等に基づいて設定する必要がある。

また、地震動の大きさと耐震性能および部材の損傷および地盤の塑性化との関係は次のように考えることができる。

L1地震に対しては、耐震性能Ⅰを確保するため、部材の損傷および地盤の塑性化ともレベル1を満足するのがよい。L2地震については、構造物の重要度に応じて耐震性能Ⅱ、Ⅲを確保する。すなわち耐震性能Ⅱでは損傷レベル2を、耐震性能Ⅲでは損傷レベル3を満足する必要がある。

また、基礎応答値の算定に当たっては、動的解析によるが、この場合も地盤の塑性化に基づく基礎の履歴性状が必要である。これも模型基礎の大変位領域での振動試験<sup>8)</sup>、<sup>9)</sup>、<sup>10)</sup>等に基づいて設定するのがよい。

また、基礎の耐震設計で考慮すべきこととして、基礎と上部構造物の耐震安全性の配分があげられる。基礎は、地震後の変状の発見が困難であること、また損傷に対する補修や補強の費用が高額

になることなどから、一般には上部工の耐力を上回るように設計するのがよいが、壁式橋脚の直角方向のように、上部構造物の耐力が大きい場合は基礎の耐力が上部工のそれを上回るように設計することは必ずしも合理的でない。そこでこの場合は基礎の塑性変形によって地震のエネルギーを吸収するように設計するのがよい。しかし、基礎の塑性変形をあまり大きくするのは好ましいことではないので、塑性変形の値には十分注意する必要がある。

## (2) 震度法による安全率計算と変位・変形計算の組み合わせによる設計の一般的方針

- ①震度法による安全率が許容安全率以下であることを確認する。
- ②計算された変位・変形が、許容値以下（安全率=1.0の世界）であることを確認する。
  - ①、②のいずれか、あるいは両方を、構造物種別に応じて使う。

## (3) 震度法による耐震設計における留意点

- ①設計震度を適切に上げる
  - 構造物の重要性、構造物の靱性、震度法の計算法、土の設計強度の取り方を反映して、一律としない。
- ②計算法の合理化
  - 土圧計算法、斜面安定計算法における理論式をより合理的にする。
- ③構造物の実際の耐震性能の差を正当に評価する。
  - 従来の貯金法だと悪平等になるのでこれを止める。たとえば、次の項目を実施するのがよい。
    - ア) 盛土の締め固めの差による地震時強度の差を適切に考慮する。
    - イ) 異なる脆性・靱性を適切に評価する（限界状態設計法では直接行うが）。
- ④非常に高い設計震度に対しては、全体の許容安全率を少し下げる。

以上の考え方に基づいて、以下の節で土に関する各構造物の耐震設計に対する提言を行う。

## 8.2 構造物基礎の耐震性能と設計法

### 8.2.1 従来の設計法の問題点

従来の構造物の設計基準類においては、長期あるいは繰返し作用する荷重に対しては、基礎構造自身と基礎の支持地盤が破壊に対して十分な安全性を有しているとともに、基礎の長期的な変位（沈下・水平変位・傾斜）を基礎構造物自身と上部構造物にとって有害でない範囲に抑えるよう設計していた。また、耐震設計としては、橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動に対し、基礎構造物自身と基礎地盤の破壊に対して所要の安全性を確保するとともに、地震後の基礎の残留変位が大きくなならないよう設計していた。つまり、構造物の設計水平震度として0.2程度を設定し、こ

れを慣性力として作用させたときの杭体などの基礎本体部材に発生する応力度が、材料の降伏点に対して余裕を持たせた許容応力度以下となるようにしている。基礎の許容水平変位も、基礎の水平載荷試験結果に基づき、基礎の残留水平変位が大きくなる範囲で設定されている。基礎の解析法としては、これらの範囲では基礎の各抵抗要素は線形体に近似できるとし、主として基礎の静的載荷試験結果などに基づいた静的な線形計算法が用いられていた。また、砂質地盤の液状化の影響についても設計水平震度0.15程度を用いて液状化抵抗率FLを算定し、その値に応じて地盤の剛性を低下させていた。

兵庫県南部地震においては上記の方法で設計された構造物基礎に、その設計水平震度をはるかに上回る最大加速度が作用した。その結果、道路橋の場所打ち杭基礎においては杭体に多数の曲げ亀裂が発生した。例えば、阪神高速道路5号湾岸線において被災区域にある280基の杭基礎のうち153基についてボアホールカメラによる調査が行われたが、軽微なものも含めるとそのほとんどの杭に曲げ亀裂が発生していた。ただし、鉄筋の破断やコンクリートの剥離といった構造的な被害は生じていなかった。また、被災した杭基礎について損傷部の杭体曲げ試験や杭の鉛直および水平載荷試験が行われた。その結果を基に杭基礎全体系としての水平耐力を計算したところ、杭体に生じた亀裂や軸方向鉄筋の降伏により杭基礎全体系としての剛性はわずかに低下しているが、最大水平耐力の低下はほとんど見られていない。つまり、杭基礎全体系としてみれば杭体の損傷による影響は軽微であると判断されている<sup>1), 2)</sup>。以上のように、従来の設計法で設計された基礎は、概ね十分な耐震性を有していたと評価される。ただし、礫質の粒径の大きい埋立地盤で液状化が生じた<sup>1), 2)</sup>。従来、平均粒径が2mmを越えた地盤は液状化に対する判定が不要と考えられることが多かったが、今回の経験は、これが適切でないことを示した。また、臨海部の水際線付近では液状化に伴う流動化が発生し、基礎に最大で1mを超える大きな残留水平変位が生じた<sup>1), 2)</sup>。

一方、兵庫県南部地震を受け各種構造物に要求される耐震水準が引き上げられ、構造部材が有する耐力が増加してきている。構造部材に大きな損傷が生じると、構造物に作用する慣性力としては、その最大耐力を大きく超えた力は作用しないと考えられる。したがって、構造部材の耐力が従来より大きくなることにより、基礎に伝達される慣性力の影響が増加する。その結果、基礎の設計法が従来のままであったとすると、兵庫県南部地震と同程度の地震が発生した場合、上部構造物の被災は小さくなるが、基礎の損傷が大きくなる虞れがある。この他、構造物全体系としての耐震性能を確認するためには、基礎に対しても地震時の耐力および変形性能を評価する必要があり、また、設計した基礎に大地震時にどの程度の被害が生じ、それにより構造物がどのような影響を受けるかも推定できる方法が望ましい。このような要求に対し、従来のように微小変位を前提とした線形解析法では十分ではなく、地震時の挙動を反映して基礎の耐力・変形性能を評価できる耐震設計法が必要となった<sup>2), 3), 4), 5)</sup>。

これに加え、兵庫県南部地震で観測されたような大きな地震動に対する液状化の判定法<sup>6)</sup>や基礎の設計時における液状化の影響の取り扱い、また、液状化に伴う流動化に対する基礎の設計法の確立<sup>7)</sup>も必要となった。

## 8.2.2 研究の現状と設計法への提言

巨大地震に対する基礎の設計法については以前から研究が行われており、兵庫県南部地震以降に改訂された基準類においてはその成果が反映されている。しかしながら構造物基礎の大地震時の挙動については解明されていない点が残されている。以上のことを踏まえ、今後の設計法について提言する。

各種抵抗要素の非線形性を考慮した基礎の耐震設計法が技術基準類に既に導入されているが、非線形領域における基礎のより正確な地震時挙動を明らかにし、設計法の改良に努めるべきである。とくに、液状化が基礎の安定性に与える影響の評価法について検討を進めるとともに、液状化に伴う流動化に対する基礎の設計法の改善が必要である。

構造物基礎の耐震設計の主要な項目として、次のものがあげられる。

- ①基礎に作用する地震の影響の評価
- ②基礎が有する地震時の耐力・変形性能の評価
- ③基礎の地震時応答の推定
- ④耐震性の判定

### (1) 基礎に作用する地震の影響の評価

基礎に作用する地震の影響としては、

- ①上部構造物の慣性力
- ②地盤の地震時変位
- ③砂礫質地盤の液状化

がある。また、地形条件によっては、地すべりや液状化に伴う地盤流動など、地盤の残留変位の影響も考慮しなければならない。

①の上部構造物の慣性力については、兵庫県南部地震で観測された程度の大きな加速度に相当する設計水平震度が基準類で設定されている。基礎の設計においては基礎が支持する上部構造物からこの慣性力が伝達されるものとしているが、上部構造部材の最大耐力を大きく超える力を伝達することはできないと考えられる。このため、慣性力の影響の上限値として上部構造部材の最大耐力を用いる方法がある。この場合には、欧米の耐震設計でキャパシティーデザインとして導入されているように、設計で用いている最大耐力と実際の最大耐力との相違の影響を適切に反映させる必要がある。

②の地盤の地震時変位については、一部基準では兵庫県南部地震以前から軟弱地盤の基礎の設計では考慮することとされており、同地震以降の改訂ではこれに対する設計法のさらなる合理化が図られている。地盤の地震時変位に対する設計法についての研究も鋭意進められているが、巨大地震

時における地盤の地震時変位の推定法や、地盤の地震時変位と慣性力との組合せ法が設計上の課題といえる。後者については主として線形解析を基に上部構造物と地盤の固有周期に応じた組合せ法が提案<sup>9)</sup>され、既に基準に取り入れられている。今後、設計法をより合理的にするために、非線形領域における設計法の確立が求められている。

③の砂礫地盤の液状化に関しては、兵庫県南部地震以降、不攪乱試料を用いた液状化強度試験が行われ、それに基づいて巨大地震に対する液状化の判定法が提案され、技術基準で示されている。ただし、基礎の設計においては液状化に伴う地盤の強度・変形特性の変化が基礎の安定性に与える影響の評価も重要であり、基礎周辺の地盤抵抗の減少や地盤の過大な変位について考慮しておく必要がある。地盤抵抗の減少については、基準類においても地盤の変形・強度特性に関する低減係数を乗じることにより水平地盤抵抗力や鉛直方向の周面摩擦力度を低減させているが、これらは主として構造物基礎の被災状況や従来設計法との関係などから決められたものである。今後、液状化地盤中の基礎の挙動の計測などを通じて、より合理化する必要がある。液状化による地盤の過大な水平変位については、基礎の設計では上記②のなかで考慮することができるが、構造物全体系の安全性に及ぼす影響についても忘れてはならない。例えば、橋梁においては、構造形式によっては橋脚間の過大な相対変位が問題となる場合がある。この他、液状化後の地盤の沈下という現象も考えられる。海外の設計基準類ではそのような表現もみられるが、最近の構造物基礎のように良好な支持層に十分根入れされている基礎ではこの地盤沈下による被害報告はなく、問題とはなっていないようである。

地盤液状化による影響として、地盤の流動的変位を忘れてはならない。流動化が基礎に及ぼす影響としては、液状化による地盤強度の大幅な低下が生じたとき、地震時慣性力を影響因子として、傾斜地盤においては地盤自体の自重により基礎周辺地盤に大きな水平変位が生じ、これにより基礎が変形させられるというメカニズムが考えられている。液状化に伴う地盤の流動化現象自体は、新潟地震や日本海中部地震等でも既に確認されていたが、兵庫県南部地震では臨海部を中心に各種構造物基礎に被害が生じたことから、同地震以降大型振動台や遠心力場での動的実験、また地盤の有効応力解析など精力的に研究が進められている。ただし、未解明な事項が多く、現在の設計基準においては流動化の影響を荷重として評価する方法や地形や地盤条件に応じて地盤の水平変位量を直接与える方法<sup>9)</sup>等、実際の現象を単純化した設計法が示されている状態である。今後は、新設基礎の設計の合理化や既設基礎への効果的な対策の実施等のために、流動化による地盤の水平変位量の推定法や基礎へ及ぼす影響の評価法について検討を進め、流動化に対する設計法の改善を図る必要がある。

## (2) 基礎が有する地震時の耐力・変形性能の評価

兵庫県南部地震以降に改定された設計基準類では、基礎の各抵抗要素の非線形性をモデル化した静的な非線形解析法を取り入れ、これにより基礎の地震時の耐力を評価しているものが多い。ただし、これらの解析モデルは主として静的な基礎の載荷試験結果に基づくものであり、必ずしも地震



時挙動を再現できているとは言い難い。例えば、杭基礎の支持力試験として地震時に相当する大きな荷重載荷速度で試験を行った場合、一般に行っている静的な載荷試験結果より沈下量が小さいことが確認されているが、現在の抵抗モデルではこのような影響は考慮されていない。このため、基礎、とくに地盤の動的抵抗特性を適切に評価した解析法の確立が必要となる。

基礎が有する耐震性能としては、その耐力のみでなく、変形性能も重要である。構造物の変形性能とは、耐力を大きく減じることなく変形することができる能力と理解されているが、基礎においてはこの変形性能が必ずしも明確にされていない。杭基礎のように地盤に支持された高次の不静定構造物であれば、杭体の一部が塑性化し、その後部材としての曲げ耐力が低下したとしても、直ちに基礎全体系としての耐力低下につながるわけではない。後述する耐震性の判定とも関係するが、このような基礎における変形性能の定義自体も検討する必要がある。

### (3) 基礎の地震時応答の推定

地震の影響が基礎に作用した場合の基礎の最大変位の推定法としては、一部基準では動的解析が示されているが、一般的な構造物基礎では簡易な手法で十分といえる。このため、現在の基準類には、基礎の挙動を1自由度系に近似できると仮定した非線形応答スペクトル<sup>10)</sup>やエネルギー一定則が示されているが、幅広い条件下での基礎に対しその有効性を検証し、基礎の地震時挙動の推定精度の向上に引き続き努めることが望まれる。

基礎の地震時応答としては、最大変位のほか残留変位がある。今後、構造物全体系の耐震設計法の高度化のためには、基礎においても地震後の残留変位を推定できるのが望ましく、その推定法の確立も必要となる。

### (4) 耐震性の判定

上記により推定された構造物基礎の地震時挙動を基に、基礎の耐震安全性を照査することとなる。ここで、現在の基準類においても、基礎の耐震の基本方針として、地震時の基礎の変位が構造物の性能に影響しないとともに、復旧に支障となるような基礎本体部材の過大な損傷や大きな残留変位が生じないように基礎を設計することとされており、構造物基礎に必要とされる耐震性能については明確に示されている。しかしながら、支持する上部構造物の性能への影響から決められる基礎の変位の制限値や、基礎本体部材の損傷の程度を表す工学的指標およびその制限値の設定についてはまだ十分に確立されているとはいえず、設計法の合理化のため、これらについても検討する必要がある。

## 8.2.3 耐震補強の課題と提言

上部構造物に要求される耐震性能が高度化するに伴って、既設基礎の耐震性の評価および耐震補強が重要な課題となってくる。既設基礎の耐震補強に関して提言する。

改訂された耐震基準を満たさないも基礎構造物のうち、基礎の被災により上部構造物の安全性が著しく損なわれるものから早急に補強することが合理的である。このため、地震による基礎の損傷の推定法、および基礎の損傷による上部構造物の安全性や性能への影響の評価法の確立が必要である。耐震補強の実施にあたっては、構造物全体系のなかで効率的な補強方法を選定するとともに、基礎の補強工法について実験や解析などを通じその効果を確認するとともに、新しい補強工法の開発も必要である。

兵庫県南部地震以降に改訂された耐震設計基準類においては、構造物基礎には地震後の復旧に支障となるような著しい損傷は生じさせないように設計することとし、支持する上部構造物の耐力に応じた基礎の耐力あるいは十分な変形性能が必要とされている。また、地盤の液状化の判定法の変更に伴い、従来は液状化が生じないと考えられていた地盤でも液状化が生じると判定されたり、液状化に伴う側方流動の影響も考慮しなければならない事例が生じている。このため、既設構造物基礎を新しい耐震設計基準で照査すると、所要の水準を満たさないものが出てくる。

このような基礎に対しては耐震補強を行うべきであるが、基礎の耐震補強として例えば増し杭を行う場合、通常はフーチングより広い範囲を掘削しなければならない。この場合、作業空間の確保のため広範囲にわたり道路の通行規制などを行う必要がある。また新設基礎の場合と異なり、桁下での施工となるため、工費・工期とも膨大なものになってしまう。限られた予算の中で効率的な構造物の耐震補強を進めるためには、緊急性の高い構造物や部位から行っていくの言うまでもない。ここで、土木構造物基礎においては、兵庫県南部地震で杭体に多数の亀裂が生じたものもあったが、特殊な場合を除いて基礎本体の破断や大きな残留変位といった地震時の安定性に影響のあるような甚大な被害は生じていないことに着目する必要がある。したがって、構造物基礎においては改訂された耐震基準を満たさないもののうち、基礎の被災により構造物の機能や安全性が著しく損なわれるものから早急に補強することが合理的であると言える。このような基礎の耐震補強における課題を、いくつか挙げる。

一つ目の課題は、耐震補強を行うべき基礎の選定である。既往の震災経験としても、液状化に伴う側方流動により落橋あるいは橋桁の沈下が生じたと考えられる事例があり、また設計で支持層として期待していた地盤が液状化したことにより大きな残留変位が生じた事例がある。この他、基礎の耐力が著しく低いものにおいては、基礎本体の損傷や地震時の最大応答変位あるいは残留変位が過大なものになると考えられる。したがって、このような現象が想定される場合には、早急に構造物全体系としての地震時の安全性を照査し、必要な補強対策を講じる必要がある。これ以外については、全国の土木構造物基礎を一律に照査し耐震補強するということは、工事費が膨大であるばかりでなく工事に伴う周辺交通等への影響も大きく、現実的とはいえない。基礎が被災したとしても構造物の安全性や機能が著しく損なわれないのであれば、地震後の復旧でもやむを得ないと考えられる。ただし、所要の耐震性を満たしている構造物と比べると基礎の損傷により構造物の変形・変位が大きくなる場合もあるため、必要に応じ構造物側での対策を講じなければならない。いずれに

しる、地震による基礎の損傷の推定法、および基礎の損傷による上部構造物の安全性や性能への影響の評価法の確立が必要である。

二つ目の課題は、効率的な基礎の耐震補強法の選定があげられる。構造物基礎の耐震補強の考え方としては、耐力向上、剛性向上、変形性能向上などいくつかの方法が考えられる。このため、基礎の耐震補強法を検討する場合、構造物全体系の地震時挙動を推定して、どのような補強が効果的なのか、また、基礎以外も含め構造物全体系のなかでどの部分を補強すべきかを検討する必要がある。

三つ目の課題は基礎の耐震補強工法自体の課題である。基礎自身の補強法としては、その基本的な考え方により耐力を増加させる方法と、地盤液状化による地盤の強度の低下を防止する方法とに大別される。これに対応して、工法自体としては増し杭など構造体を付与し基礎の耐力を向上させる方法と、基礎周辺の地盤改良などにより地盤強度を上げたり液状化の発生を防止する方法とがあるが、いずれの方法においても設計上の課題が残されている。たとえば、増し杭などにおいては、既設基礎と新設基礎とでその剛性や耐力・変形性能などが大きく異なる場合があるが、このような場合の荷重分担の考え方、特に水平抵抗の評価が課題となる。また、地盤改良においては、改良範囲の設定の考え方や、巨大地震に対する改良効果の確認等が課題といえる。いずれにしろ、基礎の補強工法について実験や解析などを通じその効果を確認する必要がある。この他、米国では施工空間に制約がある場合の基礎の耐震補強工法として小口径の杭を施工するマイクロパイル工法が採用されつつあるが、このような新しい基礎の耐震補強工法の開発も必要とされている。

四つ目の課題は、既設基礎の耐力・変形性能の評価である。既設基礎の中には設計図書が紛失しており、基礎の諸元はもちろん基礎形式自体さえ不明なものがある。また、地震後の復旧においては、既設基礎の損傷状態に応じた残存耐力の評価も重要となる。これらについては、現在非破壊検査手法の開発などが進められており、さらなる精度向上のための努力が望まれる。

#### 8.2.4 今後の課題

8.2.2および8.2.3に示した課題や提言に加え、今後行うべき研究・技術開発について提言する。

**地盤～基礎～構造物全体系の地震時挙動を把握するため、実構造物基礎での計測体制を整備するとともに、実験手法の開発や動的数値解析手法の確立を行う必要がある。**

合理的な基礎構造物の耐震設計法を確立するためには、構造物基礎の実際の地震時挙動特性を把握しておくことが不可欠である。しかしながら、地盤～基礎～構造物系の地震時挙動をそのまま実験により再現するのは困難であり、また、幅広い地盤条件、構造条件に対し構造物基礎の地震時挙動の計測が必ずしも十分には行なわれていない。このため、地震時における地盤～基礎～構造物系の実挙動を計測する体制を整備するとともに、大規模な振動実験や起振機実験、あるいは、遠心場での小型振動実験を行うための手法を開発することが必要である。

ただし、上記のような実構造物基礎の地震時挙動の計測については、実際にどの程度の地震動が計測できるかは不確定であり、また、各種の実験においてもそれぞれ実験条件の制約から検討できる内容にも限度がある。このため、上記の検討と並行して、動的数値解析により各種の条件に対して地盤～基礎～構造物の地震時挙動を推定し、その基本的な特性を把握しておくことが必要となる。ここで重要なことは、地震の影響は地盤から基礎を介して構造物に伝達される。また、構造物周辺では、地盤の地震動は構造物の影響も受けている。このように地震時において構造物と地盤とが互いに影響を及ぼすことを動的相互作用と称しているが、動的解析により基礎の地震時挙動を推定する際にはこのような動的相互作用の影響を適切に反映しなければならない。

現在、基礎の動的数値解析手法としては有限要素解析により地盤と基礎とを一体として解く方法とバネ・質点系の骨組みモデルで解く方法とが用いられており、一部基準にも取り入れられている。ここで、前者においては相互作用は自動的に反映されているが大変形領域における地盤の非線形変形特性のモデル化や滑りや剥離などの地盤と基礎構造物との境界条件の設定、三次元的な挙動の取り扱い等が計算結果に大きく影響する。また、後者においては動的相互作用の影響を取り入れたバネや減衰の評価法が重要となる。とくに、大地震時においては構造部材や地盤が部分的に塑性化した後の挙動の評価が不可欠となる。基礎の動的解析手法については、これまでも精力的に研究が進められているが、解析における各種定数の設定法は必ずしも確立されておらず、また、実際の構造物の地震時挙動によりその推定精度が十分には確認されていない。大地震時に対する構造物基礎の動的数値解析法の確立のため、動的数値解析に用いる地盤物性の土質力学的な合理性を明確にするとともに、地盤の動的数値解析に必要な物性を正確に把握するための地盤調査法や地盤調査結果から数値解析に用いる地盤物性モデルを設定する方法を確立する必要がある。さらに、前述の構造物基礎の地震時挙動に関する測定結果やモデル実験の結果によりその有効性を確認し、推定精度の向上に努めなければならない。

**構造物基礎の地震による損傷状態、および基礎の損傷による上部構造物の性能への影響を推定する手法を開発するとともに、構造物基礎として要求される耐震性能を明確にする必要がある。**

耐震設計では地震時の応答値の算定法とともにその制限値を定めなければならない。地震時において基礎や地盤にどの程度の損傷や変位を許容するかを明確にしなければならない。ここで、基礎は構造物からの荷重を安全に地盤に伝達するとともに、基礎の変位により上部構造物の機能に有害な影響を及ぼさないようにすることが必要である。すなわち、基礎自身の部材を損傷させないことが設計目的ではない。したがって、基礎や地盤の損傷が支持する上部構造物の安全性や機能にどのような影響を及ぼすかを検討し、設計で許容できる基礎や地盤の損傷状態を定めなければならない。当然、基礎が支持する上部構造物の種類や重要度により、基礎や地盤に許容される損傷状態や変位量が異なってくることとなる。また、復旧に対する考え方によっても許容される損傷状態が異なる。例えば橋梁の上部構造の安全性においては支承位置における橋脚間の相対変位が重要となり、地震

後の復旧に際しては橋脚の残留沈下や残留傾斜角が重要となる。また、基礎や地盤に耐力の低下に至るような過度な損傷が生じた場合にはその復旧が必要となるが、重要度の高い構造物や都市内の高架橋のように基礎の復旧が極めて困難な場合には、基礎本体の損傷を軽微な範囲にとどまるようにしておかなければならない。このように、構造物の機能や重要度、復旧の難易性などの条件に応じて基礎に要求される耐震性を明確にする必要がある。

また、設計計算においては変位量や変形量・断面力などの工学的指標を用いて所要の耐震性を有しているかどうかを照査することとなるが、上記のような基礎や地盤の損傷の程度を表現できる工学的指標の選定が重要となる。基準によっては、上部構造物の着目する位置における最大水平変位量をその位置での降伏水平変位量で除した塑性率を基礎や地盤の損傷の指標としているものもある。設計における工学的指標として何を用いるのが適切か、今後検討していく必要がある。

なお、大地震に対する構造物の設計法として、構造物全体系の中で主としてエネルギー逸散の大きい非線形性を生じさせて地震のエネルギーを吸収させる部位を特定する設計法としてキャパシティーデザインがあり、一部の基準では既にこの考え方が取り入れられてきている。基礎や地盤の損傷が上部構造物の地震時挙動に及ぼす影響を検討した上で、地盤～基礎～構造物のどの部分において非線形性を生じさせ地震のエネルギーを吸収するのが合理的な設計といえるのか、地震後の被災状況の調査や復旧が困難な基礎に損傷を許容させるか否かが、検討課題となる。また、キャパシティーデザインを取り入れるとしても、支持する上部構造物の耐力に対し基礎はどの程度の耐力余裕度を確保する必要があるのか、その際に部材の設計で用いている耐力と実際の最大耐力との相違や地盤物性の推定精度の影響をどのように反映させればよいのかなどの課題が挙げられる。

一方、従来の設計法とは発想を転換し、杭頭部をヒンジ構造としたりフーチングに結合しないなど積極的に基礎の一部分で非線形性を生じさせる方法や、従来のように剛性の大きな基礎ではなく軟らかい基礎を用いるなど、基礎から構造物に伝えられる地震の影響を低減するという方法も考えられる。従来のように上部構造物からの地震時荷重に対して基礎を設計するという視点のみではなく、基礎は構造物の一部であり、地震動を上部構造物に伝達する部材であるとの視点に立って、新しい構造形式や設計思想の開発も必要とされている。

## 参考文献

- 1) 建設省土木研究所：平成7年(1995年)兵庫県南部地震災害調査報告，土木研究所報告，第196号，建設省土木研究所，1996
- 2) 橋梁と基礎 特集 橋梁の免震と耐震，Vol. 30, No. 8, 1996.
- 3) 木村嘉富，大越盛幸，中野正則，福井次郎，横山功一：杭基礎の変形性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol. 44A, pp.1597-1606, 1998.
- 4) 柱状体基礎の設計計算手法に関する調査，土木研究所資料第3455号，建設省土木研究所，1996.
- 5) 直接基礎の大地震時の挙動に関する検討，土木研究所資料第3627号，建設省土木研究所，

1999.

- 6) 松尾修, 東拓生: 液状化の判定法, 土木技術資料, Vol. 39, No. 2, pp. 20-25, 1997
- 7) 田村敬一, 浜田禎, 東拓生: 流動化に対する道路橋の耐震設計, 土木技術資料, Vol. 39, No. 2, pp. 26-31, 1997.
- 8) 室野剛隆, 西村昭彦: 地盤と構造物の動的相互作用を考慮した応答変位法, 鉄道総研報告, Voレベル13, No. 2, pp. 41-46, 1999. 2
- 9) 澤田亮, 西村昭彦: 液状化を考慮した設計と側方流動の考え方, 鉄道総研報告, Voレベル13, No. 2, pp. 35-40, 1999. 2
- 10) 西村昭彦, 室野剛隆: 所要降伏震度スペクトルによる応答値の算定, 鉄道総研報告, Voレベル13, No. 2, pp. 47-50, 1999. 2

### 8.3 開削トンネルの耐震性能と設計法

#### 8.3.1 従来の設計法の問題点

開削トンネル等のトンネル構造物については, 兵庫県南部地震以前に発行されていた基準類では, 主に縦断方向の耐震設計を中心に規定されており, 横断方向の耐震設計は必須とはなっていなかった。例えば, 鉄道関係では, 軟弱地盤中にありかつ硬質地盤に着床している場合あるいは縦長の場合は横断方向の耐震設計を行うよう規定されていたが, これ以外は横断方向の耐震設計を省略できた。このような設計上の取り扱いが行われてきた背景には,

- ①. レベル1地震動クラスでは通常地震動は地表より地中部の方が小さく, また地中構造物は周辺地盤に囲まれていて自己振動しないため一般に地上構造物に比べて作用する地震力が小さい。
- ②. 兵庫県南部地震以前はトンネル構造物は大規模地震の洗礼を受けいなかったため, 断層ずれに起因する山岳トンネルの被害を除けばトンネル横断方向には大きな地震被害の事例がなかった。

という2点が考えられる。

一方で, 沈埋トンネルの横断方向, 地下駐車場の長手方向・短手方向には, 兵庫県南部地震以前よりレベル1地震動クラスの地震力に対し応答変位法により耐震設計を行うことが規定されており, 兵庫県南部地震以前から横断方向についても耐震設計の重要性が徐々に認識されつつあったことも事実である。

これに対して, レベル2地震動クラスの地震力を考慮することとした耐震設計は, 横断方向, 縦断方向とも, 原子力発電所重要土木構造物を除いて規定されていなかった。

すなわち, 開削トンネル等のトンネル構造物は, レベル1地震動クラスの地震力に対しては縦断方向については耐震設計がされてきたが, 横断方向については沈埋トンネル, 地下駐車場を除きほとんど耐震設計がされてこなかったものと考えられる。レベル2地震動クラスに対しては, 設計用限界地震による基準地震動S2によって耐震設計がなされている原子力発電所の屋外重要土木構

造物を除けば耐震設計が実施された事例は皆無といってよいであろう。このように、トンネル構造物については、特に横断方向に対する耐震設計の必要性が十分に認識されていなかったことが問題点として挙げられ、これが兵庫県南部地震により明らかになったと言える。

### 8.3.2 研究の現状と設計への提言

兵庫県南部地震では、大開駅を始めとする地下鉄の開削トンネルにおいて、横断方向に大きな地震力を受けて側壁隅角部および中柱上下端にせん断あるいは曲げによるひび割れが入り機能を失うという大きな被害が多数発生した。一方、トンネル縦断方向には、例えば共同溝などで目地部での衝突、開口が見られ一部漏水が発生したが、いずれも比較的軽い損傷であった。

兵庫県南部地震以降、これらの被災事例に対して主に開削トンネル横断方向を中心にレベル2地震動対応の耐震設計法の研究が精力的に実施された。具体的には、

- ①地盤の非線形変形特性のモデル化と地震応答解析手法
- ②躯体の非線形変形特性のモデル化
- ③地中構造物と地盤の相互作用解析モデルと地震荷重の設定法

についてである。これに対し、トンネル縦断方向の耐震設計法の研究は比較的少ない。また、トンネル横断方向、縦断方向ともに、地盤の液状化による直接的な被害が少なかったこともあり、液状化を前提にした研究は、トンネル横断方向の浮上りを除いて少ないと言える。

ここでは、主に兵庫県南部地震以降の耐震設計法の研究成果を基に、現時点で耐震設計に考慮すべき事項を挙げる。

**開削トンネルに要求される性能を明確にし、耐震性能を規定する。**

開削トンネル等のトンネル構造物には、鉄道、道路、共同溝、上下水道、通信、地下河川といった多様な用途のものがあ、それぞれに要求される性能は異なる。これらの用途に応じた要求性能を明らかにし、対象となるトンネル構造物の重要度、復旧の難易度、二次災害の防止等を勘案して、レベル1地震動、レベル2地震動に対する具体的な耐震性能を規定する必要がある。

**開削トンネルは周辺地盤の地震時挙動に支配されることから、周辺地盤の地盤調査および土質試験の結果に基づいて、地盤の耐震安定性を検討する。**

開削トンネル等のトンネル構造物の安定性が周辺地盤の安定性に大きく依存することは言うまでもなく、周辺地盤の耐震安定性を構造物自身の耐震安全性の検討に先だてて検討する必要がある。地震によってトンネル構造物に影響を及ぼす地盤変状としては、液状化による浮上り・沈下、液状化による側方流動、斜面等による地滑り、を考える必要がある。さらにはトンネル構造物が縦断方向に断層をまたぐ場合には、断層ずれも検討の対象とすべきである。

地盤の液状化がトンネル構造物の安定性に最も影響を及ぼす現象であるとの認識は兵庫県南部地震以前よりあり、兵庫県南部地震以前の基準類においても地盤の液状化判定と液状化による浮き上がりの検討が規定されている。地盤の液状化判定法については、兵庫県南部地震では、それ以前の基準類で対象としてこなかった平均粒径が2mm以上の礫質地盤も液状化の発生が認められており、この経験によって基準類の液状化判定法が見直されつつあることに留意する必要がある。

日本海中部地震、釧路沖地震等では地下埋設物の浮上りの被害が多数発生しており、レベル2地震動に対しては液状化発生による浮上がりおよび液状化後の再圧密による沈下が重要な検討課題となることは明らかである。さらに、レベル2地震動のような強い地震動に対しては浮き上がるか否かという判定では現実的な設計法とはならないことも予想され、浮上がり量の合理的な推定法が必要となり、これも今後の研究課題である。

新潟地震、日本海中部地震、兵庫県南部地震で見られた地盤の液状化による側方流動も、トンネル構造物に影響を及ぼす現象であることは疑う余地はないが、傾斜地盤における側方流動、護岸移動に伴う側方流動ともメカニズムについてもまだ十分解明されたとは言えず、流動の範囲、流動による地盤の変位あるいはひずみの絶対量および分布、地中構造物に与える影響、のいずれについても研究途上にあり、今後の課題である。

以上の地盤の液状化および液状化による側方流動については、4章で詳しく述べられている。

周辺地盤の耐震安定性の検討結果に基づき、対象とする開削トンネルの耐震安全性の照査方法に応じた耐震計算手法を用いて構造物の地震時挙動を求める。特にレベル2地震動に対しては、地盤の非線形変形特性および躯体の非線形変形特性のモデル化に留意する必要がある。

周辺地盤の耐震安定性の検討結果より、周辺地盤の耐震安定性が確保されている場合と確保されていない場合に分けて、開削トンネル等のトンネル構造物の地震時の挙動を求めることとなる。

周辺地盤の耐震安定性が確保されている場合は、地盤を連続体とみなしてトンネル構造物の地震時挙動を解析する。

開削トンネル等のトンネル構造物は、地震観測、模型振動実験、動的数値解析の結果から、

- ① 地中構造物のみかけの重量は一般に周辺地盤より軽いもしくは同程度であり、かつ周辺地盤に囲まれていて逸散減衰が大きいいため、自己振動を起こすことはない。
- ② 地中構造物は周辺地盤に追従して変形するため、周辺地盤の相対変位またはひずみにより支配される。

という地震時振動特性を有していることがわかっている<sup>1)</sup>。トンネル構造物の耐震計算法は、このような地震時振動特性の特徴を生かして幾つか提案されている。以下に、主に兵庫県南部地震以降の研究成果を基に提案されている耐震計算法<sup>2),3)</sup>について横断方向と縦断方向に分けて述べた後、両者に共通の留意点について述べる。



## (1) 横断方向の耐震計算法

トンネル横断方向の耐震計算法については、①動的FEM解析法、②応答変位法、③静的FEM解析法、の3種類の方法が兵庫県南部地震以降レベル2地震動対応として研究されている。

動的FEM解析法は、トンネルと周辺地盤との動的相互作用を厳密に表現することのできる計算手法であり、レベル2地震動に対して地盤の非線形変形特性と躯体の非線形変形特性を同時に考慮して動的相互作用を評価することが可能である。通常は、①周辺地盤の地層構造が複雑な場合、②地上構造物とつながっているような特殊な構造の場合、③建物基礎や他の地中構造物などの隣接構造物の影響を考慮する必要のある場合、に有効である。

一方でこれらの特殊な場合を除いて、応答変位法で代表される静的解析法でも、レベル2地震動に対しある程度の精度で耐震安全性を評価できることが最近の研究成果で明らかにされてきている<sup>2)</sup>。これは、トンネル構造物は先に述べたような地震時振動特性を有しているため、あらかじめ地盤だけの地震応答を求めておき、これに基づく地震荷重を静的に作用させて耐震計算しても動的FEM解析と遜色のない結果が得られるからである。

応答変位法は、構造物と地盤の相互作用をばねで表し、この地盤ばねを介して地盤の地震時変位を入力する方法であるが、最近では地盤の地震時変位と同時に構造物周面に地盤の地震時せん断応力を作用させる方法の方がより精度の高い結果の得られることがわかってきており<sup>2),3),4)</sup>、基準類にも取り入れられつつある。応答変位法においては、地盤ばねの精度が耐震計算結果の精度を左右し、特に地盤の地震時ひずみレベルに応じて低下させた剛性を用いて地盤ばね値を求めるという配慮が一般的になされている。レベル2地震動対応では、地盤の大ひずみレベルの非線形変形特性を考慮してどのように地盤ばねをモデル化するかに留意する必要がある、今後の課題でもある。

静的FEM解析法というのは、周辺地盤を平面ひずみ要素で表しておき、自由地盤における地震時の変形またはひずみを再現する地震荷重を地盤の平面ひずみ要素に作用させるという方法<sup>2),3),5),6)</sup>で、地震荷重として自由地盤における同時刻の応答水平加速度を水平震度に換算して作用させる場合には応答震度法と呼ばれている。この静的FEM解析法は、応答変位法よりモデル化に多くの労力を要するものの、技術的判断を要する地盤ばねを必要としないという特徴を有し、応答変位法に変わる耐震計算法として注目されつつある。

## (2) 縦断方向の耐震計算法

トンネル縦断方向の耐震計算法としては、①応答変位法、②動的解析法、の2種類の方法がある。

縦断方向の応答変位法は、トンネル構造物縦断方向の静力学モデルにトンネルに沿った地盤の地震時変位を地盤ばねを介して作用させるというもので、地盤の地震時変位の算定法は基準類により異なるが、縦断方向に地盤条件の変化が小さい場合あるいは設計実務の簡便さから縦断方向に正弦波状のせん断波が伝播するという仮定の基で変位を算定することが従来より一般に行われてきた。最近では、沈埋トンネルの耐震計算に用いられてきたように、縦断方向の地盤条件の変化を考慮した地盤の動力学モデルより地震時の応答変位時刻歴を算定するという方法が詳細検討に適用され

ている<sup>2), 3), 7)</sup>。縦断方向の応答変位法においても、構造物と地盤の相互作用をばねで表すことから、特にレベル2地震動対応では地盤の大ひずみレベルの非線形変形特性を考慮してどのように地盤ばねをモデル化するかに留意する必要がある。

縦断方向の動的解析法は、トンネル構造物が立坑等により地上構造物とつながっている場合に用い、構造物を動力学モデルとして表し動的応答解析を行うこととなる。

### (3) レベル2地震動に対する耐震計算上の留意点

トンネル横断方向、縦断方向に共通してレベル2地震動に対する耐震計算において留意すべき点としては、地盤および躯体の非線形変形特性のモデル化、地震入力の方法が挙げられる。

地盤の非線形変形特性のモデル化については、動的解析法においてトンネル周辺地盤を直接FEMによりモデル化する場合、あるいは静的解析法においてあらかじめ自由地盤の地震応答を求める場合に、地盤の地震応答解析法として等価線形化法が広く用いられてきた。この等価線形化法は、通常 $10^{-3}$  (0.1%)のひずみレベル程度までは適用性があるとされているが、レベル2地震動を入力する場合は $10^{-2}$  (1%)以上のひずみレベルに達することがあり、このような場合は逐次非線形解析法を取り入れるなど大ひずみレベルでの応答を精度よく求める工夫をすることが必要である。また、地盤は深くなるほど、①初期の $10^{-5}$  (0.001%)程度以下の剛性は大きくなる傾向、②ひずみの増加による剛性の低下率が小さくなる傾向、がある。これらの特性を正確に考慮しないと非合理的な結果が得られる場合があるので留意する必要がある。なお、地盤の地震応答解析法と解析用物性値の設定に関しては、4章で詳しく述べられている。

躯体の非線形変形特性のモデル化については、レベル2地震動に対しては部材の塑性化を許すため、後述する耐震安全性の照査方法と非線形モデルの適用性の範囲とを十分に勘案して設定するものとする。通常トンネル構造物は梁要素で表すことが多いが、この場合は曲げモーメントと曲率の關係に非線形モデルを用いることが多い<sup>2)</sup>。このとき、後述するように、耐震安全性の照査方法として部材の発生断面力と断面耐力を比較するか、部材の応答塑性率とじん性率を比較するかによって、非線形モデルの選定およびその使用方法に留意する必要がある。

また、トンネルと地盤との接触面についても、必要に応じて剥離、すべりの非線形性を考慮したモデル化を行う。

トンネル構造物への地震入力については、原則としては、設計用入力地震動を設定した後、これを工学的基盤面に入力して動的解析法によりトンネル～地盤あるいは自由地盤の地震応答を求めるとする方法を取ることとなる。この場合の設計用入力地震動の設定方法は、4章で詳しく述べられている。

一方、応答変位法など静的解析法で耐震計算を行う場合、地盤のみの地震応答を簡便に求める方法として設計用速度応答スペクトルから算定する方法が広く用いられている。新しく改訂された基準類においても、レベル2地震動対応の設計用速度応答スペクトルを設定しているものがあり、設計用入力地震動を適切に設定することができない場合は、これらを用いることができる<sup>2), 8), 9), 10)</sup>。

ただし、耐震設計基準により設定根拠となる強震記録、地盤の減衰定数が異なるために設計用速度応答スペクトルが異なっているのが現状である。

周辺地盤の耐震安定性が確保されていない場合は、現状では対策工を施すことにより対処する場合が多い。例えば、周辺地盤が液状化すると判定された場合には現状では液状化対策工を施して液状化が発生しないものとして耐震設計を実施することが多い。しかしながら、レベル2地震動に対しては対策工で対処できないことも想定され、液状化による地盤変状を考慮して構造物の安全性を確保することが考えられる。この場合は、①液状化地盤の震動によるトンネル構造物への影響、②液状化に伴う浮上がり、沈下、側方流動による地盤変状のトンネル構造物への影響、の2種類の影響を考慮する必要があるが、いずれも十分解明されたとは言い難く、具体的な取り扱いについては現状では研究途上にあると言わざるをえない。ただし、地盤の液状化に伴う側方流動の影響については、現状では杭基礎あるいはライフラインに対する研究成果や耐震基準類<sup>8),10),11)</sup>による規定を参考にすることができる。

また、断層ずれに対しては、変位吸収構造による対策が考えられるが、数メートルの断層変位に対して対処することは困難な場合が多いと考えられ、拡幅やダブルルート化等のシステムの対策、復旧期間短縮のためのソフト的対策、が考えられる<sup>12)</sup>。

**耐震安全性の照査は、対象とする開削トンネルに要求される耐震性能に応じて規定した部材損傷レベルにより行う。また、必要に応じて残留変位、残留変形についても照査する。**

開削トンネル等のトンネル構造物の構造安全性の照査は、部材損傷レベルを基準として行うこととなる<sup>2),3)</sup>。これは、地中構造物は周辺地盤によって支持される一種の高次不静定構造物であるため、橋脚等で行われているエネルギー一定則による保有水平耐力法のように構造物全体として破壊したか否かの判定を行うことが将来可能となるまでは、部材ごとに塑性化の程度を判定せざるをえないためである。

部材損傷レベルについては、対象とするトンネル構造物に要求される耐震性能に応じて部材の補修・補強の容易さを目安に与えるものとし<sup>2),3)</sup>、無損傷（損傷レベル1）、場合によっては補修が必要な損傷（損傷レベル2）、補修が必要な損傷（損傷レベル3）、補修が必要で場合によっては部材の取り替えが必要な損傷（損傷レベル4）、といった分類を行うことができる。

部材損傷レベルの規定は、対象となる部材の材料特性考慮して部材の塑性化の程度を判定するための適切な指標に基づくものとする<sup>2),3)</sup>。RC部材を例にとると、部材の発生断面力と断面耐力の関係、あるいは部材の応答塑性率とじん性率の関係を指標とし、損傷レベル1が曲げ降伏以下の弾性的挙動、損傷レベル2が曲げ降伏以上で最大曲げ耐力までの状態、損傷レベル3が最大曲げ耐力を越えて応答塑性率がじん性率までの状態、またはせん断耐力以下の状態、損傷レベル4がじん性率を越えて破壊に至る状態、となる。耐力および変形性能の評価方法、部材損傷レベルにおける適切な指標の設定方法、については今後も研究を進める必要がある。

残留変位、残留変形に関しては、例えば止水性の確保、走向安定性の確保といった対象となるトンネル構造物の要求性能との関係で規定されるものである。これについては、RC部材のひび割れや継ぎ手の目開き等を精度よく求める解析方法が課題である。

### 8.3.3 耐震補強の課題と提言

開削トンネルについては、兵庫県南部地震以前は特に横断方向についてレベル2地震動はもとよりレベル1地震動に対しても耐震設計が必須とされていなかったこと、兵庫県南部地震により液状化対象層が拡大したためレベル2地震動に対しては構造物周辺地盤の耐震安定性の確保が困難となる可能性のあることから、既設構造物を新しい耐震基準で照査すると所要の水準を満足できず耐震補強の必要なものが出てくることは明らかである。前節の設計への提言を受けて、耐震補強について以下に述べる。

既設の開削トンネルの耐震補強については、対象とする構造物の耐震性能を規定し、周辺地盤の耐震安定性および構造物の耐震安全性を適切な耐震診断により実施した後、重要度、復旧の難易度、二次災害の防止等を勘案して補強箇所を選定し、新設構造物と同程度の耐震性能を得られるよう耐震補強を行う。

既設構造物の耐震補強には事前に適切な耐震診断が必要である。鉄道関係では、兵庫県南部地震での大開駅の被害を受けて、開削トンネルに対して耐震診断を実施している<sup>13)・14)</sup>。耐震診断には、一般に耐震補強区間を絞り込む一次診断と耐震補強方法を決定する二次診断があり、開削トンネル等のトンネル構造物にとって重要な診断項目は、液状化等の周辺地盤の耐震安定性、および構造物の耐震安全性である。

一次診断手法は、耐震補強の必要な区間を絞り込む目的で行うため、できるだけ簡便な手法である必要がある。通常一次診断では、設計図書の調査、これを踏まえて簡単な地盤の液状化判定法および耐震計算法による診断が行われる。これらの一次診断結果を受けて補強区間を選定するが、これだけではレベル2地震動に対しては補強区間が膨大となり現実的ではない。そこで、補強区間の選定には、一次診断結果だけでなく対象構造物の重要度、復旧の難易度、二次災害の防止等を考慮した上で選定するものとする。

二次診断では、選定された箇所に対して、現状における地盤条件の調査、必要に応じて躯体の実強度等の材料特性の調査を実施した後、新設構造物に用いると同じ詳細な地盤の液状化判定法および耐震計算法を用いて診断し、地盤の改良方法あるいは躯体の耐震補強方法を決定することとなる。

耐震診断法の課題としては、特に一次診断対応の簡便な耐震計算法の精度を二次診断対応の詳細な耐震計算法により検証しておく必要があり、その精度の向上、新たな簡便な耐震計算法の開発も必要である。

耐震補強としては、地盤に対しては液状化対策が中心となり、構造物に対しては部材の耐力向上

あるいは変形性能向上が中心となる。

地盤の液状化対策については、レベル2地震動に対しても液状化を発生させないとする対策が困難な場合が考えられ、このような場合には液状化の発生による浮上がり、沈下、側方流動に対する対策が必要となる。

構造物の耐震補強については、兵庫県南部地震の大開駅などの地下駅の被災事例を受けて、中柱のせん断補強が中心に進められており、その補強方法は静的交番載荷実験等を通じて確立されつつある。しかしながら、トンネル構造物にとって必要な耐震性能を確保するためにどのような補強をすべきかが十分議論されているとは言い難い。現状では天井崩落を防ぐための中柱の補強が重点的に実施されているが、一方で側壁などの地盤に接している部材に耐震補強を施すことが困難であることも事実である。側壁、上床版などの地盤に接している部材の曲げ破壊あるいはせん断破壊が耐震性能とどのような関係にあるか、どのような補強方法を取ることができるか、といったことを検討することが重要である。また、既設のトンネル構造物特有の問題として、狭小な空間、限られた時間において補強作業をいかに効率的に実施するかといった補強工法の問題もある。

#### 8.3.4 今後の課題

今後の課題を以下に挙げる。

開削トンネルの耐震性能評価に関しては、レベル2地震動に対する耐震設計手法の要素技術の高度化を図っていく必要がある。また、液状化した地盤がトンネル構造物に及ぼす影響について、地震観測、模型振動実験、数値解析を用いた基礎的研究を推進する必要がある。これを基礎として、簡易であるが精度の高い耐震計算法を開発する必要がある。

兵庫県南部地震以降、特にトンネル横断方向の耐震設計法について研究が進められ、その成果が基準類に取り入れられつつある。しかしながら、レベル2地震動対応の耐震設計において重要となる、地盤の大ひずみレベルにおける非線形変形特性、躯体や継ぎ手等の構造部材の繰り返し大加力時の非線形変形特性、さらには構造物と地盤の動的相互作用においてこれらの非線形変形特性がどのように相互に影響を及ぼしあうか、は十分解明されたとは言い難い。また、レベル2地震動対応としても地中構造物の耐震計算法として重要な役割を担っていくこととなる応答変位法について、地盤ばねの算定法の研究が十分されているとは言えない。これらは、地震観測、模型振動実験あるいは高度な動的解析を通して解決されるべき課題として残っており、耐震計算法のそれぞれの要素技術を高度化していくことが今後も重要である。この耐震計算法の高度化は、トンネル縦断方向についても同様であることは言うまでもない。

また、兵庫県南部地震以後の研究においても、トンネル構造物の横断方向、縦断方向とも、液状化した地盤との相互作用を対象としたものは少ない。トンネル横断方向の浮上がりについては、トンネルの耐震安定性上重要という認識があり研究が精力的に行われているが、これを除いて多くはない。この理由の一つとしては、トンネル横断方向に対しては周辺地盤が液状化することにより躯体

体に作用する地震荷重が動水圧程度となって非液状化地盤より地震荷重が減少するとの見方によるものと考えられる。しかしながら、液状化の過程で地盤応答が一時的に大きく増幅する可能性もあり、将来的にはトンネル横断方向における液状化地盤を考慮した耐震計算法の確立が望まれる。さらに、トンネル縦断方向には、液状化地盤と非液状化地盤にまたがって建設されるような場合には、液状化地盤中の揚圧力、地盤応答の違い、側方流動によって境界付近において損傷することが考えられ、精度の高い計算法の確立は重要である。このような液状化、側方流動を考慮した耐震計算法の確立は、先に述べた耐震計算法の高度化のひとつと言えるが、地震観測、模型振動実験、数値解析による基礎的な研究の積み重ねによって解決されるべきものであり、将来にわたって継続して研究されることが望まれる。

一方で、解析法の高度化に伴いモデル化の労力や計算時間が膨大なものとなる傾向にあるが、実務設計における構造計画や断面諸元の初期値設定作業、あるいは既設構造物補強のための一次耐震診断においては、高度な耐震計算法を用いるのは実際的ではない。そこで、耐震診断の項で述べたように、高度化されつつある耐震計算法を基に、精度の高い簡便な静的耐震計算法の開発も望まれる。

この他に、トンネル構造物の耐震性を向上させる新技術の開発も重要な課題である。例えば、トンネル縦断方向の可撓性継ぎ手やトンネル横断方向および縦断方向に対する免震技術が挙げられ、特に免震技術については兵庫県南部地震以降実用化に向けて精力的に研究開発が進められている

15)

## 参考文献

- 1) 例えば、川島一彦：地下構造物の耐震設計，pp.6-10，鹿島出版会，1994.
- 2) 土木学会トンネル工学委員会：開削トンネルの耐震設計 トンネル・ライブラリー9，丸善，1998.
- 3) 土木学会地震工学委員会：トンネル耐震設計の方向と基本課題 トンネル耐震性研究小委員会報告，1998.
- 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) 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，土木学会第40回年次学術講演会講演概要集I，pp.737-738，1985.
- 6) 立石章：静的FEMを用いた地中構造物横断面方向の耐震計算法における地震荷重の作用方法の研究，土木学会論文集，No.519，pp.139-148，1995.
- 7) 建設省土木研究所：沈埋トンネルの軸線上の断面力および変位の地震応答解析法に関する研究，土木研究所資料，第1193号，1977.
- 8) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説，1997.
- 9) 日本下水道協会：下水道施設の耐震対策指針と解説，1997.
- 10) 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.
- 11) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，1996.

- 12) 土木学会：大震災の教訓を活かすために～実務技術者からの提案～，阪神・淡路大震災対応技術特別研究委員会資料編，pp.151-191，1998.
- 13) 増田達・清水満・桑原清・小西康人・相沢文也・中根理：鉄道地下構造物の耐震診断と耐震設計の考え方，基礎工，Vo レベル24，No. 10，pp. 16-21，1996.
- 14) 石川幸彦・小坂彰洋：震災に備えた営団地下鉄構造物の耐震診断と補強工法，基礎工，Vo レベル24，No. 10，pp. 22-28，1996.
- 15) 建設省土木研究所耐震研究室・土木研究センター・他民間17社：地下構造物の免震設計法マニュアル（案），1998.

## 8.4 抗土圧構造物の耐震性能と設計法

### 8.4.1 従来の設計法の問題点

抗土圧構造物の耐震設計法は，基本的には震度法により実施される。また，地震時土圧の算定は，土の強度を安全側に低めに設定した上で準静的極限釣合法に基づいた物部・岡部の地震時土圧式より行われている。

阪神・淡路大震災以後，レベル2地震動に対する抗土圧構造物の耐震設計法が提案されているが，この提案に対していくつかの問題点が指摘されており，レベル2地震動に対する合理的な耐震設計法の確立が強く望まれる。

#### (1) 道路・鉄道施設

道路・鉄道施設における抗土圧構造物，すなわち擁壁，橋台等の耐震設計は，橋脚などの耐震設計に準じて行われており，地震時土圧を考慮する以外は同じ考え方を適用している<sup>1)</sup>。しかし，この方法ではレベル2地震動を対象とした設計法にそのまま適用した場合には種々の問題が発生する。

例えば，上記の手法で地震時土圧を算定する場合，設計入力地震動として地表面における加速度を用いると，レベル2地震動を考慮するような場合には過大な土圧を与えたり，算定不能となることが指摘されている。

さらに，周辺地盤を含めた安定の照査方法についても，これまで地震時の円弧すべり法が適用される場合があったが，レベル2地震動に対するその適用性が疑問視されている。

また，周辺地盤の地震時の安定には地盤の液状化が大きな影響を与えるが，液状化地盤においては，基本的に地盤を改良して対処することとされている。

#### (2) 港湾施設

港湾施設における抗土圧構造物，すなわち重力式岸壁等では，大地震時においても港湾の機能がある程度維持することを目的に耐震強化岸壁が整備されてきている。

この耐震強化岸壁の設計震度は、過去の地震被災事例より得られた設計震度と地盤加速度の関係<sup>2)</sup>を用いて、大地震時に推定される地盤加速度から与えられている。この関係は、過去の地震被災事例の解析から、設計震度と地盤加速度の関係が線形でないという結果が得られ、そこから経験的に導き出されたものである。この設計震度と地盤加速度の関係が線形でないというのは、重力式構造物の背後地盤、基礎地盤の非線形特性等によるものと考えられている。阪神・淡路大震災後の解析では、この設計震度と地盤加速度の関係が再検討されているが、従来の関係式でよいことが確認されている<sup>3)</sup>。ただし、この関係式は物部・岡部の地震時土圧式に基づいた設計法によっており、この地震時土圧式は地盤加速度が非常に大きくなったときには適用性に問題があるとの指摘もあり、この点については十分注意が必要である。また、大地震時の非常に大きな地震動に対しては、岸壁の機能を維持する範囲である程度の変形を許容する立場から、より精度の高い変形照査法を目指した検討も実施されている。なお、背後地盤等が液状化する場合には、基本的には地盤を改良して対処することとされている。

#### 8.4.2 研究の現状と今後の設計法への提言

抗土圧構造物に要求される性能を明確にし、地震動レベル、抗土圧構造物の重要度、復旧の容易さ等を考慮して、適切な耐震性能を規定する必要がある。

抗土圧構造物の用途に応じて、要求される耐震性能を明確にし、重要度、復旧の容易さ等を考慮して、レベル1地震動、レベル2地震動に対する具体的な耐震性能を規定する必要がある。この場合、レベル2地震動においてはある程度の変形を許容することがあり得る。

また、耐震性能の指標としては、構造物の安定、部材の損傷程度、周辺地盤を含めた構造系全体としての安定等が考えられる。なお、抗土圧構造物はその性質から、地震後においても常時土圧に抵抗する必要がある。耐震性能を規定する際には、破壊モード（特に転倒）に対する影響を考慮する必要がある。

レベル2地震動に対しても適用可能なより合理的な地震時土圧を算定する必要がある。

抗土圧構造物の耐震安全性の検討においては地震時土圧の評価が最も重要である。レベル2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をし、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加速度的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<sup>4)</sup>。

このことから、次の2つの面での改善が必要とされる。まず、従来は土質に対して粗い分類をした上で土のせん断強度の設計値を一律的に設定している場合が多い。今後は、土の締固め度等を適切に考慮して、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できるようにすべきである。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べきである。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<sup>5)</sup>が考えられる。

一方、抗土圧構造物と地盤の相互作用を考慮して、抗土圧構造物に作用する地震時土圧を算定する手法<sup>6)</sup>も考えられる。

矢板式構造物のように弾性変形するような壁に作用する土圧に対しても、これまでは剛な壁に作用する地震時土圧算定法<sup>7)</sup>が適用されてきているが、この適用性に関するさらなる検討、レベル2地震動のような大きな地震外力時に変形する壁に作用する地震時土圧の算定法の検討が必要である。

ある建設地点の構造物によっては、粘性土の地震時土圧が問題となる場合があるが、粘性土の地震時土圧に関してはこれまで研究例も少なく、まだ未解明な点が多いので今後の研究が望まれる。

この他、地下水位下の土層の地震時の土圧（水圧）は、現行の震度法による設計では水中の見掛けの震度を用いて算定されているが、十分解明されていない点もあり、今後の研究が必要とされる分野の1つである。

**抗土圧構造物の地震時挙動の把握には、塑性領域における挙動を精度よく推定する必要がある。**

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向に卓越する傾向になる。そのため、静的解析法を基本とした設計でも十分対応できると考えられる。この場合、塑性領域における応答値はNewmarkのエネルギー一定則を用いた方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。

また、液状化する地盤においても周辺の構造物との兼ね合いから対策工を施さずに耐震設計を実施する場合、鉄道施設などでは液状化の程度により土のせん断強度と剛性を低減して支持力の低

下を算定するなどして地盤液状化の影響を考慮している。さらに、背面盛土の沈下による基礎地盤の側方移動により杭基礎に加わる荷重に対しては、過剰間隙水圧および背面盛土の自重に応じて表層地盤の土圧を算定し、その土圧を基礎に作用させて影響を考慮している<sup>8)</sup>。

護岸の移動あるいは地表面の傾斜の影響による液状化に伴う地盤の側方への流動的変位に対する設計に関しては、鉄道施設では側方流動による地表面変位量を基準にして、変位量を地盤ばねを介して構造物に作用させて影響を検討している。道路施設では液状化層および液状化層上部の非液状化層とも側方流動の影響を土圧で評価している。

また、周辺地盤を含めた構造系全体としての挙動を評価した抗土圧構造物の変位・挙動の算定に関しては、有効応力解析<sup>9)</sup>による地震時変位・変形計算手法が提案されており、阪神・淡路大震災等での港湾施設の地震被災事例の解析が数多く実施され、その妥当性が検討されている。

抗土圧構造物の耐震性能に関する指標は変形性能が適当であり、過去の地震における被災構造物の被災状況と損傷程度から、耐震性能レベルを設定する必要がある。

抗土圧構造物の安全性の照査は、安定に関する照査と壁体に関する照査がある。安定に関する検討のうち、鉛直支持に関する検討では従来の極限支持力に対する安全率に基づく照査では、大地震時での適用性に限界がある。そのため、レベル2地震動においては構造物の荷重～変位関係から構造物の性能（降伏点等）を明らかにし、Newmarkのエネルギー一定則によって塑性領域を考慮した最大応答変位量を算出して構造物の塑性率で評価する必要がある。この方法は鉄道施設では既に用いられている<sup>8)</sup>。

また、滑動に対しては地震時の累積変位量をNewmark法によって算出し、許容値と比較する照査方法が検討されている。さらに、大地震時の抗土圧構造物の変位・変形量については、全応力解析あるいは有効応力解析による地震時変位・変形の各種検討も行われ、地盤物性の評価手法の提案、様々な計算事例の蓄積がなされている。

壁体の安全性照査については、耐力照査では不経済な断面、配筋となることが懸念されることから、靱性能による評価が妥当であると考えられる。また、地震後には常時土圧に対して抵抗する必要があることから降伏耐力以下に強度が低下しないように塑性率を制限する必要がある。

#### 8.4.3 既設抗土圧構造物の耐震補強

既設の重要度が高い抗土圧構造物の耐震補強は、新設の抗土圧構造物と同等の耐震性能を有するように補強を実施する必要がある。

既設抗土圧構造物の耐震補強の実施にあたっては、構造物の耐震診断が必要である。その手法は、通常、診断時の耐震設計法に基づいて実施されるが、この際、各種設計条件については十分な

調査が必要である。

### (1) 道路・鉄道施設

耐震補強が必要な擁壁・橋台としては、重要な路線上にあつて、破壊した場合に道路・軌道あるいは周辺構造物に被害が及ぶ可能性が高い以下の条件に該当する場合が考えられる。

- ①背の高い擁壁・橋台
- ②破壊した場合に復旧工事が困難な箇所の擁壁・橋台
- ③壁体の耐力が低い擁壁・橋台

その際の耐震補強方法としては以下が考えられる。

#### ①擁壁・橋台の安定性の向上

ストラット工，シートパイル締切り工，補強土工法，アースアンカー工法，支持地盤の地盤改良等

#### ②擁壁・橋台壁体の補強

H鋼格子補強，壁体の増厚による補強等

#### ③背面土の改良等

注入工法，地盤改良工法等。

### (2) 港湾施設

一般岸壁を補強し，耐震強化岸壁とする場合の耐震補強工法は，

- ①液状化対策
- ②軽量材による土圧軽減工法
- ③壁体の重量増加
- ④杭による滑動抵抗力の増大
- ⑤控え杭による滑動抵抗力の増大
- ⑥壁体全面のコンクリート打設による壁体幅の拡幅

に大きく分類される<sup>10)</sup>。

#### 8.4.4 今後の課題

地震時土圧の観測あるいは実物大の模型実験による土圧測定を実施し，地震時土圧の算定方法の妥当性を検証する必要がある。また，地震時土圧の低減を目的とした土圧軽減工法についても検討する必要がある。

地震時土圧算定は，ひずみの局所化と土のピーク強度および残留強度を考慮した方法，あるいは構造物と地盤の相互作用を考慮した方法等が提案されているが，それらの精度向上とより合理的な

算定方法を確立し、それらの妥当性を検証するために、現地での地震時土圧観測および実物大の模型振動実験による土圧測定を実施する必要がある。

また、より経済的な抗土圧構造物を目指した地震時土圧軽減工法<sup>11)</sup>についても積極的に考慮し、現在提案されているこうした工法の場合に用いる土圧算定法を含めたさらなる検討が必要である。

同時に土圧の算定に用いる盛土の変形・強度特性を、より正確に評価・設定できる方法の研究開発も重要である。

**液状化する地盤における抗土圧構造物の挙動を精度よく把握するため、模型実験の実施や数値解析手法の整備を行う必要がある。**

液状化する地盤における抗土圧構造物の挙動の把握には、地盤の液状化程度に応じた背面盛土から壁体に作用する地震時土圧および周辺地盤から基礎に作用する荷重を精度よく算定する必要がある。鉄道施設では、地盤の液状化指標に応じて地表面の応答加速度を地震応答解析結果から定式化しているが、これらと地震時土圧等の関係の把握を目的とした模型振動実験等による検討が必要と考えられる。すなわち、通常では土楔の挙動を地表面の応答加速度を用いて評価し、地震時土圧を算定しているが、液状化の影響を考慮した応答加速度の評価についての検討が必要と考えられる。

また、支持地盤が液状化する時の基礎部に考慮する荷重については、液状化による過剰間隙水圧を考慮して背後盛土の自重による土圧を算定して土圧増加させることにより考慮しているが、塑性領域を考慮するレベル2地震動に対する検討では、地盤の変形・変位量を推定してその影響を考慮することが望ましい。

さらに、地盤液状化により支持力が低下することで、一方向に変形・変位が累積する抗土圧構造物の残留変形・変位量は、通常的地盤条件に比して過大になることが予想される。この場合の変形・変位に対する照査方法について検討する必要がある。

なお、このような場合は地盤改良を併用することで合理的な設計が可能となるが、基礎の強化とともに表層地盤に対する効果的な対策工法についても検討する必要がある。

また、道路・鉄道施設などでは護岸の移動に伴う側方流動について考慮するような場合が多数考えられる。この場合、前述したように異なった考え方が提案されているが、さらに合理的な設計法を目指して、壁体に作用する土圧および変形・変位に対する照査方法について模型実験等により把握する必要がある。

**抗土圧構造物の変形・変位性能を精度よく把握することで要求される耐震性能を明確にし、安全性の照査指標の精度を向上する必要がある。**

抗土圧構造物の安定の照査では構造物の塑性率が用いられているが、塑性率の制限値と損傷状態との関連が不明確である。したがって、阪神・淡路大震災等の既往の地震における構造物の被災

状況と塑性率の関係などを整理し、合理的な塑性率の制限値を示す必要がある。

また、壁体の靱性能については、現状では交番載荷試験結果より定式化された評価法に基づいているため、抗土圧構造物の挙動を考慮したような一方向載荷による評価手法の定式化が期待される。

なお、周辺地盤の安定についても、現状の円弧すべり法による安全率を指標とした照査ではなく、地盤の変位量を指標にした照査方法の検討が必要である。

## 参考文献

- 1) 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）案，1998.10
- 2) 野田節男，上部達生，千葉忠樹：重力式岸壁の震度と地盤加速度，港湾技術研究所報告，Vol.4, No.4, pp.67-111, 1975.12
- 3) 野津厚，上部達生，佐藤幸博，篠澤巧：距離減衰式から推定した地盤加速度と設計震度の関係，港湾技研資料，No.893, 1997.12
- 4) 小島謙一，Y.Munaf, 木村英樹，館山勝：模型実験による擁壁の地震時挙動，鉄道総研報告，Vo レベル12, No.4, pp.13-18, 1998.4
- 5) J.Koseki, F.Tatsuoka, Y.Munaf, M.Tateyama, K.Kojima : A Modified Procedure to Evaluate Active Earth Pressure at High Seismic Loads, Special Issue of Soil and Foundations, pp.209-215, 1998.9
- 6) 風間基樹，稲富隆昌：ケーソンに作用する地震時土圧に関する模型振動実験，土木学会論文集，No.416/I-13, pp.419-428, 1990.4
- 7) 石橋勲，上部達生，長田信，高野剛光：水中の剛な鉛直壁に作用する裏込土の地震時土圧と動水圧，港湾技術研究所報告，Vol.32, No.4, pp.3-24, 1993.12
- 8) 澤田亮，西村昭彦：抗土圧構造物の耐震設計，鉄道総研報告，Vo レベル13, No.3, pp.37-42, 1999.3
- 9) 井合 進，一井康二，森田年一：ケーソン式岸壁の有効応力解析，兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察（その7），港湾技研資料，No.813, 1995.9
- 10) 運輸省港湾局技術課：既存岸壁の耐震補強工法事例集，1996.3
- 11) 土田孝，佐藤正一，岸田隆夫，八木英樹，平野孝行：分割法による地震時土圧の算定と軽量裏込め材料への適用，第31回地盤工学研究発表会，pp.1083-1084, 1996.5

## 8.5 盛土等土構造物の耐震性能と設計法

### 8.5.1 従来の設計法の問題点

従来，空港やフィルダム，補強土など，特別な盛土においては耐震設計が行われることもあったが，道路や鉄道，宅地造成などに用いられる一般的な盛土では，これまでの実績や経

験を基に定められた標準法面勾配を用いたり締固め規定などの施工管理で対応しており、計算による耐震設計は行われてこなかった。稀に耐震設計が行われる場合でもレベル1地震動程度を想定した震度法に円弧すべり面法を組み合わせる計算法がほとんどであった。

このように耐震設計を行わなかった理由には、盛土は土質や地盤のバラツキなどを考慮すると必ずしも計算による定量的な判定が馴染まないこと、また壊れても補修が比較的容易であるとの認識があるためである。したがって、標準法面勾配で設計された盛土であっても時として崩壊に至ることがあったが、その程度の破壊は暗黙のうちに許容してきたことになる。しかし、液状化地盤における盛土では、崩壊や変形の問題が生じる頻度が高く、このため道路盛土などの指針類では地盤の液状化の影響を考慮した安定解析法が提示されてはいた。この場合でも安定検討の必要性の判断は事業者任せにされていたこともあり、実際に検討がなされた事例は少ない。

特に道路、鉄道、河川堤防などの線状構造物では、一か所の崩壊がシステム全体の機能不全につながるため、兵庫県南部地震以降、盛土といえども従来の設計レベルを越える耐震性を確保する必要があることが指摘された。しかしレベル2地震動に対して震度法による安定計算を行った場合は、土のせん断強度の設計値の設定法ならびに震度の設定法に問題があるため、仮に重力加速度 $G$ と地震動の最大加速度 $\alpha_{max}$ の比をそのまま設計震度 $K_h (= \alpha_{max}/G)$ とした場合には、 $K_h=0.6\sim 0.8$ といったことになり、安定性を確保（安全率1以上）することには無理が生じる。したがって、安全率によらず直接、変形・変位量を照査する設計法あるいは安全率照査法であっても暗に変形・変位量を考慮した設計法が求められていた。

既設盛土の耐震設計に対しては、全線にわたり耐震対策を行うことは現実的ではない。このため、いかにして相対的に耐震性の低い箇所、たとえば基礎地盤が軟弱な箇所、盛土締固め不足箇所、構造的に不安定な箇所などを選別し、効率的に補強を施していくことができるかという視点での検討が必要となる。また、基礎地盤や盛土の不均質性などを勘案すると、非常に多数のあるいは延長距離の長い盛土の変形・変位量や破壊の予測を詳細な方法により正確に行うことは容易でないため、盛土の耐震設計の基本方針としては少なくとも相対的な弱点箇所を見つけだせる程度の簡易な設計法であることが重要となる。

## 8.5.2 研究の現状と今後の設計法への提言

盛土のレベル1地震動に対する耐震性能は、地震後においても軽微な復旧程度で機能を維持することが可能であることを目標とする。

レベル2地震動に対しては、復旧の難易度、重要性などを勘案して定められる耐震性能を確保できることを目標とする。

特に道路や鉄道などにおいては、盛土の他にRC構造物や鋼構造物など形式が異なる構造物

で構成される。通常、これらの構造物ではレベル1地震動に対して弾性領域以内であることを目標として耐震設計が行われ、地震後においても塑性変形が残らないことを目標としている。したがってこれらを含めた全体系としての機能を保証するためには、盛土においても有害な変形が生じない程度の耐震性能を有する必要がある。しかし堤防盛土などのように他構造物との関連が少ないものに関しては、周辺に影響を及ぼさない限りにおいては、早期に機能回復が可能であれば、軽度の損傷は許容される。

レベル2地震動に対しても早急に復旧できることが望ましいが、道路や鉄道、河川堤防などは延長距離が長い場合全延長にわたって耐震性を向上させることは経済的に困難である。また盛土は補修が比較的容易なことから、大崩壊、大沈下さえ防げば、短時間のうちに機能回復することが可能となる。このため大きな損傷が予想される箇所、重要度の高い区間に対して重点的に対策することが望ましい。ここで大きな損傷が生じやすい条件としては、例えば軟弱地盤、切り盛り境、腹付け盛土、構造物に接する盛土、高盛土などが考えられ、これらの箇所では復旧が大がかりとなることが想定されるため、他の一般的な箇所に比べて耐震性能を高めておく必要がある。

一方、重要度に関しては、例えば道路の場合には緊急避難路や緊急物資輸送路である場合、代替路線や隣接構造物への影響の有無、交通量の大小などで判断されることになり、河川堤防では万一崩壊した場合の浸水の可能性の有無など、鉄道では代替え輸送の可能性や輸送量の大小、隣接構造物への影響の有無などによって目標とする耐震性能が変化することになる。これらについては事業者が社会的なコンセンサスが得られる範囲で適宜定めることになる。

設計に用いる地震力は、過去における観測記録、地形、地質条件、解析精度などを勘案して地表面加速度を基準とに扱うのがよい。

設計地震力を決定する方法としては、一般的には動的応答計算や非線形スペクトルを用いるなど理論的には厳密な方法があるが、土の変形・変位特性を正確に把握できない場合が多く、盛土・地盤系の設計に対してこれらを適用することは必ずしも現実的ではない。簡便であり、地盤・盛土の物性の精度とバランスする方法として、地表面最大加速度(PGA)を与える方法がある。盛土は他の地上構造物に比べて地震動増幅率が小さいため、地表面における地震動がそのまま土構造物に加わると仮定しても、ある程度の妥当性はあると考えられる。この場合、PGAの値としては地域特性や地盤特性で変化するが、概ねレベル1で200～300Gal、レベル2で600～800Gal程度が目安となる。

土構造物の塑性変形の大きさに対しては地震動の繰返し効果の影響が大きいことが実験的に確かめられており、この塑性変形量をできるだけ正確に予測しようとする場合には応答加速度の時刻歴が必要となる。加速度の時刻歴は基盤からの入力動を与え動的解析によって求める方法が厳密であるが、解析の精度を勘案すると観測波形などを参考に地表面における

加速度波形を一義的に定め、これをPGAに振幅調整して用いても良い。

耐震設計を必要とする盛土に対しては、レベル1地震動に対して円弧すべり法を基本とする準静的震度法で破壊安全率を照査するものとする。

レベル2地震動に対しては地震時の塑性変形量を算出し、所要の変形・変位性能を有することを照査するものとする。

これまでの盛土の耐震設計法は、震度法と円弧すべり面法を組み合わせた準静的手法によって安全率を算出し、破壊安全度を照査する方法が一般的であった。この方法は、簡便で解の安定性が高い手法であり、設計法としての実用性は高いためレベル1地震動に対する設計法として依然有力である。しかしこの方法は、安全率が1以上、すなわち塑性変形が生じないことを前提とした設計法であるが、レベル2地震動を考慮すれば安全率が1以上か以下で塑性変形の有無を照査基準とするのではなく、どの程度の塑性変形が生じるかを照査基準とするのが本来の姿であろう。

変形・変位量を直接的に予測評価する具体的な設計法としては、盛土・地盤系の地震時応答挙動を時刻歴で計算する弾塑性有限要素地震応答解析法などがある。この解析法は、対象とする盛土の耐震評価結果が建設費を大きく左右するような場合における詳細設計法として使用することは可能である。しかしこの解析法は解析法自体ないしは入力データの設定の複雑さ及び結果の安定性が十分ではないため、実務的な設計には適さない。これまでの円弧すべり法と同等の簡便さを有し、結果の安定性の高い手法とすれば、すべり面法とNewmarkのすべりブロック法を組み合わせずべり変形量を予測評価する手法がレベル2に対する設計法として有望である。しかしこの方法は液状化する地盤など極端な変形特性の変化がある場合には、適用が不相当である場合もあるので注意を要する。

盛土の地震時変形・変位量は、Newmark法で求められる滑動変形・変位の他に、基礎地盤の軟化による沈下変形や盛土体自体の圧縮、せん断変形などがある。変形・変位性の照査にあたっては、これらの地震時変形・変位量と、当該盛土の使用目的や社会的重要性、復旧の難易度などを勘案して定めた許容変形・変位量を比較して照査することになる。しかし、解析精度が十分に高くないこと、全延長にわたる対策が現実的でないことなどを勘案すると、変形・変位の絶対値の比較よりは、むしろ盛土各断面における変形・変位量の相対的な関係を求めることにより、弱点箇所を抽出するために用いる方が重要である。

また盛土はRCや鋼構造物などと異なり部材の照査は行わなくても良い。これは盛土の場合は構造を構成する部材は盛土そのものであり、ピーク強度と残留強度の差が著しくなく、残留強度も広いひずみに対して所定の値が継続されることから、骨組み構造物のように局部的な部材の破壊が直ちに構造系全体の破壊につながらないためである。例えば有限要素解析などで個々の要素の残留ひずみに注目した場合でも、構造系全体の安定性や変形・変位量を



評価するためには、結局全体系で安全性を照査することになる。

盛土を構築する際には、できる限り良質な盛土材を用いて十分に締め固めを行うとともに、必要に応じて盛土内に引張り補強材を配置したり地盤改良を行うなどにより、所要の耐震性能が得られるように配慮しなければならない。

盛土は簡便で経済的な構造物であるが、構築し供用を開始した後で耐震補強を行うことは施工性や経済性において困難となる。したがって盛土の耐震性を事前に評価し、地形、地質その他の条件から、一般的な盛土建設方法では所要の耐震性能が確保できない断面においては、出来る限り構築時に補強処置を施すことが重要となる。

ここで、盛土構築の際の耐震性向上要因として最も重要なことは、盛土材料の選定や締め固め管理の徹底など施工管理を入念に行い、密実で均質な盛土を構築することである。しかし発生土の有効利用や工期の制限などから、期せずして不良土を用いたり、急速施工を行うこともあるので、そのような場合には盛土の耐震性を再評価し、必要に応じてジオテキスタイルを配置するなどの補強対策を構築中に行うと良い。

また地形や地盤条件によって特別に揺れやすい箇所や、地盤の液状化、側方流動が想定される軟弱地盤箇所に対しては地盤改良などの対策を施すことになるが、この場合には対策工が大がかりとなるため、より詳細な検討が求められる。また必要に応じてルート変更やRC構造物への構造変更などについても検討しなければならない。

### 8.5.3 既設盛土の耐震補強

既設盛土の耐震補強は、重要度や復旧の難易度などを勘案しつつ相対的に弱点となる箇所を抽出し、新設盛土と同程度の耐震性能が得られるように耐震補強を行わなければならない。

既設盛土の耐震補強対策工としては、盛土直下の地盤改良、盛土の置き換え、大胆な構造変更などの一時休止を伴う大規模な方法は現実には困難である。したがって、法面上や用地外から対処できる工法を採らざるを得ないため、新設盛土で同様の対策を行う場合に比べてコストがかかることになる。このため許容変形・変位の概念を積極的に採り入れた設計法の開発など、合理的な対策工の提案が求められる。いずれにしても既設構造物の補修、補強の必要性については、社会的重要性や万一被災した場合の復旧の難易度、さらには経済性などを勘案して対策箇所を絞り込む必要がある。

対策工の具体的な設計、施工法としては、新設の盛土の場合と同様に変形・変位を照査し、そのメカニズムにより、地盤改良（流動、すべり、沈下に有効）、押え盛土や盛土斜面を緩勾配化する方法（すべりに有効）、あるいは盛土内に補強材を打設するなどの方法（すべりにとくに有効）等が考えられる。その他、例えば通常時に湧水にさらされている盛土などで

は湧水対策を効果的に行えば耐震性も向上することも考えられるので、他の目的の補強対策との組み合わせに対しても配慮する必要がある。

#### 8.5.4 今後の課題

盛土の耐震性評価にあたっては、解析方法や荷重条件に加えて、盛土材料や施工品質の程度に応じて適切に土質諸物性値を設定しなければならない。

耐震設計を行うにあたり、安定計算や変形計算に用いる盛土のせん断強さの決定法が十分には確立されていない。特に道路や鉄道などの帯状に長い構造物では、変化の激しい発生土の土質を設計時点での確に把握しておくことや盛土材料を特定することが困難であるため、工学的な判定を行わなければならない。設計における土質諸数値は、解析の精度や感度を勘案して設定する必要があるが、変形量の算定に対する経験が不足しているため、今後、試計算などを十分に行い適正な土質諸物性値の設定法を確立する必要がある。

いずれにしても盛土や地盤を構成する材料である土は、密度（締固め度）や飽和度などにより物性が変化する。特に耐震設計に用いる非排水せん断強度は、締固め程度で大きく変化し、良質な材料を用いてよく締め固められた盛土と、不良な材料を用いて締め固めが不十分な盛土では当然、耐震性能も著しく異なることになる。したがって良質な盛土と不良な盛土を設計において差別化し、良く締め固めた盛土は正当に高い設計強度を採用して良いようにするなどが重要となるが、このためには盛土を入念に調査し、変形・強度特性にかかわる設計値を適切に設定する技術を向上させることが大切となる。具体的にはコーン貫入試験やFWDなど簡易で経済的な調査法を頻度高く行うと良いが、調査結果の設計値への反映方法が不十分であるので、今後はこの分野に関する研究の進展が望まれる。

また粘性土や粗粒材の動的強度・変形特性が十分には把握されていない。特に大ひずみ時の変形特性や初期せん断応力が作用した状態での累積変形特性の把握についてはこれからの課題である。また、既設盛土の耐震補強は地盤改良によったり、あるいは盛土体自体の補強により行われるが、いずれも盛土本体の建設費用と同程度に高額になりうる。したがって、経済的かつ効果的な補強工法およびその設計法の確立が望まれる。特に液状化地盤あるいは軟弱粘性土地盤上の盛土については対策工が大がかりになるため、これまで以上に信頼性の高い、実用的な耐震性評価法、補強対策工を確立する必要がある。

### 8.6 ダムの耐震性能と設計法

#### 8.6.1 従来設計法の問題点

1995年兵庫県南部地震においては、フィルダムは一部に天端に小亀裂が生じたものの機能に影響

響を与えるような重大な損傷はなかった。またフィルダムだけでなく、コンクリートダムも被害はなかった。なお、ダムの定義からは外れるが、多くのため池が兵庫県南部地震で被害を受けた（淡路島や神戸市北部の中山間地に小規模ため池が集中）が、日本海中部地震などに比べ被害程度は比較的小さかった。また非灌漑期で貯水している池が少なかったために溢水による2次災害はなかった。

ダム基礎で計測された加速度記録（兵庫県南部地震の事例）からダム基礎岩盤では最大 0.25g 程度の加速度と推定されているが、岩盤でのピーク加速度は、実測データと比較すると土質地盤に比べて小さい。この程度の地震動の強さであれば、コンクリートダム、フィルダムとも概ね弾性範囲にあり、重大な損傷はないことが解析的に確かめられている<sup>1)</sup>。

したがって、現在のフィルダムの耐震設計法で定められた基本的断面は、兵庫県南部地震クラスの地震に対して十分な安全性を持っていると言える。このことから、ダムに対しては、兵庫県南部地震を契機とした耐震設計法の変更は特に行っていない。ただし、フィルダムの現行の設計法は、震度法であり、設計震度の決定方法、設計震度と地震動の関係などの点で分かりにくい部分があり、耐震設計技術の向上が期待される。また、現行の設計法は無損傷限界のみを基準としているが、地震動のレベルと機能限界の関係を明確化することが必要である。

現行の設計指針（河川法、河川管理施設等構造令）では、地盤震度は強震、中震、弱震の地域区分、および地盤条件によって変えている<sup>2)</sup>。この方法は各種の単純化の正負の影響を複合して受けている。すなわち、堤体震度は地盤震度と等しく採る（アーチダムのみ堤体震度は地盤震度の2倍）。ロックフィルダムのロック材のせん断強度は排水強度を  $c$  と  $\phi$  で表したとき、 $c$  は見かけの粘着力として無視して、 $\phi$  のみを設計値としている。また、すべりの安全率の計算式においてスライスに作用する地震力によるモーメントの腕の長さをスライス底までの距離としてことから安全率が小さく算出されている<sup>3)</sup>。更に、設計震度を堤体全体一様としているが実際は応答の位相差がある。したがって設計震度は見かけ上地盤のピーク加速度に比べ小さめであるが強度を実際よりも小さくとり、震度一様の仮定も大きなすべり面については実際より過大な仮定である。これらのことのために、設計震度は見かけ上ピーク加速度に比べ小さいが、結果としては安全であることになっている。しかし、これらの単純化のプロセスが適切に理解されているとは限らない。また、単純化の影響度が異なるケースで一貫している保証はない。

なお河川管理施設等構造令とは別にフィルダムの耐震設計指針（案）という案が試行されている<sup>4)</sup>。この指針（案）では、地盤震度に対して堤体の応答を考慮して堤体震度を設定している。また、ロック材の  $\phi_0$  は  $\phi_0 = \phi_{\max} - a \log(\sigma_n / \sigma_0)$  として、すべり面の垂直応力が小さいときには大きな  $\phi_0$  を使っている（ $\phi_0$  は内部摩擦角、 $\phi_{\max}$  は小さい垂直応力  $\sigma_0$  のときの内部摩擦角、 $\sigma_n$  はすべり面上の垂直応力、 $a$  は材料によって決まる定数<sup>5), 6), 7), 8)</sup>）。すなわち、フィルダムの耐震設計指針（案）ではロック材の  $\phi$  はすべり面の垂直応力の大きさによって異なる値が採られている。また、安全率の計算式において、スライスに作用する地震力によるモーメントの腕の長さは重心までの距離としている。すなわち耐震設計指針（案）では、強度、計算式、震度分布を実態に近づけて

いる。なお、良く締め固めたロック材について、静的排水強度と動的非排水強度を室内試験で比較した結果、地震時非排水強度は静的排水強度と同等かそれ以上の強度が期待できる結果であった<sup>9), 10), 11)</sup>。それにより、耐震設計指針（案）における強度は、堤体下流側のドライなロックゾーンだけでなく、堤体上流側の飽和しているロックゾーンの地震時強度についても、安全率の計算に用いる剪断強度は静的排水強度を使っている。今後、この耐震設計指針（案）の試行結果を評価し、現行基準との関係を整理する必要がある。

ダムにおいては、設計時に想定した物性値を確保する施工時の品質管理が厳格に実施されていること（実際には施工時の材料密度は設計値を確実に上回っている）も地震でフィルダムの被害が出てないことに貢献している。また定期的点検、保守も、地震時安全確保に役立っている。

### 8.6.2 研究の現状と設計法への提言

第1項において述べたように、フィルダムは兵庫県南部地震で被害を出しておらず、またこれを契機とした耐震設計基準の改定も行っていない。しかし、地震時のフィルダムの挙動をより合理的に説明するためには、震度法よりも動的解析が合理的であるから、この方面の一層の高度化が期待される。また、解析は設計の一手段であり、構造的に耐震性を高める措置、例えば亀裂が発生しても浸透流を安全に排水するフィルタ構造などの研究もあわせて重要である。

**耐震性能：**レベル1地震動に対しては無損傷限界を確保するよう現行の手法により設計し、レベル2地震動については、貯水機能を失うことはないが多少の永久変形・変位を許容する設計とする。

**動的解析の高度化：**地震時のフィルダムの挙動をより忠実に解析的に再現するためには、静的荷重で近似するよりも動的数値解析が適している。動的数値解析の信頼度を向上させる研究課題として、ダム材料の物性値（変形、減衰、強度）、構造減衰（貯水池および地盤との相互作用）、非弾性領域での物性、解析方法の研究が必要である。これらのなかで特に永久変形・変位量解析の信頼性の向上が期待される。

またこれと密接に関連する課題として、入力時震動の研究がある。ダムの基礎のほとんどは岩盤であり、岩盤でのレベル1、レベル2地震動を設計で使えるように定義する必要がある。要注意な第四紀断層については、「第四紀断層に対する調査と対応の指針(昭和59年)」で対応しているが、地震動についても地域区分だけではなく、各ダム地点毎に地域の地震活動度や深部地下構造なども考慮して決めるのが望ましい。そのとき、内陸型のM=7.5クラス（タイプⅡ以上）もあり得よう。入力地震動は決定する。その際、周辺地域の地体構造や、活断層、歴史地震のデータを十分に活用する。震度法を使うのであればこの入力地震動と設計震度の関係を明確化する。

**非数値計算法の重要性：**フィルダムの耐震設計では、解析的手段以外の工学的判断・対策も重要であり、この研究・位置づけを明確にする。

解析は設計の一手段であり、耐震設計としては、フィル材料のゾーニング、フィルタの配置など非計算的手段も極めて重要な要素であり、この方面の研究は大事である。特にフィルタについては亀裂を想定した NEF (No Erosion Filter) の概念が耐震性に有効である<sup>12)</sup>。

**実測の重要性:** 健全な設計判断を行うためには実物ダムの被害事例および実測データに基づく必要がある。

実物ダムでの実測: 実物ダムでの挙動を測定することがもっとも確かな情報を与える。解析、実験などの信憑性を確かめるためにも必要である。また、新規測定とともに既存測定データの積極的な利活用が必要であり、データベースを構築してデータの公開と共有ができることが望ましい。

**荷重の組み合わせ:** 地震時と他の荷重の組み合わせを整理し、材料の強度も荷重条件に応じて選ぶ必要がある。

荷重の組み合わせの整理: ダムに特有の課題として、水位と地震力の組み合わせの問題がある。これは設計法の組み立て整理の問題であり、研究課題というものではないが、実務的には重要である。現在は、常時満水時は定常浸透流による間隙水圧、設計震度は 100% とし、水位急低下時、完成直後時 (残留間隙水圧残存) には、間隙水圧はそれぞれの状態での推定を使い、設計震度は 50% とし、安全率は満水時と同じ 1.2 以上としている。

これに対して、常時 (地震を含まない) と地震時をわけた安定計算が考えられる。すなわち、長期荷重 (自重と水圧) に対する強度と短期荷重 (地震) に対する強度に差があるので両者を分けて安定計算を行う方法である。例えば常時において、完成直後、水位急低下時、および常時満水時の安定計算 (限界塑性平衡法) を行う。このときの採用すべき材料試験法および強度の採り方、計算式、所定の安全率を決める。次に地震時については震度法を使うときには、堤体の応答特性を考慮して設計震度を決め、飽和しているゾーンについては、透水係数の小さい材料については、非排水状態での地震時強度を使う。非排水状態での地震時強度は緩い密度の場合には静的強度に比べ強度低下するが、良く締め固めたものは静的強度と同等か以上の強度となる。動的数値解析は以上で決められた断面の安定確認に使うというようにそれぞれの方法を使い分ける。

特別な構造のダムの検討: 海外ではコンクリート表面遮水壁型ダム (Concrete Face Rockfill Dam, 略称 CFRD) が数多く建設されている<sup>13)</sup>。この型式のダムは水圧が地盤に高角度で伝えられ、すべり安全率は極めて大きく、堤体は常にドライであるから締め固めが十分な場合には地震にも強いとされている。この型式は工期の短縮、コストの縮減に効果がある型式であり、わが国で採り入れるためには、この方面の研究が必要である。

また、上記の議論は、基礎および堤体材料は地震時に液状化しないことを前提として議論してき

たが、数は多くないが、河床堆積物を残したダム、砂、シルトを材料とするダムもあるから、地震時の強度低下の研究も必要である。

付属構造物と貯水池の安定：地震時にはダム本体だけでなく、付属構造物と貯水池の安定を図を  
図って全体の機能が確保できる。したがってこれらの構造物の耐震設計にも留意する。

付属構造物、貯水池の耐震性：貯水池としての機能、安全性を確保するためには、堤体の耐震設  
計だけでなく、洪水吐き、取水塔、放流設備、貯水池斜面の安定の課題がある。

**第四紀断層：要注意な第四期断層の調査法の向上が期待される。**

第四紀断層：要注意な第四紀断層については、「第四紀断層に対する調査と対応の指針（昭和 59  
年）」で対応しているが、要注意な第四紀断層の調査手法の一層の向上が必要である。

### 8.6.3 既設ダムの安全性の評価

既往の地震では近代的な設計施工のダムは被害を出していない。地盤条件の良くない（沖積や洪  
積層）土堰堤では軽微な被害事例がある。ダムでは「構造物の管理基準」があり、定期的な点検お  
よび地震や洪水後の臨時点検が実施されている<sup>14)</sup>。また、一定年を経過したダムでは総合的な点  
検が実施される。総合点検の結果あるいは地盤条件、堤体の設計・施工条件その他の理由で特に問  
題があるダムについては、個別に地震時安全性の評価を行っている。この場合、総合点検は地震時  
の安定だけでなくゲートから材料の劣化まで広く対象としているが、地震に対して補強を必要とする  
ケースは少ないと考えられる。したがって、ダムの形式、材料、基礎の種類に応じて1次のスクリ  
ーンをかけ、これにかかったものについて精密な評価を行うのが良い。そのための1次スクリー  
ンの手法を系統的にまとめられればより効率的な評価ができよう。2次の精査については、マニュアル  
化はなじまな

いので個別の状況毎に判断する。研究課題としては、既設ダムの効率的調査法、簡易な評価法の開  
発、補強工法の開発がある。今後、建設後 20~30 年以上を経たダムが急速に増えるので既設ダムの  
安全評価の課題はますます重要な課題となって行く。

### 8.6.4 今後の課題

フィルダムは兵庫県南部地震で被害を出さなかったもので、この地震を契機とした指針の改定は行  
っていない。また、現在の設計法によって決まる基本的な断面も十分であろう。今後の課題は、8.6.2  
に既に述べているが、ここでは現時点でのダム建設の動向を踏まえた角度から再整理する<sup>15)</sup>。

① 環境の負荷軽減：新規ダムの建設に当たっては、環境に対する負荷の軽減が必要である。例え

ばフィルダムの材料は貯水池内で求め、捨て土も量を最小化すべきである。そのためには従前よりも低品質の材料を耐震性を確保しつつ有効利用する必要がある。

- ② コスト縮減：安全性を損することなく、コストを縮減する方策の研究が必要である。ダム材料の変形・強度特性の高精度な評価・モデル化に動的数値解析の精度が向上がこの道を開くことが期待される。
- ③ 新規技術の開発：先に述べたフィルタ、CFRD等新規の技術開発が期待される。
- ④ 既設ダムの保守管理：昭和30年代、40年代に建設した多くのダムがあり、これらの安全性の評価、保守、管理、補修などが重要となる。

## 参考文献

- 1) 国土開発技術研究センター：ダムの耐震性に関する評価検討委員会報告書，1995.11
- 2) 建設省河川局監修，日本河川協会編：河川砂防技術基準（案），設計編，山海堂，1985
- 3) 松本徳久，安田成夫，正国之弘：フィルダムの安定計算の細部検討，土木研究所資料，第2998号，pp.10-13，1991.3
- 4) 建設省河川局監修「フィルダムの耐震設計指針（案）」，国土開発技術研究センター，1991
- 5) 龍岡文夫，ブラダンテージ，林煥群，塩井宣幸：各種剪断試験による砂の内部摩擦角，土と基礎，pp.55-60，1987.12
- 6) M.D.Bolton：The strength and dilatancy of sand，Geotechnique，Vol.36，No.1，pp.65-78，1986
- 7) De Mello：V.F.B. (1977)，Reflections on design decisions of practical significance to embankment dams，17th Rankine lecture. Geotechnique，27，No. 3，pp281-354
- 8) T.M. Leps：Review of Shear Strength of Rockfill，ASCE，SM，Vol.36，1970
- 9) N.G. Banerjee，H.B.Seed，C.K.Chan：Cyclic Behavior of Dense Coarse-Grained Materials in the Seismic Stability of Dam，UCB/EERC-79/13，1979
- 10) 松本徳久，安田成夫，吉岡良一：ロック材料の三軸試験および単純せん断試験による非排水動的強度，土木学会論文集，No.554，Ⅲ-37，1996
- 11) 松本徳久，安田成夫，大久保雅彦，吉岡良一：ロック材料の単調載荷試験と繰返し載荷試験，土木研究所資料，第2996号，1991
- 12) J.L. Sherard，L.P.Dunnigan：“Filters and leakage control in embankment dams”，Proc. of Symposium on Leakage from Dams and Impoundments，ASCE，1985
- 13) J.L. Sherard，J.B. Cooke：“Concrete Face Rockfill Dam，” ASCE，GT. Vol. 13，No. GT10，1987
- 14) 日本大ダム会議：ダム構造物管理基準，1986
- 15) 松本徳久：ダム新技術，土と基礎，Vol.43，No.3，1999

## 8.7 地下タンクの耐震性能と設計法

### 8.7.1 従来の設計法の問題点

大型地下タンクを対象とした代表的な現行の設計指針「LNG 地下式貯槽指針（日本瓦斯協会，昭和 54 年）<sup>1)</sup>」と「LNG 地下式貯槽指針（電事連，昭和 54 年）<sup>2)</sup>」は，制定以来 20 年を経ている。これまでの設計では，震度法を基本とし，必要に応じ応答変位法や動的解析法により動的挙動についての検討がなされている。

震度法での基準設計震度は 0.15（工学的基盤面）であり，応答変位法や動的解析法では基準水平加速度として 150Gal（工学的基盤面）が普通用いられてきている。地震活動度に関して十分詳細な調査を行い，建設地点の周辺に発生する地震を高い精度で推定できる場合は，想定した地震をもとに当該地点の地震動を推定することがある。たとえば，相模トラフ沿いの巨大地震を想定地震として，レベル 2 地震動に相当する設計用地震動に対する LNG 地下タンクの応答変位法による設計例が示されている<sup>3)</sup>。

耐震設計法としては，震度法，応答変位法，動的解析法のいずれにおいても弾性設計によっている。震度法では，一般に構造物に接したクサビ形の土塊があるすべり面に沿って動くことを想定する。しかし，この仮定は大型地下タンクのように構造物の深さが数 10m に達する場合は，その地震時挙動を忠実に反映しているとはいえず，適用範囲に限界があると考えられている。これに対して，タンク周辺地盤の相対変位に着目した設計法（応答変位法）が 1979 年頃に提案され，その後応答変位法に用いる地盤変位や地盤ばねの評価を中心としてその精度向上のための研究が精力的になされ，震度法を補完する解析法として広く用いられている。動的解析法に関しては，地盤－構造物連成系の有限要素解析法により入力地震動（せん断波の鉛直入射が仮定される）に対する地震応答を求める方法があるが，現時点では実用的な方法というよりは，震度法，応答変位法によって定められた断面の確認や，複雑な地盤の影響を検討するときなどに用いられている。例えば入力地震動の大きさや断面の部位によっては応答変位法や動的解析法による断面力が震度法による基本断面力を下回る場合がある。こうした場合では震度法が歯止めの役割を果たしているのが現状と考えられる。

兵庫県南部地震の震源近傍には LNG 地下タンクがなく，地震被害の事例はない。兵庫県南部地震クラスの地震動に対しても地下タンクの健全性は損なわれないことが解析的（線形解析）では確認されているが，構造部材の非線形応答の評価は十分とはいえない。地下タンクのような地中シェル構造の地震時の非線形挙動を信頼度の高い方法で求めることが困難なことがその主な理由である。このような大地震に対しては，発生応力度は鉄筋降伏を超えており，線形解析の適用範囲外であることから，より合理的な照査法の確立が望まれている。

以上のように，レベル 1 地震動に対しては，これまでの手法が特に問題があるわけではないが，レベル 2 地震動に対しては，非線形応答を適切に考慮した，より合理的な設計が必要である。



## 8.7.2 研究の現状と設計への提言

照査用地震動のレベルに応じて地下タンクが所定の耐震性能を確保するように設計する。このために、複数のレベルの照査用地震動と耐震性能を設定し、これらを適切に組み合わせて、地震時の要求性能水準を満足させる。

照査用地震動（レベル2地震動，レベル2地震動）の設定の基本的考え方は、他の土木構造物と変わるものでないので、ここでの言及は割愛する。

最近の研究によれば、LNG地下タンク躯体の構造性能照査に関して以下の考え方が打ち出されている<sup>4)</sup>。

LNG地下タンクの耐震性は、一般に以下の3つに区分するのが適切である。

- ・耐震性能1：地震後にも躯体の性能は健全で、補修をしないで使用することができる。
- ・耐震性能2：地震後に躯体の性能が短期間で回復でき、補強を必要としない。
- ・耐震性能3：地震によって構造物全体が崩壊せず、補強により再利用が可能である。

耐震性能1においては、要求性能水準として、貯油性能に支障がなく、継続使用を可能とする。このため、補強はもちろん補修も許容しない。

耐震性能2においては、要求性能水準として、軽微な損傷は許容するが継続的な貯液が可能であるようにする必要がある。しこのため、性能回復のための簡単な補修は許容するが補強は許容しない。

耐震性能3においては、要求性能水準として、構造全体系が崩壊せず液拡散をさせない、すなわち、貯液空間の確保が最も重要である。再利用のためには、本格的な補強はやむを得ない。

耐震性能は、照査用地震動のレベルに応じて適切なものを設定することになるが、一般には以下が標準となろう。出来る限り高度な評価技術を用いることが、一層の設計合理化につながるように設計体系を構築することが基本である。

- ・レベル1地震動に対しては、耐震性能1を満足する。
- ・レベル2地震動に対しては、耐震性能2あるいは3を満足する。

地盤との動的な連成効果を適切に考慮して、信頼性の高い解析法により地下タンクの非線形挙動を求める必要がある。地下タンクのモデル化に際しては、深さ方向および周方向での局所的な剛性低下が評価できるよう留意する。

これまでの耐震計算法は\*線形弾性計算であり、照査は許容応力度法でなされるのが普通であった。地盤や構造物の非線形変形特性が設計で適切に考慮されているとは言い難い。地下タンクは、一般に軟弱な埋立地盤に建設されるのであるから、底部が安定した地盤に支持されていても、側方の地盤変位・変形が大きい場合、タンク側壁への地震荷重が大きくなり、側壁は部分的に非線形域

に入る可能性がある。

タンク側壁については、その鉄筋コンクリートを全断面が有効で初期剛性を維持する材料として扱われるのが普通である。このため、仮に強い地震動下で鉄筋の降伏応力を上回る応力の発生が弾性解析で予測されたとしても、耐震裕度についての的確な評価ができないのが現状である。地中構造物特有の問題として、構造物の剛性が高いと大きな地震力を負担し、剛性が小さくなれば地盤の方が地震力を負担する傾向にある。したがって、レベル2地震動の作用下で断面の終局状態を評価しようとした場合では、全断面剛性による弾性解析は安全側とはいえ実態との乖離が大きすぎるとの指摘がさなれている。これに対処するためには、理想的には地盤並びに鉄筋コンクリートの非線形挙動を刻々追跡できる解析手法の適用によらざるをえないが、より実用的な方法として部材の残存剛性を用いる等価線形解析法が提案されている。これによれば従来の応答変位法や動的解析法の弾性計算プログラムの枠組み内での設計が可能となる。その場合、側壁を部分的に剛性低下させることから、基本的には任意部材の剛性が任意に設定できる必要があり、軸対称ではない3次元構造モデル化が前提になる。

地下タンク周辺地盤の地震応答解析に際しては、大ひずみ域での地盤の応力-ひずみを適切に評価する必要がある。特に、タンク近傍においてはタンクの存在による地盤の3次元的な応力状態のモデル化に留意する。

LNG地下タンクの耐震設計に際して、地盤については比較的早い時期から等価線形化解析法によって剛性と減衰のひずみ依存性が考慮されてきたが、地盤のひずみレベルが大きい場合や液状化を伴う場合などでは、等価線形化解析法による地盤応答の評価に信頼性がおけなくなる。より精度の高い地盤応答解析法として有効応力解析法が提案されており、これによる地盤変位を地中構造物に静的に作用させる応答変位法が例示されている（コンクリート標準示方書「耐震設計編」）。地盤物性の把握精度や解析法の精度のバランスを考えると、液状化\*する地盤に対しては現時点ではこのような方法が許容されようが、液状化が本来は強い非線形現象であり、動的挙動が極めて非定常になることを考えるとその適用性に疑問が生じる。振動台による模型振動実験によれば、地盤の過剰間隙水圧の上昇過程で動土圧が急増する現象があることが指摘されている。数値解析による研究からも同様の知見が得られている。しかし、まだこれらを地震荷重として設計で考慮するまでにはいたっていない。また、地下タンクと液状化地盤との連成挙動は3次元的であり、このような現象を評価するためには3次元応力下での地盤の非線形応答が正確に求められる必要がある。

耐震性能の照査では、設定した地震動に対して計算される照査項目（耐荷性、止水性、気密性、液密性）の応答値がその限界値を超えないことを確認する。

LNG地下タンクの地震時の性能照査項目としては、耐荷性、止水性、気密性、液密性がある。こ

これらの内容は、解析手法のレベルと耐震性能（1，2，3）に応じて最も適切なものを設定する。

解析手法のレベルがそれほど高度でない場合（線形解析，等価線形化解析）では、止水，気密，液密性の個別照査は解析の精度からいって事実上不可能であろう。このような場合では、耐荷性の安全余裕代（特にせん断耐力に対する余裕）を確保することで、これらの照査を代用させるという考え方も成り立つ。

耐震性能3の場合では、止水性，気密性，液密性をどのように照査するか難しいところであり研究途上の課題である。現状では、以下のような考え方もある。耐震性能3を満足するための要求性能水準として、「タンク躯体が崩壊しない。または貯液空間が確保可能」とすれば、レベル2地震動に際してはもはや止水性・気密性・貯液性の確保は必要ない。この場合でも、耐荷性は確保されるから、「近隣の社会生活に重大な支障を与えない」という要求性能は工学的に担保されるであろう。

### 8.7.3 耐震補強の課題

耐震性能2においては、要求性能水準として、軽微な損傷は許容するが継続的な貯液が可能であることを求める。したがって、性能回復のための簡単な補修は許容するが補強は許容しないという考え方が成り立つ。耐震性能3においては、要求性能水準として、構造系全体が崩壊せず液拡散をさせないための貯液空間の確保をするが、その後の再利用には本格的な補強はやむを得ない場合がある。地下タンク躯体の地下部分の補修・補強には、LNG および気化ガスの完全排除の作業を必要とするとともに、躯体は地中にあるためその作業は複雑で困難度が高いことが予想される。

考えておかなければならないことのひとつに、実際のレベル2地震動に際して耐震性能2が確保された場合の問題である。簡易な補修で使用を継続したときに、その後の供用期間中に起こるかもしれない余震や再びの大地震に対してどのような耐震性能を保証できるのかどうかである。補修後の地下タンクには残留応力や残留変形などの生じている可能性が高いので、これらを考慮した耐震性評価が課題であろう。耐震性能3の場合は、補強により新設時と同等以上に耐荷性が高まることを目標としているので、このようなことは論理的には起こり得ない。しかし、地下タンクをどのように補強すれば耐荷性を回復できるかは難しく、今後の研究開発によるところが大きい。留意すべき点は、地上の構造物と異なり、地中構造物の場合、コンクリートの増し打ちや鋼板による巻き立てなどの補強・補剛により断面剛性を上げると、地震荷重をより負担することにつながることである。

### 8.7.4 今後の課題

LNG 地下タンクは、安定な地盤に床付けすることを基本としているので、この基礎地盤が液状化して不安定になることはない。しかし、側方の地盤が液状化する可能性はあり、その影響を適切に評価する必要がある。特に中間層が液状化して、上方の非液状化層が地下タンクの方向に変位する場合には、側壁に大きな土圧が作用することが考えられる。液状化の可能性のある地層に対して液

状化対策することは、もちろんひとつの解決策であるが、仮に液状化を許容しても、その影響に対して地下タンクの照査が適切にできるようにできるようにするのが設計法としての本来の姿である。それに向け、地盤液状化時の地下タンクの挙動に関する研究の進展が望まれる。

地下タンクの側壁には、曲げ、せん断、軸力などの複数の力が作用する。領域に応じてそれぞれの力に対する照査を行うこととなるが、地震動の作用方向が水平一方向と限っても、これは難しいことである。作用方向に対して 45 度、135 度付近はこれらの力が複合的に作用するので特に注意を要する。さらに、多方向からの地震入力を考えた場合には、より複雑な応力状態となり、現時点での技術では非線形域でのその正確な評価は不可能に近い。大ひずみ域での地盤の 3 次元非線形挙動の解明とともに、今後の研究課題と考えられる。

### 参考文献

- 1) 日本瓦斯協会：LNG 地下式貯槽指針，1979
- 2) 電気事業連合会：LNG 地下式貯槽指針，1979
- 3) 土木学会編：動的解析と耐震設計 第 4 巻 ライフライン施設，1989
- 4) 土木学会エネルギー土木委員会：LNG 地下タンク躯体の構造性能照査指針（案），1999