

## 第4章 GIS データベース構築

## 第4章 GIS データベース構築

### 4.1 基本概念

本調査における GIS データベースは、地形図から再構築された地理データベースと、それに収集資料から得た情報を加えた地震防災用データベースで構成される（図 4.1.1 参照）。

GIS データベース作成の目的は、発生する被害を予測してハザードマップ・リスクマップを作成し、地震対策と準備を行うと同時に、発生後の復興を計画するための基礎データとすることにある。

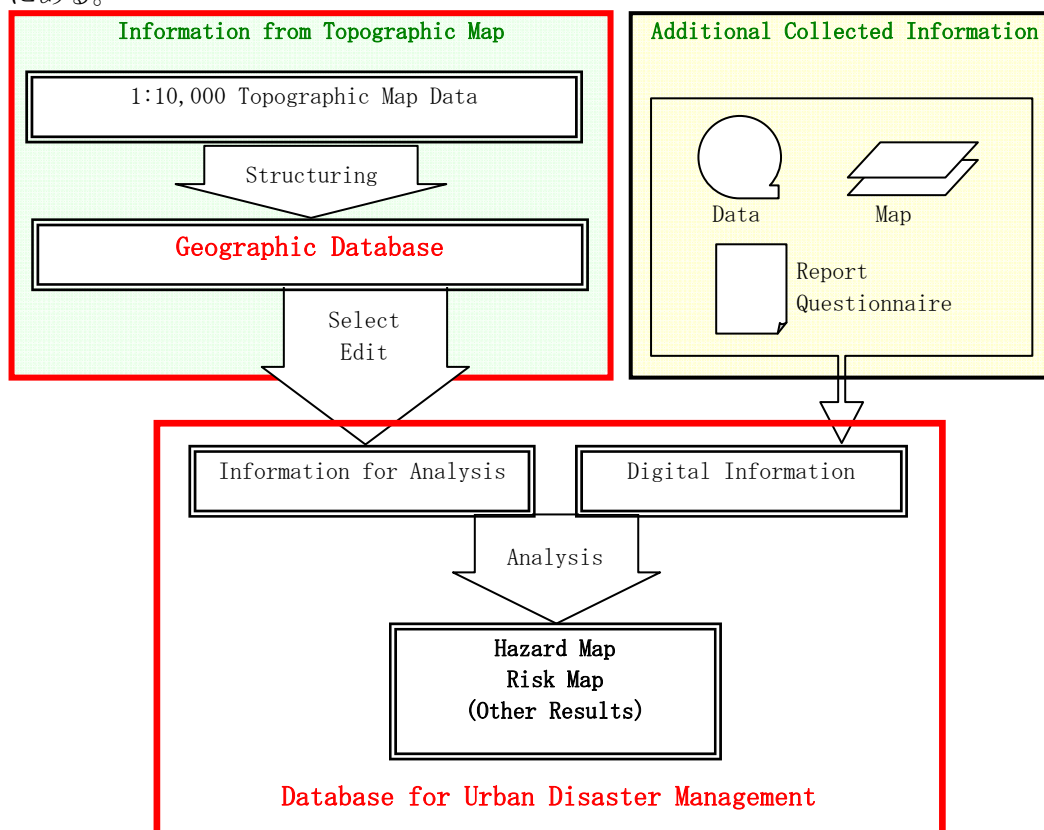


図 4.1.1 GIS データの構成

地理データベースは、現在の状況を把握するために利用される。本調査では、よりの確に把握するために、作成した 1/10,000 の地形図データをもとにして作成した。

その中から、地震の被害予測や防災計画に必要なデータを取捨選択し、また、解析に適当な形態に形を変えて地震防災用データベースとして保管した。例を図 4.1.2 に示す。

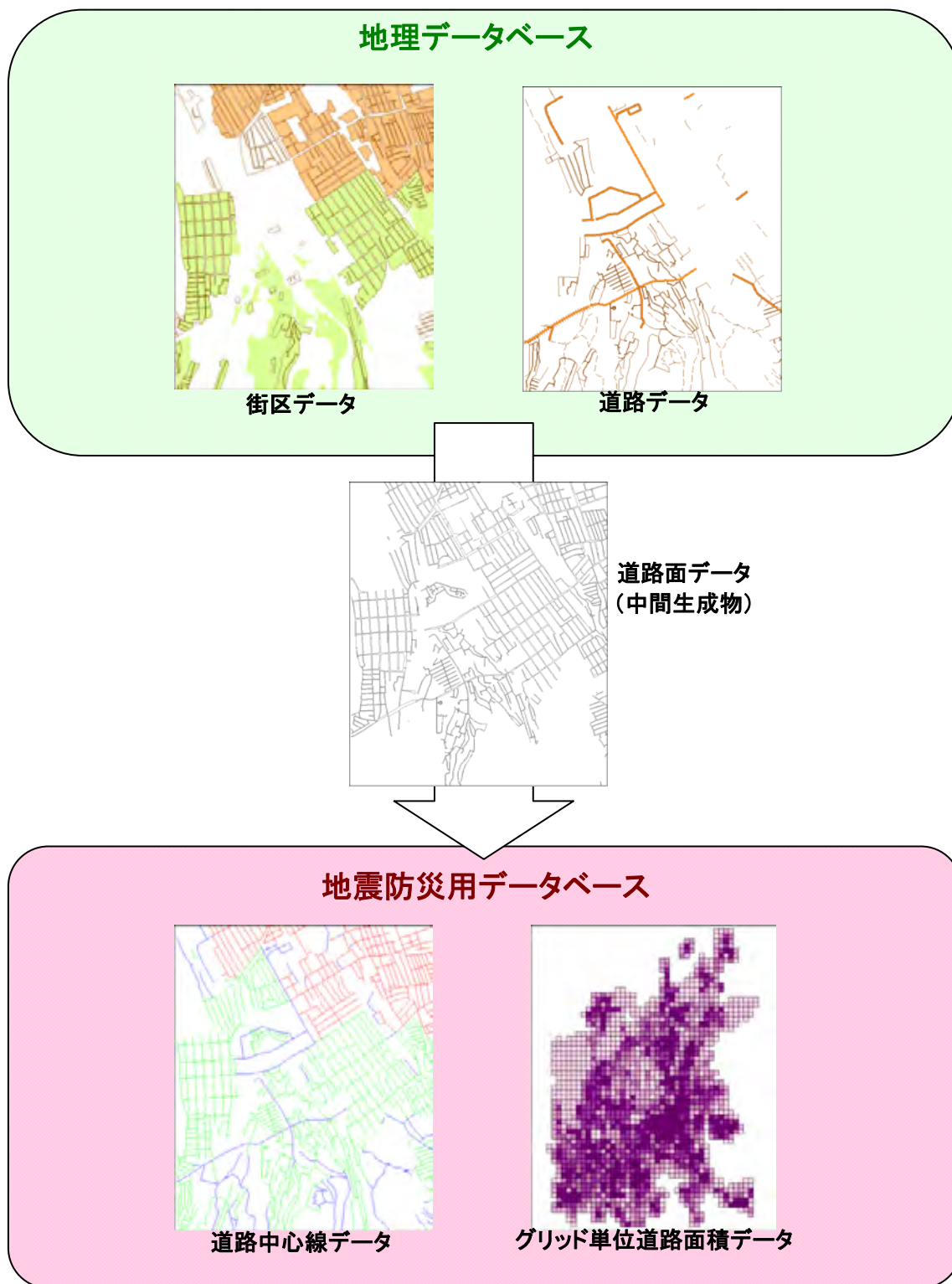


図 4.1.2 地理データベースから地震防災用データベースへの変換例

しかし、地震の被害予測や防災計画を行うためには、地形図に含まれる情報だけでは不十分である。旧図や衛星画像からは、地表面以外の情報や、社会経済的な情報、政策的な情報等は獲得できない。それらは別途収集、整理して、地震防災用データベースに追加した。

防災計画で使用する GIS データベースとしては、解析に使用した素材の情報と解析結果のみでなく、解析を行う過程で生成した情報も重要な情報のひとつである。ゆえに解析結果としてのリスクマップ、ハザードマップに加え、調査期間中に使用した中間生成データの一部も一元化してデータベースに格納した。

このデータベースは防災局に引き渡し済みである。防災局との合意によって、今後、アルマティ市レスキューサービスの統一官制センターがデータの更新やデータベースの活用を行うことになっている。

## 4.2 地理データベース

地理データベースは、本調査で作成した 1/10,000 地形図データを再構築して作成した。1/10,000 地形図データは、アルマティ市が所有している縮尺 1/10,000 の紙地形図をデジタル化し、経年変化箇所について QuickBird 衛星画像を利用して最新状態に修正したものである。

よって、地理データベースは地形図と同量の情報を格納しているといっても過言ではない。だが同時に、地形図をもとにしたことによる情報の偏りも発生した。

地形図としての一番の特徴は、一部の地物が記号化されていることである。道路や河川については、一定の幅員よりも小さいものは記号化され、それよりも一層小さいものは地形図には記載されない。建物についても同様で、大きなものは真形を捉えて面データで表現されるが、一定面積よりも小さい建物は記号化されて点データで表現され、矮小なものは記載されない。その結果、道路の面積や建物の棟数については、的確に現実世界を反映したものではなくなっている。

また、道路について、生活道は地形図には表現されない。しかし、災害発生時の避難という観点から生活道は重要であると考え、地理データベースに格納した道路ネットワークデータは、衛星画像から判読した生活道も加えてネットワークを形成して格納した。

現在アルマティ市では、官民ともにいくつかの機関で GIS データとして地域情報を使用しているが、それらの情報は最新のものとは言いがたい。

本調査で作成した地理データベースは、従来、地形図が国土計画や地域計画に利用されてきたことと同様に、防災計画のみでなく多岐の用途に有効的に利用することができる。しかし、その際には、データが 1/10,000 地形図をもとに作成されたものであることを念頭に置いて、記号化された情報が含まれていることを前提に利用することが必要である。

地域管理を行う GIS の場合は、情報の新鮮さが重要になる場合も多いため、本調査で作成した地理情報データベースが有効に活用してもらえるものとする。

### 4.2.1 データ諸元およびデータ形式

今後の汎用的な利用を考慮して、データの投影法は WGS84 とした。

また、元となっている地形図の縮尺が 1/10,000 であるため、地図情報レベルは地形図と同様に 10,000 とする。

データの緒元を表 4.2.1 に示す。

表 4.2.1 データ諸元

1.	準拋楕円体	WGS84 (World Geodetic System 1984) 長半径 : 6,378,137.0m 短半径 : 6,356,752.314 245m 1/f (扁平率) : 298.257 223 563
2.	投影法	ガウスクリュージュル
3.	座標系	WGS84
4.	標高基準面	バルト海平均海面
5.	データ情報レベル	10,000

データ形式は MapInfo の TAB 形式とした。

当初は、全世界で汎用的に使用されている GIS ソフトウェアのひとつである ArcGIS の利用を計画していた。しかし、調査の結果、アルマティ市においては、いくつもの行政機関、民間会社でロシア語版の MapInfo を使用しており、MapInfo の TAB 形式でデータを作成したほうが ArcGIS の SHP 形式でデータを作成した場合よりも有用であると判断した。

アルマティ市で MapInfo が多く使用されている理由としては、MapInfo が早くから各国の言語に対応したアプリケーションを開発してきていたことにあると思われる。GIS ソフトウェアは欧米で開発が先行したため、欧米語以外への対応が後手に回っていた。そのなかで、MapInfo は早いうちにロシア語に対応したアプリケーションを作成し、都市ごとに正規代理店を置いて販売した。アルマティ市内の MapInfo の正規代理店は、バージョンアップやメンテナンスの対応のみならず、トレーニングも適宜行っている。

MapInfo には SHP 形式をはじめとする汎用 GIS ソフトウェアのデータ形式へのデータ変換機能が常備されており、容易に TAB 形式のデータを他形式に変換して GIS で利用することが可能である。今後、仮にシステムの変更があったとしても、MapInfo でデータを作成したことによる障害はほとんどないと思われる。

むしろ、MapInfo で作成したことによって、アルマティ市における様々な行政機関や教育機関、民間サービス等で、本調査で作成したデータを積極的に有効利用しやすくなることの利点のほうが大きいと考える。

#### 4.2.2 データ構造

データ構造は、図 4.2.1 の通り簡易に整理した。データをまとめて取り込むことで、複雑なデータ設定を行うことなく、データの加工や二次利用が可能である。

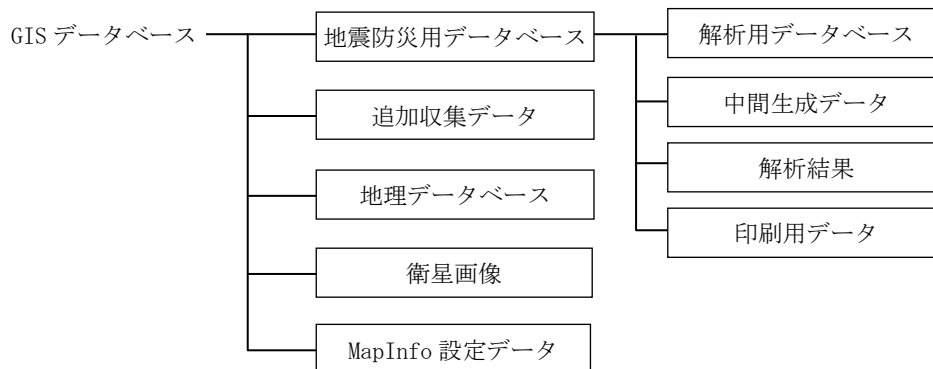


図 4.2.1 データ構成 (簡略図)

### 4.3 地震防災用データベース

地理データベースの情報だけでは、地震の解析を行うのには十分ではない。地形図上に表現できない社会・政策的な情報などが必要となる。

一方、地理データベースには、解析に必要なデータも多く含まれている。本プロジェクトでは、地震解析に必要なデータのみを解析用データベースとして別途格納した。

追加して収集した TAB ファイル形式のデータ群は次のとおりである。その他の形式の解析用データに関しては、それぞれの章に記載されている。

#### 4.3.1 基礎データ

- a) 調査範囲（面データ）
- b) 衛星画像範囲（面データ）
- c) 解析用グリッド（面データ）

マイクロゾーニングのための基本単位となるグリッドデータ。500m 四方のグリッドで全調査範囲を覆っている。

#### 4.3.2 行政界

##### (1) 行政区（面データ）

アルマティ市は、6つの行政区に分かれている<sup>1</sup>。それぞれに区役所が存在し、区ごとに管理されている項目も多い。境界図は、国家測地地図公社提供の資料を基に作成した。

##### (2) マイクロリージョン（面データ）

マイクロリージョンは、行政区をさらに細分したものである。統計的に処理を行う際に参考とした。境界情報は、建築都市計画局から入手した(図 4.3.1)。

---

<sup>1</sup> アルマティ市に新たに加わった7番目の地区が創設される以前の情報。

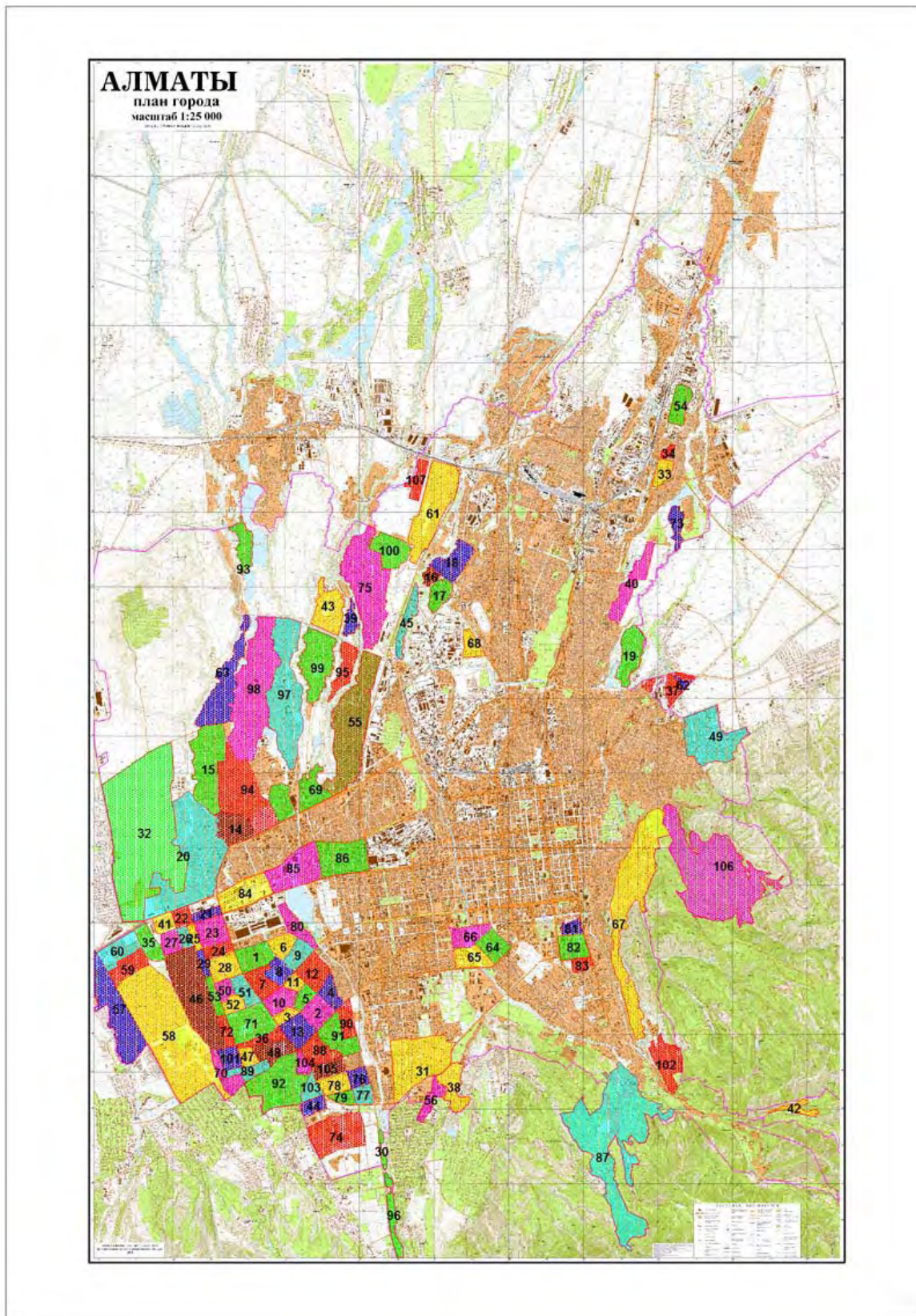


図 4.3.1 マイクロリージョン図

## 4.3.3 ライフライン施設

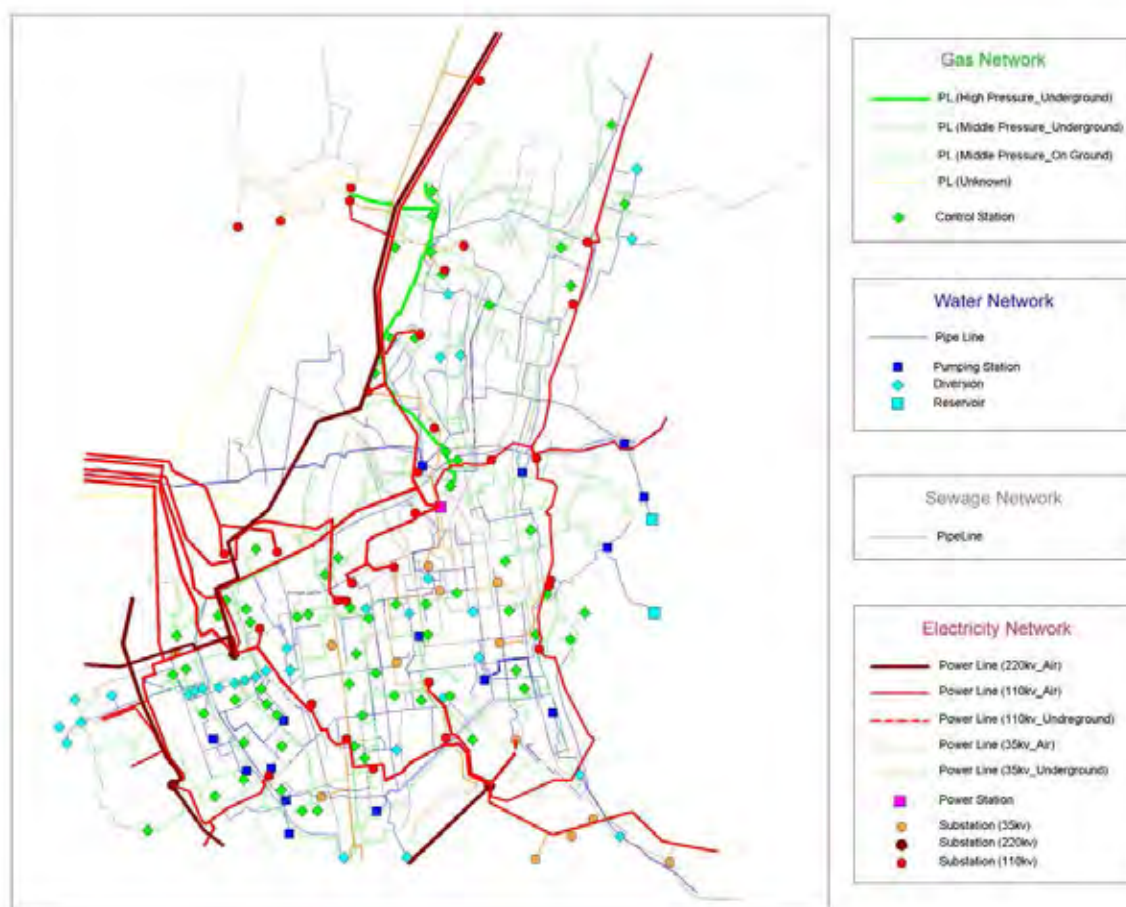


図 4.3.2 主要ライフライン施設分布図

## (1) ガスネットワーク

- パイプライン (線データ)
- 供給および管理施設 (点データ)

ガスネットワーク情報は、アルマティ市ホームページの地図情報、およびアルマティガスネットワーク社提供の情報を使用して作成した。属性情報として、管径、地上地下の区別を格納している。(図 4.3.2)

## (2) 上水道ネットワーク

- パイプライン (線データ)
- 貯水施設 (点データ)
- 分岐施設 (点データ)
- ポンプ場施設 (点データ)

アルマティ市のホームページの地図情報を使用して作成した。



(3) 下水道ネットワーク

- パイプライン（線データ）

アルマティ市のホームページの地図情報を使用して作成した。

(4) 電気ネットワーク

- 送電線（空中／地中）（線データ）
- 発電所（点データ）
- 変電所（点データ）
- 電力供給エリア（面データ）

電力公社提供の図面を使用して作成した。

#### 4.3.4 その他の情報

1) 道路ネットワーク（線データ）

道路中心線を取得し、主要幹線道路、市内の道路、村落内道路、集落間道路に種別分類した。（図4.3.3）

2) 道路面図（面データ）

実際の道路の範囲を面で図示した。グリッドごとの道路面の面積を算出するのに使用した。

3) 危険物位置図（点データ）

4) 橋梁位置図（点データ）

5) ボーリング位置図（点データ）

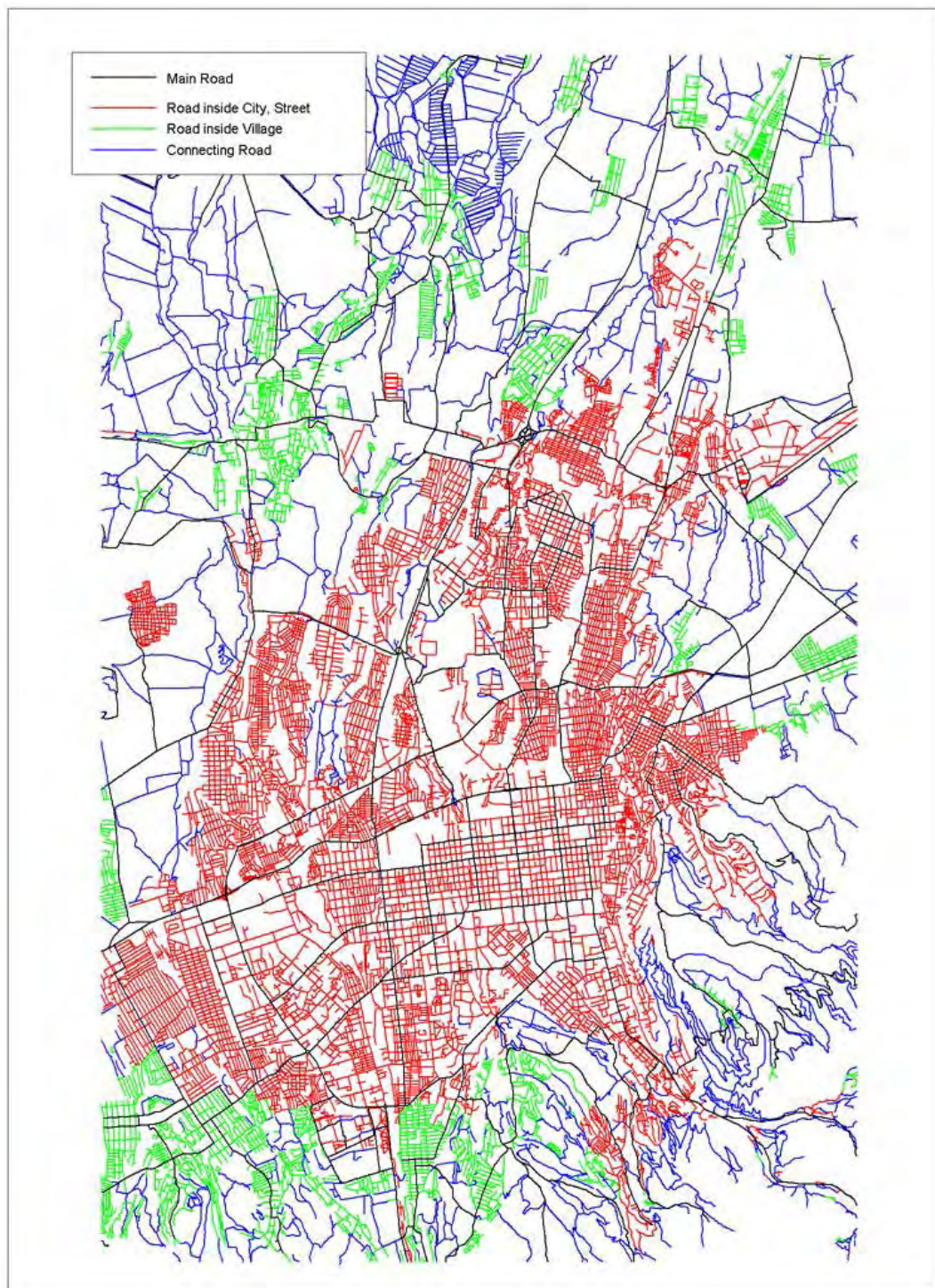


図 4.3.3 道路ネットワーク図

## 第5章 地震解析とハザードマップの作成

## 第5章 地震解析とハザードマップの作成

### 5.1 シナリオ地震

#### 5.1.1 シナリオ地震の設定

ハザード解析における地震動想定のお考え方は、「決定論的地震動想定」と「確率論的地震動想定」に大きく二分することができる。決定論的地震動想定の結果は、ある特定のシナリオ地震が発生した場合の地震動分布であり、一方、確率論的地震動想定の結果は、たとえば地表加速度の50年間における10%期待値、といった表現となる。確率論的地震動想定では地点ごとにあらゆる震源からの寄与を確率論的に集計し、その集合を面的に表現するのであるため、ある地震が発生した場合に期待される地震動分布とは異なる。

どちらのお考え方を解析に用いるかは、そのプロジェクトの目的と範囲によって決まる。たとえば、建築基準や地震保険の地域設定を行う場合は確率論的手法が用いられる。地震防災対策計画の策定を目的とする調査の場合、シナリオ地震が発生した場合の地震災害分布が防災対策を考える上で有用であるため、決定論的手法が採用される。決定論的手法で作成されたシナリオ地震によるハザードマップとリスクマップは地震災害が発生した状況の事前シミュレーションであり、防災対策を考える際には不可欠の材料である。この調査では決定論的手法を用いて解析を行った。

決定論的にハザード評価を行う際には、シナリオ地震の設定は調査全体に影響を及ぼす重要な項目である。シナリオ地震は、必ずしも「次に」調査地域を襲う地震である必要は無い。この調査は地震を予知しようという試みではなく、シナリオ地震の設定に当たってはハザードシナリオ、ダメージシナリオを作成する際に有用な地震を考えることが重要である。このため、下記のような考え方にしたがっていくつかのシナリオ地震が設定されることが多い。また同時にシナリオ地震は地震学的に合理的であることにも注意を払わなければいけない。

- 過去に発生した被害地震が再度発生するケース
- 活断層を震源とするケース

地震、特に被害をもたらすような大きな地震には、同じ場所で同じ規模の地震が繰り返し発生するという性質がある。もし調査対象地域が過去に地震災害を経験しているなら、その災害を引き起こしたと同じ規模の地震が同じ場所で再び発生する、というモデルは重要なシナリオ地震候補である。アルマティでは表 2.2.1、図 2.2.2 に示したように 1887 年、1889 年、1911 年に地震災害を経験している。図 2.2.6 に示した中央アジアの地殻変動速度を考えると、これらの地震が近い将来に再度発生することは、大いにありうることであろう。これら3地震の震央と地震後に地表に現れた地震断層から考えると、これらの地震は天山山脈地域にある断層を震源として発生したものと考えられる（図 5.1.1）。地震カタログからは、このほかにはアルマティに被害を及ぼしそうな地震の存在は伺えない。

一方、地質学的に第四紀後期、すなわち過去 100 万年以内に活動したことが分かっている、かつ将来活動する可能性がある断層は「活断層」と呼ばれ、たとえ過去に地震を発生させたという記録が無くてもシナリオ地震の震源の候補である。SNIp 2.03-7-2001 に添付されたアルマティ市のサイズミックマイクロゾーニングマップには、図 2.2.5 に示したいくつかの断層が描かれている。もしこれらの断層が活断層であるならば、これらはシナリオ地震として取り上げる必要があるが、これらの断層に関する詳細な資料は入手できなかった。この件に関して地震研

究所の専門家に問い合わせたところ、アルマティ市内に存在する断層は自ら地震を引き起こす断層ではなく、他の大きな地震が発生した場合に影響を受けて変位する可能性のある断層である、との回答が得られた。そこで図 2.2.5 に示した市内の断層はシナリオ地震として考慮しなかった。

上記検討の結果、以下の3地震を本調査におけるシナリオ地震として設定した。

- 1887年 Verny 地震(Mw=7.3)の再来
- 1889年 Chilik 地震(Mw=8.3)の再来
- 1911年 Kemin 地震(Mw=8.2)の再来

Mw : モーメントマグニチュード

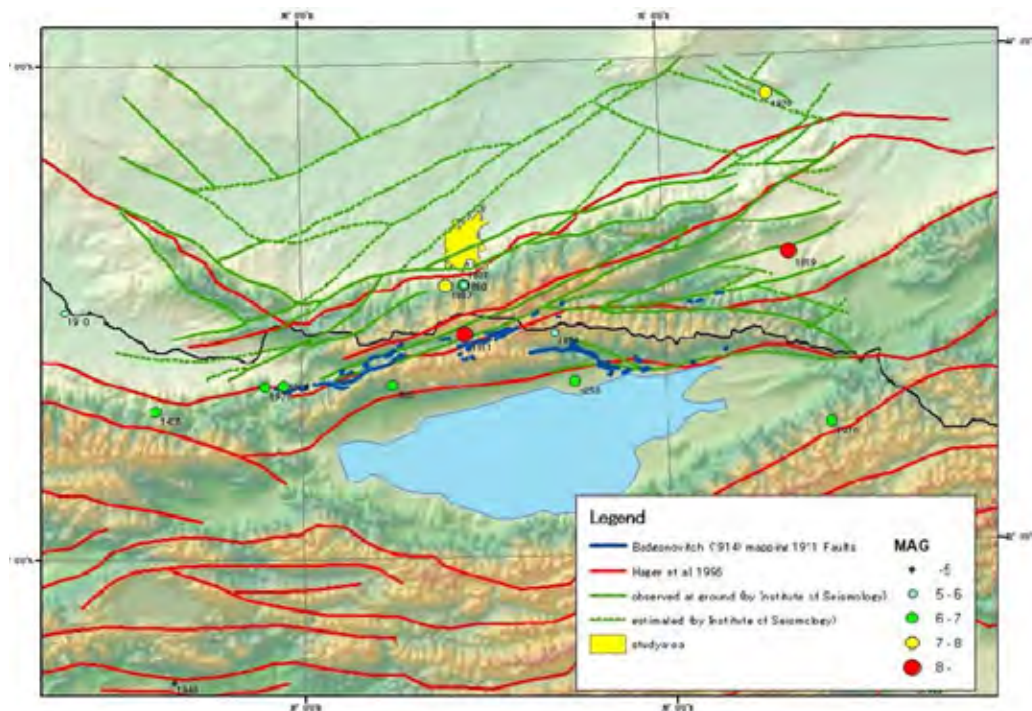


図 5.1.1 断層分布と過去に災害をもたらした地震の震央

### 5.1.2 断層モデル

地震動を数値計算によって算定するために、震源断層のモデルを表 5.1.1 のように設定した。図 5.1.2 には震源断層の地表投影を表示した。マグニチュードは過去の実際に発生した地震の規模と同じと仮定した。1887年 Verny 地震モデルと 1911年 Kemin 地震モデルの震源断層位置と形状は、Bogdanovich et al. (1914)に示された断層トレースに従って決定した。1889年 Chilik 地震モデルの断層長さはマグニチュードと断層長さの経験式を用いて算定し、断層の位置は当時の震度分布図から推定した。図 5.1.2 中の青と緑の線が 1889年 Chilik 地震と 1911年 Kemin 地震の震度分布である。断層の傾き  $70^\circ$  は地震テクトニクスを考慮して決定した。

表 5.1.1 シナリオ地震の断層パラメータ

	1887 Verny 地震モデル	1889 Chilik 地震モデル	1911 Kemin地震モデル
モーメント マグニチュード	7.3	8.3	8.2
断層長さ (km)	30	200	175(西 110, 東 65)
断層幅 (km)	15	32	32
断層深さ (km)	2	2	2
断層の傾斜 (°)	70(南へ傾斜)	70(南へ傾斜)	70(南へ傾斜)

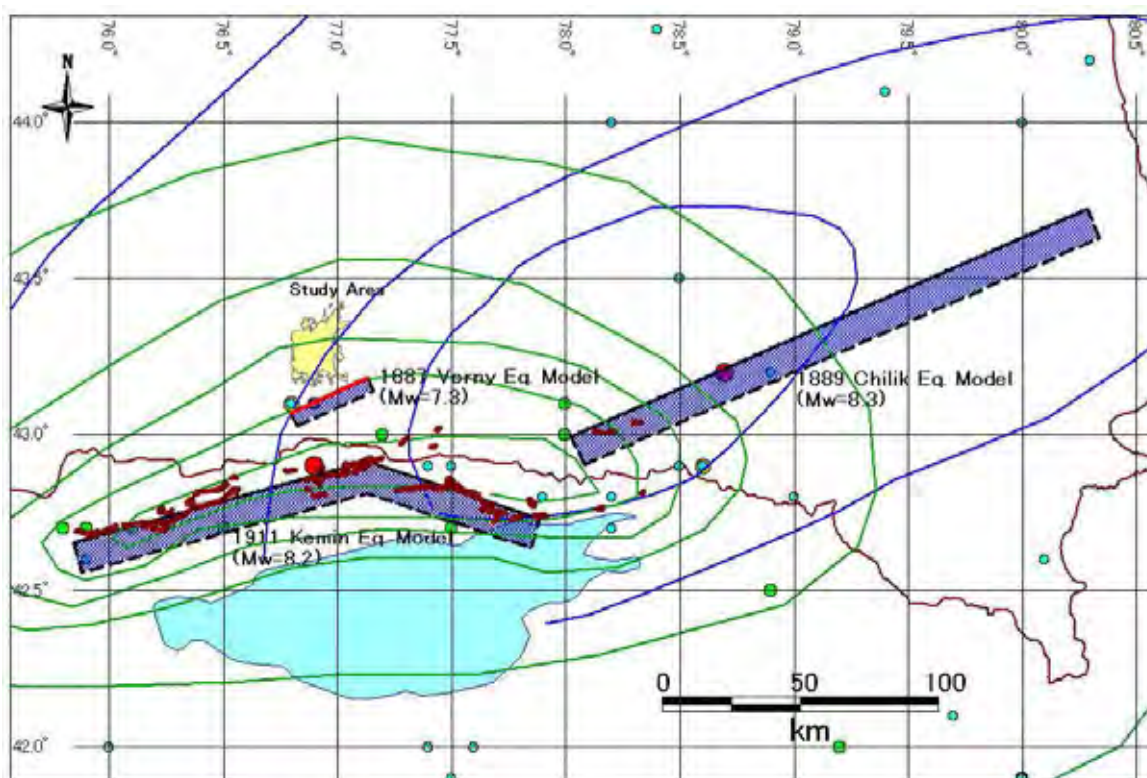


図 5.1.2 シナリオ地震の断層モデル

## 参考文献

- 1) Bogdanovich, K.I., Kark, I.M., Korolkov, B.Y., Mushketov, D.I., 1914, An earthquake in the northern chain of the Tien Shan, December 22, 1911, Transactions of the Geological Committee, New Series, vol. 89, Sankt-Petersburg, 256 pp., in Russian.

## 5.2 基盤地震動解析

地震動の計算は、工学的地震基盤での地震動の計算と表層増幅特性の評価に分けて行った(図 5.2.1)。これは、表層増幅度には地表近くの地盤の違いによって大幅に変化する性質があるので、比較的变化の少ない基盤地震動の計算とは切り離して考えるのが得策であるからである。工学的地震基盤における地震動は経験的手法によって計算を行った。

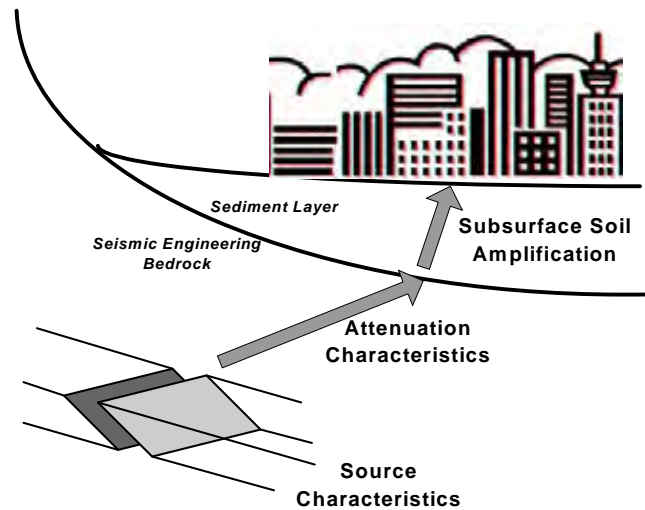


図 5.2.1 地震波の伝播と増幅に関する模式図

### 5.2.1 距離減衰式の選定

工学的地震基盤における地震動は経験的距離減衰式を用いて評価した。地震動はマグニチュードと距離によって影響を受けるが、そのほかに震源の性質や伝播する岩盤の性質も影響を与える。したがって経験的距離減衰式によって計算される地震動は、その式を導く際に使用したデータ特性に影響されることになる。そのため、調査対象地やその周辺で観測された強震記録を使って作成された距離減衰式を用いるのが最も望ましいが、アルマティで現在入手できる強震観測データは距離減衰式を導くには不十分であり、提案された距離減衰式は存在しない。

次善の策としては、対象地域内および近傍での強震観測記録と整合する既存の距離減衰式を選択して使用方法がある。図 5.2.2 には、地震研究所によるアルマティ周辺での強震観測結果と、既存の距離減衰式のうち、逆断層タイプの地殻内の浅発地震を対象とした主な距離減衰式を比較して示した。解析に使用したのは、観測記録の中で最大であるモーメントマグニチュード 7.2 の地震である。選定した距離減衰式は以下の 2 式である。この調査では、これら 2 式の平均値を採用した。

(1) Boore et al. (1997)

$$\ln Y = b_1 + b_2(M - 6) + b_3(M - 6)^2 + b_5 \ln r + b_v \ln \frac{V_s}{V_A}$$

$$r = \sqrt{r_{jb}^2 + h^2}$$

$$b_1 = \begin{cases} b_{1SS} & \text{for strike - slip earthquakes} \\ b_{1RV} & \text{for reverse - slip earthquakes} \\ b_{1ALL} & \text{if mechanism is not specified} \end{cases}$$

$Y$  : peak horizontal acceleration or pseudo acceleration response (g)

$M$  : moment magnitude

$r_{jb}$  : closest horizontal distance to the surface projection of the rupture plane (km)

$V_s$  : average shear - wave velocity to 30m (m/sec)

$h$  : depth(km)

(2) Campbell and Bozorgnia (2006)

$$\ln Y = f_{mag} + f_{dis} + f_{hng} + f_{site} + f_{sed} + \varepsilon$$

$$f_{mag} = \begin{cases} c_0 + c_1 M & M \leq 5.5 \\ c_0 + c_1 M + c_2 (M - 5.5) & 5.5 < M \leq 6.5 \\ c_0 + c_1 M + c_2 (M - 5.5) + c_3 (M - 6.5) & 6.5 < M \end{cases}$$

$$f_{dis} = (c_4 + c_5 M) \ln \sqrt{R_{rup}^2 + c_6^2}$$

$$f_{flt} = c_7 F_{RV} f_{flt,z} + c_8 F_{NM}$$

reverse fault :  $F_{RV} = 1, F_{NM} = 0$

normal fault :  $F_{RV} = 0, F_{NM} = 1$

otherwise :  $F_{RV} = 0, F_{NM} = 0$

$$f_{hng} = c_9 f_{hng,R} f_{hng,M} f_{hng,z} f_{hng,\delta}$$

if  $\delta = 90^\circ$ ,  $f_{hng} = 0$

$$f_{site} = \begin{cases} c_{10} \ln\left(\frac{V_{30}}{k_1}\right) + k_2 \left\{ \ln\left[A_{1100} + c\left(\frac{V_{30}}{k_1}\right)^n\right] - \ln[A_{1100} + c] \right\} & V_{30} < k_1 \\ (c_{10} + k_2 n) \ln\left(\frac{V_{30}}{k_1}\right) & V_{30} \geq k_1 \end{cases}$$

if  $1\text{km} \leq Z_{2.5} \leq 3\text{km}$ ,  $f_{sed} = 0$

$Y$  : PGA(g),  $Sa_{h=5\%}$  (g) or PGV(cm/sec)

$M$  : moment magnitude

$R_{RUP}$  : closest distance to coseismic rupture (km)

$\delta$  : dip of the rupture plane

$V_{30}$  : average shear - wave velocity to a depth of 30m (m/sec)

$A_{1100}$  : value of PGA on rock with  $V_{30} = 1100\text{m/sec}$

$Z_{2.5}$  : depth to the 2.5km/sec shear - wave velocity horizon (km)

この解析では、2 地震のデータのみを用いて行ったが、より多くのデータを使うことが望ましいのは言うまでもない。観測機器の保守、データベースの整備も含め、基礎的な強震観測の継続が重要である。



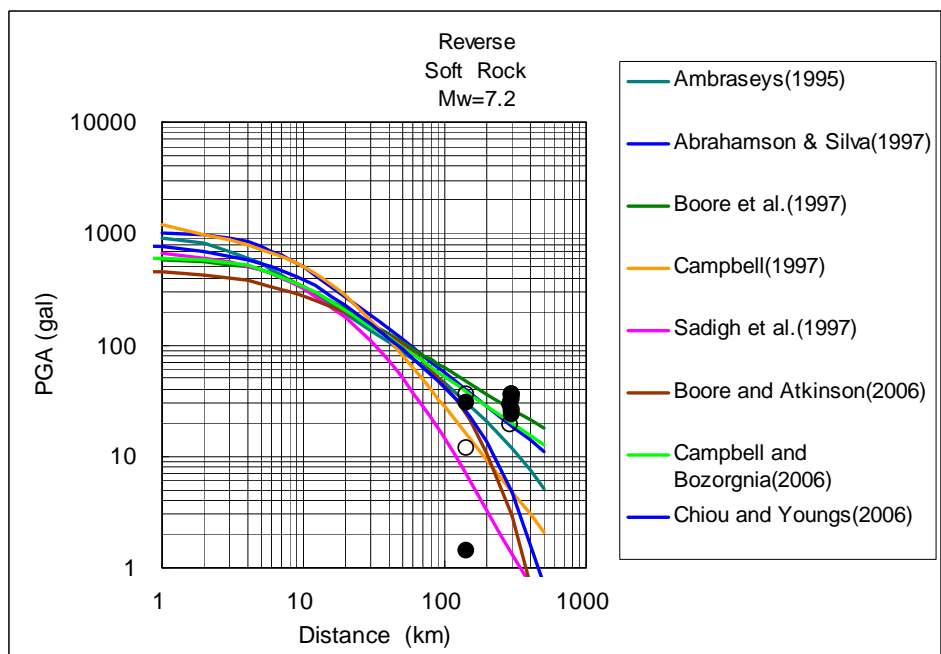


図 5.2.2 地表最大加速度の観測値と既存の距離減衰式の比較

### 5.2.2 基盤地震動

3 シナリオ地震について、各グリッド中心から震源断層までの距離とマグニチュードから、工学的地震基盤( $V_s=600$  m/sec)での PGA を計算し、図 5.2.3 にマップを示した。3 シナリオ地震の中では、Verny 地震モデルによる地震動が最も大きく、調査地南部では 500 gal 以上、市の中心部では 250 gal 程度となった。Chilik 地震モデルと Kemin 地震モデルの場合はこれより小さく、市の中心部で 100 gal から 200 gal となった。3 シナリオ地震とも南部が北部より大きな地震動となっている。

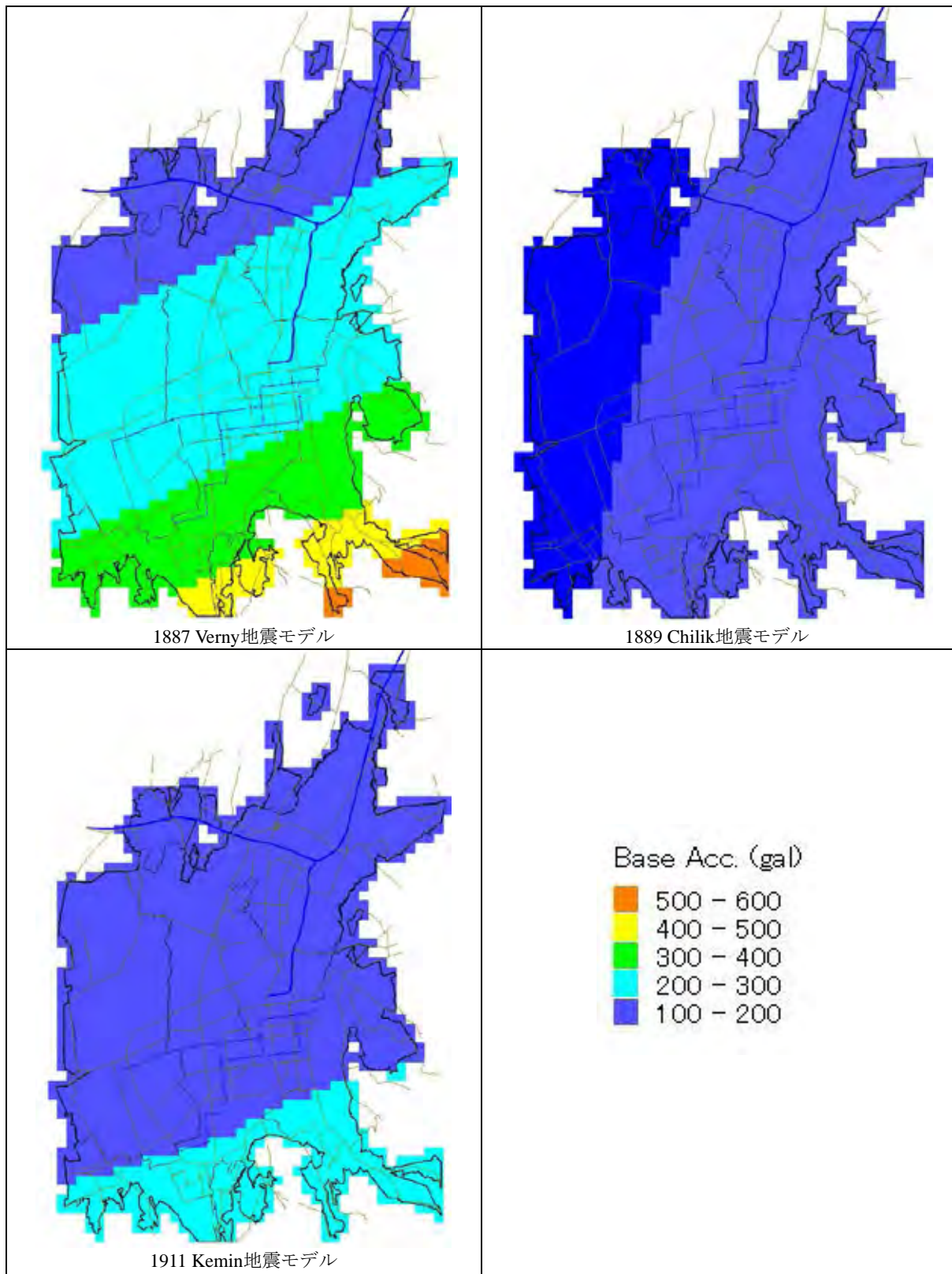


図 5.2.3 基盤加速度分布

参考文献

- 1) Boore, D. M., W. B. Joyner and T. E. Fumal: 1997, Equations for Estimating Horizontal Response Spectra and Peak Acceleration from Western North American Earthquakes: A Summary of Recent Work, Seism. Res. Lett., Vol. 68, No. 1, 128-153.
- 2) Campbell, K. W. and Y. Bozorgnia: 2006, Campbell-Bozorgnia NGA Empirical Ground Motion Model for the Average Horizontal Component of PGA, PGV and SA at Selected Spectral Periods Ranging from 0.01-10.0 Seconds, Interim Report for USGS Review.

5.3 表層増幅特性の評価

5.3.1 評価手法

図 5.2.1 に示したように、地表での地震動は基盤での地震動に表層増幅特性を掛け合わせて評価される。表層増幅特性を評価する場合、地表から基盤までの土層をすべてモデル化して数値解析により解析するのが望ましい。数値解析の手法には簡易な手法から複雑な手法まで多くの方法が存在するが、ハザード評価において最もよく用いられている手法は重複反射理論に基づいた1次元応答計算による評価手法である。この手法においては、地震基盤の設定が非常に重要な要素である。

他には、地表から数 10m の地盤平均 S 波速度をパラメータとして用いる考え方がある。この手法は、表層増幅特性は深い地盤よりも浅い地盤により強く影響を受ける、という事実に基づいている。地震観測結果や数値計算結果は、地表から数 10 m 区間の平均 S 波速度が表層地盤の増幅度と相関が高いことを示している。Joyner & Fumal (1984)、Borcherdt et al. (1991) (図 5.3.1) や Midorikawa et al. (1994) (図 5.3.2) は表層地盤の平均 S 波速度と増幅係数の関係式を提案しているが、これらの式は世界中で普遍的に使えるものではなく、場所によってこの関係は異なるものと考えられる。

この調査では、調査地の地質データ、地盤工学的データ、地球物理学的データをできる限り収集したが、収集できたデータは地表から基盤までの地盤モデルを作成するには充分ではなかった。本調査では、地盤の平均 S 波速度と表層増幅係数の関係を経験的に導いて、これを表層増幅評価に用いることにした。

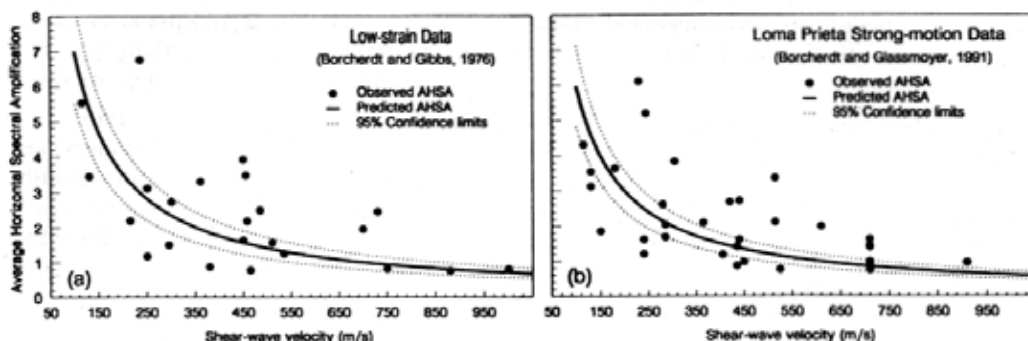


図 5.3.1 S 波速度と平均水平スペクトル増幅度の関係 Borcherdt et al. (1991)による

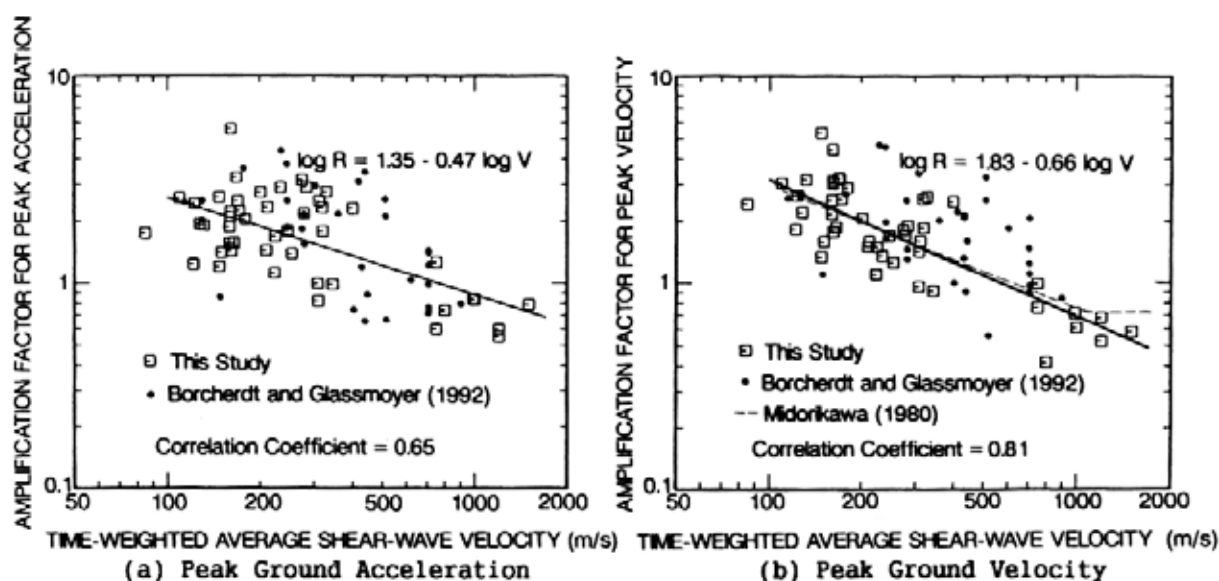


図 5.3.2 地表最大加速度、速度の増幅度と平均 S 波速度の関係

Midorikawa et al. (1994)による

### 5.3.2 増幅度解析

表層地盤の平均 S 波速度と増幅係数の関係は、場所によって異なることが予想される。アルマティにおけるこの関係は地震研究所の強震観測記録を用いて検討した。図 5.3.3 に、地震研究所がアルマティ市周辺に設置している強震計の場所を示した。多くの地点では強震計は建物の基礎に取り付けられているが、3 地点では 1 階の床に設置されている。これらの強震観測点では深さ 20 m までの PS 検層が実施され、図 5.3.4 に示す結果が得られている。この PS 検層による速度がアルマティ市で入手できた唯一の直接測定された地盤の速度である。Joyner & Fumal (1984)、Borcherdt et al. (1991)、Midorikawa et al. (1994)らは地表から 30m の平均 S 波速度(AVS30)をパラメータとしたが、収集できた PS 検層の深さが 20 m に限られているため、この調査では地表から 20 m の平均 S 波速度(AVS20)をパラメータとした。計算した AVS20 の分布を図 5.3.3 に示す。

$$AVS20 = \frac{20}{\sum_i \left( \frac{H_i}{Vs_i} \right)}$$

$H_i$ :  $i$ 層の厚さ(m)

$Vs_i$ :  $i$ 層のS波速度(m/sec)

解析に使用したのは 3 地震分の観測データである。KSK 観測点 (市外、市の西方) における PGA に対する各観測点での PGA の比を計算して図 5.3.5 に示した。その際に震源距離の違いは Boore et al. (1997)の距離減衰式を用いて補正してある。なお、KSK 観測点における AVS20 の値 590m/sec は、観測点の中では MDO 観測点をのぞいて最大である。第 6.2 項で基盤地震動を  $Vs=600m/sec$  の地盤上で計算したが、KSK 観測点はほぼ同じ条件を満たしており、このことから基準観測点として選定したものである。強震観測点のうち 3 地点ではセンサーが建物 1 階の床に設置されているが、これらの観測点における観測値は他の観測点と比較して大きな値を示

す。これは、建物による地震動増幅が影響しているものと考えられるため、これらのデータは解析には用いなかった。

地震工学的基盤に対する地表加速度の増幅係数と AVS20 の関係を図 5.3.5 と下式に示した。

$$\log R = 2.45 - 0.88 * \log V$$

$R$ : 増幅係数

$V$ : AVS20 (m/sec)

図 5.3.5 に示すように増幅係数と AVS20 の関係は大きく分散している。解析に使用できるデータが増えることで分散は小さくなる可能性はあるが、このような経験的解析手法には不確実性が不可避であることを忘れてはならない。

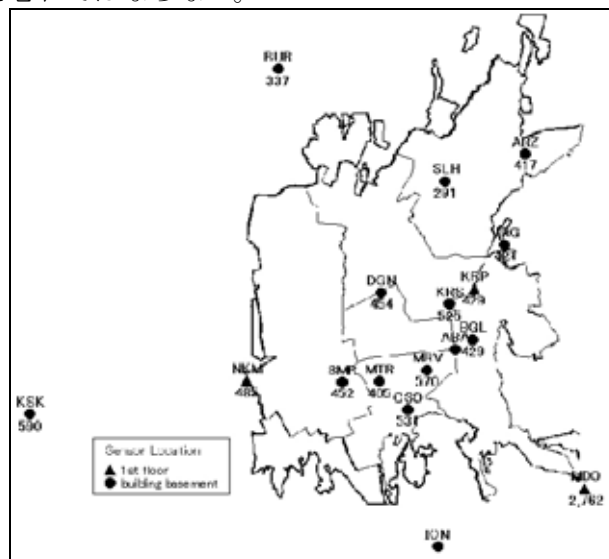


図 5.3.3 強震観測点とその AVS20(m/sec)

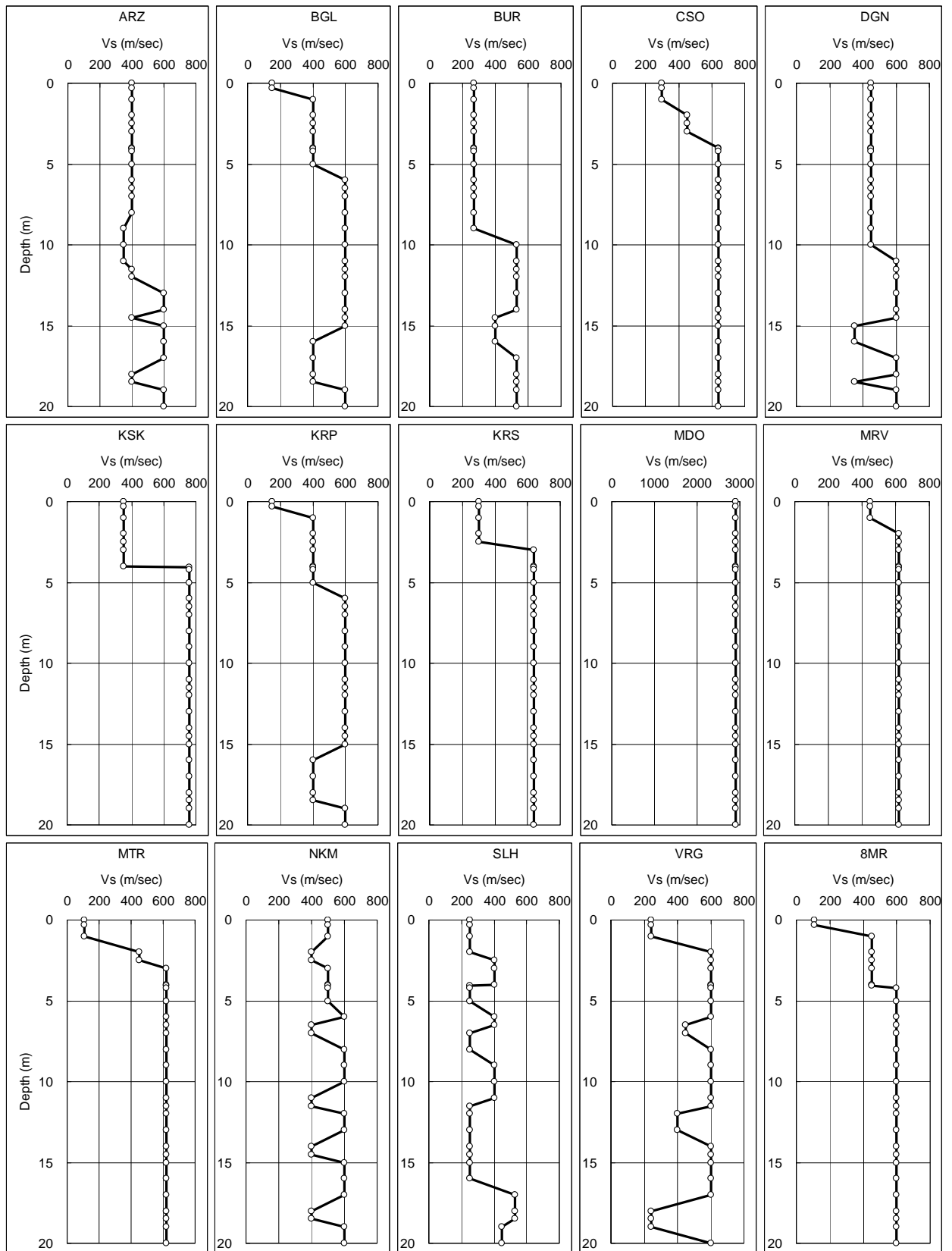


図 5.3.4 強震観測点における PS 検層結果

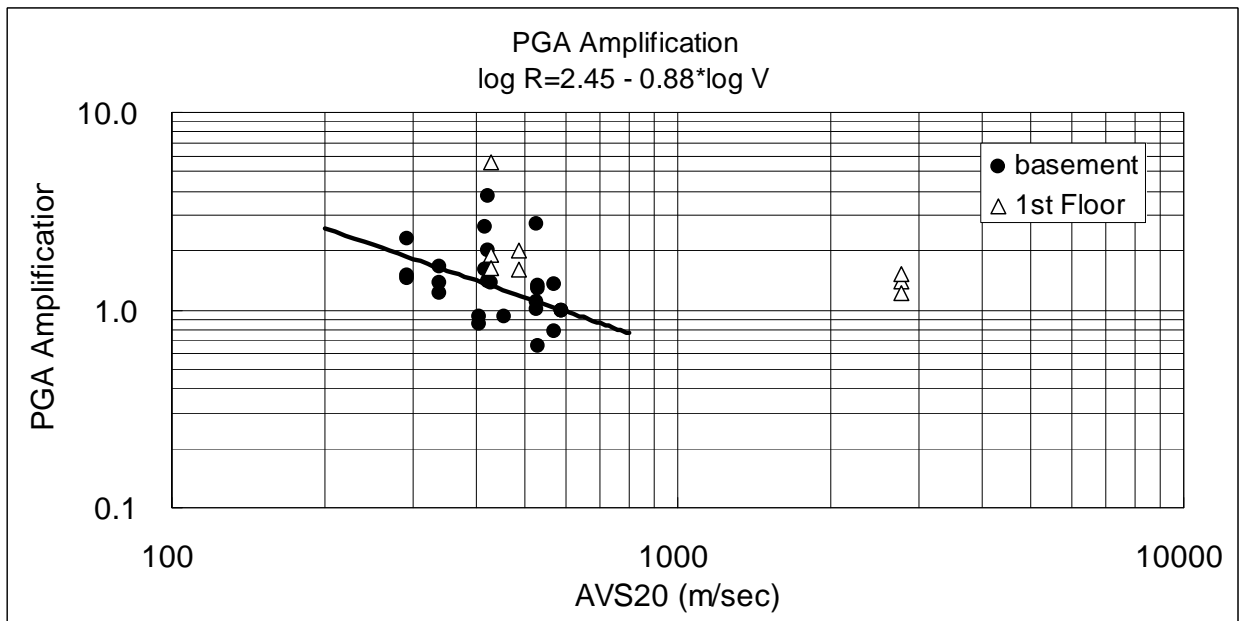


図 5.3.5 加速度増幅度と AVS20 の関係

参考文献

- 1) Joyner, W. B. and T. Fumal, 1984, Use of Measured Shear-wave Velocity for Predicting Geological Site Effects on Strong Motion, Proc. 8th World Conf. on Earthq. Eng., Vol.2, 777-783.
- 2) Borchardt, R. D., C. M. Wentworth, A. Janssen, T. Fumal, and J. Gibbs, 1991, Methodology for Predictive GIS Mapping of Special Study Zones for Strong Ground Shaking in the San Francisco Bay Region, Proc. 4th Intern'l. Conf. on Seismic Zonation, Vol.3, pp.545-552.
- 3) Midorikawa, S, M. Matsuoka and K. Sakugawa, 1994, Site Effects on Strong-motion Records Observed during the 1987 Chiba-ken-toho-oki, Japan Earthquake, Proc. 9 th Japan Earthq. Symp.

## 5.4 地表地震動の計算

### 5.4.1 地盤解析の流れ

地震動解析と液状化危険度評価のために、収集資料に基づいて 500 m グリッドで地盤モデルを作成した。地盤モデル作成の流れを図 5.4.1 に示す。

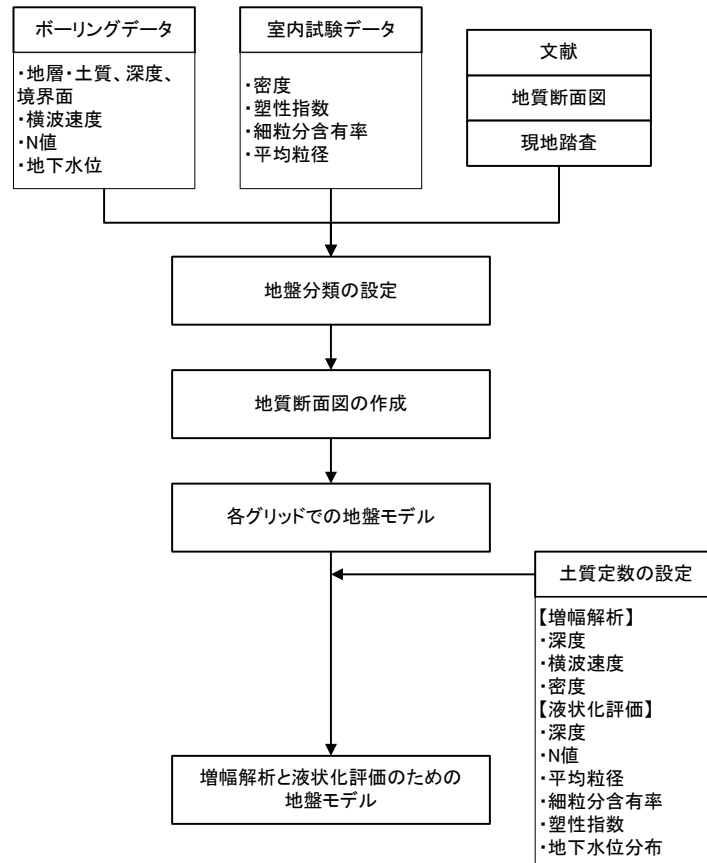


図 5.4.1 地盤モデル作成の流れ

### 5.4.2 地盤解析結果

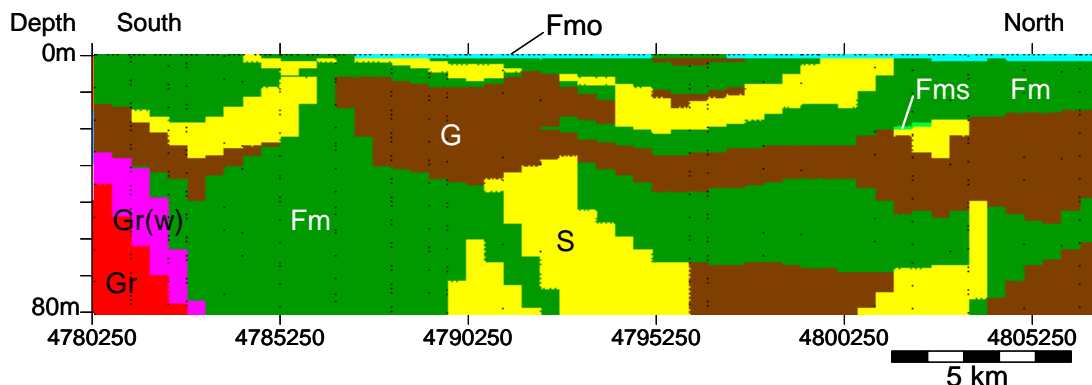
第 2.3 項に示したボーリングデータと室内試験データの整理・解析の結果を基に、現地の地盤状況の観察結果などを考慮して、次のようにアルマティ市内の地層断面図を作成した。調査範囲をカバーする 500 m グリッドの中央を通る地層断面を作成した。

したがって、地層断面の数は、南北方向 42 断面、東西方向 61 断面の計 105 断面である。

地層断面の深度は、表層増幅度を求める計算に必要な深度（本調査では 20 m）までの地層の連続性を明らかにするため、80 m とした。

図 5.4.2 に地層断面図の例を示す。





記号	構成物	
Fmo	細粒土 (高有機質)	
Fms	細粒土 (軟弱層)	
Fm	細粒土	
S	砂	
G	礫	
Gr(w)	風化花崗岩	
Gr	花崗岩	



図 5.4.2 地層断面図の例

### 5.4.3 増幅特性

作成した地質断面図を基に、調査対象範囲をカバーする 1,643 の 500 m グリッド全てについて代表地質柱状を決めた上、グリッドごとに図 5.4.3 に例示したような S 波速度構造モデルを作成した。調査範囲の地盤 S 波速度は、日本の軟弱な平野部に比べて全般に大きな値を示す。地表から 1 m~2 m が 300 m/sec 以下で、以深はほとんど 300 m/sec 以上となっている。

AVS20 の分布を図 5.4.4 に示した。調査地北部の一部を除いて AVS20 は 300 m/sec 以上で、大まかに言えば、南部は 400 m/sec から 500 m/sec、北部は 300 m/sec から 400 m/sec である。図 5.3.5 の経験的な増幅度 (第 5.3.2 項で作成した関係式) を用いて、地震工学的基盤( $V_s=600$  m/sec)に対する加速度増幅度を計算して図 5.4.5 に示した。増幅度は南部でおおむね 1.0 から 1.4、北部で 1.4 から 1.8 となった。

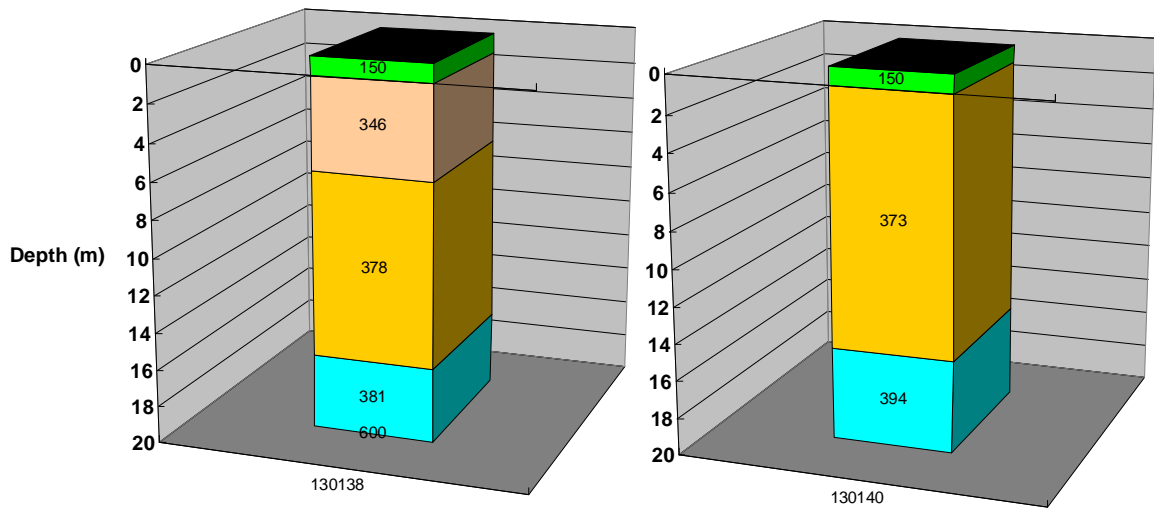


図 5.4.3 500 m グリッドの速度構造モデルの例

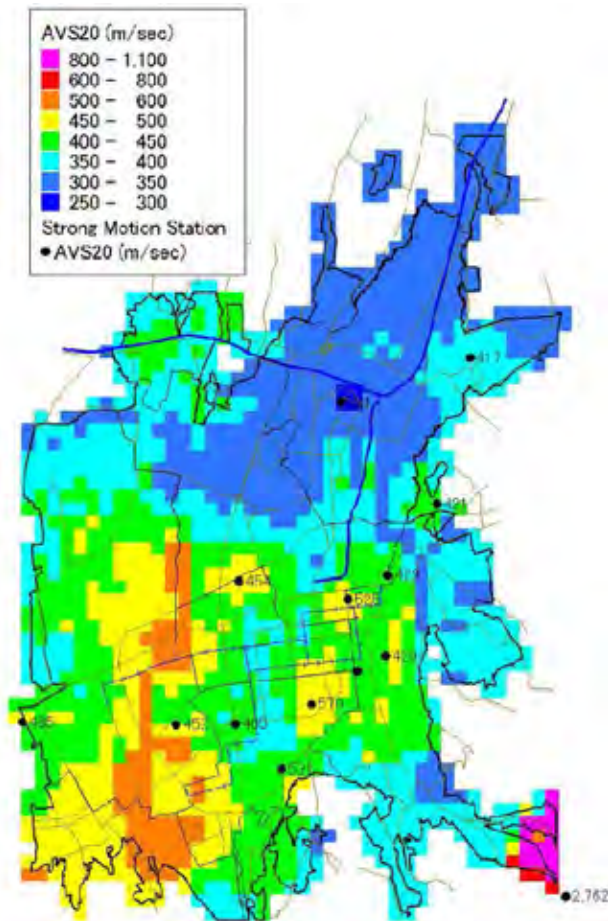


図 5.4.4 地表から 20 m の平均 S 波速度 (AVS20)

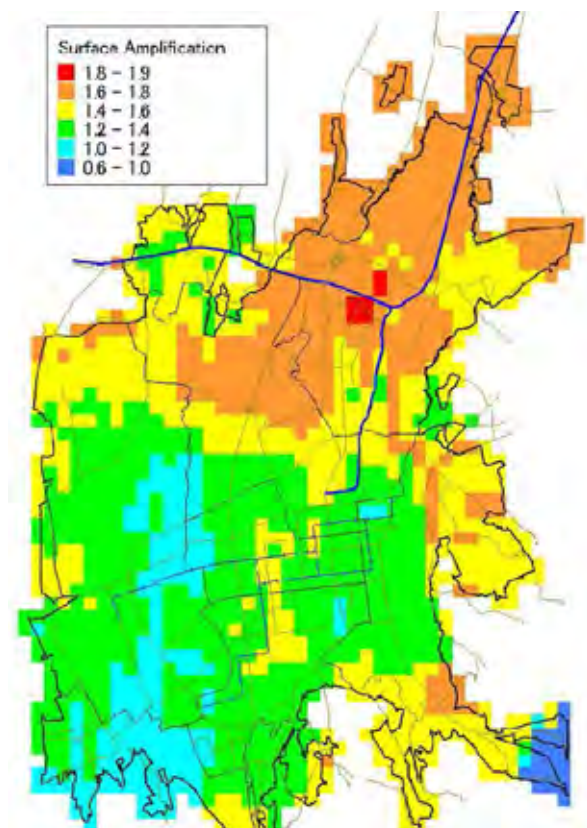


図 5.4.5 表層加速度増幅度

### 5.4.4 地表地震動

基盤加速度（図 5.2.3）に表層増幅度（図 5.4.5）をかけて地表加速度を計算し、図 5.4.6 に示した。

Verny 地震モデルでは最大で 800 gal 以上となる地点があるが、これは 3 シナリオ地震をとおしでの最大値である。Verny 地震モデルではほとんどの地点で 300 gal 以上となる。Chilik 地震モデルと Kemin 地震モデルではこれより小さく、それぞれ 100 gal から 200 gal、と 200 gal から 300 gal と算定された。

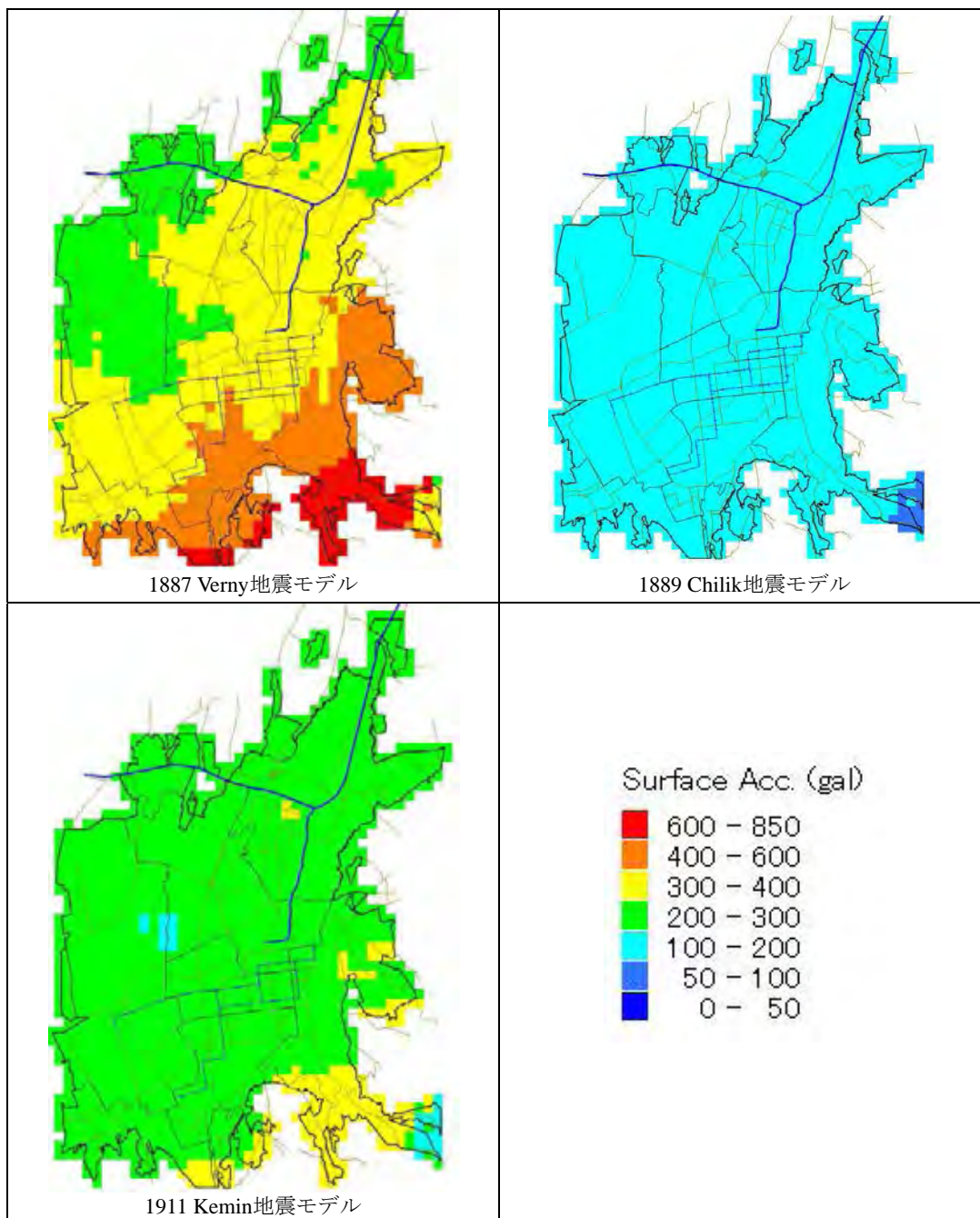


図 5.4.6 地表加速度分布想定結果

地表加速度は工学的用途にはとても重要なパラメータであるが、専門知識を持たない事務系職員や市民には理解が難しい。震度は地震動の揺れの強さを表す別の指標であり、これは専門知識を持たない人にとってもわかりやすい。さらに震度はしばしば被害推定の際に地震動を示すパラメータとして用いられている。震度は物理的に計器を使って計測される値ではなく、人間の感覚や被害の状況から決定される値であるため、物理量である加速度などとの関係は経験的に導かれることになる。「カ」国ではMSK震度(MSK-64(K))と加速度の関係はSNiP 2.03-28-2004によって表5.4.1のように規定されている。

この調査では、SNiP 2.03-28-2004にしたがってPGAをMSK-64(K)震度に変換し、図5.4.7に示した。Verny地震モデルによる震度は8から9となった。Chilik地震モデルとKemin地震モデルの場合は、震度7から8となった。これらの震度は実際に発生した地震による震度(表2.2.1)と整合している。

表 5.4.1 SNiP 2.03-28-2004 に規定された震度と加速度の関係

MSK -64(K) 震度	加速度(gal)		
	下限	平均	上限
5	16	25	35
6	35	55	80
7	80	120	180
8	180	270	400
9	400	600	900
10	900		

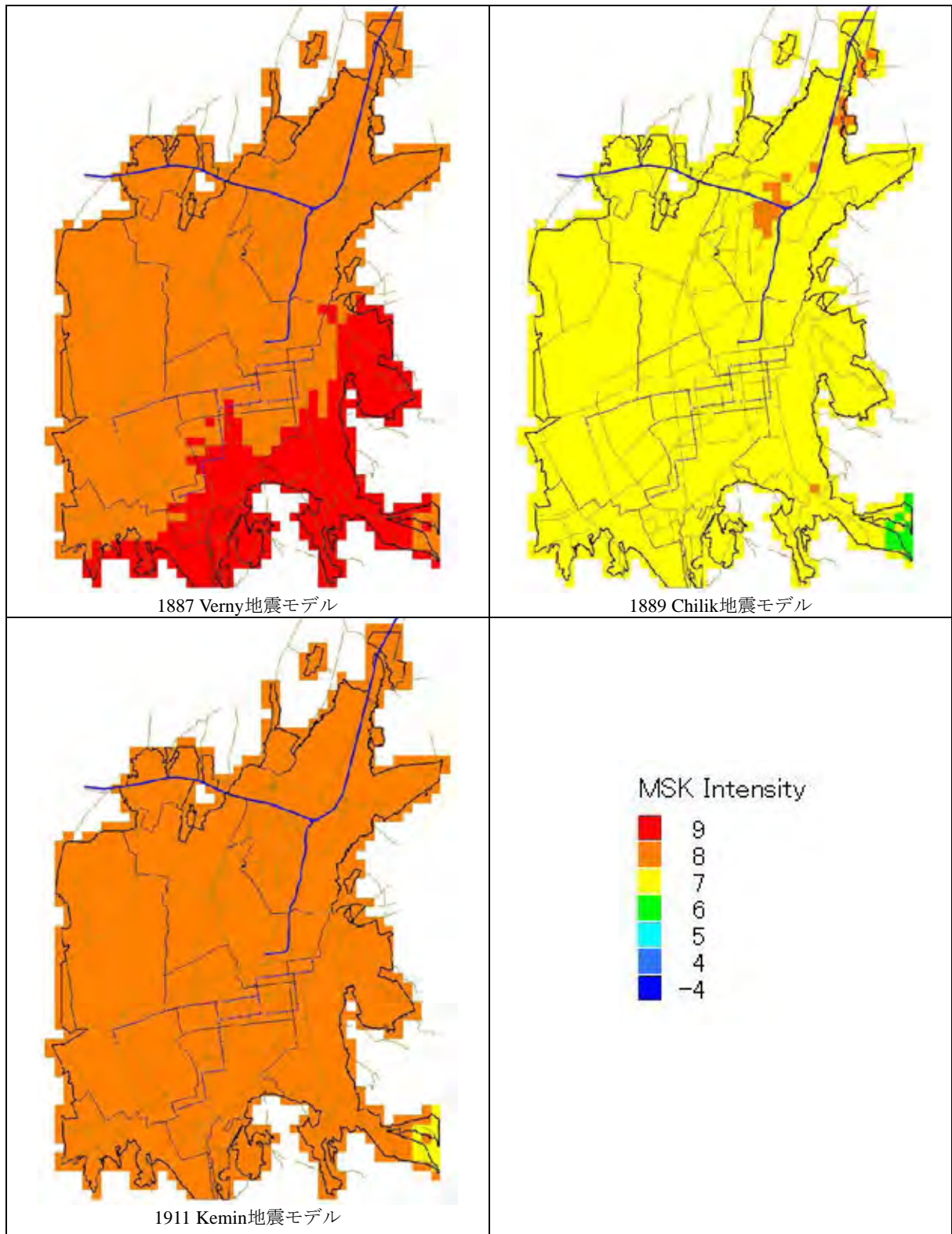


図 5.4.7 MSK 震度分布想定結果

## MSK 震度に関するノート

最大加速度と MSK 震度の関係は経験的に導かれたものであり、唯一不変なわけではない。オリジナルの MSK 震度階解説表に記載された加速度範囲の数値は、SNiP 2.03-08-2004 に記載されている数値よりかなり小さい。図 5.4.8 には、オリジナルの MSK 震度階による PGA-震度関係と「カ」国における関係を比較して示した。オリジナルでは 400 gal は震度 9 と 10 の境界であるが、現在の「カ」国の規定では震度 8 と 9 の境界になっている。もし PGA を震度に換算する際に SNiP 2.03-08-2004 ではなくオリジナルの MSK 震度階解説表を用いるとすれば、換算して得られる震度は 1 ランク大きくなることになる。

PGA と震度の経験的關係は、地震観測システムの進歩に伴って変化してきた。近年センサーの周期帯域は広がっており、デジタル化によってレコーダーもより広いダイナミックレンジで記録できるように進化している。したがって、同じ地震を同じ場所で観測した場合でも、新しい進化したシステムで観測すれば地震動、特に加速度値は旧来のシステムより大きくなることになる。つまり、同じ震度でも進化したシステムによる PGA はより大きくなっているということである。この意味で、SNiP 2.03-08-2004 の PGA-震度関係は地震観測システムの進化に対応したものとも言えるが、この関係を用いて算定された震度分布を他の震度分布、たとえば図 5.4.9 の SNiP 2.03-07-2001 に添付されたマイクロゾーニングマップと比較する場合には注意が必要である。図 5.4.9 を作成した際の手法や条件などは不明であるが、アルマティ市内に広く震度 10 が分布していることが目を引く。もしこの震度 10 を SNiP 2.03-08-2004 の PGA-震度関係によって PGA に換算すれば、その加速度値は 900gal 以上になり、非現実的な値と言わざるを得ないが、この図がオリジナルの PGA-MSK 関係に従ったものと考えれば理解できる。

震度は有用な指標ではあるが、計測できる値ではない。物理量との関係は経験的に導かれるものでその関係は状況によって変化しうる。したがって、特に PGA などの物理量から変換された震度の取り扱いには注意が必要である。

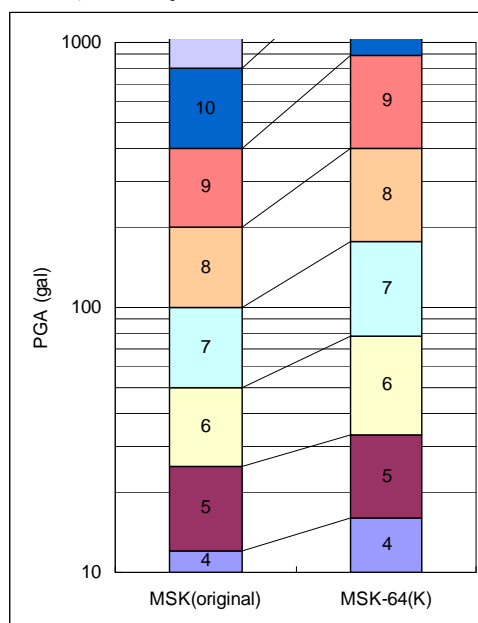


図 5.4.8 オリジナルの震度表と SNiP での MSK 震度と PGA の関係の比較

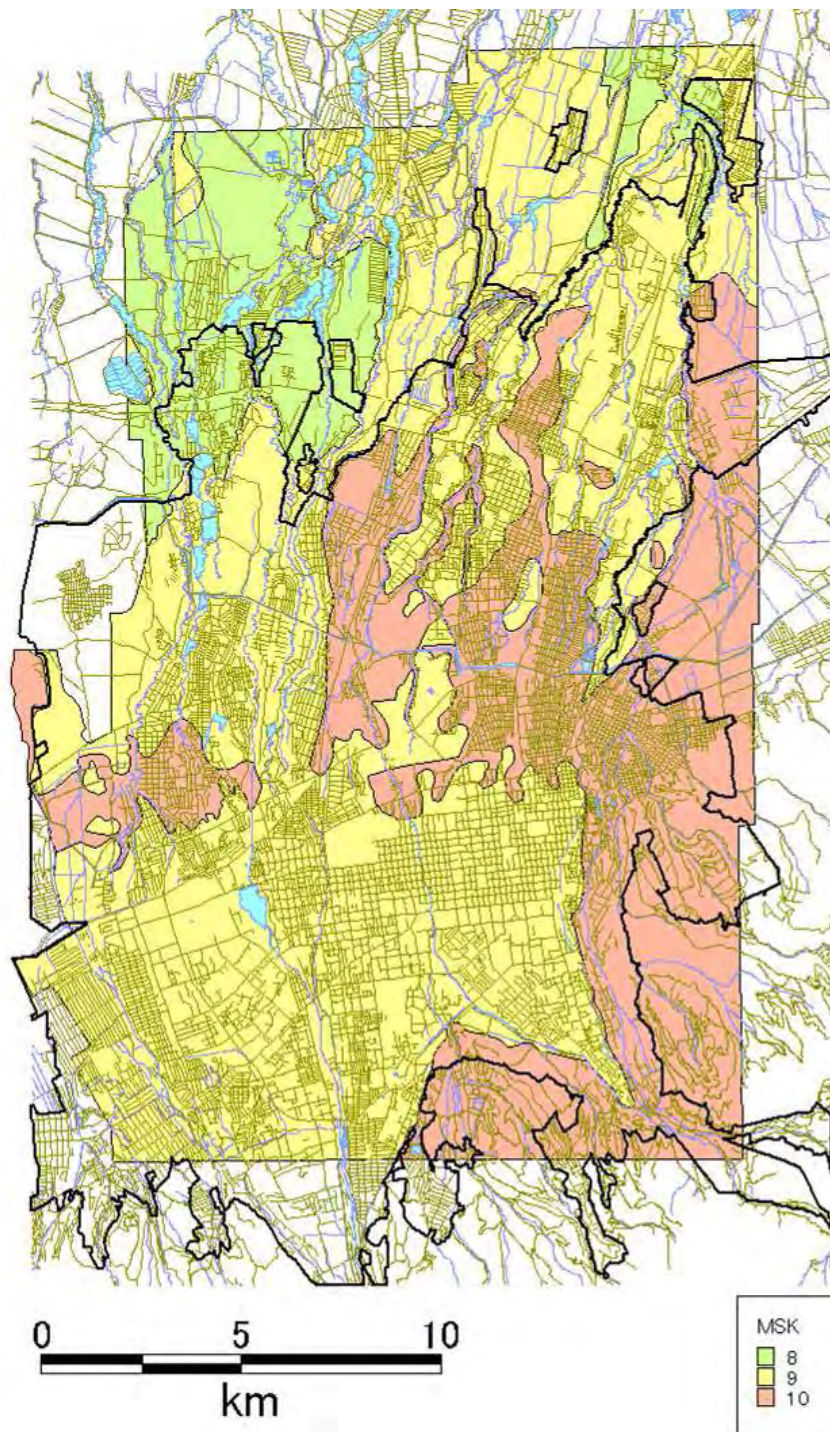


図 5.4.9 SNiP 2.03-07-2001 に添付されたサイスミックマイクロゾーニングマップ

## 5.5 液状化危険度評価

液状化危険度の評価にあたっては様々な手法が提案されているが、本調査では、地域全体で均一なデータに基づいた評価ができる  $F_L$  法と  $P_L$  法によって解析・評価を行う。

### 5.5.1 解析手法と判定基準

#### (1) FL 法

$F_L$  法による液状化危険度判定の手順と基準は以下のとおりである。その結果は、変数を入力したある深度における液状化に対する抵抗率として得られる。

- 1) 液状化に対する土の抵抗力を示す動的せん断強度比( $R$ )を算定する
- 2) 地震動によって生じる地震時せん断応力比( $L$ )を算定する
- 3) 両者から液状化に対する抵抗率  $F_L=R/L$  を算定する
- 4)  $F_L<1.0$  の場合は、液状化の危険性が高いと判定し、 $F_L>1.0$  の場合は、液状化の危険性が低いと判定する。

$$F_L = R/L$$

$F_L$ : 液状化に対する抵抗率

$R = c_w \times R_L$   $R$ : 有効応力下における動的せん断強度比

$c_w$ : 地震タイプに対する相関係数 (本調査では地震タイプ 2)

地震 Type 1 (プレート境界型、大規模型) の場合:  $c_w = 1.0$

地震 Type 2 (内陸型) の場合:

$$\begin{aligned} c_w &= 1.0 && (R_L < 1.0) \\ c_w &= 3.3 R_L + 0.67 && (0.1 < R_L < 0.4) \\ c_w &= 2.0 && (0.4 < R_L) \end{aligned}$$

$R_L$ : 室内試験より得られた抵抗比

$$R_L = 0.0882 (N_a / 1.7)^{0.5} \quad (N_a < 14)$$

$$R_L = 0.0882 (N_a / 1.7)^{0.5} + 1.6 \times 10^{-6} (N_a - 14)^{4.5} \quad (14 < N_a)$$

$N_a$ : 粒径補正した  $N$  値

砂質土の場合:  $N_a = c_1 N + c_2$

$$c_1 = 1 \quad (0\% < F_c < 10\%)$$

$$c_1 = (F_c + 40) / 50 \quad (10\% < F_c)$$

$$c_1 = F_c / 20 - 1 \quad (60\% < F_c)$$

$$c_2 = 0 \quad (0\% < F_c < 10\%)$$

$$c_2 = (F_c - 10) / 18 \quad (10\% < F_c)$$

$F_c$ : 細粒分含有率(%)

礫質土の場合:  $N_a = \{1 - 0.36 \log_{10}(D_{50}/2.0)\} N_1$

$N_1$ :  $170 N / (\sigma_v' + 70)$   $N$ :  $N$  値

$D_{50}$ : 平均粒径

$L = \alpha / g \times \sigma_v / \sigma_v' \times r_d$   $L$ : 有効応力に対するせん断応力比

$$r_d = 1.0 - 0.015x \quad r_d: \text{応力減衰係数、} x: \text{深度(m)}$$

$\alpha$ : 地表加速度 (gal)

$g$ : 重力加速度 (= 980 gal)

$\sigma_v$ : 全荷重 ( $\text{kN/m}^2$ )

$\sigma_v'$ : 有効荷重 ( $\text{kN/m}^2$ )



(2) PL法

$F_L$ 法によって、ある深度における液状化の判定が可能であるが、震動による被害を想定するためには、地表の構造物に与える影響を知ることが必要である。このため、 $F_L$ 法の結果に基づいて地表での液状化危険度を判定するために、Iwasaki et al. (1982)の  $P_L$  を用いた。

$P_L$ は、以下の式を用いて算出する。

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

$$F = 1.0 - F_L \quad (F_L < 1.0)$$

$$F = 0.0 \quad (F_L > 1.0)$$

$$w(z) = 10.0 - 0.5z$$

$P_L$ : 液状化危険度  
 $F_L$ : 液状化抵抗係数  
 $w(z)$ : 深度の重み係数  
 $z$ : 深度 (m)

判定基準は以下のとおりである。

$15 < P_L$	危険性大
$5 < P_L < 15$	やや危険性大
$0 < P_L < 5$	やや危険性小
$P_L = 0$	危険性小

5.5.2 対象層と変数設定

(1) 対象層

道路橋示方書(2002)に従って、以下の条件に該当する地層について評価を行う。

<p>沖積層の場合</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- 地下水位が現地地盤面から 10m 以内にあり、かつ現地地盤面から 20m 以内の深さに存在する飽和層</li> <li>- 細粒分含有率 <math>F_c</math> が 35% 以下の層、または <math>F_c</math> が 35% を超えても塑性指数 <math>I_p</math> が 15 以下の層</li> <li>- 平均粒径 <math>D_{50}</math> が 10mm 以下で、かつ 10% 粒径 <math>D_{10}</math> が 1 mm 以下である層</li> </ul> <p>洪積層の場合</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- N 値が低いもしくは固結していない層</li> </ul>
--

本調査において、上記の条件を満たす液状化危険度評価の対象層は、 $F_{mo}$ 、 $F_{ms}$ 、 $F_m$ 、 $S$  である。

(2) 変数設定

液状化危険度評価において必要となる変数は、N 値、密度、平均粒径、細粒分含有率、塑性指数であり、これらデータ処理の詳細は第 2.3 項を参照されたい。表 5.5.1 に変数一覧を示す。

表 5.5.1 液状化危険度評価のための変数

記号	Vs (m/sec)	密度 (t/m <sup>3</sup> )	D <sub>50</sub> (mm)	Fc (%)	Ip	N 値
Fmo	150	1.65	0.05	55	11	3
Fms	250	1.80	0.05	55	10	14
Fm	Vs = 338.090 + D × 2.250	ρ = 1.651 + Vs × 0.000710	0.05	55	10	37
S	Vs = 346.108 + D × 2.353	ρ = 1.502 + Vs × 0.001082	1.00	10	10	55

Vs : S 波速度(m/sec)、D : 深度(m)、ρ : 密度(t/m<sup>3</sup>)

### (3) 地下水位

アルマティ市内の地下水は近年急激に上昇していることが知られているため、2004 年以降に計測したデータのみを採用した。液状化危険度評価に必要な地下水位は、安全性を勘案して最も浅いものを採用した（第 2.3 項参照）。

### 5.5.3 解析結果

液状化危険度は、表 5.5.2 に示した P<sub>L</sub> 値の基準に基づいて評価した。P<sub>L</sub> 値は地表での液状化危険度を判定するための基準であり、特定の深度における液状化抵抗係数である F<sub>L</sub> 値から算定された値である（5.5.1 (2) P<sub>L</sub> 値の算出式参照）。その結果を以下にまとめるとともに、解析結果図を図 5.5.1 に示す。

- 本地域では全般的に地下水位は浅いものの、P<sub>L</sub> 値は全般に小さく、液状化危険度が低いと評価された。
- アルマティ 1 駅周辺は相対的に液状化危険度が高く、将来的に地下水位の上昇などが発生した場合には、液状化が懸念される
- 標準貫入試験などの原位置試験が入手できなかったため、想定値や換算値を多く用いており、解析結果を利用する場合は変数の信頼性について十分留意する必要がある。とくに、液状化が懸念される川沿いなどにおいてボーリングデータがほとんど存在しないので、河川沿いの液状化の危険性は否定できない。

表 5.5.2 液状化危険度の評価と推奨事項

液状化危険度	基準	推奨事項
高い	15 < P <sub>L</sub>	地盤改良が必要
やや高い	5 < P <sub>L</sub> < 15	地盤改良が望ましい 重要構造物については詳細調査が必要
やや低い	0 < P <sub>L</sub> < 5	重要構造物については詳細調査が望ましい
低い	P <sub>L</sub> = 0	(液状化の影響が考えられる)

なお、図 5.5.1 の「Type1」はプレート境界型ないし大規模型の地震タイプを、「Type2」は内陸型の地震タイプをそれぞれ示す（5.5.1 (1)参照）。本調査における地震タイプは「Type2」であるが、本図において「Type2」では市内北部地域で液状化危険度が「Low」と判定され、その地域内の相対的な危険度の差異を表現できない。そこで「Type1」の解析結果を参考として示した。「Type1」の解析結果図から Almaty1 駅周辺で液状化危険度が相対的に高いことがわかる。

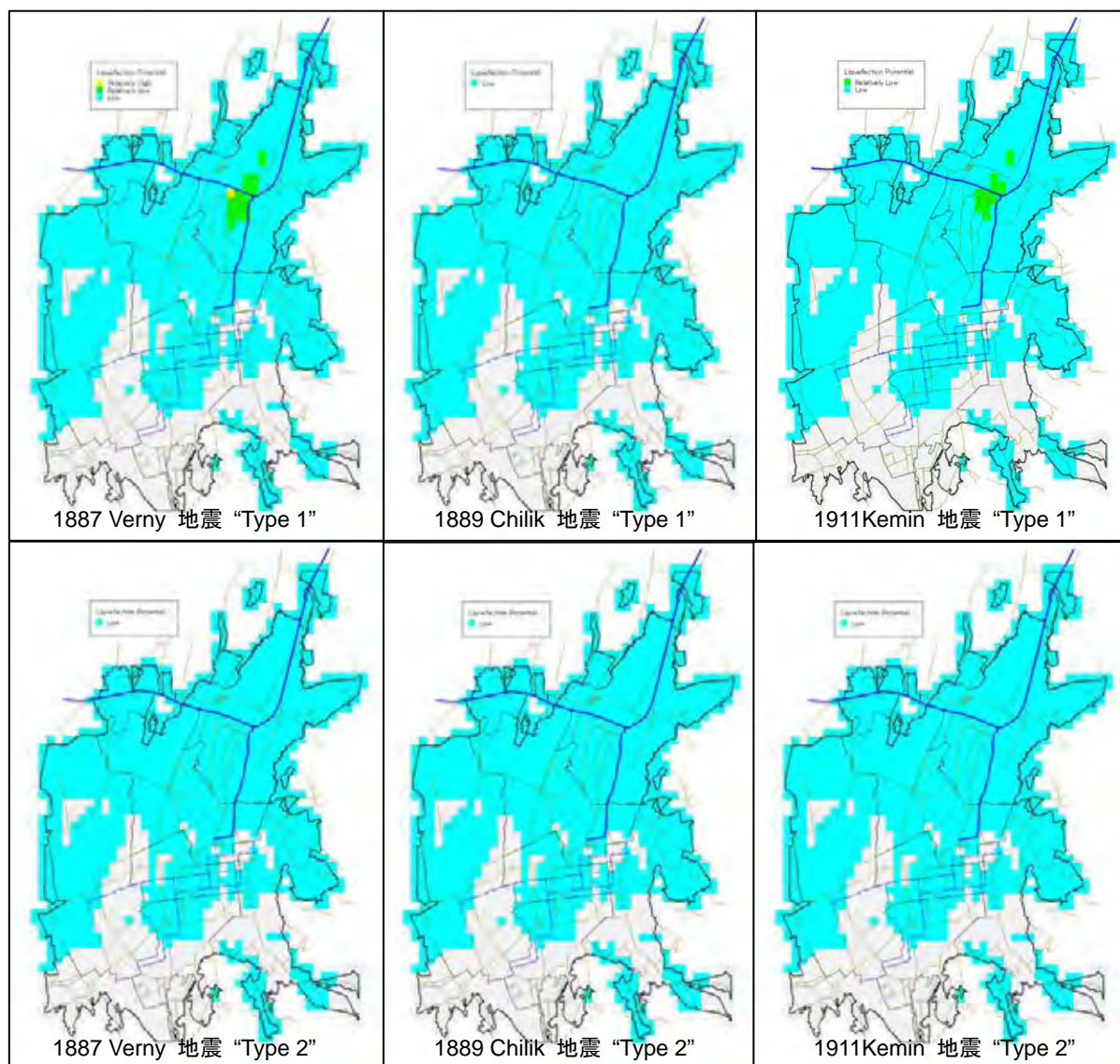


図 5.5.1 液状化危険度想定結果（本調査では「Type2」内陸型地震タイプを採用）

引用文献

- 1) Iwasaki T., Tokida K., Tatsuoka F., Watanebe S., Yasuda S., and Sato H., (1982): Microzonation for Soil Liquefaction Potential Using Simplified Methods, Proceeding of 3<sup>rd</sup> International Conference on Microzonation, Seattle, Vol. 3, pp. 1319-1330.
- 2) Japan Road Association (2002): Specification for Highway Bridges, Part V Earthquake Resistant Design.

## 5.6 斜面評価

### 5.6.1 評価の手順

調査範囲内の斜面の評価は次のように行った。

- 1) 防災局の実施した斜面危険度調査結果（アルマティ市およびザイリンスキーアラタウ山麓における地質工学的危険度マップ作成報告書：Составление прогнозной инженерно - геологической карты опасных геологических процессов города Алматы и предгорий Заилийского Алатау）のレビュー
- 2) レビューおよび補足調査に基づく斜面評価
- 3) 今後の対応に関する提言

### 5.6.2 既往調査結果のレビュー

既往調査では、次のように危険斜面の抽出・調査を行っている。

- 1) 不安定斜面の抽出（航空写真と既往履歴から）
- 2) 危険度の評価（地形・地質的特徴から）
- 3) インベントリー（パスポート）の作成（現地踏査にて）

上記の抽出・調査内容に関するコメントは以下のとおりである。

#### 1)について

- 市内の不安定地形は概ね抽出されている。
- ただし、今後の開発が進むと斜面の不安定化の問題が起こるとみられる急傾斜地、かつ、ルーズな地質よりなる斜面が一部抽出されていない。

#### 2)について

- 概念的な危険度評価はなされている。
- 重要地域を明示するために、評価項目の絞り込み、各項目の評価基準の明確化、評価結果の図示が必要である。

#### 3)について

- インベントリーシートには、抽出された地点の詳細な観察結果が示されている。
- インベントリーシートの中で、斜面不安定化のメカニズムを明示し、今後の対策の方向性を与える必要がある。
- インベントリーシートの中で、危険度区分を明示して、今後の対策の優先度を示す必要がある。

### 5.6.3 レビューおよび補足調査に基づく斜面評価

#### (1) 地形地質概要

既往調査報告書には、アルマティ市周辺の地形、地質などが、傾斜区分図や地質図などに示されて、わかりやすくまとめられている。これらの資料によると、アルマティ市周辺は斜面安定

に関連する地形地質の観点から、以下のとおり、山岳地ゾーン、丘陵地ゾーン、平坦地ゾーンに大分できる。それぞれの特徴を表 5.6.1 にまとめる。

表 5.6.1 斜面安定に係わる地形地質ゾーン

山岳地ゾーン	
地形	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 標高 1,600 m 以上で起伏が激しい</li> <li>・ 傾斜 25 度を超す斜面が大半を占める</li> <li>・ 部分的には傾斜 45 度を超す斜面が見られる</li> </ul>
地質	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 堅硬で塊状な古生代花崗岩質の岩盤からなる</li> <li>・ 地表部は比較的薄い崖錘堆積物を主とする新生代第四紀の未固結堆積物に覆われる部分もある</li> </ul>
不安定斜面	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 岩盤斜面のトップリングや崩落、および、未固結堆積物が被覆する斜面の崩壊や地すべりが特徴的</li> </ul>
丘陵地ゾーン	
地形	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 標高 1,000 m～1,600 m で、浸食が進んで比較的起伏している</li> <li>・ 傾斜が 10 度から 25 度の斜面が大半を占める</li> </ul>
地質	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ シルトを主体とする、やや締まった新生代第四紀前期未固結堆積物からなる</li> <li>・ 地下水位は深い場合が多いが、地下水が浅く堆積物が飽和している場合は、地盤の強度が低下するとみられる</li> <li>・ 表流水により、比較的浸食されやすい</li> </ul>
不安定斜面	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 未固結堆積物の崩壊や地すべりが特徴的</li> <li>・ 不適切な切土や盛土による開発地における斜面の不安定化も多い</li> </ul>
平坦地ゾーン	
地形	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 標高 1,000 m 以下で平坦部が大半である</li> <li>・ 規模の大きな河川に沿って河川浸食による急崖が分布する</li> </ul>
地質	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ わずかに締まった新生代第四紀後期の未固結堆積物からなる</li> <li>・ 堆積物は、シルトを主体とし、扇状地性とみられる円礫に富む部分や砂に富む部分を頻繁に含む</li> <li>・ シルト質部や砂質部は、飽和した場合に強度が低下するとみられ、表流水によって浸食されやすい</li> </ul>
不安定斜面	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 河川沿いの急崖における未固結堆積物の崩壊が特徴的</li> </ul>

上記のゾーンを鳥瞰図（図 5.1.1）および地質断面図（図 5.6.2）で示す。

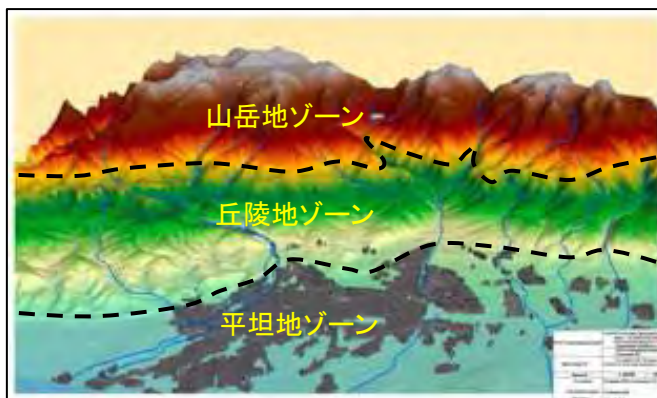


図 5.6.1 地形地質ゾーンを示す鳥瞰図

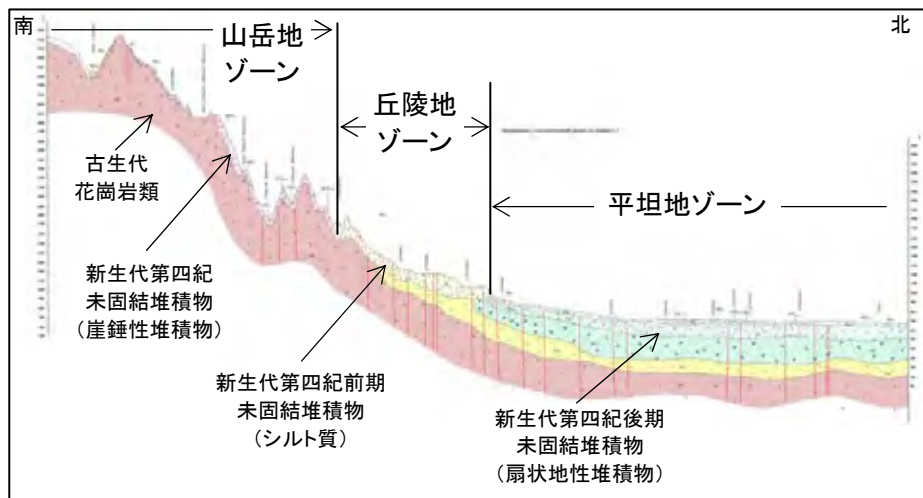


図 5.6.2 地形地質ゾーンを示す地質断面図

(2) レビューおよび補足調査結果の整理

レビューおよび補足調査は、既往調査でインベントリーが作成されている地点について行い、その結果は次のような項目別で整理した。全ての項目の結果をまとめた総括表を表 5.6.7 に示す。

1) 斜面災害タイプ

不安定斜面に対する有効な対策を行うためには、不安定化のメカニズムを明確にする必要がある。このため、メカニズムに着目して表5.6.2に示すように、斜面の勾配と構成地質の2項目に基づいた斜面災害タイプ区分を行った。

表 5.6.2 斜面災害タイプの分類

勾配 地質	緩 (1)	中 (2)	急 (3)
土 (S)	地すべり (S1) 	土砂崩壊 (S2) 	土砂崩落 (S3) 
岩 (R)	岩すべり (R1) 	岩崩壊 (R2) 	岩崩落 (R3) 

アルマティ市周辺では、露岩地が比較的小さいこと、かつ、粘性のやや低いシルト質の土が広く分布していることから、斜面災害タイプは、表5.6.2のS2 (土砂崩壊) とS3 (土砂崩落) が多く見られる。

災害タイプ別の斜面災害分布を図5.6.3に示す。

2) 保全対象

危険度の判定のためには、保全対象の把握が必要である。保全対象としては、河川、

人家、道路が認められた。

3) 地形素因

地形素因として、前項で示した地形地質ゾーン区分と斜面の傾斜を記載した。

4) 地質素因

既往報告書を参考にして、斜面を構成する地質を記載した。

災害斜面の構成地質の観点からは、山岳地の表層部の崖錘性堆積物“degQ III-IV”と丘陵地の第四紀前期のシルト質の堆積物“fQ I”において、斜面災害が起こっている。とくに、丘陵地のシルト質堆積物（fQ I）は、粘性が低く、飽和した場合に強度が低下するために、斜面の不安定化の素因となっている。

5) 規模

不安定斜面の高さ、長さ、幅と不安定土塊の厚さ、および、これらから想定される不安定土塊の量を記載した。不安定斜面の規模は災害の規模と直結するため、リスク評価の要素でもある。

6) 誘因

“自然”と“人工”に区分し、それぞれの内容を記載した。自然誘因は、主に急傾斜斜面、脆弱な地質、地下水や表流水の悪影響であるが、アルマティ市周辺では、とくに、河川浸食が誘因である場合が多い。人工誘因がとても多いことも特徴である。水道管からの漏水、不適切な掘削、転圧不十分な盛土などの人工誘因は、開発者の斜面災害リスクに対する理解が乏しいことに加えて、事業の実施を管理するシステムが十分に機能していないことが原因である。このため、これらを改善するための措置を早急に執るべきである。

(3) 斜面のリスク評価

地震時の斜面の安定性を定量的に評価するためには、詳細な地形測量や地下水位観測を行い、地質常数（粘着力、内部摩擦角、密度）を求めて、安定計算を行うなどの検討が必要である。安定計算を行うための詳細なデータは収集されていないものの、地震時のリスクと現状のリスクは相対的に大きく変わらないと判断されるため、今後の対応を決めるために、現時点でリスク評価を行う。リスク評価は、想定される災害の規模、災害頻度、および、保全対象の3つの要素についてそれぞれ評価して、さらに、その結果を総合評価した。

それぞれの要素の評価基準、および総合評価基準を表 5.6.3 から表 5.6.6 に示す。

表 5.6.3 想定される災害規模の評価基準

評価	想定される災害規模
A	10,000m <sup>3</sup> 以上
B	1,000m <sup>3</sup> ～10,000m <sup>3</sup>
C	1,000m <sup>3</sup> 未満

表 5.6.4 災害頻度の評価基準

評価	災害頻度 (履歴)
a	過去に頻繁な履歴がある、もしくは、最近の履歴がある
b	過去に履歴がある
c	履歴なし

表 5.6.5 保全対象の評価基準

評価	保全対象
1	公共施設,ライフラインがある、もしくは、人家が多い
2	道路がある、もしくははいくらかの人家がある
3	河川、山林地、もしくは、人家が少ない、ほとんどない

表 5.6.6 総合評価表

	A			B			C		
	a	b	c	a	b	c	a	b	c
1	大	大	大	大	中	中	大	中	小
2	大	大	中	中	中	小	中	小	小
3	大	中	中	中	小	小	小	小	小

リスク評価の結果を、表 5.6.7 と図 5.6.4 に示す。

表 5.6.7 に示されるように、リスクが大きいと評価された災害斜面のほとんどは、人工誘因によって不安定化している。このため、斜面安定のための対策を実施することに加えて、今後、開発行為などによって斜面災害を引き起こさないために、開発業者の斜面災害リスクに対する理解を深めるとともに、開発事業の実施を管理するシステムを適切に機能させる必要がある。



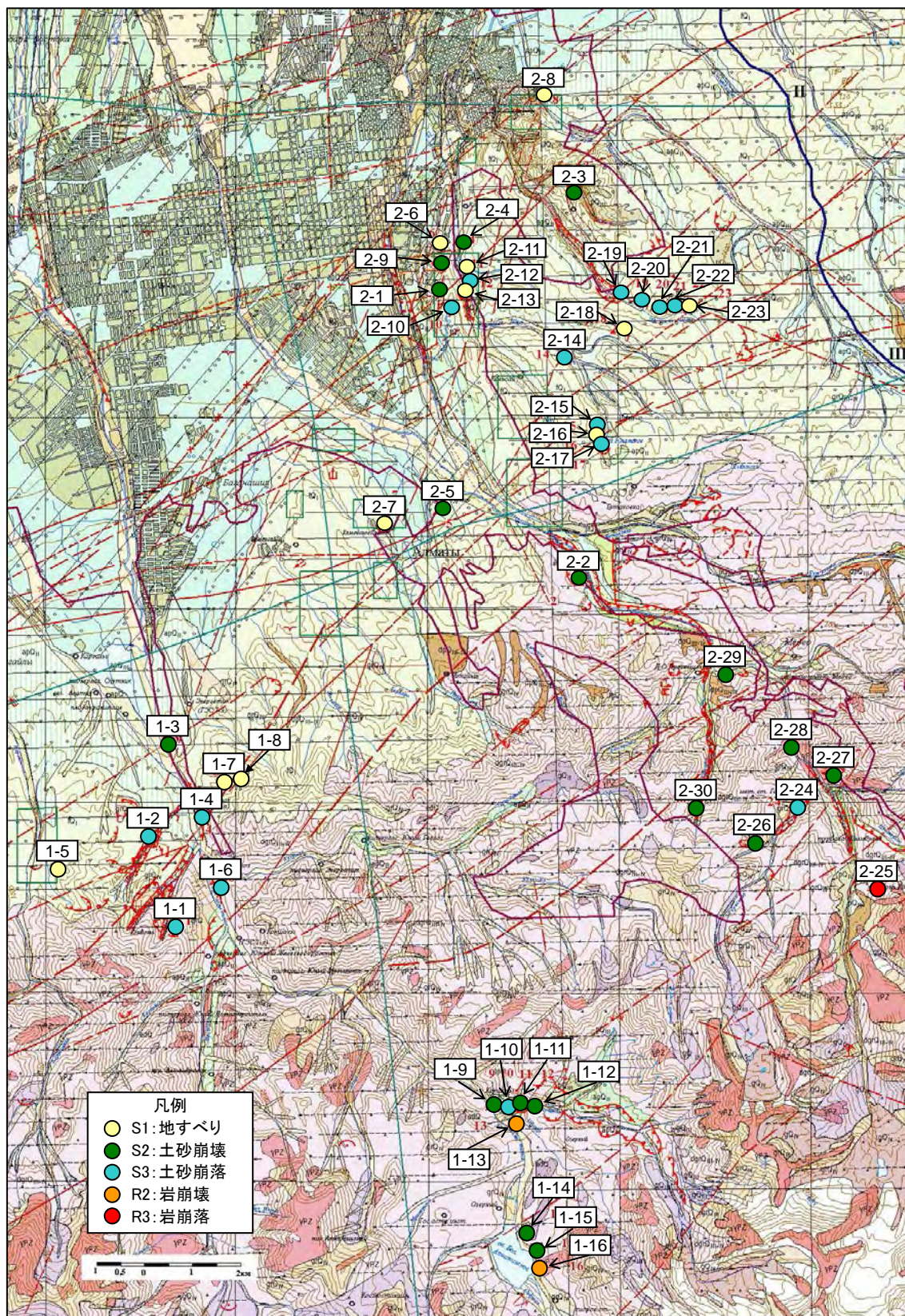


図 5.6.3 災害タイプ別の斜面災害分布図

表 5.6.7 斜面評価レビュー・補足調査結果一覧表

大アルマティ川流域																		
No	a) 斜面災害タイプ	b) 保全対象	c) 地形素因		d) 地質素因	e) 規模				f) 誘因			リスク判定					
			地形	勾配(°)		高さ(m)	長さ(m)	幅(m)	層厚(m)	土塊量(m3)	自然	人工	内容	斜面規模	発生頻度	保全対象	リスク評価	
1-1	S3	土砂崩落	河川	山岳地	60	degQIII-IV	300	-	400	10	1,000,000	○	-	河川浸食	A	a	3	大
1-2	S3	土砂崩落	河川	丘陵地	60	fQ I	18-25	-	80	3	6,000	○	-	河川浸食	B	a	3	中
1-3	S2	土砂崩壊	河川	丘陵地	20-30	fQ I	-	30	12	5-8	1,000	-	○	水道管からの漏水	B	a	3	中
1-4	S3	土砂崩落	河川	丘陵地	60	fQ I	-	100	50	0.5	2,500	○	-	河川浸食	B	a	3	中
1-5	S1	地すべり	人家	丘陵地	25-30	fQ I	-	70-80	20-40	4-5	16,000 (1500)	-	○	水道管からの漏水	A	c	1	大
1-6	S3	土砂崩落	河川	山岳地	60-80	degQIII-IV	25-30	-	300	0.5	4,500	○	△	河川浸食、盛土	B	a	3	中
1-7	S1	地すべり	人家	丘陵地	35	fQ I	100	200	250	5	250,000 (100,000)	○	△	敷地掘削	A	b	1	大
1-8	S1	地すべり	人家	丘陵地	35	fQ I	200	450	400	5	900,000 (500,000)	○	△	敷地掘削	A	b	1	大
1-9	S2	土砂崩壊	道路	山岳地	60	degQIII-IV	20	100	30	0.5	1,500 (1-5)	○	△	道路掘削	B	b	2	中
1-10	S3	土砂崩落	道路、河川	山岳地	60-70	degQIII-IV	50	70	50	0.5	1,750	○	-	河川浸食	B	a	2	中
1-11	S2	土砂崩壊	道路	山岳地	60	degQIII-IV	20	50	30	0.5	750 (100)	○	-		C	b	2	小
1-12	S2	土砂崩壊	道路	山岳地	60-70	degQIII-IV	20	50	30	0.5	750 (100)	○	-		C	b	2	小
1-13	R2	岩崩壊	河川	山岳地	60-70	degQIII-IV	250	250	100	0.5-1	25,000 (100-200)	○	-		B	b	3	小
1-14	S2	土砂崩壊	道路	山岳地	60	degQIII-IV	10	50	15	0.3	225 (100)	○	△	道路掘削	C	b	2	小
1-15	S2	土砂崩壊	道路	山岳地	60	degQIII-IV	10	50	15	0.3	225 (1-5)	○	△	道路掘削	C	b	2	小
1-16	R2	岩崩壊	道路	山岳地	60-70	degQIII-IV	30	50	15	0.3	225 (500)	○	△	道路掘削	B	b	2	中
小アルマティ川流域																		
No	a) 斜面災害タイプ	b) 保全対象	c) 地形素因		d) 地質素因	e) 規模				f) 誘因			リスク判定					
			地形	勾配(°)		高さ(m)	長さ(m)	幅(m)	層厚(m)	土塊量(m3)	自然	人工	内容	斜面規模	発生頻度	保全対象	リスク評価	
2-1	S2	土砂崩壊	人家、道路	丘陵地	35-40	fQ I	-	200	100	5	100,000	○	-		A	b	1	大
2-2	S2	土砂崩壊	河川	山岳地	30-40	degQIII-IV	-	150	40	2-3	20,000	○	-	河川浸食	A	b	3	中
2-3	S2	土砂崩壊	道路	丘陵地	40-45	fQ I	18-20	-	30	2-3	1,000	○	-		B	b	2	大
2-4	S2	土砂崩壊	人家	丘陵地	25-30	fQ I	30	-	5-7	1-2	1,000	-	○	水道管からの漏水	B	a	1	大
2-5	S2	土砂崩壊	人家	丘陵地	25-30	fQ I	-	40	10-12	4-6	1,200	-	○	水道管からの漏水	B	a	1	大
2-6	S1	地すべり	道路、人家	丘陵地	-	盛土	-	60	30	-	1,500	-	○	不十分な盛土転圧	B	a	1	大
2-7	S1	地すべり	道路、人家	丘陵地	-	盛土	-	80	60	-	10,000	-	○	不十分な盛土転圧	A	a	1	大
2-8	S1	地すべり	人家	丘陵地	25-30	fQ I	-	60	30	3-5	3,000	-	-		B	a	1	大
2-9	S2	土砂崩壊	人家	丘陵地	25-35	fQ I	-	50	10-12	2-3	1,000	-	○	水道管からの漏水	B	a	1	大
2-10	S3	土砂崩落	道路	丘陵地	60	fQ I	-	10	20	0.3	10	○	-		C	b	2	小
2-11	S1	地すべり	道路	丘陵地	60	fQ I	10	-	30	0.5	10	○	-	河川浸食	C	b	2	小
2-12	S3	土砂崩落	道路	丘陵地	60	fQ I	-	10	30	0.5	10	○	△	道路掘削	C	b	2	小
2-13	S1	地すべり	河川	丘陵地	60	fQ I	-	20	10	0.5	200	○	-	河川浸食	C	b	3	小
2-14	S3	土砂崩落	河川	丘陵地	60	fQ I	100	30	200	5	50,000	-	-		A	b	3	中
2-15	S3	土砂崩落	河川	丘陵地	60	fQ I	10	30	20	0.5	100	○	-		C	b	3	小
2-16	S1	地すべり	河川	丘陵地	40	fQ I	200	500	700	10	1,000,000	-	-		A	b	3	中
2-17	S3	土砂崩落	河川	丘陵地	60	fQ I	30	70	30	1	1,000	-	-		B	b	3	小
2-18	S1	地すべり	河川	丘陵地	60	fQ I	-	200	150	5	150,000	-	-		A	b	3	中
2-19	S3	土砂崩落	道路	丘陵地	60	fQ I	-	400	150	5	300,000	-	○	水道管からの漏水	A	c	2	中
2-20	S3	土砂崩落	道路	丘陵地	60	fQ I	-	10	30	0.5	10	○	△	道路掘削	C	c	2	小
2-21	S3	土砂崩落	道路	丘陵地	60	fQ I	-	15	50	0.5	10	○	△	道路掘削	C	c	2	小
2-22	S3	土砂崩落	道路	丘陵地	60	fQ I	-	50	30	2	1,000	○	△	道路掘削	B	c	2	小
2-23	S1	地すべり	道路	丘陵地	60	fQ I	50	200	50	2	10,000	○	△	道路掘削	A	c	2	中
2-24	S3	土砂崩落	河川	山岳地	60-70	degQIII-IV	20	30	300	0.5-1.5	1,000	○	-	河川浸食	B	a	3	中
2-25	R3	岩崩落	道路	山岳地	60-70	degQIII-IV	10	15	30	0.5	20	○	-		C	b	2	小
2-26	S2	土砂崩壊	河川	山岳地	35	degQIII-IV	150	200	10	0.5	500	○	-		C	a	3	中
2-27	S2	土砂崩壊	道路	山岳地	35	degQIII-IV	-	150	10	0.5	500	○	-		C	c	2	小
2-28	S2	土砂崩壊	道路	山岳地	40	degQIII-IV	-	30	10	0.3	100	○	-		C	b	2	小
2-29	S2	土砂崩壊	道路	山岳地	30	degQIII-IV	20	30	2-5	1-1.5	80	○	-		C	b	2	小
2-30	S2	土砂崩壊	河川	山岳地	35-40	degQIII-IV	-	-	-	1-1.5	-	○	-		C	a	3	小

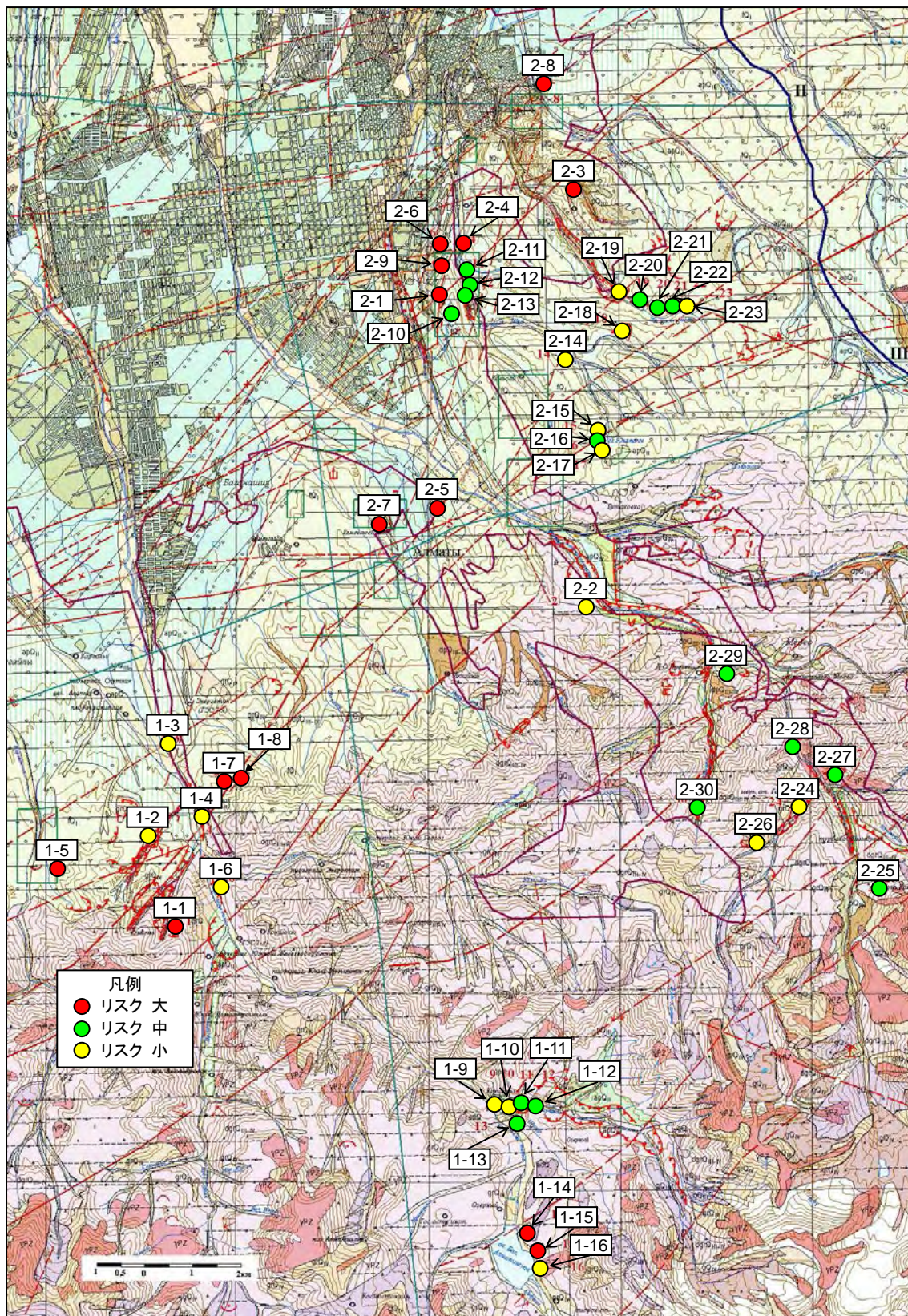


図 5.6.4 災害斜面のリスク評価結果

#### 5.6.4 今後の対応策の提言

インベントリーシートが作成されている斜面災害に対する個別の対応策は、個々の斜面の状況に応じて決定する必要があるものの、一般的な対応策を人工誘因による場合と自然誘因による場合に分けて次項以降にまとめる。

対策の概要を表 5.6.8 にまとめる。

表 5.6.8 斜面对策の概要

<b>人工誘因による場合の対策</b>
・人工誘因の除去（とくに、水道管からの漏水と不十分な盛土転圧に対する対策）
・法令や行政手続きの厳格化や保険の導入など（今後の予防策としてのソフト対策）
・リスクの程度に応じ、関連する自然要因を考慮したソフト・ハード対策
<b>自然誘因による場合の対策</b>
・河川侵食による場合のソフト対策を主とした対策
・リスクに応じた主な対策
・リスク大：詳細調査、ハード対策（主に対策工事）、必要に応じたモニタリング
・リスク中（拡大の懸念あり）：簡易調査に基づいた拡大防止ハード対策、モニタリング
・リスク中（拡大の懸念なし）：モニタリング
・リスク小：ソフト対策
・災害タイプに応じた対策
・S1 タイプ：継続的でゆっくりとした動きに応じた対策
・S2 タイプ、R2 タイプ：断続的でやや早い動きに応じた対策
・S3 タイプ、R3 タイプ：一度に急速である動きに応じた対策
・ソフト対策
・斜面災害情報の集約と詳細な危険度評価
・法令の整備（危険斜面の指定・開発行為の規制・財源確保）
・危険斜面の周知、モニタリング、および、情報伝達・避難体制の整備

##### (1) 人工誘因による場合の対策

人工誘因が明確に把握されている場合は、人工誘因を除去する必要がある。とくに、水道管からの漏水と不十分な盛土転圧による場合に対して、水道管の適切な設置と盛土の補強を行う必要がある。掘削による場合は、自然誘因も斜面不安定に係わっているために、第 5.6.4 (2)項に述べる自然誘因の場合に準じて、リスクの程度に応じて斜面を安定化させる対策を取ることになる。

さらに、今後、同様な人工誘因によって斜面災害が起こらないように、次のような予防策をとることが必要である。

- 現在見られる主な人工誘因である水道管からの漏水、不適切な掘削、不十分な盛土を防止するために、法令・規則を整備し、違反行為を防ぐ必要がある。たとえば、開発許認可の手続きを明確にする、許認可を行う機関の責任と開発行為者の責任を明確にする、許認可の結果を公開する、などの方策が考えられる。
- 人工誘因による斜面災害は、人工誘因を引き起こした開発業者などの責任で、復旧して再発防止するという対策が取られるべきである。これは、不法な行為による災害を防ぐための効果もある。このため、次のようなシステムを構築することが推奨される。
- 関係する組織と個人が規制について十分理解するために、規制事項、責任の所在、お

よび、違反者への処分を明確にし、公表する。

- 人工誘因による災害であることを認定・判断する手続きと担当機関を定める。
- 違反者が責任を果たせない場合に備えて、保険や公的支援での補償を行うシステムを構築する。

## (2) 自然誘因による場合の対策

自然誘因は、主に急傾斜斜面、脆弱な地質、地下水や表流水の悪影響などである。

リスク評価結果に応じて、それぞれの状況を反映する必要があるものの、次のような原則に沿って対策を取ることが推奨される。

リスク大： 詳細調査を行い、具体的な対策工事を行う。その後、必要に応じてモニタリングを実施する。

リスク中： 災害や被害が拡大する可能性が大きい場合は、簡易調査を行い、拡大を防止する対策工事を行うとともに、モニタリングを行う。  
災害や被害が拡大する可能性が小さい場合は、モニタリングを行う。

リスク小： 規制の厳格化や回避策などのソフト対策を主体とする。

なお、河川浸食によるものについては、次のような対策が推奨される。

- 河川浸食によって形成された急崖は、主要な河川沿いの広い範囲に分布している。保全物件が少ないなど危険度が低い場合は、ただちに全面的な斜面保護対策を実施することが時間的にも経済的にも難しいと思われる。このため、リスクの大きな斜面に対しては、第 5.6.4(3)項に述べるような対策を早急に取り、それ以外の斜面の対策は以下の2つを基本方針として行う。

### 1) 規制の厳格化

主要河川の両側50 m以内での建設を規制する規則を厳格に適応する。このためには、規制範囲、規制内容、責任の所在、違反者への処分を明確化して、公開する。

### 2) モニタリングや回避措置などのソフト対策実施

災害斜面についての適切な対策をとるために、法令・規則を整備して、対象危険地を指定する。斜面の変状や浸食の進行状況を把握するためのモニタリングを行う。危険が迫った場合の連絡や避難の体制を整備する。危険性が高い場所にある住居や施設などを安全な場所へあらかじめ移転する。

その他の要因による災害斜面の対策は、第 5.6.(3)項に述べるとおり、災害タイプとリスク評価に応じて行うことが薦められる。

## (3) 災害タイプとリスク評価に基づいた対策

有効な対策を行うために、斜面の不安定化のメカニズムに着目して、斜面災害タイプを区分した。各現場の状況に応じて対策を選定する必要があるが、災害タイプについて次のような対策の方向を示すことができる。

なお、対策工事などを実施する場合は、その計画や設計に必要な調査を行う必要がある。

### 1) S1 タイプ（地すべり）

比較的緩い斜面で生じることが多く、一般にその動きは継続的でゆっくりである。災害や被害が拡大する可能性が大きい場合や危険度が高い場合は、ただちに対策を行う必要がある。

対策工事を行う場合は、斜面下部の押え盛土、斜面の頭部の排土、抑止杭、アンカー・ロックボルト、表面排水、地下水排水（集水井や水抜きボーリング）、表面保護（植生、モルタル、柵）から斜面の状況に適した対策工事を行う（図 5.6.5 参照）。

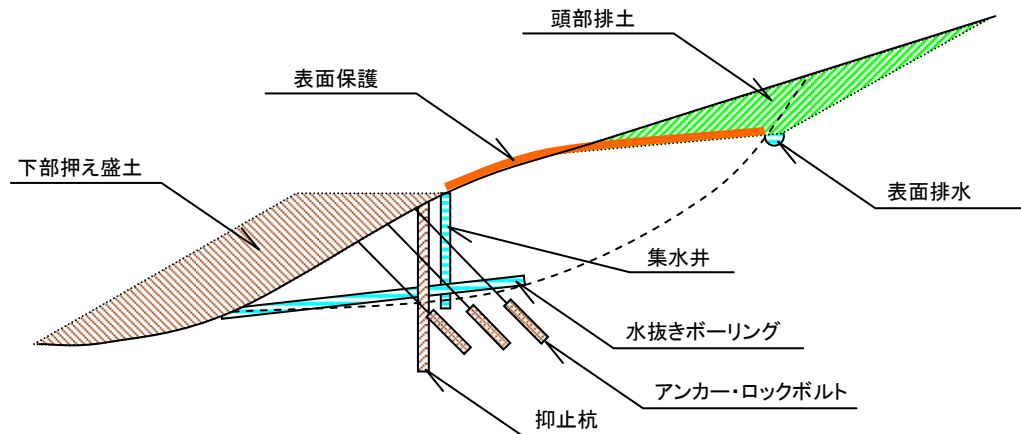


図 5.6.5 地すべり対策工

その他の場合、とくに、規模の大きな地すべりなどでリスクが中または小の場合は、モニタリングを行い、モニタリングの結果に応じて避難や通行止めなどの措置をとることによって被害を回避することが推奨される。

モニタリングを行う場合は、平面測量、断面測量、弾性波探査、電気探査、ボーリング調査などによって、地すべりの特徴や範囲（とくにすべり面の位置）を把握して、孔内傾斜計、地盤傾斜計、歪み計、孔内水位計、伸縮計、移動杭測量、雨量計などから各地すべりのモニタリングに適した装置を設置する（図5.6.6参照）。

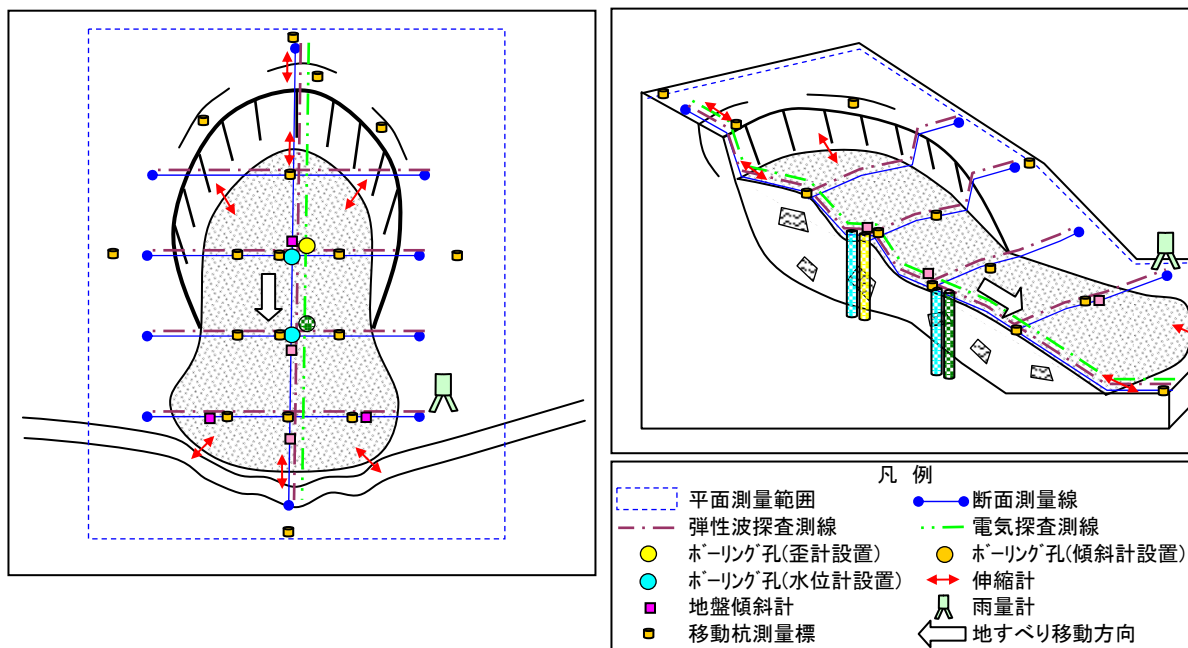


図 5.6.6 地すべりモニタリング

2) S2 タイプ（土砂崩壊）と R2 タイプ（岩崩壊）

やや急な斜面で生じることが多く、一般にその動きは断続的でやや早い。災害や被害が拡大する可能性が大きい場合や危険度が高い場合は、ただちに対策を行う必要がある。

対策工事を行う場合は、前述の地すべり対策工事や後述の土砂崩落対策工事と類似したものとなり、現地状況によって決定されるものの、斜面が急な場合は、押え盛土や頭部排土の効果が小さい場合もある。

危険度が中および小で、災害や被害の拡大の懸念が少ない場合は、伸縮計、歪計、傾斜計などにより、斜面の変状を把握するモニタリングを行うことになる。不安定斜面の変位速度が大きい場合は、避難や通行止めなどの回避策が迅速に取れるような通報システムの導入や住民や車両の回避行動をスムーズに行うための訓練を実施することが必要である。

3) S3 タイプ（土砂崩落）と R3 タイプ（岩崩落）

急な斜面で生じることが多く、一般にその動きは、一度に急速であることが多い。危険度が高い場合は、ただちに対策を行う必要がある。

対策工事を行う場合は、不安定部の掘削除去、アンカー・ロックボルト、表面排水、地下水排水（水抜きボーリング）、表面保護（モルタル、ロックネット、柵）から斜面状況に適した対策工事を行う（図5.6.7参照）。

危険度が中および小で、災害や被害の拡大の懸念が少ない場合は、伸縮計、歪計、傾斜計などにより、斜面の変状を把握するモニタリングを行うことになる。ただし、

崩落が急に起こる場合には、避難や通行止めなどの回避が間に合わないこともあり得るため、雨量に応じた避難や通行規制などの対応策を取る必要もある。

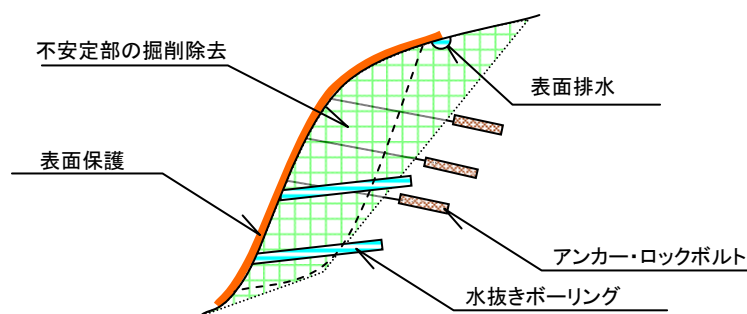


図 5.6.7 土砂崩落対策工

#### (4) ソフト面の対策

第 5.6.4 (1)項で述べた人工誘因による災害の防止に係わるソフト対策に加えて、次のような、自然誘因による災害の防止のためのソフト対策を進める必要がある。

- 斜面災害情報の集約と詳細な危険度評価  
今後の開発が進むと不安定化の問題が起こるとみられる急傾斜地でルーズな地質よりなる斜面が一部抽出されていない。とくに市内の主要河川沿いに分布する浸食により生じた危険斜面などの抽出を行う必要がある。抽出された危険斜面についてインベントリーを作成し、当調査で行ったリスク評価を参照にして、さらに詳細な調査に基づいたリスク評価を行う必要がある。この詳細評価結果は、第 5.7 項に述べる危険斜面の指定などのための資料として利用する。
- 法令の整備（危険斜面の指定・開発行為の規制・財源確保）  
危険斜面の指定、リスクに従った開発行為の規制、対策への優先的な財政の確保など、スムーズに対策を進めることを目的として、法令を整備することが推奨される。
- 危険斜面の周知、モニタリング、および、情報伝達・避難体制の整備  
今後、人工誘因による災害を防ぐ目的に加えて、災害が起こった場合に被害を最小限にするために、整備された法令に従って、危険斜面を周知し、モニタリングを行い、情報伝達・避難体制を整備する必要がある。危険斜面の周知のためには、危険斜面を示した図面を公表することや、現地に表示板などを設置することが推奨される。モニタリングによる計測値とこれに基づくリスク判定結果を住民などの関係者に伝えて、自主的な避難や防止活動を促すことが推奨される。

### 5.7 ハザード解析の問題点

#### (1) 地盤モデル作成

- 地盤に関する情報が非常に不足している。とくに「カ」国では原位置試験がほとんど実施されていない。
- S 波速度に関しては、15 箇所の強震観測地点での PS 検層が唯一の入手できるデータであった。
- S 波速度構造のモデル化は 15 本の PS 検層データを用いて行ったが、その深さは 20m に限定された。



- S波速度の推定には室内試験結果も用いたが、その信頼性は高くない。

(2) 表層増幅特性解析

- 地盤情報の不足のため、応答解析は実施できなかった。
- 地盤情報の不足のため、たとえば河川沿いの地盤の変化のような詳細な構造を解析に反映させることができなかった。

(3) 液状化解析

- アルマティ市では標準貫入試験が行われておらず、N値が得られていない。CPTテストも実施されていない。このためN値を推定して解析を行った。
- 河川沿いでは地盤状況が変化していると推定されるが、情報はない。したがって河川沿いの変化を解析に反映できなかった。

したがって、上記の結果を地盤振動の計算や液状化の解析に用いる場合には十分な注意が必要である。

今後、より精度の高い地盤情報の設定のために、物理探査および原位置試験を数多く実施し、それらのデータを適切に利用できるような蓄積していくことが重要である。特に地震動解析に必要な不可欠となる  $V_s$  などのデータを高精度で計測し、蓄積・更新していくことが強く望まれる。