

## 第6章 被害想定とリスクマップの作成

## 第6章 被害想定とリスクマップの作成

### 6.1 建物被害

#### 6.1.1 概要

被害想定用の建物分類は、第2.4章の表2.4.2に示したように、集合住宅と個人住宅合せて計9分類としている。SNIIPの「MSK-64(K)地震動強さの評価スケール」には、震度と対応する加速度、速度、変位および被害分類が示されており、建物被害関数はMSK-64(K)震度と大破・倒壊の被害率の関係を示すものとした。建物脆弱性の検討に際しては、代表的な既存建物の耐震診断を実施した。シナリオ地震による地震動解析、建物インベントリーと建物被害関数から得られた建物被害想定結果を第6.1.5項に示す。

#### 6.1.2 建物被害関数

建物被害関数の検討に際して、対象とする建物分類毎の地震被害データが少なく、被害データに基づいた方法では適切な被害関数を算出することはできない。ここでは代表的建築物の耐震診断を行って耐震指標を算出しその分布形を推定した。そして震度の大きさと大破以上の被害が発生すると推定される指標の範囲を関係付けて被害関数を算出する手法を採用した。

##### (1) 脆弱性

集合住宅の脆弱性について、検討を行った順に記す。

###### 〔分類6〕RC骨組~1998

標準的なRC造であるVTシリーズの5階建て住宅を、日本規準を準用して耐震診断した。床のボイドスラブが梁と一体になっていないので梁崩壊形式も考慮した。2種類の柱せん断補強筋について各々算出し、構造耐震指標の平均値 $I_s=0.42$ を中心に分布していると推定した。

旧基準であるSNIIP69を用いて、標準的な5階建て骨組み構造の設計用せん断力係数を算出すると0.20となった。

###### 〔分類9〕大型パネル構造

標準的な5階建ての464-DSシリーズの住宅を、日本規準を準用できるものと仮定して耐震診断した。算出した1階両方向の等価な構造耐震指標の平均値 $I_s=0.72$ を中心に分布していると推定した。9階建ての158シリーズについては、1階の桁行き方向壁率（壁断面積/延べ床面積）を算出した結果、464-DSとほぼ同じ壁率であったので、これと同等の耐震性を有していると判断した。

初期の大型パネルである464-ASについては、水周り付近のパネル継ぎ手部の腐食による劣化が懸念されるが、4階建てであり、壁量が5階建ての464-DS相当とみられることから、

464-DS と同等の性能と推定した。耐震工学研究所 (KazNISSA) によれば、大型パネル建物についての動的実験の結果、多くは設計荷重の 2~3 倍の動的荷重に耐え、いくつかは極限状態に達した。設計荷重とエネルギー逸散に対してかなりの余裕を有しているとしている。ただし、実験結果の詳細は公表されていない。

〔分類 8〕 RC 骨組 1999~

設計内容が多様化しており代表的、標準的な建物形状を特定できない。ここでは 5 階建ての VT シリーズと同じプランの住宅を想定し、最新の設計規準に従った場合の柱断面に変更して耐震診断した。柱せん断破壊型の場合と梁曲げ破壊型の場合を想定し、各々の構造耐震指標の平均値  $I_s=0.72$  を算出しこれを用いた。5 階建てでは設計用せん断力係数は 0.30 であった。

〔分類 5〕 コンクリート床レンガ組積造

標準的な 4 階建ての 308 シリーズの住宅の簡易診断を行った。外壁は厚さ 51 cm、内壁は厚さ 38 cm とした。セメントモルタル強度は Class50 (圧縮強度 50kg/cm<sup>2</sup>)、せん断強度はその 1/20 と仮定した。1 階の 2 方向のせん断強度係数の平均値 0.32 を等価な構造耐震指標  $I_s$  相当の数値とした。

〔分類 3〕 木造床レンガ組積造

レンガ造の初期の頃の住宅で、308 シリーズと比べてモルタル強度が低く、品質も良くないとされている。セメントモルタル強度を 308 シリーズの 0.7 倍として算出し、単位重量を低減し、1 階 2 方向のせん断強度係数の平均値 0.26 を等価な構造耐震指標  $I_s$  相当の数値とした。

〔分類 4〕 ソフト階住宅 (Flexible Ground Floor、FGF のある集合住宅)

5 階建てで 2 階以上が大型パネル形式の住宅について、日本規準を準用して耐震診断した。その結果の構造耐震指標  $I_s=0.28$  を中心に分布していると推定した。形状が特殊であるので、耐震診断とは別に保有耐力と復元力特性を設定し、標準的な地震波 3 波を用いた時刻暦応答解析を行った。そして 1 階の塑性率、層間変形角を算出し、被害関数の検証に利用した。1 階の安全限界の塑性率は日本の耐震診断基準を利用して算出した。

〔分類 7〕 木造

木造には多くの形式があるが経験的に耐震性があるとされている。形式と年代によって大きくばらつくと予想される。指標は〔6〕 RC 骨組~1998 と〔8〕 RC 骨組 1999~の中間値を用いた。 $I_s$  値を 0.58 相当とみなしたことになる。

個人住宅については、〔分類 1〕 アドベ (日干しレンガ) 造、〔分類 2〕 レンガ/ブロック造であるが、分類 1、2 共、EMS-98 (European Macroseismic Scale、ヨーロッパでの標準的な震度階)、MSK-64(K)他を参考に標準的な被害関数を設定した。分類 2 については、建物によって耐震性が大きくばらつくと予想される。

(2) 耐震構造指標  $I_s$  の分布形の推定

集合住宅の耐震構造指標  $I_s$  の分布形を図 6.1.1 のように推定した。型番として標準設計された建物は正規分布と想定した。型番以外の設計の種別は対数正規分布が適切とも考えられるが、ここでは工学的判断で全て正規分布を想定した。また施工不良に起因する耐震性能の低下に関連して、具体的データはないが、柱現場打ち梁プレキャスト形式の VP/VT シリーズ他について標準偏差をやや大きくとることで対応した。

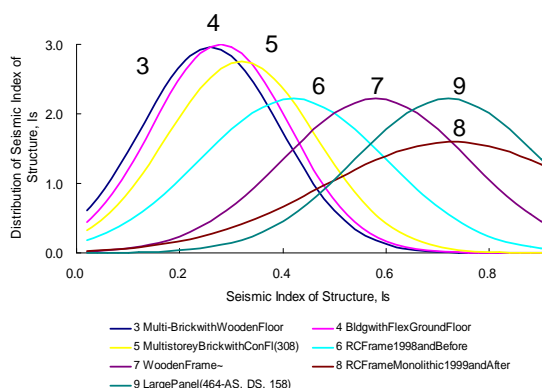


図 6.1.1 耐震構造指標の分布形

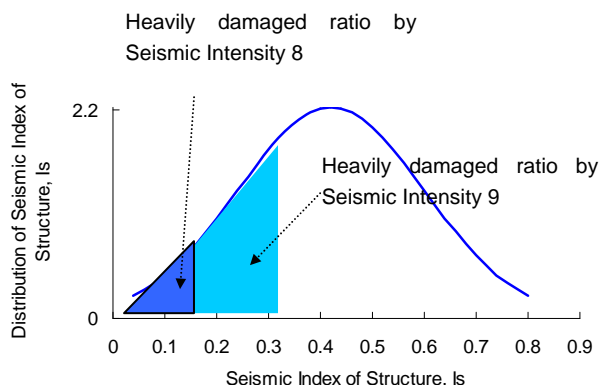


図 6.1.2 構造耐震指標と被害率

(3) 地震動の大きさと被害率の推定

日本建築防災協会(1982)での検討結果等から、震度の大きさと、大破・倒壊する建物の構造耐震指標  $I_s$  の限界値が比例するとして、構造耐震指標と被害率の関係について経験的数値を用いて図 6.1.2 のように設定した。震度と加速度の関係は、SNIp の MSK-64(K)に従い、震度 8(270gal)で  $I_s=0.15$  以下が、震度 9(600gal)で  $I_s=0.32$  以下が、それぞれ大破・倒壊すると設定した。被害率は図 6.1.3 の EMS-98 (MSK-64(K))に示される被害グレード 4 (大破) + グレード 5 (倒壊) の比率とした。





Grade 4: Very heavy damage (heavy structural damage, very heavy non-structural damage)	Serious failure of walls; partial structural failure of roofs and floors 	Large cracks in structural elements with compression failure of concrete and fracture of rebars; bond failure of beam reinforced bars; tilting of columns. Collapse of a few columns or of a single upper floor. 
Grade 5: Destruction (very heavy structural damage)	Total or near total collapse 	Collapse of ground floor or parts (e. g. wings) of buildings. 

図 6.1.3 EMS-98 (MSK-64(K)) による建物被害分類

#### (4) 建物被害関数

結果として得られた、建物被害関数（脆弱性曲線）を図 6.1.4 に示す。1,2 と 7 は個人住宅、3~9 は集合住宅である。

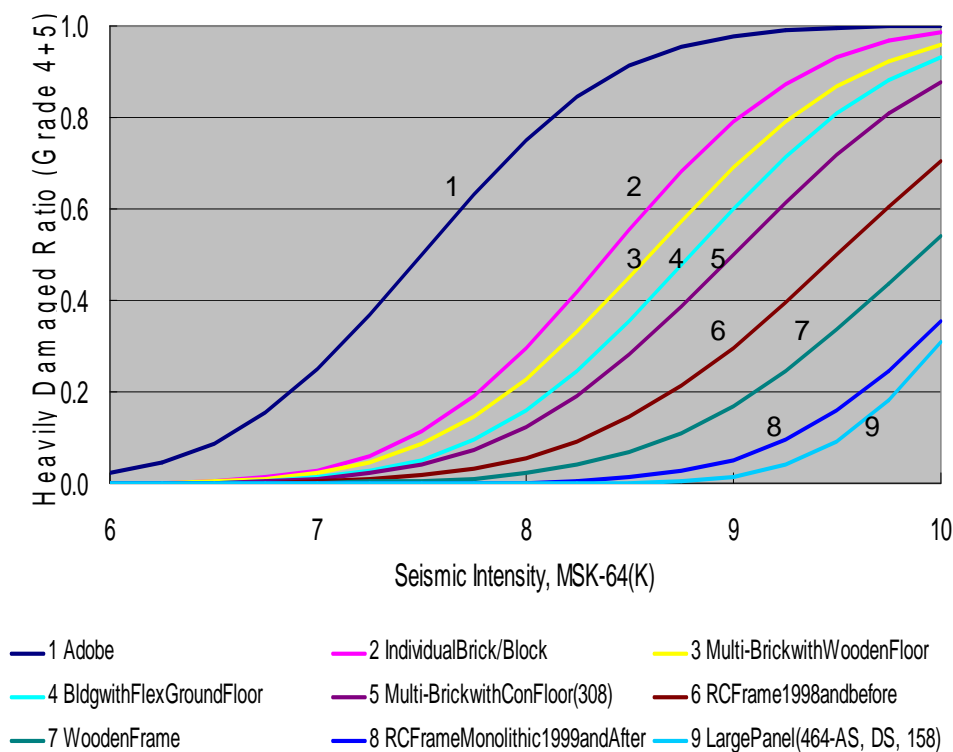


図 6.1.4 建物被害関数

#### 6.1.3 建物被害関数の比較・検証

##### (1) 他の被害関数との比較と地震被害データによる検証

ここで採用した被害関数と、他の MSK-64(K)、非常事態省、UNDP (2005)、および耐震工学研究所 (KazNIISSA) による被害関数との比較を図 6.1.5 に示す。他の被害関数は震度と被害率を示す表データ等から今回の比較用に被害曲線を算出した。ソフト階を有する建物については時刻歴応答解析との比較を示す。

1967 年のメデウでの震動実験によれば、レンガ造 4 階建て（型番なし）の基礎上で 0.6G、屋上で 0.9G が観測され、被害は大破であった。一方 4 階建て大型パネルは、地動加速度 0.6G に対して、屋上の応答加速度 0.6G、MSK64(K)震度 9 相当の震動に対して、被害は軽微であった (King et al., 1996)。

1988 年のアルメニア地震では、震度 10 のスピタクにおいて、5 階建て大型パネルが軽微な被害、震度 9 のレニナカンにおいて 9 階建て大型パネルが軽微な被害であったことが報告されている (図 6.1.6、EERI(1989)、日本建築センター(1989)、King et al.,1996)。柱梁共プレキャスト形式の鉄筋コンクリート骨組み構造である 111 シリーズの建物は、同地震にお

いて多くが倒壊した。震度 7~8 で設計されており柱接合部詳細の不具合と現場施工の不良で被害を大きくしたと言われている。この 111 シリーズはアルマティでは建設されていない。

2003 年ルガフスコイ地震被害調査の UNDP (2004) によれば、震央付近では震度 7~8、その他地域で震度 6~7 である。地震直後の予備調査では、調査した 9,302 棟の住宅の大破・倒壊率は 45% である。典型的な被災状況としてアドベ住宅の内外壁の崩壊が報告されている。

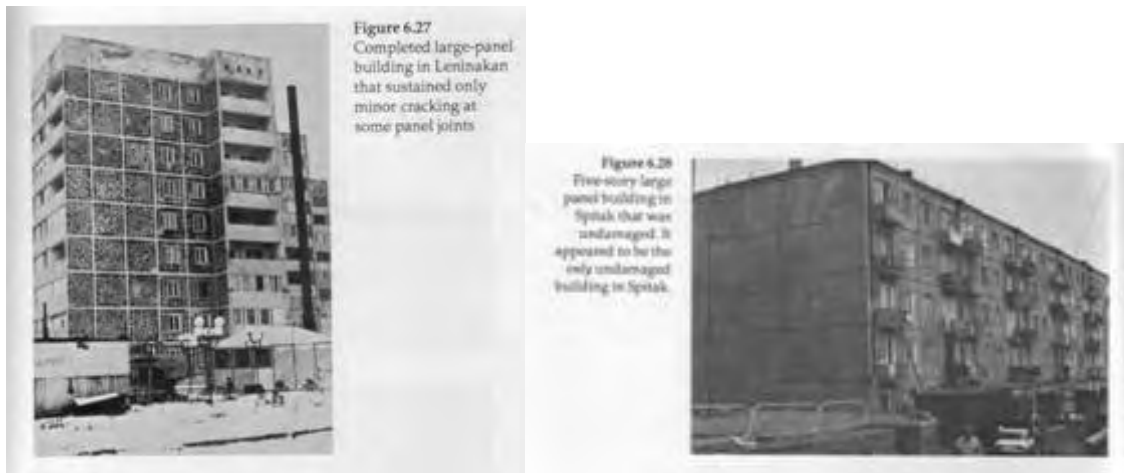
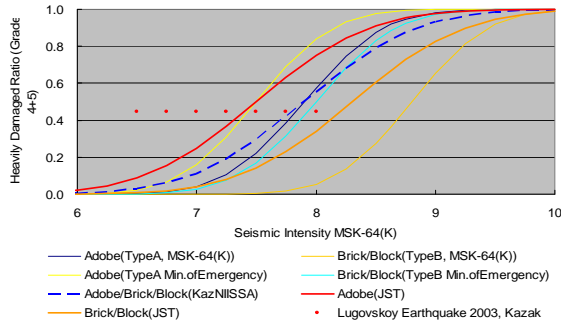
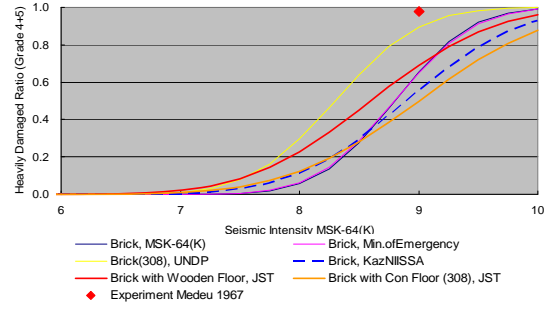


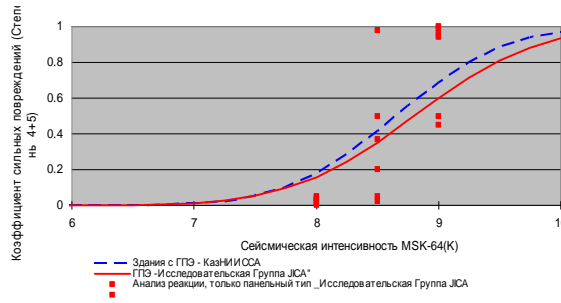
図 6.1.6 レニナカン（左）、スピタク（右）の大型パネル建築物（EERI,1989）



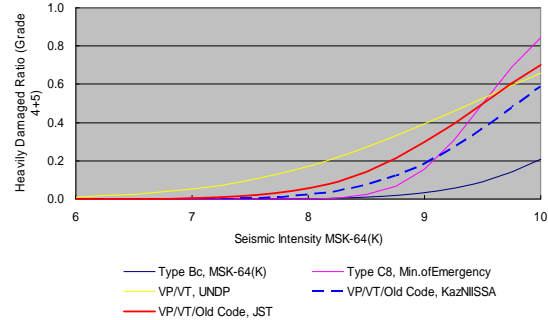
(a) [分類 1、2] アドベとブロック・レンガ造



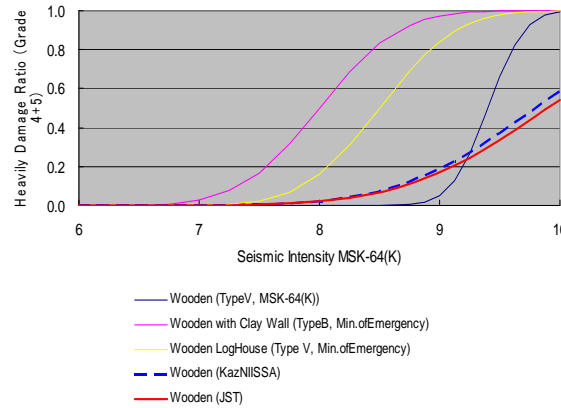
(b) [分類 3] レンガ造木床、[分類 5] レンガ造コン床



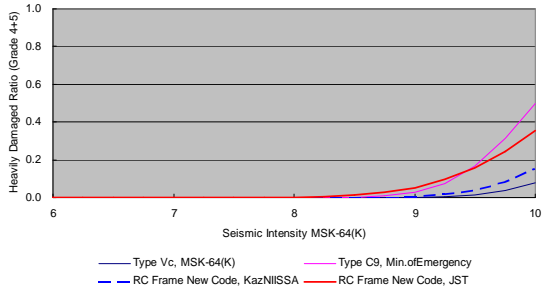
(c) [分類 4] FGF (ソフト階のある集合住宅)



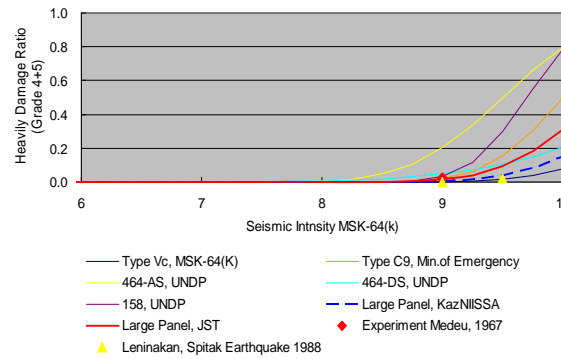
(d) [分類 6] RC 骨組~1998 (旧基準の集合住宅)



(e) [分類 7] 木造



(f) [分類 8] RC 骨組 1999~ (現行基準)



(g) [分類 9] 大型パネル構造

[注] JSTはJICA Study Teamの略

図 6.1.5 被害関数の比較・検証

## (2) 建物固有周期と地盤の卓越周期

建物被害関数は、震度（加速度）で表示されているが、建物の耐震性のほかの要素である主要分類の建物の弾性初期剛性に基づく1次固有周期は表6.1.1のように推定される。

表 6.1.1 建物固有周期の推定値

大型パネル		レンガ組積造	RC骨組みレンガ壁	
5階 (464-DS)	9階 (158)	4階 (308)	5階 (VP/VT)	9階
0.2~0.25秒	0.35~0.4秒	0.2~0.3秒	0.4秒	0.7~0.8秒

地盤の卓越周期については、トゥルクシブスキー区の一部地域を除いて卓越周期は短く、上記の1次固有周期以下と評価されている。集合住宅の建物周期による被害関数への影響は小さいと思われる。

### 6.1.4 既存建築物の耐震診断

#### (1) 概要

建物の地震時の脆弱性をさらに確認するため、アルマティ市の既存集合住宅の耐震診断を次のように実施した。

耐震診断に必要な設計図書については、基準階平面図あるいは伏図の一部を入手した。部材断面・配筋に関する詳細図面および構造計算書は入手できず、ヒアリングによって必要な情報を収集した。建物個別の実態調査は行っていない。耐震診断を行った建物は以下のとおりである。

- 1) 旧基準による鉄筋コンクリート骨組構造（VTシリーズ、5階建て）  
鉄筋コンクリート骨組構造については日本の耐震診断基準を適用した。
- 2) 大型パネル構造（464-DSシリーズ、5階建て）  
大型パネル構造については日本の診断基準の適用範囲外であるが仮定を設けて準用した。
- 3) ソフト階（Flexible Ground Floor）を有する建物（5階建て）  
ソフト階を有する建物については、耐震診断に加えて時刻歴応答解析を実施し、耐震性を評価した。
- 4) レンガ組積造（308シリーズ、4階建て）の簡易診断  
レンガ組積造については簡易耐震診断を行った。

#### (2) 既存鉄筋コンクリート造建物耐震診断手法

日本の既存鉄筋コンクリート造建物の耐震診断基準（日本建築防災協会，2001）は、約30年前の1977年に作成され、その後、地震被害での知見や研究成果を取り入れ1990年と2001年に改訂されている。この間多くの既存鉄筋コンクリート造建物の耐震診断が実施されてきた実績がある。また海外の建物への適用事例も増えてきている。

既存鉄筋コンクリート造建物の耐震診断基準は第1次から第3次まで、目的や構造特性に応じて3段階ある。第1次診断法は簡易で結果は安全側の評価を示す。第2次診断法は柱



崩壊型を想定した診断で一般的によく使われる。第3次診断は詳細で梁崩壊型も考慮して診断を行うが計算量も増える。概要を以下に示す（式番号は同基準中の式番号を示す）。

構造耐震指標  $I_s$ 、

$$I_s = E_o S_D T \quad (1)$$

ここで;  $E_o$ : 保有性能基本指標、 $S_D$ : 形状指標、 $T$ : 経年指標

$E_o$  は (4) 式と (5) 式のいずれか大きい方として算出する。

靱性型保有性能基本指標:  $E_o$ 、

$$E_o = (n+1) / (n+i) \times \sqrt{(C_1 F_1)^2 + (C_2 F_2)^2 + (C_3 F_3)^2} \quad (4)$$

強度型保有性能基本指標:  $E_o$ 、

$$E_o = (n+1) / (n+i) \times (C_1 + \sum \alpha_j C_j) F_1 \quad (5)$$

ここで;  $C$ : 強度指標、 $F$ : 靱性指数、 $(n+1)/(n+i)$ : 外力分布による補正係数、 $\alpha$ : 強度寄与係数

$$C = Q_u / \Sigma W \quad (12)$$

ここで;  $Q_u$ : その階の鉛直部材の終局時保有せん断力、 $\Sigma W$ : その階より上の建物全重量

耐震性の判定;

$$I_s \geq I_{so} \quad (37)$$

構造耐震判定指標:  $I_{so}$

$$I_{so} = E_s Z G U \quad (38)$$

ここで;  $E_s$ : 耐震判定基本指標 (第2、3次診断用は0.6)、 $Z$ : 地域指標、 $G$ : 地盤指標、 $U$ : 用途指標

さらに次式を満足することが必要となる;

$$CTU SD \geq 0.3 Z G U \quad (39)$$

ここで:  $CTU$ : 構造物の終局限界における累積強度指標

### (3) 旧基準による鉄筋コンクリート骨組構造の耐震診断

#### 1) VT-20 の建物概要

階数: 5階建て

スパン: 桁行き方向 3.6 m x 10 スパン=36 m

張間方向 5.4 m x 2 スパン=10.8 m

階高: 3.0 m

基準階平面図を図 6.1.7 に示す。

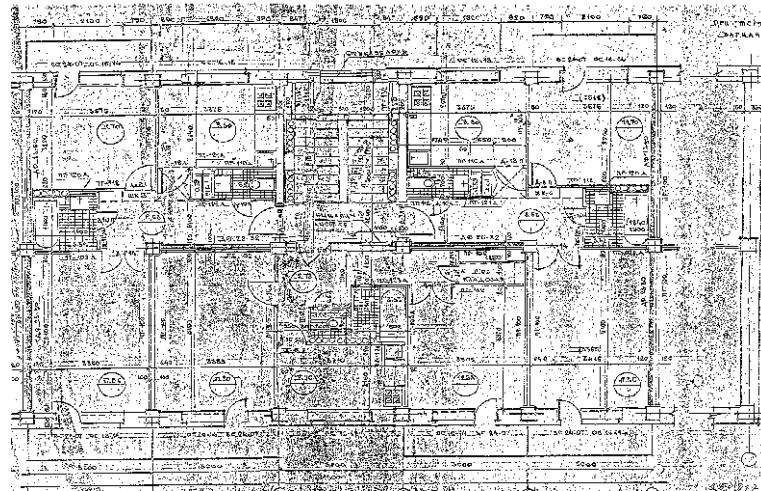


図 6.1.7 VT シリーズの基準階平面図

## 2) 使用材料

コンクリート：B25（30メガパスカル、 $306\text{kg}/\text{cm}^2$ ）

鉄筋：A-III、径 10 mm ~ 40 mm、290メガパスカル（ $3,000\text{kg}/\text{cm}^2$ ）

径 6 mm ~ 8 mm、285メガパスカル（ $2,900\text{kg}/\text{cm}^2$ ）

## 3) 部材

柱断面：40cm x 40cm

主筋（下層階）、コーナー4 x  $\phi 28$ 、中間 4x $\phi 20$

フープ、柱上下  $\phi 6$  または  $\phi 8 @ 100$ 、中間  $\phi 6$  または  $\phi 8 @ 200\sim 300$

梁断面、35 cm x 50 cm

主筋（下層階）、上下共、3 x  $\phi 28$ 、スターラップ、6 @ 200

## 4) 建物単位重量

床のボイドスラブ厚 22 cm、外周部のレンガ壁は厚さ 51 cm として重量を算出した。一般階と屋上の単位面積あたり重量は  $12.5\text{ kN}/\text{m}^2$ 、 $9.4\text{ kN}/\text{m}^2$  となった。

## 5) 崩壊形について

梁と床のボイドスラブは一体になっていないため、2階梁他の塑性ヒンジ発生を考慮した。1階床梁のデータは入手できなかったが、地階の外周部は大きなコンクリートブロックの壁になっており1階の柱脚はヒンジが形成されると推定した。1988年アルメニア地震で、レニナカンの柱梁共プレキャストの建物の梁端の現場施工部分で破壊が生じた例が紹介されている（図 6.1.8）。



図 6.1.8 梁端部の破壊  
(Dr. S. Khakimov による)

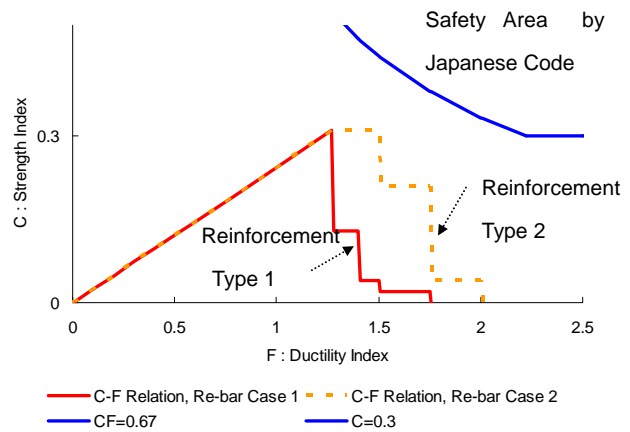


図 6.1.9 鉄筋コンクリート骨組み構造の  
強度指数と靱性指数の関係

## 6) 耐震性の判定指標

耐震判定基本指標  $E_s \times$  地域指標  $S$  は、0.5~0.6 の範囲とし、構造耐震判定指標  $I_{so}$  は、0.5~0.6 を適用した。6章のハザードマップに示されるように、想定される震度は8~9（日本の震度表記で5強~6弱相当）である。

## 7) 耐震診断結果

1階の強度指数（C）と靱性指数（F）の関係を2種類の柱せん断補強筋について、図 6.1.9 に示す。参考に日本基準で安全と評価されるエリアを示す。

タイプ1（柱端部フープ筋 6 mm@100）

$$E_o = C \times F = 0.31 \times 1.27 = 0.39 \quad I_s = E_o \times S \times T = 0.39 \times 1.0 \times 0.9 = 0.35 < I_{so} = 0.5 \quad \text{N.G.}$$

タイプ2（柱端部フープ筋 8 mm@100）

$$E_o = C \times F = 0.31 \times 1.75 = 0.54 \quad I_s = E_o \times S \times T = 0.54 \times 1.0 \times 0.9 = 0.48 < I_{so} = 0.5 \quad \text{N.G.}$$

いずれのタイプも靱性は低く、 $I_{so}$  は 0.5 以下で、耐震性は不足と判断される。

構造耐震指標は2タイプの平均値をとり、0.42 とした。

## (4) 大型パネル構造の耐震診断

### 1) 464-DS の概要

5階建ての大型パネル構造の464-DSシリーズの基準階伏図を図 6.1.10 に示す。

鉄筋コンクリート壁の開口周比は0.4以上が一般で、ここでは直交壁を仮想柱とした袖壁として評価した。パネルの接合部は部材強度以上であると仮定した。

## 2) 壁厚、配筋

5階建て大型パネル構造の壁厚、配筋等を日本基準（壁式プレキャストRC造、日本建築学会、1982）との比較で表6.1.2に示す。5階建ての1階部分を比較している。パネル接合部の強度が同等と仮定すれば、大型パネル構造の強度は日本基準をやや上回り、靱性は日本基準と比べて劣ると推定される。

表 6.1.2 大型パネル構造の仕様

	大型パネル構造 (464-DS)	日本基準 (壁式プレキャストRC造)
コンクリート強度	B25 (275 kg/cm <sup>2</sup> )	210 kg/cm <sup>2</sup> 以上
壁厚	10 cm	12 cm 以上
せん断補強筋	0.13% (溶接金網 5 mm@150)	0.30%以上
壁量	16 cm/m <sup>2</sup>	15 cm/m <sup>2</sup> 以上

注) 壁量=壁長さ合計 (cm) をその階の床面積 (m<sup>2</sup>) で除した数値

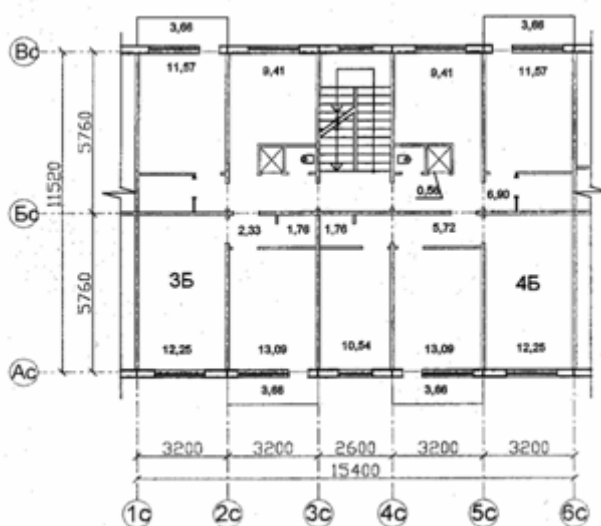


図 6.1.10 464-DS の基準階伏図

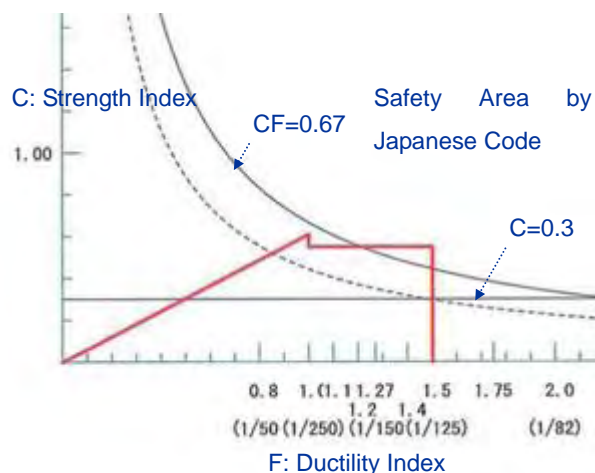


図 6.1.11 大型パネル構造の強度指数と靱性指数の関係

## 3) 診断結果

1階桁行き方向のC（強度指数）－F（靱性指数）関係を図6.1.11に示す。

曲げ柱型付壁の破壊形式で、以下となる。

$$E_o = C \times F = 0.55 \times 1.5 = 0.82 \quad I_s = E_o \times S \times T = 0.82 \times 1.0 \times 0.9 = 0.74 > I_{so} = 0.5$$

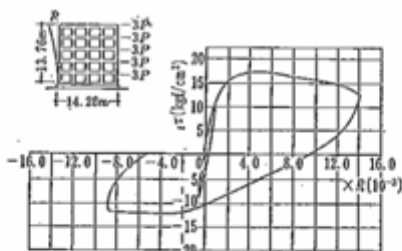
別に、曲げ柱型付壁＋せん断柱型付壁の破壊形式とみなすと、以下となる。

$$E_o = C \times F = 0.61 \times 1.0 = 0.61 \quad I_s = E_o \times S \times T = 0.61 \times 1.0 \times 0.9 = 0.54 > I_{so} = 0.5$$

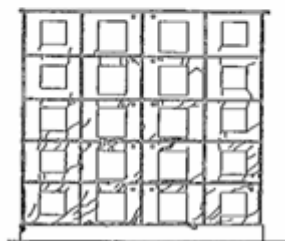
直交方向の壁が鉛直荷重を支持する等の効果が期待できるが、ここでは上記の平均値 0.64を採用し、また、 $C \times S = 0.55$ で有ることと合わせて必要な耐震性を有していると判断する。

#### 4) 実験による耐力と靱性

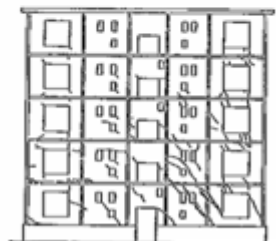
日本の壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造設計規準（日本建築学会, 1982）に、実験による耐力と靱性が記されているので参考に引用する（図 6.1.12）。



(a) せん断応力度と部材角



(c) 北構面での破壊状況



(c) 南構面での破壊状況

図 6.1.12 水平耐力と靱性（日本建築学会, 2001）

#### 5) 大型パネル 158

大型パネル構造 158 の基準階伏図を図 6.1.13 大型パネル 158 基準階伏図に示す。低層階では桁行き方向に RC 壁が 4 面ある。階数で補正した壁量は 5 階建ての 464-DS とほぼ同じであり、同等の耐震性があると推定した。

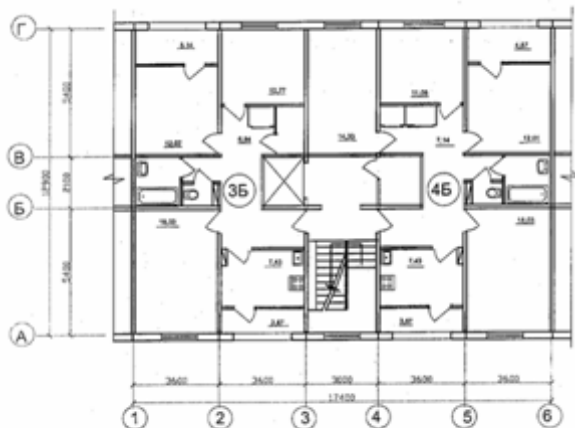


図 6.1.13 大型パネル構造 158 基準階伏図



a) 壁と床パネル

b) 壁パネル接合部

図 6.1.14 大型パネル構造 158 の接合部 (Dr. Ashimbaev による)

World Housing Encyclopedia, Housing Report No.32 (Dr. Ashimbaev) に示されているように、1988年スピタク地震の際、レニナカンで軽微な被害だった9階建て大型パネル構造は桁行き方向の内部に1面だった壁が、アルマティ市での大型パネル構造158では内部の壁を2面に増加している。図6.1.14にパネル接合部分の詳細を示す。建物の1次固有周期は、0.35~0.4秒である。

## (5) ソフト階 (Flexible Ground Floor) を有する建物の耐震診断

### 1) 概要

5階建ての建物の軸組図を図6.1.15に示す。1階はVTシリーズと同じ柱、2階以上は464-DSの建物を対象とした。



図 6.1.15 ソフト階の構造軸組図

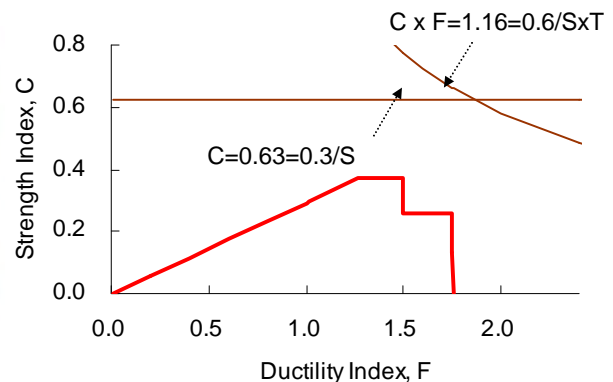


図 6.1.16 ソフト階での強度指数と靱性指数の関係

### 2) 診断結果

1階桁行き方向の強度指数  $C = 0.37$ 、靱性指数  $F = 1.5$  (柱フープ筋  $\phi 6@100$  の場合)

保有性能基本指標  $E_o = C \times F = 0.37 \times 1.5 = 0.56$

構造耐震指標  $I_s = E_o \times S \times T = 0.56 \times 0.48 \times 0.9 = 0.24 < I_{so} = 0.5$  となり、耐震性不足と判断される。この場合、1階の剛性不足から、形状係数が大変低い数値となっている。1階桁行き方向の強度指数と靱性指数を図6.1.16に示す。一方、柱フープ筋が  $\phi 8@100$  の場合は、 $F=2.25$ 、 $I_s=0.36$  となる。構造耐震指標は中間値をとって0.28と推定した。

## (6) ソフト階 (Flexible Ground Floor) を有する建物の時刻歴応答解析

### 1) 地震応答解析の概要

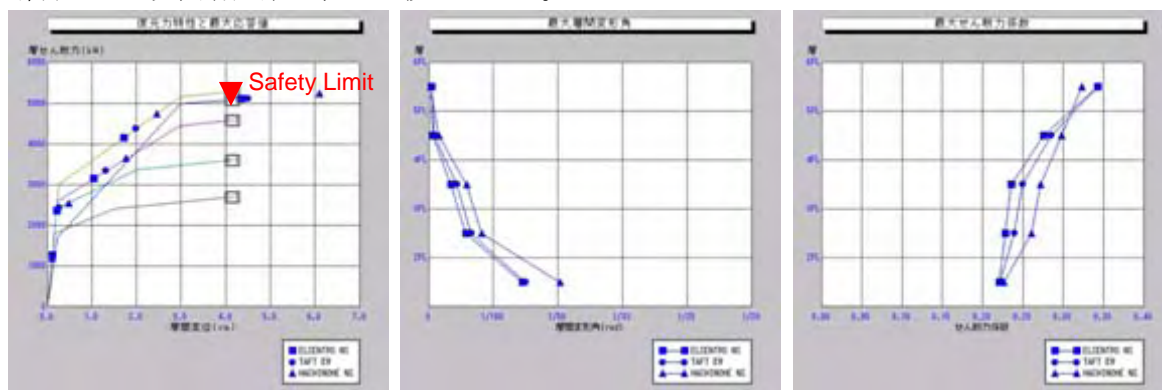
ソフト階を有する建物の地震時挙動を把握するために時刻歴応答解析を行った。架構の復元力特性は、保有水平耐力計算によって得られた曲線をトリリニアで近似した。耐震診断法によって得られる1階骨組みの靱性指数から、安全限界時の靱性率・層間変形角を2種類のせん断補強について算出し評価した。標準的な地震波として、El Centro NS, Taft EW,

Hachinohe NS の 3 波を入力した。解析は 2 階以上が骨組みでレンガ壁がある VT シリーズの集合住宅を対象とした。2 階以上のレンガ壁の剛性・強度の評価として、骨組みだけの復元力特性を基本にして、弾性初期剛性は 2 倍に、強度は 1.2 倍と仮定した。

震度 9 に相当する設計用地動加速度 500 gal を入力した場合の結果を図 6.1.17 に示す。1 階に被害の集中が見られた。また応答変位は安全限界を超えていた。

2) 解析結果：

解析上の 1 次固有周期は、0.48 秒であった。



a) 層せん断力一層間変位      b) 層間変形角      c) せん断力係数

図 6.1.17 時刻歴応答解析結果

3) 時刻歴応答解析と被害関数

応答塑性率の大きさが被害率に対応すると仮定し、入力地震動の大きさと被害率を比較した。

応答層間変位が限界変位の際の被害率を 50% とし、降伏点変位の際の被害率を 0% とし、震度 8~9 に対応する加速度を入力した場合の結果を図 6.1.18 に示す。安全限界変位は既存鉄筋コンクリート造建物の耐震診断基準（日本建築防災協会, 2001）で得られる靱性指数から算出した。この建物分類の建物被害関数との比較は、第 6.1 項に示されている。柱せん断補強量と入力地震波の違いによって被害率は異なるが、被害関数とほぼ同じ傾向が示された。

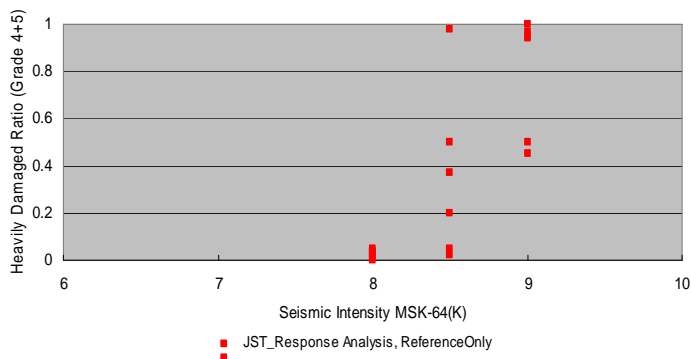


図 6.1.18 地震応答計算による震度毎の被害率の推定

## (7) レンガ組積造の簡易診断

## 1) 4階建て 308 シリーズ

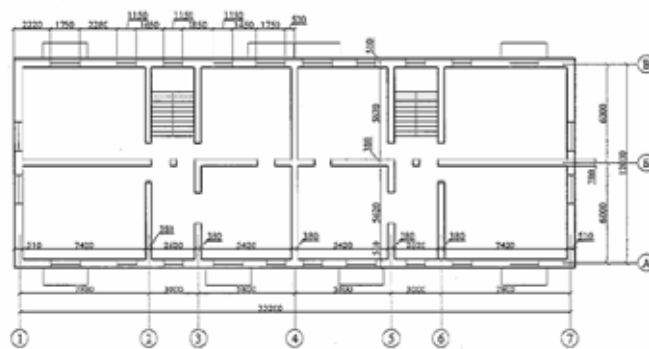


図 6.1.19 レンガ組積造 308 シリーズの平面図

レンガ組積造 308 シリーズの平面図を図 6.1.19 に示す。ここではモルタル強度からせん断強度係数を算出する簡易診断を行った。鉄筋コンクリート造診断法の 1 次診断に相当するレベルである。モルタル Class50 圧縮強度  $50\text{kg/cm}^2$  ( $5\text{N/mm}^2$ )、レンガ壁せん断強度はその  $1/25$  と仮定した。

基準階床面積  $12\text{m} \times 33.2\text{m} = 398.4\text{m}^2$

単位面積当り重量  $12.5\text{kN/m}^2$  (外壁厚 51cm、内壁厚 38cm、床は厚さ 22cm ボイドスラブとして算出)、最上階は、 $8.8\text{kN/m}^2$  とした。

1 階桁行き方向の壁面積  $2.914 \times 10^6\text{cm}^2$

1 階桁行き方向のせん断強度係数 (強度/建物重量)  $5,828\text{kN} / 18,446\text{kN} = 0.31$

1 階張間方向の壁面積  $3.144 \times 10^6\text{cm}^2$

1 階張間方向のせん断強度係数 (強度/建物重量)  $6,288\text{kN} / 18,446\text{kN} = 0.34$

靱性指数を 1.0 と仮定し、桁行き方向と張間方向の平均をとり、等価な構造耐震指標は 0.32 となる。

## 2) 3階建て 308 シリーズの震動実験

アルマティ市で 2008 年 3 月 12 日に実施された 308 シリーズ (3 階建て) の震動実験 (KazNISSA) を以下に示す (図 6.1.20)。

概要：屋上の桁行き方向に起震機を設置、共振させる方法で震動実験が実施された。

実験で測定された建物周期、各階の加速度記録等は公表されていない。

被害：開口部上部のまぐさ、内部階段の落下、内部間仕切りの倒壊、壁の大きなせん断亀裂等が生じ、大破の状況であった。しかし、外壁の面外の倒壊と床の落下はなかった。





図 6.1.20 レンガ組積造の震動実験 (KazNIISSA)

### 6.1.5 建物被害想定

3 ケースの地震シナリオによる建物被害想定結果を、集合住宅と個人住宅別に表 6.1.3 と図 6.1.21 (集合住宅)、図 6.1.22 (個人住宅) に示す。各シナリオ地震での地表地震動、建物の構造別分布および被害関数を使って計算した被害分布を示している。最も被害が大きいのは Verny 地震モデルで、集合住宅は約 990 棟、個人住宅は約 24,400 棟が大破または倒壊の被害を受けると推定される。

表 6.1.3 建物被害想定結果

区	既存建物数			1887 Verryシナリオ地震			1889 Chilikシナリオ地震			1911 Keminシナリオ地震											
	集合住宅 (x100)	個人住宅 (x100)	戸数 (x100)	集合住宅 (x100)	個人住宅 (x100)	戸数 (x100)	集合住宅 (x100)	個人住宅 (x100)	戸数 (x100)	集合住宅 (x100)	個人住宅 (x100)	戸数 (x100)									
アルマリンスキー区	9.3	34.7	437	1.4	15%	7.1	20%	49	11%	0.1	1%	1.5	4%	5	1%	0.7	8%	4.4	13%	23	5%
アウエゾフスキー区	18.0	156.2	988	1.0	6%	45.6	29%	76	8%	0.1	0%	7.2	5%	9	1%	0.4	2%	27.3	17%	40	4%
ホスタンディツクスキー区	14.1	17.6	671	2.3	16%	10.1	57%	77	12%	0.1	1%	1.3	7%	5	1%	0.9	6%	5.1	29%	30	4%
ジェティスウスキー区	8.9	121.8	456	0.7	8%	34.3	28%	54	12%	0.1	1%	8.6	7%	11	2%	0.4	4%	23.7	19%	33	7%
メデウスキー区	12.3	126.2	610	2.4	20%	48.3	38%	123	20%	0.2	2%	8.7	7%	13	2%	0.9	7%	26.8	21%	53	9%
トウルクシプスキー区	13.7	144.4	609	1.5	11%	45.7	32%	82	13%	0.3	2%	15.5	11%	21	3%	0.9	7%	33.9	23%	55	9%
市外	11.4	128.5	679	0.6	5%	52.8	41%	70	10%	0.0	0%	9.3	7%	10	2%	0.2	2%	31.1	24%	37	5%
合計	87.7	739.3	4,450	9.9	11%	244.1	33%	533	12%	0.8	1%	52.0	7%	74	2%	4.3	5%	152.3	21%	270	6%

集合住宅の被害

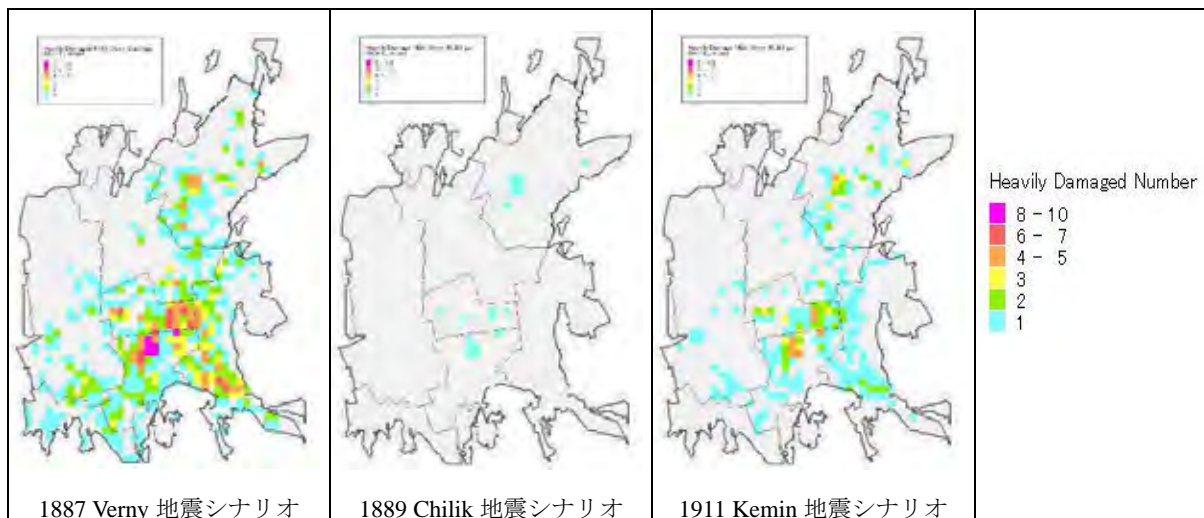


図 6.1.21 建物被害想定結果（集合住宅）

個人住宅の被害

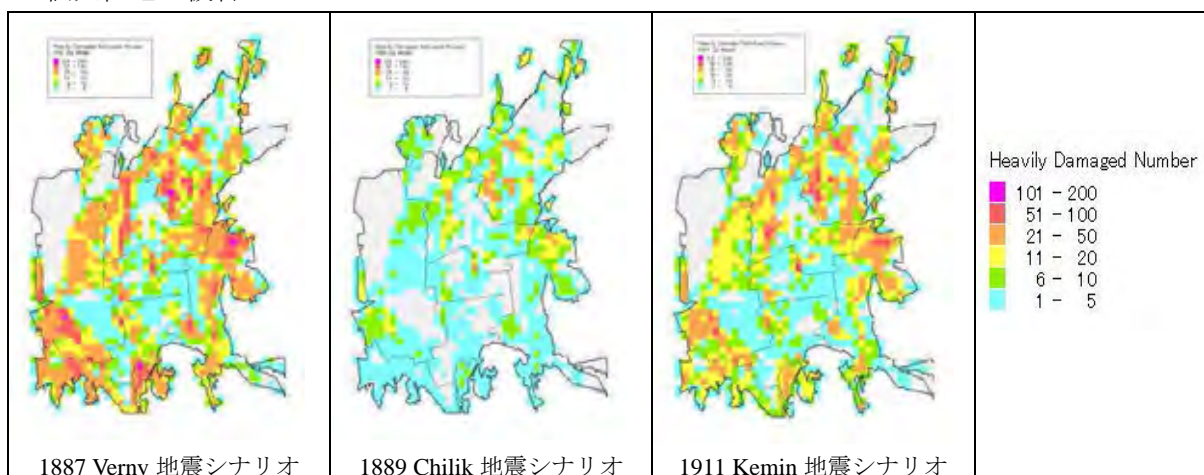


図 6.1.22 建物被害想定結果（個人住宅）

参考文献

- 1) (財) 日本建築防災協会 (2001) “2001 年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・改修設計指針適用の手引き”
- 2) UNDP (2005) Local Risk-Management in Earthquake Zone of Kazakhstan’, Almaty
- 3) EERI’, January (1989) Earthquake Spectra, ‘Armenia Earthquake Reconnaissance Report
- 4) 日本建築センター、日本建築学会、‘アルメニアスピタク地震による建築物の被害に関する報告会’、山中保教、小林啓美、広沢雅也 1989 年 6 月
- 5) Stephanie A. King, Vitaly I. Khalturin and Brian E. Tucker (1996) Seismic Hazard and Building Vulnerability in Post-Soviet Central Asian Republics.
- 6) UNDP (2004) Ministry of Education and Science of Republic of Kazakhstan and others, ‘Lessons from Lugovskoy Earthquake in 23 May 2003 in Kazakhstan’ (written in English)
- 7) Shamil Khakimov, Housing Report #66, World Housing Encyclopedia, “Precast reinforced concrete frame panel system of series IIS-04”

- 8) 日本建築学会 (1982) 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造設計基準・同解説、P12
- 9) Ashimbaev M. Housing Report No.32, World Housing Encyclopedia, 'Prefabricated Large Panel Concrete Buildings with Two Interior Longitudinal Walls'

## 6.2 人的被害

地震によって直接的に死傷者が発生する要因として、建物の倒壊、重量家具の転倒、火災、津波、地すべり、ショック死などがあげられる。これらの中で建物の倒壊による死傷者の発生が最も普遍的ですべての地震災害に共通して見られる現象である。どの要因が主な原因となるかはその場所の地盤、建物の状況、社会構造などによって異なる。アルマティでは建物の倒壊と火災が原因として考えられる。この節では建物の倒壊による人的被害を取り上げ、火災については第 6.5 項で扱う。

### 6.2.1 人的被害想定手法

建物被害と死傷者の関係は、建物の構造や居住条件が異なるために、地域や時代によって変化する。したがって、対象とする地域で近年に発生した地震災害を材料として被害関数を作成することが望ましいが、アルマティでの最近の地震による人的災害は 1911 年の **Kemin** 地震にまでさかのぼる。20 世紀初頭におけるアルマティの建物は現在の建物と比べて構造も規模も大きく異なっていると考えられ、材料としては採用が難しい。1988 年アルメニア・スピタク地震による被害は、この地域の建築物構造や社会構造がカザフスタンと似ていることから、被害関数を作成するための最も重要な資料である。スピタク地震による死者数の合計と大被害建物数の合計を図 6.2.1 に示した。この地震では約 5 万戸が大破、倒壊し、約 2 万 5 千人が亡くなった。死傷者の被害関数は、被害建物棟数をパラメータとして作成されることが多いが、アルマティでは多くの住宅が集合住宅であり、1 棟ごとの戸数が建物ごとに異なるため「棟数」をパラメータとして用いるのは望ましくない。アルマティ市における人的被害関数のパラメータとしては「戸数」のほうが望ましい。したがって、死者の被害関数は被害を受ける建物の戸数に応じて死者数を計算する関数となる。

死傷者の被害関数を検討するうえでもうひとつ考慮すべき項目として建物の規模の違いがある。もし高層集合住宅が崩壊した場合の一戸あたりの死傷者数は、平屋の家屋が倒壊した場合より多くなることが推測できる。1999 年のトルコ・コジャエリ地震の際にイスタンブール市内で発生した死者は、そのほとんどが 10 階から 15 階建ての集合住宅の崩壊によるものであった。このイスタンブール市内の被害も図 6.2.1 に示した。この図によれば、高層集合住宅の倒壊による死者率は、一戸建ての被害も含む全体死者率より高いことが分かる。この傾向は 1992 年エルジンジャン地震による被害にも見ることができる。

このような検討結果から、主にスピタク地震による被害を元に、中高層集合住宅と一戸建て住宅に対応する死者の被害関数を作成した。負傷者数と入院者数は、スピタク地震による死者数と負傷者、入院者数の比から算定した。

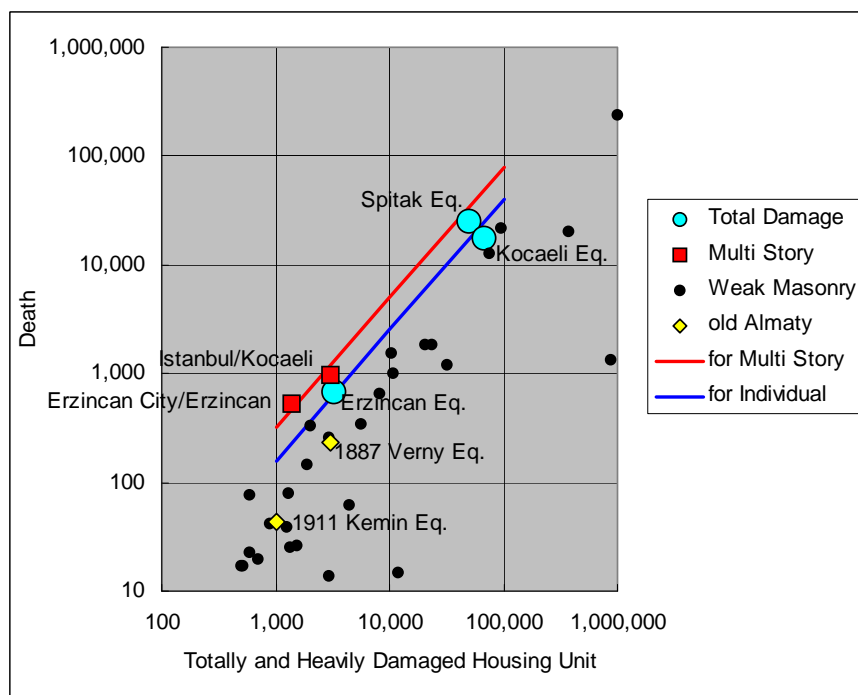


図 6.2.1 死者数推定の被害関数

### 6.2.2 人的被害想定

死者数を建物被害から算定した。建物被害としては被害戸数をパラメータとして用いた。不動産センターの住宅データには各集合住宅の戸数が記載されているため、これを用いてグリッドごとあるいはマイクロリージョンごとに建物分類ごとの1棟あたりの平均戸数を算定した。図 6.2.2 に推定された戸数分布を示した。

戸数でカウントした建築物被害は、第 6.1 項で示したのと同じ方法で3地震シナリオについて計算した。建物被害の算定においては学校や商業施設の被害は対象としていないため、人的被害についてもこれらの施設での被害は対象としていない。この意味で、人的被害は住民が自宅に居る、夜間に発生した状況に対応したものと考えてよい。地区ごとに死傷者数を計算し、集計を表 6.2.1 に示した。また死者数の分布を図 6.2.3 に示した。1887Verny 地震シナリオの場合が最大の被害であり、死者が約 2 万 5 千人、負傷者が約 3 万 1 千人と算定された。

Coburn and Spence (1992)は世界の多くの地震による建物被害と死者数を調べてそれらの関係を検討している。建物被害としては大破以上の建物棟数を用い、火災や津波を原因とするものを除いている。図 6.2.4 は、これにいくつかの最近の地震被害を加え、死者数と建物被害の大まかな関係を示す破線も書き加えたものである。建物被害が 1,000 棟の場合、死者数は地震によって 0 人から 1,000 人のケースがある。この幅は被害が大きくなると狭まる傾向にあるように見える。

20 世紀以降で最も大きな地震災害は 1976 年唐山地震で、100 万等の建物が大破、倒壊し、24 万人が亡くなった。2008 年 5 月の四川地震はまだ確定してはいないが、2 番目の規模の

被害となるようである。7万人以上の死者数が推計されている。新華社のニュースによれば倒壊建物数が500万棟以上と報道されているが、これには大規模地すべり、斜面崩壊による被害が含まれているものと思われる。

建物被害が主に鉄筋コンクリート造の中高層集合住宅で発生した場合、1棟当たりの死者数は多くなる傾向が読み取れる。3地震シナリオによる建物被害棟数と死者数の関係は、破線で囲まれた範囲の上限に近い位置にあり、これは死者が主に中高層集合住宅の倒壊によって発生していることを反映した結果である。

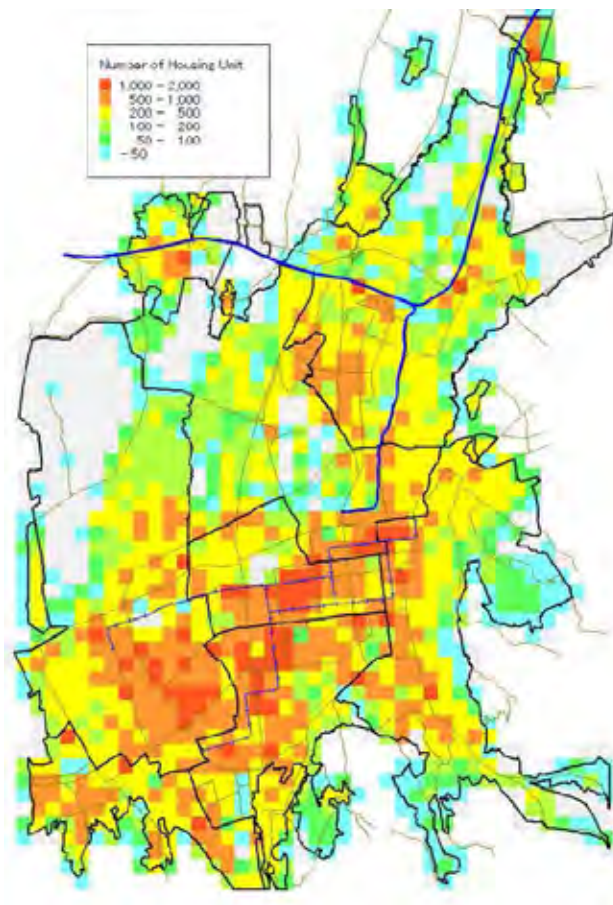


図 6.2.2 住宅戸数分布

#### 参考文献

- 1) Coburn, A. W. and R. J. S. Spence (1992) Earthquake Protection, John Wiley.

表 6.2.1 人的被害想定結果のまとめ

区	現況		1887 Vermyシナリオ地震				1889Chilikシナリオ地震				1911Vernyシナリオ地震									
	戸数 (x1000)	人口 (x1000)	死者 (x1000)	負傷者 (x1000)	入院 (x1000)	死者 (x1000)	負傷者 (x1000)	入院 (x1000)	死者 (x1000)	負傷者 (x1000)	入院 (x1000)	死者 (x1000)	負傷者 (x1000)	入院 (x1000)						
アルマリンスキー区	43.7	179.1	2.7	1.5%	3.3	1.8%	1.3	0.7%	0.1	0.1%	0.2	0.1%	0.1	0.0%	1.0	0.6%	1.3	0.7%	0.5	0.3%
アウエゾフスキー区	98.8	329.3	3.1	0.9%	3.8	1.2%	1.5	0.5%	0.2	0.1%	0.2	0.1%	0.1	0.0%	1.3	0.4%	1.6	0.5%	0.6	0.2%
ボスタンディックスキー区	67.1	285.6	4.6	1.6%	5.8	2.0%	2.2	0.8%	0.2	0.1%	0.2	0.1%	0.1	0.0%	1.4	0.5%	1.8	0.6%	0.7	0.2%
ジェティスウスキー区	45.6	167.3	2.0	1.2%	2.5	1.5%	1.0	0.6%	0.3	0.2%	0.3	0.2%	0.1	0.1%	1.1	0.6%	1.3	0.8%	0.5	0.3%
メドウスキー区	61.0	145.3	6.5	4.5%	8.1	5.6%	3.1	2.1%	0.4	0.2%	0.4	0.3%	0.2	0.1%	2.1	1.5%	2.7	1.8%	1.0	0.7%
トウルグンブスキー区	60.9	180.6	3.5	1.9%	4.3	2.4%	1.7	0.9%	0.6	0.3%	0.7	0.4%	0.3	0.2%	2.1	1.1%	2.6	1.4%	1.0	0.5%
市外	67.9	175.8 *	2.6	1.5%	3.2	1.8%	1.2	0.7%	0.2	0.1%	0.3	0.2%	0.1	0.1%	1.1	0.6%	1.4	0.8%	0.5	0.3%
合計	445.0	1,463.0	25.0	1.7%	31.0	2.1%	12.0	0.8%	1.9	0.1%	2.4	0.2%	0.9	0.1%	10.2	0.7%	12.6	0.9%	4.9	0.3%



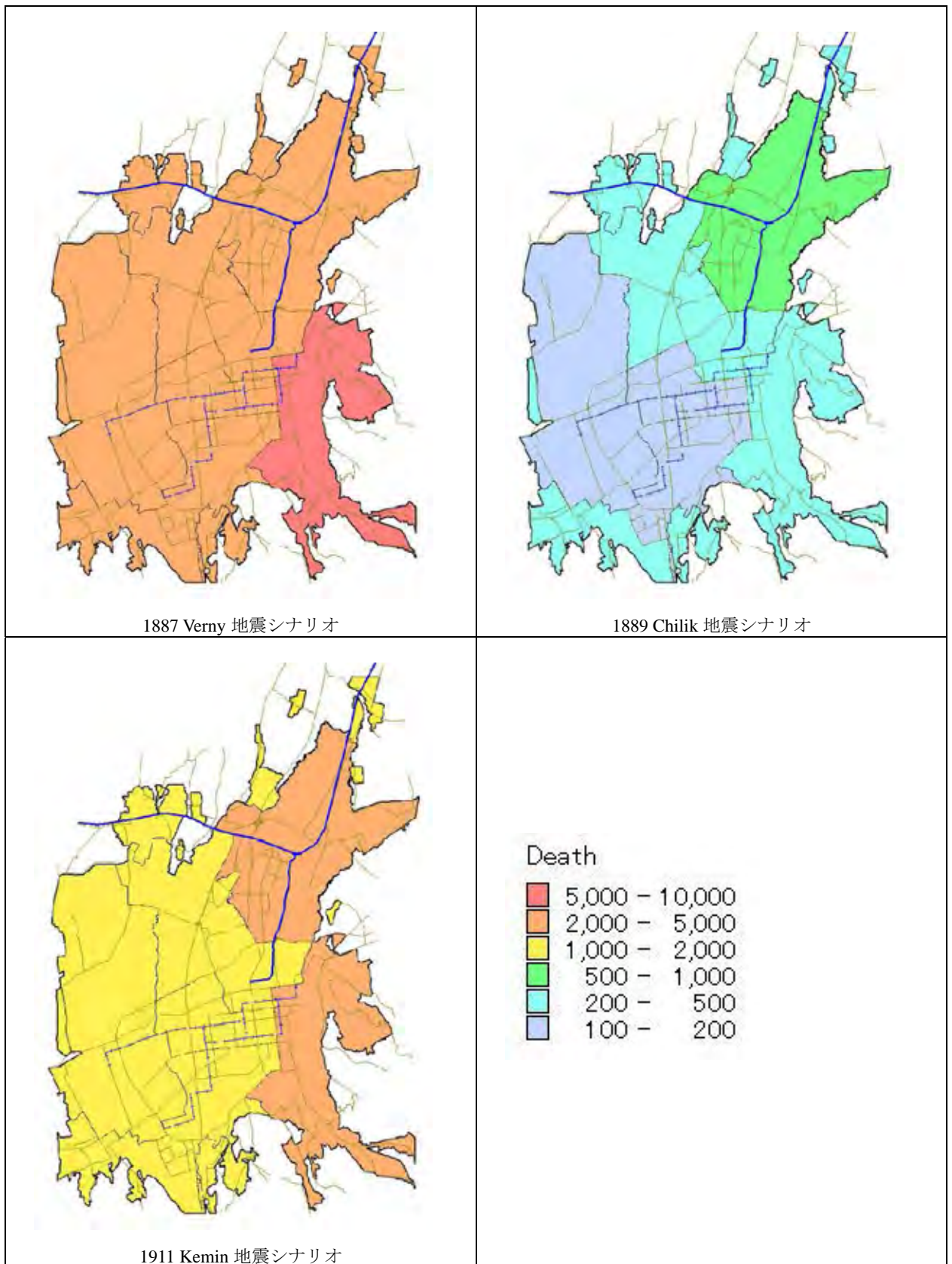


図 6.2.3 区ごとの死者数分布想定結果



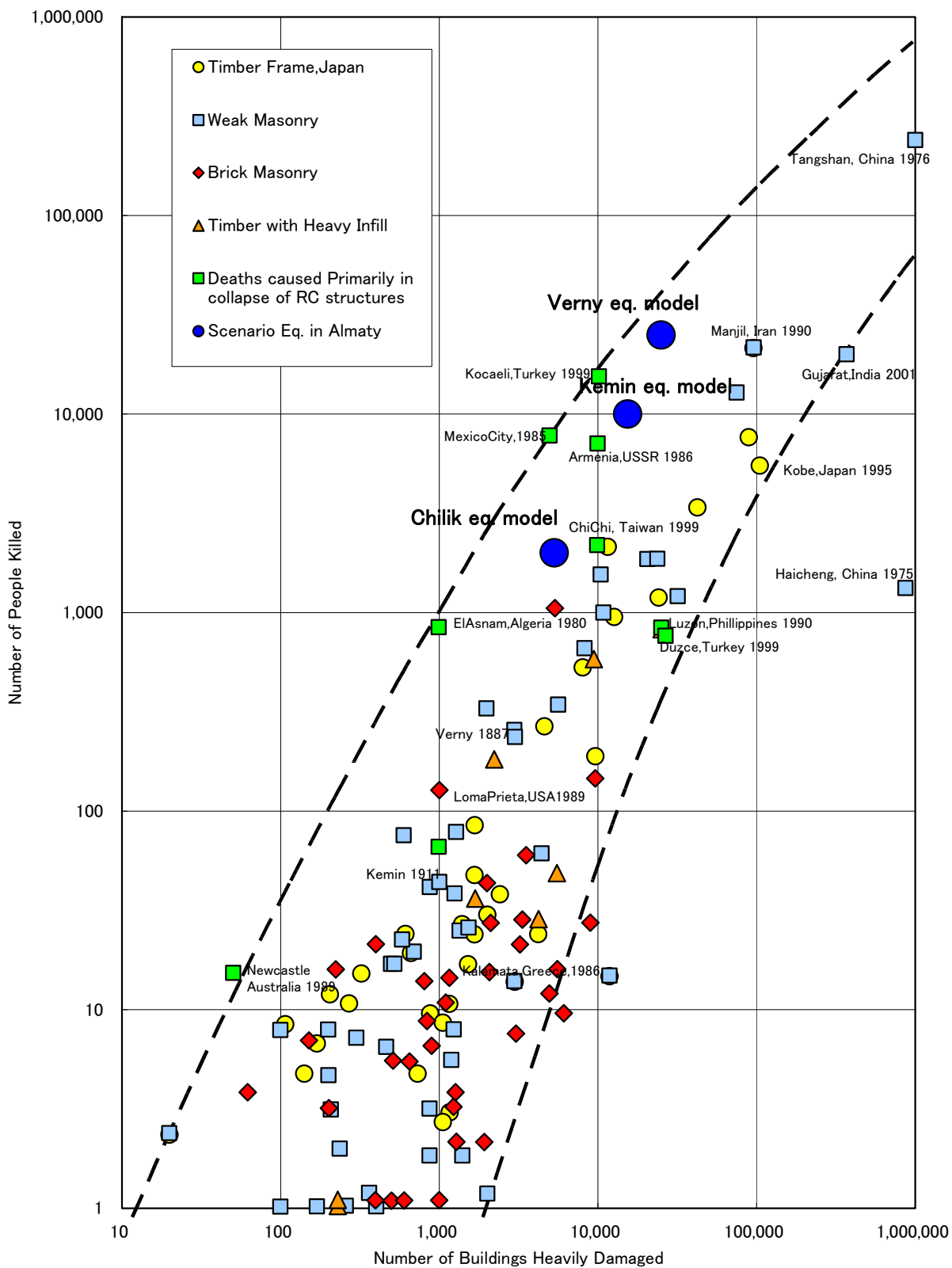


図 6.2.4 死者数合計と建物被害合計の関係 Coburn & Spence (1992)に加筆

### 6.3 橋梁の耐震評価

道路・橋梁などの交通インフラは、地震災害時の避難、被害調査、救助・救援のために重要な要素である。とくに、地震時の道路交通機能維持の観点からは、落橋など、橋梁が被災することにより通行障害が生じることが最もクリティカルである。しかし、既存資料に基づいた被害想定が困難であると判断されたため。本調査では現地調査を行ったうえで地震時の橋梁被災度の評価を行った。

#### 6.3.1 橋梁被災度の評価

##### (1) 調査対象

被災度評価は、アルマティ市防災局が把握している市内 56 箇所の交差構造の内、パイプカルバートなどの明らかに小規模な構造物を除く主要橋梁の 48 橋に対して、3 つの地震シナリオについて行った。

調査対象の橋梁位置を図 6.3.1 に示す。また、各橋梁についての「調査票」、「詳細位置図」、および「写真／コメント」は、第 V 巻セクターレポート資料集に添付する。

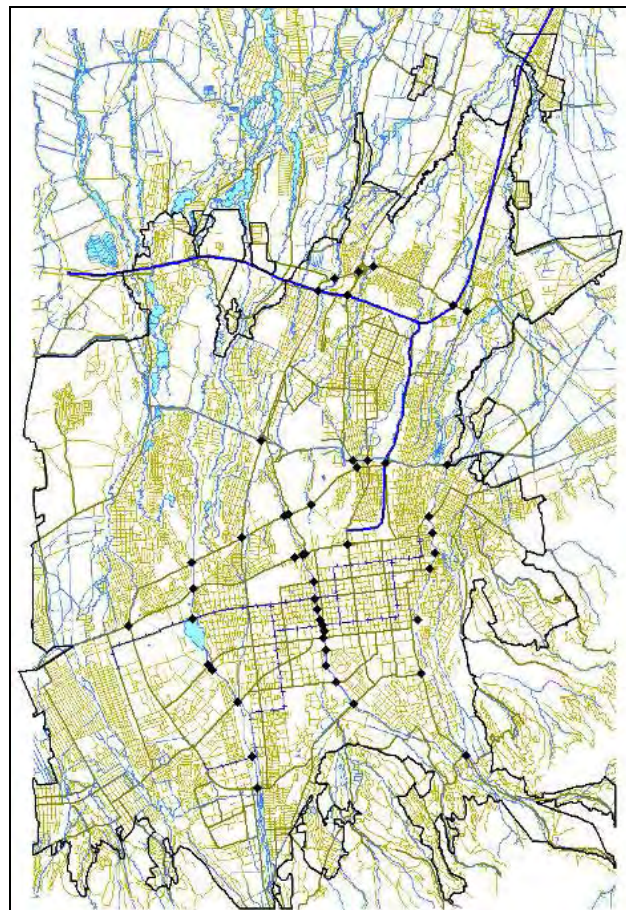


図 6.3.1 調査対象の橋梁位置

(2) 評価方法

被災度評価は、設計基準や設計図書が提供されなかったことや、現地調査と評価を限られた時間で行う必要があったことなどから、比較的簡便に評価ができ、本調査と類似する過去の調査で採用された「片山の方法」(久保・片山、1978)によって行った。「片山の方法」は日本における既往の大地震によって橋梁が受けた被害の度合いとこれに強く影響を与えた項目との関係を統計解析したもので、支間割や支承構造などの外観調査によって耐震性能を評価できる点が特徴である。

片山の方法の手順は以下のとおりである。

1. 現地調査によって、橋梁の構造・材料や地盤状況などを把握する。
2. 地盤と地震の解析によって、震度と液状化危険度を想定する。
3. 上記の結果を基に、表 6.3.1 に示す 10 項目について評点を付ける。
4. 各項目の評点に該当する重み係数(表 6.3.1 参照)を相乗して、総合評価点を求める。
5. 総合評価点と閾値による判定基準によって、被災度を定める。

表 6.3.1 橋梁被災度判定基準(片山の方法)

項目		区分	重み係数	コード
上部工	震度階 (日本気象庁)	5 弱	1.0	1
		5 強	1.7	2
		6 弱	2.4	3
		6 強	3.0	4
		7	3.5	5
液状化	無	1.0	1	
	おそれあり	1.5	2	
	有	2.0	3	
上部工	径間数	1	1.0	1
		2 以上	1.75	2
	桁構造	アーチ・ラーメン	1.0	1
		連続桁	2.0	2
		単純・ゲルバー	3.0	3
	支承	落下防止あり	0.6	1
		普通	1.0	2
一橋脚で2つの可動支承		1.15	3	
天端幅	広い	0.8	1	
	狭い	1.2	2	
下部工	橋台・橋脚の高さ	≤ 5 m	1.0	1
		5 m ~ 10 m	1.35	2
		≥ 10 m	1.7	3
	基礎工	パイルベント	1.4	1
		その他	1.0	2
	橋台・橋脚の材料	無筋コンクリート・その他	1.4	1
		鉄筋コンクリート	1.0	2
	地盤	1 種(硬質)	0.5	1
		2 種(中硬質)	1.0	2
		3 種(軟質)	1.5	3
4 種(非常に軟質)		1.8	4	

現地調査において、コンクリートからのカルシウム浸み出し、鉄筋・鋼材の腐食、コンクリートの構造的な亀裂などの橋梁の品質の低下が観察された。これらは施工不良（セメントの不足や不適切なバイブレーションなど）と経年劣化によるとみられる。この品質低下は、地震時の橋梁の安定性に重大な影響があると考えられるため、表 6.3.1 の判定項目に、表 6.3.2 に示す橋梁の状態に関する評価基準を追加した。

表 6.3.2 追加した橋梁被災評価基準（品質）

項目	区分	重み係数	コード
品質	正常	1.0	1
	わずかに劣化	2.0	2
	劣化	3.0	3

\*劣化：コンクリート表面の軟質化、コンクリートからのカルシウムの浸み出し、鉄筋・鋼材の腐食、コンクリートの構造的な亀裂など

被災度の定義とその判定のための閾値は、日本における地震の被害実績に基づいて、表 6.3.3 のとおり設定されている。本調査では、これを用いて判定した。

表 6.3.3 被災度判定の定義と判定閾値

被災度		閾値
A	<ul style="list-style-type: none"> <li>・落橋の可能性大</li> <li>・大变位の発生</li> <li>・長期間の使用不可・要改築</li> </ul>	30 以上
B	<ul style="list-style-type: none"> <li>・落橋の可能性中位</li> <li>・変位の発生</li> <li>・一次使用不能・要修復／修繕</li> </ul>	26 以上 30 未満
C	<ul style="list-style-type: none"> <li>・落橋の可能性小</li> <li>・小変位の発生</li> <li>・基本的に点検後に使用可</li> </ul>	26 未満

### (3) 評価結果

橋梁の被災度評価結果一覧表を表 6.3.4 から表 6.3.6 に示し、結果概要を以下にまとめる。

- 評価を行った 48 橋のうち、1887Verny 地震シナリオのケースでは、18 橋が被災危険度 A（高い）、残りの 20 橋が C（低い）と判定された。1889Chilik 地震のケースでは、6 橋が A、42 橋が C と、1911Kemin 地震のケースでは、11 橋が A、37 橋が C と判定された。
- 全体的に地震動と品質に関する重み係数の値が大きい。これらの大きな値が一般的に総合評価点を上げているものの、この 2 つの値だけで危険度 A 評価（総合評価 30 以上）と判定されるわけではない。
- 上部工（とくに、桁構造や支承）のタイプの違いによる重み係数の差が大きい。上部工の重み係数が大きいことが、危険度 A との判定（総合評価点 30 以上）に至った主な直接的な要因である。











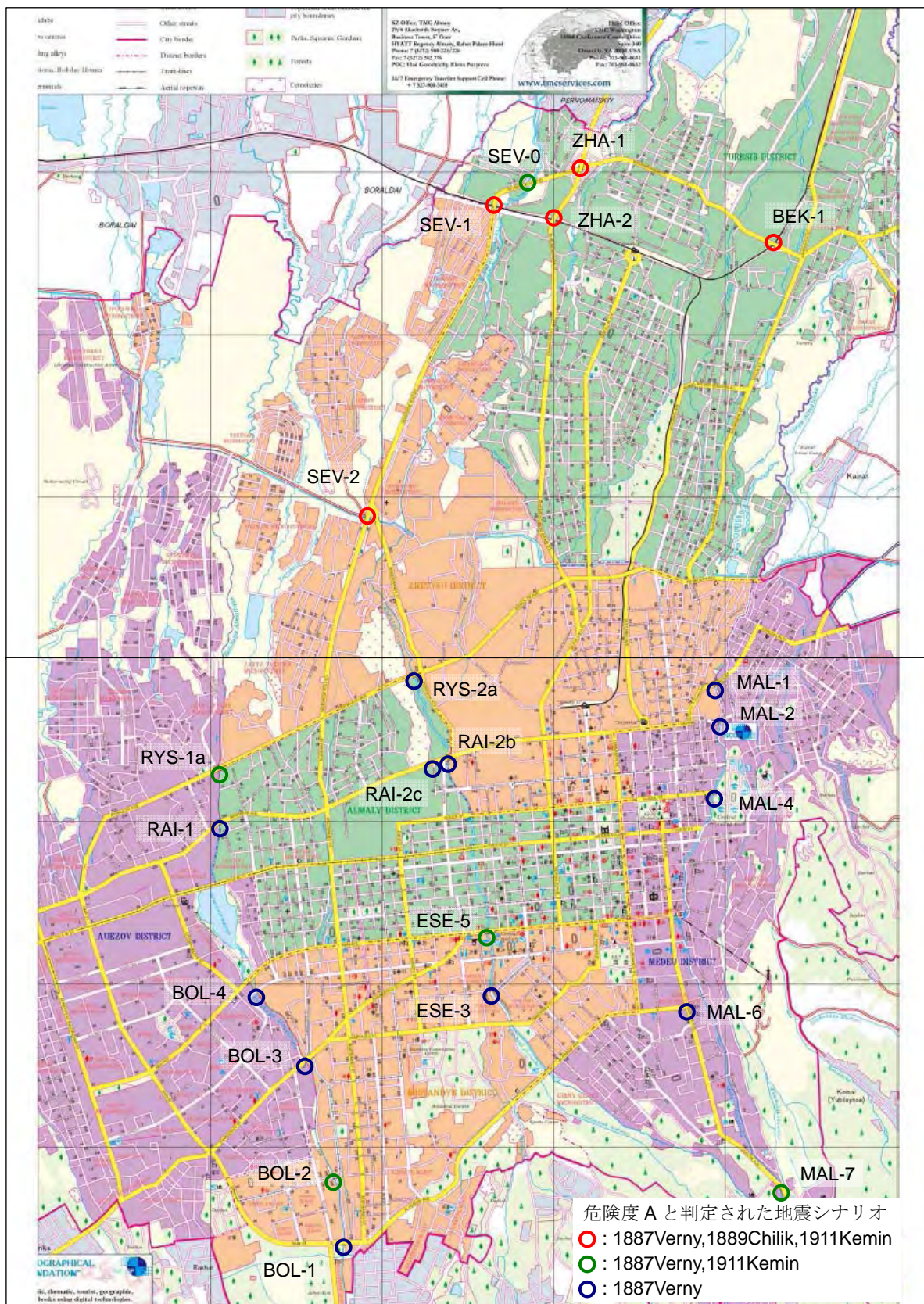


図 6.3.2 耐震性能評価におけるハイリスク橋梁の位置図

## (1) 耐震性能に係わる要因分析

桁構造、支承および橋座幅に係わる重み係数は表 6.3.8 に示すとおり定義している。

表 6.3.8 橋梁被災度判定基準（耐震性能に係わる詳細区分）

項目	区分	重み係数
桁構造	過去の震災で安全性が確認されたアーチ形式や上下部工剛結のラーメン形式	1.0
	桁の落下に対して桁相互の連結効果が期待できる連続桁形式	2.0
	単純桁形式	3.0
支 承	桁間（桁同士）や桁と橋台・橋脚が連結された落橋防止装置を施した支承形式	0.6
	A 端固定／B 端可動の一般的な支承形式	1.0
	同一橋脚上に二つの可動沓が配置され支承形式	1.15
橋座幅	桁かかり長が $0.7+0.005 \times \text{支間長 (m)}$ より広い橋座幅	0.8
	桁かかり長が $0.7+0.005 \times \text{支間長 (m)}$ より狭い橋座幅	1.2

桁構造については、橋梁形式自体が評価区分であるため、重み係数を低下させるためには、新設時の橋梁計画において耐震性能の確保に配慮する必要があることを意味する。つまり、上下部工を剛結させて橋軸方向変位を抑制するラーメン形式や、多径間の場合には桁相互に連結された連続桁形式の採用によって、地震時に落橋の恐れが小さくなる。

支承については、被災度 A 判定とされたすべての橋梁において落橋防止装置が施されていないことが分かった。逆に落橋防止装置を備える橋梁は、すべての地震シナリオにて被災度 C 判定（地震時における落橋の可能性小）と評価されている。耐震性能確保のためには落橋防止装置の設置が極めて効果的である。

橋座幅（図 6.3.3 参照）が十分に広い橋梁は、被災度 A 判定と評価された 18 橋のうち 1 橋に留まっている。橋座幅は主桁が橋台・橋脚に載っている部分の長さ（桁かかり長）と遊間量の和であり、これが十分に確保されていれば地震時において橋軸方向変位が増大しても落橋に至る可能性が非常に小さくなる。

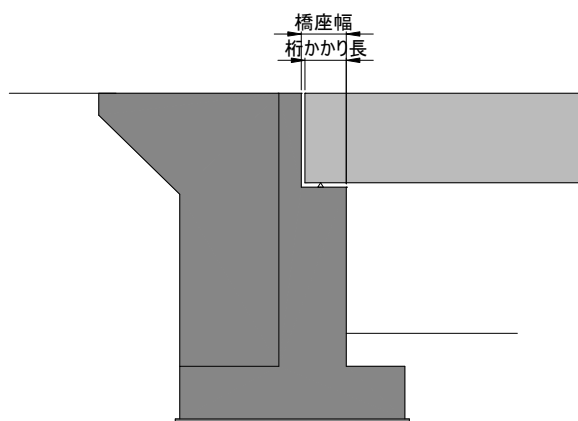


図 6.3.3 橋台橋座幅（桁かかり長）の模式図

(2) 橋梁全体の品質に係わる要因分析

橋梁全体の品質に係わる重み係数は表 6.3.9 に示すとおり定義している。橋梁の品質低下は、計画・設計時に期待している耐震性能に支障となる点で、地震時における橋梁安定性に重大な影響を与える。

表 6.3.9 橋梁被災度判定基準（品質に係わる詳細区分）

項目	区分	重み係数
品質	経年劣化が軽微に留まっている健全な橋梁	1.0
	コンクリート表面に浸み出しやクラックなどの劣化が観察された橋梁	2.0
	鉄筋・鋼材の腐食やコンクリート表面に構造的なクラックなどが観察された橋梁	3.0

調査対象全 48 橋の竣工年は、1960 年代が 10 橋、1970 年代が 12 橋、1980 年代が 8 橋、2000 年代が 1 橋、竣工年不明が 17 橋である。このうち、被災度 A 判定と評価された橋梁（全 18 橋）は、1960 年代が 7 橋、1970 年代が 5 橋、1980 年代が 2 橋、竣工年不明が 4 橋であり、1960 年代や 70 年代に竣工した橋梁の多くが被災度 A 判定と評価されている（表 6.3.10 参照）。

表 6.3.10 竣工年毎の橋梁数

竣工年	1960 年代	1970 年代	1980 年代	1990 年代	2000 年代	不明
調査対象橋梁 (内、A 判定橋梁)	10 (7)	12 (5)	8 (2)	0 (---)	1 (---)	17 (4)

また、調査対象橋梁の品質に係わる重み係数の竣工年毎の平均値は表 6.3.11 に示すとおりである。

表 6.3.11 竣工年毎の品質に係わる重み係数の平均値

竣工年	1960 年代	1970 年代	1980 年代	1990 年代	2000 年代	不明
重み係数の平均値	2.80	2.75	2.50	---	2.00	2.17

1960 年代や 70 年代に竣工した比較的古い橋梁は、経年劣化が著しいため、品質に係わる橋梁被災度判定基準の詳細区分（表 6.3.9 参照）に照らして重み係数が大きくなる傾向にあり、これが被災度判定において危険と評価される原因のひとつである。

6.3.3 詳細調査による現況把握

(1) 詳細調査の要点

現状、地震時において落橋の可能性が大きく危険と判定された 18 橋については、耐震性能の確保・向上のために何らかの対応が必要と考えられる。とくに耐震性能に係わる要因分析で指摘した支承並びに橋座幅については、竣工後の補強対応が十分に可能であり対策工の実施も容易である。詳細調査は、対応を計画する際の必要となる情報入手のために行うべきであり、具体的な対策工を想定して表 6.3.12 に示す要点に着目しながら実施する。



表 6.3.12 詳細調査において着目すべき要点

項目	想定する対策工	要点
桁構造	桁相互の連結による連続化、上部工架替え、新橋架替え	橋長、支間長、幅員
支 承	桁間連結工、落橋防止工	橋座および桁端形状、寸法
橋座幅	橋座縁端拡幅工	橋座幅、桁かかり長、支間長
品 質	橋梁全体の補修・補強、新橋架替え	劣化度合い

表 6.3.12 のうち、桁構造については対策工の一つとして桁相互の連続化が考えられるものの、単純梁から連続梁への構造変更は曲げモーメントの作用分布を著しく変化させ、現橋の主桁剛性を綿密に検討する必要があるが生じる。対象橋梁の竣工年や設計図書の管理状況からして、検討作業に必要な情報の入手は困難であり、現実的な対応とは言い難い。また、品質については耐震性能向上の観点から、橋梁全体の補修・補強対策を実施すべきであり、部分的な補修のみでは目的を達成し得ないものと考えられる。したがって、今次調査の主眼は支承並びに橋座幅に設定し、耐震性能の向上に資する対策工を想定しながら、上部工と下部工が接合する橋座部並びに桁かかり部の詳細把握を目的に行うこととする。

## (2) 調査様式

調査要点に基づき、とくに橋座周辺に着目して表 6.3.13 に示す様式にて現橋の状況を把握する。

表 6.3.13 現橋詳細調査における調査様式（案）

### BRIDGE DETAILED INSPECTION SHEET

Inspection Date: 2008/xx/xx

<b>(1) GENERAL</b>							
Bridge Name:	Bekmakhanov_St - Railroad						
Location:	43.34244722 N	76.97776111 E	Name Code:	BEK-1	Year Built:	1961	
<b>(2) SUPERSTRUCTURE</b>							
Bridge Length (m):	79.000						
No. of Span:	5						
Span Length (m):	A1-P1	P1-P2	P2-P3	P3-P4	P4-A2	---	
	11.360	22.160	11.360	22.160	11.360		
Bridge Width (m):	18.000						
Material:	PC	STEEL					
<b>(3) SUBSTRUCTURE</b>							
Seating Length (m):	A1-P1	P1-P2	P2-P3	P3-P4	P4-A2	---	
	/	/	/	/	/	/	
Material:	RC	CONCRETE	BRICK				
<b>(4) PHOTO of GIRDER END</b>							

## (3) 詳細調査による現橋状況

上部工と下部工が接合する橋座部並びに桁かかり部の詳細把握を目的として、表 6.3.13 の調査様式に基づく詳細調査を実施する。

### 6.3.4 耐震性能向上のための対策

#### (1) 耐震性能向上のための対策工提案

大規模地震時においては、主桁が想定以上に橋軸方向に変位し、橋座部からの脱落／落橋に至ることが懸念される。このため、主桁同士を繋ぐ桁間連結工、主桁と下部工を繋ぐ落橋防止工並びに橋台・橋脚における桁かかり長を確保する橋座縁端拡幅工などの対策工（図 6.3.4 参照）の実施を提案する。

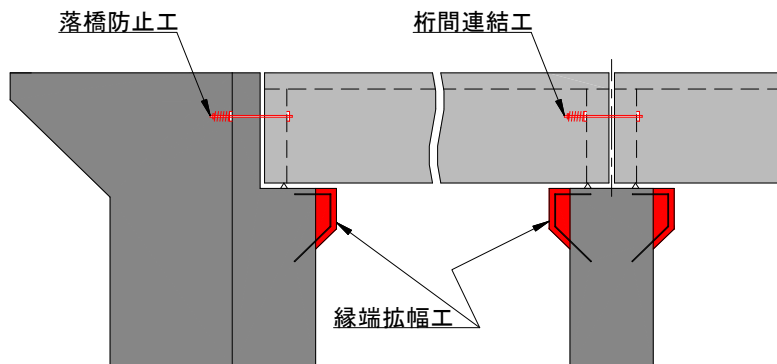


図 6.3.4 桁間連結工、落橋防止工および縁端拡幅工の模式図

桁間連結工や落橋防止工の設置は、既設 PC 桁への削孔や橋台の背面掘削などの大規模工事を伴い、交通規制を要する作業である。一方で橋座縁端拡幅工は、橋台や橋脚の前面に鉄筋コンクリートの打ち増しを行うもので、桁下作業のため交通車両に与える影響はなく容易である。したがって、対策工の選定は図 6.3.5 に示すとおり、施工が容易な橋座縁端拡幅工を優先し、耐震性能不足（被災度 A および B 判定）の場合には桁間連結工および落橋防止工を選定する。

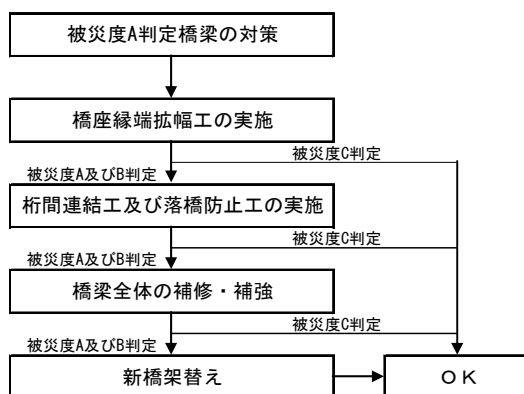


図 6.3.5 対策工の選定手順

#### (2) 対策工実施に伴う被災度判定の再評価

当初被災度 A 判定と評価された 18 橋に対して、上記対策工を実施した場合の再評価結果は表 6.3.14 に示すとおりである。この結果、橋座縁端拡幅工、桁間連結工および落橋防止工を施せば（表内の赤字部）全 18 橋のうち 13 橋は被災度 C 判定（地震時における落橋の可能性小）と評価できる。さらに、表 6.3.15 に示すとおり橋梁全体の補修・補強（表内の青



- 本調査の被災度評価は、片山の方法を用いており、個々の橋梁に対する耐震補強の具体策を計画するためのものではない。ただし、被災度が高いことは明らかなので、橋座部に着目した詳細調査に基づき、推奨される一般的な対策工を提案している。
- とくに桁構造、支承および橋座幅が要因となって、被災度判定にて危険度が大きいと評価されている。したがって、耐震設計基準には上下部工を剛結させたラーメン形式や桁相互に連結された連続化を推奨すべきである。また、落橋防止構造や変位制限構造の設置を標準とする方針が望まれる。
- さらに橋梁の品質が被災度判定を危険側へ押し上げる原因となっている。被災度 A 判定と評価された 18 橋の竣工年は平均して 1968 年であり、経年劣化はやむを得ないと考えられるが、設計時に考慮された耐震性能を確保し続けるためには日々の維持管理が不可欠である。また、将来の補修・補強のためには設計図書や竣工図の管理にも慎重を期すべきである。
- 調査対象全 48 橋の内、被災度 A 判定と評価された橋梁は約半分の 18 橋であったが、適切な耐震補強対策を講じることによって、この内の 17 橋は被災度判定が C 評価となるため、速やかな対策工の実施が望まれる。ただし、残る BEK-1 橋 (1961 年竣工) については、供用後すでに半世紀が経過しようとしており新橋架替えが妥当と考えられる。
- アルマティ市北部に位置する 5 橋 (SEV-1, SEV-2, ZHA-1, ZHA-2 および BEK-1) については、最も地震強度の小さい 1889Chilik 地震シナリオでも被災度 A 判定と評価された。これらが落橋等の被災に遭うと、市内中心部から北部に向かう 3 つの幹線道路の内、2 つ (Severnoe Koltso および Burundaiskaya) が通行不能となり空港へのアクセスなどに著しい支障を生じさせる。耐震補強対策に際しては同 4 橋を優先して実施すべきである。

## (2) 今後の橋梁計画に対する提言

今後の橋梁計画に対する提言と防災計画を作成する際に考慮すべき点として、耐震補強対策を進めるにあたっての具体的な方法を以下にまとめる。

### 1) 対象橋梁の優先順位付け

- 上記耐震補強対策によっても被災度判定 B 評価となる **BEK-1 橋**は、鉄道交差部にあたるため、万が一の落橋の場合には鉄道輸送に甚大な影響を与えかねず、また二次災害を引き起こす危険性がある。竣工後すでに半世紀が経過しようとしていることもあり、速やかな新橋架け替えが望ましい。
- 市内中心部から空港のある北部に向かう幹線道路網の耐震性能を向上させるため **SEV-0 橋、SEV-1 橋**および **ZHA-1 橋**の 3 橋については、縁端拡幅工および落橋防止工を設けるとともに、橋梁全体の補修・補強を提案する。ただし、SEV-0 橋および SEV-1 橋は竣工が 1961 年のため経年劣化が著しい。耐震性能向上の観点からは架け替えが好ましいと考えられるため、橋梁全体の補修・補強対策と新橋架け替えの比較検討を

行った上で、両案の特性評価に基づき最適な対策工を選定すべきである。

- 次いで、市内東西を結ぶ **RYS-1a 橋**、**RYS-2a 橋**、**RAI-1 橋**、**RAI-2c 橋**、市内中心部に位置する **ESE-5 橋**、市内南部の幹線を構成する **BOL-1 橋** の 6 橋については、縁端拡幅工および落橋防止工の設置を提案する。
- **SEV-2 橋**、**ESE-3 橋**、**BOL-4 橋**、**MAL-1 橋**、**MAL-2 橋** および **MAL-4 橋** の 6 橋については、落橋しにくい単純形式のため、縁端拡幅工のみを実施すれば耐震性能は十分に向上するものと考えられる。ただし、一部の橋梁の橋座部や桁下部にゴミや土砂の不法投棄が目立っていた。定期的な維持管理による除去が望まれる。
- 最後に、市内南部に位置する **BOL-2 橋** と **MAL-7 橋** については、交通量が少なく迂回も可能なため特段の対策は必要ないと判断する。

## 2) 具体的な耐震補強対策

- 具体的な耐震補強対策を計画する際には、対策を施す橋梁の現況状況を詳細に調査した上で、比較検討によって最適な対策方法を選定する必要がある。
- 耐震補強対策は新橋架け替え、橋梁全体の補修・補強、橋座部を対象とする個別対策工の大きく 3 つに分けられる。
- 橋梁全体の補修・補強には、基礎工の増設、橋台・橋脚の剛性向上、主桁増厚、床版補強などを含み、基本的に新橋架け替えと同程度以上の大規模工事が必要となる。
- 橋座部に着目した詳細調査に基づき推奨される個別対策工としては、橋座部の縁端拡幅工と主桁同士もしくは主桁と下部工とを繋ぐ落橋防止工を提案している。比較的容易に実施できるものの、具体的な計画・設計を実施するためには構造例、必要橋座幅、作用荷重および荷重載荷位置の設定が必要となる。

## 3) 耐震補強対策の実施と設計基準の整備

- 「カ」国において新橋の橋梁計画や既存橋の補修・補強計画を行うためには、とくに地震時水平力や橋座幅の設定に係わる耐震設計基準の整備が急務である。この点、「カ」国と同様に地震多発国である日本の道路橋示方書などの耐震設計基準が大いに参考となる。
- したがって、次のステージでは上記優先順位に基づき、耐震補強対策の具体的な計画・設計を日本の耐震設計基準を参考としながら実施するとともに、「カ」国において過去に発生した地震やその被害状況に基づく独自の耐震設計基準を整備することを提案する。

### 参考文献

- 1) 久保・片山 (1978) 東京区部における地震被害の想定に関する報告書



## 6.4 ライフライン施設の耐震評価

上水道、下水道、ガス、電力の4つのライフラインを対象として、地震被害想定を行った。

ライフライン施設は、ノード施設とネットワーク施設に大別される。ノード施設とは発電所、変電所、浄水場のような個々の独立した施設を指し、ネットワーク施設とは管路や電線のような供給、配給を行う施設を指す。本調査では、このうちネットワーク施設について、過去の被害事例に基づく統計的な手法により被害想定を行った。一方、ノード施設の被害想定を行うためにはこのような手法が適用できず、個別の詳細調査が必要であるため、ノード施設は統計的な被害想定は行わず、第6.4.5項以降において、定性的な評価を行った。

### 6.4.1 上水道の被害想定

上水道施設の被害想定は、アルマティ市内6地区のすべての上水道管2,365 kmを対象に行った。これらの上水道管はすべて地中に埋設されている。

#### (1) 被害想定手法

「カ」国では地震被害想定ガイドラインが作成されており、建物、ライフライン、橋梁等の様々な構造物について、震度と被害程度の関係が示されている。このガイドラインによると、地中の埋設管は他の構造物に比べて地震被害を受けにくく、MSK震度9でも重大な被害が生じないとされている。

一方、日本やアメリカでは、過去の地震被害の分析に基づき、管延長1 km当たりの被害率を定量的に予測する被害関数が提案されている（東京都(1997)、財団法人日本水道協会(1998)、財団法人水道技術センター(2000)、Federal Emergency Management Agency(1999)）。これらの被害関数は、標準被害率と管種、管径等による補正係数によって表される。本調査では、近年提案されている幾つかの被害関数を参照して、被害を算出した。最大の被害率が得られる標準被害率と補正係数の組み合わせを用いて最大被害を、また、中間的な被害率となる組み合わせを用いて平均被害を算出した。

図6.4.1に示した最近提案された標準被害率を参照して、最大被害の算出にはアメリカとメキシコの被害実績に基づくHAZUSの標準被害率を用い、平均被害の算出には兵庫県南部地震の被害実績に基づく東京都(1997)の標準被害率を用いた。

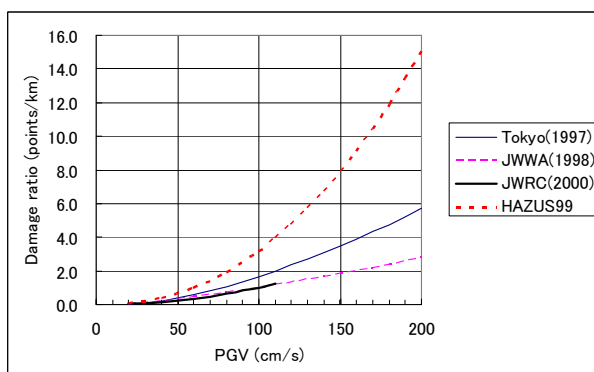


図 6.4.1 上水道管の標準被害率

- \*1)Tokyo: Tokyo Metropolitan (Japan)
- \*2)JWWA: Japan Water Works Association (Japan)
- \*3)JWRC: Japan Water Reserch Center (Japan)
- \*4)HAZUS: Federal Emergency Management Agency (USA)

以下に、採用した被害関数を示す。

$$R_m = R C_p C_d C_l$$

(最大被害)  $R = 1 \cdot 10^{-4} V^{2.25}$   
 (平均被害)  $R = 2.24 \cdot 10^{-3} (V-20)^{1.51}$

ここに、

- R<sub>m</sub> : 被害関数 (箇所/km)
- R : 標準被害率 (箇所/km)
- C<sub>p</sub> : 管種係数 (表 6.4.1 参照)
- C<sub>d</sub> : 管径係数 (表 6.4.1 参照)
- C<sub>l</sub> : 液状化係数 (液状化が想定されないため C<sub>l</sub>=1.0 とする)
- V : 地表最大速度 (cm/sec)

表 6.4.1 上水道管の管種係数・管径係数

管種	管径 (mm)	C <sub>p</sub> C <sub>d</sub>					
		補正係数				採用値	
		Tokyo	JWWA	JWRC	HAZUS	最大被害	平均被害
鋼管(溶接)	≤75	0.84	0.48	0.48	0.3	0.84	0.48
	100-150	0.42	0.3	0.3	0.3	0.42	0.3
	200-250	0.42	0.24	0.27	0.3	0.42	0.29
	300-450	0.24	0.24	0.21	0.3	0.3	0.24
	500≤	0.24	0.15	0.15	0.3	0.3	0.2
铸铁管	≤75	1.7	1.6	1.6	1	1.7	1.6
	100-150	1.2	1	1	1	1.2	1
	200-250	1.2	0.8	0.9	1	1.2	1
	300-450	0.4	0.8	0.9	1	1	0.9
	500-1000	0.4	0.5	0.5	1	1	0.5
	1000≤	0.15	0.5	-	1	1	0.5
その他	ALL					1	1

(2) 被害想定結果

500mメッシュ毎に被害を算出し、集計した結果を表 6.4.2 に示す。平均被害の分布を図 6.4.2 に示す。1887 Verny 地震シナリオでは最大被害は約 1,200 箇所と想定され、メデウスキー区での被害率が高い。

表 6.4.2 上水道管の被害想定結果

区	管路延長 (km)	被害箇所数					
		1887 Verny 地震シナリオ		1889 Chilik 地震シナリオ		1911 Kemin 地震シナリオ	
		最大	平均	最大	平均	最大	平均
アルマリンスキー区	343	107	45	5	0	34	6
アウエゾフスキー区	427	119	49	6	0	39	6
ポスタディックスキー区	274	203	92	4	0	37	10
ジェティスウスキー区	348	106	45	8	0	44	12
メデウスキー区	483	509	214	13	0	88	30
トゥルクシプスキー区	491	148	63	16	0	71	20
合計	2,365	1,192	507	53	0	313	85

\*小数点以下の計算結果を省略した。

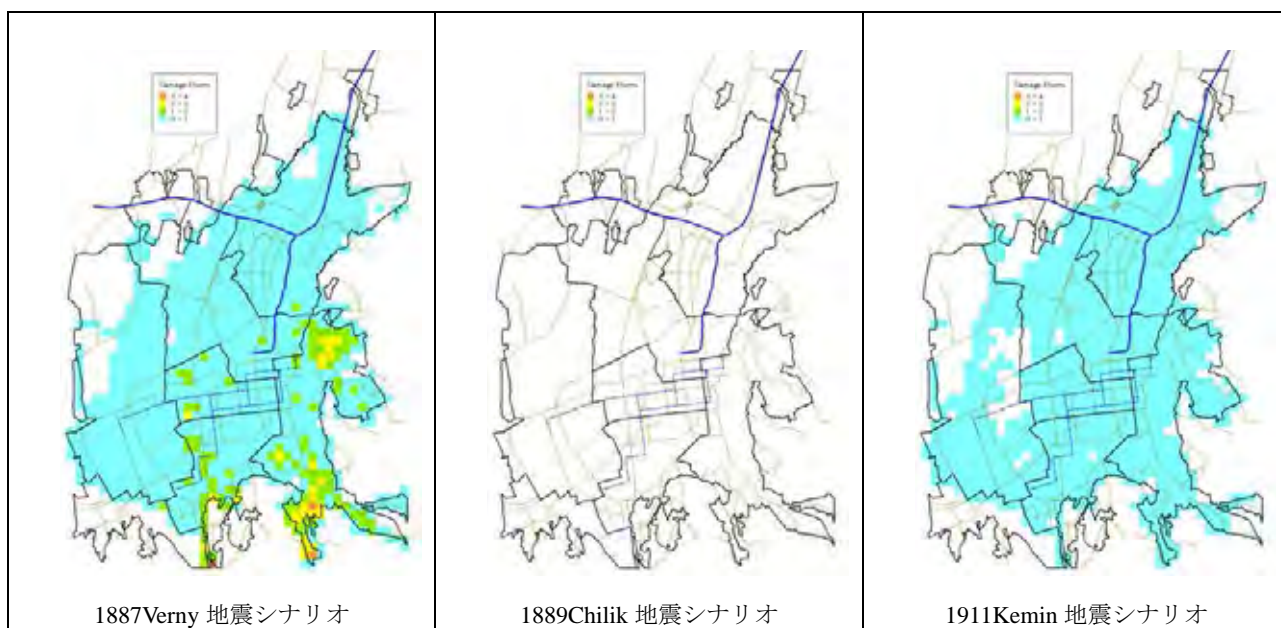


図 6.4.2 上水道管の平均被害分布

6.4.2 下水道の被害想定

下水道施設の被害想定は、アルマティ市内 6 区すべての下水道管 1,274 km を対象に行った。これらの下水道管はすべて地中に埋設されている。

## (1) 被害想定手法

上水道管と同様の方法を用い、下水道管の被害想定は、被害関数を用いて行った。管種・管径係数は表 6.4.3 に示す値を用いた。

表 6.4.3 下水道管の管種係数・管径係数

管種	管径 (mm)	Cp・Cd					
		既往の被害関数				採用値	
		Tokyo	JWWA	Tokyo	JWWA	最大被害	平均被害
石綿セメント管	100-150	2.7	1.2	2.5	1	2.7	1.85
	200-250	2.7	0.96	2.25	1	2.7	1.63
鉄筋コンクリート管	ALL	-	1	-	1	1	1
陶管	ALL	-	1	-	1	1	1
铸铁管	100-150	1.2	1	1	1	1.2	1
	200-250	1.2	0.8	0.9	1	1.2	1
その他	ALL					1	1

\*1)本管はすべて鉄筋コンクリート管と仮定した。

\*2)取付管の管径は 200 mm から 250 mm と仮定した。

\*3)宅内排水管の管径は 100 mm から 150 mm と仮定した。

## (2) 被害想定結果

500m グリッド毎に被害を算出し、集計した結果を表 6.4.4 に示す。平均被害の分布を図 6.4.3 に示す。1887 Verny 地震シナリオでは最大約 1,400 箇所被害が想定され、メデウスキー区、での被害率が高い。

表 6.4.4 下水道管の被害想定結果

区	管路延長 (km)	被害箇所数					
		1887 Verny 地震シナリオ		1889 Chilik 地震シナリオ		1911 Kemin 地震シナリオ	
		最大	平均	最大	平均	最大	平均
アルマリンスキー区	209	146	66	7	0	47	9
アウエゾフスキー区	231	157	67	7	0	52	9
ボスタンディックスキー区	258	455	216	10	0	83	24
ジェティスウスキー区	173	111	52	9	0	46	13
メデウスキー区	177	391	180	10	0	69	26
トゥルクシプスキー区	227	147	68	16	0	70	22
合計	1,274	1,408	649	59	0	366	103

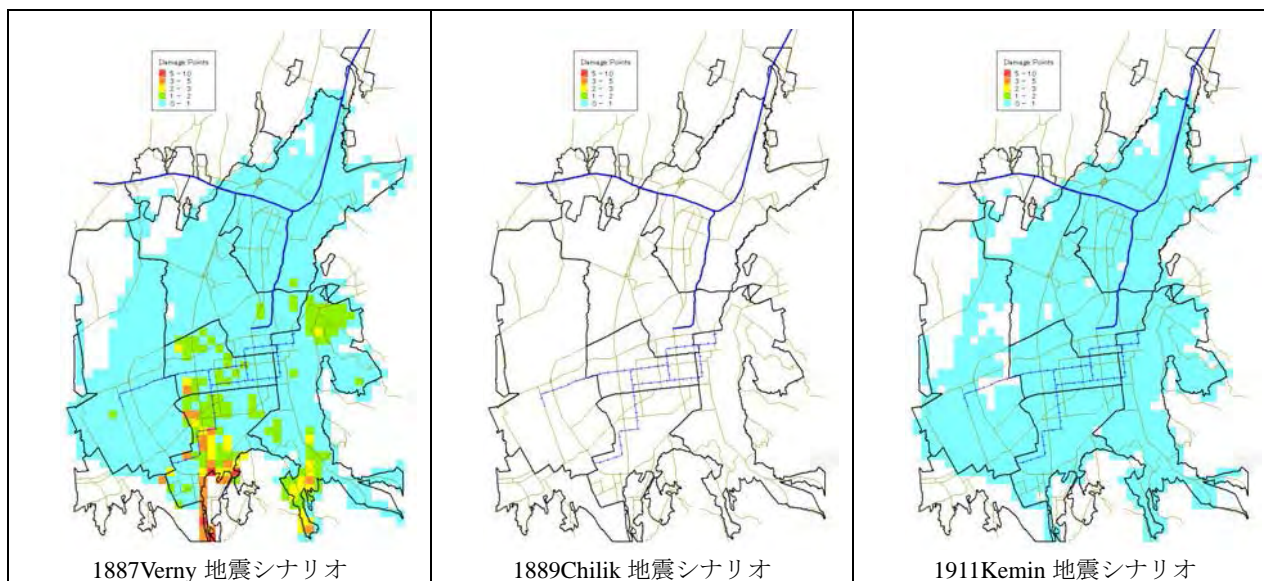


図 6.4.3 下水道管の平均被害分布

### 6.4.3 ガスの被害想定

ガス供給施設の被害想定は、アルマティ市内のすべての高圧～低圧ガス管 2,920km を対象に行った。その内訳は、地中管 800km、地上管 2,120km である。

#### (1) 被害想定手法

##### 1) 地中管

地中に埋設されたガス管については、上水道管と同様に、既往の被害関数（東京都（1997）、Federal Emergency Management Agency（1999））を参考にして最大被害と平均被害を算出した。既往の標準被害率を図 6.4.4 に示す。

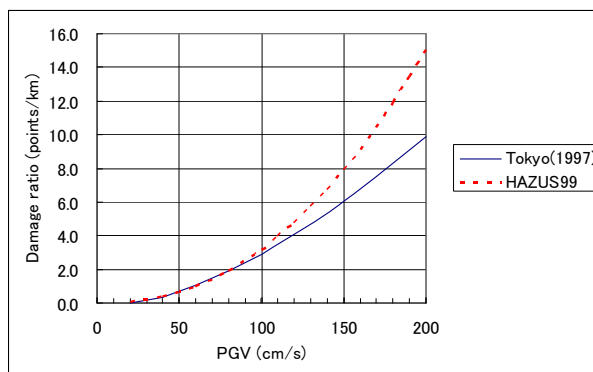


図 6.4.4 ガス地中管の標準被害率

\*1)Tokyo: Tokyo Metropolitan (Japan)

\*2)HAZUS: Federal Emergency Management Agency (USA)

以下に、採用した被害関数を示す。

$$R_m = R \cdot C_p \cdot C_d \cdot C_l$$

$$\text{(最大被害)} R = 1 \cdot 10^{-4} \cdot V^{2.25}$$

$$\text{(平均被害)} R = 3.89 \cdot 10^{-3} \cdot (V-20)^{1.51}$$

ここに、

$R_m$  : 被害関数 (箇所/km)

$R$  : 標準被害率 (箇所/km)

$C_p$  : 管種係数 (表 6.4.5 参照)

$C_d$  : 管径係数 (表 6.4.5 参照)

$C_l$  : 液状化係数(液状化が想定されないため  $C_l=1.0$  とする)

$V$  : 地表最大速度(cm/sec)

表 6.4.5 ガス地中管の管種係数・管径係数

管種	管径 (mm)	Cp Cd	
		最大被害	平均被害
鋼管	すべて	1	0.3

## 2) 地上管

アルマティ市のように地上にガス管が配管されているケースは非常に稀であるため、地上のガス管の地震被害実績については報告例が見当たらない。また、「カ」国のガイドラインによると、地上のガス管は MSK 震度 8~9 で完全な破壊(被害率 75%程度)が生じるとされているが、過去の大規模地震による被害データがないため、検証が困難である。

一方、地上のガス管は、建物の壁から建物内へ引き込まれているため、建物と一体となり被害を受けることが想定される。そこで、地上のガス管については、管路延長に建物被害率を乗じて被害延長を算出した。

### (2) 被害想定結果

500 m グリッド毎に被害を算出し、集計した結果を表 6.4.6 と表 6.4.7 に示す。平均被害分布図を図 6.4.5 と図 6.4.6 に示す。



表 6.4.6 ガス地中管の被害想定結果

区	管路延長 (km)	被害箇所数					
		1887 Verny 地震シナリオ		1889 Chilik 地震シナリオ		1911 Kemin 地震シナリオ	
		最大	平均	最大	平均	最大	平均
アルマリンスキー区	117	58	16	3	0	18	2
アウエゾフスキー区	196	88	24	4	0	28	3
ボスタディックスキー区	159	181	54	4	0	34	6
ジェティスウスキー区	93	46	13	4	0	19	3
メデウスキー区	100	142	40	4	0	26	6
トゥルクシブスキー区	132	61	17	7	0	30	6
合計	796	575	165	25	0	155	26

表 6.4.7 ガス地上管の被害想定結果

区	管路延長 (km)	被害延長(km)		
		1887 Verny 地震シナリオ	1889 Chilik 地震シナリオ	1911 Kemin 地震シナリオ
アルマリンスキー区	129	25	5	15
アウエゾフスキー区	448	120	18	70
ボスタディックスキー区	190	60	6	28
ジェティスウスキー区	332	84	21	58
メデウスキー区	410	151	26	82
トゥルクシブスキー区	608	176	60	131
合計	2,118	616	136	384

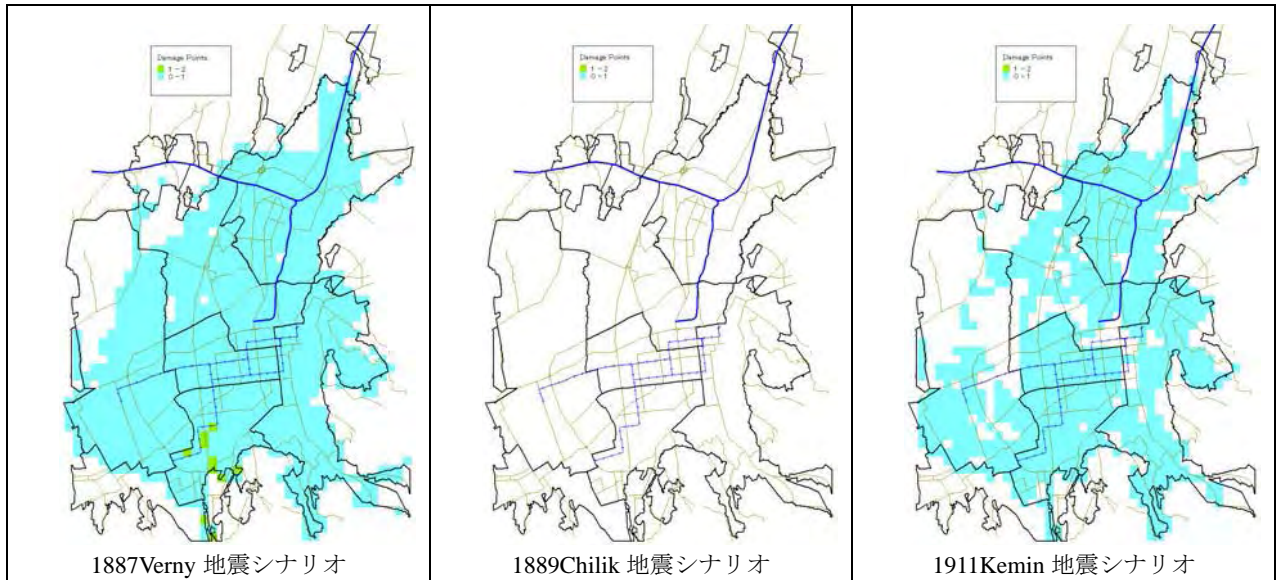


図 6.4.5 ガス地中管の平均被害分布

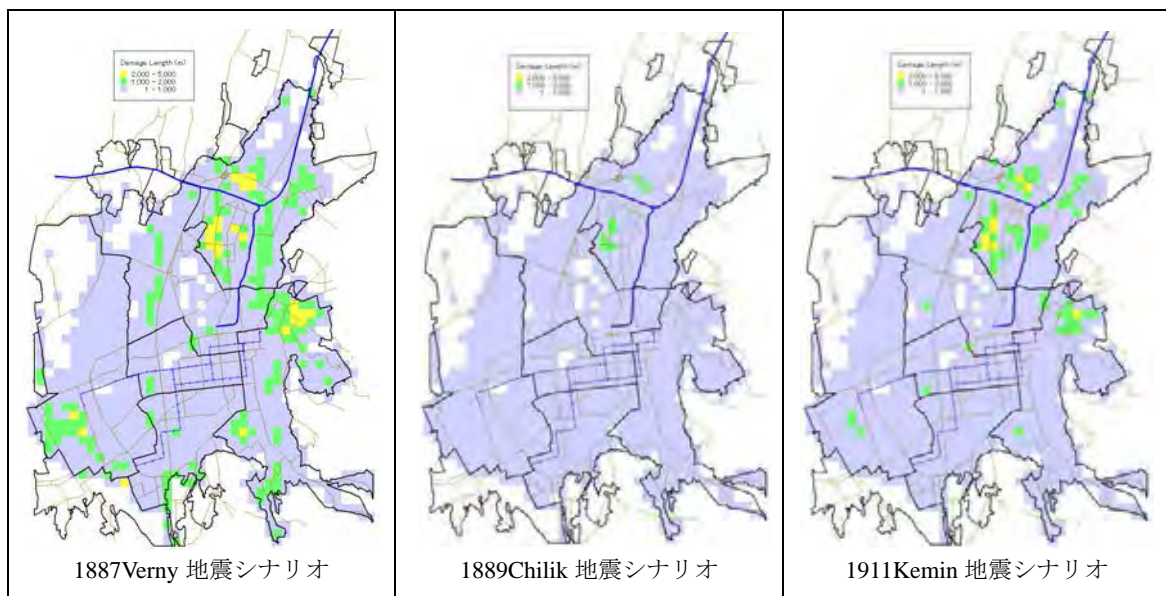


図 6.4.6 ガス地上管の平均被害分布

#### 6.4.4 電力の被害想定

電力供給施設の被害想定は、株式会社 APK より入手した電力網図に基づき、35kV 以上の主要送電線を対象に行った。送電線は、架空線と地中線に分類される。

##### (1) 被害想定手法

###### 1) 架空線

「カ」国のガイドラインによると、架空線は MSK 震度 8.5～9 で完全な破壊(被害率 75%程度)が生じるとされている。しかしながら、既往の被害関数と比較すると、この被害率は過大とみられる。そこで、図 6.4.7 に示す既往の被害関数(東京都(1997)、Federal Emergency Management Agency (1999)、埼玉県(1998))を参考にして、最大被害と平均被害を算出することとした。本調査では、HAZUS と埼玉県(1998)の被害関数をそれぞれ最大被害と平均被害の算出に用いた。

###### 2) 地中線

「カ」国のガイドラインによると、地中線は MSK 震度 12 でも重大な被害は生じず、これは過小評価とみられる。したがって、図 6.4.8 に示す東京都(1997)の被害関数を用いて、被害率を定量的に求めた。



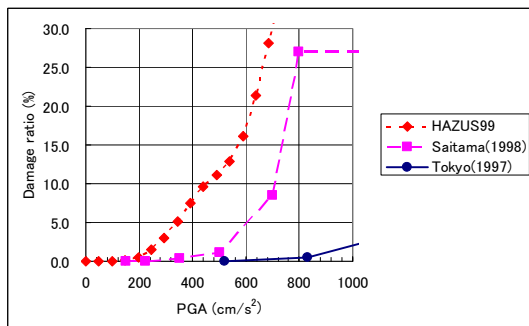


図 6.4.7 送電線(架空線)の被害関数

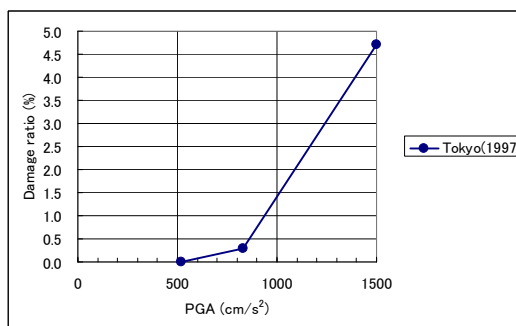


図 6.4.8 送電線(地中線)の被害関数

- \*1)Tokyo: Tokyo Metropolitan (Japan)
- \*2)Saitama: Saitama Prefecture (Japan)
- \*3)HAZUS: Federal Emergency Management Agency (USA)

(2) 被害想定結果

500 m グリッド毎に被害を算出し、集計した結果を表 6.4.8 に示す。平均被害分布図を図 6.4.9 に示す。なお、被害が発生するのは架空線のみであり、地中線には被害は発生しない。

表 6.4.8 主要送電線の被害想定結果

区	線路延長 (km)	被害延長(km)					
		1887 Verny 地震シナリオ		1889 Chilik 地震シナリオ		1911 Kemin 地震シナリオ	
		最大	平均	最大	平均	最大	平均
アルマリンスキー区	26.6	1.3	0.09	0.02	0.00	0.39	0.01
アウエゾフスキー区	156.1	5.4	0.32	0.06	0.00	1.69	0.04
ボスタンディックスキー区	39.8	3.6	0.37	0.03	0.00	0.82	0.04
ジェティスウスキー区	79.7	3.7	0.23	0.14	0.00	1.49	0.07
メデウスキー区	52.0	7.7	1.92	0.08	0.00	1.60	0.09
トゥルクシブスキー区	33.3	1.1	0.07	0.07	0.00	0.51	0.03
合計	387.4	22.9	2.99	0.39	0.00	6.50	0.28

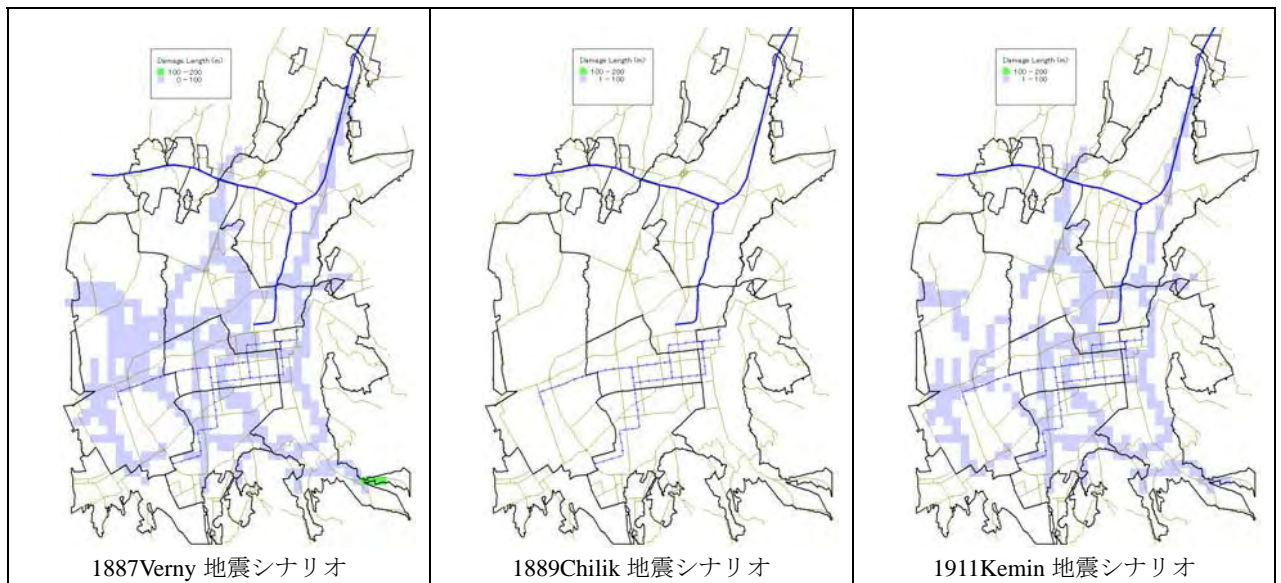


図 6.4.9 主要送電線の平均被害分布

#### 6.4.5 上下水道施設の耐震化および規制

上下水道施設の耐震化の現状を把握するとともに、耐震化方策の提案をとりまとめるために、以下の調査を行った。国家公共事業体「ヴォダカナル社」は、アルマティ市内の上下水道の運営・維持・管理を行っている企業であり、アルマティ市の16の「緊急対応機構」の1つである「給排水機構」を単独で構成している。

- 耐震設計基準の文献調査
- 「ヴォダカナル社」へのヒアリング調査

##### (1) 耐震設計基準

水供給施設の設計基準として、1985年に公布された SNiP 3.05.04-85, “External networks and the construction of water supply and canalization” を入手した。この基準は、に示す内容で構成されている（表 6.4.9 参照）。

SNiP 3.05.04-85 第6章によると、地震区域では地震に対する安全性を保障するための対策を講じなければならないと記述されている。具体的な内容としては、以下の方策が挙げられている。

- 鋼製の管および加工品は、電気アークにより溶接しなければならない。
- 鉄筋コンクリート製の管路や井戸では、可塑剤を添加したセメントモルタルを使用しなければならない。

表 6.4.9 SNiP 3.05.04-85 の構成

第1章	一般注意事項	第5章	給配水設備の施工
第2章	土工	第6章	特殊な自然・気象条件における要求事項
第3章	配管	第7章	管路の試験
第4章	自然および人工の障害物の横断		

1985年以前の耐震設計基準については、確認できなかった。

## (2) 管路施設の耐震化の現状

「ヴォダカナル社」よりヒアリングした管路施設の現状は、以下のとおりである。

上水道管 2,500 km、下水道管 1,330 km のうち、約 70% が耐用年数を経過し、老朽化が進んでいる。ソ連時代は年間 50 km～70 km のペースで老朽管の更新を行っていたものの、ここ 10 年の更新延長は年間 1 km～2 km、多くても 4 km である。更新工事箇所は、事故が起こった箇所にはほぼ限定され、修理・更新の費用は年間 200 億テング程度である。最近は、耐震性に優れたプラスチック製の管材やフレキシブルジョイントも使用され始めている。一方、管路施設の老朽化のため、上水道では給配水の過程で水量の 30% 以上をロスしている。また、下水道では MSK 震度 3 程度の地震の後に、陶管の被害が見られる。

上記のように老朽管の更新が進まない理由は、資金不足である。「ヴォダカナル社」では毎年 50 km 程度の管路更新計画を作成しているが、資金不足のため実行されていない。「ヴォダカナル社」の財源は基本的に使用料収入である。今年度はアルマティ市から 1 億 4000 万テングの補助があるが、これらは電気料金や自動車購入の費用に充てられる。

「ヴォダカナル社」は上下水道施設の運営・維持・管理を行う会社であり、新規建設事業に関してはアルマティ市建設管理局と開発業者が主体となる。「ヴォダカナル社」では、計画をチェックし、不具合がある場合には修正を依頼している。また、2008 年 9 月から、アルマティ市が定めた規則により、「ヴォダカナル社」は民間事業の施工管理を有料で請け負うことができるようになった。ただし、企業収入の 5% 以内の範囲に限定されている。

管路施設の現状をまとめると、1985 年に公布された SNiP では地震対策が要求されているものの、現有施設の大部分はそれ以前に建設されたものであり、基準に適合していないと考えられる。また、仮に 1985 年以前に同等の耐震設計基準が存在していたとしても、現有施設は老朽化が進んでいるため、全般的に耐震性は低いと考えられる。

## (3) 拠点施設の耐震化の現状

主な上下水道施設の概要を表 6.4.10 に示す。地下水源と地表水源を合わせた計画取水量は年間 487.062 千 m<sup>3</sup> となるが、2006 年の実際の年間取水量は 254.483 千 m<sup>3</sup> であり、現状では十分に余裕のある水源が確保されていると言える。

表 6.4.10 上下水道拠点施設の概要

種類	名称	主な設備	年数	計画能力	稼働実績
取水施設 (地下水)	アルマティ取水場	24 箇所の取水ユニット 151 本の井戸 上層 165-200m : 80% 中層 200-300m : 13% 下層 300-500m : 7%	設備稼働 18-45 年	529.580 m <sup>3</sup> /日	
	タルガル取水場	14 箇所の取水ユニット 124 本の井戸 上層と下層	設備稼働 18-22 年	506.860 m <sup>3</sup> /日	
	小アルマティ 渓谷取水場			18.820 m <sup>3</sup> /日	
	(小計)			1,055.260 m <sup>3</sup> /日 385,169 m <sup>3</sup> /年	417.590 m <sup>3</sup> /日 164,949 m <sup>3</sup> /年
取水施設 (地表水)	アルマティ川 とその支流			279.160 m <sup>3</sup> /日 101,893 m <sup>3</sup> /年	245.300 m <sup>3</sup> /日 89,534 m <sup>3</sup> /年
浄水施設	ろ過プラント “Medeu”	沈殿池(D=56m, V=11000m <sup>3</sup> ) ろ過槽(D=6.25m, H=4.6m)x14 塩素消毒	1972 建設	24.160 m <sup>3</sup> /日	22.920 m <sup>3</sup> /日
	主浄水場	凝集沈殿池、ろ過槽、塩素消毒		254.000 m <sup>3</sup> /日	222.970 m <sup>3</sup> /日
下水処理 施設		沈殿池 エアレーションタンク 汚泥処理	1970 建設 1980 生物 処理設備 導入	560.000 m <sup>3</sup> /日	400.000 m <sup>3</sup> /日

「ヴォダカナル社」よりヒアリングしたところ、アルマティ市にある拠点施設は MSK 震度 9 に耐えられるように建設されているとのことである。建設年度は概ね 25 年～30 年前であり、劣化調査や耐震診断が行われていないため、現状でも震度 9 に耐えられるかは、不明である。

地下水の取水施設については、1990 年に地震研究所が調査を行った結果、ポンプ設備自体は MSK 震度 9 に耐えられると報告されている。しかし、MSK 震度 3 程度の地震が起これると、井戸のケーシングの継手部に被害が生じ、5 本の井戸のうち 1 本の割合で掘り直さなければならないとのことである。アルマティ市全体に 300 本以上ある井戸のうち、現在通常稼働しているのは 130～140 本であり、休止している井戸についてカメラによる点検や設備保全が行われている。

#### (4) その他の地震対策の現状

アルマティ市の配水管網はループ化されているため、局所的な被害があっても水供給サービスを継続することが可能である。

また、通常時は給水量の 2/3 を地下水、1/3 を表流水から取水しているが、非常時には大アルマティ川、小アルマティ川からの表流水の取水のみで 10L/人/日の給水量を確保することができる。仮に管路が壊滅的な被害を受けたとしても、表流水をポンプで取水し輸送できるよう、「ヴォダカナル社」はディーゼル発電機や 10 台程度の給水車も所有している。

「ヴォダカナル社」はいくつかの関連企業によって構成されているが、企業毎、地区毎に非常事態担当者が定められている。災害や事故発生時には、まず各企業および地区の担当者が被害調査を行い、漏水箇所のバルブを閉めるなどの初期対応を行う。被害の情報は、「ヴォダカナル社」のコールセンターへ24時間体制で報告され、そこからアルマティ市防災局へ報告される。「ヴォダカナル社」は44チーム320名の修理班（2008年11月時点でヒアリングした情報）を抱えており、通常の事故に対しては1日8時間、非常事態に対しては2～3交代制で復旧作業に当たる。復旧の優先箇所などの指示は市から出される。復旧作業が大規模になる場合は、市から外部へ支援を仰ぐ。

## (5) 耐震化方策の提案

地震の被害、特に二次被害の軽減のためには、飲料水の確保は重要な課題である。建物倒壊による断水、限られた数の給水車両、ガレキによる給水車両の通行不能、家庭での飲料水の備蓄が進んでいないことなどに加えて、老朽化した管路施設や給排水施設が更新されていないことから、深刻な事態が起これる。

上記の全ての問題点について対策をとる必要があるが、給配水施設の耐震化、特に老朽化した管路施設の更新は、改善効果が大きいと判断される上、被害を出さないという抜本的な対策でもあり、重要な課題である。

管路施設の更新を促進するにあたり、使用料収入によるヴォダカナル社の自己資金だけでは困難であることがわかった。したがって、ヴォダカナル社が更新を計画している施設に対して、市が優先度の高い箇所を選定し、予算措置を行うことが求められる。特に、防災拠点となる公共施設や病院への給配水およびその排水を行う上下水道管路は、最も優先して耐震化を行うべきである。

### 6.4.6 ガス施設の耐震化および規制

ガス供給施設の耐震化の現状を把握するとともに、耐震化方策の提案をとりまとめるために、以下の調査を行った。株式会社アルティガスネットワークは、アルマティ市内へのガスの供給とガス供給施設の維持管理を行っている企業であり、アルマティ市の16の「緊急対応機構」の1つである「ガス供給機構」の主要企業である。

- 耐震設計基準の文献調査
- 株式会社アルマティ ガスネットワークへのヒアリング調査

#### (1) 耐震設計基準

ガス供給施設の設計基準として、1987年に公布されたSNiP 2.04.08-87, “Gas supply” および1988年に公布されたSNiP 3.05.02-88, “Gas supply”を入手した。これらの基準は、およびに示す内容で構成されており、前者はガス供給システム全般、後者は管路施設に関する基準となっている（表 6.4.11 と表 6.4.12 参照）。

SNiP 2.04.08-87 第 10 章では地震区域へのガス供給に関する要求事項、第 11 章では地震区域で使用する材料についての要求事項が記述されている。その主な内容は、以下のとおりである。

- 人口 100 万人以上で震度 7 以上の都市へのガス供給を設計する場合、市内の反対方向にある 2 箇所以上のガス配給施設からガスを供給しなければならない。
- ガス管が建物の壁や人孔を通過する箇所では、伸縮性と水密性を持たせなければならない。
- 震度 8 および 9 の区域の地上管については、障害物との交差部、ガス管と機器の接続部、および玄関口に補整器を設けなければならない。

また、SNiP 3.05.02-88 第 2 章では、管の布設条件に応じた検査基準が定められているが、震度 7 以上の区域の地中管に対しては、ガス圧にかかわらず最も厳しい基準が適用され、溶接を行った全箇所について、X 線か超音波による検査を行うよう記述されている。

表 6.4.11 SNiP 2.04.08-87 の構成

第 1 章	一般注意事項	第 7 章	熱供給ステーションのガス供給システム
第 2 章	ガス供給システムとガス圧規準	第 8 章	ガス充填施設・貯蔵施設
第 3 章	ガス流量の算定とガス管の設計	第 9 章	貯蔵施設からの液化ガスの供給
第 4 章	屋外のガス管の施工	第 10 章	特殊な自然・気象条件における要求事項
第 5 章	ガス調整所	第 11 章	材料と工業製品
第 6 章	屋内のガス供給装置	第 12 章	ガス供給の自動制御システム

表 6.4.12 SNiP 3.05.02-88 の構成

第 1 章	一般注意事項	第 6 章	ガス管路システムの構築
第 2 章	鋼管の接合と溶接	第 7 章	特殊な自然・気象条件におけるガス管の保護
第 3 章	腐食対策	第 8 章	ポリエチレン管の特性
第 4 章	屋内外の管および機器の設置	第 9 章	試験の実施
第 5 章	自然および人工の障害物の横断		

さらに、2003 年に公布された IBC (International Business Code) 4.03-01-2003 では、耐震性を考慮した管種の選定について規定しており、震度 6 を超える区域でのポリエチレン管の使用を許可していない。このため、アルマティ市内全域においては、地上管、地中管ともに、GOST 10704-91、GOST 8732-78、GOST 3262-75 に準拠する、電気溶接した鋼管を使用しなければならない。

## (2) 管路施設の耐震化の現状

株式会社アルマティ ガスネットワークよりヒアリングしたところ、ガス管路施設については以下の手順で更新が行われているとのことである（表 6.4.13 参照）。

布設後 10 年を経過した管は 5 年毎、25 年を経過した管は 3 年毎に、サウンディング法による点検を行う。点検の結果に異常があれば、管の一部を掘り起こして目視による診断を行う。診断の結果、変色等の数をもとに更新の優先順位を決定し、予算に応じて優先順位の高い箇所から更新する。に年度別のガス管路更新延長を示す。

表 6.4.13 ガス管路の更新実績および計画

年度	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008-2015
更新延長 (km)	49.42	47.322	87.94	158.86	50.748	17.3	合計 111.5 (計画)

株式会社アルマティガスネットワークの財源としては、使用料収入に加えて、親会社である国営企業カズトランスガスを通じて国家予算が配分されている。このため、点検や更新工事に必要な予算は確保できている。このほかに、特別な事業に対してはアルマティ市からも予算が配分されている。現在、市から予算が与えられている事業は2つあり、1つは高価な液化ガスを安価な天然ガスに切り替える事業、もう1つは新規市街化区域へガス供給を拡張する事業である。

また、現在、中圧管 363 km のうち 105 km (29%)、低圧管 2,540 km のうち 2,014 km (79%) が地上に設置されているが、アルマティ市建築都市計画局は地中管への切り替えを要請している。しかし、埋設スペースがないことや、地上にあった方が管理しやすいと考えられていることから、地中管への切り替えは進んでいない。

総評すると、ガス管路施設については SNiP や GOST 等の基準を遵守し、維持管理も適切に行われていると考えられることから、耐震性は比較的良好であるものと期待できる。

### (3) その他の地震対策の現状

ガスを供給しているブロック毎に、ガス圧の異常に反応して自動的にガスを遮断する装置が設置されている。地震が発生した場合、これらの装置が反応してガスの供給を遮断する。このような装置は、地上管でも地中管でも同様に、800 m 以内の間隔で設置されている。また、各遮断装置間の配管はループ化されている。さらに、企業やスーパーマーケット等には、個別に自動遮断装置が設置されている。

ガス漏れが発生した場合の二次災害の危険性については、ガス成分が大きく影響するが、株式会社アルマティガスネットワークが供給するガスの成分に関しては GOST に厳格に準拠している。ガスの種類は、液化ガス、天然ガスの 2 種類である。液化ガスの主成分はプロパンとブタンであり、天然ガスは成分の 70% がメタンである。中毒事故の原因となる一酸化炭素は含まれていない。

### (4) 耐震化方策の提案

ガス供給施設については、危険施設として認識されているため、地震対策も含めて安全性の確保に十分な注意が払われているようである。課題を挙げるとすれば、地上管から地中管への切り替えを促進することである。地中管への切り替えのメリットとして、地震動によるガス管の被害の軽減、建物倒壊によるガス管の被害の回避が期待できるとともに、道路上に倒壊した支柱や管路による交通障害をも防ぐことができる。現状では埋設スペースがないという問題点も指摘されているが、地上管が設置されている地区では、耐震性が不足する個人住宅が多いと考えられるため、市街地の再開発と合わせて地中管への切り替えを行うことが望まれる。

また、ガス漏れによる二次災害を防ぐため、自動遮断装置の設置数の増加や点検の強化を図るとともに、その設置状況について市が適切に管理することが求められる。

#### 6.4.7 電力施設の耐震化および規制

電力供給施設の耐震化の現状を把握するとともに、耐震化方策の提案をとりまとめるために、以下の調査を実施した。株式会社 APK (Almaty Power Consolidation) は、アルマティ市およびアルマティ州への電力供給サービスを行っている企業であり、アルマティ市の16の「緊急対応機構」の1つである「エネルギー機構」を構成している企業である。

- 耐震設計基準の文献調査
- 株式会社 APK へのヒアリング調査

##### (1) 耐震設計基準

電気設備に関する基準として、SNiP III-41-76, “The overhead electric transport power lines” 等入手したが、耐震設計に関する記述は見当たらなかった。日本でも、架空線については地震による振動の影響が風圧荷重よりも小さいこと、地中線については地震動による一般的な変位に対してケーブルの可とう性により対応できることから、送電線についての特別な耐震設計基準はなく、「カ」国でも同様と考えられる。

変電所についても特別な耐震設計基準は確認できなかったが、一般的な建物、公共施設等と同様の基準が適用されるものと考えられる。

##### (2) 電力供給施設の耐震化の現状

株式会社 APK よりヒアリングした電力供給施設の耐震化の現状は以下のとおりである。

アルマティ市内の変電所は MSK 震度 9 に耐えられるように建設されているが、建設後 40 年～50 年を経過したものが多く、更新や改良が必要である。2006 年から変電所の更新事業に着手しており、株式会社 APK では 2020 年までの事業計画を作成している。株式会社 APK の電気料金収入だけでは、施設の更新を行うことが財政的に困難であり、公共の電力供給網の建設や更新はアルマティ市の予算で行われている。その金額は 1999 年以降の合計で 90 億テングになる。この予算は株式会社 APK に与えられているわけではなく、市が直接建設や更新を行い、その施設の運営を株式会社 APK が任されている。

##### (3) その他の地震対策の現状

株式会社 APK では、非常事態への対応計画を作成し、年 2 回アルマティ市防災局に提出している。現在、株式会社 APK では、約 1,000 人の作業員と 362 台の作業車、5 基の大型移動式発電所 (250 kW～340 kW) を非常時に備えて確保している。アルマティ市の電力供給網は 5 地区に分割され、各地区にはそれぞれ 3 つのレスキューチーム、5 基の小型移動式発電所 (5 kW) が配備されている。また、株式会社 APK は近隣の州の電力会社とも支援体制を築いている。



#### (4) 耐震化方策の提案

老朽化した施設の更新や補強が最重要課題であると言える。更新事業については、株式会社 APK が計画を作成し、アルマティ市が予算を確保し実行する体制になっているため、両者の連携が必要である。株式会社 APK は、更新計画の根拠として、施設の老朽度や日常の運転におけるトラブル発生箇所等の情報を提供し、アルマティ市は、その情報に基づき対策優先度の高い箇所を把握し、効率的に予算を投入していくことが求められる。

また、市街地の再開発が行われる地区では、架空線を地震に対して安全性の高い地中線へ切り替えていくことを推奨する。

#### 参考文献

- 1) 東京都（1997）東京における直下地震の被害想定に関する調査報告書
- 2) 財団法人日本水道協会（1998）地震による水道管路の被害予測
- 3) 財団法人水道技術センター（2000）地震による水道被害の予測及び探査に関する技術開発報告書
- 4) Federal Emergency Management Agency（1999）HAZUS99 Technical Manual
- 5) 埼玉県（1998）埼玉県地震被害想定調査報告書

## 6.5 火災

調査地内には約 1,000 棟の木造アパートと約 32,000 棟の木造個人住宅があるものと推定される。地震の最中あるいは地震直後に火災が発生した場合、これが延焼する可能性が考えられる。ここでは木造建物の分布状況から延焼の可能性を検討する。

### 6.5.1 延焼の可能性

地震の揺れの最中あるいは地震後には、さまざまな原因で火災が発生することがある。地震に伴う火災の特徴としては、それらがほぼ同時に出火することがあげられる。1887Verny地震シナリオのように大災害が発生する状況では、消防組織の対応能力を超える火災が発生し、多くの火災が消火できずに延焼する事態が考えられる。

消火活動が行われない状況での延焼の可能性と焼失率は、建物の密集度と木造家屋の割合に大きく影響される。図 6.5.1 に示したグラフは、兵庫県南部地震における神戸市での火災事例から作成された、「可燃領域率」と「焼失面積率」の関係で、可燃領域率が大きいほど焼失面積率は大きくなる。このグラフは、内閣府の地震被害想定調査でも用いられている。延焼には風も影響を与える。図 6.5.1 に示した関係は風速が 3 m/sec の場合を表したもので、数値計算から風速が 15 m/sec になれば焼失率は 2 倍になると考えられている。可燃領域率と焼失面積率の定義は以下のようなものである。

$$\text{可燃領域率} = \left( 1 - \frac{\text{空地面積}}{\text{街区面積}} \right) \times \left( \frac{\text{木造建物の建築面積}}{\text{全建物の建築面積}} \right)$$

$$\text{焼失面積率} = \frac{\text{焼失建物の建築面積}}{\text{木造建物の建築面積}}$$

空地：公園、水面、草地、道路など

ちなみに、過去 5 年間の気象データから、月平均風速の最大値は 2.4 m/sec、月最大風速の最大値は 15 m/sec となっている。

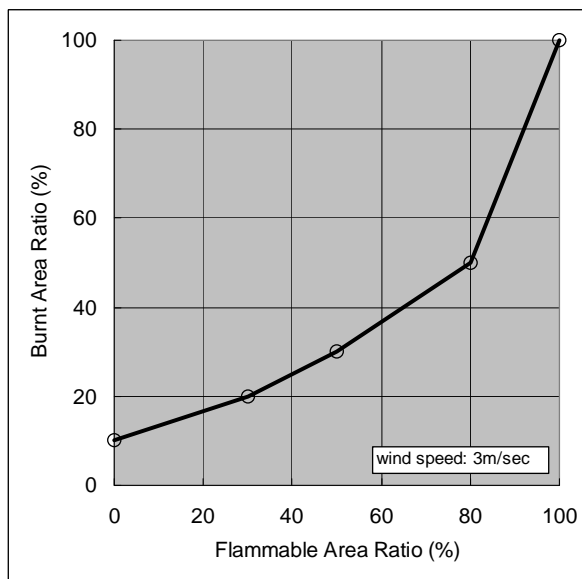


図 6.5.1 焼失面積率と可燃領域率の関係

### 6.5.2 火災の被害想定

可燃領域率から、最大焼失棟数を以下の仮定の下に計算した。

- 延焼可能性のあるすべてのグリッドで火災が発生する
- 消火活動は行われない
- 延焼は、自然鎮火するまで続く

可燃領域率は、建築物被害想定に用いた建物現況データと本調査で新たに作成した GIS データを用いて評価した。図 6.5.2 に示したのは、木造建築物の分布である。「アルマティ II 駅」の東に多くの木造建物が存在していることが分かる。図 6.5.3 が計算された最大焼失棟数分布である。赤で示された領域ほど延焼の可能性が高いことを示している。

次に、以下の兵庫県南部地震における神戸市での経験から、火災による死者数を算定した。

- 震動によって倒壊した木造建物内に閉じ込められた人の一部が焼死する
- 焼失地域内にある大破以上の被害を受けた木造建物の居住者のうち 15%が焼死する

算定結果を表 6.5.1 に示した。焼死者は最悪の場合でも 500 名以下と想定される。したがってアルマティでの地震による死傷者は主に建築物の倒壊によって発生するものといえる。

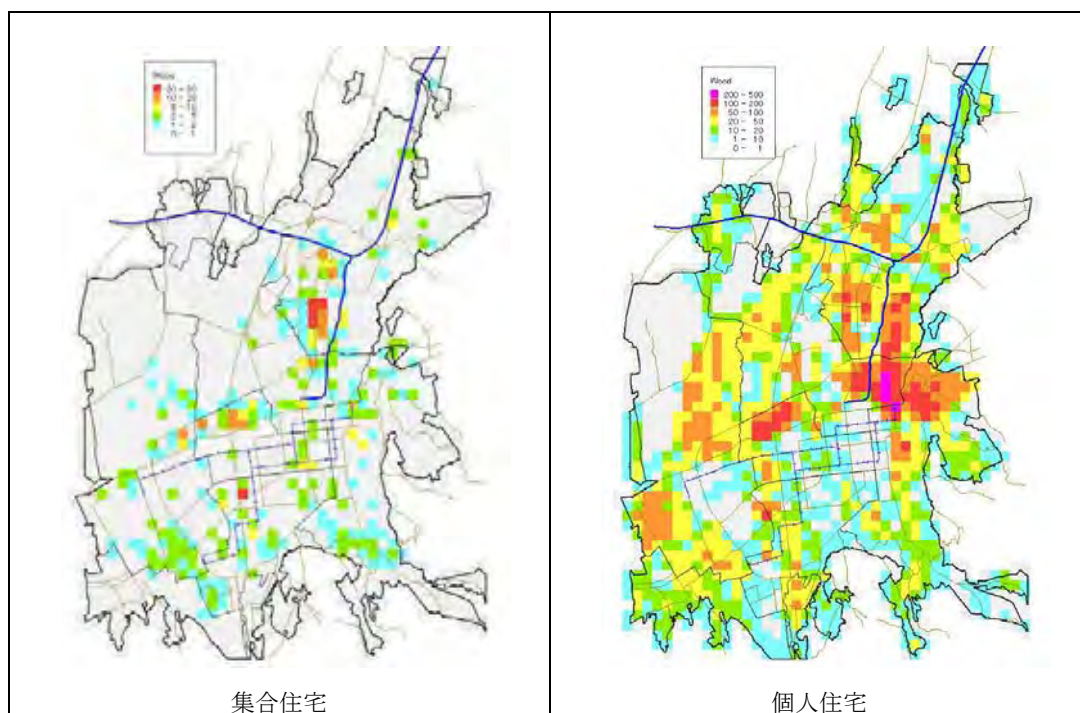


図 6.5.2 木造建物の分布

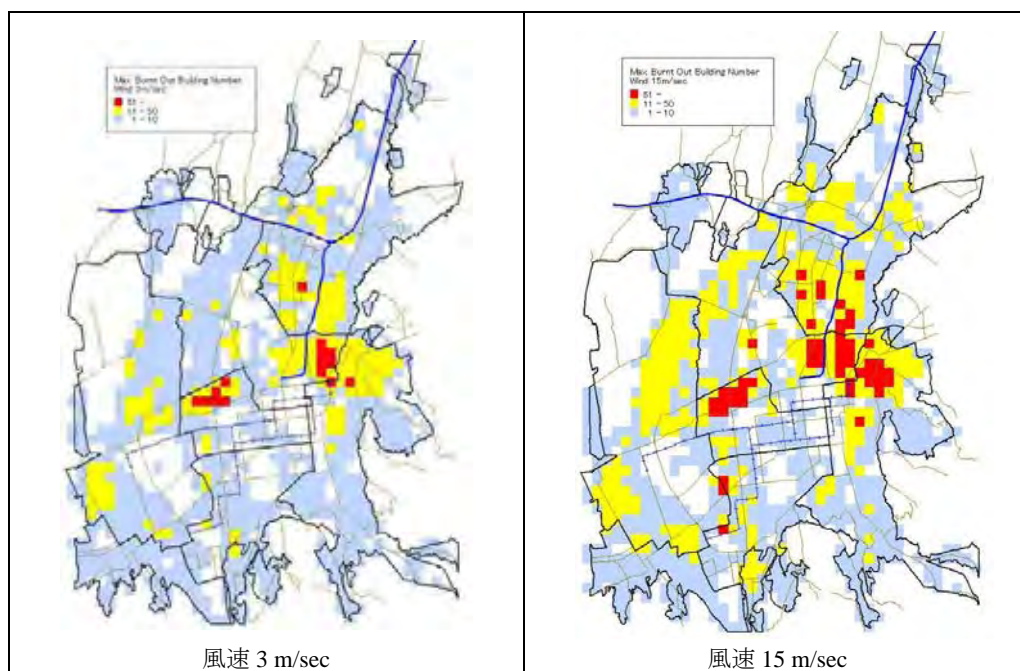


図 6.5.3 最大焼失棟数分布想定結果

表 6.5.1 火災による被害想定結果のまとめ

風速	最大焼失棟数	最大焼死者数		
		1887Verny 地震シナリオ	1889Chilik 地震シナリオ	1911Kemin 地震シナリオ
3m/sec(10.8km/h)	7,000	250	10	90
15m/sec(54.0km/h)	14,000	500	30	180

参考文献

- 1) 内閣府, 2003, 東南海、南海地震等に関する専門調査会(第10回)資料.