

土木構造物の設計地震動（第1回） ～耐震設計における設計地震動の役割～

耐震設計において設計地震動は、耐震性能と並んではじめに設定されるものであり、結果として設計される構造物に大きな影響を与えます。本講座では、土木構造物の設計地震動に関する基本的な知識から、最近の動向までを説明していきます。

1. 設計地震動と耐震性能

構造物はそれぞれ目的をもって設置されており、例えば道路構造物には道路交通サービスを提供する、河川構造物には治水、利水といった機能を発揮するという目的があります。これらの機能は、地震やその他の災害が発生しても、変わりなく発揮され続けることが理想です。

その一方で、供用期間中に発生する可能性が極めて低い、どのように大きな地震動に対しても無被害となるように、全ての構造物を設計することは合理的ではありません。したがって、耐震設計の目標は例えば、ある程度発生確率が高い地震動に対しては構造物の設置目的を達成するための機能を確保した上で、より発生確率が低く大きな地震動に対しては修復が可能にする、あるいは構造物が崩壊し人命を失うようなことがないようにする、といったものになります。

このように、地震後に構造物が保持することが

要求される、耐震設計の目標となる性能を、耐震性能（あるいは目標耐震性能）とよびます¹⁾。上の例からも分かるとおり、耐震性能は必ず地震動と対になって設定されます。この地震動、すなわち設計地震動に対して、設定した耐震性能を構造物が保持していることが照査されるのです。ただし設計地震動は、必ずしも自然現象として発生する地震動そのままではありません。自然現象としての地震動には未解明の部分も多いため、それを認識した上で、工学的な判断にも基づいて設定されるものです。

平成7年の兵庫県南部地震以後は、発生確率が高い地震動を想定して設定する設計地震動をレベル1地震動、より発生確率が低く大きな地震動を想定して設定するものをレベル2地震動とよぶことが多くなっています。それぞれの地震動でどのような耐震性能の照査を行うかを、マトリクス形式でまとめたものを耐震性能マトリクスとよびます。表-1は典型的な耐震性能マトリクスを示したものです。この表には例として、道路橋示方書³⁾が規定する地震動レベルと照査する耐震性能の組み合わせを、橋の重要度（A種：標準、B種：とくに高い）別に示しています。

設計地震動や耐震性能の定義は構造物ごとに

表-1 耐震性能マトリクス（国土交通省²⁾のものを簡略化、追記）

耐震性能 地震動レベル	構造物の設置目的を達成するための機能が確保されている (使用性)	適用可能な技術でかつ妥当な経費および期間の範囲で修復を行えば、構造物の継続使用が可能となる (修復性)	構造物の安定性が損なわれず、その内外の人命に対する安全性等が確保されている (安全性)
レベル1地震動 (対象構造物の設計供用期間中に発生する確率が高い地震動)	○A種の橋 ○B種の橋		
レベル2地震動 (対象構造物の設計供用期間中に発生する確率が低い地震動、または、対象構造物が経験するものとして最大級と評価される地震動)		○B種の橋	○A種の橋

異なりますが、設計地震動と耐震性能の組み合わせは多くの場合、表-1のいずれかの欄におおよそ対応させることができます。

2. 兵庫県南部地震がもたらした変化

平成7年の兵庫県南部地震以前には、複数のレベルの設計地震動を設定し、それぞれの設計地震動に対応した複数の耐震性能を照査する設計法（多段階設計法）は一般的ではありませんでした。多くの土木構造物では、設計震度0.1~0.3程度の地震力、すなわち構造物重量の0.1~0.3倍程度の静的な荷重に対する挙動が弾性限界以内におさまるように設計が行われてきたのです（震度法による耐震設計）。つまり、非常に大きな地震動を受け、弾性限界を越えた場合に構造物の修復性や安全性が保持されているかどうか、照査をしていなかったこととなります。

それでも設計上考慮していた種々の安全余裕などによって、ある程度大きな地震動に対しても修復性や安全性は担保されていたと考えられていました。実際、過去の地震被害では、震度法によって耐震設計された土木構造物が、慣性力が原因で修復できないほど損傷した事例はほとんど見られませんでした。

しかし、兵庫県南部地震では想定をはるかにこえる大きな慣性力に起因する大被害が多発し、設計地震動を含め、耐震設計の考え方を改めざるをえないことになりました。まず、兵庫県南部地震の際に観測された地震動記録や大規模地震の際に想定される地震動の推定結果をもとに設計地震動（レベル2地震動）を設定し、これに対して構造物の修復性や安全性が保持されているかどうかを照査することになりました。この性能照査では、構造物の挙動は弾性限界を越えますので、塑性化の影響を考慮する必要があります¹⁾。

また、弾性限界以内におさまれば使用性は保持されると考えられることから、震度法等で行われる弾性限界を越えないことの照査は、使用性を照査するものと目的が明確にされ、そこで用いる地震動がいわゆるレベル1地震動となっています。

図-1は、例として道路橋示方書³⁾に規定されるレベル1地震動とレベル2地震動を示したも

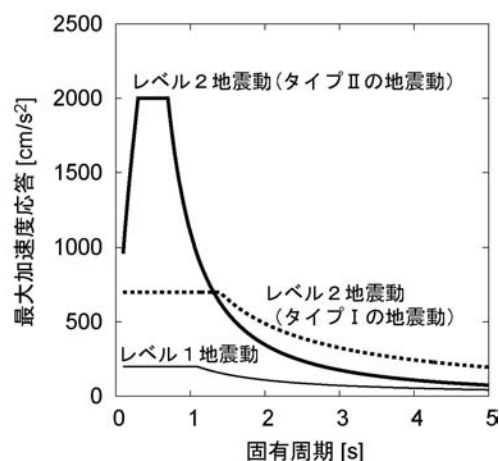


図-1 道路橋の標準的な設計地震動³⁾
(I種地盤、減衰定数5%)

のです。道路橋は土木構造物としては例外的に兵庫県南部地震の前、平成2年から、現在のレベル2地震動相当の地震力を考慮してRC橋脚の安全性を照査することが規定されていました。これは大正12年の関東地震の際に東京周辺で生じた地震動を想定したもので、現在はレベル2地震動の中でもタイプIの地震動とよばれています。それと比較しても、タイプIIの地震動、すなわち兵庫県南部地震の観測記録をもとに設定された設計地震動は、固有周期1[s]程度以下の構造物への影響がかなり大きく、この地震が耐震設計に与えたインパクトがうかがえます。

3. 設計地震動をどう表現するか

図-1は加速度応答スペクトルとよばれる地震動強さを表す指標で設計地震動を表現したものです。この他にもいくつかの指標があります。これを、次回「設計地震動の表現」で解説します。

参考文献

- 1) 運上茂樹, 杉田秀樹, 谷本俊輔, 大川寛, 水橋正典, 佐々木哲也: 耐震性能・評価技術入門 (第1回~第6回), 土木技術資料, Vol. 49, No. 4~9, 2007.
- 2) 国土交通省: 土木・建築にかかる設計の基本, 2002.
- 3) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 2002.

土木構造物の設計地震動 (第2回) ～設計地震動の表現～

設計地震動は現在では時々刻々に変化する時刻歴波形として設定されることもあります。それは数値解析技術の発展と普及に伴い、時刻歴波形を入力地震動とする動的解析が一般的に行われるようになってきたからです。第2回では、設計地震動を表現するその他の指標、震度と加速度応答スペクトルを中心に紹介します。

1. 地震動と慣性力

地震動が入力したとき構造物に作用する慣性力の大きさは、構造物の質量と加速度応答との積で表されます。入力地震動と構造物に作用する慣性力がどういう関係になるか、实例を示します。

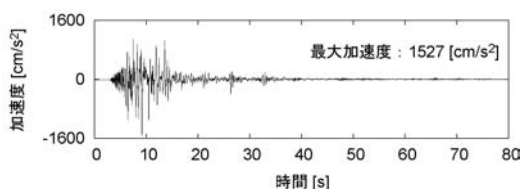
図-1は(a)2004年新潟県中越地震と(b)2003年十勝沖地震で観測された地震動の加速度時刻歴波形です。新潟県中越地震(気象庁マグニチュード M_J 6.8)は内陸地殻内地震、十勝沖地震 (M_J 8.0)はプレート境界地震であり、地震の規模もメカニ

ズムも異なります。また、震源からの距離や観測点の地盤条件も異なるため、2つの地震の波形はかなり異なった形状を示しています。

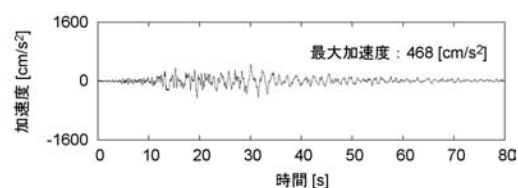
最大加速度で比較すると、(a)の方が(b)よりも“強い”地震動に見えます。一方、構造物にこれらの地震動が入力されたときに、その構造物に作用する慣性力がどうなるか、構造物を簡単な1自由度系でモデル化して調べてみます。

1自由度系とは、質量 m の質点、バネ定数 k のバネ、減衰定数 h のダッシュポットとよばれる減衰機構からなる図-2のような振動モデルです。この1自由度系の減衰定数 h を一般的な土木構造物によく用いられる値である0.05 (5%)とし、固有周期(正確には非減衰固有周期) $T = 2\pi\sqrt{m/k}$ が0.3秒と3秒の2つの系を考えます。

これら2つの系に(a)と(b)それぞれの地震動を入力すると、質点の加速度応答は図-3、図-4のようになります。質点の質量が同じとすると、



(a) 2004年新潟県中越地震の記録(震央距離7km)



(b) 2003年十勝沖地震の記録(震央距離125km)

図-1 加速度時刻歴波形の例

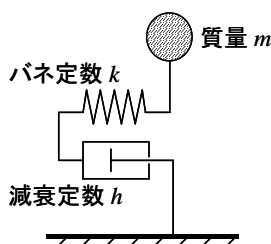


図-2 1自由度系の振動モデル

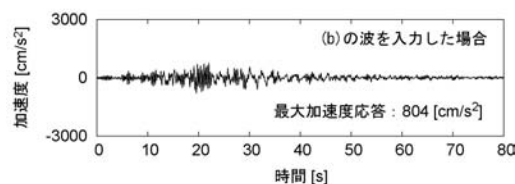
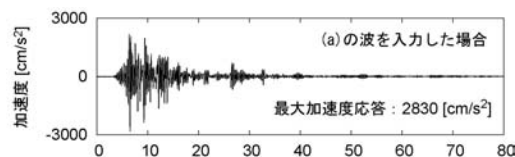


図-3 加速度応答波形 ($T=0.3$ 秒、 $h=0.05$)

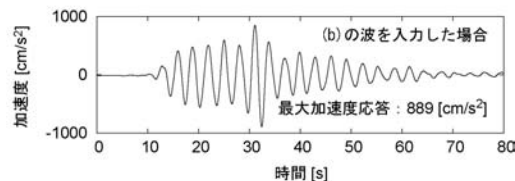
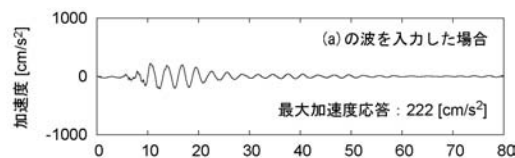


図-4 加速度応答波形 ($T=3$ 秒、 $h=0.05$)

質点に作用する最大の慣性力は加速度応答の最大値で比較でき、 T が 0.3 秒の系に対しては(a)の地震動、 T が 3 秒の系に対しては(b)の地震動が入力した場合の慣性力が大きいことが分かります。

このように構造物に作用する慣性力は、周辺地盤を含めた構造物の地震応答特性にも大きく依存するものです。設計地震動をどう表現するかは、耐震設計において構造物の地震応答特性をどう考慮するか、ということと深い関わりがあります。

2. 震度

慣性力の大きさは、構造物の重量 (=質量×重力加速度) と、無次元の定数 (=加速度応答/重力加速度) との積、とも言い換えられます。

構造物に作用する慣性力が静的、すなわち同じ方向に同じ大きさの力が作用し続けるものと考え、その力を構造物の重量の定数倍にモデル化したとき、この定数を震度とよびます。紛らわしいですが、地震時に各地の揺れの大きさとして気象庁から公表される震度階とは別のものです。

震度を用いて表された静的な力に対する構造物の応答を計算する耐震計算法は、総称して震度法とよばれます。震度法に基づく構造物の静的応答解析では、当然、構造物の動的な地震応答特性が考慮されませんので、減衰特性や固有周期の違い等を設計に反映させたい場合は、設計震度の設定の際に考慮しておく必要があります。

2. 加速度応答スペクトル

例で示したように、地震動の時刻歴波形、あるいは最大加速度といった指標では、様々な地震応答特性をもつ構造物に対する影響度合いが分かりづらいという問題があります。この問題は、地震応答スペクトルを用いることで解消できます。

地震応答スペクトルは、ある減衰定数をもつ 1 自由度系の地震応答の最大値を、固有周期 T の関数として表現したものです。地震応答の最大値を加速度、速度、変位で表したものはそれぞれ加速度応答スペクトル、速度応答スペクトル、変位応答スペクトルとよばれます。1 自由度系にモデル化した条件下ではありますが、いろいろな固有周期や減衰特性をもつ構造物の最大応答が一目で

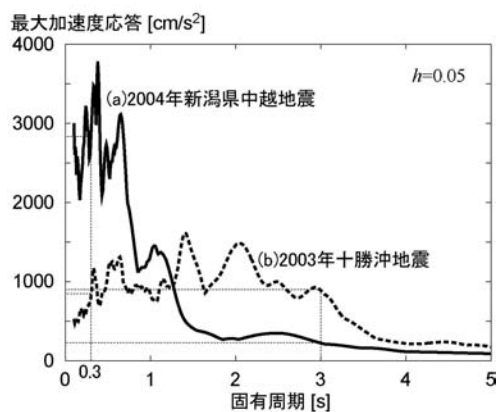


図-5 加速度応答スペクトルの例

分かるという利点をもっています。

図-1の加速度時刻歴波形から計算した加速度応答スペクトルを図-5に示します。図-3と図-4は加速度応答波形ですから、これらの最大値がそれぞれ、図-5の $T=0.3$ 秒および $T=3$ 秒での値となっていることが確認できます。

加速度応答スペクトルの縦軸、最大加速度応答に構造物の質量を乗じると、構造物に作用する最大の慣性力となります。このため、土木構造物の耐震設計において、加速度応答スペクトルは設計地震動を表す指標として広く用いられています。

しかし前述のように、地震応答スペクトルは構造物を 1 自由度系にモデル化した場合の結果に過ぎません。地震時の挙動が複雑な構造物や塑性化が進行した場合を中心に、設計地震動を時刻歴波形として設定し、動的解析により構造物の応答を計算することも一般的になってきています。

3. 時刻歴波形

時刻歴波形は図-1に例示したとおり、地震動の時々刻々の変化をそのまま表現したものです。これを入力とする動的解析により構造物の地震時応答が詳細に算出できます。一方で、設計地震動として適切な時刻歴波形をどう設定するかには、震度や加速度応答スペクトルで設計地震動を設定するとき以上に困難な部分も多くあります。

設計地震動が耐震設計基準類でどのように設定されているか、適切に設定するにはどうすればよいかについて、次回以降で解説します。

土木構造物の設計地震動（第3回） ～設計地震動の設定（標準値をもとにする場合）～

ある地点の地震動は、その発生源である震源の特性（断層がどのように破壊したか）、地震波の種類と伝播経路、地表付近の地盤特性等の影響を受けています。全国に多数建設される全ての構造物を対象に、地震動に影響するこれらの要因を個別に考慮して設計地震動を設定することは、技術的にも経済的にも困難です。そこで、多くの一般土木構造物では、標準的な設計地震動が定められ、それに種々の補正を施すことにより設計地震動が設定されています。

第3回では、一般的な道路橋を例として、その耐震設計基準である道路橋示方書V耐震設計編¹⁾において、設計地震動がどのような考えのもとで規定されているかを紹介します。

1. 標準的な設計地震動

第1回でも紹介しましたように、道路橋の耐震設計では、橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動（レベル1地震動）と、発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動（レベル2地震動）の2段階のレベルの設計地震動を考慮することとされています。両者とも、それぞれ図-1と図-2に示す標準加速度応答スペクトルに、減衰定数別補正係数と地域別補正係数を乗じることで設計地震動が設定されます。

レベル1地震動の標準加速度応答スペクトルは、従来から震度法による耐震設計で用いられて

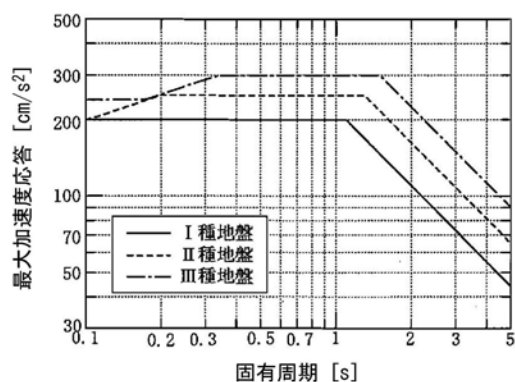
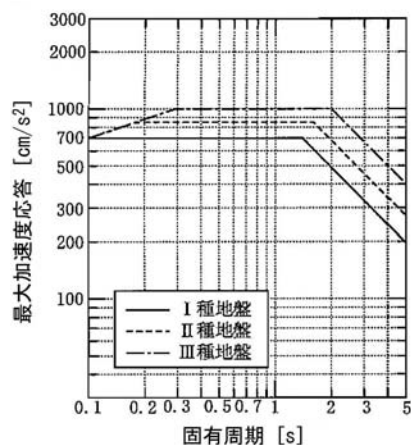


図-1 レベル1地震動の標準加速度応答スペクトル

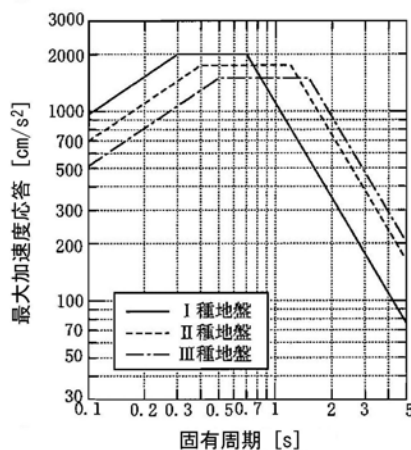
きた水平設計震度などを考慮した上で、図-1のように地盤種別ごとに定められています。

ここで地盤種別とは、構造物周辺の地盤の振動特性を考慮して設計地震動を設定するために、現地での地盤調査結果から地盤をⅠ種地盤（良好な洪積地盤及び岩盤）、Ⅱ種地盤（Ⅰ種地盤・Ⅲ種地盤のいずれにも属さない洪積地盤及び沖積地盤）、Ⅲ種地盤（沖積地盤のうち軟弱地盤）に分類するものです。

レベル2地震動としては、プレート境界型の大規模な地震を想定したタイプⅠの地震動と、兵庫県南部地震のような内陸直下型地震を想定したタイプⅡの地震動の2種類を考慮することが規定されています。



(a) タイプⅠの地震動



(b) タイプⅡの地震動

図-2 レベル2地震動の標準加速度応答スペクトル

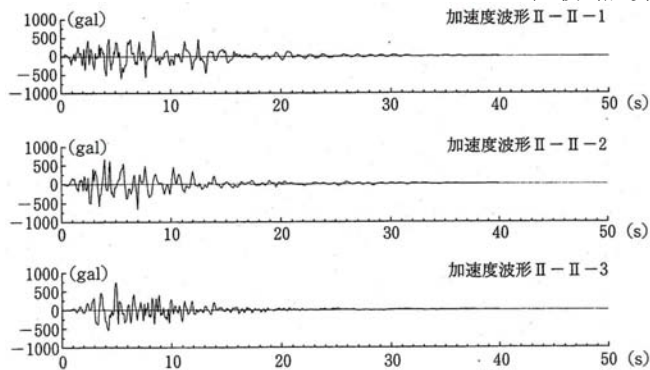


図-3 時刻歴応答解析に用いる地震動の例

タイプⅠの地震動の標準加速度応答スペクトルは、大正12年の関東大震災を引き起こした関東地震の際、東京周辺の地盤上で生じたと推定される地震動強さなどをもとに定められています。

タイプⅡの地震動の標準加速度応答スペクトルは、兵庫県南部地震の際に地盤上で観測された強震記録をもとに定められています。

耐震性能の照査に時刻歴応答解析法（時刻歴波形を入力し構造物の時々刻々の動的応答を計算する方法）を用いる場合には、図-1, 2の加速度応答スペクトルに近い特性を有するように振幅調整した強震記録を入力地震動とすることが原則とされています。例として、タイプⅡの地震動（Ⅱ種地盤）に対しては、図-3の加速度波形が参考資料として示されています。

2. 減衰定数別補正係数

標準加速度応答スペクトルは、減衰定数 $h=0.05$ の場合について規定されたものです。これとは明らかに減衰が異なる構造形式などが対象となる場合には、加速度応答スペクトルを補正するために、次式で表される減衰定数別補正係数 c_D が規定されています。この式は、わが国で観測された強震記録の加速度応答スペクトルの統計解析結果をもとに定められたものです。

$$c_D = 1.5 / (40h + 1) + 0.5$$

3. 地域別補正係数

標準加速度応答スペクトルはわが国でも規模の大きい地震が起こる可能性が高い地域を対象に定められたものですので、地震発生頻度の低い地域においてこれらと同一の設計地震動を用いることは合理的ではありません。このため、地震

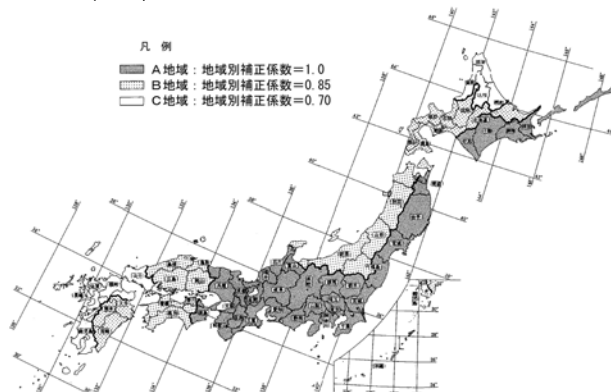


図-4 地域区分と地域別補正係数

危険度に関する研究成果等をもとに定めた地域区分と地域別補正係数（図-4）に従い、設計地震動を低減させて用いることとされています。

4. 個別に設定すべきケースとは

以上のように、道路橋の設計地震動は、地震のタイプ、地盤の振動特性、減衰定数、地震発生頻度の地域性等を考慮した上で設定することになっています。ただし、道路橋示方書は「支間長が200m以下の橋の設計及び施工に適用する」と規定されており、支間長が200mをこえる長大橋の場合には、その特徴を考慮したうえで設計する必要があります。例えば長大橋は一般に固有周期が長いため、特に周期数秒以上の長周期成分に注意して設計地震動を設定することになります。

また、様々な条件を考慮して建設地点における地震動を適切に推定できる場合には、その結果に基づいて設計地震動を設定することも可能です。近年、活断層やプレート境界地震、地下構造等に関する調査が活発に進められていること、また、地震動推定手法が高度化されてきたこともあり、個別の状況を詳細に検討して設計地震動を設定できる環境が整いつつあります。

設計地震動を個別に検討し設定する場合の議論のポイントと、いくつかの地震動推定手法の概略について、次回で解説します。

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, 2002.

土木構造物の設計地震動（第4回） ～設計地震動の設定（個別に検討する場合）～

構造物ごとに個別に検討して設計地震動を設定する場合、おおよその手順は、①確保すべき耐震性能と設計地震動レベルの組み合わせを決定、②レベルごとに対象地震と地震動推定手法を選定、③地震動を推定しその結果に基づいて設計地震動を設定、というものになります。

第4回は、このうち②と③でどのような点が議論になるか、現時点では一般にどのように対処されているかを紹介します。なお、①については第1回をご参照下さい。

1. 対象地震の選定（確率論か確定論か）

第1回でも触れましたように、近年は、発生確率が高い地震動を想定したレベル1地震動と、より発生確率が低く大きな地震動を想定したレベル2地震動の、2種類の設計地震動を設定することが多くなっています。

レベル1地震動は一般に使用性の照査に用いられ、構造物の機能が震災により何度も停止あるいは制限させられてしまうことを避けるために、供用期間中に1～数回発生するような大きさの地震動として設定することがよく行われます。

つまり、レベル1地震動を設定する際には、対象地点に影響のある地震を全て考慮し、確率論に基づいて、ある再現期間（または超過確率）をもつ地震動を推定することが多いのです。このとき、将来の地震の発生確率は、過去にどこでどのような地震が発生したかという地震発生履歴をもとに計算されます。

一方、レベル2地震動は一般に、大規模地震の震源域近くで観測されるような大きな地震動として設定されます。したがって、確率論に基づいてその発生確率を精度よく評価するためには、大規模地震の発生履歴や震源域近くでの地震動の特性がよく分かっていなければなりません。しかし、これらはどちらも観測事例に乏しく、レベル2地震動を確率論に基づいて設定することを困難にし

ています。

そこで現時点では、対象地点に最も影響が大きいと考えられる地震が発生した場合を想定（地震が発生する確率の大小は考慮しない＝確定論）して地震動を推定し、レベル2地震動を設定することがよく行われています。一方で、設定されたレベル2地震動を超過する地震動が発生する確率を、たとえ精度に難があっても評価し確認しておくことが求められる場合もあります^{1),2)}。

2. 地震動推定手法の選定

確率論、確定論いずれのアプローチをとるにしても、ある地震が発生したときに対象地点に生じる地震動を推定する必要があります。ここで用いられる地震動推定手法は、一般には表-1のように整理することができますが、経験的手法、半経験的手法、理論的手法とハイブリッド法に大別されます。

経験的手法とは、過去に経験した地震の際に得られた強震記録を直接用いる、あるいは統計解析した結果に基づく手法です。経験的手法のなかでも、地震動強さが距離とともにどのように減衰するかを表現する式である距離減衰式は、簡便に対象地点における地震動強さを推定することができますので、設計地震動の設定にも広く活用されてきています。

半経験的手法とは、上記の経験的手法により小地震の地震動（グリーン関数とよばれる）を準備しておき、想定する大地震の震源過程に従ってそれをうまく重ね合わせることにより、大地震の地震動を推定する手法です。したがって、半経験的手法による地震動の推定では、小地震の地震動をどう準備するかということと、重ね合わせ方が問題になります。

理論的手法は表-1に示したとおり、数値シミュレーションを用いる手法です。差分法（対象領域を格子状に分割し、格子点間の差分で微分を

土木技術講座

表-1 各種地震動推定手法の概要

手法		概要
経験的手法	振幅特性の推定手法	強震記録の統計解析により作成された加速度応答スペクトルの距離減衰式、フーリエ振幅を理論と強震記録に適合するようモデル化した式等を用いる手法
	位相特性の推定手法	強震記録の統計解析により作成された、波形の振幅包絡線や位相スペクトルの推定式等を用いる手法（振幅特性の推定手法と組み合わせ、時刻歴波形の作成に用いる）
半経験的手法	経験的グリーン関数法	小地震の観測波形を震源・伝播経路・サイトの特性が反映された一種のグリーン関数（経験的グリーン関数）と考え、これを重ね合わせて大地震の地震動を推定する手法
	統計的グリーン関数法	強震記録の統計解析結果等から小地震の地震波形（統計的グリーン関数）を作成し、これを重ね合わせて大地震の地震動を推定する手法
理論的手法		地震波の発生・伝播を理論的に数式を用いて表現し、数値モデル化した震源断層と地盤構造に基づいて地震動を計算する手法
ハイブリッド法		上記の手法を組み合わせる手法

近似する手法)を代表に様々な計算法がありますが、地震動は周期が短いほど微細な震源過程や地盤構造に影響されやすいため、周期数秒以下の短周期成分の推定に難があるのはどの計算法でも共通です。したがって、一般的な規模の構造物は固有周期が数秒以下であることを考慮すると、理論的手法のみを用いて推定した地震動をもとに設計地震動を設定することは現時点では困難です。しかし、大規模地震の震源域ごく近傍や地盤の不整形性が強い地点における地震動など、経験的手法や半経験的手法が不得手とする場面でも、理論に沿った推定が可能な点は長所ですので、次のハイブリッド法において長周期成分を計算する際に理論的手法が用いられています。

ハイブリッド法とは、上記手法のそれぞれの特長を活かし、組み合わせることで地震動を推定する手法です。いろいろな組み合わせが考えられますが、周期1～数秒を境にして短周期成分には統計的グリーン関数法、長周期成分には理論的手法を適用し、それぞれの結果にフィルター処理を施して足し合わせることで、短周期から長周期成分まで含む地震動を予測する方法が一般的です。

これらの地震動推定手法は必要となるデータや作業量、推定精度等がそれぞれ異なるため、状況

に応じて使い分けたり、複数の手法を適用したりすることになります。確率論に基づく場合、前述のように多数の地震の影響を考慮する必要がありますので、簡便に推定できる距離減衰式が通常用いられます。質の良い観測記録が対象地点で得られている場合には、半経験的手法によって比較的高い精度で地震動の推定が可能と考えられています。また、関東平野や大阪平野など地盤構造の調査が比較的進んでいる地域では、ハイブリッド法を用いる事例も出てきています。

3. 推定地震動に基づく設計地震動の設定

将来発生する地震については、広がりをもつ断層面のどこから破壊が始まりどのように伝播するかといった、事前に知ることが困難な不確定要素がいくつもあります。また、地盤構造を数値モデル化した場合にも、モデルと実際の地盤構造との違いによる誤差が生じます。したがって、推定地震動に含まれるばらつきや誤差を十分考慮した上で設計地震動を設定する必要があります。

現時点では、断層面がどう破壊するかというシナリオをいくつか用意し、それぞれについて地震動を推定した結果がどの程度ばらつくか、過去に発生した地震の再現シミュレーションにより地震動の推定誤差がどの程度かを把握し、これらを考慮した上で工学的な判断にも基づいて設計地震動が設定されています。

4. 個別に検討する場合の具体事例

実際に個別に検討して設計地震動を設定する場合、上記のようなポイントだけでなく、断層の大きさといった一つ一つのパラメータをどう設定していくかも重要な問題になります。次回以降では具体的な事例をふまえて、代表的な地震動推定手法をやや詳細に解説します。

参考文献

- 1) 国土交通省：土木・建築にかかる設計の基本, 2002.
- 2) 原子力安全委員会：発電用原子力施設に関する耐震設計審査指針, 2006.

土木構造物の設計地震動（第5回） ～経験的手法による地震動の推定～

第4回で紹介しましたように、強震記録をそのまま、あるいは補正して用いたり、統計解析から得られる回帰式を用いたりして、主に過去の経験から地震動を推定するのが経験的手法です。回帰式の中でも加速度応答スペクトルの距離減衰式は、簡便かつ信頼性の高い地震動強さの推定式として、設計地震動の設定に広く活用されてきています。

第5回は、距離減衰式とそれによる加速度応答スペクトルの推定事例を紹介します。

1. 距離減衰式とは

距離減衰式は一般に、最大加速度や加速度応答スペクトルなど地震動強さの指標 Y を、マグニチュード M と震源距離など距離のパラメータ X から推定する式であり、近年の代表的な形式は次のようなものです。

$$\log_{10} Y = aM - bX + c - \log_{10}(X + d) \quad (1)$$

ここで、 a 、 b 、 c 、 d は回帰係数であり、強震記録を用いた回帰分析から求められます。加速度応答スペクトル $S_d(T)$ を対象とした場合には、固有周期 T ごとに回帰係数 $a(T)$ 、 $b(T)$ 、 $c(T)$ 、 $d(T)$ を求めることになります。

例えば内陸地震による地震動の加速度応答スペクトルを対象とした場合には、1978年から2003年までに得られた強震記録5160波をもとに式(1)でモデル化した距離減衰式が提案されており¹⁾、そこから推定される加速度応答スペクトルは図-1のようになります。この式では、補正項を加えることにより、地盤種別（第3回参照）ごとの揺れやすさの違いを考慮できるようになっています。また、距離のパラメータ X としては断層面最短距離、すなわち断層面（地震でずれが生じ地震波を生成する面）から対象地点までの最短距離が用いられており、震源域に近い地点を対象とした場合には、2.に示すように、断層面の位置・大きさを精度良く設定することが重要になります。

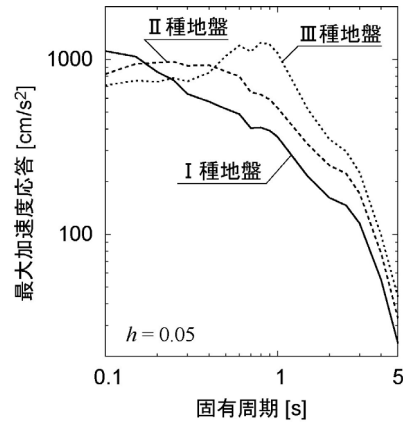


図-1 距離減衰式から推定した加速度応答スペクトル
(減衰定数 $h=0.05$ 、 $M=7.0$ 、 $X=10\text{km}$)

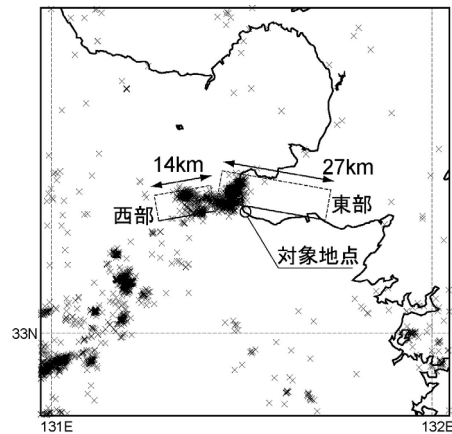


図-2 対象地点周辺の地震発生状況と断層面の位置
(× : $M=1\sim4$ の地震の震央位置)

2. 距離減衰式による地震動の推定事例

以下では、活断層（別府-万年山断層帯の一部である大分平野-由布院断層帯²⁾）の直上の地点を対象に、将来発生する可能性のある地震を想定し、その想定地震による地震動の加速度応答スペクトルを距離減衰式で推定した事例を紹介します。

2.1 断層面の設定

地震調査研究推進本部地震調査委員会の評価²⁾に従い、大分平野-由布院断層帯は東部と西部の2つに分かれており、東部は長さ27km、西部は長さ14kmとしました（図-2）。また、この断層帯は北側に断層面が傾斜している正断層（傾斜した

土木技術講座

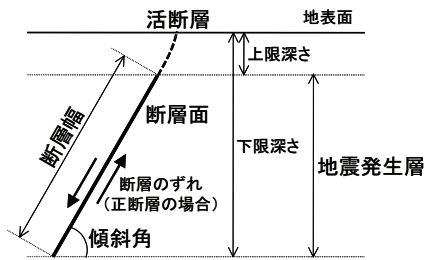


図-3 内陸地震の断層面と地震発生層の関係

断層面上側の岩盤が下側の岩盤に対して相対的に下方へずれる断層、図-3参照)と評価されています。

地表付近では傾斜角が70°程度という調査結果があること、正断層ではすべり面の傾斜角が地表に近づくにつれて大きくなる傾向があることから、断層面の傾斜角は60°としました。

図-3に示すように、大規模な地震でも、内陸地震の断層面は普段から微小な地震が発生している地層(地震発生層)の外には広がらないと考えられています。そこで、気象庁の震源データ等をもとに、東部の地震発生層は上限深さ2km、下限深さ15km、西部ではそれぞれ3km、15kmと設定しました。したがって、東部と西部の地震発生層厚はそれぞれ13km、12kmとなりますので、上述の傾斜角から、東部の断層幅は $13/\sin 60^\circ = 15\text{km}$ 、西部は $12/\sin 60^\circ = 13\text{km}$ となります。

2.2 マグニチュードの設定

上記の通り設定した断層長さや断層幅から、断層面積 S は東部と西部の合計で $S=27 \times 15 + 14 \times 13 = 5.9 \times 10^2 [\text{km}^2]$ となります。過去に発生した地震について調査された断層面積と地震規模に関する経験的關係³⁾等から、この断層面を震源域とする地震のマグニチュードは $M=6.8$ と設定しました。

2.3 加速度応答スペクトルの推定

図-2から分かりますように、対象地点のほぼ直下に断層面上端がありますので、対象地点の断層面最短距離 X を、東部断層面上端深さ(=地震発生層の上限深さ)と同じ2kmとしました。地盤調査結果から対象地点の地盤はI種地盤に区分されましたので、 $M=6.8$ と $X=2\text{km}$ から前述の距離減衰式¹⁾により加速度応答スペクトルを推定し、I種地盤での地震動強さに補正した結果を図-4に示します。第4回で紹介しましたとおり、設計

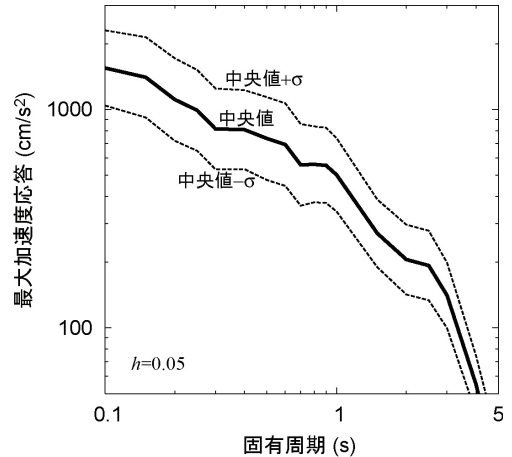


図-4 想定した地震による対象地点の地震動の加速度応答スペクトル(減衰定数 $h=0.05$ 、 $M=6.8$ 、 $X=2\text{km}$)

地震動を設定するには推定結果に含まれる誤差の程度が議論になりますので、強震記録の回帰分析の際に得られる標準偏差 σ のばらつきを考慮した結果も表示しています。この距離減衰式のばらつきの他、断層面の設定などによっても推定結果にはばらつきが生じます。

3. 経験的手法の適用限界

式(1)からも分かりますように、距離減衰式は地震のマグニチュードが大きいほど、また断層面に近い地点ほど地震動が大きくなることを表現した簡単な式です。距離減衰式も含め、経験的手法は簡便で実用的ですが、その反面、震源や地盤条件等の調査が進んでいる場合でもその結果を反映させることができません。また、強震記録が得られていない極めて大規模な地震や特異な地盤条件に対して適用することは困難です。このような場合に活用することを目標に検討が進められている地震動推定手法について、次回「断層モデルに基づく地震動の推定」で解説します。

参考文献

- 1) 片岡・他: 短周期レベルをパラメータとした地震動強さの距離減衰式, 土木学会論文集A, Vol.62, 2006.
- 2) 地震調査研究推進本部地震調査委員会: 別府一万年山断層帯の長期評価について, 2005.
- 3) 地震調査研究推進本部地震調査委員会: 「全国を概観した地震動予測地図」報告書(分冊2) - 震源断層を特定した地震動予測地図の説明 -, 2007.

土木構造物の設計地震動（第6回） ～断層モデルに基づく地震動の推定～

今までに経験のない状況を想定する場合や、新たに得られた知見を活用して地震動を推定する際には、経験的手法の適用が困難になることは第5回で述べた通りです。

第6回は、このような場合に適した手法として、対象とする地震そのものの特性や地盤の揺れやすさを個別に考慮することができる、断層モデルに基づく地震動の推定手法と推定事例を紹介します。

1. 断層モデル

地震動は、地震波を発生させるもとである断層の位置や大きさ、それがどこからどのように破壊していくのかという破壊過程に強い影響を受けます。この震源特性の影響を考慮して地震動を推定するためには、断層とその破壊過程をモデル化し、それに従って地震動を計算していく必要があります。

このようなモデル、すなわち断層モデルは、断層パラメータとよばれる断層面の長さや幅、ずれの量や破壊速度等を数値で与えて断層とその破壊過程をモデル化したものです。図-1のように断層を小断層に分割し、小断層のまとまりをアスペリティ（断層面の中でも特にずれの量が大きく、強い地震波を生成する領域）としてモデル化することによって、現実に近い破壊過程を表現することも行われています。

断層モデルに従って各小断層から生じる地震動を重ね合わせることにより、震源特性を考慮した地震動の推定を行うことができます。

2. 断層モデルに基づく地震動の推定事例

以下では、神戸市の人工島付近の地点を対象に、海溝型巨大地震を想定した断層モデルに基づいて地震動を推定した事例¹⁾を紹介します。

2.1 対象地震と断層モデルの設定

中央防災会議によって設定された東南海・南海地震が同時に発生する場合の断層モデル²⁾を基本

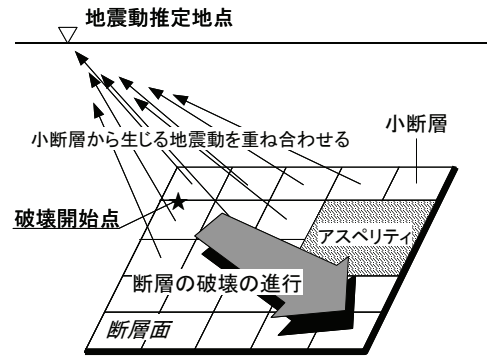


図-1 断層モデルの概念図

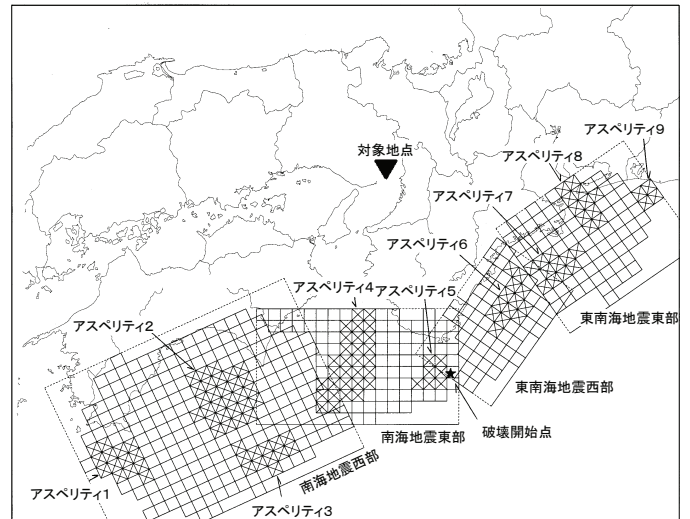


図-2 東南海・南海地震が同時に発生する場合を想定した断層モデル

として、4つの矩形セグメントに分割・近似したモデルを設定しています。これは図-2に示すとおり、9つのアスペリティをもち、紀伊半島沖から破壊が広がっていくモデルであり、マグニチュードはM8.6となっています。

2.2 地震動推定手法

対象とする地震の規模が大きく震源域が広い場合、理論的手法（第4回参照）で地震動を計算するためには、現時点では地盤モデルの構築や計算の実行に膨大な労力が必要となります。そこで、ここでは経験的グリーン関数法（小地震の観測波形を重ね合わせて大地震の地震動を推定する手法、第4回参照）による地震動の推定が行われています。経験的グリーン関数法では地盤構造等の影響

土木技術講座

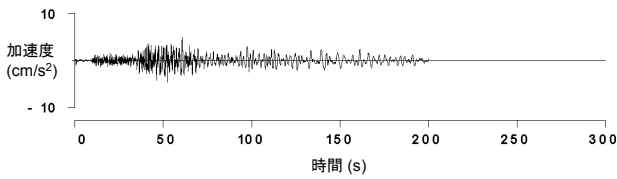


図-3 経験的グリーン関数法として使用した地震動の加速度時刻歴波形 (EW成分)

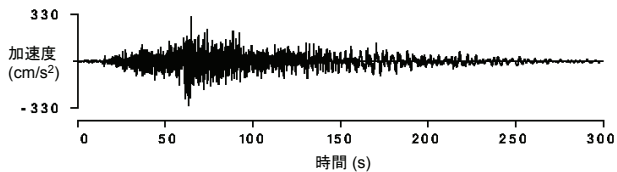


図-4 推定した地震動の加速度時刻歴波形 (EW成分)

が小地震の観測波形に反映されていると考えるため、詳細な地盤構造モデルを構築する必要がありません。その反面、対象地点またはその近傍で適切な小地震の観測波形が得られている必要があります。

2.3 小地震の観測波形

小地震の観測波形は、2004年紀伊半島沖の地震(9月5日23時57分、M7.4)の余震(9月7日8時29分、M6.4)の際に、神戸市のポートアイランド観測点の地表面で得られた記録を用いています。この時刻歴波形を図-3に示します。ここでの対象地点はポートアイランド観測点から若干離れていますので、地震波の伝播による時間遅れ等を補正して用いました。

2.4 地震動の推定結果

上述の手法とモデルに基づいて推定された、対象地点における地震動の時刻歴波形を図-4に示します。最大振幅は近年の観測記録からみてそれほど大きくはありませんが、断層面の破壊が継続する時間と地震波の伝播距離が長い影響で、地震動の継続時間が4~5分とかなり長くなっている点特徴的です。

図-5では推定した地震動と道路橋示方書のレベル2地震動(第3回参照)を加速度応答スペクトルで比較しています。ごく短い周期成分を除けば、道路橋示方書のレベル2地震動にほぼ包含される結果となりました。

なお、文献1)には、同じ地点を対象に内陸地震を想定してハイブリッド法で地震動を推定した事

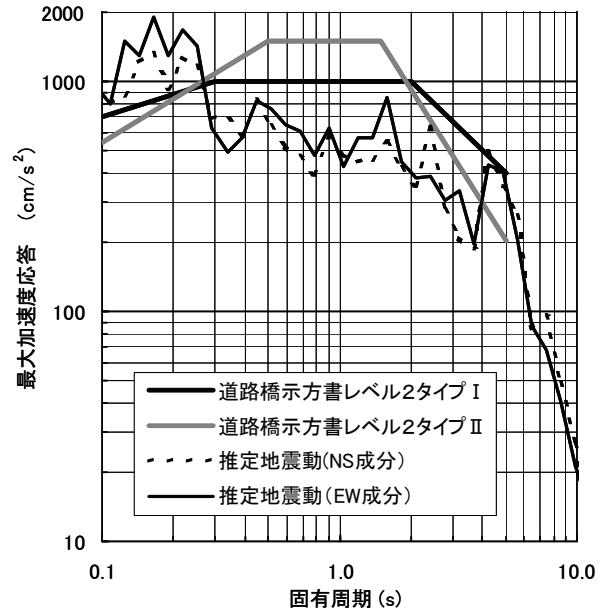


図-5 推定した地震動と道路橋示方書のレベル2地震動との比較(減衰定数5%の加速度応答スペクトル)

例を含め、設計地震動の現状と研究動向がまとめられていますのでご参照下さい。

3. 今後に向けて

兵庫県南部地震を契機として、地震動の推定技術が急速に進歩し、設計地震動の設定にも取り入れられてきています。しかし、地震や地震動は依然未解明な点が多い現象であることは間違いありません。また、第4回で紹介しました、推定地震動に含まれるばらつきや誤差をどう考えて設計地震動を設定するかといった、明確な解答が得られていない議論も残されています。今後も継続的な観測・研究により、我々の知識の不足からくる誤差を最小化するとともに、どうしても残ってしまう不確実性への対応策を確立することが必要とされています。

参考文献

- 1) 土木学会地震工学委員会地震動研究の進展を取り入れた公共社会インフラの設計地震力に関する研究小委員会：新しい地震動研究の進展と土木建造物の設計地震力 平成18年度報告書, 2007.
- 2) 中央防災会議：「東南海、南海地震等に関する専門調査会」第7回資料, 2002.