

経済性照査に基づく新しい耐震設計法の
実施に向けての検討

- 経済性照査ワーキング活動報告書 -

平成 20 年 3 月

社団法人 土木学会

地震工学委員会耐震基準小委員会

目 次

1．経済性照査導入の背景	1
1.1 阪神大震災以後の耐震設計の動向	1
1.2 レベル1で照査すべきもの	1
1.3 レベル2設計と経済性照査のプロセス	2
1.4 経済性照査による耐震設計のメリット	3
1.5 経済性照査ワーキングの目的	4
1.6 経済性照査ワーキングの成果の概要	4
2．入力地震動の評価法	7
2.1 地震動の設定方法	7
2.2 全国を概観した地震動予測地図における対象地点周辺のモデル化	8
2.3 工学的基盤位置での地震動の作成	10
2.4 生起確率付地震動群の設定	14
2.5 被害パターンが異なる地震シナリオによる地震動分布の設定	17
2.6 まとめと今後の課題	19
3．構造物の損傷評価	23
3.1 損傷評価手法	23
3.2 構造物の応答評価モデル	23
3.3 地震作用の特性	26
3.4 被災度に応じた損傷度の評価	28
4．道路構造物の耐震化に関わるライフサイクルコスト分析の方法に関する検討	31
4.1 はじめに	31
4.2 モデルの枠組と定式化	32
4.3 モデルの解法	35
4.4 神戸市ネットワークへの適用例	37
4.5 おわりに	45

1. 経済性照査導入の背景

1.1 阪神大震災以後の耐震設計の動向

土木学会では1995年兵庫県南部地震による阪神淡路大震災の後、同年5月と翌年1月の2回にわたって耐震基準等に関する「第一次・第二次提言」¹⁾を行った。その中で、今後、土木構造物の耐震性能の照査では、レベル1および2の二段階の設計を行うべきことが述べられている。さらに2000年6月にまとめられ「第三次提言」¹⁾では、「レベル2地震動とは構造物の耐震設計に用いる入力地震動で、現在から将来にわたって当該地点で考えられる最大級の強さをもつ地震動である」と定義され、震源断層を想定して評価すること（震源依存）、震源断層が特定されない場合でも下限基準としてM6.5直下の地震に配慮すること、強震動予測法により評価すること（地点依存）、発生確率を考慮しない地震ハザード解析によることなどが決められている。さらに、地震工学委員会耐震基準小委員会が2001年11月にまとめた「土木構造物の耐震設計ガイドライン」²⁾は、各種構造物におけるレベル2設計法について詳細に記述している。これらの結果として、1995年兵庫県南部地震以降、各種土木構造物に対する耐震設計規定の見直しが行われ、その中で特にレベル2設計法が整備されてきた。

一方、レベル1について「第一次・第二次提言」では、レベル1地震動を供用期間内に1~2度発生する確率をもつ地震動強さと表現するとともに、これを弾性設計法と組み合わせて用いるとし、その設定に関しては従来の耐震設計で使用されてきた地震荷重や設計法の体系とノウハウを尊重するのが適当であると述べている。しかし「第三次提言」では、「厳密に言えば、従来の地震荷重は地震の発生確率を根拠に設定されたわけではなく、主として1891年濃尾地震以降における地震被害の教訓を生かすため直観的あるいは試行錯誤的に定められてきた側面が強い」とされ、「土木構造物の耐震設計ガイドライン」では、「レベル1地震動とは、当面は許容応力度設計などの従来型設計に用いる地震動とする。（中略）ただし、レベル1地震動の強さを与える考え方や、これに対応する性能について早急に研究を進める必要がある」と述べられている。その後「ガイドライン」の提言を受けて、土木学会地震工学委員会耐震基準小委員会に「レベル1ワーキング」設けられた。本章では以下に、このワーキングでまとめられた考え方を概説する。

1.2 レベル1で照査すべきもの

前述したように現在では、終局限界状態を照査するレベル2設計法が整備され、殆どの構造物の断面がレベル2で決められるようになってきているが、

レベル1設計が不要であるという意見は土木技術者から殆ど聞かれない。これは、例えレベル2設計で構造物系全体が崩壊しないように設計されていたとしても、レベル1設計で弾性限界を規定することによって中小の地震で被害をコントロールすることが必要であると考えられていることを意味している。

しかしながら、従来のレベル1設計法が、この命題に対して合理的であるという根拠はない。レベル1設計に用いる入力地震動として、第2次提言の「供用期間に1~2回発生する確率を持つ地震動」という定義に従って例えば50年期待値に対応する地震動を用いたとすると、50年間に弾性限界を超えない確率がポアソン過程なら約63%になるように構造物を設計することになる。しかしながら、この確率が63%でなければならぬ根拠は明らかでない。また、弾性限界を超えた場合、ほとんど補修を必要としない程度となる確率がどれぐらいか、建設コストに比べて十分に大きな復旧コストとなる確率がどれぐらいか、等は一切考慮されない。実際にメンテナンス計画を考える上で重要なのは、無被害の確率よりも、被害が出たときにどれぐらいの被害となって、その復旧にどれぐらいのコストと日数が掛かるか、であると考えられる。

国土交通省が策定した「土木建築にかかる設計の基本」³⁾では、使用限界（弾性限界）、終局限界に加えて、これらの間に新たに修復限界を設け、これに対する照査を行うことを提案している。これは明らかに従来のレベル1設計法だけでは、中小地震に対する被害をコントロールするのに十分ではないために、復旧に多大なコストを要する被害に達する確率を制御することを意図している。しかし、修復限界に対する入力地震動を設定しようとした時に、従来のレベル1と同様に、どの確率レベルにすれば合理的かという問題に直面する。さらに、このような修復限界照査を導入すると、従来のレベル1設計（弾性限界照査）の位置づけがあいまいになる。このような考察から、結局レベル1設計に期待されているのは、頻繁に弾性限界を超えることによって、点検コストや復旧コスト、さらには点検や復旧のために供用を一時停止することによる経済的被害が過大にならないように構造物を設計することであり、基本的に修復性すなわち経済性の照査を求められているものと考えられる。そこで、レベル1に対する要求性能として、「地震時および地震後に、構造物の機能が、経済的に維持できる」と定義することとする。このような性能は、ISO2394⁴⁾の分類上は、使用性の一部と考えられる。

ここでは簡単のため、構造物の設計を、弾性限界と許容塑性率を決めることと単純化して解説する。弾性限界をコントロールするのは主に断面形状や

断面積であり、場合によっては材料の選択によって調整することもある。許容塑性率を制御するのは、主に鋼構造、鉄筋コンクリート構造、複合構造などの構造形式であり、場合によっては帯鉄筋量などの構造細目によって調整することも考えられる。従来の二段階設計法では、図-1の太線で示されているように、レベル1で弾性限界 (Y_1) を規定し、その断面でレベル2地震動に対する最大応答 D_2 を求め、これによる塑性率 (D_2 / E_1) が構造細目から決められた許容塑性率を超えないかを照査していた。

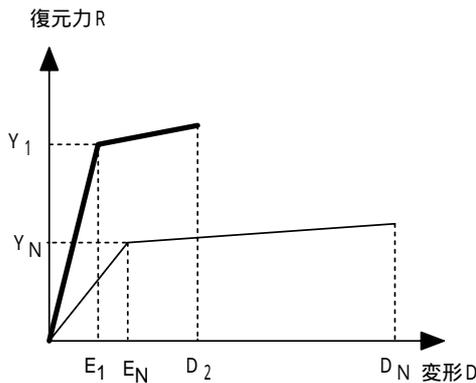


図 1.1 設計で決められる復元力 - 変形関係

ここで、図 1.1 の細線のように、弾性限界を Y_N に引き下げることを考える。弾性限界を引き下げれば小さな断面で済むので、剛性は小さくなり、弾性限界に対応する変形 E_N も E_1 より大きくなる。この断面のレベル2地震動に対する最大応答はエネルギー一定則にほぼ従うと考えれば D_2 よりかなり大きくなり D_N となる。しかし、許容塑性率が十分大きくとれる構造形式を採用すれば、このときの塑性率 (D_N / E_N) を許容塑性率より小さくすることが可能である。さらに変位一定則として良く知られているように、建設地点の地震動特性によっては、 D_N と D_2 はほぼ同じである場合も考えられる。この場合は特に構造形式を変更しなくても、断面を小さくすることによって何ら安全性を損なうことは無いどころか、反対に塑性率に余裕が生じることになる。なぜこのような観点からの設計が行われてこなかったのか？ それは歴史的に経験則から決められたレベル1による断面設計が前提にあったので、それで決められた断面で許容塑性率を超えれば、断面を大きくする、すなわち強度と剛性を大きくすることによってこれクリアするという方法しか採りようがなかったからであろう。

つまり、現在の設計体系ではこのような柔構造の設計を行うことはできない。なぜなら弾性限界 Y_1 がレベル1の規定で厳格に決められているからで、これを下回る設計は規定上できないからである。このように弾性限界を引き下げた設計をすることによって、建設コストを圧縮することができるが、これによって発生する問題は何か？ それは比較的

小さな地震動に対しても弾性限界を簡単に超えて、損傷が発生する可能性があることである。弾性限界を超えて損傷が発生すると、何が困るか？ それは損傷を補修する必要が生じるので補修するためのコストが発生することと、補修のために供用を一次停止すると周辺社会に間接被害を与えることである。このような概念を表したのが図 1.2 である。図の縦軸はコスト（金額）、横軸は弾性限界の大きさである。したがって、建設コスト（初期コスト）に加えて供用期間中に耐力を維持するためのメンテナンスコスト、供用期間中に発生するであろう地震被害に対する復旧コスト（復旧期間中の供用停止による収入減を含む）と、供用停止が社会に与える経済的波及効果（間接被害）の総額（ライフサイクルコスト）が大きくなるなら、断面を小さくして弾性範囲を引き下げることが可能であると考えられる。理想的にはライフサイクルコストが最小になるような設計をすればよい。

ここで、一般的な費用便益分析と、ライフサイクルコスト最小の考え方の関係について、簡単に解説しておく。構造物が健全に機能する場合の便益を所与として考える場合には、ライフサイクルコストの最小を規範として設計を考えることは便益から費用を差し引いた純便益を最大とする方向と一致している。ただし、便益や費用の中身については、構造物の管理者の立場に応じて注意深く検討しておく必要がある。

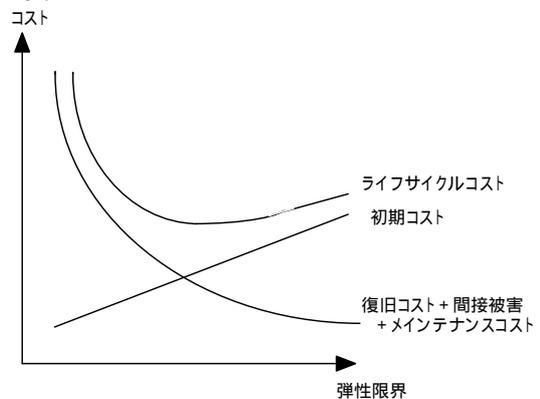


図 1.2 弾性限界を経済的理由から決める条件

1.3 レベル2設計と経済性照査のプロセス

現状のレベル2設計をそのままにして、弾性限界をどこまで下げられるのかを、あるいは弾性限界をどこまで上げなければならないかを、経済的視点から決めるべきというのが、レベル1ワーキングの結論である。すなわち、要求性能としての「地震時および地震後に、構造物の機能が、経済的に維持できる」を満足しているかどうかを、初期建設コストと、ライフサイクル全期間に対する地震時および地震後の復旧コストと間接被害の期待値の和、すなわちライフサイクルコストを最小化させるような設

計となっているので照査する。

レベル2設計は従来通り実施した上で、これに加えて経済性照査を耐震設計に組み込むには、図1.3に示すような、次のプロセスに従えばよい。

- 1) 構造形式と構造細目を仮定する。これらの条件から許容塑性率が設計条件として与えられる。
- 2) 断面諸元を仮定する。これによって弾性限界や剛性が決められる。
- 3) レベル2地震動に対する応答を計算する
- 4) 最大応答塑性率が許容塑性率以下であるかを調べ、もし満たさないなら2)に戻って断面諸元を変更して再び照査する。レベル2条件を満たす断面諸元のうちで、最も断面の小さなものを見つけだす。
- 5) 経済性照査のために、ライフサイクルコストを計算する。
- 6) 1)に戻って別の構造形式、構造細目を仮定して、2)～5)のプロセスを繰り返す。
- 7) 仮定した構造形式・構造細目の中から最もライフサイクルコストが小さなものを選択する。ライフサイクルコストを計算するには、以下の2つの方法が考えられる。

a) 入力地震動をハザード曲線で表現し、構造物が各々の被害ランクになる確率をフラジリティ曲線を用いて求め、それぞれの被害ランクに応じた復旧コストと間接被害を算定する方法

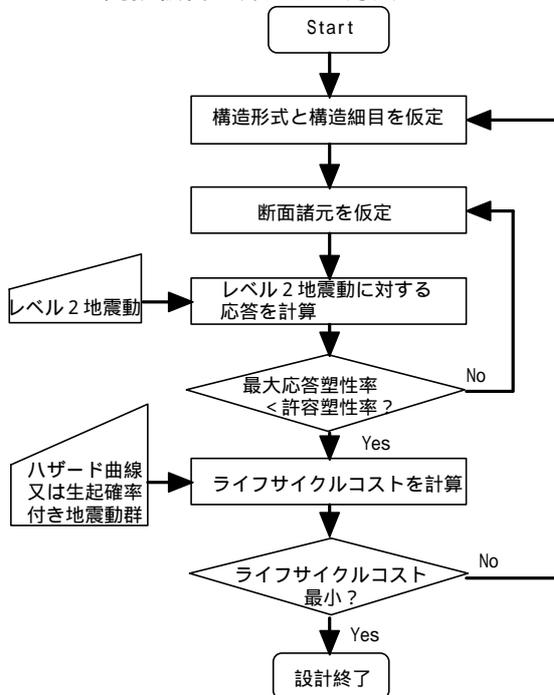


図1.3 レベル2設計と経済性照査による耐震設計のプロセス

b) 入力地震動を、生起確率付きの多数の地震動波形で表現し、これに対してモンテカルロ法に基づ

いて多数の地震応答解析を実施して各々の被害ランクの被害確率を求め、それぞれの被害ランクに応じた復旧コストと間接被害を算定する方法

以上のプロセスにより、地震活動度と構造物の重要度(社会への影響度)に応じて、レベル2設計に関する性能を維持した上で、最も経済的な構造形式、構造細目や断面諸元を設計できる。

1.4 経済性照査による耐震設計のメリット

新しいレベル1設計法として、1.3で述べたような経済性照査を取り入れることは、様々なメリットがある。まず、レベル1地震動の大きさを決める根拠が明確ではないことを1.2で述べたが、提案された方法によれば、入力地震動は年生起確率による分布で与えられるので、そもそもレベル1地震動の大きさを決める必要がなくなる。レベル1設計の目的は、その地点における地震活動度や地盤応答特性、初期建設コストに加えて地震被害復旧のためのコストや被害が社会に与えるインパクトを表す間接被害を考慮した上で、最も経済的な設計を行うことと明確に定義される。

さらにレベル2設計法に対しても、その目的を明確にする。すなわち、従来の設計基準の中に、レベル2に対する性能として、「短期間に機能を回復できること」を引き当てている場合がある。しかしながら、これは経済的な側面から要求されていることが考えられる。このような性能は、ここで提案された新しい経済性評価の中に自然に含まれるものである。従って、「安全性照査」は、「重大な人的被害が発生しないこと」あるいは「緊急活動に必要な最小限の機能を確保する」など、経済性に関わらない性能だけを対象にすれば良い。すなわち、レベル2設計法の意味付けが、人的被害など経済的に評価できない安全性だけとなり、非常に明確となる。構造物全体の崩壊が生じても人的被害等を与える恐れのない構造物に対しては、新しいレベル1設計法としての経済性照査だけを実施すれば十分である。なお、非常に希な地震動に対する被害を限定的なものにする目的が、「緊急救命活動のために最小限の機能を維持する」のであれば、これは安全性照査の範疇となり、レベル2設計の受け持ちとなる。

人工稠密地域の施設など利用度が高い構造物で、かつその地域が地震活動度が高いところに位置する場合には、供用の一時停止による間接被害が膨大なものになるので、建設コストが上昇しても大きな断面を持たせて弾性限界を高くするのが合理的であり、経済性照査による設計法を導入することで自然にそのような設計となる。逆に人工密度が低い地域の施設など利用頻度が低い構造物で、かつその地域が地震活動度が低いところに位置する場合には、断面を小さくして弾性限界を低くするかわりに、許

容塑性率が大きい粘り強い構造（高じん性構造）にして、レベル2設計条件をクリアする設計を行うことができるようになる。地盤条件によっては、単に断面を小さくすることだけで特にじん性を強化しなくても済む場合もあろう。このような設計が可能になれば、一部の地域では建設コストが上昇するかも知れないが、日本全体では大幅な建設コストの低減が実現されよう。ただし、断面を小さくしても十分なじん性を持つことが条件だから、できるだけ安い建設コストで十分なじん性を持つ新しい構造形式などの技術開発が必要である。また、建設コストが上昇する場合でも、これは将来の地震被害を考えた上での合理的な建設コストであるから、結局はコストダウンとなっているはずである。

なお、提案された経済性照査による設計法は、従来の二段階設計法の基本的な考え方とは大きく異なることに注意が必要である。また、従来の限界状態設計法の枠組みにも入らないことに注意が必要である。限界状態設計法は構造物の応答を、物理的に表現された「ある状態」以内に設計する設計法であるが、ライフサイクルコスト最小という条件は、構造物の応答を物理的な「ある状態」以内にするという制約を与えるものではないからである。

提案された設計法の作業量は、従来に比べて大幅に増加する。このような煩雑な設計に対して得ようとするものは、柔構造や新しい構造形式による合理的な断面の縮小、すなわちコストダウンである。施工コストが十分下がれば、増加した設計コストは十分吸収できる。資源の節約ができ環境問題にも貢献できる。あるいは従来の設計よりも初期コストは増加するかもしれないが、長期的な観点からの合理的な経済性と安全性の確保である。つまりは新技術開発へのモチベーションの推進である。

ただし、高じん性構造を用いない場合には特殊なケースを除いて、提案された設計法によっても従来の設計法による設計と全く同じ結果が得られると考えられる。それは、従来の設計法ではレベル2で断面が決まっている場合がほとんどであり、それ以上の断面余裕を与えた方が経済的であるのは極めて限られたケースと考えられるからである。また、提案された設計法に移行したとしても、安全性に関して既存不適格は生じない。このように提案された設計法は、従来の設計体系からスムーズに移行できる性質を備えている。

提案された方法が実際に行われるには性能設計の普及が前提であり、また、様々な問題点に関する研究が推進されなければならない。さらには設計施工一体で提案し、これをコンペ形式で選択する方式を採用することが必要である。

1.5 経済性照査ワーキングの目的

以上のように「レベル1ワーキング」によって、レベル1に対する性能の定義として、「地震時および地震後に構造物の機能が経済的に維持できる」とし、レベル2設計を制約条件としてライフサイクルコスト最小問題を解くことにより、構造物の形式つまりは許容塑性率と、弾性限界つまりは構造物の断面とを規定する、新しいレベル1設計法の考え方が提案された。提案された設計法は「経済性照査」と呼び、従来のレベル2設計法は、「安全性照査」と呼ぶのが適当である。

経済性照査のプロセスには、建設地点における生起確率も含めた入力地震動の推定、間接被害を見積もるための便益の評価、建設コスト、復旧コスト、メンテナンスコストの概算など、従来の設計作業では行われなかった内容を含んでいる。さらに、建設コストは選択した構造形式や工法によって大きく異なることが考えられるため、設計と施工計画が同時に行われなければならない。つまり、様々な設計技術者や施工技術者がチームを組んで初めて一連の設計ができる。これらの専門の違う技術者間で連携を保つためには、それぞれの間でどのような情報がどのようなフォーマットでやりとりするかを表す「プロトコル」を明確にしておく必要がある。

「経済性照査」による耐震設計を実際に導入していくためには、まず実務を念頭に置いた設計を試行を実施することになった。そこで、平成16年度に土木学会地震工学委員会耐震基準小委員会の中に、「経済性照査ワーキング（主査：澤田純男）」が設立された。さらに作業を分担する目的で、入力G、損傷G、コストGの3つ作業グループが作られた。入力Gは確率的な情報を含む設計地震動の策定、損傷Gは設計地震動や材料パラメータのばらつきを考慮した損傷確率の評価、コストGは損傷確率に従った復旧コストや間接被害などを算定する。本報告書では、入力Gが2章、損傷Gが3章、コストGが4章を担当している。表1-1にワーキングの委員構成を示す（五十音順）。

1.6 経済性照査ワーキングの成果の概要

経済性照査ワーキングで最も問題になったのは、たとえば道路網を考えたときの、路線の便益と、橋脚などの構成要素の便益をどのように考えるかであった。また、これは、路線計画を行う計画者と、耐震設計を実施する設計者との情報のやりとりをどのように行うべきか、というプロトコルの問題でもある。ワーキングで議論を重ねた結果、次のプロセスで計画・設計を進めていくことが提案された。

- 1) 計画・設計地震動、地盤条件などの、計画・設計のための与条件を評価する。
- 2) 設計者から計画者に、いくつかの耐震性能（経済性）のオプションと、それに対するコストの

概算を示す。

3) 計画者が、それぞれの路線に対して必要な耐震性能を、ライフサイクルコスト最小化の考え方に基づいて、示されたオプションから選ぶ。この結果と、それぞれの路線についての便益の概算を設計者に与える。

4) 設計者は、計画者から指定されたオプションに対して、最大級の地震動に対する安全性を確保すると共に、さらにライフサイクルコスト最小化するように、各路線の便益の概算に基づいて、個々の構成要素である構造物を設計する。

このようなプロセスを実施するために、各グループでは以下の検討を行った。

まず入力Gでは、3)で路線計画を実施するための広域の地震動分布と、4)で構造物を設計するための建設地点における安全性評価のための地震動と経済性照査のための生起確率付き地震動群を、整

合性を維持した状態で評価する必要がある。そこで、対象地点周辺の主要な想定地震による地震動評価と、確率論的地震ハザード解析の結果を組み合わせることで設定する方法を示した。本報告書の第2章に詳細を示している。

次に損傷Gでは、2)で計画者に複数の耐震性能オプションを示すために、平成8年道路橋示方書に完全準拠した場合と、平成8年道路橋示方書のレベル1地震動に対する設計を省いた場合の2つを検討した。これらは安全性に関しては同じ性能を持っているが、損傷の発生の仕方が異なり、経済性では異なる性能を持つ。これら2つの橋脚に対して、地盤-基礎-構造物系のモデル化と、これに基づいてフラジリティ曲線を評価する方法を示した。本報告書の第3章に詳細を示している。

最後にコストGでは、高レベルと低レベルの2つの耐震性能を持つ橋脚を対象とし、これらの初期コストの差を「耐震化費用」と考え、神戸市の道路ネットワークを用いた試算を実施して、期待ライフサイクルコストを最小にする方法論を提案している。詳細は本報告書の第4章に示している。

表 1-1 経済性照査ワーキングの構成

氏名	所属	役割分担
秋山充良	東北大学工学研究科	損傷G
朝倉康夫	神戸大学	コストG
足立幸郎	阪神高速道路公団	損傷G, コストG
安中 正	東電設計	入力G 主査
石川 裕	清水建設	入力G, コストG
上田孝行	東京工業大学	コストG
江尻謙嗣	大林組	入力G, 損傷G
香川敬生	地域地盤環境研究所	入力G
酒井久和	防災科学技術研究所	損傷G
佐藤尚次	中央大学	損傷G, コストG
澤田純男	京都大学防災研究所	コストG 主査
鈴木 誠	清水建設	損傷G
多々納裕一	京都大学防災研究所	コストG
長江剛志	神戸大学自然科学研究科	コストG
長尾 毅	港湾空港研究所	損傷G
中村 晋	日本大学	損傷G 主査
中山 学	奥村組	コストG
西岡勉	阪神高速道路公団	入力G, 損傷G
西村昭彦	JR 総研エンジニアリング	損傷G, コストG
能島暢呂	岐阜大学	コストG
細田暁	横浜市立大学	コストG
前川宏一	東京大学	損傷G
室野剛隆	鉄道総研	損傷G
矢部正明	長大	損傷G, コストG

参考文献 1) <http://www.jsce.or.jp/committee/earth/index.html>

2) <http://www.jsce.or.jp/committee/eec2/taishin/guidline.html> (2001)

3) 日本規格協会 “構造物の信頼性に関する一般原則” (1998).

4) http://www.mlit.go.jp/kisha/kisha02/13/131021_.html (2002)

2. 入力地震動の評価法

経済性照査を行うために阪神高速道路神戸線に沿った3地点を対象として安全性照査用地震動（レベル2地震動）と経済性照査用地震動（生起確率付地震動群）を設定した。また、被害パターンが異なる複数の地震シナリオを設定し、3地点を含む検討対象領域のネットワーク計画用地震動分布を推定した。

2.1 地震動の設定方法

経済性照査では、レベル2地震動に対する設計条件を満足した上で経済的に最適（ライフサイクルコスト最小）となる構造を設定することが目標となる。そのため、検討用入力地震動として、対象地点でのレベル2地震動とライフサイクルコストを評価するための地震動群が必要となる。また、道路ネットワークとしての間接被害をより正確に評価するために、周辺領域の地震動分布が必要となる。

(1) 対象地点と対象領域

阪神高速道路神戸線に沿った検討対象3地点および3地点を含む検討対象領域を図2.1に示す。サイト1（34.6438°N, 135.1371°E）はやや硬質な地盤の地点、サイト2（34.6822°N, 135.1985°E）は軟弱な地盤の地点、サイト3（34.7181°N, 135.2955°E）はやや軟弱な地盤の地点である。

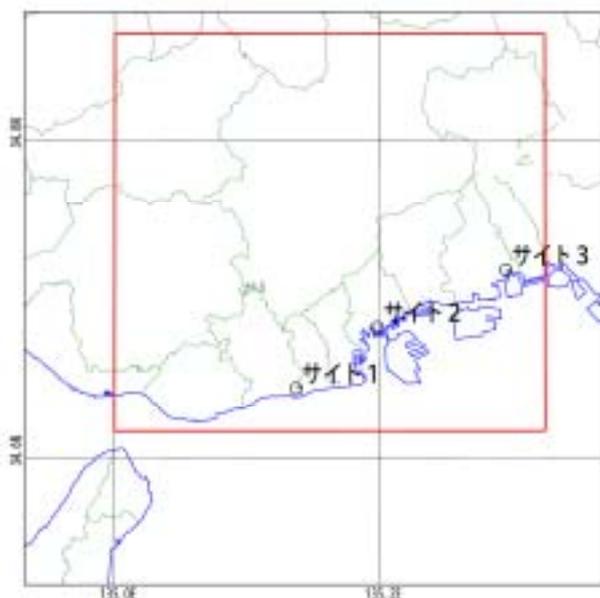


図2.1 対象地点と対象領域

(2) レベル2地震動の設定方法

レベル2地震動は、現在から将来にわたって当該

地点で考えられる最大級の強さをもつ地震動であり、原則として対象となる地震（レベル2対象地震）を選定した上で、そのような地震が発生した場合の地震動として設定すると規定されている¹⁾。

対象地点の近傍では、1995年に兵庫県南部地震（気象庁マグニチュード7.3）が発生しており、対象地点で最大級の強さの地震動が生じたと考えられることから、1995年兵庫県南部地震による対象地点工学的基盤での地震動をレベル2地震動とした。その後、地震調査研究推進本部では、2.2に示すように、六甲山地南縁 - 淡路島東岸区間でマグニチュード7.9程度の地震が発生する可能性を考慮している。本検討では、その評価を確率的評価の中では考慮したが、レベル2地震動の修正は行わなかった。地震動の具体的評価は2.3に示す。

(3) 生起確率付地震動群の設定方法

ライフサイクルコストを評価するための地震動群は、対象地点周辺の主要な想定地震による地震動の評価結果と確率論的地震ハザード解析の結果を組み合わせ設定した²⁾。評価結果は、それぞれが年発生頻度を持つ地震動の集合（生起確率付地震動群）として表現される。確率論的地震ハザード解析は、最大加速度と修正SI値（SI'）の2つを指標として実施し、それぞれに対応する生起確率付地震動群を設定した。修正SI値は、減衰20%の速度応答スペクトルの周期0.2～1.2秒の積分として定義されている³⁾。生起確率付地震動群の設定手順は次の通りである。対象地点周辺の主要な想定地震の断層面形状、マグニチュード、平均活動間隔の設定（2.2）主要な想定地震が発生した場合の対象地点工学的基盤での地震動群の評価（2.3）

の評価結果に基づく各対象地点工学基盤における最大加速度および修正SI値の推定式の設定（2.4）

とを組み合わせた各対象地点工学基盤における最大加速度および修正SI値のハザード曲線の評価（2.4）

最大加速度および修正SI値の区間別年発生頻度（ λ_i ）及び各区間における想定地震別の貢献度の評価（2.4）

最大加速度および修正SI値の区間毎に、の貢献度に基づきの波形から検討に用いる波形を20波あるいは100波選定（2.4）

選定した波形の最大加速度および修正SI値を区間の中央値に振幅調整し、各波形の年発生頻度を $\lambda_i/20$ あるいは $\lambda_i/100$ とすることにより生起確率付地震動群を設定（2.4）

各項目の最後の括弧内の数字はそれぞれの項目の検討例を詳細に示す節である。区間の設定や各区間で選定する地震波の数には任意性があるが、上記の手順により生起確率付地震動群を設定することが可能である。地震波の数は20波の場合と100波の場合を設定した。なお、今回の検討では、扱いを簡単にするために、時間依存性を考慮したハザードの評価は行わず、地震発生をポアソン過程として評価した。

(4) 対象領域の地震動分布の設定方法

生起確率付地震動群の設定手順の のサイト2における修正SI値（SI'）に対する結果から、貢献度を考慮して、被害パターンが異なる地震シナリオを区間毎に選定した。サイト2は3点の平均的な結果を与える地点として用いた。また、選定にあたっては考慮した各想定地震が少なくとも1回は選ばれるように配慮した。

対象領域（図2.1の枠内）は、国土数値情報の第3次地域区画（約1km格子）により、東西26×南北30=780メッシュに区分し、各メッシュ中央位置での地震動（工学的基盤の修正SI値）を経験式により推定した。経験式による推定手順は次の通りである。

区間に対して選定した地震シナリオ（想定地震）の断層モデルから経験式によりサイト2におけるSI'を算定。

区間のSI'の中央値と の計算値の比を算定。

地震シナリオ（想定地震）の断層モデルから経験式により780メッシュのSI'を計算し、それに の比を掛けて評価値を算定。

上記の計算は、経験式の中央値からの偏りが完全相関であると仮定していることに相当している。

各地震シナリオの発生頻度は、選定した地震シナリオがそのSI'の区間を代表していると仮定して、区間の年発生頻度とした。

2.2 全国を概観した地震動予測地図における対象地点周辺のモデル化

政府の地震調査研究推進本部・地震調査委員会は、平成17年3月に全国を概観した地震動予測地図を公表した⁴⁾。また、その数値データは防災科学技術研究所のウェブサイト「地震ハザードステーションJ-SHIS」より公開されている⁵⁾。地震動予測地図の作成に用いられた評価モデルは、組織的に行われてきた地震の長期評価と強震動評価に基づき構築されたものであり、わが国における現時点での標準的な確率論的地震ハザードモデルと考えられる。

本節では、特に近畿地方を対象として、確率論的地震動予測地図で用いられた地震活動モデルの概要（以下、「推本の手法」と呼ぶ）について述べる。なお、今回の検討で用いた地震活動のモデルは推本の手法を踏襲しているが、背景的地震（震源を予め特定しにくい地震）のモデルは推本の手法と異なる。その詳細については2.4で述べる。

(1) 地震の分類

推本の手法では、日本列島周辺で発生する地震を「主要98断層帯に発生する固有地震」、「海溝型地震」、「その他の地震（長期評価の対象となっていない地震）」に分類しているが、近畿地方周辺で発生する地震としては次の5つに分類できる。

- ・主要98断層帯に発生する固有地震
- ・南海トラフ沿いのM8クラスの海溝型地震
- ・主要98断層帯以外の活断層に発生する地震
- ・フィリピン海プレート内で発生する震源断層を予め特定しにくい地震
- ・陸域で発生する地震のうち活断層が特定されていない場所で発生する地震

(2) 地震活動モデルの概要

a) 主要98断層帯に発生する固有地震

地震調査研究推進本部では基盤的調査観測の対象となる98の主要断層帯を抽出し、種々の調査に基づく長期評価結果を地震発生確率を含めて公表している^{2.2.1)}。

長期評価が公表されている主要98断層帯については、その結果に基づいて断層面の諸元（位置、長さ、幅、傾斜角）、地震のマグニチュード、地震発生確率をモデル化している。地震発生確率に関して、長期評価では幅をもって値が示されているものがあるが、平均活動間隔や最新活動時期の幅の中央値を用いて算定した地震発生確率を基本として用いている。ただし、過去200年間の地震と対照させた場合に平均的な確率では地震数を過小評価する問題点が指摘されており⁶⁾、幅の中の最大の確率を用いた場合の結果も併せて示されている。

神戸周辺の活断層を図2.2、表2.1に示す。このうち、神戸市域に最も影響を及ぼす六甲・淡路島断層帯は主部六甲山地南縁-淡路島東岸区間、主部淡路島西岸区間、先山断層帯の3区間に分けて評価されている。1995年兵庫県南部地震はこのうちの主部淡路島西岸区間の固有規模の活動として評価されている。神戸側は断層全体が活動する固有規模よりひとまわり小さい活動と考えられており、主部六甲山地南縁-淡路島東岸区間の固有規模の地震として

の最新活動は 16 世紀と推定されている。



図 2.2 神戸周辺の主要 98 断層帯

表 2.1 神戸周辺の主要 98 断層帯

No.	活断層名	M	30 年確率
6501	琵琶湖西岸断層帯	7.8 程度	0.09 ~ 9%
7303	花折断層帯中南部	7.3 程度	ほぼ 0 ~ 0.6%
7501	奈良盆地東縁断層帯	7.4 程度	ほぼ 0 ~ 5%
7601	有馬 - 高槻断層帯	7.5±0.5	ほぼ 0 ~ 0.02%
7701	生駒断層帯	7.0-7.5	ほぼ 0 ~ 0.1%
7901	六甲・淡路島断層帯主部六甲山地南縁-淡路島東岸区間	7.9 程度	ほぼ 0 ~ 0.9%
7902	六甲・淡路島断層帯主部淡路島西岸区間	7.1 程度	ほぼ 0%
7903	先山断層帯	6.6 程度	ほぼ 0%
8001	上町断層帯	7.5 程度	2 ~ 3%
8101	中央構造線断層帯金剛山地東縁 - 和泉山脈南縁	8.0 程度	ほぼ 0 ~ 5%
8102	中央構造線断層帯紀淡海峡 - 鳴門海峡	7.7 程度	0.005 ~ 1%
8202	山崎断層帯主部北西部	7.7 程度	0.08 ~ 1%
8203	山崎断層帯主部南東部	7.3 程度	0.03 ~ 5%
8204	草谷断層	6.7 程度	ほぼ 0%
9801	大阪湾断層帯	7.5 程度	0.004% 以下

b) 南海トラフ沿いの M8 クラスの海溝型地震

南海トラフ沿いで発生する M8 クラスの海溝型地震に関して、南海地震と東南海地震については地震調査委員会より長期評価が公表されており⁷⁾、それに基づいてモデル化されている。加えて、近い将来に発生が懸念されている想定東海地震と合わせて、3つの地震の連動を考慮したモデル化がなされている。具体的には3つの地震は独立な更新過程に従って発生するが、対象期間に複数の地震がともに発生する場合に、連動を含めて考えられるパターンが等確率で生起するというモデルである。

表 2.2 にはこのうち近畿地方に影響が大きい南海地震と東南海地震の地震発生確率を、また図 2.3 には両地震の震源域を示す。

表 2.2 南海地震・東南海地震の発生確率

	M	30 年確率	50 年確率
南海地震	8.4 前後	50%程度	80%程度
東南海地震	8.1 前後	60%程度	90%程度

* 長期評価に基づく 2005 年 1 月よりの発生確率。

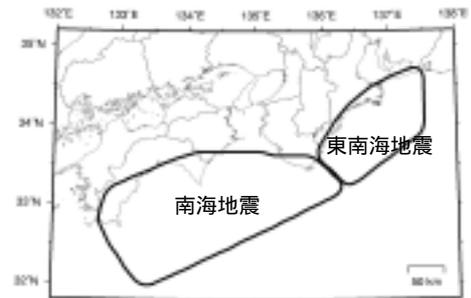


図 2.3 南海地震・東南海地震の震源域

c) 主要 98 断層帯以外の活断層に発生する地震

主要 98 断層帯以外の活断層については、松田他の起震断層⁸⁾の基準に当てはまる活断層のうち、主要 98 断層帯以外のものをモデル化している。基本的に長さが 20km 程度以下、地震のマグニチュードとしては 7 程度以下の活断層が多い。神戸周辺に位置するものを表 2.3 に示す。

表 2.3 神戸周辺の主要 98 断層帯以外の活断層

活断層名	M	30 年確率
高塚山断層	6.6	0.79%
志筑断層帯	6.5	0.38%
飯山寺断層帯	6.7	0.13%

d) フィリピン海プレート内で発生する震源断層を予め特定しにくい地震

震源断層を予め特定しにくい地震の地震発生頻度に関しては、予め設定された地域区分内で頻度が一樣とする方法と、過去の地震の震央位置を反映した形で微小領域ごとに頻度を定める方法 (smoothed seismicity) により算定された頻度の平均値を用いる。フィリピン海プレート内で発生する地震の地域区分は、近畿～四国にかけては単一の領域となっている。また、smoothed seismicity の方法では 0.1°メッシュごとに相関距離 (空間的な標準偏差) が

25km の正規分布で頻度が平滑化されている。

地震発生頻度を定めるための地震カタログは、大地震（1885 年～1925 年の $M6.0$ 以上と 1926 年以降の $M5.0$ 以上のデータ）と小地震（1983 年以降の $M4.0$ 以上のデータ）を用い、それぞれから求めた頻度を平均している（地域区分の有無と 2 種類の地震カタログを組み合わせた 4 ケースの平均）。地震発生時系列は定常ポアソン過程としている。

地震のマグニチュードの確率分布は $b=0.9$ の b 値モデルに基づいて設定している。最小マグニチュードは 5.0，最大マグニチュードは過去の地震の最大の値に基づいて、地域区分ごとに定められているが、近畿～四国にかけての地域区分での最大マグニチュードは 7.4 となっている。

地震の深さは地域区分ごとに最近の地震データの平均の深さを設定している。また、断層面はマグニチュードの大きさに応じた水平の円形断層を仮定している。

e) 陸域で発生する地震のうち活断層が特定されていない場所で発生する地震

モデル化の条件の多くは上記 d) と同じである。

地震発生頻度に関しては、予め設定された地域区分内で頻度が一樣とする方法と、過去の地震の震央位置を反映した形で微小領域ごとに頻度を定める方法の平均として与えている。地域区分は新垣見マップ⁹⁾に基づく区分が用いられている。

地震発生頻度を定めるための地震カタログは、大地震（1885 年～1925 年の $M6.0$ 以上と 1926 年以降の $M5.0$ 以上のデータ）と小地震（1983 年以降の $M3.0$ 以上のデータ）を用い、それぞれから求めた頻度を平均している。地震発生時系列は定常ポアソン過程としている。

地震のマグニチュードの確率分布は $b=0.9$ の b 値モデルに基づいて設定している。最小マグニチュードは 5.0，最大マグニチュードは過去の地震の最大の値に基づいて、地域区分ごとに定められているが、神戸周辺の地域区分での最大マグニチュードは 6.8～6.9 となっている。地震の深さは計算上は 3km の

点震源が仮定されている。

2.3 工学的基盤位置での地震動の作成

確率論的地震ハザードを評価するために、阪神高速道路神戸線を想定した 3 地点の工学的基盤上において、レベル 2 地震動（平成 7 年兵庫県南部地震）および複数の断層破壊シナリオを想定した強震動評価を実施した。計算方法は、統計的グリーン関数法のうち比較的長周期帯域まで信頼性があると考えられるもの¹⁰⁾を用いた。

(1) レベル 2 地震動

手法の確認対象およびレベル 2 地震動設定のために、平成 7 年兵庫県南部地震を対象とした検討を行った。その際の震源モデルとして、短周期を含む広い帯域で観測波形の説明性が検討されているものを用いた¹¹⁾。断層および対象サイトの位置を図 2.4 に、対象サイトの地盤構造（工学的基盤面まで）を表 2.4 に、断層破壊モデルを図 2.5 および表 2.5 に示す。



図 2.4 平成 7 年兵庫県南部地震断層の設定位置

表 2.4 対象サイトにおける地盤モデル

Parameters					Depth(km)			
Vp(km/s)	Vs(km/s)		Q_0	Q_f	Site 1	Site 2	Site 3	KPI
1.60	0.35	1.70	35	0.5	0.000	0.000	0.000	0.000
1.80	0.55	1.80	55	0.5	0.053	0.092	0.087	0.210
2.50	1.00	2.10	100	0.5	0.503	0.599	0.542	0.722
5.40	3.20	2.70	63.8	1.0	1.261	1.101	1.236	1.689
6.00	3.50	2.80	63.8	1.0	2.000	2.000	2.000	2.000
						Depth of Layer Top		

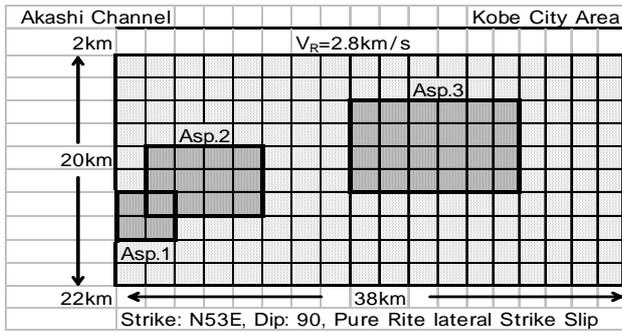


図 2.5 兵庫県南部地震の断層破壊モデル

表 2.5 兵庫県南部地震の断層破壊パラメーター

	$M_0(\text{dyne} \cdot \text{cm})$	(MPa)	(s)
Asp.1	1.1×10^{25}	16.3	0.4
Asp.2	2.3×10^{25}	16.3	0.5
Asp.3	3.7×10^{25}	8.6	0.6
Back	7.1×10^{25}	2.5	0.6
Total	1.42×10^{26}		

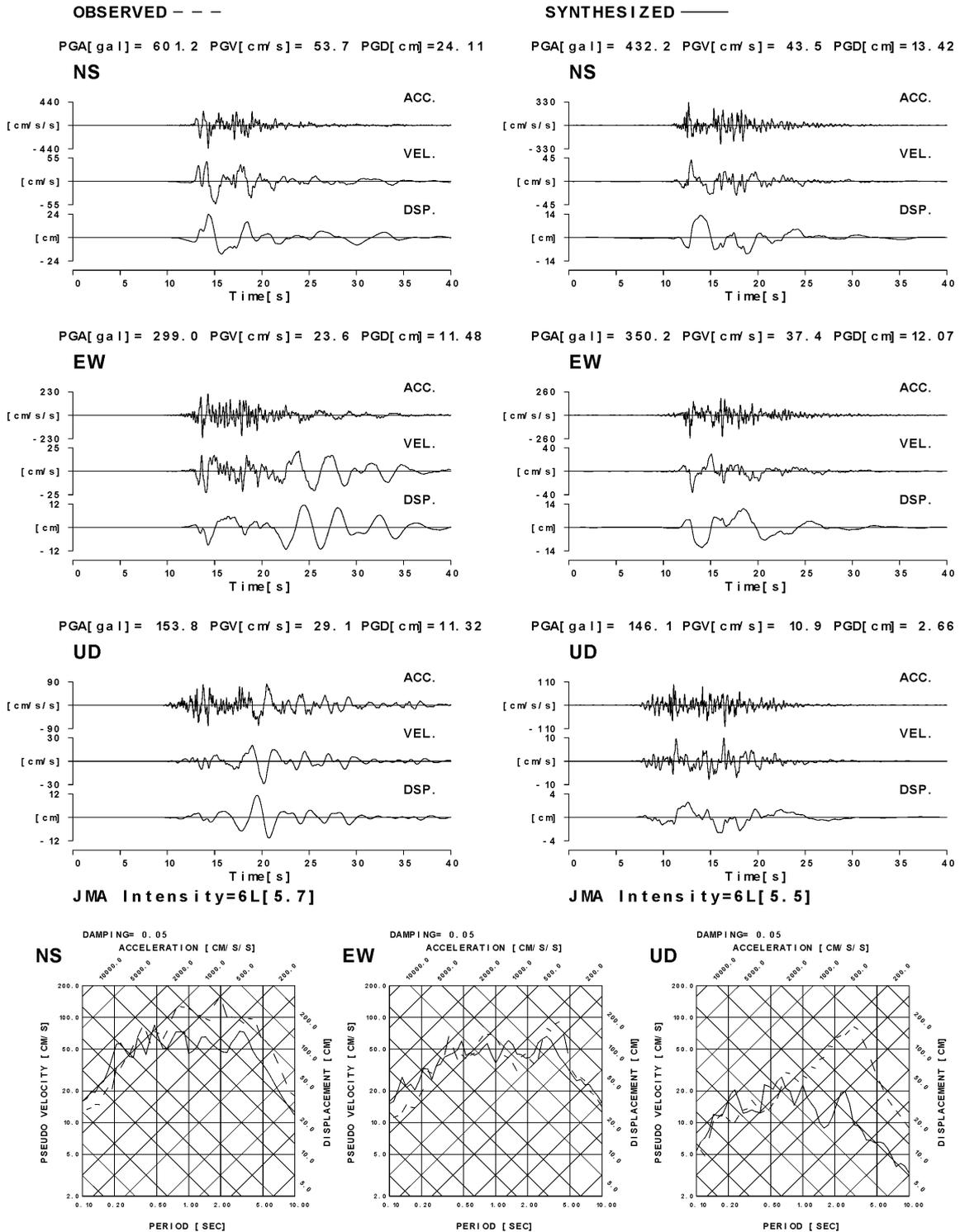


図 2.6 兵庫県南部地震による KPI サイトのシミュレーション波と観測波の比較 (工学的基盤)

なお、淡路島側の断層破壊は神戸側の地震動に影響していないことが知られているため、ここでは震央（明石海峡部）よりも神戸側の断層のみを1枚の鉛直断層としてモデル化している。

以上の設定による神戸市ポートアイランド観測点（KPI）での観測波形（GL-83m）との比較を図 2.6 に示す。不整形地盤の影響を考慮しない手法であるが、ポートアイランドにおいて観測波形を概ね表現できている。ただし、波形では EW 成分の後続波群（盆地生成表面波）が、スペクトルでは NS 成分および UD 成分の長周期地震動がやや過小評価となっている。

サイト 2 のレベル 2 地震動を図 2.7 に示す。計算された各サイトの地震動（工学的基盤）は、震度 5 強から 6 強となっており、地表面で震度 6 以上が期待できるものとなっている。

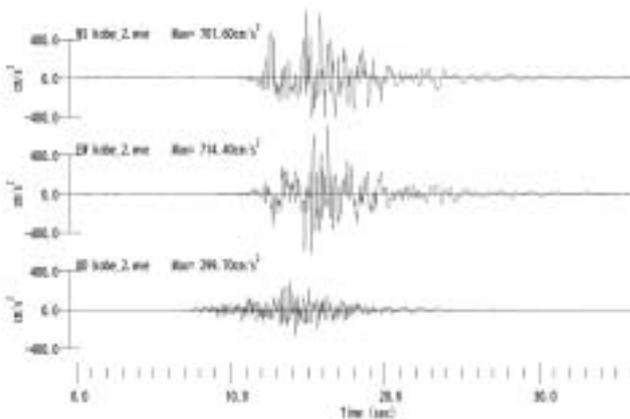


図 2.7 サイト 2 のレベル 2 地震動

(2) 内陸活断層に起因する地震による地震動

地震調査研究推進本部（推本）の基本設定を参照し、周辺 7 活断層（有馬 - 高槻構造線、中央構造線、大阪湾断層帯、六甲山地南縁 - 淡路島東岸区間、淡路島西岸区間、上町断層、山崎断層）を対象に、断層面積を固定した上で、地震モーメント（立ち上がり時間に連動）、アスペリティ面積比、アスペリティ位置、破壊開始点位置（最も深いアスペリティ下端に設定）、破壊伝播速度を乱数で生成し、各断層について、最初に 20 通り、その後 80 通りを追加して、合計 100 通りの破壊シナリオを設定した。

大阪湾断層帯に対するサイト 2 の応答スペクトル（水平 2 成分）の重ね書きを図 2.8 に破壊シナリオの例を図 2.9 に示す。断層破壊シナリオによっては、ディレクティビティ・パルスによって周期 1 秒付近の応答スペクトルが大きくなっている。また、地盤構造の影響により、周期 5 秒程度の成分が短周期成分に比べて相対的に卓越している。

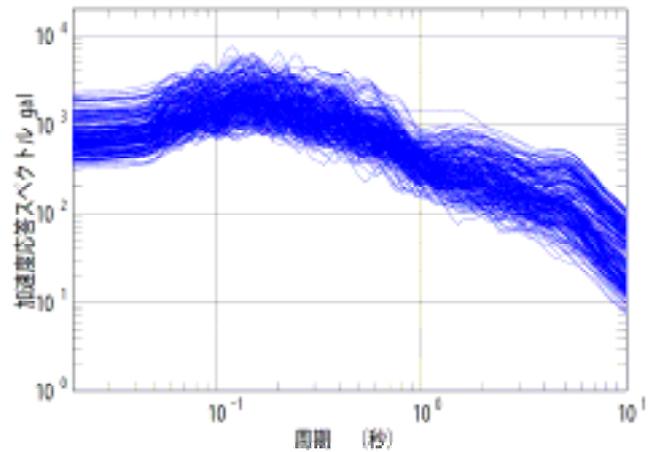


図 2.8 大阪湾断層帯の地震に対するサイト 2 の減衰 5% 加速度応答スペクトルの分布

(3) 海溝型地震による地震動

海溝型地震については、中央防災会議（中防）の断層面を参照して、東南海地震および南海地震にそれぞれ 2 枚の断層面を設定し、中防のモーメント・マグニチュード（東南海 M_w 8.18、南海 M_w 8.55）を平均値としてそれぞれの断層面に与えた。そして、立ち上がり時間（地震モーメントに連動）、アスペリティ面積比、アスペリティ位置、破壊伝播速度を乱数で与え、それぞれについて破壊シナリオを設定した。

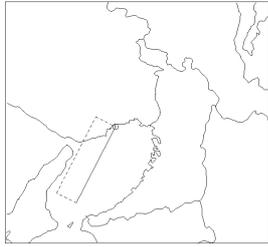
破壊開始点については、両地震断層の接合部付近に固定した。最初に、東南海と南海に 4 通りずつの断層破壊を設定するとともに、それらが同時に破壊する組み合わせ（ $4 \times 4 = 16$ 通り）を想定し、計 24 通りの断層破壊シナリオを設定した。その後、断層破壊シナリオを追加し、最終的に東南海と南海が同時に破壊する組み合わせを合計 100 通り設定した。

なお、海溝型地震の計算にあたっては、表 2.4 の地盤モデルの下 10km 以深に、P 波速度 8.0km/s、S 波速度 4.5km/s、密度 3.3 の 1 層を追加した。減衰は表 2.4 の最下層と同じとした。

(4) 背景的地震

サイト 2 から 40km の範囲に M_j 6.5 の地震断層を最初に 20 通り、その後 80 通りを追加して、合計 100 通り配置し、統計的グリーン関数法によって地震動を計算した。

断層破壊シナリオの例を図 2.10 に示す。スケーリング則より断層面積を $15\text{km} \times 15\text{km}$ と固定した上で、断層位置・走行・断層上端深さを乱数で設定した。さらに、その断層が横ずれか縦ずれかを乱数で決め、横ずれの場合は鉛直断層ですべり方向を純粋な横ずれ、縦ずれの場合は純粋な逆断層とした上



FLT1
 Len (km) = 39.0
 Wid (km) = 20.0
 Tdep (km) = 3.00
 Strike = 207.0
 Dip = 60.0
 Rake = 90.0

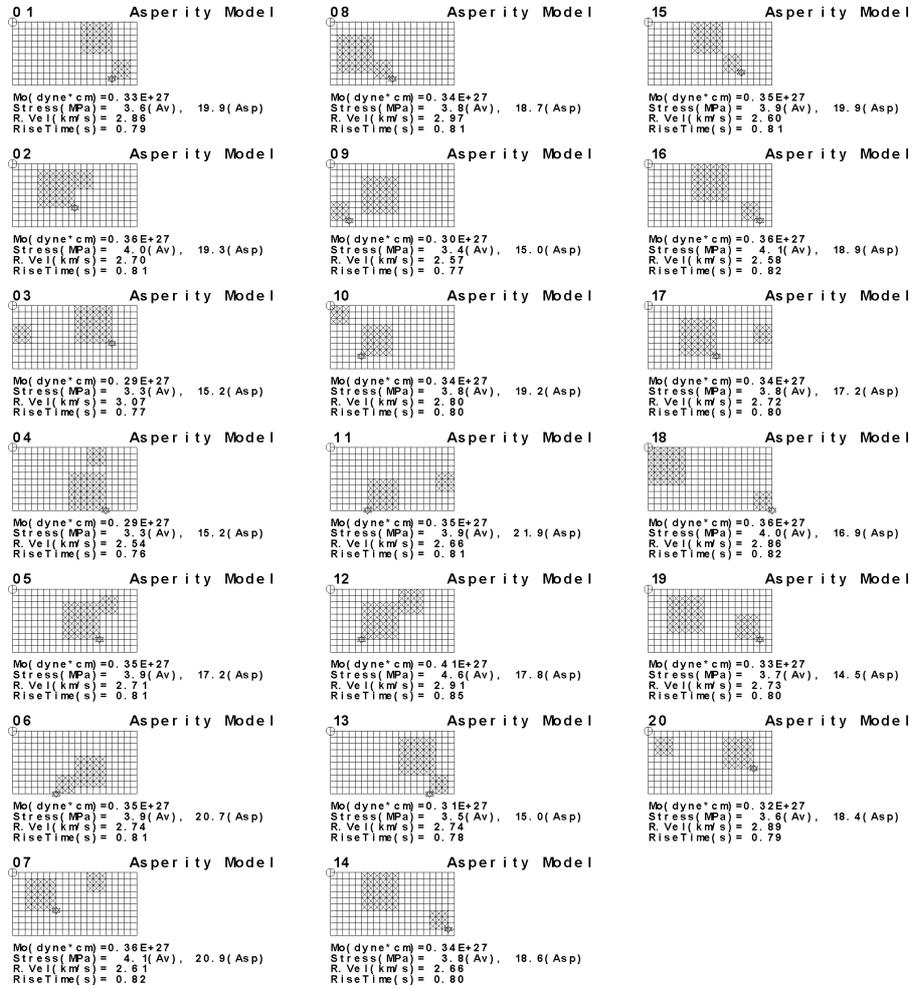


図 2.9 大阪湾断層帯の地震の断層破壊シナリオの例

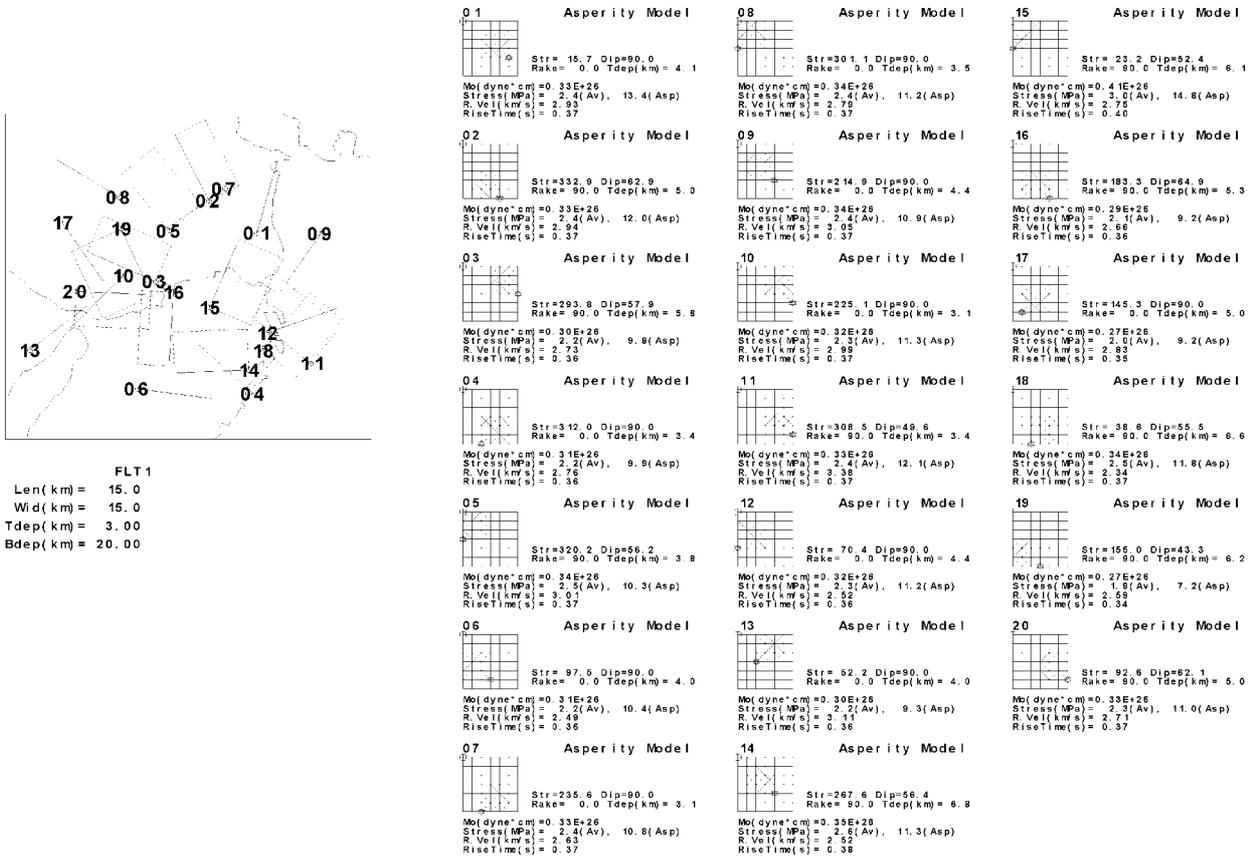


図 2.10 背景的 Mj6.5 地震に対する断層破壊シナリオの例

で傾斜を 60 度を中心として乱数で与えた。また、地震モーメント（立ち上がり時間に連動）・アスペリティ面積比・アスペリティ位置・破壊開始点位置（最も深いアスペリティ下端に設定）・破壊伝播速度は乱数で設定した¹²⁾。

(5) まとめ

阪神高速道路神戸線に沿った 3 地点において、統計的グリーン関数法を用いて、レベル 2 地震動およびパラメータを変動させた断層破壊シナリオによる強震動評価を実施した。想定した断層破壊シナリオは、各サイトにおいて内陸断層で 700 通り（7 断層 × 100 破壊シナリオ）、海溝型地震で 108 通り、背景的地震で 100 通りの計 908 通りである。これらの結果は 2.4 において確率論的に解析され、確率論的地震ハザード評価に利用される。

2.4 生起確率付地震動群の設定

ライフサイクルコストを評価するための地震動群として、2.1(3)に示した から の手順に基づき、生起確率付地震動群を設定した。なお、ここでは生起確率を年発生頻度で与えている。

(1) 最大加速度推定式の設定

ハザード解析で用いる最大加速度推定式を設定するために、2.3 で合成した想定地震による地震動の加速度応答スペクトル（減衰 5%）を距離減衰式¹³⁾による応答スペクトルと比較した。最大加速度は周期 0.02 秒における加速度応答スペクトルと同じである。

a) レベル 2 地震動との比較

レベル 2 地震動との比較を図 2.11 に示す。滑らかな線が距離減衰式による応答スペクトルで、大きい方が等価震源距離式によるもの、小さい方が最短距離式によるものである。凹凸のあるものが合成した地震動の応答スペクトルで赤がサイト 1、緑がサイト 2、青がサイト 3 である。合成した地震動の応答スペクトルが最短距離式と等価震源距離式の間にはほぼ位置していることから、最短距離式と等価震源距離式の平均との比を求めた。結果を図 2.12 に示す。全体としてほぼ 1.0 の周辺に分布しており、合成結果と距離減衰式は整合した結果を与えている。

以上の結果に基づき、距離減衰式として、最短距離式と等価震源距離式の平均を用いることとした。

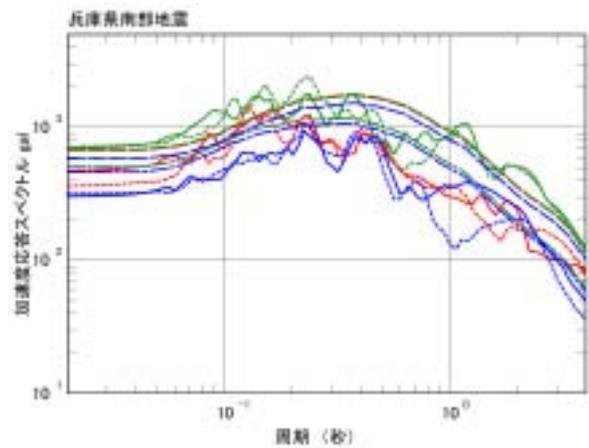


図 2.11 加速度応答スペクトルの比較
(1995 年兵庫県南部地震)

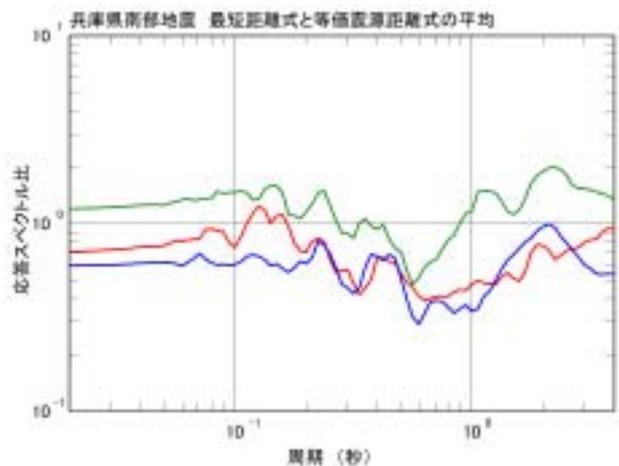


図 2.12 応答スペクトル比
(兵庫県南部地震：合成波 / 距離減衰式)

b) 想定地震による地震動との比較

六甲山地南縁 - 淡路島東岸区間の地震（気象庁マグニチュード $M_J = 7.9$ ）に対する 3 地点の応答スペクトル比（合成波 / 距離減衰式）の平均を図 2.13 に、背景的地震（ $M_J = 6.5$ ）に対する同様の結果を図 2.14 に示す。六甲山地南縁 - 淡路島東岸区間の地震では、合成波の最大加速度は距離減衰式よりもやや大きめであるが、背景的地震ではほぼ一致している。地点間の違いはそれほどない。

検討した各想定地震に対する最大加速度比の平均を表 2.6 に示す。サイト 2 の括弧内を除く結果は最初に設定したシナリオに対するものであり、サイト 2 の括弧内はシナリオ数を増やした場合のものである。想定地震により最大加速度比にかなりの違いがあることから、この表に基づき補正倍率を想定地震毎に変えた。これ以外の地震については、表の「内陸平均」（活断層と背景的地震の平均）の値を用いた。

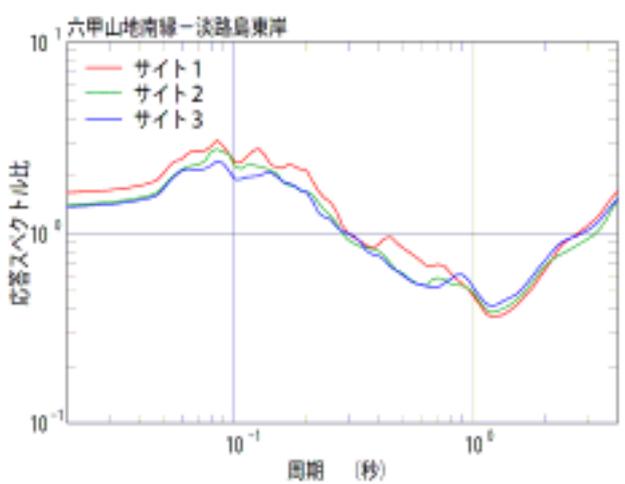


図 2.13 応答スペクトル比
(合成波 / 距離減衰式)

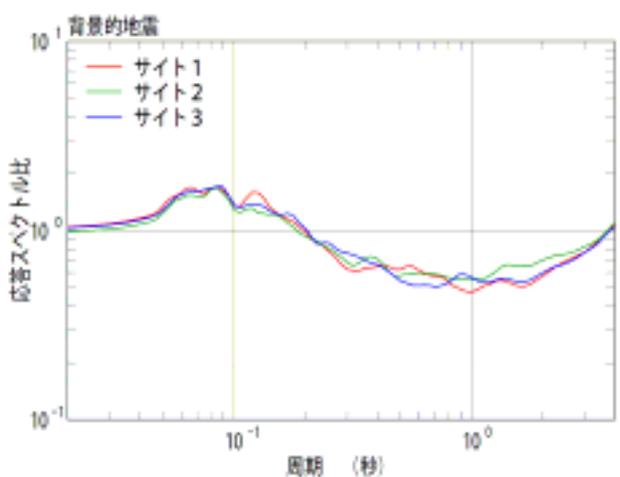


図 2.14 応答スペクトル比
(合成波 / 距離減衰式)

表 2.6 最大加速度に対するサイト別地震活動域別補正倍率

活動域	サイト 1	サイト 2	サイト 3
有馬 - 高槻	0.900	0.932(1.003)	1.022
中央構造線	1.020	0.919(0.860)	0.902
大阪湾断層帯	1.504	1.267(1.189)	0.936
六甲山地南縁	1.634	1.411(1.437)	1.380
淡路島西岸	0.897	0.707(0.705)	0.596
上町断層帯	0.714	0.709(0.690)	0.857
山崎断層帯	0.755	0.692(0.684)	0.622
東南海	0.403	0.341	0.360
南海	0.721	0.619	0.655
東南海 + 南海	0.776	0.654(0.671)	0.677
内陸地殻内	1.042	0.985(1.066)	1.032
(内陸平均)	1.016	0.922(0.922)	0.889

(2) 修正SI値推定式の設定

修正SI値 (SI') に対して, 加速度応答スペクト

ル (減衰5%) の距離減衰式^{2.4.1)}と同じデータセットを用い, 距離減衰式を作成した.

最短距離を用いた式は次の通りである.

$$\begin{aligned} \log SI' &= 0.6581M + 0.003565H_C \\ &\quad - 2.010 \log(R + 0.334 \exp(0.653M)) + 0.1242 \\ \sigma_r &= 0.2175, \quad \sigma_e = 0.1488 \end{aligned}$$

ここで, M は気象庁マグニチュード, H_C は断層中心深さ, R は最短距離, σ_r は地震内誤差, σ_e は地震間誤差である.

等価震源距離を用いた式は次の通りである.

$$\begin{aligned} \log SI' &= 0.6325M + 0.003342H_C \\ &\quad - 0.001848X_{eq} - \log X_{eq} - 1.6442 \\ \sigma_r &= 0.2221, \quad \sigma_e = 0.1443 \end{aligned}$$

ここで, X_{eq} は等価震源距離でその他は最短距離式の場合と同じである.

修正SI値に対しても, 最短距離式と等価震源距離式の平均を用い, 合成波と距離減衰式の修正SI値を比較した. 検討した各想定地震に対する修正SI値の比の平均を表2.7に示す. 最大加速度の場合に比べ一般的に比が小さくなっている. これは, 図2.13や図2.14の比が0.2~1.2秒付近で小さくなっていることに対応していると考えられる. 最大加速度の場合と同様, 想定地震により修正SI値比にかなりの違いがあることから, この表に基づき補正倍率を想定地震毎に変えた. これ以外の地震については, 表の「内陸平均」の値を用いた.

表 2.7 修正 SI 値に対するサイト別地震活動域別補正倍率

活動域	サイト 1	サイト 2	サイト 3
有馬 - 高槻	0.524	0.528(0.563)	0.563
中央構造線	0.552	0.516(0.475)	0.480
大阪湾断層帯	0.922	0.776(0.737)	0.522
六甲山地南縁	0.898	0.760(0.772)	0.754
淡路島西岸	0.568	0.455(0.470)	0.384
上町断層帯	0.447	0.427(0.442)	0.556
山崎断層帯	0.468	0.372(395)	0.322
東南海	0.225	0.199	0.192
南海	0.461	0.432	0.443
東南海 + 南海	0.489	0.448(0.436)	0.431
内陸地殻内	0.658	0.682(0.715)	0.673
(内陸平均)	0.608	0.546(0.554)	0.515

(3) 地震ハザード解析

対象地点周辺の主要な活断層のモデル (形状, マグニチュード範囲, 平均活動間隔) は, 2.2に示した推本のモデルを用いた.

上記以外の活動域は、既存のモデル^{14, 15)}を基本的に用いたが、対象地点周辺の背景的地震活動域の上限マグニチュードは6.5とした。

最大加速度推定式および修正SI値推定式による推定値のばらつきは対数正規分布でモデル化し、ばらつき大きさは、基本とした距離減衰式の値（最大加速度の場合は常用対数で対数標準偏差0.274，修正SI値の場合は0.264）を用いた。

対象地点3点の最大加速度のハザード曲線を図2.15に、修正SI値（SI'）のハザード曲線を図2.16に示す。これらの結果は表2.6および表2.7の括弧内以外の補正倍率を用いた場合の結果である。なお、サイト2で括弧内の補正倍率を用いてもハザード曲線はほとんど変わらない。

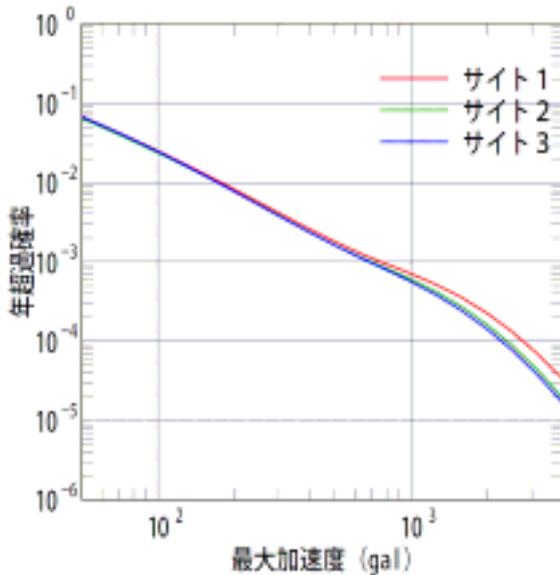


図 2.15 対象地点のハザード曲線

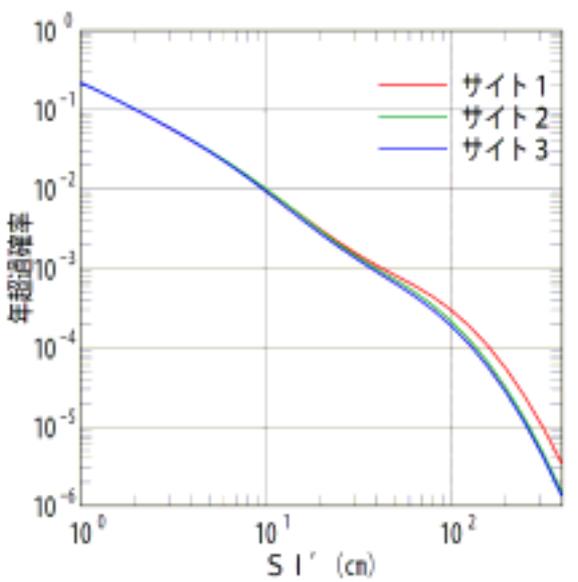


図 2.16 対象地点のハザード曲線

(4) 対象地点工学的基盤での生起確率付地震動群

地震ハザード曲線の最大加速度と修正SI値を対数軸上で0.1の幅で区分し、区間毎に年発生頻度、活動域別の貢献度を求めた。

サイト2に対して、修正SI値が20.0cm～25.1cm及び79.4cm～100cmの範囲の活動域別貢献度の例を図2.17に、活動域の分類を表2.8に示す。20.0cm～25.1cmの範囲では内陸地殻内（背景的活動）の貢献

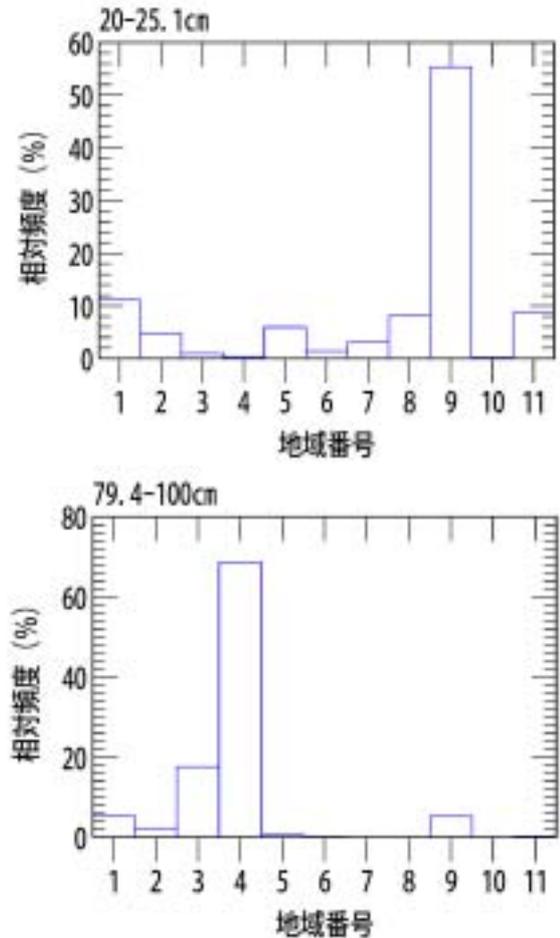


図 2.17 区間別活動域別貢献度の例(サイト3)

表2.8 地域番号と活動域の対応

地域番号	活動域
1	有馬 - 高槻断層帯
2	中央構造線断層帯
3	大阪湾断層帯
4	六甲山地東縁 - 淡路島東岸
5	淡路島西岸
6	上町断層帯
7	山崎断層帯
8	南海トラフ
9	内陸地殻内
10	フィリピン海プレート
11	その他断層帯

度が最も大きいですが、79.4cm～100cmの範囲では六甲山地東縁 - 淡路島東岸の貢献度が最大になっている。

図2.17に示したような貢献度に基づき、地震動の数を各活動域に割り振った。区間毎に20波を設定するとして割り振った結果の例を表2.9（サイト2）に示す。上町断層帯および山崎断層帯については貢献度があまり大きくないため、「その他の断層帯」に含めた。波形の配分は選挙などで用いられている比例ドント方式を用い、貢献度を得票数、20波を当選者数とみなして行った。

波形は、2.3で合成した地震波の中から選定した。選定は、最大加速度および修正SI値の各区間で、その区間の中央値に最大加速度および修正SI値に近い波形から順番に割り振られた数だけ選定する方法により行った。フィリピン海プレート沿いの地震、主要想定地震以外の断層帯による地震については、上町断層帯および山崎断層帯による地震の合成波形から選定した。

設定した生起確率付地震動群は、最大加速度のハザードに基づくものが、各サイトで20区間×20波/区間=400波であり、修正SI値のハザードに基づくものが、各サイトで27区間×20波/区間=540波である。そして、それぞれの波形に対して区間年発生頻度の1/20の頻度を割り当てた。修正SI値の中央値が70.8cmの場合のサイト2における生起確率付地震動群を図2.18に示す。これらの波形は修正SI値は同じであるが、最大加速度は違っている。

サイト2については、各区間20波の場合以外に各区間100波の場合も設定した。波形を選ぶ手順は20波の場合と同じである。

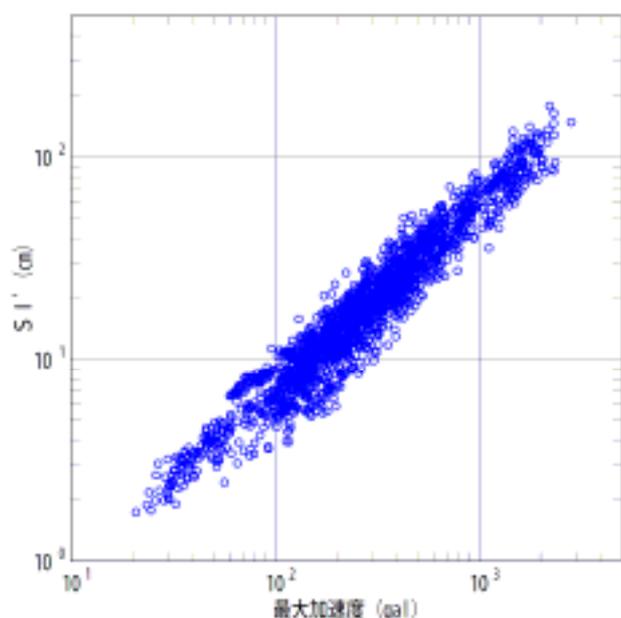


図 2.19 合成波形の最大加速度と修正 SI 値の関係

参考として、合成波形に対する最大加速度と修正SI値の関係を図2.19に示す。3つのサイトをあわせて水平成分1816成分に対する結果である。

2.5 被害パターンが異なる地震シナリオによる地震動分布の設定

道路ネットワークとしての間接被害をより正確に評価するために、2.1(4)に示した手順に基づき、対象領域の地震動分布を設定した。

(1) 地震シナリオの選定

サイト2の修正SI値に対する表2.9の結果に基づき被害パターンが異なる地震シナリオを選定した。

表2.9で特徴的なことは、修正SI値が小さい範囲では地殻内の背景地震が支配的であり、修正SI値が大きくなると六甲山地東縁 - 淡路島東岸の地震が支配的になることである。その他の地震は、それぞれの地震により生じる地震動の大きさに応じた区間に対して副次的に貢献している。例えば、大阪湾断層帯と有馬 - 高槻断層帯は修正SI値が比較的大きい範囲で貢献しており、南海トラフの地震は修正SI値が比較的小さい範囲で貢献している。

被害パターンを多くする観点から、各活動域のシナリオを少なくとも1個は取り入れることとし、その位置は出来るだけ貢献度の高い位置になるようにした。選定した各区間のシナリオを表2.10に示す。

表2.10で「地殻内」と「南海トラフ」は断層面の位置と形状が違う複数のモデル（「地殻内」は20、「南海トラフ」は3）があるので、修正SI値のそれぞれの区間中央値に近い計算値を与えるモデルを用いている。その他は断層面の位置と形状は同じである。また、表2.7と比べ、修正SI値が最も小さい範囲と最も大きい範囲では、2つの区間をまとめて地震シナリオの数を少なくした。

前述したように、各地震シナリオの発生頻度は、選定した地震シナリオがその修正SI値の区間を代表していると仮定して、区間の年発生頻度とした。

以上のように設定した生起確率付地震シナリオによる各地点の地震ハザード曲線は、全活動域から計算した地震ハザード曲線を近似するものとなっている。生起確率付地震シナリオによる代表地点の地震ハザード曲線を図2.19に、全活動域から計算した地震ハザード曲線を図2.20に示す。サイト2は基準にした地点、(1,1)は対象領域の南西端格子、(26,1)は北西端格子、(1,30)は南東端格子、(26,30)は北東端格子であり、地震シナリオによるハザード曲

表 2.9 修正 SI 値 (SI') のハザードに基づく各区間 20 波の配分 (サイト 2)

SI' cm	区間 年発生頻度	有馬 高槻	中央 構造	大阪 湾	六甲	淡路島 西岸	南海 トラフ	地殻 内	その他
1.12	0.618E-01	0	0	0	0	0	0	14	6
1.41	0.466E-01	0	0	0	0	0	0	14	6
1.78	0.369E-01	0	0	0	0	0	0	15	5
2.24	0.270E-01	0	0	0	0	0	1	14	5
2.82	0.208E-01	0	0	0	0	0	1	15	4
3.55	0.158E-01	0	0	0	0	0	2	14	4
4.47	0.119E-01	0	0	0	0	0	3	14	3
5.62	0.903E-02	0	0	0	0	0	3	14	3
7.08	0.670E-02	0	0	0	0	0	4	13	3
8.91	0.488E-02	0	0	0	0	0	4	13	3
11.2	0.342E-02	0	0	0	0	0	4	13	3
14.1	0.228E-02	0	0	0	0	0	3	14	3
17.8	0.156E-02	1	0	0	0	1	2	13	3
22.4	0.957E-03	2	1	0	0	1	1	12	3
28.2	0.614E-03	3	1	0	0	1	1	12	2
35.4	0.396E-03	4	1	1	1	1	0	10	2
44.7	0.272E-03	4	1	2	4	1	0	7	1
56.2	0.205E-03	3	1	3	9	0	0	4	0
70.8	0.163E-03	2	0	4	12	0	0	2	0
89.1	0.128E-03	1	0	3	15	0	0	1	0
112	0.930E-04	0	0	3	17	0	0	0	0
141	0.598E-04	0	0	3	17	0	0	0	0
178	0.361E-04	0	0	2	18	0	0	0	0
224	0.176E-04	0	0	2	18	0	0	0	0
282	0.805E-05	0	0	1	19	0	0	0	0
355	0.315E-05	0	0	1	19	0	0	0	0
(447)	0.150E-05	0	0	1	19	0	0	0	0

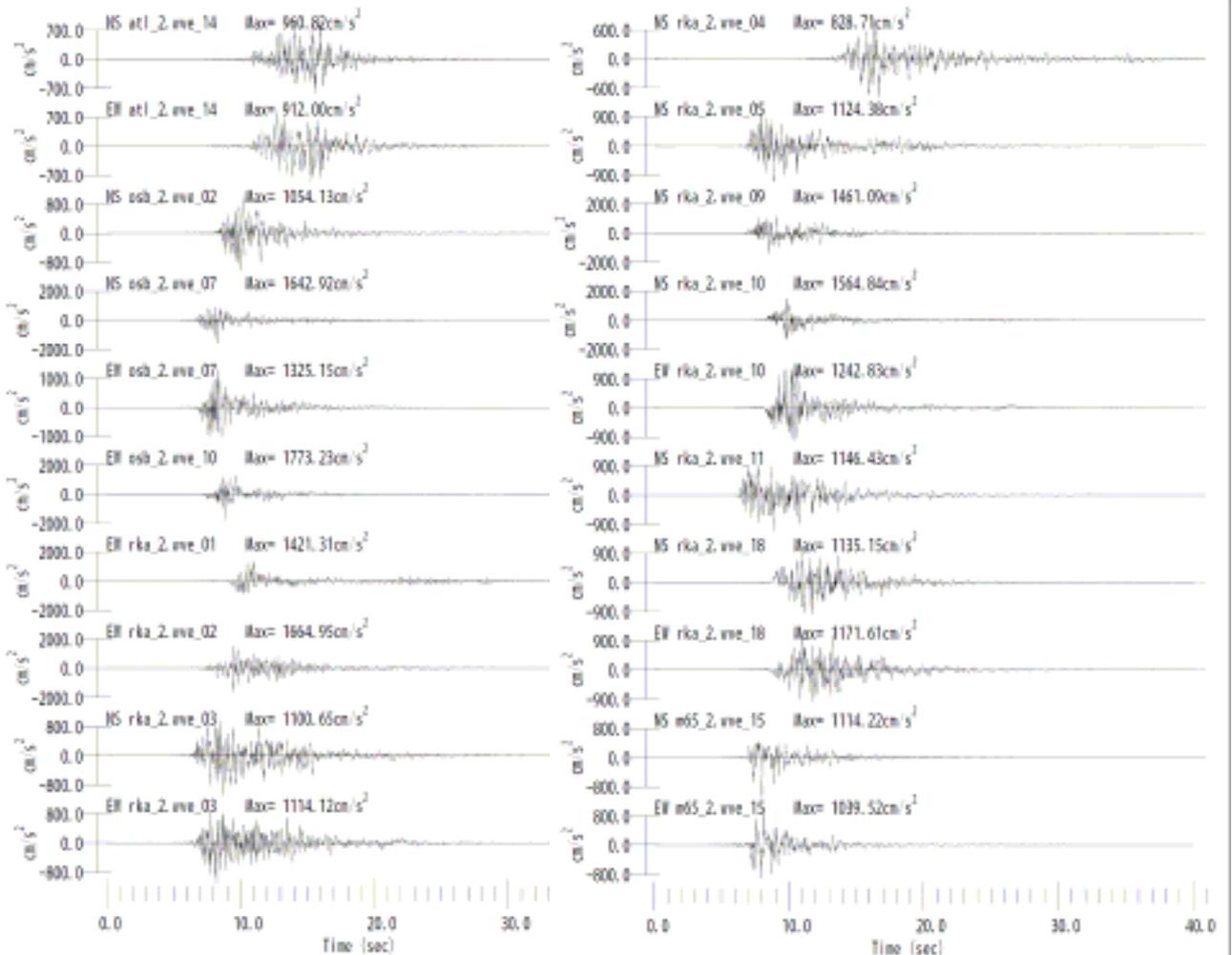


図 2.18 生起確率付地震動群の例 (サイト 2)

線のレベルおよび相対的な関係は全活動域から計算した地震ハザード曲線とほぼ対応している。地震シナリオの数を増やせば、対応はよりよくなる。

表 2.10 地震シナリオの選定

修正 SI 値 cm	区間 年発生頻度	地震シナリオ
1.26	0.108E-00	地殻内
2.00	0.639E-01	地殻内
2.82	0.208E-01	南海トラフ
3.55	0.158E-01	地殻内
4.47	0.119E-01	地殻内
5.62	0.903E-02	南海トラフ
7.08	0.670E-02	地殻内
8.91	0.488E-02	山崎
11.2	0.342E-02	南海トラフ
14.1	0.228E-02	地殻内
17.8	0.156E-02	上町
22.4	0.957E-03	淡路島西岸
28.2	0.614E-03	有馬高槻
35.4	0.396E-03	中央構造
44.7	0.272E-03	地殻内
56.2	0.205E-03	有馬高槻
70.8	0.163E-03	大阪湾
89.1	0.128E-03	六甲
112	0.930E-04	六甲
141	0.598E-04	大阪湾
178	0.361E-04	六甲
251	0.262E-04	六甲
398	0.465E-05	六甲

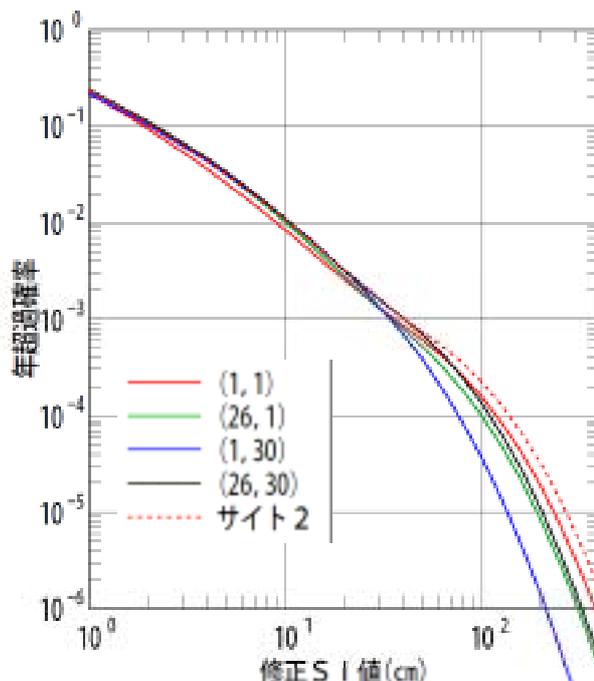


図 2.20 活動域モデルによるハザード曲線

(2) 地震シナリオによる対象領域の修正SI値の分布

23個の地震シナリオ（断層モデル）に対して、2.1(4)の手順に基づき、工学的基盤の修正SI値の分布を算定した。分布の例を図2.21に示す。サイト2の位置での修正SI値が区間の中央値に等しい。

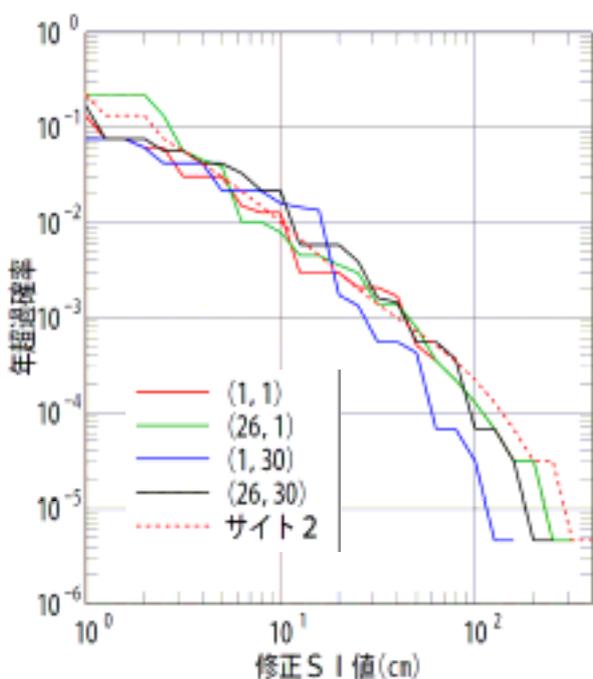


図 2.19 地震シナリオによるハザード曲線

2.6 まとめと今後の課題

本章では、構造物の期待損失(地震被害額期待値)評価のための、レベル2地震動や生起確率付地震動群の設定手法について提案するとともに、神戸地域を例にとりその具体的な設定例を示した。この方法により地震動の時空間における確率分布を考慮した精度の高い期待損失評価に用いる合理的な生起確率付地震動群を提供することが可能となった。また、道路ネットワークとしての間接被害をより正確に評価するために、被害パターンが異なる地震シナリオを生起確率付で選定し、周辺領域の地震動分布(修正SI値分布)を設定した。

基本的な成果は上記の通りであるが、細部ではさらに検討すべき問題が残されている。

1つは、地震活動のモデル化の問題である。本検討で用いた確率論的地震ハザード解析のモデルは地震調査研究推進本部のモデルに準拠したが、今回の検討で最も影響の大きな六甲・淡路島断層帯のモデルについては、1995年兵庫県南部地震(マグニチュード7.3)のような地震を発生させないモデルとな

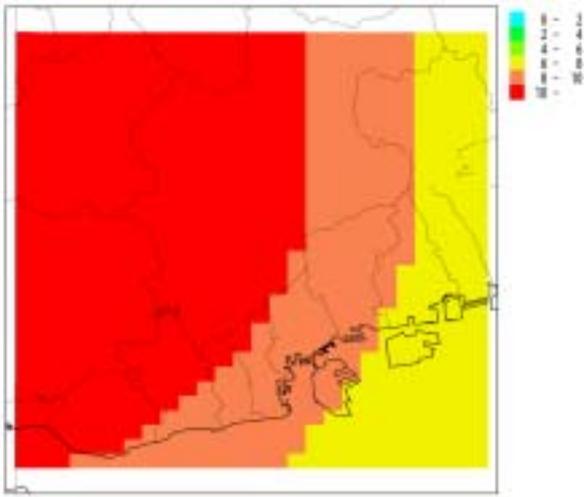


図 2.21(1) 山崎断層帯 (SI'=8.9cm)

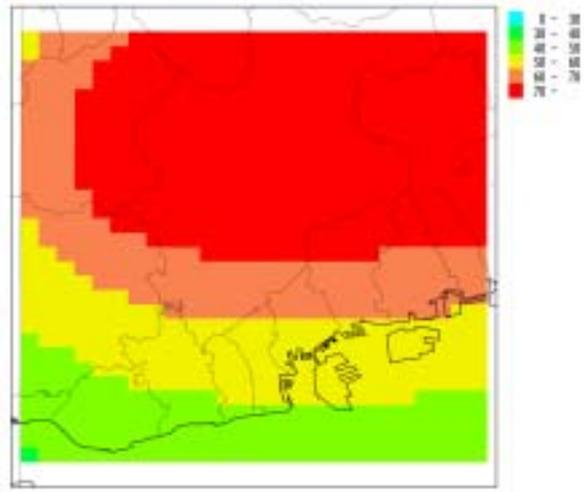


図 2.21(4) 有馬高槻断層帯 (SI'=56.2cm)

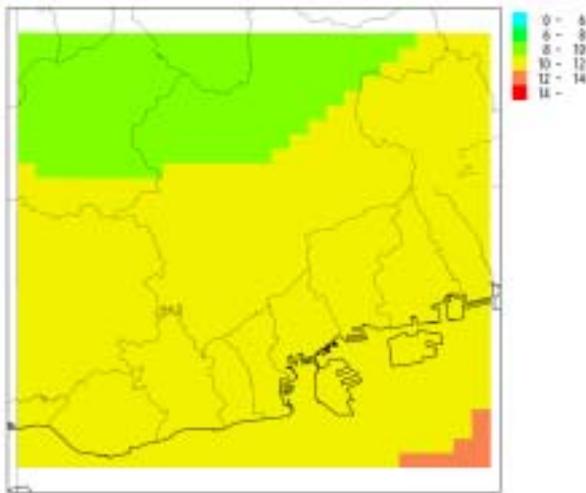


図 2.21(2) 南海トラフ (SI'=11.2cm)

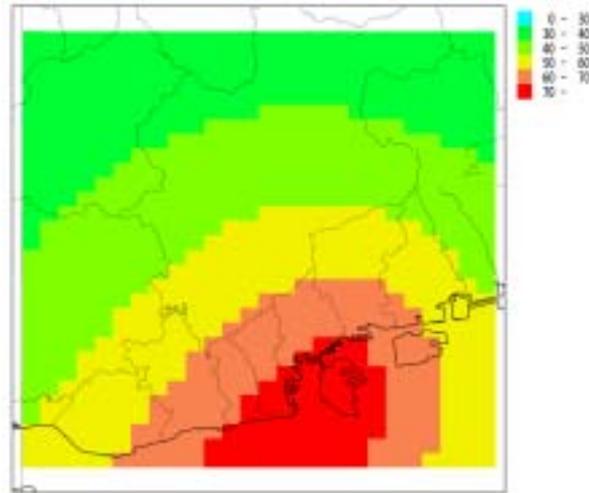


図 2.21(5) 大阪湾断層帯 (SI'=70.8cm)

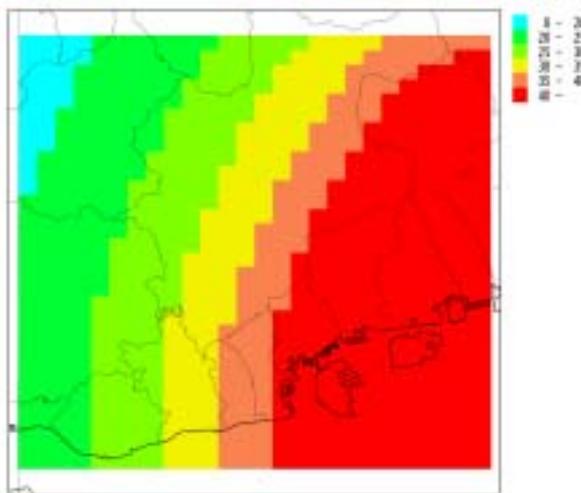


図 2.21(3) 地殻内 (SI'=44.7cm)

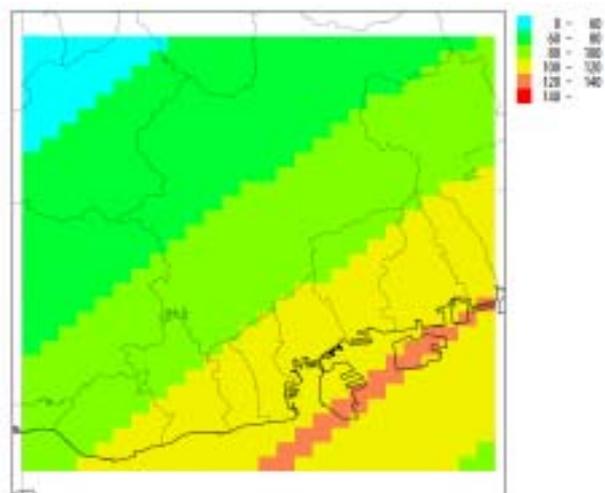


図 2.21(6) 六甲山地南縁 - 淡路島東岸 (SI'=112cm)

っている。2.2で述べたように、1995年兵庫県南部地震は淡路島西岸区間の固有規模の活動と評価されているが、固有地震の規模は7.1である。断層面の範囲を含めて1995年兵庫県南部地震のような地震も発生するようなモデル化は可能であり、そのようなモデルを含めてモデルの不確定性を適切に考慮した評価を行うことが、判断材料として活用するためには重要と考えられる。

また、本検討では扱いを簡単にするために、時間依存性を考慮した地震ハザードの評価は行わず、地震発生をポアソン過程として、発生頻度に基づき評価した。BPT分布を用いた更新過程などを用いて、時間依存性を考慮した地震ハザード評価を行う場合には、発生頻度と確率が1対1に対応しなくなる。その場合には貢献度の評価方法も変更する必要があると考えられる。

以上のほかにより基本的な問題として、統計的グリーン関数法による地震動の応答スペクトルと距離減衰式による応答スペクトルに見られる系統的な違いをどのように考えるかという問題もある。

上記のような問題についてはさらに検討する必要があると考えられる。

参考文献

- 1) 土木学会：土木構造物の耐震設計法に関する特別委員会：土木構造物の耐震設計法等に関する第3次提言と解説，2000年6月。
- 2) 安中正・香川敬生・石川裕・江尻譲嗣・西岡 勉：期待損失評価のための確率論的ハザードに適合した地震動波形群の設定方法，第28回地震工学研究発表会論文集，c00085r，1-15，2005。
- 3) 加賀山泰一，奥西史伸，鈴木直人，澤田吉孝：阪神高速における地震防災システムの開発，土木学会第25回地震工学研究発表会講演論文集，1033-1036，1999。
- 4) 地震調査研究推進本部地震調査委員会：「全国を概観した地震動予測地図」報告書，2005.3.23。
<http://www.jishin.go.jp/main/>
- 5) (独)防災科学技術研究所：地震ハザードステーションJ-SHIS，2005.5。 <http://www.j-shis.bosai.go.jp/>
- 6) 藤原広行：防災科研における地震動予測地図作成プロジェクトについて，地震動予測地図ワークショップ - 地震調査研究と地震防災工学・社会科学との連携 - 予稿集，平成16年3月26日，pp.73-94，2004。
- 7) 地震調査委員会：南海トラフの地震の長期評価について，平成13年9月27日，2001。
- 8) 松田時彦・塚崎朋美・萩谷まり(2000)：日本陸域の主な起震断層と地震の表 - 断層と地震の地方別分布関係 - ，活断層研究，Vol.19，pp.33-54。
- 9) 垣見俊弘，松田時彦，相田勇，衣笠善博：日本列島と

周辺海域の地震地体構造区分，地震第2輯，Vol.55，pp.389-406，2003。

- 10) 香川敬生：ハイブリッド合成法に用いる統計的グリーン関数法の長周期帯域への拡張，日本地震工学会論文集，第4巻，第2号，2004。
- 11) 山田雅行・平井俊之・岩下友也・釜江克宏・入倉孝次郎：兵庫県南部地震の震源モデルの再検討，日本地震学会講演予稿集，1999年度秋季大会，A14，1999。
- 12) 香川敬生：確率論的地震ハザード評価における背景地震の断層モデルによる試算，JCOSSAR，FA2-1B，739-740，2007。
- 13) 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論文集，161-164，1997。
- 14) 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，489-494，1998。
- 15) 安中正・大金義明：地震観測記録に基づく地点特性を考慮した日本列島の地表面地震ハザードマップ，土木学会地震工学論文集（第27回地震工学研究発表会），p-042，1-8，2003年12月(CD-ROM)

3. 構造物の損傷評価

地盤-構造物系の被災の程度に応じた損傷確率の評価手法を確立するため、まず、次の3つの課題について検討を行った。

- 1) 損傷モードを評価するための構造物系の応答解析手法の高度化
 - 2) 損傷度特性に及ぼすサイト特性の影響
 - 3) 損傷度特性に及ぼす地震動の強度指標の影響
- ここで、1)は構造系のみならず地盤と基礎間の動的相互作用の非線形性を考慮すること、2)は設計上対象となる震源に対する相対的な位置や表層地盤の特性の差異が損傷確率に及ぼす影響を把握すること、3)は損傷確率と相関の高い地震動の強度特性を定量的に評価することを目的として実施した。

最後に、経済性指標に基づいて構造性能の異なる橋脚-基礎構造系の選択が可能となるよう、ここで示した手法を用いて2つの異なる橋脚-基礎系について、損傷度特性の評価を行った。その2つの構造形式として、一つは平成8年度の道路橋示方書に準拠した構造形式(以後、H8完全準拠とよぶ)と、レベル1地震動に対する設計を実施せず、レベル2地震動に対して設計をされた構造形式(以後、H8部分準拠とよぶ)の2つを用いた。後者は、RC製の橋脚-基礎系を対象として、その復元力特性が高じん性で低降伏震度を有する構造形式の設計を行うため、橋脚の降伏荷重などへの制約を排除したものである。基礎の設計や損傷度特性の評価は、サイト2の地盤および地震動特性について実施した。

3.1 損傷評価手法

(1) 損傷確率の定義

構造物系の損傷確率は、次式に示すようにモンテカルロシミュレーションにより、応答が対象とする損傷状態以下、つまり状態方程式が負となる際の回数 $n(g \leq 0)$ と全シミュレーション回数 N の比として定義する。

$$P_f = \frac{n(g \leq 0)}{N} \quad (2-1)$$

ここで重要な点は、対象とする構造物系の損傷の程度が構造物系の再構築、および補修・補強の程度を表す被災度と関連づけられなければならないということにある。さらに、その被災度は、構造性能のみならず、構造物の地盤特性やその地点で想定される地震動の特性に依存していることも適切に考慮されることが必要である。

(2) 被災度と関連する損傷状態の定義と表現

各部位や部材の限界状態式 $g=R-S$ は、ある着目した地震動強さ(PGA や修正SI値)を持つ地震波を用いた動的解

析により得られる応答値 S と別途算定した耐力値 R の比較により求める。ここでは、橋脚や基礎について、被災度と関連づけた損傷状態を以下のように定義する。

(被災度A)

- 1) 橋梁システムの損傷(再構築)：残留変位の照査
- 2) 橋梁システムの損傷(再構築)：せん断破壊の照査

(被災度B)

橋脚の損傷状態

- 3) 部材の補修：曲げ降伏後のせん断破壊の照査(平成8年規準以前)
 - 4) 部材の補修：曲げ破壊の照査(平成8年規準以降)
- 基礎の損傷状態
- 5) 杭基礎全体が降伏した状態の照査

3.2 構造物の応答評価モデル

(1) 地盤-基礎-構造物系の基本モデル

検討の対象とした構造物は、一般的なRCの単柱橋脚を有する高架形式の都市内高速道路橋である。

ここでは、3つのサイトのうち、サイト2の地盤を対象とし、**図3.1**に示す平成8年度の道路橋示方書に準拠した構造形式と部分準拠した構造形式の2つの地盤—基礎—構造物系でモデルを対象とする。サイト2はGL-19m以深に海成粘土が厚く堆積している埋め立て地盤であり、その1次固有周期は1.5Hzでとなっている。

橋脚-基礎-地盤系の解析モデルには、**図3.2**に示すモデルを用いた。地盤との基礎の動的相互作用には、簡易モデルであるSRモデルを用いた。

H8完全準拠とH8部分準拠の建設コストの比較を**表3.1**に示す。ここで、建設コストは公共積算の方法に従い、径間長55mにおける1つの橋脚—基礎—上部構造のコストとして算出した。

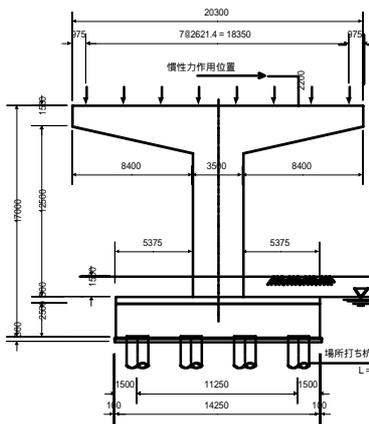
表3.1 建設コストの比較

	H8完全準拠	H8部分準拠
橋桁	59%	70%
橋脚	7%	10%
基礎	34%	20%
橋梁全体	4.0億円/橋	3.2億円/橋

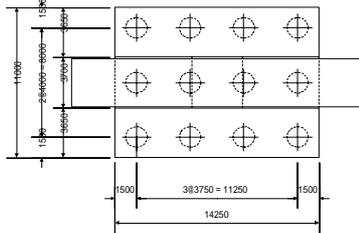
これより、H8部分準拠の構造形式は基礎構造がH8完全準拠に比べ半額程度となることから、全体の建設コストが2割、H8完全準拠に比べ少なくなっている。

(2) 橋脚のモデル化

H8完全準拠の橋脚は、既往の耐震設計規準を満足する



a) Front View of Pier-Foundation

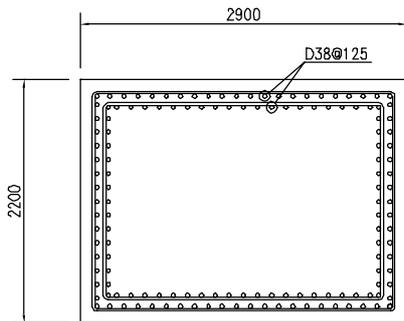


c) Plane View of Foundation

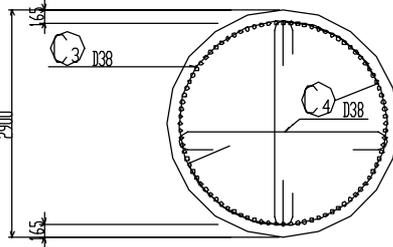
a) H8 完全準拠

b) H8 レベル2 準拠

図 3.1 対象構造物の基礎，橋脚



a) H8 完全準拠



b) H8 部分準拠

図 3.3 橋脚断面図

ように試設計された米田ら¹⁾の RC 橋脚と杭基礎を参考に解析モデルを設定した。米田らの RC 橋脚と杭基礎は、II 種地盤に位置することを想定し、昭和 39 年、昭和 46 年、平成 2 年、および平成 8 年の道路橋示方書に準拠するように試設計されている。ここで対象とするサイト 2 の地盤の特性値(表層地盤の基本固有周期)は III 種地盤に該当する。ここでは、橋脚や杭体の再設計は行わず、単に杭長のみを変化させている。

各橋脚の断面図を図 3.3 に示す。参考文献 1) に詳述されていない断面諸量(かぶり厚さ等)は、文献に明示される曲げおよびせん断耐力が整合するように、その諸量を決定した。また、各橋脚の荷重 - 変位関係の一例を図 3.4 に示す。サイト 2 の地盤モデルと組み合わせると、その 1 次固有周期は 0.70 秒程度である。

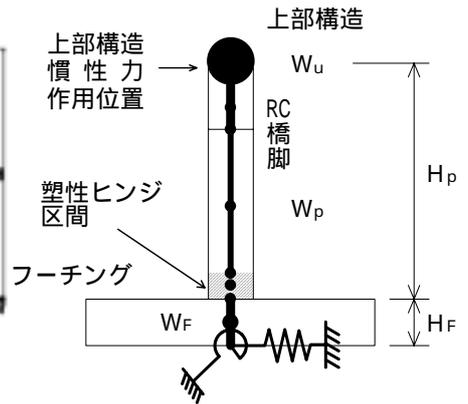
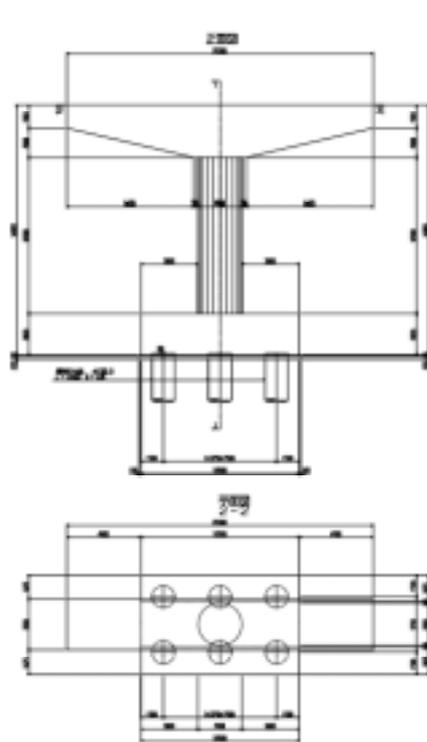


図 3.2 橋脚 - 杭基礎系の動的解析モデル

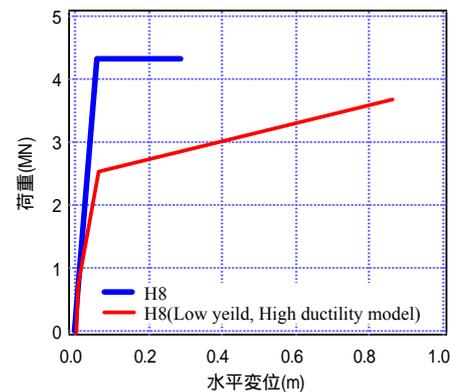


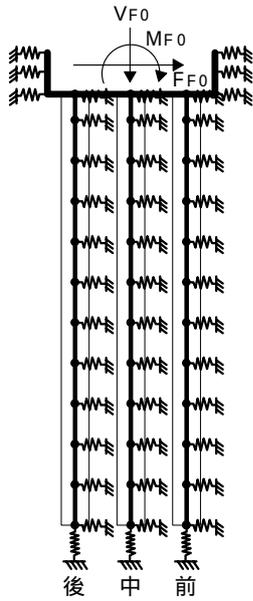
図 3.4 荷重 - 変位関係

(3) 基礎と周辺地盤との動的相互作用のモデル化

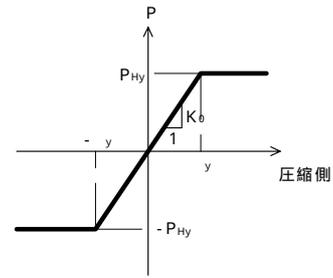
a) 基礎構造 - 周辺地盤系バネのモデル化

ここでは、基礎構造と周辺地盤間の動的相互作用と非線形相互作用の現状を踏まえながら、杭基礎構造と周辺地盤間のモデル化の方法を示す。杭基礎構造と周辺地盤間のモデルは、実務設計で採用されている地震時保有耐力法の解析モデルをベースにしながらか成した、フォーティング底面位置の Sway-Rocking バネと等価減衰定数で表している。

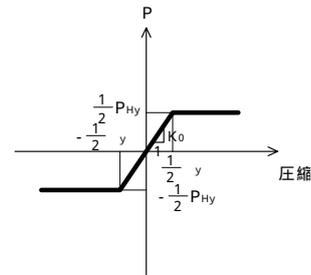
図 3.2 に示した地盤-基礎-構造モデルでは、基礎構造と周辺地盤の非線形性をフォーティング底面位置の水平力 - 水平変位関係と曲げモーメント - 回転角関係で表現する



列 中央列
(1)杭基礎 - 周辺地盤系

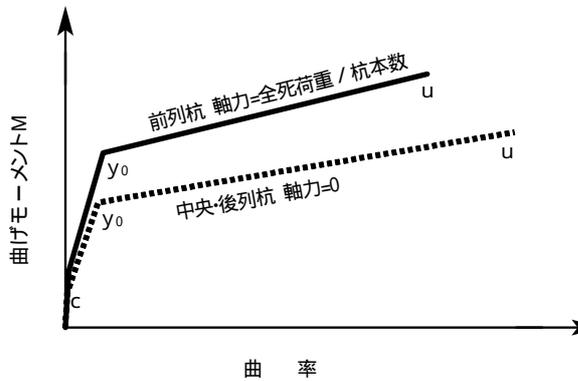


(a) 前列の杭

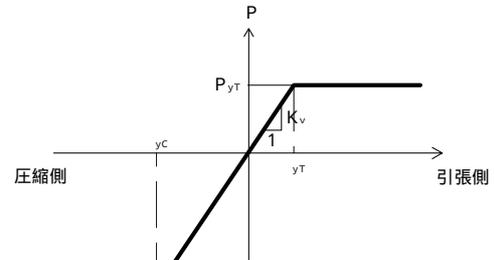


(b) 中央列・後列の杭

(1)杭軸直角方向の杭体 - 地盤間の非線形性

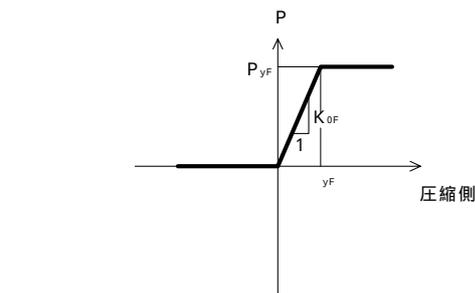


(2)杭体の曲げモーメント - 曲率関係



(2)杭先端 - 地盤間の非線形特性

図 3.5(2) 地震時保有耐力法に用いる杭基礎の解析モデル：杭基礎 - 周辺地盤系



(3)フーチングと前面地盤間の非線形性

図 3.5(1) 地震時保有耐力法に用いる杭基礎の解析モデル：杭基礎 - 周辺地盤系

必要がある。その水平力 - 水平変位関係と曲げモーメント - 回転角関係は、図 3.6 に示す杭基礎構造の地震時保有水平耐力法モデルを対象にプッシュオーバー解析を行って、フーチング底面位置におけるそれらの関係として求めた。杭基礎の地震時保有耐力法モデルは、場所打ち RC 杭の非線形性をひびわれ、初降伏、終局の 3 点からなる曲げモーメント - 曲率関係で与えている。杭軸直角

方向と地盤間の非線形性は、地盤の受働土圧を上限とする完全弾塑性型の非線形弾性バネとし、直接前面地盤と接しない後列杭の降伏耐力は、直接前面地盤と接する前列杭の 1/2 としている。杭先端と地盤間の非線形性は、杭体の軸方向耐力(引張・圧縮)と地盤の極限支持力(引張・圧縮)を比較し、引張側と圧縮側でそれぞれ異なる値を降伏耐力とした完全弾塑性型の非線形性バネとしている¹⁾。

図 3.5 に示した解析モデルに対してプッシュオーバー解析を行い、フーチング底面位置の荷重 - 変位関係に基づき Sway-Rocking バネの骨格曲線を求めた。動的解析に必要な履歴特性として、骨格曲線は得られた骨格曲線を式(2-2)に示した Hardin-Drmovich モデル(双曲線モデル)で近似し、履歴法則にはメーシング(Masing)則を用い、図 3.6 に示す履歴曲線を作成している。

$$F_F = K_{g0} \cdot \frac{\delta_f}{1 + \delta_f / \delta_{f0}} ; M_F = K_{g0} \cdot \frac{\theta_f}{1 + \theta_f / \theta_{f0}} \quad (2.2)$$

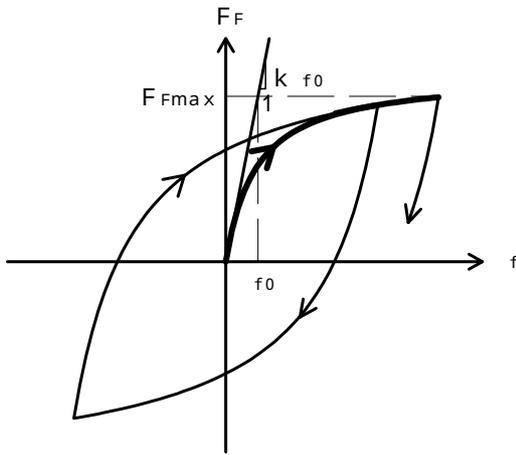


図 3.6 Sway-Rocking バネの非線形特性

ここで、 $K_{\theta f_0}$ ：水平力 - 水平変位関係における初期剛性、 K_{θ} ：曲げモーメント - 回転角関係における初期剛性、 δ_{f_0} ：規準水平変位、 θ_{f_0} ：規準回転角である。

b) 基礎構造 - 地盤系の等価減衰定数

フーチング底面位置の Sway-Rocking バネは、その非線形化によるエネルギー吸収効果（履歴減衰）は自動的に考慮されるが、基礎構造 - 地盤間の動的相互作用による逸散減衰効果は、等価減衰定数として与える必要がある。本資料では、数多くの入力地震動を対象とするため、用いる入力地震動によって基礎構造 - 地盤間の非線形化の度合いも大きく異なる。地盤と基礎構造がともに非線形化するような領域における逸散減衰に関する研究²⁾は少なく、逸散減衰効果と履歴減衰効果が単純な線形和となると判断するのは危険である。

ここでは、地盤や基礎構造が非線形化すると履歴減衰効果は増すが、系の固有周期が長周期側にシフトするので、逸散減衰効果は低下すると考え³⁾、基礎構造-地盤間の逸散減衰効果を過度に大きく見込まないようにした。サイト 2 地盤は耐震設計上の地盤種別が「種地盤」なので 10%を Sway-Rocking バネに等価減衰定数として与えた。

(4) 橋脚および SR バネ特性のモデル化の不確実性

橋脚の耐力や応答、さらに基礎と地盤間の動的相互作用を表す SR バネ特性やその降伏限界値のモデル化に際して、橋脚の耐力評価式の不確実性や非線形 SR バネの降伏限界値の不確実性は、3.1(2)項で示した状態方程式内の確率変数 $\chi_1 \sim \chi_6$ のばらつきとして考慮する。さらに、橋脚については、耐力評価、また応答評価に用いる橋脚の復元力特性の不確実性も考慮する。それらの不確実性は、材料強度（コンクリート圧縮強度、鉄筋降伏強度）のばらつき⁴⁾により考慮する。

非線形 SR バネ特性の不確実性は、その骨格曲線として用いた Hardin Drenvich モデルの 2 つのパラメータであ

る初期剛性と基礎降伏時の水平力(または回転角)のばらつきとして考慮した。それらの平均値は、地盤データおよび基礎の構成材料の平均値を用いた杭—地盤系のモデルに対するプッシュオーバー解析の結果に基づき同定した値とした。また、それらのばらつきとして、初期剛性のばらつきは、地盤物性の不確実性に起因して生じると仮定し、フーチング直下における地盤のせん断波速度（150m/s と仮定）の推定誤差に基づき、変動係数が 15% の対数正規変数とした。基礎降伏時の水平力(または回転角)のばらつきは、変動係数が 50% の対数正規変数と仮定した。また、その非線形 SR バネの初期剛性をバネ値とした線形 SR バネ 1 についても、前述の非線形 SR バネ特性のばらつきと同様にばらつきを考慮した。

また、地震応答に関する不確実性には、主に解析に用いる部材の復元力特性のばらつき、応答解析法自体の精度の 2 つがある。前者のばらつきは、部材の復元力特性のパラメータである初期剛性、降伏強度および終局強度の算出に用いるコンクリート強度および鉄筋強度のばらつきとして考慮する。後者の不確実性は前者や他のモデルパラメータの不確実性とトレードオフの関係にあると考えられるが、その関係は明らかとなっていないことなどから、不確定要因の明確で、評価可能な前者の不確実性のみを考慮した。

(5) 動的解析モデル

動的解析に用いる構造物系のモデルは、20 波の作用地震動と材料強度や耐力のばらつきによる復元力特性のばらつきを考慮した構造モデルとをランダムに組み合わせ、1000 個のデータを作成した。

RC 橋脚の部材の履歴モデルには Takeda モデルを使用し、橋梁は橋脚が支持する上部工重量およびフーチング自重に橋脚重量の 1/2 をそれぞれ付加した 2 質点でモデル化した。基礎と地盤間の動的相互作用を表す非線形 SR バネは、前述のように骨格曲線として Hardin-Drenvich モデル、履歴則として Masing 則を用いた。

初期減衰は Rayleigh 減衰により与え、各構造要素の減衰定数として橋脚は 2%、杭基礎 - 地盤間の非線形 SR バネでは 10%とした。

3.3 地震作用の特性

(1) 参照地震動

サイト 2 に影響を及ぼす震源断層の破壊過程を考慮して合成した地震動を基本とし、最大加速度、修正 SI 値に関する地震ハザード曲線に基づき、各サイトで生起確率に応じた地震動群の抽出を行った。修正 SI 値と最大加速度を強度指標とした地震動群について、基礎位置とにお

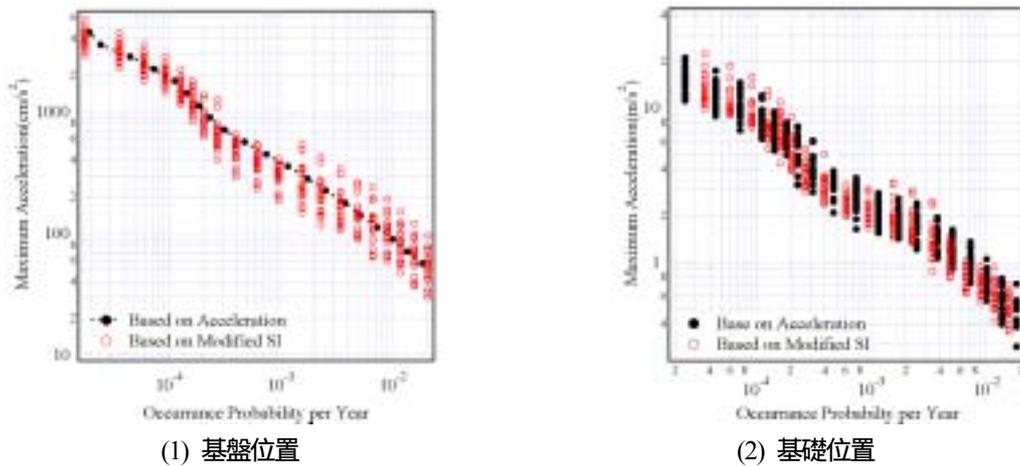
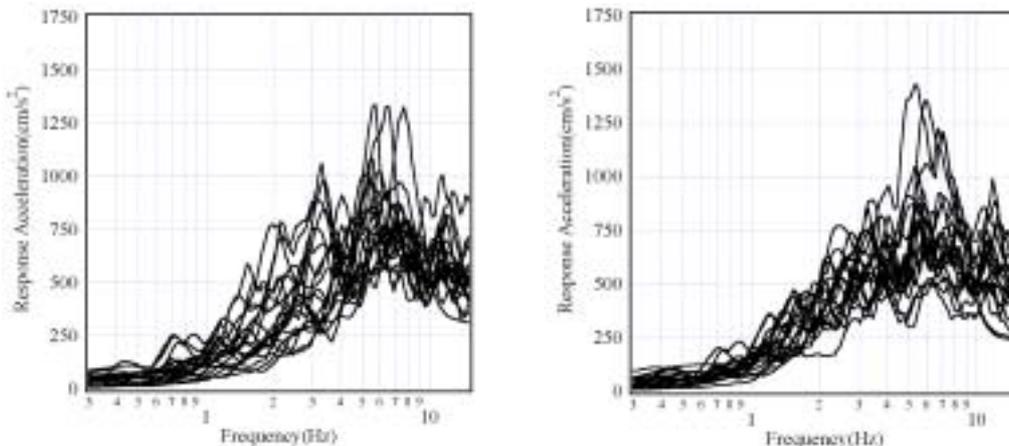


図3.7 最大加速度，修正 SI 値に応じた正規確率付き地震動群の最大加速度と年発生確率の関係



(a)年発生確率 0.174×10^{-2} (最大加速度: 282 cm/s^2) (b)年発生確率 0.156×10^{-2} (修正 SI: 17.8 cm)

図3.8 サイト2における最大加速度，修正 SI に応じた生起確率付き地震動群のうち同程度の年正規確率を有する地震動群の加速度応答スペクトル($h=5\%$)の比較

ける個々の地震動の最大加速度と年生起確率の関係と基礎位置におけるそれらの関係との比較を図3.7に示す。

最大加速度が 1000 cm/s^2 から 100 cm/s^2 の範囲についてみると，強度指標として最大加速度を用いた地震動群の最大加速度は，修正SI値を強度指標とした地震動群の最大加速度の上限値に近い値となっている。一つの震源域の影響の卓越する最大加速度が 1000 cm/s^2 以上， 100 cm/s^2 以下についてみると，最大加速度を強度指標とした地震動群の最大加速度は，修正SI値を強度指標とした地震動群の最大加速度の平均的な値となっている。

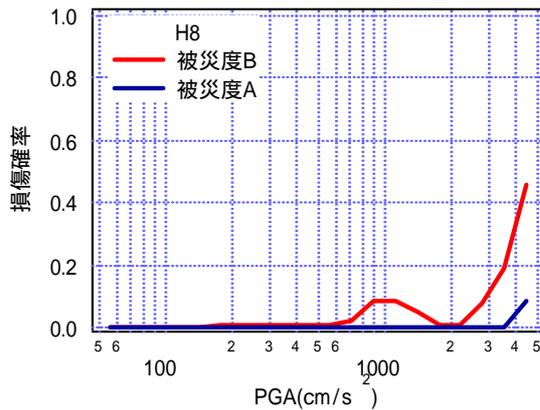
次に，最大加速度を強度指標とする地震動群のうち最大加速度 282 cm/s^2 で基準化された地震動群の加速度応答スペクトル($h=5\%$)と，その地震動群に付与されている年生起確率に近い年生起確率を有する修正SI値 (17.8 cm) を強度指標とした地震動群の加速度応答スペクトルとの比較を，サイト毎に図3.8に示す。修正SI値を強度指標とした地震動群のスペクトル値は，周波数 5 Hz 以上にて，最大加速度を強度指標として地震動群に比べ大きなスペクトル値を示すものもあるが，全体として最大加速度を強

度指標として地震動群に比べ小さな値となっている。

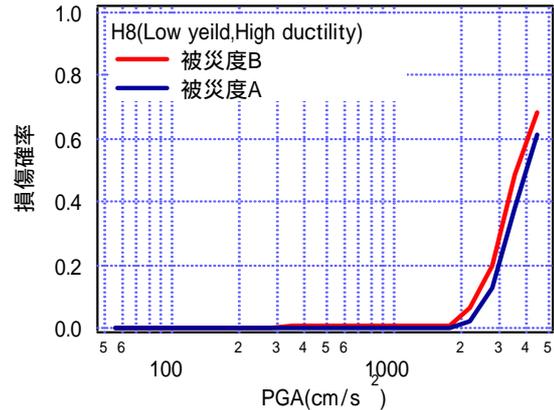
(2) 作用地震動

橋脚-基礎-地盤モデルへの作用地震動（入力地震動）には，構造物周辺地盤の非線形性を考慮した1次元地震応答解析により得られる構造物位置の応答加速度時刻歴を用いた。地盤の非線形地震応答解析には，手法に応じた推定誤差が既知⁵⁾である1次元非線形応答解析法⁶⁾を用いる。各サイトにおける地層構造は層厚 1.0 m 程度を基本に地層分割を実施した。各層の地盤材料の非線形性として，沖積層の砂質土，粘性土，洪積層の砂質土，粘性土および砂礫層は拘束圧依存性を考慮した動的変形特性モデル⁷⁾を用いた。

最大加速度，修正 SI 値を強度指標とした地震動群に対する応答解析により得られた基礎位置の地震動の最大加速度と年生起確率の関係との比較を図3.7(2)に示す。強度指標に応じた作用地震動の最大加速度の差異についてみると， 10.0 m/s^2 以上では修正 SI 値を強度指標とした地震動群に対する作用地震動の最大加速度が大きく，



(a)H8 完全準拠



(b)H8 部分準拠

図 3.9 構造形式に応じた被災度別の損傷度特性の比較

10.0m/s²以下ではその逆の傾向が認められる。

3.4 被災度に応じた損傷度の評価

対象橋脚の被災度に応じた損傷確率と参照地震動の最大加速度の関係を以下に示す。ここでは、その関係を損傷度特性と呼ぶ。その評価に際して、2つの被災度を規定する6つの限界状態は独立に生じると考え、相互の相関は考慮していない。なお、非線形SRバネの骨格曲線の定め方から分かるように、杭基礎の降伏点以降の挙動は、非線形SRバネと道路橋示方書の杭基礎の解析モデル(2次元ラーメン構造)では差が生じる。非線形SRバネを用いた解析では、定めた骨格曲線を杭基礎としての降伏点付近を精度良く追跡できるようにモデル化しているため、それ以上の非線形域に関してはその再現性が劣る。また、同様に、せん断破壊型の橋脚では、応答解析中にせん断破壊に関する限界状態関数が負となっても、式(2)曲げ降伏後のせん断破壊や曲げ破壊に関する限界状態関数が負となるまで続け、それらが生じる確率を算定している。

最大加速度を強度指標とした損傷状態に応じた損傷度特性を図3.9に示す。SRバネ特性には非線形SRバネを用い、そのばらつきは考慮していない。H8完全準拠の構造形式では、最大加速度1G近傍にて基礎の損傷に起因する被災度Bの影響が現れるが、H8部分準拠では橋脚の降伏荷重も小さいことから、基礎への地震作用も小さく損傷に至っていないと考えられる。最大加速度が2Gより大きくなるにつれ、両構造形式とも被災度Bの損傷が生じており、H8部分準拠の被災確率はH8完全準拠の2倍程度大きな値となっている。被災度Aについては、両構造形式の損傷度特性の差異は大きい。H8部分準拠の損傷度特性は被災度Bの特性との差異が小さく、被災度

Bの発生とともに被災度Aが生じるという特徴を有している。ただし、H8部分準拠の構造形式で生じる被災度Aとは残留変形に起因する被災であり、構造形式自体の降伏荷重が小さく、大きな変形を許容した構造であることからやむをえないと考えられる。ただし、H8部分準拠の橋脚は円形断面を有しており、被災度Bの評価は既往の研究を踏まえ終局変位の2y手前と仮定し、橋脚断面が矩形のH8完全準拠の構造形式と異なっている。このことから、円形断面を含む橋脚について、被災度Bの評価を合理的に行うための物理指標について見直しを行うことが今後の課題と考えられる。

謝辞

ここで用いたH8部分準拠の構造形式は、大林組技術研究所土木構造研究室および同橋梁技術部が設計したものである。ご協力に、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 矢部正明, 川島一彦: 杭基礎の非線形地震応答特性とプッシュオーバーアナリシスによる解析法に関する研究, 土木学会論文集, No.619, pp.91-109, 1999.
- 2) 風間了: 建物 - くい基礎 - 表層地盤連成系の減衰に関する模型実験, 日本建築学会論文報告集, 第266号, pp.11-18, 1978.
- 3) 長谷川正幸, 土方勝一郎, 西村功, 柳下文雄, 成川匡文, 大島豊, 内川祐一郎, 吉田洋之: Penzien型モデルによる多数本杭で支持された杭基礎建屋の地震応答解析法 - その4. 地盤非線形性の考慮方法 -, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), pp.365-366, 1999.
- 4) 秋山充良, 土井充, 松中亮治, 鈴木基行: 構造系の信頼性を考慮したRC橋脚の耐震設計に用いる安全係数の試算, 土木学会論文集, Vol.718/V-57, pp.1-17, 2002.
- 5) 中村晋, 吉田望, 周波数領域での地盤の非線形地震応

答解析の精度と課題 応用力学論文集 ,Vol.7 pp.823-831 ,
2004.8

6) 中村晋, 吉田望, 周波数領域での地盤材料の動的変形
特性に基づく地盤の非線形地震応答解析法の提案, 土木
学会論文集, Vol.722/ -61, pp.169-188, 2002

7) 建設省土木研究所, 地盤地震時応答特性の数値解析法
-SHAKE:DESRA-, 土研資料第1778号, 1982

4. 道路構造物の耐震化に関わるライフサイクルコスト分析の方法に関する検討

4.1. はじめに

(1) 本章の目的

我々は、1. で述べたように、『地震時および地震後に、構造物の機能が、経済的に維持できる』を満足しているかどうかをライフサイクルコストを最小化させるような設計となっているかで照査することを「経済性照査」と呼び、従来のレベル2設計法を、「安全性照査」と呼ぶことを提唱している。この考え方に従って設計を実施することは、安全性に関する制約条件のもとで期待ライフサイクル費用を最小化する以下のような数理最適化問題として表現できる。

$$\min_{u \in U} LCC(u) \quad (4.1)$$

ここで、 U は安全性制約を満足する戦略集合であり、 u は設計変数（操作変数）である。 $LCC(u)$ は戦略 u の下でのライフサイクルコスト(LCC: Life Cycle Cost)の期待値である。戦略集合 U を規定する安全性制約の詳細に関しては、本章の範囲を超えるので述べないが、発災後の混乱期において生じる人命の損傷や緊急車両の通行可能性を担保するものとする。

コスト G の目的は、問題(4.1)で与えられるような計画問題に対して、①総合的なライフサイクル費用、すなわち関数の具体的な算定方法に関する考え方を示し、②期待ライフサイクル費用を最小にする方法論を提案し、③神戸市ネットワークを対象とした試算を行うことにある。

(2) 本章が取り扱う LCC の範囲

一般に、LCCは、計画・設計・施工・維持管理・更新・廃棄にいたる社会基盤整備プロジェクトの一生涯にわたって発生するすべてのコスト（以下、金銭的費用）であると定義される。これらに加えて、本章が対象とする道路等の社会基盤施設の場合は、地震による橋梁損壊がもたらす社会経済的損失（以下、社会的損失）を計上する必要がある。

地震によって社会的損失が発生する時期は、図 4.1 に示すように、大きく①発災直後の混乱期；②混乱

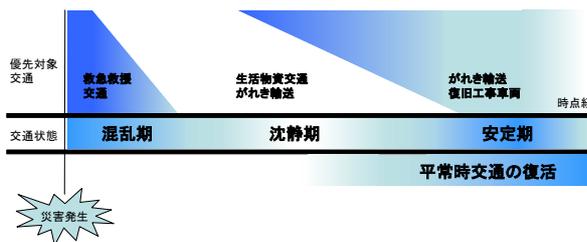


図 4.1 社会経済的損失が発生する時期

が収まり、最低限の生活を確保するまでの沈静期；

③発災前の状態に戻るまでの復旧期；に分けられる。この内、①の混乱期や②の沈静期で発生する社会的損失には、橋梁損壊に巻き込まれた資産（不動産、生産設備など）の損失、水道・電柱・ガス管・電話線などのライフライン施設の損失やその波及的損失、施設損壊によって直接的・間接的に生じる事故・火災などによる負傷・死亡、橋梁の損壊がもたらす救急・消防車両の遅延・不達によって拡大される損失などが含まれる。これらは、いずれも、住民の行動パターン、道路の利用状況、地震発生時刻、天候・気温などの複合的要因によって変化する；さらに、発災後の災害対応や支援物資・人員の配備といった事後的対応によって軽減・悪化し得る。そのため、予測が困難だけでなく、橋梁の耐震化のみで軽減できるものでもない。

そこで、本章では、社会的損失として、③の復旧期のみに着目し、損壊した橋梁を現状に復するのための「復旧費用」と、損壊橋梁が完全に復旧するまでに発生する「交通費用」のみを不便益として計上する。LCCのもう一つの構成要素である金銭的費用としては、橋梁を耐震化するために必要な「耐震化費用」のみを計上する。これは、計画・設計・施工・維持管理・更新・廃棄といったプロセスで発生する費用は、耐震化の有無に関わらず一定であると仮定することと等価である。

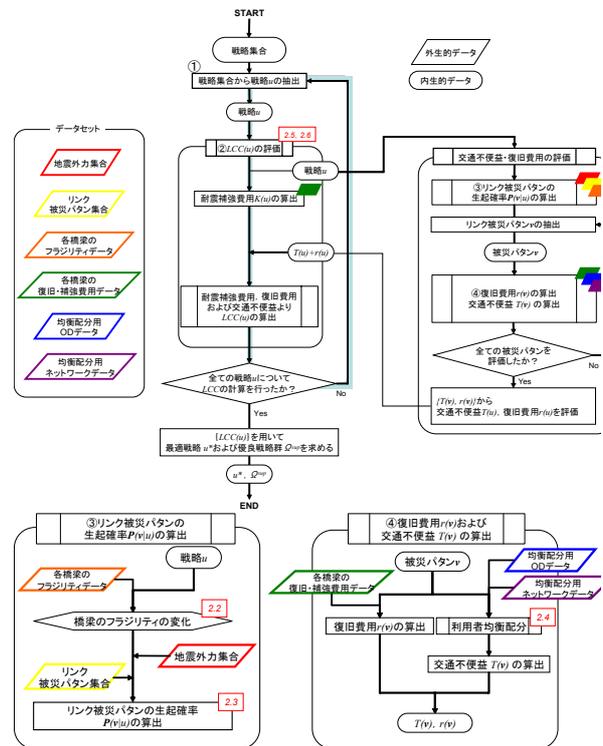


図 4.2 最適耐震化問題の枠組

(3) 本章の基本的枠組と構成

本章の基本的枠組を図 4.2 に示す。問題(4.1)はネットワークを対象とした大規模最適化問題として定式化される。そのため、最適解（および優良な戦略

群)を求めるためには、図 4.2 に示すような繰り返し計算を用いざるを得ない。図 4.2 の基本ルーチンは大きく分けて、①ある戦略 \mathbf{u} に対するライフサイクル費用 $LCC(\mathbf{u})$ を計算する部分と、②計算された $\{LCC(\mathbf{u})\}$ を用いて最適戦略 \mathbf{u}^* (あるいは優良な戦略群 Ω^*) を求める部分とに分かれる。以下では、まず、4.2 においてモデルの枠組を示し、問題(4.1)を整数計画問題として定式化する。こうして定式化される問題に対しては、数理計画分野で開発されてきた伝統的手法には限界がある。4.3 ではこうした限界を述べると共に、本モデルの特徴を活用したアプローチを提案する。4.4 では、この提案アプローチの神戸市ネットワークと対象とした適用例を示す。最後に、4.5 においてまとめと今後の課題を述べる。

4.2. モデルの枠組と定式化

本節では、まず、(1)において、モデルの枠組と用いるデータ構造を示す。次に、(2)においては、個々の橋梁の耐震性能を表す脆弱性・カーブの概念を概説し、ある地震シナリオの下でリンクが被災する(=利用不能となる)確率の計算方法を示す。続く(4)では、ネットワーク全体で見たときの被災(=全てのリンクについての被災の有無で構成されるリンク被災パターン)と、各リンク被災パタンの生起確率の計量方法を示す。(4)では、あるリンク被災パターンの下で発生する道路利用状態および「交通費用」を、変動需要型利用者均衡問題の解として求めるための方法を概説する。(5)では、ある戦略の下でのライフサイクル費用の計量方法を示す：第1に、(4)で計量される「交通費用」に加え、被災した橋梁の原状回復に要する「復旧費用」および耐震化に必要な「耐震化費用」について述べる；第2に、地震に応じて発生する“フロー”としての交通費用・復旧費用を、耐震化投資の時点で“ストック”として発生する耐震化費用と同じ基準に変換するための方法を示し、LCCの計量方法を述べる。こうして準備された概念を用いて、最後に、(6)において、最適耐震化問題を整数計画問題として定式化する。

(1) モデルの枠組とデータ構造

本節では、対象とするネットワークとその上の橋梁、リスク源としての地震シナリオについて述べる。まず、対象とする道路ネットワークの位相構造を、ノード集合 N 、有向リンク集合 L から構成される有向グラフで表現する。誤解を恐れず荒っぽく表現すれば、ノードは“交差点”に対応し、リンクは“道路区間”に対応する¹。平常時に発生する交通需要は、その起点・終点ノードの組ごとに区別される。起終点ペアの集合を OD で表し、 OD 交通量を \mathbf{q} で表す。

¹ 道路ネットワークを有向グラフで表現する方法の詳細については、本章の範囲を超えるので省略するが、興味のある読者は³⁾などを参照されたい。

このネットワークの位相構造を表す有向グラフ、(平常時)交通需要 \mathbf{q} に加えて、リンクの性能 (e.g. 道路長、容量、通行料金など) をまとめて“配分ネットワーク・モデル”と呼ぶ。

次に、対象とする道路ネットワーク上に存在する橋梁の集合を B で表す。それぞれの橋梁は、高々一本の道路リンク上にしか含まれないものとする (i.e. 複数のリンクにまたがる橋梁は存在しない)。道路リンク l 上に存在する橋梁群を B_l で表し、橋梁 b を含むリンクを l_b で表す。

最後に、対象とする道路ネットワークに影響を及ぼすことが想定される地震事象 (シナリオ) の集合を S と表し、地震事象 s の年間生起確率を所与の定数 $0 < \lambda(s) < 1$ で表す。各地震事象は独立であるとする。ある地震シナリオ s において橋梁 b に作用する地震外力の大きさを $F_b(s)$ で表し、 $F(s) \equiv \{F_b(s)\}$ を地震シナリオ s における地震外力分布と呼ぶ。

上述の配分ネットワーク・モデル、橋梁集合および地震外力分布を特定化するためのデータは、本来、それぞれ全く異なるデータ構造を持つ。例えば、配分ネットワーク・モデルでは交通費用や道路利用状態をシステムティックに計量するために空間的情報を捨象しているが、ある橋梁 b が損壊したときに利用不可能となるリンク l_b を決定するためには当該道路リンクおよび各橋梁の地理的座標が必要である。そこで、本章では、これらのデータを統合的に扱う

ために地理情報システム(GIS: Geographical Information System)を用いる。

図 4.3 はそのデータ構造を示す。GIS 上のデータは、交差点、路線、道路橋、地震強度の分布などを、緯度と経度 (あるいはメッシュコード) からなる共通の座標空間上に表現したマップ (あるいはレイヤー) である。街路マップおよび道路橋マップは、それぞれ、街路リンクおよび道路橋を識別する地物 ID と、その地物の基準座標 (緯度、経度) の組によって構成される。地震強度マップは、対象地域で想定される地震シナリオごとに用意され、それぞれ、当該地域内の第 3 次メッシュ区画 (約 1km 四方) と、その区画における地震強度の組によって構成される。なお、4.4 の適用例では、ある地震シナリオの下で各メッシュに生じる地震外力 (SI: 当該橋梁の基盤面に

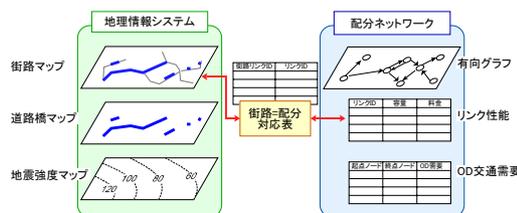


図 4.3 データ構造

における阪神高速道路公団修正スペクトル強度)は、安中ら⁴⁾の距離減衰式を用いて評価される。この GIS 上の街路マップと配分ネットワーク・モデルのリン

クとは「街路=配分対応表」によって1対1に対応づけられている。これにより、各地震シナリオの下で発生する交通費用の計量が可能となる。

(2) フラジリティ・カーブとリンク被災確率

本章では、橋梁 b が地震外力を受けたとき、その外力 $F_b(s)$ の大きさに応じた確率で「全壊($d_b = F$)」もしくは「損傷なし($d_b = S$)」のいずれかの状態を確率的に取るものとする。なお、損傷の度合いは、モデルの枠組を大きく変えることなく多段階に拡張可能である。

各橋梁の耐震性能は、図4.4のようなフラジリティ

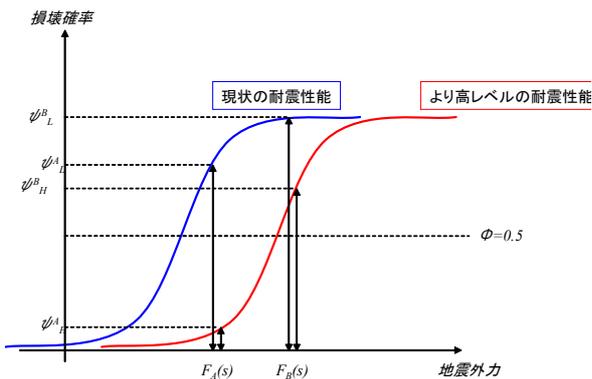


図4.4 フラジリティ・カーブ

ィ・カーブによって表現する。このカーブは、外力を受けたが損壊(i.e. 全壊)する確率を、その外力の増加関数として表したものである。そして、耐震化による橋梁の耐震性能の向上は、このフラジリティ・カーブの右側へのシフト(i.e. 同じ外力を受けたときの損壊確率の減少)として表現される。

一般に、フラジリティ・カーブは各橋梁の特性(構造形式、経年状況、利用状況など)や耐震化の度合いに応じて無数に存在する。しかし、本章では、限られたデータの下で、分析方法を判り易くする目的から、以下の2つの仮定をおく：第1に、耐震性能として「低レベル($u_b = L$)」と「高レベル($u_b = H$)」の2つのみを想定する。第2に、現状(=耐震化を行わない)における全ての橋梁は等しく「低レベル」の耐震性能を有し、耐震化された橋梁は全て「高レベル」の耐震性能を有するものとする。以下では、耐震性能 u_b をもつ橋梁 b が地震事象 s の下で損壊する確率を $\psi_b(s, u_b)$ で表す。

本章では、低レベルの耐震性能を震度法で設計されたRC橋脚相当とし、高レベルの耐震性能を地震時保有水平耐力法で設計されたRC橋脚相当と仮定する。そして、加賀山ら⁵⁾の研究を参考にこれらのフラジリティ・カーブを決定する。

(3) 耐震化戦略とリンク被災パターン

本章では、耐震化戦略を、各橋梁について「耐震化する(高レベルの耐震性能を付与する； $u_b = H$)」

あるいは「耐震化しない(低レベルの耐震性能を付与する； $u_b = L$)」のいずれかを選んだ組み合わせの一つとして定義し、ベクトル $\mathbf{u} \equiv \{u_b\}$ で表す。耐震化戦略の集合を \mathbf{U} で表す。

各リンクは、それに含まれる橋梁の全てが損壊していないときのみ利用可能であるとし、そうでなければ発災後利用できなくなるものと仮定する。リンク l の被災状態を v_l (被災して利用できないとき $v_l = 1$ 、そうでなければ $v_l = 0$)で表す。リンクの被災パターンをベクトル $\mathbf{v} \equiv \{v_l\}$ で表し、その集合を \mathbf{V} で表す。耐震化戦略 \mathbf{u} の下で地震事象 s が生起したとき、集合 \mathbf{V} 内のいずれかのリンク被災パターンが確率的に生起する。このときのリンク被災パターン \mathbf{v} の生起確率を $p(\mathbf{v} | s, \mathbf{u})$ で表す。この生起確率は(2)で述べたフラジリティ・カーブ $\{\psi_b(s, u_b)\}$ から計算される。

(4) 被災ネットワークにおける交通費用

一部のリンクが被災したネットワークでは、平常時と異なる交通利用パターンが生じ、結果、利用者は平常時よりも高い不便益を被る。この不便益の増加分を、以降では、(被災ネットワークで発生する)交通費用と呼ぶ。

本章では、この交通費用が以下の3つの要素から構成されると仮定する：

- ① 旅行費用：交通集中によって交通利用者が被る総走行時間(各車両の走行時間の和)の増加。
- ② トリップ不可能費用：経路が途絶したことでトリップできない利用者が被る不便益。
- ③ トリップ中止費用：極度の混雑によってトリップを諦めざるを得なくなった利用者が被る不便益。

これら3つの要素をシステムティックに評価する方法として、本章では、変動需要型利用者均衡配分モデルを用いる。このモデルは、各利用者の合理交通行動(「トリップするか否かの選択」および「トリップする場合の経路選択」)を前提としている。具体的には、第1に、トリップを行う利用者は、一般化費用(料金と所要時間を適当な重みで足し合わせたもの)が最も小さな経路を選択すると仮定する。第2に、各起終点ペアについて、起終点間費用が大きいほどトリップを行う利用者数(i.e. 交通需要)は減少する。最後に、全ての利用者は、リンクの性能、交通需要関数などに関する完全情報を持っており、自らの交通行動に対して他の全ての利用者の反応を完全に予測できるものと仮定する。これらの一見“非現実的”な仮定に基づくことで、利用者均衡モデルは、交通不便益を一般均衡理論や費用便益分析などの経済学理論と整合的に評価できるのである。

通常、UE/EDモデルを実装するためには全ての起終点ペアについて、その交通需要関数を推計する必要がある。しかし、交通需要は、産業構造、立地選

択行動，財・サービスの需要・供給や輸送行動などに依存するため，災害後の需要関数を推計することは極めて困難である．そこで，本章では，現存するデータを有効に活用し，恣意的な前提を最低限にとどめられる方法として，**図 4.5** のような階段型の交通需要関数を仮定する：利用者は起終点間の費用が所与の定数 Θ より小さければ平常時と同じようにトリップを行うが，費用が Θ を超えた場合には一切トリップを行わない．換言すれば， Θ はトリップしないことで失われる便益（機会費用）であり，起終点間費用が Θ を超えたときには，利用者は Θ だけの費用を支払ってトリップしないことを選択するのである．

この UE/ED モデルを用いて計算されるリンク被災パターン \mathbf{v} の下での 1 日あたりの交通費用を $\pi(\mathbf{v})$ で表す．地震によって損壊しなかった橋梁は（あたかも地震外力を受けていない橋梁と同様に）発災直後から利用可能とする．一方，地震で損壊した橋梁は，発災から Δt 日間（所与の定数）利用できないものとする．従って，リンク被災パターン \mathbf{v} の下で発生する年間交通費用は $T(\mathbf{v}) \equiv \pi(\mathbf{v})\Delta t$ で表される．

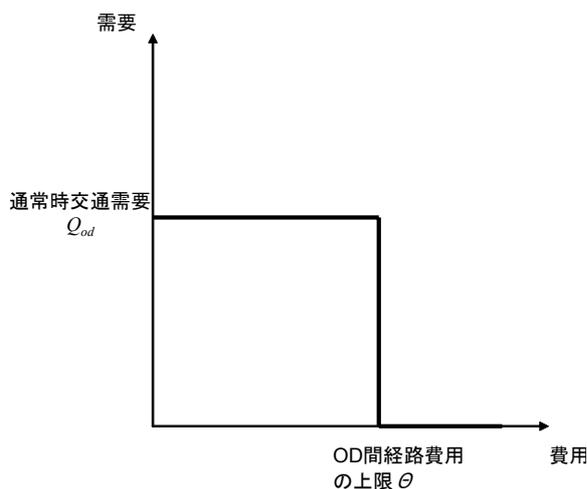


図 4.5 階段型需要関数

(5) ライフサイクルコスト

本節では，ある耐震化戦略 \mathbf{u} の下での LCC の軽量方法を示す．4.1(2)で述べたように，LCC が①耐震補強費用，②復旧費用および③交通費用で構成されると仮定する．以下では，まず，ある耐震化戦略 \mathbf{u} の下でのこれらの 3 つの要素の計量方法を述べ，次に LCC の計算方法を示す．

まず，耐震化戦略 \mathbf{u} を実現するために必要な耐震化補強費用を $K(\mathbf{u}) \equiv \sum_b K_b(u_b)$ で表す．ここで， $K_b(u_b)$ は，橋梁 b の耐震性能を u_b にするために必要な費用である．なお，後述するように，補強費用 $K(\mathbf{u})$ は耐震化を行う時刻に一括して支払われるストック変数である点に注意されたい．

次に，復旧費用は，通常，橋梁ごとに異なる．その上，瓦礫の撤去費用や資材調達費用には，撤去した瓦礫や資材の輸送費用が含まれるため，本来，交通利用状況などに影響される．しかし，本章では簡単のため，各橋梁 b の復旧費用は定数であるとしその値を r_b で表す．これより，耐震化戦略 \mathbf{u} の下で地震事象 s が生じたときの復旧費用の条件付期待値は $r(s, \mathbf{u}) \equiv \sum_b \psi_b(s, u_b) r_b$ で表される．

最後に，耐震化戦略 \mathbf{u} の下で地震事象 s が生じたときの交通費用は，(4)で述べた年間交通費用の条件付期待値であるから，

$$T(s, \mathbf{u}) \equiv \sum_{\mathbf{v} \in \mathbf{V}} p(\mathbf{v} | s, \mathbf{u}) T(\mathbf{v}) \quad (4.2)$$

で表される．ここで， $T(s, \mathbf{u})$ を厳密に評価するためには全てのリンク被災パターン \mathbf{v} について総和を取る必要がある点に注意されたい．このことは，後述するように，ある耐震化戦略に対する LCC を評価する際の重大な問題点となっている．

地震事象 1 回あたりに発生する復旧費用 $r(s, \mathbf{u})$ および交通費用 $T(s, \mathbf{u})$ は，それ自身は耐震化補強費用 $K(\mathbf{u})$ と同じく，ストック変数（単位：円）である．しかし，その期待値

$$f(\mathbf{u}) \equiv \sum_s \lambda(s) \{T(s, \mathbf{u}) + r(s, \mathbf{u})\} \quad (4.3)$$

は，単位時間あたりに発生するフロー変数（単位：円/年）となる．これは， $\lambda(s)$ が“単位時間あたりの”生起確率であることに起因する．毎年 $f(\mathbf{u})$ だけの費用を支払い続けたときのストックとしての費用は，年間利率 ρ を用いて

$$\frac{1+\rho}{\rho} f(\mathbf{u}) \quad (4.4)$$

と表せる．この金額は，利子だけで毎年 $f(\mathbf{u})$ だけの費用を捻出するために積み立てなければならない資金額とみなすこともできる．これより，耐震化戦略 \mathbf{u} の下での LCC は，

$$LCC(\mathbf{u}) \equiv \frac{1+\rho}{\rho} f(\mathbf{u}) + K(\mathbf{u}) \quad (4.5)$$

$$= \frac{1+\rho}{\rho} \left\{ \sum_s \lambda(s) \{T(s, \mathbf{u}) + r(s, \mathbf{u})\} \right\} + K(\mathbf{u})$$

と表される．

(6) 整数計画問題としての定式化

上述の準備の下で，LCC を最小化する耐震化戦略を求める問題は，以下のように定式化できる．

$$[P] \min_{\mathbf{u} \in \mathbf{U}} LCC(\mathbf{u})$$

この問題は，それぞれの橋梁について「耐震化する ($u_b = H$)」もしくは「耐震化しない ($u_b = L$)」のいずれかを割り当てる 0-1 整数計画問題 (0-1 IP: Integer Programming) である．このことは，問題 [P] の

厳密解（が存在したとして）を多項式時間内に計算できるアルゴリズムが存在しない(NP 困難である)ことを意味している。

さらに、問題[P]の目的関数を厳密に評価するためには、UE/ED モデルの解として $T(\mathbf{v})$ を求める必要がある点に注意されたい。このことは、問題[P]が均衡制約つき最適化問題(MP/EC: Mathematical Program with Equilibrium Constraint)でもあることを意味している。一般に、MP/EC は、その目的関数の凸性を保証できないため、大域的収束性が保証された数値解法が存在しない (i.e. 異なる初期条件を与えるごとに異なる解が得られうる) ことが知られている。

従って、問題[P]は、均衡制約付 0-1 整数計画問題 (0-1 IP/EC)であり、その解（厳密解であれ近似解であれ）を求めることが極めて困難である。そこで、次節では、この問題点を克服するためのアプローチを示す。

4.3. モデルの解法

(1) 伝統的な数理計画アプローチの限界

前章で定式化した問題[P]を、実ネットワークを対象として解くことは極めて困難である。その理由は、以下の3つである。第1に、問題[P]が橋梁数 B だけの制御変数を持つ 0-1 組合せ計画問題 (0-1 IP: Integer Programming) となっていることである。このことは、問題[P]の厳密解を多項式時間で求めるアルゴリズムが存在しないことを意味している (i.e. NP 困難)。第2に、目的関数が非凸である。問題[P]における目的関数を厳密に評価するためには、需要変動型利用者均衡配分モデルの解として $T(\mathbf{v})$ を求める必要がある。これは、問題[P]が均衡制約付き最適化問題 (MP/EC : Mathematical Program with Equilibrium Constraint) であることを意味している。一般に、MP/EC は、その目的関数の凸性を保証できないため、大域的収束性が保証された数値解法が存在しないことが知られている。つまり、異なる初期条件を与えるごとに、異なる解が得られうる。この理由により、典型的な数理計画アプローチを用いることはできない。第3に、目的関数の厳密な評価が困難である。問題[P]において、ある戦略 \mathbf{u} を選択したときの目的関数 $Z(\mathbf{u})$ (ひいては、当該戦略下で地震シナリオ S を与件とした年間社会的不便益 $f(s, \mathbf{u})$) を厳密に評価するためには、地震時に生起し得る全てのリンク被災パターン \mathbf{v} について、年間交通不便益 $T(\mathbf{v})$ を求める必要がある。このリンク被災パターンの組合せは 2^L 通り存在するため、その全てを列挙することは、事実上不可能である。例えば、リンク数が 2000 本のネットワークに適用する場合、リンク被災パターン集合 \mathbf{V} の規模は、 $\|\mathbf{V}\| = 2^L \approx 2.0484 \times 10^{227}$ という、超天文学的な規模となる。この理由により、目的関数の

厳密な評価を行うことは time-consuming であり、現実的ではない。このため、ヒューリスティックな方法で何らかの解を得たとしても、目的関数の計算に時間が掛かるため、遺伝的アルゴリズム、クロスエントロピー法、モンテカルロシミュレーションなどを用いて問題[P]を解くことには限界がある。次節以降で、こうした問題点をクリアする方法について説明する。

(2) 最尤被災パターンを用いた目的関数の近似

本節では、目的関数を適切に近似する方法を説明する。具体的には、最尤リンク被災パターンで交通不便益の近似を行う。ここで、最尤リンク被災パターンとは、最も発生する確率の高いリンク被災パターンと定義する。具体的には、以下の方法で条件付期待交通不便益 $T(s, \mathbf{u})$ を近似的に求める。

戦略 \mathbf{u} のもとで地震シナリオ s を与件とした $T(s, \mathbf{u})$ を以下の式で近似する。

$$T(s, \mathbf{u}) \approx T^*(s, \mathbf{u}) \equiv T(\mathbf{v}^* | s, \mathbf{u})$$

ここで、 $\mathbf{v}^*(s, \mathbf{u})$ はシナリオ s 、戦略 \mathbf{u} のもとでの最尤リンク被災パターンであり、以下の式で定義される：

$$\mathbf{v}^*(s, \mathbf{u}) \equiv \left\{ v_l^*(s, \mathbf{u}) \equiv \arg \max_{v_l \in \{S, F\}} \phi(v_l | s, \mathbf{u}) \mid l \in L \right\}$$

すなわち、それぞれのリンク $l \in L$ について、最も発生確率が大きい被災度を割り当てたものが最尤リンク被災パターンである。この方法では、戦略とシナリオの組 (s, \mathbf{u}) について、1度だけ利用者均衡配分を行えばよい。そのため、目的関数を求めるための計算量を大幅に減らすことができる。

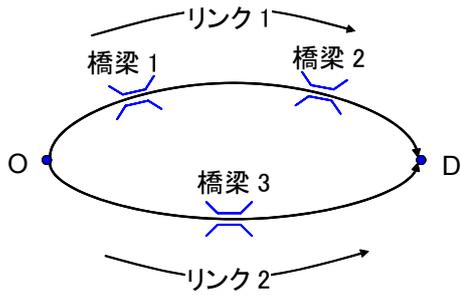
以降では、この最尤パターンによって目的関数を近似する方法を“最尤近似法”と呼ぶ。この手法には、以下の利点が存在する。まず、交通不便益の近似値 $T^*(s, \mathbf{u})$ と最尤リンク被災パターンが 1 対 1 関係である。そのため、リンクの被災状況が交通不便益に与える影響などの因果関係の分析が容易である。次に、 $T^*(s, \mathbf{u})$ の計算方法が明確で、誰が計算しても同じ値を導出することができる。その際、シミュレーションの高速化・効率化やパラメタのチューニングといった“職人技”を必要としないことも、実践上の利点と考えられる。

(3) シナリオ別有効橋梁群と戦略集合の縮約

本節では、問題[P]の特性を活かしたもう 1 つの解法アプローチとして、戦略集合を縮約する方法を提案する。

a) 戦略集合の縮約における 3 つの特徴

問題[P]において、戦略集合 \mathbf{U} の規模が大きすぎるのが、実ネットワーク上における求解を困難としている。この困難さは、個々の橋梁に「耐震化する」か「耐震化しない」の耐震性能を割当てするスキーム



	橋梁 1	橋梁 2	橋梁 3
シナリオ a	損傷なし	損傷	損傷
シナリオ b	損傷	損傷なし	損傷なし

図 4.6 橋梁被害のシナリオ内相関の例

を採用する限り、避けては通れない。そこで、本章では、問題[P]の戦略集合を“数え上げ”られるまで縮約する解法を開発した。この方法は以下の3つの特徴を備える。第1に、後述する問題[P]の確率的構造を明示的に活用できる。第2に、高度な数学や特殊な知識を必要とせず、容易に理解できる。最後に、計算手順が明確で、誰が計算しても同じ答えを導ける。

その具体的な手順は以下のようにまとめられる。まず、全橋梁を s -有効橋梁群（後述）に分割する。そして、その s -有効橋梁群ごとに「耐震化する/しない」の耐震化性能を割り当てる。ある有効橋梁群内の橋梁には、そのグループに割り当てられた耐震化性能が一律に適用されるとする。

この提案方法が①の構造を活用した方法である理由は以下のように説明される。例えば、図 4.6 のような2つのリンクと3つの橋梁で構成される道路ネットワークを考えよう。対象区域で a と b の2つの独立な地震シナリオを想定し、それぞれの生起確率は等しく λ であるとする。ただし、2つのシナリオが同時に生起することはないものとする。簡単のため、以下の3つの仮定をおく。まず、それぞれのシナリオが生起したとき、各橋梁は「損傷なし」か「損傷」のいずれかを“確定的”に取るものとする。各シナリオが生起したときの各橋梁の損傷状態を図 4.6 の表に示す。次に、地震によるコストは起終点が途絶したときのみ発生するとする。具体的には、リンク 1 および 2 の両方が利用できない場合のみ社会的費用 C （所与の定数）が発生し、少なくとも一方利用できる場合にはコストは発生しないものとする。この社会的費用は、適当な割引率によってストック換算されているものとする。第3に、各橋梁は耐震化されることで、いずれの地震シナリオでも損傷しなくなるものとし、1橋梁あたりの耐震化費用を K （所与の定数）とする。

これらの仮定の下で、以下の6つの耐震化戦略を考える：1) 橋梁 1 のみを耐震化；2) 橋梁 3 のみを耐

表 4.7 相関を無視したときの各戦略の LCC

戦略	耐震化される橋梁	LCC
1	橋梁 1	$K + [1 - (1 - \lambda)^2]C$
2	橋梁 3	K
3	橋梁 1 と 2	$2K$
4	橋梁 1 と 3	$2K + \lambda C$
5	橋梁 1, 2 および 3	$3K$
6	なし	$[1 - (1 - \lambda)^3]C$

震化；3) 橋梁 1 および 2 を耐震化；4) 橋梁 1 および 3 を耐震化；5) 全ての橋梁を耐震化；6) いずれの橋梁も耐震化しない。各橋梁は、耐震化されない限り、シナリオ a か b のいずれか一方でのみ損壊する。このことは、耐震化されていない橋梁の（シナリオを与件とした）損壊確率は 1 もしくは 0 であるが、損壊確率は λ であることに注意されたい。換言すれば、橋梁の損壊という確率事象は、シナリオの生起という確率事象と極めて強い相関を持っている。そして、この相関を無視した場合、明らかに不適切な耐震化戦略が選ばれる。以下では、これを説明しよう。

まず、各地震シナリオと橋梁損壊の相関関係を無視した場合、各橋梁の損壊確率は λ であるため、各戦略の LCC は表 4.7 のように求められる。そのため、 λ が十分に大きければ (i.e. $\lambda \geq 1 - (1 - K/C)^{1/3}$) 橋梁 3 のみを耐震化することで LCC を最小化できる。しかし、図 4.6 は、どちらのシナリオにおいても少なくとも1つの経路が存在することを意味している。従って、このシナリオと橋梁損壊の相関関係を考慮した場合、どの橋梁も耐震化しないこと LCC が最小化戦略となる。

この例は、耐震化戦略を適切に縮約するためには、こうした橋梁損壊の確率的構造を考慮する必要があることを示唆している。なお、上述の例は、一見、単純化されすぎているように思えるかもしれないが、その基本構造は、橋梁の条件付損壊確率や交通混雑などの社会的費用を考慮した、より一般的な場合にも共通である。以下に提案する手法では、シナリオごとの有効橋梁群を用いることで、この損壊事象の相関を明示的に活用できる。

b) s -有効橋梁

まず、耐震化の対象となる橋梁 (s -有効橋梁) を定義する。本研究では、耐震化することによって最尤状態が変化しない橋梁は、耐震化の対象とはしない。以下では、あるシナリオ s において、耐震化することで最尤状態が変化する橋梁を“ s -有効橋梁”と呼び、その集合を“ s -有効橋梁群”と呼ぶ。このとき、 s -有効橋梁群 $B(s)$ は次のように定義される：

$$B(s) \equiv \{b \mid \psi(s, u_b = H) < 0.5 \text{ and } \psi(s, u_b = L) > 0.5\}$$

なお、 s -有効橋梁群以外の橋梁を耐震化しても、目的関数を最尤近似で求める場合にはその効果を計量できないことに注意されたい。

c) s -有効橋梁群を用いた戦略集合の縮約方法

以下では、 s -有効橋梁群をもちいて、戦略集合を縮約する方法を説明する。具体的には、同じ橋梁群に含まれる橋梁について、等しく同じ耐震性能を割り当てる。橋梁群ごとに耐震性能を決定することにより、橋梁1つ1つに耐震性能を決定する場合よりも、戦略数の規模を大幅に縮約することができる。

例えば、図4.8のような3つの橋梁から構成されるネットワークに対し、2つの地震シナリオ a および b が想定される場合を考える。橋梁別に「耐震化する」「しない」を割り当てる場合付与した場合、その組み合わせは $2^3 = 8$ 通りであるが、有効橋梁群別に耐震性能を割り当てる場合の組み合わせは $2^2 = 4$ 通りである。つまり、1つのシナリオに s -有効橋梁群は1つなので、地震シナリオの数 $\|s\| = m$ とすれば、戦略数は 2^m 個となる。そのため、想定シナリオの数がそれほど多くなければ、全ての戦略を“数え上げ”て比較することが可能である。

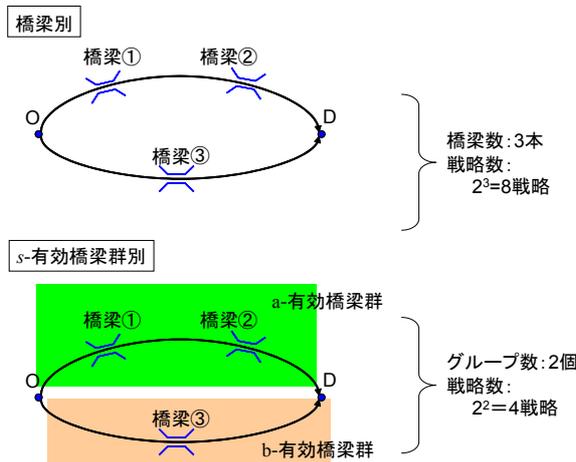


図4.8 橋梁別および有効橋梁群別の耐震化戦略

d) 有効シナリオ群

最後に、有効シナリオ群を用いたLCC計算の簡略化について説明する。まず、 s -有効橋梁が存在するシナリオ集合を、有効シナリオ群 S^* と定義する。本研究では、目的関数を最尤リンク被災パターンで近似しているため、有効シナリオ群 S^* 以外のシナリオは、LCCを算出する上で除外できる。具体的には、式(4.5)右辺の第1項は、シナリオ生起確率と、シナリオ s および戦略 \mathbf{u} の下での年間社会的不便益 $T(s, \mathbf{u}) + r(s, \mathbf{u})$ の積を全シナリオ S にわたって足し合わせたものである。ここで、 $T(s, \mathbf{u})$ を最尤リンク被災パターンで近似する場合、 s -有効橋梁が存在しないシナリオに関しては、 $T(s, \mathbf{u})$ は戦略 \mathbf{u} によらず一定となる。このようなシナリオにおける交通不便益および復旧費用を、それぞれ $T(s)$ 、 $r(s)$ とかけば、目的関数は次のように書き換えられる：

$$Z(\mathbf{u}) \equiv \frac{1+\rho}{\rho} \sum_{s \in S^*} \lambda(s) \{T(s, \mathbf{u}) + r(s, \mathbf{u})\} + \frac{1+\rho}{\rho} \sum_{s \notin S^*} \lambda(s) \underbrace{\{T(s) + r(s)\}}_{CONST} + K(\mathbf{u})$$

すなわち、シナリオ $s \notin S^*$ で発生するコストは戦略によらない定数項でしかなく、これを除外しても以降の分析に影響は与えない。そこで、以下では、目的関数を次の $\hat{Z}(\mathbf{u})$ で定義し直す：

$$\hat{Z}(\mathbf{u}) \equiv \frac{1+\rho}{\rho} \sum_{s \in S^*} \lambda(s) \{T(s, \mathbf{u}) + r(s, \mathbf{u})\} + K(\mathbf{u})$$

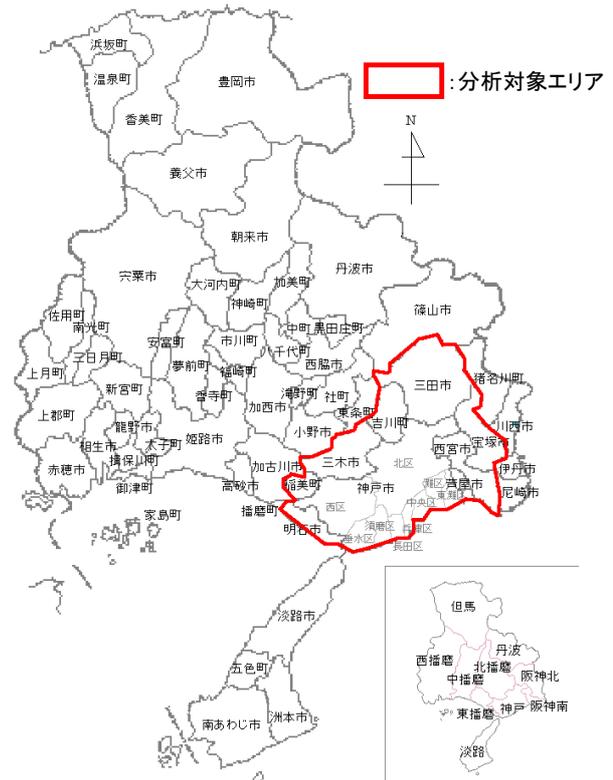


図4.9 分析対象圏域図

4.4. 神戸市ネットワークへの適用例

本節では、提案手法を実際のネットワークに適用した結果を示す。本章の構成は、以下の通りである。まず、(1)では、計算に用いる神戸市のネットワークデータおよびLCC計算に用いるデータについて説明する。次に、(2)では、4.3節で定義した s -有効橋梁群を実際に求め、その空間的分布を示す。(3)では、3章の手順に従って戦略集合を縮約し、各戦略におけるLCCの計算結果を示す。最後に(4)では、実際に戦略を決定する際、LCC以外に考えられる基準を、実用に向けた提案として述べる。

(1) 計算に用いるデータ

本節では、提案する枠組みを、実際のネットワークに適用する際に使用したデータについて説明する。

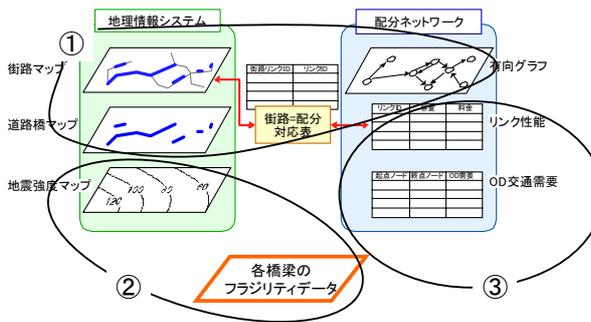


図 4.10 計算に使用するデータセット

a) 分析対象エリアと使用するデータセット

本研究の分析対象エリアは神戸市、明石市、稲美町、三木市、吉川町、西宮市、芦屋市、宝塚市、三田市である。図 4.9 は、対象エリアを地図上に示したものである。以下、図 4.10 に従って、本節で用いるデータセットを説明する。まず、対象エリアに該当する街路マップとそれに対応する配分用道路ネットワークについて説明する。次に②GISデータのうち、地震強度マップおよびフラジリティ・カーブについて説明する。最後に③配分ネットワークモデルおよび均衡配分に使用するパラメタを説明する。

b) 対象道路ネットワークデータ

■対象道路ネットワーク：対象エリアに存在する街路と、配分ネットワークを重ねたものを図 4.11 に示す。太線が配分ネットワークのリンクを示す。この配分ネットワークは、平成 11 年度道路交通センサスのベースとなったネットワークに、阪神高速の 7 号北神戸線および 31 号神戸山手線を加えたものである。リンク数は 2671 本、ノード数は 1001 個である。

■街路=配分対応表：配分ネットワーク上のリンクと GIS 上の街路マップの対応関係を表す“街路=配分対応表”は配分ネットワークの構造や位置関係から手作業で作成した。

■道路橋マップ：道路橋マップは、デジタル道路地図上から、地物 ID が「道路橋」となっているものを抽出して作成した。この道路橋マップと街路マップを重ねることで、街路に存在する道路橋の分布

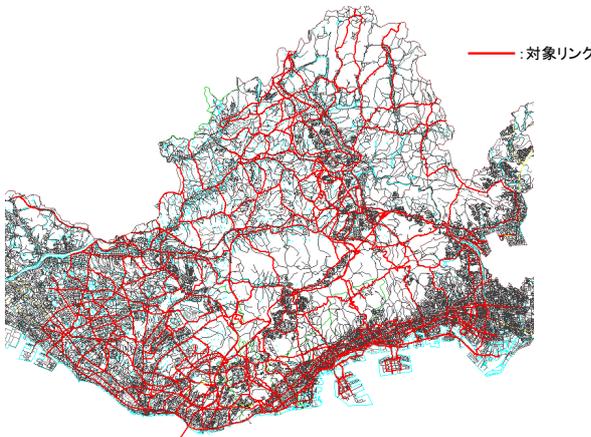


図 4.11 対象道路ネットワークの分布

が求めた。さらに、街路=配分対応表を用いることで、配分ネットワークの各リンク上に存在する道路橋を求めた。

c) 地震強度マップとフラジリティ・カーブ

■地震強度マップ：地震シナリオ集合 S として、23 のシナリオおよびその生起確率を、地震工学に基づいて選定した。そこで想定した地震は以下の 5 つである：1) 神戸周辺の主要断層帯に起因する地震；2) 南海トラフ沿いの海溝型地震；3) 主要断層帯以外の活断層で発生する地震；4) フィリピン海プレート内で発生する、震源断層を予め特定しにくい地震；5) 内陸域で発生する地震のうち、活断層が特定されていない場所で発生する地震。こうして得られた各シナリオについて、図 4.12 のような手続きによって地震強度マップを算出した。具体的には、あるシナリオにおける対象エリア内の各メッシュの地震強度を、断層から当該メッシュまでの最短距離を用いた距離減衰式⁴⁾によって求めた。地震強度マップと道路橋マップを重ねることで、地震シナリオ s における、各橋梁が受ける地震外力 $F_b(s)$ を求めた。

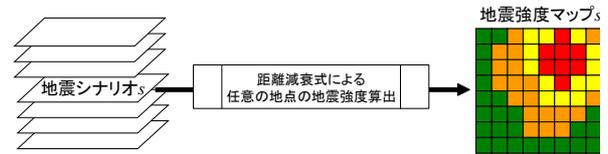


図 4.12 地震強度マップ作成フロー

■フラジリティ・カーブ：本章では、各橋梁のフラジリティ・カーブはその橋梁に割り当てられた耐震性能によってのみ決まると仮定する。本来、フラジリティ・カーブは、供用年数や構造形式などによって異なるが、それらの詳細なデータが GIS などでシステムティックに整理されているとは言いがたいのが現状である。そのため、本研究では全橋梁に対し、同一のフラジリティ・カーブを用いる。具体的には、耐震化されていない現状の耐震性能は震度法で設計された RC 橋脚、耐震化された高レベル耐震性能は地震時保有水平耐力法で設計された RC 橋脚相当であると仮定する。そして、加賀山ら⁵⁾に従い、前者の期待値および標準偏差を、それぞれ、 $\mu^L = 50$ および $\sigma^L = 20$ と

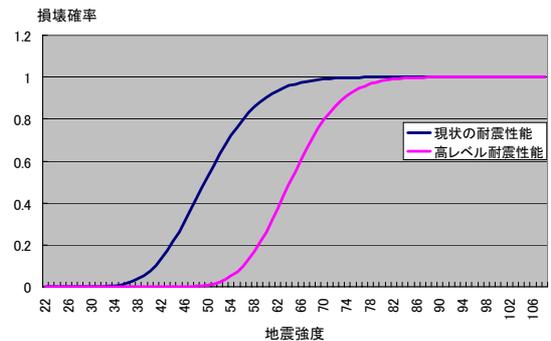


図 4.13 耐震性能別のフラジリティ・カーブ

し、後者の期待値および標準偏差を、それぞれ、 $\mu^H = 64.5$ および $\sigma^H = 21.5$ とした。図 4.13 は、このパラメタをもとに、横軸に地震強度 $F(s)$ をとったときの橋梁の損壊確率 $\psi_b(s, u_b)$ をプロットしたものである。

d) 配分ネットワーク・モデルおよび交通需要関数

本節では、配分ネットワーク・モデルのデータ、および交通需要関数を特定化するパラメタについて述べる。

■OD 交通需要：OD 交通需要関数は、平成 11 年度に行われた道路交通センサスのパーソントリップ調査に基づき作成する。対象エリアを通過する交通については、対象エリアの境界にあるノードを起点あるいは終点として、通過 OD 交通量を集約させるものとする。作成した OD ペア数は 17287 ペア存在し、(平常時の) OD 交通需要は 2960160 台/日である。

災害時の OD 交通需要には、4.2(4)に述べた階段型の需要関数を用いる。ここで、トリップ不能 OD (経路が存在しない OD) の利用者が支払う機会費用 Π 、およびトリップを中止する利用者の機会費用 Θ を、等しく 8 時間 (=24,000 円) とした。この値は、1 日の活動時間を睡眠時間の 8 時間を引いた 16 時間と仮定し、活動時間のうち 8 時間以上が旅行時間に費やされれば、たとえトリップできたとしても本来の目的である活動が不可能となる上限として設定した。ただし、国土技術政策総合研究所の資料¹⁰⁾では、経路が存在しない場合には、24 時間待機する必要があるとして、 $\Theta = 24$ 時間としている。これらの値が適切かどうか、また、OD 間経路費用の上限値 Θ とトリップ不可能な利用者の機会費用 Π を同値にしてよいかどうかは議論の余地が残されている。

■リンクコスト関数：均衡配分で用いるリンクコスト関数には以下のような BPR 関数³⁾を用いる。本研究では、遠山⁶⁾の研究に基づき、時間価値を 50 (円/分)、BPR パラメタを $\alpha=1, \beta=3$ とした。

$$t_a(x_a) = t_a^0 \left\{ 1 + \alpha \left(\frac{x_a}{C_a} \right)^\beta \right\} + \frac{c}{v}$$

x_a : リンク a の交通量 (台/日)

C_a : リンク a の交通容量 (台/日)

$t_a(x_a)$: リンクフローが x_a のときのリンク走行時間 (分)

t_a^0 : リンク a の初期走行時間 (分)

α, β : パラメタ

c : 有料道路料金 (円)

v : 時間価値 (円/分)

e) LCC 計算用データ

LCC の計算に用いる補強費用、復旧費用、復旧期間、社会的割引率を計算するために使用したデータは以下の通りである。

■補強費用：補強費用は、設計方法の異なる橋梁の新規建設費用の差として算出した。具体的には、米田ら⁷⁾の研究結果を参考に、震度法 (旧来手法)

に基づく新規建設費用 約 3.4 億円/橋と、地震時保有水平耐力法に基づき新規建設する費用 約 4.0 億円/橋の差額である 6000 万円/橋を本研究における補強費用とした。なお、本来ならば、各橋梁の年式・構造形式および全長などにより、補強費用は橋梁ごとに異なるが、今回の計算では全橋梁一律とした。

■復旧費用：足立ら⁸⁾の研究結果に基づき、1 橋梁あたりの復旧費用を 16 億円とした。

■復旧期間：亀田ら⁹⁾の研究成果に基づき、橋梁が被災した場合の復旧期間を 310 日間とした。

■社会的割引率：本研究では社会的割引率 ρ として、国土交通省が費用便益分析マニュアル¹⁰⁾で定めている 0.04 を採用した。

(2) シナリオ別有効橋梁群と縮約された戦略集合

本節では、4.3(3)c)の手順に従い地震シナリオごとに抽出された s -有効橋梁の空間分布を示す。 s -有効橋梁を抽出した結果、有効シナリオ群 S^* として、表 4.14 の 5 シナリオが得られた。以下では、これらのシナリオを生起確率の高い順に記号 a, b, c, d および e で表わす。表 4.14 は、有効シナリオ群 S^* の代表活動域、年生起確率、再現期間をまとめたものである。代表活動域は、そのシナリオの原因となる代表的な断層あるいは発生場所を表わす。年生起確率は、そのシナリオの 1 年間あたりの生起確率を示し、再現期間は、年生起確率の逆数を表わす。このうち、本研究では地震シナリオ e を有効シナリオ群から外す。100 年の間に生起する確率が 1%未満と極めて小さく、LCC に大きな影響を与えないと見なせるためである。

表 4.14 有効シナリオ群 S^* の生起確率データ

地震シナリオ	代表活動域	年生起確率 (1/年)	再現期間 (年)
A	地殻内	2.72E-04	3,681
B	有馬高槻	2.05E-04	4,866
C	大阪湾	1.63E-04	6,139
d	六甲	1.28E-04	7,818
e	六甲	9.30E-05	10,749

次に、各シナリオの有効橋梁の空間的な分布を、リンクベースで示す。まず初めに、リンクを以下の 4 つに分類する：1) 橋梁を持たないリンク；2) 耐震補強の有無に関わらず、最尤被災状態が非損壊であるリンク (以下、非損壊リンク)；3) s -有効橋梁に対応するリンク；4) 耐震補強の有無に関わらず、最尤被災状態が損壊であるリンク (以下、損壊リンク)。

図 4.16 から図 4.19 は、それぞれ地震シナリオ a, b, c, d のリンクの空間的分布を、図 4.15 の凡例に従い示したものである。

- ① 黒線 : 橋梁をもたないリンク
- ② 青線 : 非損壊リンク
- ③ 黄線 : s-有効リンク
- ④ 赤線 : 損壊リンク

図 4.15 リンク分類の凡例

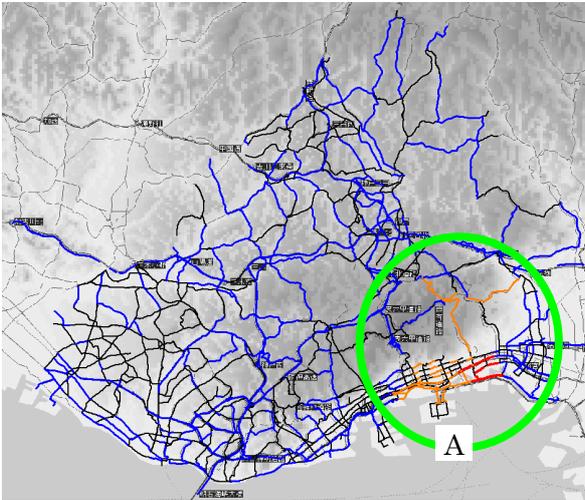


図 4.16 シナリオ a のリンク分布

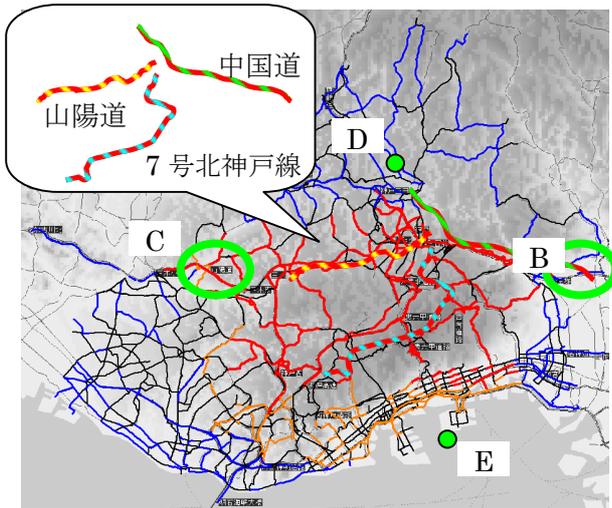


図 4.17 シナリオ b のリンク分布

図 4.16 は、シナリオ a のリンク分布を示したものである。この図から、以下の 2 点が見える。まず、a-有効リンク、損壊リンクは A の範囲に集中している。これは、シナリオ a の地震規模が、他の 3 シナリオと比べて、比較的小さいことを意味している。次に、a-有効リンクを構成する主な路線区間は、阪神高速 3 号神戸線および 5 号湾岸線の深江～高羽ランプ付近、県道 344 号線、芦有ドライブウェイ、県道 16 号線であることがわかる。損壊リンクは、阪神高速 3 号神戸線および 5 号湾岸線の芦屋～深江付近に分布していることがわかる。このことより、a-有効リンクを耐震補強しなければ、シナリオ a が生じた場合、阪神高速 3 号神戸線および 5 号湾岸線の芦屋～高羽付近まで一帯が通行不可能となり、多大な交通費用を被ることが予想できる。

図 4.17 は、シナリオ b のリンク分布を示したものである。この図より、以下の 4 点が見える。第 1 に、

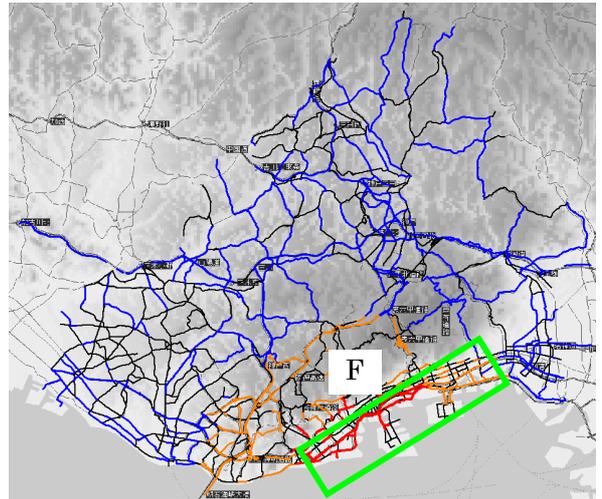


図 4.18 シナリオ c のリンク分布

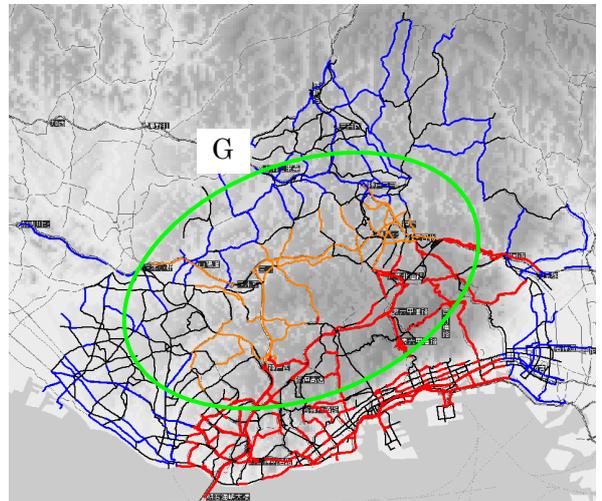
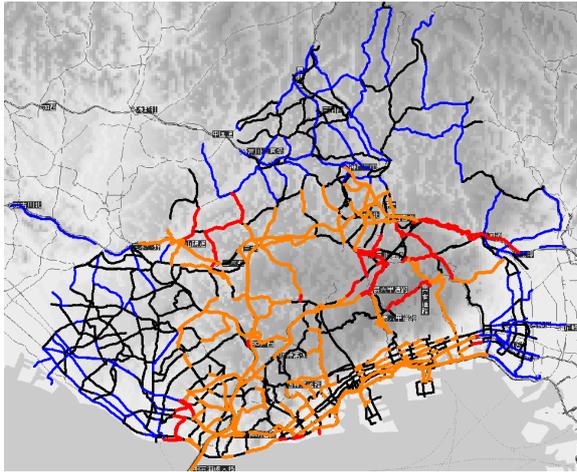


図 4.19 シナリオ d のリンク分布

である。この図より、以下の 4 点が見える。第 1 に、損壊リンクが山間部に広く分布している。これは、「有馬-高槻」周辺の断層活動が山間部に大きな外力をもたらすことを意味する。第 2 に、通常時において、北部の東西交通を担うであろう山陽道、中国道、7 号北神戸線のような重要性の高いリンクが、耐震化に関わらず損壊する（拡大図参照）。これにより、エリア B からエリア C（あるいは C から B）に抜ける通過交通が利用可能な経路が存在しない。第 3 に、南北方向を結ぶ経路は、B および C 内の一部リンクをのぞいて、完全に分断されている。このため、例えば山間部（点 D）から湾岸部（点 E）への交通は、通常時より大きく迂回をする（あるいはトリップを取りやめる）ことが予想される。最後に、b-有効リンクは湾岸部に広く分布している。これより、b-有効リンクを耐震補強しない場合は、シナリオ b が生じた場合、山間部・湾岸部ともに東西交通を結ぶ経路が存在しない。このため、トリップ不可能 OD が多数発生しうることが予想できる。

図 4.18 はシナリオ c におけるリンク分布を示したものである。この図より、以下のことがわかる。まず、損壊リンクは湾岸部に集中して分布している。



- ① 黒線 : 橋梁をもたないリンク
- ② 青線 : 非損壊リンク
- ③ オレンジ線 : 1つ以上のシナリオで有効となるリンク
- ④ 赤線 : 無効果リンク

図 4.20 4シナリオのリンク分布の重ね合わせ

これは、「大阪湾」周辺の断層活動が、湾岸部に大きな外力をもたらすことを意味する。特に、阪神高速3号神戸線の魚崎～月見山、ハーバーハイウェイ(矩形Fの範囲)が損壊リンクとなっており、このシナリオが発生した場合、湾岸部の東西交通において、トリップが不可能になるODの発生が予想できる

図 4.19 はシナリオ *d* におけるリンク分布を示したものである。この図より、以下の2点がわかる。まず、このシナリオ *d* は、「六甲」周辺の断層活動が、その周辺に甚大な被害を及ぼす。損壊リンクが、湾岸部およびその北部に多数分布しているのはこのためと考えられる。次に、このシナリオの下で、有効リンクは、山陽道を中心とする山間部に分布している(エリア G)。しかし、*d*-有効リンクを耐震化したとしても、神戸市全体で見た場合、道路網の大部分が遮断されるため、シナリオ *d* が生じた場合には、その戦略に関わらず社会的不便益は一定の大きな値をとると予想できる。

これら4つのシナリオにおける、各リンクの分布を重ね合わせてみよう。まず、各リンクを新たに以下の4つに分類する：1) 橋梁を持たないリンク；2) 4つのシナリオ全てで“非損壊”となるリンク；3) 1つ以上のシナリオで *s*-有効となるリンク；4) それ以外のリンク。この内、4) は、1つ以上のシナリオで“損壊”となるが、耐震化しても効果がないリンクである。以下では、これを無効果リンクと呼ぶ。図 4.20 はこれらのリンクの分布を凡例に従ってプロットしたものである。図 4.20 より、以下の2点がわかる。まず、*s*-有効リンクは広範囲に分布し、局所的な偏りはみられない。つまり、*s*-有効リンクを用いて戦略集合を縮約することは、必ずしも耐震補強の候補となる橋梁数を減らすことにはならない。次に、無効果リンクに接するリンクには、必ず *s*-有効リンクが存在する。これより、耐震化によって、無効果

リンク損壊時の迂回路の確保が期待できる。

(3) 計算結果および考察

本節では、*s*-有効橋梁群を用いて縮約された戦略集合と、その戦略における LCC を示す。

4つのシナリオ *a*, *b*, *c*, *d* それぞれに、「耐震化する/しない」の耐震性能を割り当てる組み合わせ数は $2^4 = 16$ 通り存在する。表 4.21 はこの16の戦略について、耐震対象となる有効橋梁群、耐震橋梁数、LCC をまとめたものである。例えば、戦略3では、*a*-有効橋梁群と *b*-有効橋梁群が耐震化されることを示す。ここで、戦略0はどの橋梁も耐震補強しない戦略を表わす。この表より、LCC が最小となる最適戦略は、戦略6 (*b*-および *c*-有効橋梁を補強) である。表 4.21 から以下の2つも読み取れる。まず、各戦略下での LCC は、耐震化される橋梁数と目立った相関関係を持たない。例えば、戦略6と戦略4では、耐震橋梁数はかなり異なるが、LCC では差があるわけではない。次に、戦略8では、耐震化によって何もしない場合(戦略0)よりも LCC が大きい。そこで、以下では、各戦略間で LCC の内訳や費用に対する不便益減少効果がどのように異なるかを分析する。

耐震補強を1つの投資プロジェクトと捉えたとき、そのパフォーマンスは投資効率で測られるのが一般的である。図 4.22 は、各戦略の投資効率を表わしたものである。ここでいう投資効率とは、戦略0の LCC と各戦略の LCC との差額(B)を、その戦略における補強費用(C)で割ったものを表わす。この図から、以

表 4.21 各戦略の耐震化対象と LCC

戦略	耐震対象となる有効橋梁群	耐震橋梁数	LCC(億円)
0	(なし)	0	1923.
1	a	256	1440.
2	b	319	1693.
3	a,b	528	1157.
4	c	418	1191.
5	a,c	596	1196.
6	b,c	572	1145.
7	a,b,c	730	1198.
8	d	161	2039.
9	a,d	417	1558.
10	b,d	468	1810.
11	a,b,d	677	1274.
12	c,d	579	1313.
13	a,c,d	757	1309.
14	b,c,d	721	1262.
15	a,b,c,d	879	1315.

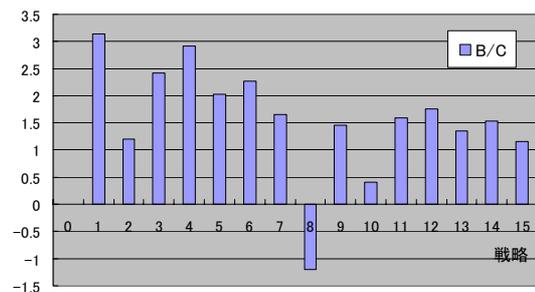


図 4.22 各戦略の投資効率比較

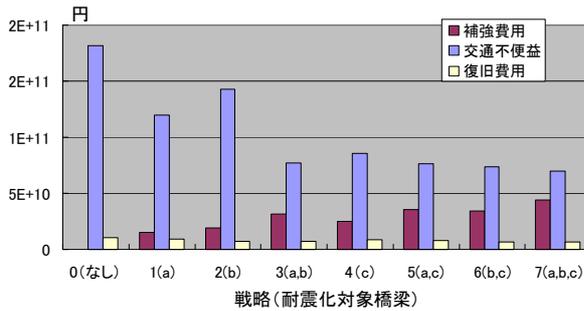


図 4.23 *d*-有効橋梁の耐震化による LCC の変化

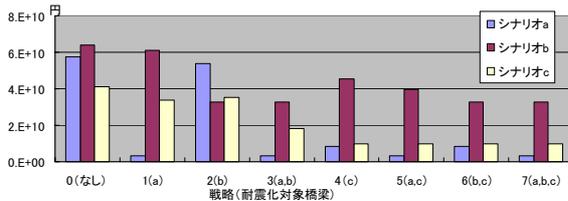


図 4.24 各戦略のシナリオ別 LCC

下の 2 点が判る。まず、戦略 2,8,10 (それぞれ、*b*-および *d*-有効橋梁のいずれかあるいは両方を耐震化する) の全てで投資効果が 1 を超える。これは、補強対象を適切に選ぶ限り、耐震補強はその費用以上の効果をもたらすことを意味する。次に、LCC が小さい戦略が、必ずしも投資効率が高いとは限らない。特に、LCC を最小にする戦略 6 は、投資効率は必ずしも高くはない点に注意されたい。なお、投資効率が最大となるのは、戦略 1 (*a*-有効橋梁のみを耐震補強する戦略) であるが、これは単に補強費用が小さいためと考えられる。

図 4.22 から、*a*、*b*、*c* および *d*-有効橋梁群を個別に耐震化したとき (それぞれ、戦略 1, 2, 4, 8 に該当) の投資効率が比較できる。まず、戦略 1 および 4 の投資効率が高いことから、*a*-有効橋梁および *c*-有効橋梁は LCC 低減に効果的であると言える。一方、戦略 2 における投資効率は低く、*d*-有効橋梁にいたっては投資効率が負の値をとっている (すなわち、投資によって LCC が増加する)。このことは、有効橋梁群を補強したからといって、必ずしも LCC を低減させるとは限らないことを意味している。そこで、有効橋梁群の組み合わせによる LCC 低減の度合いを確認してみよう。図 4.23 は *a*, *b*, *c*-有効橋梁軍の組み合わせからなる戦略 $\{\}, \{a\}, \{a,b\}, \{a,c\}, \{a,b,c\}, \{b\}, \{b,c\}, \{c\}$ の LCC と、それぞれの戦略に *d*-有効橋梁群を追加的に耐震化したときの LCC の違いを表したものである。各列の左側が *a*, *b*, *c* 有効橋梁のみを耐震化したときの LCC であり、右側が *d*-有効橋梁を追加的に耐震化したときの LCC を表している。図 4.23 より、*d*-有効橋梁群を他の有効橋梁群と組み合わせて耐震化したとしても LCC を減らせないことが判る。このため、以下では、*d*-有効橋梁群を耐震化対象に含めない (すなわ

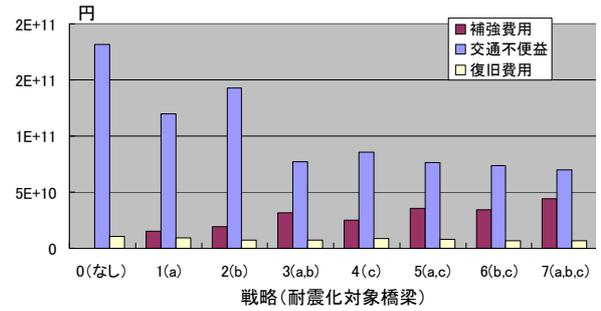


図 4.25 補強費用・交通不便益・復旧費用別 LCC

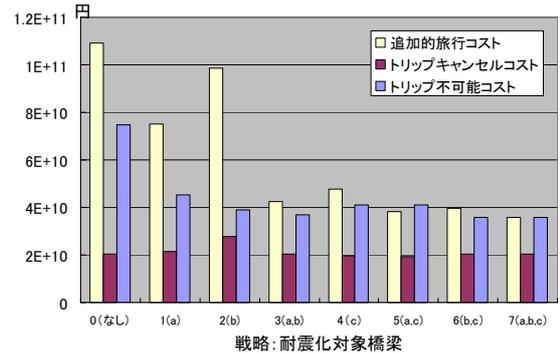


図 4.26 各戦略下で発生する交通不便益の内訳

ち、地震シナリオ *d* を有効シナリオ群から除外する) で分析を進める。

次に、各戦略がどの地震シナリオの被害を軽減しているかを見てみよう。式(4.5)より、LCC は各シナリオの LCC, i.e. $\lambda(s)\{T(s, \mathbf{u}) + r(s, \mathbf{u})\}$, に分解できる。

図 4.24 はそれぞれの戦略における各シナリオの LCC を示したものである。この図から、あるシナリオについての有効橋梁を耐震化することで、そのシナリオからの被害を軽減していることがわかる。例えば、戦略 1 でのシナリオ *a* の LCC は、戦略 0 のそれよりも小さい。同様に、*a*-有効橋梁群を耐震化する戦略 3, 5, 7 もシナリオ *a* の LCC を減少させている。同様に *c*-有効橋梁群を耐震化する戦略 4, 5, 6, 7 もシナリオ *c* の LCC を減少させている。これらは直感的に明らかである。しかしながら、*b*-有効橋梁群を耐震化する戦略 2, 3, 6, 7 はシナリオ *b* における LCC をそれほど大きく減少させているわけではない。これは、図 4.17 が示すように、シナリオ *b* が発生した場合、耐震化の有無に関わらず損壊するリンクが多数存在しているためと考えられる。

図 4.25 は、各戦略の LCC を、補強費用、交通不便益、復旧費用に分けて表わしたものである。この図より、LCC を構成する主要な要素は交通不便益と補強費用であり、復旧費用は戦略によってそれほど大きく変わらないことが判る。これは、LCC を軽減させるためには、補強費用をなるべく抑えつつ交通不便益を減少させることが重要であることを示唆している。このとき、補強費用をかけるほど交通不便益が減少するわけではないことがわかる。例えば、戦略 2 (*a*-有効橋梁を補強) は、耐震補強費用と交通不便益のいずれもが戦略 1 より高い。このことは、

図 4.22 の投資効果の違いにも反映されている。

次に、各戦略の LCC から交通不便益だけを取り出し、追加的旅行コスト、トリップキャンセルコスト、トリップ不可能コストの内訳を図 4.26 に示す。図 4.26 より、以下のことがわかる：追加的旅行コストおよびトリップ不可能コストは、耐震化により減少させられるが、トリップキャンセルコストは戦略によらずほぼ一定である。これは、耐震化によって経路の途絶は免れるものの、過度の交通集中によってトリップを取りやめる利用者の総数は減らすことができないことを示唆している。戦略 2 においてのみ、キャンセルコストが増加していることは注目に値する。これは、*b*-有効橋梁だけ耐震化することで中途半端にネットワークが繋がってしまい、かえって混雑を増加させてしまう可能性を示している。

ここまでの議論から、戦略 3, 4, 5, 6, 7 (それぞれ, {*a,b*}, {*c*}, {*a,c*}, {*b,c*}, {*a,b,c*} を耐震化することに相当) は、「LCC の低下」「投資効率」「追加的旅行コストの低下」の点で、比較的優良な戦略であるといえる。次節ではこれらの戦略を用いて、多目的な視点から見た優良な戦略を提案する。

(4) 優良戦略群を用いた多目的意思決定の支援

ここまでは戦略のパフォーマンスを LCC だけで評価してきたが、現実の意思決定においては、LCC という指標だけからでなく、各々が重要視する基準 (e.g. 初期投資費用, 拡張可能性) を考慮されると考えられる。特に、道路橋の耐震補強は、長期間・広範囲にわたる大規模なプロジェクトとなるため、説得力のある意思決定を慎重に行う必要がある。その際に用いられる基準として、LCC の大小を機械的に判別するだけでなく、当該戦略の財政制約の上で実行可能であるか、耐震化される範囲を段階的に拡張することが適切かどうか、社会に受容されやすいかなどが挙げられるだろう。

本提案手法は、上記のような考え方に基づいた意思決定支援ツールとしても利用可能である。その具体的手順はケース・バイ・ケースとならざるを得ないが、以下では、その例として、拡張可能性、投資効率、トリップ不可能コストに着目した手法を説明する。

a) 優良戦略群の定義

本章では、戦略 3, 4, 5, 6, 7 を優良戦略と呼ぶ。図 4.27 は、各優良戦略における耐震補強の対象となる橋梁の分布をリンク・ベースで表したものである。この図では、リンクを 5 つに分類して表示している：1) 橋梁を持たないリンク；2) 非損壊リンク；3) 無効果リンク；4) 当該戦略で耐震化されるリンク；5) それ以外のリンクを表わす。なお、各図の円は、優良戦略群に共通して耐震補強されるエリアを表わす。

b) 意思決定を支援する評価基準

次に、これらの優良戦略群から、実際にとる戦略

を決定する基準として、次の 3 つを提案する；拡張可能性、投資効率、トリップ不可能コスト。以下では、それぞれの基準の下で選ばれる戦略について分析を行う。

① 拡張可能性

近年の財政逼迫により、いくら LCC が最小になるといっても、耐震補強費用として投資できる額には上限があると考えるのが自然である。段階的に耐震化のエリアを拡張することを考えた場合、高いパフォーマンスが得られることが望ましい。また、予算申請プロセスにおいて、初期投資費用を抑えることは、重要な観点と思われる。表 4.28 は、優良戦略群の耐震補強費用と LCC の計算結果を表わしたものである。このとき、初期投資費用、つまり耐震補強費用が最も小さいのは *c*-有効橋梁のみを耐震化する戦略 4 である。戦略の拡張性を考えた場合、この基準を用いることで以下のような意思決定を提案できる：第一段階として、初期投資費用が最小となる戦略 4 をまずは採用する；予算的制約の緩和や、防災意識の高まりなどにより、耐震補強戦略を拡張する見通しが立つ場合、第二段階として、追加的に *b*-有効橋梁を耐震化する。このとき、結果的に戦略 6 (LCC 最小) が達成されるため、事後的にも整合性が保たれる。なお、初めに戦略 4 を採用することは、次節で説明する投資効果の面からも優れていること

表 4.28 優良戦略の耐震補強費用と LCC

戦略	耐震対象となる有効橋梁群	耐震橋梁数	耐震補強費用(億円)	LCC(千億円)
3	a,b	528	316.8	1.1
4	c	418	250.8	1.1
5	a,c	596	357.6	1.2
6	b,c	572	343.2	1.1
7	a,b,c	730	438	1.2

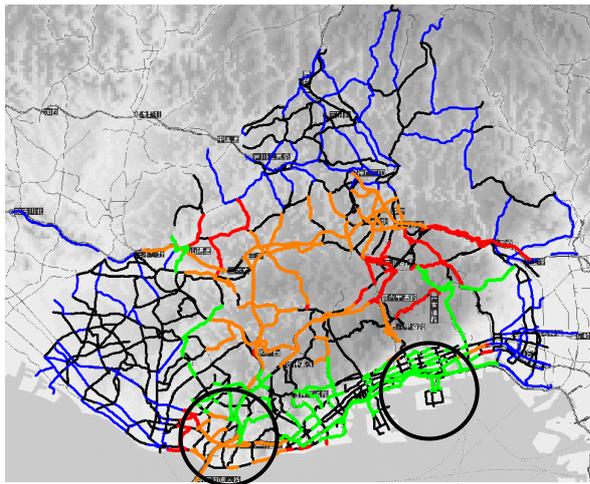
が分かる。

② 投資効率

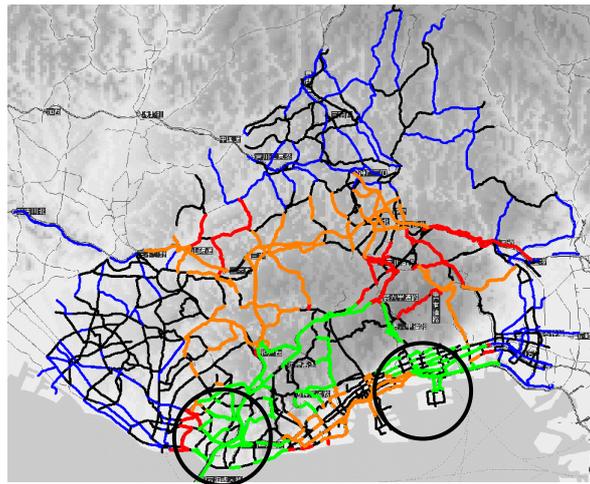
耐震補強プロジェクトを、PFI 方式で民間企業に委託した場合を考えよう。このとき、耐震化に掛かる費用を投資額ととらえ、その投資に対して、どれだけ被害を減らすことができるかが重要視されるであろう。そこで、表 4.29 に各優良戦略群における投資効率を表わす。ここで、投資効率とは、前述したように戦略 0 の LCC と各戦略の LCC との差額を、その戦略における補強費用で割ったものを表わす。この表から、投資効率が最大となる戦略 4 を実際に行うという意思決定ができる。ただし、この投資率基準は、あくまで優良戦略が選ばれた上で用いることが望ましい。例えば、図 4.22 からは、戦略 1 の投資効率が最大であることがわかる。しかし、これは単に耐震化対象の橋梁数が少ないことを意味している。このように、例えば PFI として民間に委託する

表 4.29 優良戦略における投資効率の比較

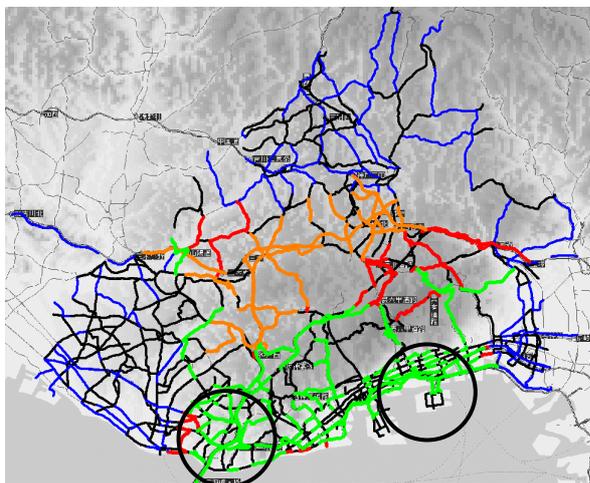
戦略	耐震対象となる有効橋梁群	投資効率(%)
3	a,b	241.6
4	c	292.0
5	a,c	203.3
6	b,c	226.7
7	a,b,c	165.4



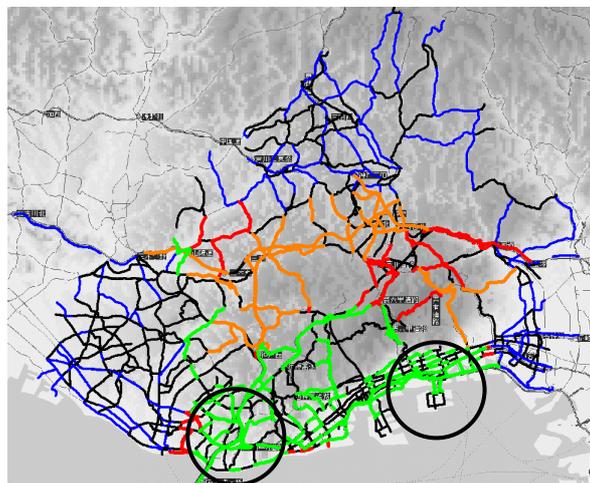
a) 戦略 3 (a,b 有効橋梁を耐震化)



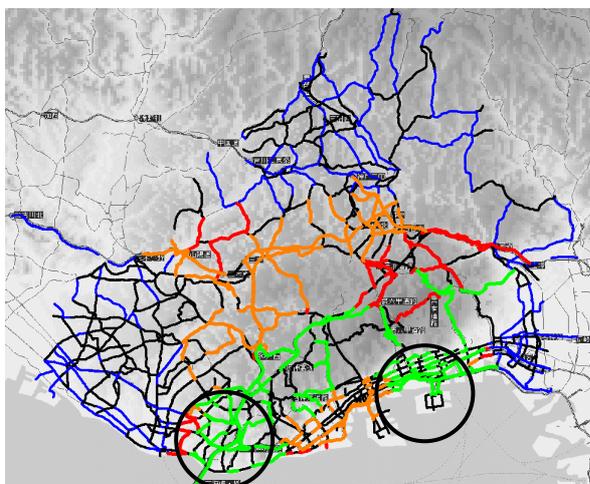
b) 戦略 4 (c 有効橋梁を耐震化)



c) 戦略 5 (a,c 有効橋梁を耐震化)



d) 戦略 6 (b,c 有効橋梁を耐震化)



e) 戦略 7 (a,b,c 有効橋梁を耐震化)

- ① 黒線 : 橋梁をもたないリンク
- ② 青線 : 非損壊リンク
- ③ 赤線 : 無効果リンク
- ④ 緑線 : 当該戦略で耐震化されるリンク
- ⑤ オレンジ線 : それ以外のリンク

図 4.27 優良戦略群のリンク分布

場合、「LCCを十分に下げることができる耐震補強戦略であること」という条件を与えて行うことが望ましい。

③トリップ不可能コストによる選択基準

地震が発生した場合、経路が不連続なために、孤立する村落が発生する可能性がある。この“経路不連続”という観点から、戦略を選択することもできる。表 4.30 は、各優良戦略の LCC において、トリップ不可能コストとその投資効率を示したものである。経路が不連続という事象を回避するために最も効果的な戦略は、トリップ不可能コストを最小とする戦略 6 および 7 である。これらの戦略は、住民などにとって受け入れられやすい戦略といえよう。

ただし、戦略 7 の耐震補強費用は他の戦略のそれよりかなり大きい点に注意が必要である。これは、経路途絶を防ぐには、広範囲にわたる耐震化が必要であることを意味している。特に戦略 7 と戦略 6 はともにトリップ不可能コストを最小とするが、耐震補強費用を比べると戦略 7 の費用が戦略 6 を大きく上回っている。これは、無駄な耐震補強が行われていることを意味する。このように、経路不連続だけに着目して戦略を決定する場合、投資する補強費用と不便益の軽減額とのバランスが無視された戦略が選ばれる危険性がある。この基準だけを用いて意思決定するのではなく、LCC や初期投資費用を考慮し

表 4.30 優良戦略のトリップ不可能コスト

戦略	耐震対象となる有効橋梁群	耐震補強費用(億円)	トリップ不可能コスト(億円)
3	a,b	316.8	369
4	c	250.8	409
5	a,c	357.6	409
6	b,c	343.2	358
7	a,b,c	438	358

た上で耐震補強戦略の意思決定がされるべきである。

4.5. おわりに

本章では、まず、耐震補強に投資する費用と、地震が発生したときに生じる不便益を明示的に考慮した社会的 LCC 評価のための枠組みを提案した。具体的には、道路施設の損壊による間接的損失として、被災時の追加的旅行コスト、トリップを取りやめる場合のコスト、トリップができない場合のコストを変動需要型均衡配分モデルで求めた。直接損失として道路施設の復旧費用に着目し、LCC を定式化した。このとき、より現実的な被災状況を想定するため、地震工学に基づく地震動分布データ、橋梁工学に基づく各橋梁のフラジリティ・カーブを用いて、地震シナリオおよび橋梁の被災度を求めた。

次に LCC が最小となる戦略を求めるモデルを構築し、その解法の開発を行った。具体的には、目的関数を最尤リンク被災パターンで近似的に求めた。さらに、s-有効橋梁群ごとに耐震性能を決定する方法で戦略集合の縮約を行った。このモデルの解法は、モデルそのものが持つ構造の特性を活かし、誰が用いても解が一意に定まり、解が求まるプロセスが明示的に示されている特徴を持つ。最後に本モデルを実際に神戸市ネットワークに適用した場合の計算を行い、LCC が最小となる戦略を求めた。それに加え、

LCC を最小化とする戦略よりも、社会受容性が高い、あるいは実行可能性が高い、いくつかの代替的な戦略を求めた。

本手法では、最尤パターンによって目的関数を近似する方法を提案したが、この近似の精度に関しては、理論的な証明あるいは実証的な検証が必要であろう。また、災害時の交通不便益の評価に用いた均衡配分モデルに対しては、次のような否定的な意見もある。まず、渋滞など動的な交通減少を表現できない。次に、災害時の OD 需要関数に関する知見が全くといっていいほど存在しない。これらの問題点については、今後の研究で改善されていくものと考えられる。

現時点では、各橋梁の詳細なデータが整理されていないため、本研究ではフラジリティ・カーブ、補強費用、復旧費用は全橋梁一律の値を用いざるを得なかった。各橋梁の詳細なデータが手に入ることで、より精緻な評価が可能となる。本枠組みは、こうしたデータが得られた場合にも容易に拡張可能である。このため、LCC の計算方法をどんなに工夫しても、入力するデータの精度が悪ければ徒労に終わってしまう。これらのデータの信頼性や精度を上げるためには、分野の壁を超えた共通の目的を明示的に掲げ、共通の土台・言語で議論をしていく必要がある。

参考文献

- 1) 日下部毅明, 谷屋秀一, 吉澤勇一郎: 道路施設に対する地震の防災投資効果に関する研究, 国土技術政策総合研究所資料, No.160, 2004.
- 2) 阪神・淡路大震災の実態調査に基づいた震災時の道路交通マネジメントの研究: 財団法人国際交通安全学会, 1998.
- 3) 土木学会: 交通ネットワークの均衡分析, 最新の理論と解法, 1998.
- 4) 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, 土木学会第 24 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.161-164, 1997.
- 5) 加賀山泰一, 奥西史伸, 鈴木直人, 澤田吉孝: 阪神高速における地震防災システムの開発, 土木学会第 25 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.1033-1036, 1999.
- 6) 遠山貴寛, 修士論文, 神戸大学大学院自然科学研究科博士課程前期課程建設学専攻, 2006
- 7) 米田慶太, 川島一彦, 庄司学, 藤田義人: 耐震基準の改訂に伴う R C 橋脚およびくい基礎の耐震性向上度に関する検討, 第 2 回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム公演論文集, pp.453-460, 1998.
- 8) 足立幸郎, 庄司学: 都市高速道路橋の復旧費に関する検討, 土木学会地震工学論文集, Vol.27, 論文番号 189, 2003
- 9) 阪神高速道路公団, (財)防災研究協会: 「地震時における道路ネットワークのシステム機能と復旧プロセスのシミュレーションモデルの構築」報告書, 2003.
- 10) 国土交通省道路局・都市地域整備局: 費用便益分析マニュアル, 2003.

