

第4編 地盤災害の想定	4-1
4.1 液状化危険度の想定	4-1
4.1.1 予測方針	4-1
4.1.2 予測手法	4-2
4.1.3 予測結果	4-10
4.2 急傾斜地崩壊危険度の想定	4-12
4.2.1 予測方針	4-12
4.2.2 急傾斜地の地震時危険度ランクの判定	4-12
4.2.3 予測結果	4-16
4.3 河川堤防被害の想定	4-19
4.3.1 予測方針	4-19
4.3.2 予測手法	4-19
4.3.3 予測結果	4-19
4.4 大規模盛土造成地について	4-24
4.4.1 本市における大規模盛土造成地への対応	4-24

## 第4編 地盤災害の想定

### 4.1 液状化危険度の想定

#### 4.1.1 予測方針

液状化危険度の想定は、第3編の地震動想定の結果を用いて、道路橋示方書(2002)<sup>1)</sup>に基づく $F_L$ 法、 $P_L$ 法により、250mメッシュごとの液状化危険度を求めるものとする。図4.1-1に液状化危険度予測の想定フローを示す。

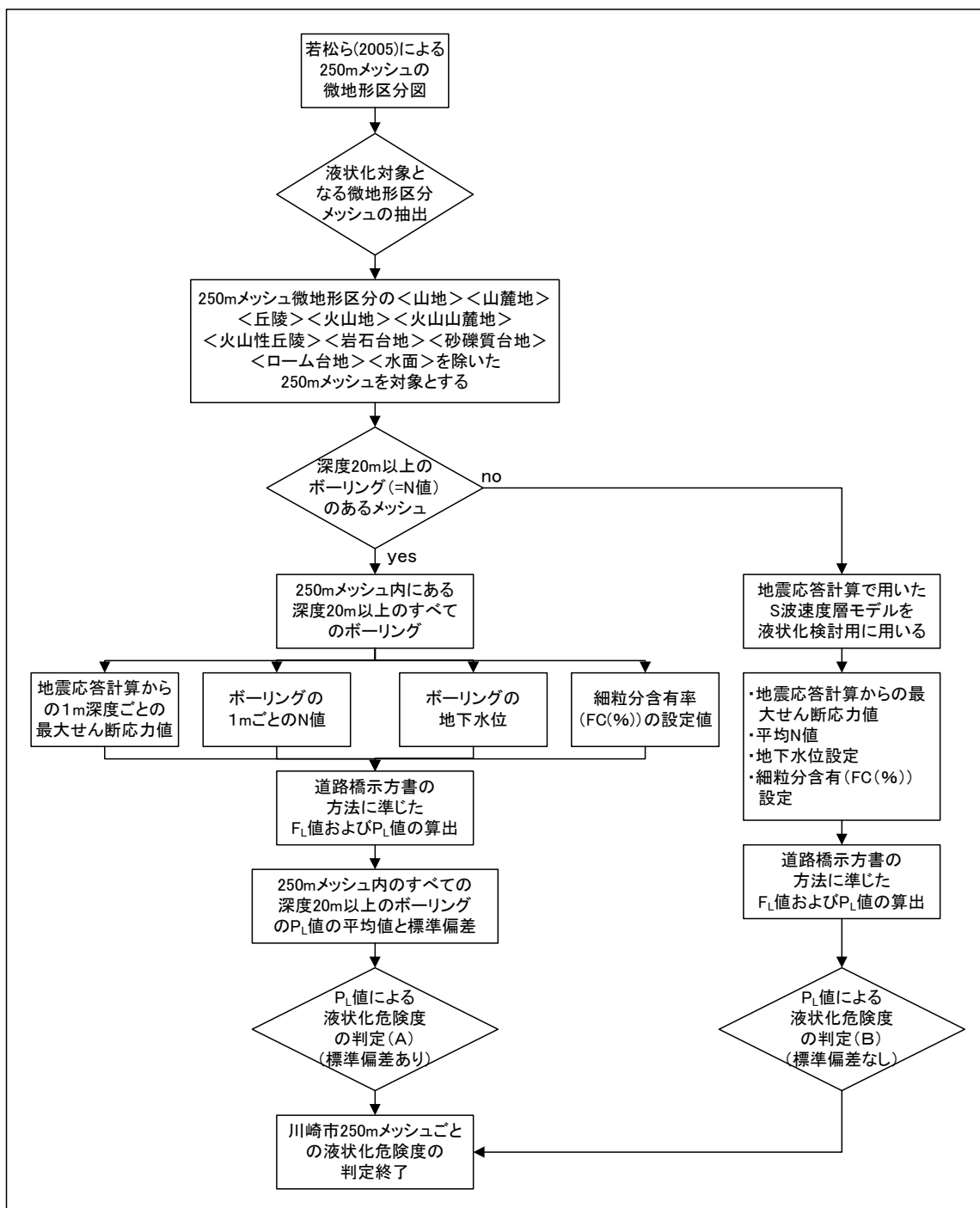


図 4.1-1 液状化危険度の想定フロー

#### 4.1.2 予測手法

液状化危険度の予測は、前掲の図 4.1-1 のフローに示したように、道路橋示方書(2002)<sup>1)</sup>に基づく  $F_L$  法、 $P_L$  法によって行った。

##### ①手法 ( $F_L$ 法、 $P_L$ 法) について

$P_L$  法では、地震時に作用する地震動の強さ（最大せん断応力）と地盤のもっている液状化に対する抵抗力（液状化強度）を各深度で比較して判定し、その判定値（ $F_L$  値）を深さ方向に重みをつけて足し合わせ、地点での液状化危険度の指標となる  $P_L$  値を算定する。

液状化判定の対象とする地層は、過去の液状化事例に基づいて、緩い砂を主体とする地層が深度 20m 以浅に現れる地下水位以深の地層とした。

液状化危険度は、岩崎他(1980)<sup>2)</sup>による新潟地震等の液状化事例の評価に基づいた、 $P_L$  値と液状化危険度の関係から求めた。表 4.1-1 に  $P_L$  値による液状化危険度判定区分を示した。また、 $F_L$  法の概要を図 4.1-2(1)～(4)に、 $P_L$  法の概要を図 4.1-2(5)に示す。

表 4.1-1  $P_L$  値による液状化危険度判定区分（岩崎他(1980)<sup>2)</sup>に加筆）

	$P_L=0$	$0 < P_L \leq 5$	$5 < P_L \leq 15$	$15 < P_L$
$P_L$ 値による液状化危険度判定	液状化危険度は <u>極めて低い</u> 。液状化に関する詳細な調査は不要	液状化危険度は <u>低い</u> 。特に重要な構造物に対して、より詳細な調査が必要	液状化危険度が <u>やや高い</u> 。重要な構造物に対してはより詳細な調査が必要。液状化対策が一般には必要	液状化危険度が <u>高い</u> 。液状化に関するより詳細な調査と液状化対策が不可避

## 8.2 耐震設計上ごく軟弱な土層又は橋に影響を与える液状化が生じると判定された砂質土層の土質定数

### 8.2.1 一般

8.2.2の規定により耐震設計上ごく軟弱な土層と判定された土層、又は、8.2.3の規定により橋に影響を与える液状化が生じると判定された砂質土層については、8.2.4の規定により耐震設計上土質定数を低減させるものとする。

ごく軟弱な粘性土層やシルト質土層、液状化すると判定された土層がある場合には、土の強度及び支持力が低下する可能性がある。このため、8.2.4の規定により耐震設計上土質定数を零あるいは低減させるものと規定した。ただし、設計水平震度を求める際には、6.2.3(1)に規定するように、8.2.4に規定する土質定数の低減は見込まないで固有周期を算出するものとする。

### 8.2.2 耐震設計上ごく軟弱な土層の判定

現地盤面から3m以内にある粘性土層及びシルト質土層で、一軸圧縮試験又は原位試験により推定される一軸圧縮強度が $20 \text{ kN/m}^2$ 以下の土層は、耐震設計上ごく軟弱な土層とみなすものとする。

一般に、一軸圧縮強度が $20 \text{ kN/m}^2$ 以下の粘性土及びシルト質土は、試験時に供試体を自立させることが困難な程度に軟弱であるため、地震時に基礎を有効に支持する効果は期待できない。このため、このような土層を耐震設計上ごく軟弱な土層とみなすこととした。

図 4.1-2(1)  $F_L$ 法の概要その1 (道路橋示方書(2002)<sup>1)</sup>)

### 8.2.3 砂質土層の液状化の判定

(1) 液状化の判定を行う必要がある砂質土層

沖積層の砂質土層で以下の3つの条件すべてに該当する場合には、地震時に橋に影響を与える液状化が生じる可能性があるため、(2)によって液状化の判定を行わなければならない。

- 1) 地下水位が現地盤面から10m以内にあり、かつ、現地盤面から20m以内の深さに存在する飽和土層
- 2) 細粒分含有率  $FC$  が35%以下の土層、又は、 $FC$  が35%を超えても塑性指数  $I_p$  が15以下の土層
- 3) 平均粒径  $D_{50}$  が10mm以下で、かつ、10%粒径  $D_{10}$  が1mm以下の土層

(2) 液状化の判定

(1)の規定により液状化の判定を行う必要のある土層に対しては、液状化に対する抵抗率  $F_L$  を式(8.2.1)により算出し、この値が1.0以下の土層については液状化するとみなすものとする。

$$F_L = R/L \quad \dots\dots\dots (8.2.1)$$

$$R = c_w R_L \quad \dots\dots\dots (8.2.2)$$

$$L = r_d k_{hg} \sigma_v / \sigma'_v \quad \dots\dots\dots (8.2.3)$$

$$r_d = 1.0 - 0.015 x \quad \dots\dots\dots (8.2.4)$$

$$\sigma_v = \gamma_{t1} h_w + \gamma_{t2} (x - h_w) \quad \dots\dots\dots (8.2.5)$$

$$\sigma'_v = \gamma_{t1} h_w + \gamma'_{t2} (x - h_w) \quad \dots\dots\dots (8.2.6)$$

(タイプIの地震動の場合)

$$c_w = 1.0 \quad \dots\dots\dots (8.2.7)$$

(タイプIIの地震動の場合)

$$c_w = \begin{cases} 1.0 & (R_L \leq 0.1) \\ 3.3 R_L + 0.67 & (0.1 < R_L \leq 0.4) \\ 2.0 & (0.4 < R_L) \end{cases} \quad \dots\dots\dots (8.2.8)$$

ここに、

$F_L$  : 液状化に対する抵抗率

図 4.1-2(2)  $F_L$ 法の概要その2 (道路橋示方書(2002)<sup>1)</sup>)

$R$  : 動的せん断強度比

$L$  : 地震時せん断応力比

$c_w$  : 地震動特性による補正係数

$R_L$  : 繰返し三軸強度比で, (3) の規定により求める。

$r_d$  : 地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数

$k_{hg}$  : 6.4.3 に規定するレベル 2 地震動の地盤面における設計水平震度

$\sigma_v$  : 全上載圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$\sigma'_v$  : 有効上載圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$x$  : 地表面からの深さ (m)

$\gamma_{t1}$  : 地下水位面より浅い位置での土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma_{t2}$  : 地下水位面より深い位置での土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma'_{t2}$  : 地下水位面より深い位置での土の有効単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$h_w$  : 地下水位の深さ (m)

### (3) 繰返し三軸強度比

繰返し三軸強度比  $R_L$  は式 (8.2.9) により算出するものとする。

$$R_L = \begin{cases} 0.0882\sqrt{N_a/1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882\sqrt{N_a/1.7} + 1.6 \times 10^{-6} \cdot (N_a - 14)^{4.5} & (14 \leq N_a) \end{cases} \dots\dots (8.2.9)$$

ここで,

<砂質土の場合>

$$N_a = c_1 N_1 + c_2 \dots\dots\dots (8.2.10)$$

$$N_1 = 170N / (\sigma'_v + 70) \dots\dots\dots (8.2.11)$$

$$c_1 = \begin{cases} 1 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC + 40) / 50 & (10\% \leq FC < 60\%) \\ FC / 20 - 1 & (60\% \leq FC) \end{cases} \dots\dots\dots (8.2.12)$$

$$c_2 = \begin{cases} 0 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC - 10) / 18 & (10\% \leq FC) \end{cases} \dots\dots\dots (8.2.13)$$

<れき質土の場合>

$$N_a = \{1 - 0.36 \log_{10} (D_{50}/2)\} N_1 \dots\dots\dots (8.2.14)$$

図 4.2-1 (3)  $F_L$  法の概要その 3 (道路橋示方書 (2002) 1<sup>1)</sup>)

ここに、

$R_L$  : 繰返し三軸強度比

$N$  : 標準貫入試験から得られる  $N$  値

$N_1$  : 有効上載圧  $100 \text{ kN/m}^2$  相当に換算した  $N$  値

$N_a$  : 粒度の影響を考慮した補正  $N$  値

$c_1, c_2$  : 細粒分含有率による  $N$  値の補正係数

$FC$  : 細粒分含有率 (%) (粒径  $75 \mu\text{m}$  以下の土粒子の通過質量百分率)

$D_{50}$  : 平均粒径 (mm)

昭和 39 年新潟地震以後進められてきた研究の成果に加え、平成 7 年兵庫県南部地震の事例解析等に基づき、定めたものである。

(1) 従来、地震時に液状化現象が生じるのは、ほとんどの場合沖積砂質土層である。ただし、兵庫県南部地震や近年の地震において沖積砂質土以外の土層が液状化した例も見られることから、液状化の判定を行う必要がある土層の範囲は、1) ~3) に示すとおりとした。

1) 土層の深さについては、従来の経験及び構造物に与える影響の度合い等を勘案して、現地盤面から 20m までとした。

2) 液状化の判定を行う必要がある土層の粒度の下限值としては、近年の研究成果を踏まえ、条文のように規定したものである。既往の事例によれば、液状化が確認された地盤の大部分は  $FC$  が 35 % 以下の土層であるが、 $FC$  が 35 % を越えても塑性指数の低い土層、たとえば、低塑性シルト質砂等では液状化が生じた事例もあるので、条文のように規定した。したがって、 $FC$  が 35 % 以下であれば、液性・塑性限界試験は行う必要はない。

3) 液状化の判定を行う必要がある土層の粒度の上限值としては、兵庫県南部地震を含む最近の地震において平均粒径が 2 mm を超えるれき質土の液状化が観察されたことを踏まえ、条文のように規定した。ただし、ここに示す粒径は、標準貫入試験により得られる試料を粒度分析して求めた値によるものとする。標準貫入試験の試料は、粒子破碎等の影響により、原位置に比べて粒度が細くなる。この程度は粒子の硬さや粗さにより必ずしも一定の関係があるわけではないが、標準貫入試験の試料の平均粒径 10 mm は概ね原位置の平均粒径 20 mm 程度あるいはそれ以上に相当する。

また、10% 粒径  $D_{10}$  を 1 mm 以下としたのは、粗粒で均等係数の低いれき質土では透水性が高く液状化しにくいことを考慮したものである。ここで、砂質土は、平均粒径  $D_{50}$  が 2 mm 未満、れき質土は、 $D_{50}$  が 2 mm 以上とそれぞれ区分するものとする。

図 4.1-2(4)  $F_L$  法の概要その 4 (道路橋示方書(2002) 1<sup>1)</sup>)

項目	内 容
定 義 式	$P_L = \int_0^{20} F \cdot W(Z) dz$ $F = \begin{cases} 1 - F_L & (F_L < 1.0) \\ 0 & (F_L \geq 1.0) \end{cases}$ $(P_L = \sum_{i=1}^n F \cdot W(Z) \Delta z)$ $W(Z) = 1.0 - 0.5 Z$ <p><math>P_L</math> : 流動化指数, <math>W(Z)</math> : 重み係数, <math>Z</math> : 深度 (m)</p>
判 定 基 準	<p><math>P_L = 0</math> : 液状化危険度はかなり低い。液状化に関する詳細な調査は一般に不要。</p> <p><math>0 &lt; P_L \leq 5</math> : 液状化危険度は低い。特に重要な構造物に対して、より詳細な調査が必要。</p> <p><math>5 &lt; P_L \leq 15</math> : 液状化危険度が高い。重要な構造物に対してより詳細な調査が必要。液状化対策が一般に必要。</p> <p><math>15 &lt; P_L</math> : 液状化危険度が極めて高い。液状化に関する詳細な調査と液状化対策は不可避。</p>

$P_L$  の算出例

右の例は  $F_L$  が連続的に求められないため、以下の式を

$$P_L = \int_0^{20} F \cdot W(Z) dz$$

次のように変形して求めたものである。

$$P_L = \sum_{i=1}^n F \cdot W(Z) \Delta z$$

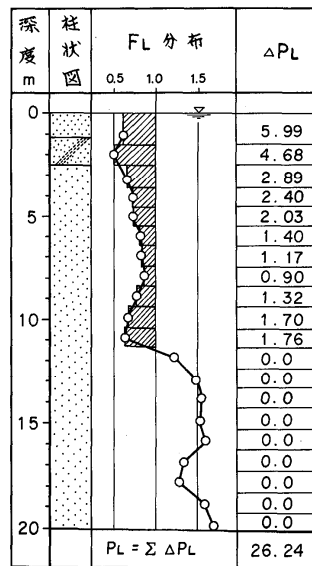


図 4.1-2(5)  $P_L$  法の概要 (岩崎他(1980)<sup>2)</sup> に加筆)



## ②液状化検討の対象地形区分

液状化の検討対象とする地形区分は、若松・松岡（2008）<sup>3)</sup>による微地形区分（図 2.2-7 参照）の次の地形区分とした。

液状化検討対象地形区分：

谷底低地、扇状地、自然堤防、後背湿地、旧河道、三角州・海岸低地、砂州・砂礫州、砂丘、砂州・砂丘間低地、干拓地、埋立地

## ③細粒分含有率

神奈川県（2009）<sup>4)</sup>では、県内における沖積層砂質土（As）の細粒分含有率（ $F_c$ ）の値を設定するために、神奈川県内の動的変形特性試験実施地点での沖積砂質土の粒度試験結果を収集・整理し、その試験結果を基に、N値と細粒分含有率との関係を図 4.1-3 のように設定している。今回の調査でもこの設定を用いることとする。比較のために、亀井・森本・安田・清水・小金・石田（2002）<sup>5)</sup>東京低地の沖積砂質土の関係式を併せて示しておく。

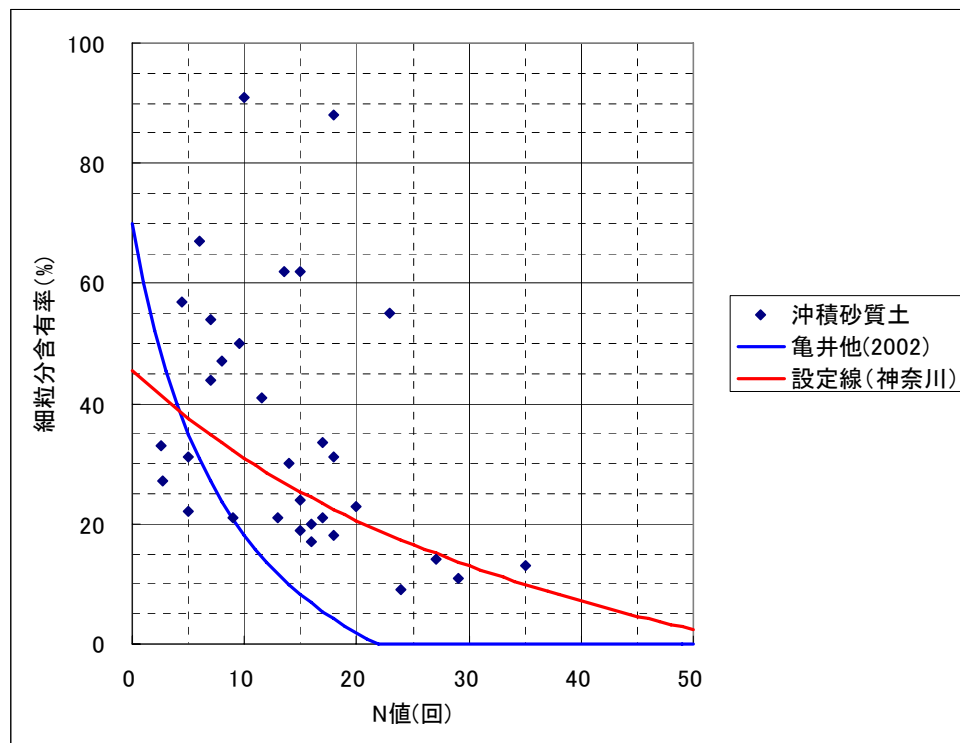


図 4.1-3 N 値と細粒分含有率 ( $F_c$  (%)) との関係（神奈川県（2009）<sup>4)</sup>による）

## ④地下水位

各地点における地下水位については、図 4.1-4(1)に示すボーリングデータの孔内水位の値から地下水位分布図を作成して求めた。この地下水位分布図から液状化判定対象地点のみを抽出して図 4.1-4(2)に示す。ただし、埋立地及び干拓地についてはボーリングデータが不足しているため、神奈川県全域の埋立地、干拓地について平均値、最頻値を求め、これらのうち浅い方の値を採用した。

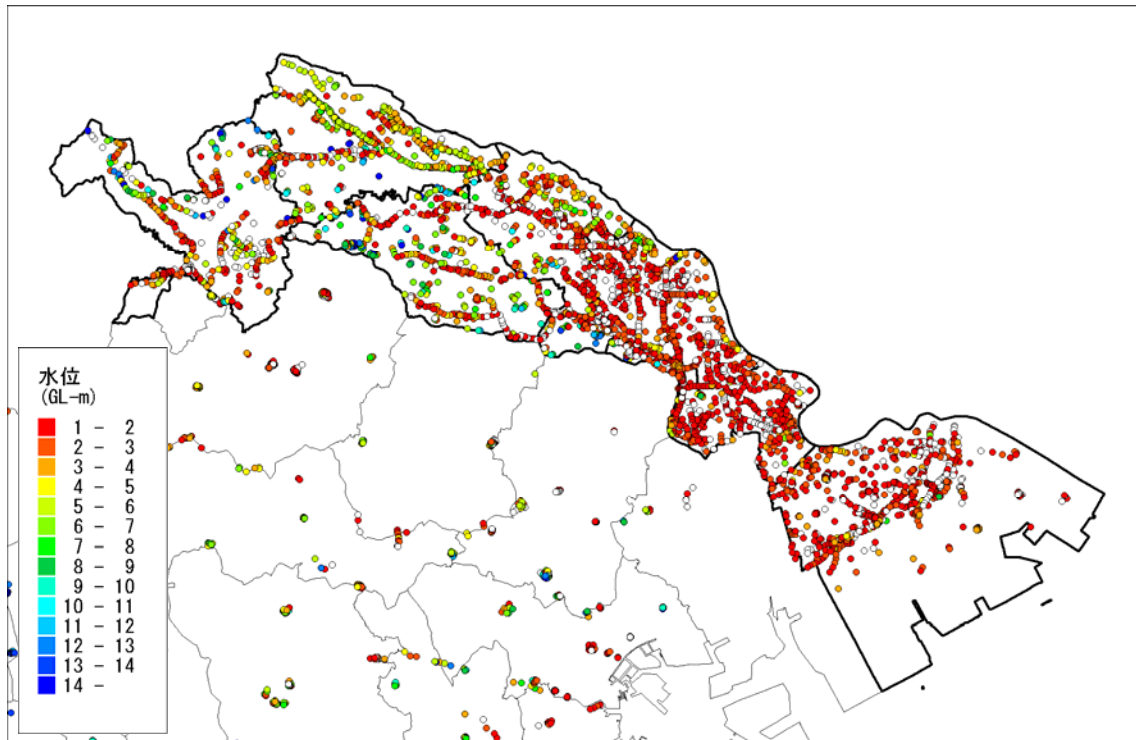


図 4.1-4(1) ボーリングの孔内水位から求めた地下水位分布 (深度表示)

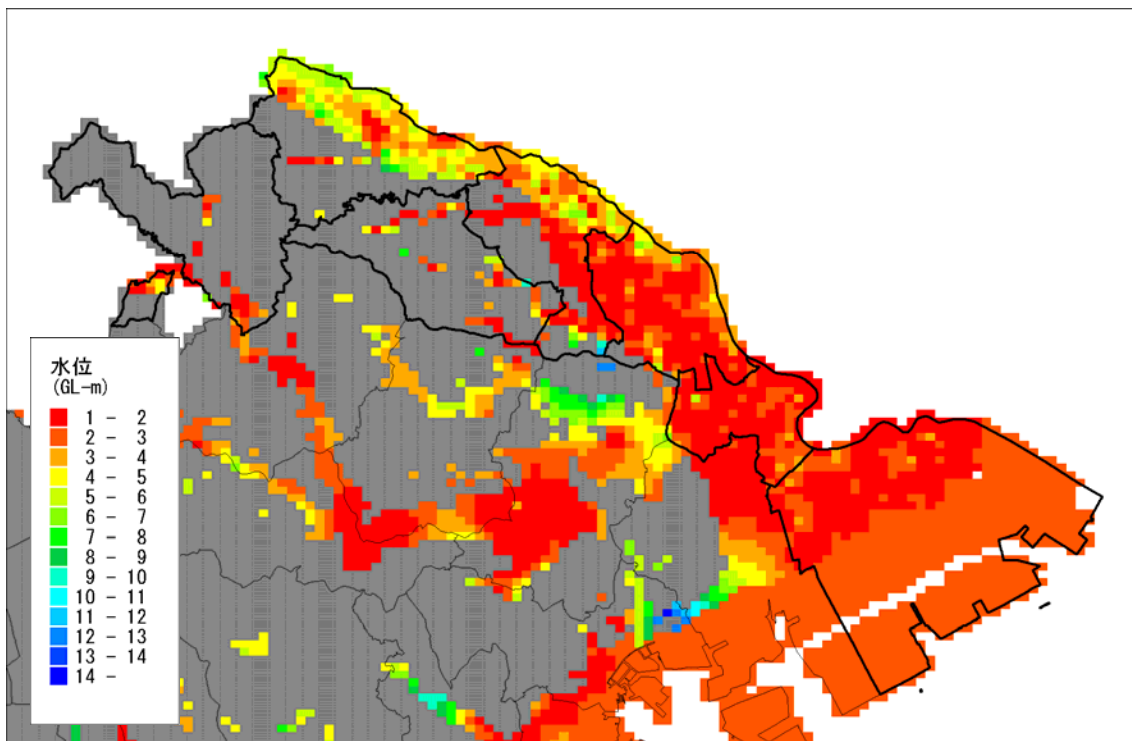


図 4.1-4(2) ボーリングの孔内水位から求めた地下水位分布  
(深度表示・液状化対象層のみ：図の灰色は対象外)

### 4.1.3 予測結果

液状化危険度の予測結果を図 4.1-5 に示す。

川崎区においては、3 地震とも液状化危険度の高い地域がかなりの範囲に分布している。

幸区、中原区においては、南関東地震及び東京湾北部地震の場合は、液状化危険度の高い地域が一部地域に点在して分布するが、川崎市直下の地震の場合は、両区とも液状化危険度の高い地域がかなりの範囲を占めている。

高津区においては、南関東地震及び東京湾北部地震の場合は、液状化危険度の高い地域が限定した地域にのみ点在して分布するが、川崎市直下の地震の場合は、液状化危険度の高い地域がややまとまって分布している。

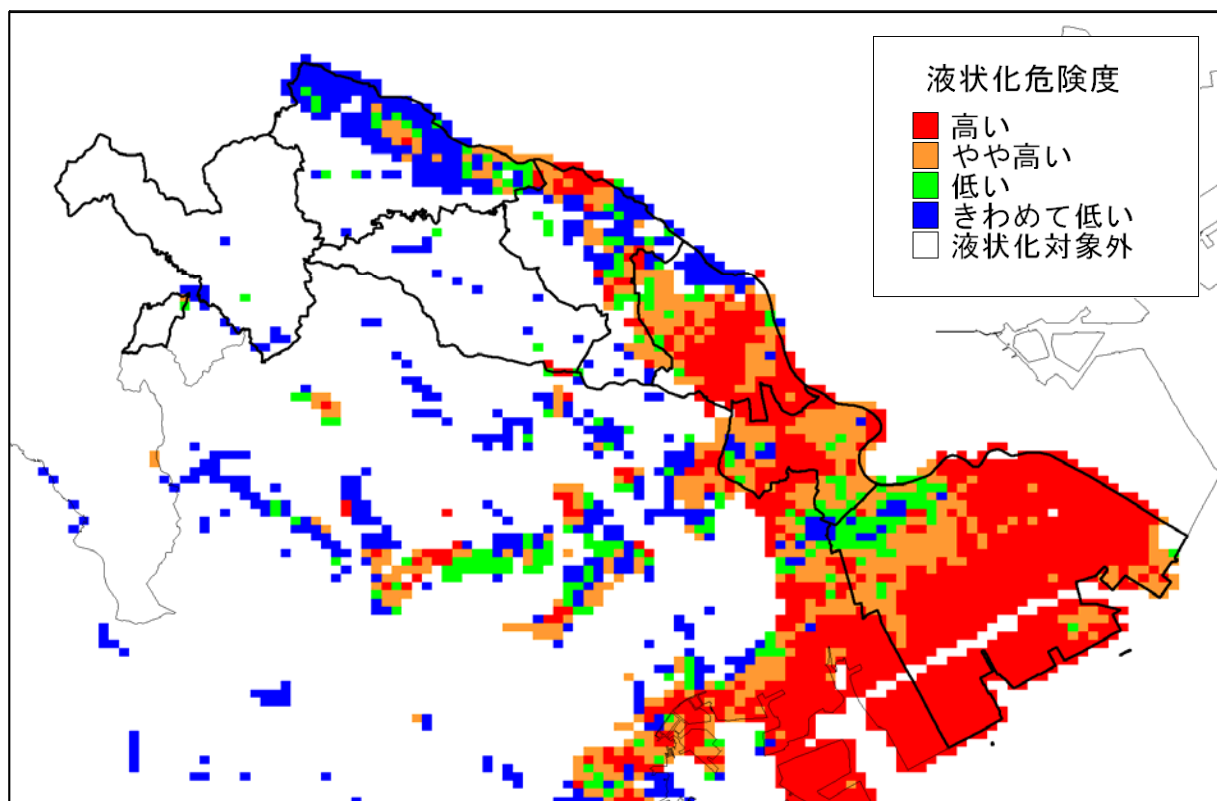


図 4.1-5(1) 液状化危険度分布図<川崎市直下の地震>

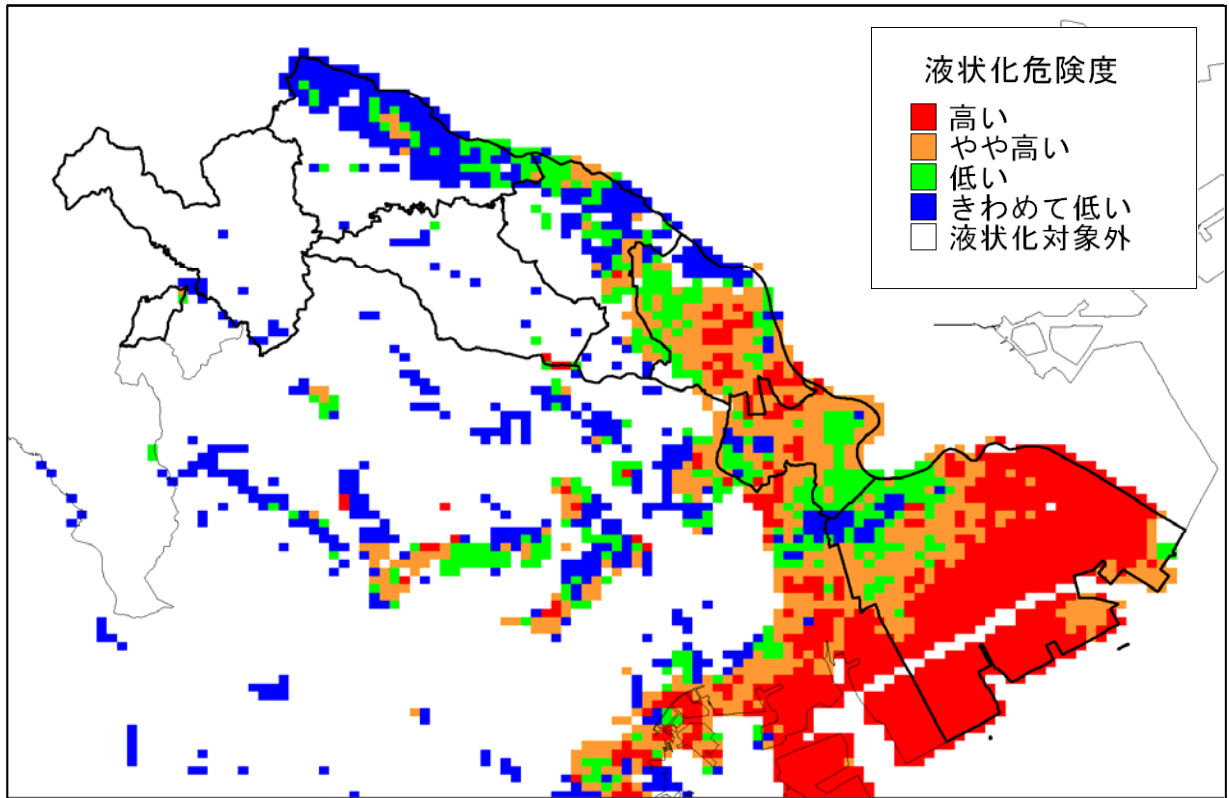


図 4.1-5(2) 液状化危険度分布図<南関東地震>

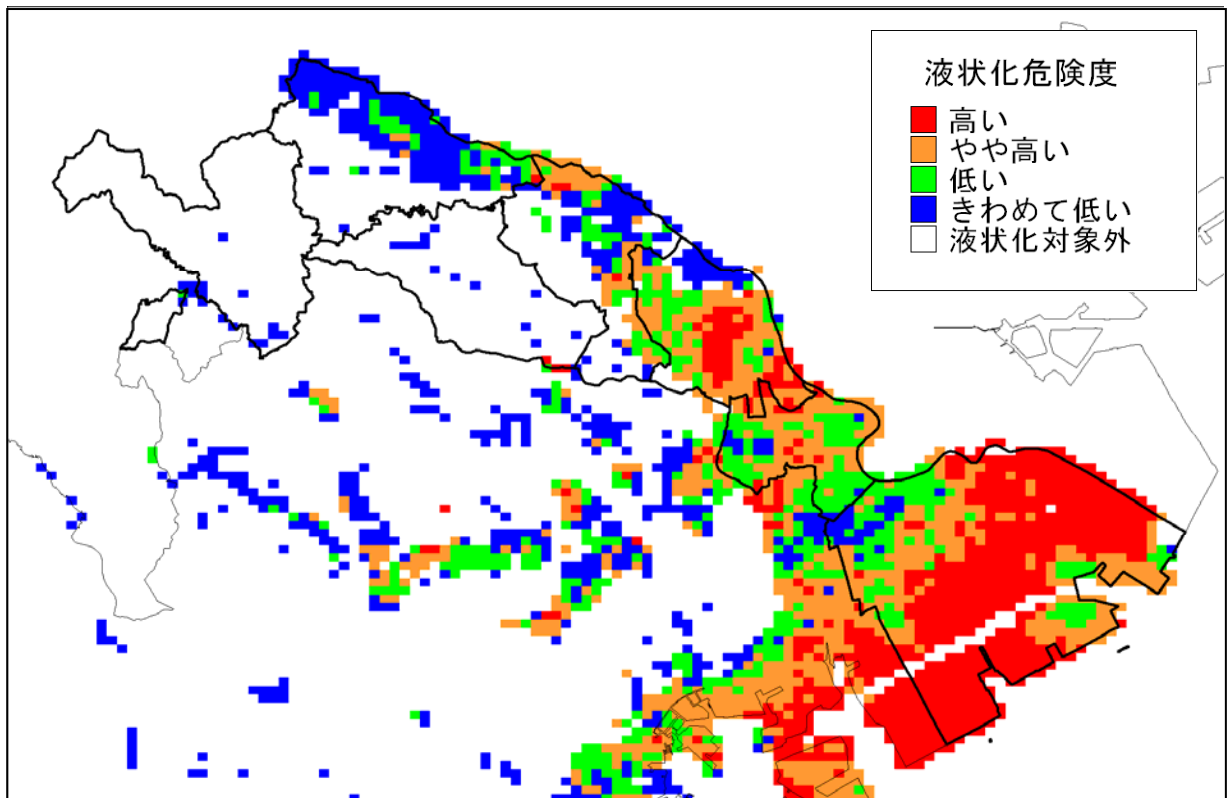


図 4.1-5(3) 液状化危険度分布図<東京湾北部地震>

## 4.2 急傾斜地崩壊危険度の想定

### 4.2.1 予測方針

急傾斜地崩壊危険度の想定については、斜面の危険度と地震動の大きさより、地震時の危険度ランクを評価し、そのランクから、起こりうる崩壊確率と崩壊地における人家被害率に基づき、斜面被害による建物被害を算出する（図 4.2-1）。建物被害については、第5編の5.5節に記述する。

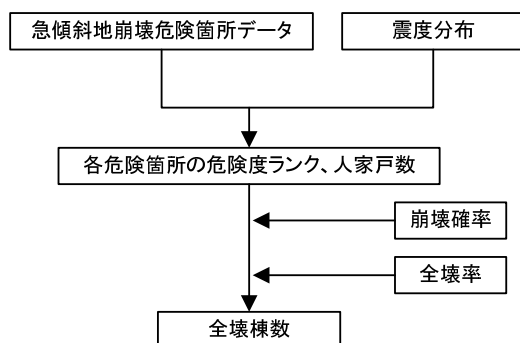


図 4.2-1 被害予測フロー

### 4.2.2 急傾斜地の地震時危険度ランクの判定

急傾斜地の地震時の危険度ランクは、各斜面の評価と地震動（震度）の関係より判定した。判定基準を表 4.2-1 に示した。

表 4.2-1 急傾斜地の斜面及び震度による危険度ランク判定基準

震度※2 \ 斜面※1	斜面の危険度ランク		
	a	b	c
	24点以上	14～23点	13点以下
震度6強以上	A	A	A
震度6弱	A	A	B
震度5強	A	B	C
震度5弱	B	C	C

※1 斜面の危険度ランク a、b、c は、表 4.2-2(1)、(2)、(3)の資料による。

※2 震度による危険度ランクの説明は、次のとおり。

- ・ランク A：相対的に危険性が高い
- ・ランク B：相対的に危険と考えられる
- ・ランク C：相対的に危険性が低い
- ・斜面对策工が概成している場合はランク C とする

各斜面の評価については、神奈川県県土整備部砂防海岸課による急傾斜地の評価を用いた。県土整備部では、県内の急傾斜地について、急傾斜崩壊危険箇所現地調査表を基に調査を行い、表 4.2-2(3)に示したように斜面に対する評価を行っている。ここで、表 4.2-2(1)の項目と表

4.2-2(3)の項目とは直接対応していないために、次のように対応付けを行った。

表 4.2-2(1)の項目 (道路震災点検便覧)	表 4.2-2(3)の項目 (県土整備部)
①斜面高 (H) m	→ 高さ
②斜面勾配 ( $\alpha$ )	→ 傾斜角
③オーバーハング	→ 横断形状
④斜面の地盤	→ 地表の状況
⑤表土の厚さ	→ 表土の厚さ
⑥湧水	→ 湧水の状況
⑦落石・崩壊頻度	→ 隣接斜面の崩壊履歴

これらについて、表 4.2-2(3)の記載から表 4.2-2(1)に適合する点数を与えて評価することとした。

表 4.2-2(1) 切土のり面・斜面耐震調査票 I (日本道路協会(1979)<sup>6)</sup>)

調査機関		調査者		総合判定
路線名		整理番号		
所在地				
番号	項目	小項目	点数	備考
①	斜面高 (Hm)	H<10m	3	 のり尻から20°近傍の勾配変換点(QとP)の比高とする。斜面に保護工等があってもそれを含めた高さとする。
		10≦H<30	7	
		30≦H<50	8	
		50≦H	10	
②	斜面勾配 (α)	α<1:1.0	1	①のQ, P間の平均勾配とする, 1:0.6の勾配は約60° (=59.04°)
		1:1.0≦α<1:0.6	4	
		1:0.6≦α	7	
③	オーバーハング	構造物のない斜面のオーバーハング	7	土の斜面では、まずないと思われるが、岩の斜面などで一見してオーバーハングと見られるもの。
		構造物のある斜面のオーバーハング	4	
		なし	0	
④	斜面の地質条件	斜面の表面に転石・浮石が多い	10	上位のものを用いる。 たとえば、土砂で表面に転石、浮石が多いものは10点とする。
		切土のり面に玉石が多い	7	
		風化変質、きれつの発達した岩	6	
		礫混り土砂	5	
		風化変質した岩	4	
		きれつの発達した岩	4	
		土砂	4	
粘質土	1			
きれつの発達していない岩	0			
⑤	表土の厚さ	0.5m以上	3	表土とは、表面の腐蝕土、有機質土をさす。ただし、表土下に非常にルーズな崩積土等があれば、それも含める。
		0.5m未満	0	
⑥	湧水	有	2	常時見られる湧水をさす。
		無	0	
⑦	落石、崩壊頻度	年1回以上	5	道路交通または道路構造物等に損傷を与えない程度の軽微な落石、はだ落ち、のり割れ等をさす。
		年1回未満	3	
		なし	0	

表 4.2-2(2) 切土のり面・斜面判定基準 (日本道路協会(1979)<sup>6)</sup>、埼玉県(1982)<sup>7)</sup>)

①～⑦の項目の点数の合計値	24点以上	14点～23点	13点以下
斜面の危険度ランク	a	b	c





### 4.2.3 予測結果

表 4.2-3 に区ごとの危険度ランク別箇所数を示し、図 4.2-2 に斜面の危険度ランク、図 4.2-3 に対策工の有無を示し、図 4.2-4 に地震時の危険度ランクを示した。

地震時の危険度ランクが最も高いAランクの箇所は、川崎市直下の地震で 314 箇所、南関東地震で 78 箇所、東京湾北部地震で 61 箇所となっており、川崎市直下の地震の場合は、地震動の大きさが他の2地震よりも全体的に大きいため、ランクの高い箇所数が多くなっている。

表 4.2-3 急傾斜地危険度ランク別箇所数

区名	箇所数	対策工 有箇所 数	斜面の危険度ランク			地震時危険度ランク									
						川崎市直下の地震			南関東地震			東京湾北部地震			
			a	b	c	A	B	C	A	B	C	A	B	C	
川崎区	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
幸区	2	2	0	2	0	0	0	2	0	0	2	0	0	2	
中原区	8	1	0	1	7	7	0	1	0	7	1	0	4	4	
高津区	101	35	1	41	59	61	5	35	26	36	39	30	28	43	
宮前区	103	5	0	28	75	75	23	5	17	57	29	19	48	36	
多摩区	97	11	0	36	61	45	41	11	3	42	52	2	43	52	
麻生区	195	13	0	104	91	126	56	13	32	98	65	10	104	81	
合計	506	67	1	212	293	314	125	67	78	240	188	61	227	218	

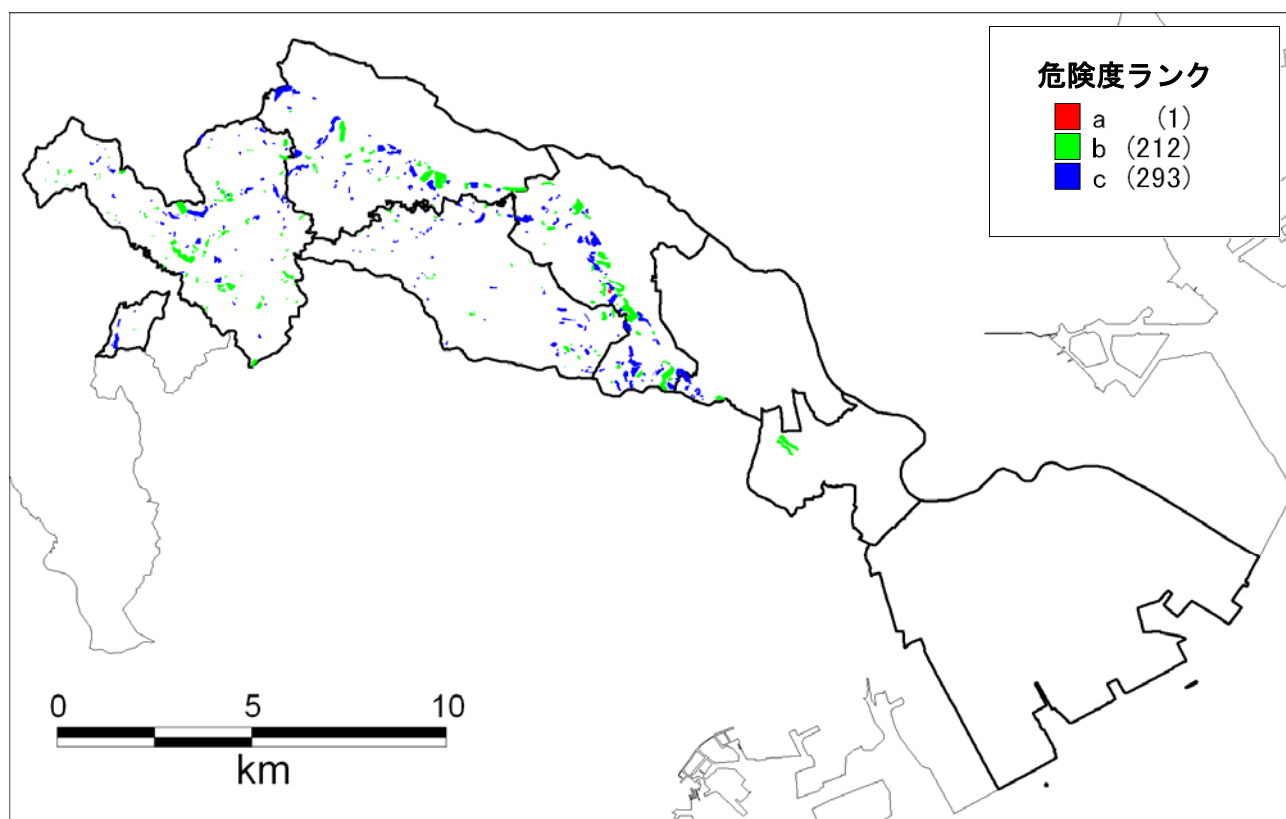


図 4.2-2 急傾斜地崩壊による斜面の危険度ランク

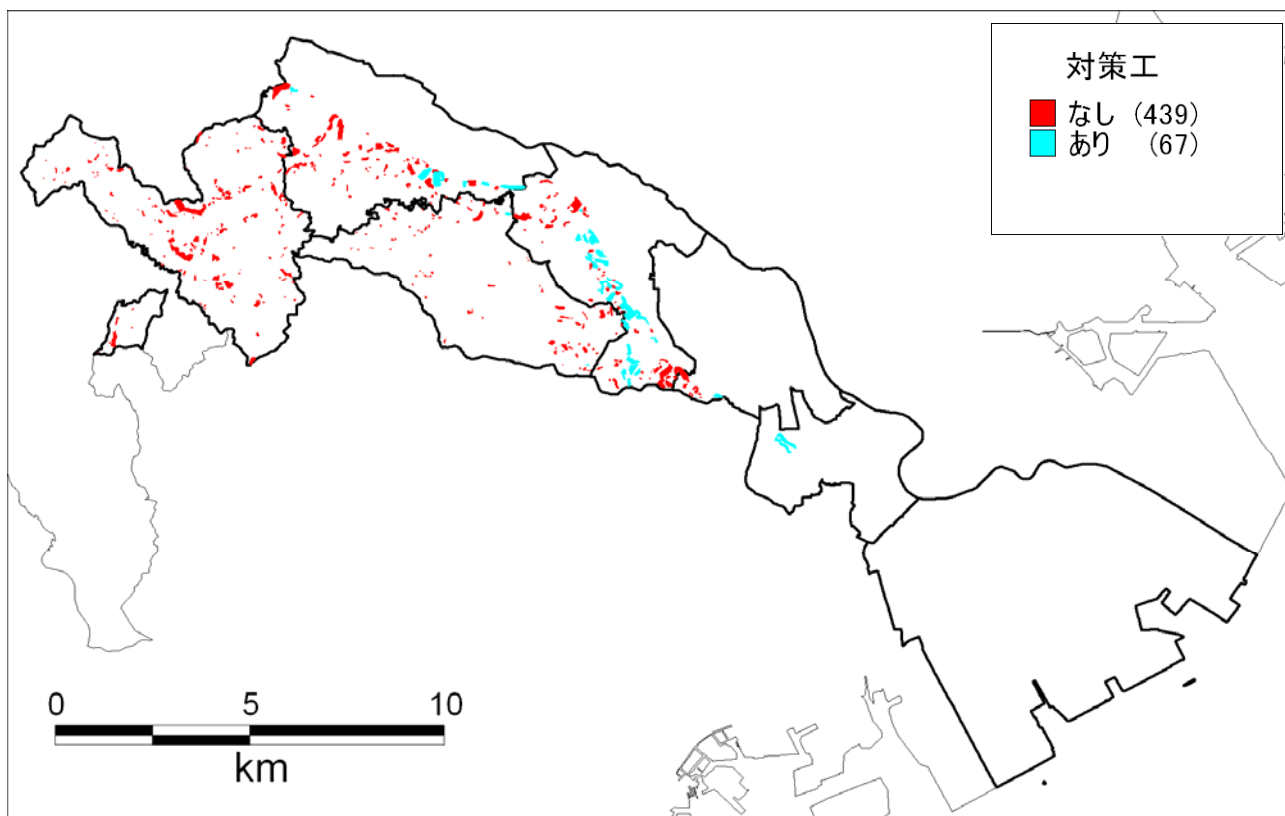


図 4.2-3 急傾斜地崩壊に対する対策工の有無

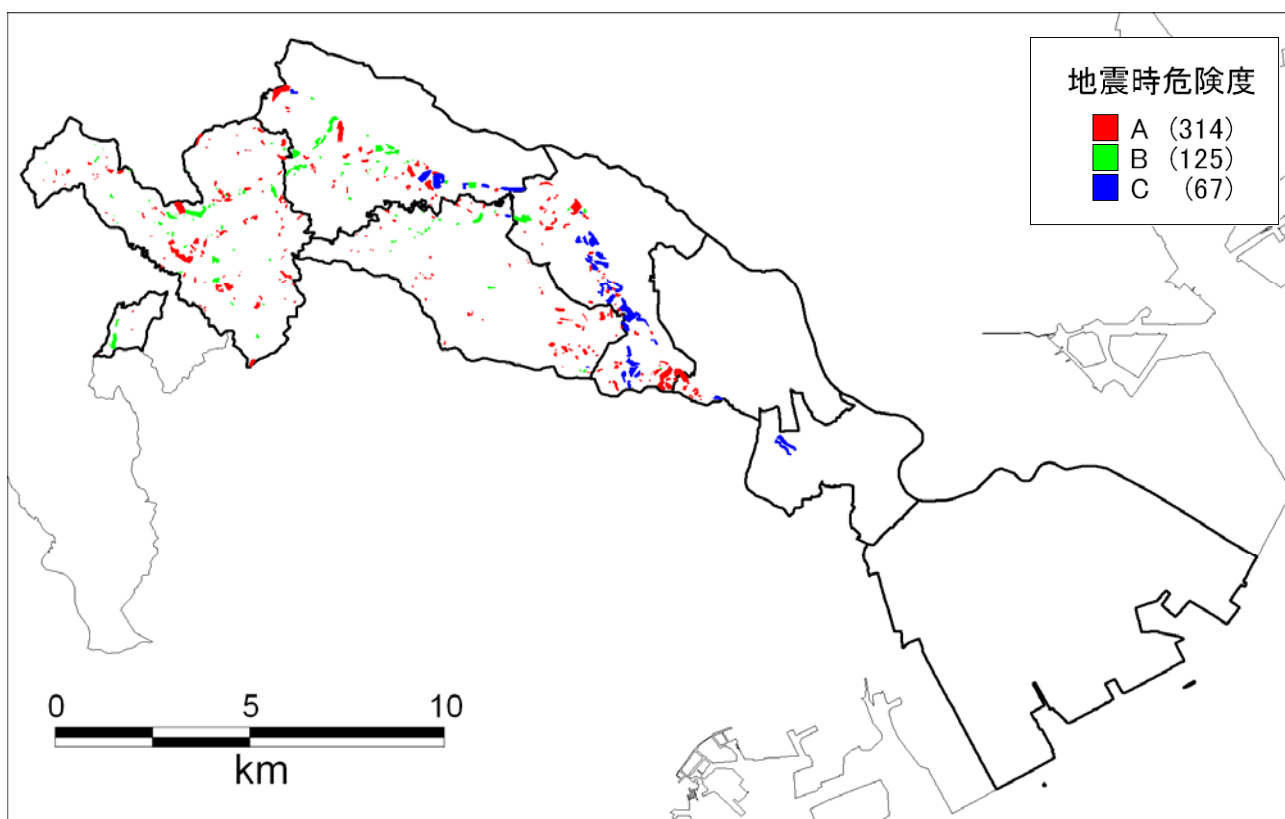


図 4.2-4(1) 急傾斜地地震時危険度ランク分布図 (川崎市直下の地震)

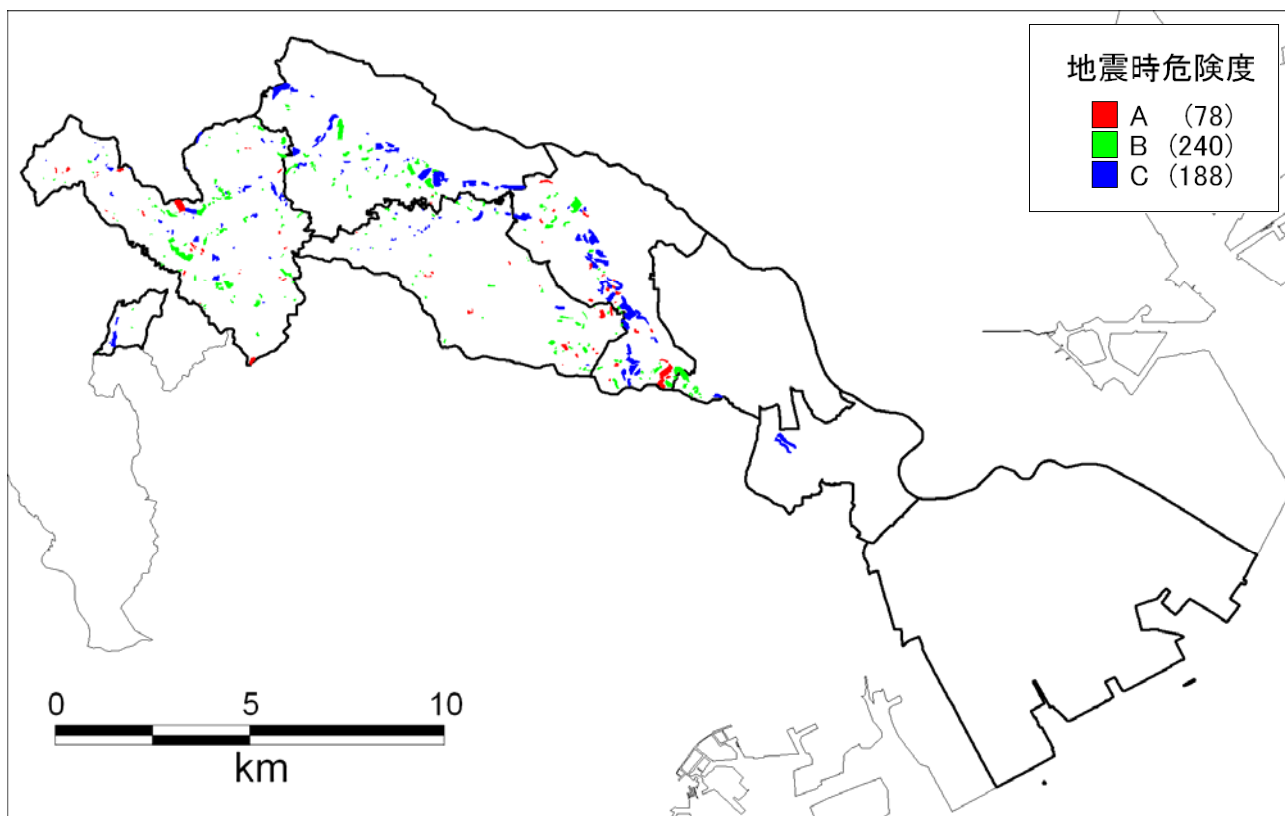


図 4.2-4(2) 急傾斜地地震時危険度ランク分布図（南関東地震）

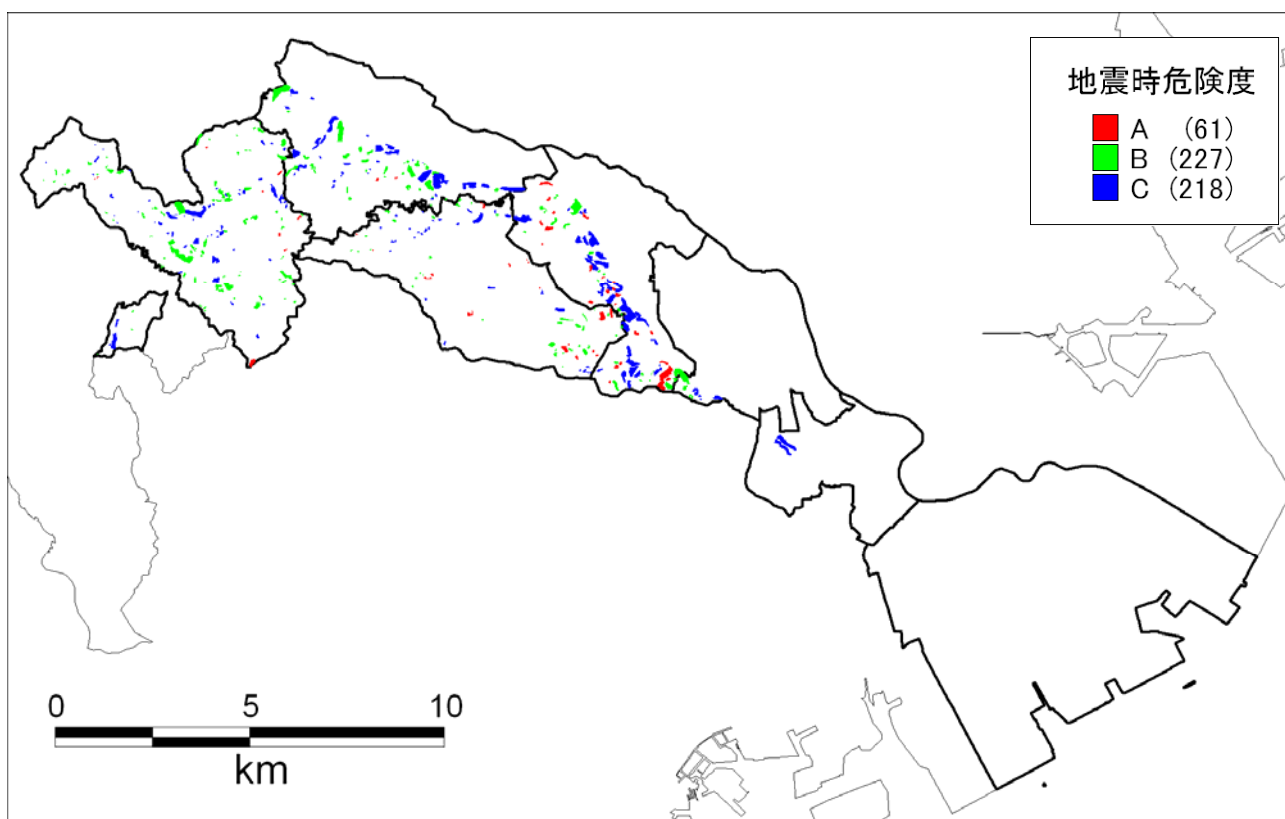


図 4.2-4(3) 急傾斜地地震時危険度ランク分布図（東京湾北部地震）

### 4.3 河川堤防被害の想定

#### 4.3.1 予測方針

川崎市域の河川堤防について、地震による被害の試算を行うこととする。

前回の調査（平成8年度川崎市地震被害想定調査）では、川崎市内の河川の現況から、多摩川、鶴見川を除くと盛土堤防はなく、地盤が河川水位より低い所はほとんどないことから、多摩川、鶴見川を被害想定の対象としている。

今回の調査でも、上記条件を想定し、多摩川、鶴見川の河川堤防被害を想定することとする。

#### 4.3.2 予測手法

河川堤防の地震被害は、過去の被害事例の調査・解析により、堤体被害の要因は液状化によるものとされている。今回の想定でも、地震による河川堤防の被害とそれに伴う二次災害の発生という観点から、堤体の被害に着目し、地盤の液状化危険度（ $P_L$ 値）によって判定するものとした。

試算にあたっては、堤防の位置する250mメッシュの液状化危険度（ $P_L$ 値）が15以上の場合を被害の危険性大として、判定を行った。予測フローを図4.3-1に示す。

なお、試算にあたっては、河川に沿って線状に連続する堤防を、便宜的に河川を跨ぐ橋梁を区切りとした小区間に分け、その小区間を集計区間として被害率、被害延長を集計することとした。

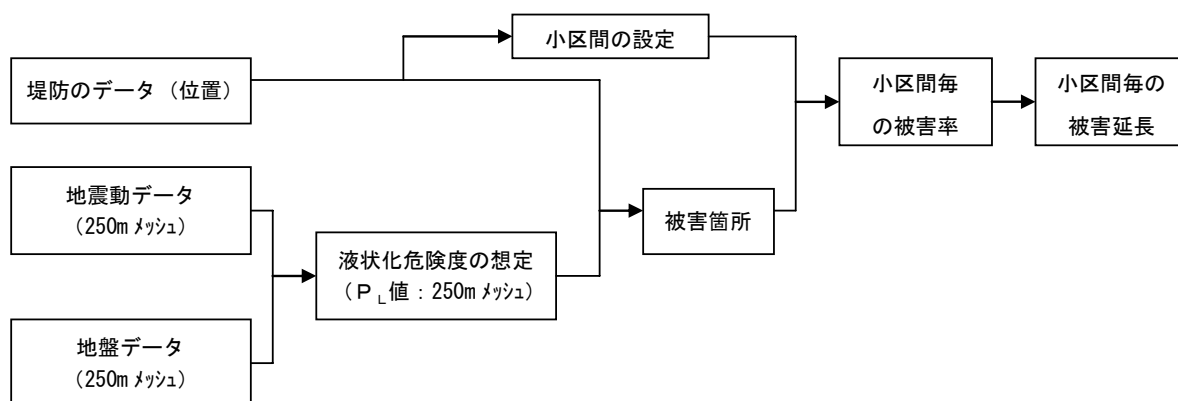


図 4.3-1 河川堤防の被害予測フロー

#### 4.3.3 予測結果

河川堤防の地震による被害の試算結果を表4.3-1及び図4.3-2に示す。表4.3-1は先に設定した小区間である各橋梁間の被害率及び被害延長として示した。また、図4.3-2には被害の危険性大と判定した箇所を示した。

多摩川については、川崎市直下の地震では、主として下流域に危険性大とされる区間の割合が50%を超える区間が存在する一方、東京湾北部地震及び南関東地震については、危険性大とされる区間の割合が相対的に小さくなっている。

鶴見川については、全般的に多摩川に比べて危険性大とされる割合が小さくなっている。

表 4.3-1 河川堤防の被害試算結果

<川崎市直下の地震>

河川名	起点	終点	延長(km)	被害延長(km)	被害率(%)
多摩川	大師橋	新六郷橋	3.10	1.70	54.89
多摩川	新六郷橋	多摩川大橋	2.92	0.43	14.70
多摩川	多摩川大橋	ガス橋	1.98	1.18	59.55
多摩川	ガス橋	丸子橋	2.64	1.34	50.59
多摩川	丸子橋	新多摩川橋	3.49	0.10	2.94
多摩川	新多摩川橋	新二子橋	1.76	0.00	0.00
多摩川	新二子橋	多摩川橋	2.30	0.82	35.55
多摩川	多摩川橋	多摩水道橋	2.69	0.00	0.00
多摩川	多摩水道橋	多摩川原橋	4.68	0.00	0.00
多摩川	合計		25.56	5.57	21.77
鶴見川	鷹野大橋	末吉橋	0.99	0.12	11.74
	合計		26.55	5.68	21.40

<南関東地震>

河川名	起点	終点	延長(km)	被害延長(km)	被害率(%)
多摩川	大師橋	新六郷橋	3.10	0.83	26.83
多摩川	新六郷橋	多摩川大橋	2.92	0.00	0.00
多摩川	多摩川大橋	ガス橋	1.98	0.31	15.60
多摩川	ガス橋	丸子橋	2.64	0.22	8.21
多摩川	丸子橋	新多摩川橋	3.49	0.00	0.00
多摩川	新多摩川橋	新二子橋	1.76	0.00	0.00
多摩川	新二子橋	多摩川橋	2.30	0.00	0.00
多摩川	多摩川橋	多摩水道橋	2.69	0.00	0.00
多摩川	多摩水道橋	多摩川原橋	4.68	0.00	0.00
多摩川	合計		25.56	1.36	5.31
鶴見川	鷹野大橋	末吉橋	0.99	0.00	0.00
	合計		26.55	1.36	5.11

<東京湾北部地震>

河川名	起点	終点	延長(km)	被害延長(km)	被害率(%)
多摩川	大師橋	新六郷橋	3.10	0.83	26.83
多摩川	新六郷橋	多摩川大橋	2.92	0.00	0.00
多摩川	多摩川大橋	ガス橋	1.98	0.31	15.60
多摩川	ガス橋	丸子橋	2.64	0.52	19.75
多摩川	丸子橋	新多摩川橋	3.49	0.10	2.94
多摩川	新多摩川橋	新二子橋	1.76	0.00	0.00
多摩川	新二子橋	多摩川橋	2.30	0.00	0.00
多摩川	多摩川橋	多摩水道橋	2.69	0.00	0.00
多摩川	多摩水道橋	多摩川原橋	4.68	0.00	0.00
多摩川	合計		25.56	1.76	6.90
鶴見川	鷹野大橋	末吉橋	0.99	0.00	0.00
	合計		26.55	1.76	6.65

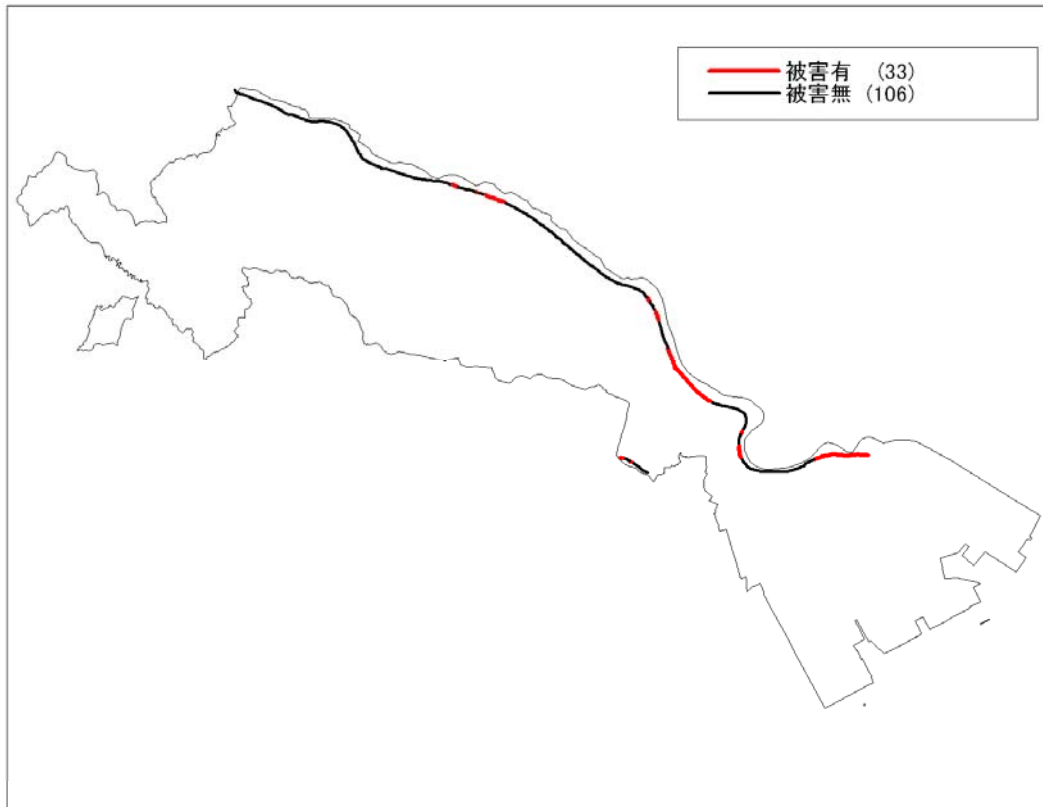


図 4.3-2(1) 河川堤防の被害箇所分布<川崎市直下の地震>

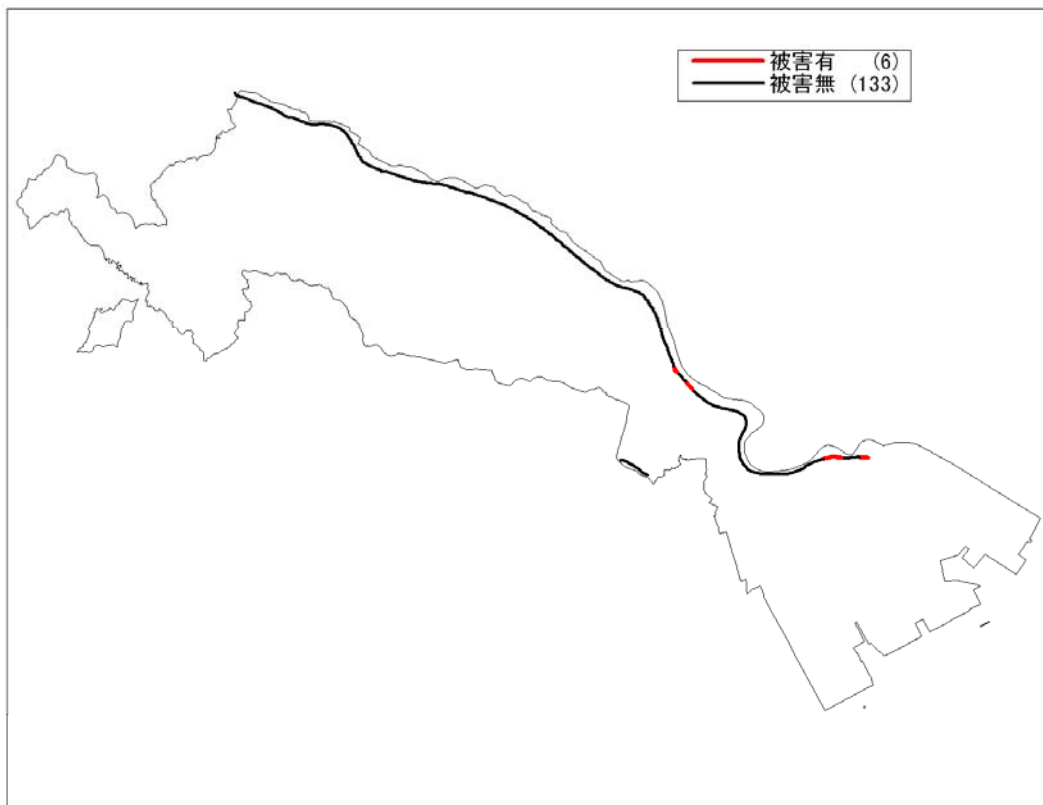


図 4.3-2(2) 河川堤防の被害箇所分布<南関東地震>

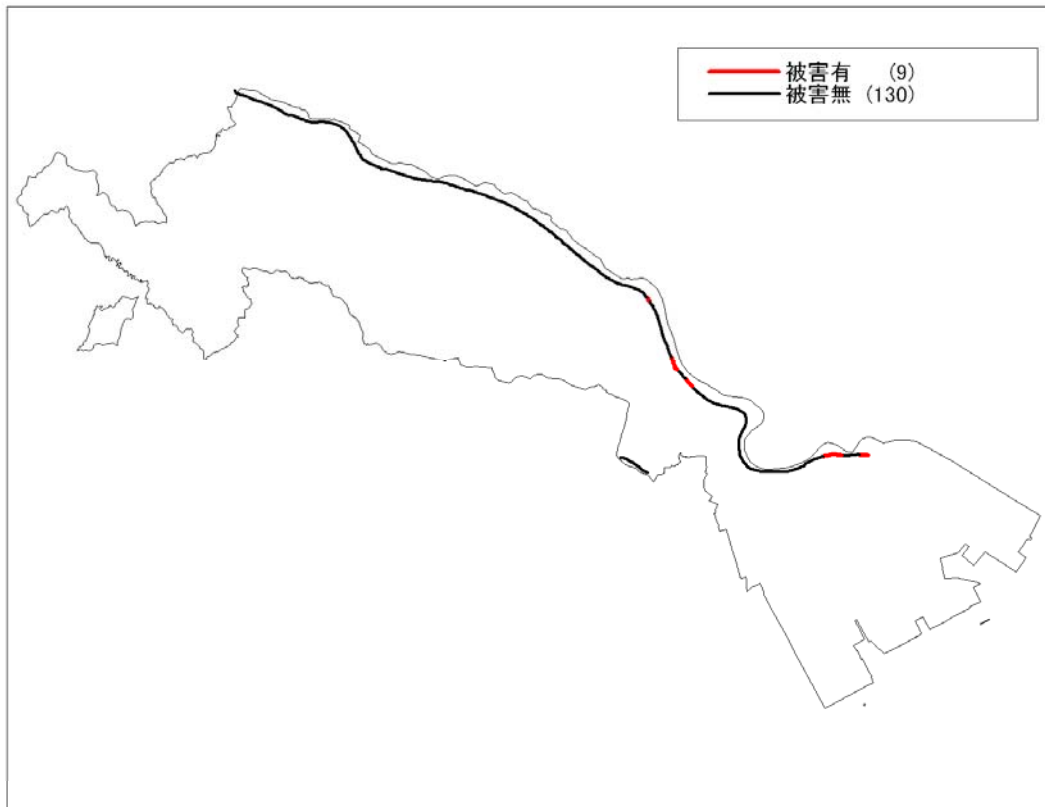


図 4.3-2(3) 河川堤防の被害箇所分布<東京湾北部地震>

参考①：

多摩川については、国土交通省京浜河川事務所において、地震による二次災害の発生するおそれのある区間の調査がなされている。

その資料によれば、地震による液状化により堤防が沈下し、堤防高さの 75%が沈下した場合でも、地震後の堤防高は河川水位よりも高いことから、二次災害の発生のおそれのある区間はないとされている。

ここでの想定河川水位は、計画高水位とし、河口部（高潮区間）については、朔望平均満潮位 + 1 mを想定している。

参考②：

図 4.3-3 に示すように、一般に堤防の地震による沈下は、液状化による浮力が働くため、最大 0.75H (Hは堤防の高さ) となっている。

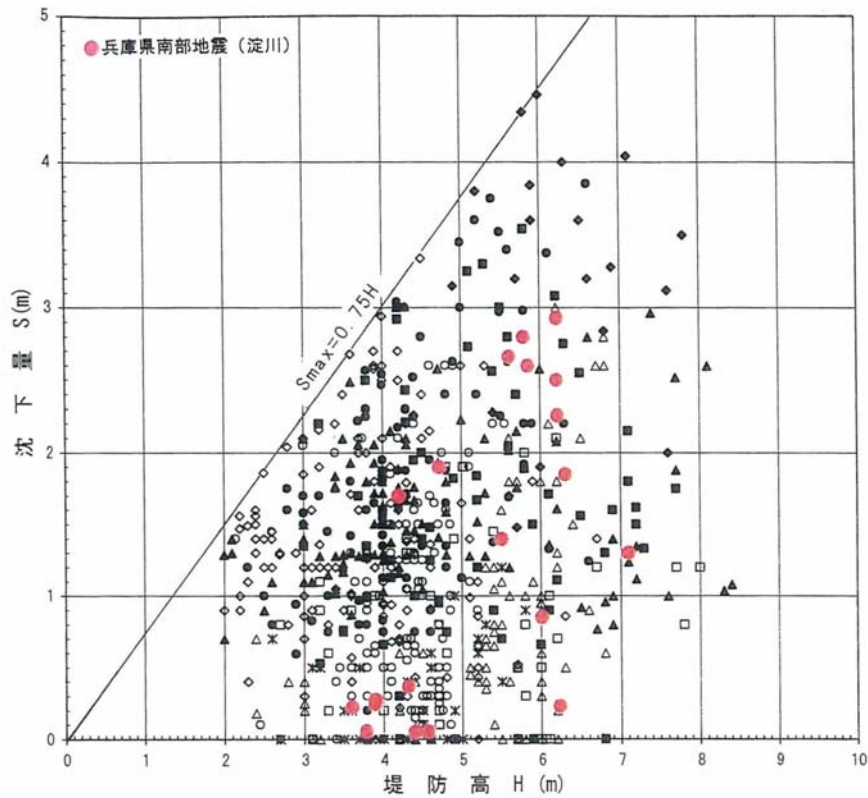


図 4.3-3 既往の地震による堤防の沈下量と堤防高さの関係

(国土技術研究センター(2002)<sup>9)</sup>：河川堤防の構造検討の手引き図中の各種プロット点は被害地震ごとの区別を示す)



## 4.4 大規模盛土造成地について

### 4.4.1 本市における大規模盛土造成地への対応

本市では、国の宅地耐震化推進事業の創設に伴い、平成18年度から宅地耐震化推進事業に取り組んでいる。

この事業では、国の「大規模盛土造成地の変動予測調査ガイドライン」<sup>10)</sup>に沿って市内の大規模盛土造成地の抽出を行った(図4.4-1参照)。

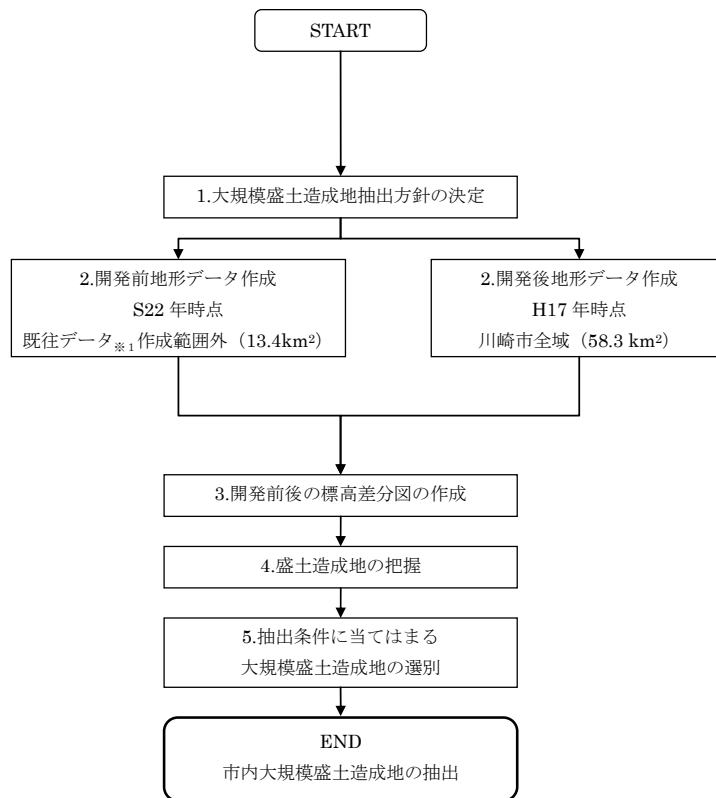
その結果、川崎市内に、大規模盛土造成地が存在することが判明し、その区域は市のホームページにて「大規模盛土造成地マップ」として公開している(図4.4-3参照)。

この抽出作業を第一次スクリーニングといい、開発前後の航空写真・地形図による地形データの比較等に基づく机上調査によって大規模盛土造成地を抽出した。

第一次スクリーニングの結果から、第二次スクリーニング調査の実施計画を策定した。

第二次スクリーニング調査の実施計画では、上記抽出された大規模盛土造成地について、地形などの自然条件による評価だけでなく、造成年代、公共施設の有無などの社会的条件も加味し、優先的に安全性を確認する調査箇所を選定をすることとした(図4.4-2参照)。

この第二次スクリーニング調査の実施計画の実行により、最も優先度の高い(優先度I(a))盛土造成地を抽出し、さらに現場踏査の結果、変状が見られた造成地については、平成19年度より平成23年度までの5年間で、安全性を確認する調査の実施がされているところである。



※1 川崎ラボラトリーが作成した昭和22年撮影の米軍写真から作成した地形データ

図 4.4-1 大規模盛土造成地の抽出フローチャート

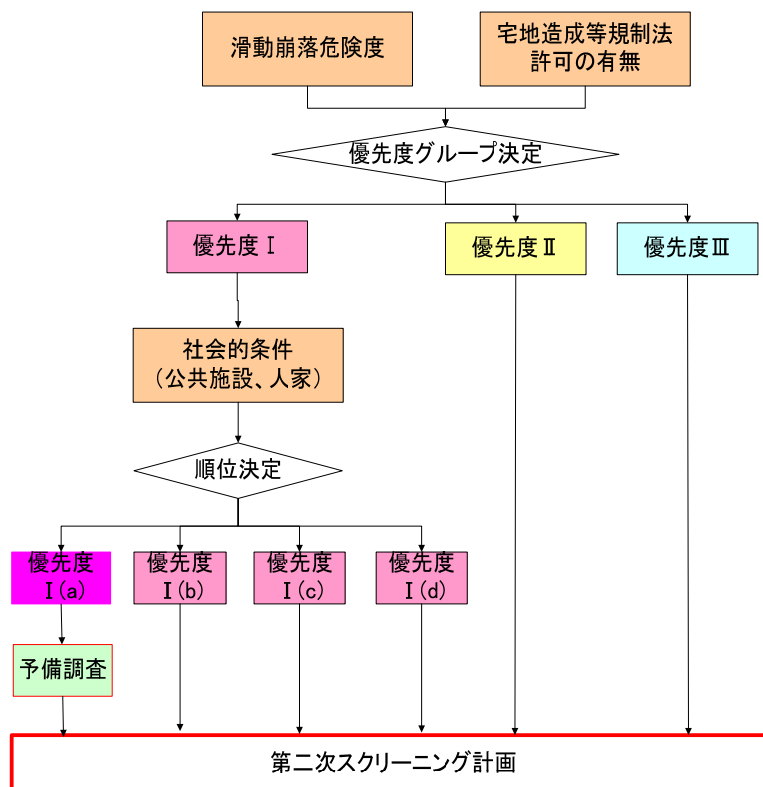


図 4.4-2 二次スクリーニング計画（案）の策定フローチャート

(図 4.4-1、4.4-2 とも平成 18 年度大規模盛土造成地変動予測調査（一次スクリーニング）委託業務報告書より抜粋)

# 大規模盛土造成地マップ【概要版】

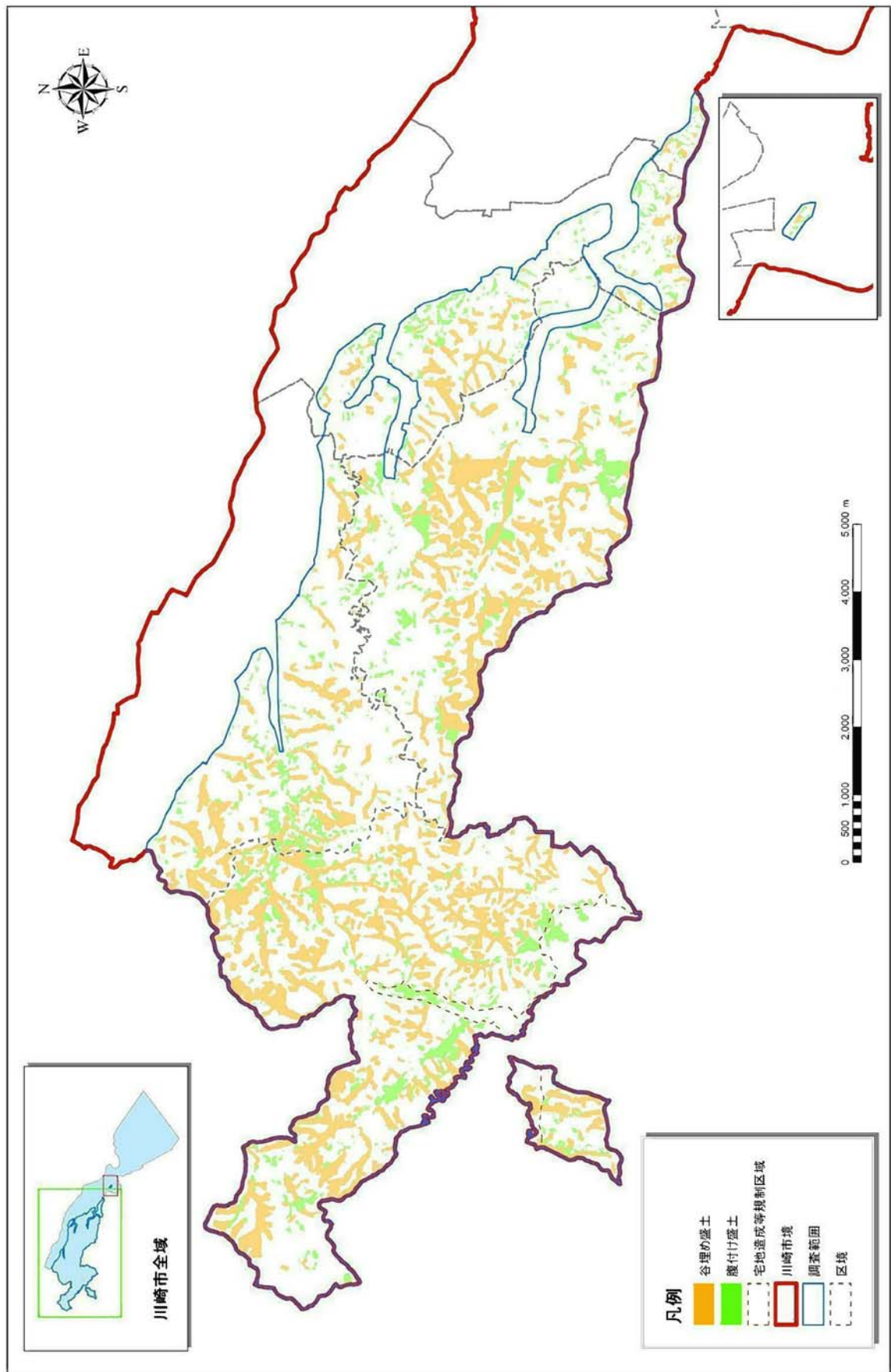


図 4.4-3 大規模盛土造成地マップ（川崎市ホームページ<sup>11)</sup>より）

## 参考文献

- 1) 日本道路協会 (2002) : 道路橋示方書・同解説 耐震設計編, 平成 14 年 3 月
- 2) 岩崎敏男、龍岡文夫、常田賢一、安田 進 (1980) : 地震時地盤液状化の程度の予測について、土と基礎、Vol. 28、No. 4、23-29
- 3) 若松加寿江・松岡昌志 (2008) : 地形・地盤分類 250m メッシュマップ全国版の構築, 日本地震工学会大会－2008 梗概集, pp. 222-223
- 4) 神奈川県 (2009) : 神奈川県地震被害想定調査報告書
- 5) 亀井祐聡・森本巖・安田進・清水善久・小金丸健一・石田栄介 (2002) : 東京低地における沖積砂質土の粒度特性と細粒分が液状化強度に及ぼす影響、地盤工学論文報告集、vol. 42、 No. 4、 pp. 101-110.
- 6) 日本道路協会 (1979) : 道路の震災対策に関する調査報告 (Ⅱ) のり面, 斜面の耐震調査法
- 7) 埼玉県 (1982) : 埼玉県地震被害想定策定調査報告書
- 8) 建設省河川局砂防部傾斜地保全課 (1999) : 急傾斜地崩壊危険箇所: 急傾斜地崩壊危険箇所点検要領
- 9) 国土技術研究センター (2002) : 河川堤防の構造検討の手引き
- 10) 国土交通省 都市・地域整備局 都市計画課 開発企画調査室 (2006) : 大規模盛土造成地の変動予測調査ガイドライン
- 11) 川崎市ホームページ 大規模盛土造成地マップ【概要版】  
[http://www.city.kawasaki.jp/50/50kaisi/kaisihome/takuchitaisin/others/daikibomoridomap\\_gaiyou.pdf](http://www.city.kawasaki.jp/50/50kaisi/kaisihome/takuchitaisin/others/daikibomoridomap_gaiyou.pdf)