

土木構造物の耐震設計法等に関する第3次提言

付属資料集

資料1 MPECモデルを用いた土木構造物の耐震性能の評価手法の提案

資料2 計画論的な観点からの設計地震動の定義についての提案

資料3 カタストロフ・リスクの経済評価と費用負担に関する用語及び論点

資料4 レベル2地震動の下限基準

4-1. 下限基準の地震規模

4-2. 硬質地盤上の地震動強度

4-3. 軟質地盤上の地震動強度

4-4. 観測記録に見られる震度6弱の地震動の特性

4-5. 下限基準に関する確率論的考察

資料5 土に関する構造物の耐震設計法

資料1 MPECモデルを用いた土木構造物の耐震性能の評価手法の提案

1. 耐震設計・計画案策定の基本的考え方

1) 個々の土木構造物は相互に関連しあって機能するため、地域防災計画レベルでそれを熟慮した計画内容を策定し、個別構造物の耐震設計はそれと整合を図る必要がある。地域防災計画のレベルでは、個々の構造物の性能ではなく、それらが構成するシステムあるいはネットワークとして機能することに着目して耐震性能を評価しなければならない。耐震設計や防災計画はもはや日常言語により表現できるレベルの問題ではなく、きわめて複雑な経済社会システムに関わる問題である。それに厳密に対処するためには、構造物の耐震設計と地域レベルの防災計画を均衡問題付き最適化問題(MPEC)のフレームで定式化して問題の基本構造を明確化し、専門家の間で合意を形成しておく必要がある。

2) 均衡問題付き最適化問題を前提にして、目的関数はいわゆる費用便益分析と整合をとるために貨幣尺度として解釈可能な評価関数とする。最適耐震設計問題を解くのが困難である場合には、まずはヒューリスティックなアプローチとして、地域レベルの防災計画ではシステムの性能を計画変数として決定する。簡便法として、システムの性能について多数の代替案を設定してそれぞれについて費用便益分析を行い、社会的純便益が最大になる代替案をもって最適解とみなすこともできる。

3) 個々の構造物の耐震設計を費用便益分析の考え方に従って実施するには、1)地域防災計画で決定されたシステムの性能を満たすことを制約条件にして費用が最小になる設計案を最適化プロセスによって決定する。または、2)その制約条件のもとで実行可能な耐震設計案を設定し、費用便益分析によりその設計案の採択を判定する。さらに、3)個々の構造物について費用便益分析を行うことが実際の設計作業において著しく困難である場合には、いくつかの標準的なケースについてあらかじめ費用便益分析を実施してケース毎に妥当な耐震設計基準を設定しておき、他の構造物の設計には標準的なケースとの類似性を比較してその耐震設計基準を援用することも可能である。

4) 個々の構造物の設計変数を決めるための指針(耐震設計指針)は、それに個別構造物の設置場所の局所的物理条件と当該構造物に特に強く関係する経済社会要因に具体的な設計変数を対応させるための計算式あるいは読み取り表として表現される。その策定は、最適耐震設計問題の解として与えられる設計変数を出力の外的基準として、設置場所の局所的物理条件と経済社会要因を入力として設計変数を出力させるシステ

ムを作成することを意味する。

2. MPECモデル

(MPEC : Mathematical Programs with Equilibrium Constraints)

2.1 モデルの基本的考え方

最適耐震設計問題を均衡制約付き最適化問題 (Mathematical Programs with Equilibrium Constraints) として捉え、Argument をベクトルで表わすものとすれば次のようになる。

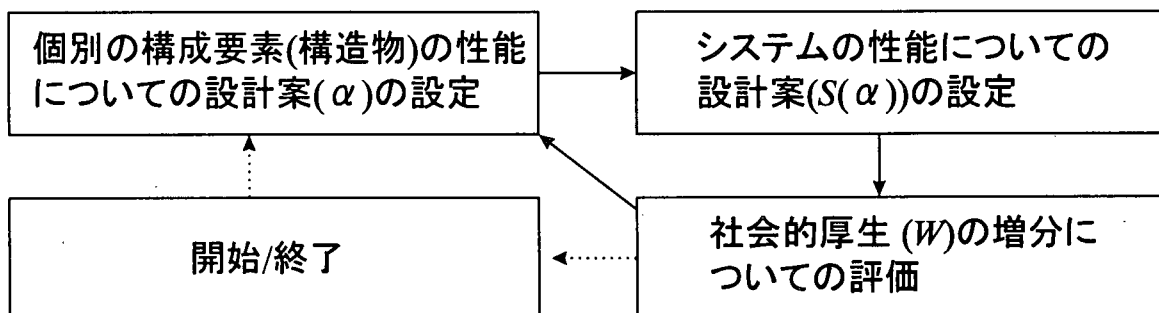
$$\begin{aligned} \alpha^* &= \arg \max_{\alpha, x} W(\alpha, \beta, x) \\ \text{s. t. } &G(\alpha, x, \gamma) \leq 0 \\ &H(\alpha, \delta) \leq 0 \end{aligned}$$

ここで、 $W(\cdot)$ は社会的厚生 (社会的価値判断) を貨幣尺度で表現したものであり、震災の確率的な要素も反映している。 α は個々の構造物またはシステムの設計案であり耐震性能を表わす。 β は対象にしている構造物またはシステムを取り巻く局地的な物理的条件などである。 x は社会経済活動であり、生産量や消費量 (交通量や電力使用量などの社会資本サービスの消費量も含む)、市場で決定される価格などの変数も含む。 $G(\cdot)$ は構造物やシステムの性能と社会経済活動の関係を表わす条件式であり、財貨やサービスの需給の一致や効用や利潤の均等化などの均衡条件を意味する。これが制約条件となっているために均衡制約付き最適化問題 (Luo, Pang and Ralph (1996) を参照) と呼ばれる。また、 γ は社会経済活動を規定する外生的要因である。 $H(\cdot)$ は設計案に関する技術的あるいは財政 (予算) 的な制約であり、 δ はそれを規定する外生的要因である。

最適な耐震設計案は上の目的関数を最大にする設計案として定義される。また、相互に関係する構造物がきわめて多数あり複雑な場合には、この問題を厳密に解いて個々の構造物の設計案を得るのは極めて困難であるため、ヒューリスティックな方法で大規模問題を多段階に分解して解くなどの工夫が必要になる。構造物の性能 (α) をシステムの性能 ($S(\alpha)$) に集約して分解するなどはその一つであり、また、地域防災計画のレベルでは計画内容の詳細化レベルとしてシステムの性能を扱うことが実際的であると言える。

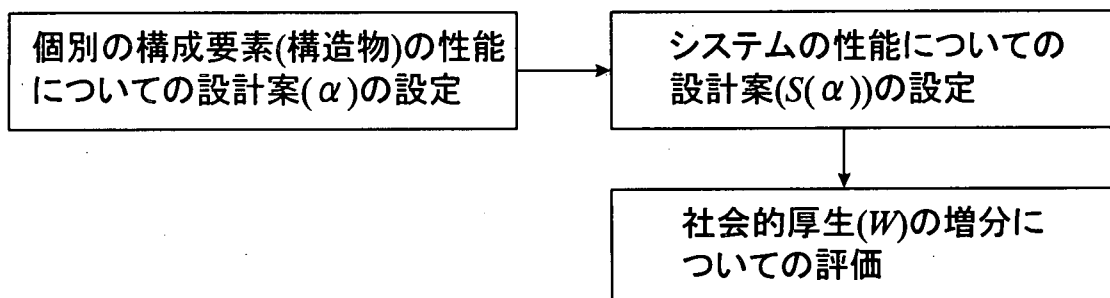
費用便益分析は、いくつかの設計代替案を与えてそれぞれについて目的関数である社会的余剰の増分を算出して比較判断することに対応する。

社会資本施設が個別の構造物からネットワーク等として構成されているシステムであるとすれば，費用便益分析を反復的に行って社会的厚生が最大になる設計案を求めるプロセスは図*-1のように表わされ，それは上の MPEC を Iterative に解くことに対応する。



図*-1 Iterative な最適設計案の求め方

個々の構造物に対して，費用便益分析を適用することは，他の構造物の性能を所与とし，かつ，反復的なプロセスを省略することを意味し，そのプロセスは図*-2のように表わされる。



図*-2 耐震設計への費用便益分析の適用

以上に対して，耐震設計の最適な指針を策定する作業は，個々の構造物(ラベル i)を取り巻く局地的な物理的条件や社会経済条件 $((\beta_i, \gamma_i): \beta$ と γ を構成する要素の一部)にその構造物の最適設計案 $(\alpha_i^*: \alpha^*$ を構成する要素の一部)を対応づける写像 $(R: (\beta_i, \gamma_i) \alpha \alpha_i^*)$ を選択することに他ならない。

2.2 MPEC モデルの定式化

均衡制約付き最適化問題 (MPEC: Mathematical Programs with Equilibrium

Constraints)としてみた耐震設計案の策定問題(Luo, Pang and Ralph (1996)を参照)は以下のように定式化される。

基本問題 P-0

$$\max_{\alpha, \tau} W(V) \quad (1): \text{社会的厚生(貨幣尺度)}$$

s. t.

$$V^j = \max_{R, \tau} E^j(v_i^j(\omega_i^j, a_i^j, Q_i^j, S)) \text{ for all } j \in J \quad (2): \text{経済主体の期待効用最大化}$$

$$\text{s. t. } K^j(a^j, Q, p, S, \tau) \leq 0 \quad (3): \text{経済主体の行動に対する}$$

制約

$$M(a, p) \leq 0 \quad (4): \text{市場清算条件}$$

$$N(a, Q) \leq 0 \quad (5): \text{外部性}$$

$$H(e, R, \tau, p) \leq 0 \quad (6): \text{財政制約}$$

$$S - S(a, Q, e) \leq 0 \quad (7): \text{システムの性能}$$

$$e - e(\alpha, \beta) \leq 0 \quad (8): \text{構造物(構成要素)の性能}$$

各変数は以下のように説明される。

$W(\cdot)$: 社会的厚生関数, $V = (\Lambda, V^j, \Lambda)$: 期待間接効用関数,

$\alpha = (\Lambda, \alpha_g, \Lambda)$: 構造物(構成要素)の設計案, $\tau = (\Lambda, \tau_i, \Lambda)$: 財政手段(税等),

$e = (\Lambda, e_g, \Lambda)$: 構造物(構成要素)の性能, $e(\alpha, \beta) = (\Lambda, r(\alpha_g, \beta_g), \Lambda)$: 設計案と局地的な

物理的条件の関数として定義される構造物の性能, $a^j = (\Lambda, a_i^j, \Lambda)$: 経済主体 j の状態

毎の行動からなるベクトル, $a = (\Lambda, a^j, \Lambda)$: 各主体の行動からなるベクトル,

$\omega^j = (\Lambda, \omega_i^j, \Lambda)$: 経済主体 j の状態別の賦存資源量からなるベクトル, $Q = (\Lambda, Q_i, \Lambda)$:

状態別の外部(不)経済, $p = (\Lambda, p_i, \Lambda)$: 状態別の価格変数からなるベクトル, $i \in I$: 自然

災害の生起状態に対応した社会経済システムの状態のラベル, $j \in J$: 経済主体のラ

ベル, $E(\cdot)$: 期待値のオペレータ

個々の構造物の設計案 α と財政手段 τ が与えられた環境において、個々の経済主体が各自の期待効用を最大化するように行動し、その結果、各主体の期待間接効用関数の組み合わせで表された市場均衡 V に到達する。それぞれの政策 (α, τ) の下での V を、効率・衡平・安定など社会の価値規範を反映した社会厚生関数 $W(V)$ で評価する。それによって、 V を通じて最大の W を与える (α, τ) や財政手段 τ を最適な政策変数として選ぶことが出来る。この政策決定の最後のステップを(式(1))と同値であるが)明示的に表

すと以下のようなになる。

$$\alpha^*, \tau^* = \arg \max W$$

また、下位問題にあたる市場均衡への到達の過程で、自己救済、地域内相互扶助、外部支援当の関係するシナリオは式(2)から式(8)の均衡制約を特定化する際に反映される。例えば自発的な自己救済、市場保険などは経済主体の行動を表わす制約式(2)と式(3)、市場システムを表わす式(4)に反映されることになる。

地域レベルの広域防災計画であれ、個々の建造物の耐震設計であれ、いずれのレベルであっても計画・設計論は論理的には以上の MPEC で捉えられる。以下、この理論的枠組みを実用に供するための方策に話を進めていく。

まず、現実の計算の可能性に関して、個々の建造物(element)の単位が小さく詳細である場合、耐震設計を実際に MPEC を解いていくことは非効率であろう。ただし地域レベルの広域防災計画であれば、element がある程度大きな単位で捉えられ、計画・設計変数が少なければ MPEC を解くことも可能といえる。

上の可能性に留意しつつ、MPEC により最適な耐震設計案・計画案を策定するプロセスを Iterative に行う方法は、既出の図-1 に示したとおりである。

ところで、社会厚生関数の存在や成立可能性に関しては決して自明とはいえない。小林・秀島(1997)は、社会的厚生関数に資源配分の効率性(期待被害の最小化)、公平性(匿名性)、そしてカストロフの最小化(最大被害の最小化)を同時に目的として反映させることはできない、とする「災害リスクの同時評価の不可能性定理」を提唱している。一方、Chichilnisky and Heal(1998)、小林・横松(1998)によると、カストロフ・リスクの分散が Arrow-Debreu-Malinvand 型の証券・保険市場の混合一般均衡システムにより可能であれば、前二者の目的を一定の価値規範のタイプについて社会的厚生関数に反映することが可能となる。

さらに政策の評価に対して社会厚生関数 W を採用するにあたっては、その価値観に関する社会の合意が前提となる。そのような政治的プロセス等の考慮を回避して、あくまで経済学の範疇で耐震設計案・計画案を策定する場合には、伝統的な CBA(費用便益分析)を用いるのが便宜がよい。換言すれば、MPEC の枠組みで、CBA を用いて耐震性能を社会経済的に評価しようとする作業は、1)社会的厚生関数 W を次のような社会的純便益関数 SNB に特定化して、2)一つの耐震設計案に対して社会的厚生の変化分を計測することに他ならない。

$$SNB = \sum_j \{ \sigma(\omega^j, p^a, Q^a, S^a, w^j(\alpha^b, \tau^b)) - \sigma(\omega^j, p^a, Q^a, S^a, w^j(\alpha^a, \tau^a)) \}$$

:社会的純便益

ここで、 $w^j(\alpha, \tau)$: 均衡における経済主体 j の期待効用、 a, b : 新たに導入される設計案の無と有を意味するラベル、 $\sigma(\cdot)$: オプション価格としての等価的所得関数である。

CBA による耐震設計案の性能評価は、既出の図—2 のようなプロセスとして表わされる。この場合はフローがループしないことに注意されたい。

また、カストロフ回避に対しては社会的厚生関数・CBA に対応することは困難である。そこで社会的厚生関数とは別の価値判断として、シビルミニマム (\bar{v}) を設定する。これは MPEC の基本問題に次の制約を加えることになる。

$$\min_{i \in I} \{\Lambda, v_i^j(\cdot), \Lambda\} \geq \bar{v} \quad \text{for all } j \in J \quad (9) : \text{シビルミニマム基準}$$

3. MPEC モデルの“地域防災計画”レベルの耐震性評価への適用

MPEC を 1) システムの性能 S を制御変数とした決定問題を解く最適問題と、2) その最適な耐震設計案 S^* を規定できる R の集合から費用最小化の基準で決定による構造物の設計案の決定問題とに分解して考える。1) は「地域防災計画レベル」の計画案の決定問題として捉えられる。また 2) は個々の構造物レベルでの耐震設計案の決定問題として捉えられる。1) と 2) はそれぞれ先の基本問題に対する部分問題として次のように表わせる。

部分問題 P-1

$$S^* = \arg \max_{S, \tau} W(V) \quad (1')$$

s. t.

$$V^j = \max_{R, \tau} E^j(v_i^j(\omega_i^j, a_i^j, Q_i^j, S)) \quad \text{for all } j \in J \quad (2')$$

$$\text{s. t.} \quad K^j(a^j, Q, p, S, \tau) \leq 0 \quad (3')$$

$$M(a, p) \leq 0 \quad (4')$$

$$N(a, Q) \leq 0 \quad (5')$$

$$H'(S, \tau, p) \leq 0 \quad (6')$$

$$S - S'(a, Q) \leq 0 \quad (7')$$

$$\min_{i \in I} \{\Lambda, v_i^j(\cdot), \Lambda\} \geq \bar{v} \quad \text{for all } j \in J \quad (9)$$

部分問題 P-2

$$\max_{\alpha, \tau} H(e, \alpha, \tau, p) \quad (1'')$$

st.

$$S' - S(e, a, Q) \leq 0 \quad (7'')$$

$$e - e(\alpha, \beta) \leq 0 \quad (8'')$$

1)の「地域防災計画」の計画案については、カタストロフ回避は式(9)で考慮されていることを前提として、MPECのフレームで決定するには、図*-1のようなプロセスで考える。その際に可能な限り多数の計画代替案を作成して、その中での最善案を選択する。

2)の個々の構造物についての耐震設計あるいは、部分問題 P-2 の目的関数が社会的純便益の一部を構成していると見なして、費用便益分析で対応する。個々の構造物について CBA を行うのが困難であれば、目的関数 H の値を一定値の基準値として α を決定する。ただし、システムの性能と目的関数の値 (S, H) から個別の構造物の性能や設計案への対応は一意に決まらない (ill-posed inverse problem) であるので、Inverse Problem のように他の criteria を追加して一意的な問題に修正する必要がある。

4. MPECモデルの道路ネットワークの最適耐震設計問題への適用

4.1 概要

I. 道路ネットワークの最適耐震設計問題は、期待社会的余剰を最大化するように各リンクの設計変数(レベル I とレベル II の想定地震動, 許容最大応力等)を決定する数理最適化問題として定式化される。

II. 一般に最適耐震設計問題は大規模な問題になる可能性があり、解法も複雑であることが予想される。そのため、問題を地域防災計画レベルの計画問題と個別リンクの設計問題の二段階問題に修正して分解的に解くなどの工夫も試みなければならない。ただし、そのような問題の修正による対応は I の厳密な最適設計問題の簡略化であるため、いくつかの地域については厳密な最適設計問題の解と二段階問題のそれを比較検討して有効性を確認しておかなければならない。

III. 最適耐震設計問題は地域の社会経済特性の空間的分布と道路のネットワークに依存しているため、その解は対象地域により異なる。複数の地域について最適耐震設計問題のアプローチを適用して解を蓄積し、それに基づいて、個別のリンクの局所的な

物理条件(地盤条件等)と社会経済特性(平常時交通需要等)と個別構造物の設計変数を関係付ける(計算式または読み取り表を作成)。

4.2 道路ネットワークの最適耐震設計問題の定式化

道路ネットワークにおける交通均衡問題(例えば, 土木計画学研究委員会編(1998)を参照)の標準的な形式と最適ネットワーク問題(例えば, 朝倉(1988)などを参照)を参考として以下のように定式化される。

4.2.1 記号の定義

地震動の定義

$e \in \mathbf{R}_+^M$: 地震動を表わすベクトル

$P(e) \in [0,1]$: 地震動 e の生起確率

交通の需要側要因の定義

$\Omega \in \mathbf{R}^N$: 交通の需要側要因

$\Pr(\Omega|e) \in [0,1]$: 地震動 e が生起した場合の交通の需要側要因 Ω が生じる確率

交通ネットワークの定義

$i \in \mathbf{N}$: ノードのラベルとその集合

$(i, j) \in \mathbf{L}$: リンクのラベルとその集合

$K = (K_{ij}) \in \mathbf{R}_+^{\#\mathbf{L}}$: 各リンクの容量からなるベクトル

$t = (t_{ij}) \in \mathbf{R}_+^{\#\mathbf{L}}$: 各リンクの所要時間からなるベクトル

$x = (x_{ij}) \in \mathbf{R}_+^{\#\mathbf{L}}$: 各リンクの交通量からなるベクトル

$t(x_{ij}, K_{ij}): (x_{ij}, K_{ij}) \in \mathbf{R}_+ \times \mathbf{R}_+ \alpha t_{ij} \in \mathbf{R}_+$: リンク (i, j) において容量 K_{ij} , 交通量 x_{ij} の場合の所要時間を与えるパフォーマンス関数

各リンクの物理的構造の定義

$\alpha_{ij} = (\alpha_{ij}^g) \in \mathbf{R}^G$: リンク (i, j) の物理特性を表わす変数からなるベクトル

$\alpha = (\alpha_{ij}) \in \mathbf{R}^{G \times \#\mathbf{L}}$: α_{ij} からなるベクトル

$\beta_{ij} = (\beta_{ij}^g) \in \mathbf{R}^G$: リンク (i, j) の設置場所の物理特性を表わす変数からなるベクトル

$\beta = (\beta_{ij}) \in \mathbf{R}^{G \times \#\mathbf{L}}$: β_{ij} からなるベクトル

$\Pr(K|e; \alpha, \beta) \in [0,1]$: ネットワークの物理的特性 α , 設置場所の物理的特性 β の場合に地震動 e が生起した場合に交通容量が K である確率

交通ネットワーク均衡の定義

$\varepsilon_t(K, \Omega): (K, \Omega) \in \mathbf{R}_+^{\#\mathbf{L}} \times \mathbf{R}_+^{\#\mathbf{L}} \alpha t \in \mathbf{R}_+^{\#\mathbf{L}}$: 各リンクの均衡所用時間からなるベクトル

$\varepsilon_x(K, \Omega): (K, \Omega) \in \mathbf{R}_+^{\#\mathbf{L}} \times \mathbf{R}_+^{\#\mathbf{L}} \alpha x \in \mathbf{R}_+^{\#\mathbf{L}}$: 各リンクの均衡交通量からなるベクトル

交通の利用者余剰

$CS(\varepsilon_t(K, \Omega), \varepsilon_x(K, \Omega), \Omega) : (t, x, \Omega) \in \mathbf{R}_+^{\#L} \times \mathbf{R}_+^{\#L} \times \mathbf{R}_+^N \alpha CS \in \mathbf{R}$: 需要要因 Ω のもとで交通ネットワーク均衡 $t = \varepsilon_t(K, \Omega)$, $x = \varepsilon_x(K, \Omega)$ が実現した場合の交通利用者の消費者余剰

交通ネットワークへの耐震投資費用

$c_{ij}(\alpha_{ij}, \beta_{ij}) : (\alpha_{ij}, \beta_{ij}) \in \mathbf{R}^G \times \mathbf{R}^G \alpha c_{ij} \in \mathbf{R}_+$: リンク (i, j) を物理的条件 α_{ij} , β_{ij} で供給するための費用

4.2.2 交通利用者の期待消費者余剰

均衡条件折込み形式

$$ECS(\alpha, \beta) = \int_{e \in \Theta_e} \int_{\Omega \in \Theta_\Omega} \int_{K \in \Theta_K(e)} CS(\varepsilon_t(K, \Omega), \varepsilon_x(K, \Omega), \Omega) \Pr(K|e; \alpha, \beta) \Pr(\Omega|e) dK d\Omega de$$

4.2.3 最適耐震設計問題

均衡条件折込み形式

$$\max_{\alpha} ECS(\alpha, \beta) - \sum_{(i,j) \in \mathbf{L}} c_{ij}(\alpha_{ij}, \beta_{ij})$$

MPEC (均衡制約付き最適化問題) 形式

$$\max_{\alpha, x, t} \int_{e \in \Theta_e} \int_{\Omega \in \Theta_\Omega} \int_{K \in \Theta_K(e)} CS(t, x, \Omega) \Pr(K|e; \alpha, \beta) \Pr(\Omega|e) dK d\Omega de - \sum_{(i,j) \in \mathbf{L}} c_{ij}(\alpha_{ij}, \beta_{ij})$$

$$\text{s.t. } \Theta(x, t, K, \Omega) \geq 0 \quad \text{for all } (K, \Omega) \in \mathbf{D}_K \times \mathbf{D}_\Omega$$

この目的関数は期待社会的余剰であるが、交通量と所要時間の分布は制約条件である交通均衡問題に制約されている。

4.3 費用便益分析および耐震設計指針の位置づけ

(1) 費用便益分析の位置づけ

ネットワーク全体での費用便益分析

$$SNB(\alpha^a \rightarrow \alpha^b; \beta) = \int_{\alpha^a \rightarrow \alpha^b} \{D_\alpha(ECS(\alpha, \beta)) - \sum_{(i,j) \in \mathbf{L}} D_{\alpha_{ij}} c_{ij}(\alpha_{ij}, \beta_{ij})\} d\alpha \begin{pmatrix} > \\ = \\ < \end{pmatrix} 0$$

個別リンクについての費用便益分析

$$SNB(\alpha_{ij}^a \rightarrow \alpha_{ij}^b; \alpha_{-ij}, \beta) = \int_{\alpha_{ij}^a \rightarrow \alpha_{ij}^b} \{D_{\alpha_{ij}}(ECS(\alpha, \beta) - c_{ij}(\alpha_{ij}, \beta_{ij}))\} d\alpha_{ij} \begin{pmatrix} > \\ = \\ < \end{pmatrix} 0$$

個別リンクについての費用便益分析も他のリンクの設計変数の想定 (α_{-ij}) に依存している。そのため、個別リンクの費用便益分析を実施する場合には、 α_{-ij} の想定についての共通ルールを決めておく必要がある。

(2) 耐震設計指針の位置づけ

写像としての耐震設計指針

$$\alpha = R(\beta, \Phi): (\beta, \Phi) \in \mathbf{R}^{G \times \#L} \times \mathbf{R}^N \quad \alpha \in \mathbf{R}^{G \times \#L}$$

$$R(\beta, \Phi) = (R^S(\beta_{ij}, \Phi_{ij})) \in \mathbf{R}^{G \times \#L}$$

$$\alpha_{ij} = R^S(\beta_{ij}, \Phi_{ij}): (\beta_{ij}, \Phi_{ij}) \in \mathbf{R}^G \times \mathbf{R}^n \quad \alpha_{ij} \in \mathbf{R}^G$$

ここで、 Φ_{ij} : リンク (i, j) に特に関係する交通需要要因だけからなるベクトル、である。写像 R^S はリンク設置場所の物理的条件 β_{ij} と当該リンクに特に関係する交通需要要因 Φ_{ij} にリンクの物理的条件としての設計変数を対応させる。具体的には、計算式であっても良いし、定義域と範囲を離散化して読み取り表として表わしても良い。

耐震設計指針の策定問題の一例

Find a function $R^s(\cdot)$ such that

$$\sum_{(i,j) \in \mathcal{A}} \|\alpha_{ij}^* - R^s(\beta_{ij}, \Omega_{ij})\|^2 \leq \sum_{(i,j) \in \mathcal{A}} \|\alpha_{ij}^* - R^{s'}(\beta_{ij}, \Omega_{ij})\|^2 \text{ for all } R^{s'} \in \mathbf{D}_R$$

$$\text{where } \alpha^* = \arg \max_{\alpha} ECS(\alpha, \beta) - \sum_{(i,j) \in \mathcal{A}} c_{ij}(\alpha_{ij}, \beta_{ij})$$

この問題は最適耐震設計問題の解を外的基準として耐震設計指針を表わす写像を最小自乗基準で推定することを意味している。複数の地域について既に最適耐震設計問題が解かれていれば、それらをプールして外的基準として用いることができる。

【付記】

本資料の作成には小林潔司(京都大学), 横松宗太(京都大学大学院)の両氏の協力を得ている。

上田孝行 (岐阜大学)

【参考文献】

1) Luo, Z.-Q., Pang, J.-S. and Ralph, D. (1996), *Mathematical Programs with Equilibrium Constraints*, Cambridge University Press

2) 土木計画学研究委員会編(1998), *交通ネットワークの均衡分析*, 丸善書店
朝倉康夫(1988)

資料 2 計画論的な観点からの設計地震動の定義についての提案

1. 2種類の設計対象地震動

設計外力として“設計地震動”を設定する。設計地震動としては大きさの異なる2種類の地震動を想定し、それぞれ“レベルⅠ地震動”、“レベルⅡ地震動”と呼ぶ。

従前より、構造物を設計する際には耐震性が考慮されており、設計地震動を超えない地震動に対してはしかるべき強度を発揮して当該構造物に破壊を生じさせないこととされてきた。この設計地震動が、“レベルⅠ地震動”である。しかし、先の阪神淡路大震災ではこれを遥かに超える強い地震動により、都市がほぼ壊滅してしまうという状況が生じ、同時にこのような強い地震動が襲来する可能性が無視し得ないということも明らかとなった。そこで、耐震設計を行う上でこのような強い地震動をも念頭において、壊滅的な被害を避けることができるようにすべきであるとの考え方が支配的となってきた。これが“レベルⅡ地震動”である。

構造物の損傷の程度は設計外力と耐震性能の両者により規定される。設計外力としていかなるものを想定し、それに耐えるためにどれだけの耐震性能を持たせるべきかは、本来同時決定問題として種々の観点から検討されるべきであると考えるが、ここでは耐震性能を決定する方法論を検討するため、設計地震動は先決的に与えられるものとする。以下では、土木構造物の多くが道路やライフラインのようにシステムとして機能を発揮するものであることに鑑み、システム全体としての残存機能に着目してレベルⅠ地震動とレベルⅡ地震動の計画論的位置づけを整理する。

2. レベルⅠ地震動

レベルⅠ地震動は“システム構成要素の破壊”を防止すべき地震動の最大値として位置づけられる。“システム構成要素の破壊”は個々の構造物の破壊と考えてよい。したがって、レベルⅠを超えない地震動に対しては構造物の破壊は生じないか生じても軽微であり、一定水準以上の機能低下（構造物単体としての）が生じないものとする。レベルⅠ地震動によって生じた構造物の機能低下は当該システムが提供するサービスの提供水準を部分的に多少低下させるが、システム自体は概ね機能を維持しサービスの提供水準は通常時と同じか若干低い程度に保たれる。これは、レベルⅠ地震動を超えない範囲であれば地震動が生じても通常時のサービスが全ての場所や利用者に対して提供されることを意味する。したがって、全ての構造物がレベルⅠ地震動に対する耐震性能を有しているならば、これによって確保されるサービスの提供水準が全ての国民に対して最低限保障されるサービス水準、すなわちシビルミニマムサービスであ

ると考えることができる。

シビルミニマムの水準をどこに置くかは社会の価値観や財政状況によっても異なり、社会的合意の下で選択されるべきものであるため、これを特定の判断基準とともに導出することは現時点では容易でない。しかし、逆に、その時代時代で社会的に受け入れられている水準を持ってシビルミニмум水準と見なすのもひとつの考え方である。この考え方にに基づき、ここでは現行の設計基準で想定しているレベルⅠ地震動をもってシビルミニмум基準と考える。

3. レベルⅡ地震動

レベルⅡ地震動は、“システムの破壊”やそれによる“カタストロフィ”が発生しないような地震動の最大値として位置づけられる。“システムの破壊”とは、構造物の破壊によって当該システムの機能が一定水準以上の機能低下（機能喪失）に陥ることである。冗長性を有するシステムの場合、単一のユニットが破壊しても冗長機能がはたらくため、機能の喪失は当該部分のみに留まりシステムそのものは機能を発揮する。しかし、冗長性を構成するユニットの全てが破壊された場合は、システム全体の機能が喪失する。“カタストロフィ”とは、当該システムが支えていた社会全体が機能不全に陥るとともに、当該システムや被災した他のシステムの修復に多大な支障をもたらされるような状態（自己修復機能の喪失）をいう。

地域社会は、それ自身を維持するための救援・修復機能を保有している。そして住民や施設事故や災害が生じた際にはこの機能を発揮させて救援・修復を行う。この場合、救援・修復システムは健全に機能していることが前提となる。しかし事故や災害の規模が甚大かつ広範囲に及び、救援・修復システムそのものまでもが被災してしまうと救援や修復ができず地域社会を維持することが困難な状況に陥る。このように、地域社会が大きく被災してそれ自身を維持することができなくなる状況を“カタストロフィ”という。

“システム要素の損傷”（部分的に限定されシステムや社会全体に及ぼす影響が無視できる程度の損傷）と“カタストロフィ”（集合的に発生しシステムや社会の全体機能に関わる損傷）の違いのひとつは残存機能の大きさであり、残存部分がある程度の機能（特に救援・修復・安定機能）を発揮しているならば個別要素に生じた機能低下は部分的な機能低下に留まるが、カタストロフィの場合は残存機能の低下により個別要素の機能低下が修復されず、システム全体の機能喪失に至る。

地域社会が被災しても、それ自身を維持することが可能な状態である限りいずれは復興することができる。しかし、カタストロフィが生起すると地域社会そのものが崩壊するという非可逆的な過程をたどる。したがって、われわれがまず回避すべきもの

はカタストロフィの生起であり，できうるならばどのような地震動に対してもカタストロフィが生じない程度の損傷に留まるような耐震性を構造物に付与することが理想的である．しかし，耐震性には限度があり無限大の地震動に対応することは現実的でないため，何らかの限界値を設定せざるを得ない．これがレベルⅡ地震動の概念である．

以上の考え方は次のような計画問題として整理することができる．ある地域に強度 F の地震が生起した場合に，当該地域が被る損害を $D=D(F)$ とする．この地域は外部に地震保険を引き受けてもらうことができるが，その上限（引き受け可能限度額） D_0 が存在し，したがって強度 F の地震が生じた際，この地域は $H(F)$

$$H(F)=D(F)-D_0$$

を自己負担しなければならない．

この地域は保有している富 I を，合成財 I_1 ，耐震投資 I_2 ，地震保険料 C_1 に分割して消費する．

$$I_1+I_2+C_1=I$$

I_1 は社会を維持する（地震が生じない場合にもカタストロフが生じない；シビルミニマム水準を下回らない状態を維持する）ために最低限必要なコスト I_0 を下回ってはいけ
ないから，

$$I_1 \geq I_0$$

である．一方，強度 F の地震が生じた際に地域が自己負担しなければならない損失 H は，地震強度 F と耐震投資 I_2 の関数，

$$H=H(F, I_2)$$

であり，強度 F の地震が生起した場合においても

$$I-I_2-C_1-H(F, I_2) \geq I_0$$

でなければならない．

これより，耐震投資 I_2 の下でこの地域がカタストロフィに陥ることなく耐えることができる地震の最大強度 F_s は，

$$H(F_s, I_2) = I - I_2 - C_1 - I_0$$

となる F_s ,

$$F_s = F_s(I_2) = H^{-1}(I - I_2 - C_1 - I_0, I_2)$$

である。したがって、なるべく強い地震に耐えうるしかるべき耐震投資 I_2^* を選ぶことにより、この地域が耐えうる最大の地震強度 F_s^* は、

$$F_s^* = F_s(I_2^*)$$

$$I_2^* = \arg \max F_s(I_2)$$

実際には、人々は現在の消費をシビルミニマム水準に落としてまで耐震投資をしようとは考えない。そこで、カタストロフィをもたらす強度 F_s 以上の地震が生起する確率、

$$P(F_s) = \text{Prob}[F > F_s]$$

を考慮した I_1 と I_2 の配分を考えよう。この地域社会の効用関数を $U(w)$ 、地域社会が有している富を w 、

$$w = I - I_2 - C_1$$

とすると、期待効用 EU は、

$$EU = \{1 - P(F_s(I_2))\} \cdot U(I - I_2 - C_1)$$

これより、期待効用 EU を最大化する耐震投資 I_2^* 、

$$I_2^* = \arg \max EU$$

が最適耐震投資として選ばれ、それに対応する地震強度 $F_s(I_2^*)$ がカタストロフィを発生させない最大の地震強度となる。これが目標として設定すべきレベルⅡ地震動である。

しかし現時点では、 $H(F, I_2)$ 、 $U(w)$ 、さらには I_0 も明確になっておらず、人々は経験

的に知っているいくつかの地震強度 F とそれにより生じた損失 $H(F, I_2^0)$ を想い描きカテゴリーの発生を避けたい地震強度の上限に関するイメージを有しているに過ぎない。この中の最大のものは阪神淡路大震災のそれである。そこで、現段階では、阪神淡路大震災あるいはそれを経験することにより高い蓋然性を有すると認識するに至った地震強度をレベルⅡ地震動として選定することが適当であると考えられる。

今後は、上記の考え方に沿ってレベルⅡ地震動をより適切に選定できるよう、①耐震投資 I_2 とその下でカテゴリーが生じない地震強度の最大値 F_s との関係、②カテゴリーの回避に関する地域住民の効用関数、③シビルミニマムの水準（カテゴリーの回避に必要な合成財の消費額）等に関する知見を蓄積しする必要がある、このための研究を推進する必要がある。

喜田秀行（鳥取大学）

資料3 カタストロフ・リスクの経済評価と費用負担に関する用語および論点

1. “リスク”と“不確実性”

現代企業の理論を確立したといわれるフランク・ナイトは名著「リスク、不確実性および利潤」のなかで“リスク”と“不確実性”を明確に区別している(Knight 1921)。前者は物理的・客観的査定を獲得でき、社会が同一の確率分布を共有できる。よって大数の法則が作動するため保険が成立する。他方、後者は客観的確率が測定できず、よって付保可能性を満たさない。そのような主観的確率の上に成り立つ「珍しい保険」には人工衛星保険やネッシー保険などがわずかに存在する。しかしこのようなナイト流の区別には賛否両論が唱えられている。

ケインズは、かの「一般理論」において次のように“リスク”と“不確実性”をとらえている。“リスク”に関してはすべての経済主体が同じ評価を行い、保険や短期的投機によってマネジメントことが可能であり、結果的に完全競争市場においてリスク分散が達成される。政府は利子率のコントロール等、金融政策を通じてリスクの市場配分を制御することができる。一方、“不確実性”に関しては、客観的確率が存在しないため各主体が独自の長期的予想を行う。保険が存在せず合理性のみではその存在を克服できず、政府は景気刺激策等に対応する以外に方法はない。しかし、ここに超過利潤を獲得できる可能性が存在する。主体はこの「超過利潤の源泉」を前にして、実物投資により“不確実性”の克服に臨む。この「アニマル・スピリット」とも呼ばれる非合理的・心理的ファクターこそが「企業家精神」であり、経済活性化の源であるとケインズ考えた。

他方、ナイト説に真っ先に反対したのはシカゴ大学の経営学者ハーディである(Hardy 1923)。彼によると、「統計的諸事象およびナイトがいうところの“不確実性”の諸事象は本質的には同様であって、ただ我々がたまたまそれらを扱う場合に手元にある情報の量や、統計的頻度を把握したり十分な一連の諸事象を集めるのに必要な時間、または分類の適切さだけが違う。平均の法則の応用は全てが、ある種の類似性に基づいて多くの点では異なるものを集団化して分類したものにに基づいている。もし近似した事象が頻繁にはないならば、我々は集団化をより同質的でない分類に基づいて行わなければならない。もし分類が原始的であり、あるいは事象の数が多くないならば、統計的方法はその精密さを失ってしまう」。酒井(1991)も、仮に“リスク”と“不確実性”に相対的な差異が存在したとしても、それを強調するのは望ましくないと反論している。彼によると、不確実性の世界において各主体は、いかなる状態の生起確率につい

ても、それが漠然としたものであれ何らかの主観的な確率分布に基づいて決定を下している。そして新しい情報が入手されるたびにそれがより正確なものへと更新されるというプロセスを捉えることで主観的確率に統合して論を展開することが可能となる。

2. 純粋リスクと投機的リスク

現代の企業や個人は実に様々なリスクに取り囲まれて行動している。そして現在の急激なリスクの拡大、多様化に保険は対応しきれていない。さらに保険は原則として、事象の生起により経済的損害のみが生じる「純粋リスク」のみを守備範囲としている。株や為替のように、損をする機会と特をするチャンスが併存するような「投機的リスク」は扱われていない。

同様に、米国を中心に発展した従来のリスクマネジメントにおいては純粋リスクと投機的リスクの分類が重視され、後者はリスクマネジメントの対象外とされている。(投機的リスクの管理はジェネラル・マネジメントと称されている。)それは主に以下の3つの理由による(武井 1987)。(1)リスクマネジメントの実務および研究が今までのところ純粋リスクを中心に応用されてきたこと。(2)純粋リスクは、少しの例外を除いて一般に投機的リスクよりも予知しやすい。そのため、純粋リスクに対してはリスクマネジメントの2大技術であるリスク・コントロールとリスク・ファイナンスの技術が使いやすいこと。(3)投機的リスクの場合には、個々の企業が損失を被っても社会全体としては利益を受けることがあるのに対して、純粋リスクの場合には、個々の企業が損失を被れば、社会もまた損失を被るという関係があること。

以上より、従来のリスクマネジメントは純粋リスクマネジメントであり、投機的リスクについては経営者・企業家の利潤獲得の理論として除外してきた。しかし個々の経済主体からすれば、純粋リスクと投機的リスクを合わせた自己のリスク全体につき、保有とヘッジの最適な組み合わせを実現する手段こそがリスク・マネジメントの手法なのであり、そのような分類には意味がない。今後、日本版の金融ビッグバンも控えて、保険、銀行、証券の機能を組み合わせた、総合リスクマネジメントが脚光を浴びるようになる(山口 1998)。

3. 「リスク・コントロール」と「リスク・ファイナンス」

リスク・マネジメントは、一つの分類方法によると、リスク発生の回避・予防や軽減の手法をまとめた「リスク・コントロール」と、リスク発生後に被った経済的損害に

備える手法をまとめた「リスク・ファイナンス」に大別される。前者においてはさらに、リスク発生の頻度を減少させる方策としての「損失防止」と、リスクが発生したときの損害の規模を減少させる「損失軽減」の2種類の損失制御技術に分類できる。「リスク・コントロール」では、物理学の知見を利用した防災工学がハード面での対応策を提供している。耐震強化投資はリスク・コントロールに分類することができる。また心理学・民俗学・宗教学を援用した被災者のメンタルケアも事後的な精神的損害の軽減策として軽視すべきではない。「リスク・ファイナンス」には、経済的損害の他者への移転である「保険」や、その他リスクの保有のための手段がある。ここで「リスクの移転」が個人間の分散を意味するのに対し、「リスクの保有」は一個人の時間軸上の分散を意味している。

具体的には、「保有」とは無策に等しいが、「自家保険」とは家計内・自社内で保険スキームを作り事故に備えて積立を行うことをいう。米国などでは保険会社が事故処理サービスだけを有料で請け負うということも行われているので、自家保険もマネジメントの有力な手段となる。「キャプティブ」は一般企業が保険子会社を設立し、そこにリスクを集中させる方式である。「外国為替の予約」により、例えば東京が被災し、その結果円が暴落した時には外貨を円に戻すことで自らの経済的な打撃を緩和できる。「FR（ファイナンシャル・ラインシュアランス）」には確かな定義はないが、一般的には契約者が数年間を保険期間として保険料を毎年支払うが、事故が少なければ期末に保険金が返戻され、多ければ保険料を適宜追徴されるというシステムをいう。最終的には、金利と保険会社の経費を勘案した上で、保険会社、保険契約者ともに収支が均等する。契約者にとってリスクの時間的平準化が目的の保険である。ちなみに税務当局からは保険とは見なされず、保険料は損金扱いにならなくなった。

4. 個人のリスク分散化行動

一般に、予測が可能あるいは頻繁に生起し、一回の損害が少額であるリスクは取引費用を節約するため保有し、反対に予測不可能あるいは少頻度だが巨額の損害をもたらすリスクには保険をかけるのが定石であるが、個々人ごとあるいは個々の企業ごとに、保有と保険の間に最適点が存在するはずである。なぜなら通常、期待収益の大きさと受容するリスクの大きさには正の相関がある、あるいは、利潤獲得とリスク回避の間にはトレードオフの関係があるからである。最も単純なイメージを図示する。

曲線 AB は企業にとっての選択可能なリスクと期待収益の組み合わせをつないだものである。一般的にリスクが増加しても収益は比例的には増加しないため AB は右上に凸と

仮定できる。また a, b, c はそれぞれ効用水準 a, b, c を獲得する無差別曲線である。 a, b, c は原点に凸と仮定できる。そして図に示す通り、この主体が効用最大化を達成する点は点 C でありこのときの効用水準は b となる。そして点 C の横座標が示すリスクの大きさが、保険と保有のある配分を示す。

5. 危険回避行動とリスクプレミアム

個人の危険回避行動に関しては、通常「絶対的危険回避行動」と「相対的危険回避行動」が区別されて論じられる。前者はいわば「定額ギャンブル」を避ける行動であり、後者は「定率ギャンブル」を避ける行動である。それぞれに対応して、絶対的危険回避関数、相対的危険回避関数が存在し、個人の危険回避を測るものさしとして有効である。またリスクプレミアムとは、ギャンブルにおける利得あるいは損失の不確実な変動を回避するため、すなわちある確実な所得を確保するために、個人がギャンブルの期待所得から余分に差し引いて支払ってもよいと思う最大可能額のことをいう。俗な言い方をすると「安心を買うお金」というところである。

そして、危険回避行動に関してはアローとプラットが合理的仮説と呼ばれる2つの仮説を提案した。それらは「絶対的危険回避関数は所得に対して単調減少関数である。」そして「相対的危険回避関数は所得に関して単調増加である」というものである。前者は、資産が増えれば太っ腹になり、常に1万円と固定された定額ギャンブルに対する抵抗感は薄れることを述べている。逆に後者は資産が増えたときに、常に所得の10%を賭ける定率ギャンブルに対しては「金持ち喧嘩せず」で回避する気持ちが強くなるという習性に言及している。そして不確実性の経済学では一般的に、この2つの仮説を満たす効用関数が採用される。

6. カタストロフ・リスクと保険可能性

災害リスクは(1)被害が生じた場合でももとの状態に復元することが可能か否かにより「可逆的リスク」と「非可逆的リスク」とに分類できる。(2)また、個人がその生起状態を制御することが可能な「制御可能リスク」とそれが不可能な「制御不可能リスク」が存在する。(3)さらに立地行動等の通じて、個人が事前に自らが直面することが可能な「選択的リスク」とそれが不可能な「非選択的リスク」に分けることもできる。

この基準に従って小林・横松(1998)は、災害リスクは一般的には非可逆的・制御不可能・非選択的リスクのカテゴリーに属し、また個人の行動のあらゆる局面に介在する

基盤リスク (Back-ground risk) であると指摘する。そして個人的・生理的リスクと災害リスクという2種類の非可逆的リスクに直面している個人の長期的な消費行動モデルを構築した。さらに防災投資による災害リスクの軽減の経済効果を計測するための方法論を提案した。分析の結果、防災投資による災害リスクの軽減は、個人の将来効用の主観的割引率に影響を及ぼし、結果的に個人のライフサイクルを通じた消費行動を変化させる。また、災害保険のカバー率が低くなるほど、家計の防災投資に対する支払い意思額は増加することが判明した。

経済学者が過去30年間に構築してきた保険市場のモデルの多くにおいては次のような仮定がおかれていた。「取引費用がない」「リスクの分布関数が全ての主体にとって共通の認識であり、それが主体のリスク防止の努力の上に成り立っており、またその努力がコストなしで確認できる。」「モデルが静的である。または、将来のリスクに対する完全な保険市場のセットが存在する。」このような前提条件に基づいたモデルは、その理論的な帰結として以下の結論を導く。すなわち、各主体は分権的市場において社会的に最適な水準の保険を購入し、リスクは市場を通じて効率的に分散される。政府による仲介は必要がない。さらに、リスクが完全競争的な市場で分散される場合、保険料は期待保険金に一致する。しかし、このような結論はそのまま災害リスクのようなカタストロフ・リスクに対しても該当するのだろうか。答えは自明ではない。なぜなら上のように仮定されたモデルは、カタストロフ・リスクを特徴付ける本質的な性格を看過しているからである。

一般的なリスクに対する保険市場の成立可能性と効率性の議論においては、「観測可能性」「モラル・ハザード」「逆選抜」が問題としてもち上がる。カタストロフ・リスクの“担保可能性”にとっても、それらは同様に障害となるが、Gollier (1997) によるとカタストロフ・リスクの特徴は「巨大性」「稀少性」「曖昧性」そして「限定責任」にまとめられる。ただし、Gollierらが着目しているカタストロフ・リスクは主として原子力発電所のリスクであり、地震リスクの場合における「責任」に関しては、問題の本質が大きく異なる。地震等の自然災害による被害に対する責任の問題には、政府と社会の契約の思想にまで遡った議論を要するが、この問題に関する議論は省略することとする。したがって、以下ではカタストロフリスク（地震リスク）の災害保険による分散の可能性について着目している。

地震リスクは生起する確率は極めて小さいが、ひとたび生起すれば非常に多くの個人が同時に巨額の損失を被るという危険性がある。そして、保険とは、十分に大きな契約者集団を構成する少数契約者に生起する損害が多数の無事故契約者によって填補さ

れるシステムであるが、リスクの巨大性ならびに集合性は保険の成立条件である「契約者に生起する保険事故の相互独立性」を満足しない。

事例を示そう。阪神・淡路大震災は大きな被害をもたらしたが、その経済被害額は直接損害のみで約 10 兆円と言われている。また、仮に 1923 年の関東大震災が再来した場合、その経済的損害は 330 兆円との試算もある(山口 1998)。かたや、現在日本の損害保険市場の規模は 30 兆円余りであり、また現行の地震保険の総支払限度額は 3.7 兆円に設定されている。さらに、国際再保険市場を考慮しても、世界全体の損害保険市場で担保可能な損害保険額は 100 兆円程度である。このように、カタストロフ・リスクはその巨大性・集合性により損害保険市場の範囲では担保され得ない。

小林・横松(1998)は、このようなカタストロフ・リスクに対する保険市場の可能性について検討している。そこではカタストロフ・リスクを、家計の各タイプごとの災害被害の生起を表す集合リスクと、それぞれのタイプの中で特定の個人が被災する確率を表す個人リスクに分解してモデル化した。そして集合リスクを分散する状況依存的証券(Arrow 証券)と個人リスクを分散する相互保険契約を組み合わせたような、新しいタイプの証券を提案している。状況依存的証券とは、ある状態が生起したときに 1 を支払ってくれるが、それ以外の場合には支払いがないような証券を意味する。また相互保険は、同一の災害リスクに直面している同タイプの家計の間でリスクを分散する契約である。すると、その証券が災害の事前に売買されるような市場においては、分権的にカタストロフ・リスクのパレート最適な配分が達成されることが示された。なおこの研究は、あらゆる災害リスクの規模やそれぞれの生起確率等に関して完全情報が仮定され、またあらゆる災害リスクに対して経済合理的に行動する理想的な家計で構成された世界での議論である。とても現実の社会の近似たりえるモデルではないが、集合リスクに対して資本市場からの資金の調達で対処するという方向性が確認された。

またカタストロフ・リスクの対処に関しては、取引費用の大きさを無視することが出来ない。取引費用には一般的な運営費用、資本の費用、マーケティングの費用、苦情の対応の費用、訴訟の費用、税金等が含まれる。これらの費用は付加保険料として消費者が負担することになる。取引費用の存在は消費者の保険購入行動にどのような影響を与えるのだろうか。危険回避の程度が小さい消費者にとっては保険のカバーがもたらす便益に比べて費用が相対的に大きくなるのが容易に想像できる。そして、モッシン(Mossin 1968)は保険料が取引費用を含むとき、フルカバーの保険を購入することは最適にはなりえないことを証明した。取引費用は“部分的担保不可能性”をもたらす。一方、アロー(Arrow 1965)は付加保険料がある条件のもとで課されているので

あれば、控除条件付き保険 (deductible) による全部保険が最適な形態であることを示した。その中でアローは取引費用の存在が巨大リスクに対する市場の失敗を完全に説明するとはいえないことを指摘している。

むしろ取引費用の存在は再保険の効率性や、再保険市場の成立可能性を大きく規定する。そのことが間接的に巨大リスクの担保可能性を制限する要因になっている。

7. 家計の地震リスク認知

地震保険市場が発展していない（地震保険加入率が低い）理由として、いくつかの理由があげられている。その1つは地震リスクが極めて希少な現象であることが指摘されている。このようなリスクの希少性に対する家計の保険契約行動についてはいくつかの研究が蓄積されている。リスクの客観的な確率が測定可能であり、危険中立的な保険者と取引費用を仮定したモデルにおいては、最適な保険の水準は事故率の減少関数となることが示されている。したがって、客観的なリスクが認知可能である場合、リスクの「稀少性」は家計の保険購入行動の障害とはならない

エックハウト等(1996)も同様の仮定のもとでこの結論を追認し、危険回避型の消費者は、リスクの稀少性が増大するほど保険に対する支払い意思が大きくなることを導いた。なぜならば、危険中立的な保険者により設定される保険料はリスクの生起確率に比例しているので、希少な災害ほど相対的に保険料が安くなるからである。

地震保険市場が完備しえない理由のいま一つとして、人間のリスクの認識の程度（主観的確率）の異質性があげられる。カタストロフ・リスクの稀少性により、家計にとっては日常感覚からはリスクの評価が過小になる。そしてクンロイター(1978)によると、人間は（個人間で異なる）ある一定の確率以下の事象に対しては、それに対応した行動を起こさずリスクを無視する傾向を示すことを指摘している。各家計は、地震災害の生起確率に対する主観的認知と保険料率を考慮して地震保険に加入するか否かを決定する。家計の保険加入率は、保険会社の負担能力や再保険市場も含めた総支払限度額にも影響を及ぼし、結果的に災害リスクの担保可能性に決定的な影響を及ぼすことになる。

このようなリスクに対する家計の反応は、災害リスクが極めて稀少であり、また損をする可能性のみしかもたない純粋リスクであることに起因している。今後、災害リスクの証券化が進むことになれば、従来純粋リスクであった災害リスクが投機的な側面をもつことになる。このことは、家計の災害リスクへの対応の経済合理性を向上させることを期待させる。このことは、人間は宝くじやギャンブル等の大儲けのチャンスに対しては、たとえその期待値が微小であっても一攫千金を夢見て能動的に行動する

習性も持ち合わせていることより理解できるだろう。さらに、地震保険の加入率の低さは家計の曖昧性回避の選好によるものであるという意見もある。エルスベルグ(1961)は「曖昧性回避」という概念を提唱した。すなわち期待値や期待効用の大きさが(主観的に)見込めない状況を回避しようとする性向である。消費者が曖昧性回避であるときは保険の需要は増加し、逆に保険者がそうであるときは保険需要は低下することになる。

8. 道徳的危険

「道徳的危険(moral hazard)」とは、保険契約者の行動が保険購入後に変化して損失発生の確率や損失の規模が大きくなるという問題のことをいう。この極端な例として、火災保険で保険金の額が家屋の市場価格よりも大きい場合に自ら家屋に放火するというものがあるが、このように個人が直接的に保険金の給付を得る行動に至る場合でなくとも、「道徳的危険」は広く保険が与えるインセンティブの問題として扱われている。

「道徳的危険」と呼ばれる現象は消費者の側からすれば経済合理的な行動である。ある個人は、保険に加入したのちに保険の目的であるリスクの生起に対して警戒を怠るようになるかもしれない。この個人が保険を加入した動機は、加入以前にリスクに対して細心の注意を払って行動するのに要した有形無形のコスト、すなわち自家保険の費用よりも保険会社の保険料が安いということからも説明されうる。無論このように自家保険が機会費用として位置づけられるケースは、災害による損失が比較的小さい場合であるし、また、より一般的に「道徳的危険」が問題となるケースは、リスクが部分的にでも制御可能なものである場合である。災害リスクは我が身の生存を左右するリスクともなりうるので、自らの生命を失うレベルの極端な道徳的危険が生じるとは考えにくい。ただし、先述したように政府による社会保障への期待などの「お上意識」が強まると、物財の損壊のレベルにおいては自己管理についてのインセンティブの低下が引き起こされるかもしれない。

一方、保険者が公正な(本来のリスクの生起確率に等しい)保険料率を設定する場合、道徳的危険が起きると保険者の収益に危険をもたらす。そこで保険者の側からも契約者のインセンティブに働きかけて、道徳的危険に対抗する。保険者が提供する代表的なインセンティブ契約には共同保険(coinsurance)と控除条件付保険(deductibles)があり、これらは両者とも保険契約者に潜在的損失の一部を負担させて従前の行動を維持させようというものである。また、原因によっては保険金が支払われないという規定である免責約款(cancellation provision)がある。さらに、保険会社が、保険契約

者の側の一定の行為に対しては保険料の割引を提供することによって安全な行動へ導くという手法がある。例えば生命保険の場合、非喫煙者の方が保険料が安くなっている。そこで、山口光恒(1998)が提案する建築物の耐震性強化を誘導するインセンティブ・システムについて紹介しよう。これは政策全般が直接規制から間接規制へと緩和される時代のアイデアとして提案され、「道徳的危険」への対処を明示的に目的としているわけではないが、しかし関連していて興味深い。このシステムは近年盛んな環境ラベルの制度を地震保険にも応用するものである。例えば建築基準法の基準値を大幅に上回るような建物については建設省が耐震優良マークを授与し、そうした建物については地震保険料を割り引くという制度を導入する。すなわち保険が建物の耐震性の強化を誘導する役割を担うのである。

9. 防災投資の費用負担の問題に対する視点

防災投資の費用負担の問題に対する切り口としては主に、1)「公」対「私」、2)「国」対「地方」、3)「効率」対「公平」の3つの視点が存在する。そして、それら全ての背後に道徳的危険や無知の問題が潜んでいる。

第1に、「公」対「私」という視点からは、民間部門にどこまで防災投資を期待するのか(できるのか)という問題がある。民間部門による公共財整備の手法として現在PFIが注目を集めている。イギリス発祥のPFIは、現在導入に向けて日本向けにアレンジされ、ガイドラインがとりまとめられつつある。官民の役割分担の見直しが一つの大きなテーマであるが、それに伴って製造物に対するリスクの分担が問題となるだろう。また例えば工事中に当該構造物が損壊したケースでは、手抜き工事と自然災害を線引きするための原因の特定(モニタリング等)や保証など、不完備契約や不法行為の問題が浮上することになる。法の有効範囲やEnforcementのあり方が論点となる。また家計との関係については、私的な対策を怠っていた個人に対して、公共は救済するのか否かという問題も持ち上がるだろう。政策としての、自己責任システムの確立と生存権の保証の間の折り合いを求められる。これらはルール・メイキング、制度運用の問題である。それに対しては法経済学が手がかりを与えてくれる。例えば、個々の私設の構造物が地域防災のシステムを構成する場合、チキンゲームあるいは後負けのゲームが起こりうる。制度が個人の投資インセンティブをコントロールする。すなわちルールは家計の行動を変化させる。制度は個人の行動を社会的最適なものへと導くように定められなければならない。

第2に「国」対「地方」の構図に属するものとして、ナショナルリスクの問題がある。現在、東京が壊滅的な被害をうければ日本全体の機能が停止し、アジアや世界経済にまで大きな影響が及ぶ。そのリスクに対処するためには、東京に集中的に防災投資をするべきか、または首都移転等により人口や都市機能を分散させるべきか。人間や資源のモビリティが本質的な要因のひとつとなる。

また、自治体が地震保険に加入するという可能性も議論の対象となりえよう。現行の国からの補助金すなわち所得移転は、国が保険会社であると解釈される。「小さな政府」の潮流の中で、民間の保険会社にその役割が移されることが起こり得るのだろうか。また、自治体による保険の加入が推進される一つの根拠として、自治体が稀少現象である災害リスクに対して、家計よりも合理的に対応できるという見込みがある。この場合、地域内では税金と社会保障というかたちで、自治体と地域住民の間でいわば強制保険の契約が結ばれることになる。

第3に次項で述べるような効率性と公平性の問題があげられる。

10. 効率性と公平性

周知のように防災投資は公共財であることから市場による供給は失敗し、政府による介入や決定が正当化される。このとき政府の政策によって人々の間に利害が発生する状況においても資源配分や社会状態に関する社会的厚生判断を下す必要がある。防災投資の決定に際しても、いわゆる「社会的選択の問題」に直面する。この問題を体系的に述べるのは困難であるので、ここでは幾つかの留意点を指摘するにとどめる。

社会的選択の問題に対しては幾つかのアプローチが存在する。それらの間には、1920年にピグーが「厚生経済学」を著して以来、幾つかの流派として形成され互いに闘ぎ合った、混沌とした学説史が残されている。ピグーはベンサム流の功利主義を理論化して「旧」厚生経済学の始祖となったが、ピグー批判の口火を切ったロビンズに依れば、人々の間に利害の対立が生じるときには厚生 of 社会的改善を客観的に、すなわち個人の偏見抜きに判定することは不可能なのである。ロビンズのこの提言は、経済政策に「科学」として取り組もうとする人々に対して新たな基礎付けの必要性を認識させた。ただし彼の趣旨は、政策により利害対立が生じる状況では、経済学者は政策提言を行えない（行うべきではない）ということではなく、その価値前提を明示すべきであり、その価値前提自体には何の科学的根拠もないことを認識すべきであるという点にある。

そして、「効率性」と「公平性」と称される2つの政策の判断基準の設定は、いわば判定に関して「科学的」と「非科学的」とに分離するためのものともいえるだろう。しかしそのような分離が、たとえ可能であり分析者にとって便利であったとしても、意味があるものであるのかは不明である。実際の資源配分の問題は常に両者を不可分な形で含むものだからである。

便宜的にでも2つの基準の存在を認めるとしよう。そのうち「効率性」の側面を徹底的に追及したのが、先のロビンズの提言に触発された「新」厚生経済学の一派である。効率性の議論においては、政策の規範としての「パレート原理」、その最適な分配の状態としての「パレート効率」という反論の余地の少ない基準が存在する。これは「ほかの誰の状態も悪くすることなく、ある人々の状態を良くする経済的変化は社会的に望ましい」という基準である。このパレート基準はまた、消費者主権の主張と一致したものであるのだが、それに対してある場面では消費者主権が犠牲にされるべきだと主張されることがある。その根拠は、個人は近視眼的であり彼自身の最善の選択をしていないという見解である。そして政府のガイダンスが必要であるとする。この立場は温情主義（パターナリズム）と呼ばれる。温情主義に基づいて政府により供給される財を「価値財」といい、防災投資も価値財に該当するだろう。しかし実はこの温情主義的（パターナリスティック）な考え方は多くの経済学者や社会哲学者により反対されている。彼らは、政府の権利に関する問題に加えて、仮に政府による温情主義的政策が必要とされるケースが存在するとしても、そのようなケースをそうでないケースと区別することは事実上不可能であると主張する。また一旦政府により温情主義的役割が引き受けられれば、必ず政治的過程において利益団体等により当初の目的が歪められるであろうと懸念する。

ところで現実の社会においてパレート原理のみを規範としていては、殆ど政策を実施できない。現在あらゆる資源配分問題に関して、人々の利害対立を発生させない変化は存在しないと言ってよい。そこからパレート原理の適用限界に対して拡張が試みられた。その結果、カルドア、ヒックス、スキトフスキーらによって打ち立てられたのが「仮説的補償原理」である。これが公共プロジェクトを実施するか否かの判定に用いられる「費用便益分析」に理論的基礎を提供している。しかし補償原理も幾つかの論理的問題点を含む。カルドア、ヒックスの補償基準を採用すると、潜在的補償の可能性によって2つの状態が互いに相手への変化を是認しあい、その結果それらの間を往復する（スキトフスキー・パラドックス）。そしてそれを克服したスキトフスキーの補償基準は今度は推移性を持たず（ゴーマン・パラドックス）、最後に両方の欠陥を排除することに成功したサミュエルソンの潜在的補償原理は、皮肉にも序数的効用の基

礎に立つ厚生分析を断念する意味を持つ、という経緯を辿ることとなった。また、ここでの損失補償あるいは逸失利益の補償とは、あくまで経済の潜在的可能性をチェックするための理論的中間項に過ぎない、すなわちパレート改善の潜在的可能性が検討されるに過ぎないのだが、その点が倫理的に問題視されることもある。またこの原理においては、個人間での所得の価値が等しくウェイト付けされるべきだという暗黙の仮定がおかれている。この強い仮定を加味すると、純粋な効率性基準として、科学的な領域のみで論じられる基準ではないかもしれない。さらに補償原理は、取引費用が存在するような所得の再分配は実行するべきではないとのガイダンスを与える。そこでこれらの問題の解決が「公平性」の基準に委ねられていく。

しかし「公平性」については、誰もが承認する概念・定義が存在しない。そこで序数的効用に立脚する「新」厚生経済学の立場から唱えられるのが「羨望のない状態としての衡平性(equity as no-envy)」である。社会のある配分の状態の下で、自分の状態と他人の状態を自分の効用基準を用いて評価したときに、他人の状態においてより大きな効用を獲得できるとき、自分は「羨望(envy)」を抱くことになる。しかし社会のあらゆる個人に「羨望」が存在しないとき、それを「衡平配分(equitable allocation)」が達成された状態と定義する。加えてその配分がパレート効率的であるとき、その状態を「公平配分(fair allocation)」と定義する。例えば、全ての消費者に同じ財ベクトルを与える配分は衡平配分である。しかし個人間に選好の差異がある限りそれはパレート効率的とはいえない。よってこの状態は公平配分ではないのだが、実はこの特殊な賦存状態からは純粋交換市場において公平配分が実現する。そこで問題は一般的な衡平配分からスタートして市場が公平配分を達成するかどうかである。しかし答えは否定的である。さらに純粋交換経済を離れて、財の生産も考慮すると、そこでは公平配分が存在しない可能性もある。したがってここに「衡平性」と「効率性」のジレンマないしトレード・オフが認められるわけである。

ところで、経済学者がトレード・オフ関係を分析するために用いる基本的な手法は無差別曲線である。そして個人における無差別曲線と効用関数を基数的効用の立場から社会に拡張したものが社会的無差別曲線と社会厚生関数である。すなわち個人の効用関数を用いれば個人が消費する異なる財の組み合わせを評価できるように、社会厚生関数を用いれば社会がその住民が受けるどのような異なる効用の組み合わせもランク付けできるのである。パレート原理とは異なり、ある家計の効用を下げるような変化についても評価できる。そして社会厚生関数は、効率と衡平に対する当該社会の態度を表現する。よって「社会選択の問題」は社会が採用する社会厚生関数の決定の問題に到達する。

しかしながら全員の意見が一致しないときには、社会厚生関数に到達するために異なった個人の選考を「合計する」一般的に受け入れられる方法はない。また、適切な社会厚生関数の存在を示すために、ルソーに端を発する契約国家論を拡張するなどの試みがなされているが、ここでは概要は省略したい。

最後に、それらのうち一つを紹介する。ジョン・ロールズによると、社会厚生関数の決定を含めたルールメイキングにおいては、個人は自らが社会のどのような位置に生まれるかを知る前に、何が「公正」かという考えに達するべきである。そしてこの「無知のベールのもとで何を公正と見るか」という観念的な理論は、防災投資ルールの決定問題にとって非常に本質的であろう。そこでロールズは、無知のベールの下では全ての個人は社会の最悪な状態の者の厚生を極大化するという原理に従うのを望み、かつどのようなトレード・オフも認めないと述べた。いわゆるロールズ主義を提唱した。しかし一方、ジョン・ハーサニーは功利的社会厚生関数を正当化するために同じような議論を用いている。すなわち無知のベールのもとでは個人は平均的効用を極大化することを望むと主張する。ところで不確実な災害リスクに直面する個人はどのような社会厚生関数を望むのだろうか。そのとき、功利的社会厚生関数のウェイトとしての人口が、個人の期待効用関数のウェイトである確率に相当すると考えることが出来る。すなわち自分が社会のどのタイプに属するかを全く知らない状況では、社会厚生関数を構成する各タイプの効用にそのタイプの人口を用いてウェイト付けすることが、自分がどこのタイプに含まれるかの不確実性を考慮した期待効用関数を定式化することと同値となるかもしれない。よってこのような観点からは、防災投資ルールとしての功利的基準が正当化されるかもしれない。

小林潔司 (京都大学)

資料4 レベル2地震動の下限基準

4-1 下限基準の地震規模

地震は地下の断層運動が原因であることは広く知られており、地震の原因である断層を震源断層と呼ぶ。地殻は下部をマントルに接し、その境界面をモホ面と呼ぶ。さらにその構造は上部地殻と下部地殻の上下二層に分けられる。その境界面をコンラッド面と呼ぶ。コンラッド面の深さは場所により多少異なるが、日本列島全体での平均は15km内外である。またP波（縦波）の速度 V_p で見るとおよそ6km/s以下の層と6.5km/s以上の層の境界に対応している場合が多い。いわゆる直下地震は、内陸の地殻内で発生する地震であり、震源断層は一般に上部地殻に限り存在する場合が多い。つまり内陸の地殻内地震を発生させる地震発生層はほぼコンラッド面以浅のたかだか15km程度の幅の中に限られている。

Shimazaki¹⁾や武村²⁾は、1885年以後に日本列島で発生した内陸の地殻内地震の断層パラメーターを検討し、地震の規模が大きくなると、断層の幅 W が頭打ちすることを見つけている。図1-1にその結果を示す。このことは、地震発生層の幅の限界と関連づけて、地震規模が大きくなると震源断層が地表に突き抜け、断層幅はそれ以上大きくならないためと説明されている。地表に突き抜けた断層を地表地震断層と呼び、地質学的に比較的若い時代において地震の発生が繰り返し、地表地震断層によって地形に残された傷跡を活断層と呼んでいる。

表 1-1 過去約 100 年間に日本列島で発生した内陸浅発地震と地表地震断層²⁾。

M > 6.5 の地震は地表地震断層の有無に関わらず全て、M ≤ 6.5 の地震は地表地震断層の報告のあるもののみを示す。

Event	(Date Name)	M	Damege Rank	Surface faults (name or location)	Refer.
1955:10/19	Akita-Hokobu	5.9	3	Near Futasui (L)	1)
1938:5/29	Kussharo	6.1	3	Kssaharo F. (H)	1) 2) 3)
1959:1/31	Teshikaga	6.3	2	Near Teshikaga (L)	1) 2)
1918:11/11	Omachi	6.5	3	SW Omachi (H)	1) 2)
1969:9/9	Gifu-Chubu	6.6	2	Hatasa F. (L)	1) 2)
1948:6/15	Tanabe	6.7	3	(not found)	3)
1909:8/14	Abekawa	6.8	4	Yanagase F. (L)	1) 2) 3)
1925:5/23	Kita-Tajima	6.8	5	Tai F. (H)	1) 2) 3)
1939:5/1	Oga	6.8	4	Kotokawa F. (H)	2)
1945:1/13	Mikawa	6.8	5	Fukozu F. etc. (H)	1) 2) 3)
1984:9/14	Nagano-Seibu	6.8	3	(not found)	3)
1931:9/21	Nishi-Saitama	6.9	3	Kushibiki F. *	2)
1974:5/9	Izu-Hanto-Oki	6.9	4	Irozaki F. etc. (H)	1) 2) 3)
1984:10/22	Shonai	7.0	5	Yadaregawa F. (H)	1) 2) 3)
1900:5/12	Miyagi-Hokubu	7.0	3	(not found)	2) 3)
1961:8/19	Kita-Mino	7.0	3	Hatogayu F. *	2)
1978:1/14	Izu Oshima	7.0	4	Inatori-Omineyama F. etc. (L)	1) 2)
1914:1/12	Sakurajima	7.1	4	(not found)	3)
1914:3/15	Ugosen	7.1	4	Kita-Naraoka (L)	1)
1948:6/28	Fukui	7.1	6	Under Fukui Basin (H)	1) 2) 3)
1896:8/31	Rikuu	7.2	5	Senya F. etc. (H)	1) 2) 3)
1943:9/10	Tottori	7.2	5	Shikano F. etc. (H)	1) 2) 3)
1995:1/17	Hyogo-Nanbu	7.2	6	Nojima F. etc. (H)	3)
1927:3/7	Kita-Tango	7.3	6	Gomura F. etc. (H)	1) 2) 3)
1930:11/26	Kita-Izu	7.3	5	Tanna F. etc. (H)	1) 2) 3)
1891:10/28	Nobi	8.0	6	Neodani F. etc. (H)	1) 2) 3)

Damage Rank: Utsu(1982)

Surface fault break is but there is the active fault closely related to the event

(H) Higher reliability (b) Lower reliability

1) Abe et al. (1985)

2) Research Group for Active Faults of Japan (1991)

3) The Prime Minister's Office (1997)

震源断層の規模を表すパラメーターとして地震モーメント M_0 がある。地震モーメント M_0 は断層長さ L と幅 W およびすべり量 D の積に地震発生層の剛性率 μ を乗じたものである。震源断層の幅が地震発生層内に収まっている比較的小規模の地震では、震源断層は $L \propto W \propto D \propto M_0^{1/3}$ の関係を保ちつつ大きくなるが、断層幅 W が頭打ちする大地震では $L \propto D \propto M_0^{1/2}$ ($W=一定$)の関係を保ちつつ大きくなる²⁾。このように断層パラメーターの関係が変わる地震規模を気象庁マグニチュードで表すと、 $M \leq 6.5$ が小地震、 $M \geq 6.8$ が大地震に対応する²⁾。

来るべき地震動を評価する際、内陸地殻内地震の震源断層の位置および規模を特定するために活断層データを用いるのは、活断層の存在する場所が、過去にその地下で震源断層が繰り返し活動することによって地表地震断層が何度も出現した場所であり、活断層の位置がほぼ地下の震源断層の位置を表すと考えられるからである。しかしながら先述のように、 $M \leq 6.5$ の小地震では地表地震断層が生じる可能性は極めて低く活断層データに基づく震源断層の特定は難しいことが懸念される。

武村²⁾は、さらに1885年から1995年に我が国の陸域で発生した $M \geq 5.8$ のほぼ全ての内陸地殻内地震に対し、地表地震断層の出現や被害の程度を調べている。表1-1にデータの一部をまとめる。 $M \leq 6.5$ の地震については、阿部・他³⁾の表に地表地震断層に関する記述があるもののみを示し、 $M \geq 6.6$ の地震については、全ての地震について地表地震断層の発見の有無を示している。(H)は確実度の高いもの、(L)は低いもの、*印は地表地震断層は見つかっていないが、震源の位置や余震分布さらには震源メカニズム等をもとに、強い関連性が指摘されている活断層がある場合である⁴⁾。

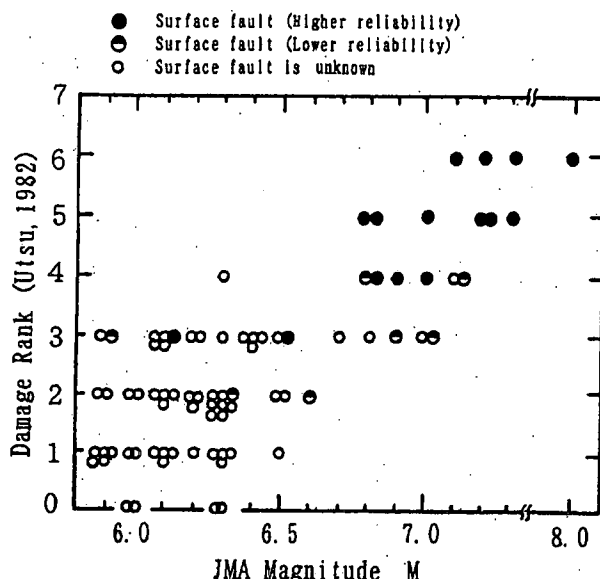


図 1-2 過去約 100 年間に日本列島で発生した内陸浅発地震の地震規模（気象庁マグニチュード M）と被害ランク²⁾。地表地震断層の有無も 3 分類して示す。

これらの地震に対する気象庁マグニチュード M と被害程度の間接関係を，地表地震断層の出現と関連づけて図 1-2 に示す。図から 2 つの重要な点を指摘することができる。1 つは， $M \leq 6.5$ では，被害ランク³⁾はほとんどが 3（20 人未満の死者または 1000 未満の全壊家屋）止まりであるが， $M \geq 6.8$ では非常に大きな被害をもたらす地震があることである。そのうち特に $M \geq 7.2$ では，被害ランクは全て 5 以上で死者 200 人以上または全壊家屋 1 万戸以上と猛烈な被害を伴っている。もう一つは， $M \leq 6.5$ のグループでも $M \geq 6.8$ のグループでも，その中では地表地震断層が発見されているものの被害が相対的に大きいことである。このことは地表に断層を生じる地震は，震源断層が浅く，それだけ強い地震動がもたらされ，被害が大きくなることを示唆している。この他に武村²⁾は， $M=6.6$ と $M=6.7$ の地震数が少ないことを指摘し，これは偶然ではなく，震源断層が地表に突き抜ける影響で，マグニチュードに不連続が生じるためではないかと指摘している。

以上の結果を総合して考えると， $M \leq 6.5$ の地震は地表に活断層として痕跡を残していないものが多く，活断層データから地震の発生を予測することは大変難しいことが分かる。このような理由から，ここでは全国すべての地点で，気象庁マグニチュード M が 6.5 の地震が直下で発生することを想定し，震源断層が伏在する場合に備えることを提案する。もちろん $M > 6.5$ の地震でも例外的に地表地震断層を出現させない地震もある。しかしながら図 1-2 のデータは，これらの地震の被害程度が $M \leq 6.5$ の地震による被害の上限とそれほど大きな差がなく，地表地震断層を出現させた地震に比べ，

震源近傍での地震動がやや弱かったことを伺わせる結果を示している。このため Mが 6.5 の地震が直下で発生することを想定すればそれらの例外的な地震に対してもある程度の対応は可能であるものと考えられる。

ただし、図 1-2 の結果は、例えば 1948 年福井地震のように平野下に伏在断層があり、地震発生後の調査によって平野の堆積層下に地表地震断層が表れ、基盤が変形していることが分かった地震も含めて地表地震断層が表れた地震という評価を行っている。現在、我が国の人口密集地を抱える主な平野についてはより詳細な空中写真判読が実施され堆積層上に表れている活断層のわずかな痕跡も逃さないための都市圏活断層図が作成されている⁶⁾。またさらに、平野部の深い構造の探査も国および地方自治体で始められつつある。平野部の堆積層下に潜む活断層の評価については、それらの調査結果に期待するところが大きい。

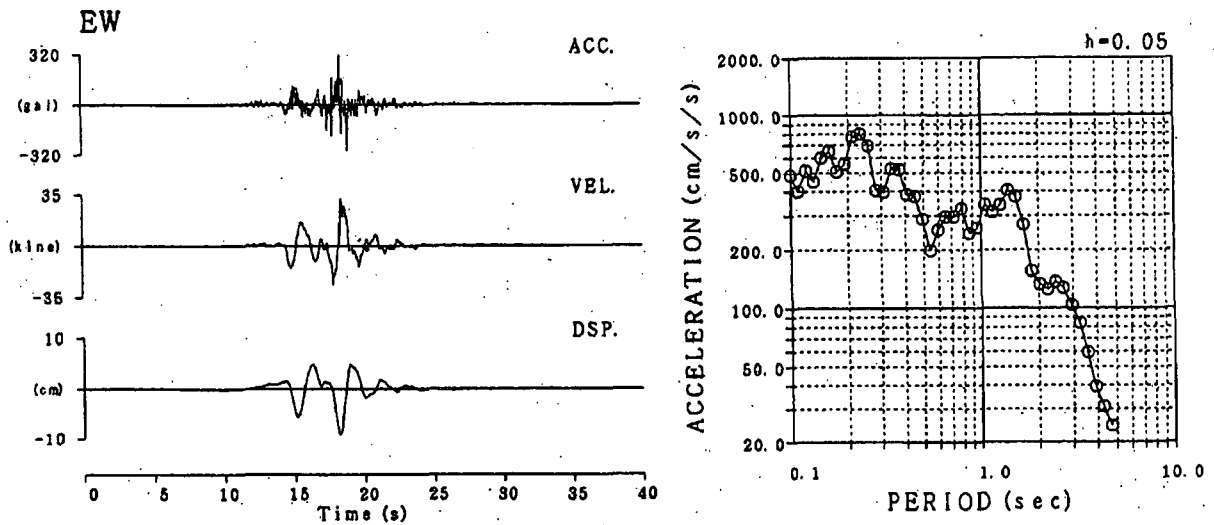
引用・参考文献

- 1) Shimazaki, K. : Small and large earthquakes: The effect of the thickness of seismogenic layer and the free surface, Earthquake Source Mechanics, Am. Geophys. Union, Geophys. Monogr. 37, Maurice Ewing 6, 209-216, 1986.
- 2) 武村雅之：日本列島における地殻内地震のスケーリング則—地震断層の影響および地震被害との関連，地震，51，No. 2，211-228，1998.
- 3) 阿部勝征，岡田篤正，垣見俊弘：地震と活断層，アイ・エス・ユー株式会社，760pp，1985.
- 4) 活断層研究会：新編日本の活断層，東京大学出版会，437pp，1987.
- 5) 宇津徳治：日本付近の M6.0 以上の地震および被害地震の表：1885-1980 年，東大地震研究所彙報，57，401-463，1982.
- 6) 建設省国土地理院：国土地理院の都市圏活断層図，第 2 回活断層調査成果報告会予稿集，25-31，1998.

4-2 硬質地盤上の地震動強度

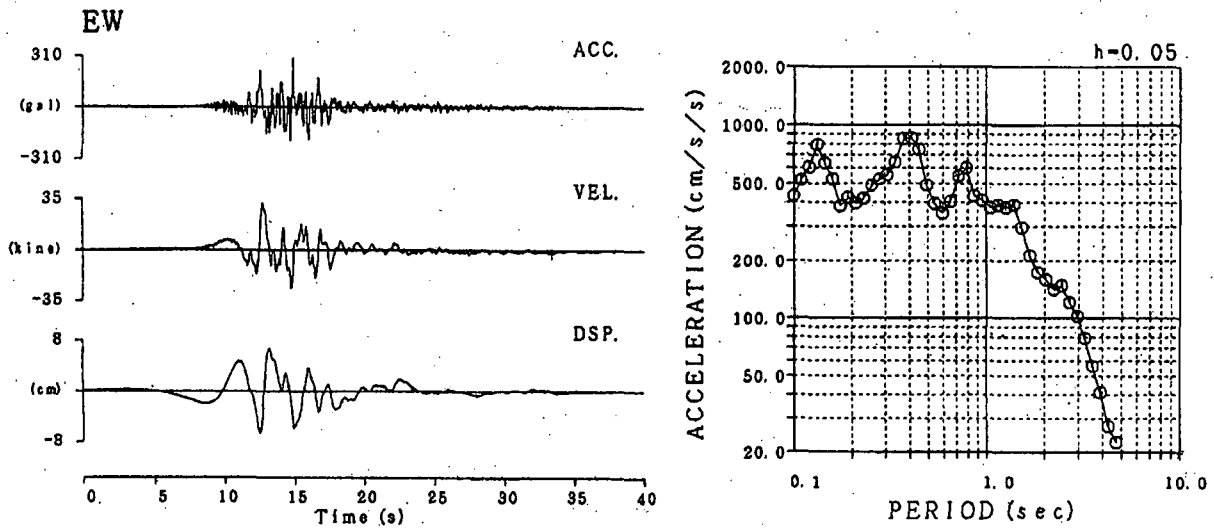
本節では、マグニチュード 6.5 の地震がどの程度の地震動を発生するのかを、強震動予測手法を用いて予測し、レベル 2 地震動の下限基準の例を示す。ただし、本節で示す地震動の大きさは、仮定した地盤構造によって異なるので、実際に設計に用いるには当該地点の地盤構造を用いて別個に算定する必要があることに注意されたい。算定手法は、香川・他¹⁾による。

本手法によって釜江・入倉²⁾の震源パラメーターに対する、平成 7 年兵庫県南部地震の神戸大学地点の地震動を推定した結果の応答スペクトルと観測記録のそれを図 2-1(a)(b)に示す。水平成層地盤による簡易シミュレーションであることを考えれば、上下動を除いて観測記録の特徴を比較的良く説明していると言える。



(a) 予測波形

PGA (gal) = 300.0 PGV (kine) = 32.3 PGD (cm) = 6.6
 JMA Intensity=5H (5.2)



(b) 観測波形

図 2-1 兵庫県南部地震の神戸大学における予測波形と観測波形

さらに、ほぼ同規模の地震として、平成 9 年 3 月 26 日鹿児島県北西部地震 (M6.3) の計算を試みた結果を図 2-2 (a) (b) に示す。震源モデルは、堀川³⁾の波形インバージョン結果を基に矩形アスペリティを仮定し、その他の計算条件も堀川³⁾の解析例に倣った。計算した地点は (K-net 観測点⁴⁾) であり、震源断層から 20~25km 離れている。震源断層も浅く観測点も震源からかなり離れているために表面波と思われる周期 1 秒程度の成分が見られる。解析手法は表面波を考慮していないためこれらは十分表現されていないが、S 波主要動部の特徴はほぼ再現されていると言えよう。

(1) 地震断層

- ・断層の大きさは 10km×10km (100km²) とする。これは、松田式⁵⁾ ($\log L = 0.6 \times M - 2.9$) の断層長さによる。
- ・断層傾斜は 90 度とする。これは、横ずれ断層と逆断層を 1 枚の断層で表現するためである。
- ・断層上端の深さは 3 km とする。伏在断層として地表には露出しない設定である。
- ・地震モーメントは $6.3 \times 10^{18} \text{N} \cdot \text{m}$ とする。これは、Somerville et al.⁶⁾ による関係式、 $M = 2/3 \times \log M_0 - 10.7$ (M_0 は dyne·cm) から求めている。
- ・断層は一様破壊とし、アスペリティは考えない。これはマグニチュード 6.5 程度の地震では、通常、明確なアスペリティが認められないためである。
- ・平均応力降下量として 100bar を与える。
- ・破壊伝播は破壊開始点から円形とし、破壊伝播速度は 2.8km/s とする。

・立ち上がり時間は 0.81 秒とする。これは Somerville et al.⁷⁾ の関係式、 $T_r = 2.03 \times 10^{-9} \times M_0^{1/3}$ (M_0 は dyne·cm) による。

(2) 伝播経路

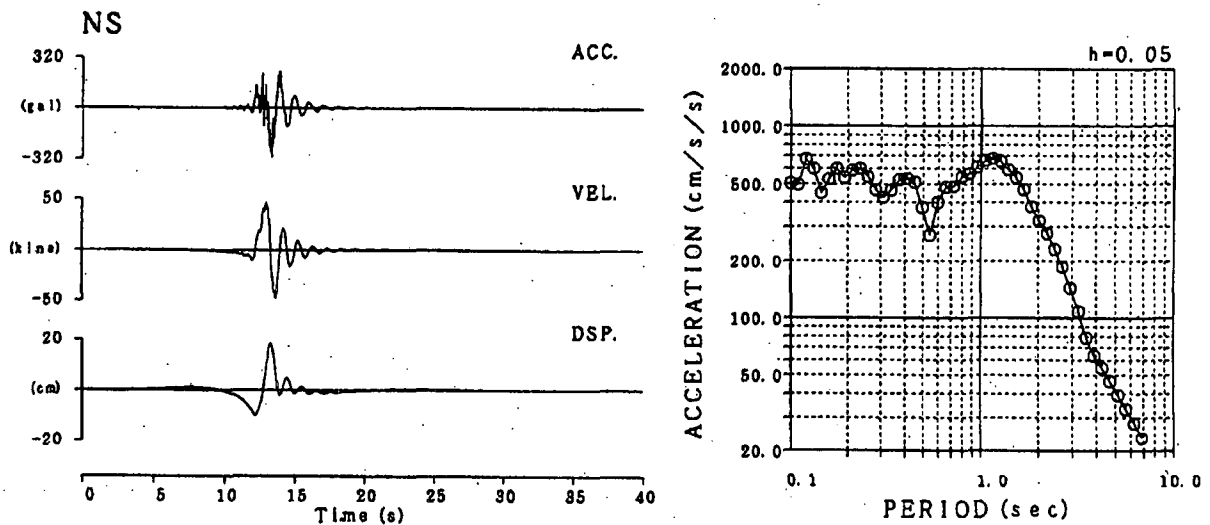
- ・地震基盤は $V_s = 3.2 \text{ km/s}$, $V_p = 5.4 \text{ km/s}$, $\rho = 2.7 \text{ t/m}^3$ とする。
- ・内部減衰として $Q(f) = 37 \times f^{0.84}$ を与える。震源近傍としては少し大きいですが、古和田・他⁸⁾ による兵庫県南部余震域のインバージョン解析結果である。

(3) 地盤構造

・硬質地盤を想定し、以下の 4 層モデルとする。宮腰・他⁹⁾ による神戸大阪域の平均的な物性である。

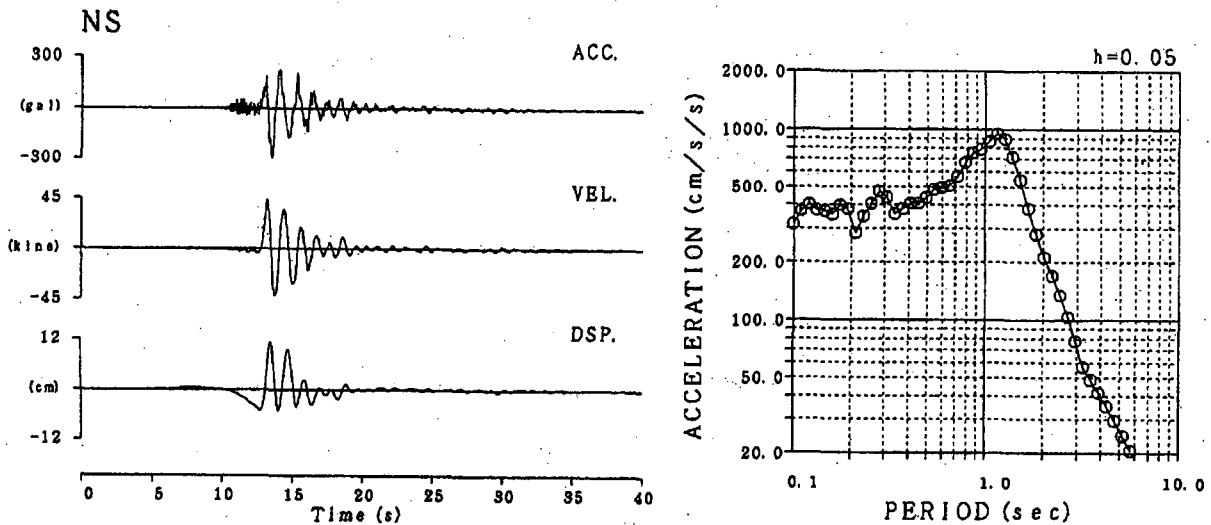
層	V_s (km/s)	V_p (km/s)	ρ (t/m ³)	Q	層厚 (km)
1	0.35	1.6	1.7	15	0.20
2	0.55	1.8	1.8	25	0.30
3	1.00	2.5	2.1	35	0.50
4	3.20	5.40	2.6	37	----

AKUNE FAULT : KagoshimaNW 1
 PGA (gal) = 310.7 PGV (kine) = 48.0 PGD (cm) = 18.4
 JMA Intensity = 6L (5.5)



(a) 予測波形

PGA (gal) = 292.8 PGV (kine) = 43.6 PGD (cm) = 11.4
 JMA Intensity=6L (5.6)



(b) 観測波形

図 2-2 鹿児島県北西部地震の阿久根における予測波形と観測波形

(4) 計算パラメーター

- ・ 計算周波数範囲は 0.1~20Hz とし、100Hz サンプルング、4,096 ポイントの 40.96 秒とする。
- ・ 小断層の大きさを 2 km×2 km とする。このため、重ね合わせ数は 5×5×5 になり、小地震の地震モーメントは $5.04 \times 10^{16} \text{N}\cdot\text{m}$ である。
- ・ 立ち上がり時間が 0.81 秒、サンプルング間隔が 0.01 秒、ディスロケーションの分割数が 5 なので、再分割数を 16 とする。
- ・ 重ね合わせ手法は、入倉・他¹⁰⁾を用いる。
- ・ 高周波数限界として、Faccioli¹¹⁾で得られる 5.86Hz を与える。
- ・ Kamae and Irikura¹²⁾に倣い、周波数依存型の放射特性 (0.5Hz 以下は理論通り、5Hz 以上は等方) を導入する。

(5) 検討ケース

いずれのケースも震源 (破壊開始点) を断層の中心 (深さ 8 km) とし、図 3.5.2-3 に示すように震央から断層に直交する方向と、断層に沿った方向に距離を変化させた 8 ケースを設定する。これを純粋な横ずれ型、純粋な逆断層型の 2 通りで実施し、計 16 ケースの計算をおこなう。

- ケース 1 : 計算点は断層中央から断層直交方向に 2km.
- ケース 2 : 計算点は断層中央から断層直交方向に 4km.
- ケース 3 : 計算点は断層中央から断層直交方向に 8km.
- ケース 4 : 計算点は断層中央から断層直交方向に 16km.

- ケース 5：計算点は断層中央から断層に沿って 2km.
- ケース 6：計算点は断層中央から断層に沿って 4km.
- ケース 7：計算点は断層中央から断層に沿って 8km.
- ケース 8：計算点は断層中央から断層に沿って 16km.

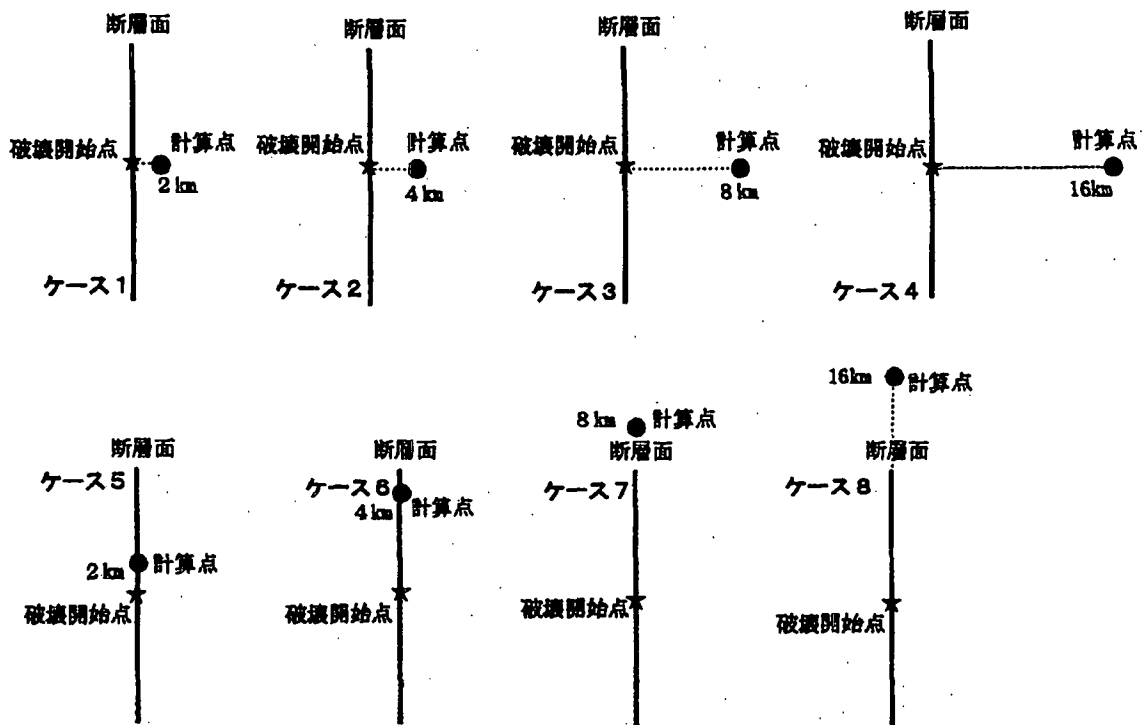


図 2-3 各ケースの強震波形予測地点

(6) 計算結果

各ケースの計算波形のうち、横ずれ断層のケース 1 および逆断層のケース 5 の加速度，速度，変位波形，疑似速度応答スペクトルを図 2-4 および図 2-5 に示す。それぞれ大きい方の水平成分を示している。また総てのケースの計測震度¹³⁾，最大加速度および最大速度を表 2-1 に，疑似速度応答スペクトルの断層すべり方向毎の重ね書きを図 2-6 に示す。応答スペクトルは 5%減衰で計算している。さらに図 2-7(a)(b)には，最大加速度と最大速度について福島¹⁴⁾式との比較を示す。図から，計算結果の最大速度値 ($V_s=700$ m/s の式と比較) はほぼ妥当な範囲にあると言える。最大加速度 (平均

±σ) はやや過小評価となっている。

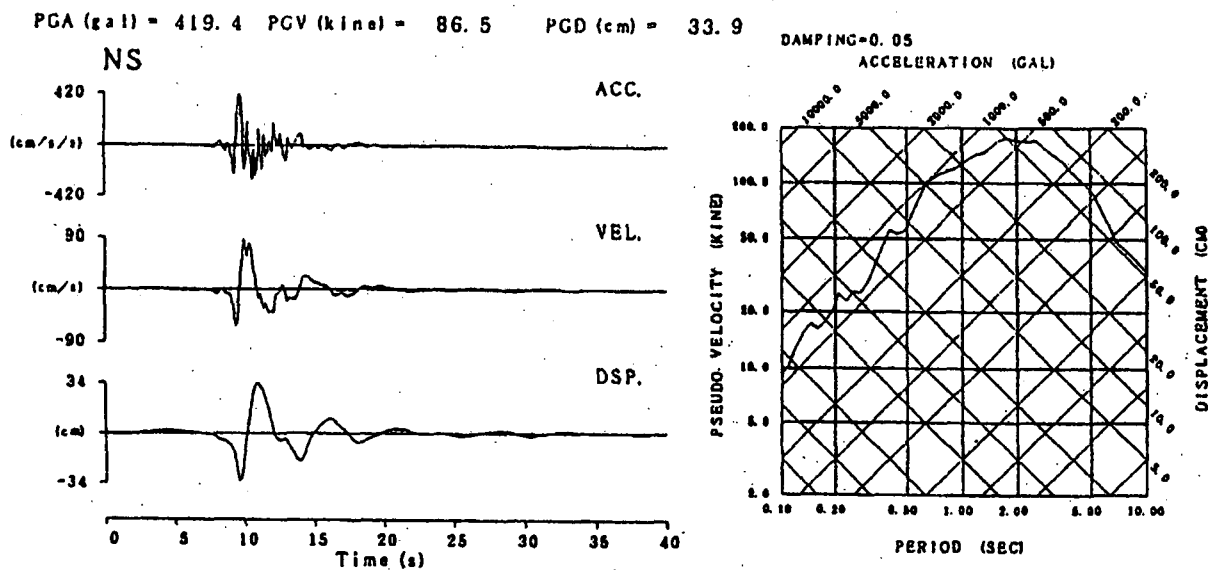


図 2-4 横ずれ断層ケース 1 の予測波形と疑似応答スペクトル

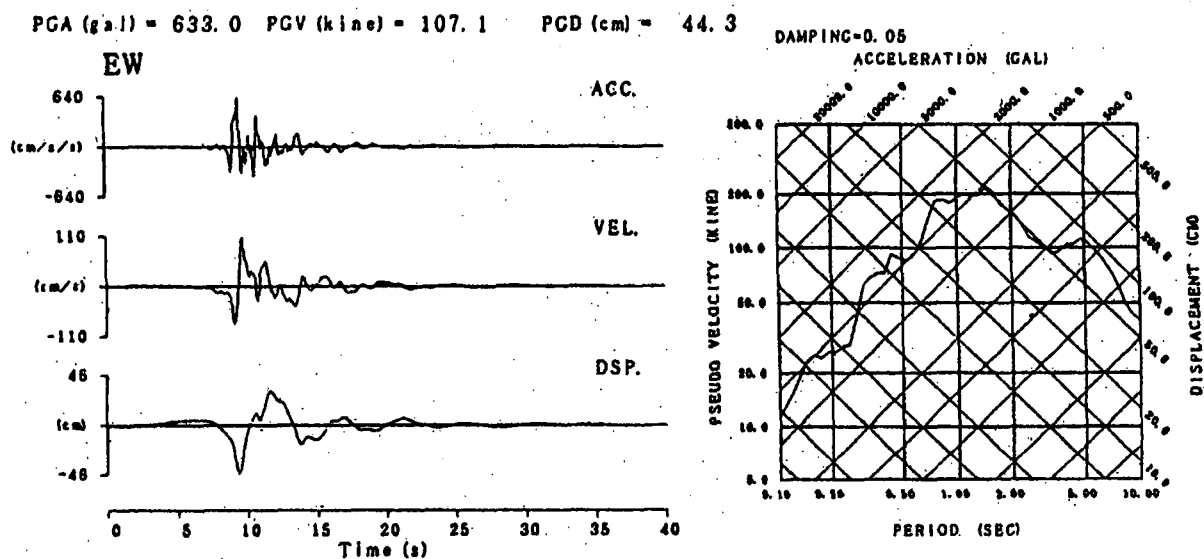


図 2-5 逆断層ケース 5 の予測波形と疑似応答スペクトル

表 2-1 各地点における計測震度，最大加速度および最大速度

ケース	計算地点		横ずれ断層			逆断層		
	方向	距離	計測震度	最大 加速度 (cm/s ²)	最大 速度 (cm/s)	計測震度	最大 加速度 (cm/s ²)	最大 速度 (cm/s)
ケース 1	直交	2km	5.9(6L)	419.4	86.5	5.7(6L)	519.0	50.9
ケース 2	直交	4km	5.6(6L)	333.5	71.2	5.3(5H)	323.4	37.0
ケース 3	直交	8km	5.4(5H)	312.6	66.9	5.0(5H)	165.4	34.1
ケース 4	直交	16km	4.5(5L)	111.9	27.7	4.4(4)	80.0	15.6
ケース 5	平行	2km	5.8(6L)	477.5	90.1	6.0(6H)	633.0	107.1
ケース 6	平行	4km	5.7(6L)	421.8	73.9	6.5(7)	1044.1	179.7
ケース 7	平行	8km	5.9(6L)	477.5	99.1	5.8(6L)	431.0	86.8
ケース 8	平行	16km	5.0(5L)	129.2	39.6	4.4(4)	76.0	18.2

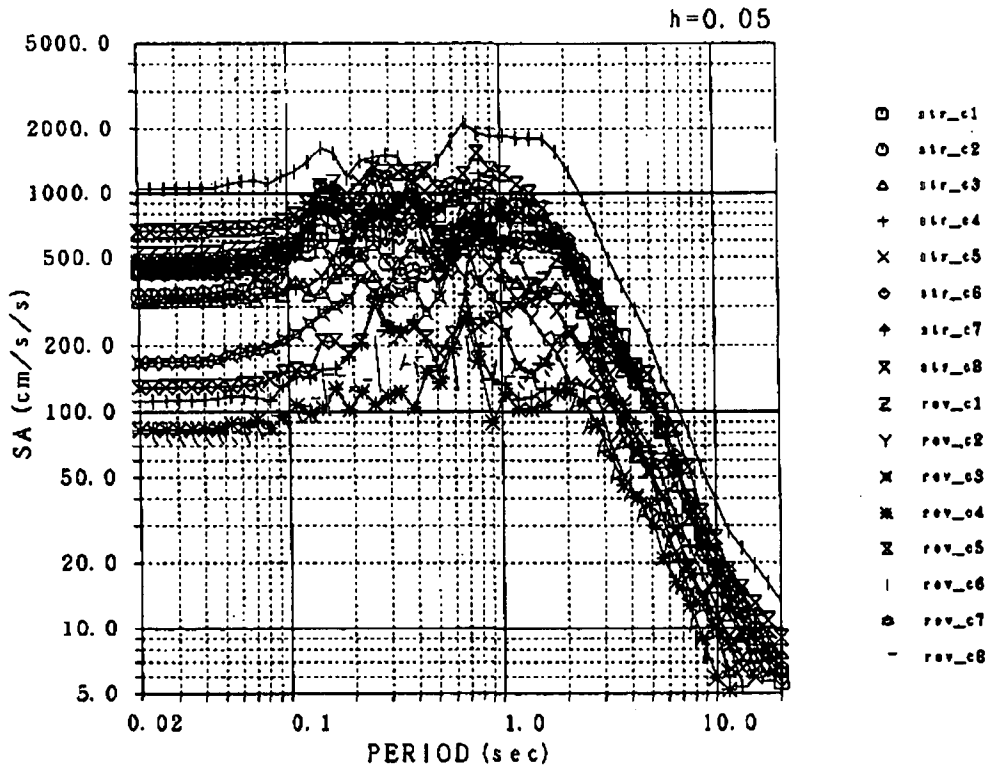


図 2-6 全試算例の加速度応答スペクトル

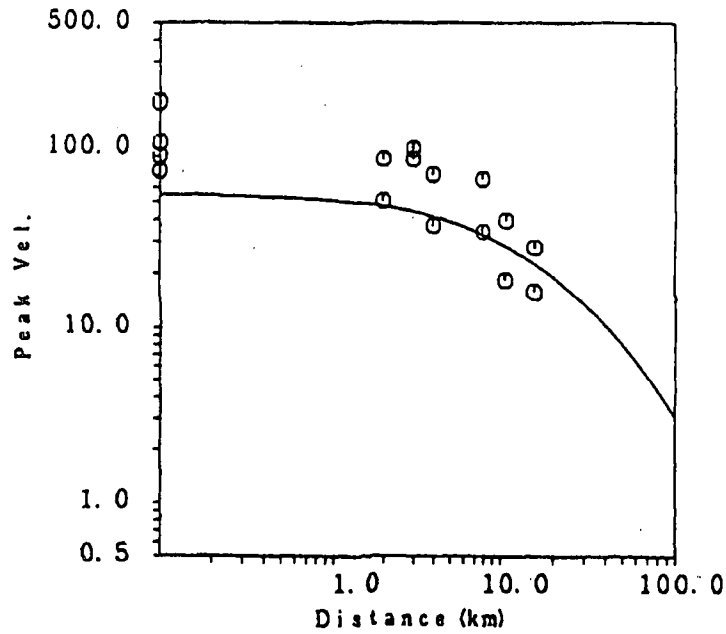
横ずれ型のケース 1~4 では，断層すべり方向である断層平行成分が卓越している。この様な断層放射特性の影響は，1秒よりも長周期域で顕著である。ケース 3, 4 と断層から離れるとそのレベルは小さくなる。ケース 5~8 では，フォワード・ディレクティビティの影響で断層直交成分が卓越し，ケース 7 の場合が最もその影響が大きい。このような断層からの地震波放射特性の影響は1秒よりも長周期域で顕著に見られる。

逆断層型の断層から断層直交方向に離れたケース 1~4 では，フォワード・ディレクティビティが影響する断層直交成分が大きく，特に1秒よりも長周期域で顕著であ

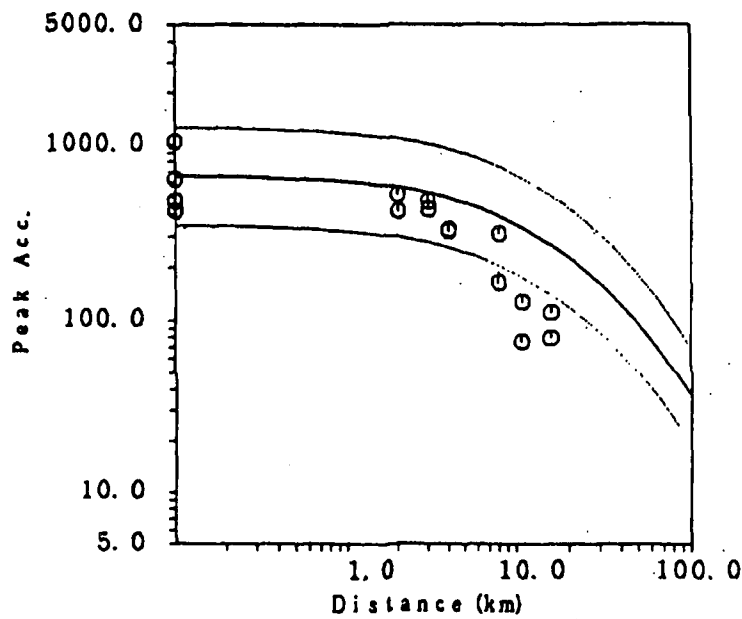
る。逆断層型のフォーワード・ディレクテビティは深部から浅部への破壊進行となるため、断層からの距離が離れることと相まってケース4で一番影響が小さくなる。一方、逆断層のケース5~8は断層線上にあり、フォーワード・ディレクテビティによって断層直交成分が卓越して非常に大きな地震動を生じている。逆断層型では断層走向方向の波動伝播はあまり影響しないので、単に断層中央に近いことと震源が深いことがバランスした、ケース6で最大の地震動となったようである。

以上の結果をまとめると次のことが言える。

- 1) マグニチュード6.5といえども、断層との位置関係によっては震源近傍で大きな地震動を示す場合がある。今回の計算による最大値は逆断層型ケース6で生じており、最大加速度が約 1050cm/s^2 、最大速度が約 180cm/s であった。このケースは逆断層のフォーワード・ディレクテビティが最も大きく影響しており、他に比べて極端に大きい地震動となっている。しかし、このケースを除くと断層近傍でも、計測震度で6弱、最大加速度で $500\sim 600\text{cm/s}^2$ 、最大速度で 100cm/s 程度と考えると良いことがわかる。
- 2) 極端に大きな地震動を示すケースであっても、周期1秒よりも短周期の疑似速度応答は 100cm/s 以内である。しかしながら、周期1秒よりも長周期ではこれよりも大きくなり、今回の設定では周期2秒程度で非常に大きい応答を示した。
- 3) 逆断層型の震源断層近傍では、同じ規模であっても横ずれ型よりも大きな地震動となることに注意を要する。しかしながら、伏在断層が横ずれ型か逆断層型かは予測できないので、基本的に逆断層型であることを想定することが必要である。



(a) 最大速度



(b) 最大加速度

図 2-7 予測波形と福島・田中式との比較

(7) 伏在断層による硬質地盤上の地震動

以上の計算結果から、設計に用いるための、この地点における伏在断層による地震動の大きさを判断する。図 2-6 に示した加速度応答スペクトルの重ね書きから判断して、周期 0.2~1 秒の領域で加速度応答値として 1000 cm/s^2 程度と考えられる。また、このような地震動の計測震度は 6 弱程度と考えることができる。

引用・参考文献

- 1) 香川敬生：震源断層近傍における地震動分布のシミュレーション，地球惑星科学合同学会，1998年度合同大会予稿集，sd-003，1998年。
- 2) 釜江克宏，入倉孝次郎：1995年兵庫県南部地震の断層モデルと震源近傍における強震動シミュレーション，日本建築学会構造系論文集，No. 500，29-36，1997。
- 3) 堀川晴央，小林茂樹，藤井直之：1997年3月に発生した鹿児島県北部の地震の破壊過程，日本地震学会1997年秋季大会講演予稿集，B71，1997。
- 4) 木下繁夫，上原正義，斗沢敏雄，和田安司，小久江洋輔：K-NET95型強震計の記録特性，地震，第2輯，第49巻，467-481，1997。
- 5) 活断層研究会：新編日本の活断層，東京大学出版会，1991。
- 6) Somerville, P. G., K. Irikura, R. Graves, S. Sawada, D. Wald, N. Abrahamson, Y. Iwasaki, T. Kagawa, N. Smith and A. Kowada: Characterizing crustal earthquake slip models for the prediction of strong ground motion, *Seism. Res. Lett.*, 70, 59-80, 1999.
- 7) Somerville, P. G., 入倉孝次郎，澤田純男，岩崎好規，田居優，伏見実：地震断層のすべり変位量の空間分布の検討，第22回地震工学研究発表会講演概要，291-294，1993。
- 8) 古和田明，田居優，岩崎好規，入倉孝次郎：経験的サイト増幅・位相特性を用いた水平動および上下動の強震動評価，日本建築学会構造系論文集，No. 514，pp.97-104，1998。
- 9) 宮腰研，香川敬生，越後智雄，澤田純男，南荘淳：大阪堆積盆地における深部地盤構造のモデル化（その2），第24回地震工学研究発表会，33-36，1997。
- 10) 入倉孝次郎，香川敬生，関口春子：経験的グリーン関数を用いた強震動予測方法の改良，地震学会講演予稿集，秋季大会，B25，1997。
- 11) Faccioli, E.: A study of strong motions from Italy and Yugoslavia in terms of gross source properties, *Geophys. Monograph*, 37, Maurice Ewing, AGU, 6, 297-309, 1986.
- 12) Kamae, K. and K. Irikura: Prediction of site specific strong ground motion using semi-empirical methods, *Proc. 10thWCEE*, 801-806, 1992.
- 13) 気象庁：震度を知る，基礎知識とその活用，ぎょうせい，1996。
- 14) 福島美光：地震動強さの距離減衰式（経験式）に関する最近の研究動向，地震，第2輯，第46巻，315-328，1993。

4-3 軟質地盤上の地震動強度

本節では、硬質地盤上で規定された地震動を工学的基盤入力として表層地盤の非線形増幅特性を評価し、伏在断層を震源とする地震の軟弱地盤上の地震動を評価する。

(1) 計算方法

表 3-1 に示す地盤条件で表層地盤の 1 次元非線形地震応答解析（全応力非線形解析）を行う。G- γ 、h- γ 関係として、H-D モデル¹⁾を用いる。

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}}, \quad \frac{h}{h_{max}} = \frac{\frac{\gamma}{\gamma_r}}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad (1)$$

規準化ひずみ γ_r は $\gamma_r = \tau_{max} / G_0$ で与えられる。砂地盤では $\tau_{max} = \sigma_v' \tan \phi$ なので、内部摩擦角 ϕ を与えれば、G- γ 、h- γ 関係が決定される。S 波速度が 100m/s の場合の深度 5m での G- γ 、h- γ 関係を図 3-1 に示す。内部摩擦角 ϕ の影響が大きく、 ϕ が小さいほど G と h は大きく変化することがわかる。G に関しても、拘束圧依存性を考慮し、深度 5m で、所定の S 波速度となるように与えている。なお、一次固有振動数で 0.5% となるように、剛性比例減衰を入れている。

入力地震波としては、1995 年兵庫県南部地震時のポートアイランド GL-83m における観測記録（NS 成分）から抽出した工学的基盤での入射波²⁾を用いる。これを振幅調整して入力する。

表 3-1 地盤条件

単位体積重量 (kN/m ³)	18
S 波速度 (m/s)	100, 250
内部摩擦角 ϕ (°)	5, 10, 20, 30, 40
最大減衰定数 h_{max} (%)	22
層厚 (m)	10, 30
地下水位	GL-3.0m

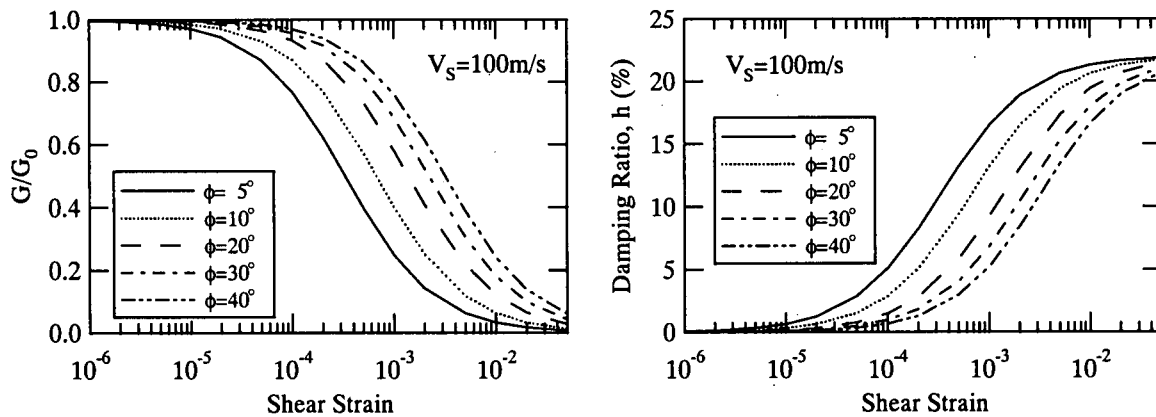
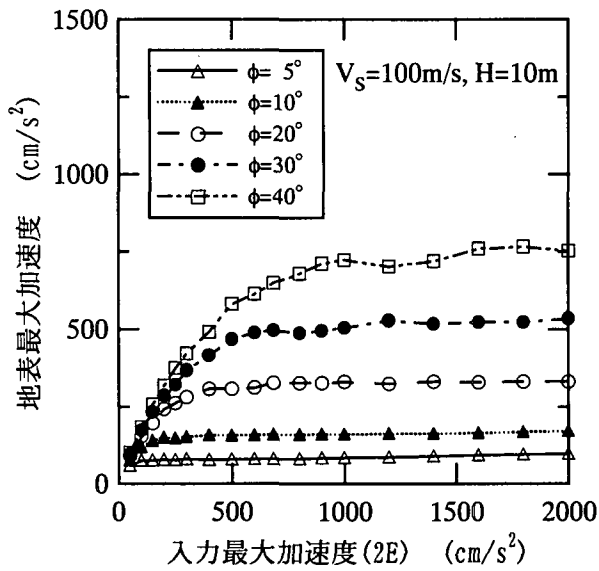


図 3-1 H-D モデルによる $G-\gamma$, $h-\gamma$ 関係の比較 (S 波速度 100 m/s)

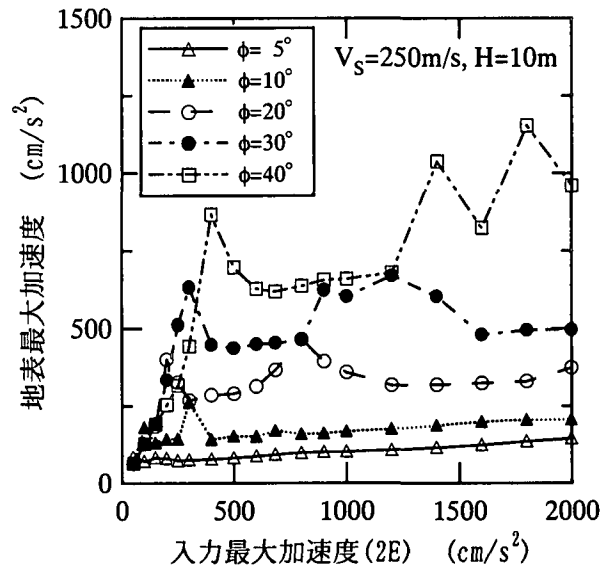
(2) 最大加速度の増幅特性

入力最大加速度と解析により得られた地表面での最大加速度の関係を、層厚 10m の場合について内部摩擦角の影響を比較したものを図 3-2 に示す。これらの図より、以下のことがわかる。

- 1) 最大加速度の飽和現象は必ずしも明瞭でない。S 波速度 100m/s の場合入力加速度 800 cm/s^2 で応答は 550 cm/s^2 で頭打ちとなっているが、S 波速度 250m/s の場合はかなり複雑な関係となっている。これは、S 波速度が 100m/s の場合は入力地震動の卓越周期と地盤の固有周期が大きく異なるために表層地盤が共振していないためと考えられる。逆に S 波速度が 250m/s の場合が複雑な関係となっているのは、地盤が共振し表層地盤で地震動が大きく増幅されているためと考えられる。
- 2) 内部摩擦角の影響、すなわちせん断強度の影響が大きい。
- 3) S 波速度 (初期剛性) の影響は小さい。これは、図 3-1 で示した $G-\gamma$, $h-\gamma$ 関係が S 波速度が大きいほど剛性がより低下するようになっているため、初期剛性の影響が相殺され、結果的に影響が小さいパラメーターとなっている。



(a) S波速度 100 m/s



(b) S波速度 250 m/s

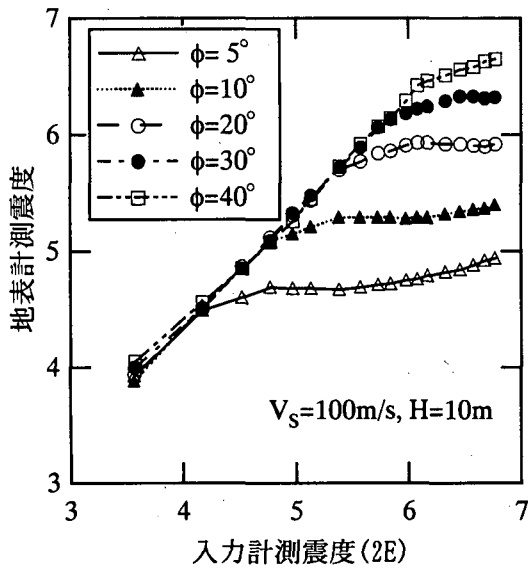
図 3-2 最大加速度の増幅特性 (H=10m)

(3) 計測震度の増幅特性

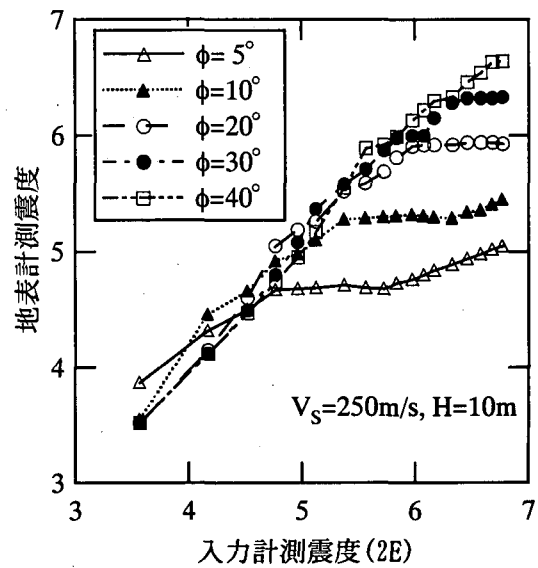
解析により得られた地表面での計測震度の入力計測震度に対する増分値の入力計測震度に対する関係を図 3-3~4 に示す。図 3-3 は層厚 10m の場合について、図 3-4 は層厚 30m の場合について比較したものである。

これらより以下のことがわかる。

- 1) 計測震度の増分値は入力レベルが小さい間は一定である。ある値を超えると小さくなり始める。
- 2) 内部摩擦角（せん断強度）が小さいほど、小さな入力レベルから増分値の減少が始まる。
- 3) 最大加速度では図 2-2 に示したように表層地盤の増幅の影響がかなり複雑な特性であったが、計測震度ではその影響はかなり小さい。
- 4) 入力レベルが大きい（震度 6.0 以上）ところでは、層厚、S波速度による違いは小さく、増分値は内部摩擦角（せん断強度）に支配されている。

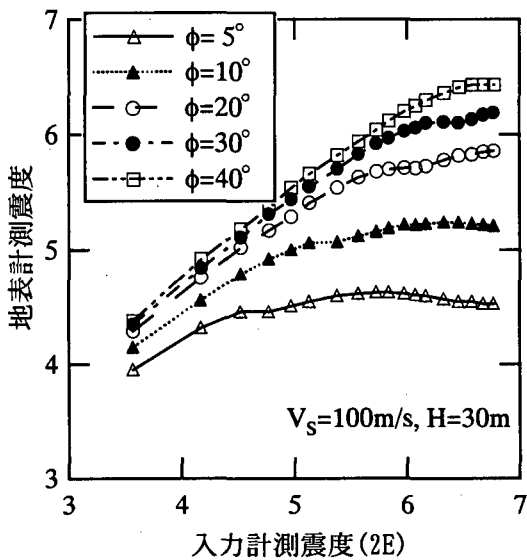


(a) S波速度 100 m/s

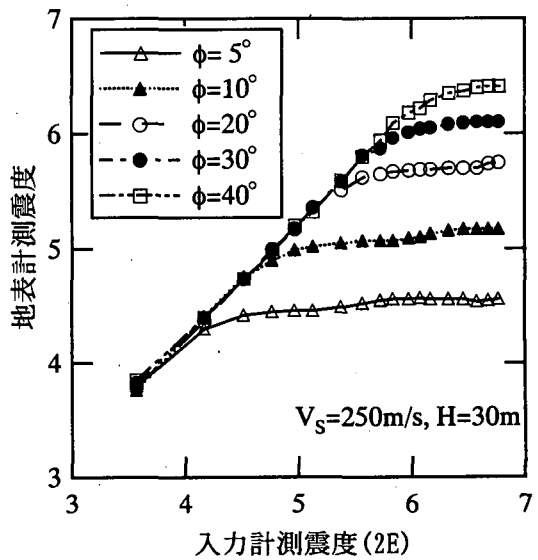


(b) S波速度 250 m/s

図 3-3 内部摩擦角の影響 (層厚 10m)



(a) S波速度 100 m/s



(b) S波速度 250 m/s

図 3-4 内部摩擦角の影響 (層厚 30m)

(4) 伏在断層による軟弱地盤上の地震動

表層地盤上の最大加速度が基盤入力加速度振幅のわずかな違いで大きく変化することからわかるように、表層地盤における非線形増幅特性は複雑であり、その地点の地盤条件を反映した解析により、伏在断層に対する地震動強度を決める必要がある。

しかしながら、計測震度で表現した場合は非線形地盤増幅特性を単純化して示せることがわかる。前節までに、硬質地盤上における伏在断層の地震動強度は震度 6 弱程度であることが示されている。本節において、軟質地盤上における地震動強度は、地盤の内部摩擦角が 30 度程度ある場合においても、計測震度 6 弱程度で飽和することが示された。

引用・参考文献

- 1) Hardin, B. O. , V. P. Drnevich: Shear moduli and damping in soils: Design equations and curves, J. SMFD, ASCE, 98(SM7), pp.667-692, 1972.
- 2) Suetomi, I. , N. Yoshida: Nonlinear behavior of surface deposit during the 1995 Hyogoken-Nambu earthquake, Special issue of Soils and Foundations, pp.11-22, 1998.

4-4 観測記録にみられる震度 6 弱の地震動の特性

非活断層域におけるレベル 2 地震動は、活断層域を含めたレベル 2 地震動の下限を意味する。この地震動強度の設定には、前項で示された 2 つの考え方がある。1 つは、一定規模（マグニチュード M ）以下の内陸活断層に帰因する地震では、地表地震断層が生じないという地質学・地震学的知見から、この地震の規模を定めて、それに相当する活断層をサイト直下に配置して地震動強度を評価する方法であり、それは報告書本文 4.3 節に示された活断層域におけるレベル 2 地震動の評価法と基本的に同じである。現在、この地震規模としては、 M で 6.5 から 7.0 程度の中規模地震が議論されており、 M で 6.5 を想定した地震動強度の試算例は本付属資料「3 軟弱地盤上の地震動強度」に示されている。

もう 1 つの考え方は、地震動を受けた時に公共的な土木構造物が許容しうる被害レベルから地震動強度を設定するものである。多種多様な土木構造物について許容しうる被害レベルの地震動強度を一義的に定めることは困難な課題であるが、ここでは前項の検討からそれを気象庁計測震度¹⁾で 6 弱の地震動強度と設定する。

ここでは、まず土木構造物について許容しうる被害レベルから設定されたレベル 2 地震動の下限強度の具体像を示すことを目的として、日本で観測された計測震度 6 弱の地震動の最大地動や応答スペクトルの特性を例示する。

表 4-1 は、近年の日本の 4 つの地震における計測震度 6 弱の観測記録^{2)~5)}の一覧を示す。表中の地盤種別は、1996 年道路橋示方書・同解説⁶⁾に従った。計測震度は、観測記録の 3 成分（水平 2 成分、鉛直 1 成分）から算定した。最大水平加速度 A_{max} 及び最大水平速度 V_{max} は、観測記録の水平 2 成分の内、最大速度の大きいものを示している。

宮之城 2 の記録を除くと A_{max} は $270 \sim 675 \text{ cm/s}^2$, V_{max} は $36 \sim 89 \text{ cm/s}$ 程度の範囲にある。

表 4-1 日本における計測震度 6 弱の観測記録

観測点	地震名	地盤種別	計測震度 (3成分)	A_{max} (cm/s^2)	V_{max} (cm/s)
八戸港	1994 三陸はるか沖 $M_j = 7.5$	第 2 種	5.910	675.5 (EW)	44.9 (EW)
神戸大	1995 兵庫県南部 $M_j = 7.2$	第 1 種	5.654	270.3 (NS)	55.1 (NS)
ポートアイランド		第 3 種	5.938	341.2 (NS)	88.9 (NS)
阿久根 1	1997 鹿児島県北西部 $M_j = 6.3$	第 2 種	5.678	292.6 (NS)	43.6 (NS)
宮之城 1		第 1 種	5.522	490.9 (EW)	36.2 (EW)
宮之城 2	1997 第 2 鹿児島県北西部 $M_j = 6.2$	第 1 種	5.921	891.76 (EW)	46.8 (EW)

図 4-1 には、計測震度 6 弱の観測記録の最大加速度と最大速度の関係を示す。図中に、武村⁷⁾による A_{max} と V_{max} を用いた計測震度区分も示した。図 4-2 は、計測震度 6 弱の観測記録の 5% 減衰絶対加速度応答スペクトルを示す。マグニチュード M や地盤種別の幅が大きいため加速度応答スペクトルのレベルのばらつきは大きいものの、図 4-1 で計測震度が 6 強と判定された宮之城 2 の記録を除くと 2 秒より短周期側の加速度応答スペクトルのレベルは 1 G 前後の値で、ほぼ平坦な形状を示していることがわかる。

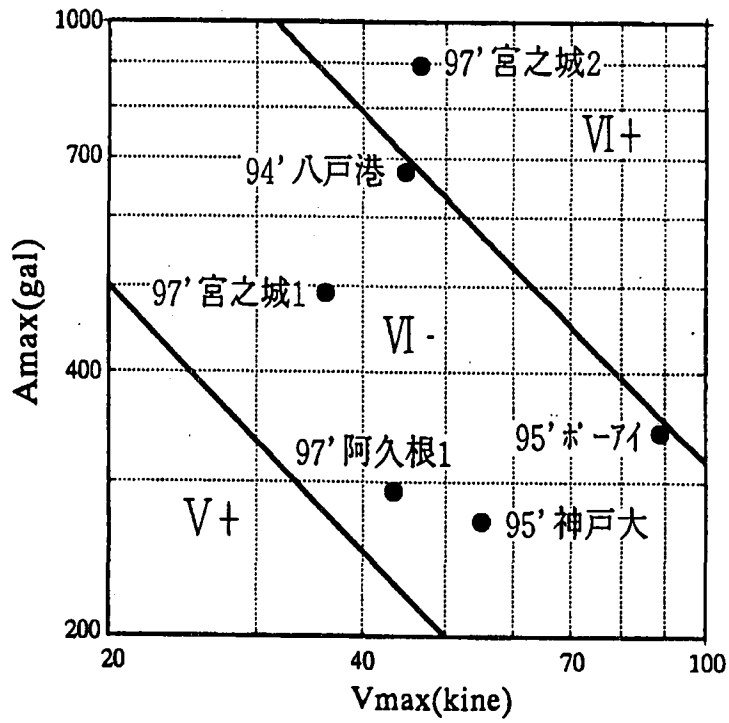


図 4-1 計測震度 6 弱程度の観測記録の最大加速度と最大速度の関係

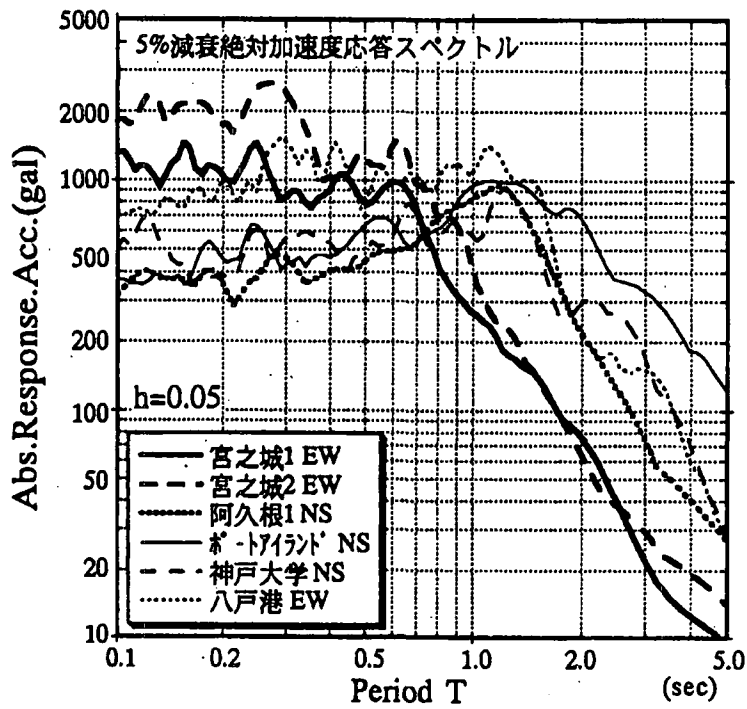


図 4-2 計測震度 6 弱程度の観測記録の 5% 減衰絶対加速度
応答スペクトル

表 4-2 米国における M6.5 前後の地震による震度 6 弱程度の観測記録

No.	観測点	地震名	Closest Distance (km)	地盤種別	気象庁計測震度、(3成分)	Amax (gal)	Vmax (kine)
1	Elizabeth Lake	1971 San Fernando CA Mw=6.6	19.8	T ²⁾ Sandstone	5.039 (5H)	346.17 (N21E)	14.81 (N21E)
2	Long Valley Dam Right Crest	1980 Mammoth Lakes CA M=6.2	14.0 ¹⁾	?	5.343 (5H)	465.82 (EW)	34.45 (EW)
3	Cerro Prieto	1980 Victoria MX Mw=6.4	3.0	Rock	5.475 (5H)	613.20 (N45E)	----
4	Pleasant Valley Switchyard	1983 Coalinga CA Mw=6.5	10.0 ¹⁾	?	5.864 (6L)	590.20 (N45E)	61.43 (N45E)
5	Pleasant Valley Basement		10.0 ¹⁾	Stiff Ground	5.509 (6L)	306.69 (N45E)	36.73 (N45E)
6	Anderson Dam Downstream	1984 Morgan Hill CA Mw=6.1	16.6 ¹⁾	Rock	5.382 (5H)	415.90 (N250E)	27.59 (N340E)
7	Coyote Lake Dam (San Martin)		24.1 ¹⁾	Alluvium	6.090 (6H)	1137.84 (N285E)	79.71 (N285E)
8	Gilroy #6 (San Ysidro)		35.9 ¹⁾	Rock	5.386 (5H)	280.40 (EW)	36.59 (EW)
9	Garvey Reservoir Abutment	1987 Whittier Narrows CA Mw=6.1	3.4 ¹⁾	T ²⁾	5.224 (5H)	468.19 (N330E)	19.78 (N330E)
10	Big Bear Lake Civic Center	1992 Big Bear CA Mw=6.4	10.5 ¹⁾	?	5.619 (6L)	534.23 (NS)	34.43 (NS)
11	EEL River Valley	1992 Cape Mendocino/Petrolia CA M=6.6	27.0 ¹⁾	Non Marine Sediment	5.447 (5H)	431.39 (NS) Uncorrected	-----
12	Pacoima Kagel Canyon	1994 Northridge CA Mw=6.7	10.6	T ²⁾ Sedimentary Rock	5.631 (6L)	424.21 (NS)	51.37 (NS)
13	Pacoima Dam Downstream		11.7	M ²⁾ Rock	5.642 (6L)	424.21 (N265E)	44.67 (N175E)
14	North Hollywood		12.5	Q ²⁾ V30=399m/s	5.158 (5H)	296.04 (NS)	31.71 (EW)
15	Los Angeles (LF5) Mulholland Dr.		18.4	T ²⁾	5.692 (6L)	576.93 (N35E)	31.25 (N35E)
16	Canyon Country		16.8	T ²⁾	5.810 (6L)	446.81 (N90W)	44.11 (NS)
17	Newhall Pico Canyon		9.4	T ²⁾	6.055 (6H)	411.31 (N46E)	117.46 (N46E)

1)Epicentral distance,2)Geology of Park & Elrick 1998(Quaternary,Tertiary,Mesozoic)

つぎに、M6.5 前後の内陸地震における震源域及びその近傍の硬質地盤における地震動の加速度応答スペクトルの特性を示す。日本では、表 4-1 に示した鹿児島県北西部地震の宮之城以外にこの条件に合った適当な観測記録が見あたらないため米国の観測記録⁸⁾を調査した。

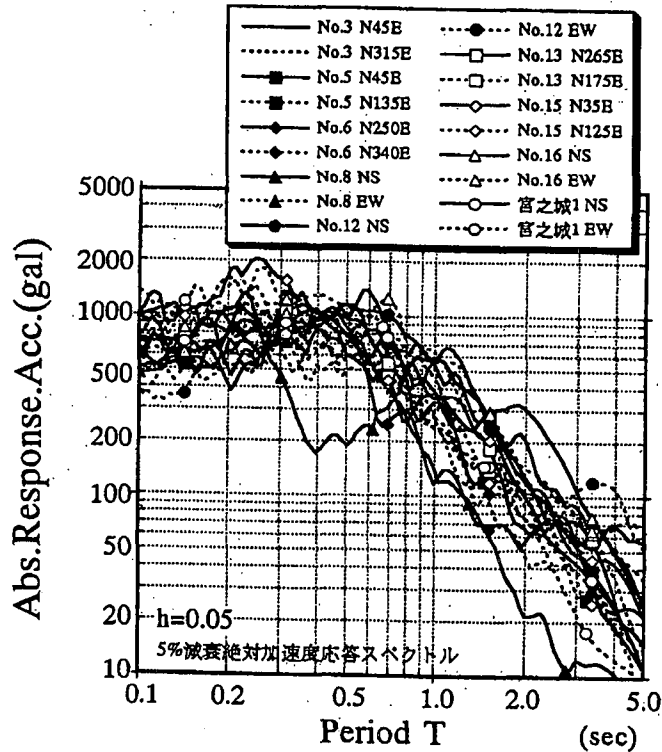


図 4-3 日米の M6.5 前後の地震による計測震度 6 弱程度の観測記録の 5%減衰絶対加速度応答スペクトル

その結果を表 4-2 に示す. M6.5 前後では各種のマグニチュード間の差は小さく⁹⁾, いずれも気象庁マグニチュード M_j とほぼ同じと考えられることから, 米国の地震は大半をモーメントマグニチュード M_w を基準に選択した. M が 6.1 から 6.7 の範囲, 距離が断層面までの最短距離で 20km 以下, 震央距離で 40km 以下の観測記録である. 同表中には, 地盤種別^{10), 11)}, 計測震度, 最大水平加速度 A_{max} ならび最大水平速度 V_{max} も合わせ示した. これらの観測記録の中から, 計測震度が 6 弱程度の硬質地盤のものとして No. 3, 5, 6, 8, 12, 13, 15, 16 の 8 つ記録を選択し, それらについて各水平 2 成分, 総計 16 波の 5%減衰絶対加速度応答スペクトルを算定した. これら 8 つ記録の A_{max} , V_{max} は, それぞれ $280 \sim 613 \text{ cm/s}^2$, $27 \sim 51 \text{ cm/s}$ 程度の範囲にある. 図 4-3 に, それら 16 波に表 3.5.4-1 の宮之城 1 の水平 2 成分を加えた加速度応答スペクトルを示す. マグニチュード M , 地盤種別, 距離について有る程度の区分をしているので, 図 4-2 と比較して加速度応答スペクトルのばらつきは小さくなっている.

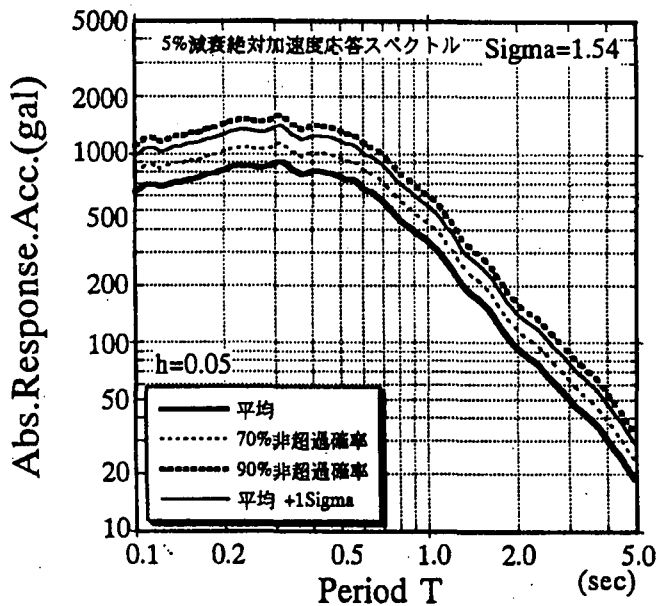


図 4-4 日米の M6.5 前後の地震による計測震度 6 弱程度の観測記録の 5% 減衰絶対加速度応答スペクトルの非超過確率

図 4-4 には、図 4-3 に示した総計 18 波の加速度応答スペクトルから、スペクトル振幅が対数正規分布するとして算定した非超過確率スペクトルを示す。平均は非超過確率 50%、平均+シグマは、非超過確率 84%に相当する。

同図から非超過確率 70%で 0.7 秒より短周期側ではほぼ 1 G の応答になることが分かる。

引用・参考文献

- 1) 斎藤祥司: 3. 地震・津波 (1) 新しい震度観測について, 土木学会誌 5 月号, pp. 44-45, 1996.
- 2) 大塚久哲他: 平成 9 年 (1997) 鹿児島県北西部地震被害調査報告書, 九州大学建設都市工学科建設振動工学講座, pp. 9-65, 1997.
- 3) 運輸省港湾技術研究所: 港湾地域強震観測年報 (1994), 港湾技研資料 No. 840, pp. 44-45, 1996.
- 4) 防災科学技術研究所地震・火山防災研究室: K-NET 強震記録 (1997), 1998.
- 5) 関西地震観測研究協議会: 第 5 回総会資料, 1995.
- 6) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, pp. 43, 1996.
- 7) 武村雅之: 過去の地震被害から見た震源近傍での強震動, 第 10 回日本地震工学シンポジウムパネルディスカッション資料集, pp. 45-50, 1998.
- 8) Alla Tumarkin, Alexei Tumarkin, Ralph Archuleta: The Strong Motion Database (SMDB), the Institute for Crustal Studies (ICS), University of California, Santa Barbara (UCSB).

- 9) 宇津徳治：各種マグニチュード間の関係，東京大学地震研究所彙報，57，pp.465-497，1982.
- 10) Stephen Park, Scott Elrick：Predictions of Shear-Wave Velocities in Southern California using Surface Geology, BSSA, Vol.88, No.3, pp.677-685, 1998.
- 11) Charles C. Thiel Jr. , John F. Schneider et al. : Investigation of Thirty-Three Loma Prieta Earthquake Strong Motion Recording Sites, BCS-CUREe, 1993.

4-5 下限基準に関する確率論的考察

(1) 計測震度の地震危険度評価

計測震度を指標として全国 246 地点における確率論的地震危険度解析を実施し¹⁾、先に示した「レベル 2 地震動の下限基準」の強さに相当する震度 6 弱が全国的な地震危険度の水準においてどのような位置づけにあるかを考察した。

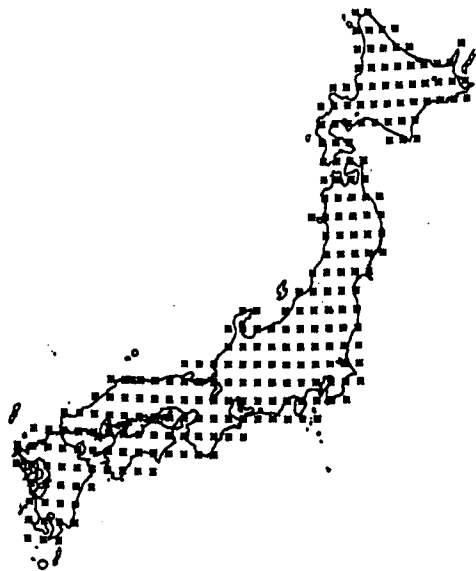


図 5-1 解析地点(246 地点)

図 5-1 に解析地点を示す。ここでは緯度経度が 0.5 度刻みの格子点のうち内陸部に位置する全 246 地点を解析対象とした（沖縄は除く）。地震活動域のモデルはランダム地震域、プレート境界地震、活断層、の 3 種類であり、ランダム地震域は地体構造区分²⁾をベースとした 25 分割のモデル、プレート境界地震は関東、東海・南海の各地震を個別にモデル化したもの、活断層は松田による起震断層³⁾を新編日本の活断層ベースに修正した 273 本である。地震の発生時系列はすべて定常ポアソン過程としている。計測震度の距離減衰式は山崎らによる式⁴⁾を用い、式に含まれるばらつきは標準偏差 0.5 の正規分布としている。

図 5-2 に解析結果を示す。図 5-2(a) は各地点での「計測震度の 1,000 年再現期待値」と「活断層もしくはプレート境界地震による計測震度の最大値（決定論的立場：地震の発生頻度および距離減衰式のばらつきは考慮しない）」を示したものである。同図は左から計測震度の 1,000 年再現期待値が大きい地点順に結果を表示している。図 5-2(b)～(f)には同図(a)と同じ順序で、各地点での 50 年最大震度がそれぞれ 5 弱, 5 強, 6 弱, 6 強, 7 となる確率を示す。

図 5-2(a)より、計測震度の 1,000 年再現期待値（確率論的立場）と活断層もしくはプレート境界地震による計測震度の最大値（決定論的立場）との関係は地点ごとにさまざまである。これは地震の発生頻度と距離減衰式のばらつきを考慮するか否かの違いによる。ちなみに、今回の解析では計測震度の 1,000 年再現期待値の平均値は 5.3 (5 強), 平均値 + 標準偏差は 5.9 (6 弱) となっている。

図 5-2(b)～(f)より、50 年最大震度が 5 弱および 5 強となる確率は全国の 200 を上回る地点で数%以上の値を有する。これに対して、50 年最大震度が 6 弱を上回る確率が数%以上となる地点は 246 地点のうち 100 地点程度、6 強となるとたかだか 50 地点程度に限定されてくる。したがって、確率論的な観点からは、地震危険度が低い地域を含めてレ

ベル 2 地震動の下限基準の強さのレベルを震度 6 弱とすることは比較的余裕を見た判断

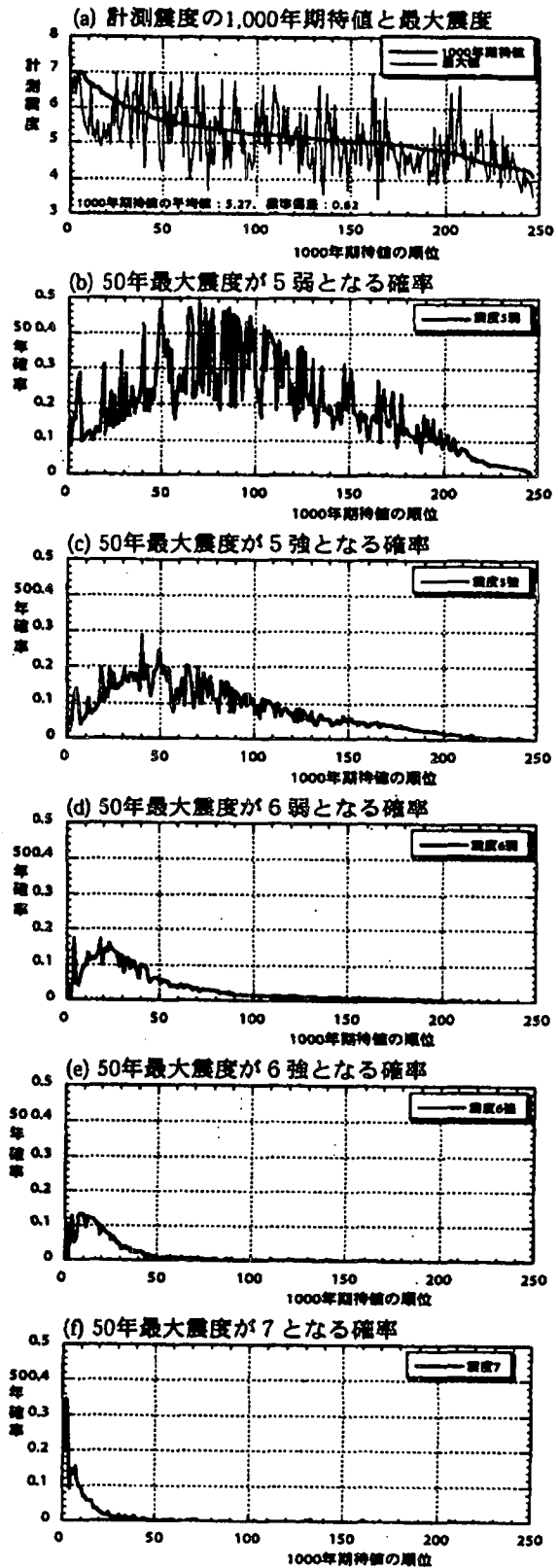


図 3.5.5-2 解析結果

であると評価できる。

図 5-2(a)より、全国 246 地点のうち活断層もしくはプレート境界地震による計測震度の最大値（決定論的立場：細線）が 6.0 を上回る（6 強または 7）地点は 49 地点である（図 5-3 の●印）。これらの地点では当該活断層もしくは当該プレート境界地震がレベル 2 対象地震の候補となる。したがって、今回対象とした 246 地点の中では、上記 49 地点以外の 197 地点が下限基準が適用される可能性がある地点ということになるが、確率論的地震危険度解析によれば、このうち 50 年最大震度が 6.0 を上回る確率が 1% を超える地点が 30 地点ある（図 5-4 の▲印）。また、1,000 年再現期待値が 6.0 を上回る地点が 20 地点ある。ただし、この 20 地点はすべて上記 30 地点に含まれるため、以下では図 5-4 の 30 地点について考察する。

図 5-4 より、これらの 30 地点のうち関東～中部～近畿～四国の太平洋側に位置する 24 地点は、いずれも関東地震もしくは東海・南海地震の影響を強く受ける地点である。ところが、プレートの潜り込みのために、距離減衰式による計測震度（中央値＝決定論的立場）は 6.0 未満にしかならない。しかし、確率論的地震危険度解析では、これらのプレート境界地震の発生頻度が比較的高い（100～200 年）ことに加えて、距離減衰式のばらつきを見込むことにより 50 年最大震度が 6.0 を上回る確率が大きくなる。一方、三陸太平洋側の 2 地点はランダム地震域の地震が支配的で、それにより 50 年最大震度が 6.0 を上回る確率が大きくなる。これは北海道～東北～関東の太平洋側に共通する傾向であり、いわゆる地震危険度が高い地域に位置する。その他の内陸の 4 地点は活断層の影響が大きい地点であり、活断層の再来間隔が比較的短いか、あるいは周辺に密に分布している活断層の相乗作用により、50 年最大震度が 6.0 を上回る確率が大きくなる。

すなわち、以上で考察した 30 地点（図 5-4 の▲印）は、決定論的な評価では活断層もしくはプレート境界地震による計測震度の最大値が 6.0 未満となるが、距離減衰式のばらつきを見込んだ確率論的な評価では 50 年最大震度が 6.0 を上回る確率（地震危険度）が大きくなるという特徴を有する。地震危険度が高いということは同じような諸元の地震に対して平均像より大きめの地震動を受ける可能性が高いという側面を含んでいることから、こうした地点ではやみくもに下限基準を適用するのではなく、レベル 2 対象地震による地震動が有する不確定性を含めた形の検討が必要である。

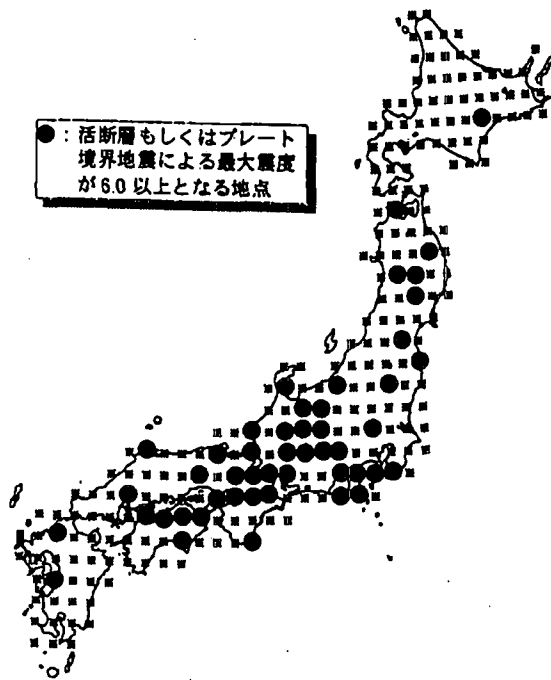


図 5-3 活断層・プレート境界地震による最大震度が 6.0 以上となる地点(49 地点)

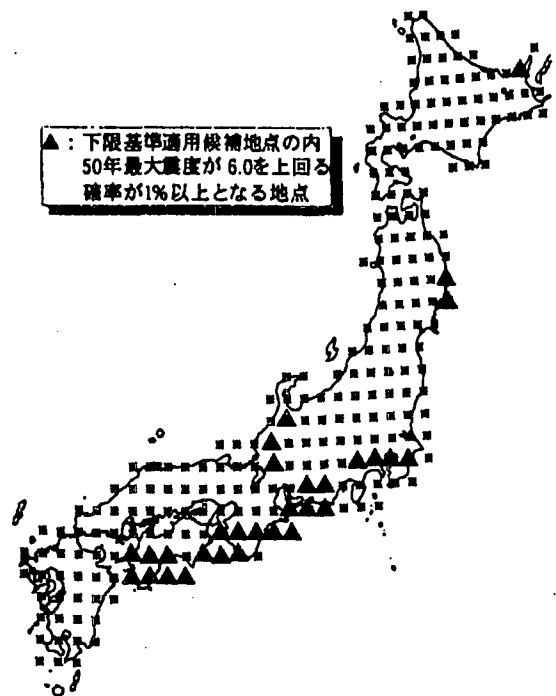


図 5-4 下限基準の適用候補地点のうち 50 年の最大震度が 6.0 を上回る確率が 1 % 以上となる地点 (30 地点)

(2) 応答スペクトルの地震危険度評価

日本全国を対象とした地震発生モデル⁵⁾と気象庁 87 型強震計記録に基づく最大地動と加速度応答スペクトル(減衰 5%)の最短距離用推定式⁶⁾(S 波速度 500m/s 程度の地盤における平均的な地震動強度を推定する式)を用いて、図 5-1 の全国 246 地点の地震ハザード曲線を求めた。時間依存性を考慮しない地震発生モデルを用い、推定式のばらつきは回帰により得られた値を用いた。

周期 0.04 秒の応答加速度(最大加速度と同じ)に対する地震ハザード曲線の重ね書きとそれをフラクタイル表示した曲線を図 5-5 に示す。フラクタイル表示は、各加速度の非超過確率が同じになるレベルを結んで得られるものである。例えば 0.84 フラクタイル曲線は、各加速度に対し 84%の地点のハザードレベルがそれ以下になるようなレベルを結んで得られる曲線である。

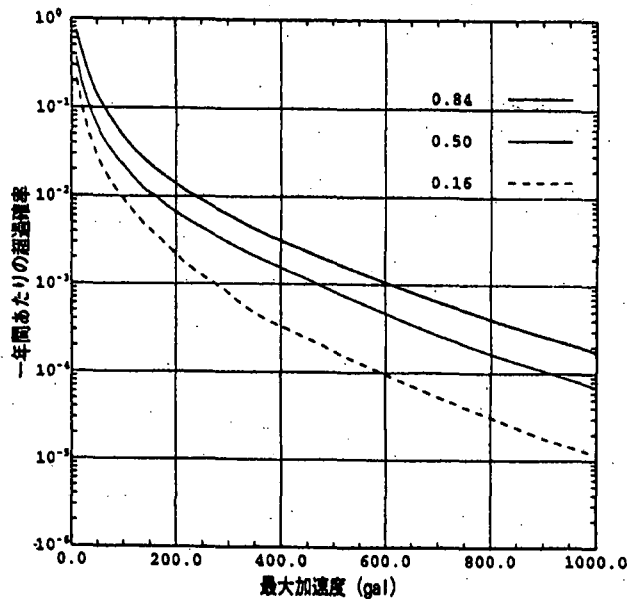
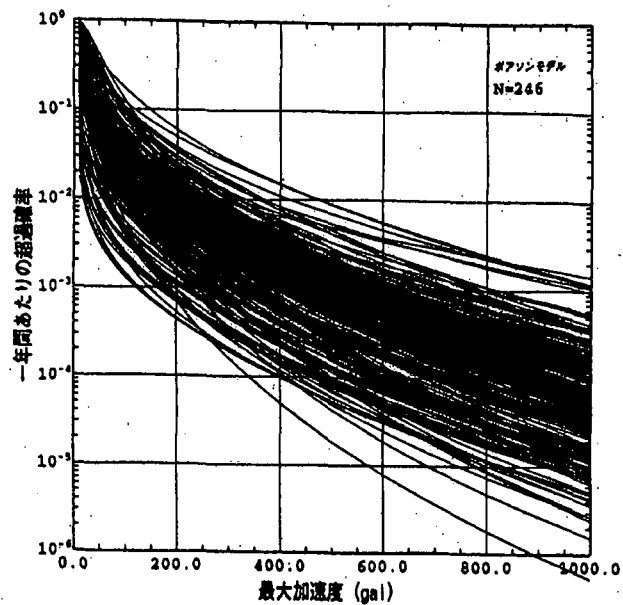


図 5-5 ハザード曲線の重ねがき(上) とそれをフラクタイル表示した曲線(下)

図 5-5 で、フラクタイルの値と再現期間を指定すると、その周期の応答加速度レベルが決まる。そして、それを全周期帯に対し求めると、フラクタイルの値と再現期間の関数として加速度応答スペクトルが得られる。0.84 フラクタイルの場合の例を図 5-6 に示す。

図 5-6 に基づき、レベル 2 地震動の下限として設定された地震動（応答スペクトル）の確率的位置づけを与えることができる。例えば、レベル 2 地震動の下限の最大加速度が 400 cm/s^2 とすると、その値は図 5-6 では再現期間 300 年に相当する。このことは、レベル 2 地震動の下限の最大加速度（ 400 cm/s^2 ）の再現期間が日本全国の 84% の領域

で 300 年以上であることを意味している。

逆に、レベル 2 地震動の下限を「日本全国の X% の領域で再現期間が Y 年以上となるレベル」とし、X と Y について合意が得られるならば、図 5-6 のような結果からレベル 2 地震動の下限のスペクトルが設定できる。

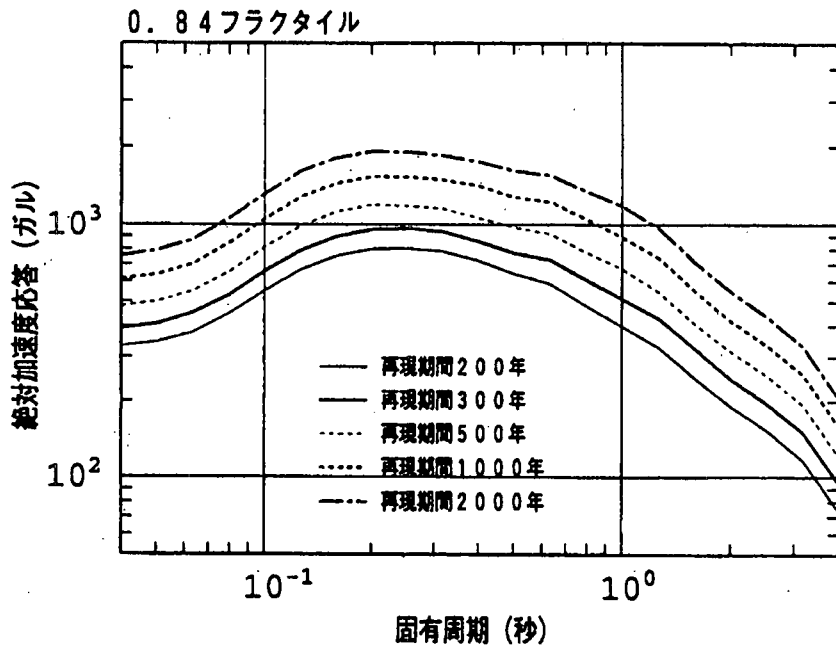


図 5-6 0.84 フラクタイル曲線に対する再現期間別応答スペクトル

引用・参考文献

- 1) 石川裕，奥村俊彦：計測震度を指標とした地震危険度解析，土木学会第 24 回地震工学研究発表会講演論文集，pp.1181-1184，1997.
- 2) 萩原尊禮編：日本列島の地震—地震工学と地体構造—，鹿島出版会，215p，1991.
- 3) 松田時彦：最大地震規模による日本列島の地震分帯図，地震研究所彙報，Vol.65，pp.289-319，1990.
- 4) Shabestari, K.T., 山崎文雄：気象庁 87 型地震計記録を用いた計測震度の距離減衰式，第 2 回都市直下地震災害総合シンポジウム，a-27，pp.153-156，1997.
- 5) 安中正，矢代晴実：大地震の発生サイクルを考慮した日本列島の地震危険度解析モデル，第 10 回日本地震工学シンポジウム，1998.
- 6) 安中正，山崎文雄，片平冬樹：気象庁 87 型強震計記録を用いた最大地動及び応答スペクトル推定式の提案，第 24 回地震工学研究発表会講演論文集，pp.161-164，1997.

資料 5 土に関する構造物の耐震設計法

1. 基礎構造物の耐震設計法

・杭基礎

検討項目	現状の設計法	問題点	研究の現状と今後の設計法への反映
<p>①耐震設計の目標</p> <p>基礎の機能： 構造物を安全に支持するとともに、有害な変位を生じない。</p>	<p>・ 損傷の調査、復旧が困難である基礎、地盤には過大な損傷を生じさせない。</p> <p>a) 地盤の大きな残留変位（沈下、水平変位、傾斜） b) 基礎部材の損傷</p> <p>・ 構造物以上の耐力とする（キャパシティーデザイン）。</p> <p>・ 塑性率の制限値以下とする（基礎の損傷の工学的指標として、変位塑性率を使用）。</p>	<p>・ レベル 2 地震において、基礎にはどの程度までの損傷が許容されるのか。</p> <p>a) 基礎が支持する構造物の種類、重要度等により異なる。 復旧が不要、容易増し杭などの復旧 b) 構造物の倒壊は防ぐが、撤去、再構築が必要。</p> <p>・ 基礎の損傷による構造物への影響が不明である。</p> <p>・ 基礎の損傷の程度を評価する工学的指標が課題。</p> <p>・ 構造物に対する基礎の耐力余裕度をどの程度に設定すべきか。 構造型式に応じた損傷程度の設定 損傷程度と損傷部位の設定</p> <p>・ 構造物から決まる変位の制限値が必ずしも定量的に評価されていない。</p>	<p>・ 構造物が有すべき、耐震性能の明確化。</p> <p>・ 橋脚基礎については、動的解析事例有り。ただし、耐力低下後のモデル化が必要。</p> <p>・ 基礎の損傷を表す工学的な指標の明確化し、基礎の耐震性能を表現。</p> <p>・ 橋脚基礎については、動的解析による検討事例有り。</p> <p>・ 構造物のどこで損傷させるべきか。</p>
<p>・ 基礎の地震時の変位により構造物の安全性が損なわれない。</p> <p>・ 落橋、走行安全性、構造物の損傷最大応答変位が、構造物から決まる変位の制限値以下とする。</p>	<p>・ 基礎の地震時の変位により構造物の安全性が損なわれない。</p> <p>・ 落橋、走行安全性、構造物の損傷最大応答変位が、構造物から決まる変位の制限値以下とする。</p>		

<p>②塑性領域での解析</p> <p>②-1 解析モデル</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・実杭の静的載荷試験結果の分析等に基づき、杭周辺の鉛直、水平地盤抵抗をばねとしてモデル化 a) 地盤抵抗、杭体の非線形性を考慮 (バイリニア、トリリニア) b) 静的解析：荷重増分法 c) 動的解析 	<ul style="list-style-type: none"> ・地盤の強度・変形特性の調査法 ・地震時の地盤定数の評価法 (ひずみレベル、繰り返し載荷、ひずみ速度等の影響) ・地盤抵抗モデルの土質力学的意味づけ ・各抵抗要素の強度低下領域のモデル化 	<ul style="list-style-type: none"> ・新しい原位試験法の開発 ・室内試験により研究中 ・地盤の変形特性や土圧論など地盤力学的見地からの地盤抵抗の合理的な設定法。
<p>②-2 応答値の算定 地震の影響</p> <p>地震時挙動の評価法 (応答値の算定)</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・支持する構造物からの荷重 (慣性力、構造物の耐力) ・地震時の地盤震動変位 (構造物からの荷重と地盤震動変位の影響の組合せ法) ・液化化による地盤定数の低下 1) 動的解析：時刻歴解析法 (弾塑性解析法、等価線形化法)、非線形スベクトル法 2) 静的解析法による骨格曲線を基に、等価エネルギー法により推定 3) 応答変位法 	<ul style="list-style-type: none"> ・杭体の非線形領域における、構造物からの荷重と地盤変位の影響との組合せ方法。 ・動的解析に用いる諸定数の設定法 (各抵抗要素の復元力特性、周波数依存性) ・設計に用いる静的解析手法の開発 	<ul style="list-style-type: none"> ・大型振動台実験、動的解析などにより研究中 ・実構造物基礎の地震時挙動の計測が必要 ・動的解析結果との比較
<p>③安定の照査</p> <p>③-1 限界状態の設定</p>	<ul style="list-style-type: none"> 1) 基礎に著しい損傷を生じさせない (耐力、応答塑性率照査) ・基礎の変形により構造物の安全性が損なわれない 		
<p>③-2 降伏点の設定</p> <p>・バイリニアにおける変曲点</p> <p>・設計における限界状態</p>	<ul style="list-style-type: none"> 1) 基礎の荷重～変位骨格曲線において変位が急増する点 (杭体の降伏、押し込み支持力、引き抜き支持力の上限度、水平地盤抵抗) 2) 基礎の残留変位が急増する点 (基礎本体部材の損傷、地盤抵抗の塑性化) 		

③-3 残留変位の算定	<ul style="list-style-type: none"> 基礎の残留変位は算定していない い、残留変位が過大とならないよう、基礎の最大応答変位を降伏点以下とする、あるいは応答塑性率をその制限値以下とする。 	<ul style="list-style-type: none"> 基礎の残留変位の推定法の開発 (各種抵抗要素の復元力特性の精度向上) 基礎の残留変位の制限値 (残留変位が構造物の機能へ及ぼす影響把握)
③-4 終局点の設定	<ul style="list-style-type: none"> 杭基礎全体系の耐力が低下する点 塑性率の制限値として設定 (基礎本体に過大な損傷が生じないように定める。復旧の支障とならない程度) 	<ul style="list-style-type: none"> 基礎の耐力低下を再現できる解析手法の開発 設計上許容できる範囲の明確化 (基礎の損傷が構造物の機能、復旧へ及ぼす影響の把握)
④ 部材の照査 ④-1 部材靱性の評価法	<ul style="list-style-type: none"> 一般の地上部材に準じる 靱性を確保できるように構造細目を規定 	<ul style="list-style-type: none"> 地盤による拘束効果の評価 靱性が必要な部位の明確化

-ケーソン基礎-

検討項目	現状の設計法	問題点	研究の現状と今後の設計法への反映
① 耐震設計の目標	<ul style="list-style-type: none"> 杭基礎に同じ 	<ul style="list-style-type: none"> 杭基礎に同じ 	<ul style="list-style-type: none"> 杭基礎に同じ
② 塑性領域での解析 ②-1 解析モデル	<ul style="list-style-type: none"> ケーソン基礎模型の静的載荷試験結果の分析等に基づき、基礎周辺の地盤抵抗をばねとしてモデル化 地盤抵抗、基礎本体の非線形性、基礎の浮上りを考慮 (バイリニア、トリニア) 静的解析：荷重増分法 動的解析 	<ul style="list-style-type: none"> 杭基礎と同じ 深い剛体基礎底面における支持力 (鉛直地盤反力度の上限值) の評価法。 	<ul style="list-style-type: none"> 地盤抵抗の合理的な設定法
②-2 応答値の算定 地震の影響	<ul style="list-style-type: none"> 支持する構造物からの荷重 (慣性力、構造物の耐力) 地震時の地盤震動変位 	<ul style="list-style-type: none"> 杭基礎と同じ 	<ul style="list-style-type: none"> 実構造物基礎の地震時挙動の計測が必要 動的解析結果との比較

<p>地震時挙動の評価法（応答値の算定）</p>	<p>1) 動的解析：時刻歴解析法（弾塑性解析法、等価線形化法）、非線形スベクトル法</p> <ul style="list-style-type: none"> ・有効入力動の算定法 2) 静的解析法による骨格曲線を基に、等価エネルギー法により推定 3) 応答変位法 	<p>・杭基礎と同じ</p> <p>・基礎周辺での減衰の影響の評価</p>	
<p>③安定の照査 ③-1 限界状態の設定</p>	<p>1) 基礎に著しい損傷を生じさせない（耐力、応答塑性率照査）</p> <ul style="list-style-type: none"> ・基礎の変形により構造物の安全性が損なわれない 		
<p>③-2 降伏点の設定 ・バイリニアにおける変曲点 ・設計における限界状態</p>	<p>1) 基礎の荷重～変位骨格曲線において変位が急増する点（ケーソン本体の降伏、基礎底面地盤の過度の塑性化、基礎の浮上り、基礎周囲の水平地盤抵抗の過度の塑性化）</p> <p>2) 基礎の残留変位が急増する点（ケーソン本体の損傷、地盤抵抗の塑性化）</p>		
<p>③-3 残留変位の算定</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・基礎の残留変位は算定していない ・残留変位が過大とならないよう、基礎の最大応答変位を降伏点以下とする、あるいは応答塑性率をその制限値以下とする。 		<ul style="list-style-type: none"> ・残留変位の推定法の開発（各種抵抗要素の復元力特性の精度向上） ・基礎の残留変位の制限値（残留変位が構造物の機能へ及ぼす影響把握）
<p>③-4 終局点の設定</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・基礎全体系の耐力が低下する点 ・塑性率の制限値として設定（部材損傷を抑える） ・変位の制限値（構造物の安全性が損なわれない） 	<p>・杭基礎と同じ</p> <ul style="list-style-type: none"> ・構造物から決まる変位の制限値が必ずしも定量的に評価されていない 	
<p>④部材の照査 ④-1 部材靱性の評価法</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・一般の地上部材に準じる ・靱性を確保できるよう構造細目を規定 		

・直接基礎・

検討項目	現状の設計法	問題点	研究の現状と今後の設計法への反映
①耐震設計の目標	<ul style="list-style-type: none"> 杭基礎に同じ 	<ul style="list-style-type: none"> 杭基礎に同じ 	<ul style="list-style-type: none"> 杭基礎に同じ
②塑性領域での解析 ②-1 解析モデル	<ul style="list-style-type: none"> 基礎周辺の地盤抵抗をばねとしてモデル化 地盤抵抗の非線形性、基礎の浮上りを考慮（バイリニア） 静的解析：荷重増分法 動的解析 	<ul style="list-style-type: none"> 剛体基礎底面における支持力（鉛直地盤反力度の上限値）の評価法 基礎底面の滑動抵抗の評価法 	<ul style="list-style-type: none"> 地盤の強度・変形特性を精密にモデル化した解析などにより研究中 地盤抵抗の合理的な設定法
②-2 応答値の算定 地震の影響 地震時挙動の評価法（応答値の算定）	<ul style="list-style-type: none"> 支持する構造物からの荷重（慣性力、構造物の耐力） 1) 動的解析：時刻歴解析法（弾塑性解析法、等価線形化法）、非線形スペクトル法 2) 静的解析法による骨格曲線を基に、等価エネルギー法により推定 	<ul style="list-style-type: none"> 基礎周辺での減衰の影響の評価 	<ul style="list-style-type: none"> 大型振動台実験、動的解析などにより研究中 実構造物基礎の地震時挙動の計測が必要 動的解析結果との比較
③安定の照査 ③-1 限界状態の設定	<ul style="list-style-type: none"> 1) 基礎の変形により構造物の安全性が損なわれない 		
③-2 降伏点の設定 バイリニアにおける変曲点 設計における限界状態	<ul style="list-style-type: none"> 1) 基礎の荷重～変位骨格曲線において変位が急増する点（基礎の浮上り、底面地盤の過度の塑性化） 2) 基礎の残留変位が急増する点（地盤抵抗の塑性化、基礎の滑動） 		
③-3 残留変位の算定	<ul style="list-style-type: none"> 基礎の残留変位は算定していない。 	<ul style="list-style-type: none"> 基礎の残留変位の推定法 基礎の滑動による残留変位の推定法 残留変位の制限値 	<ul style="list-style-type: none"> 詳細な地盤調査結果を考慮した動的解析による検討事例有り 動的解析による検討事例有り 残留変位の推定法の開発

③-4 終局点の設定	<ul style="list-style-type: none"> ・塑性率の制限値として設定 ・変位の制限値（構造物の安全性が損なわれない） 	<ul style="list-style-type: none"> ・構造物から決まる変位の制限値が必ずしも定量的に評価されていない。 ・基礎の残留変位が過大とならないための制限値 	
④部材の照査 ④-1 部材靱性の評価法	<ul style="list-style-type: none"> ・直接基礎のフーチングは損傷させない 	<ul style="list-style-type: none"> ・厚い版部材の耐力評価法（従来と比較して、部材厚、鉄筋量が増加。特に、せん断力に対する設計法） 	<ul style="list-style-type: none"> ・フーチング、模型の載荷試験有り

道路：道路橋示方書・同解説 平成8年12月，（社）日本道路協会

道路土工・擁壁工指針（案）平成10年3月，（社）日本道路協会道路土工委員会

鉄道：鉄道構造物等設計標準・同解説（抗土圧構造物）平成9年3月，（財）鉄道総合技術研究所

2. 開削トンネルの耐震設計法

検討項目	現状の設計法	問題点	研究の現状と今後の設計法への反映
<p>①耐震設計の目標</p> <p>①-1 設計想定地震</p>	<p>・ 2段階の設計用地震動を想定する</p> <p>a) レベル1地震動：構造物の耐用期間中に数回程度発生する大きさの地震動</p> <p>b) レベル2地震動：構造物の耐用期間中に発生する確率が極めて小さい強い地震動</p>	<p>・ レベル1地震動は、従来から設計に用いられた地震動を準用する方向</p> <p>・ レベル2地震動は、その設定方法が確立されていない。</p> <p>・ 原子力では2段階の基準地震動</p> <p style="margin-left: 20px;">S1：過去の地震および活動度の高い活断層による地震</p> <p style="margin-left: 20px;">S2：活動度の低い活断層、地震地体構造および直下地震</p>	
<p>①-2 耐震性能</p>	<p>1) レベル1地震動に対しては、耐震性能1を満足させる</p> <p>2) レベル2地震動に対しては、耐震性能2または3を満足させる</p> <p>耐震性能1：地震後にも機能は健全で、補修をしないで使用可能</p> <p>耐震性能2：地震後に機能が短期間で回復でき、補強を必要としない</p> <p>耐震性能3：地震によって構造物全体系が崩壊しない</p>		

<p>①-3 耐震設計の流れ</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・中構造物の耐震設計は、レベル1, レベル2の各地震動に対し、以下の耐震性の検討を行う。 ・地盤の耐震安定性を検討し、確保されている場合は、地盤を連続体と見なし、構造物の耐震計算を行い、構造物の安全性を検討する。 ・地盤の耐震安定性が確保されていない場合は、対策工を施す。または、地盤変状を考慮して構造物の安全性を検討する。 		
<p>② 設計用地震動</p> <p>②-1 水平動</p> <ul style="list-style-type: none"> ・耐震基盤面での加速度時刻歴 <p>・耐震基盤面での速度応答スペクトル</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・レベル1地震動, レベル2地震動とも、耐震基盤面で定義された加速度時刻歴 ・レベル1地震動, レベル2地震動とも、耐震基盤面で定義された速度応答スペクトル 	<ul style="list-style-type: none"> ・耐震基盤面の定義方法には、Vsによる設定, インピーダンス比による設定があるが確立されていない。 ・レベル1, レベル2地震動の定義, および設定方法に課題 ・レベル2地震動の速度応答スペクトルが基準類で異なる。設定根拠となった観測地震波, 減衰定数, 非超過確率が課題 ・地下トンネル横断方向に対する鉛直地震動の影響については今後の課題 	
<p>②-2 鉛直動</p> <ul style="list-style-type: none"> ・地盤鉛直震度 	<ul style="list-style-type: none"> ・レベル1地震動, レベル2地震動とも、鉛直震度を設定。主に横断方向の耐震計算に必要に応じ用いる。 ・レベル1地震動, レベル2地震動とも、地盤の鉛直変位を設定。主に縦断方向の耐震計算に必要に応じ用いる。 		<ul style="list-style-type: none"> ・阪神・淡路大震災における地下トンネルの横断面の被災に対しては、鉛直動の影響は小さいとの研究論文がいくつか報告されている
<p>地盤鉛直変位</p>			

<p>③耐震計算法</p> <p>③-1 横断方向耐震計算法の分類</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・地盤の耐震安定性が確保された場合について、地盤を連続体と見なしたモデルによる、構造物の安全性検討のための耐震計算法を示す。 ・トンネルの横断方向の耐震計算は次の方法による <ul style="list-style-type: none"> a) 応答変位法 b) 静的 FEM 解析法 c) 動的 FEM 解析法 ・震度法は、構造物横断方向の耐震計算法として記述されている基準類があるが、設計例を含め応答変位法が用いられる方向にある。 	<ul style="list-style-type: none"> ・静的な耐震計算法が動的解析法をどの程度模擬できるか、特に、レベル 2 地震動対応で、地盤および躯体の材料非線形性の動的相互作用に及ぼす影響が重要 ・鉄道では地盤条件が複雑な場合、重要度の高い構造物の場合には動的 FEM を、そうでない場合は応答変位法を推奨 ・簡便な耐震計算法の開発 	<ul style="list-style-type: none"> ・各解析手法の比較検討が実施されている。 a) 多層地盤などの地盤条件が複雑な場合は、地盤ばね算定法の問題から FEM が有力 b) 多層地盤において比較検討し、最大耐力までの損傷レベルについてはどれもほぼ同程度の結果を与える。 ・鉄道ではトンネルと地盤の剛性比による簡易応答変位法を開発
<p>b) 地震荷重の算定</p> <p>・応答スペクトル法</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・静的な耐震計算法では、構造解析に用いる地震荷重を決定するため、あらかじめ設計用地震動による自由地盤の地震応答を求め ・地震動レベルに応じた速度応答スペクトルより、自由地盤の地震時の応答変位、せん断応力、応答加速度を求め ・地盤のひずみレベルに応じた剛性を設定する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・多層地盤では均一層へのモデル化は危険側 ・レベル 2 地震動対応の大ひずみレベルの剛性低下率の設定法 	<ul style="list-style-type: none"> ・多層地盤では固有値解析を実施して固有モードを算定することで対処可能
<p>・動的解析法</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・各地震動レベルの加速度時刻歴を用い、自由地盤（1 次元地盤）の動的解析を実施する。 ・地盤材料のひずみ依存性を取り入れる。動的解析法としては、等価線形解析法、逐次非線形解析法がある。 	<ul style="list-style-type: none"> ・等価線形解析法は、ひずみレベルが 1 % 以上の適用に対して課題 	<ul style="list-style-type: none"> ・逐次非線形解析法を大ひずみレベル対応の動的解析法として、振動台実験により適用性の研究が進められ、新基準に取り入れられつつある。

<p>c)構造解析</p> <ul style="list-style-type: none"> ・応答変位法 	<ul style="list-style-type: none"> ・応答変位法では、地震荷重として地盤変位、周面応力、地盤震度に基づく躯体慣性力および動水圧を作用させる。 ・地盤ばねは、地盤のひずみレベルに応じた剛性に基づいて計算し、必要に応じて受働抵抗強度等の非線形性を取り入れる。 	<ul style="list-style-type: none"> ・地盤ばねの算定法に、既往の推定式による方法、静的FEM解析による方法があるが、大ひずみレベルへの適用性は検証されていない。 ・受働抵抗強度の与え方に定まった方法がない。 	<ul style="list-style-type: none"> ・動的解析法との比較解析により、応答変位法の精度が地盤ばねを含めて検証されつつある。
<ul style="list-style-type: none"> ・静的FEM解析 	<ul style="list-style-type: none"> ・解析方法に応じて地震荷重を作用させる。地盤のひずみレベルに応じた剛性を用いる。 	<ul style="list-style-type: none"> ・地盤の非線形性の与え方 	<ul style="list-style-type: none"> ・動的解析法との比較解析により、静的FEM解析の有効性が示されている。
<ul style="list-style-type: none"> ・動的FEM解析 	<ul style="list-style-type: none"> ・設計用地震動の加速度時刻歴を作用させる。地盤材料のひずみ依存性を取り入れる。解析法としては、等価線形解析法、逐次非線形解析法がある。 ・不整形地盤中にある場合、複雑な型式の場合、隣接構造物の影響を考慮する場合、他構造物が上載されている場合に適用 	<ul style="list-style-type: none"> ・等価線形解析法は、ひずみレベルが1%以上の適用に対して課題 	<ul style="list-style-type: none"> ・逐次非線形解析法を大ひずみレベル対応の動的解析法として研究が進められている。 ・最大耐力までの損傷レベルについては妥当との検討結果が報告されている。

<p>・共通事項</p>	<p>・躯体はフレームでモデル化し，材料および構造特性に基づいて，部材の非線形性を取り入れる。</p> <p>・M～φ関係は，繰返し非線形モデル，等価線形モデルによる</p> <p>・躯体と地盤の接触面で，必要に応じて剥離，滑動を考慮する。</p> <p>・常時の荷重による断面力をあらかじめ計算し考慮する。躯体に非線形性を取り入れる場合は，常時荷重作用の段階から考慮することが必要な場合がある。</p> <p>・現行設計法は，液化化しない地盤を対象に耐震計算法を設定</p>	<p>・耐震性能3に対応する崩壊機構のモデル化</p> <p>・剥離，滑動のモデル化</p> <p>・液化化地盤中のトンネル構造物の動的挙動は説明されたとはいえない。</p>	<p>・ジョイント要素の有効性の検討</p> <p>・有効応力解析法による動的FEM解析を用いた研究が実施されている。</p> <p>・鉄道では，液化後の地震荷重として，水平土圧の増加と動泥圧の作用を規定</p>
<p>③-2 縦断方向 a)耐震計算法の分類</p>	<p>・梁-地盤ばねモデルによる応答変位法</p> <p>・梁-地盤ばねモデルによる動的解析法</p>	<p>・レベル2地震動に対する耐震計算法の研究が少ない。</p>	
<p>b)地震荷重の算定</p> <p>・地盤条件の変化が大きい場合</p>	<p>・あらかじめ設計用地震動によるトンネル縦断方向の地盤のみの応答を求め。</p> <p>・トンネル縦断方向の地盤条件に従って2次元または3次元の動力学的モデルを作成し，各地震動レベルの加速度時刻歴を用い，動的解析を行って地盤の応答時刻歴を求め。</p> <p>・地盤の動力学的モデルとしては，ばね・質点モデル，FEMモデルがある。材料のひずみ依存性を取り入れる。</p>	<p>・ばね・質点モデルでは，通常地盤震動の1次モードのみをモデル化するため高次モードの影響を考慮できない。</p> <p>・FEMモデルでは，縦断方向に長大なモデルとなり，計算に労力，費用がかかると。</p> <p>・大ひずみレベル対応の地盤の非線形性を与え方</p> <p>・地震動の位相差入力</p>	<p>・縦断方向の波動の伝播速度を仮定して動的解析を実施し，影響を検討</p>

<ul style="list-style-type: none"> ・地盤条件の変化が小さい場合 	<ul style="list-style-type: none"> ・各地震動レベルに応じた速度応答スペクトルより、自由地盤の応答変位を求め、地盤条件の空間的ばらつきや地震動の基盤への位相差入力等に起因して、地盤の変位が縦断方向に正弦波状の分布をすると仮定する。 	<ul style="list-style-type: none"> ・正弦波状の変位分布の入力の設定法に十分な合理性がない。 ・縦断方向の地盤変位の伝播速度、波長の計算方法が基準類により異なる。 ・大ひずみレベル対応の伝播速度、波長の計算方法 	
<ul style="list-style-type: none"> c)構造解析法 ・応答変位法 	<ul style="list-style-type: none"> ・地盤ばね端より地盤変位を入力して弾性床上の梁として断面力を求める縦断方向に正弦波状変位分布を仮定する場合は、応答変位法による。 ・地盤の応答時刻歴を入力して、部材の断面力時刻歴を求める。 ・立坑等の地上構造物がある場合、地盤条件に急変部分がある場合には動的解析による。 		
<ul style="list-style-type: none"> ・動的解析法 	<ul style="list-style-type: none"> ・地盤ばねは、地盤のひずみレベルに応じた剛性に基づいて計算し、必要性を取り入れる。 ・躯体と地盤の接触面で、必要に応じて剥離、滑動を考慮する。 ・躯体および継ぎ手は、材料および構造特性に基づいて部材の非線形性を取り入れる。 ・縦断方向においては、常時状態における不同沈下を除いて常時の断面力を考慮する必要はない。 ・現行設計法は、液化しない地盤を対象に耐震計算法を設定 		
<ul style="list-style-type: none"> ・共通事項 	<ul style="list-style-type: none"> ・縦断方向の地盤ばねの算定方法としては地盤剛性の係数倍とする推定方法が一般的であるが、大ひずみレベル対応としての適用性が問題 ・剥離、滑動のモデル化 ・液化化地盤中のトンネル構造物の動的挙動は解明されたとはいえない。 ・液化化地盤に対する地盤ばねの設定方法、地盤変位の算定方法が課題 	<ul style="list-style-type: none"> ・杭基礎を対象として、液化化地盤に対する地盤ばねの設定方法、地盤変位の算定方法が研究されている。 	

④照査方法

④-1 安全性の照査

・対象とするトンネル構造物に要求される耐震性能に応じて、部材ごとに許容される損傷レベルを設定し、耐震計算の結果から安全性を照査する。

・部材損傷レベルの区分

損傷レベル1：無損傷

損傷レベル2：場合によっては補修が必要な損傷

損傷レベル3：補修が必要な損傷

損傷レベル4：補修が必要で、場合によっては部材の取り替えが必要な損傷

・部材の補修・補強の容易さから、耐震性能と損傷レベルの関係は以下のようになる。

耐震性能1：補修・補強の容易さに関係なく損傷レベル

1（レベル1地震動）

耐震性能2：補修・補強の容易な部材は損傷レベル2ま

たは3，補修・補強の

困難な部材は損傷レ

ベル2（レベル2地震

動）

耐震性能3：補修・補強の容易さに

関係なく損傷レベル

3（レベル2地震動）

・部材損傷レベルの規定，および設計に即した適切な指標の設定が課題（RC部材，継ぎ手等）

・高軸力化部材の靱性の評価方法，面材の面外せん断力の評価方法に課題

<p>④-2 変形の照査</p>	<ul style="list-style-type: none"> 対象とするトンネル構造物に要求される耐震性能にに応じて、部材ごとに許容される残留変形のレベルを設定し、耐震計算の結果から照査する。 部材変形レベルの区分 変形レベル1：残留変形なし 変形レベル2：残留変形中 変形レベル3：残留変形大 耐震性能と変形レベルの関係 耐震性能1：変形レベル1（レベル1地震動） 耐震性能2：変形レベル2（レベル2地震動） 耐震性能3：変形レベル3（レベル2地震動） 	<ul style="list-style-type: none"> 部材変形レベルの規定、および設計に即した適切な指標の設定が課題（止水性、走行安全性） RC部材のひび割れ、継ぎ手の目開き等を精度よく求める解析技術が課題 	
<p>⑤ 地盤変状に対する検討</p> <p>⑤-1 液状化</p> <ul style="list-style-type: none"> 浮上り, 沈下 	<ul style="list-style-type: none"> トンネル構造物の液状化による浮上り, および再圧密による沈下（不同沈下）は、各々対策を施すことでの対処する。 	<ul style="list-style-type: none"> レベル2地震動対応の浮上り判定法 レベル2地震動対応の液状化対策工 液状化後の再圧密に対する評価法が定まっていない。 	<ul style="list-style-type: none"> 地震力の大きさ, 砂地盤の密度と浮上り量の関係に関して研究が進行中 浮上り対策工が, 振動実験で研究されている
<ul style="list-style-type: none"> 側方流動 	<p>現行設計法では、側方流動に対する耐震計算法を規定していない</p>	<ul style="list-style-type: none"> 側方流動による荷重（流動変位, 流動力）の評価法について定まった方法がない。 	<ul style="list-style-type: none"> パイプライン, 杭基礎に対しては、側方流動による荷重の作用方法について研究されている。
<p>⑤-2 地滑り・地盤沈下</p>	<ul style="list-style-type: none"> 傾斜した人工改変地盤に対し、地盤ひずみを与えて構造解析を実施し、安全性および変形を照査する。 	<ul style="list-style-type: none"> 変位吸収構造, 地滑り抑止対策 	<ul style="list-style-type: none"> 地盤沈下に対し、その影響を荷重として考慮し、構造解析を行って安全性および変形を照査する。

⑤-3 断層ずれ			<ul style="list-style-type: none"> 断層ずれに対し、トンネル位置での変位量を推定し、構造解析を行って安全性および変形を照査する。 構造上対処できない場合は、変位吸収構造による対策、または復旧期間短縮のソフト的対策
⑥耐震診断と耐震補強 ⑥-1 耐震診断	<ul style="list-style-type: none"> 鉄道では、簡便法により中柱を対象に耐震診断を実施。簡便法はトンネル上下面位置での地盤の地震時相対変位の大きな区間について、中柱がせん断破壊先行かどうかにより判定する。 新設構造物と同程度の耐震計算法により耐震診断を実施することを規定している自治体、地下鉄事業者もある。 	<ul style="list-style-type: none"> 簡便法の精度が課題 新設トンネルに対して提案されている耐震計算法に基づき、より精度の高い簡便法の構築が必要 耐震診断手法を確立する 耐震補強区間の絞り込みが重要 1次診断：原設計方法の調査、簡便法による診断、絞り込み 2次診断：材料の経年劣化の調査、地盤条件の調査、詳細法による診断、耐震補強方法の決定 	
⑥-2 耐震補強	<ul style="list-style-type: none"> 鉄道では、開削トンネルの中柱を中心に耐震補強を実施している。せん断耐力増強を目的とした鋼板巻きが主。 	<ul style="list-style-type: none"> 側壁のせん断補強方法が課題 曲げ破壊は補強しなくてもよいか 狭小な空間、限られた時間内での効率的な補強方法 	<ul style="list-style-type: none"> 高架橋柱、地下鉄中柱については静的交番 載荷実験結果に基づき、補強方法が確立されつつある。

鉄道：新設構造物の当面の耐震設計に関する参考資料（平成8年3月）鉄道総合技術研究所

鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計（平成11年2月）

道路：共同溝設計指針（昭和61年3月）日本道路協会

駐車場設計・施工指針 同解説（平成4年11月）日本道路協会

水道施設：水道施設耐震工法指針・解説（1997）日本水道協会

下水道施設の耐震対策指針と解説（1997）日本下水道協会

原子力構造物：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震設計に関する安全性照査マニュアル（1992年9月）土木学会原子力土木委員会

土木学会：沈埋トンネル耐震設計指針（案）（1975年3月）
コンクリート標準示方書・耐震設計編（平成8年）コンクリート工学委員会
トンネル耐震設計の方向と基本課題（平成10年8月）地震工学委員会・トンネル耐震性研究小委員会
トンネルライブラリー・開削トンネルの耐震設計（平成10年9月）トンネル工学委員会・技術小委員会
大震災の教訓を活かすために～実務技術者からの提案～（平成10年4月）阪神・淡路大震災対応技術特別研究委員会

3. 抗土圧構造物の耐震設計法 -道路, 鉄道構造物-

検討項目	現状の設計法	問題点	研究の現状と今後の設計法への反映
① 耐震設計の目標	1) 構造物に過大な損傷を生じさせない ・基礎部の損傷程度を基礎の塑性率の制限値以下とする ・く体の損傷程度は最大耐力以内とし、曲げ破壊先行型とする 2) 変位に対する構造物全体の安全性を確保する ・最大応答変位が変位の制限値以下とする 3) 周辺地盤の安全性を確保する ・所要の安全性を満足する	・レベル2地震動における損傷程度構造型式に応じた損傷程度と損傷程度と損傷部位の設定 ・抗土圧は累積変位で制限する必要がある ・レベル2地震動を対象とした検討では、所要の安全性を満足するのは困難	・実被災構造物を対象とした検証解析が実施されている。被災状況と損傷程度を明確にし、耐震性能レベルを設定する必要がある。 ・累積損傷度理論や Newmark 法によって累積変形を求めめる方法が検討されている。
② 塑性領域での解析 ②-1 解析モデル	震度法による解析 1) 構造物の安全性 基本は基礎部の塑性変形を考慮 a) 直接基礎型式 ・地盤抵抗の非線形特性、基礎の浮き上がりを考慮、部材は線形 b) 杭基礎形式 ・杭周辺の地盤ばねの非線形特性を考慮、部材は線形 ただし、構造高さの低い擁壁について道路では照査不要としている 2) 周辺地盤の安全性 ・レベル1地震動に対する円弧すべり安全性の照査	・レベル2地震時の地盤定数の評価(ひずみレベルによる非線形性の考慮) ・基礎部の降伏点の設定が不明瞭 ・部材の非線形特性の考慮 ----- ・レベル2地震動に対する検討法の検討	・土質調査についての詳細な規定を示し、土質諸数値の設計用値の精度を向上する必要がある。 ・動的解析による検討事例あり ----- ・レベル2地震動において、地震動を静的震度に変換するための等価化係数の研究が行われている。

<p>②-2 応答値の算定 地震の影響</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・慣性力 ・地震時土圧 ・地盤震動による地盤変位（杭） ・液状化の影響（杭） ・液状化による側方流動の影響 	<ul style="list-style-type: none"> ・レベル2地震動の設定方法の検討 ・レベル2地震に対する物部・岡部地震時土圧式の適用性に問題がある。 ・盛土直下地盤の変形累積性が考慮されていない ・液状化（流動化）による残留変形量の推定方法が不十分 	<ul style="list-style-type: none"> ・基盤地震動の設定について検討がされており、表面加速度が算定される。地盤の動的解析には課題があるが、ある程度合理的に慣性力が設定できると考えられる。 ・ひずみの局所化を考慮した地震時土圧の算定について検討が実施されており、合理的な地震時土圧を設定できる。 ・現状では設計レベルを考慮した場合、動的解析法は困難である。一方向に変形が卓越することを考慮し、最大変形量に対する推定精度を向上させる。
<p>応答値の算定</p>	<p>1) 構造物の安全性 静的解析法（荷重増分法）により荷重～変位関係を算定し、エネルギー一定則を適用して塑性変形を考慮した最大応答値を推定</p> <p>2) 周辺地盤の安全性 円弧すべり法によりすべり安全率を算定</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・地震動特性が考慮されていない ・変位の累積性が考慮されていない 	<ul style="list-style-type: none"> ・Newmark法など他の検討方法が提案されている。
<p>③安定の照査 ③-1 照査項目</p>	<p>1) 構造物の安全性 支持、滑動、転倒、変位（塑性率）</p> <p>2) 周辺地盤の安全性 基底破壊、側方移動、斜面の安定</p> <p>3) 構造物の安全性 エネルギー一定則より塑性変形を考慮した最大応答変形時の荷重に対して</p> <p>滑動が許容水平支持力内 変位が塑性率の制限値内 を照査</p> <p>4) 周辺地盤の安全性 ・慣性力に対する安全率を算定</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・レベル2地震動でFs\geq1を確保することは困難 	<ul style="list-style-type: none"> ・被災事例の詳細な分析等を実施し、限界状態を明確化する必要がある。
<p>③-2 照査方法</p>	<p>照査</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・設計塑性率と基礎の損傷状態の関係が不明確 ・滑動に対しては水平支持力と作用力の対比で照査しているため、塑性率の概念がない。 ・部材の非線形特性を考慮する必要がある。 ・変形性能などで照査する必要がある。 	<ul style="list-style-type: none"> ・被災状況と塑性率の関係の整理が実施されており、実被害と関連付けられた塑性率の制限値を規定する必要がある。 ・滑動に対してもNewmark法で変形量を算定する方法が検討されている。 ・許容変形量の設定については、被災構造物の解析などによって、構造物の使用条件等を勘案しながら適切に設定する必要がある。

<p>④部材の照査</p> <p>④-1 照査項目</p>	<p>構造物の安全性</p> <ul style="list-style-type: none"> ・前壁 (片持ちスラブ) ・前フーチング (片持ちスラブ) ・後フーチング (片持ちスラブ) 	<p>・土圧作用条件での前壁の塑性率の設定に関する検討が不十分</p>	
<p>④-2 照査方法</p>	<p>1) エネルギ―一定則より塑性変形を考慮した最大応答変形時の荷重に対して最大耐力内であることを照査し橋脚に準じた構造細目にて対応</p> <p>2) 橋脚に準じた構造細目にて対応</p> <p>3) 杭基礎で軟弱地盤の場合は、別途、応答変位法によって地盤変位の影響を考慮</p>	<p>・耐力照査では不経済な断面、配筋と可能性がある</p> <p>・靱性能による評価が必要であるが、一方向載荷により決定される配筋における部材靱性能評価法を検討する必要がある。</p> <p>・地震後に土圧に抵抗する必要があることから、残留耐力を評価する必要がある。</p> <p>・応答変位法を行う場合の盛土直下の地盤変位の算定方法が検討不十分</p>	<p>・橋脚のように変形が一方に卓越しない条件での部材の交番載荷試験は、いろいろな組み合わせで行われているが、抗土圧のような条件での試験は少ない。</p>

-港湾構造物-

検討項目	現状の設計法*	問題点	研究の現状と今後の設計法への反映
<p>①耐震設計の目標</p>	<p>1) 大地震時にも港湾の機能がある程度保持する。 耐震強化岸壁の建設 (設計震度の最大値は0.25)</p> <p>2) 液状化対策の実施</p>	<p>・レベル2地震動に対する耐震設計、液状化対策</p> <p>・変形照査の手法</p>	<p>更</p> <ul style="list-style-type: none"> ・レベル1, 2地震を考慮した耐震設計に変更 ・変形照査のための有効応力解析手法の提案 ・許容変形量について検討中
<p>①塑性領域での解析</p> <p>②-1解析モデル</p>	<p>1) 構造物の安全性 有効応力解析法による地震時変形計算</p>	<p>・レベル2地震時の地盤定数の評価 (ひずみレベルによる非線形性の考慮)</p> <p>・有効応力解析法が複雑すぎる。</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・各種事例について有効応力計算の蓄積

<p>②・2応答値の算定</p>	<p>・慣性力 SHAKEより求めた地盤加速度より作用震度を算定 ・地震時土圧</p>	<p>・レベル2地震動の設定方法 ・地盤加速度の計算手法のレベル2地震動の信頼性 ・レベル2地震時の土圧算定手法の信頼性</p>	<p>・大都市直下の大地震のような極大地震動に 対する耐震強化岸壁を新たに建設（設計震度は0.25以上） ・土圧軽減（軽量材，裏込め土の固化） ・土圧の現地観測，実物大の模型振動実験による土圧計測</p>
<p>③安定の照査 ③・1照査項目</p>	<p>1) 構造物の安全性 滑動，転倒，基礎の支持力 2) 周辺地盤の安全性 液状化対策</p>	<p>・レベル2地震時の液状化対策が困難な場合がある。</p>	<p>・新しい構造形式の検討 ・液化化予測・判定手法の改訂</p>
<p>③・2照査方法</p>	<p>1) 構造物の安全性 静的震度法 変形照査</p>	<p>・許容変形量の設定方法が確立されていない。</p>	<p>・許容変形量の設定方法の検討 ・変形照査による設計法の提案</p>

道路：道路橋示方書・同解説 平成8年12月，(社) 日本道路協会

道路土工・擁壁工指針（案） 平成10年3月，(社) 日本道路協会道路土工委員会

鉄道：鉄道構造物等設計標準・同解説（抗土圧構造物）平成9年3月，(財) 鉄道総合技術研究所

重力式岸壁：港湾の施設の技術上の基準・同解説 平成元年6月 (社) 日本港湾協会

4. 盛土等土構造物の耐震設計法

検討項目	現状の設計法	問題点	研究の現状と今後の設計法への反映
<p>①設計の目標</p>	<p>盛土は、 a)のり面勾配などの構造規定 b)盛土材料、締め固めの規定など施工管理 で対応しており、耐震設計は一般には行われていない。</p>	<p>これまで土構造物の耐震設計は積極的には行われてこなかった。しかし兵庫県南部地震以降、他構造物での耐震設計法の整備が進む中で、特に道路、鉄道、河川堤防などの線状構造物では、一カ所の破壊がシステム全体の破壊につながるため、盛土といえども一定の耐震性を確保する必要がある。L2に対応した設計法を整備する必要がある。</p>	<p>今後の耐震設計を考える場合、盛土は特に全線に亘り耐震対策を行うことは現実的ではないため、どうしたら相対的に耐震性の弱い部分（例えば、締め固め不足箇所、基礎地盤の耐震性が低い箇所、構造的に不安定な箇所など）を選別し、無くすることができると言う視点での検討が必要となる。したがって耐震設計法の基本方針としては、地盤や盛土の不均質性などを勘案すると必ずしも変形量や破壊の予測を正確に行えるわけではないが、相対的にも破壊降伏強度が低い箇所や、靱性の低い構造を見つけて解を基本とすることが必要となる。</p>
<p>②破壊安全度による設計 ②-1 計算方法</p>	<p>耐震設計は希にしか行われないが、行う場合でもフェレニウス法等の円弧すべり法に震度法を適用した安定解析がほとんどであった。</p>	<p>円弧すべり法では、分割法によって解が求められているが、震度が大きくなつた場合にはスライズ間力の影響が無視できない。また砂質土地盤の基底破壊に円弧すべり法を適用すると地盤を過小評価する。</p>	<p>常時ではさほど問題とならないが、各種提案されている円弧すべり法の仮定の違いによって、特に大地震時では結果が大きく異なることになるので、標準的な方法を提案する必要がある。 ・スライズの方向を重力と地震力との合力方向に分割した場合には、スライズ間力の影響が少なくなるとの研究がある。</p>
<p>②-2 地震外力の考 え方</p>	<p>一般的にはL1相当時で0.15~0.2程度の水平震度を設定する。</p>	<p>動的な加速度と静的な震度との対応が明確ではないので、設計震度の意味合いが不明確である。特にL2地震動を想定した場合の設計震度の設定方法は不明である。</p>	<p>傾斜実験と振動実験の比較から、静的と動的の換算係数を求める研究が行われているが、いづれにしてもL2に対して0.15~0.2程度では低すぎる。また地震波形や盛土内での地震動の増幅の影響などについての研究は不十分である。</p>

②-3 安全度の照査方法	<ul style="list-style-type: none"> 地震時においても安全率 $F_s > 1$ であることを確認するものが基本である。 	<ul style="list-style-type: none"> 特にレベル2地震時では所要の安全率を確保するのは困難である。 	<ul style="list-style-type: none"> 地震時において円弧すべり法が適用できる限界を明確にする必要がある。
③ 塑性領域での設計方法 ③-1 計算方法	<ul style="list-style-type: none"> 動的解析などで詳細に変形を求めるときは、現行設計では、円弧すべり法による破壊安全度の照査が一般的であり、盛土の変形量は算定していない。 	<ul style="list-style-type: none"> レベル2地震動では円弧すべり法による破壊安全率を確保することは困難となる。このため、レベル2地震動対応の設計法においては、土が有する靱性を評価することが重要となる。 	<ul style="list-style-type: none"> 変形量の算定手法としては、円弧すべり法を用いたニューマーク法を適用する方法が有効である。この計算では盛土のすべり面以外の部分を剛塑性体と仮定することになる。
③-2 入力地震動の考え方		<ul style="list-style-type: none"> 設計地震力を決定する方法としては、動的応答計算で盛土内での加速度応答を求め、非線形スペクトルを用いる方法などが考えられる。しかし盛土断面に対してこの方法を用いるのは、計算労力が大きく、設計実務的な方法ではない。特に盛土のような簡便な構造を複雑に計算する意味合いは薄い。 	<ul style="list-style-type: none"> 盛土は他の地上構造物に比べて動的応答倍率が小さいため、地表面における地震力をそのまま構造物に加わる加速度として、盛土の妥当性は得られる。簡便であり、地盤と土構造物の物性の精度とバラシスする方法としては、地表面最大加速度(PGA)と基本波形を与える方法がある。この場合にはL1で200~300Gal, レベル2地震動で600~800Gal程度が目安となる。
③-3 変形性の照査方法		<ul style="list-style-type: none"> 変形を照査する場合は、算定される変形量と、許容される変形量の対比によって照査することになる。しかし設計において対象となる地震時変形量の種類と許容量が明確ではない。 	<ul style="list-style-type: none"> 盛土の地震時変形量は、Newmark法によって算出される滑動変形量の他に、必要に応じて、変形係数の劣化に起因した地盤や盛土の残留変形量、軟弱地盤の流動化による変形量なども加味して算出する。これらの地震時変形量に対して、所定の許容変形量以内であることを確認することによって変形性を照査する。

<p>③-4 許容変形量の考え方</p>	<p>・地震時の許容変形量は、使用条件などから決められている場合もあるが、ほとんど設定されていない。</p>	<p>・許容変形量の設定の際の考え方が明確ではない。</p>	<p>・検討の対象となる盛土の使用目的や社会的な重要性、復旧程度などを勘案して許容変形量を定める必要があるが、対比する計算結果の精度や感度を十分に配慮する必要がある。</p>
<p>④部材の照査法 ④-1 盛土の強度・変形 ・特性の設計値</p>	<p>・一般的には盛土の土質種別毎に定められている低めのせん断強度の設計値が用いられている。</p>	<p>・低めのせん断強度の設計値のため、レベル2地震動2に対応するため高い設計地震動を設定すると、所定の安定性や変形性を確保することが困難になる。</p> <p>・盛土の施工管理の程度に応じて、せん断強度の設計値を設定する必要がある。</p>	<p>・レベル2地震動の設計法を行う場合は、従来、安全代として隠されていせん断強度の設計値を正當に評価する必要があり、特に良い材料を用いて十分に締め固めた材料は、せん断強度の設計値を高くする必要があり、しかし盛土材はバラツキが大きく、設計時には盛土材の種類を特定することが困難な場合が多いため、それらとの兼ね合いでどのような値を使うべきか工学的な判断が必要となる。</p>
<p>④-2 抵抗部材の評価法</p>	<p>・地盤改良や補強材などの補強工の設計上の評価方法としては、円弧すべり法でせん断や引抜き抵抗力として加える方法で行われる方法がある。</p>	<p>・地震時において所定の安定性や変形性を確保出来ない場合の補強法に関する設計が明確ではない。同じ補強を行った場合でも計算法の違いで評価が大きく変化する。</p>	<p>・地盤改良や補強工法、従来ののり面工などの補強効果に関する実験や解析は一部で行われているが、十分ではない。今後はこれらの設計法などについても検討する必要がある。</p>

5. 地下タンクの耐震設計法

検討項目	現状の設計法	問題点	研究の現状と今後の設計法への反映
①耐震設計の基本方針	<p>・「LNG 地下式貯槽（土木設備）設計指針」昭和 53 年 電事連、「LNG 地下式貯槽指針」昭和 54 年 日本瓦斯協会</p> <p>・震度法を基本とし、必要に応じて動的解析法により震度法で設計された貯槽の動的挙動について検討する。</p>	<p>・1978 年時点までの技術を基礎として許容応力度の体系によっている。その後の豊富な建設実績や、解析手法などが反映されていない。</p> <p>・サイトの地震危険度に応じ、より進んだ解析法によって耐震性を確認しているが、官庁申請には「指針」ベース</p> <p>・RC 示方書の「限界状態設計法」に現行の指針が対応していない。</p> <p>・設計合理化への強い要望</p>	<p>・「LMG 地下タンク躯体の構造性能照査指針（案）」土木学会（平成 10 年度中を目的）</p> <p>・レベル 2 地震動対応、多段階設計、性能照査型設計への志向</p> <p>耐震性能 1：地震後にも躯体は健全で、補修をしないで使用することができる。</p> <p>耐震性能 2：地震後に短時間で躯体の性能が回復でき、補強を必要としない。</p> <p>耐震性能 3：地震によって構造物全体が崩壊せず、補強により再利用が可能である。</p> <p>・多段階の地震動を考慮</p> <p>・地震動と地下タンクの要求性能の対応は、地下タンク設置者が自由に選択できる。</p>
②地震荷重 ②-1 震度	<p>・水平震度（基盤 0.15）</p> <p>・鉛直震度（水平震度の 1/2）</p>	<p>・サイトで予測されるレベル 2 地震動と比べ、地震力が小さいのではないか。</p> <p>・鉛直地震力の側壁の設計への影響は小さいものの、動的検討は十分とは言えない。</p>	<p>・レベル 1 地震動（供用期間中に 1～2 回発生する確率を有する地震）</p> <p>・レベル 2 地震動（供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度を持つ地震動）</p>

<p>②-2 地震時土圧</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・震度に基づく偏土圧（常時主働土圧ー地震時主働土圧） ・周辺地盤の変形が地盤ばねを介して作用 	<ul style="list-style-type: none"> ・地盤変位によって生じる動土圧分布と、震度方法で仮定する地震時土圧文応との相違が指摘されている。 ・地盤ばねの具体的な設定法の記載がない。研究で多くの提案あり。 	<ul style="list-style-type: none"> ・レベル2地震動は、必要に応じて、さらに複数の段階の地震動として設定（確立論的手法による応答スペクトルを基本とし、確率論的ハザード応答スペクトルにより、再現期間に応じた評価を加える。照査用地震動が異常に大きく評価されたり、逆に異常に小さく評価されたりすることを工学的見地から回避する）。
<p>②-3 地盤変位の設定</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・地盤の応答計算による。 ・平均応答スペクトルによる。 	<ul style="list-style-type: none"> ・液状化地盤の応答変位と地盤ばねの設定法が不明確 ・平均応答スペクトルとレベル2地震動との対応が不明確 	<ul style="list-style-type: none"> ・地盤の非線形解析（有効応力解析）で応答変位と地盤剛性低下を求めめる。 ・サイト固有のスペクトルを優先。決めがたい場合は標準スペクトルを参照。
<p>②-4 動的解析における基盤への入力地震波</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・基準水平加速度 150gal, 周期特性の異なる波形 3 種以上 	<ul style="list-style-type: none"> ・現行の地震動は、その大きさに関して、サイトの地震危険度との関係が薄い。 	<ul style="list-style-type: none"> ・照査用地震動は目標とする応答スペクトルに適合した時刻歴地震波形を用いる。
<p>③耐震計算</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・タンクを円筒モデル（普通 FEM 円筒シェル）で表し、地震時土圧を側壁両側から偏土圧として載荷。 ・地震力と直交方向には側壁の変形に応じた地盤のばね反力 		<ul style="list-style-type: none"> ・耐震性能に応じて、適切な解析手法（静的線形解析、準動的線形解析、準動的等価線形解析、動的非線形解析）を選択
<p>③-1 震度法</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・モデル化に関する具体的な記載はない。 		<ul style="list-style-type: none"> ・震度法は、静的線形解析に位置付け、耐震性能 1 の照査に限定
<p>③-2 応答変位法</p>		<ul style="list-style-type: none"> ・指針発効後、応答変位法の適用性検討について多くの研究が行われており、事実上の標準となっているが、官庁申請は震度法が普通 	<ul style="list-style-type: none"> ・応答変位法は、準動的解析に位置付け。

<p>③・3 動的解析法</p>	<p>・モデル化に関する具体的な記載はない。</p>	<p>・軸対称モデルによる等価線形解析は、広く普及。 ・等価線形解析の範囲内であれば、応答変位法の方が実用的。</p>	<p>・地盤・構造物連成系の非線形動的解析の実用化が望まれている。 ・躯体における側壁の位置により、断面破壊パターンが異なることが考慮できる方法の開発。(0度と180度方向は面外曲げ、90度と270度方向は面内せん断) ・地盤と構造物の接触面のモデル化が課題。 ・施工プロセスを考慮した初期応力(地盤、躯体)の設定と、これに連続した地震荷重の載荷。</p>
<p>④ 照査方法</p>	<p>・許容応力度法による。 ・原則として弾性理論に基づく。 a) 許容応力度以内 b) 断面力計算時はコンクリート全断面(鉄筋は無視) c) 温度荷重による熱応力計算時は断面剛性の低減可</p>	<p>・曲げ耐力評価(地中構造物の応答塑性率評価、変形性能照査法が確立していない) ・せん断耐力評価(土圧作用下での面材のせん断耐力は、気中の棒部材のせん断耐力と異なる)</p>	<p>・性能照査による。下記の照査項目について、解析手法のレベル(1~4)と耐震性能レベル(1~3)に応じて、照査内容をマトリクス表示。 ・耐荷性能(応答塑性率と安全率) ・止水性能 ・機密性能 ・液密性能</p>
<p>⑤ 地盤変状に対する検討</p>	<p>・液状化の可能性について判定し、躯体、周囲の盛土、周辺構造物に与える影響を検討。 ・貯槽底部は一般に安定した支持層に設置されるので、底部付近での液状化の可能性はない。 ・地表面付近で液状化した場合、躯体への影響は少ないが、貯槽周囲の盛土、周辺構造物に影響を与える恐れあり。</p>	<p>・盛土は地盤改良 ・支持層への過剰間隙水圧の浸透 ・中間に液状化層を挟む場合の扱い</p>	<p>・液状化に起因する荷重作用を適切に評価して所用の耐震性能を照査(具体的な解析手法は開発途上)。 ・タンク躯体への影響は小さくとも、燃料配管支持架台(杭基礎)などの設計が困難。</p>

<ul style="list-style-type: none"> ・液状化対策 	<ul style="list-style-type: none"> ・地盤改良 ・地盤改良範囲 	<ul style="list-style-type: none"> ・レベル2地震動で対応 ・消防法では地上式タンクの基礎を想定、地中構造物に対する合理的な対策範囲。 	
--	--	--	--