資料４

新潟県地震被害想定調査検討委員会（第１回）

地震動等の予測手法(案)

１　地震動の予測手法 1
２　液状化の危険度評価手法 4
３　地震土砂災害の予測手法 5

（参考資料１）地震基盤の地震動予測手法の種類と代表例 9
（参考資料２）浅部地盤の地震動予測手法の種類と代表例 13
（参考資料３）地震動の予測手法（前回調査） 15
（参考資料４）液状化の予測手法（前回調査） 21
（参考資料５）地震土砂災害の予測手法（前回調査） 25

１　地震動の予測手法

震源から射出された地震波は、地殻を伝播していわゆる地震基盤に到達し、地表近くにおける地盤での増幅現象によって変形され、地表において地震動として観測される。地震動を予測するにあたっては、それらの特性の組み合わせを次のように表現することができる。

地表地震動 ＝ 震源の特性×伝播経路の特性×地盤の増幅特性

地震動の大小を左右する震源の特性としては、地震規模（マグニチュード）と震源の位置（範囲、深さ）があげられる。また、近年の地震研究により、震源断層の破壊過程（破壊方向や破壊速度など）が空間的な地震動分布に与える影響や、震源断層の中でも強震動生成域と呼ばれる領域が存在し、特に震源近傍において著しく強い地震動を発生させる現象などが解明されており、それらの特性を考慮する予測手法が研究されている。

また、震源から各地までの地中における地震動の伝達経路が、一様な岩盤であると見なせば、距離に応じた減衰を考慮することにより伝播特性を把握できるが、最近の研究によって日本の深部地盤構造が明らかになりつつあり、異常震域などの地質的地域特性を評価することも可能になってきている。

さらに、平野部や山間低地などに代表される軟弱な地盤における地震動の増幅程度が、地域の揺れに大きく影響するため、各地の地盤特性を詳細に把握した上で、増幅特性を評価することが重要である。

これらの特性を考慮できるように、地震動の予測を次の手順で行う。

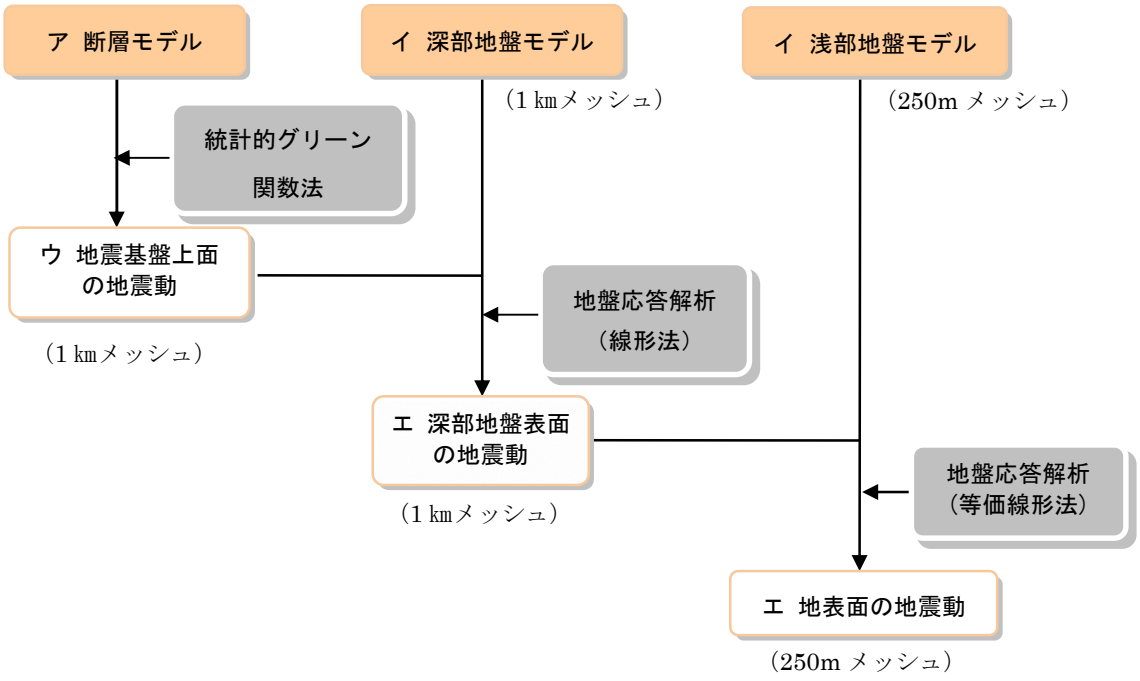


図 1-1　地震動予測の流れ

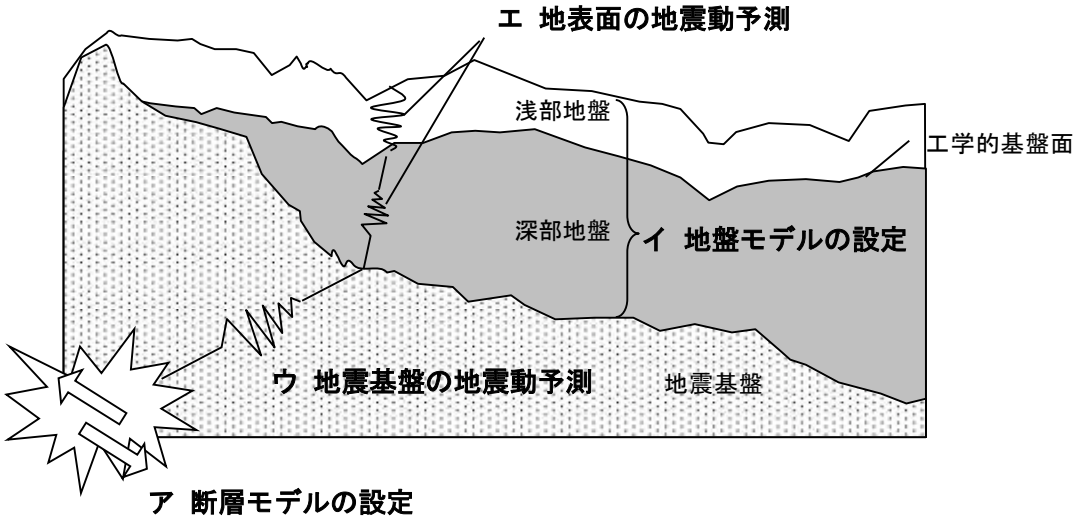


図 1-2　地震動予測の概念

ア　断層モデルの設定

想定する地震において、国の研究等に基づき、地震規模、破壊過程、強震動生成域などに関する震源断層パラメータを設定する。

震源断層パラメータは、地震調査研究推進本部による「震源断層を特定した地震の強震動予測手法（「レシピ」）2017.4」に準じて設定する。

イ　地盤モデルの設定

1）浅部地盤モデル

層構造をモデル化した地盤モデル（前回調査）を採用する。ただし、前回調査から 20 年以上経っていることから、前回調査以降のボーリングデータや最新の文献等により浅部地盤モデルの見直しを行う。

また、前回調査では 500m メッシュであったため、より詳細な検討が行えるよう 250m メッシュとする。

2）深部地盤モデル

深部地盤モデルは、「全国１次地下構造モデル（暫定版）（2012）：地震調査研究推進本部」を採用する。

このモデルは、地震基盤（S 波速度 3km/s 相当層）から深部地盤（S 波速度 400m/s～700m/s 相当層）までの構造を１km メッシュでモデル化している。

ウ　地震基盤の地震動予測

震源断層の破壊過程や強震動生成域等を考慮して統計的グリーン関数を用いた計算手法により、地震基盤の地震動予測を行う。

統計的グリーン関数法では、図 1-2 に示すように、発生する地震の規模によって震源断層を小さい領域（小断層：幅ΔW、長さΔL）に分割し、それぞれの小断層から発する小地震波を破壊の進行に要する時間と観測点までの距離を考慮して重ね合わせることにより、大断層

（幅 W、長さ L）の大地震波を合成する。

この方法により、震源の破壊方向に向けて強震動となる地域が現れる現象や、強震動生成域の近傍で、特に強い地震動が現れる現象などを表現することができるため、地震による揺れの平面的分布が実現象に近い状態として計算されるのが特徴である。

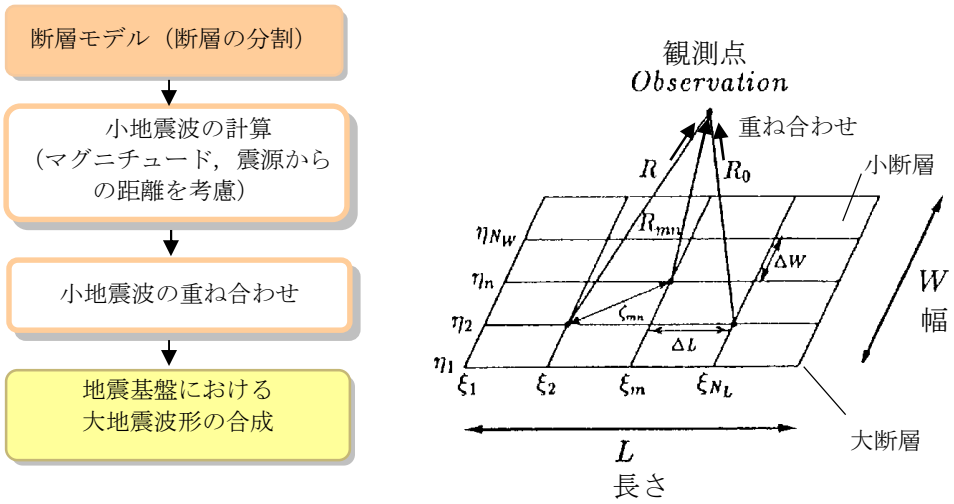


図 1-3　統計的グリーン関数の計算

エ　地表面の地震動予測

深部地盤及び浅部地盤を設定し、地盤の増幅特性を考慮した計算手法により地表面の地震動を予測する。

1)　深部地盤表面での地震動

深部地盤は固結岩盤からなり、地震波は弾性波として伝わるため、深部地盤内（地震基盤面から深部地盤表面まで）においては弾性波として取り扱う線形応答解析を行い、深部地盤表面での地震波形を算定する。

深部地盤は、1km メッシュごとに地盤モデルを設定しており、深部地盤表面での地震動は 1km メッシュ単位で求めている。

一方、浅部地盤は 250m メッシュ単位で地盤モデルを設定しているため、深部地盤から浅部地盤への入力地震動は、周辺 1km メッシュの深部地盤表面における最大速度の分布から、等値線法による按分計算を行い、各 250m メッシュに割り当てる。

2)　浅部地盤の地震動

浅部地盤は未固結堆積物からなり、地震動により大きな力が加わると、地盤内に生じるせん断ひずみによって、土の剛性率や減衰率が変化する。土の剛性率及び減衰率のひずみ依存性は、動的変形特性と呼ばれる。応答解析を実施する際に土の非線形特性を加味することができる等価線形法を用いる。

２　液状化の危険度評価手法

道路橋示方書（2017）による液状化に対する抵抗率F_L値を求め、深さ方向に重み付けしたＰＬ法による算定手法を用いる。対象とする地層は次の３つの条件にすべて該当するものとしている。

ａ．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

ｂ．細粒分含有率 FC が 35％以下の土層、または FC が 35％をこえても塑性指数I_pが 15 以下の土層

ｃ．平均（50％）粒径D_{50}が 10mm 以下で、かつ 10％粒径D_{10}が１mm 以下である土層

地盤内の各深度における液状化に対する抵抗率F_L値は、地層が有する動的せん断強度比Ｒと作用する地震時せん断応力比Ｌによって定義し、この値が 1.0 以下の土層については液状化するものとみなす。

$F_L = R / L$

この液状化抵抗率（F_L）は、ある深度における液状化の発生の可能性を評価するものであり、地盤全体を評価する指標として液状化指数P_Lを次のように求める。

$$P_L = \int_0^{20} (1 - F_L) \cdot (10 - 0.5z)\, dz$$

（$F_L \leqq 1.0$ の場合、$F_L = 1$ とする）

ｚ：地表面からの深さ（m）

算出されたP_L値で液状化危険度を次の５段階に区分する。

$20 < P_L$	液状化の危険度が極めて高い
$10 < P_L \leqq 20$	液状化の危険度が高い
$5 < P_L \leqq 10$	液状化の危険度がやや高い
$0 < P_L \leqq 5$	液状化の危険度は低い
$P_L = 0$	液状化の危険度はかなり低い

３　地震土砂災害の予測手法

（１）調査対象

土砂移動現象に伴い被害に結びつく可能性が高いと考えられる既往の土砂災害危険箇所等を調査の対象とし、各管理者より土砂災害危険箇所等の情報を収集・整理する。

表 3-1　対象とする土砂災害危険箇所等

現象	箇所名	備考
斜面崩壊	急傾斜地崩壊危険箇所（土砂災害警戒区域）	国土交通省関連
	山腹崩壊危険地区	林野庁関連
地すべり	地すべり危険箇所（土砂災害警戒区域）	国土交通省関連
	地すべり危険地区	林野庁関連
	地すべり危険地	農水省農村振興局関連

※国土交通省関連の急傾斜地崩壊危険箇所、地すべり危険箇所については、土砂災害防止法に基づく基礎調査により土砂災害警戒区域等に指定されている。よって今回調査では急傾斜地崩壊危険箇所を土砂災害警戒区域と読み替えて評価する。

（２）　斜面崩壊の危険度評価手法

地震時における急傾斜地の崩壊発生は、地震動の大きさのみならず各急傾斜地の固有の特徴にも大きく影響を受ける。地震時の斜面崩壊の傾向としては、次のような事項があると指摘されている。

・縦断形が複合型、凸型斜面で発生しやすい
・勾配が大きくなるほど発生しやすい
・リニアメント、断層の数が多いほど発生しやすい
・横断形についてはあまり傾向がみられず、降雨による崩壊とは対照的である
・震源近傍では崩壊が多発する

斜面の耐震性判定の手法例としては、日本道路協会（1986）ののり面・斜面耐震判定があげられる。この手法は、既往地震事例から地震時崩壊に関わる素因を分析し、斜面高、勾配、オーバーハング、地質、表土、湧水、崩壊頻度といった項目に関して重みづけした点数による基準要素点と、変状現象、斜面安定工の効果を考慮して危険性を決定するものである。

この手法を参考に、新潟県の斜面の特徴を考慮して、表 3-1 に示す判定表を作成した。また対策工の効果を考慮するため、日本道路協会の方法を参考に、表 3-2 のようにランク補正を設定する。

一方、崩壊の発生は地震動の大きさに著しく左右される。そこで、既往地震の崩壊事例を参考に、表 3-3 に示す震度と判定ランクの関係による危険度を設定する。

各斜面の地震時危険度は、斜面特性、対策工の有無及び当該地の震度から、これらの表にしたがって求める。

山腹崩壊危険地区（林野庁関連）は、急傾斜地崩壊危険箇所と同種の情報は持っていないが、既に崩壊危険度が a1～c1 の３ランクに区分されており、これを一次判定ランク a, b, c

に読み替えて、急傾斜地崩壊危険箇所等と同様に評価する。

表 3-1　斜面一次判定表

項目	分類	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した
	遷急遷が明瞭 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	
	礫混じり土、砂質土	5	
	粘性土	1	
	風化、亀裂が発達していない岩である	0	
表土の厚さ	0.5m 以上	3	
	0.5m 未満	0	
湧水	あり	2	常時見られる湧水をさす
	なし	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した
	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	c

表 3-2　斜面二次判定表

一次判定ランク / 対策工	a	b	c
対策工なし、未完成	a’	b’	c’
対策工既成	c’	c’	c’

表 3-3　地震時における斜面崩壊の危険度判定表

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	A	A
b’	C	C	B	A	A
c’	C	C	C	B	B

Ａ：危険度が高い　Ｂ：危険度がやや高い　Ｃ：危険度は低い

イ 地すべりの危険度評価手法

これまでの地震においても地すべり災害が発生するケースがみられた。主として火山性の堆積物やルーズな未固結層を層内に挟む場合、または層理・節理などが発達している岩盤斜面で、縦・横断形が凸状となっているか、ないしは凸状部分を含む斜面は、未固結層や凸部での地震動が増幅される結果、200～300gal 程度の最大加速度でも初生的な地すべり性崩壊を起こすことがある。

新潟県中越地震や岩手・宮城内陸地震では、発生した地すべりの多くが既存の地すべりの再活動であり、従来融雪・降雨の影響が強いとされていた地すべりが、地震動にも大きな影響を受けることが判明した。

また、活断層運動そのものが地すべりを発生させることもあり得る。ただし、これらの地すべり発生機構は、その素因である地形・地質構造の詳細な情報があってはじめて認識できるものであるから、事前予知・予測は現段階では非常に困難である。

一方、一般的に過去の繰り返しの地すべり運動で形成された「地すべり地形」を呈している地すべり地は、地震による地すべり運動の活性化や崩壊進行の報告事例がなく、地震による影響は非常に小さいという認識がとられている。これは、大きな地震力を受けてもその作用時間が非常に短いこと、また斜面勾配がゆるく概して一様であり、すべり面においても震動の増幅をきたすほどの厚さを有さないこと、またすべり土塊と不動土塊との間で大きな変位差を生ずるような土塊相互間の震動応答に大きな違いがないことなどが推定理由としてあげられる。

上記の点から、既往の地すべり危険箇所は、一般的には地震時危険性は高くないと考えられる。ただし、まったく危険がないと言い切れることではなく、また既往地すべり地周辺において初生的地すべりが発生することもあろうことから、既往地すべり危険箇所について、既往調査の危険度ランクと対策工の効果、当該地の想定震度の組み合わせ（表 3-4 及び 3-5）から、地震時の地すべり危険度を判定することとする。

国土交通省関連及び林野庁関連の地すべり危険箇所については、既にＡ～Ｃランクもしくは a1～c1 ランクに分けられており、これをそのまま既往危険度ランクとして用いた。農水省農村振興局関連については該当する資料がないので、一次判定をｂランクとする。

表 3-4　地すべり一次判定表

既往の危険度分類 対策工	A a1	B b1	C c1
対策未完了	a	b	c
対策完了	c	c	c

表 3-5　地震時における地すべりの危険度判定表

一次判定ランク	震度階級				
	～4	5 弱	5 強	6 弱	6 強～
a	C	B	A	A	A
b	C	C	B	A	A
c	C	C	C	B	B

Ａ：危険度が高い　Ｂ：危険度がやや高い　Ｃ：危険度は低い

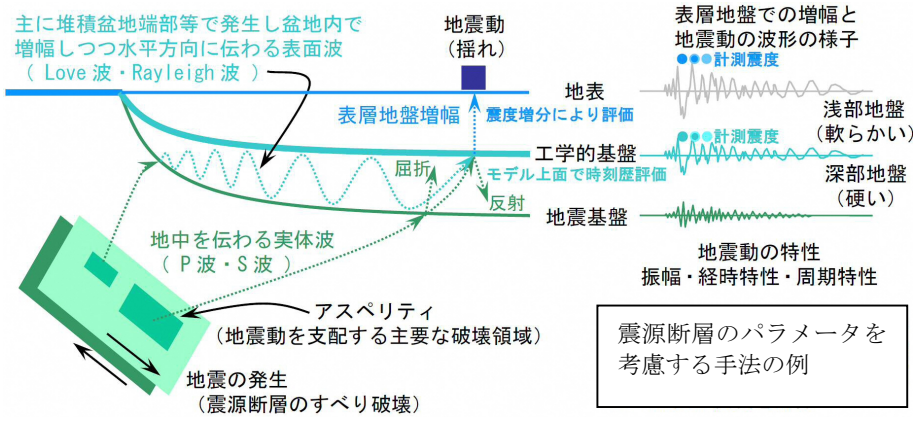
（参考資料１）地震基盤の地震動予測手法の種類と代表例

地震基盤の地震動予測手法は複数あり、大きくは震源断層のパラメータを考慮する手法と距離減衰式を用いる手法に分けられる。

それぞれの手法の特徴と長所・短所は表１のとおりである。表２に代表例を示す。

表１　地震基盤の地震動予測手法の特徴

種類	特徴	長所	短所
震源断層のパラメータを考慮する手法	震源断層を複数の小さな断層に分割し伝播を模式的に行う手法	・震源断層からの距離が同じであっても、断層の破壊様式に従って、地震動の大きさが異なる現象を説明できる	・活動していない断層の破壊進行方向、アスペリティなどの動的パラメータをあらかじめ予測することが困難 ・距離減衰式に比べ、計算に要する時間が大きい
距離減衰式を用いる手法	活断層からの距離と地震動の減衰の関係を地震観測記録の統計回帰分析により導いた式を用いる手法	・古くから研究され成果が多く、適用実績が豊富である。兵庫県南部地震(1995)等の観測記録に対して良好な結果を示している ・動的パラメータを考慮する方法と比べ計算量が少なく比較的容易	・アスペリティなどの動的パラメータの設定ができないため、実際の地震で発生するスポット的な強震地域を予測できない ・実際の地震では距離に応じて一様に減衰するとは限らない



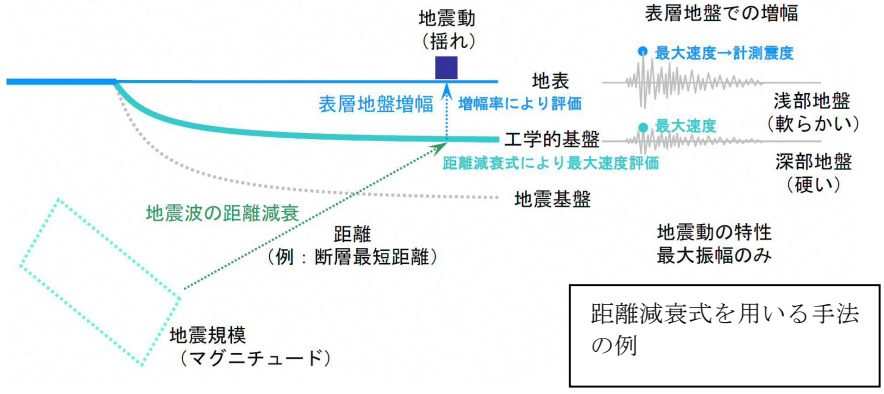


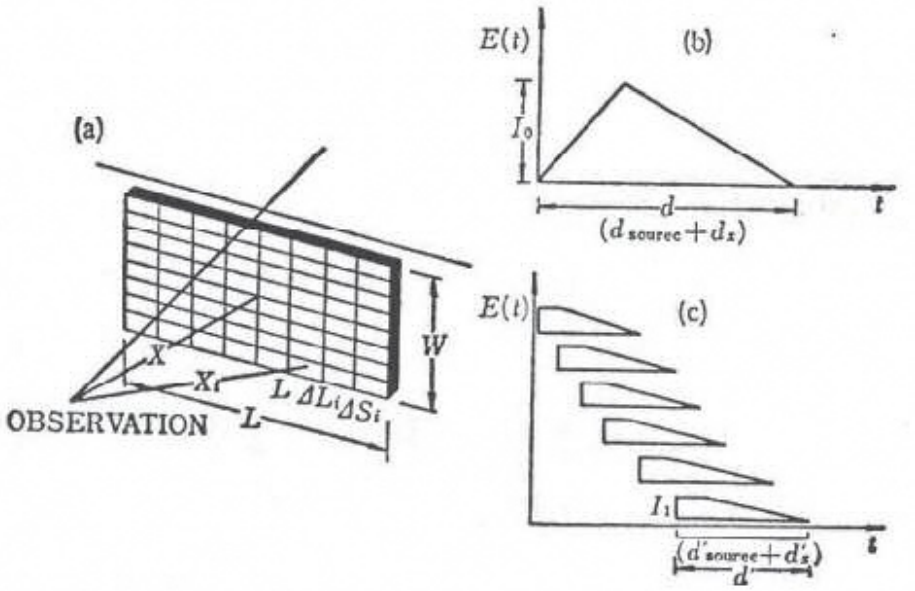
表２　地震基盤の予測手法の代表例

種類		手法	摘要	採用事例
震源断層のパラメータを考慮する手法	基盤の地震波形が求まる手法	経験的グリーン関数法	小地震の地震波観測記録を断層破壊の伝播に基づく時間遅れに従って足し合わせることにより、大地震動を合成する手法	
		統計的グリーン関数法	経験的グリーン関数法が小地震の観測記録を用いるのに対し、人工地震波によって大地震動を合成する方法	内閣府(H24)、秋田県(H25)、島根県(H30)
	基盤の応答スペクトルが求まる手法	翠川・小林（1979）の手法 ※1	断層面を単位領域に分割した断層震源モデルを作成し、破壊の伝播に応じて各単位領域から波群が発生すると考えられる手法（速度応答として取り扱う）	新潟県(H9)、福井県(H9)、福岡県(H24)
		Sugito and Kameda（1985）の手法	大規模断層を小規模断層の集合と捉え、断層の広がりや破壊方向を考慮に入れ、地震モーメント(Mo)を用いて小規模断層の重ね合わせ個数を決定する手法（非定常パワースペクトルとして取り扱う	岐阜県(H24)
距離減衰式を用いる手法		司・翠川（1999）の手法	1968～1997年までに日本で発生した21地震の強震記録を用いて、最大加速度、最大速度の距離減衰を求めた手法で、震源特性の影響を評価するため、震源深さ、断層タイプを回帰モデルに加えている	山形県(H14-17)
		Fukushima and Tanaka（1990）の手法 ※2	日本で発生した地震の data 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。兵庫県南部地震(1995)の観測記録に足しても良好な結果を示した	石川県(H9)

※1　基盤の応答スペクトルを求める手法（例：翠川・小林（1979）の手法）の概要

翠川・小林（1979）は、下図に示す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。また、本手法は前回調査と同じである。

1）地震動を速度応答の包絡線として取り扱う
2）震源断層を断層片（単位区画）の集合とみなす。各断層片は点震源とみなす
3）対象は周期 0.5～5.0 秒程度の S 波とする



(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

図　応答波形包絡線に基づく強震動の合成（翠川・小林,1979）

（出典：「国・自治体の地震被害想定における被害予測手法の調査（平成 25 年度調査）報告書」
平成 26 年 5 月　損害保険料率算出機構）

※2　距離減衰式を用いる手法（例：Fukushima and Tanaka（1990）の手法）の概要

距離減衰式は、過去の地震における地震の規模、震源域から距離と地震動の大きさの関係を統計的に求める手法であり、様々な手法が提案されている。

本手法は、震源距離が短いカリフォルニアなどのデータを加えて、最大加速度の距離減衰式を作成している。

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

ただし、A_{max}：観測地点での平均的な地表水平最大加速度（gal）

R：観測地点からの震源断層までの最短距離（m）

M_J：気象庁マグニチュード

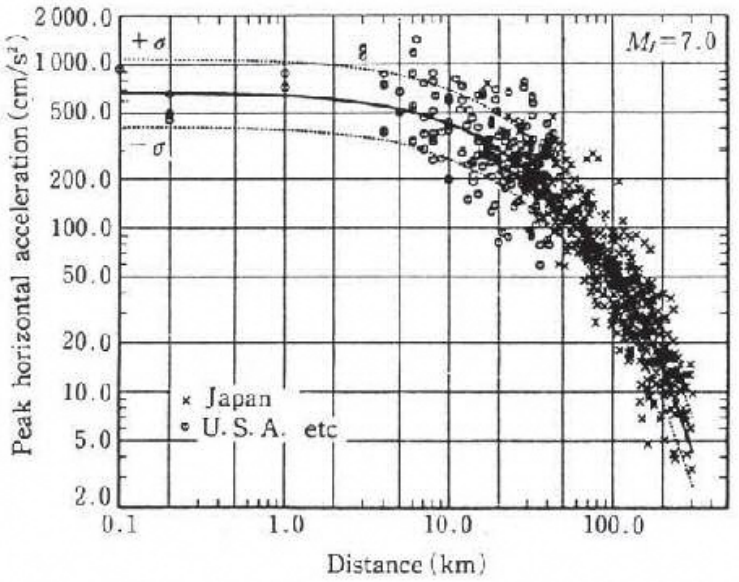


図　水平最大加速度の距離減衰曲線とデータ値（Fukushima and Tanaka,1991）

（出典：「国・自治体の地震被害想定における被害予測手法の調査（平成 25 年度調査）報告書」

平成 26 年 5 月　損害保険料率算出機構）

（参考資料２）浅部地盤の地震動予測手法の種類と代表例

浅部地盤の地震動予測手法は、大きくは応答計算を用いる手法と表層地盤増幅度を用いる手法に分けられる。

それぞれの手法の特徴と長所・短所は表３のとおりである。表２に代表例を示す。

表３　浅部地盤の地震動予測手法の特徴

種類	手法	長所	短所
応答計算を用いる手法	重複反射理論を基に計算する手法	・軟弱な地盤で揺れ増幅しやすい現象を再現できる	・表層地盤増幅度を用いる手法に比べ、計算に要する時間が大きい ・層構造を有する地盤モデルの作成が必要
表層増幅度を用いる手法	最大加速度振幅及び最大速度振幅に対する地盤増幅度を当該地盤の深さ 30m までの平均 S 波速度を関係付けた手法	・内閣府（地震防災マップ作成技術資料 H17.3)による簡易な手法で、主に市町村で適用実績が豊富 ・計算量が少なく、比較的簡易な手法	・極めて強い揺れの場合、予測する地表地震動が過大となることがある ・増幅率の設定が全国平均的な数値であり地域特性を考慮しにくい

表４　浅部地盤の地震動予測手法の代表例

種類	手法	摘要	採用事例
応答計算を用いる手法	等価線形法 ※1	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挙動を表現した手法	新潟県(H9)、石川県(H9)、島根県(H30)、福岡県(H24)、岐阜県(H24)
表層増幅度を用いる手法	内閣府（地震防災マップ作成技術資料 H17.3）の手法 ※資料 3 参考 8 参照	・地形区分、ボーリングデータを基に AVS30（深さ 30m までの地盤平均 S 波速度）を求め、既往地震の経験式から地盤の増幅度を求める	内閣府(H24)、山形県(H14-17)、秋田県(H24)

※1　等価線形法の概要

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、減衰定数は増大する。等価線形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。

a) 応答計算に必要な土質パラメータを与え、解析モデル（地盤モデル）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。
b) 与えられた入力地震波形を基に応答計算を行う。この際、各層のひずみの時系列変化を求める。
c) 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 65%に対応する新しいせん断弾性定数を求める。
d) 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。
e) 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。

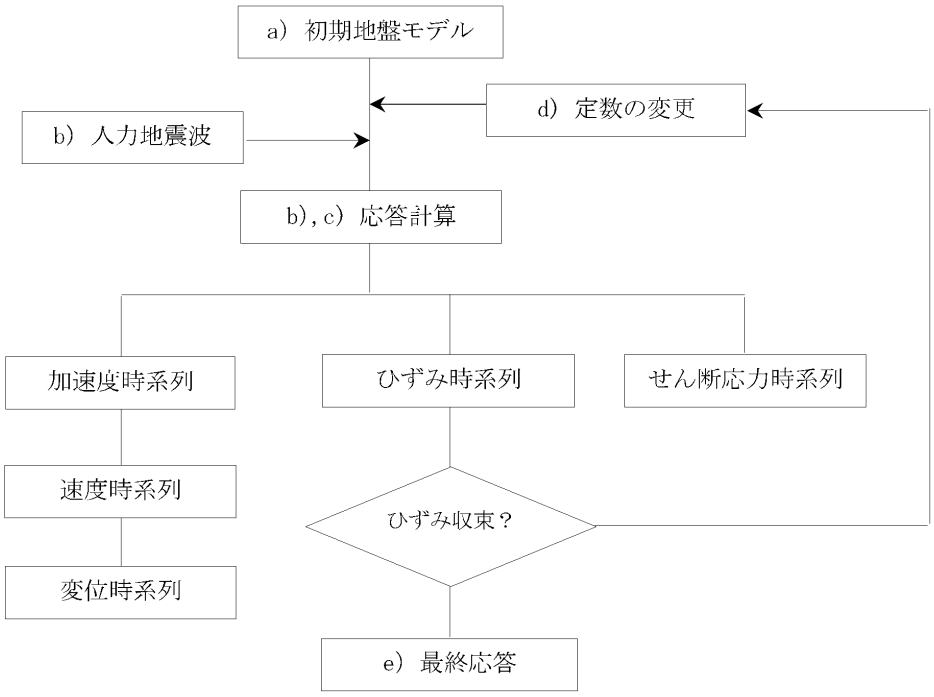


図　等価線形法による地盤応答計算の流れ

（出典：「国・自治体の地震被害想定における被害予測手法の調査（平成 25 年度調査）報告書」
平成 26 年 5 月　損害保険料率算出機構）

（参考資料３）地震動の予測手法（前回調査）

1.1 地震動の予測手法

震源から射出された地震波は、地殻を伝播して地表近傍のいわゆる地震基盤に到達し、表層地盤での増幅現象によって大きく変形されて、地表において地震動として観測される。地表地震動の特性は、これらの過程において様々な要因に支配されるが、次のように表現することができる。

地表地震動特性 ＝ 震源の特性 × 伝達経路の特性 × 表層地盤の応答特性

そこで本調査では、震源の破壊形態及び伝達時の減衰を考慮した地震基盤での地震動の算定→表層地盤での応答特性の検討→地表地震動の算定といった流れで解析を実施した。

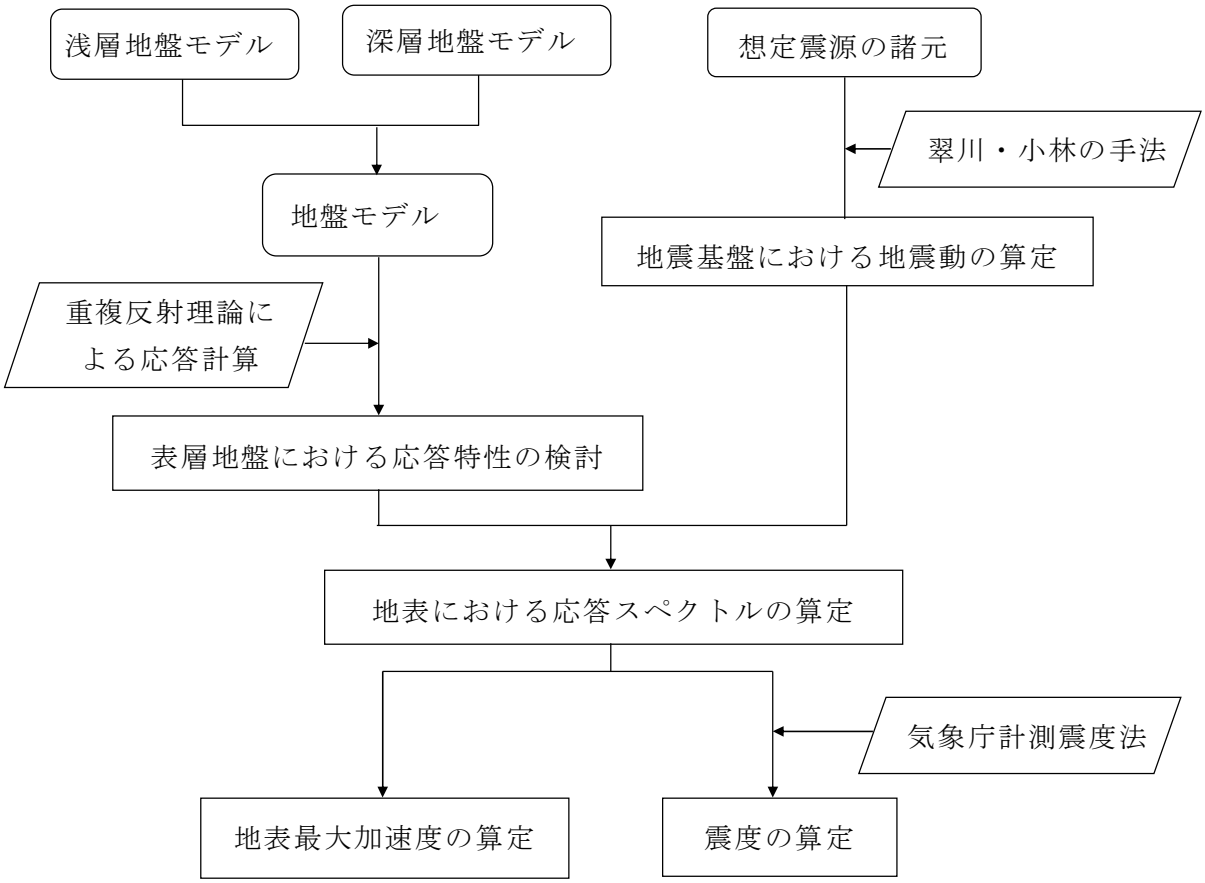


図 1.1-1　地震動予測の流れ

1.1.1 基盤地震動

震源から発生する地震波が基盤内を伝播する際の減衰を考慮し、観測点直下の地震基盤からの入射地震動を算定する。ここで、地震基盤はＳ波速度 3.0km/s 程度の岩盤とする。

地震基盤での地震動は、プレート境界の地震のデータに基づいて提案された翠川・小林（1980）の方法によって計算した。方法の概要を図 1.1-2 に示す。

この方法で計算されるのは、地震基盤での速度及び加速度応答スペクトルと加速度の最大値である。この方法の特徴は、震源断層を小さい領域に分割して、それぞれの小領域から発するインパルスを破壊の進行に要する時間と対象地点までの距離の違いを考慮して足し合わせる点であり、過去の地震による震度や被害の分布の傾向を比較的良く表すといわれている。

各地点で計算される速度応答スペクトルから入射加速度への換算は、最近の解析事例である川崎市（1988）ならびに埼玉県（1992）で採用されている次式を用いた。これは、多くの観測波形での検討から得られた換算式である。

$$Amax=0.3\cdot\int_{0.1}^{2.5} Sab(t)dt \qquad \text{（式 1.1）}$$

ここに、Ａmax：基盤での入射最大加速度（gal）

$Sab(t)$：基盤での加速度応答スペクトル

ｔ ：周期（sec）

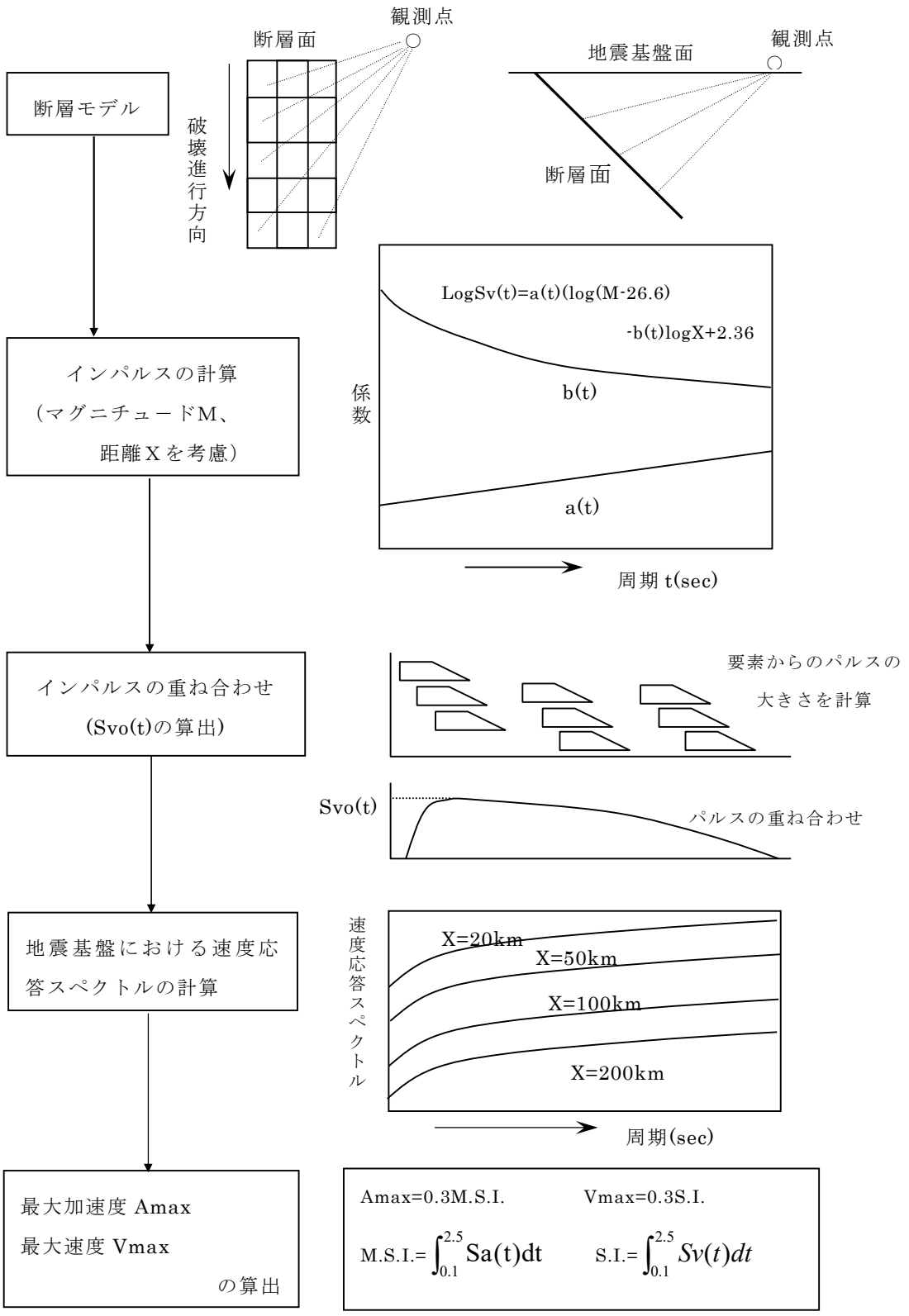


図 1.1-2　翠川・小林の方法による基盤地震動の計算

1.1.2 地盤の応答解析

地震動の大きさは、地震基盤より上にある地盤の影響を強く受けるため、地盤モデルごとに応答特性を把握した。

表層地盤における地震動の応答解析は、各地盤モデルについて、想定地震に見合う地震波形を地震基盤から入射し、水平成層した地盤においてＳ波が反射・透過を繰り返して地表面での地震動を算定する重複反射理論に基づく計算で行った。

通常の成形地盤においては、表層地盤部では地震波はほぼ垂直に上昇するものと考えてよい。重複反射理論は、基盤を覆う地層が水平に成層していると仮定し、基盤から入力される地震動が鉛直上方に伝達する間に透過・反射を繰り返しながら地表面の応答波形を形成していくとする考え方である。図 1.1-3 に概念図を示す。

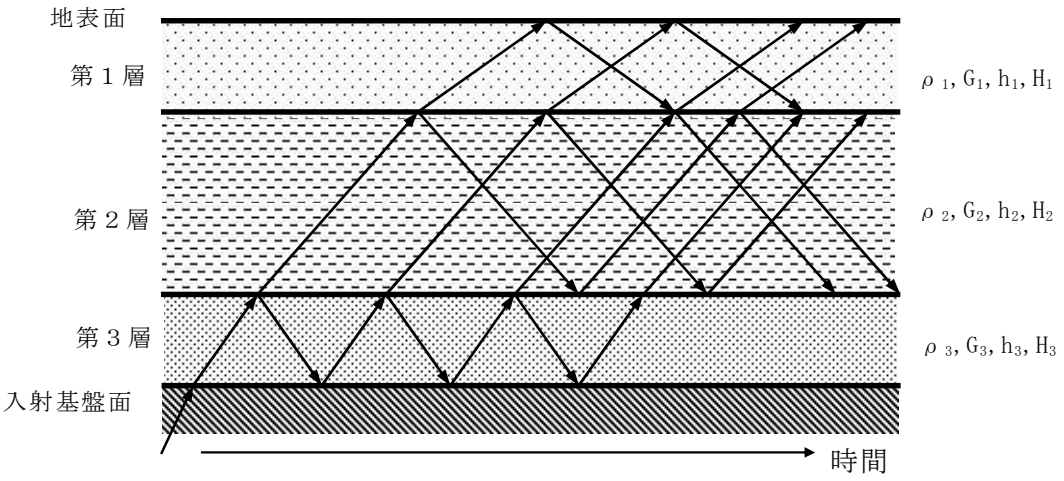


図 1.1-3　重複反射理論の概念

浅部地盤については、土の非線形性を考慮した等価線形計算法を用いた。これは、土層の剛性率（G）や減衰率（h）は土層の歪（γ）の大きさにより変化するという土の非線形特性を考慮するため、計算された応答波形の最大歪みの 65%で逐次 G と h を修正していく方法である。

地震基盤からの入力波形は、想定地震を考慮して次のものを用い、地震基盤までの地盤条件を考慮して、地震基盤での波形を計算して求めた。

海域の地震　：1968 年十勝沖地震 3 月 18 日　八戸港　N-S　M7.9
内陸の地震　：1995 年兵庫県南部地震　ポートアイランド-83m　N-S（補正）M7.2

応答解析の結果から求められる表層地盤の周期ごとの伝達関数と、基盤地震動解析から得られる基盤での加速度応答スペクトルを掛け合わせて、地表での加速度応答スペクトルとした。

$$Sa_S(t) = Sa_B(t) \cdot H(t)$$

ここに、Sa_S：地表面での加速度応答スペクトル

Sa_B：基盤での加速度応答スペクトル

H：表層地盤の伝達関数

t：周期

1.1.3 地表地震動

(1) 地表最大加速度

地表での最大加速度は、地表面での加速度応答スペクトルを 1.1 式により積分し求めた。震度については気象庁が平成８年１０月から採用している計測震度階に準拠して算定した。

(2) 震度

気象庁の新しい計測震度の算定方法の概略は以下のとおりである。

① ３成分（水平２、上下１成分）の加速度記録からフーリエスペクトルを計算する。

② フーリエスペクトルに周期に関係した次の３フィルターをかける(図 1.1-4)。

a)体感と震度の関係を考慮したフィルター　$(k/f)^{1/2}$

k：係数（1.75 とする）　f：周波数

b)ハイカットフィルター

$$(1+0.694X^2+0.241X^4+0.0557X^6+0.009664X^8+0.00134X^{10}+0.000155X^{12})^{-1/2}$$

$X=f/fc$　　(fc＝10Hz)

c)ローカットフィルター　$(1-\exp(-(f/f_0)^3))^{1/2}$

f_0：震度算出に用いる周波数の下限（0.5Hz とする）

③ フィルター処理したスペクトルを逆フーリエ変換により加速度波形を求める。

④ ３成分の加速度波形をベクトル合成する。

⑤ ベクトル波について、その絶対値が A'以上である時間の合計が τ（継続時間：0.3sec とする）となる A'を求める（図 1.1-5）。

⑥ 河角による震度と加速度の関係式に A'を代入し、計測震度（Ｉ）を求める。

$$I=2\cdot\log A'+0.7 \qquad (式\ 1.2)$$

⑦ 計測震度から震度階級を決定する。

計測震度	0.5	1.5	2.5	3.5	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	
震度階級	0	1	2	3	4	5 弱	5 強	6 弱	6 強	7

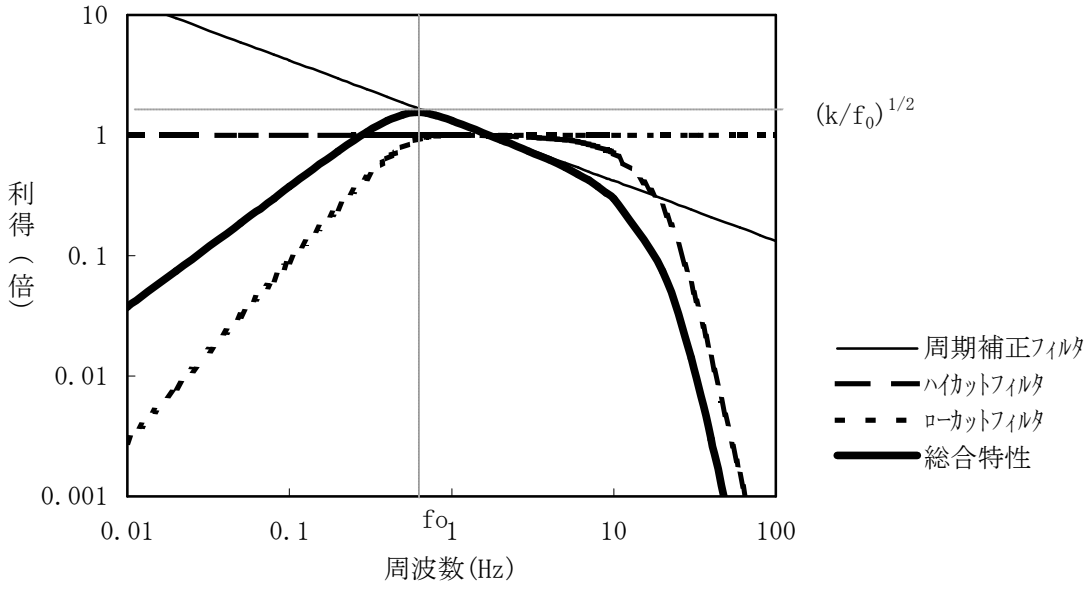


図 1.1-4　計測震度算定に用いるフィルターの総合特性

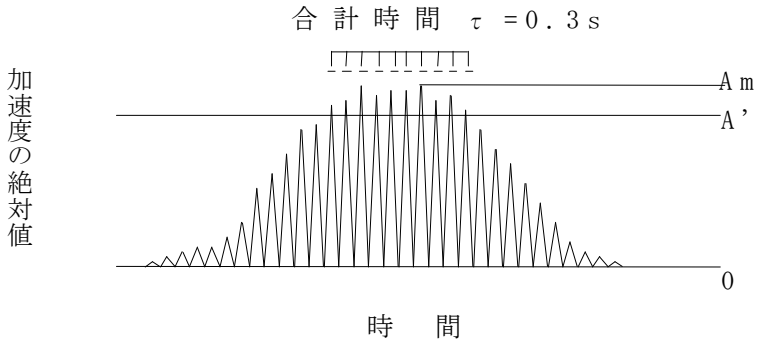


図 1.1-5　地震動の継続時間の算出方法

本調査では、気象庁計測震度の方式を考慮して、以下の方法で震度を算定した。

イ） 地表での応答スペクトルが、フーリエスペクトルと近似的であると解釈し、算定されている加速度応答スペクトルに、気象庁②と同様のフィルターをかける。

ロ） フィルターをかけたスペクトルから、経験的なスペクトル強度（1.1）式により加速度 am を求める。am は気象庁④のベクトル波形の最大値 Am に当たる。

ハ） 既往強震動波形から得られる Am と A’の関係から、計算値 am を補正して(1.2)式に代入し、計測震度を算定する。

ニ） 気象庁と同じ震度階級で震度を判定する。

（参考資料４）液状化の予測手法（前回調査）

2.1 液状化の評価方法

液状化の評価は、次のフローチャートの通りに行なった。

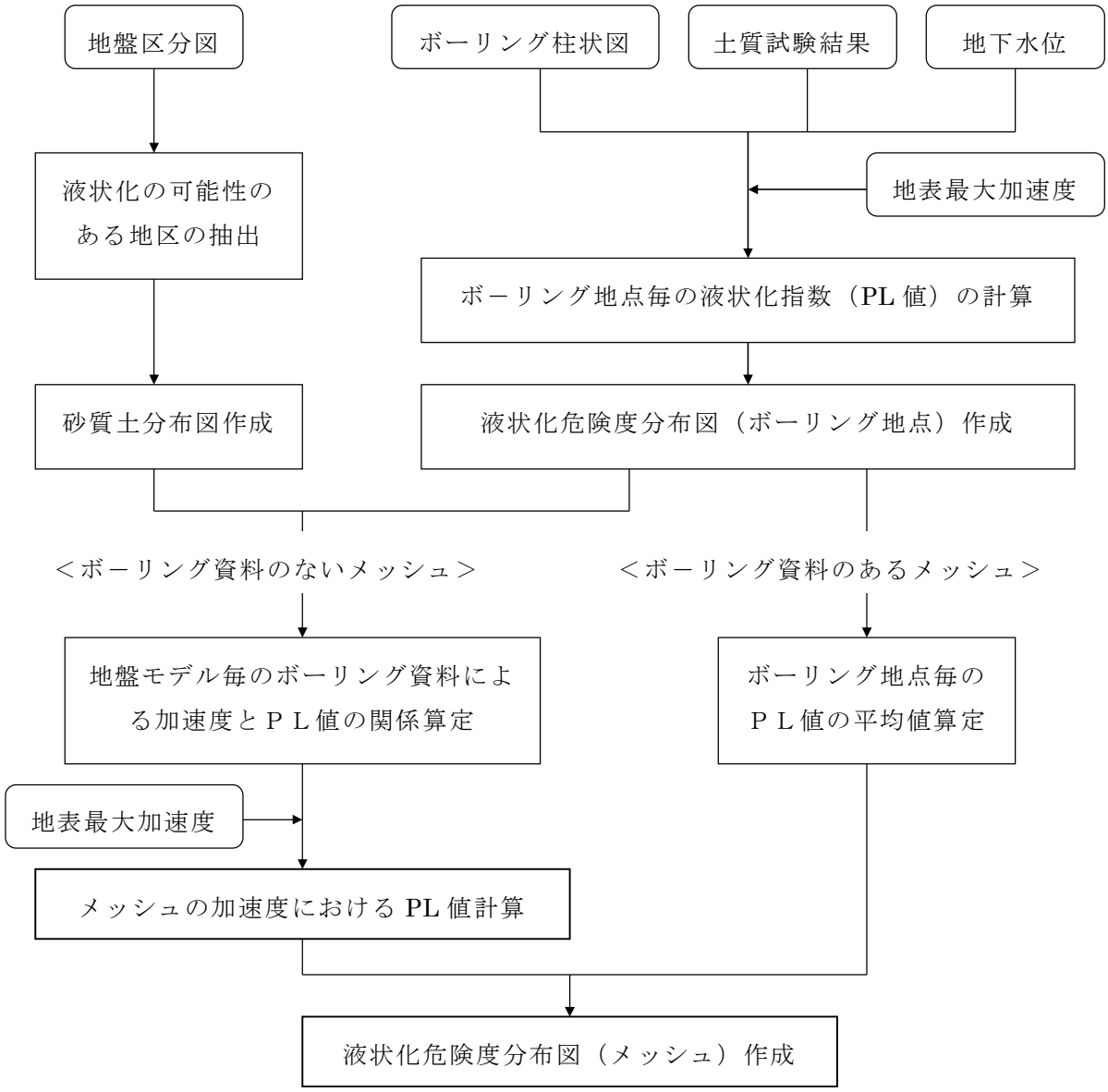


図 2.1-1　液状化評価の流れ

(1) 液状化指数 PL の算出方法

評価手法は道路橋示方書式（1990）を基本として行い、最終的な評価は PL 値により判断することとした。

道路橋示方書によれば、液状化判定を必要とする土層は、次の項目に該当するものとされている。

① 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。

② 平均粒径（D_{50}）が 0.02mm 以上で、2.0mm 以下である土層。

液状化判定は、次に示す算出方法で FL 値を算定し、さらに PL 値を算定してこれにより液状化危険度を評価した。

$$FL = R / L$$

$$R = R_1 + R_2 + R_3$$

$$L = r_d \cdot k_{hc} \cdot \sigma_v / \sigma'_v$$

$$r_d = 1.0 - 0.015x$$

$$\sigma_v = \{\gamma_{t1} h_w + \gamma_{t2}(x - h_w)\} / 10$$

$$\sigma'_v = \{\gamma_{t1} h_w + \gamma'_{t2}(x - h_w)\} / 10$$

$$R_1 = 0.0882 \cdot \sqrt{(N / (\sigma'_v + 0.7))}$$

$$R_2 = \begin{cases} 0.19 & (0.02\text{mm} \leqq D_{50} \leqq 0.05\text{mm}) \\ 0.225 \log_{10}(0.35/D50) & (0.05\text{mm} < D_{50} \leqq 0.60\text{mm}) \\ -0.05 & (0.60\text{mm} < D_{50} \leqq 2.00\text{mm}) \end{cases}$$

$$R_3 = \begin{cases} 0.0 & (0\% \leqq Fc \leqq 40\%) \\ 0.004Fc - 0.16 & (40\% < Fc \leqq 100\%) \end{cases}$$

ここに、FL　：液状化に対する抵抗率

R　：動的せん断強度

L　：地震時せん断応力比

r_d　：地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数

k_{hc}　：地震時保有耐力法に用いる設計水平震度とされているが、ここでは各メッシュ毎に求まっている地表最大加速度を重力加速度で割った値とする。

σ_v　：全上載加重(kgf/cm^2)

σ'_v　：有効上載加重(kgf/cm^2)

x　：地表面からの深さ（m）

γ_{t1}　：地下水位面より浅い位置での土の単位体積重量(tf/m^2)

γ_{t2}　：地下水位面より深い位置での土の単位体積重量(tf/m^2)

γ'_{t2}　：地下水位面より深い位置での土の有効単位体積重量(tf/m^2)

h_w　：地下水位の深さ(m)

N　　：N値

Fc　　：細粒分含有率(%)(粒径 75μm 以下の土粒子の通過質量百分率)

D_{50}　：平均粒径

また、次のような液状化指数という指標を用いることによって、その地点での液状化判定をする。

$$PL = \int_0^{20} F \cdot W(z)dz$$

$W(z)=10-0.5 \cdot z$

ここに、PL :液状化指数

F　:液状化に対する安全率

FL≦1.0 のとき　F=1-FL

FL＞1.0 のとき　F=0

W(z):重み係数

z ：地表面からの深さ(m)

道路橋示方書では、地表面の静的震度を用い、深くなるにしたがって震度が低減するモデルとしているが、本調査では静的震度の項を応答解析で求めた地表最大加速度と重力加速度の比をもってこれに代えている。

(2) 液状化の可能性のある地区の抽出

液状化の予測に先立ち、液状化の可能性のある地区を抽出した。

一般に、液状化は地下水位下の砂質土層において発生しやすい。また、地表に近い方が地震動によるせん断応力が大きいことから表層ほど液状化しやすい。

そこで、地表より 20m以浅に砂質土及び砂質土を介在する土層（As1, As2, Aal1, Aal2, Asd）を有する地盤モデル該当地区を、砂質土分布域として抽出した。さらに、最上部層が緩い砂質土（As1）からなる地盤モデル該当地区を、表層砂質土分布域として抽出した。

(3) ボーリング地点毎の液状化危険度

前述した道路橋示方書式（1990）を用いてボーリング地点毎の液状化指数を求めた。

地表最大加速度は、ボーリング地点の存在するメッシュにおける各想定地震に算定された値を用いた。

液状化強度を判定する上で必要となる物性値は、密度、N値、細粒分含有率（Fc）、平均粒径（D_{50}）であるが、このうち密度、Fc、D_{50}については既存の土質試験資料から得られた平均的な値を用いた。N値は各ボーリング資料から得られる値を採用した。

地下水位は、ボーリングデータにおける孔内水位を用いてコンター図を描いてみると、沖積平野においては極く局所的に地下水位低下部が存在するものの概ね均一的であり、地下水位は GL－１ｍとすれば、平均的かもしくは安全側の値となることから、

一律－１ｍと設定した。ただし、砂丘地においては過大評価になりすぎることから、－３ｍとした。

なお、冬期においては、融雪井戸の利用により地下水位が低下する地域が存在するが、本調査ではこの点は考慮しない。

(4) メッシュにおける液状化危険度

ボーリング資料のあるメッシュについては、メッシュ内のボーリング地点における PL 値の平均値を算出し、メッシュにおける PL 値とした。

ボーリング資料のないメッシュについては、次のとおりに液状化危険度を算出した。

① 地盤モデル毎に、その地盤モデル区域内に存在するボーリングを抽出する。

② それらのボーリングについて、各加速度レベル（100，200，400，600gal）における PL 値を計算する。

③ 地盤モデル毎に加速度レベル毎の PL 平均値を求め、加速度と PL 値の関係式を求める。

④ メッシュにおける最大加速度から③の関係式により液状化指数 PL を計算し、メッシュの液状化危険度とする。

両者を合わせて、各想定地震毎の液状化危険度区域を設定した。

液状化危険度は、得られた PL 値を次のようなランクに分けて表現している。

ＰＬ＝０	液状化の危険性はかなり低い
０＜ＰＬ≦５	液状化の危険性は低い
５＜ＰＬ≦10	液状化の危険性はやや高い
10＜ＰＬ≦20	液状化の危険性は高い
20＜ＰＬ	液状化の危険性は極めて高い

一般には、PL=15 以上を液状化危険地域とするが、後述する既往地震での検証結果から、液状化発生の有無は PL 値が 20 程度を境界値と考えると、実際の液状化範囲と良く一致することから、液状化の発生は PL＞20 の地域とした。

（参考資料５）地震土砂災害の予測手法（前回調査）

地震時に落石や斜面崩壊が発生することはよく知られた事実であり、これまで多くの地震で斜面崩壊が認められているとともに、兵庫県南部地震においても六甲山系などで崩壊が発生している。また、斜面崩壊と比較して事例数は少ないものの、関東大震災や長野県西部地震では大規模土石流（岩屑流）や地すべりが発生した例がある他、兵庫県南部地震の仁川や長野県西部地震の王滝村などでは地すべりが発生している。地震による土砂災害は、突発的に発生し、過去の地震でも人的・物的被害に結びついた事例がある。

1964 年新潟地震では、山地において崖崩れを生じ、特に粟島、山北町、朝日村、村上市などで顕著にみられた。これらの地域では、建設省湯沢工事事務所（1965）によると、調査地域約 386km^2 内に 534 箇所の崩壊があったが、震源から 40km 以内での崩壊が圧倒的であった。この他、津川町や越路町、出雲崎町など、県下の各所に崩壊がみられた。新潟市では、砂丘斜面で崩壊が発生し、貴い人命を奪っている。また、地すべり地の観測記録によれば、震源から 130km 以内にある地すべり地は影響が現れ、最大２ｍ以上移動した箇所もあった。

これらの事例に鑑み、本調査では斜面崩壊・土石流・地すべりといった土砂移動現象及び雪崩現象に着目し、地震時及びその後の土砂災害の危険性を検討した。

3.1 調査対象

土砂移動現象に伴い被害に結びつく可能性が高いと考えられる、既往の土砂災害等危険箇所を調査の対象とした。本調査で把握した既往の土砂災害等危険箇所は、以下のとおりである。

① 斜面崩壊
- 急傾斜地崩壊危険箇所（建設省関連：平成４年調査）
- 山腹崩壊危険地区（林野庁関連：平成７年度資料）

② 土石流
- 土石流危険渓流（建設省関連：平成２～４年調査）
- 崩壊土砂流出危険地区（林野庁関連：平成７年度資料）

③ 地すべり
- 地すべり危険箇所（建設省関連：平成５年調査）
- 地すべり危険地区（林野庁関連：平成７年度資料）
- 地すべり危険地（農水省構造改善局関連：平成６年度資料）

④ 雪崩
- 雪崩危険箇所（建設省関連：平成４年調査）
- 雪崩危険箇所（林野庁関連：平成８年度資料）

3.2 土砂災害の危険度評価手法

地震土砂災害の危険度評価の流れは、図 3.2-1 のとおりである。

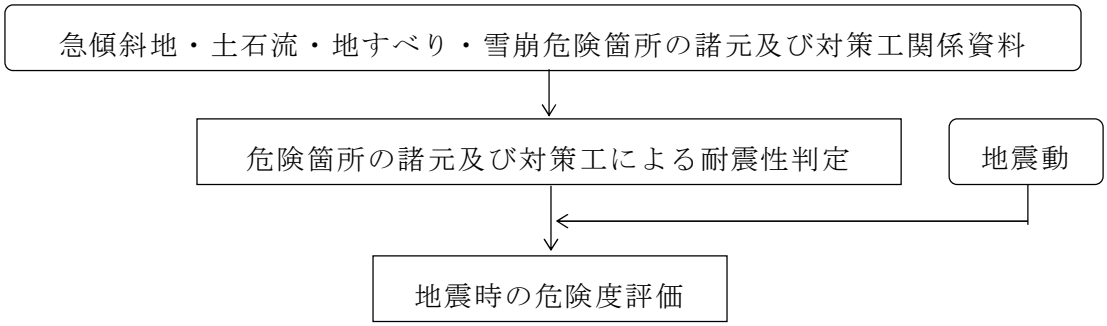


図 3.2-1　地震土砂災害の危険度評価フロー

3.2.1 斜面崩壊の危険度評価手法

急傾斜地崩壊危険箇所における通常時の危険性については、地形要因や地質土質要因、環境要因を考慮した所定の方法によって個別に判定されている。ただしこの判定は、降雨時など地震以外の誘因による危険性も考慮した結果であり、必ずしも地震時の崩壊危険性を示しているものではない。地震時における急傾斜地の崩壊発生は、地震動の大きさのみならず各急傾斜地の固有の特徴にも大きく影響を受ける。地震時の斜面崩壊の傾向としては、つぎのような事項があると指摘されている。

① 縦断形が複合型、凸型斜面で発生しやすい。
② 勾配が大きくなるほど発生しやすい。
③ リニアメント、断層の数が多いほど発生しやすい。
④ 横断形についてはあまり傾向がみられない。これは降雨による崩壊とは対照的である。
⑤ 震源近傍では崩壊が多発する。

ここで、種々の要因のうち地震時の崩壊に特に影響を与えると考えられる要因について抽出し、新潟県内の急傾斜地崩壊危険箇所における状況を把握するため頻度を求めた。要因ごとの頻度分布を図 3.2-2 に示す。

斜面の耐震性判定の手法例としては、日本道路協会（1986）ののり面・斜面耐震判定があげられる。この手法は、既往地震事例から地震時崩壊に関わる素因を分析し、斜面高、勾配、オーバーハング、地質、表土、湧水、崩壊頻度といった項目に関して重みづけした点数による基準要素点と、変状現象、斜面安定工の効果を考慮して危険性を決定するものである。

本調査ではこの手法を参考に、新潟県の斜面の特徴を考慮して、表 3.2-1 に示す判定表を作成した。また対策工の効果を考慮するため、日本道路協会の方法を参考に、表 3.2-2 のようにランク補正を設定した。

一方、崩壊の発生は地震動の大きさに著しく左右される。そこで、既往地震の崩壊事例を参考に、表 3.2-3 に示す震度と判定ランクの関係による危険度を設定した。

各斜面の地震時危険度は、斜面特性、対策工の有無及び当該地の震度から、これらの表にしたがって求めた。

山腹崩壊危険地区（林野庁関連）は、急傾斜地崩壊危険箇所と同種の情報は持っていないが、既に崩壊危険度が a1～c1 の３ランクに区分されており、これを一次判定ランク a, b, c に読み替えて、急傾斜地崩壊危険箇所と同様に評価した。

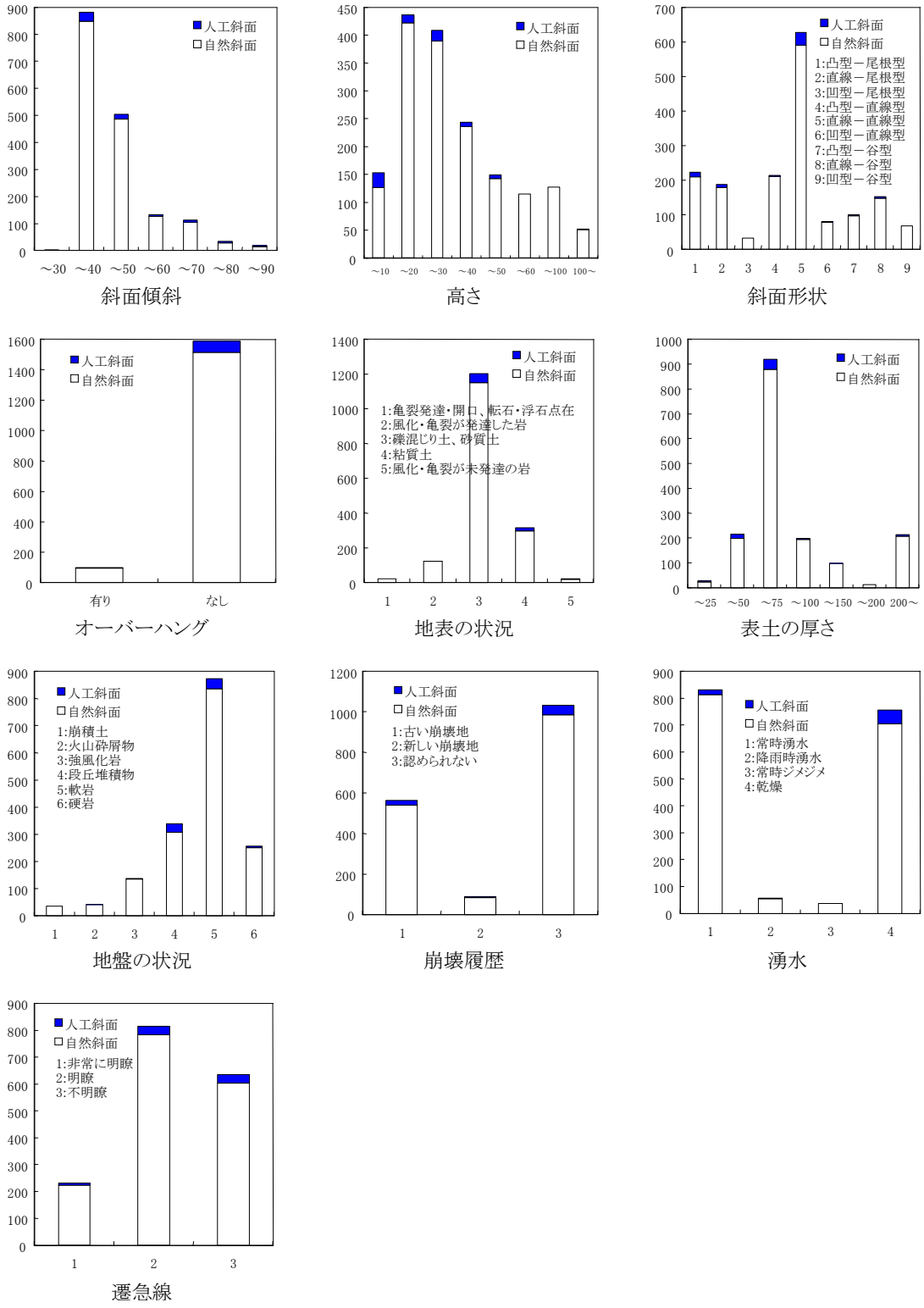


図 3.2-2 新潟県の斜面の持つ諸条件の頻度分布

表 3.2-1　斜面一次判定表

項目	分類	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した
	遷急遷が明瞭 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	
	礫混じり土、砂質土	5	
	粘性土	1	
	風化、亀裂が発達していない岩である	0	
表土の厚さ	0.5m 以上	3	
	0.5m 未満	0	
湧水	あり	2	常時見られる湧水をさす
	なし	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した
	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	c

表 3.2-2　斜面二次判定表

一次判定ランク / 対策工	a	b	c
対策工なし、未完成	a’	b’	c’
対策工既成	c’	c’	c’

表 3.2-3　地震時における斜面崩壊の危険度判定表

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	A	A
b’	C	C	B	A	A
c’	C	C	C	B	B

Ａ：危険度が高い　Ｂ：危険度がやや高い　Ｃ：危険度は低い

3.2.2 土石流の危険度評価手法

地震時の土石流による土砂災害としては、次のケースが考えられる。

①流域内斜面で発生した崩壊土砂が流動化し、直接的に下流で氾濫する。

②崩壊や亀裂の発生で流域内の不安定土砂が増大し、地震後の降雨で土石流化する。

土石流危険渓流（建設省関連）の降雨時の危険性については、流域面積や渓床勾配、地形・地質条件からみた崩壊の可能性及び渓床堆積土砂の状況を考慮した所定の方法によって判定されている。地震直後、すなわち上記①のケースを考えると、土石流発生の危険性は、流域斜面内の振動による崩壊・擾乱の多寡に左右されるが、②のケースのように、地震後を含めた比較的長期間の危険性は、既往調査で判断されている（降雨による）土石流危険度の高い方が、危険性が高くなるといえる。したがって、既往調査における危険度により地震時の土石流危険度を表すことができると判断し、表 3.2-4 に示す一次判定表を作成した。これと想定震度の組み合わせによって相対的な土砂災害危険度を判定した。震度と危険度の関係については、急傾斜地と同様の基準（表 3.2-5）とした。

崩壊土砂流出危険地区（林野庁関連）については、既往調査の中で土砂流出危険度として a1～c1 の３ランクに区分されており、土石流危険渓流と同様に考え、表 3.2-4 に示す一次判定を行った。

表 3.2-4　土石流一次判定表

既往の危険度分類 / 対策工	A a1	B b1	C,D c1
対策未完了	a	b	c
対策完了	c	c	c

表 3.2-5　地震時における土石流危険度判定表

一次ランク	震度階級				
	～4	5 弱	5 強	6 弱	6 強～
a	C	B	A	A	A
b	C	C	B	A	A
c	C	C	C	B	B

Ａ：危険度が高い　　Ｂ：危険度がやや高い　Ｃ：危険度は低い

3.2.3 地すべりの危険度評価手法

兵庫県南部地震を含むこれまでの地震においても地すべり災害が発生するケースがみられた。主として火山性の堆積物やルーズな未固結層を層内に挟むか、層理・節理などが発達している岩盤斜面で、縦・横断形が凸状となっているか、ないしは凸状部分を含む斜面は、未固結層や凸部での地震動が増幅される結果、200～300gal 程度の最大加速度でも初生的な地すべり性崩壊を起こすことがある。また、活断層運動そのものが地すべりを発生させることもあり得る。ただし、これらの地すべり発生機構はその素因である地形･地質構造の詳細な情報があってはじめて認識できるものであるから、事前予知・予測は現段階では非常に困難である。

一方、一般的に過去の繰り返しの地すべり運動で形成された「地すべり地形」を呈している地すべり地は､地震による地すべり運動の活性化や崩壊進行の報告事例がなく、地震による影響は非常に小さいという認識がとられている。これは、大きな地震力を受けてもその作用時間が非常に短いこと､また斜面勾配がゆるく概して一様であり､すべり面においても震動の増幅をきたすほどの厚さを有さないこと、またすべり土塊と不動土塊との間で大きな変位差を生ずるような土塊相互間の震動応答に大きな違いがないことなどが推定理由としてあげられる。

上記の点から､既往の地すべり危険箇所は、一般的には地震時危険性は高くないと考えられる。ただし、まったく危険がないと言い切れることではなく、また既往地すべり地周辺において初生的地すべりが発生することもあろうことから､既往地すべり危険箇所について､既往調査の危険度ランクと対策工の効果、当該地の想定震度の組み合わせ（表 3.2-6 及び 3.2-7）から、地震時の地すべり危険度を判定することとした。

建設省関連及び林野庁関連の地すべり危険箇所については､既にＡ～Ｃランクもしくは a1～c1 ランクに分けられており、これをそのまま既往危険度ランクとして用いた｡構造改善局関連については該当する資料がないので､一次判定をｂランクとした。

表 3.2-6　地すべり一次判定表

既往の危険度分類 対策工	A a1	B b1	C c1
対策未完了	a	b	c
対策完了	c	c	c

表 3.2-7　地震時における地すべりの危険度判定表

一次判定ランク	震度階級				
	～4	5 弱	5 強	6 弱	6 強～
a	C	B	A	A	A
b	C	C	B	A	A
c	C	C	C	B	B

Ａ：危険度が高い　Ｂ：危険度がやや高い　Ｃ：危険度は低い

3.2.4 雪崩危険度の予測手法

地震時に雪崩が発生した事例の報告数は少ない。1978 年２月の宮城県沖での地震の際には、震度Ⅳ（当時の震度階）であった山形県大蔵村で、表層雪崩が発生し交通が途絶された。当時の気象及び積雪状況から判断すると、当該地の積雪はほぼ雪崩発生臨界状態にあり、地震の衝撃で滑ったと考えられている。

雪崩は、斜面上の雪を支持している力（支持力）が雪を落とそうとしている力（動力）よりも小さくなる時に発生するが、この関係は降雪状況や気温状況等に影響される。支持力と動力の関係が臨界状態に近ければ、地震による衝撃が加わることにより雪崩発生に至るが、ほとんど臨界状態であればわずかな衝撃でも発生する反面、安定状態であればかなり強い衝撃を受け手も滑り出さないと考えられる。

一方、積雪斜面の雪崩の危険性については、斜面傾斜、植生状況、積雪深などから調査されており、雪崩の発生し易さは、これらによって表現されると判断される。

以上のことから、地震時の雪崩危険度は、雪崩そのものの危険度（表 3.2-8）と当該地の震度の組み合わせ（表 3.2-9）から相対的な評価を行うこととした。ここで、表 3.2-9 は急傾斜地における危険度判定を参考に、既往災害を考慮して設定している。

雪崩そのものの危険度は、林野庁関連の危険箇所については諸条件により a1～c1 の発生危険度ランクがつけられているのでこれを採用した。建設省関連の危険箇所については、雪崩発生域の傾斜、雪崩発生域の植生、積雪深により点数付されているが、ランク区分がなされていないため、林野庁関連危険箇所と同等のランクになるように点数により３区分した。

表 3.2-8　雪崩一次判定表

対策工	既往の危険度分類		
	a1	b1	c1
対策未完了	a	b	c
対策完了	c	c	c

表 3.2-9　地震時における雪崩危険度判定表

一次判定ランク	震度階級				
	～３	4	5 弱	5 強	6 弱～
a	C	B	B	A	A
b	C	C	B	B	A
c	C	C	C	C	B

Ａ：危険度が高い　Ｂ：危険度はやや高い　Ｃ：危険度はやや低い