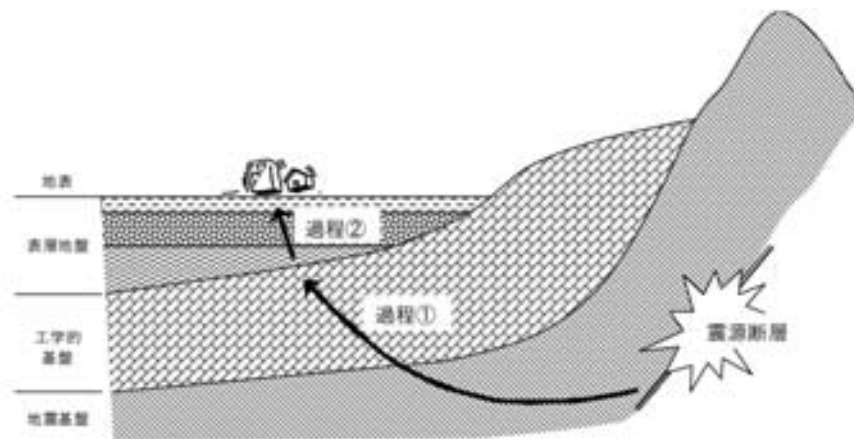


第Ⅱ章 ハザード予測手法の整理

1. 地震動の予測
2. 液状化危険度の予測
3. 地盤崩壊危険性の予測
4. 津波の予測

1. 地震動の予測

地震被害想定根幹をなす部分として地震動の予測がある。各自治体の被害想定では、地表面での地震動強さを、図Ⅱ-1-1に示す2つの過程（過程① 地震基盤+工学的基盤、過程② 表層地盤）に分けて予測している場合が多い。それ以外の予測方法としては、地震基盤を設定することにより過程①を2段階で予測する方法や、過程①、②を分割せず一度に地表の地震動を予測する方法もある。



図Ⅱ-1-1 地震基盤・工学的基盤・表層地盤を伝播する地震動の模式図(岩手県, 2004)

予測手法としては、上記の過程①では、震源断層の動的パラメータを考慮する手法と距離減衰式を用いる手法が採用されており、過程②では、応答解析を用いる手法と表層地盤増幅度を用いる手法が採用されている。

表Ⅱ-1-1に工学的基盤面、地表面の地震動の代表的な予測手法と採用自治体数を示す。また、参考として防災まちづくり総プロでまとめられた各手法の特徴と必要となる入力パラメータの一覧表を表Ⅱ-1-2、表Ⅱ-1-3に示す。

表Ⅱ-1-1 地震動の代表的な予測手法

		代表的な予測手法	採用自治体数 ※1
工学的基盤面の地震動	震源断層の動的パラメータを考慮する手法	<input type="checkbox"/> 経験的グリーン関数法 ※2 <input type="checkbox"/> 統計的グリーン関数法 ※2 <input type="checkbox"/> 理論地震動計算(三次元有限差分法) ※2 <input type="checkbox"/> 翠川・小林(1979) <input type="checkbox"/> Sugito and Kameda(1985)	2 8 3 10 6
	距離減衰式を用いる手法	<input type="checkbox"/> 司・翠川(1999) <input type="checkbox"/> Fukushima and Tanaka(1990)	5 10
地表面の地震動	応答解析を用いる手法	<input type="checkbox"/> 等価線形解析法 <input type="checkbox"/> 逐次非線形解析法	30 2
	表層地盤増幅度を用いる手法	<input type="checkbox"/> 松岡・翠川(1994)	7

※1：一自治体で複数の手法を採用している場合は、それぞれ採用自治体数に加えた。

※2：ハイブリッド法の採用自治体には、経験的グリーン関数法と理論地震動計算を組み合わせている自治体(大阪府(97))や、統計的グリーン関数法と理論地震動計算を組み合わせている自治体(京都市(03), 横浜市(05))がある。

表Ⅱ-1-2 地震動予測手法の分類別特徴一覧表(国土交通省, 2003)

方法		特徴1	特徴2	次の過程	
基盤地震動予測 距離減衰式	①基盤の地震波形が求まる方法	建物の動的な振動応答解析を行うのに必要な地震波形(時刻歴波形)が求められる。応答スペクトルも加速度も求めることができる。	複雑なパラメータを設定する必要がある。特定解が求められる。	表層増幅過程で地震波形を出力→さまざまな建物被害予測手法が使用できる。	より詳細な予測手法 ↑ ↓ より簡易的な予測手法
	②基盤の応答スペクトルが求まる方法	建物振動特性を考慮した簡易な被害予測を行うのに必要な応答スペクトルが求められる。	特定解が求められる。	表層増幅過程で応答スペクトルを出力→静的な建物被害予測	
	③基盤の応答スペクトルが求まる方法	建物振動特性を考慮した簡易な被害予測を行うのに必要な応答スペクトルが求められる。	一般解が求められる。	表層増幅過程で応答スペクトルを出力→静的な建物被害予測	
	④基盤の加速度が求まる方法	このままでは建物の振動特性を考慮した被害予測へはリンクできない。既存の地震波形を求められた加速度の大きさを振幅調整し、基盤波形とするなどの処理が必要。	一般解が求められる。	既存の地震波形を外挿→表層増幅過程で地震波形を出力→さまざまな建物被害予測手法が使用できる。	
手法		入出力	特徴1	特徴2	
表層増幅過程の予測 値を算出の	⑤重複反射理論に基づく線形計算	基盤地震動予測結果を入力。入力に応じて地震波形もしくは応答スペクトルを出力	地盤応答解析手法。詳細な地盤諸特性のパラメータが必要	強震時の軟弱地盤の非線形性が考慮されず、軟弱地盤でかなり大きい揺れが予測される。	より詳細に予測する。より多くの地盤に関するパラメータを設定する必要がある。簡易的。周期特性を考慮した建物被害予測は実施できない。
	⑥重複反射理論と等価線形手法を合わせた手法			強震時の軟弱地盤の非線形性が考慮され、強震時に軟弱地盤の加速度は比較的小さくなる。	
	⑦やや深部は線形で、浅部は等価線形の重複反射理論				
	⑧微地形分類による統計的な増幅率を掛ける手法	基盤の最大加速度等を入力し、地表の最大加速度等を入力	微地形分類が必要		
⑨距離減衰式	震源(断層)からの距離を入力。地表最大加速度(または速度)を出力	簡単な地盤分類のみ必要			

表Ⅱ-1-3 各手法の入力すべきパラメータ等(国土交通省, 2003)

手法分類	入力パラメータ等
基盤地震動予測	断層破壊過程を考慮 <ul style="list-style-type: none"> ①想定震源断層の分割数 ②破壊伝播速度 ③破壊形式、破壊の開始点位置 ④震源域から観測点までの地震波伝播速度 ⑤断層面の位置・形状 ⑥地震の規模(マグニチュード、地震モーメント等) ⑦観測点(予測する範囲)の位置 ○小地震の観測記録 ○波形の立ち上がり時間(最大地震動発生遅れ時間) ○位相スペクトル ○地震動継続時間
	距離減衰式 <ul style="list-style-type: none"> ①断層面の位置・形状あるいは震源位置 ○震源の深さ ②地震の規模(マグニチュード、地震モーメント等) ③観測点(予測する範囲)の位置
表層増幅過程予測	重複反射(線形) <ul style="list-style-type: none"> ①入力地震波形(既存観測波形もしくは基盤地震動予測結果) ②地層ごとの深さ、地震波伝播速度、剛性率、密度、層厚
	等価線形手法(非線形) <ul style="list-style-type: none"> ①入力地震波形(既存観測波形もしくは基盤地震動予測結果) ②地層ごとの深さ、地震波伝播速度、剛性率、密度、層厚、土質分類 ③土質ごとのせん断弾性定数及び減衰定数のひずみ依存曲線
	微地形分類による統計的手法 <ul style="list-style-type: none"> ①地形・地質・微地形分類 ②標高分布 ③主要河川からの距離の分布 ④入力加速度・速度(基盤地震動予測結果など)
直接地表の値を算出	<ul style="list-style-type: none"> ①地盤分類 ②断層面の位置・形状あるいは震源位置 ○震源の深さ ③地震の規模(マグニチュード、地震モーメント等) ④観測点(予測する範囲)の位置

◎:ほとんどの場合必要とする。 ○:手法によっては必要とする場合がある。

1-1. 工学的基盤面の地震動

図Ⅱ-1-1に示す過程①では、震源断層で発生した地震波が工学的基盤面でどのような地震動をもたらすかを予測している。

予測手法としては、

- (1) 震源断層の動的パラメータを考慮する手法
- (2) 距離減衰式を用いる手法

の2つに大別できる。

(1)は、震源断層を複数の小さな断層に分割し、断層破壊の伝播を模式的に行う考え方である。この考え方により、震源断層からの距離が同じであっても、断層の破壊様式にしたがって地震動の大きさが異なるといった現象を説明できる。ただ、活動していない断層に対し破壊の進行方向等の動的パラメータを決める点において、不確定性がかなり大きいという問題点がある。

手法としては、グリーン関数を用いる手法、翠川・小林(1979)の手法、Sugito and Kameda(1985)の手法などが採用されている(表Ⅱ-1-1)。兵庫県南部地震(1995)直後に実施された被害想定では、翠川・小林(1979)の手法やSugito and Kameda(1985)の手法を採用している自治体が多かったが、最近の被害想定では、グリーン関数を用いる手法が採用される傾向がみられる。

(2)は、地震観測記録の統計回帰分析に基づいて導かれる距離減衰式を用いる手法である。震源断層の動的パラメータを考慮する手法と比べると計算量が少なく比較的簡易な手法といえ、その手法適用の簡便性から、地震動強さを推定する有効な手法として古くから多くの研究がなされている。最近では、司・翠川(1999)のように断層タイプによるゆれの大きさの違いや震源近傍における地震記録を考慮に入れた距離減衰式も提案されている。また、「1-2. 地表面の地震動」で論じる表層地盤の影響を取り込んだ距離減衰式も提案されている。ただ、実際の地震では震源域(震源断層)のなかでも大きな地震エネルギーを放出する場所は限られており、地震動の大きさが距離に応じて一様に減衰するとは限らないため適用に課題もある。

手法としては、司・翠川(1999)の手法やFukushima and Tanaka(1990)の手法などが多く用いられている。

以下に、各自治体で採用されている次の手法の概略をまとめる。

(1) 震源断層の動的パラメータを考慮する手法

- ① 経験的グリーン関数法 (Irikura(1986)の手法)
- ② 統計的グリーン関数法
- ③ 理論地震動計算 (三次元有限差分法)
- ④ ハイブリッド法
- ⑤ 翠川・小林(1979)の手法
- ⑥ Sugito and Kameda(1985)の手法
- ⑦ 藤本ら(1991)の手法

(2) 距離減衰式を用いる手法

- ① 司・翠川(1999)の手法
- ② Fukushima and Tanaka(1990)の手法
- ③ 安中ら(1987)・Annaka and Nozawa(1988)の手法
- ④ 静岡県(2001)の手法
- ⑤ 日本道路協会(1990)の手法

(1) 震源断層の動的パラメータを考慮する手法

① 経験的グリーン関数法 (Irikura(1986)の手法)

○採用自治体：大阪府(97)

小地震と大地震の震源断層上での違いは、断層面の大きさと破壊によるすべり量の大きさである。断層面の大きさとすべり量の積は地震モーメントに比例した値であり、大地震の地震モーメントと同じモーメントになるように、小地震の観測記録を断層破壊の伝播に基づく時間遅れにしたがって足し合わせることで、大地震の断層破壊過程、伝播経路の影響、地盤構造の影響を全て反映した大地震動を合成することができる。

$$U(x,t) = \sum_{i=1}^l \sum_{j=1}^m \sum_{k=1}^n \int_0^{\Delta L} \int_0^{\Delta W} \dot{D}(\xi, \nu, t - \tau_r^{ij} - (k-1)\tau_e) * G(x, \xi, \nu, t) d\xi d\nu$$

ここで、 i, j に関する和は、小断層の個数分の足し合わせを示し、 k に関する和は破壊過程の時間的足し合わせを示している。 D は断層面上の点に (ξ, ν) おけるすべり関数を示しており、破壊の開始点(震源)から小断層まで破壊が到達するまでの時間遅れ τ_r^{ij} と小地震の破壊の進行による時間の遅れ τ_e が考慮されている。 G は断層面上の点 (ξ, ν) と観測点 x を結ぶグリーン関数であり、 $*$ は \dot{D} との畳み込み積分を表している。経験的グリーン関数重ね合わせ手法では、 $\dot{D} * G$ に小地震観測記録を使用している。

○大阪府(97)では...
 調査対象断層で発生した中小規模地震の観測記録が得られていないため、Imperial Valley地震(1979)、Whittier Narrows地震(1987)の余震観測記録を使用して、経験的震源関数を作成している。

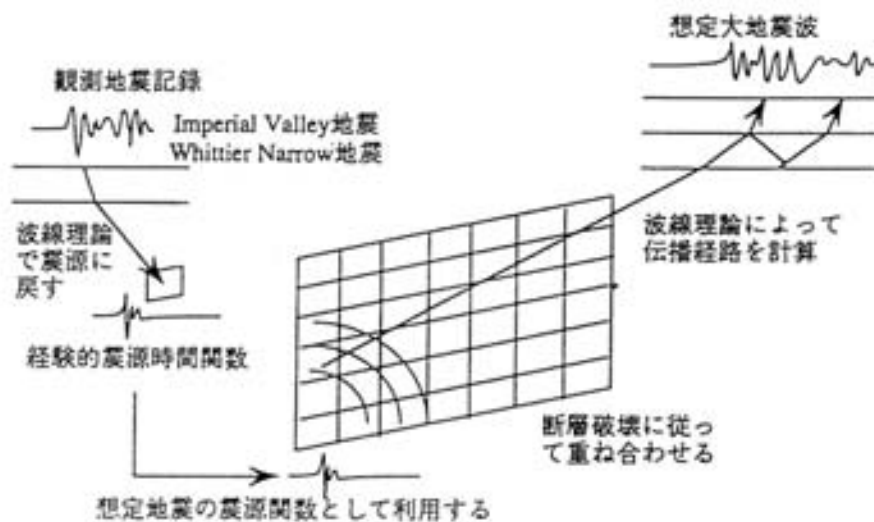


図 II-1-2 経験的震源時間関数を用いたシミュレーションの概念(大阪府, 1997)

② 統計的グリーン関数法

○採用自治体：宮城県(04), 長野県(02), 愛知県(03), 三重県(05), 鳥取県(05), 高知県(04), 仙台市(02), 横浜市(05), 京都市(03)

統計的グリーン関数法は、人工的に作成した地震波を基にグリーン関数を求める手法である。 ω^{-2} 則を満たす中小地震を数値計算により人工的に作成し、これをグリーン関数として大地震の破壊過程に従って足し合わせ、大地震の波形を合成する。人工地震波の生成にあたっては、乱数から発生させた波形（ホワイト・ノイズ）が ω^{-2} 則を満たすように周波数領域での調整が行われる(Boore, 1983)。

中央防災会議・東海地震に関する専門調査会(2001)では、以下のような手順で波形を作成している(図II-1-3)。

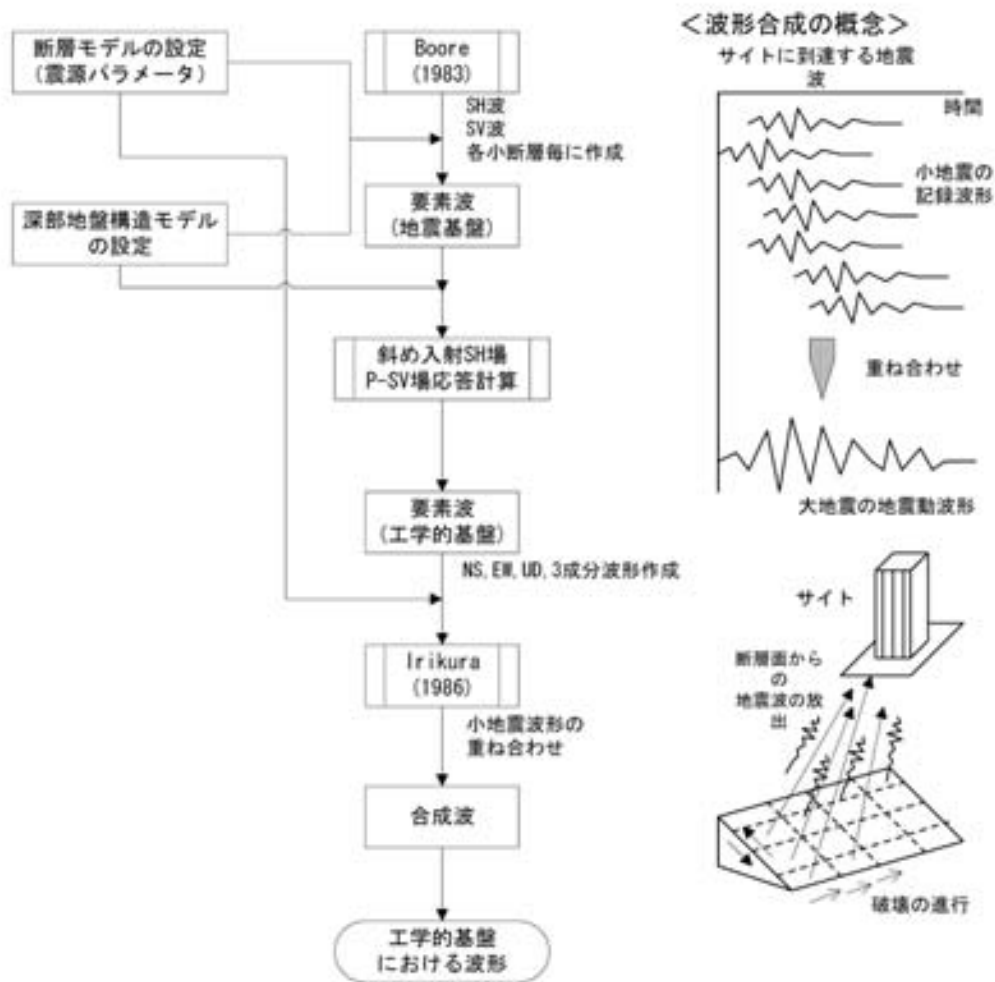
- 1) 対象とする断層面を小断層に分割し、各小断層毎に、Boore(1983)の手法により ω^{-2} 則を満たす振幅スペクトルの形状を求める。このスペクトル形状は以下のとおりである。

$$S_A(\omega) = \frac{R_{\phi\theta}}{4\pi\rho\beta^3} M_0 \cdot \frac{\omega^2}{1+(\omega/\omega_c)^2} \cdot \frac{1}{1+(\omega/\omega_{\max})^2} \cdot \frac{e^{-\omega R/2Q\beta}}{R} \quad (a)$$

ただし、 $\omega_c = 2\pi f_c$, $f_c = 4.9 \times 10^6 \beta (\Delta\sigma/M_0)^{1/3}$

$\omega_{\max} = 2\pi f_{\max}$, f_{\max} は高周波遮断周波数

- 2) (a)式中の R, ϕ, θ はラディエーション係数であるが、これは、各小断層から計算地点への方位角、射出角により計算する。この時、Kamae and Irikura(1992)と同様に、周波数依存型の放射特性を導入する。
また、ここではS波のみを考えているため、SH波、SV波毎に振幅スペクトルを求める。
- 3) 小断層毎にすべり量が異なる場合は、それに応じて各小断層の $M_0, \Delta\sigma$ を設定する。
- 4) Q値は震源から計算地点までの伝播を考慮して評価する。
- 5) 以上は、振幅スペクトルについてのみ考えてきたが、ここで、Boore(1983)に従ってホワイトノイズに包絡形を施した波形のスペクトルをかけ合わせ、位相を与える。
- 6) 上記手法で作成した計算地点での地震基盤におけるスペクトルに対して、工学的基盤までの地盤構造による増幅を考慮するため、SH波については斜め入射のSH波動場を、SV波については、P-SV波動場の応答計算をHaskell Matrix(線形)で行う。
- 7) 求められた、工学的基盤でのTransverse, Radial, UDの波形をNS, EW, UDに射影する。
- 8) 各小断層からの波形をIrikura(1986)および入倉他(1997)に従って、それぞれの成分毎に足し合わせる。これにより、工学的基盤での3成分波形を求める。なお、以上の作業は周波数領域で行う。



図Ⅱ-1-3 統計的グリーン関数法による工学的基盤における波形作成手順

(内閣府防災担当ホームページ : <http://www.bousai.go.jp/jishin/chubou/tokai/2/1-2-3-01.html>)

■中央防災会議の地震動データを用いる手法

○採用自治体：山梨県(05)、三重県(05)、奈良県(05)、京都市(03)

中央防災会議専門調査会では、東海、東南海、南海の各地震の発生状況別に1 kmメッシュ別の広域の震度分布予測、液状化危険度予測を行い、地震動データを公開している。これらの公開データのうち、基盤の地震動として、図Ⅱ-1-3に示す手順(統計的グリーン関数法)で作成された工学的基盤面($V_s=700\text{m/s}$)での加速度波形(3成分)データが公開されている。各自治体では、基盤の地震動として、この加速度波形を用いている。

③ 理論地震動計算（三次元有限差分法）

○採用自治体：横浜市(05), 大阪府(97), 京都市(03)

理論地震動計算は、波動伝播の理論式を三次元有限差分法によって数値的に解くことにより地震波形を求める手法である。

線形等方弾性体中 (linear, isotropic elastic media) の三次元波動伝播は、以下の2組の方程式（運動方程式、応力-歪関係式）で表現される(Graves, 1996)。

連続体の運動方程式：

$$\rho \partial_{tt} u_x = \partial_x \tau_{xx} + \partial_y \tau_{xy} + \partial_z \tau_{xz} + f_x$$

$$\rho \partial_{tt} u_y = \partial_x \tau_{xy} + \partial_y \tau_{yy} + \partial_z \tau_{yz} + f_y$$

$$\rho \partial_{tt} u_z = \partial_x \tau_{xz} + \partial_y \tau_{yz} + \partial_z \tau_{zz} + f_z$$

応力-歪関係式：

$$\tau_{xx} = (\lambda + 2\mu) \partial_x u_x + \lambda (\partial_y u_y + \partial_z u_z)$$

$$\tau_{yy} = (\lambda + 2\mu) \partial_y u_y + \lambda (\partial_x u_x + \partial_z u_z)$$

$$\tau_{zz} = (\lambda + 2\mu) \partial_z u_z + \lambda (\partial_x u_x + \partial_y u_y)$$

$$\tau_{xy} = \mu (\partial_y u_x + \partial_x u_y)$$

$$\tau_{xz} = \mu (\partial_z u_x + \partial_x u_z)$$

$$\tau_{yz} = \mu (\partial_z u_y + \partial_y u_z)$$

ただし、 u_x, u_y, u_z ：変位(displacement)の x, y, z 成分

f_x, f_y, f_z ：体積力(body-force)の x, y, z 成分

$\tau_{xx}, \tau_{yy}, \tau_{zz}, \tau_{xy}, \tau_{xz}, \tau_{yz}$ ：応力(stress)の独立な6成分

ρ ：密度(density)

λ, μ ：Laméの定数

$\partial_x, \partial_y, \partial_z, \partial_{tt}$ ：微分オペレータでそれぞれ $\partial/\partial x, \partial/\partial y, \partial/\partial z, \partial^2/\partial t^2$ を意味する。

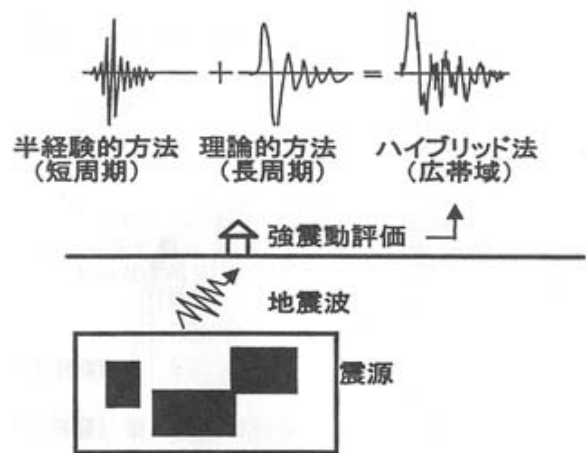
Graves(1996)では、スタッガード格子(staggered-grid)を用いた三次元有限差分法を適用するため、変位と応力を変数とした方程式に変換した上で差分式を導き、地震動を数値計算する手法を提案している。

④ ハイブリッド法

○採用自治体：横浜市(05), 大阪府(97), 京都市(03)

ハイブリッド法は、広い周期帯を対象とした強震予測手法で、ある特定の周期を境にして周期帯域を短周期帯域と長周期帯域の2つに分け、それぞれの帯域に対して地震動の時刻歴波形を計算し、最後にそれら2つの帯域波形を合成する手法である。

ハイブリッド法の採用自治体には、経験的グリーン関数法（短周期帯）と理論地震動計算（長周期帯）を組み合わせている自治体（大阪府）、あるいは、統計的グリーン関数法（短周期帯）と理論地震動計算（長周期帯）を組み合わせている自治体（横浜市, 京都市）がある。



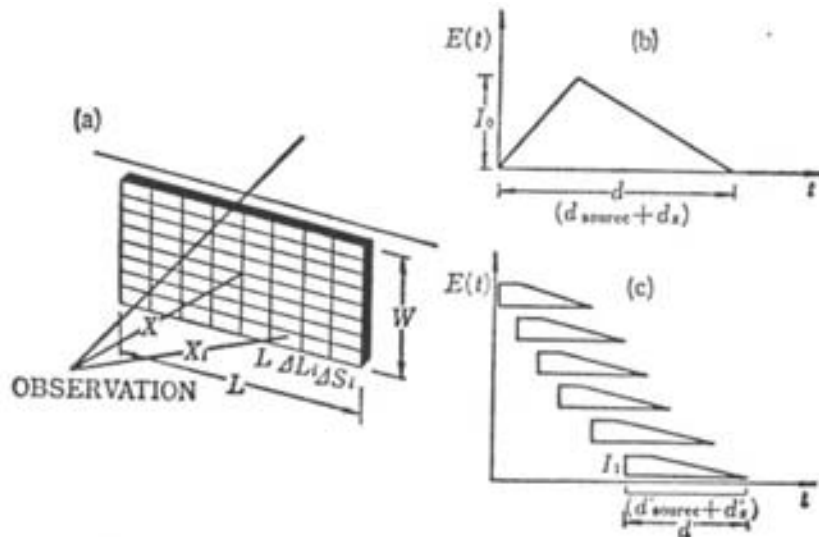
図Ⅱ-1-4 広帯域ハイブリッド法の模式図(佐藤, 2003)

⑤ 翠川・小林(1979)の手法

○採用自治体：秋田県(97), 埼玉県(98), 新潟県(98), 福井県(97), 島根県(97), 福岡県(97), 宮崎県(97), 川崎市(97), 名古屋市(99)

翠川・小林(1979)は、図Ⅱ-1-5(a)に示される断層震源モデルを設定し、破壊の伝播に応じて各単位領域から波群が逐次発生するものと考えた。この手法の特徴は以下のとおりである。

- 1) 地震動を速度応答の包絡線で取り扱う。
- 2) 震源断層を断層素片(単位区画)の集合とみなす。各断層素片は点震源とみなす。
- 3) 対象は周期0.1~5秒程度のS波である。



図Ⅱ-1-5 応答波形包絡線に基づく強震動の合成(翠川・小林, 1979)

- (a) 断層面の分割
- (b) 強震動応答波形の包絡線の近似形
- (c) 単位区画からの入射インパルスの重ね合わせ

単位区画の大きさと破壊速度をそれぞれ $\Delta L, v_R$ とすれば、そこでの波動の継続時間は

$$d'_{source} = \Delta L / v_R$$

であるが、基盤に達するまでには複雑な地層の影響で

$$d'_x = C \cdot X_i$$

だけ尾を引く。ここで、 C は区画 i から観測点に最も早く届く波と最も遅く届く波の走時差に係わる比例定数である。

したがって、単位区画からの波群を包絡線で順次描けば図Ⅱ-1-5(c)のようになる。その強さ I'_i は、

$$I'_i = \frac{d}{n(2d'_{source} + d'_x)} \cdot I_0$$

と考える。観測点ではこれら波群を時間差に応じて重ね合わせた包絡波形が得られる。

断層からの寄与 I_0 は以下の経験式で求まる速度応答スペクトルで評価している。

$$\log_{10} S_V(T) = a(T)(\log_{10} M_o - 26.6) - b(T)\log_{10} X + 2.36$$

S_V : 速度応答スペクトル (h=5%) (kine)

M_o : 地震モーメント (dyne·cm)

T : 周期 (0.1s~5.0s)

X : 震源距離 (km)

$$a(T) = 0.318 + 0.128 \log_{10} T$$

$$b(T) = \begin{cases} 0.509(\log_{10} T)^2 + 0.483 \log_{10} T + 1.124 & (0.1s \leq T < 0.3s) \\ 0.985 - 0.05 \log_{10} T & (0.3s \leq T \leq 5.0s) \end{cases}$$

また、継続時間 d は次式で与えられる.

$$d = 0.013 \times 10^{0.42M} + 0.24X$$

M : 地震マグニチュード

なお、翠川・小林(1979)の式からは、速度応答スペクトル値が得られる. 地表最大加速度値の算出には、川崎市(1988)および埼玉県(1992)による以下の経験式が用いられる.

$$A_{\max} = 0.3 \int_{0.1}^{2.5} S_a(T) dT$$

加速度応答スペクトル $S_a(T)$ は、速度応答スペクトルと角周波数の積で求められる.

○秋田県(97)、福岡県(97)では...

翠川・小林(1979)は、次の理由により断層に近いところでは大幅な過大評価となる.

- ・断層近傍のデータを解析対象としていない(断層に最も近いデータで距離が50km).
- ・包絡スペクトルを重ね合わせている.

そこで、加速度の距離減衰式を考慮し、兵庫県南部地震(1995)での観測結果を説明できるような修正案として、以下の式を提示している.

$$\log_{10} S_V(T) = a(T)(\log_{10} M_o - 26.6) - b(T)\log_{10} (X + 10^{0.37M-1.8}) + 2.36$$

○埼玉県(98)では...

地震モーメント M_o とマグニチュード M の関係を以下の式により設定している.

プレート境界地震 : $\log_{10} M_o = 1.5M + 16.2$

内陸地震 : $\log_{10} M_o = 1.8M + 13.37$

○福井県(97)では...

距離減衰は大野・高橋(1994)の手法で評価している.

⑥ Sugito and Kameda(1985)の手法

○採用自治体：岐阜県(04), 岡山県(03), 広島県(97), 山口県(97), 名古屋市(99), 広島市(97)

Sugito and Kameda(1985)は、工学的地震基盤（S波速度=600~700m/sの層）の上端面での実際の地震動記録に基づき、震央域でも適用できる非定常特性をもった地震動予測モデル（EMP-IB）および大規模な断層破壊による地震動を推定するモデル（EMP-IIB）を提案している。

■ EMP-IB

非定常特性を有する地震動 $x(t)$ は、次式で表現できる。

$$x(t) = \sum_{k=1}^m \sqrt{2 \cdot G_x(t, 2\pi f_k) \cdot 2\pi \Delta f} \cdot \cos(2\pi f_k t + \phi_k)$$

ただし、 $G_x(t, 2\pi f_k)$ ：時刻 t ，周波数 f_k における非定常パワースペクトル

Δf ：周波数の刻み幅

ϕ_k ： $t=0$ における位相 ($0 \sim 2\pi$ の一様乱数)

非定常パワースペクトルは、次式でモデル化される。

$$\sqrt{G_x(t, 2\pi f)} = \begin{cases} 0 & (0 \leq t \leq t_s) \\ \alpha_m(f) \frac{t - t_s(f)}{t_p(f)} \exp\left[1 - \frac{t - t_s(f)}{t_p(f)}\right] & (t_s < t) \end{cases}$$

ただし、 $\alpha_m(f)$ ：強度パラメータ ($\sqrt{G_x(t, 2\pi f)}$ の最大値)

$t_s(f)$ ：時間パラメータ ($G_x(t, 2\pi f)$ の立ち上がり時間)

$t_p(f)$ ：継続時間パラメータ ($t_s(f)$ から最大値に至るまでの時間)

実際の観測から得られた非定常パワースペクトルを上式における3つのパラメータ（強度パラメータ，時間パラメータ，継続時間パラメータ）でモデル化する。ここで，時間パラメータは非定常スペクトルがその最大値の10%を初めて超える時刻である。

Sugito and Kameda(1985)は91成分の地震動記録をデータベース化し，この地震記録に対して非定常スペクトルのモデル化を行った。得られた3つのパラメータをマグニチュード M ，震央距離 Δ (km) に対して次式により回帰分析を行った。

$$\log_{10} \alpha_m(f) = B_0(f) + B_1(f) \cdot M - B_2(f) \log_{10}(\Delta + 30)$$

$$\log_{10} t_p(f) = P_0(f) + P_1(f) \cdot M - P_2(f) \log_{10}(\Delta + 30)$$

$$t_s(f) - t_m = S_0(f) + S_1(f) \cdot \Delta$$

ただし， t_m は1つの強震記録について得られる $t_s(f)$ の平均値

震央域まで適用できるように補正した周波数ごとのモデルパラメータの回帰係数を図II-1-6に示す。

以上から，マグニチュード M と震央距離 Δ および適当な乱数を与えることにより，非定常特性を有した地震動の推定が可能になる。

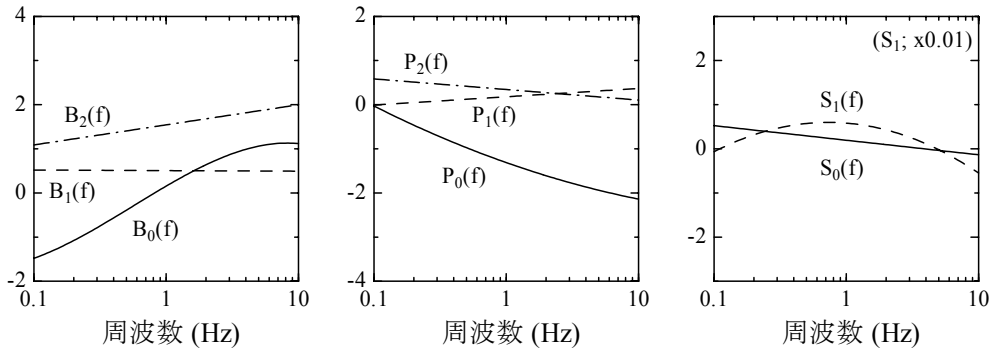


図 II-1-6 補正されたモデルパラメータ【EMP-IBモデル】(Sugito and Kameda, 1985)

■ EMP-IIB

EMP-IIBは、大規模な断層を小規模な断層の集合としてとらえ、断層の広がりや破壊方向を考慮に入れるとともに、地震の規模として地震モーメント M_0 を用いて小規模断層の重ね合わせ個数を決定するモデルである。

長方形の断層をいくつかの小規模断層に分割し、観測点を原点とする。断層各辺に平行に x, y 軸をとる。断層を地表面に投影したときの各小断層の座標番号を (i, j) とし、破壊は破壊開始点 (i_0, j_0) よりどの方向にも同じ速度で伝播するものとする。観測点と破壊開始点の距離を Δ_s 、観測点と破壊開始点の地表面への投影点を結ぶ線が x 軸となす角を α 、破壊開始点を基準として断層の y 軸および x 軸のまわりの傾斜角をそれぞれ ϕ_y, ϕ_x すると、各小断層の座標は次式で与えられる。

$$x(i, j) = \Delta_s \cos \alpha - (i_0 - i) D_x \cdot \cos \phi_y$$

$$y(i, j) = \Delta_s \sin \alpha - (j_0 - j) D_y \cdot \cos \phi_y$$

$$D_x = L_x / N_x$$

$$D_y = L_y / N_y$$

ただし、 L_x : 断層の x 軸方向の長さ (km), L_y : 断層の y 軸方向の長さ (km)

N_x : 断層の x 軸方向の分割数, N_y : 断層の y 軸方向の分割数

上式より、小規模断層の地表面への投影点と観測点との距離は、

$$\Delta_{ij} = \sqrt{x(i, j)^2 + y(i, j)^2}$$

と表すことができる。

各小規模断層がEMP-IBにおけるマグニチュード6の地震とする。幾何学的条件から、非定常スペクトルの立ち上がり時刻 $t_{s_{ij}}$ は以下のように求めることができる。

$$t_{s_{ij}}(f) = S_0(f) + S_1(f) \cdot \Delta_{ij} + \frac{d_{ij}}{v_r} + \left[\frac{\Delta_{ij}}{v_{pr}} - \frac{\Delta_s}{v_{pr}} \right]$$

ただし、添え字 i, j は小断層 (i, j) におけるパラメータを表す。

- d_{ij} : 小断層 (i, j) と破壊開始点の距離
 v_r : 断層免状の破壊伝播速度 (km/s)
 v_{pr} : 観測地点までの地震波のみかけ伝播速度 (km/s)

以上から、各小規模断層における非定常スペクトル $G_{Z_{ij}}$ を合成し、大規模断層破壊による非定常スペクトル G_{x_0} を得る.

$$\sqrt{G_{z_{ij}}(t, 2\pi f)} = \begin{cases} 0 & (0 \leq t \leq t_{s_{ij}}(f)) \\ \alpha_{m_{ij}} \frac{t - t_{s_{ij}}(f)}{t_{p_{ij}}(f)} \exp\left[1 - \frac{t - t_{s_{ij}}(f)}{t_{p_{ij}}(f)}\right] & (t_{s_{ij}}(f) < t) \end{cases}$$

$$\sqrt{G_{x_0}(t, 2\pi f)} = \frac{N_G(M_0)}{N_x \cdot N_y} \beta(f, M_0) \sum_{i=1}^{N_x} \sum_{j=1}^{N_y} \sqrt{G_{z_{ij}}(t, 2\pi f)}$$

ここで、 N_G は地震モーメント M_0 の大規模断層破壊がいくつのマグニチュード6相当の小規模断層破壊で表現できるかを統計的に定めた値 (非整数) であり、次式で与えられる.

$$N_G = 2.317 \times 10^{-12} \times M_0^{0.468}$$

$\beta(f, M_0)$ は小規模断層の重ね合わせ個数を全ての振動数で一定値 N_G とすることによる誤差で、以下の式で与えられる.

$$\begin{aligned} \beta(f, M_0) &= 10^{a_0(f)} M_0^{a_1(f)} \\ a_0(f) &= 0.948 - 4.60 \log_{10} f \\ a_1(f) &= -0.0388 + 0.178 \log_{10} f \end{aligned}$$

実際に計算する際の重ね合わせ個数は、 $N_x \times N_y$ (整数値) である. N_G の代わりにこの値を用いるため、 $N_G / (N_x \cdot N_y)$ を乗じて、規模を補正している.

このようにして得られた G_{x_0} に次の式を適用することにより、非定常特性を備えた模擬加速度波形 $x(t)$ が得られる.

$$x(t) = \sum_{k=1}^m \sqrt{2 \cdot G_{x_0}(t, 2\pi f_k) \cdot 2\pi \Delta f_k} \cos(2\pi f_k \cdot t + \phi_k)$$

○岐阜県(04)では...

Sugito and Kameda(1985)の手法を改良して断層モデルを3次元的に評価した方法を採用している. また、兵庫県南部地震を含む国内の37地震(強震記録118成分)を用いて非定常スペクトルのモデル化を行っている.

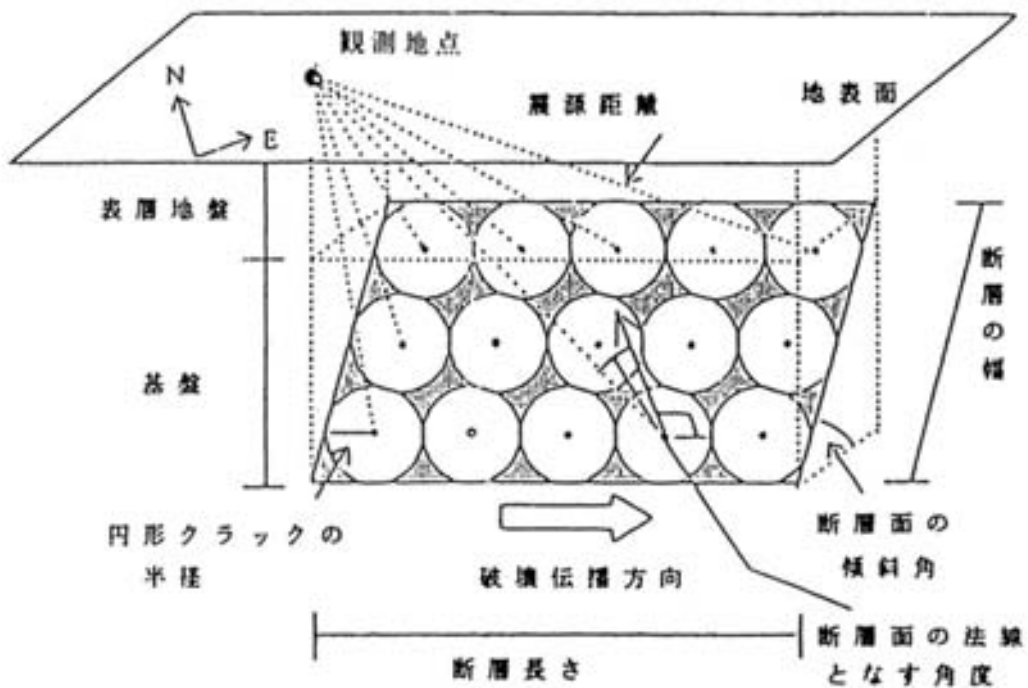
⑦ 藤本ら(1991)の手法

○採用自治体：青森県(97), 札幌市(97)

地震波の0.1~2Hzにおける工学的周波数特性（被害予測および構造物の耐震設計に用いる必要のある周波数）を説明するために図Ⅱ-1-7に示す多重震源特性を考慮している．ここでは，長方形の断層面を小断層（ここでは，小さな円形クラック）の集合体であると考え，断層をアスペリティとし，小断層間の隙間をバリアとみなしている．

各クラックの破壊は全く独立して生じるとし，個々の円形クラックから発生する振動の加速度パワースペクトルを重ね合わせることで，地震動の加速度パワースペクトルを求めている．

○札幌市(97)では...
市の直下で発生する地震の評価に用いている．単独の円形クラックから生成される地震波のスペクトルは，Sato and Hirasawa(1973)による理論解を用い，実体波のみを対象としている．



図Ⅱ-1-7 多重震源モデル(札幌市, 1997)

(2) 距離減衰式を用いる手法

① 司・翠川(1999)の手法

○採用自治体：岩手県(04), 山形県(02), 栃木県(04), 愛知県(03), 鳥取県(05), 徳島県(05)

1968年から1997年までに日本で発生した21地震から得られた強震記録を用いて、最大加速度、最大速度の距離減衰式を作成している。震源特性の影響を評価するために、回帰モデルに震源深さ D および断層タイプ d_i の項目を追加している。

$$\log_{10} A = b - \log_{10}(X+c) - kX \quad (\text{断層最短距離を用いる場合})$$

$$\log_{10} A = b - \log_{10} X_{eq} - kX_{eq} \quad (\text{等価震源距離を用いる場合})$$

$$b = aM_w + hD + d_i + e$$

$$c = 0.0055 \cdot 10^{0.50 \cdot M_w} \quad (\text{最大加速度を求める場合})$$

$$c = 0.0028 \cdot 10^{0.50 \cdot M_w} \quad (\text{最大速度を求める場合})$$

ただし、 A : 地震動の最大振幅値 (最大加速度(gal), 最大速度(cm/s))

X : 震源最短距離 (km)

X_{eq} : 等価震源距離 (km)

M_w : モーメントマグニチュード

D : 震源深さ (km)

a, h, e, k : 係数 (下表参照)

d_i : 断層タイプに関する係数 (下表参照)

表 II-1-4 距離減衰式にかかる係数(司・翠川, 1999)

	地震動	a	h	d_i			e	k
				地殻内地震	プレート間地震	プレート内地震		
断層最短距離	最大加速度	0.5	0.0043	0	0.01	0.22	0.61	0.003
	最大速度	0.58	0.0038	0	-0.02	0.12	-1.29	0.002
等価震源距離	最大加速度	0.5	0.0036	0	0.09	0.28	0.6	0.003
	最大速度	0.58	0.0031	0	0.06	0.16	-1.25	0.002

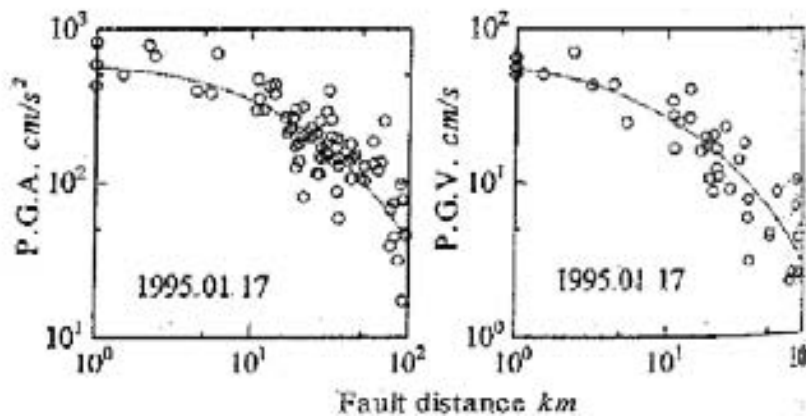


図 II-1-8 水平最大加速度および水平最大速度の距離減衰曲線とデータ値(司・翠川, 1999)

② Fukushima and Tanaka (1990) の手法

○採用自治体：群馬県(98), 静岡県(01), 兵庫県(99), 奈良県(05), 香川県(97), 愛媛県(02), 長崎県(98), 鹿児島県(97), 沖縄県(97), 千葉市(96)

日本で発生した地震のデータにカリフォルニアなどの震源距離が短いデータを加えて, 最大加速度の距離減衰式を作成している. この距離減衰式は, 兵庫県南部地震(1995)の観測記録に対しても良好な結果を示した.

$$\log_{10} A_{\max} = 0.51M_J - \log_{10}(R + 0.006 \cdot 10^{0.51M_J}) - 0.0034R + 0.59$$

ただし, A_{\max} : 観測点での平均的な地表水平最大加速度 (gal)

R : 観測点からの震源断層までの最短距離 (km)

M_J : 気象庁マグニチュード

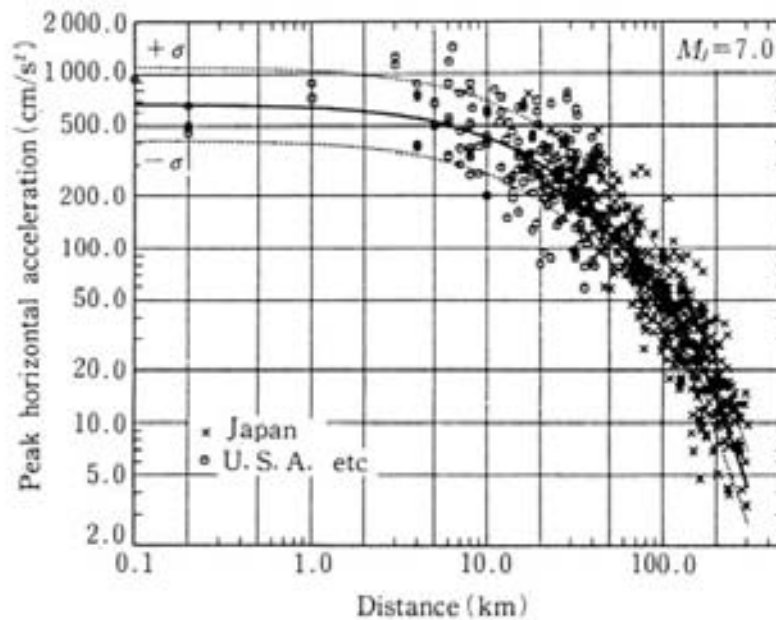


図 II-1-9 水平最大加速度の距離減衰曲線とデータ値 (Fukushima and Tanaka, 1991)

③ 安中ら(1987)・Annaka and Nozawa(1988)の手法

○採用自治体：京都府(98)

震源深さ H と震源距離 R ，マグニチュード M から工学的基盤における最大地震動を求める式である．震源深さ H を考慮している点が特徴として挙げられる．

$$\log_{10} A = C_m M + C_h H - C_d \log_{10} D + C_o$$

$$D = R + 0.35 \exp(0.65M)$$

ただし， A ：地震動(最大加速度(gal)，最大速度(cm/s))

M ：マグニチュード，

H ：震源深さ(km)，

R ：震源距離(km)

C_m, C_h, C_d, C_o ：係数(下表参照)

表Ⅱ-1-5 地震動推定式にかかる係数(Annaka and Nozawa, 1988)

地震動の種類	C_m	C_h	C_d	C_o
加速度(gal)	0.627	0.00671	2.212	1.711
速度(cm/s)	0.795	0.00550	2.065	-0.607

④ 静岡県(2001)の手法

○採用自治体：静岡県(01)

嶋ら(1988)が提案した関東地震(1923)における関東地方での木造家屋の被害データから得られた距離減衰曲線を基に，嶋ら(1988)が使用したデータのばらつきを考慮し，その標準偏差の1/2を加算した式を用いている．これは，安政東海地震(1854)による各地の被害状況や推定震度を最もよく説明する式として静岡県により試行錯誤的に求められた．

$$A_{\max} = 152.3 - 0.87D$$

ただし， A_{\max} ：基盤上の加速度(gal)

D ：震源距離(km)

○静岡県(01)では...

東海地震に対しては，M8クラス地震の地震動を求める式である嶋ら(1988)の式を適用している．一方，M7クラスである神奈川県西部の地震には，Fukushima and Tanaka(1990)を適用している．

⑤ 日本道路協会(1990)の手法

■ 最大加速度 A_{\max}

○採用自治体：富山県(01)

検討地点と震源断層面との最短距離 Δ (km), マグニチュード M から, 以下の式より, $V_S = 300\text{m/s}$ に相当する基盤最大加速度振幅 A_{\max} (gal)を求めている.

$$A_{\max} = 987.4 \times 10^{0.216M} \times (\Delta + 30)^{-1.218}$$

■ 加速度応答スペクトル S_A

○採用自治体：札幌市(97)〈プレート型の地震〉

水平2成分の合成を考慮した減衰定数0.05の絶対加速度応答スペクトル S_A (gal)を以下の式より求めている.

$$S_A = a \cdot 10^{bM} \cdot (\Delta + 30)^{-1.178}$$

M : 地震のマグニチュード

Δ : 震央距離(km)

a, b : 固有周期および地盤種ごとに決まる係数(下表参照)

表Ⅱ-1-6 加速度応答スペクトル距離減衰式における係数(札幌市(1997)より作成)

固有周期 T (s)	I種地盤		II種地盤		III種地盤	
	a	b	a	b	a	b
0.10	2420	0.211	848.0	0.262	1307	0.208
0.15	2407	0.216	629.1	0.288	948.2	0.238
0.20	1269	0.247	466.0	0.315	1128	0.228
0.30	574.8	0.273	266.8	0.345	1263	0.224
0.50	211.8	0.299	102.2	0.388	580.6	0.281
0.70	102.5	0.317	34.4	0.440	65.67	0.421
1.00	40.10	0.344	5.036	0.548	7.411	0.541
1.50	7.122	0.432	0.719	0.630	0.803	0.647
2.00	5.784	0.417	0.347	0.644	0.351	0.666
3.00	1.672	0.462	0.361	0.586	0.262	0.635

(注) I種地盤：地盤の特性値 $TG < 0.2$, II種地盤： $0.2 \leq TG < 0.6$, III種地盤： $0.6 \leq TG$

○札幌市(97)では...

算出した基盤上の加速度応答スペクトルにあった模擬波形を作成し, 基盤上の加速度時刻歴波形としている. 素材波としては開北波(宮城県沖地震(1978)で観測された地震波)を使用し, $M = 7.5$, $\Delta = 70.3\text{km}$ (苫小牧沖), I種地盤としている.

1-2. 地表面の地震動

地表面における地震動の予測手法としては、

(1) 応答解析を用いる手法

① 重複反射理論(線形解析法) ② 等価線形解析法 ③ 逐次非線形解析法

(2) 表層地盤の増幅度を用いる手法

① 松岡・翠川(1994)の手法

(3) 増幅度を考慮した距離減衰式を用いる手法

① Molas and Yamazaki(1995)の手法

の3つに大別できる。

(1)の応答解析を用いる手法は、重複反射理論を基に計算する手法である。重複反射理論の最も基本的な手法が線形解析法である。線形解析法は、1950～1960年代初頭に確立された(例えば Haskell(1960))ものである。この手法は、軟弱な地盤でゆれが増幅しやすい点を上手く再現し、入力地震動にかかわらず地盤の増幅特性が決められるという利点がある。しかし、非線形的な特徴を捉えることができず、軟弱な地盤を大きな地震動が襲った場合に地盤中にひずみが蓄積し、硬質な地盤よりもゆれが小さくなるような現象を表現することができない。

そこで、非線形的な振る舞いを評価する手法として、等価線形解析法や逐次非線形解析法が開発されてきた。

等価線形解析法は、重複反射理論を基に土の非線形特性を等価な線形の関係に置き換えて非線形的な挙動を表現した方法であり、自治体の被害想定ではよく用いられる手法である。等価線形解析法を取り入れた代表的な手法としてはSHAKE(Schnabelほか, 1972)があるが、最近ではひずみの周波数依存を考慮した手法(例えば FDEL(杉戸ら, 1994))なども採用される傾向にある。

一方、逐次非線形解析法は、パラメータの設定等に課題があるため被害想定で用いられることはなかったが、等価線形解析法と比較して大きな地震動にも適用できることなどから、最近では採用する自治体もある。

一部の自治体では、地震基盤上面から工学的基盤面については、線形重複反射理論で増幅特性を求め、表層地盤については、等価線形解析法で地盤の応答特性を求めている。この際、深部地盤の減衰を示す係数 Q を過去の地盤探査結果から設定する必要がある。

(2)の表層地盤の増幅度を用いる手法は、松岡・翠川(1994)による最大加速度振幅に対する地盤増幅度 ARA および最大速度振幅に対する地盤増幅度 ARV と深さ30mまでの地盤平均S波速度 $AVS30$ (m/s)の関係を用いる手法が代表的である。

(3)の増幅度を考慮した距離減衰式を用いる手法には、Molas and Yamazaki(1995)の手法があり、図II-1-1のように震源から地表面までの伝播過程を分割せずに、地表面での地震動を一度に算出している。

(1) 応答解析を用いる手法

① 重複反射理論の概要

下図のような水平成層地盤モデルを考える。

変位	S波速度	剛性率	密度	層厚	層
u_1	V_1	μ_1	ρ_1	D_1	1
u_2	V_2	μ_2	ρ_2	D_2	2
\vdots	\vdots	\vdots		\vdots	\vdots
u_m	V_m	μ_m	ρ_m	d_m	m
\vdots	\vdots	\vdots		\vdots	\vdots
u_{n-1}	V_{n-1}	μ_{n-1}	ρ_{n-1}	d_{n-1}	n-1
u_n	V_n	μ_n	ρ_n	d_n	n

図 II-1-10 水平成層地盤モデル

基盤面（第 n 層上端面）に入射する S 波の振幅は、定数 u_i を使用して、

$$u_n = u_i \exp(i\omega t)$$

と表される。任意の m 層における変位 u_m は、下降波 u'_m と上昇波 u''_m の和である。この時、m 層の変位 u_m およびせん断応力 τ_m は、時間項 $\exp(i\omega t)$ を省略し、層上面からの深さを Z 、 $h_m = \omega/V_m$ とすれば、以下のようなになる。

$$\begin{pmatrix} u_m \\ \tau_m \end{pmatrix}_Z = \begin{pmatrix} \cos(h_m Z) & -i \sin(h_m Z) \\ -h_m \mu_m \sin(h_m Z) & -ih_m \mu_m \cos(h_m Z) \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} u'_m + u''_m \\ u'_m - u''_m \end{pmatrix}$$

m 層および (m-1) 層の境界面 (m-1) 面での変位・応力の連続条件から、

$$\begin{pmatrix} u_m \\ \tau_m \end{pmatrix}_{m\text{面}} = a_m \cdot \begin{pmatrix} u_{m-1} \\ \tau_{m-1} \end{pmatrix}_{m-1\text{面}}$$

$$a_m = \begin{pmatrix} \cos(h_m d_m) & (h_m \mu_m)^{-1} \sin(h_m d_m) \\ -h_m \mu_m \sin(h_m d_m) & \cos(h_m d_m) \end{pmatrix} \quad : \text{層マトリクス}$$

この漸化式を順次適用することにより、地表での地震波の変位 u_0 および応力 τ_0 を求めることができる。地表では、

$$\begin{pmatrix} u_n \\ \tau_n \end{pmatrix}_{n-1\text{面}} = a_{n-1} \cdot a_{n-2} \cdots a_2 \cdot a_1 \cdot \begin{pmatrix} u_0 \\ \tau_0 \end{pmatrix} = A \begin{pmatrix} u_0 \\ \tau_0 \end{pmatrix}$$

地表面での応力はゼロであり、入射波の振幅は $(u''_n)_{n-1\text{面}} = u_i$ なので、上式を展開して、

$$A_{11} \cdot u_0 = u_i + (u'_n)_{n-1\text{面}}$$

$$A_{21} \cdot u_0 = -ih_n \mu_n ((u'_n)_{n-1\text{面}} - u_i)$$

以上から、周波数領域での地表と基盤入射との比（地盤の周波数伝達関数） $H(\omega)$ が求まる。

$$H(\omega) = \frac{2ih_n \mu_n}{A_{21} + ih_n \mu_n A_{11}}$$

内部減衰 Q を考慮するためには、同様の手続きにおいて、せん断弾性定数 μ を複素せん断弾性定数 $\mu(1+i/Q)$ に置換する。

② 等価線形解析法の概要

○採用自治体：青森県(97), 秋田県(97), 群馬県(98), 埼玉県(98), 神奈川県(99), 新潟県(98), 富山県(01), 石川県(98), 福井県(97), 山梨県(05), 長野県(02), 大阪府(97), 奈良県(05), 鳥取県(05), 島根県(97), 岡山県(03), 広島県(97), 山口県(97), 香川県(97), 愛媛県(02), 高知県(04), 福岡県(97), 宮崎県(97), 沖縄県(97), 札幌市(97), 仙台市(02), 千葉市(96), 川崎市(97), 名古屋市(97)

一般に、土はせん断ひずみが増大するとせん断弾性定数は減少し、減衰定数 h は増大する。等価線形解析法による地盤応答計算では、以下のような手順で計算を行う。

- 応答計算に必要な土質パラメータを与え、解析モデルを作成する。この際、ひずみは微小であるとして、せん断弾性定数、減衰定数を求める。
- 与えられた入力地震波形を基に応答解析を行う。この際、各層のひずみの時系列変化を求める。
- せん断弾性定数および減衰定数のひずみ依存曲線を基に、応答計算で得られた最大ひずみの60%に対応する新しいせん断弾性定数を求める。
- 新しいせん断弾性定数および減衰定数によりモデルを修正。
- せん断弾性定数および減衰定数が収束するまでb)～d)を繰り返す。

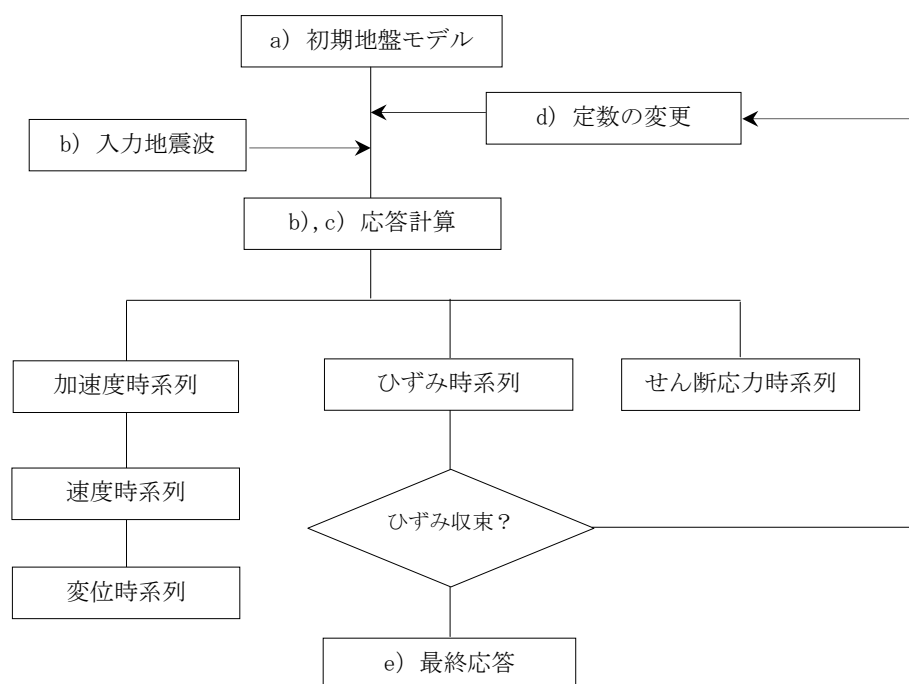


図 II-1-11 等価線形解析法による地盤応答計算の流れ

③ 逐次非線形解析法の概要

○採用自治体：愛知県(03), 京都市(03)

逐次非線形解析法は、材料の非線形特性を数学モデルや力学モデルで表現し、材料特性の変化を逐次計算しながら挙動を求めようとする方法である。等価線形解析法の適用範囲は、ひずみが0.1～1%程度の地震動までであるのに対して、逐次非線形解析法ではひずみが1%を超える大きな地震動でも適用が可能であるとされている。その一方で、入力パラメータの設定や算出結果の解釈など、専門的な知識を持って解析に当たることが必要となる(防災科学技術研究所, 2003)。

(2) 表層地盤の増幅度を用いる手法

① 松岡・翠川(1994)の手法

○採用自治体：岩手県(04), 宮城県(04), 山形県(02), 栃木県(04), 神奈川県(99), 愛知県(03), 鳥取県(05)

千葉県東方沖地震(1987)の強震記録から, 最大加速度振幅に対する地盤増幅度 ARA および最大速度振幅に対する地盤増幅度 ARV と深さ30mまでの地盤平均S波速度 $AVS30$ (m/s) の関係を調査し, 以下の式を求めている.

$$\log_{10} ARA = 1.35 - 0.47 \log_{10} AVS30 \pm 0.18$$

$$\log_{10} ARV = 1.83 - 0.66 \log_{10} AVS30 \pm 0.16$$

$AVS30$ については, 地形条件等から以下の式を提案している.

$$\log_{10} Vs = a + b \log_{10} h + c \log_{10} D \pm \sigma$$

h : 各メッシュの標高(m)

D : 主要河川からの距離(km)

σ : 標準偏差

a, b, c : 地形・地質条件により定められる値(下表参照)

表Ⅱ-1-7 地形・地質別の係数(松岡・翠川, 1994)

地形・地質	a	b	c	σ	データ数
埋立地	2.23	0	0	0.14	132
人工改変地	2.26	0	0	0.09	7
三角州, 後背湿地 ($D \leq 0.5$)	2.19	0	0	0.12	36
三角州, 後背湿地 ($D > 0.5$)	2.26	0	0.25	0.13	57
自然堤防	1.94	0.32	0	0.13	18
谷底平野	2.07	0.15	0	0.12	26
砂洲, 砂丘	2.29	0	0	0.13	13
扇状地	1.83	0.36	0	0.15	20
ローム台地	2.00	0.28	0	0.11	95
砂礫台地	1.76	0.36	0	0.12	12
丘陵	2.64	0	0	0.17	22
その他(火山など)	2.25	0.13	0	0.16	10
第三紀以前	2.87	0	0	0.23	3

(3) 増幅度を考慮した距離減衰式を用いる手法

① Molas and Yamazaki (1995) の手法

○採用自治体：東京都(97)

この手法では、地表におけるゆれの大きさを、地震の規模、震源距離、震源の深さ、地盤条件から予測しており、以下の特徴がある。

- ・気象庁87式地震計によって観測されたデータを使用している
- ・震源域の広がりやを考慮することができる
- ・揺れの水平成分（東西・南北）のうち、大きい方を最大値として予測する
- ・マグニチュード4以上の387地震（2166記録）を使用している
- ・震源の深さは200 kmよりも浅いものを使用している
- ・76観測地点全て日本国内のデータを使用している
- ・規模と距離が同じ場合、震源の深さが深いほど揺れが大きいという傾向を考慮できる
- ・観測地点の地盤条件が加味されており、地盤の差を考慮できる

地表最大加速度 PGA (cm/s^2)、地表最大速度 PGV (cm/s)は、

$$\log_{10} PGA = 0.206 + 0.477M - 0.00144R - 1.00 \log_{10} R + 0.00311h + C_i$$

$$\log_{10} PGV = -1.769 + 0.628M - 0.00130R - 1.00 \log_{10} R + 0.00222h + C_i$$

M : 気象庁マグニチュード

R : 断層からの最短距離 (km)

h : 震源深さ (km)

C_i : 地盤係数（地盤種は下表参照）

PGA : 1種 -0.055, 2種 -0.030, 3種 0.055, 4種 0.110

PGV : 1種 -0.145, 2種 -0.030, 3種 0.109, 4種 0.228

表 II-1-8 地盤種の区分(日本道路協会, 1986)

地盤種	説明	地盤の特性値
1種地盤	(i) 第三紀以前の地盤(以下、岩盤と称す) (ii) 岩盤までの洪積層の厚さが10m未満	$TG < 0.2$
2種地盤	(i) 岩盤までの洪積層の厚さが10m以上 (ii) 岩盤までの沖積層の厚さが10m未満	$0.2 \leq TG < 0.4$
3種地盤	沖積層の厚さが25m未満でかつ軟弱層の厚さが5m未満	$0.4 \leq TG < 0.6$
4種地盤	上記以外の地盤	$0.6 \leq TG$

○東京都(97)では...

上式からは平均的な地震動強さが算出される。東京都では、被害想定として最悪のケースを描くという方針から、ある地点で想定されるゆれのばらつきが標準偏差 σ の正規分布に従うと仮定し、95%値の偏差 (1.64σ) を最大のゆれとして採用している。

PGA , PGV の地震の違いによる標準偏差はそれぞれ、0.122, 0.103であることから、その1.64倍の0.200, 0.169をそれぞれ右辺に加えている。

$$\log_{10} PGA = 0.206 + 0.477M - 0.00144R - 1.00 \log_{10} R + 0.00311h + C_i + 0.200$$

$$\log_{10} PGV = -1.769 + 0.628M - 0.00130R - 1.00 \log_{10} R + 0.00222h + C_i + 0.169$$

1-3. 震度（計測震度）の計算

多くの自治体では、1996年に改訂された気象庁の計測震度による震度階の導出手法にしたがって震度を求めている。ただし、地震動の予測において最大加速度（最大速度）のみを予測している自治体では、過去の地震から求められた経験式によって計測震度と対応づけている。

(1) 気象庁(1996)の手法

○採用自治体：青森県(97)、秋田県(97)、群馬県(98)、埼玉県(98)、新潟県(98)、石川県(98)、福井県(97)、長野県(02)、滋賀県(05)、兵庫県(99)、奈良県(05)、島根県(97)、岡山県(03)、広島県(97)、山口県(97)、香川県(97)、愛媛県(02)、福岡県(97)、宮崎県(97)、沖縄県(97)、札幌市(97)、仙台市(02)、千葉市(96)、川崎市(97)、名古屋市(97)、広島市(97)、

官報（1996.2.15, 気象庁告示第4号）に告示された震度の計算方法の概要を以下にまとめる。

① フーリエ変換

地表地震動の3成分加速度時刻歴データ（水平動2成分・上下動1成分）に対しフーリエ変換を施し、そのスペクトルを計算する。

② フィルタ処理

①で得られたスペクトルに、以下の3種類のフィルタをかける。

a) 周期補正用フィルタ

$$A(f) = \sqrt{k/f}$$

$$k = 1.0 \quad f : \text{周波数 (Hz)}$$

b) ハイカットフィルタ（高域遮断フィルタ）

$$B(f) = [1 + 0.694(f/f_c)^2 + 0.241(f/f_c)^4 + 0.0557(f/f_c)^6 + 0.009664(f/f_c)^8 + 0.00134(f/f_c)^{10} + 0.000155(f/f_c)^{12}]^{-0.5}$$

$$f_c = 10\text{Hz}$$

c) ローカットフィルタ（低域遮断フィルタ）

$$C(f) = 1 - \exp[-(f/f_0)^3]$$

$$f_0 = 0.5\text{Hz}$$

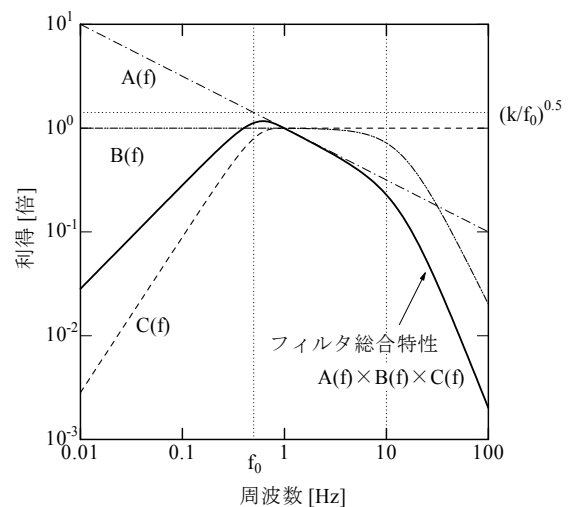


図 II-1-12 フィルタの総合特性

③ 逆フーリエ変換

②の処理を施したスペクトルを逆フーリエ変換し、フィルタ加工済み加速度波形を求める。

④ ベクトル合成

フィルタ処理を施された各成分の加速度波形をベクトル合成する。

⑤ 継続時間を考慮した振幅の決定

④で求めた3成分ベクトル合成波の加速度振幅の絶対値があるレベル a 以上である時間の合計を $\tau(a)$ とする（図 II-1-13）。合成波の加速度振幅絶対値の最大を a_m とする。このとき、

$$\begin{aligned} \tau(a_1) > \tau(a_2) & \quad (0 \leq a_1 < a_2 \leq a_m) \\ \tau(a) = 0 & \quad (a_m < a) \end{aligned}$$

となる。この τ を継続時間と呼ぶ。継続時間の指標として、 $\tau_0=0.3$ 秒をとり、 $\tau(a_0)=\tau_0$ となる値 a_0 を求める。

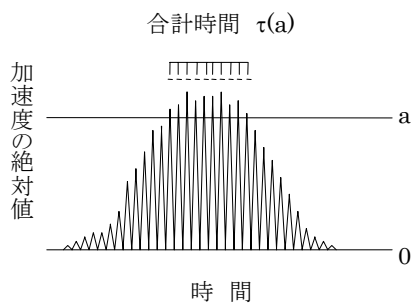


図 II-1-13 継続時間の算出方法

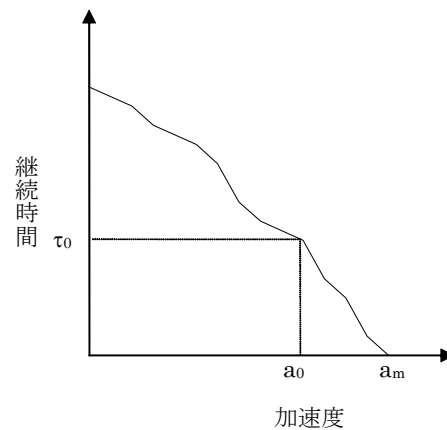


図 II-1-14 継続時間 τ と閾値の関係

⑥ 計測震度の算出

⑤で求めた a_0 から、河角の震度階式 $I = 2 \log_{10} a_0 + 0.7$ に基づく次式を用い、計測震度 I を求める。

$$I = 2 \log_{10} a_0 + 0.94$$

(2) 童・山崎(1996)の手法

○採用自治体：宮城県(04), 山形県(02), 愛知県(03)

童・山崎(1996)は、過去の地震で記録された205地点での加速度時刻歴を用いて計測震度 I を計算し、最大加速度 PGA (gal), 最大速度 PGV (cm/s)との相関を調査している。

$$I = 2.01 \log_{10}(PGV) + 2.30$$

$$I = 1.89 \log_{10}(PGA) + 0.59$$

(3) 翠川ら(1999)の手法

○採用自治体：岩手県(04), 鳥取県(05)

地表最大速度 PGV (cm/s)と計測震度 I の関係式は以下のとおり。

$$I = 1.72 \log_{10}(PGV) + 2.68$$

(4) 東京都(1997)の手法

○採用自治体：東京都(97)

気象庁震度観測検討委員会の提案式を用いて、地盤種別に設定した地盤卓越周期(0.1s~1.0s)を加味して地表最大加速度 PGA (gal)から震度 I を予測している。

$$I = 2 \log_{10}(PGA) + 0.7 + \log_{10}(k \cdot t)$$

k : 係数 (=1.75)

t : 地盤卓越周期 (1種地盤:0.125秒, 2種:0.375, 3種:0.625, 4種:1.0)

表Ⅱ-1-9 各自治体の地震動予測手法（その1）

	工学的基盤面の地震動		地表面の地震動	
	区分	採用手法	区分	採用手法
青森県(97)	動的	藤本ら(1991)	応答解析	等価線形解析法
岩手県(04)	距離減衰	司・翠川(1999)	増幅度	松岡・翠川(1994)
宮城県(04)	動的	統計的グリーン関数法※1	増幅度	松岡・翠川(1994)
秋田県(97)	動的	翠川・小林(1979)※2	応答解析	等価線形解析法
山形県(02)	距離減衰	司・翠川(1999)	増幅度	松岡・翠川(1994)
福島県(98)	距離減衰	(詳細不明)	応答解析	(詳細不明)
栃木県(04)	距離減衰	司・翠川(1999)	増幅度	松岡・翠川(1994)
群馬県(98)	距離減衰	Fukushima and Tanaka(1990)	応答解析	等価線形解析法(FDEL)
埼玉県(98)	動的	翠川・小林(1979)※2	応答解析	等価線形解析法
東京都(97)	[距離減衰] Molas and Yamazaki (1995)			
神奈川県(99)	動的	工藤ら(1991)※2 翠川・小林(1979)※3	応答解析	等価線形解析法
	距離減衰	Midorikawa(1993)	増幅度	松岡・翠川(1994)
新潟県(98)	動的	翠川・小林(1979)※2	応答解析	等価線形解析法(SHAKE)
富山県(01)	距離減衰	日本道路協会(1990)	応答解析	等価線形解析法(SHAKE)
石川県(98)	距離減衰	Fukushima and Tanaka(1990)	応答解析	等価線形解析法(FDEL)
福井県(97)	動的	翠川・小林(1979)※2	応答解析	等価線形解析法(SHAKE)
山梨県(05)	動的	中央防災会議公開データ	応答解析	等価線形解析法(SHAKE)
長野県(02)	動的	統計的グリーン関数法(原田ら,1998)※2	応答解析	等価線形解析法(SHAKE)
岐阜県(04)	動的	Sugito and Kameda(1985)	応答解析	等価線形解析法(FDEL)
静岡県(01)	距離減衰	嶋ら(1988)・独自 Fukushima and Tanaka(1990)	応答解析	等価線形解析法(SHAKE)
	動的	ハイブリッド法 短周期：統計的グリーン関数法 長周期：三次元有限差分法	応答解析	逐次非線形解析法
愛知県(03)	距離減衰	司・翠川(1999)	増幅度	松岡・翠川(1994)
	動的	中央防災会議公開データ 統計的グリーン関数法(詳細不明)	応答解析	(詳細不明)
滋賀県(05)	動的	ハイブリッド法(詳細不明)	(詳細不明)	
京都府(98)	距離減衰	安中ら(1987)他	応答解析	杉戸・亀田(1986)
大阪府(97)	動的	ハイブリッド法 短周期：経験的グリーン関数法(Irikura, 1986) 長周期：Graves(1996)	応答解析	等価線形解析法(SHAKE)
	距離減衰	Fukushima and Tanaka(1990)	応答解析	等価線形解析法(SHAKE)
兵庫県(99)	距離減衰	Fukushima and Tanaka(1990)	応答解析	等価線形解析法(SHAKE)

(注1) 各自治体の報告書，中央防災会議「東南海，南海地震等に関する専門調査会」第4回資料より作成
(<http://www.bousai.go.jp/jishin/chubou/nankai/4/siryous3.pdf>)

(注2) 動的：動的パラメータを考慮する手法 距離減衰：距離減衰式を用いる手法
 応答解析：応答解析を用いる手法 増幅度：表層地盤増幅度を用いる手法

(注3) 考え方の基本としている手法で分類した

※1 地震基盤上面から工学的基盤面までは線形計算で考慮し，工学的基盤面で波形合成(スペクトル合成)をおこなっている

※2 地震基盤上面で波形合成(スペクトル合成)をおこない，線形計算により工学的基盤面での地震動を求めている

※3 地震基盤上面でスペクトル合成をおこない，翠川・小林(1980)の増幅率を用いて工学的基盤面での地震動を求めている

※4 地震基盤上面における想定地震の応答スペクトルを計算し，線形計算により工学的基盤面での地震動を求めている

表Ⅱ-1-9 各自治体の地震動予測手法（その2）

	工学的基盤面の地震動		地表面の地震動	
	区分	採用手法	区分	採用手法
奈良県(05)	動的	中央防災会議公開データ	増幅度	加速度増幅度
	距離減衰	Fukushima and Tanaka(1990)	応答解析	等価線形解析法(FDEL)
鳥取県(05)	動的	統計的グリーン関数法(詳細不明)	応答解析	等価線形解析法
	距離減衰	司・翠川(1999)	増幅度	松岡・翠川(1994)
島根県(97)	動的	翠川・小林(1979)※2	応答解析	等価線形解析法(SHAKE)
岡山県(03)	動的	Sugito and Kameda(1985)	応答解析	等価線形解析法(FDEL)
広島県(97)	動的	Sugito and Kameda(1985)	応答解析	等価線形解析法(SHAKE)
山口県(97)	動的	Sugito and Kameda(1985)	応答解析	等価線形解析法(FDEL)
徳島県(05)	距離減衰	司・翠川(1999)	増幅度	松岡・翠川(1994)
香川県(97)	距離減衰	Fukushima and Tanaka(1990)	応答解析	等価線形解析法(SHAKE)
愛媛県(02)	距離減衰	Fukushima and Tanaka(1990)	応答解析	等価線形解析法
高知県(04)	動的	統計的グリーン関数法	応答解析	等価線形解析法
福岡県(97)	動的	翠川・小林(1979)※2	応答解析	等価線形解析法(SHAKE)
佐賀県(97)	[距離減衰] 建設省土木研究所(1977)			
長崎県(98)	距離減衰	Fukushima and Tanaka(1990)	応答解析	等価線形解析法(SHAKE)
宮崎県(97)	動的	翠川・小林(1979)※2	応答解析	等価線形解析法(SHAKE)
鹿児島県(97)	距離減衰	Fukushima and Tanaka(1990)	応答解析	等価線形解析法(SHAKE)
沖縄県(97)	距離減衰	Fukushima and Tanaka(1990)	応答解析	等価線形解析法(SHAKE)
札幌市(97)	距離減衰	日本道路協会(1990)	応答解析	等価線形解析法
	動的	藤本ら(1991)		
仙台市(02)	動的	統計的グリーン関数法※2	応答解析	等価線形解析法(源栄, 2001)
		大野ら(1998, 2001)※4		
千葉市(96)	距離減衰	Fukushima and Tanaka(1990)	応答解析	等価線形解析法
横浜市(05)	動的	ハイブリッド法	(詳細不明)	
		短周期: 統計的グリーン関数法		
		長周期: 三次元有限差分法		
川崎市(97)	動的	翠川・小林(1979)※2	応答解析	等価線形解析法
名古屋市(99)	動的	翠川・小林(1979)※2	応答解析	等価線形解析法
		Sugito and Kameda(1985)		
京都市(03)	動的	ハイブリッド法	応答解析	逐次非線形解析法(吉田, 2003)
		短周期: 統計的グリーン関数法		
		長周期: Graves(1996), Pitarka(1999)		
		中央防災会議公開データ		
広島市(97)	動的	Sugito and Kameda(1985)	応答解析	等価線形解析法(SHAKE)

(注1) 各自治体の報告書, 中央防災会議「東南海, 南海地震等に関する専門調査会」第4回資料より作成
<http://www.bousai.go.jp/jishin/chubou/nankai/4/siryous3.pdf>

(注2) 動的: 動的パラメータを考慮する手法 距離減衰: 距離減衰式を用いる手法
 応答解析: 応答解析を用いる手法 増幅度: 表層地盤増幅度を用いる手法

(注3) 考え方の基本としている手法で分類した

※1 地震基盤上面から工学的基盤面までは線形計算で考慮し, 工学的基盤面で波形合成(スペクトル合成)をおこなっている

※2 地震基盤上面で波形合成(スペクトル合成)をおこない, 線形計算により工学的基盤面での地震動を求めている

※3 地震基盤上面でスペクトル合成をおこない, 翠川・小林(1980)の増幅率を用いて工学的基盤面での地震動を求めている

※4 地震基盤上面における想定地震の応答スペクトルを計算し, 線形計算により工学的基盤面での地震動を求めている

2. 液状化危険度の予測

自治体の被害想定で採用されている液状化危険度の予測手法としては、

- (1) 地盤データを用いる手法
- (2) 地形データを用いる手法

の2つに大別されるが、地盤データ（ボーリングデータ等の地盤の層構造データ）を用いる手法を採用している自治体が多い（表Ⅱ-2-1）。

地盤データを用いる手法では、液状化指数（以下「 P_L 値」）を求め、次のような基準に従いその地点の液状化危険度を判定している自治体が多い（ P_L 法）。

$P_L = 0$	… 液状化危険度はかなり低い
$0 < P_L \leq 5$	… 液状化危険度は低い
$5 < P_L \leq 15$	… 液状化危険度が高い
$15 < P_L$	… 液状化危険度が極めて高い

P_L 値は、ボーリングデータ等の地盤データから求められる深さごとの液状化安全率（以下「 F_L 値」）から計算される（ F_L 法）。この時、予測の対象となる地盤は、最大で地表面から深度20mまでの地盤である。 F_L 値は、土層の液状化に対する安全率を意味する値で、次のように定義されている。

$F_L > 1.0$	… その深さでの液状化の可能性が少ない
$F_L \leq 1.0$	… その深さでの液状化の可能性はある

液状化危険度の代表的な予測手法とその採用自治体数を表Ⅱ-2-1に示す。

表Ⅱ-2-1 液状化危険度の代表的な予測手法

	代表的な予測手法	採用自治体数
地盤データを用いる手法	□ F_L 法：日本道路協会的手法 (道路橋示方書V, 1980, 1990, 1996) P_L 法：岩崎らの手法(1980)	36
	□ F_L 法：日本建築学会の手法 P_L 法：岩崎らの手法(1980)	5
地形データを用いる手法	□松岡ら(1993)の手法	5

(注1) 一自治体で複数の手法を採用している場合は、それぞれ採用数に加えた。

(注2) 「道路橋示方書V 耐震設計編」は2002年にも改訂されているが、液状化に関する改訂は行われていない

2-1. 地盤データを用いる手法

地盤データを用いる液状化危険度の予測手法は、 F_L 法により深度別の F_L 値を求め、 F_L 値を用いて P_L 法により P_L 値を求める手法が一般的である。

以下に、各自治体で採用されている次の手法の概略をまとめる。

- (1) P_L 法 (岩崎ら(1980)の手法)
- (2) F_L 法
 - ① 日本道路協会の手法
 - a) 日本道路協会(1996)の手法
 - b) 日本道路協会(1990)の手法
 - c) 日本道路協会(1980)の手法
 - ② 日本建築学会(1988)の手法
 - ③ 国生ら(1984)の手法
 - ④ 大阪府(1997)の手法<直下型の地震>

(1) P_L 法 (岩崎ら(1980)の手法)

F_L 値はある深度における液状化の発生の可能性を示した値であるが、地盤全体の液状化の発生の可能性を評価するものではない。地盤全体の液状化の可能性を把握するには、各層の液状化の可能性を足し合わせる必要がある。そこで、岩崎ら(1980)は、 F_L 値の分布を深さ方向に重み付けして積分した値(P_L 値)を定義し、地盤全体の液状化の可能性の指標とした。

$$P_L = \int_0^{20} F \cdot w(z) dz$$

$$F = \begin{cases} 1 - F_L & F_L < 1.0 \\ 0 & F_L \geq 1.0 \end{cases}$$

$$w(z) = 10 - 0.5 \cdot z \quad (z : \text{地表面からの深さ(m)})$$

$w(z)$ は深さに対する重み関数であり、浅い部分に対してより大きな重みを与えている。

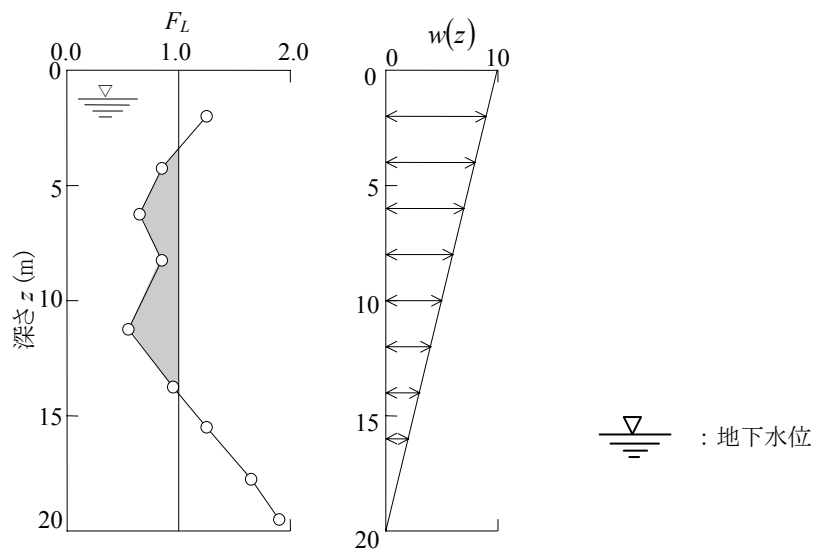


図 II-2-1 F_L 値と重み関数 $w(z)$ の例

(2) F_L 法

① 日本道路協会の手法

「道路橋示方書Ⅴ 耐震設計編」の液状化検討手法は、土木分野における最も代表的な手法であり、1980年以降、1990年、1996年に改訂されている^(注)。多くの自治体でこの手法が採用されているが、以前に実施した被害想定調査との継続性を考慮して、最新版の道路橋示方書の手法を採用していない自治体もある。

(注)「道路橋示方書Ⅴ 耐震設計編」は2002年にも改訂されているが、液状化に関する改訂は行われていない

a) 日本道路協会(1996)の手法

○採用自治体：宮城県(04)、群馬県(98)、埼玉県(98)、山梨県(05)、長野県(02)、岐阜県(04)、静岡県(01)、愛知県(03)、三重県(05)、京都府(98)、兵庫県(99)、奈良県(05)、鳥取県(05)、岡山県(03)、広島県(97)、山口県(97)、徳島県(05)、愛媛県(02)、福岡県(97)、札幌市(97)、仙台市(02)、京都市(03)

日本道路協会(1996)は、兵庫県南部地震(1995)による液状化の発生状況をふまえて、b)で説明している日本道路協会(1990)から以下の点を改訂している。

- ・液状化評価の対象土層を沖積砂質土層のみから洪積、礫質土まで範囲を拡大
- ・ N 値の高い部分での強度の過小評価を解消

液状化判定の対象としては、以下の3つの条件を満たす地層としている。

- ・地下水位が現地盤面から10m以内にあり、かつ現地盤面から20m以内の深さに存在する飽和土層
- ・細粒分含有率 F_C が35%以下の土層、または F_C が35%をこえても塑性係数 I_p が15以下の土層
- ・平均(50%)粒径 D_{50} が10mm以下で、かつ10%粒径 D_{10} が1mm以下の土層

地盤内の各点における F_L 値は地層が有する動的せん断強度比 R と地層に作用する地震時せん断応力比 L によって定義する。

$$F_L = R/L$$

地盤内の動的せん断応力比 L は地表最大加速度 α から、次式で表される。

$$L = (\alpha/g) \cdot (\sigma_v/\sigma'_v) \cdot \gamma_d$$

ただし、 α ：地表最大加速度(gal)、 g ：重力加速度(=980gal)

σ_v ：全上載圧(kgf/cm²)、 σ'_v ：有効上載圧(kgf/cm²)

γ_d ：低減係数=1.0-0.015 z 、 z ：地表面からの深さ(m)

地盤内での動的せん断強度比 R は地盤の繰り返し三軸強度比 R_L を用いて、以下の補正式により求める。

$$R = C_w \cdot R_L$$

ただし、 C_w の値は考慮する地震動の性質によって以下のように定められている。

- ①タイプⅠの地震動：発生頻度が低いプレート境界型の大地震による地震動。
大きな振幅が長時間繰り返して作用する。

$$C_w = 1.0$$

- ②タイプⅡの地震動：発生頻度が極めて低い、規模の大きい内陸直下型地震による地震動。

$$C_w = \begin{cases} 1.0 & (R_L \leq 0.1) \\ 3.3R_L + 0.67 & (0.1 < R_L \leq 0.4) \\ 2.0 & (0.4 < R_L) \end{cases}$$

繰り返し三軸強度比 R_L は、以下の式から経験的に定める。

$$R_L = \begin{cases} 0.0882\sqrt{N_a/1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882\sqrt{N_a/1.7} + 1.6 \times 10^{-6}(N_a - 14)^{4.5} & (14 \leq N_a) \end{cases}$$

ただし、埋め立て土の場合はこの式から0.05を減じる

N_a ：粒度の影響を考慮した補正 N 値

砂質土の場合の補正 N 値 N_a は、

$$N_a = C_1 \cdot N_1 + C_2$$

$$C_1 = \begin{cases} 1.0 & (0\% \leq F_C < 10\%) \\ (F_C + 40)/50 & (10\% \leq F_C < 60\%) \\ F_C/20 - 1 & (60\% \leq F_C) \end{cases}$$

$$C_2 = \begin{cases} 0 & (0\% \leq F_C < 10\%) \\ (F_C - 10)/18 & (10\% \leq F_C) \end{cases}$$

F_C ：細粒分含有率(%)

であり、礫質土の場合は、

$$N_a = \{1 - 0.36 \cdot \log_{10}(D_{50}/2.0)\} \cdot N_1$$

ただし、 $N_1 (= 1.7N/(\sigma'_v + 0.7))$ ：1 kgf/cm²の有効上載圧に対する基準化 N 値

N ：標準貫入試験から得られる N 値

D_{50} ：平均粒径(mm)

である。

b) 日本道路協会(1990)の手法

○採用自治体：青森県(97), 秋田県(97), 東京都(97), 新潟県(98), 富山県(01), 福井県(97), 島根県(97), 宮崎県(97), 鹿児島県(97), 沖縄県(97), 川崎市(97), 名古屋市(99), 広島市(97)

以下の3つの条件を満たす地層を液状化判定の対象としている。

- ・地下水位面が現地盤面から10m以内にある沖積層
- ・現地盤面から20m以内の飽和砂質土層
- ・平均粒径 D_{50} が0.02mm以上2.0mm以下の地層

地盤内の各点における F_L 値は地層が有する動的せん断強度比 R と地層に作用する地震時せん断応力比 L によって定義する。

$$F_L = R/L$$

$$L = \tau_{d \max} / \sigma'_v (= \gamma_d \cdot (\alpha/980) \cdot (\sigma_v / \sigma'_v))$$

$\tau_{d \max}$: 時間最大動的せん断応力 (kgf/cm²)

σ'_v : 有効上載圧 (kgf/cm²)

$\gamma_d = (1.0 - 0.015z)$: 地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数

z : 地表面からの深さ (m)

α : 地表最大加速度 (gal)

σ_v : 全上載圧 (kgf/cm²)

ここで、有効上載圧とは、ある深さの面に対する鉛直方向の圧力を意味し、次式で与えられる。

$$\sigma'_v = \int_0^z [\rho_z(\zeta) - \rho_w(\zeta)] d\zeta$$

z : 深度 (m)

ρ_z : 上方の地層の単位体積重量 (kgf/cm³)

ρ_w : 水の単位体積重量 (kgf/cm³)

地盤内での動的せん断強度比 R は室内土質試験により得られる地盤の繰り返し三軸強度比 R_L を用いて、以下の補正式により求める。

$$R = C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot C_4 \cdot C_5 \cdot R_L$$

$$\text{ただし, } C_1 = \frac{1+2K_0}{3} \quad \left[\begin{array}{l} \text{振動三軸試験と原位置での単純せん断応力状態との} \\ \text{相違に関する補正係数。} K_0: \text{静止土圧係数} \end{array} \right]$$

$$C_2 = \frac{1}{0.55} \sim \frac{1}{0.7} \quad \left[\begin{array}{l} \text{地震波の不規則性に対する補正係数} \\ \text{ショック波的な波形に対して } 1/0.55 \\ \text{振動型の波形に対して } 1/0.7 \end{array} \right]$$

$C_3 > 1.0$ [サンプリングなどによる乱れに対する補正]

$C_4 < 1.0$ [サンプリング, 土質試験時の密度化に対する補正]

C_5 [多方向せん断, 地盤内の飽和度などに対する補正]

なお、 C_1 から C_5 の積はおおむね1.0と考えられている。ここでは、経験的手法により、簡便に R_L を推定する。

乱したきれいな砂に対する繰り返し三軸強度比 R_L は、推定相対密度 D_r (%) との間の平均的な関係から推定する。

$$R_L = 0.0042 \cdot D_r$$

相対密度 D_r は標準貫入試験による N 値から経験式により推定する。

$$D_r = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}}$$

そこで、 R_L の基本的な推定値 R_1 を次式から求める。

$$R_1 = 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}}$$

つぎに、 R_L と R_1 の相違を平均粒径 D_{50} (mm) の違いに着目して補正する。

$$R_2 = R_L - R_1 = \begin{cases} 0.19 & (0.02\text{mm} \leq D_{50} \leq 0.05\text{mm}) \\ 0.225 \log_{10} \left(\frac{0.35}{D_{50}} \right) & (0.05\text{mm} \leq D_{50} \leq 0.6\text{mm}) \\ -0.05 & (0.6\text{mm} \leq D_{50} \leq 2.0\text{mm}) \end{cases}$$

さらに、粒度分布の違いに着目して補正を行う。ここでは、 R_3 を $(R_L - R_1 - R_2)$ とおく。 R_3 と細粒分含有率 F_C の関係について、つぎに示すような平均的な傾向が見い出されている。

$$R_3 = R_L - R_1 - R_2 = \begin{cases} 0.0 & (0\% \leq F_C \leq 40\%) \\ 0.004F_C - 0.16 & (40\% \leq F_C \leq 100\%) \end{cases}$$

以上から、繰り返し三軸強度比 R_L を R_1 、 R_2 、 R_3 の和として求める。

○秋田県(97)では...

この方法は、 N 値が大きい場合に動的せん断強度比 (R) を過小評価しているため、国生ら(1984)の密な砂地盤を対象とする方法を取り入れている(2-1(1)③参照)。

また、石原ら(1995)は、兵庫県南部地震(1995)でのポートアイランドでの地表波形の C_2 が 1/0.43 であることを示した。この結果に基づき、内陸性の地震には 1/0.43、秋田沖の地震には 1/0.70 を採用している。

○川崎市(97)では...

N 値がやや高い砂についての研究成果を取り入れ、上記の R_1 、 R_2 を龍岡(1981)による式に置き換えている。なお、 D_r は相対密度である。

$$R_1 = \begin{cases} 0.0042D_r & (D_r < 60\%) \\ (D_r/123)^2 & (D_r \geq 60\%) \end{cases}$$

$$R_2 = \begin{cases} 0.225 \log_{10}(0.35/D_{50}) & (D_{50} \leq 0.6\text{mm}) \\ -0.05 & (D_{50} > 0.6\text{mm}) \end{cases}$$

c) 日本道路協会(1980)の手法

○採用自治体：神奈川県(99)

以下の3つの条件を満たす地層を液状化判定の対象としている。

- ・沖積層
- ・20m以浅にあり，地下水位が10m以浅にある層
- ・平均粒径が0.02mm以上2.0mm以下の地層

地盤内の各点における F_L 値は地層が有する動的せん断強度比 R と地層に作用する地震時せん断応力比 L によって定義する。

$$F_L = R/L$$

$$L = \gamma_d \cdot (\alpha/g) \cdot (\sigma_v/\sigma'_v)$$

α : 地表加速度 (gal), g : 重力加速度 (=980gal)

σ_v : 全上載圧 (kgf/cm²), σ'_v : 有効上載圧 (kgf/cm²)

$\gamma_d (=1.0 - 0.015z)$: 地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数

z : 地表面からの深さ (m)

ここで，地盤内での動的せん断強度比 R は以下の式で求められる。

$$R = \begin{cases} 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v + 0.7}} + 0.19 & (0.02\text{mm} \leq D_{50} \leq 0.05\text{mm}) \\ 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v + 0.7}} + 0.225 \log_{10} \left(\frac{0.35}{D_{50}} \right) & (0.05\text{mm} \leq D_{50} \leq 0.6\text{mm}) \\ 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v + 0.7}} - 0.05 & (0.6\text{mm} \leq D_{50} \leq 2.0\text{mm}) \end{cases}$$

D_{50} : 平均粒径 (mm)

○神奈川県(99)では...

N 値がほぼ20以上になると，等価せん断応力比が急激に高くなることが知られている。そこで，道路橋示方書の液状化強度比が N 値の平方根に比例する点を変更し， N 値に比例するような龍岡(1981)の式を採用している。

相対密度 D_r は以下の式により推定する。

$$D_r = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}}$$

$$D_r < 60\% \text{ のとき } R = \begin{cases} 0.0042 D_r + 0.225 \log_{10} \left(\frac{0.35}{D_{50}} \right) & (D_{50} \leq 0.6\text{mm}) \\ 0.0042 D_r - 0.05 & (0.6\text{mm} < D_{50}) \end{cases}$$

$$D_r \geq 60\% \text{ のとき } R = \begin{cases} (D_r/123)^2 + 0.225 \log_{10} \left(\frac{0.35}{D_{50}} \right) & (D_{50} \leq 0.6\text{mm}) \\ (D_r/123)^2 - 0.05 & (0.6\text{mm} < D_{50}) \end{cases}$$

地震時せん断強度比 L を求めるのに必要な低減係数 γ_d を求める際，精度を上げるために，その定義に立ち返り応答計算結果を用いて低減係数 γ_d を求めている。

② 日本建築学会(1988)の手法

○採用自治体：福島県(98), 鹿児島県(97), 千葉市(96), 広島市(97)

日本建築学会(1988)による「建築基礎構造設計指針」では、以下の方法で液状化の判定を行っている。

まず、検討地点の地盤内の深さごとに発生する等価な繰返しせん断応力比を計算する。

$$\frac{\tau_d}{\sigma'_z} = \gamma_n \frac{\alpha_{\max}}{g} \frac{\sigma_z}{\sigma'_z} \gamma_d$$

τ_d : 水平面に生じる等価な一定繰返しせん断応力振幅(tf/m²)

σ'_z : 検討深さにおける有効土被り圧(鉛直有効応力)(tf/m²)

$\gamma_n (= 0.1(M-1))$: 等価な繰返し回数に関する補正係数(M : マグニチュード)

α_{\max} : 地表面における設計用水平加速度(gal)

g : 重力加速度(=980gal)

σ_z : 検討深さにおける全土被り圧(鉛直全応力)(tf/m²)

$\gamma_d (= 1 - 0.015z)$: 地盤が剛体でないことによる低減係数

z : 地表面からの深さ(m)

ある深さにおける補正 N 値 (N_a) を求める。

$$N_a = \sqrt{10/\sigma'_z} \cdot N + \Delta N_f$$

ΔN_f : 細粒土含有率に応じた補正 N 値増分

N : とんび法または自動落下法による実測 N 値

せん断ひずみ振幅 5% 曲線を用いて、補正 N 値に対応する飽和土層の液状化抵抗比 τ_l/σ'_z を求める。ここで、 τ_l は水平断面図における液状化抵抗である。

最後に、深さごとにおける F_L 値を計算する。

$$F_L = \frac{\tau_l/\sigma'_z}{\tau_d/\sigma'_z} = \frac{\tau_l}{\tau_d}$$

③ 国生ら(1984)の手法

○採用自治体：大阪府(97)〈海溝型の地震〉

国生ら(1984)の式は密な砂の液状化予測式の一つであり、種々の地盤条件に対して幅広く適用できる。また、 N 値の小さい範囲では、道路橋示方書の式との整合が取られており、 N 値の値が大きい範囲で得られる F_L 値が異なる。

○地震時せん断応力比 L

$$L = \tau_d / \sigma'_v = \gamma_d \cdot (\alpha/g) \cdot (\sigma_v / \sigma'_v)$$

γ_d ($= 1.0 - 0.015 \cdot z$: z は深さ(m)) : 地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数

α : 地表面における設計用水平加速度(gal)

g : 重力加速度(=980gal)

σ_v : 全上載圧(kgf/cm²)

σ'_v : 有効上載圧(kgf/cm²)

○動的せん断強度比 R

$$R = \tau_l / \sigma'_v = a \{ N_1^{0.5} + (bN_1)^n + c - 14.8f(D_{50}) \}$$

$$f(D_{50}) = 0.225 \log_{10}(D_{50}/0.35) : 0.04 \leq D_{50} < 0.6\text{mm}$$

$$f(D_{50}) = 0.05 : 0.6 \leq D_{50} \leq 1.5\text{mm}$$

$N_1 (= 2.5 N / (1.5 + \sigma'_v))$: 1 kgf/cm²の有効上載圧に対する基準化 N 値

D_{50} : 平均粒径(mm)

a, b, c, n : 定数

以上より、 F_L 値 (= R/L) を計算する。

○大阪府(97)では...

細粒分含有率 F_C を考慮するため、 $f(D_{50})$ を次式の $f(D_{50}, F_C)$ に変更している。

$$f(D_{50}, F_C) = (R_2 + R_3) \cdot (-1)$$

$$\text{ただし, } R_2 = \begin{cases} 0.19 & (0.02\text{mm} \leq D_{50} \leq 0.05\text{mm}) \\ 0.225 \log_{10}(0.35/D_{50}) & (0.05\text{mm} < D_{50} \leq 0.6\text{mm}) \\ -0.05 & (0.6\text{mm} < D_{50} \leq 2.0\text{mm}) \end{cases}$$

$$R_3 = \begin{cases} 0 & (0\% \leq F_C \leq 40\%) \\ 0.004F_C - 0.16 & (40\% < F_C \leq 100\%) \end{cases}$$

④ 大阪府(1997)の手法<直下型の地震>

直下型の地震に対して大阪府土木部の液状化検討部会の提案式を採用している。同式は兵庫県南部地震(1995)の液状化事例の調査に基づき、日本道路協会(1990)の液状化判定法に対して、

- ・判定対象土層の見直し
- ・ N 値が大きい土層の液状化強度の見直し
- ・細粒分含有率の強度への影響の見直し

を行っている。

以下の3つの条件を満たす地層を液状化判定の対象としている。

- ・粗粒土(細粒分含有率 $F_C < 50\%$)および低塑性のシルト
- ・ $0.02\text{mm} \leq$ 平均粒径 $D_{50} \leq 10\text{mm}$, 10% 粒径 $D_{10} \leq 1\text{mm}$
- ・地下水位が深さ10m以内

検討対象は20m以内の土層であるが、20m以深であっても N 値30以下の砂質土層の液状化が杭基礎等に影響をおよぼすことが懸念される場合には、必要な深さまで検討対象としている。

○せん断応力比 $L = r_d k_s \sigma_v / \sigma'_v$

$$r_d = 1 - 0.015z$$

k_s : 想定地震動の地表水平最大加速度/重力加速度

z : 地表面からの深さ(m)

○液状化強度比 $R_L = C_S(R_1 + R_2 + R_3)$

R_1 : 換算 N 値から求めた液状化抵抗比

$$[\text{沖積砂質土}] R_1 = \begin{cases} 0.0882 \times \sqrt{N_1/1.7} & (N_1 < 14) \\ 0.0882 \times \sqrt{N_1/1.7} + 3.0 \times 10^{-8} (N_1 - 14)^6 & (N_1 \geq 14) \end{cases}$$

換算 N 値 : $N_1 = 1.7N / (\sigma'_v + 0.7)$

[洪積砂質土] $R_1 = (\text{沖積砂質土の } R_1) + 0.05$

[埋立地盤] $R_1 = (\text{沖積砂質土の } R_1) - 0.05$

R_2 : 50%粒径に係わる補正值

R_3 : 細粒分含有率に係わる補正值

C_S : 液状化強度を規定するひずみ振幅の基準を10%とするための係数

k_s がレベル1地震動の場合は $C_S = 1.0$ とする。

$$C_S = \begin{cases} 1.2 & (0 < N_1 \leq 20) \\ (N_1 - 20) \times 0.05 + 1.2 & (20 < N_1) \end{cases}$$

なお、 $F_C < 52.5\%$ で細粒分が高塑性の土ということが分かっている場合には、次の補正を行う。

$$R_3 = \begin{cases} 0.0 & (0\% \leq F_C < 10\%) \\ 0.005(F_C - 10) & (10\% \leq F_C < 20\%) \\ 0.05 & (20\% \leq F_C < 52.5\%) \end{cases}$$

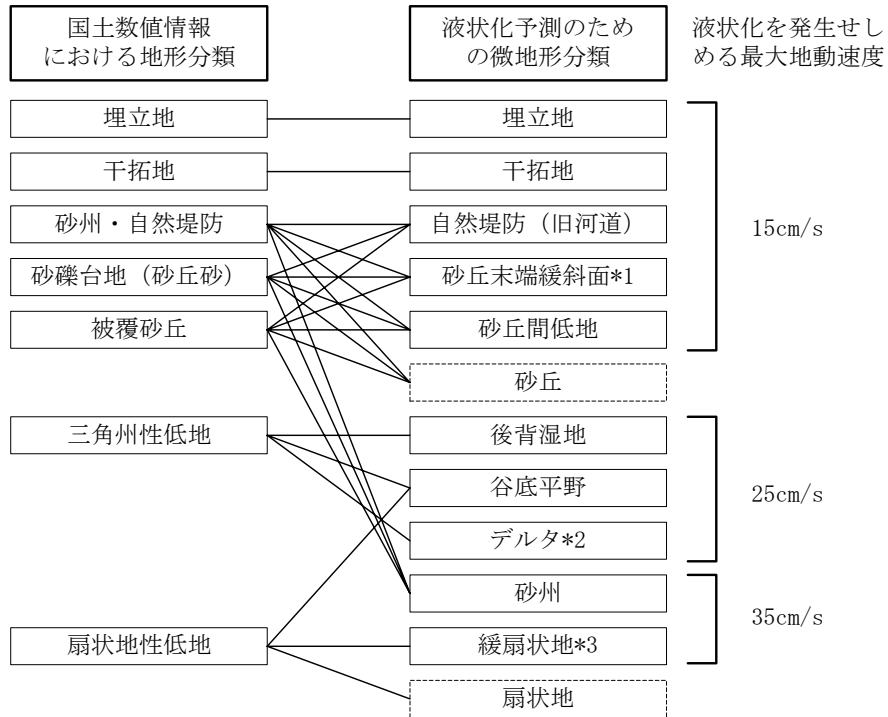
2-2. 地形データを用いる手法

(1) 松岡ら(1993)の手法

○採用自治体：岩手県(04), 山形県(02), 栃木県(04), 神奈川県(99), 高知県(04)

松岡ら(1993)は、 N 値や土の粒度などの地盤調査結果を用いずに、微地形分類と地表最大速度から液状化危険度を評価する手法を提案している。

この手法による千葉県東方沖地震(1987)時の液状化危険度の分布再現結果と、実際の液状化発生地点が比較的良好に対応していることが確認されている。



*1 砂丘と低地部との境界付近であり、砂丘縁辺部を含む

*2 デルタ地帯と呼ばれる地形分類のうち、埋立地、干拓地などを除いた狭義のデルタを指す

*3 扇頂から扇端までの平均縦断勾配が10/1000程度以下の扇状地を指す

図 II-2-2 国土数値情報の地形分類と液状化予測のための微地形分類との対応関係(松岡ら, 1993)

表 II-2-2 液状化危険度の評価基準(松岡ら(1993)より作成)

液状化危険度	地表最大速度
	液状化が発生せしめる最大地動速度
高い	1.25以上
やや高い	1.00~1.25
低い	0.75~1.00

表Ⅱ-2-3 各自治体の液化化危険度予測手法

	区分	採用手法		区分	採用手法
青森県(97)	地盤	日本道路協会(1990),岩崎ら(1980)	兵庫県(99)	地盤	日本道路協会(1996),岩崎ら(1980)
岩手県(04)	地形	松岡ら(1993)	奈良県(05)	地盤	日本道路協会(1996),岩崎ら(1980)
宮城県(04)	地盤	日本道路協会(1996),岩崎ら(1980)	鳥取県(05)	地盤	日本道路協会(1996),岩崎ら(1980)
秋田県(97)	地盤	日本道路協会(1990),岩崎ら(1980)	島根県(97)	地盤	日本道路協会(1990),岩崎ら(1980)
山形県(02)	地形	松岡ら(1993)	岡山県(03)	地盤	日本道路協会(1996),岩崎ら(1980)
福島県(98)	地盤	日本建築学会(1988),岩崎ら(1980)	広島県(97)	地盤	日本道路協会(1996),岩崎ら(1980)
栃木県(04)	地形	松岡ら(1993)	山口県(97)	地盤	日本道路協会(1996),岩崎ら(1980)
群馬県(98)	地盤	日本道路協会(1996),岩崎ら(1980)	徳島県(05)	地盤	日本道路協会(1996),岩崎ら(1980)
埼玉県(98)	地盤	日本道路協会(1996),岩崎ら(1980)	香川県(97)	地盤	日本道路協会(不明),岩崎ら(1980)
東京都(97)	地盤	日本道路協会(1990),岩崎ら(1980)	愛媛県(02)	地盤	日本道路協会(1996),岩崎ら(1980)
神奈川県(99)	地盤 地形	日本道路協会(1980),岩崎ら(1980) 松岡ら(1993)	高知県(04)	地形	松岡ら(1993)
新潟県(98)	地盤	日本道路協会(1990),岩崎ら(1980)	福岡県(97)	地盤	日本道路協会(1996),岩崎ら(1980)
富山県(01)	地盤	日本道路協会(1990),岩崎ら(1980)	佐賀県(97)	地盤	独自手法
福井県(97)	地盤	日本道路協会(1990),岩崎ら(1980)	宮崎県(97)	地盤	日本道路協会(1990),岩崎ら(1980)
山梨県(05)	地盤	日本道路協会(1996),岩崎ら(1980)	鹿児島県(97)	地盤	日本道路協会(1990),岩崎ら(1980) 日本建築学会(1988),岩崎ら(1980)
長野県(02)	地盤	日本道路協会(1996),岩崎ら(1980)	沖縄県(97)	地盤	日本道路協会(1990),岩崎ら(1980)
岐阜県(04)	地盤	日本道路協会(1996),岩崎ら(1980)	札幌市(97)	地盤	日本道路協会(1996),岩崎ら(1980)
静岡県(01)	地盤	日本道路協会(1996),岩崎ら(1980)	仙台市(02)	地盤	日本道路協会(1996),岩崎ら(1980)
愛知県(03)	地盤	日本道路協会(1996),岩崎ら(1980)	千葉市(96)	地盤	日本建築学会(1988),岩崎ら(1980)
三重県(05)	地盤	日本道路協会(1996),岩崎ら(1980)	川崎市(97)	地盤	日本道路協会(1990),岩崎ら(1980)
滋賀県(05)	地盤	日本道路協会(1996),岩崎ら(1980)	名古屋市(99)	地盤	日本道路協会(1990),岩崎ら(1980)
京都府(98)	地盤	日本道路協会(1996),岩崎ら(1980)	京都市(03)	地盤	日本道路協会(1996),岩崎ら(1980)
大阪府(97)	地盤	<海溝型の地震> 国生(1984) <直下型の地震> 大阪府(1997)	広島市(97)	地盤	日本道路協会(1990),岩崎ら(1980) 日本建築学会(1988),岩崎ら(1980)

(注1) 各自治体の報告書より作成(手法不明,予測未実施などの自治体を除く)。考え方の基本とした手法で分類した。

(注2) 地盤:地盤データを用いる手法 地形:地形データを用いる手法

3. 地盤崩壊危険性の予測

本節では、地盤崩壊危険性の予測として、斜面崩壊危険度（3-1）と宅地造成地の被災危険度（3-2）の予測手法について取り上げる。

3-1. 斜面崩壊危険度

多くの自治体が地震時の斜面の崩壊危険性について予測を行っている。評価対象には、急傾斜地崩壊危険箇所、土石流危険渓流、地すべり危険箇所^(注)などがあるが、ここでは、急傾斜地崩壊危険箇所についての予測手法を中心に整理する。

(注)・急傾斜地崩壊危険箇所

傾斜度30度以上、高さ5m以上の急傾斜地（人工の手が加わっている斜面も含まれます）で、その斜面が崩れた場合に被害が出ると想定される区域内に、人家が5戸以上（5戸未満でも官公署、学校、病院、駅、旅館等のある場合を含みます）ある箇所

・土石流危険渓流

土石流の発生の危険性があり、1戸以上の人家（人家がなくても官公署・学校・病院及び社会福祉施設等の災害弱者関連施設・駅・旅館・発電所等の公共施設のある場合を含みます）に被害を生ずるおそれがある渓流

・地すべり危険箇所

地すべりを起こしている、あるいは起こす恐れのある区域で、河川、公共施設、人家等に損害を与える恐れのある箇所

以上、国土交通省HP (<http://www.mlit.go.jp/river/sabo/link132.htm>) より引用

他の想定項目とは異なり、予測手法や結果の表現方法（絶対的評価、相対的評価）は多様である。予測手法としては、通常時の崩壊危険度判定の結果を用いて地震時の危険度判定を行っている自治体が多い。

以下に、各自治体で採用されている次の手法の概略をまとめる。

(1) 急傾斜地震災対策危険度判定に基づく評価

① 秋田県(1997)・福井県(1997)・札幌市(1997)・川崎市(1997)の手法

② 宮城県(1997)の手法

③ 神奈川県(1999)の手法

(2) 日本道路協会 道路震災対策委員会(1986)の手法

(3) 山梨県(2005)の手法

(4) 長野県(2002)の手法

(5) 長橋(1994)の手法

(6) 福岡県(1997)の手法

(7) 群馬県(1998)の手法

(8) 埼玉県(1992)の手法

(1) 急傾斜地震災害対策危険度判定に基づく評価

○採用自治体：秋田県(97), 栃木県(04), 神奈川県(99), 福井県(97), 札幌市(97), 川崎市(97)

既往の地震による斜面崩壊事例を統計的に調査した結果にもとづき、急傾斜地震災害対策危険度判定基準が作成され、各急傾斜地の危険度判定が行われている。各自治体では、この判定結果を参考に地震力の大きさの違いを考慮した評価基準を設定している。

急傾斜地震災害対策危険度判定基準は、「素因要素」「管理要素」「参考要素」から構成されているが、自治体の被害想定で使われているのは、「素因要素」と「管理要素」（あるいは「素因要素」のみ）である。

表Ⅱ-3-1 急傾斜地震災害対策危険度判定基準（素因要素）

項目	小項目名	点数	備考
①斜面高 (H) _m	H<10	3	
	10≤H<30	7	
	30≤H<50	8	
	50≤H	10	
②斜面勾配 (α)	α<1:1.0	1	
	1:1.0≤α<1:0.6	4	
	1:0.6≤α	7	
③オーバーハング	構造物のない斜面のオーバーハング	7	岩の斜面などで一見してオーバーハングとみられるもの
	構造物のある斜面のオーバーハング	4	
	なし	0	
④斜面の地盤	斜面の表面に転石・浮石が多い	10	上位のものを用いる。 例えば、土砂で表面に転石・浮石が多いものは10点とする。
	切土法面に玉石が多い	7	
	風化変質・亀裂の発達した岩	6	
	礫混じり土砂	5	
	風化変質した岩	4	
	亀裂の発達した岩	4	
	土砂	4	
	粘質土	1	
亀裂の発達していない岩	0		
⑤表土の厚さ	0.5m以上	3	表土とは表面の腐植土・表土有機質を指す。但し、表土下に非常にルーズな崩石があれば、それも含める。
	0.5m未満	0	
⑥湧水	有	2	常時見られる湧水を指す。
	無	0	
⑦落石・崩壊頻度	年1回以上	5	道路交通または道路構造物に損傷を与えない程度の軽微な落石・のり崩れ等をさす。
	年1回未満	3	
	なし	0	
合計			上記各項目の合計

表Ⅱ-3-2 急傾斜地震災害対策危険度判定基準（管理要素）

項目	小項目名	点数	備考
⑧斜面の異常・変状	あり	a	
	なし	c	
⑨斜面安定工の異常・変状	あり	a	
	なし	c	
⑩家屋等に被害を与えた落石、崩壊	あり	a	
	なし	c	
⑪斜面上の有害行為	顕著である	a	
	若干みられる	b	
	なし	c	
⑫斜面安定工による斜面の安定度	やや低い	a	
	普通	b	
	高い	c	

表Ⅱ-3-3 斜面崩壊危険度判定基準

素因要素7項目の合計		13点以下	14～23点	24点以上
管理要素 ⑧～⑪	aが1つ以上	(A)	(A)	(A)
	bが1つあとはc	(B)	(A)	(A)
	全部がc	(C)	(B)	(A)

※ (A), (B), (C)は、表Ⅱ-3-4以降の(A), (B), (C)に対応

① 秋田県(1997)・福井県(1997)・札幌市(1997)・川崎市(1997)の手法

素因要素(表Ⅱ-3-1) 7項目の合計点と管理要素(表Ⅱ-3-2) 4項目のクロスチェックから第1段階の判定(表Ⅱ-3-3)を行い、その結果と管理要素⑫から、崩壊危険性を判定している。

表Ⅱ-3-4 斜面崩壊危険度判定基準

表Ⅱ-3-3判定結果		(A)	(B)	(C)
管理要素⑫	a	A	A	B
	b		B	C
	c	B	C	

A：落石・崩壊の可能性が高い
 B：落石・崩壊の可能性あり
 C：落石・崩壊の可能性が低い

表Ⅱ-3-5 斜面判定結果と震度別崩壊危険度の関係

自治体名	斜面判定結果	震 度				
		4 以下	5 弱	5 強	6 弱	6 強以上
秋田県(97) 福井県(97)	A	I	II	III		
	B	I		II	III	
	C	I			II	III
札幌市(97)	A	III				
	B	I	II		III	
	C	I			II	
川崎市(97)	A	I	II	III		
	B	I		II	III	
	C	I			II	

I : 危険度が低い II : 危険度がある III : 危険度が高い

② 宮城県(1997)の手法

○採用自治体：栃木県(04)

素因要素(表Ⅱ-3-1) 7項目の合計点と想定震度の関係から判定している。

表Ⅱ-3-6 震度による判定ランクの振り分け(宮城県, 1997)

基準要素点 震度	13点以下	14~23点	24点以上
6強~7	A	A	A
6弱	B		
5強	C	B	B
5弱		C	
4			C

A : 落石・崩壊の可能性が高い B : 可能性あり C : 可能性が低い

③ 神奈川県(1999)の手法

素因要素(表Ⅱ-3-1) 7項目の合計点と管理要素(表Ⅱ-3-2) 4項目のクロスチェックから第1段階の判定(表Ⅱ-3-3)を行う。宮城県沖地震(1978)による斜面崩壊の事例から、この判定結果と地表加速度を用いて下表のように設定している。

表Ⅱ-3-7 地表加速度による判定ランクの振り分け(神奈川県, 1999)

判定 地表加速度	(C)	(B)	(A)
316gal~	B	A	A
141~316gal		B	
45~141gal	C	C	B
~45gal			C

A : 危険性が高い, B : 危険性がある, C : 危険性が低い

(2) 日本道路協会 道路震災対策委員会(1986)の手法

○採用自治体：宮城県(04), 新潟県(98), 愛媛県(02), 宮崎県(97)

日本道路協会 道路震災対策委員会(1986)による法面・斜面耐震判定方法をもとに、各自治体の斜面の特徴を考慮した急傾斜地崩壊危険箇所の地震時崩壊危険度評価を行っている。

下表に示す7項目について採点基準を定め、合計点数と想定震度の関係から崩壊危険度を判定している。

表Ⅱ-3-8 斜面崩壊危険度判定基準(1)

項目	小項目名	点数	備考
斜面高	50m以上	10	
	30~50m	8	
	10~30m	7	
	10m未満	3	
斜面勾配	60°以上	7	
	45°~60°	4	
	45°未満	1	
オーバーハング 遷急線 縦断形状	オーバーハングあり 遷急線が非常に明瞭	7	斜面形状の要素としてオーバーハング以外に遷急線, 斜面縦断形状を考慮
	遷急線が明瞭 凸型斜面	4	
	遷急線は不明瞭 直線型, 凹型斜面	0	
地表の状態	亀裂が発達, 開口しており, 転石・浮石が点在する	10	
	風化, 亀裂が発達した岩である	6	
	礫混じり砂, 砂質土	5	
	粘性土	1	
	風化, 亀裂が発達していない岩	0	
表土の厚さ	0.5m以上	3	
	0.5m未満	0	
湧水	有	2	常時見られる湧水を指す
	無	1	
崩壊履歴	当該斜面に新しい崩壊地あり	5	落石, 崩壊頻度の代わりに履歴を採用
	当該斜面に古い崩壊地あり	3	
	崩壊地は認められない	0	
第一次判定ランク			
合計点数		24以上	a
		14~23	b
		13以下	c

表Ⅱ-3-9 斜面崩壊危険度判定基準（2）

二次判定	一次判定ランク		
	a	b	c
対策工なし，未完成	a'	b'	c'
対策工既成	c'	c'	c'

表Ⅱ-3-10 地震時の斜面崩壊危険度判定ランク

第二次判定ランク	震度階級				
	～4	5弱	5強	6弱	6強～
a'	C	B	A		
b'	C		B	A	
c'	C			B	

A：危険度が高い，B：危険度がやや高い，C：危険度は低い

なお，新潟県(1998)では，土石流危険渓流，地すべり危険箇所，雪崩危険箇所について，宮崎県(1997)では，土石流危険渓流，地すべり危険箇所についても危険度評価を行っている．これらは，通常時の危険度判定結果（A, B, C あるいは a1, b1, c1）を表Ⅱ-3-10の第二次判定ランク（a', b', c'）にそれぞれあてはめて危険度判定を行っている．

（3）山梨県(2005)の手法

斜面勾配と過去の崩壊についての点数設定が，日本道路協会 道路震災対策委員会(1986)と一部異なる．震度による判定ランクの振り分けは，宮城県(1997)の手法（表Ⅱ-3-6）を用いている．

表Ⅱ-3-11 斜面崩壊危険度判定基準

項目	小項目名	点数	項目	小項目名	点数
斜面高	50m以上	10	斜面の地盤	亀裂が発達，開口しており， 転石・浮石が点在する	10
	30～50m	8		風化，亀裂が発達した岩	6
	10～30m	7		礫混じり土・砂質土	5
	10m未満	3		粘質土	1
斜面勾配	$\theta \geq 59^\circ$	7		表土の厚さ	風化・亀裂の発達していない岩
	$59^\circ > \theta \geq 45^\circ$	4	0.5m以上		3
	$45^\circ > \theta$	1	0.5m未満	0	
オーバーハング	有 自然斜面	7	湧水	有	2
	有 人工斜面	4		無	0
	無	0	過去の崩壊	有	4
		無		0	

(4) 長野県(2002)の手法

過去の地震では斜面の対策工が実施されている箇所では崩壊が発生しないケースが多いことから、対策工の有無別に下表のような地震時の崩壊危険度基準を設定し、個々の斜面の崩壊危険度を判定している。

さらに、地域の危険性を表すため500mメッシュ単位での危険度も求めている。個々の斜面の危険度ランクに点数を設定し(a:2点,b:1点,c:0点)、500mメッシュ単位での合計点数により地域の危険度を3ランクに区分している(A:危険度高い,B:危険度がやや高い,C:危険度は低い)。

表Ⅱ-3-12 地震時における斜面崩壊の危険度判定表(長野県,2002)

対策工	震度階級				
	～4	5弱	5強	6弱	6強
対策工なし, 未完成	c	c	b	a	a
対策工既成	c	c	c	b	b

(5) 長橋(1994)の手法

○採用自治体：広島市(97)

下表に示す影響因子ごとの各ランク値の和により、相対危険度数 Y を評価している。

$$Y = \sum a_i \cdot X_i / (\sum a_i)$$

a_i : 影響因子 i の重み係数 X_i : 影響因子 i に対するランク値

表Ⅱ-3-13 影響因子別のランク値一覧(広島市(1997)より作成)

傾斜角	ランク値	高さ	ランク値	表土圧	ランク値	斜面形状	ランク値
30～50°	1	0～10m	1	0～25cm	1	凸型尾根型	3
50～70°	2	10～20m	2	25～50cm	2	直線尾根型	2
70～90°	3	20～30m	3	50～75cm	3	凹型尾根型	1
		30m～	4	75～100cm	4	凸型直線型	3
				100cm以上	5	直線直線型	2
横断形状	ランク値					凹型直線型	1
オーバーハングがある	3	湧水	ランク値			凸型谷型	3
斜面上部に凹凸	2	湧水が常時ある	3			直線谷型	2
斜面全体に凹凸	2	降雨時に湧水	2	亀裂間隔	ランク値	凹型谷型	1
斜面下部に凹凸	2	斜面が常時ジメジメ	2	10cm以下	1		
				10～30cm	2		
平坦な斜面	1	斜面は乾燥している	1	30～50cm	2		
				50cm以上	3		

ただし、各影響因子が実際の地震でどの程度寄与するか不明であるため、重み係数 a_i は全て同じ値を設定している。

また、危険度に対する地震の強さの影響度として、斜面の属する500mメッシュの震度に応じて相対危険度数 Y に係数(震度6強・6弱:4.0, 5強・5弱:2.0, 4以下:1.0)を掛けて評価している。以上で求めた相対危険度数 Y を500mメッシュごとに合計し、4段階にランク分けしている。

(6) 福岡県(1997)の手法

過去の地震による崩壊事例から、地形要因、地表最大加速度に基づいて点数を設定し、合計得点に応じて危険度ランクを以下のように区分している。評価対象となる斜面は、急傾斜地危険箇所、急傾斜地崩壊危険区域から抽出している。

地形要因による区分は、日本道路公団試験所(1980, 1981)がえびの地震(1968)、新潟地震(1964)、大分県中部地震(1975)の3地震から導いた地形・地質要因と地震崩壊との関係を用いて区分している。地表最大加速度による区分は、損害保険料率算定会(1994)による地表最大加速度と崩壊率との関係を用いて区分している。

表Ⅱ-3-14 地震崩壊に影響する地形地質要因と得点

要因	水準	配点
斜面勾配	10° 以下	-5
	11° ~20°	-3
	21° ~30°	-1
	31° ~40°	+1
	41° ~50°	+2
	51° ~60°	+3
	61° 以上	+5
斜面形状	上昇型	+2
	平衡型	-2
	下降型	-3
植生	裸地	+3
	広葉樹	+1
	針葉樹	-1
遷急線	有	+2
	無	-2

表Ⅱ-3-15 地表最大加速度の地震崩壊に影響する水準に対する得点

地表最大加速度 a (gal)	配点
$0 \leq a < 100$	-5
$100 \leq a < 250$	-4
$250 \leq a < 350$	-3
$350 \leq a < 450$	-2
$450 \leq a < 550$	-1
$550 \leq a < 700$	+1
$700 \leq a < 800$	+2
$800 \leq a < 900$	+3
$900 \leq a < 1000$	+4
$1000 \leq a$	+5

表Ⅱ-3-16 危険度ランクの設定と崩壊発生率

危険度ランク	得点	危険度	3地震での平均発生率
A	-1 ~	高い	77%
B	-6 ~ -2	やや高い	48%
C	~ -7	低い	22%

(注) 3地震：えびの地震(1968)、新潟地震(1964)、大分県中部地震(1975)

(7) 群馬県(1998)の手法

地震時の崖崩れ等の被災危険性を、降雨による危険度判定結果(従来の評価)に地震動による影響を加えて評価している。

表Ⅱ-3-17 急傾斜地の危険性評価(群馬県, 1998)

		急傾斜地崩壊危険箇所的位置の予測地震動(加速度)			
地表面加速度		450gal以上	250gal以上 450gal未満	150gal以上 250gal未満	150gal未満
震度		6強以上	6弱	5強	5弱以下
従来の 評価	A	A	A	B	D
	B	A	B	C	D
	C	B	C	D	D

A: 崩壊危険度高い, : Aと判定された危険箇所の20%前後に崩壊が発生する可能性がある。
 B: 崩壊危険度やや高い, : Bと判定された危険箇所の10数%に崩壊が発生する可能性がある。
 C: 崩壊危険度低い, : Cと判定された危険箇所の数%に崩壊が発生する可能性がある。
 D: 崩壊発生の可能性が低い: Dと判定された危険箇所の崩壊は極めて希である。

(8) 埼玉県(1992)の手法

○採用自治体: 青森県(97)

急傾斜地崩壊危険箇所および地すべり危険箇所などの斜面を対象とし、現況調査の危険度ランクに基づいた評価を行っている。

表Ⅱ-3-18 斜面の被害危険度ランク(埼玉県(1992)より作成)

現況調査の 危険度ランク	震 度				
	~ 4	5弱	5強	6弱	6強~
A	3	2	1		
B	3		2	1	
C	3			2	1

1: 被害危険度高い 2: 被害危険度やや高い 3: 被害危険度低い

○青森県(97)では...

土石流危険度箇所についても、同様に以下の基準に基づいて判定を行っている。

表Ⅱ-3-19 土石流危険箇所の被害危険度ランク(青森県, 1997)

現況調査の 危険度ランク	震 度				
	~ 4	5弱	5強	6弱	6強~
A	3	2	1		
B	4	3	2	1	
C	4		3	2	1
D	4			3	2

1: 被害を受ける可能性大 2: 可能性やや大 3: 可能性中 4: 可能性小

3-2. 宅地造成地の被災危険度

宮城県沖地震(1978)において仙台市の宅地造成地に大規模な被害が発生し、造成地の地震被害への関心が高まった。兵庫県南部地震(1995)でも、神戸市灘区から兵庫区の六甲山麓の宅地造成地で被害が発生している。被害としては、造成地の盛土部分や盛土と切土の境界で発生しやすく、旧地形の傾斜が大きいほど被害が大きいといわれている。

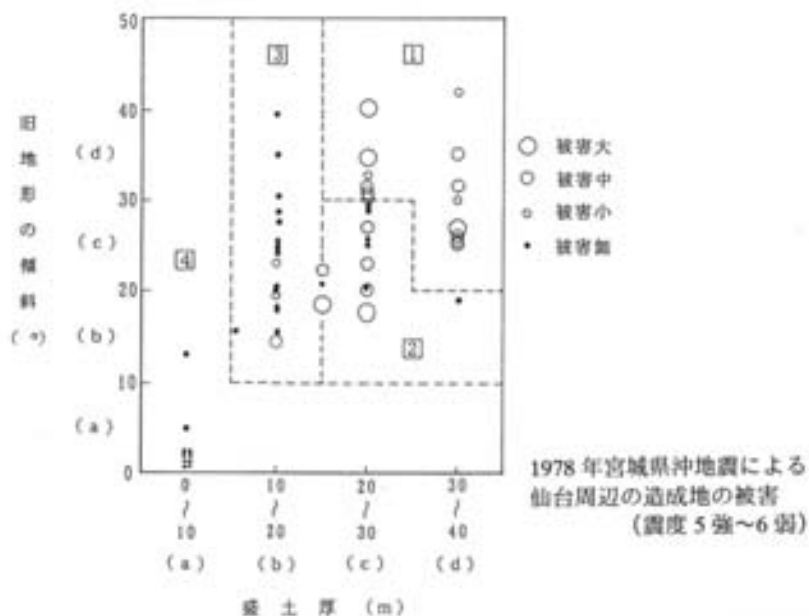
以下に、各自治体で採用されている次の手法(被害判定基準)の概略をまとめる。

- (1) 宮城県(2004)の手法
- (2) 秋田県(1997)の手法
- (3) 埼玉県(1998)の手法
- (4) 青森県(1997)の手法

いずれの自治体も、宮城県沖地震(1978)時の造成地被害を分析し、旧地形の傾斜度、盛土厚、震度によって被害ランクを予測する手法を採用している。

(1) 宮城県(2004)の手法

面積10ha以上の大規模宅地造成地を想定対象とし、旧地形の傾斜度、盛土厚、震度により被害を予測している。



図II-3-1 旧地形の傾斜、盛土厚と家屋の被害率の関係(宮城県, 2004)

表II-3-20 造成地被害の判定基準(宮城県(2004)より作成)

分類	震 度				
	~ 4 弱	4 強~ 5 弱	5 強	6 弱	6 強~ 7
1	C	B	A		
2	C		B	A	
3	C			B	A
4	C				B

(注) □内の数字は図II-3-1と対応。

表Ⅱ-3-21 被害のおよその内容(宮城県, 2004)

判定	家屋	地下埋設物	地盤
A	倒壊する家屋あり	被害あり	崩壊, 亀裂などがみられる
B	倒壊する家屋のでる可能性あり	被害の可能性あり	小亀裂, 小崩壊などの可能性あり
C	被害の可能性小	被害の可能性小	被害の可能性小

(2) 秋田県(1997)の手法

面積10ha以上の大規模宅地造成地を想定対象とし, 旧地形の傾斜度, 盛土厚, 震度により被害を予測している.

表Ⅱ-3-22 造成地被害の判定基準(秋田県, 1997)

分類	震度				
	～4弱	4強～5弱	5強	6弱	6強～7
①	C	B	A		
②	D	C	B	A	
③	D		C	B	A
④	D			C	B

(注) □内の数字は図Ⅱ-3-1と対応.

表Ⅱ-3-23 被害のおよその内容(秋田県, 1997)

判定	家屋	地下埋設物	地盤
A	倒壊する家屋あり	被害あり	崩壊, 亀裂などがみられる
B	倒壊する家屋のでる可能性あり	被害の可能性あり	小亀裂, 小崩壊などの可能性あり
C	被害の可能性小	場所により被害の可能性あり	場所により小崩壊などの可能性あり
D	被害なし	被害なし	被害なし

(3) 埼玉県(1998)の手法

面積10ha以上の大規模宅地造成地を想定対象とし、旧地形の傾斜度、盛土厚、震度により被害を予測している。

表Ⅱ-3-24 造成地の被害予測判定基準(埼玉県, 1998)

旧地形の傾斜度	盛土厚(m)	判定		
		地震力		
		震度4	震度5	震度6以上
(a) 15° 未満	(a) 0～3以下	C		B
	(b) 3～11以下	C	B	
	(c) 11～16以下	B		A
	(d) 16～	B	A	
(b) 15° 以上	(a) 0	C		B
	(b) 0～2以下	C	B	
	(c) 2～10以下	B		A
	(d) 10～	B	A	

表Ⅱ-3-25 被害のおよその内容(埼玉県, 1998)

判定	家屋	地下埋設物*	地盤
A	倒壊する家屋あり	被害あり	崩壊、亀裂などがみられる
B	倒壊する家屋の可能性がある	被害の可能性あり	小亀裂、小崩壊などの可能性あり
C	被害なし	なし	なし

* ガス管、水道管の供給管まで含む

(4) 青森県(1997)の手法

1991年から1994年に開発された面積1ha以上の宅地造成地を想定対象とし、旧地形の傾斜度、盛土厚、震度により被害を予測している。

表Ⅱ-3-26 造成地の被害予測判定基準(青森県, 1997)

旧地形の傾斜度	盛土厚(m)	判定		
		震度		
		～4	5	6～
(a) 15° 未満	(a) 0～3以下	無		小
	(b) 3～11以下	無	小	中
	(c) 11～16以下	小	中	大
	(d) 16～	中	大	
(b) 15° 以上	(a) 0	無		小
	(b) 0～2以下	無	小	中
	(c) 2～10以下	小	中	大
	(d) 10～	中	大	

(注) 大～無の被害のおよその内容は表Ⅱ-3-23のA～Dと同じ

4. 津波の予測

津波の予測は、概ね下図のフローに沿った形で行われている。

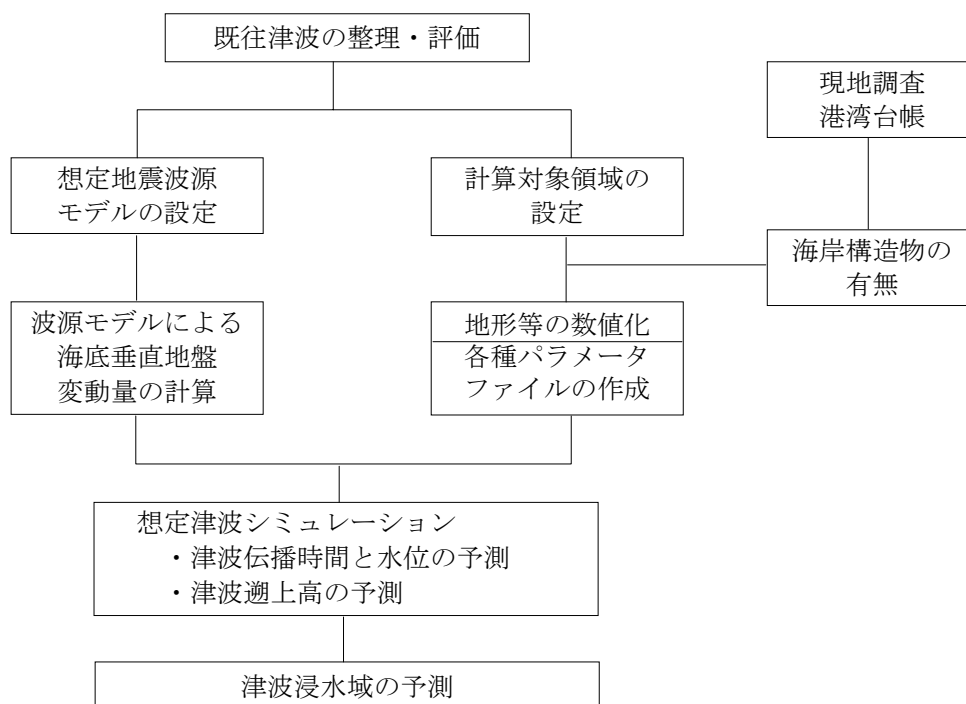


図 II-4-1 津波予測計算の流れ

津波数値シミュレーションは、報告書に詳細な予測手法が記載されていないことが多いが、概ね手法が確立されている。日本近海の地震による津波予測は、基礎方程式として線形長波理論、あるいは非線形長波理論を用いた予測がほとんどであり、多くの自治体がこの考え方を採用している。チリ地震(1960)のような遠方で発生した地震による津波を予測する場合は、線形分散波理論を用いた予測が行われることもあるが、計算に要する時間が非常に長くなるためこの手法を採用している自治体は少ない。

過去に大きな津波被害を受けた履歴の少ない自治体では、特定の波源域を設定した津波数値シミュレーションは行わず、過去の津波事例等から津波最大遡上高を設定し、海岸の地形や標高などから浸水危険区域の概略的予測を行うという比較的簡易な方法を採用しているものが多い。

ここでは、長波理論と線形分散波理論を用いた津波被害予測の概要をまとめる。

表 II-4-1 津波予測手法の分類

	代表的な予測手法
シミュレーションによる手法	<input type="checkbox"/> 長波理論 <input type="checkbox"/> 線形分散波理論
過去の実績による予測	<input type="checkbox"/> 過去の浸水履歴、最大遡上高 <input type="checkbox"/> 既往地震での津波高

4-1. 伝播計算・遡上計算

(1) 基礎方程式

① 長波理論

津波の予測では、長波理論に基づく方程式を差分スキームにより展開し、数値的な計算を行っている（例えば、秋田県(97), 神奈川県(99), 新潟県(98), 大阪府(97), 宮崎県(97)など）。

津波は水深に比べて波長が長いことから、長波理論によって表される。この時、津波の伝播速度 C_g (m/s) は、

$$C_g = \sqrt{g \times h}$$

ただし、 g : 重力加速度 (m/s²)

h : 水深 (m)

で表される。

浅海域の長波を扱う浅水理論は、波高 H と波長 L の比 H/L 、および水深 h と波長 L の比 h/L がいずれも小さいものとして導かれる。この近似では、圧力は静水圧分布となり、水平流速 (u, v) は鉛直方向に一様な分布となる。

津波数値シミュレーションの基礎方程式としては、非線形長波理論式が用いられる傾向にある。

$$\text{連続の式} \quad : \quad \frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0$$

$$\text{運動方程式} \quad : \quad \frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{M^2}{D} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{MN}{D} \right) + gD \frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{f}{D^2} MQ = 0$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{MN}{D} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{N^2}{D} \right) + gD \frac{\partial \eta}{\partial y} + \frac{f}{D^2} NQ = 0$$

ただし、 (x, y) : 静水面にとった空間座標

t : 時間座標

η : 水位変動

h : 静水深

$D = h + \eta$: 全水深

g : 重力加速度,

f : 運動量損失および底面摩擦の合算係数

(M, N) : それぞれ (x, y) 方向の流量フラックス $Q^2 = M^2 + N^2$

これらの式の表記方法は様々であるが、ここでは、大阪府(1997)のものに依った。

マンニングの粗度係数 n は、

$$n = \sqrt{\frac{fD^{1/3}}{g}}$$

で定められる。

一方、沿岸部のみ上記非線形長波理論式で計算し、外洋域では線形長波理論式を採用している自治体もある（例えば、秋田県(97)、神奈川県(99)）。

$$\text{連続の式} \quad : \quad \frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0$$

$$\text{運動方程式} \quad : \quad \frac{\partial M}{\partial t} + gD \frac{\partial \eta}{\partial x} = 0$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + gD \frac{\partial \eta}{\partial y} = 0$$

これらの基礎方程式を差分化することにより数値的な処理を行う。差分化手法としては、Leap-frog法(後藤・小川, 1982)が多く用いられる（例えば、秋田県(97)、神奈川県(99)、大阪府(97)など）。

これは、水位 η 、流量 M 、 N の計算点を空間的に1/2格子、時間的に1/2時間ステップずらして配置する。以下では、 (x, y, t) に対応する離散化量を表す添字として (i, j, k) を使用する。

連続の式の中央差分を考える。

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} = \frac{1}{\Delta t} [\eta_{i,j}^{k+1} - \eta_{i,j}^k]$$

$$\frac{\partial M}{\partial x} = \frac{1}{\Delta x} [M_{i+1/2,j}^{k+1/2} - M_{i-1/2,j}^{k+1/2}]$$

$$\frac{\partial N}{\partial y} = \frac{1}{\Delta y} [N_{i,j+1/2}^{k+1/2} - N_{i,j-1/2}^{k+1/2}]$$

以上から、

$$\eta_{i,j}^{k+1} = \eta_{i,j}^k - \frac{\Delta t}{\Delta x} [M_{i+1/2,j}^{k+1/2} - M_{i-1/2,j}^{k+1/2}] - \frac{\Delta t}{\Delta y} [N_{i,j+1/2}^{k+1/2} - N_{i,j-1/2}^{k+1/2}]$$

x 方向の運動方程式のうち、局所項（左辺第1項）と重力項（左辺第4項）について、点 $(i+1/2, j, k)$ を中心に考えて、線流量 M は、

$$M_{i+1/2,j}^{k+1/2} = M_{i+1/2,j}^{k-1/2} - gD_{i+1/2,j}^k \frac{\Delta t}{\Delta x} [\eta_{i+1,j}^k - \eta_{i,j}^k]$$

全水深 D は、

$$D_{i+1/2,j}^k = h_{i+1/2,j} + \eta_{i+1/2,j}^k = h_{i+1/2,j} + \frac{1}{2} [\eta_{i+1,j}^k + \eta_{i,j}^k]$$

となる。

同様に y 方向は、以下のように差分化される。

$$N_{i,j+1/2}^{k+1/2} = N_{i,j+1/2}^{k-1/2} - gD_{i,j+1/2}^k \frac{\Delta t}{\Delta y} [\eta_{i,j+1}^k - \eta_{i,j}^k]$$

$$D_{i,j+1/2}^k = h_{i,j+1/2} + \eta_{i,j+1/2}^k = h_{i,j+1/2} + \frac{1}{2} [\eta_{i,j+1}^k + \eta_{i,j}^k]$$

さらに、大阪府(1997)では、沿岸および河川遡上による津波シミュレーションについては、有限要素法により離散化して数値計算を行っている（河田・小池(1996)の手法）。浅水長波方程式は以下のように表される。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(Hu)}{\partial x} + \frac{\partial(Hv)}{\partial y} = 0$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + g \frac{\partial h}{\partial x} + uR = 0$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + g \frac{\partial h}{\partial y} + vR = 0$$

$$R = \frac{gn^2 \sqrt{u^2 + v^2}}{H^{4/3}}$$

ただし, $H(=h-\zeta)$: 水深

g : 重力加速度

h : 基準面より自由水面までの高さ

ζ : 基準面より地表面までの高さ

u, v : それぞれ x, y 方向の平均流速

n : マニングの粗度係数

基礎方程式を有限要素方程式にする際には, 空間方向にはガラーキン法によって離散化し, 時間方向には 2 段階 Lax-Wendroff 法を用いている.

$$[\bar{M}]S^{n+1/2} = [\hat{M}]S^{n+1/2} - \frac{1}{2}\Delta t[Q]^n S^n$$

$$[\bar{M}]S^{n+1} = [\hat{M}]S^n - \Delta t[Q]^{n+1/2} S^{n+1/2}$$

$$\text{ただし, } [\bar{M}] = \frac{\Delta}{3} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}, \quad [M] = \begin{bmatrix} M_{ij} & 0 & 0 \\ 0 & M_{ij} & 0 \\ 0 & 0 & M_{ij} \end{bmatrix}, \quad S = \begin{bmatrix} h \\ u \\ v \end{bmatrix}$$

$$[\hat{M}] = e[\bar{M}] + (1-e)[M]$$

$$[Q] = \begin{bmatrix} 0 & H_k^*(K_{ijk}^x + K_{ikj}^x) & H_k^*(K_{ikj}^y + K_{ijk}^y) \\ gL_{ij}^x & (K_{ikj}^x u_k^* + K_{ikj}^y v_k^* + M_{ij} R^*) & 0 \\ gL_{ij}^y & 0 & (K_{ikj}^x u_k^* + K_{ikj}^y v_k^* + M_{ij} R^*) \end{bmatrix}$$

解析領域を三角形要素により分割し, 形状関数として, 次式を用いている.

$$N_i = \frac{a_i + b_i x + c_i y}{2\Delta}, \quad M_{ij} = \begin{cases} \Delta/6 & (i=j) \\ \Delta/12 & (i \neq j) \end{cases}$$

$$K_{ijk}^x = \begin{cases} b_k/12 & (i=j) \\ b_k/24 & (i \neq j), \end{cases} \quad K_{ijk}^y = \begin{cases} c_k/12 & (i=j) \\ c_k/24 & (i \neq j) \end{cases}$$

$$L_{ij}^x = b_j/6, \quad L_{ij}^y = c_j/6,$$

Δ : 三角形の面積

$$b_i = y_j - y_k$$

$$c_i = x_k - x_j$$

初期条件として、 $h(t=0)$ に初期津波波形、 $u(t=0)$ 、 $v(t=0)$ はゼロとする。

外界との境界では津波伝播計算によって求められた h, u, v が境界条件として与えられる。海と陸地との境界では、そこを横切る流れは存在しないという条件を与える。

② 線形分散波理論

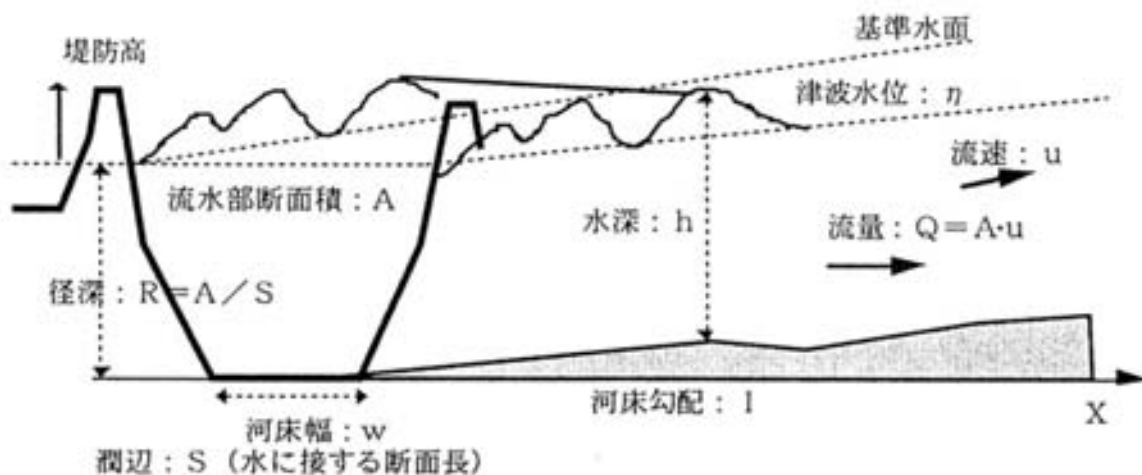
東京都(2005)の津波浸水予測(小笠原諸島)では、津波が長距離を伝播する場合の分散性を考慮し、線形長波理論による計算結果と線形分散波理論による計算結果を比較している。また、アラスカやチリのような遠方で発生した津波が日本まで伝播する津波の解析には、分散波理論を適用することが多いと指摘している。線形分散波理論による津波の解析は、現実に近い計算結果を得られる利点がある一方で、線形長波理論に比べると計算に要する時間が非常に長くなる欠点がある。

表Ⅱ-4-2 線形分散波理論と線形長波理論の特徴(東京都, 2005)

	線形分散波理論	線形長波理論
理論的な特徴	津波の伝播速度が波の波長によって変わり、波長の短い波の方が伝播は遅い。方程式を簡略化せずに計算しており、より現実に近い計算結果が得られる	津波の伝播速度が基本的に波の波長に依存せず、海底の水深によって変化する。方程式を簡略化しているため、波源より遠い領域では誤差を伴った計算結果となり得る
波高	津波の波源より遠い領域においても正確に評価することが可能である	津波の波源より遠い領域では、実際の津波の高さよりも過大に評価してしまう可能性がある
継続時間	津波の波源より遠い領域においても津波の継続時間を正確に評価することが可能である	津波の波源より遠い領域では津波の継続時間を過小評価してしまう可能性がある
計算に要する時間	非常に長い	線形分散波理論による方法よりも短くて済む

(2) 名古屋市(1997)の手法

河川上流からの河川流および河口での水位変動（潮汐・津波・高潮）に依存する河川流動過程は、その主流方向の流動が卓越することから、自由水面を有し河川幅や水深が変化する河川での非定常流を考慮した1次元開水路モデルを適用している。



図Ⅱ-4-2 河川遡上モデルと記号の説明(名古屋市, 1997)

○運動方程式：河川流量や流速の変化を計算する式

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{Q^2}{A} + g \cdot A \cdot h \right] = -g \cdot A \cdot \left[I + \frac{n^2 \cdot |Q| \cdot Q}{A^2 \cdot R^{4/3}} \right]$$

○連続方程式：河川水位や断面積の変化を求める式

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

ただし, t : 時間

x : 河川遡上方向の座標軸

$Q(= A \cdot u)$: 流量

A : 河川断面積

u : 流速

g : 重力加速度

h : 実水深

I : 河床勾配

n : 河床の摩擦粗度係数

R : 径深(河川断面積 A / 潤辺 S)

S : 潤辺(水に接する辺長)