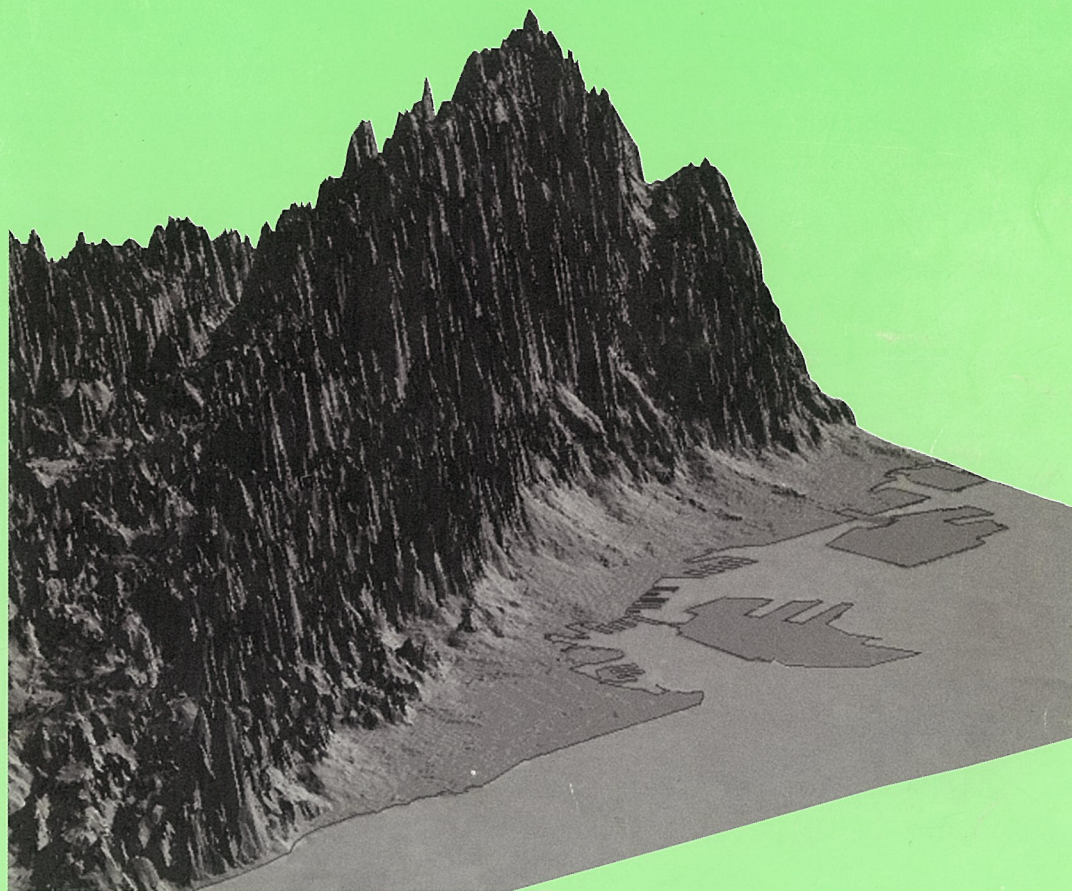


# 神戸の地盤・減災研究会 研究成果報告書

■平成 16～18 年度■



平成 19 年 7 月

2007年

はじめに

平成7年1月17日に発生した兵庫県南部地震は、近代的な都市直下で始めて出現した大地震であったため、6,434人（関連死を含む）もの人が犠牲となった人的被害、全壊104,906棟、半壊144,274棟にも及んだ家屋被害など様々な被害が発生した。神戸市域での建築構造物の被災分布は、帯状の分布、いわゆる「震災の帯」を呈した。この特徴ある被災分布の原因を究明するため、「神戸市地盤調査検討委員会」（委員長：田中茂 神戸大学名誉教授ほか7名の委員で構成）が発足し、そこで最新の技術、特に地理情報システム（Geographic Information System: GIS）を活用した新たな地盤情報データベースの構築が提案された。それを受けて、神戸市は平成7年から平成9年にかけて、神戸大学の研究者や民間技術者と協働して、神戸市が所有するボーリングデータを中心として、GISを活用した新たな地盤情報データベース「神戸 JIBANKUN」を構築した。

この地盤情報データベースを活用して、地震による被災原因や被災分布を究明するため、産学官のメンバーで構成される「神戸の地盤研究会」が平成10年度に立ち上げられ、活発な研究活動を行ってきた。そこでは、「地震動分科会」、「液状化分科会」および「地盤特性図作成分科会」に分かれて活動するとともに、「神戸 JIBANKUN」の維持管理、更新活動も行ってきた。平成14年7月には、中間発表会を開催するとともに、平成16年6月には5カ年間にわたる成果報告書を刊行し、発表会も行うなど研究成果の情報発信を行った。

平成16年度からは、住宅の耐震化の促進が大きな行政的課題となり、「神戸 JIBANKUN」を活用しながら、換言すれば、地盤情報を活用した神戸ならではの住宅の耐震化を促進するため、研究会の名称を「神戸の地盤・減災研究会」と変更して、第2期の研究活動を開始した。一方、地盤情報データベース「神戸 JIBANKUN」の維持管理および更新作業は研究会活動とは独立とし、データベース利用会員と研究会参加会員の2種類の会員を創設して活動を進めた。研究会では、「耐震化分科会」、「地震動・液状化分科会」および「地盤特性分科会」に分かれて、年平均20回を越す分科会活動、毎年1回の成果報告会の開催を実施してきた。本報告書は、この「神戸の地盤・減災研究会」の3カ年にわたる研究活動成果をまとめたものである。ここには、自発的に研究会に参加していただいた会員の知の集積が凝縮されており、この成果が神戸の安心・安全に寄与することを心より願うものである。

なお、この研究会は、将来予想される東南海、南海地震に備えるために、平成19年度からは引き続き産学官のメンバーで第3期の3カ年の活動に入ることとし、名称も「新・神戸の地盤減災研究会」とすることとしている。3年後にも、このような報告書を成果としてまとめ、神戸の安心・安全に貢献していきたいと考えておりますので、引き続き、皆様方のご指示、ご支援を心よりお願い申し上げます。

平成19年7月

神戸の地盤・減災研究会 研究委員会委員長  
沖村 孝（神戸大学教授）



## 目 次

### 第一編 耐震化分科会の研究成果

1. はじめに	1
2. 神戸市を主対象とした常時微動データベースの構築	3
3. 常時微動による宅地地盤種別の判定方法	9
4. 住宅の耐震性能と常時微動による振動特性の関係	18
5. 地震応答解析による耐震性能評価手法の構築	34
6. 耐震化効果の定量的評価に向けて～固有振動数の相対変化に関する事例紹介～	48
7. 木造家屋の実物大振動実験による擁壁の耐震効果	34
8. まとめ	69
参考文献	72

### 第二編 東南海・南海地震における神戸市域地盤の液状化災害に関する研究

1. 研究の概要	74
2. 入力地震動に関する研究	77
3. 液状化解析手法に関する研究	92
参考文献	134

### 第三編 地盤特性分科会の研究成果

1. 概要	136
2. 遺跡より探る地盤特性	136
3. 沖積層基底の再検討	147
4. 兵庫県南部地震時による地盤変位について	150
参考文献	153

# 第一編 耐震化分科会の研究成果

## 目 次

1. はじめに	1
1.1 研究背景	1
1.2 研究目的と報告書の構成	1
2. 神戸市を主対象とした常時微動データベースの構築	3
2.1 常時微動とは	3
2.2 常時微動の計測体制	4
2.3 計測方法	4
2.4 計測事例と波形処理方法	5
2.5 データベース構造	7
3. 常時微動による宅地地盤種別の判定方法	9
3.1 地盤種別と既往の判定法の概要	9
3.2 地盤の卓越周期の算出	11
3.3 地盤種別判定方法の提案	12
3.4 住宅地の地盤種別	16
3.5 本章のまとめ	16
4. 住宅の耐震性能と常時微動による振動特性の関係	18
4.1 常時微動の計測対象とした住宅の関係	18
4.2 木造住宅の振動特性	19
4.3 木造住宅の固有周期と建築年の関係	21
4.4 耐震簡易診断結果との比較	21
4.5 耐震一般診断結果との比較	24
4.6 本章のまとめ	33
5. 地震応答解析による耐震性能評価手法の構築	34
5.1 地盤のサイト特性を考慮した建物への入力地震動の推定	34
5.2 応答解析に基づく地震被災危険度評価方法	39
5.3 耐震性能を考慮した木造建物の振動解析モデルの設定	40
5.4 地震応答解析に基づく木造建物群の被害推定	42
5.5 兵庫県南部地震における実被害との比較に基づく検証	46
5.6 本章のまとめ	47



6. 耐震化効果の定量的評価に向けて～固有振動数の相対変化に関する事例紹介～	48
6.1 はじめに	48
6.2 素人でも常時微動が測定できる毎熊システム	49
6.3 常時微動測定の事例紹介	52
6.4 常時微動測定を耐震化推進に活かすために	56
7. 木造家屋の実物大振動実験による擁壁の耐震効果	58
7.1 はじめに	58
7.2 試験体と実験および解析方法	58
7.3 解析結果	61
7.4 解析結果の考察	66
7.5 結論ならびに今後の課題	68
8. まとめ	69
8.1 結論	69
8.2 常時微動計測の利用可能性に関する考察と今後の課題	70
参考文献	72

# 第一編 耐震化分科会の研究成果

## 執筆者一覧

### 1. はじめに

沖村 孝 神戸の地盤・減災研究会 研究委員会 委員長  
神戸大学 自然科学系先端融合研究環 都市安全センター長 教授  
山田 正人 (株)エーアンドディー設計企画 代表取締役社長  
堀江 啓 (株)インターリスク総研 経営企画部 主任研究員

### 2. 神戸市を主対象とした常時微動データベースの構築

堀江 啓 (株)インターリスク総研 経営企画部 主任研究員

### 3. 常時微動による宅地地盤種別の判定方法

沖村 孝 神戸の地盤・減災研究会 研究委員会 委員長  
神戸大学 自然科学系先端融合研究環 都市安全センター長 教授  
余川 千咲 神戸大学大学院 工学研究科 修士課程

### 4. 住宅の耐震性能と常時微動による振動特性の関係

堀江 啓 (株)インターリスク総研 経営企画部 主任研究員

### 5. 地震応答解析による耐震性能評価手法の構築

長谷川 信介 応用地質(株) 関西支社 技術一部 スタッフリーダー  
堀江 啓 (株)インターリスク総研 経営企画部 主任研究員

### 6. 耐震化効果の定量的評価に向けて～固有振動数の相対変化に関する事例紹介～

宮西 悠司 神戸・地域問題研究所 まちづくりプランナー  
猪谷 喜久 (有)健康住宅研究所 代表取締役所長  
藤川 幸宏 Fuj 工作舎 代表取締役所長

### 7. 木造家屋の実物大振動実験による擁壁の耐震効果

谷口 仁士 名古屋工業大学大学院 工学研究科 教授

### 8. まとめ

沖村 孝 神戸の地盤・減災研究会 研究委員会 委員長  
神戸大学 自然科学系先端融合研究環 都市安全センター長 教授  
山田 正人 (株)エーアンドディー設計企画 代表取締役社長  
堀江 啓 (株)インターリスク総研 経営企画部 主任研究員



## 1. はじめに

### 1.1 研究背景

防災対策の第1目標として「いのちを守る」ことが挙げられる。地震による人的被害を軽減するためには、人的被害発生の主要因として位置づけることができる建物被害の発生を未然に防止する必要がある。1995年1月に発生した兵庫県南部地震を教訓として、近年では建物の耐震化の必要性が再認識され、同年12月には、主として公共性の高い既存の特定建築物を対象とした「建築物の耐震改修の促進に関する法律（耐震改修促進法）」が制定され、2000年には建築基準法が改正されるなど耐震関連法規の整備が進められてきた。また自治体の中には既存建物に対する耐震診断や耐震改修への費用助成や、相談窓口の設置、相談員の無料派遣などが実施されるなどの努力がなされてきた<sup>1),2)</sup>。さらに政府中央防災会議<sup>3),4)</sup>においては、2005年3月に、東海・東南海・南海地震などの巨大地震災害発生時における死者数および経済被害額の半減を目的として、平成27年までの10年間で住宅の耐震化率9割を確保することを具体数値目標とする「地震防災戦略」が決定されるなど、住宅の耐震化を取り巻く環境は整備されつつある。しかし、耐震性が不十分と推計されている全国約1,150万戸<sup>5)</sup>の住宅の耐震改修は遅々として進まず、住宅の耐震化促進は地震防災戦略上の急務な課題の一つと位置づけられている。

このような中、耐震化促進に向けた調査、研究などの取り組みは様々な機関により精力的に行われている。耐震化の阻害要因に関して、静岡県住宅耐震改修等促進方策委員会<sup>6)</sup>は、住民の耐震化への意思決定に以下の6要因が関わっていると報告している。

1) 住宅の老朽化の度合いと耐震性能の程度、2) 耐震措置に要する費用、3) 耐震措置を行う際の煩わしさの度合い、4) 気軽に相談できる身近な専門家の有無、5) 居住者の経済状況、年齢、家族の状況など、6) 東海地震の被害の甚大性やその切迫性についての認識の度合い

また、内閣府<sup>7)</sup>は、「住宅における地震被害軽減方策委員会」において、主として以下の5つを耐震化阻害要因として挙げている。

1) 費用・労力負担、2) 技術的知識の不足、3) ライフサイクルコストとの不適合（世帯状況）、4) 意識の低さ、5) 効果のわかりにくさ

上記のような阻害要因に対して、池田・小澤<sup>8)</sup>は静岡県富士宮市において耐震診断を受診した結果「倒壊の危険性がある」と診断された世帯を対象にアンケート調査を行い、住民が耐震補強・建替えを実施しない大きな理由として、自己負担額が補強の意思決定に最も寄与していると分析し、さらにコストや工事内容に関する情報不足や、補強工事および効果に対する信頼性の低さが問題であることを指摘している。

したがって、自治体の立場から耐震化を促進するためには、地震危険性や住宅耐震性に関する情報を住民に広く発信し、耐震化に対する意識啓発を進めるとともに、多様な住民条件やニーズに応じた対策メニューを拡充していく必要がある。特にコストパフォーマンスに優れた耐震化技術を開発し、対策効果やコスト、工事内容に関する情報の充実化を今後一層進めていくことが求められている。

### 1.2 研究目的と報告書の構成

上記の背景の下、本研究では耐震化を促進し、政府が掲げた数値目標の達成に貢献することにより人的被害の軽減を実現するために、耐震化技術の高度化を図り、対策の必要性に対する住民の認知度を高めることを目的として、耐震性能評価手法に焦点を当て、A) 常時微動を活用した耐震性能の絶対評価、および B) 相対評価に関する検討を行い、さらに、C) 強震動時の挙動と耐震診断結果との関係から耐震性能

の評価指標に関する検討を行う。本報告書の構成を図-1.2.1に示す。第2章～第6章は、比較的簡便に地盤や住宅の動的な振動特性を把握することが可能な常時微動に着目して検討を実施した。

まず、第2章において、本研究成果として構築した常時微動データベースの概要について説明する。

第3章では、宅地地盤の状況を考慮した耐震性能評価手法を構築するために、一般の耐震診断手法では地盤種別に関する情報が必要となるが、常時微動を活用してより客観的な地盤種別判定手法を提案する。

第4章では第2章の常時微動データベースを用いて、住宅固有周期と耐震診断結果との関係进行分析し、評価精度よりも診断の速報性を重視して、固有周期から耐震性を簡便に把握可能な手法について検討を行う。また診断の客観性や信頼性向上を目指して、静的診断である従来の耐震評価法に動的な評価要素を考慮した耐震性能評価手法について検討する。具体的には2階建ての在来軸組工法の住宅を対象として、固有周期に基づいて耐震性の重要指標となる層せん断力係数を導出し、住宅耐力の推定手法を提案する。

第5章では、住宅所有者や居住者に対する地震被災リスクの伝達ツールとして、地震時の住宅挙動を評価可能な手法に関する検討を行う。ここでは第4章における推定手法を用いて振動モデルを構築し、兵庫県南部地震の再現波を入力地震動とした地震応答解析に基づき、住宅の動的な耐震性能について、実被害と比較することにより考察する。

第6章では、住宅所有者や居住者の耐震化意欲を増長するために、耐震補強効果に関する視覚的に分かり易い情報提示手法に関する検討を行う。すなわち、耐震補強前後で固有周期が変化することに着目して、補強効果の定量的評価や可視化への常時微動の活用に向けて、事例を通して検討する。

第7章では、常時微動は微少な振動領域を扱うため、実際の強震動時の挙動については十分な検討が必要となることから、実物大の振動実験を通して振動特性と耐震診断結果の関係を分析し、振動特性と診断値との関係や、耐震性に寄与する雑壁の効果について検討を行う。

最後に第8章では上記の検討結果を踏まえて、常時微動の耐震性能評価手法への活用可能性と今後の課題についてまとめる。

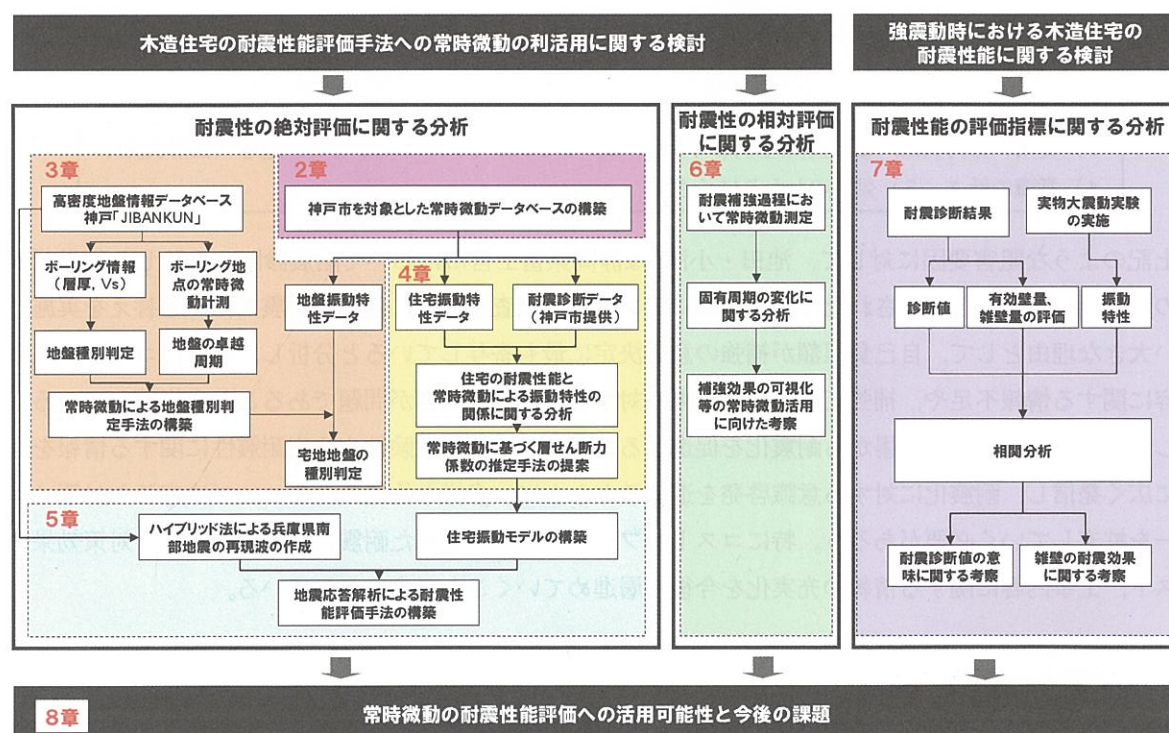


図-1.2.1 第一編 耐震化分科会報告書の構成



## 2. 神戸市を主対象とした常時微動データベースの構築

本章では、地盤や住宅の振動特性情報を手軽に低コストで入手可能である常時微動に着目し、本章以降において木造住宅の耐震性能評価への常時微動の活用に関する検討を行うための基盤情報として整備した常時微動データベースの概要を説明する。

### 2.1 常時微動とは

地盤は図-2.1.1 に示すように風や海洋波浪のような自然の営みや、交通機関や工場などの人間活動を通して発生する振動により常に揺れている。このような揺れを微動と呼ぶが、揺れの大きさは人間の感覚では認知することができないほど小さく、地震による揺れのおおよそ  $1/10,000$  程度の大きさである。このような微動を単に常時微動と称することがあるが、周期が約 1 秒程度以下の短周期微動を常時微動、約 1 秒以上の長周期微動を脈動と区別して呼ぶことがある。なお、本研究では、本章以降の検討において、2 秒以下の微動を対象としている。

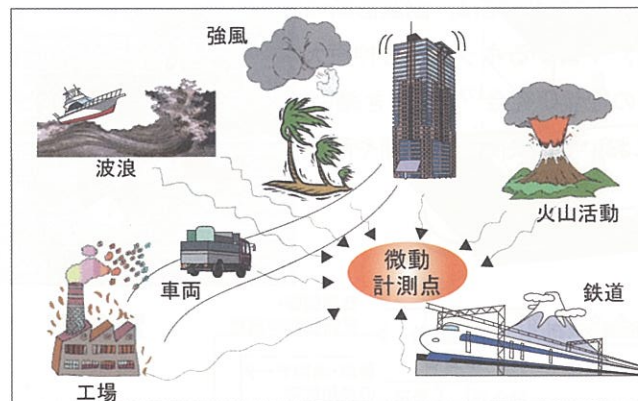


図-2.1.1 微動の発生源

この常時微動を工学的に利用しようとする研究は 1950 年代頃から金井ら<sup>9)</sup>の研究グループを中心に日本で始まった。1970 年代になると観測機器が普及し、データ解析手法が高度化したことにより、地震工学や地盤工学分野における研究が精力的に行われ、現在では世界をリードする研究分野の一つとなっている。常時微動の主な活用法として、1) 観測地点における地震動評価と必要なる増幅特性の推定<sup>例えば10)</sup>や、2) 伝播性状から地盤の地下構造の推定<sup>例えば11)</sup>等が検討されている。また、1980 年代に入ると構造物を対象とした常時微動の研究が始まり、特に構造物の固有周期や減衰定数などの振動特性を把握する目的として利用されている<sup>例えば12)</sup>。その情報を基に近年では常時微動を構造物の耐震性を判断する評価指標に用いられる<sup>例えば13)</sup>、固有周期が経年や地震などで被災した影響により変化することに注目して、劣化度や損傷度を評価する手法が提案されている<sup>例えば14)</sup>。

工学的にあるいは防災として、常時微動から得られる情報の利用例を図-2.1.2 にまとめる。

対象	測定結果から得られる情報	利活用例
地盤	<ul style="list-style-type: none"> <li>卓越周期</li> <li>地震動特性（増幅特性）</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>地震動評価</li> <li>地盤構造推定</li> <li>地盤種別判定</li> </ul>
構造物	<ul style="list-style-type: none"> <li>固有周期</li> <li>減衰定数</li> <li>伝達関数</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>耐震性評価</li> <li>劣化診断</li> <li>損傷度評価</li> </ul>

図-2.1.2 常時微動から得られる情報と利用例

常時微動の計測は神戸市および社団法人兵庫県建築士事務所協会神戸支部耐震診断委員会（以下、兵庫県建築士事務所協会）の協力を得て実施している。計測体制を図-2.2.1に示す。神戸市<sup>15)</sup>では、耐震診断、耐震改修の普及を図るために、「すまいの耐震診断員派遣事業（2005年までは神戸市耐震簡易診断事業）」を推進している。この事業では戸建住宅、共同住宅、長屋住宅を対象として、一定の条件を満たしていれば神戸市より診断費用の助成を受けることができる。

```

graph TD
    A[兵庫県建築士事務所協会  
神戸支部] -- 業務委託 --> B[すまいるネット  
(診断窓口)]
    B -- 結果報告 --> A
    B -- 申込み --> C[耐震診断希望者]
    C -- 受理 --> B
    C -- 診断・振動データの使用許可 --> D[神戸大学  
都市安全研究センター]
    D -- 日程調整・常時微動の測定 --> C
    B -- 連絡 --> D
    D -- 研究協力依頼・結果報告 --> E[神戸市]
    E -- 報告 --> B
    E -- 協力 --> D
    D -- 研究活動 --> F[神戸の地震・減災研究会]
    E -- 研究活動 --> F
  
```

### 2.3 計測方法

- 1) 地盤：住宅本体の振動による相互作用の影響を考慮し、住宅から約 2m 程度の距離を置いて設置した。
- 2) 1 階床：平面図や現地で住宅の間取りを確認して剛心を推定し、畳や絨毯上を避けて、その剛心に近接する板床上に設置した。この時に床振動が含まれないように、床端部の柱や耐力壁に近い位置で計測を行った。また、冷蔵庫などの振動源から離して設置した。



- 3) 2 階床：1 階床上に設定したセンサーのほぼ真上に 1 台を設置し、振動のねじれモードを検出するため住宅端部に残りの 1 台を設置した。その他は 1 階床と同様の配慮をした。

計測はサンプリング周波数 200Hz で約 10 分間（131,072 点）連続して行い、データは 50Hz のローパスフィルタをかけ、分解能 24bit で AD 変換し記録した。計測中は、住民に住宅内から退出してもらい、住宅の状況確認のために、1)建築年、2)図面の有無、3)増築の有無、4)蟻害・腐朽の有無、5)水漏れなどの不具合の有無、6)修繕履歴、7)兵庫県南部地震の被害状況、8)補修方法、9)その他の災害での被災状況、10)地震保険などへの加入状況、11)診断申し込みの動機、12)今後の修繕予定についてヒアリングを行った。計測に要した時間は、準備および撤収時間を含めると 1 回の計測あたり約 1 時間程度であった。



図-2.3.1 計測装置

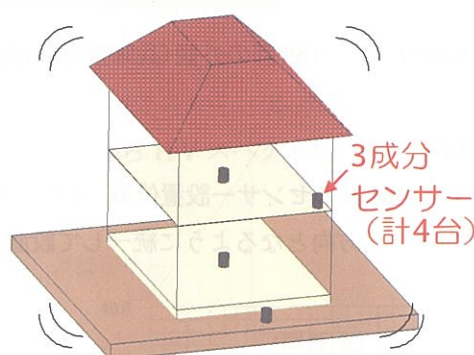


図-2.3.2 計測位置

## 2.4 計測事例と波形処理方法

### (1) 住宅概要

計測事例を通して波形処理方法を説明する。計測対象とした建物は神戸市東灘区魚崎西町に位置する 2 階建ての木造住宅（ISH 邸）である。計測は平成 16 年 9 月 29 日に実施した。ISH 邸の外観を写真-2.4.1 に示す。以下に住宅の主な仕様を記す。

#### 【ISH 邸住宅概要】

- ・ 建築年：1977 年。
- ・ 屋根：瓦，外壁：モルタル壁，内壁：ボード壁，基礎：無筋コンクリート布基礎。
- ・ 兵庫県南部地震により基礎と壁に無数のクラックが発生。
- ・ 日本都市計画学会と日本建築学会の合同調査結果 5. )では一部損壊。
- ・ 補修は居住者自身がほとんど行い，壁はモルタルを注入。基礎は業者に依頼し，剥落部分を鉄筋で補強後，コンクリートを打ち込む。
- ・ 耐震簡易診断結果は 0.76 で「やや危険」と判定。



写真-2.4.1 ISH 邸の外観(兵庫県南部地震時に壁面に発生したクラック跡が確認できる)

## (2) 測定箇所

図-2.4.1 に ISH 邸のセンサー設置位置 (4 台) と測定状況を示す。センサーは水平方向成分のうち X 軸がほぼ北向きに正方向となるように統一して設置した。

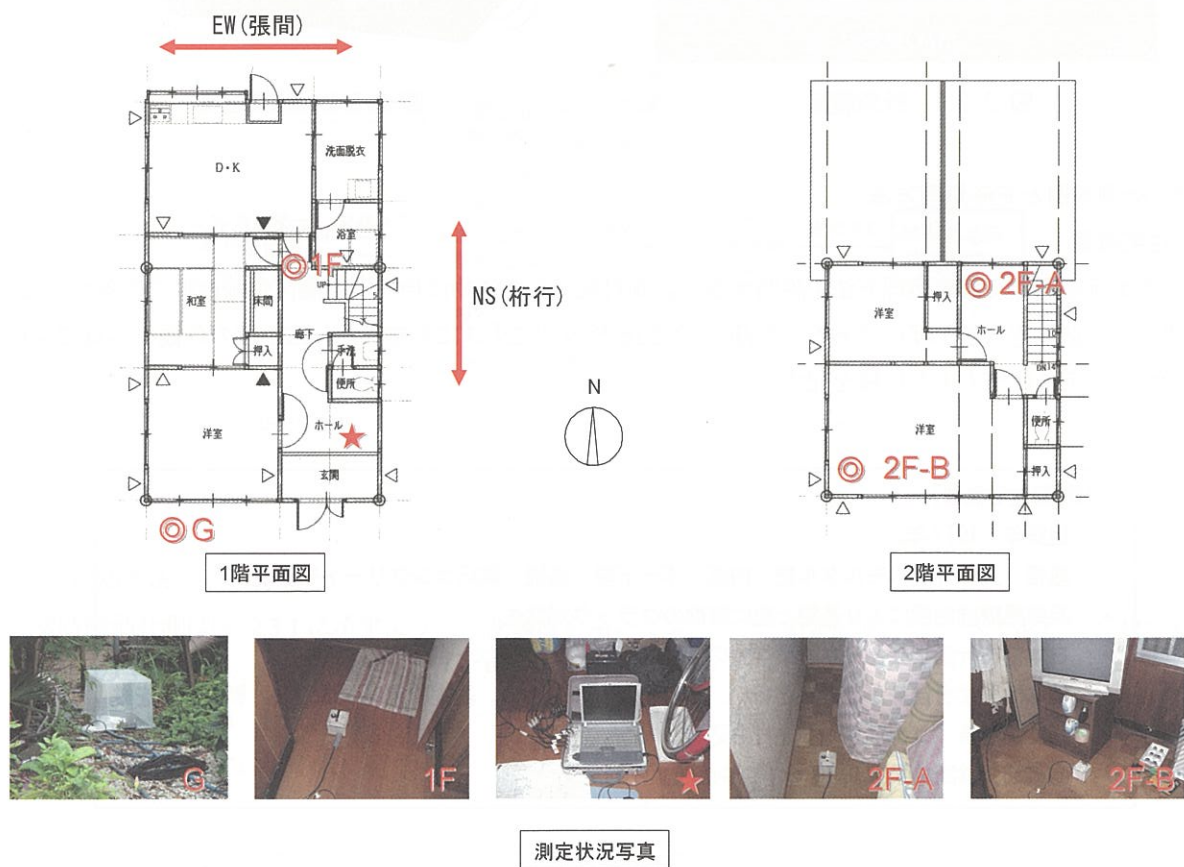


図-2.4.1 ISH 邸の常時微動測定位置と測定状況



### (3) 波形処理方法

図-2.4.2 に波形処理プロセスを示す。波形処理はまず、常時微動計測結果から得られた約 10 分間 (131,072 点) の連続波形データから安定している 10.24 秒間 (2,048 点) の波形データを 10 区間切り出してゼロ基線補正を行った。その切り出した 10 波の各波形ごとにフーリエ速度振幅スペクトルを計算し、Blackman Window により平滑化処理を施した後に、10 波を平均化した。EW 方向の平均化したフーリエ速度振幅スペクトルを図-2.4.3 に示す。

住宅の固有周期は平均化したフーリエ速度振幅スペクトルについて地盤に対する 2 階床のスペクトル比を計算し、最も卓越する周期を固有周期と定義した。また、この時の最大振幅比を地盤に対する 2 階の増幅率 (伝達関数) とした。図-2.4.4 に住宅のほぼ中央においたセンサー (2F-A) 位置における EW 方向の 2 階床と地盤とのスペクトル比から求めた固有周期および増幅率を示す。また、減衰定数は地盤に対する 2 階床のスペクトル比からハーフパワー法 ( $1/\sqrt{2}$  法) により算定をおこなった。図-2.4.5 にハーフパワー法による減衰定数の求め方を示す。

地盤の卓越周期は 3 成分それぞれの平均フーリエ振幅速度スペクトルから、X 方向(NS)と Y 方向(EW) の水平成分の 2 乗和平方 (H) と、Z 方向(UD)の鉛直成分 (V) から H/V スペクトル比を計算し、最も振幅比が大きい周期を地盤の卓越周期と定義した。

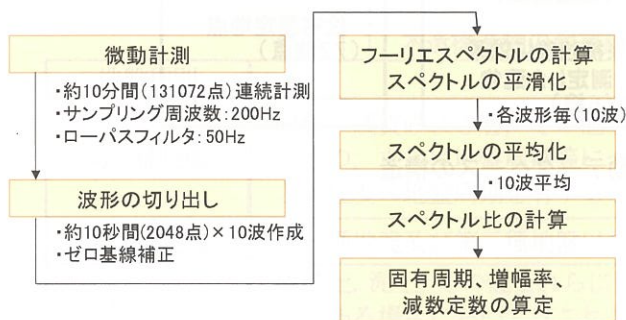


図-2.4.2 波形処理プロセス

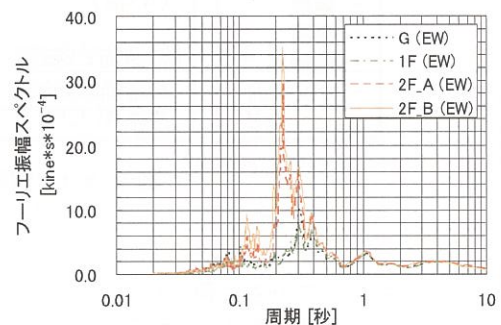


図-2.4.3 各計測位置における平均化処理後のフーリエ速度振幅スペクトル

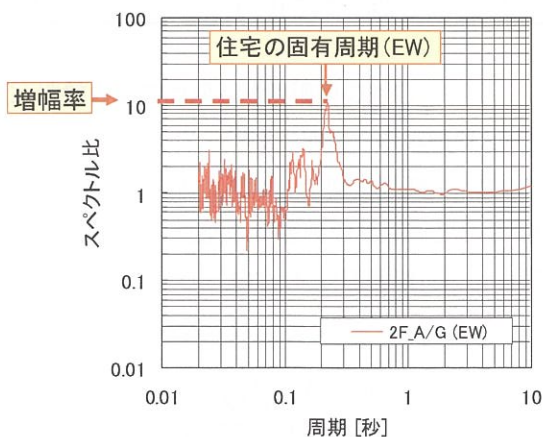


図-2.4.4 地盤(G)に対する2階床 (2F-A) のスペクトル比 (ISH 邸 EW 方向)

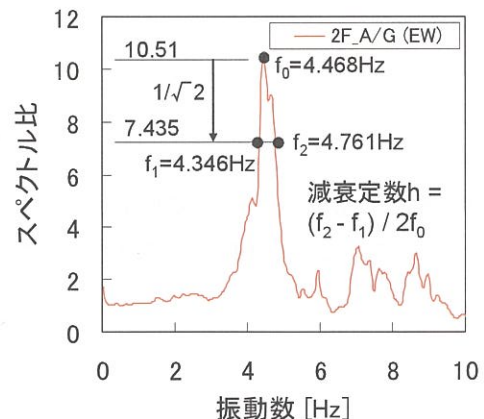


図-2.4.5 ハーフパワー法による減衰定数の算定方法 (ISH 邸 EW 方向)

## 2.5 データベース構造

図-2.5.1 に微動測定結果を集積したデータベースの構造を示す。データベース住宅解析用と地盤解析用の2種類で構成されている。住宅について、建物1棟を単位としてリレーショナルデータベース構造化した。平成19年3月末時点で計72棟の常時微動を計測しており、そのうち66棟については、住宅特性および耐震診断結果がリンクされている。地盤は計150地点のデータが備わっており、78点「神戸のJIBANKUN」<sup>18),19)</sup>に収録されているボーリング地点を、72点は住宅の常時微動の測定時に計測した結果を記録している。

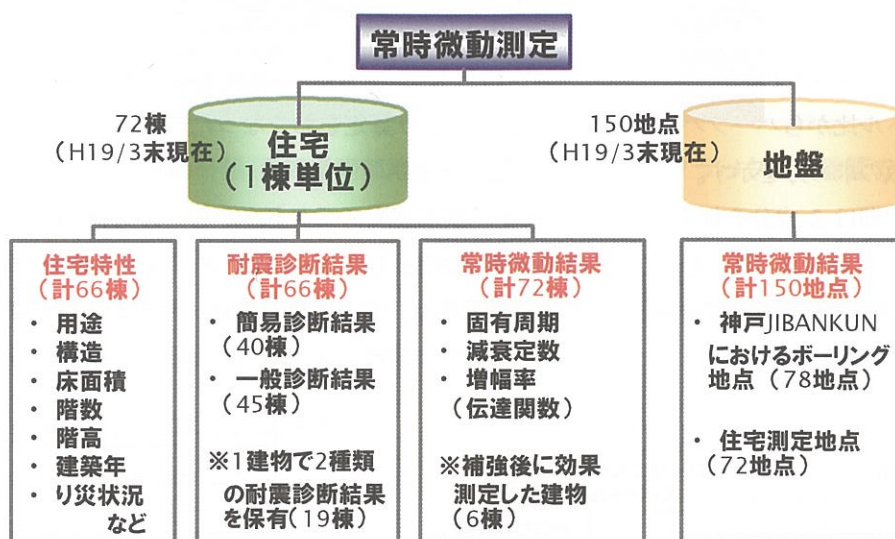


図-2.5.1 常時微動データベースの構造



### 3. 常時微動による宅地地盤種別の判定方法

現行の一般的な木造住宅の耐震性能評価手法である一般耐震診断や精密診断<sup>20)</sup>では、地盤種別に応じて必要耐力を設定する必要がある。この地盤種別の代表的な判定手法として、1) ボーリング情報に基づく方法、2) スウェーデン式サウンディング試験による方法、3) 地形の踏査による方法、の3手法を挙げることができる。1) はボーリング掘削費やデータ分析費に要すコストが高く、3～5m程度の作業スペースが必要となるため、既存住宅の耐震診断には2) や3) の手法が多く用いられている。特に3) は、植生や造成の状況、周辺建物の異常の有無、周辺水路の有無、盛土に関する情報や、住民からの情報を補足資料として簡便に判断することが可能なため、現場では頻繁に用いられている。しかし、この手法は診断員の経験に基づく主観的な判断要素が多い。そこで、客観的な判断指標を住民に提示し、地盤種別判定の信頼性を高めるために、地盤の常時微動を用いた種別判定手法について検討を行った。

#### 3.1 地盤種別と既往の判定法の概要

##### (1) 木造住宅の耐震診断における地盤種別

木造住宅の一般耐震診断や精密診断<sup>20)</sup>では著しく軟弱な地盤では必要耐力を通常の1.5倍とすることとしている。よって、地盤を第一種及び第二種地盤と第三種地盤に判別することが特に重要であるといえる。ここで、著しく軟弱な地盤とは、特定行政庁<sup>21)</sup>が国土交通大臣の定める基準に基づいて規則で指定する区域であり、表-3.1.1に掲げる第三種地盤に該当する区域である。

表-3.1.1 木造建造物の耐震設計における地盤種別の規準<sup>21)</sup>

地盤種別	地盤状況
第一種地盤	岩盤、硬質砂れき層、その他主として第三紀以前の地層によって構成されているもの、または地盤周期等についての調査若しくは研究の成果に基づき、これと同程度の地盤周期を有すると認められるもの
第二種地盤	第一種地盤及び第三種地盤以外のもの
第三種地盤	腐植土、泥土、その他これらに類するもので大部分が構成されている沖積層（盛土がある場合においてはこれを含む。）で、その深さがおおむね30m以上のもの、沼沢、沼海等を埋め立てた地盤の深さがおおむね3m以上であり、かつ、これらで埋め立てられてからおおむね30年経過していないもの又は地盤周期等についての調査若しくは研究の結果に基づき、これらと同程度の地盤周期を有すると認められるもの

##### (2) 地盤の卓越周期と地盤種別の対応

日本建築センター<sup>22)</sup>は、地盤の卓越周期と地盤種別との対応は、表-3.1.2によるものとしている。地盤周期の測定方法としては、常時微動測定、S波速度測定等によって行うものとしている。常時微動測定による場合には、地盤の卓越周期は原則として常時微動の周期頻度曲線(H/Vスペクトル等)で顕著に卓越した周期としている。また、S波速度測定による場合には、地盤の卓越周期は式(3.1.1)によって求めることができるとしている。

$$T_g = \sqrt{32 \sum_{i=1}^n \left\{ H_i \left( \frac{h_{i+1} + h_i}{2} \right) \right\} / V_s^2} \quad (3.1.1)$$

ここに、

$T_g$  : 地盤の卓越周期[s]  
 $h_i$  : i 番目の地層の下面までの深さ[m]  
 $V_{Si}$  : i 番目の地層の S 波速度[m/s]  
 $H_i$  : i 番目の地層の厚さ[m]  
 $i$  : 当該地盤が基礎底面まで  $n$  層に区分され  
 ときの基礎底面から  $i$  番目の地層の番号

表-3.1.2 日本建築センター<sup>22)</sup>による地盤の卓越周期と地盤種別の対応

地盤種別	地盤周期 $T_g$ [s]
第一種	$T_g < 0.2$
第二種	$0.2 < T_g < 0.75$
第三種	$0.75 < T_g$

また、建築分野においては、式(3.1.2)により近似された地盤の卓越周期が好んで用いられる傾向がある。しかし、物理的な背景が貧弱であるという欠点を持つとの指摘もなされている<sup>23)</sup>。

$$T_g = \left\{ 4 \left( \sum_{i=1}^n H_i \right)^2 \right\} / \left( \sum_{i=1}^n V_{Si} H_i \right) \quad (3.1.2)$$

ここに、

$T_g$  : 地盤の卓越周期[s]  
 $H_i$  : i 番目の地層の厚さ[m]  
 $V_{Si}$  : i 番目の地層の S 波速度[m/s]  
 $i$  : 当該地盤が地表面から建築分野における基盤面まで  $n$  層に区分されるとき  
 の地表面から  $i$  番目の地層の番号

一方、道路橋示方書<sup>24)</sup>では、道路橋の耐震設計を行う際、地盤を 3 種類に分類している。地盤種別の目安としては、第一種地盤は良好な洪積地盤及び岩盤、第三種地盤は沖積地盤のうち軟弱地盤、第二種地盤は第一種地盤及び第三種地盤のいずれにも属さない洪積地盤及び沖積地盤となっている。地盤種別判定は、原則として式(3.1.3)により算出する地盤の特性値  $T_g$  を元に、表-3.1.3 により行う。

$$T_g = 4 \sum_{i=1}^n H_i / V_{Si} \quad (3.1.3)$$

ここに、

$T_g$  : 地盤の特性値[s]  
 $H_i$  : i 番目の地層の厚さ[m]  
 $V_{Si}$  : i 番目の地層の S 波速度[m/s]  
 $i$  : 当該地盤が地表面から耐震設計上の基盤面  
 まで  $n$  層に区分されるとき  
 の地表面から  $i$  番目の地層の番号

表-3.1.3 道路橋示方書<sup>24)</sup>による地盤の卓越周期と地盤種別の対応

地盤種別	地盤の特性値 $T_g$ [s]
第一種	$T_g < 0.2$
第二種	$0.2 < T_g < 0.6$
第三種	$0.6 < T_g$

耐震設計上の基盤面とは、対象地点に共通する広がりを持ち、耐震設計上振動するとみなす地盤の下に存在する十分堅固な地盤の上面を想定している。ここで、十分堅固な地盤とは、S 波速度 300m/s 以上の値を有している剛性の高い地層と考えてよいとしている。

### 3.2 地盤の卓越周期の算出

前節で述べたとおり、地盤の卓越周期の算出方法は複数提案されている。そこで、1)日本建築センターが提案する式（以下、建築センター式と記す）と、2)建築分野でよく用いられている式（以下、建築略算式と記す）、3)道路橋示方書が示す式（以下、道路橋式と記す）を用いて地盤の卓越周期を算出した。また、常時微動測定結果から地盤の卓越周期の推定を行った。その詳細な算出方法を以下に示す。

#### (1) 3つの算定式を用いた地盤の卓越周期

まず、「神戸 JIBANKUN」<sup>18),19)</sup>に登録されているボーリングデータをもとに、沖村ら<sup>25)</sup>の  $N$  値から  $S$  波速度（以下、 $V_s$ と記す）を換算するための回帰式（表-3.2.1 参照）を用いて算出した  $V_s$ と、地表から工学的基盤面までの各層の層厚（以下、 $H$ と記す）を用いて、1)建築センター式より求めた地盤の卓越周期（以下、 $T_{a1}$ と記す）、2)建築略算式より求めた地盤の卓越周期（以下、 $T_{a2}$ と記す）、3)道路橋式より求めた地盤の卓越周期（以下、 $T_c$ と記す）の3つをそれぞれ求めた。このとき、沖村ら<sup>25)</sup>が設定した

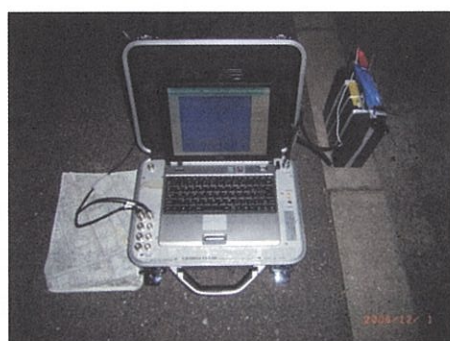
表-3.2.1  $N$  値から  $V_s$  を換算するための回帰式<sup>25)</sup>

地層名	回帰式
$A_c$ 沖積粘性土	$V_s=87.4N^{0.372}$
$A_s$ 沖積砂質土	$V_s=106.0N^{0.231}$
$A_g$ 沖積礫質土	$V_s=102.8N^{0.205}$
$D_c$ 段丘粘性土	$V_s=101.7N^{0.362}$
$D_s$ 段丘砂質土	$V_s=175.2N^{0.171}$
$D_g$ 段丘礫質土	$V_s=241.0N^{0.099}$
$M_{a13}$ 沖積粘性土	$V_s=149.6N^{0.157}$
$M_{a12}$ 洪積粘性土	$V_s=182.7N^{0.142}$
F 盛土・埋土	$V_s=140.6N^{0.129}$

$Ma12$  層とそれより下部に分布する地層との境界面を工学的基盤とし、地表から工学的基盤までを対象とする。しかし、道路橋の耐震設計において地盤の卓越周期を算出する場合、地表から  $V_s=300\text{m/s}$  以上の値を有している剛性の高い地層までを対象とすることとしている<sup>22)</sup>。そのため、 $T_c$  に関しては、地表から  $V_s=300\text{m/s}$  以上の値を有している剛性の高い地層までを対象とする。

#### (2) 常時微動測定結果から地盤の卓越周期の推定

地盤情報データベース「神戸 JIBANKUN」に登録されているボーリング地点のうち 78 点において常時微動測定を行った。測定点は作業場所の確保や交通振動の影響などを考慮した上で、その影響が少なくなるように決定した。また、交通振動の影響が少なくなるよう、測定は夜間（20時から2時頃まで）に行った。計測は測定周波数 0.5-18Hz の 3 成分(X,Y,Z)の微動計を用いて 5 分間行った。写真-3.2.1 に常時微動測定に使用した機器を示す。



a) 微動観測システム



b) 微動計

写真-3.2.1 使用機器

波形処理プロセスは前章の図-2.4.2 とほぼ同様であるが、1)サンプリング周波数は 100Hz として、2)ローパスフィルタは 25Hz と設定し、3)5 分間の連続波形データから安定している 20.48 秒の波形データを 10 区間切り出した点が異なる。地盤の卓越周期は前章と同様に、X 成分と Y 成分の二乗和の平方根と上下成分のフーリエスペクトルの比を計算することにより H/V スペクトルを算出し、H/V スペクトルが最も卓越した周期（以下、 $T_m$  と記す）と定義した。ここで、微動計の測定周波数は 0.5~18Hz であることから、本検討範囲は周期が 0.056 秒から 2 秒の範囲を対象とする。各測定点において算出した 3 成分のフーリエスペクトルと H/V スペクトルの結果の一例（A01 地点）を図-3.2.1 に示す。

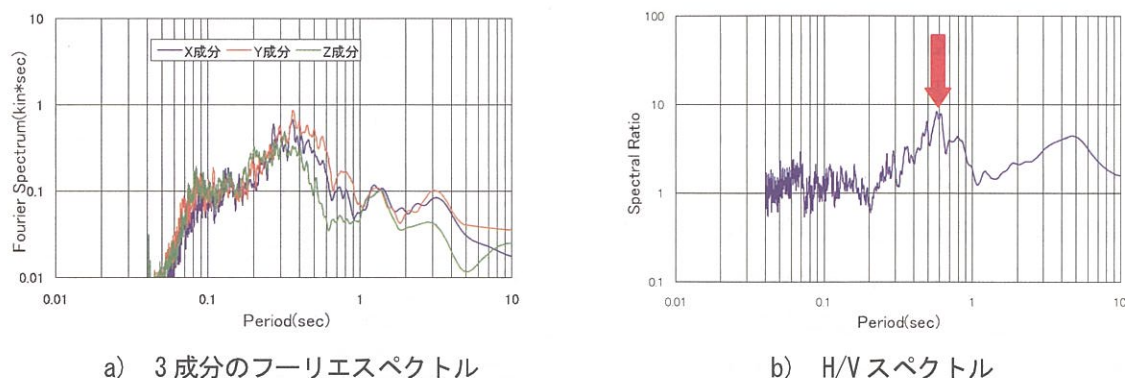


図-3.2.1 常時微動測定による 3 成分のフーリエスペクトルと H/V スペクトルの結果（A14 地点）

常時微動から推定した地盤の卓越周期  $T_m$  の分布を図-3.2.2 に示す。図-3.2.2 より A 地域では海側に移るにつれて卓越周期が長くなっているのがわかる。B, E 地域においてもその傾向が見られる。C, D 地域は A, B, E 地域と比べて長周期となっている。これは、C, D 地域は埋め立て地であり、A, B, E 地域に比して軟弱地盤であるからだと考えられる。しかし、C, D 地域において 0.4 秒以下の短周期において H/V スペクトルが卓越した 5 点(C10, D2, D5, D7, D11 地点)については、妥当な結果であるとは考えにくい。このような結果となった原因として、本研究では、0.056-2.0 秒の範囲を対象として地盤の卓越周期を推定したが、この 5 点では 2.0 秒よりも長周期で H/V スペクトルの山が見られることから、実際には地盤の卓越周期は 2.0 秒以上であると考えられる。しかし、今回利用した微動計では 2.0 秒以上の測定データは信頼性が低い。そのため、上述の 5 点に関しては地盤の卓越周期に関する比較対象から除外することとした。

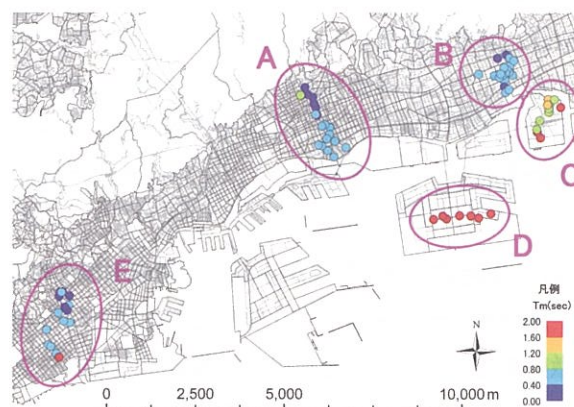


図-3.2.2  $T_m$  の分布

### 3.3 地盤種別判定方法の提案

本節では常時微動測定結果を用いた地盤種別の判定方法を提案する。まず、建築センター式より求めた地盤の卓越周期  $T_{a1}$ 、及び、建築略算式より求めた地盤の卓越周期  $T_{a2}$  を用いて、各測定点における地盤種別を表-3.1.2 に基づいて判定した。また、道路橋式より求めた地盤の卓越周期  $T_c$  を用いて、各測定点における地盤種別を表-3.1.3 に基づいて判定した。それらの 3 つの地盤種別判定結果と、常時微動測定結果より求めた地盤の卓越周期  $T_m$ 、及び、常時微動の上下・水平成分（以下、 $T_v$ 、 $T_{NE}$  と記す）の卓越周期をそれぞれ比較し、判別分析を行うことにより、地盤種別判定方法を提案した。



### (1) 常時微動測定結果から推定した地盤の卓越周期に基づく手法

$T_{a1}$  による地盤種別判定で、第一種及び第二種地盤と判定された 48 点と第三種地盤と判定された 25 点を対象とし、 $T_m$  のヒストグラムと確率密度関数を図-3.3.1 に示す。第一種及び第二種地盤での  $T_m$  の平均は 0.52 秒、第三種地盤での  $T_m$  の平均は 1.21 秒であり、 $T_m$  の平均は第一種及び第二種地盤よりも第三種地盤の方が長くなった。また、マハラノビスの距離による判別分析<sup>26)</sup>を行った。これは、両者の誤判定率が等しくなるようにしきい値を求める方法である。その結果、第一種及び第二種地盤と第三種地盤のしきい値は 0.72 秒となった。このしきい値に基づく地盤種別の結果を表-3.3.1 に示す。表-3.3.1 より、全体の 78.0% を正しく判別することができた。

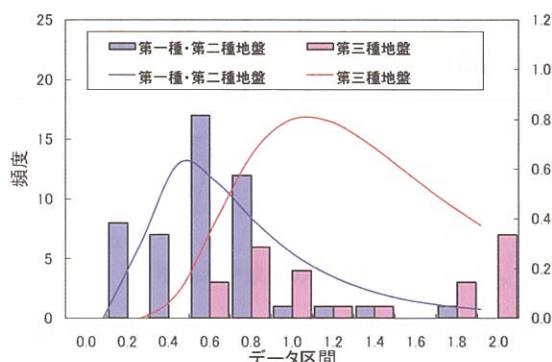


図-3.3.1  $T_{a1}$  による地盤種別判定に基づく  $T_m$  のヒストグラムと確率密度関数

表-3.3.1 判別結果

		$T_m$ による種別	
		I・II	III
$T_{a1}$ による種別	I・II	40	8
	III	8	17

同様にして、 $T_{a2}$  による地盤種別判定で、第一種及び第二種地盤と判定された 46 点と第三種地盤と判定された 25 点を対象とし、 $T_m$  のヒストグラムと確率密度関数を図-3.3.2 に示す。第一種及び第二種地盤での  $T_m$  の平均は 0.49 秒、第三種地盤での  $T_m$  の平均は 1.20 秒であり、 $T_m$  の平均は第一種及び第二種地盤よりも第三種地盤の方が長くなった。また、マハラノビスの距離による判別分析<sup>26)</sup>を行った結果、第一種及び第二種地盤と第三種地盤のしきい値は 0.71 秒となった。このしきい値に基づく地盤種別の結果を表-3.3.2 に示す。表-3.3.2 より、全体の 83.6% を正しく判別することができた。

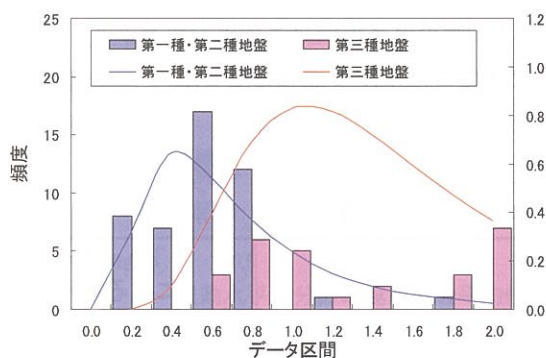


図-3.3.2  $T_{a2}$  による地盤種別判定に基づく  $T_m$  のヒストグラムと確率密度関数

表-3.3.2 判別結果

		$T_m$ による種別	
		I・II	III
$T_{a2}$ による種別	I・II	40	6
	III	6	21

また、 $T_c$  による地盤種別判定で、第一種及び第二種地盤と判定された 65 点と第三種地盤と判定された 8 点を対象とし、 $T_m$  のヒストグラムと確率密度関数を図-3.3.3 に示す。第一種及び第二種地盤での  $T_m$  の平均は 0.62 秒、第三種地盤での  $T_m$  の平均は 1.89 秒であり、この場合も  $T_m$  の平均は第一種及び第二種地盤

よりも第三種地盤の方が長くなった。また、マハラノビスの距離による判別分析<sup>26)</sup>を行った結果、第一種及び第二種地盤と第三種地盤のしきい値は 1.72 秒となった。このしきい値に基づく地盤種別の結果を表-3.3.3 に示す。表-3.3.3 より、全体の 97.3%を正しく判別することができた。

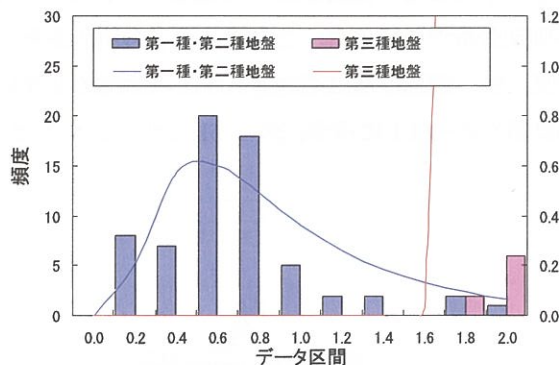


図-3.3.3  $T_c$ による地盤種別判定に基づく  
 $T_m$ のヒストグラムと確率密度関数

表-3.3.3 判別結果

		$T_m$ による種別	
		I・II	III
$T_c$ による種別	I・II	63	2
	III	0	8

以上より、建築センター式より求めた地盤の卓越周期  $T_{a1}$ 、及び、建築略算式より求めた地盤の卓越周期  $T_{a2}$ 、道路橋式より求めた地盤の卓越周期  $T_c$ を用いて判定した地盤種別と測定結果より推定した地盤の卓越周期  $T_m$ を比較した結果、どの場合においても、第一種及び第二種地盤における  $T_m$ の平均よりも第三種地盤における  $T_m$ の平均の方が長くなった。これは、妥当な結果であるといえる。また、それぞれの場合において判別分析を行った結果、 $T_{a1}$ の場合は 0.72 秒、 $T_{a2}$ の場合は 0.71 秒、 $T_c$ の場合は 1.72 秒となった。これによる地盤種別判定を行った結果、いずれも全体の 7 割以上の地点において正しく判定できていた。

## (2) 常時微動の水平・上下成分に基づく手法

常時微動の測定結果より求めた、上下成分の卓越周期  $T_v$ と水平成分の卓越周期の平均値  $T_{NE}$ の分布と  $T_{a1}$ による地盤種別を図-3.3.4 に示す。

線形判別関数による判別分析<sup>26)</sup>を行い、第一種及び第二種地盤と第三種地盤の境界線を図-3.3.4 に重ねて示す。求めた境界線よりも左側が第一種及び第二種地盤、右側が第三種地盤と判定できる。判別の結果を表-3.3.4 に示す。表-3.3.4 より、正しく判別できたのは全体の 69.2%だった。

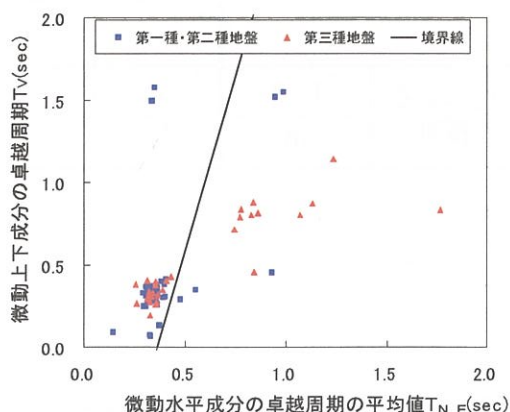


図-3.3.4  $T_{a1}$ による地盤種別判定結果と境界線

表-3.3.4 判別結果

		$T_{NE}, T_v$ による種別	
		I・II	III
$T_{a1}$ による種別	I・II	43	5
	III	19	11

次に、 $T_{a2}$ による地盤種別を図-3.3.5に示す。また、線形判別関数による判別分析<sup>20)</sup>を行い、第一種及び第二種地盤と第三種地盤の境界線を図-3.3.5に重ねて示す。求めた境界線よりも左側が第一種及び第二種地盤、右側が第三種地盤と判定できる。判別の結果を表-3.3.5に示す。表-3.3.5より、正しく判別できたのは全体の66.7%だった。

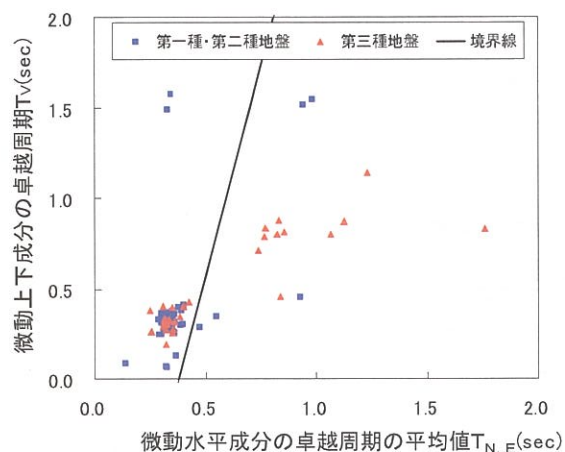


表-3.3.5 判別の結果

		$T_{N,E}$ , $T_V$ による種別	
		I・II	III
Ta2による 種別	I・II	41	5
	III	21	11

図-3.3.5  $T_{a2}$ による地盤種別判定結果と境界線

同様に、 $T_c$ による地盤種別を図-3.3.6に示す。線形判別関数による判別分析を行い、第一種及び第二種地盤と第三種地盤の境界線を図-3.3.6に重ねて示す。求めた境界線よりも左側が第一種及び第二種地盤、右側が第三種地盤と判定できる。判別の結果を表-3.3.6に示す。表-3.3.6より、正しく判別できたのは全体の93.6%だった。

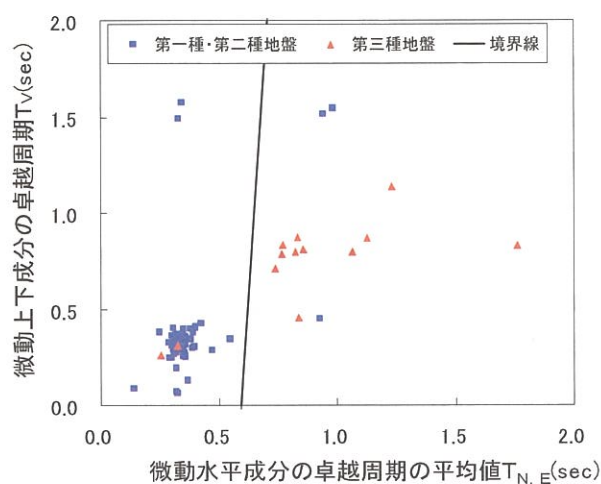


表-3.3.6 判別の結果

		$T_{N,E}$ , $T_V$ による種別	
		I・II	III
Tcによる 種別	I・II	62	3
	III	2	11

図-3.3.6  $T_c$ による地盤種別判定結果と境界線

以上より、 $T_{a1}$ 及び $T_{a2}$ による地盤種別と微動の上下・水平成分の分布傾向に、特徴的な関係は見られなかった。また、提案する方法による地盤種別判定結果は常時微動測定結果より推定した地盤の卓越周期に基づく方法よりも精度が劣った。しかし、 $T_c$ による地盤種別と微動の上下・水平成分の分布傾向には関連があるように見える。また、この場合の地盤種別判定結果は93.6%ととてもよい結果が得られた。

### 3.4 住宅地の地盤種別

3.3 節で求めた、常時微動測定結果より推定した地盤の卓越周期  $T_m$  のしきい値と常時微動の上下・水平成分  $T_v$ ,  $T_{NE}$  の分布図における境界線を用いて、2 章のデータベースにおける耐震診断時に測定された住宅測定地点の常時微動データ 72 点のうち、診断員による地盤種別判定が行われている 66 点について地盤種別判定を行った。3.3 節では、3 つのしきい値と境界線を求めているが、ここでは建築センター式から求めた地盤の卓越周期をもとに算出したしきい値 (0.72 秒) と境界線を用いる。

常時微動測定結果から推定した地盤の卓越周期  $T_m$  に基づく地盤種別判定結果及び常時微動の上下・水平成分  $T_v$ ,  $T_{NE}$  に基づく地盤種別判定結果と、診断員による地盤種別判定結果と比較した結果を表-3.4.1 に示す。

表-3.4.1 判別の結果

		$T_m$ による種別		$T_{NE}$ , $T_v$ による種別	
		I・II	III	I・II	III
診断員による種別	I・II	58	6	48	16
	III	2	0	1	1

表-3.4.1 より、今回の検討範囲では、 $T_m$ による種別判定と診断員による判定の一致率は 87.9%と高く、 $T_{NE}$ ,  $T_v$ による種別判定の一致率 74.2%よりも良く対応している。このように、常時微動測定による種別判定が診断員の判定結果と一致するような場合には、診断員が判定した定性的な判定に定量的な評価をに付加することができ、診断結果に対する信頼性を高めるが期待できる。一方、両者が一致しない場合には、スウェーデン式サウンディング試験で確認するなど次のステップを踏むことで、より確かな情報を住民に提供することができると思われる。

### 3.5 本章のまとめ

本章では、神戸市域のボーリング地点のうち 78 点において常時微動測定を行った結果を元に、常時微動から推定した卓越周期に基づく方法と常時微動の上下・水平成分に基づく方法の 2 つの地盤種別判定方法を提案した。本章で得られた結果と今後の課題を以下に示す。

- 1) 建築センター式、建築略算式、道路橋式より求めた地盤の卓越周期を用いて判定した地盤種別と常時微動測定結果より推定した地盤の卓越周期  $T_m$  を比較した結果、どの場合においても、第一種及び第二種地盤における  $T_m$  の平均よりも第三種地盤における  $T_m$  の平均の方が長くなった。これは、妥当な結果であるといえる。また、それぞれの場合において判別分析を行った結果、建築センター式に基づく場合は 0.72 秒、建築略算式に基づく場合は 0.71 秒、道路橋式に基づく場合は 1.72 秒となった。これによる地盤種別判定を行った結果、いずれも全体の 7 割以上の地点において正しく判定できた。
- 2) 建築センター式及び建築略残式より求めた地盤の卓越周期を用いて判定した地盤種別と常時微動の水平・上下成分の分布傾向を比較した結果、特徴的な関係は見られなかった。また、判別分析して求めた第一種及び第二種地盤と第三種地盤との境界線による地盤種別判定結果は常時微動測定結果より推定した地盤の卓越周期に基づく方法よりも精度が劣った。しかし、道路橋式より求めた地盤の卓越周期を用いて判定した地盤種別と微動の水平・上下成分の分布傾向には関連があるように見える。また、判別分析して求めた第一種及び第二種地盤と第三種地盤との境界線による地盤種



別判定結果は 93.6%ととてもよい結果が得られた。

- 3) 66 点の住宅地において常時微動測定を行い，提案した方法を用いて地盤種別判定を行った。この結果と，診断員による地盤種別判定結果を比較した結果，第一種及び第二種地盤については診断員の判定と常時微動に基づく判定がおおむね一致したが，第三種地盤と判定された地点については，各手法によって異なっていた。
- 4) 以上から，診断員による地盤種別判定と常時微動測定結果に基づく地盤種別判定のどちらか一方のみで地盤種別判定を行うのではなく，それらを併用することにより，住民の診断に対する信頼性を高められると考えられる。

## 4. 住宅の耐震性能と常時微動による振動特性の関係

### 4.1 常時微動の計測対象とした住宅の特性

2.5 節のデータベースを用いて、常時微動計測から得られた住宅の振動特性について検討を行った。これまでに計測を実施した 72 棟の住宅の分布を図-4.1.1 に示す。また、測定地域の内訳を図-4.1.2 に示すように、測定は神戸市内 68 棟、市外 4 棟を対象に実施した。神戸市内の測定地域は灘区、垂水区、北区が多い。市外 4 棟は、直接、神戸大学に計測の申し込みがあった住宅である。

図-4.1.3 に計測建物の兵庫県南部地震による被災度の内訳を示す。被災度は住民への被害内容の聞き取りと神戸市による災害調査の結果を参考にして、岡田・高井<sup>27)</sup>により提案されている被害パターンチャートのダメージグレードに従って分類した。神戸市内の住宅は、兵庫県南部地震により何らかの被害を受けている住宅が多く、軽微な壁面へのクラックなどが発生するなどの被害程度であるダメージグレード D1 が最も多い。

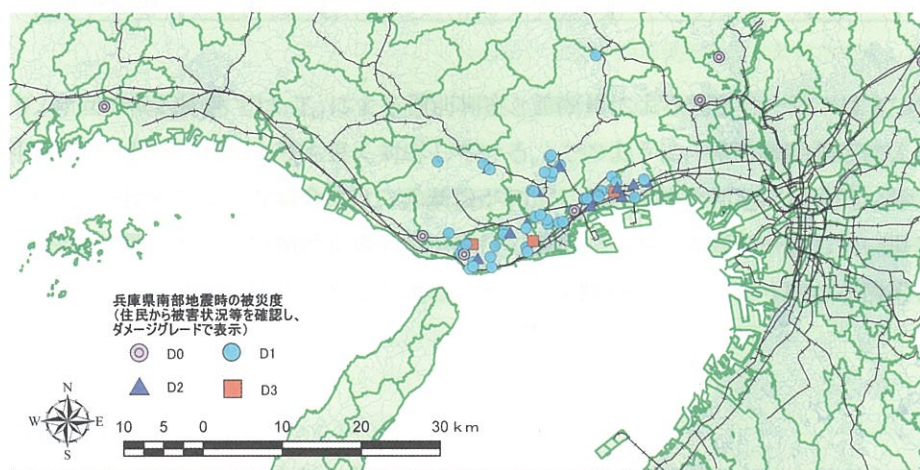


図-4.1.1 常時微動測定住宅の分布と兵庫県南部地震による被災度

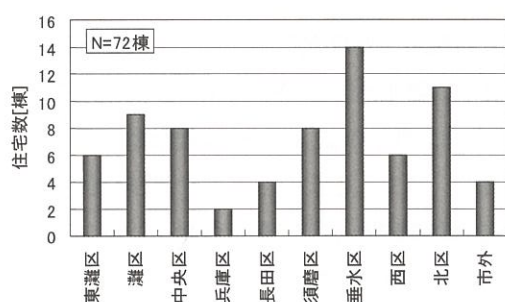


図-4.1.2 常時微動測定地域の内訳

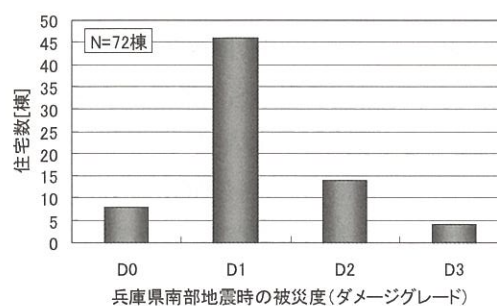


図-4.1.3 兵庫県南部地震による被災度の内訳

次に建築年の内訳を図-4.1.4 に示す。建築年の範囲は 1924 年から 1983 年までで、1970 年代の建物が比較的多い。図-4.1.5 に建築年と被災度の関係を示すように、建築年の古い住宅には被災度の大きい D2 や D3 の住宅が含まれる割合が大きい特徴がある。

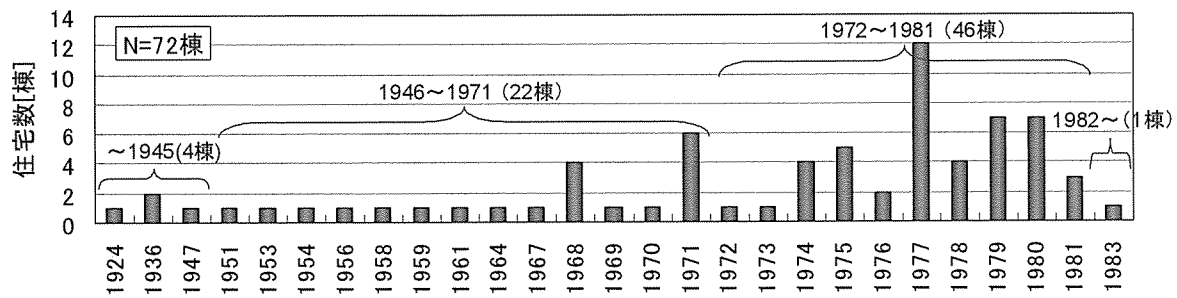


図-4.1.4 常時微動測定住宅の建築年次の内訳

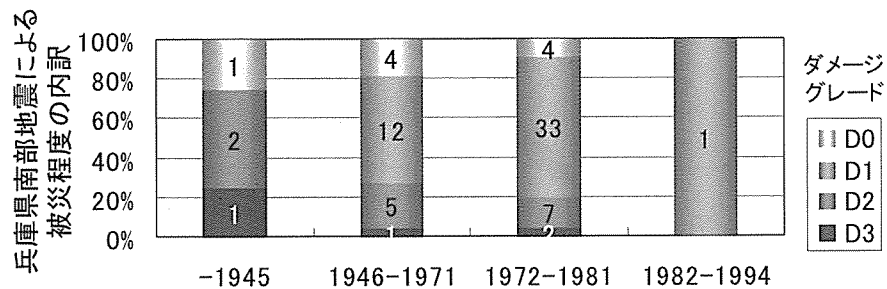


図-4.1.5 常時微動測定住宅の建築年次と兵庫県南部地震による被災度の関係

## 4.2 木造住宅の振動特性

### (1) 固有周期

常時微動を測定した 72 棟の住宅のうち、3 階建て 2 棟を除く 70 棟について、常時微動測定結果から得られた固有周期を図-4.2.1 に示す。なお、長い固有周期が測定された方向を弱軸方向、短い方向を強軸方向と設定した。固有周期の範囲は弱軸方向で、0.12～0.36 秒で、強軸方向は 0.10～0.33 秒であった。また、固有周期は 2 階床上に設置した 2 台のセンサーからそれぞれ求めることができ、図-4.2.1 には原則として住宅のほぼ中央に設置した A 点と、住宅端部に設置した B 点から算定した結果の比較を併せて示している。A 点と B 点を比較すると、決定係数  $R^2$  は強軸方向で 0.99、弱軸方向は 0.98 であるように、両点の差異は小さい。これより、固有周期は測定位置による影響をほとんど受けないことが明らかとなった。

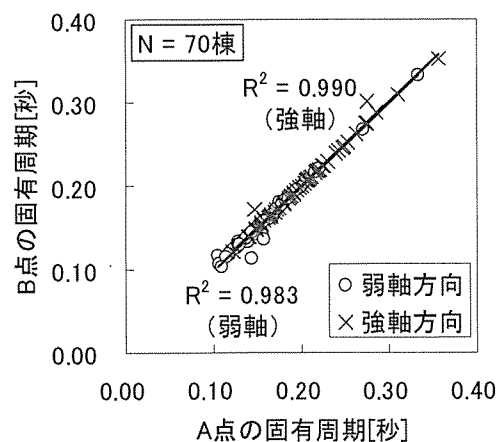


図-4.2.1 常時微動計測住宅の固有周期

## (2) 減衰定数

図-4.2.2 に常時微動計測結果から得られた減衰定数を示す。減衰定数の範囲は、弱軸方向は0.014～0.114で、平均は0.035であった。強軸方向の範囲は0.004～0.151で平均は0.036であった。また、図-4.2.2において、2階床上のA点とB点のそれぞれのセンサーから求めた減衰定数を比較すると、弱軸方向は両点ともほぼ同様な値が算定されている。これより、弱軸方向は測定位置による影響は小さいが、強軸方向については大きくばらついており、測定位置により異なる値となった。

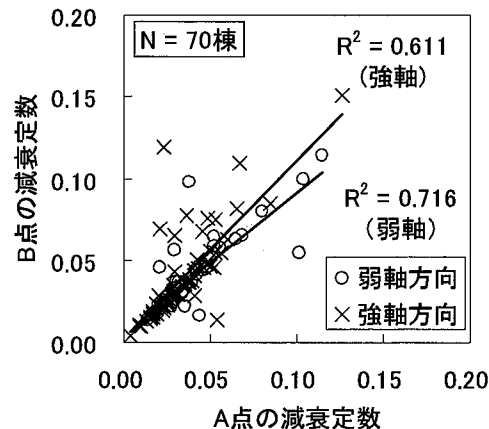


図-4.2.2 常時微動計測住宅の減衰定数

## (3) 増幅率

図-4.2.3 に2階床上のA点とB点のセンサー位置における増幅率を示す。増幅率の範囲は、弱軸方向は2.60～32.6倍で、強軸方向は4.24～34.1倍であった。また、A点とB点位置における増幅率を比較すると、弱軸および強軸方向ともにばらつきが大きく、測定位置による影響が大きい。

固有周期に比較して減衰定数や増幅率が測定位置による影響を受けた要因として、減衰定数や増幅率を求める場合、波形処理過程において求められたスペクトル比の形状への依存性が高く、1)周波数領域における算定方法では、スペクトルの分解能や平滑化手法によりスペクトル形状が影響を受ける可能性があること、2)波形の切り出し処理を行っているため、切り出し方によってスペクトル比形状が影響を受けたこと、3)振動時の挙動について、並進モードだけではなく回転モードが発生しており、測定位置によりその影響を受けたことなどが考えられる。

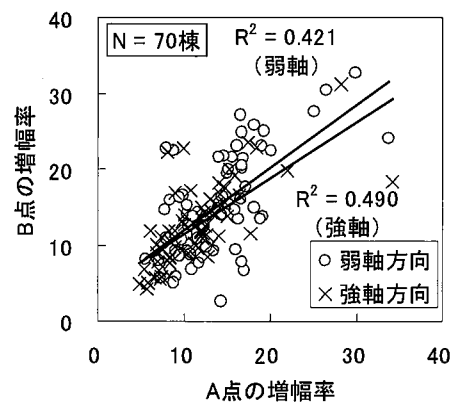


図-4.2.3 常時微動計測住宅の増幅率



### 4.3 木造住宅の固有周期と建築年の関係

前節では住宅の固有周期は測定位置によらず安定して求めることができることが明らかとなった。そこで、その固有周期に着目して住宅の耐震性能の観点から建築年との関係について検討を行った。

建築年は建物の老朽化による性能低下や、時代の変遷に伴う新構法や新材料の開発・普及、建築基準や法規などの法制度の改正など、耐震性能に直接あるいは間接的に影響を与えるものであり、耐震性を表す総合的な指標の一つと捉えることができる。図-4.3.1に耐震診断データが備わる住宅66棟について、建築年と固有周期の関係を示す。図-4.3.1より建築年が古いほど固有周期が長くなる傾向がみられた。固有周期は住宅重量と剛性の関係を反映したものであり、住宅重量が重いほど、または剛性が小さくなるほど固有周期は長くなることから、固有周期が長いほど耐震性は低くなると考えられる。したがって、全体的な傾向として建築年が古い住宅ほど耐震性が低いことが示唆され、これは兵庫県南部地震で古い住宅の被害が顕著であったことと整合する。

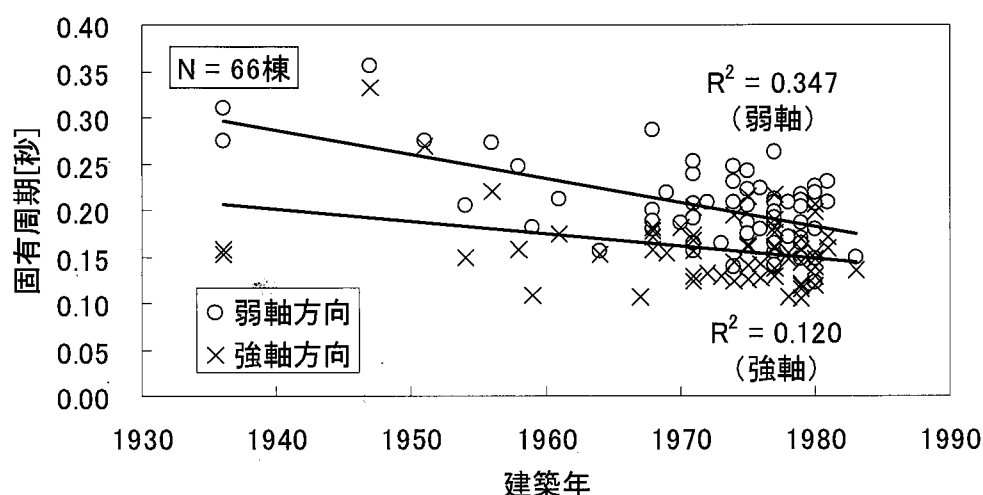


図-4.3.1 常時微動計測に基づく固有周期と建築年の関係

### 4.4 耐震簡易診断結果との比較

#### (1) 固有周期との関係

耐震簡易診断<sup>28)</sup>を実施した40棟の住宅について、総合評価結果と弱軸方向の固有周期の関係を図-4.4.1に示す。同図から固有周期が長いほど診断値が小さくなる傾向がみられる。とくに固有周期が0.27秒以上の住宅の診断値は全て0.7以下であり、「倒壊または大破壊の危険がある」と判定されていた。これより、建築年との比較・検討結果と同様に固有周期は耐震性を表す重要な指標として捉えることができると考える。一方、図-4.4.1の関係はばらつきが大きく、固有周期のみから精度良く簡易診断による総合評点を評価することは難しいと判断される。

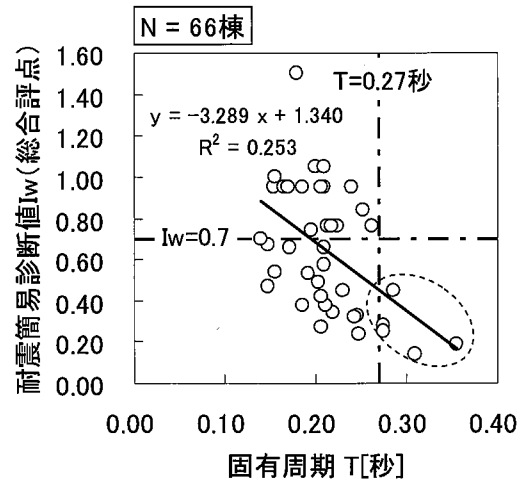


図-4.4.1 常時微動計測に基づく固有周期（弱軸方向）と耐震簡易診断結果の関係

このばらつきが大きい要因を究明するために、固有周期と耐震簡易診断における6評点との相関分析を行った。図-4.4.2～図-4.4.5は、A評点（地盤・基礎の評価）、B×C評点（偏心の評価）、D×E評点（水平抵抗力の評価）、F評点（老朽度の評価）と固有周期の関係を示している。これより、D×E評点と固有周期の相関が他の評点に比較してやや高いことがわかる。

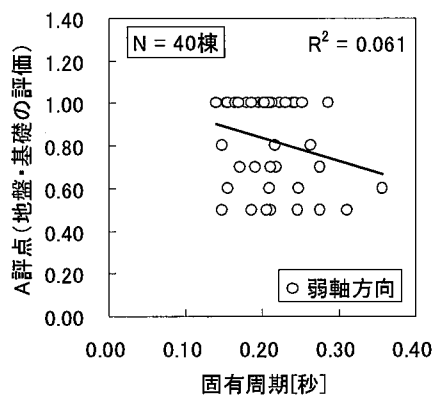


図-4.4.2 A評点と固有周期の関係

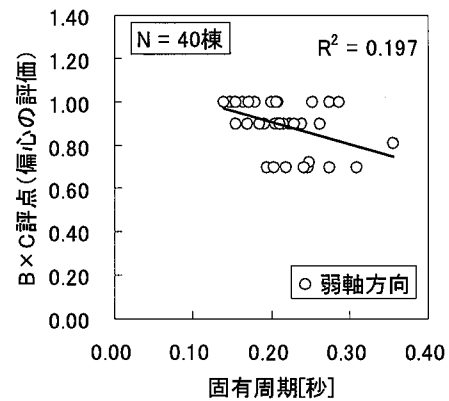


図-4.4.3 B×C評点と固有周期の関係

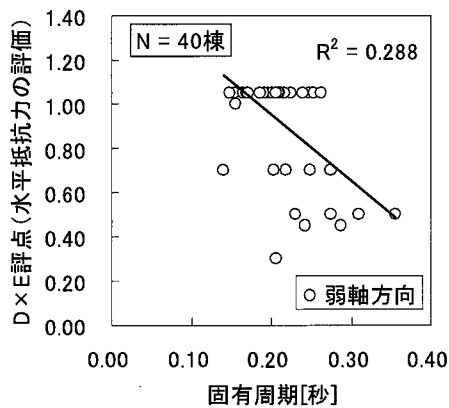


図-4.4.4 D×E評点と固有周期の関係

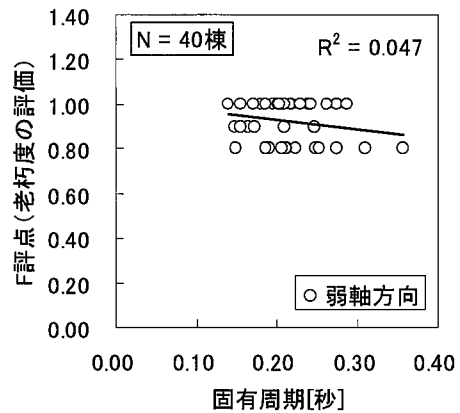


図-4.4.5 F評点と固有周期の関係

しかし、ここでE評点は総合評点の算定を容易にするため、単位面積あたりの壁の長さを必要壁長さで除して求めた壁の割合を、最終的に取り扱い易い値となるように換算を行っており、実際の水平抵抗力を評価する場合には不具合が発生する。そこで、より厳密な評価を行うために、換算前の壁の割合を求めた。この場合に筋交いが確認できた際にはD評点を反映するため、壁の割合を1.5倍とした。図-4.4.6に弱軸方向と強軸方向でそれぞれ算定した壁の割合と固有周期の関係筋交いの有無別に示す。最も適合する累乗式で近似した場合の決定係数 $R^2$ はそれぞれ0.517と0.526であり、良い相関が認められる。また壁の割合は、剛性に比例する壁長さと建物重量が考慮された必要壁長さから算定されることから、固有振動数 $f$ の2乗と相関があると考えられる。そこで、図-4.4.7に常時微動から求められた $f$ の2乗と壁の割合の関係を筋交いの有無別に示すが、 $R^2$ はそれぞれ0.452と0.481であり、理論的な関係と矛盾しない結果が確認された。これよりばらつきは見られるが、簡便性を求めるのであれば、今回の検討範囲では耐震簡易診断におけるD×E評点は常時微動に基づく固有周期から図-4.4.6や図-4.4.7に示す関係式を用いて推定可能と考える。ただし、今回検討に用いた壁の割合は略算式から求められたものであり、壁の実長は評価されているが、壁の仕様による剛性や強度の相違は考慮されていないため、より精密な耐震診断における検討が必要となる。

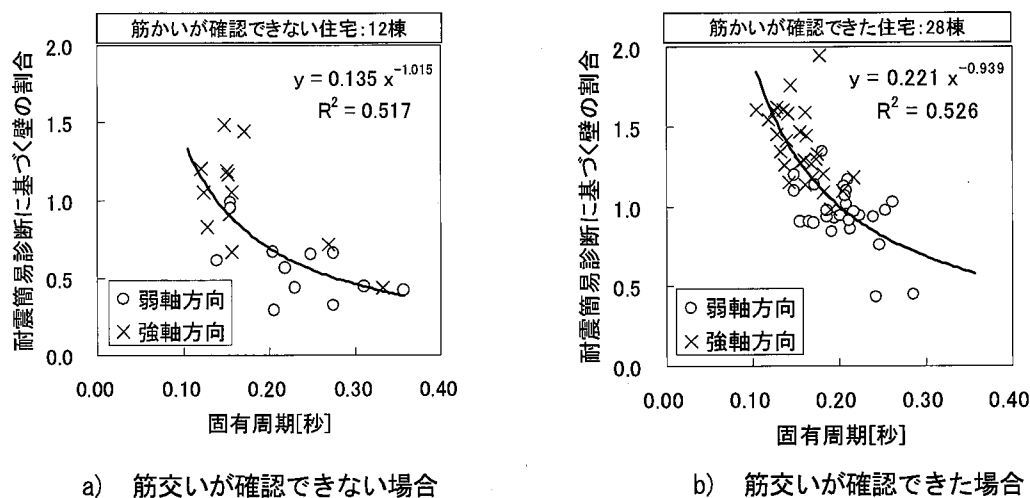


図-4.4.6 固有周期と壁の割合の関係

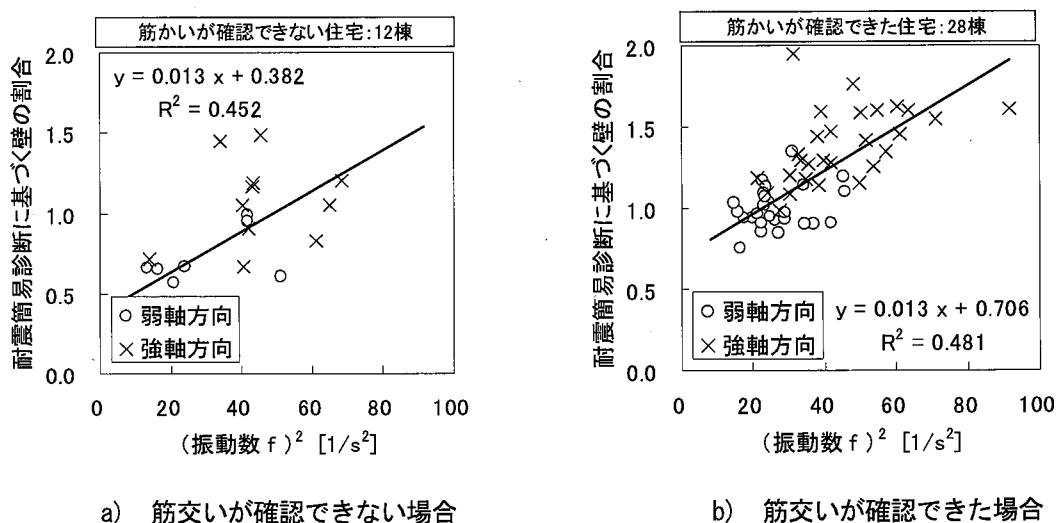


図-4.4.7 固有振動数  $f$  と壁の割合の関係

## 4.5 耐震一般診断結果との比較

### (1) 一般診断法の概要

前節では、耐震簡易診断に基づく壁の割合と固有周期の関係を検討した。ここでは、より信頼性が高い評価法である一般診断<sup>20)</sup>と比較を行う。なお、神戸市では、2005年9月より耐震診断法が簡易診断法から一般診断法に切り替わっている。ここでは、まず、一般診断法の概要を説明する。一般診断法では、a)地盤・基礎およびb)上部構造について評価を行う。

a)地盤・基礎の評価では診断対象住宅の立地条件として地盤と地形の調査と基礎形式の調査を行う。

評価の結果は注意事項が記述されるが、評点では与えられない。ただし、地盤が著しく軟弱と思われる地域にある建物については、後述する必要耐力の割り増しを行う。

b)上部構造の評価について、診断はその住宅が保有すべき必要耐力  $Q_r$  と実際に保有している耐力  $P_d$  を比較することにより上部構造評点( $P_d/Q_r$ )を求める。まず、必要耐力  $Q_r$  は各階ごとに建物階数と屋根仕様から決定される床面積あたりの必要耐力  $Q$  と各階の床面積  $A$  から下式を用いて算定する。

$$Q_r = Q \cdot A \quad (4.5.1)$$

$Q_r$  を求める際には、算定条件により軟弱地盤割り増し係数や形状割り増し係数、積雪荷重による追加必要耐力の加算、異種構造混合時の耐力の割り増しが考慮される。

次に保有する耐力  $P_d$  は強さ  $P$  と耐力要素の配置などによる低減係数  $E$ 、および劣化度による低減係数  $D$  から次式により算定する。

$$P_d = P \cdot D \cdot E \quad (4.5.2)$$

強さ  $P$  は壁の耐力  $P_w$  とその他の耐震要素の耐力  $P_e$  に基づいて、次式を用いて  $X$  方向、 $Y$  方向のそれぞれについて求める。

$$P = P_w + P_e \quad (4.5.3)$$

$$P_w = \sum (C \cdot l \cdot f) \quad (4.5.4)$$

$$P_e = 0.25 \cdot Q_r \quad (4.5.5)$$

ここに、 $C$  は壁強さ倍率、 $l$  は壁長さ、および  $f$  は柱接合部による低減係数である。 $f$  は壁強さ倍率  $C$  と基礎仕様および接合部仕様に応じて決定する。

耐力要素の配置などによる低減係数  $E$  は、建物の両端 1/4 内における壁量充足率と床仕様によって求める。また、劣化度による低減係数  $D$  は、建物の劣化状況を調査し、劣化事象が認められた場合は、劣化事象に応じて定められている劣化点数を求め、建物に存在する部位から得られる存在点数との比から算出する。

### (2) 一般診断結果

2.5 節のデータベースを用いて、一般診断結果が備わっている 45 棟について、表-4.5.1 に住宅概要と診断結果の一覧を示す。住宅構造はすべて木造在来軸組工法である。表-4.5.1 には常時微動計測に基づく固



有周期と、簡易診断を受けた住宅については簡易診断値を併せて示している。

表-4.5.1 一般診断の対象住宅の概要と診断結果一覧

No	建築年	住宅重量 W(kN)		耐震診断結果						常時微動計測結果に 基づく固有周期 T(秒)	
				簡易 診断値	一般 診断値 ※1	一般診断に基づく強さ P (kN)					
		弱軸方向				強軸方向		弱軸 方向	強軸 方向		
		1階	2階			1階	2階				
1	1976	163.5	81.2	0.76	0.63	44.5	29.5	68.6	29.6	0.224	0.142
2	1974	90.1	62.5	0.33	0.65	26.8	13.3	35.3	20.1	0.247	0.144
3	1977	178.1	94.5	0.74	0.90	49.8	24.0	64.0	20.2	0.195	0.159
4	1977	161.3	53.0	0.95	0.93	38.9	20.8	51.0	16.9	0.155	0.137
5	1972	118.5	79.5	0.95	0.78	31.1	24.3	45.8	29.3	0.209	0.132
6	1981	202.7	145.8	0.57	0.74	63.2	49.8	93.7	44.2	0.209	0.160
7	1975	123.6	72.6	0.95	0.88	36.6	20.0	51.8	17.9	0.186	0.162
8	1977	134.3	41.3	0.95	0.91	35.9	14.2	45.0	18.0	0.164	0.129
9	1975	123.0	86.1	0.32	0.32	27.4	22.4	55.0	26.8	0.242	0.141
10	1979	122.9	87.8	0.76	0.64	39.9	22.2	55.1	37.0	0.217	0.119
11	1979	184.5	101.0	0.95	1.02	58.0	26.4	61.5	36.8	0.170	0.169
12	1977	247.3	66.3	0.76	0.47	45.7	19.1	45.2	28.7	0.263	0.217
13	1979	119.7	84.5	0.66	0.54	44.5	19.5	58.9	35.6	0.210	0.104
14	1975	117.7	89.5	0.95	0.94	39.7	21.3	50.0	28.6	0.206	0.126
15	1978	172.7	53.0	0.66	0.92	49.2	26.5	49.0	19.3	0.171	0.155
16	1977	166.4	45.6	0.70	0.84	34.9	16.6	49.6	14.1	0.140	0.128
17	1977	367.5	102.2	0.38	0.67	69.5	34.4	82.6	33.7	0.211	0.191
18	1977	165.9	53.0	1.05	0.89	38.8	21.0	41.2	17.0	0.209	0.181
19	1981	254.0	133.3	-	0.45	67.1	28.0	70.2	29.0	0.230	0.171
20	1979	109.1	79.0	0.45	0.80	30.4	20.0	58.5	30.3	0.204	0.121
21	1975	319.0	129.6	-	0.70	114.5	26.7	90.7	28.8	0.221	0.216
22	1977	117.2	66.3	-	0.68	51.0	18.2	34.8	16.7	0.164	0.137
23	1971	206.2	125.1	-	0.68	65.9	31.2	81.0	35.1	0.164	0.156
24	1956	150.8	88.0	-	0.67	46.3	24.5	44.1	25.9	0.273	0.221
25	1975	237.3	125.1	-	0.91	78.6	27.9	72.1	34.9	0.174	0.161
26	1976	129.7	66.1	-	1.16	61.3	27.3	46.6	19.8	0.180	0.127
27	1980	164.9	99.4	-	0.70	61.8	22.6	72.6	25.3	0.207	0.148
28	1974	141.3	63.7	-	0.94	70.3	27.3	50.6	18.4	0.139	0.124
29	1977	169.4	51.4	-	1.01	55.2	14.4	66.0	11.2	0.198	0.181
30	1978	107.1	74.5	-	0.62	27.0	14.4	42.7	17.9	0.209	0.107
31	1980	142.3	87.8	-	0.86	39.7	25.7	43.3	25.5	0.206	0.206
32	1980	109.2	59.0	-	0.78	28.6	17.3	37.7	24.8	0.225	0.129
33	1980	270.6	176.3	-	0.49	61.4	27.4	103.4	25.5	0.218	0.199
34	1980	138.5	42.5	-	1.19	57.0	18.7	61.0	13.3	0.122	0.118
35	1979	109.4	66.3	-	0.75	42.0	17.4	32.5	12.0	0.165	0.115
36	1968	144.1	66.3	-	0.75	54.5	14.4	72.8	9.6	0.180	0.172
37	1977	145.6	71.2	-	0.97	60.1	15.5	54.9	19.3	0.141	0.138
38	1979	167.1	96.1	-	0.55	48.5	27.6	43.7	24.7	0.147	0.144
39	1977	179.6	46.4	-	0.66	57.4	16.0	93.2	14.7	0.191	0.177
40	1974	251.6	133.6	-	0.49	47.5	28.2	53.9	26.3	0.230	0.195
41	1970	308.3	106.9	-	0.45	84.7	27.4	59.4	33.0	0.186	0.182
42	1959	159.6	57.4	-	0.97	34.1	13.9	65.8	23.7	0.181	0.109
43	1979	116.5	80.6	-	0.92	46.1	14.7	42.2	16.8	0.187	0.158
44	1968	72.0	48.0	-	0.69	28.3	13.2	31.4	10.4	0.188	0.158
45	1974	87.1	35.4	-	0.55	34.3	8.4	35.2	10.2	0.209	0.130

簡易診断結果と一般診断結果に基づく評点の比較を図-4.5.1 に示す。全般的に簡易診断値と一般診断値には相関があるが、決定係数  $R^2$  は 0.431 であり、両者にばらつきが見られる。また診断評点が小さい領域では一般診断に基づく評点が簡易診断より大きくなる傾向がある。

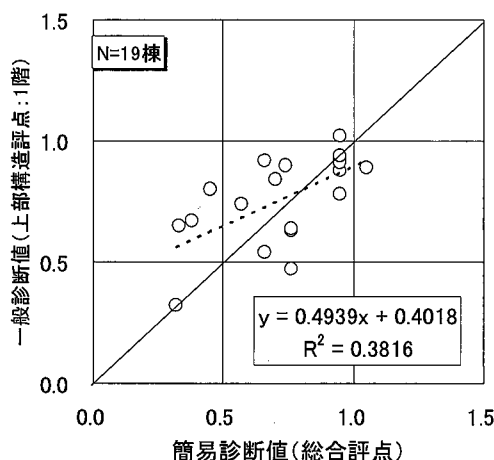


図-4.5.1 簡易診断と一般診断に基づく評点の比較

### (3) 一般診断結果と固有周期の関係

次に一般診断結果と常時微動に基づく固有周期との関係について比較を行った。一般診断による上部構造評点は前述したように、保有すべき必要耐力  $Q_r$  と実際に保有している耐力  $P_d$  の比として求められる。したがって、前項の耐震簡易診断との比較結果と同様に固有振動数  $f$  の 2 乗に関係すると考えられる。図-4.5.2 に一般診断結果と  $f^2$  との関係を示す。決定係数  $R^2$  は 0.495 であり、耐震簡易診断結果に比較して高い相関が得られた。これは、一般診断の上部構造評点には、固有周期と相関が低かった簡易診断の A 評点（地盤・基礎の評価）に相当する評価項目には評点が与えられていないため、相対的に壁量に基づく評点の影響度が診断値に大きく反映された結果と捉えることができる。また、図-4.5.2 には振動数と一般診断値の関係式と、予測誤差が正規分布に従うと仮定した場合の標準偏差  $\sigma$  を併せて示している。同図より、上部構造評点が 1.0 以上となる振動数  $f$  を求めると、平均では 6.87Hz 以上となる。また、上部構造評点が 0.7 以下となる振動数  $f$  は平均では、4.35Hz 以下となる。

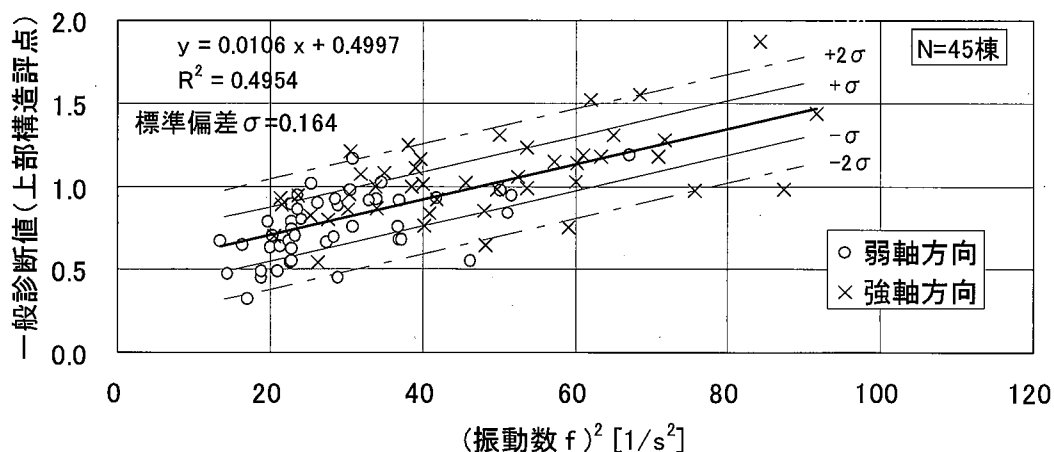


図-4.5.2 常時微動計測に基づく固有振動数  $f$  と一般診断値の関係

図-4.5.3 は図-4.5.2 を固有周期と一般診断値の関係に描き直したものである。このような関係を住民に提示することにより、常時微動に基づく固有周期からおおよその耐震性を見当つけられ、従来の耐震診断情報に加えて、機械測定による客観的な情報を付加することができるようになる。例えば、今回の検討範囲では、常時微動測定の結果から $-2\sigma$ のばらつきを考慮すると、0.11秒以下の固有周期が得られた場合には、95.4%の確率で一般診断における「一応倒壊しないレベル」に相当すると判断できるようになる。しかし、提案手法は統計的処理に基づくものであり、図-4.5.3 の関係式はサンプリングデータの特性の影響が含まれている点に留意が必要である。加えて、常時微動を耐震性評価に積極的に活用しようとするのであれば、この固有周期が耐震性の何に関与しているのか力学的に解釈していく必要があり、次節では層せん断力係数に着目して検討を行う。

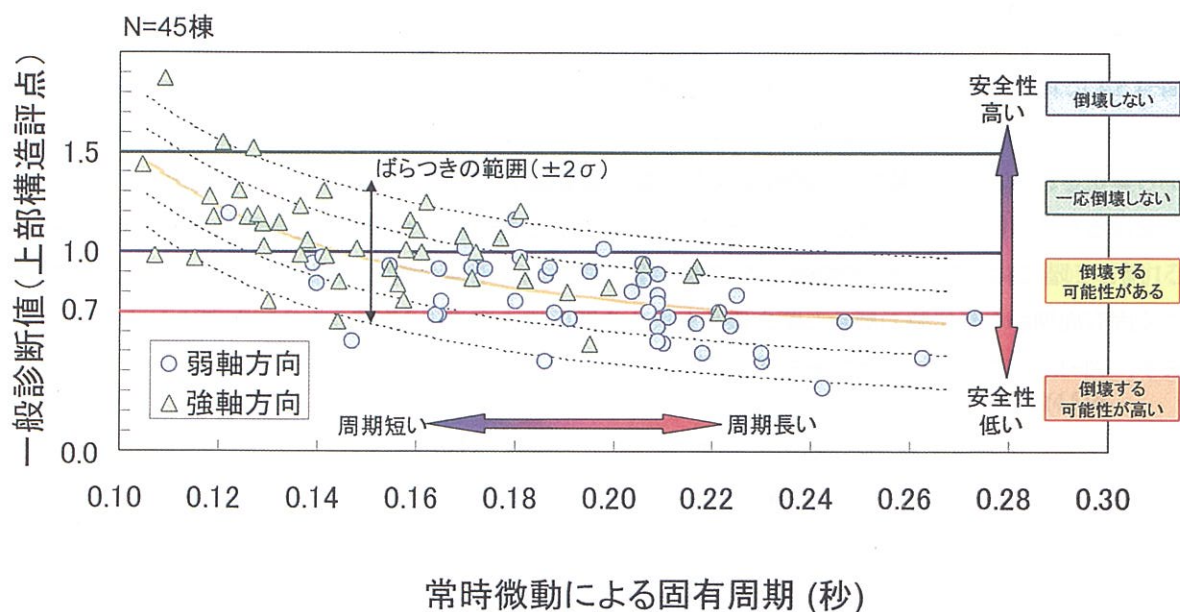


図-4.5.3 常時微動計測に基づく固有周期と一般診断値の関係

#### (4) 常時微動に基づく固有周期と層せん断力係数の関係

一般診断結果と常時微動に基づく固有周期の関係には比較的高い相関が見られたが、ここでは重要な耐震性能評価指標であり、固有周期との関係性がより高いと考えられる層せん断力係数との比較を行った。層せん断力係数は木造住宅の荷重-変形関係における復元力特性が層間変形角  $R=1/120\text{rad}$  で降伏すると仮定して、一般診断結果に基づく木造住宅の  $i$  層における降伏時の層せん断力係数  $D_{Cy_i}$  を次式により算定した。

$$D_{Cy_i} = \frac{P_{yi(R=1/120\text{rad})}}{M_i g} \quad (4.5.6)$$

ここで、 $P_{yi}$  は  $i$  層の降伏時耐力、 $M_i$  は  $i$  層が支持する質量、 $g$  は重力加速度である。降伏時の耐力  $P_{yi}$  は、一般診断による強さ  $P$  が  $R=1/120\text{rad}$  時の耐力に相当することから、強さ  $P$  を用いた。なお、耐力要素の配置などによる低減係数  $E$  および劣化度による低減係数  $D$  は考慮していない。(4.5.6) 式に示したように耐力と重量の比で表される層せん断力係数  $D_{Cy}$  は常時微動計測による固有振動数  $f$  の 2 乗に比例すると考えられる。図-4.5.4 に一般診断結果から求められた 1 階の降伏時の層せん断力（ベースシア）係数  $D_{Cy1}$  と  $f^2$  の関係を示す。

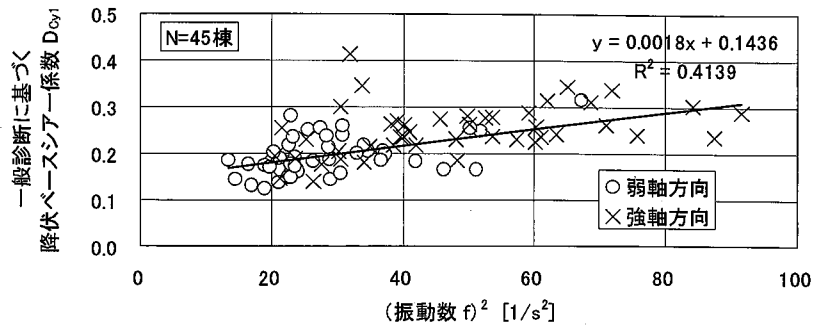


図-4.5.4 一般診断に基づく1階の降伏ベースシア係数  $D_{cy1}$  と振動数の関係

#### (5) 耐力推定に関する検討

図-4.5.4において両者を比較した結果、決定係数  $R^2$  は 0.414 であり、必ずしも高い相関は得られなかった。この要因として、一般診断結果から求められた  $D_{cy1}$  は、1階の壁長さと壁倍率に基づいて降伏時の耐力から算定されるが、2階建て木造住宅の場合、固有振動数  $f$  は1階と2階における質量比や剛性比の影響を受けるため、1階の耐力や剛性が同じ建物であっても、2階の剛性が異なると振動数は変化する。そこで、1階と2階における質量比や剛性比の影響を考慮するため、2層の建物モデルを設定して、常時微動に基づく固有周期から降伏時の層せん断力係数を求める関係式の定式化を行う。

まず、図-4.5.5に示すような2層モデルを設定する。

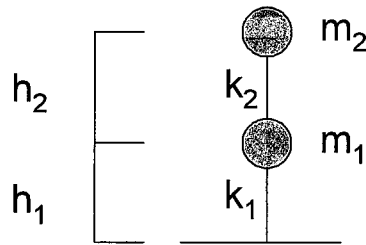


図-4.5.5 木造住宅の2層モデル

各層の階高を  $h_i$ 、各層の質量を  $m_i$ 、各層の剛性を  $k_i$  とする。ここで、この2層モデルの固有円振動数を  $\omega$  とすると、減衰の影響は非常に小さいとして無視した場合の振動数方程式は次式で表される。

$$(k_1 + k_2 - \omega^2 m_1)(k_2 - \omega^2 m_2) - k_2^2 = 0 \quad (4.5.7)$$

各層の質量  $m_i$  は、一般診断法のように各層の床面積から略算することができる。また、固有円振動数  $\omega$  は常時微動計測結果から求められた固有周期  $T$  を用いる。ここで、常時微動に基づく固有周期について、1次周期、2次周期を同定できると、各層の剛性  $k_i$  を (4.5.7) 式より逆算することが可能であるが、本研究で用いた常時微動波形の処理手法では2次の固有周期を明確に求めることはできなかった。したがって、各層の剛性は強さ  $P$  に比例すると仮定して、一般診断結果から得られる各層の強さ  $P$  の比から1階と2階の剛性比  $\alpha$  を求めることにより、各層の剛性  $k_i$  を推定した。剛性比  $\alpha$  は一般診断による1階の強さを  $P_1$ 、2階の強さを  $P_2$  とおくと次式より求められる。

$$\alpha = \frac{k_2}{k_1} = \frac{h_1 \cdot P_2}{h_2 \cdot P_1} \quad (4.5.8)$$



(4.5.8)式を(4.5.7)式に代入すると各層の剛性  $k_i$  を求めることができる。次に常時微動に基づく降伏時の層せん断力係数  $M_{Cy}$  を求める。図-4.5.6 に初期剛性と降伏時の層せん断力係数  $C_y$  によって決定される完全弾塑性型に近似した復元力特性を示す。

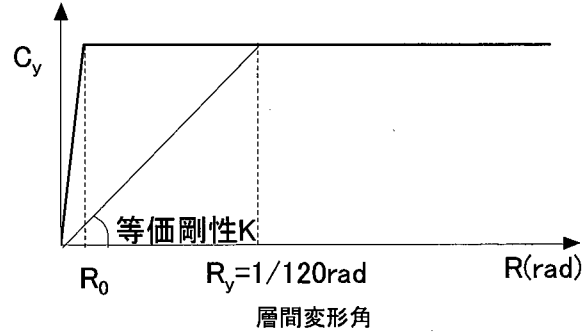


図-4.5.6 完全弾塑性型復元力特性

図-4.5.6 より、ある層における層間変形角  $R$  と等価剛性  $K$  の関係は層の高さを  $H$ 、ある層が支持する質量を  $M$  とおくと次式で与えられる。

$$K = \frac{C_y \cdot Mg}{H \cdot R} \quad (4.5.9)$$

したがって、常時微動計測に基づく  $i$  層の降伏時の層せん断力係数  $M_{Cy_i}$  は、折れ点の層間変形角を  $R_0$  とおくと、次式で表される。

$$k_i = \frac{M_{Cy_i} \cdot M_i g}{h_i \cdot R_0}, \quad (i=1,2) \quad (4.5.10)$$

$$\therefore M_{Cy_i} = \frac{k_i \cdot h_i \cdot R_0}{M_i g}, \quad (i=1,2) \quad (4.5.11)$$

降伏時の層間変形角  $R_0$  について、林ら<sup>14)</sup>は伝統軸組構法による木造住宅を 1 質点系置換した時の等価高さ  $H_e$  と等価質量を  $M_e$  とし、最大応答変形角  $R$  に対する等価固有振動数  $f$  と降伏時ベースシア係数  $C_y$  の関係を定式化して、常時微動から計測された固有振動数  $f_0$  を用いて  $C_y$  の算定を行っている。この時に降伏時の層間変形角  $R_0$  を  $1/1,000\text{rad}$  に設定し、限界耐力計算に基づく  $C_y$  と比較した結果、良い対応が得られたことを示している。そこで本研究では降伏時の層間変形角  $R_0$  は  $1/1,000\text{rad}$  に設定した。

以上の式(4.5.7), (4.5.8), (4.5.11)により、常時微動に基づく固有周期  $T$  から降伏時の層せん断力係数  $M_{Cy}$  を算定することができる。図-4.5.7 に各階について、常時微動に基づく降伏時の層せん断力係数  $M_{Cy}$  と一般診断に基づく層せん断力係数  $D_{Cy}$  の関係を示す。1 階、2 階ともに常時微動結果から求めた  $M_{Cy}$  の方が大きく、 $M_{Cy}$  の増大量に比較して  $D_{Cy}$  の増大量は小さい。

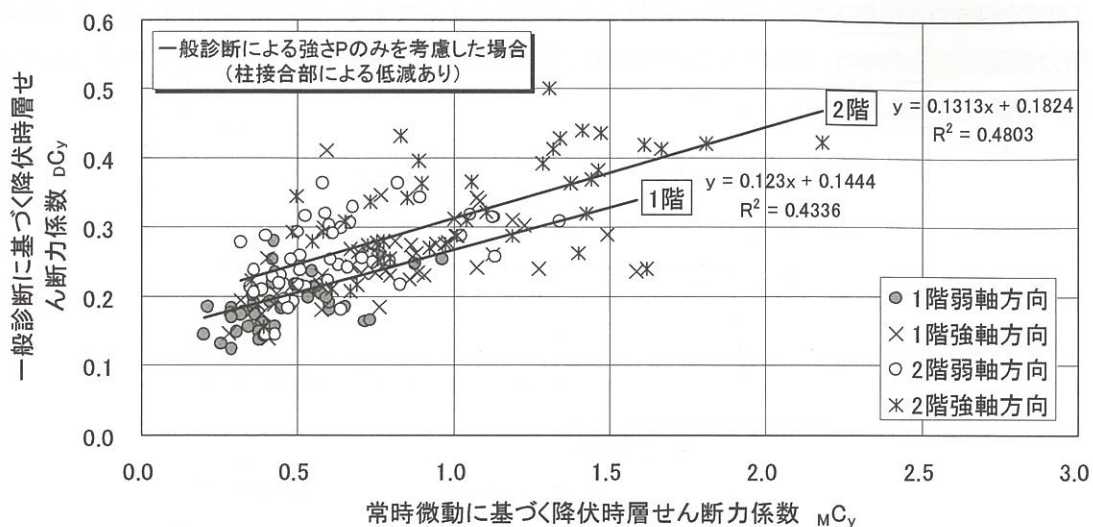
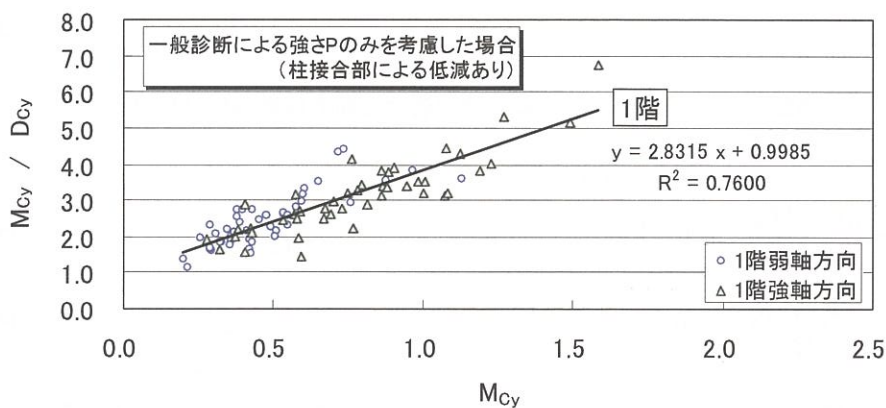
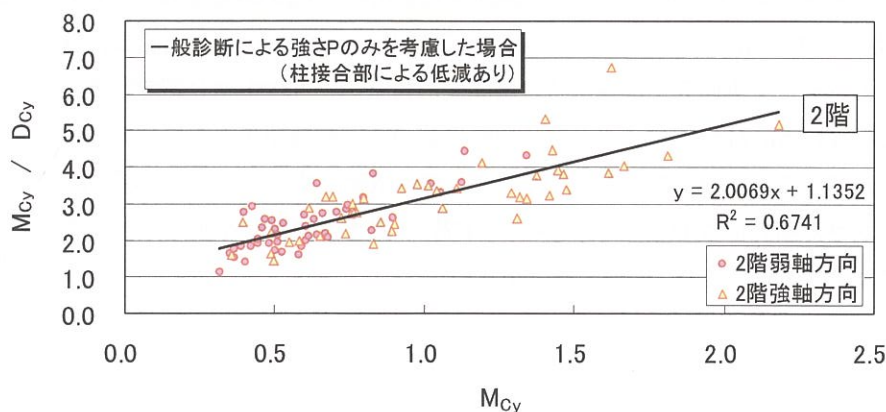


図-4.5.7 常時微動に基づく降伏時層せん断力係数  $M_{Cy}$  と一般診断に基づく層せん断力係数  $D_{Cy}$  の関係

そこで次に、 $M_{Cy}$  の  $D_{Cy}$  に対する倍率に着目した検討を行った。図-4.5.8(a), (b)に各階の  $M_{Cy}$  と  $M_{Cy}/D_{Cy}$  の関係を示す。図-4.5.8は一般診断において通常に求められる強さ  $P$  を基に  $D_{Cy}$  を算定している。図-4.5.8をみると  $M_{Cy}$  が大きくなると  $M_{Cy}/D_{Cy}$  が大きくなっている。



(a) 1 階



(b) 2 階

図-4.5.8 降伏時層せん断力係数  $M_{Cy}$  と  $D_{Cy}$  の関係 (一般診断における強さ  $P$  のみを考慮)

$D_{Cy}$ は一般診断における壁長ささと壁倍率から強さ  $P$  を求めたものであり、壁倍率は  $1/120\text{rad}$  変形時の耐力に基づいている。しかし、既往の実験などによると、 $1/120\text{rad}$  時の耐力は壁倍率から求められる耐力よりも大きいと報告されている。鈴木ら<sup>29)</sup>は在来構法木造住宅を対象とした静的水平力載荷実験を実施し、 $1/120\text{rad}$  時の耐力を非耐力壁である小壁や腰壁の存在を考慮した壁倍率から算定し、実験結果と比較を行った結果、壁率から算定した耐力よりも実験結果の耐力の方が 2~3 倍大きくなるとしている。綿引ら<sup>30)</sup>は木造住宅の実大実験の結果から層間変形角  $1/120\text{rad}$  時の耐力が雑壁などの効果により、建築基準法に基づき壁量から計算される耐力に対し 200%の余力を持っているとしている。地震動応答解析による評価では、山田<sup>31)</sup>は木造住宅の雑壁量と固有周期、地震時最大層間変位を比較検討し、雑壁量が固有周期や応答変位に影響を与えていることを示している。したがって、全体の剛性評価、耐力評価を行う上で耐力壁以外の雑壁などの住宅構成要素の影響が考慮される必要があると考える。常時微動計測に基づく固有周期には、このような雑壁などの耐力壁以外の剛性、耐力が含まれていると考えられ、その結果、降伏時層せん断力係数が壁倍率から求められた場合に比べて大きく評価されたと推察できる。 $M_{Cy}$  と  $M_{Cy}/D_{Cy}$  との相関は非常に高く、決定係数  $R^2$  は 1 階は 0.760、2 階は 0.674 であった。この関係を利用して、常時微動に基づく  $M_{Cy}$  から一般診断における  $D_{Cy}$  を簡易に推定したり、一般診断で求めた強さ  $P$  が妥当かどうかを客観的に確認したりするような常時微動の利用可能性を挙げることができる。参考として、図-4.5.9 に常時微動に基づく  $M_{Cy}$  から図 4.5.8(a)中の関係式を用いて  $D_{Cy}$  を推定し、その結果から強さ  $P$  を推定した結果を示す。

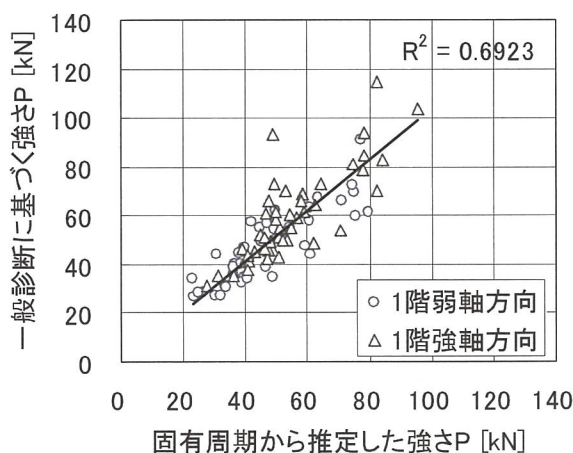
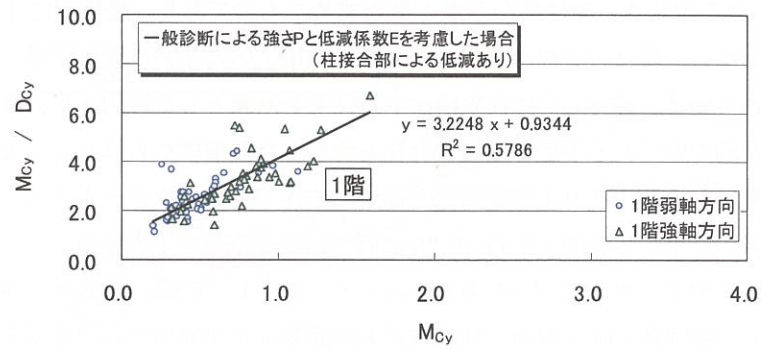
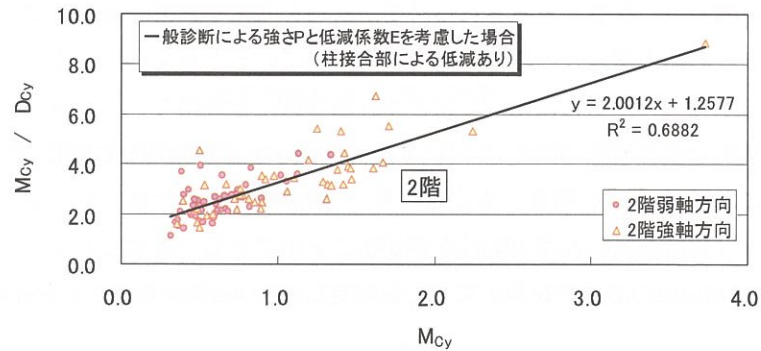


図-4.5.9 一般診断による 1 階の強さ  $P$  と固有周期から推定した強さ  $P$  の関係

図-4.5.10 は、図-4.5.8 で用いた強さ  $P$  に耐力要素の配置などによる低減係数  $E$  を考慮して求めた強さ  $P'$  から  $D_{Cy}'$  を算定して比較した結果を示している。また、図-4.5.11 は低減係数  $E$  と劣化度による低減係数  $D$  を考慮した強さ  $P''$  から  $D_{Cy}''$  を算定して比較した結果を示している。低減係数  $E$  や  $D$  を考慮すると図-4.5.8 に比較して相関は低くなっている。これより、壁の剛性や耐力評価を行う上で、常時微動に基づく固有周期は重要な耐震性能指標となり得るが、前節 4.4 における耐震簡易診断との比較結果と同様に、耐力要素の配置の影響や劣化度は固有周期に反映されにくい耐震性能の評価要素と考える必要がある。

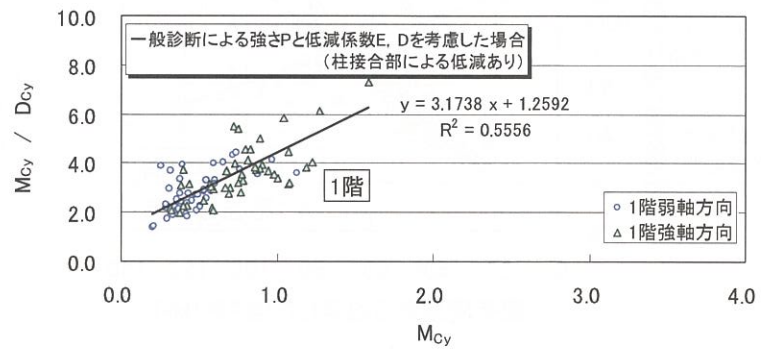


(a) 1 階

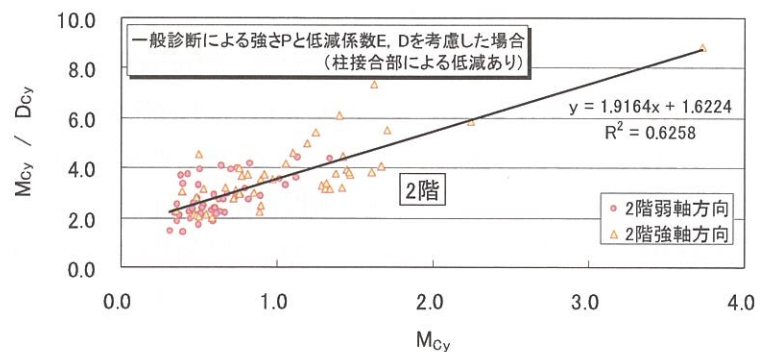


(b) 2 階

図-4.5.10 降伏時層せん断力係数  $M_{Cy}$  と  $D_{Cy}$  の比 (低減係数 E を考慮)



(a) 1 階



(b) 2 階

図-4.5.11 降伏時層せん断力係数  $M_{Cy}$  と  $D_{Cy}$  の比 (低減係数 E, D を考慮)

#### 4.6 本章のまとめ

本章では、兵庫県神戸市内を中心に静的な耐震性性能評価手法である耐震診断が実施された住宅を対象として、常時微動結果から得られた住宅の振動特性について検討を行った。得られた知見を以下に示す。

- 1) 常時微動計測結果から住宅の振動特性として固有周期、減衰定数、増幅率を算定し、データを集積するとともに、それらの算定に際して常時微動の測定位置が与える影響について分析を行った。その結果、固有周期は測定位置の影響をほとんど受けることなく求めることができるが、減衰定数と増幅率は測定位置により異なる値をとる場合があることが明らかとなった。
- 2) 建築年と固有周期の関係から、建築年が古いほど固有周期が長くなる傾向が見られた。
- 3) 耐震簡易診断結果と固有周期の関係から、固有周期が長くなると診断結果の総合評点が小さくなる傾向が見られた。
- 4) 耐震簡易診断における 6 評点と固有周期の関係を分析した結果、D×E 評点（水平抵抗力の評価）と固有周期の相関が他の評点に比較して高くなった。
- 5) 耐震簡易診断において算定される壁の割合と固有周期の相関は高く、固有周期から簡便に壁の割合を推定することが可能であることを示した。
- 6) より精密な診断手法である一般診断と耐震簡易診断結果がと比較した結果、両者にはばらつきがみられ、診断評点が小さい領域には一般診断値による評価点の方が高くなる傾向があった。
- 7) 一般診断による上部構造評点と常時微動に基づく固有振動数  $f$  の 2 乗との相関は高く、 $f^2$  から上部構造評点を簡易に推定可能であることを示した。
- 8) 固有振動数  $f$  の 2 乗と地震応答解析の主要なパラメータとなる降伏時の層せん断力係数について比較検討を行った。その結果、1 階と 2 階の質量比や剛性比を考慮して、常時微動に基づく固有周期から降伏時の層せん断力を求める関係式の定式化を行った。
- 9) 常時微動に基づく固有周期と降伏時の層せん断力係数の関係から、一般診断で必要となる強さ  $P$  の推定が可能であることを示した。



## 5. 地震応答解析による耐震性能評価手法の構築

耐震化を促進するためには、地震時に住宅がどのように揺れ、その結果、どの程度の損傷が発生するのかについて、住宅所有者や居住者が具体的な被災イメージを描くことができるような情報を提示することが効果的である。しかし、一般の静的な耐震診断では、診断値から被害をイメージすることは難しい。したがって、住宅が建設された地点でどのような地震動が発生し、その地震動によりどの程度の被害が想定されるのかを評価し、住民に明示可能な手法を構築する必要がある。さらに、住宅の挙動と密接に関係する家具の転倒や設備機器の損壊などの内部被害の予測精度の高度化を図るためには、住宅の地震時の挙動を精度良く推定することが必要となる。そこで、本章では、住宅所有者や居住者に対する地震被災リスクの伝達ツールとしての活用を目的とし、また、将来的には住宅内部の被害予測手法の構築への展開を期待して、地震応答解析による耐震性能評価手法について検討を行う。

### 5.1 地盤のサイト特性を考慮した建物への入力地震動の推定

#### (1) 震源特性および伝播経路特性を考慮した広帯域地震基盤波作成方法

地震動による個々の建物の動的な挙動を評価する場合、個々の建物に入力される建設地点近傍の表層地震動が適切に評価される必要がある。そこで、本節では、地震動の 1)震源特性、2)波動伝播特性、3)地盤増幅特性と、木造建物の振動周期領域が考慮されたハイブリッド法による兵庫県南部地震時の強震動評価を行った。

ハイブリッド法は理論的に長周期の波動場を求めた結果に、主として統計的グリーン関数法によって求められた短周期成分を付加する方法である。本研究では、1)工学的基盤面までの地震動を松島・川瀬<sup>32)</sup>による3次元有限差分法によって推定された地震動に、短周期は兵庫県南部地震の震源パラメータやスペクトル特性を反映させた統計的予測モデル<sup>33)</sup> (EMPR モデル: Earthquake Motion Prediction II Revised Model) による推定結果を加え、2)工学的基盤から地表までの地震動の増幅については地震応答解析プログラム DYNES<sup>34)</sup> (DYNamic response analysis of level ground by Effective Stress-nonlinear method) を用いて地震動推定を行った。

#### (2) ハイブリッド合成法による工学的基盤面上の地震動推定手法の概要

これまでに「神戸の地盤研究会<sup>17)</sup>」では、4種類の手法を用いて任意の地点における地震動推定を行い、各手法の特徴の比較を行っている。その結果、工学的基盤上は松島・川瀬<sup>32)</sup>による3次元有限差分法によって推定された地震動を用い、工学的基盤面から地表までの地震動の増幅は等価線形化手法を用いた地表面上における地震動の推定結果が木造建物被害を良く説明できることを明らかにしている。松島・川瀬は、神戸海洋気象台の観測記録の断層直交成分(N33W)の速度波形からフォワードインバージョンにより周期1秒の速度パルスを含む観測波を再現できる4つのアスペリティからなる震源モデルを推定し、反射法地震探査結果を元に構築した三次元盆地構造モデルを用いて、有限差分法により大阪層群上面における地震動を算定している。その結果、最大速度分布について、100cm/s以上の大振幅領域は震度7の分布と良く対応することを示した。三次元盆地構造モデルは、134.957°E、34.645°Nを原点として反時計回りに33°傾いており、長さ42km、幅18km、深さ22.8kmである。また、メッシュ間隔は80mで、X軸は右向き正、Y軸は下向き正の右手系座標系である。このため、応答地震動は格子点間隔80m毎に算出されている。ここで、有限差分法は解析対象領域内の離散化されたメッシュ交点毎に独立して物性値を入力できるため、不均質性が強い場の問題を解く場合に適しているが、適用できる周波数帯はメッシュ間隔から決定される周波数よりも低周波数側に限定される制約があり、松島・川瀬により推定された大阪層群上面における推定地震動においても周期1秒以下の解析精度の信頼性は低くなっている。一方、木造住宅の崩壊機構への

影響を考えると、表層地盤への入力波は木造住宅の弾性周期帯である 1 秒以下の短周期領域を考慮する必要がある。

ハイブリッド波形合成法は、地盤の不均質性の影響を受けにくく波動モデルで説明可能な長周期帯域の地震動を理論的に計算し、不均質性の影響を受けやすく理論的な計算が難しい場合に短周期帯域の地震動を統計的に計算する手法である。そこで、松島・川瀬<sup>32)</sup>による推定地震動をベースとして、短周期帯域は杉戸ら<sup>33)</sup>強震動の統計的予測モデル (EMPR モデル) を用いて波形合成を行った。この方法は、工学的基盤での強震動データからマグニチュードと距離の関数として非定常スペクトルの経験式を作り、断層をマグニチュード 6 相当の小領域に分割した上で、破壊伝播速度などを考慮して時間軸上で小領域からの寄与を足し合わせるものである。その結果、実際の波形を用いて小断層破壊の重ね合わせ倍率を決定することにより、スペクトル特性まで含めて兵庫県南部地震による地震動を精度良く再現できたとしている。

### (3) 検討位置と波形合成方法

検討対象位置を図-5.1.1 に示す。神戸市域は、表層地質の違いや兵庫県南部地震による被害の程度から、東部・中部・西部の 3 地区に大別することができる。そこで、本研究の検討対象位置は図-5.1.1 に示すような 3 測線を設定した。東部地区、および中部地区における測線位置は、兵庫県によって実施された反射法地震探査測線の位置を元に設定し、西部地区については、既往の文献<sup>35)</sup>を参考にした。各測線ともに測線の山側を起点としてそれぞれ 100m 毎に地震動推定点を設定した。

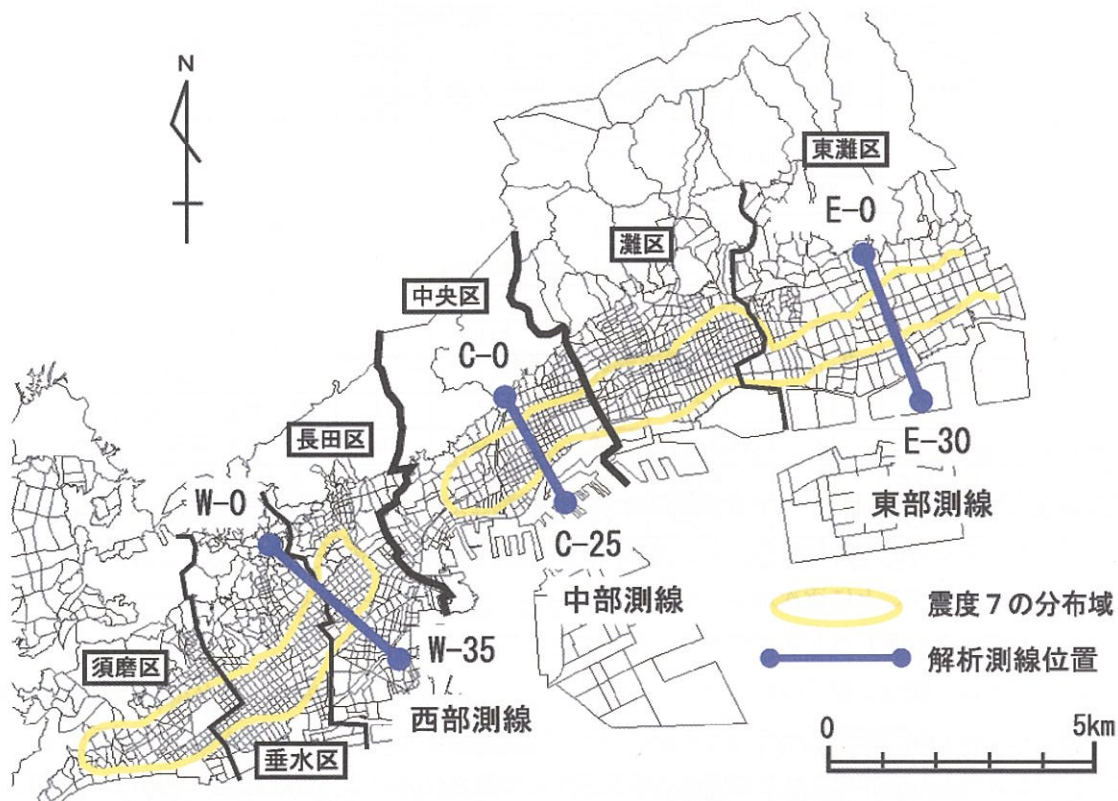


図-5.1.1 解析測線位置

波形合成にあたっては、松島・川瀬モデルによる理論波形をベースとし、松島・川瀬モデルによる理論波形と EMPR モデルによる理論波形をスペクトル領域でスムーズに接続させることとした。そこで、まず松島・川瀬モデルによるサンプリング時間 0.05 秒の理論速度波形を、サンプリング時間 0.01 秒の加速度波

形に内挿変換し、松島・川瀬モデルについてはフィルタ処理を行わず、杉戸らの EMPR モデルについては 2Hz ハイパスフィルタ処理を行い、時刻歴領域で両者を重ね合わせた。各測線の代表測点における地震動の原波形と合成波形の加速度フーリエスペクトル振幅を図-5.1.2(a)～(c)に示す。

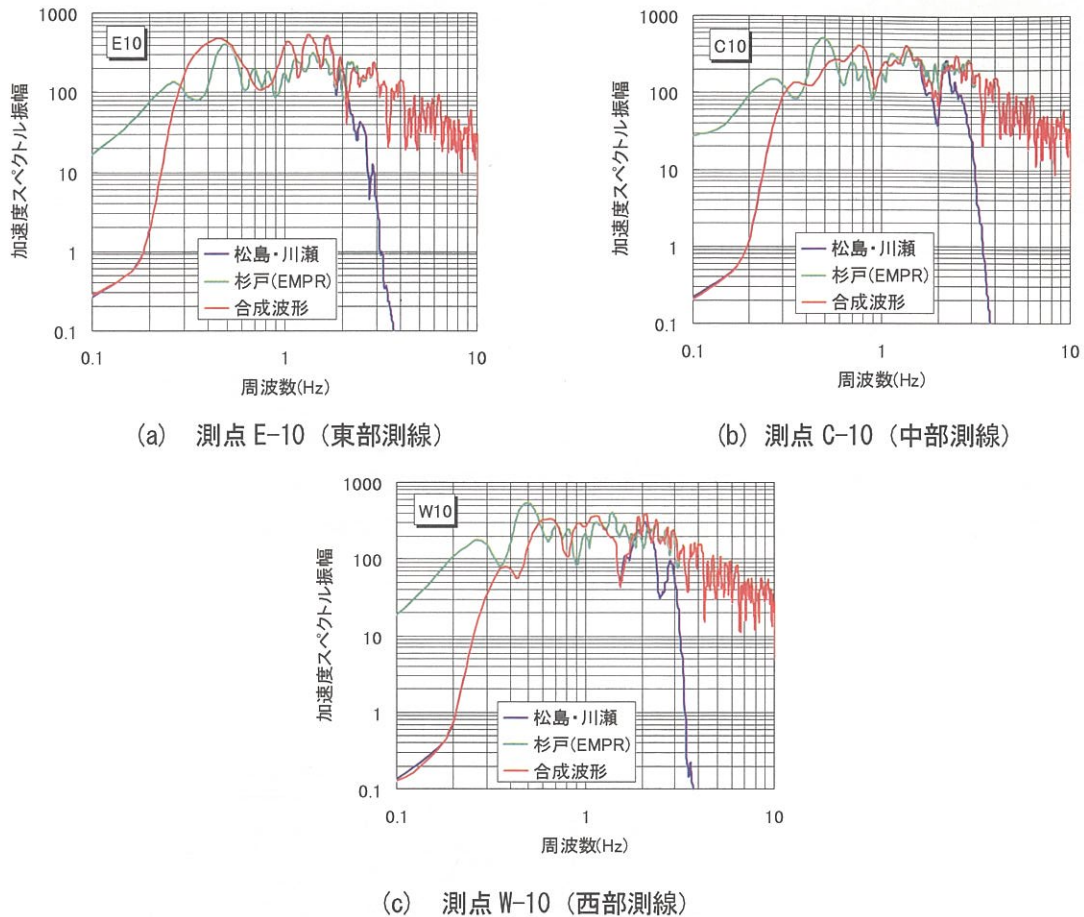


図-5.1.2 原波形と合成波形の加速度フーリエスペクトル振幅

#### (4) 表層地盤の増幅特性を考慮した地震動シミュレーション手法

工学的基盤上におけるハイブリッド合成波形を入力地震動として、浅層地盤(沖積層・段丘相当層)を対象に逐次積分法による非線形解析手法により地震応答解析を行った。解析プログラムは DYNES<sup>34)</sup>を用いた。この手法は微小時間ごとに逐次地盤の変形を解析しながら計算する手法であり、一般的には等価線形化手法に比較して大きな歪レベルまで精度良く計算できる特徴がある。

浅層地盤モデルは、既往文献<sup>36)</sup>の地盤モデルを用いた。この地盤モデルは測線下の2次元的な浅層地盤状況を把握するため、地盤情報データベース「神戸 JIBANKUN<sup>19)</sup>」に収録されているボーリングデータ及び既往の文献<sup>37)</sup>を参考として作成された浅層地盤断面図から構築されている。浅層地盤の地層は、沖積砂層(As)、沖積礫層(Ag)、沖積粘土層(Ac)、沖積海成粘土(Ma13)、段丘砂層(Ds)、段丘礫層(Dg)、段丘粘土層(Dc)、段丘海成粘土層(Ma13)、盛土・埋立土(F)、大阪層群砂層(Os)、大阪層群礫層(Og)、大阪層群粘土層(Oc)の12層に分類されている。なお、既往文献<sup>36)</sup>では洪積層としているものを、ここでは段丘相当層として読みかえている。

工学的基盤は既往文献<sup>36)</sup>に基づき設定した。工学的基盤は、Ma12が分布する範囲ではMa12の直下に、

Ma12 が分布しない範囲では N 値 60 以上に設定している。

地震応答解析プログラム DYNES<sup>34)</sup>に必要な主な物性値は、1)層種、2)層種別の層厚(m)、3)単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)、4)せん断波速度(m/s)である。既往研究<sup>36)</sup>では、各測線を中心とした約 2km 幅に分布するボーリングデータの N 値から、表-5.1.1 に示す換算式を用いて測点ごとに各層のせん断波速度を求め、地盤モデルを作成している。本研究ではこの地盤モデルを用いた。各地区、各地層の平均 N 値、平均 Vs、単位体積重量を表-5.1.2 に示す。

表-5.1.1 各地層の N 値とせん断波速度の関係<sup>36)</sup>

Vs=A×NB		係数 A	係数 B
Ac	沖積粘土層	87	0.372
As	沖積砂層	106	0.231
Ag	沖積礫層	103	0.205
Dc	段丘粘土層	102	0.362
Ds	段丘砂層	175	0.171
Dg	段丘礫層	241	0.099
Ma13	沖積粘性土層	150	0.157
Ma12	段丘粘性土層	183	0.142
F	盛土・埋立土層	141	0.129

表-5.1.2 各地層の平均物性値<sup>36)</sup>

層種		西部地区		中部地区		東部地区		平均 γ <sub>t</sub> (kN/m <sup>3</sup> )
		平均 N 値	平均 Vs(m/s)	平均 N 値	平均 Vs(m/s)	平均 N 値	平均 Vs(m/s)	
Ac	沖積粘土層	11	212	9	197	11	212	16.66
As	沖積砂層	25	223	23	219	23	219	17.64
Ag	沖積礫層	39	218	42	222	33	211	18.13
Dc	段丘粘土層	22	312	23	317	23	317	18.13
Ds	段丘砂層	43	333	42	332	45	336	19.11
Dg	段丘礫層	54	358	50	355	52	356	19.60
Ma13	沖積粘土層	10	215	3	178	3	178	16.17
Ma12	段丘粘土層	18	276	16	271	14	266	16.66
F	盛土・埋立土層	11	192	17	203	11	192	18.13
Oc	大阪層群粘土層	30	349 <sup>注1)</sup>	26	332 <sup>注1)</sup>	41	391 <sup>注1)</sup>	18.13 <sup>注2)</sup>
Os	大阪層群砂層	48	339 <sup>注1)</sup>	51	343 <sup>注1)</sup>	59	351 <sup>注1)</sup>	19.11 <sup>注2)</sup>
Og	大阪層群礫層	52	356 <sup>注1)</sup>	39	346 <sup>注1)</sup>	43	350 <sup>注1)</sup>	19.60 <sup>注2)</sup>

注1：大阪層群の Vs については、段丘層の N 値から Vs への換算式を用いた。

注2：大阪層群の γ<sub>t</sub> については、段丘層の値を用いた。

## (5) 地震応答解析結果

地震応答解析の結果から得られた最大地動速度(以下、PGV と称す)の分布を図-5.1.3(a)～(c)に示す。各測線における PGV のピーク値は、東部測線で 152kine、中部測線で 148kine、西部測線で 112kine である。東部測線では、「震災の帯」に該当する算定点(E-6～E-17)で PGV は顕著なピークを示しており、また東部測線に比較すると顕著ではないが、中部測線、西部測線においても「震災の帯」に該当する算定点(C-6～C-14、W-7～W-22)の間で PGV は大きな値を示す傾向がある。なお、西部測線付近で観測された地震動の PGV は、JR 鷹取駅で約 127kine (EW 方向)<sup>38)</sup>であり、本研究で求めた地表面の PGV 分布に近い記録が得られている。



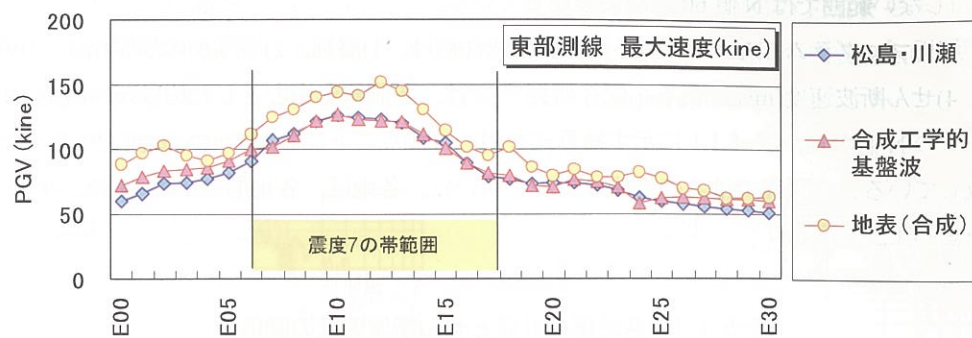


図-5.1.3(a) 推定 PGV の分布 (東部測線)

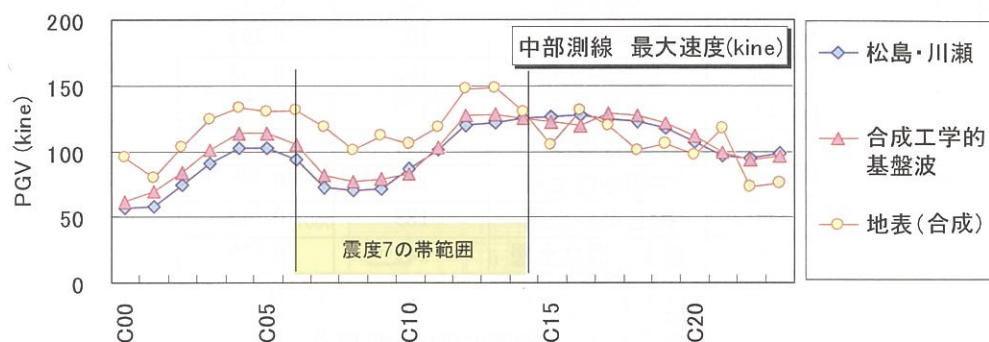


図-5.1.3(b) 推定 PGV の分布 (中部測線)

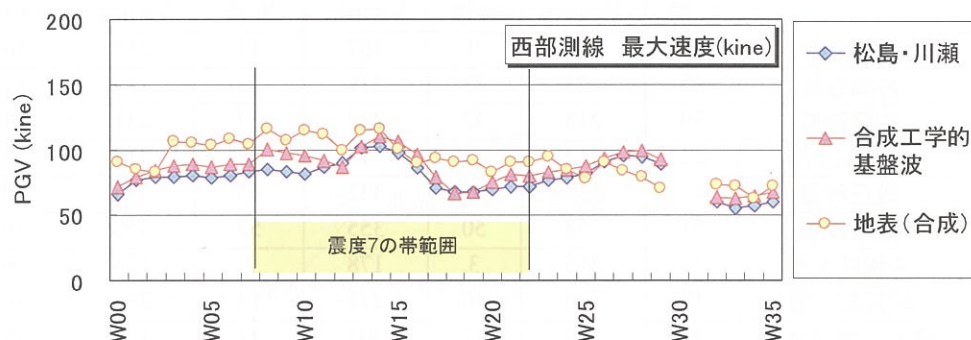


図-5.1.3(c) 推定 PGV の分布 (西部測線)

図-5.1.3(a)～(c)に、工学的基盤面における松島・川瀬による推定 PGV 分布およびハイブリッド合成波形から得られた PGV 分布を併せて示す。

東部測線について、工学的基盤波については、松島・川瀬モデルとハイブリッド合成波形に大きな差異はみられない。中部測線について、工学的基盤波についてはハイブリッド合成波形の方が松島・川瀬モデルより少し大きい。西部測線について、工学的基盤波については中部測線と同様にハイブリッド合成波形の方が松島・川瀬モデルより少し大きい値を示した。

堀江ら<sup>39)</sup>は本研究における地震動シミュレーション結果から得られた最大速度に着目して、推定地震動の検証を行っている。本研究による PGV を用いて建物被害を推定し、さらに死者数を推定した結果、いずれの測線においても実被害を説明可能な推定結果となり、妥当な地震動推定が行われていることを確認している。



## 5.2 応答解析に基づく地震被災危険度評価手法

応答解析に基づく木造建物の地震被災危険度評価手法を確立するために、1) 木造建物群の推定を行い、木造建物群の構造特性および振動特性を考慮した振動解析モデルを構築して、2) 地震応答解析により最大応答変形角と建物損傷度の関係について検討を行う。

最初に地震被災危険度評価手法の概要を説明する。図-5.2.1 に評価の流れを示す。まず、第2章から得られた常時微動計測に基づく固有周期を用いて木造住宅群のモデル化を行う。木造住宅群のモデル化は、在来軸組構法による2階建ての住宅を対象として、1) 常時微動から得られた固有周期の分布を考慮したモデル、および2) 固有周期の分布に加えて耐震診断結果から得られた木造住宅の構造特性の分布を考慮したモデル、の2種類を構築する。構築した木造住宅群について、建物1棟毎に与えられた固有周期から4.5節の式(4.5.7)、(4.5.8)、および(4.5.11)を用いて地震応答解析の主要なパラメータとなる降伏時の層せん断力係数を推定する。その層せん断力係数から復元力特性を設定し、2質点せん断型の振動解析モデルを構築する。構築した解析モデルを用いて木造建物群の建物1棟毎に、前節5.1の結果から得られた地震動を入力して応答解析を行い、最大応答変形角を求める。求められた最大応答変形角について、最大応答層間変形角と建物損傷度の関係を設定して被害発生の有無を判定し、被害の棟数比によって被害率を算定する。

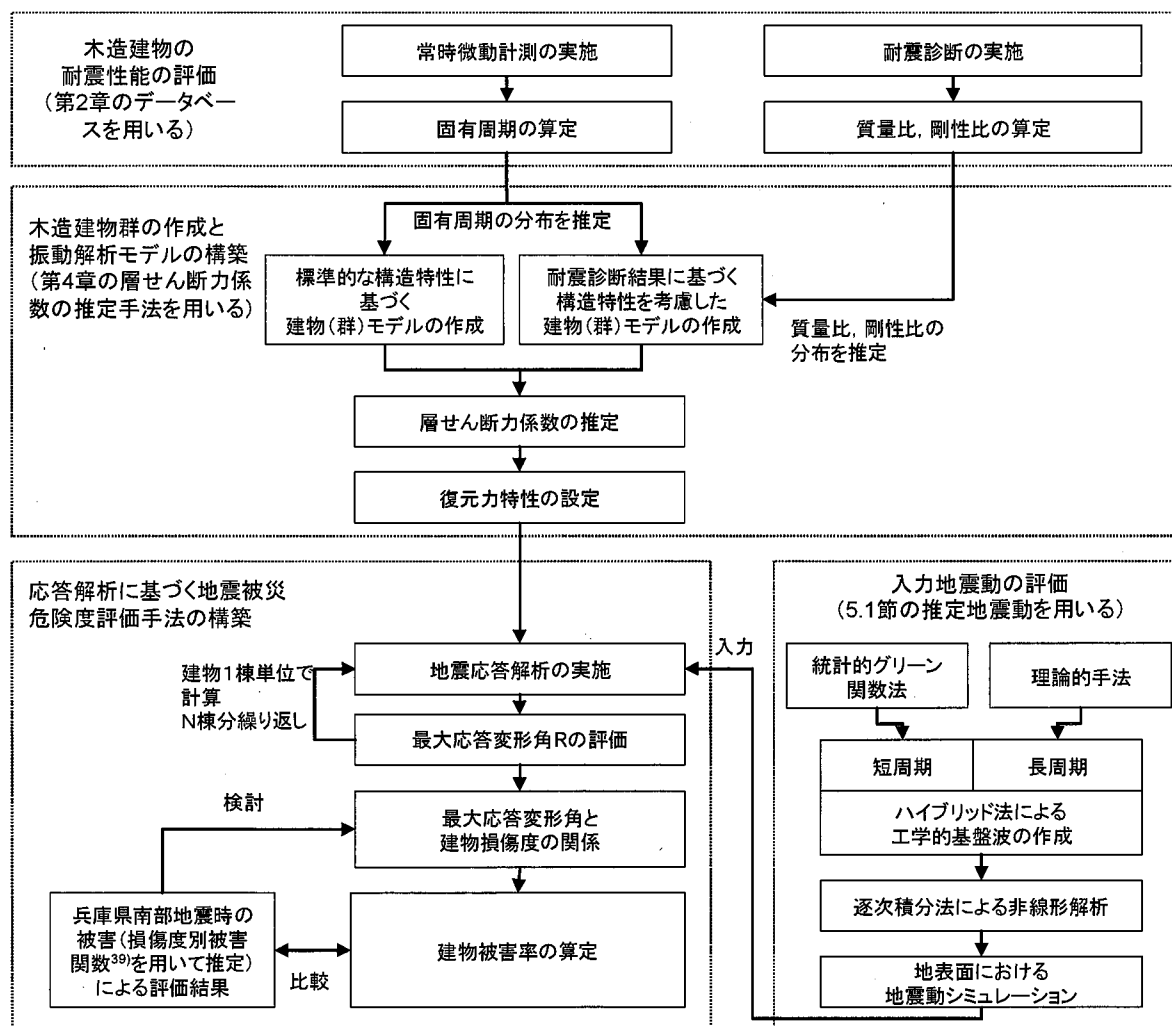


図-5.2.1 応答解析に基づく地震被災危険度評価の流れ

### 5.3 耐震性能を考慮した木造建物の振動解析モデルの設定

本節では第2章において動的な振動特性として得られた常時微動に基づく固有周期を利用して、1) 固有周期から推定される降伏時の層せん断力係数のみを考慮した標準的な振動解析モデルと、2) 耐震診断から得られた構造特性情報を考慮したモデルを設定する。

#### (1) 標準的な構造特性に基づく解析モデルの構築

まず、常時微動計測による固有周期を基に振動解析モデルを構築する。すなわち、木造建物群モデルは固有周期の分布のみを考慮して構築し、その他の解析パラメータである階高、2層の質量比、剛性比は統計データなどを参考に、標準的な2階建てを想定して固定値として設定する。本研究では兵庫県南部地震を対象として建物応答に関する解析が行われた既往の研究<sup>例えば40),41),42)</sup>を参考にして、図-5.3.1のような2質点型の振動解析モデルを設定した。1階、2階の高さは3mと2.7mとし、質量比は4:3、2層部の剛性は1層部の0.75倍である。

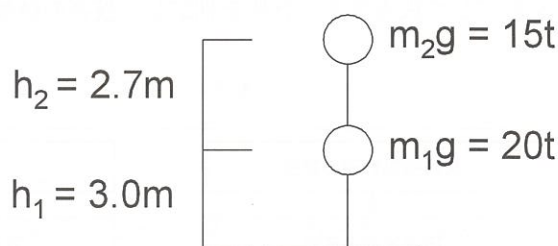


図-5.3.1 2質点せん断型モデル

木造建物群のモデルを設定するための固有周期の分布は、第2章のデータベースから比較的多くの常時微動データが得られた1972年～1981年の住宅46棟のうち、一般診断を受診して構造特性が明らかな39棟をランダムサンプルとして扱い、対数正規分布を仮定して固有周期の平均値 $\lambda$ と標準偏差 $\zeta$ を求め推定した。建物群の建物総数を200棟として対数正規乱数を発生させ、得られた固有周期の分布を図-5.3.2に示す。また、図-5.3.2には強軸方向と弱軸方向について $\lambda$ と $\zeta$ の値を示している。結果として、固有周期について、弱軸方向は0.114秒～0.307秒、強軸方向は0.077～0.239秒に分布する建物群を作成した。この建物群をモデルAと設定する。

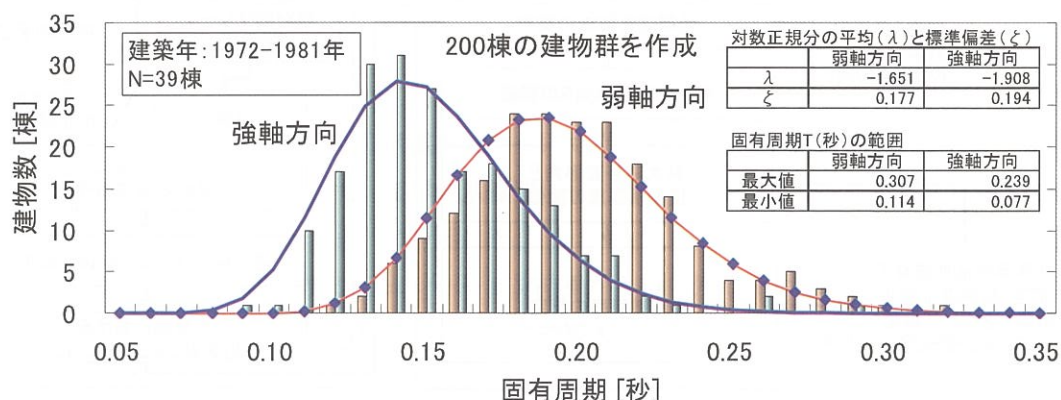


図-5.3.2 木造建物群の固有周期の分布の推定

復元力特性は図-5.3.3 に示すように設定した。この復元力特性は層間変形角  $1/120\text{rad}$  時の降伏耐力  $P_y$  を 1.0 とした規準化復元力に対し、鈴木ら<sup>40)</sup>による実在の木造住宅を対象に実施した静的水平力載荷実験を参考にして、トリリニア型履歴特性とスリップ型履歴特性の複合型とした。トリリニア型の第1折点は層間変形角  $1/120\text{rad}$  時とし、負担比率は 0.4 とした。第2折点は  $1/30\text{rad}$  に設定して、耐力は  $1/120\text{rad}$  時の 1.5 倍と設定した。スリップ型の第1折点は  $1/120\text{rad}$  としている。ここで、降伏耐力  $P_y$  は建物重量  $Mg$  と降伏時の層せん断力係数  $C_y$  の積で求められる。

層せん断力係数  $C_y$  は構築した建物群モデルの固有周期を基に 4.5 節の式(4.5.7), (4.5.8), および(4.5.11)式を用いて、1棟毎に算定した。この算定において、常時微動に基づく降伏時の層間変形角  $R_0$  は 4 章と同様に  $1/1,000\text{rad}$  とした。推定の結果、設定したモデル群において、弱軸方向の1層の  $C_y$  は 0.19~1.05 となった。一方、強軸方向も同様に求めると、1層の  $C_y$  は 0.28~2.71 となった。減衰は剛性比例型とし、4 章における常時微動計測結果を考慮して、1次モードの臨海減衰比を 5% とした。

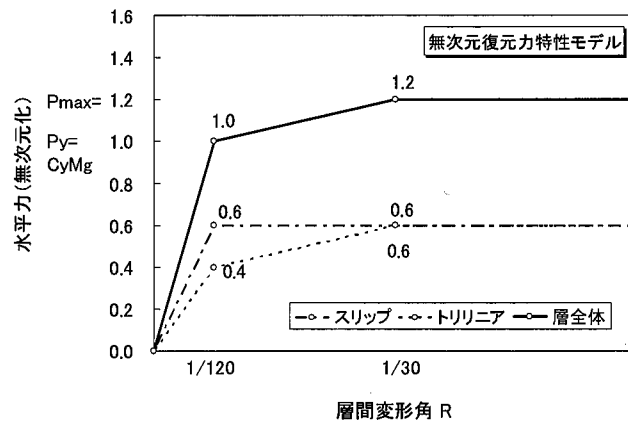


図-5.3.3 規準化復元力特性モデル

## (2) 耐震診断結果に基づく構造特性を考慮した解析モデルの構築

木造住宅の動的な挙動を正確に予測するためには、建物の構造的な特性を把握する必要がある。本項では、耐震診断結果から得られた質量比  $R_m$  と剛性比  $\alpha$  を建物モデルに組み込み解析を行う。

$R_m$  と  $\alpha$  の分布は第2章のデータベースから比較的多くの常時微動データが得られた 1972 年~1981 年の住宅 46 棟のうち、一般診断を受診して構造特性が明らかな 39 棟から確率密度分布を設定して推定した。ここで  $R_m$  と  $\alpha$  について相関分析を行うと相関係数は弱軸方向が 0.825, 強軸方向は 0.842 と高いため、2変量対数正規分布を仮定した。 $\ln(R_m)$  と  $\ln(\alpha)$  の平均値を  $\lambda_{R_m}$ ,  $\lambda_\alpha$ , 標準偏差を  $\zeta_{R_m}$ ,  $\zeta_\alpha$ , 2変数の相関係数を  $\rho$  とおくと、2変量正規確率密度関数  $P(\ln(R_m), \ln(\alpha))$  は次式(5.3.1)で表される。

$$P(\ln R_m, \ln \alpha) = \frac{1}{2\pi \cdot \zeta_{R_m} \cdot \zeta_\alpha \sqrt{1-\rho^2}} e^{-\frac{1}{2}Q(\ln R_m, \ln \alpha)} \quad (5.3.1)$$

$$Q(\ln R_m, \ln \alpha) = \left\{ \frac{1}{(1-\rho^2)} \times \left[ \left( \frac{\ln R_m - \lambda_{R_m}}{\zeta_{R_m}} \right)^2 - \frac{2 \cdot \rho}{\zeta_{R_m} \cdot \zeta_\alpha} (\ln R_m - \lambda_{R_m})(\ln \alpha - \lambda_\alpha) + \left( \frac{\ln \alpha - \lambda_\alpha}{\zeta_\alpha} \right)^2 \right] \right\} \quad (5.3.2)$$

上式により求められた弱軸方向に関する  $R_m$  と  $\alpha$  の分布を図-5.3.4 に示す。

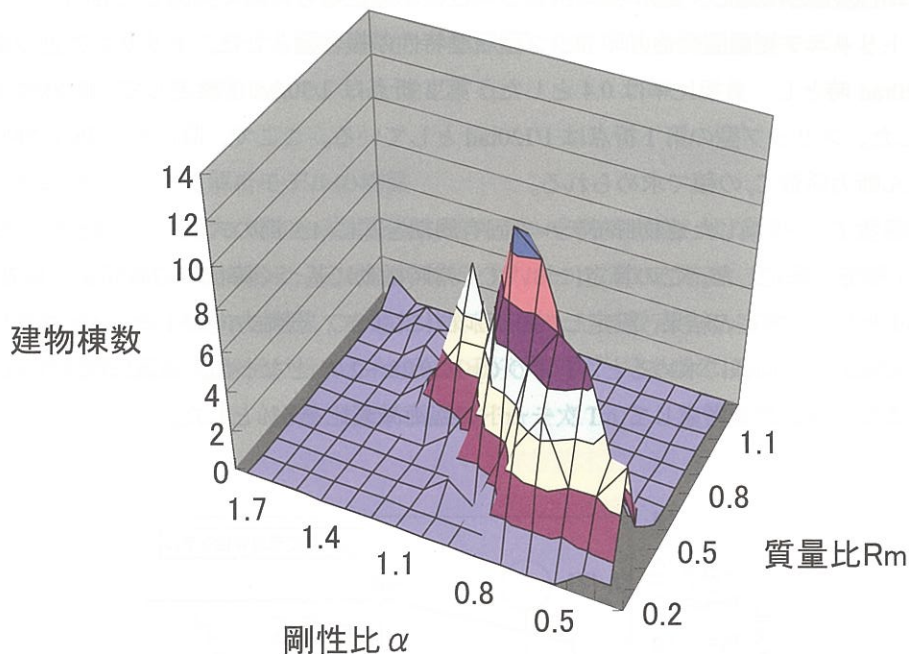


図-5.3.4 質量比と剛性比の確率密度分布（弱軸方向）

上記の確率分布密度分布に従う建物群に、前節で設定した分布に従う固有周期をランダムに与えた。この建物群をモデル B と設定する。その結果、設定したモデル群において、弱軸方向の 1 層の  $C_y$  を計算すると 0.15～1.08 となった。前項の構造特性を考慮しないモデルに比較して  $C_y$  の分布範囲が拡大している。この要因として質量比と剛性比の組み合わせによっては、より耐震的に有利な建物と不利な建物が発生したためと考える。言い換えると、常時微動により同じ固有周期が得られたとしても、質量比、剛性比の影響により振動特性は異なることがあることを示している。強軸方向は 1 層の  $C_y$  は 0.26～2.53 となった。

#### 5.4 地震応答解析に基づく木造建物群の被害推定

##### (1) 解析ケース

前節で設定した振動解析モデルを用いて木造建物群の被害推定を行う。検討対象とした地域は 5.1 節で設定した東部測線とした。解析ケースを表-5.4.1 に示す。解析ケースは 3 種類で、Case\_A は、固有周期の分布のみを考慮して設定したモデル、Case\_B-1 は構造特性を考慮した弱軸方向に関するモデル、Case\_B-2 は同じく強軸方向に関するモデルである。Case\_B-3 は同じく構造特性を考慮したモデルだが、50%の建物に対しては地震動を弱軸方向に入力し、残りを強軸方向に入力した場合について検討を行った。

表-5.4.1 解析ケース一覧

解析ケース	建物モデル群名	地震動入力方向	備考
A	A	弱軸	固有周期の分布のみを考慮
B-1	B	弱軸	固有周期と1階、2階の質量比および剛性比を考慮
B-2	B	強軸	上と同じ
B-3	B	弱軸50%+強軸50%	上と同じ



## (2) 応答解析結果

### a) Case\_A の地震応答解析結果

モデル A の建物群 200 棟に対して実施した解析結果から得られた各測点毎の最大応答変形角の分布を図-5.4.1 に示す。最大応答値の分布を見ると、大きな地震動が推定されたエリア(E-6～E-17)での応答が大きく、最も大きな最大応答変形角  $R$  は E-13 において  $1/5.5\text{rad}$  となった。しかし、このエリアの全ての建物の応答が大きいわけではなく、 $R=1/52\text{rad}$  程度の建物もあり、とくに E-13 地点では応答量の範囲が広い特徴がある。一方、海側に向かうにつれて、E-16 地点から応答量が小さいことが分かる。また、山側については、E-00～E-04 地点まで少しずつ最大応答量は小さくなっているが、例えば E-02 地点のようにある特定の建物の応答が大きくなる場合がある。この山側の地震動周期成分にはハイブリッド合成法による地震動推定で短周期が多く含まれる地域であったため、周期の短い建物の応答が大きくなってこのような現象があらわれたと考える。したがって、高精度な被害予測を行うためにはこのような周期特性の影響を考慮する必要がある。

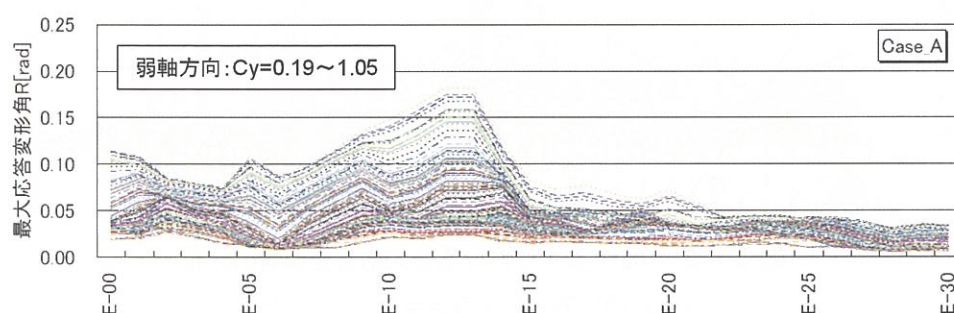


図-5.4.1 Case\_Aにおける最大応答変形角の分布

次に既往の研究における最大応答変形角  $R$  と建物損傷度の関係から、建物損傷度の分布について検討を行った。ここで、最大応答層間変形角と建物損傷度の関係について、吉田・大井<sup>43)</sup>は兵庫県南部地震による木造建物の被害に対応した木造建物の耐震性の検討を行っており、モンテカルロシミュレーションによる応答解析を行った結果、一部損壊では  $1/60\text{rad}$ 、半壊は  $1/40\text{rad}$ 、全壊は  $1/30\text{rad}$  で被害と対応することを示している。そこで、一部損壊に相当するダメージグレードの D1 は  $1/60\text{rad}$  以上、半壊に相当する D3 は  $1/40\text{rad}$  以上、全壊に対応する D4 は  $1/30\text{rad}$  以上で発生すると仮定した。D2 は半壊と一部損壊の間に位置するとして、 $1/50\text{rad}$  に設定した。層破壊の D5 は、村上らによる検討を参考に  $1/10\text{rad}$  とした。図-5.4.2 に推定した被害率の分布を示す。ほとんどの地点で D1 以上の被害率が 100% となり、D4 以上の被害率は 80% となった。層破壊についても発生が認められ、D5 以上の被害率は最大で 20% 程度となった。

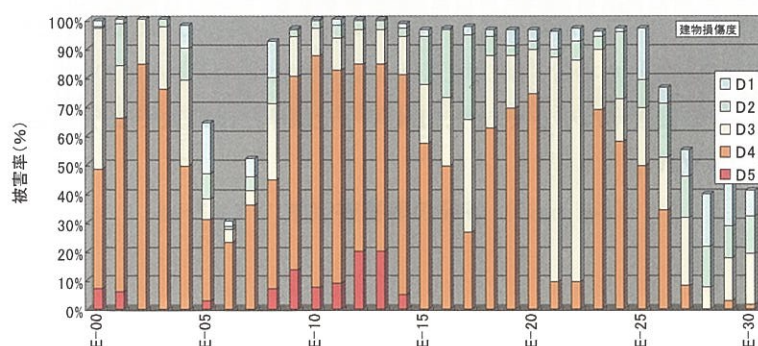


図-5.4.2 推定被害率の分布 (Case\_A)



#### b) Case\_B-1 の地震応答解析結果

Case\_B-1 の弱軸方向に入力した解析結果から得られた各測点毎の最大応答変形角の分布を図-5.4.3 に示す。最大応答値の分布を見ると、最も大きな最大応答変形角  $R$  は E-13 地点において  $1/4.2\text{rad}$  となり、Case\_A と比較するとやや大きな応答値が得られた。これは、前述したように建物の構造特性として質量比と剛性比を考慮することにより、場合によってはより耐震的に有利となる建物と不利となる建物が存在したためと考えられる。次に、最大応答変形角と建物被害の関係を Case\_A と同様に設定して、図-5.4.4 に示すように被害率の分布を推定した。図-5.4.4 は図-5.4.2 の Case\_A の場合とほぼ同じ分布をしており大きな違いは見られない。

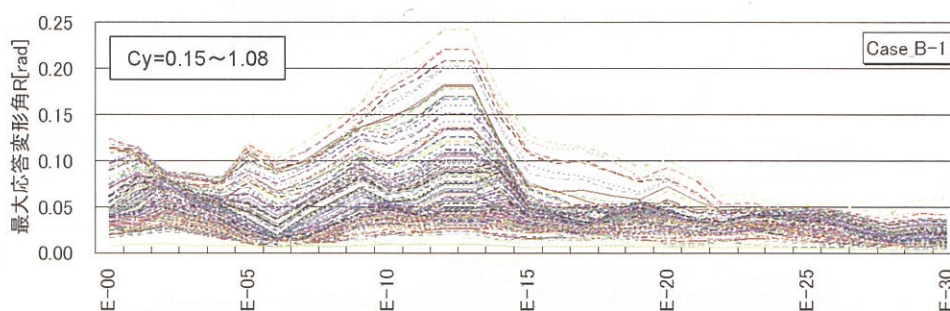


図-5.4.3 Case\_B-1 における最大応答変形角の分布

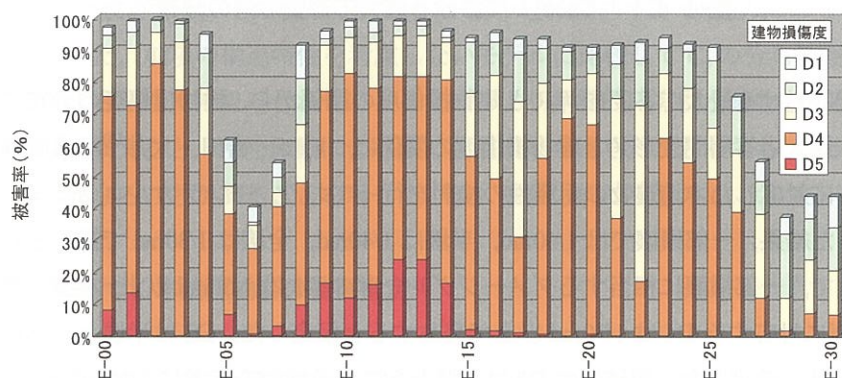


図-5.4.4 推定被害率の分布 (Case\_B-1)

#### c) Case\_B-2 の地震応答解析結果

次に Case\_B-2 の強軸方向へ入力した結果として、最大応答変形角の分布を図-5.4.5 に被害率の分布を図-5.4.6 に示す。強軸方向に入力した場合、解析地点毎の差は少なく、ほとんどの建物の応答値は  $1/20\text{rad}$  以内となっている。図 5.4.6 の被害率は小さくなり、D4 率（全壊率）は最大で 20%程度となった。また、層破壊はほとんど発生していない。

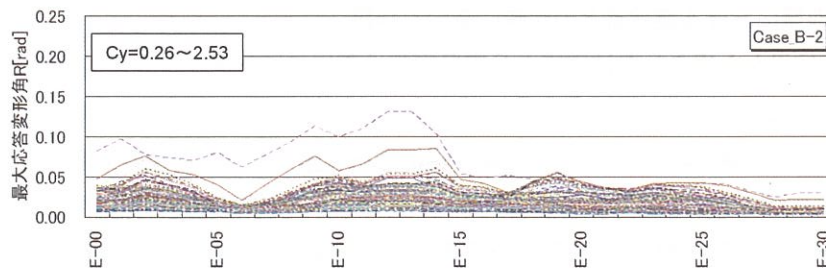


図-5.4.5 Case\_B-2における最大応答変形角の分布

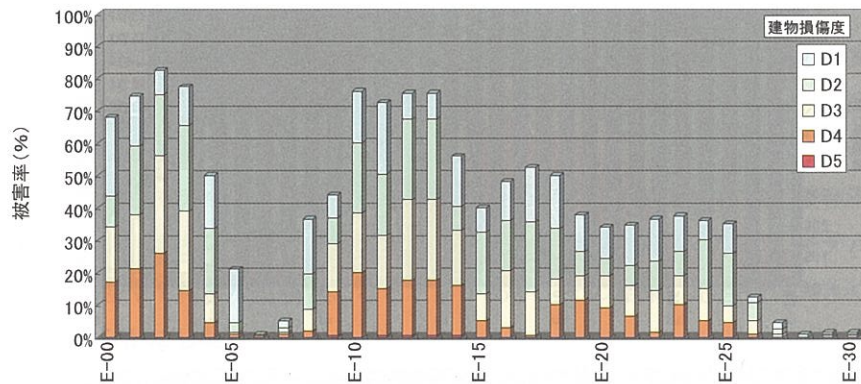


図-5.4.6 推定被害率の分布 (Case\_B-2)

d) Case\_B-3 の地震応答解析結果

最後に地震動の方向性を考慮した解析を行った。建物の50%には弱軸方向に、残りの50%には強軸方向に入力したケース (Case\_B-3) の結果として、推定被害率の分布を図-5.4.7 に示す。地震動が大きい地点や山側の地点の被害率が高くなり、海側が小さくなるという被害分布が得られた。全壊率は最大で50%，層破壊率は最大10%程度となった。

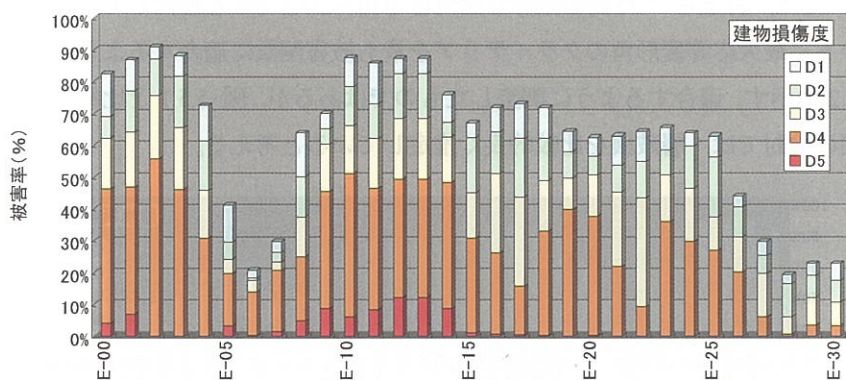


図-5.4.7 推定被害率の分布 (Case\_B-3)



## 5.5 兵庫県南部地震における実被害との比較に基づく検証

前項の応答解析結果から得られた被害率と兵庫県南部地震における実際の被害率の関係を比較することにより、応答解析結果の妥当性を検証した。兵庫県南部地震における実際の被害率について、堀江ら<sup>44)</sup>は兵庫県南部地震による被害を統計的に分析し、建物損傷度を考慮した木造住宅の被害関数を提案している。この被害関数を用いて推定した被害率と比較を行い、最大応答変形角と建物損傷度との関係を考察する。応答解析の対象とした1972～81年の建築年を考慮した損傷度別被害関数を用いて算定した東部測線における損傷度別被害の分布を図-5.5.1に示す。

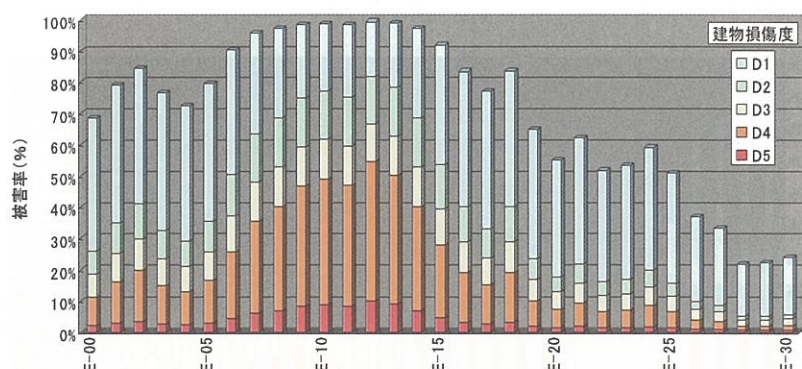


図-5.5.1 損傷度別被害関数<sup>44)</sup>を用いて推定された東部測線における木造建物（1972年81年）の被害率

図-5.5.1と前節の図-5.4.7を比較するとE-6～E-17において、地震動の大きい地域では非常に良い対応を示している。特に応答解析による結果は全壊や層破壊の分布を良く再現している。一方、山側や海側では両者に違いが現れている。この要因として建物被害の評価尺度の違いにより、最大応答変形角と建物損傷度の関係の設定に問題がある可能性がある。そこで、反対に応答解析の結果が、堀江ら<sup>44)</sup>による損傷度別被害関数を用いて推定結果に最も適合するような最大応答変形角を求めた。適合方法は各測点における被害率の差の2乗和が最も小さくなるように建物損傷度のクライテリアを求めた。その結果、層破壊のD5は $R=1/10\text{rad}$ 、D4は $1/25\text{rad}$ 、D3は $1/26\text{rad}$ 、D2は $1/32\text{rad}$ 、D1は $1/84\text{rad}$ となった。D4、D3、D2間の差は小さい。D5については、村上ら<sup>41)</sup>は倒壊限界変形角を $1/10\sim 1/7.5\text{rad}$ と指摘しており、今回の結果はその値と整合している。最大応答変形角のクライテリアを最も被害関数に適合するように設定した時の被害率の分布を図-5.5.2に示す。適合するように調整したものではあるが、図-5.5.1と比較すると良い対応が得られた。特に今回の検討では、層破壊を比較的良く推定していると考ええる。

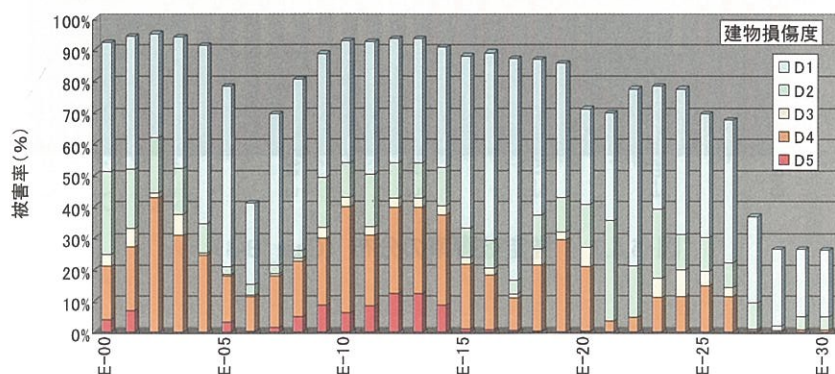


図-5.5.2 推定被害率の分布 (Case\_B-3)

## 5.6 本章のまとめ

本章で得られた知見を知見を以下に示す.

- 1) 工学的基盤面までの地震動を長周期帯は 3 次元有限差分法によって推定された地震動に, 短周期帯は兵庫県南部地震の震源パラメータやスペクトル特性を反映させた統計的予測モデルによる推定結果を合成し, 工学的基盤から地表までの地震動の増幅については非線形解析手法を用いて設定した解析測線上の地震動推定を行った。
- 2) 常時微動計測結果を基に降伏層せん断力係数  $C_y$  の分布を求め,  $C_y$  分布を考慮した 2 質点せん断型の振動解析モデルを提案した。また, 耐震診断結果から 2 層建物の質量比, 剛性比をパラメータにしたモデルを提案した。
- 3) 構築したモデルに地盤サイト特性を考慮した地震動を入力して地震応答解析を実施し, 地震動の周期特性の違いにより, 同一地点において建物の応答が異なるケースがあり, 周期特性を考慮する必要があることを指摘した。
- 4) 常時微動に基づくモデルと, 構造特性を考慮したモデルを比較した結果, 被害率は同程度の評価精度であったが, 建物 1 棟単位の挙動に着目すると, 構造特性を考慮したモデルの方が耐震的に有利となる場合や不利となる場合になることがあり, その結果, 応答値が大きくなる建物が存在することを明らかにした。
- 5) 既構築の損傷度別被害関数による推定結果に整合するように, 最大応答変形角を求めた結果, 層破壊 D5 は  $R=1/10\text{rad}$ , D4 は  $1/25\text{rad}$ , D3 は  $1/26\text{rad}$ , D2 は  $1/32\text{rad}$ , D1 は  $1/84\text{rad}$  となった。
- 6) 地震応答解析を基に木造建物の層破壊被害までを推定可能な手法を示した。

## 6. 耐震化効果の定量的評価に向けて～固有振動数の相対変化に関する事例紹介～

### 6.1 はじめに

#### (1) 阪神大震災からの教訓

筆者宮西は神戸市長田区真野地区でまちづくりを実践してきたまちづくり人である。震災前は、防災まちづくりは姑息だ、住民のきづな、コミュニティづくりが、まちづくりの本道と独走してきた。震災後は真野小学校校区で住民主体の災害対策本部を立ち上げ、自分達の街は自分達で守る活動を展開した。そのことは高く評価もされ、真野40年の歴史に新たな足跡を残したと自負もしている。しかし、建築学科の出身の筆者には住宅で多くの人が亡くなった事は大変なショックで、頭から消えたことがなかった。阪神淡路大震災からの教訓は住宅や家具の下敷きで居住者が亡くなったこと、建物が人を殺めたことであると強く噛み締めてきた。

#### (2) 事前の耐震補強の重要さ

地震はどこでも起る。地震の揺れと共振して倒壊するだろう建物、木造住宅はたくさんある。事前の耐震補強が防災まちづくりの最大で究極のテーマでなければならない。自助努力にゆだねられた木造住宅の耐震化が進まない。筆者は平成15年の年賀状で耐震補強の推進に直接係わると宣言した。

地震で人命を救う最も重要なものは、地震が来る前に、強い揺れでも共振しない、壊れてしまわない家にあることである。さきの阪神・淡路大震災での死因は倒壊した建物の下敷きになってしまったことによる。また、倒壊した建物は、容易に火災の源になる。安全なまちにするためには、安全な建物を増やすことが何より重要である。

#### (3) 市民にもわかりやすい補強の効果

そのために、老朽化して地震に対する抵抗力がない建物は、建て替えるか、補強をすることが先決である。しかし、現実には、これはあまり進んでいるとは言い難い。その原因の一つが、姉歯事件等で世間をゆるがせたことによる、人々の建築界への不信感である。補強にお金をだしても、それが本当に生きたお金の使い方となるのか。人々は、そこに確信が持てない。耐震判定・耐震改修計画は全て机上プラン、耐震工事の施工は従事者の善意におまかせ、耐震に目覚めた住まい手さんは、耐震補強双六(すごろく)に挑戦すれどなかなか上がれない、騙されもする。施主や住まい手さんは補強の効果が実感できないでいる。

#### (4) 常時微動との遭遇

筆者も耐震診断、耐震補強の現実を知るにつけ唖然とした。そんな時に常時微動との遭遇があった。早稲田大学創造理工学部/振動工学専攻の毎熊教授が常時微動を計測し建物の診断システムを構築していると伝え聞いた。建物の地震に対する強さを非破壊で数値確認ができる。画期的だと思った。

補強の効果を市民にもわかりやすく見えるものにすることが、耐震補強を普及させる重要な鍵となろう。常時微動は、それを本当にわかりやすく即座に結果を見せることができる。そのためには、常時微動の計測による評価の限界も科学的に明らかにしたうえで、活用できる分野については大いに活用されるべきである。

#### (5) 「視覚化」できる優れたツール

筆者には、しばらく時間が経過して、確かに、常時微動を持ってして、建物の地震への強度を推し量る



ということについては、難しい問題があることを認識する。一方で、耐震補強の効果を評価するについては、以下に述べるように十分な情報を得られるものであると確信する。本稿は、その点について事例を紹介するとともに、常時微動測定が耐震補強の効果をより「視覚化」できる優れたツールであることを強調し、そのことが、悩める住まい手さんの気持ちに方向性を与え、耐震補強推進への一助となることを願うものである。

## 6.2 素人でも常時微動が測定できる毎熊システム

### (1) システムの構成

システムは次のような計測装置で構成されている。写真-6.2.1 に計測風景を示す。

- ・ 換振器：東西、南北の水平の揺れを感知するセンサー(換振器)を2階の床と地盤上に設置
- ・ アンプ：センサーとノート PC に接続、センサーから送られる情報を増幅
- ・ ノート PC：dynabook EX/522CDET モデル使用
- ・ 携帯プリンター：CANON/PIXUS-90i 使用

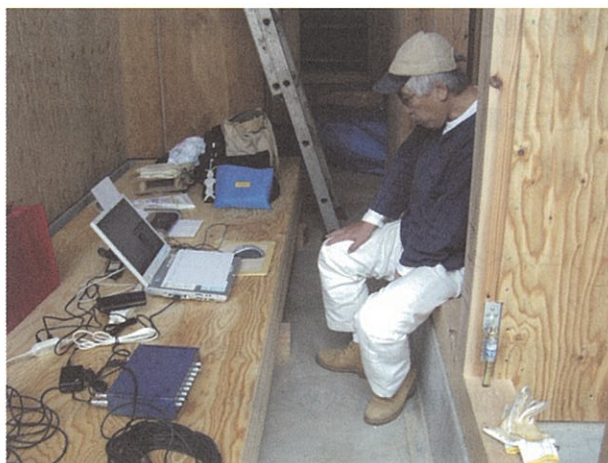


写真-6.2.1 計測風景

### (2) だれでも使えるシステム

毎熊システム<sup>13)</sup>は振動工学の特別な知識がない人でも操作できるように配慮してある。

スペクトルを求めるのに、常時微動の波形を読み込み高速フーリエ変換で振動数の解析を行うわけだが、波形の読み込みに工夫がなされており、フーリエ解析に必要なフレーム点数を選択するようになっている。このシステムでは測定者の判断による波形の切り取りは行われず、フレーム点数によるフレーム長さに達するとフーリエ変換がなされ、これを指定の回数(通常 1000 回)をくり返し、その値を平均化しスペクトルが描かれる。スペクトルは装置が自動的に描き、測定者は係わりないことになる。

### (3) スペクトルの曲線が滑らかで美しい

計測後にプリントアウトされたスペクトルのグラフは美しい。美しいグラフを解析する裏を筆者が語るべきものはないが、1000 回平均で表されたスペクトルは多くの雑音が消去され、安定した滑らかな曲線になっている。通常 3 回測定する。それぞれ 1000 回の平均値だからそれなりに結果は異なるかと思えば、多少の出入りやずれがあっても全体のイメージは同じである。周波数はほとんどくわらない。あっても $\pm 0.1$ で誤差の範囲としている。このスペクトルが様々な建物特性情報を伝えてくれる。耐震補強の効果もこの

グラフがあるから視覚化できる。美しいグラフの賜物である。筆者たちはまだ測定の経験が浅いが、50件以上の地盤と建物のスペクトルが収集されたわけである。そのスペクトルから地盤特性、建物の特性を類型し区分することができるかもしれない。今後の楽しみでもある。

#### (4) 測定に要する時間

全体として1時間をすこし越える。実質3回の測定時間は30分程度。

- ・ 測定装置を配置しパソコンの起動時間が10分
- ・ 建物の方位、住所等基本情報の入力 5分
- ・ 地盤と建物の換振器のAT調整 平均10分程度 不調の時は諦めの時間も含めて30分
- ・ 建物振動測定 フレーム長1000回で5分 データの記録保存とプリントアウトで5分
- ・ これを3回繰り返し測定するので30分
- ・ 後片付けで10分

#### (5) 常時微動計測から得られる情報

このシステム<sup>13)</sup>は、常時微動を測定し建物の振動特性を評価するものである。装置は一台で水平2方向が測定できる速度計が2台、アンプ、ノートパソコン、プリンターで構成されている。この2台の速度計を地盤と2階床の建物中心付近に設置し、それぞれの水平2方向の常時微動を測定する。測定結果として次の要素がプリントアウトされる

- ・ 地盤と建物の波形
- ・ 地盤と建物のフーリエスペクトル
- ・ 地盤と建物のスペクトル比

スペクトル比とは2階の揺れの地盤に対する比であり、表示すると図-6.2.1となる。このスペクトル比から固有振動数 $f_0$ 、最大振幅倍率（増幅率） $R$ を求める事ができる。また、減衰常数 $h$ は2.4節(3)で説明した手法と同様にハーフパワー法により求めた。

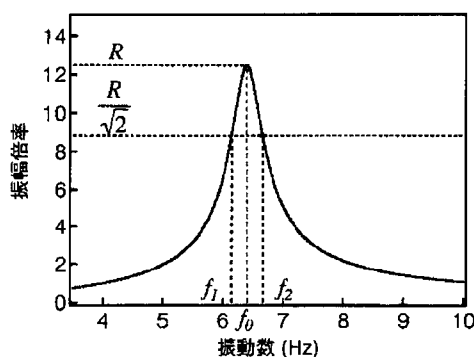


図-6.2.1 スペクトル比の表示例（模式図）

#### (6) 評価指標 C 値

本システムでは、常時微動から得られた固有振動数 $f_0$ 、減衰率 $h$ 、および振幅倍率 $R$ を用いて、次式(6.2.1)によりC値を求め、耐震性能評価を行う。

$$C = \left(\frac{T_0}{0.1}\right)^2 \times \sqrt{Q \times R} \quad (6.2.1)$$

ここで,

$$T_0 = \left(\frac{1}{f_0}\right) : \text{固有周期} \quad (6.2.2)$$

$$Q = \frac{1}{h} = \frac{f_0}{f_2 - f_1} : \text{Q 値 (減衰率の逆数)} \quad (6.2.3)$$

評価値 C は、水平に方向それぞれに算出される。C 値は多くの実測値などから次のように定めている。

$C \leq 20$	: 安全
$20 < C < 30$	: 一応安全
$30 < C < 40$	: やや危険
$40 < C$	: 非常に危険

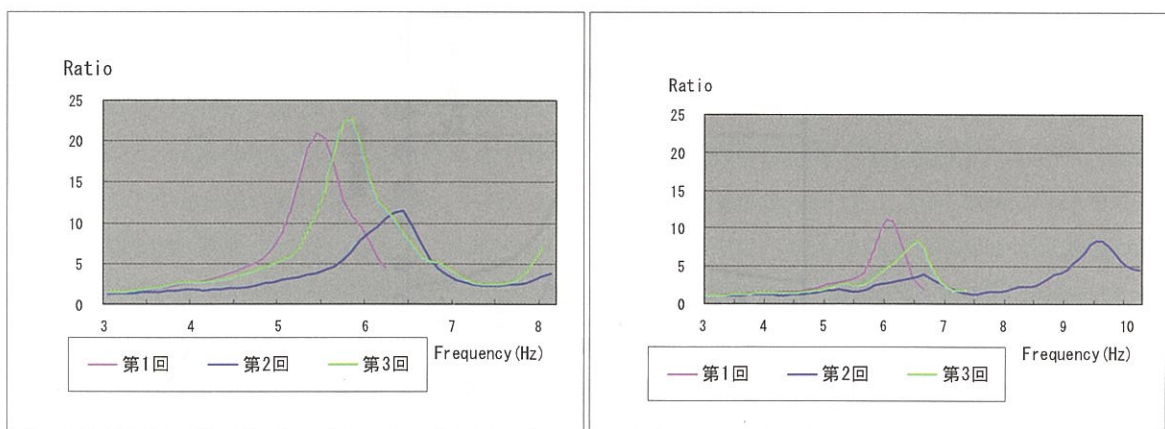
### 6.3 常時微動測定の事例紹介

#### (1) 建物の重さ 屋根を軽くするとどうなる Ishi 邸

母屋は 100 年を越える平家の農家住宅で 20 年前に 2 階屋と玄関を増築した (写真-6.3.1)。この事例は本瓦葺きの母屋の屋根が雨漏りしたので、屋根の葺き替え工事である。桟瓦にして瓦土を落とし、建物の重量が軽くなるチャンスなので、常時微動の測定をしてみることにになった。測定は工事の進捗に応じて計 3 回行った。図-6.3.1 に測定回毎のスペクトル比と結果一覧を NS, EW 方向別に示す。工事前の建物の固有振動数は NS(短手方向)が 5.3Hz, EW(長手方向)6.0Hz であった。古い瓦土を落とし建物が軽くなったら固有振動数は NS(短手方向)が 6.4Hz, EW(長手方向)9.5Hz と大きく動いた。このことは、建物の重さと剛性の関係が常時微動測定でも確認できたことになる。桟瓦に再度葺き替えたなら NS(短手方向)が 5.8Hz, EW(長手方向)6.5Hz に戻ったが、工事前より振動数は高いため、耐震効果はあったといえる。屋根を軽くするとそれだけで耐震補強をしたのと同じ効果がえられる、という事例である。



写真-6.3.1 Ishi 邸の外観



測定日時	計測回数	F <sub>0</sub> 値		Q値		R値		評価値		固有周期数		減衰定数(%)		Q/R値	
		NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW
051229	第1回目	5.3	6.0	11.7	146	21.0	11.3	56.1	360	0.19	0.17	4.27	3.42	0.56	1.29
060302	第2回目	6.4	9.5	10.3	13.7	11.5	8.3	26.8	11.8	0.16	0.11	4.85	3.65	0.90	1.65
060417	第3回目	5.8	6.5	12.4	16.5	19.2	9.9	46.4	30.7	0.17	0.15	4.03	3.03	0.65	1.67

図-6.3.1 Ishi 邸の固有振動数の変化

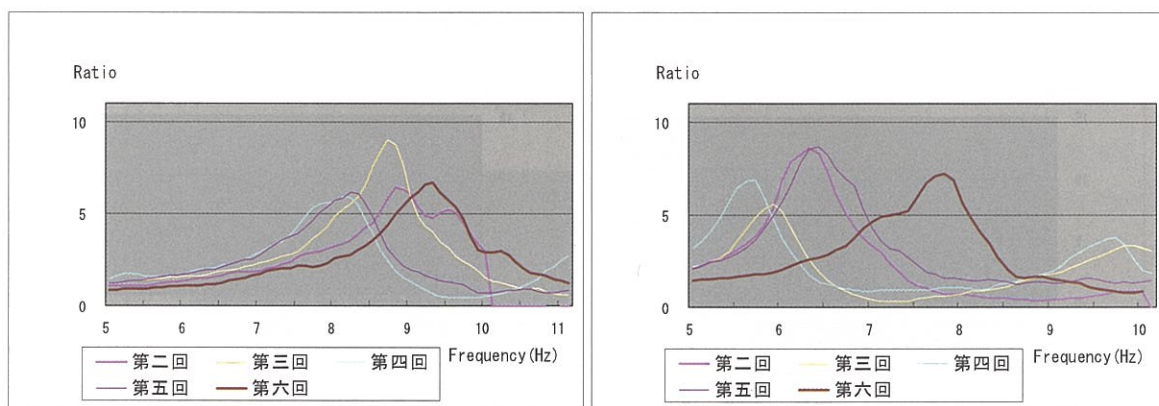


## (2) 全面的な改築 耐震もクリアー 須磨のアパート

須磨のお屋敷街の大きな宅地の中にある2階建ての学生向けアパート(在来工法, 建坪約12坪)。娘さんの居宅にするためリフォームすることになり, 工程をにらみながら常時微動の測定をさせていただいた(写真-6.3.2)。測定は改装工事の工程の節目に計5回測定した。図-6.3.2に測定回毎のスペクトル比と結果一覧をNS, EW方向別に示す。工事前の測定値は振動数でNS(長手方向)=9.2, EW(短手方向)=6.7と素晴らしく強く, とても40年前の建物とはおもえない。持ち主に聞いたところとても優秀な大工さんか建ててくれましたと云う言葉が素直に聞けた程でした。しかし, 改築のために化粧壁をはずし, 床をめくって驚いた。基礎は無筋の煉瓦積み, 土台は基礎にのるだけ, 柱梁の架構も手だれた大工さんの作品ではなかった。全体として田の字プランのためNSが強くEWが弱い。解体後の測定は想定どおり振動数は小さくなった。4回目の測定は基礎の補強, 2階床貼り後に行われ, 振動数はさらに小さくなる。建物が強くなるより材料の重さがきいたのかもしれない。5回目は壁に合板を打ち付け耐力壁が出来上がった後に測定している。振動数ははじめてプラスに転じ特に弱いEWが6.5Hzに戻った。最後の竣工前の測定では外周の壁の仕上げ, 内装の仕上げによる雑壁の効果か測定値は大きく動く。振動数数は工事前を凌ぎNS=7.9Hz, EW=7.8Hzを示した。ちなみに毎熊先生のC値もNS=9.6, EW=14.0を示し安全領域に達した。



写真-6.3.2 須磨のアパートの外観



計測回数	測定日時	Fo値		Q値		R値		評価C値		固有周波数		減衰定数(%)		Q/R値	
		NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW
第2回目	050517	8.8	6.4	7.5	10.0	6.4	8.6	9.0	22.9	0.11	0.16	6.67	5.00	1.17	1.16
第3回目	050811	8.7	6.0	14.5	10.6	9.0	5.6	15.1	21.9	0.11	0.17	3.45	4.72	1.61	1.89
第4回目	050825	8.1	5.8	8.4	10.2	5.9	6.9	10.7	25.1	0.12	0.17	5.95	4.90	1.42	1.48
第5回目	050906	8.2	6.5	9.1	8.4	6.2	8.7	11.1	20.5	0.12	0.15	5.49	5.95	1.47	0.97
第6回目	051006	9.3	7.8	10.1	10.2	6.7	7.2	9.6	14.0	0.11	0.13	4.95	4.90	1.51	1.42

図-6.3.2 須磨のアパートの固有振動数の変化



### (3) リフォーム時に耐震補強をした Wag 邸

この建物は 23 年前に猪谷氏が建設に直接係わり建物の図面、履歴が補足できている。在来工法の 2 階建て瓦葺き、一階 98 m<sup>2</sup> 2 階 66 m<sup>2</sup> の住宅（写真-6.3.3）。風呂場の増改築と LDK のリフォームにともない併せて耐震補強を行った。耐震精密診断による診断総合評価値は X(EW 方向)=0.85, Y(NS 方向)=0.8 で補強計画は X=1.41, Y=1.44 を現況の 1.7~1.8 倍の強度を目指した。測定は補強工事の工程に併せて 4 回行っている。図-6.3.3 に測定回毎のスペクトル比と結果一覧を NS, EW 方向別に示す。増改築のための解体後の固有振動数の測定結果は NS(長手方向)=4.6Hz, EW(短手方向)=4.6Hz と建物が弱くなった数値を示した。一段回目の補強は、今回の増改築でさわれる箇所が目一杯、必要壁倍率を 1.5 倍ほど上回る耐力壁を入れた。2 階構造壁の直下に 1 階の構造壁がないところは梁下に合板を打ち付け水平構面を固めるなど全面的な工事を行った。測定結果は EW で 4.6Hz から 4.9Hz, EW では 4.6Hz から 5.2Hz とプラス側に少し動き、補強工事の効果が確認できた。二段階目の補強は、一段階目に比べ規模が小さく、押入の裏を構造壁に変えとか、縁側の壁補強だった。測定結果は EW は 4.9Hz から 5.1Hz で、EW では 5.2Hz で変化なし。補強工事で材料分の重量が高んだ分を勘案して評価すると、補強工事の効果がかりうじて確認できたといえる。この事例は、幾つかの課題を我々に投げかけてくれた。



写真-6.3.3 Wag 邸の外観

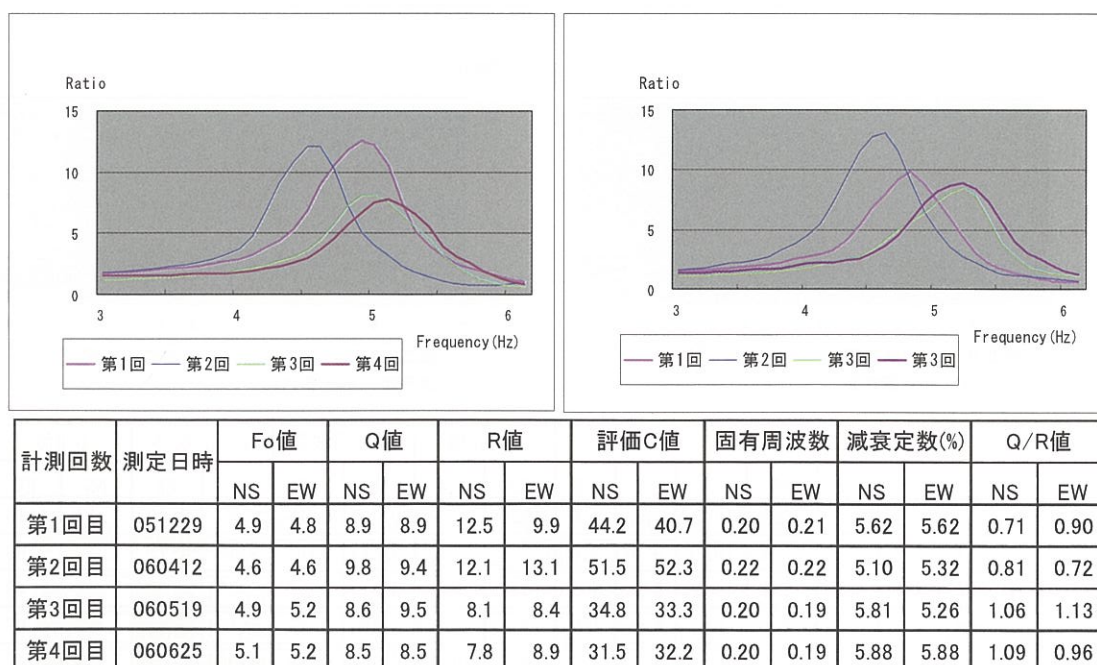


図-6.3.3 Wag 邸の固有振動数の変化

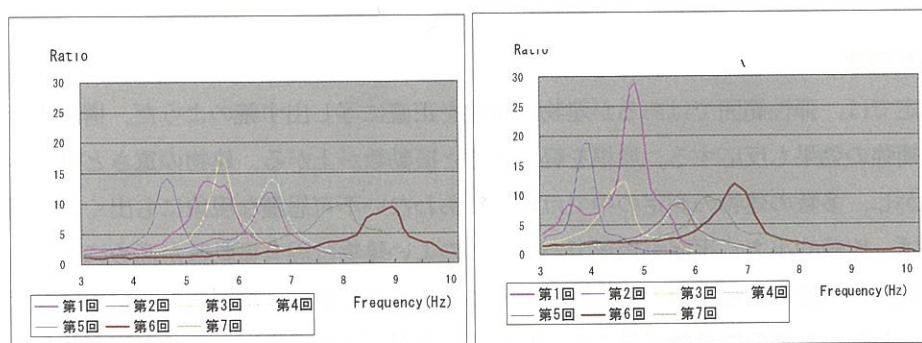
#### (4) 3階建て新築 Quz 邸

貝塚市の丘陵地に新しく開かれた戸建て住宅地に新築された在来工法、木造2階建て住宅(建坪4.5間×4.5間=20坪、写真-6.3.4)。上棟後、工程の展開ごとに常時微動を測定させてもらった。測定は7回に及び最後は入居開始後も測定した。図-6.3.4に測定回毎のスペクトル比と結果一覧をNS、EW方向別に示す。測定2回目は、コロニアルの屋根が葺き上がった後に測定したが、振動数はNS、EWともに振動数は下がっており重くなっただけで剛性をあげるところでは寄与していないようだ。

3回目は、外壁の下地合板が貼られた後で測定している。振動数はプラスに転じている。4回目は、内壁合板貼りで主な構造壁がつくられた。振動数は前回より1ずつアップしている。5回目は外壁のモルタル仕上げが終わった後測定したが、振動数その他もほとんど前回と変わっていない。モルタルの重さと剛性アップが相殺された結果なのだろう。6回目は、竣工前に測定したもので、室内の内装仕上げにともなって雑壁が多くつくられる。その効果を反映してか、振動数は大幅に数値を上げてNS=8.8Hz、EW=6.7Hzが得られた。この値は今建設されている建物の平均的な強さを示しており、耐震性は十分に備えていると評価できる。毎熊先生のC値もNS=13.9(安全)、EW=27.1(一応安全)を示している。最後の7回目は入居後の測定で、家の中に家具や本などが入り積載荷重がかかるようになる。測定値は予想どおり、振動数が小さくなった。



写真-6.3.4 Quz 邸の外観



測定日時	計測回数	Fo値		Q値		R値		評価C値		固有周期数		減衰定数(%)		Q/R値	
		NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW	NS	EW
060302	第1回目	5.3	4.8	7.1	13.0	13.7	28.8	35.5	84.4	0.19	0.21	7.04	3.85	0.52	0.45
060309	第2回目	4.6	3.8	12.2	11.9	14.1	18.7	62.1	102.2	0.22	0.26	4.10	4.20	0.87	0.64
060316	第3回目	5.6	4.6	16.8	9.1	17.6	12.3	55.2	50.0	0.18	0.22	2.98	5.49	0.95	0.74
060407	第4回目	6.6	5.6	13.8	11.9	14.0	9.3	32.3	33.8	0.15	0.18	3.62	4.20	0.99	1.28
060508	第1回目	6.5	5.6	13.7	10.3	11.8	8.6	30.5	30.2	0.15	0.18	3.65	4.85	1.16	1.20
060613	第1回目	8.8	6.7	12.6	12.2	9.3	11.8	13.9	27.1	0.11	0.15	3.97	4.10	1.35	1.03
060625	第2回目	7.9	6.2	10.5	9.6	9.6	9.7	16.0	25.4	0.13	0.16	4.76	5.21	1.09	0.99

図-6.3.3 Quz 邸の固有振動数の変化

## 6.4 常時微動測定を耐震化推進に活かすために

### (1) 静的診断と動的診断の役割分担

この世の中に、1物2価が存在することは混乱のもとで、一般の生活者・住まい手さんには判りづらい。建築構造計算の考え方の基となる静的診断は平面や立体構成の中で具体的に建物の弱点を指摘できる。一方、動的診断は建物を一つのバネとして抽象化し、数値表現が可能である。法制度に支えられなければ運用に支障の起きる我が国では、静的診断が法制度の前提で、常時微動に基づく診断はそれを補完するしか役割がない。どちらが優れているのではなく2つの診断方法があることが幸運なのだろう。常時微動測定に直接関わったことの有る人は、耐震補強の効果を固有振動数の変化で捕らえることは可能だと指摘する。これまでに、常時微動で測定された木造住宅の事例は相当の数に及ぶ。それをもとに建築年と固有振動数の分布を見ると、建築年との相関が明らかに読み取れる。最近建設される木造住宅の固有振動数は7Hz前後でとても強靱になってきている。常時微動で測定して建物の固有振動数が7Hz前後なら相当強い地震でも耐える建物だと判断できると経験豊富な先達は断言する。住まい手さんと話をするのに7Hz以上なら当面大丈夫、7Hz以下なら静的診断をしてどこに建物の弱点があるかを見極めましょうと話が展開できる。静的診断と動的診断が共存して耐震補強の話は進んでいくべきだ。

### (2) 常時微動測定にも限界、しかし使える

常時微動を測定したら数値としての結果が出る。その抽象的な数値が建物の特性の何を語っているのか判断は建築的な経験が要求される。それだけでなく、常時微動の測定は構造体の剛性に顕著に反応し拾うようだ。筋交いより構造用合板を貼った壁、一体化した水平構面や小屋組は固有振動数の変動として敏感に反応するようだ。しかし、最近開発されたダンパーやワイヤー筋交いなど、建物が大きく変形してから効果をもたらす工法には、固有振動数は反応しない。近年、耐震補強への技術開発の取組が進み、多くの工法が提案されているが、常時微動で測定できる耐震補強工法は建物の剛性を直接的に高めるものに限られそうだ。垂直の壁、水平構面を合板で固める耐震補強工法は技術面も経済的にもポピュラーでなじみやすいものである。おそらく、これから使われる耐震補強工法の過半、いや、ほとんどのシェアを占めると考えると、常時微動測定に限界はあるものの、対応できる場面は多く、その限界を語るより効用を積極的に評価すべきものとおもう。

### (3) 不可思議な現象

常時微動測定では、弾性範囲ではあるが建物の特性を正直に写し出す鏡のようだ。構造用合板による壁や水平構面の補強の効果も反応する。屋根を軽くすると振動数が上がる。建物の重さと剛性の関係が素直にわかる。しかし、多数の建物の測定の中では理屈にあわない不可思議な現象にも出くわし困惑する場面もある。例えば、比較的小さく平面が矩形でバランスのよい建物は固有振動数が高めにでる。このことは良いのだが、実際に基礎や土台、耐力壁、水平構面に多くの弱点を抱えながらも測定値はなぜか高めにすることがある。あたかも蟬の抜け殻が強さを主張しているがごとき感覚になる。もしかしたら、これなども常時微動が測定してしまう問題点なのかもしれない。常時微動の測定結果だけに判断を委ねられない事例であるが、他の研究成果とも突き合わせ、不可思議な現象を説明できるよう測定者の未熟を克服するためにさらなる研鑽の必要もある。

### (4) 建築士に耐震補強の効果を体験する機会提供

建築の工事現場で常時微動の測定を身近に体験した猪谷氏は耐震補強のプロとしてのスキルは格段に向

向上させたと思われる。補強はやみくもにやったら良いというわけではなく、適材適所というか、ねらい所で効果を予測しておこなう。猪谷氏が選択した補強策を、常時微動でこまめに測定することにより効果を判定し、ねらいが利いているかを確認してきた。この経験が次の補強工事の裏付けとなり、耐震工事への自信を確立していくのに大きく寄与したと思われる。このことは、設計士だけでなく耐震補強の工事を担当する現場の大工さんなどにも励みを与えているようだ。常時微動の測定の効用を世間に広げていくには、耐震工事の最前線にいる建築士に直接体験する機会をつくり提供すべきである。和歌山県の建築士会は常時微動の積極的活用を行っていると聴く。兵庫県建築士会への働きかけを行いたい。



## 7. 木造家屋の実物大振動実験による雑壁の耐震効果

### 7.1 はじめに

過去多くの震災を経験してきた日本では、その経験を生かした様々な法律、耐震規定などが制定され、地震に強い街づくり・国づくりが行われてきた。しかし、1995年兵庫県南部地震では、1981年以前の木造家屋の倒壊などによる死者数が約5,000名にもものぼる甚大な被害が発生した。この地震を契機に、1979年に発行された木造家屋の耐震診断法が「増補強版」として1995年に発行され、各自治体では診断の無料化などを含め、勢力的にこの診断法を用いた耐震診断およびその補強が実施されてきた。さらに、2004年には雑壁などを考慮した診断法に改定され(以下、改定以前の診断法を「旧診断法」、2004年の改定後の診断法を「新診断法」と記す)、現在は新診断法が用いられている。

しかし、1981年以前の既存不適格に分類される木造家屋について、全国各地の自治体では「旧診断法に基づく耐震改修」から成る「被害軽減化」の取り組みが行われているが両者とも大きな成果を上げているとは言いがたい。その理由として、診断値を1.0まで引き上げるに要する改修費に関わる経済的側面もあるが、診断値が抱えている問題点もある。具体的には、旧診断法では筋交いが入った壁のみ考慮されているが、実際には雑壁や筋交いの無い壁も耐震力を有するはずである。ただし、筋交い入りの耐震壁と同等の耐震力は有しておらず、これらの壁の耐震力を定量的に明らかにすることも重要な問題の一つである。

一方、診断法が改訂されたとはいえ、旧診断法による診断値は未だ多く使われており、その影響力が大きく旧診断値が示す耐震性能についても考察しておく必要がある。特に、旧診断法では考慮されていなかった雑壁(垂壁や腰壁)の影響など(新診断法では考慮されている)について定量的に把握することは重要なことである。そこで、本研究では<sup>45)</sup>実存する木造家屋の雑壁や耐震壁を徐々に取り除き、耐震力の変化に伴う卓越周期の変化を実物大実験によって定量的に把握し、雑壁の影響度について考究した。

### 7.2 試験体と実験および解析方法

#### (1) 試験体の概要

実験に用いた物件は、平屋建て2棟、2階建て2棟の合計4棟である。表-7.2.1にその概要を示した。

表-7.2.1 実物大実験に用いた試験体の概要

実験体の構造形式と所在地		診断値 (原型)	原型の総壁 量(m <sup>2</sup> )	雑壁量 (m <sup>2</sup> )
平屋	静岡市内	0.81	不明	不明
	名古屋市	1.23	38.97	4.11
2階	名古屋1	0.51	56.01	16.70
	名古屋2	0.42	40.42	11.73

【注】 平屋(静岡市内)の試験体については壁量として長さを計測したのみで、面積は計測しなかったため、不明とした。

試験体のサンプルとして、表-7.2.1に示した平屋建て(名古屋)と2階建て(名古屋2)について写真-7.2.1および7.2.2そして平面図などを図-7.2.1、7.2.2に示した。

まず、平屋建ての物件(写真-7.1.1)は、名古屋市内に位置し1984年に建築された軸組在来工法による木造家屋である。総床面積は61.4 m<sup>2</sup>、RCコンクリート布基礎となっている。耐震診断値も1.23と他の3棟と比較して高い値となっている。なお、加振は、図-7.2.1の上下方向(短辺方向)に振動を与えた。

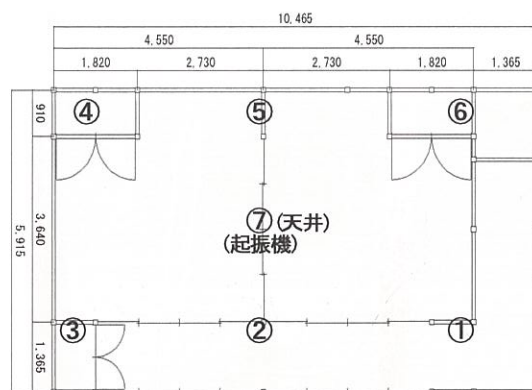
次に、写真-7.2.2および図-7.2.2に示した2階建て試験体は、1960年代後半に建てられた木造軸組在来

工法による1階床面積 39.69 m<sup>2</sup>, RCコンクリート布基礎の物件である。振動観測は2階床上の4隅とほぼ中央の5箇所で行った。



解体途中の試験体。雑壁と耐震壁の一部が撤去済みである。

写真-7.2.1 物件の全景写真



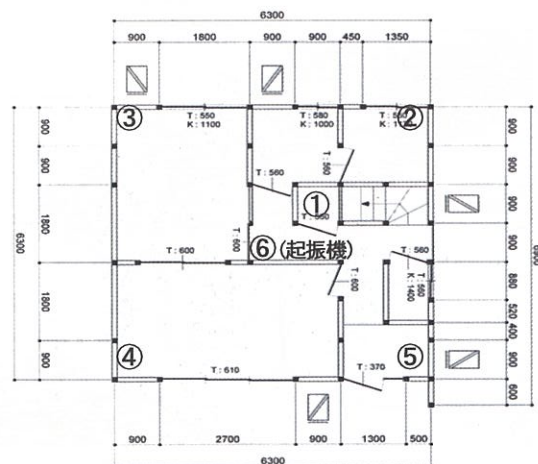
図中の①～⑦は天井と1階床上に設置した加速度計の位置である。ただし、⑦は天井。

図-7.2.1 試験体の平面図(1階)と加速度計の配置



解体前の試験体。  
1960年代の2階建て木造住宅である

写真-7.2.2 2階建て物件の全景写真



図中の①～⑥は2階床上に設置した加速度計位置である。ただし、⑥は起振機の側に設置。

図-7.2.2 試験体の平面図(1階のみ)と加速度計の配置

## (2) 実験および解析方法

実験および解析は、以下の手順で行った。紹介する物件は表-7.2.1の平屋(名古屋2)の写真である。

- 1) 最大 119 N の加振力を持つ振動台を屋根裏に設置し、木造家屋に振動を与えた(写真-7.2.3)。
- 2) 加振は 1Hz から 10Hz まで 0.5Hz ごとに、共振点付近では 0.1Hz ごとに 10 秒ずつ、加振方向に対して調和波を加えた。この時、家屋内に加速度計(写真-7.2.4)を設置し、加速度の収録を行った。加速度計は柱と梁の結合部付近および加振機付近に設置した。なお、収録時のサンプリング周波数は 100 Hz とした。
- 3) データ収録後、雑壁、耐力壁の順に壁を撤去し、再度、加振→データ収録→壁の撤去を行い、旧診断値が 0.3 程度となった時点で、実験終了とした。実験体によっては異なるが、各実験体とも 7 ～ 8 ケースである。ここで、写真-7.2.1 に示した試験体について、壁の撤去の様子を写真-7.2.5 ～ 7.2.6 に、その撤去部分を平面図に書き込み、図-7.2.3 に示した。



- 4) 収録した加速度波形について、スペクトル解析を行った。スペクトル解析は全区間において 20.48 秒をオーバーラップさせながら 40.96 秒の波に分割し、フーリエ変換を行い、アンサンブル平均を求めた。平滑化については Parzen Window を用いてバンド幅 0.5Hz で行った。
- 5) 卓越振動数は 1Hz から 10Hz の区間で最大値、もしくは極値を取るものとした。

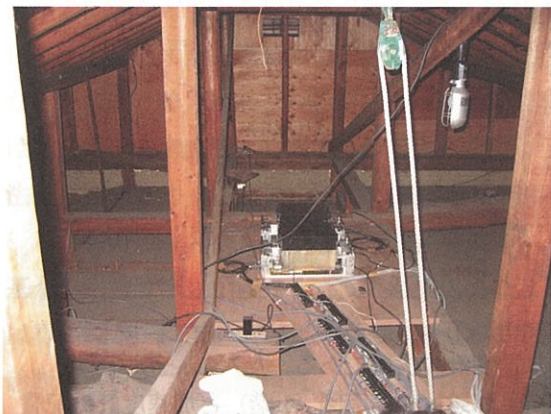


写真-7.2.3 屋根に設置した加振機

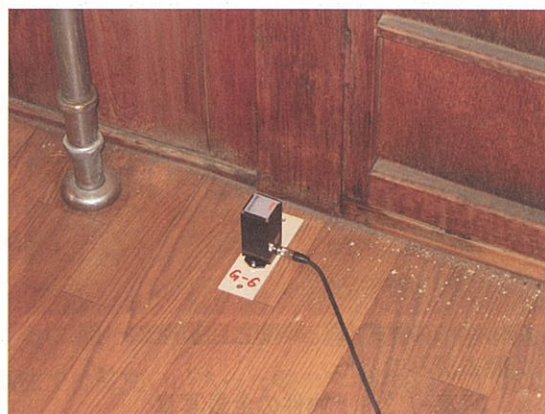


写真-7.2.4 振動計測のための加速度計



(図-7.2.3 に示した Case2 に対応)

写真-7.2.5 雑壁撤去の様子 (Case2)



(図-7.2.3 に示した Case3 に対応)

写真-7.2.6 耐震壁撤去の様子 (Case3)

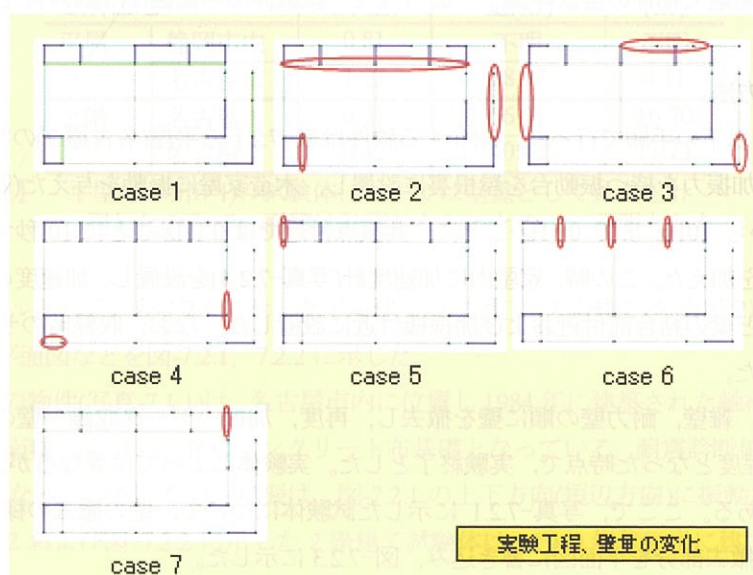


図-7.2.3 壁の配置と Case ごとに取り除いた壁の位置

### 7.3 解析結果

以下に説明する解析結果の事例は、試験体 4 棟の中から写真-7.2.1 で紹介した平屋建ての物件である。残り 3 棟の実験体についても、以下に紹介する内容と同様な方法で行った。

#### (1) 構造特性(耐震力)の変化

実験方法で述べたように雑壁や耐震壁を徐々に取り除くことによる旧耐震診断法による精密診断値の変化を、実験を行った 4 棟の一例として表-7.3.1 に示した。この試験体は写真-7.2.1 に示したものである。同表で「壁の割合」「壁の配置」に関する点数は、それぞれ診断法における割合、配置に関する得点である。また、壁面積とは雑壁を含む面積を示している。

同表に示したように、X 方向の壁の配置に関する得点は Case4 を除いて全て 1.00 となっており、実験は「壁の割合の変化」に重点を置いた試験となっている。また、総合点および壁面積の変化をみても分かるように急激な変化をさせておらず、耐震力を徐々に低下させながら実験を行った。Y 方向(加振と直行する方向)の壁については、必要な場合を除き撤去は行っていない。

他の 3 棟の試験体についても、上記と同様な方針で壁の撤去を行い、構造特性の変化を把握した。

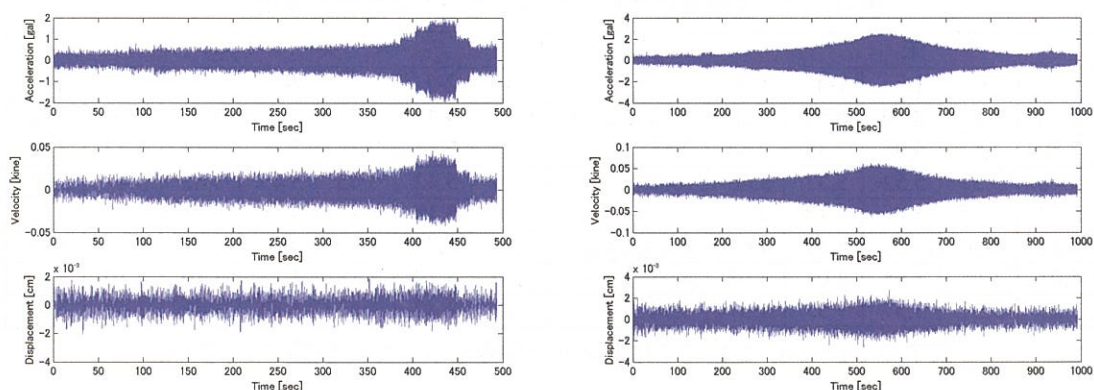
表-7.3.1 壁量の変化に伴う旧診断法による各診断値の変化

	旧耐震診断値					壁面積 (㎡)	壁の長さ (X 方向)
	総合点	壁の割合		壁の配置			
		X	Y	X	Y		
Case1	1.23	1.54	1.56	1.00	0.95	38.97	14.29
Case2	1.23	1.54	1.56	1.00	0.95	34.86	14.29
Case3	0.90	1.13	1.13	1.00	1.00	23.09	10.50
Case4	0.73	0.93	1.03	0.97	1.00	18.65	8.68
Case5	0.67	0.84	1.03	1.00	1.00	16.43	7.77
Case6	0.43	0.54	1.03	1.00	1.00	9.77	5.04
Case7	0.36	0.44	1.03	1.00	1.00	7.55	4.13

X 方向：加振方向 Y 方向：加振と直行する方向 地盤・基礎の診断値：0.80

#### (2) 平屋建て住宅の解析結果

図-7.3.1 に、天井中央部で収録した加速度波形の一例として、Case1(原型)と Case2(雑壁撤去後)について示した。また、観測された加速度波形を積分し、速度、変位波形も併記した。



Case1(原型)：上から加速度，速度，変位

Case2(雑壁撤去)：上から加速度，速度，変位

図-7.3.1 天井中央部(図-7.2.1 のセンサー番号⑦)における加速度，速度，変位波形



この加速度波形をスペクトル解析することで卓越振動数を求めた。なお、スペクトル解析は観測全区間において 20.48 秒をオーバーラップさせながら 40.96 秒の波に分割し、フーリエ変換を行い、アンサンブル平均を求めた。平滑化については Parzen Window を用いてバンド幅 0.25Hz で行った。また、卓越振動数は、1Hz から 10Hz の区間で最大値もしくは極値を取るものとした。

スペクトル解析結果の一例として Case1 と Case2 の天井部と床部の結果を図-7.3.2 に示した。Case1 と Case2 の相違は図-7.2.3 に示したように、原型から雑壁のみを撤去したケースである。これらの図に示したように、天井部、床部とも雑壁の撤去に伴い卓越振動数が低周波数域に変動している。また、天井部におけるスペクトル形状を見ると、雑壁の撤去に伴い単純な形状となっている。

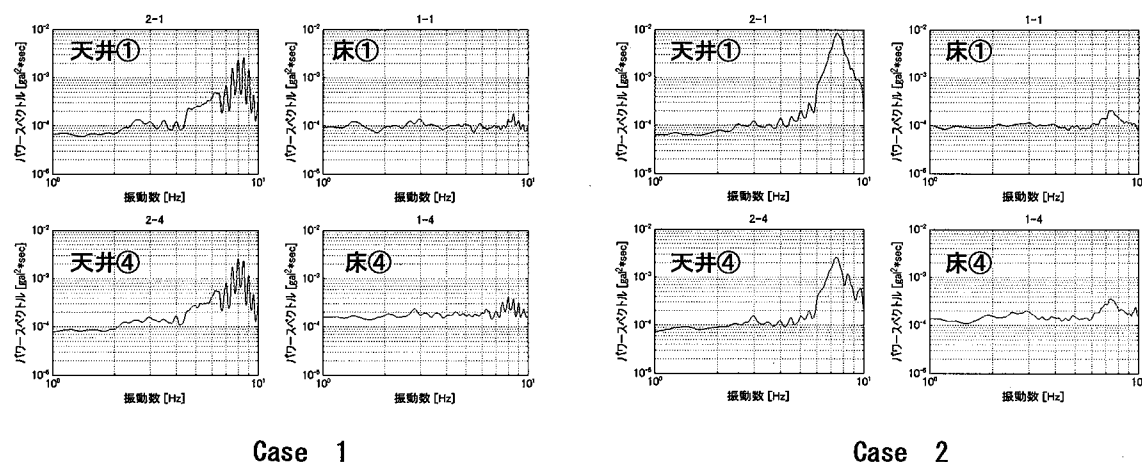


図-7.3.2 Case 1(原型)と Case2(垂壁撤去)のスペクトル比較

ここで、各観測点の応答は、加振機による加振力の変動による影響を受けることは容易に推察される。そこで、天井部で観測されたスペクトルを起振機の側に設置したセンサー(図-7.2.1 の⑦番)のスペクトルで叙したスペクトル比をもとめ、全ての観測点における卓越振動数を表-7.3.2 に示した。

どの Case とも各観測点での卓越振動数が、ほぼ同じ値となり、家屋全体でほぼ同じ振動特性を示している。表-7.3.1 に示したように、Case 4 は壁の配置の評定が変化しているが(1.00 から 0.97 に減少)、それ以外では壁の割合以外の評定は変化していない(1.00)ことから、家屋の卓越振動数は壁量や診断値と密接に関係していると考えられる。

表-7.3.2 全観測点における Case ごとの卓越振動数 (Hz)

Case	床 上						平均	天 井							平均
	1-1	1-2	1-3	1-4	1-5	1-6		2-1	2-2	2-3	2-4	2-5	2-6	2-7	
1	8.50	8.45	8.50	8.50	8.50	8.50	8.49	8.60	8.38	8.38	8.40	8.40	8.50	8.38	8.41
2	7.50	7.52	6.96	7.35	7.44	7.55	7.39	7.42	7.38	7.38	7.38	7.38	7.42	7.38	7.39
3	5.40	5.37	5.52	5.37	5.40	5.47	5.42	5.40	5.42	5.45	5.45	5.42	5.42	5.42	5.43
4	5.20	5.15	5.06	5.18	5.15	5.20	5.16	5.18	5.18	5.18	5.18	5.18	5.15	5.18	5.18
5	4.71	4.66	4.69	4.69	4.66	4.66	4.68	4.74	4.74	4.76	4.76	4.74	4.74	4.74	4.75
6	4.01	3.98	3.98	4.01	3.98	4.03	4.00	4.10	4.10	4.13	4.13	4.10	4.10	4.10	4.11
7	3.57	3.57	3.57	3.57	3.57	3.54	3.57	3.42	3.42	3.42	3.42	3.42	3.42	3.42	3.42

表中の 1-1～1-6、2-1～2-7 はセンサー番号を示している(図-7.2.1 参照)

そこで、壁面積と卓越振動数さらに旧診断値と卓越振動数の関係を求めるため、まず、両者の関係を図-7.3.3 に示した。なお、卓越振動数は家屋のどの場所でも大差ないことから、平均値を用いた。

同図に示したように、「壁量-卓越振動数」「耐震診断値-卓越振動数」とも極めて良い相関を示している。この両

者の関係を具体化するため、壁面積を  $w$ 、卓越振動数を  $f$ 、耐震診断値を  $g$  とすると、重回帰分析により、(7.3.1)式を得た。

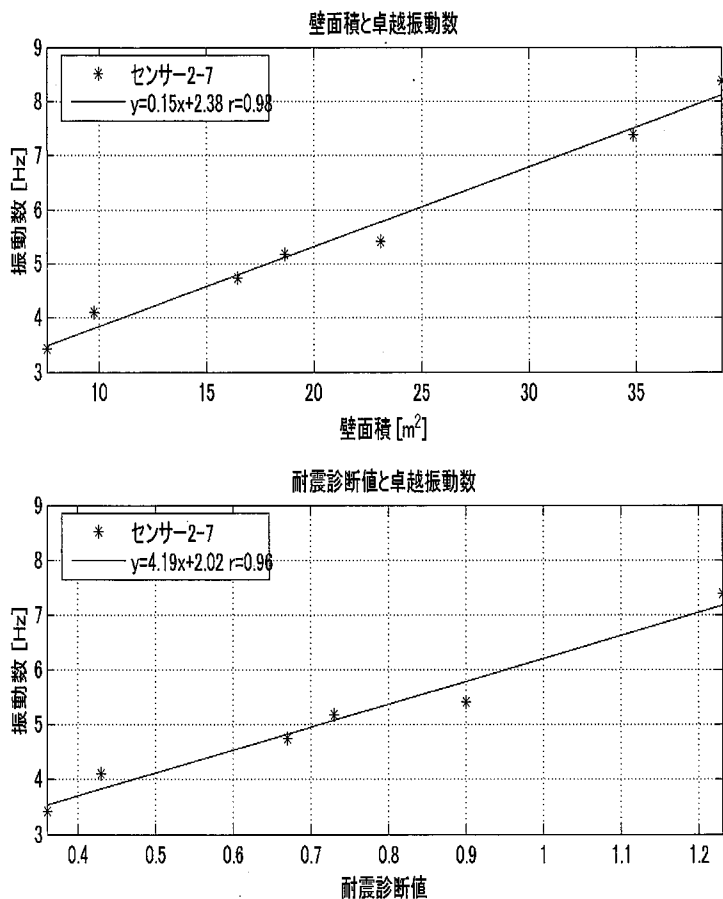


図-7.3.3 耐震壁量および耐震診断値と卓越振動数との関係

すなわち、

$$f = 0.15w + 2.38$$

$$f = 4.19g + 2.02$$

(7.3.1)

である。(7.3.1)式の  $f$  を消去することで、

$$g = 0.036w + 0.086$$

(7.3.2)

が導き出される。すなわち、(7.3.2)式は耐震診断値と壁量の関係を示している。(7.3.2)式を用いて求めた耐震診断値と「簡易診断法による診断値」の比較を表-7.3.3 に示した。

表-7.3.3 簡易診断法と(2)式より求めた診断値との比較

Case	簡易診断法	(2)式による診断値	壁量(m <sup>2</sup> )
1	1.23	1.61	38.97
2	1.23	1.34	34.86
3	0.90	0.92	23.09
4	0.73	0.76	18.65
5	0.67	0.68	16.43
6	0.43	0.44	9.77
7	0.36	0.36	7.55

総合評定が0.7未満のところでは従来の旧診断値とはば値を示し、0.7～1.0の範囲では推定値は少し大きめに、1.0以上のところではさらに大きな診断値となっている。家屋の剛性という視点から見ると耐震診断値が1.0よりも大きなものは十分な耐震力を有していると言える。ただし、Case 1, Case 2 では診断値に0.27 となる大きな差が出ており、これが従来の耐震診断値が評価の対象としていなかった雑壁の耐震力であり、雑壁も十分な耐震力を有していること推察できる。

### (3) 2 階建て木造住宅の解析結果

各 Case での壁量(長さおよび面積)、耐震診断結果、卓越周波数を表-7.3.4 に示した。なお、卓越周波数は2 階床に設置した5箇所の観測点の平均値である。なお、壁の撤去方法については、Case2 では化粧壁撤去、Case6 は、雑壁を撤去、その他の Case は耐震壁を撤去した。

表-7.3.4 各 Case の壁量と耐震診断値

	全壁量 (m)	全壁量 (m <sup>2</sup> )	X 方向壁 量(m)	X 方向壁量(m <sup>2</sup> )	診断値	卓越周波数(Hz)
Case1	33.55	102.11	11.75	40.42	0.42	4.80
Case2	31.75	97.87	9.95	36.17	0.42	4.77
Case3	28.15	86.20	9.00	34.05	0.37	4.74
Case4	25.45	79.83	6.30	27.67	0.32	4.49
Case5	23.65	75.58	4.50	23.43	0.29	4.21
Case6	23.65	63.36	4.50	11.70	0.29	3.40
Case7	16.85	47.34	3.60	9.08	0.26	3.01

Case6：雑壁を撤去

表-7.3.4 に示した結果から、壁量(長さ)と旧診断値(精密)との関係を図-7.3.4 に、壁量(面積)と精密診断値との関係を図-7.3.5 にそれぞれ示した。両図に示したように壁量の減少に伴い耐震診断値も小さくなっている。壁量と耐震診断値との関係では、壁量を面積で関係付けた方が長さより、若干バラツキが少ないように思える。

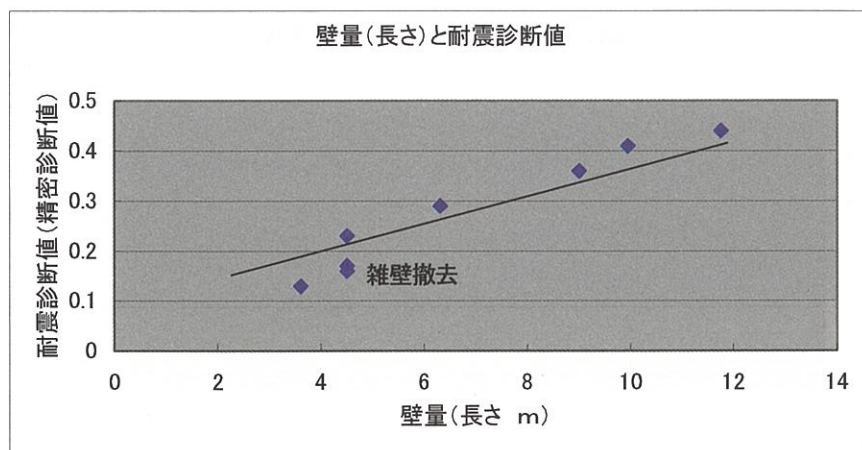


図-7.3.4 壁量(長さ)と耐震診断値の関係(名古屋2)

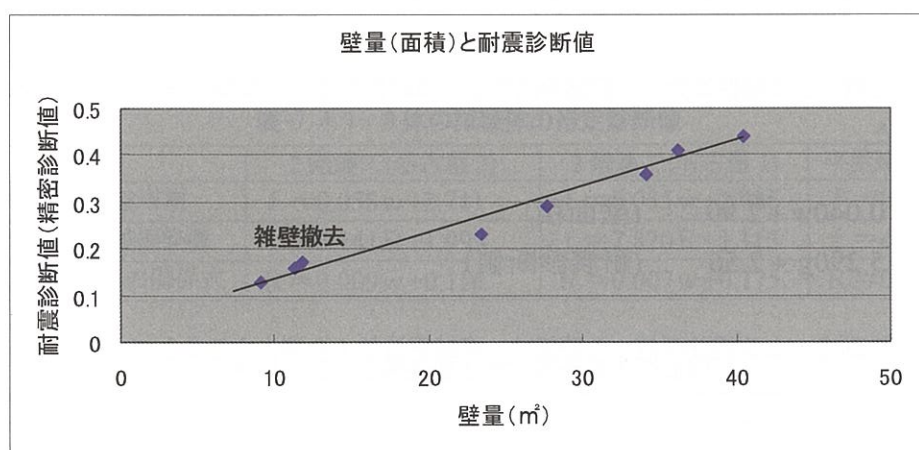


図-7.3.5 壁量(面積)と耐震診断値の関係(名古屋2)

ここで、卓越周波数と壁面積および耐震診断値の関係を図-7.3.6 および図-7.3.7 に示した。なお、図中には本研究で行ったもう一つの2階建てデータも含まれている。

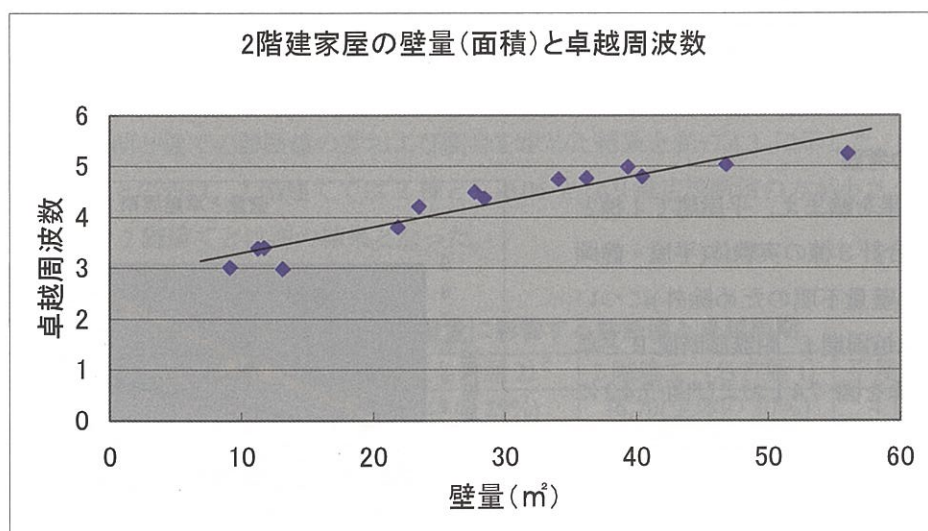


図-7.3.6 壁面積と卓越周波数の関係(名古屋1 および名古屋2)



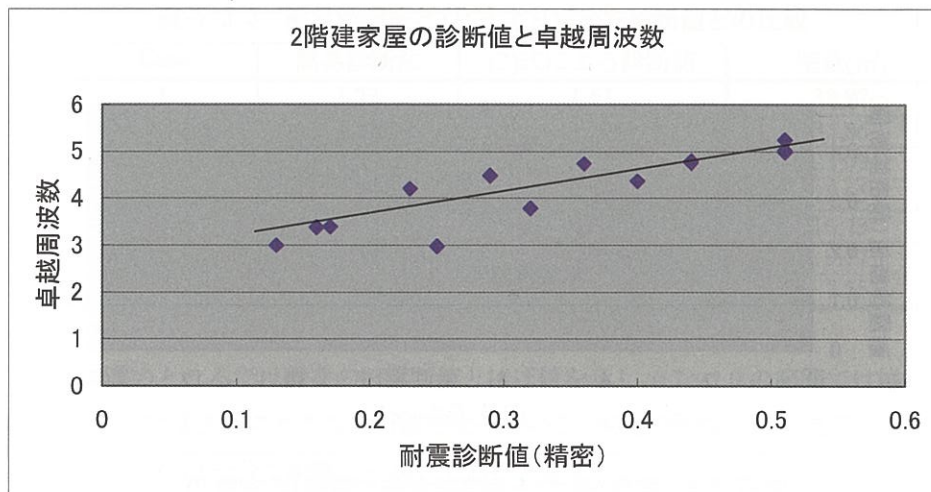


図-7.3.7 耐震診断値と卓越周波数の関係(名古屋1および名古屋2)

ここで、壁の面積 $w$ と卓越振動数 $f$ ，耐震診断値 $g$ と卓越振動数 $f$ の関係を求めると、それぞれ、以下の回帰式となった。

$$\begin{aligned} f &= 0.040w + 2.90 && \text{(壁面積)} \\ f &= 5.290g + 2.56 && \text{(耐震診断値)} \end{aligned} \quad (7.3.3)$$

これらの式より壁面積 $w$ と耐震診断値 $g$ の関係は、卓越周波数 $f$ を消去することで、

$$g = 0.0076w + 0.064 \quad (7.3.4) \quad (2 \text{ 階建て})$$

となる。

また、前述のように平屋建て木造家屋については、下記の(7.3.2)式を得ている。すなわち、

$$g = 0.036w + 0.086 \quad (7.3.2) \quad (\text{平屋建て})$$

である。

#### 7.4 解析結果の考察

以上の解析結果を踏まえ、平屋建て1棟と2階建て2棟の合計3棟の実験体(平屋・静岡市内については壁量不明のため除外)について、壁量 $w$ と卓越周期 $f$ ，耐震診断値 $R$ と卓越周期 $f$ との関係を図-7.4.1および図-7.4.2に示した。そして、両者の関係を重回帰分析によって求めた結果を表-7.4.1に示した。

図-7.4.1および図-7.4.2に示したように、平屋建てと2階建ての木造家屋では明らかに異なっている。

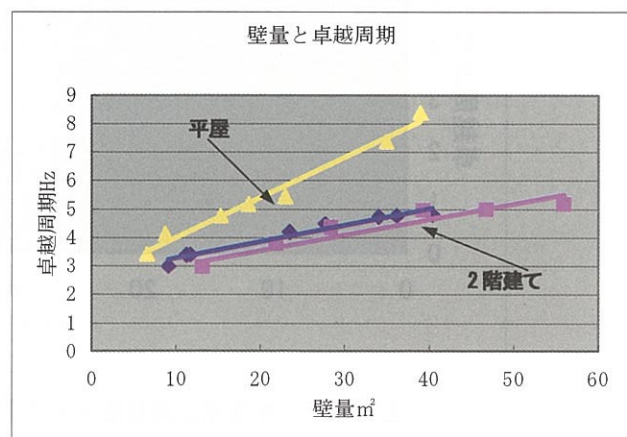


図-7.4.1 壁量と卓越周期の関係

以上のように、木造2階建てにおいては、壁量-卓越周期-診断値の関係は、ほぼ同じ結果が得られた。ただし、診断値(推定)を求める式において、平屋建てと2階建てでは切片はほぼ変わらないが、傾きに約4.5倍の差が出ている。この意味は、壁量が同じならば平屋建ての方が2階建てよりも約4.5倍の耐震力があることを示唆している。壁量と卓越周期との関係式も同様に、切片はほぼ等しく、傾きに約3倍の差が得られた。これから壁量が同じならば平屋建ての方が2階建てよりも2.7倍周期が短くなっている。すなわち、剛性が高くなっている。そして、本研究で得られた推定式より、推定診断値(B)と雑壁を考慮しない診断値(A)およびその差(B-A)を表-7.4.2に示した。

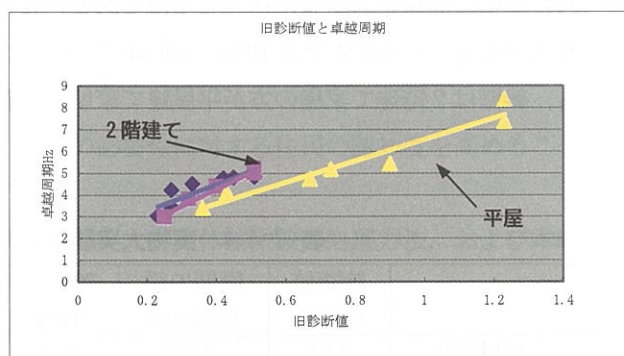


図-7.4.2 耐震診断値と卓越周期の関係

表-7.4.1 3体の試験体の推定診断値

	2階建て(名古屋2)	2階建て(名古屋1)	平屋建て(名古屋)
壁量と卓越周期	$f = 0.058w + 2.711$	$f = 0.055w + 2.486$	$f = 0.150w + 2.38$
診断値と卓越振動数	$f = 6.141R + 1.999$	$f = 7.820R + 1.115$	$f = 4.190R + 0.086$
壁量と診断値の関係式	$R = 0.009w + 0.116$	$R = 0.007w + 0.175$	$R = 0.036w + 0.086$

表-7.4.2 旧診断値と推定診断値との比較

	木造2階建て(名古屋2)			木造2階建て(名古屋1)			平屋建て(名古屋)		
	A	B	B-A	A	B	B-A	A	B	B-A
Case1	0.42	0.52	0.10	0.51	0.57	0.06	1.23	1.61	0.38
Case2	0.42	0.48	0.06	0.51	0.50	-0.01	1.23	1.34	0.11
Case3	0.37	0.46	0.09	0.51	0.45	-0.06	0.90	0.92	0.02
Case4	0.32	0.39	0.07	0.40	0.37	-0.03	0.73	0.76	0.03
Case5	0.29	0.35	0.06	0.32	0.33	0.01	0.67	0.68	0.01
Case6	0.29	0.23	-0.06	0.25	0.27	0.02	0.43	0.44	0.01
Case7	0.26	0.23	-0.03	0.25	0.27	0.02	0.36	0.36	0.00

A: 旧診断値 B: 推定診断値 色付き部分: 雑壁撤去

さらに、雑壁撤去前と後での診断値の差および割合を求めた結果を表-7.4.3に示した。旧診断値と推定式から求めた診断値との差は、2階建てでは2棟とも-0.06となり推定診断値の方が小さくなった。一方、平屋建てでは0.11と2階建てとは逆の結果となった。

表-7.4.3 雑壁量が全壁量に影響する診断値と卓越周期

	2階建て(名古屋2)	2階建て(名古屋1)	平屋建て(名古屋)
雑壁量(m <sup>2</sup> )	11.73(全体の29%)	16.70(全体の30%)	4.11(全体の11%)
旧診断値と推定式との差 (雑壁撤去前と後)	-0.06(14%)	-0.06(12%)	0.11(9%)
卓越周期(Hz)の差	0.810Hz(17%)	0.26(4%)	1.04(12%)

以上の解析および考察結果を踏まえ、4つの実験体について、初期診断値、初期壁量、雑壁量、卓越周期波数についてまとめた結果を表-7.4.4に示した。表中の雑壁の寄与度とは(7.3.2)および(7.3.4)式から

得られた雑壁の面積を診断値に返還した値である。この雑壁の寄与度と家屋の原型状態での旧診断値との比率を求めると、平屋家屋では19%，2階建て家屋では35～37%に相当する大きな値となった。以上のことから、雑壁は2階建て家屋の方が平屋建て家屋より重要性が高く、その寄与度は平屋建の約2倍となった。

表-7.4.4 実物大実験から考察された雑壁の寄与度

		診断値 (原型)	原型の総 壁量(m <sup>2</sup> )	雑壁量 (m <sup>2</sup> )	卓越周波 数(原型)	卓越周波数 (雑壁撤去後)	変動量 (Hz)	雑壁量の 寄与度
平屋	静岡市内	0.81	不明	不明	4.03Hz	3.24Hz	0.79Hz	算定不可
	名古屋市	1.23	38.97	4.11	8.41Hz	7.39Hz	1.04Hz	0.23
2階	名古屋1	0.51	56.01	16.70	5.25Hz	4.99Hz	0.26Hz	0.19
	名古屋2	0.42	40.42	11.73	4.21Hz	3.40Hz	0.81Hz	0.15

【注】1) 名古屋2の実験棟については、表-7.3.4に示したように雑壁はCase6で撤去しているので診断値(原型)欄ではCase5の場合を記した。その他の数値についてもCase5を示している。

2) 平屋(静岡市内)の試験体については壁量として長さを計測したのみで、面積は計測しなかったため、算定不可と記した。

## 7.5 結論ならびに今後の課題

本研究は、実物大の木造家屋において壁を撤去しながら起振実験を行い、雑壁の影響、壁量と振動特性の関係から耐震診断値について考察を行ったものである。その結果、以下のことが明らかとなった。

- 1) 壁量が減少すると卓越振動数が長周期側に伸びていく。そして、壁量と卓越振動数の間には高い相関関係を有している。
- 2) 2004年改定前の「木造家屋の耐震診断」では腰壁や垂壁などの雑壁は耐震力を有していないものとして扱われているが、実際には耐震力を有しており、卓越振動数から耐震診断値を考察してみると、耐震診断値換算で、0.15～0.2程度加算できる。
- 3) 雑壁の寄与度と家屋の初期耐震診断値(原型の状態)との比率を求めると、平屋家屋では19%，2階建て家屋では35～37%に相当する大きな値となった。
- 4) 雑壁は2階建て家屋の方が平屋建て家屋より重要性が高く、その寄与度は平屋建家屋の約2倍となった。

今後の課題として、実験体を増やしながらさらに精度を高めて行く必要がある。また、実験方法として、雑壁撤去のタイミング(最初に撤去するか最後に撤去するかなど)についても十分検討する必要がある。

## 8. まとめ

### 8.1 結論

本研究では、住宅の耐震化技術の高度化を図り、対策の必要性に対する住民の認知度を高めることを目的として以下の検討を行った。

第2章では、以降の検討で用いる常時微動データについて、計測体制や波形処理方法、および本研究成果として構築した常時微動データベースの構造を示した。

第3章では、神戸市域のボーリング地点のうち78点において常時微動測定を行った結果を元に、建築センター式、建築略算式、道路橋式より求めた地盤の卓越周期を用いて判定した地盤種別と、常時微動測定結果より推定した地盤の卓越周期について比較検討を行った、その結果、常時微動から推定した卓越周期に基づく方法と常時微動の上下・水平成分に基づく方法の2つの地盤種別判定方法を提案した。また、66点の住宅地において常時微動測定を行い、提案手法を用いて地盤種別判定を行った結果、耐震診断員の判定と常時微動に基づく判定の一致率は高く良い対応を示した。以上から、診断員による地盤種別判定と常時微動測定結果に基づく地盤種別判定のどちらか一方のみで地盤種別判定を行うのではなく、それらを併用することにより、住民の診断に対する信頼性を高められると考えられる。

第4章では、第2章のデータベースを用いて常時微動から得られた振動特性を分析し、固有周期は常時微動の測定位置の影響を受けずに安定して測定可能な点に着目して、建築年や耐震診断結果との関係を分析した。その結果、建築年が古いほど固有周期が長くなる傾向や、固有周期が長くなると耐震簡易診断結果の総合評点が小さくなる傾向が見られ、耐震性と無関係ではないことを示した。とくに、耐震簡易診断における6評点と固有周期の関係を分析した結果、D×E評点（水平抵抗力の評価）と固有周期の相関が他の評点に比較して高く、固有周期から簡易に壁の割合を推定することが可能であることを示した。そこで、より精密な診断手法である一般診断を実施し、固有振動数 $f$ の2乗と地震応答解析の主要なパラメータとなる降伏時の層せん断力係数について比較検討を行った。その結果、1階と2階の質量比や剛性比を考慮して、常時微動に基づく固有周期から降伏時の層せん断力係数 $C_y$ を求める関係式の定式化を行った。また、この関係式から一般診断で必要となる強さ $P$ を客観的に求めることができることを示した。

第5章では、地震応答解析に基づく耐震性能評価手法を構築するために、地盤のサイト特性を考慮して建物への入力地震動を推定し、第4章の関係式を用いて木造住宅群の振動モデル化を行った。入力地震動について、建設地点毎に地震動特性を評価するために、兵庫県南部地震を対象として、震源特性および波動伝播特性を考慮するために、工学的基盤面までの地震動を長周期帯は3次元有限差分法によって推定された地震動に、短周期帯は兵庫県南部地震の震源パラメータやスペクトル特性を反映させた統計的予測モデルによる推定結果を合成し、工学的基盤から地表までの地震動の増幅については非線形解析手法を用いることにより設定した解析測線上の地震動推定を行った。木造住宅群のモデル化は、在来軸組構法による2階建ての住宅を対象として、1)常時微動計測結果を基に降伏時の層せん断力係数 $C_y$ の分布を求め、 $C_y$ 分布を考慮した2質点せん断型の振動解析モデルおよび2)固有周期の他に耐震診断結果から2層建物の質量比、剛性比をパラメータにしたモデルを提案した。この木造建物群の建物1棟毎に、地盤のサイト特性を考慮した地震動を入力して地震応答解析を行い、最大応答変形角から被害率の算定を行った。さらに兵庫県南部地震を対象に構築された被害関数を用いて、最大応答変形角と被害の関係を分析した結果、地震応答解析を基に木造建物の層破壊被害までを推定可能な手法を提案した。

第6章では、耐震改修工事過程で常時微動測定した4つの計測事例を通して、補強前後における固有振動数の相対変化から、常時微動は補強効果を明示することができる利点を有していることを示した。



第7章では、上記の検討における常時微動は微小の振動領域を取り扱うため、強震時の挙動とは異なる可能性があることから、実物大の木造家屋において壁を撤去しながら起振実験を行い、雑壁の影響、壁量と振動特性の関係から耐震診断値について考察を行った。その結果、壁量が減少すると卓越振動は長周期側に伸び、壁量と卓越振動数の間には高い相関関係を有していることを示した。また、2004年改定前の「木造家屋の耐震診断」では腰壁や垂壁などの雑壁は耐震力を有していないものとして扱われているが、実際には耐震力を有しており、卓越振動数から耐震診断値を考察してみると、耐震診断値換算で、0.15～0.2程度加算できること、および雑壁の寄与度と家屋の初期耐震診断値との比率を求めると、平屋家屋では19%、2階建て家屋では35～37%に相当する大きな値となったことを示した。さらに雑壁は2階建て家屋の方が平屋建て家屋より重要性が高く、その寄与度は平屋建て家屋の約2倍となったことを示した。

## 8.2 常時微動計測の利用可能性に関する考察と今後の課題

上記の検討結果から得られた知見を基に、常時微動計測の利点を以下にまとめる。

- ・ 迅速な耐力推定や診断が可能となることにより、耐震性に関する情報をより早く住民に提供することができる
- ・ 機械測定のため、より客観的な情報を住民に提供することができる。
- ・ 地盤測定を同時に行うため、地盤の影響を考慮することができ、診断の信頼性をより高めることができる。
- ・ 補強効果を視覚的に確認することができるため、住民の安心感を高めることができる。
- ・ 測定の負担は小さいため、住民自身による自己診断や、地域として耐震化に取り組む際のツールとしての活用が期待できる

以上の利点を踏まえて、現行診断システムにおける常時微動計測の利用可能性を図-8.2.1にまとめる。単独で用いた場合は、一般診断の上部構造評点や、強さPの簡易推定のように耐震診断の簡便性を高めることができる。そのような耐震診断の目安だけではなく、本研究で提案した手法のように常時微動計測結果から簡易に耐力（層せん断力係数）に換算し、動的な挙動や被害予測の結果を早い段階で住民に示すことができる利点がある。また測定が容易であることから、速報性に優れた常時微動計測を通常の静的診断より先に行うことにより、被災危険度が高い住宅の優先順位付けへの活用が可能と考える。また、実際に耐震補強までを考えた場合には、通常の一般診断や精密診断と併用することにより、例えば地盤種別の判断や、一般診断による壁量や壁仕様の目視判断における診断エラーを低減したり、常時微動の簡易推定結果と併せて、住民に診断結果を提示したりすることにより、診断の信頼性、客観性の向上が期待できる。また、補強前後における常時微動の計測により補強効果を住民に対して明示できる利点を有していることを挙げることができる。

しかし、常時微動は非常に微小な振動領域の測定結果を用いて耐震性能評価を行っているため、その評価には限界がある。したがって、強震時の挙動について理解を深めるとともに、常時微動の適用範囲を明確にした上で通常診断と組み合わせることにより、相互のメリットを活かした効果的な評価方法を構築していくことが課題となる。今後は、本研究で得られた成果を踏まえて一層の検討を進める予定である。

## 現行診断システムにおける常時微動計測の利用可能性

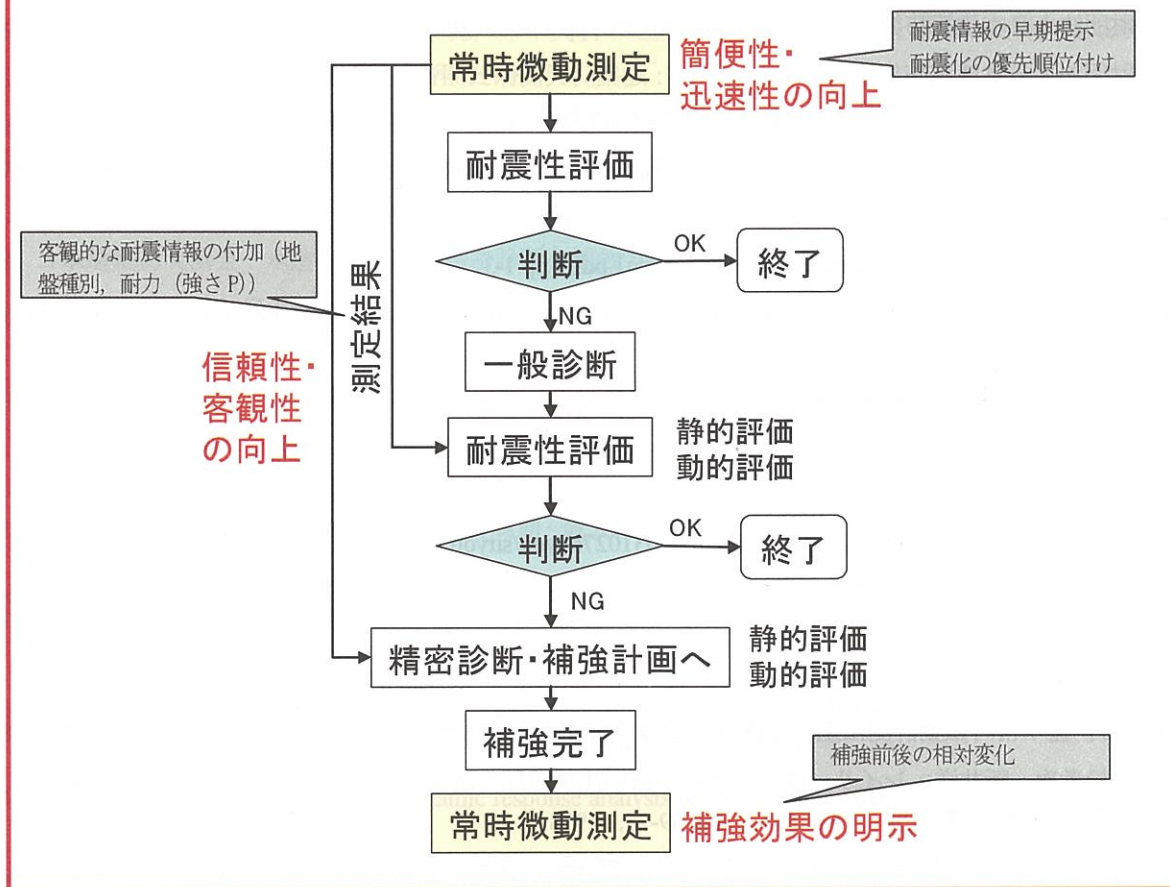


図-8.2.1 現行診断システムにおける常時微動の活用フローの提案

## 参考文献

- 1) 財団法人日本建築防災協会：建築防災，No.293，pp.53-66，2002.
- 2) 財団法人日本建築防災協会ホームページ：建築防災関係公開資料，耐震診断・改修に対する支援制度一覧(平成17年11月1日現在)，<http://www.kenchiku-bosai.or.jp/seismic/shien.html> (2007.5.28参照)
- 3) 内閣府防災担当：中央防災会議第12回会議資料1，[www.bousai.go.jp/chubou/12/siryol.pdf](http://www.bousai.go.jp/chubou/12/siryol.pdf)，pp.1-8，2005.
- 4) 内閣府防災担当：中央防災会議第12回会議説明資料1，  
<http://www.bousai.go.jp/chubou/12/setumei-siryol.pdf>，pp.1-3，2005.
- 5) 住宅・建築物の地震防災推進会議：第1回会議資料，<http://www.kenchiku-bosai.or.jp/topics/050308.pdf> (2005.2.25参照)，2005.
- 6) 静岡県：静岡県住宅耐震改修等促進方策検討委員会報告書，  
<http://www.e-quakes.pref.shizuoka.jp/data/toukei/sakamoto-rep.htm> (2007.3.1参照)，2001.
- 7) 内閣府防災担当：住宅の耐震化の阻害要因，住宅における地震被害軽減方策検討委員会（第1回）資料3，<http://www.bousai.go.jp/oshirase/h15/031027siryol/siryol3.pdf> (2005.2.25参照)，pp.1-2，2003.
- 8) 池田浩敬，小澤徹：木造住宅耐震化支援制度に関する利用者ニーズの分析，地域安全学会論文集，No.6，pp.17-23，2004.
- 9) Kanai, K. and Tanaka, T.: On microtremor, VIII, Bull.Earth-quake Research Institute, 39, pp.97-114, 1961.
- 10) 中村 豊：常時微動計測に基づく表層地盤の地震動特性の推定，鉄道研究報告，No.4，pp.18-27，1988.
- 11) 時松孝次，新井洋：レイリー波とラブ波の振幅比が微動の水平鉛直スペクトル比に与える影響，日本建築学会構造系論文集，No. 511，pp. 69-75，1998.
- 12) 入江康隆：常時微動特性に基づく栃木県内に現存する民家の振動特性，日本建築学会構造系論文集，第522号，pp.87-92，1999.
- 13) 毎熊輝記他：住宅の動的耐震性評価に関する試み，物理探査学会第104回学術講演会論文集，pp.31-34，2001.
- 14) 林康裕，新居藍子，森井雄史：木造軸組構法住宅の振動計測の活用に関する研究，日本地震工学会大会－2005梗概集，pp.114-115，2005.
- 15) 神戸市都市計画総局住宅部住宅政策課：すまいの耐震化促進のための建築士・生産関係者向け基礎マニュアル，104p.，2004.
- 16) 神戸市すまいの安心支援センター：耐震診断事業，戸建住宅耐震診断結果，2007.
- 17) 神戸の地盤研究会：平成14，15年度神戸の地盤研究会成果報告書，2004.
- 18) 神戸市役所，建設工学研究所：神戸市地盤調査報告書，第7章 神戸地盤の地層構成，pp.7(1)-7(26)，1998.
- 19) 沖村孝，田中泰雄，大星直樹，鳥居宣之：地盤情報データベースとGISの活用による都市災害および都市開発の検討，土と基礎，48号，pp.27-29，2000.
- 20) 日本建築防災協会：木造住宅の耐震診断と補強方法，木造住宅の耐震精密診断と補強方法（改訂版），国土交通省住宅局建築指導課監修，364p.，2004.
- 21) 国土交通省住宅局建築指導課，建築技術者試験研究会：基本建築関係法令集〔法令編〕平成18年度版，pp.569-572，2006.
- 22) 国土交通省住宅局建築指導課，日本建築主事会議，日本建築センター：5.5 地震力，2001年度版 建築物の構造関係技術基準解説書，pp.207-217，2001.
- 23) 澤田純男，岸本貴博：反射透過係数法に基づく地盤固有周期の近似式，第36回地盤工学研究発表会，pp.2383-2384，2001.

- 24) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V，耐震設計編，pp.25-27, 2002.
- 25) 沖村孝，佐藤忠信，南部光広，若林亮，岸本英明：地盤情報データベースを活用した神戸地域地震動解析，土木学会論文集，No.701, pp.121-134, 2002.
- 26) 有馬哲，石村貞夫：多変量解析のはなし，第4章 判別分析，pp.127-166, 1987.
- 27) 岡田成幸，高井伸雄：地震被害調査のための建物分類と破壊パターン，日本建築学会構造系論文集，No.524, pp.65-72, 1999.
- 28) 日本建築防災協会：木造住宅の耐震精密診断と補強方法，建設省住宅局監修，94p., 1985.
- 29) 鈴木祥之，中治弘行，岩井哲，北原明男：在来構法木造住宅の実大水平力載荷実験，日本建築学会構造系論文集，No.499, pp.69-76, 1997.
- 30) 綿引誠，大橋好光，高間氏幹弥，中野一郎，石山央樹，佐藤栄児：実大実験に基づく木造軸組構法住宅の耐震性に関する研究，その3 各部の応答挙動と筋かいの負担力，日本建築学会大会学術講演梗概集（東北），Vol. C-1, pp.173-174, 2000.
- 31) 山田耕司：軸組木造住宅の雑壁量と固有周期・最大地震応答変位の関係，日本建築学会構造系論文集，No.536, pp.109-114, 2000.
- 32) 松島信一，川瀬博：1995年兵庫県南部地震の複数アスペリティモデルの提案とそれによる強震動シミュレーション日本建築学会構造系論文集，第534号，pp.33-40, 2000.
- 33) 杉戸真太，古本吉倫，梅原秀鉄：強震動予測モデル(EMPR)による兵庫県南部地震のシミュレーション，第3回都市直下地震災害総合シンポジウム論文集，pp.171-174, 1998.
- 34) 吉田望：A computer program for dynamic response analysis of level ground effective stress-nonlinear method, Version 2.41, 2003.
- 35) 兵庫県立人と自然の博物館：阪神・淡路大震災と六甲変動，兵庫県南部地震の活断層調査報告，pp.1-9, 1997.
- 36) 神戸の地盤研究会：研究成果報告書 中間とりまとめ，2002.
- 37) 応用地質株式会社：兵庫県南部地震による地震動解析入力データの作成業務委託報告書，197p., 2000.
- 38) 日本建築学会兵庫県南部地震特別研究委員会，日本建築学会近畿支部耐震構造研究部会：1995年兵庫県南部地震強震記録資料集，265p., 1996.
- 39) 堀江啓，沖村孝，長谷川信介，鳥居宣之：兵庫県南部地震による地表面最大速度に関する一考察，一ハイブリッド合成法による地震動推定結果と被害の関係一，第41回地盤工学研究発表会講演概要集，pp.2141-2142, 2006.
- 40) 鈴木祥之，中治弘行：強震動下における木造建物の地震応答と耐震性能評価、第2回都市直下地震災害総合シンポジウム，pp.211-214, 1997.
- 41) 村上雅英，鈴木祥之，田原 賢：阪神淡路大震災における木造住宅の倒壊原因に関する考察，日本建築学会構造系論文集，No.523, pp.95-101, 1999.
- 42) 小檜山雅之，山崎文雄：耐震診断データに基づく木造建物の被害関数一加速度応答スペクトルによる一部損壊以上の被害評価一，日本建築学会構造系論文集，No.570, pp.137-144, 2003.
- 43) 吉田伸一，大井昌弘，水谷守，田内建次，今塚善勝，藤原広行：木造建物群の地震損傷度評価手法に関する検討，（その2）モンテカルロ解析による検討，日本建築学会学術講演会，pp.51-52, 2003.
- 44) 堀江啓，林春男，田中聡，長谷川浩一，牧紀男，沖村孝：地震による木造建物の破壊状態を反映する被害関数の構築，地域安全学会論文集，No.5, pp.123-132, 2003.
- 45) 岡田成幸：簡便・高精度な耐震診断技術および耐震補強技術の開発，大都市大震災軽減化特別プロジェクト平成17年度成果報告書，2006.



## 第二編 東南海・南海地震における神戸市域地盤の液状化災害に関する研究 目 次

1. 研究の概要	74
1.1 研究の経緯	74
1.2 研究の目的	74
1.3 研究内容	75
2. 入力地震動に関する研究	77
2.1 東南海地震および南海地震の特徴	77
2.2 内閣府が想定する東南海・南海地震	80
2.3 紀伊半島沖地震と内閣府工学的基盤波との比較	83
2.4 入力地震動の作成	89
2.5 今後の課題	91
3. 液状化解析手法に関する研究	92
3.1 既往文献の収集整理	92
3.2 解析モデル	98
3.2.1 解析対象地盤	98
3.2.2 土質・地下水特性	98
3.2.3 動的変形特性	101
3.2.4 液状化強度特性	104
3.3 今回想定した東南海・南海地震による液状化判定	106
3.4 LIQCA2D による液状化解析	108
3.4.1 概説	108
3.4.2 兵庫県南部地震時の護岸構造物の液状化解析	109
3.4.3 東南海・南海地震時の神戸地盤における1次元解析	114
3.4.4 東南海・南海地震時の神戸地盤における2次元解析	117
3.4.5 後続波が液状化挙動および側方流動に与える影響	120
3.4.6 まとめ	122
3.5 2次元液状化流動変形解析 (ALID) による液状化解析	123
3.5.1 概説	123
3.5.2 ALID の概要について	124
3.5.3 ALID による兵庫県南部地震時の解析結果とパラメータの検証	125
3.5.4 ALID による東南海・南海地震の解析	129
3.5.5 まとめ	131
3.6 まとめと今後の課題	132
参考文献	134

## 第二編 東南海・南海地震における神戸市域地盤の液状化災害に関する研究

### 執筆者一覧

#### 1. 研究の概要

田中 泰雄 神戸の地盤・減災研究会 研究委員会 副委員長  
神戸大学 自然科学系先端融合研究環 都市安全センター 教授  
八谷 誠 中央復建コンサルタンツ(株) 測量・地盤系グループ統括リーダー

#### 2. 入力地震動に関する研究

長谷川 信介 応用地質(株) 関西支社 技術一部 スタッフリーダー  
久世 益充 岐阜大学 流域圏科学研究センター 助教

#### 3. 液状化解析手法に関する研究

##### 3.1 既往文献の収集整理

白川 和靖 (株)阪神コンサルタンツ 神戸支店 地盤技術グループ アシスタントリーダー

##### 3.2 解析モデル

南部 光広 応用地質株式会社 関西支社 執行役 副支社長  
八谷 誠 中央復建コンサルタンツ株式会社 測量・地盤系グループ統括リーダー

##### 3.3 今回想定した東南海・南海地震による液状化判定

八谷 誠 中央復建コンサルタンツ株式会社 測量・地盤系グループ統括リーダー

##### 3.4 LIQCA2Dによる液状化解析

肥後 陽介 京都大学大学院 工学研究科 助教  
荒木 繁幸 株式会社ダイヤコンサルタント 関西支社 副支社長

##### 3.5 2次元液状化流動変形解析 (ALID) による液状化解析

小松 久 (株)不動産テトラ 建設本部 技術統轄部 地盤技術部 大阪本店 研究室 グループリーダー  
荒木 繁幸 株式会社ダイヤコンサルタント 関西支社 副支社長

##### 3.6 まとめと今後の課題

田中 泰雄 神戸の地盤・減災研究会 研究委員会 副会長  
神戸大学 自然科学系先端融合研究環 都市安全センター 教授  
八谷 誠 中央復建コンサルタンツ株式会社 測量・地盤系グループ統括リーダー

## 1. 研究の概要

### 1.1 研究の経緯

本分科会の活動は平成 16 年度～18 年度の 3 年間であるが、その活動は前身となる「神戸の地盤研究会」の地震動分科会および液状化分科会を基礎とし、平成 11 年度から高密度地盤情報データベースである「神戸 JIBANKUN」を活用した研究活動により以下のような研究<sup>1),2)</sup>を行ってきた。

まず平成 13 年度までの前半期においては、地震動研究では各種強震動予測手法により兵庫県南部地震時の地震動の再現に取り組み、主に上部洪積層内に工学的基盤を設定した地震動解析を神戸市内の数断面で行っている。また液状化研究では、神戸市域の湾岸部で、沖積・洪積層の境界を工学的基盤とする浅層部の地盤構造モデルを東部（東灘区）、中部（中央区）、西部（兵庫区～長田区）で構築し、各土層の物理特性と力学特性の同定や、構築モデルを利用した地震動的応答解析ならびに液状化危険度評価を行っている。

後半の平成 14～15 年度では、地震動研究では東南海地震、南海地震および東南海・南海同時発生に対応した神戸市内での地震動の推定を各種解析手法により検討している。液状化研究では、兵庫県南部地震による液状化被害の推定を液状化危険度評価結果に基づき検討し、さらに同評価法を援用して、東南海・南海地震同時発生のように地震動の継続時間が長く、繰り返し回数が多いといわれる地震時の液状化判定手法に関する検討を実施した。その結果、兵庫県南部地震における填砂や埋設管の液状化被害は、沖積・洪積の地層境界を工学的基盤面位置と設定し、道路橋示方書等の確立された動的特性推定関係式を利用することで、ほぼ推定することができると判断され、当検討で用いた数値地盤モデルによる液状化危険度評価手法は概ね妥当であると結論付けた。一方、地震動の継続時間が長く、繰り返し回数が多いような地震波に対する液状化強度の評価においては累積損傷度理論を適用する必要がある、その適用性に関しては継続的に研究する必要があると考えられた。また、神戸地域の地盤の動的変形・強度特性の同定も継続的な研究課題であると判断された。

### 1.2 研究の目的

西日本の太平洋岸に沿った多くの都市では、近い将来発生が予想されている東南海・南海地震による強震動と津波の被害の発生が懸念されている。比較的内陸部に位置する神戸市での東南海・南海地震同時発生時の地震動は、兵庫県南部地震と比較すると小さいとされているが、地震動の継続時間は長くて繰り返し回数が多いため、神戸市の沿岸域や旧ため池の埋立地では地震時に液状化が発生し、港湾構造物、建物または埋設管などに被害が生じる可能性が高い。また東南海・南海地震では、約 1 時間半後に大阪湾北岸を襲来するとされる津波についても、波高は 2～3m と太平洋沿岸部と比較すると規模は低い、適切な防潮堤などに防災施設が機能することを前提に被害対策が考えられているため、これらの津波対策構造物が液状化による地盤変形の影響を受けないことが必要である。従って、長時間継続の地震が発生した場合の地盤の変形挙動予測と津波対策構造物の被害とを検討した上で、必要な防災対策を講じておくことが非常に重要であると考えられる。

そこで、本研究では東南海・南海地震を対象とする液状化被害を想定して、累積損傷度理論を適用した液状化評価を行うとともに、地震動の違いを直接評価できる時刻歴解析である有効応力に基づく液状化解析（LIQCA 2D）および、液状化による地盤流動を地盤剛性の低下により表現できる（ALID）による解析を行い、地震時に発生する地盤変形および各種災害の予測ならびに、必要な対策工法について研究するこ

とを目的としている。

### 1.3 研究内容

平成 16 年度に発足した「神戸の地盤・減災研究会」では、東南海・南海地震時の液状化による地盤災害の評価に関する研究を行うため、外力としての入力地震動に関する研究を推進するとともに、累積損傷法を適用した液状化解析手法について研究を行った。本研究の活動フローを図-1.3.1 に示す。

「入力地震動に関する研究」では、東南海・南海地震あるいは東海・東南海・南海同時発生日震の特徴について検討し、内閣府が想定する東南海・南海地震による神戸市における震度、波形の特徴、最大加速度・速度、卓越周期などの特徴について整理した。さらに、2004 年 9 月には東南海・南海地震とほぼ同一の震源位置を持つ紀伊半島沖地震が発生したが、その際には阪神地域の多くの地点で地震波が計測されている。特に尼崎市の観測点においては、約 10 分間におよぶ地震動が観測されているため、このような継続時間の長い地震動を考慮する入力地震動の設定方法について提案を行った。

「液状化解析手法の研究」では、まず累積損傷度理論に基づく液状化判定手法に係る既存文献調査の結果と、これに基づく液状化危険度評価の判定結果について述べた。次に、東南海・南海地震時の地盤と護岸等構造物の側方流動量を検討するため、動的解析手法として LIQCA を、静的解析手法として ALID を取り上げ、代表断面での地震時変形解析を行い、解析結果の比較検討を行った。そこでは、まず第 1 段階と

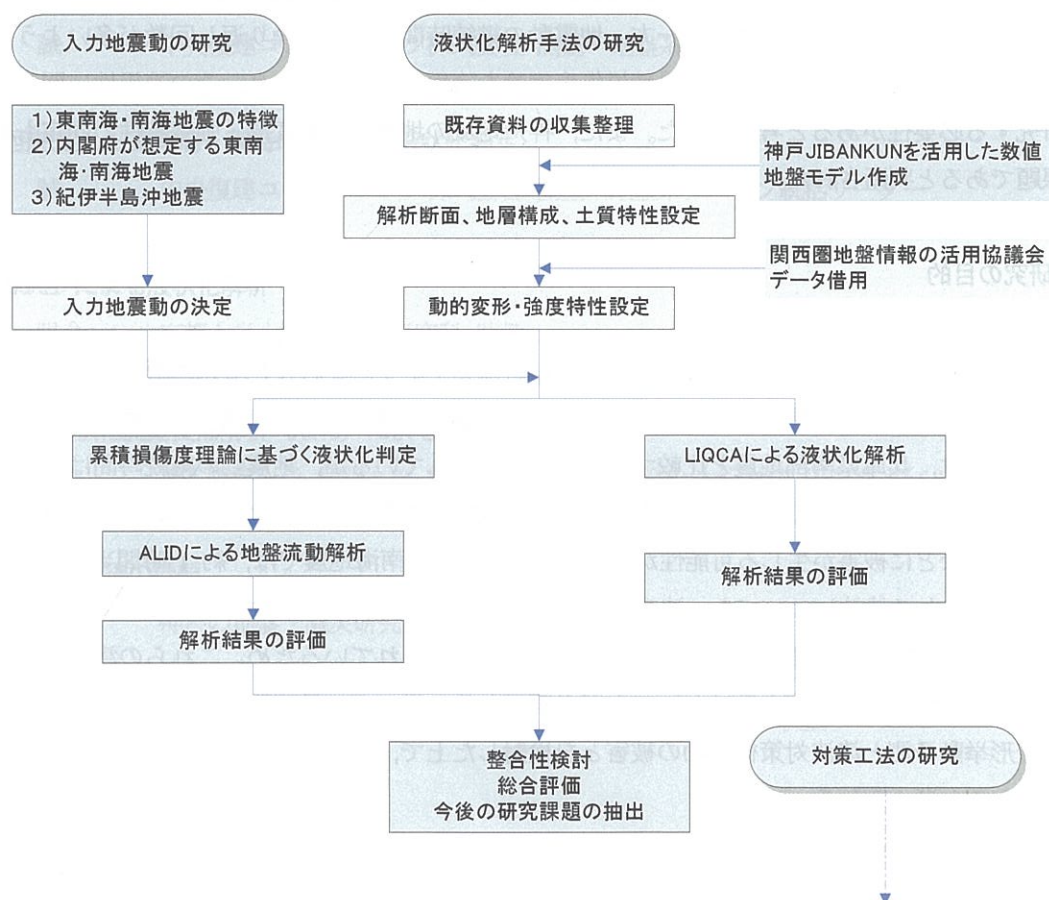


図-1.3.1 液状化分科会の研究活動フロー



して兵庫県南部地震時の液状化に伴う地盤変形をシミュレーションできる解析手法を検討し、実測値との比較により解析法の妥当性を検討した。その後、東南海・南海地震時の地盤の液状化による変形挙動を主に神戸市沿岸部について検討した。

液状化解析を実施するための解析対象断面は、神戸市の沿岸域で防波堤、護岸構造物が存在し、解析結果の検証ができるように兵庫県南部地震時の変形量が観測された地域を選定した。地層構成と各土層の物理・力学特性は「神戸 JIBANKUN」を、地盤の動的特性に関しては『関西圏地盤情報データベース (KG-NET・関西圏地盤情報協議会)』を利用させていただいた。東南海・南海地震時の解析においては、内閣府が公表している想定地震波を用いることを基本とし、2004 年 9 月の紀伊半島沖地震での実測地震波の特性も考慮した解析を行い、幅広い入力地震波の条件について液状化被害発生の可能性を検討している。

なお、液状化による地盤変形が問題となる場合は、その対策工法について検討する必要があるが、対策工法の評価については今後の検討課題としている。

## 2. 入力地震動に関する研究

神戸市においては、1995年に発生した兵庫県南部地震で甚大な被害が発生したが、今後30年以内には南海トラフで発生する巨大地震により、再び地震被害が発生する恐れがある。南海トラフで発生する地震は海溝型地震（プレート境界型）であり、兵庫県南部地震による地震波と異なり、長周期の揺れが長い時間継続するのが特徴である。さらに、神戸市においては、地震発生後2時間程度で津波が襲来すると予測されている。そこで、次に神戸を襲う可能性の高い南海トラフで発生する地震、なかでも神戸市において最も揺れが大きくなると予想される東南海地震と南海地震が同時発生した場合に、神戸において予想される地震動の検討を行った。また、以降の章で東南海地震と南海地震が同時発生した場合の液状化を検討するための入力地震動の作成を行った。

### 2.1 東南海地震および南海地震の特徴

東海地震、東南海地震、南海地震は駿河トラフ、南海トラフで発生する海溝型地震であり、図-2.1.1に示すように、過去に繰り返し発生している。1707年に発生した宝永地震は、我が国で発生した地震のなかで最大級の地震であり、東海地震、東南海地震、南海地震の3つがほぼ同時に発生したと考えられている。1854年に発生した安政東海地震および安政南海地震は、東海地震の32時間後に南海地震が発生した。最近では、1944年に東南海地震、その2年後の1946年に南海地震が発生した。このように、南海トラフにおいては90～150年周期で繰り返し巨大地震が発生している。

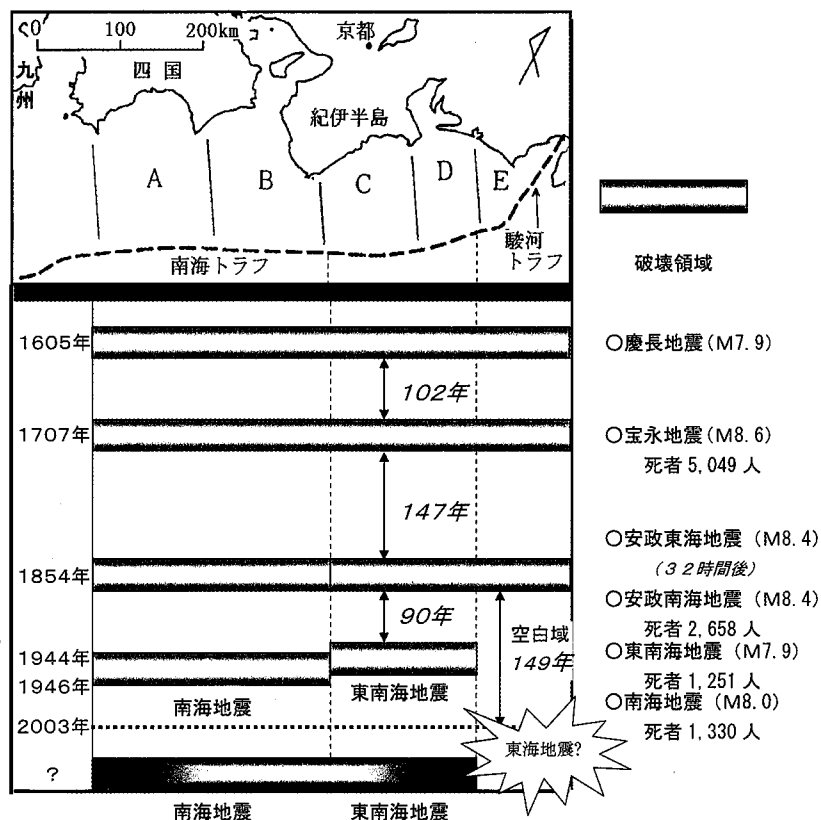


図-2.1.1 東海地震、東南海地震、南海地震の発生間隔<sup>3)</sup>

現時点（2007 年）では、東南海地震および南海地震が発生してから既に 60 年以上が経過していることから、近い将来発生すると予測されている。表－2.1.1 に示すように、30 年以内に発生する確率は、2001 年時点で東南海地震が 50%程度、南海地震が 40%程度であったものが、2007 年時点では東南海地震で 60～70%前後、南海地震で 50%前後となっており、この確率は年々高まっていく。なお、東海地震については昭和の東南海地震で歪みが解放されず安政東海地震（1854 年）から約 150 年間大地震が発生していないことから、いつ起きてもおかしくないと考えられている。

次に起こる東南海地震および南海地震は、宝永地震のように同時に発生する場合や、安政の地震や昭和の地震のように時間差をおいて発生する場合が考えられる。昭和の東南海地震（M7.9）および南海地震（M8.0）の地震の規模が過去の地震に比べ小さかったこともあり、次に起こる地震の規模は昭和の地震に比べ大きいと考えられている。地震調査研究推進本部によると、東南海地震が単独で発生した場合で M8.1 前後、南海地震が単独で発生した場合で M8.4 前後、同時に発生した場合で M8.5 前後と予測されている。同時に発生した場合の方が地震の規模は大きい。しかし、安政の地震のように 2 つの地震が短い時間差で発生した場合の方が、一度大きな地震で被害を受けた後に追い討ちをかけるように巨大な地震にみまわれることになり、同時に発生した場合より被害が大きくなる可能性もある。

表－2.1.1 南海トラフで発生する地震の発生確率（地震調査研究推進本部）

地震名	2001 年時点	2007 年時点
東海地震	いつ起きてもおかしくない	
東南海地震	50%程度	60～70%前後
南海地震	40%程度	50%前後

図－2.1.2 に示すように、過去に発生した南海トラフの地震による神戸市における揺れは、震度 4～6 であったと推定されている。このことから、次に発生する東南海地震あるいは南海地震においても同程度の震度になると予想される。東南海地震あるいは南海地震による震度は、兵庫県南部地震のときの震度に比べると小さい。しかし、兵庫県南部地震が内陸型直下地震であり地震動は大きい継続時間が短い地震であったのに対し、東南海地震あるいは南海地震は海溝型地震であり長周期地震動が卓越するとともに継続時間が数分間に及ぶと予想されている。このため、兵庫県南部地震ではあまり被害を受けなかった超高層建物や長大構造物などの固有周期の長い構造物への被害が懸念される。また、兵庫県南部地震と大きく異なる点は、地震発生から約 2 時間後に津波に襲われることである。内閣府の想定では、津波が満潮時に重なりと神戸市沿岸部は高さ 2～3m 程度の津波に襲われると予想されている（図－2.1.3）。このため、地震発生後の津波対策も重要となる。

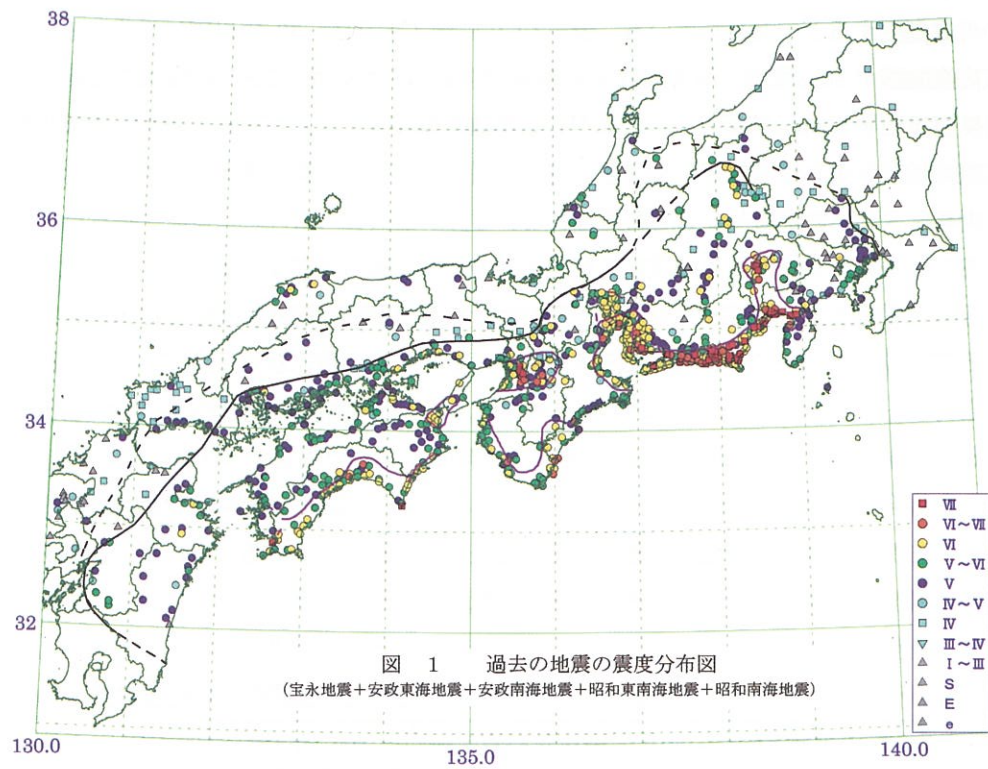


図-2.1.2 過去に南海トラフで発生した地震による震度分布<sup>3)</sup>

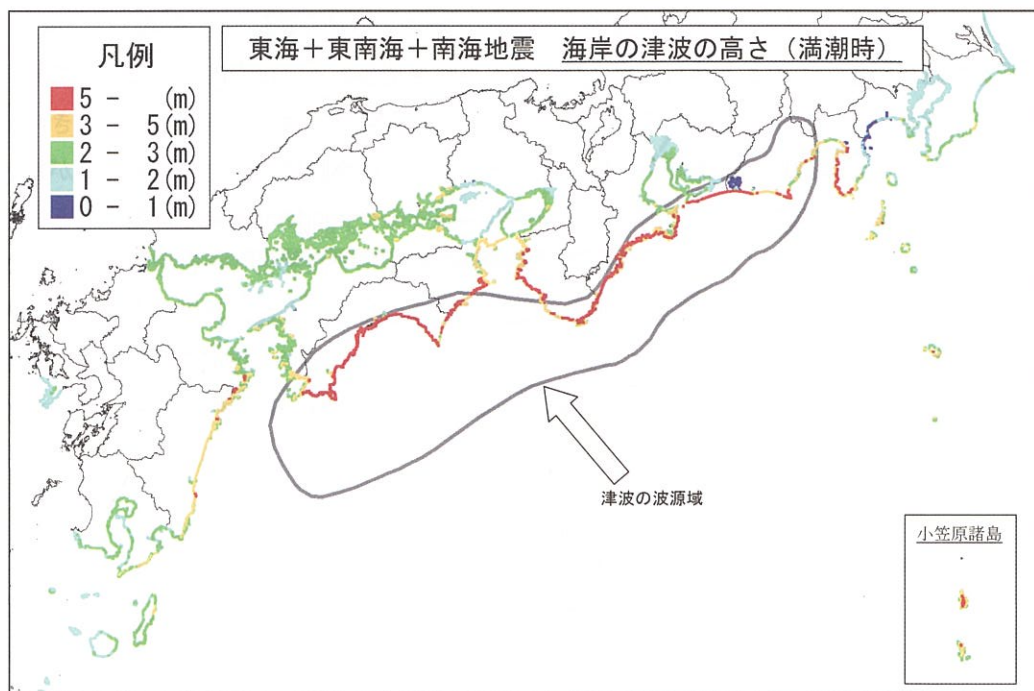


図-2.1.3 東海・東南海・南海地震動時発生で予想される津波高さ (満潮時)<sup>3)</sup>



## 2.2 内閣府が想定する東南海・南海地震

内閣府では、東海地震、東南海地震、南海地震が、それぞれ単独で発生した場合、同時に発生した場合の被害想定を行っている。このうち、東南海地震と南海地震が同時発生した場合の震源域は、図-2.2.1に示すように遠州灘から高知沖にかけて約500kmの長さに及ぶ。東南海地震と南海地震が同時に発生する地震では、破壊開始は、紀伊半島沖（図-2.2.1の★印）を想定している。東南海地震と南海地震が同時に発生した場合の震度分布は、図-2.2.2に示すように太平洋岸の静岡県、愛知県、三重県、和歌山県、徳島県、高知県で揺れが大きく、震度6強以上が予測されている。神戸市における震度分布は、震度5弱～6弱となっている。沿岸部と垂水区、西区の一部で震度6弱となっている。

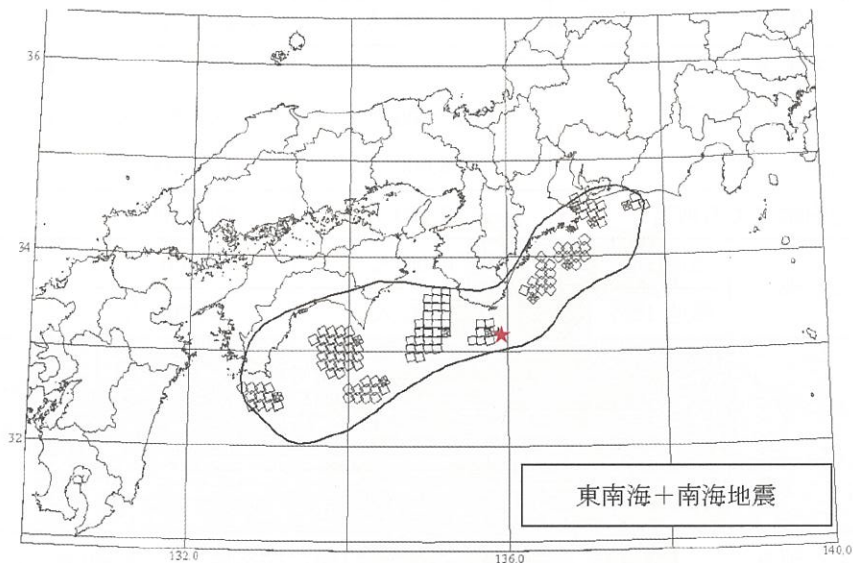


図-2.2.1 東南海地震と南海地震が同時発生した場合の震源域<sup>3)</sup>

(図中★印は破壊開始点、□はアスペリティを示す)

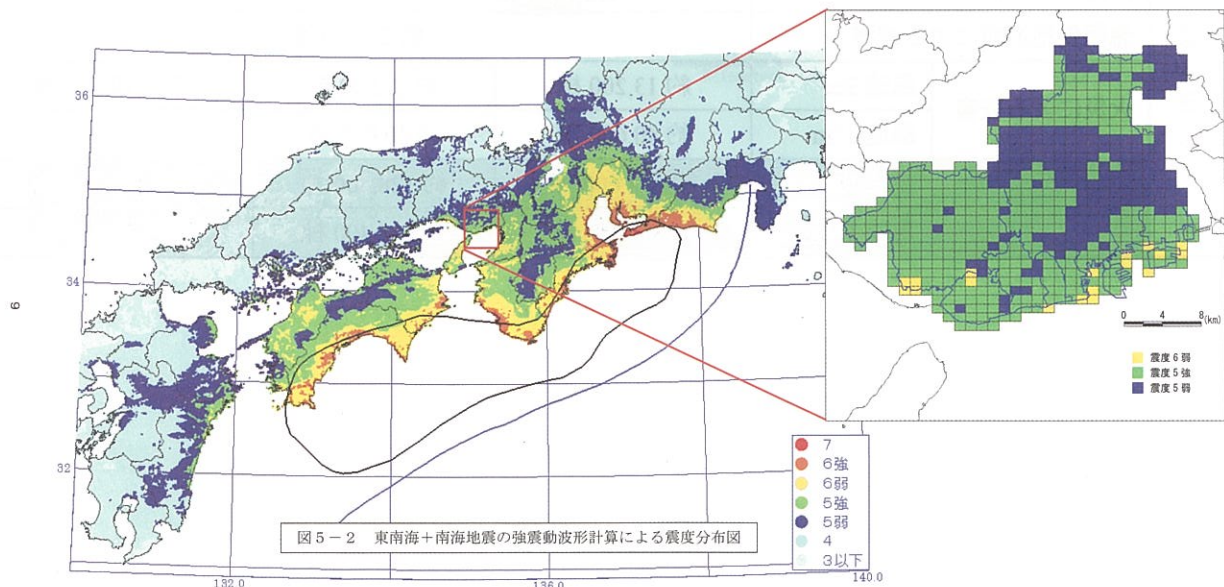


図-2.2.2 東南海地震と南海地震が同時発生した場合の震度分布<sup>3)</sup>および

神戸市域の震度分布（神戸市における震度分布は内閣府が公開するデジタルデータより作成）

この地震による被害は、表－2.2.1 に示すように死者約 6,300～18,000 人と予測されている。このうち建物の倒壊等地震の揺れによる死者は、早朝に地震が発生した場合が最も多く約 6,600 人、津波による死者も早朝に地震が発生した場合が最も多く約 8,600 人となっており、津波による死者が多いことが特徴となっている。一方、建物被害については、全壊棟数は約 32 万～63 万棟と予測されている。このうち地震の揺れによる被害は、木造建物で約 144,900 棟、非木造建物で約 25,300 棟、液状化による被害も多く、木造建物で約 66,000 棟、非木造建物で約 17,100 棟と予測されている。

表－2.2.1 東南海・南海地震による被害（内閣府）<sup>4)</sup>

			5 時	12 時	18 時
人的被害	揺れによる被害		約 6,600 人	約 2,900 人	約 4,000 人
	津波による被害				
	・避難意識が高い場合		約 3,300 人	約 2,200 人	約 2,300 人
	・避難意識が低い場合		約 8,600 人	約 4,100 人	約 5,000 人
	急傾斜地崩壊による被害		約 2,100 人	約 1,100 人	約 1,300 人
	火災による被害	風速 3m	約 100 人	約 60 人	約 900 人
		風速 15m	約 500 人	約 200 人	約 2,200 人
建物被害	合計	風速 3m	約 12,100 人 ～約 17,400 人	約 6,300 人 ～約 8,100 人	約 8,500 人 ～約 11,200 人
		風速 15m	約 12,500 人 ～約 17,800 人	約 6,400 人 ～約 8,200 人	約 9,800 人 ～約 12,500 人
	揺れによる被害		木造：約 144,900 棟、非木造：約 25,300 棟 計約 170,200 棟		
	液状化による被害		木造：約 66,000 棟、非木造：約 17,100 棟 計約 83,100 棟		
建物被害	津波による被害		約 40,400 棟		
	急傾斜地崩壊による被害		約 21,700 棟		
	火災による被害	風速 3m	約 13,200 棟	約 12,900 棟	約 119,200 棟
		風速 15m	約 40,600 棟	約 40,000 棟	約 313,200 棟
	合計	風速 3m	約 328,600 棟	約 328,400 棟	約 434,700 棟
		風速 15m	約 356,100 棟	約 355,400 棟	約 628,700 棟

内閣府では、全国約 1km メッシュごとに工学的基盤波および地盤モデルを公開している。これらのデータについては、「専門調査会の検討時点における調査研究成果や知見を踏まえて作成されたものであり、今後の調査研究の進展により逐次見直しされるべきものである。また、地震動データは、地震の影響を広域的に評価するため、約 1km のメッシュ単位で作成したものであり、当該のメッシュ内の細かな地形、地質の変化などを詳細に反映したものではなく、詳細な地震動の検討にはなじまない」としており、利用に当たっては留意が必要である。

#### 「工学的基盤波について」

内閣府では、波形による震度評価を基本としながらも、過去の実際の地震との整合を図るため、経験的手法（距離減衰式による手法）を併用している。このため、すべての 1km メッシュで波形が公開されているわけではない。神戸市域においては図-2.2.3 に示すメッシュで3成分（NS 成分，EW 成分，UD 成分）の波形が公開されている。なお、内閣府の工学的基盤は  $V_s=700\text{m/s}$  相当層であり、建築分野で一般的な  $V_s=400\text{m/s}$ ，あるいは港湾などの  $V_s=300\text{m/s}$  などとは異なる。

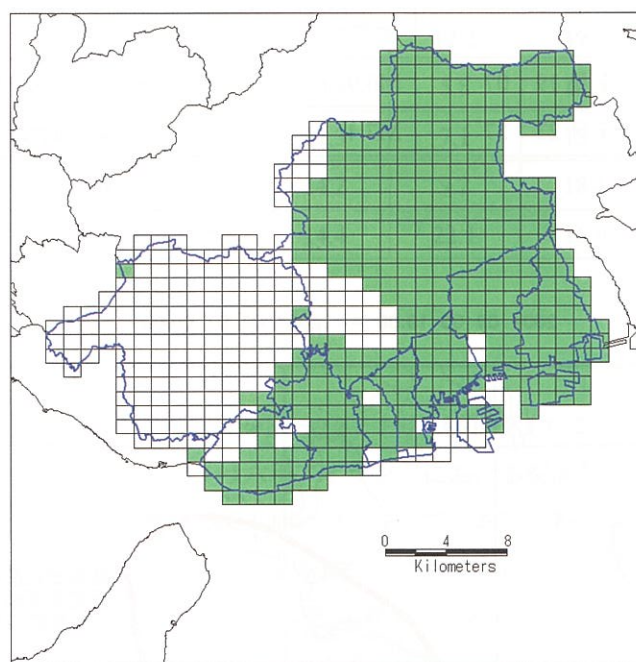


図-2.2.3 内閣府が工学的基盤波形を公開しているメッシュ



### 2.3 紀伊半島沖地震と内閣府工学的基盤波との比較

2004年9月5日19:07と同日23:57に紀伊半島沖を震源とする地震が発生した。19:07の地震は紀伊半島沖地震、23:57の地震は東海道沖地震と呼ばれている（表-2.3.1）。これらの地震の震源は、図-2.3.1に示すように東南海地震の想定震源域より少し南に位置する。東南海地震がプレート境界で発生するのに対し、紀伊半島沖地震および東海道沖地震は海洋プレート内で発生したものであり、直接的には関係しないとされている。ただ、神戸市から見れば、震源から神戸市に至る地震波の伝播経路はほぼ同じであり、近い将来発生すると予想されている東南海地震の地震波の特徴を知る上で、これらの地震による観測記録は貴重なデータとなっている。

ポートアイランドと六甲アイランドには、神戸市が鉛直アレイの地震計を設置している。そこで、これらの地震計で観測された波形記録をもとに、神戸市において予想される東南海地震の地震波の特徴について検討を行った。

表-2.3.1 2004年9月5日に発生した地震

発生日時	マグニチュード	地震名
2004年9月5日19:07	M6.9	紀伊半島沖地震
2004年9月5日23:57	M7.4	東海道沖地震

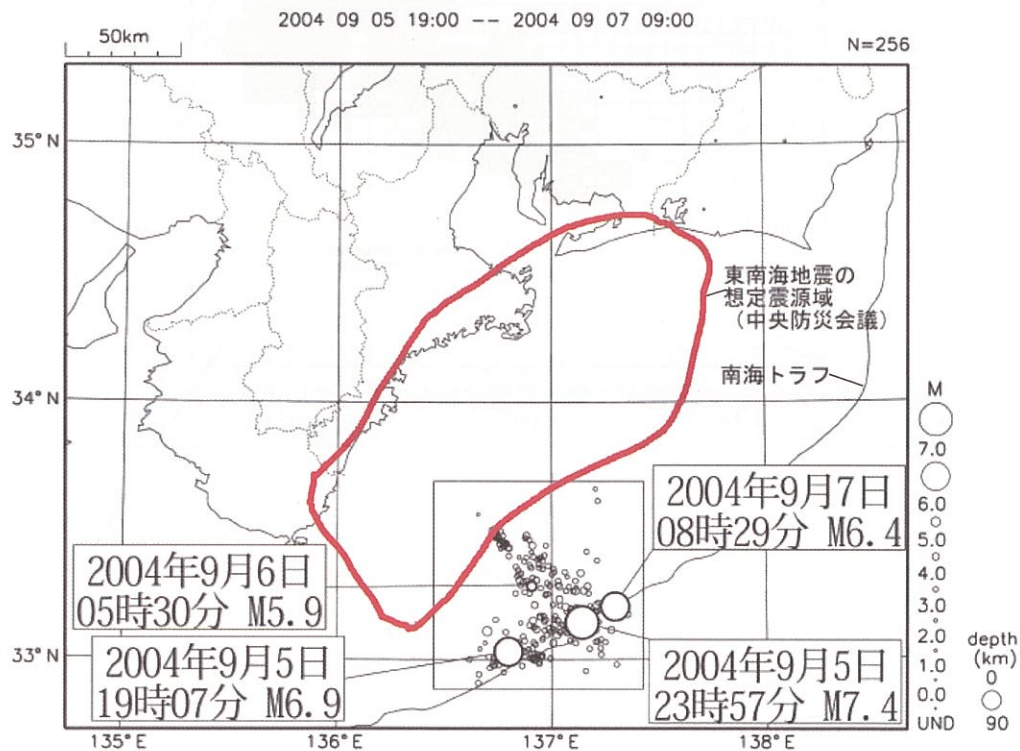


図-2.3.1 2004年9月に紀伊半島沖で発生した地震の震源位置  
(赤で囲んだ範囲は、内閣府が想定する東南海地震の震源域) (気象庁)



# (1) 紀伊半島沖地震と東海道沖地震における地震波の比較

ポートアイランドおよび六甲アイランドに設置された各地震計で観測された紀伊半島沖地震と東海道沖地震の地震波形の最大加速度を表-2.3.2に示す。ポートアイランドおよび六甲アイランドからの震源距離は、紀伊半島沖地震と東海道沖地震ともほぼ同じであるため、最大加速度は地震の規模の大きい東海道沖地震の方が概ね大きいという結果になっている。

表-2.3.2 紀伊半島沖地震と東海道沖地震の最大加速度

観測点		紀伊半島沖地震			東海道沖地震		
		NS 成分 (gal)	EW 成分 (gal)	UD 成分 (gal)	NS 成分 (gal)	EW 成分 (gal)	UD 成分 (gal)
ポートアイランド	GL-83m	8.8	8.7	5.2	13.2	12.3	6.8
	GL-32m	9.7	10.7	5.8	13.9	10.8	7.7
	GL-16m	11.6	12.0	6.6	10.5	13.1	8.8
	地表	15.1	16.7	12.2	19.2	15.4	14.7
六甲アイランド	GL-154m	10.2	10.8	5.8	10.9	12.8	9.0
	GL-97m	12.1	11.3	7.1	15.0	15.1	9.0
	GL-35m	13.5	14.2	9.2	18.4	17.5	17.2
	地表	15.5	14.4	22.1	16.9	20.6	25.7

紀伊半島沖地震と東海道沖地震の観測記録を図-2.3.2 および図-2.3.3 に示す。図-2.3.2 はポートアイランドにおける観測記録であり、図-2.3.3 は六甲アイランドにおける観測記録である。いずれの波形においても主要動は 60 秒以上続き、200 秒たっても揺れは収まっていない。特徴的なのは、ポートアイランドおよび六甲アイランドとも水平成分（NS 成分、EW 成分）において約 120 秒以降、長周期の波が続いていることである。とくに NS 成分において長周期地震動が顕著に現れている。

フーリエスペクトルを見ると、周波数 0.5Hz 以上の高周波数域ではポートアイランド、六甲アイランドとも紀伊半島沖地震と東海道沖地震に大きな違いは見られない。一方、周波数 0.5Hz 以下の低周波数域では、東海道沖地震の方が 0.15～2Hz のスペクトル振幅が大きい。ただ、卓越周期を見ると、NS 成分、EW 成分とも 0.15～0.2Hz が卓越していることがわかる。

震源位置および地震の規模の異なる 2 つの地震において、ともに周波数 0.15～0.2Hz（周期 5～7 秒）の波が卓越することから、近い将来発生すると予想される東南海地震では、ポートアイランドや六甲アイランドのような神戸市沿岸部では周期 5～7 秒が卓越するものと考えられる。

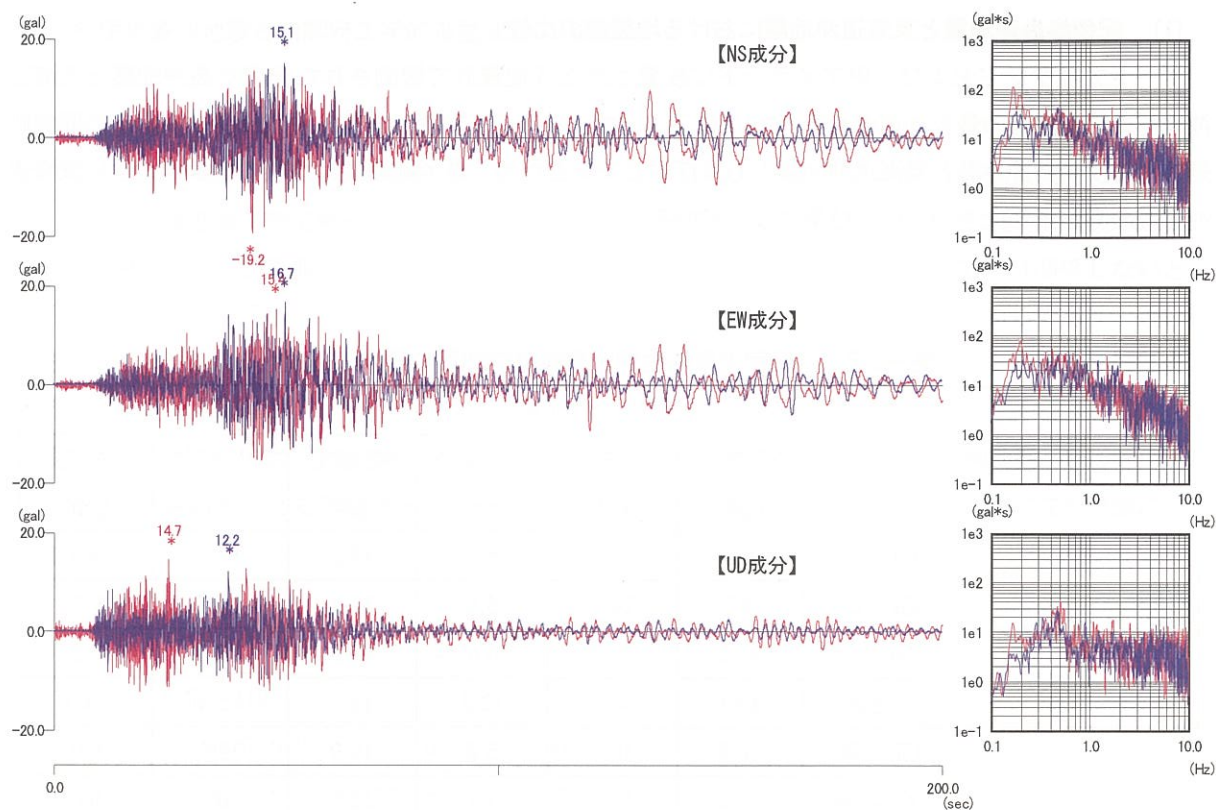


図-2.3.2 ポートアイランド観測点（地表）における観測波形およびフーリエスペクトル振幅  
(青：紀伊半島沖地震，赤：東海道沖地震)

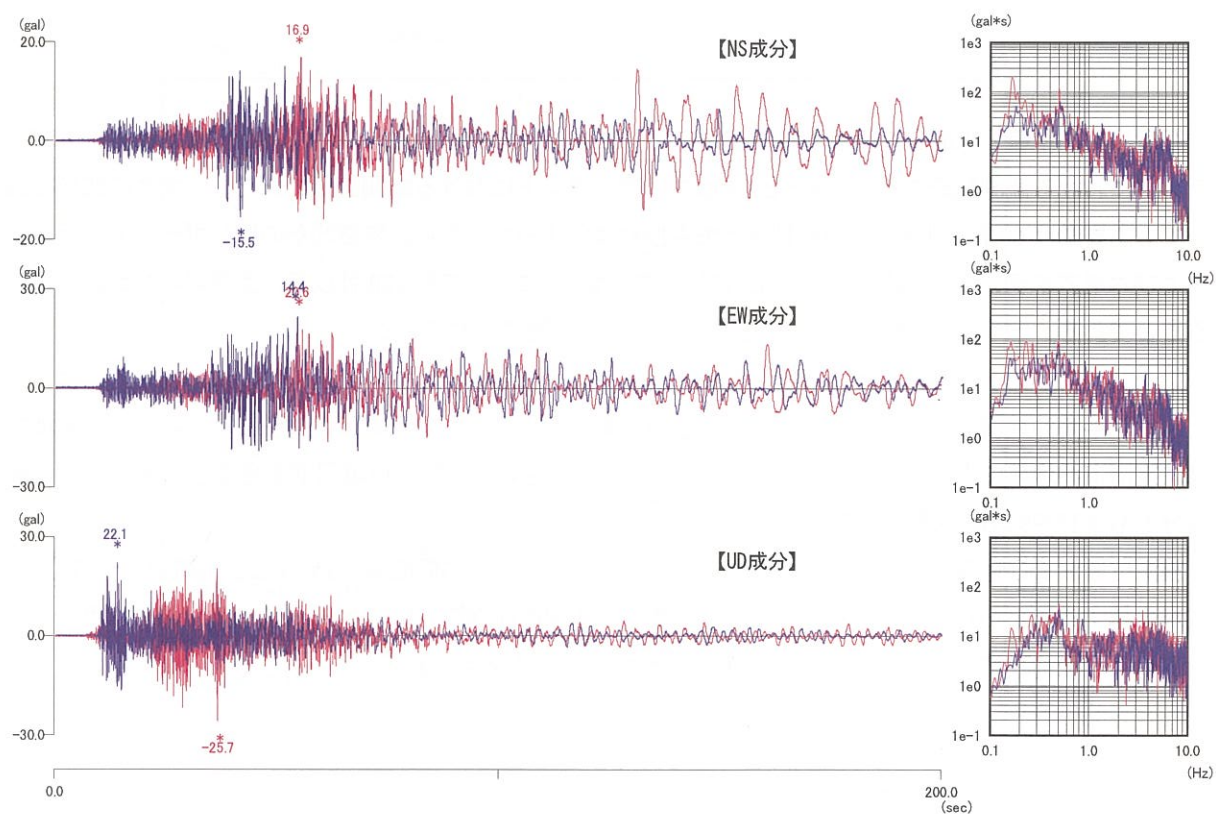


図-2.3.3 六甲アイランド観測点（地表）における観測波形およびフーリエスペクトル振幅  
(青：紀伊半島沖地震，赤：東海道沖地震)

## (2) 内閣府の工学的基盤波との比較

内閣府の地盤モデルにおける工学的基盤は、ポートアイランドで約 GL-230m、六甲アイランドで約 GL-300m となっている。これらの深度に地震計が設置されているわけではないが、最深部の地震計で観測された地震波と内閣府の工学的基盤波との比較を行った。地震計の設置深度は、ポートアイランドで GL-83 m、六甲アイランドで GL-154m である。

図-2.3.4 および図-2.3.5 に内閣府の工学的基盤波形と紀伊半島沖地震および東海道沖地震の観測波形を示す。図-2.3.4 はポートアイランド、図-2.3.5 は六甲アイランドにおけるデータである。地震の規模が異なるため、波形振幅の絶対値は異なる。そこで、ここでは波形の特徴を比較するため、各波形について最大値で正規化して表示した。

赤で示す内閣府の工学的基盤波は、主要動が 100 秒程度続いたのち振幅はほぼ収束している。これに対し、青で示す紀伊半島沖地震、黒で示す東海道沖地震では、主要動が 100 秒程度続いた後、比較的長周期の波が 100 秒以上継続している。ただし、観測記録が 200 秒で切れているため、継続時間については不明である。とくに、東海道沖地震の観測記録では、主要動に匹敵する振幅の波が継続していることがわかる。したがって、内閣府の工学的基盤波は、主要動に続く後続波を過小評価していると考えられる。一方、主要動についてみると、内閣府の工学的基盤波は最大振幅付近（約 80 秒付近）を中心に 20 秒程度振幅の大きな波が継続するのにに対し、紀伊半島沖地震や東海道沖地震では 50 秒以上振幅の大きな波が続いている。したがって、主要動についても、内閣府の工学的基盤波は地震動を過小評価している可能性がある。

フーリエスペクトルを見ると、ポートアイランドでは、内閣府の工学的基盤波は周波数 0.25Hz 付近（周期 4 秒付近）の波が卓越するのにに対し、紀伊半島沖地震や東海道沖地震の NS 成分および EW 成分では周波数 0.15~2Hz（周期 5~7 秒）が卓越しており、より長周期の卓越周期となっている。六甲アイランドにおいても同様の傾向であり、内閣府の工学的基盤波の卓越周期が周波数 0.2~0.25Hz（周期 4~5 秒）であるのに対し、紀伊半島沖地震および東海道沖地震の NS 成分および EW 成分では周波数 0.15~0.2Hz（周期 5~7 秒）であり、より長周期の卓越周期となっていることがわかる。

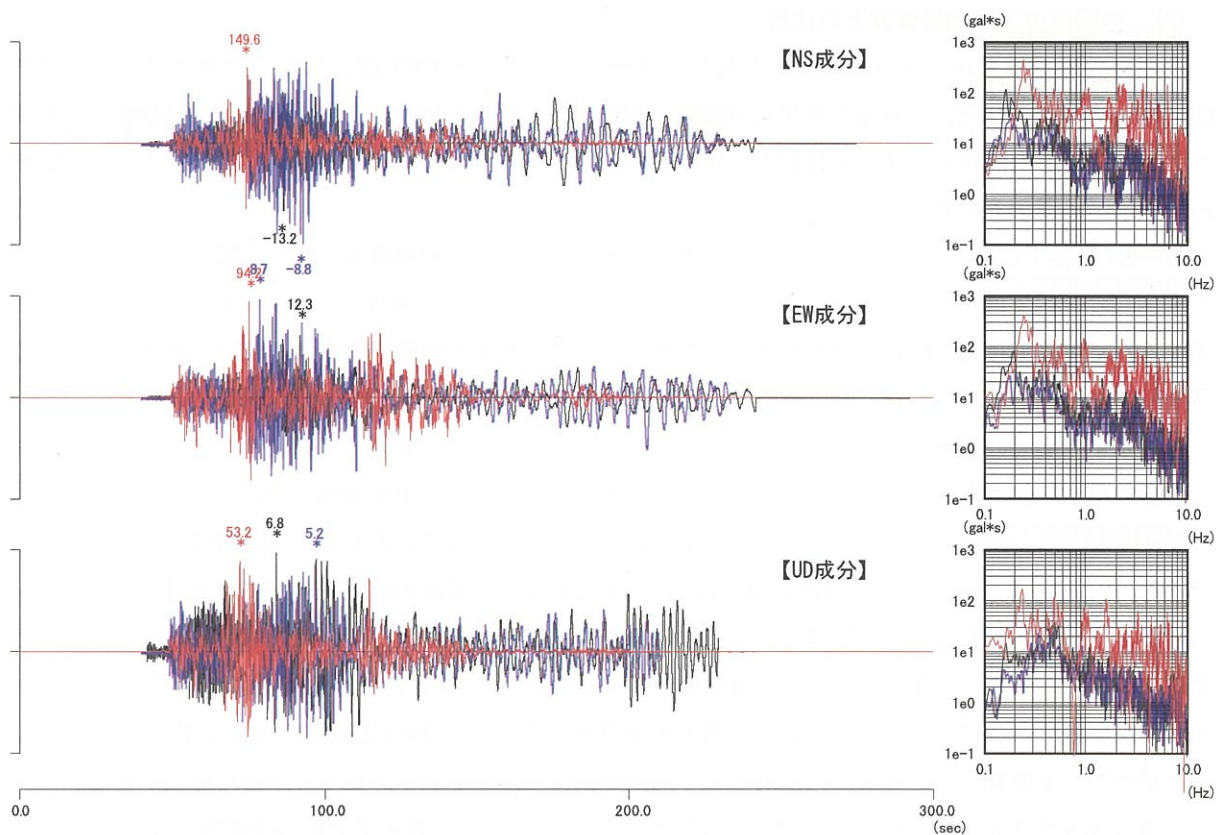


図-2.3.4 ポートアイランド (GL-83m) における波形およびフーリエスペクトルの比較

(赤：内閣府の工学的基盤波，青：紀伊半島沖地震波形，黒：東海道沖地震波形)

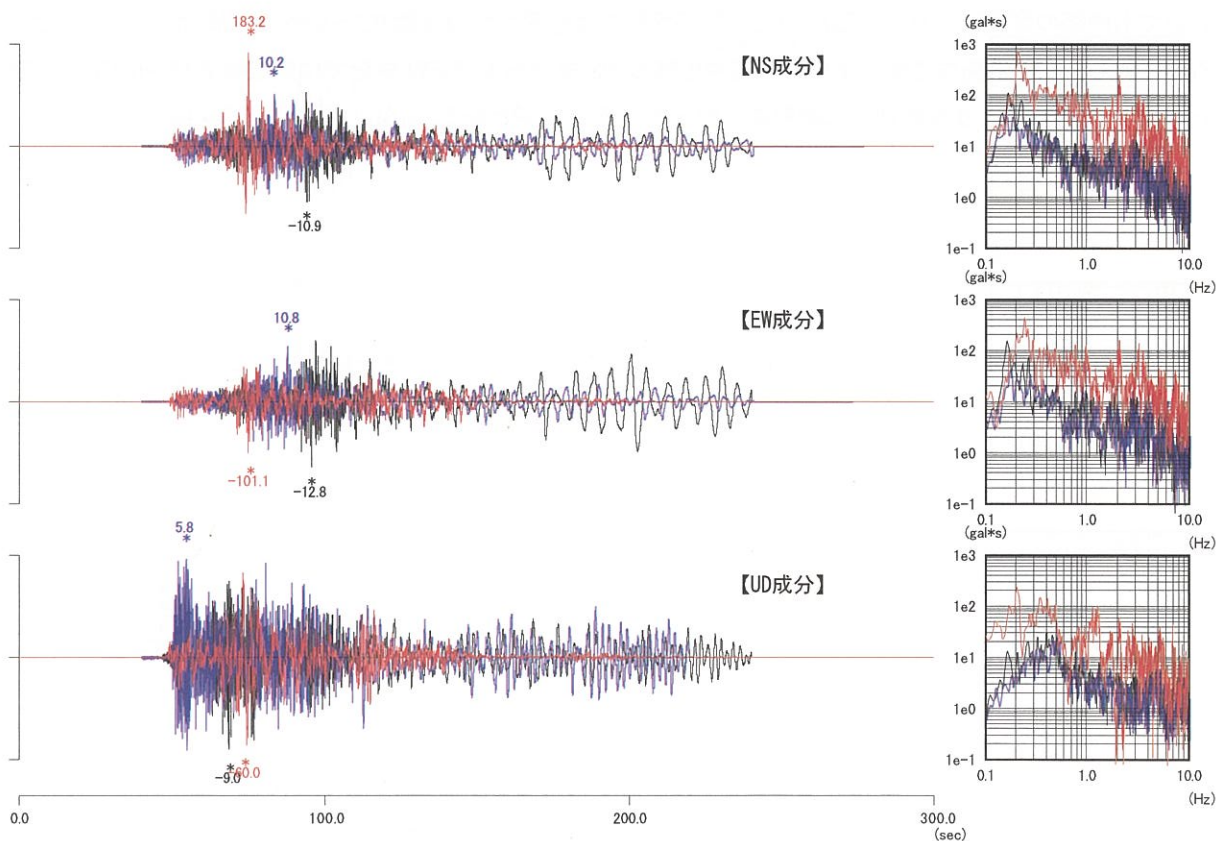


図-2.3.5 六甲アイランド (GL-154m) における波形およびフーリエスペクトルの比較

(赤：内閣府の工学的基盤波，青：紀伊半島沖地震波形，黒：東海道沖地震波形)



### (3) 継続時間についての検討

紀伊半島沖地震および東海道沖地震とも、ポートアイランドおよび六甲アイランドの地震計で観測された波形は、200 秒で記録が切れており、地震波の継続時間を知ることはできない。そこで、関西地震観測研究協議会（以下、CEORKA）の地震計ネットワークで観測されたデータを用いて継続時間の検討を行った。CEORKA では、ポートアイランドおよび六甲アイランドには地震計が設置されていない。そこで、ポートアイランドおよび六甲アイランドに比較的深部地下構造が似ていると考えられる尼崎観測点のデータを用いた。図-2.3.6 に波形記録を示す。CEORKA で設置している地震計は速度型地震計であり、得られる波形記録は速度波形になる。このため、加速度波形に比べ長周期成分が強調されるが、それでも少なくとも 500～600 秒は揺れ続けていることがわかる。

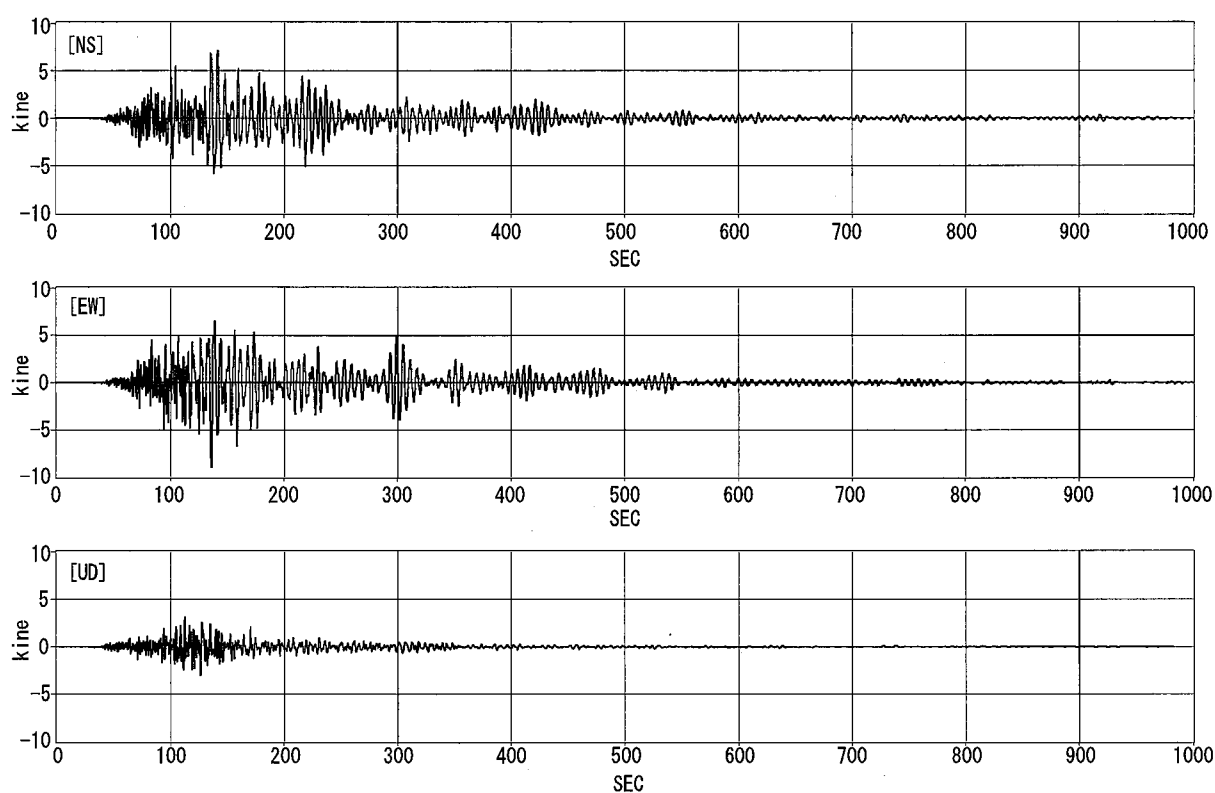


図-2.3.6 尼崎観測点における東海道沖地震の波形記録

## 2.4 入力地震動の作成

3 章で行う液状化解析のための入力地震動の作成を行った。作成した波形は兵庫県南部地震のシミュレーション波形、内閣府の工学的基盤波をもとにした波形、そして、その波に後続波を付加した波形である。

### (1) 兵庫県南部地震のシミュレーション波形の作成

液状化解析においては、まず解析モデル断面で設定した地盤定数の妥当性を検証しておく必要がある。この検証は、兵庫県南部地震波を解析モデル断面に入力し、計算で求められた変位と兵庫県南部地震により発生した実際の変位とを比較することにより行う。このための兵庫県南部地震のシミュレーション波形を作成した。

計算は、古本、杉戸らが開発した兵庫県南部地震のシミュレーションプログラム (KBPR3) を用いた。このプログラムは、工学的基盤における地震波をシミュレーションするプログラムである。解析モデル断面の底面である GL-50m は、工学的基盤 ( $V_s=400\text{m/s}$  相当) に位置するとみなして波形を作成した。図-2.4.1 に作成した波形およびフーリエスペクトルを示す。最大加速度は  $643.8\text{gal}$ 、卓越する周波数は  $0.7, 1.5, 2.0, 6.3\text{Hz}$  (周期  $1.4, 0.6, 0.5, 0.16$  秒) である。

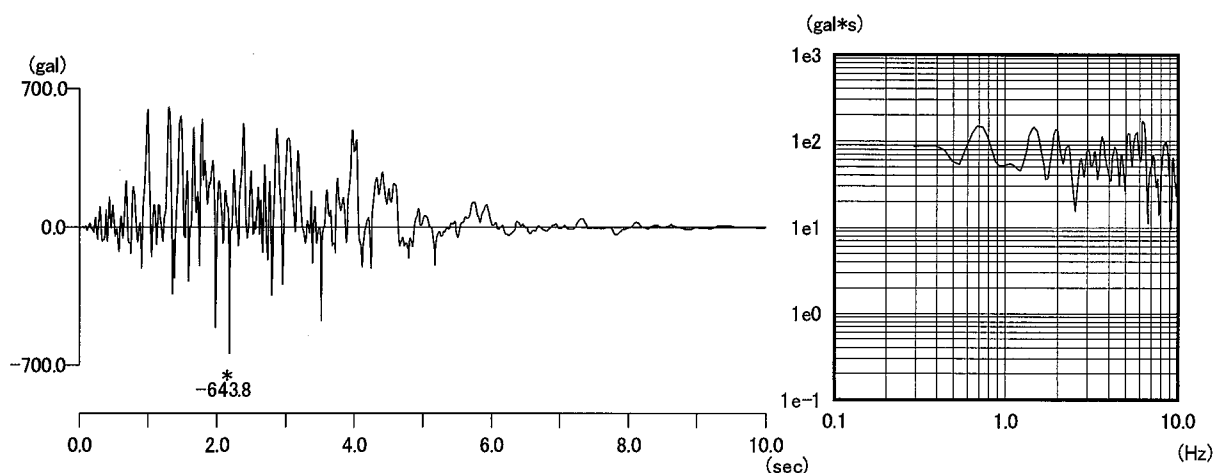


図-2.4.1 兵庫県南部地震のシミュレーション波形とフーリエスペクトル

### (2) 内閣府の工学的基盤波をもとにした解析モデル断面への入力地震波の作成

東南海・南海地震についての最新のシミュレーション波形である内閣府が公開している工学的基盤波を用いて、解析モデル断面への入力地震波の作成を行った。

内閣府で公開している工学的基盤波は  $V_s=700\text{m/s}$  相当層における波形であり、解析モデル断面底面 (GL-50m) よりかなり深い深度に位置する。内閣府では工学的基盤波とともに、工学的基盤から地表までの地盤モデルも公開しており、この地盤モデルをもとに非線形解析手法である DYNES3D により、GL-50m および地表における地震波を計算した。図-2.4.2 に GL-50m と地表における波形とフーリエスペクトルを示す。GL-50m における波形では最大加速度  $165.4\text{gal}$  であるのに対し、地表における最大加速度は  $205.1\text{gal}$  となっている。また、スペクトル特性を比較すると、周波数  $1.5\text{Hz}$  以上の高周波成分において、黒で示す地表データのスペクトル振幅の方が赤で示す GL-50m データに比べ大きいことがわかる。

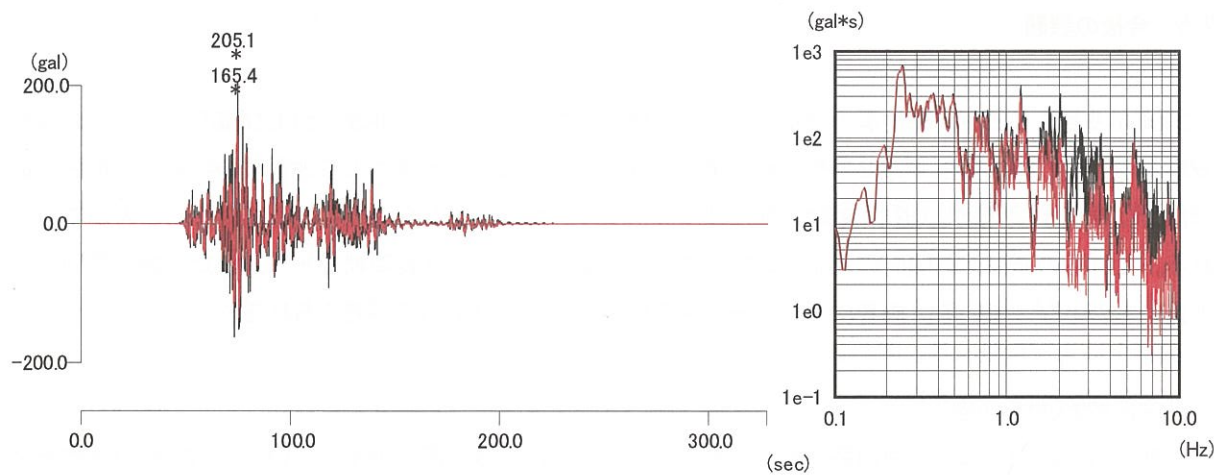


図-2.4.2 内閣府の工学的基盤波による GL-50m および地表における波形およびフーリエスペクトル振幅  
(赤：GL-50m, 黒：地表)

### (3) 内閣府の東南海・南海地震波に東海道沖地震の後続波を付加した地震波の作成

金属が繰り返し荷重を受けると金属疲労により破断するように、地盤も繰り返し応力をうけると累積損傷により破壊する。また、長い時間応力がかかり続けると、少しずつ間隙水圧が上昇し液状化を引き起こすことが考えられる。

2.3 節で述べたように、内閣府の工学的基盤波では継続時間が 150～200 秒であるのに対し、紀伊半島沖地震や東海道沖地震では 600 秒近く揺れ続けた。このため、600 秒近く続く地震波の影響を検討するため、上記 (2) で作成した地震波に東海道沖地震の観測波を振幅調整した波を付加した波形を作成した。

作成は、以下の手順で行った。

- ① 東海道沖地震の観測波形 (CEORKA 尼崎観測点 EW 成分) の 200 秒以降の波形データを抽出
- ② 速度波形データを加速度波形に変換
- ③ 変換後の波形に対してフィルター処理 (0.1～12Hz 以外をカット) を行い、最大振幅を 10gal に調整
- ④ 前述の (2) で作成した NS 成分の波形に後続波として 200 秒以降に追加。このとき、前述の波形で振幅がマイナスに変わる時刻を(a)、後続波で振幅がマイナスに変わる時刻を(b)とし、前述の波形の時刻(a)以降に対して時刻(b)以降の後続波を追加

なお、最大振幅を 10gal に設定し後続波を付加したが、10gal という値に明確な理由はない。あくまで後続波の存在の有無が液状化に及ぼす影響を検討することを目的として波形を作成した。作成した波形を図-2.4.3 に示す。最大加速度は図-2.4.2 に示す波形と同じく、GL-50m では 165.4gal, 地表では 205.1gal である。

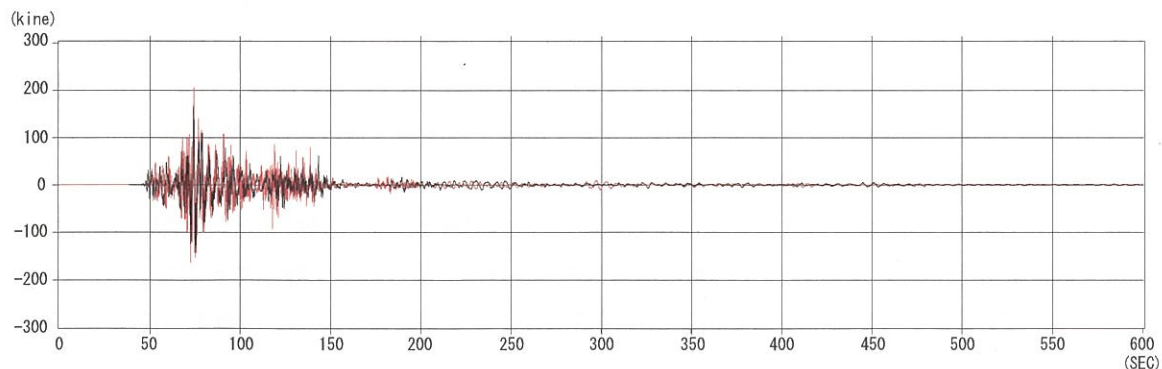


図-2.4.3 内閣府の工学的基盤波に尼崎観測波形の後続波を付加した波形 (赤：地表, 黒：GL-50m)

## 2.5 今後の課題

2004年9月5日に東南海地震の想定震源域の近傍で発生した紀伊半島沖地震および東海道沖地震の観測波形から、近い将来発生すると予想される東南海地震あるいは南海地震による地震波の特徴は、神戸市沿岸部では周期5〜7秒が卓越し、継続時間は速度波形でみれば少なくとも500秒以上継続することが予想される。これらの値は、内閣府の工学的基盤波に比べ、卓越周期はより長周期であり、また、継続時間はより長いものとなっている。両者に違いが発生する原因として、以下の点が考えられる。

### 「深部地盤構造の違い」

神戸市においては、六甲山系の断層運動により基盤岩に急激な落差が生じている。内閣府の地盤モデルは約1kmメッシュで作成されており、このような基盤岩の急激な落差を十分に表現できていない。このため、内閣府の地盤モデルにおける基盤深度は、山側では実際より深く、海側では実際より浅く表現されている。このため、神戸市沿岸部に位置するポートアイランドと六甲アイランドで比較すると、内閣府の工学的基盤波の卓越周期は紀伊半島沖地震および東海道沖地震の観測波形の卓越周期より短いという結果になったものと考えられる。

また、継続時間については、大阪湾の堆積盆の中を繰り返し地震波が反射することにより、紀伊半島沖地震および東海道沖地震では継続時間が長くなったものと考えられる。内閣府の地盤モデルでは、大阪湾の堆積盆構造についても実際の地盤構造を十分に反映できていないことが、紀伊半島沖地震や東海道沖地震による地震波の継続時間に比べ、内閣府の工学的基盤波の継続時間が短い原因である可能性がある。

しかし、工学的基盤波については、震源域から検討地点（例えば、神戸市）までの地盤モデルを構築し、計算する必要がある。このため、容易に計算できるものではない。したがって、現時点では内閣府の工学的基盤波がかかえる課題を十分に認識しつつ、最新の知見を反映したシミュレーション波形として内閣府の工学的基盤波を活用していくことが望ましい。

神戸市においては、地盤データベースである「神戸 JIBANKUN」が構築され、表層地盤についてもかなり詳細にわかってきている。表層地盤による地震動の増幅の違いは大きいため、より地域の地盤特性を反映した詳細な地震動分布の計算が今後の課題として挙げられる。



### 3. 液状化解析手法に関する研究

これまで神戸 JIBANKUN をもとに作製した数値地盤構造モデルを用いて、将来発生が予想される東南海・南海地震（継続時間が長く、繰返し回数が多い地震時）の液状化解析を実施してきた<sup>2)</sup>。その際、解析では液状化強度比を既往の設計指針（道路橋示方書）による方法と、累積損傷度理論を適用して補正したものの2種類を用いて、液状化判定における累積損傷度理論の適用性について検討した。

解析の結果、地震動の継続時間が長く、繰返し回数が多いような地震においては、地震動が比較的小さくても液状化が発生する可能性があることが示唆された。すなわち、継続時間の長い地震波に対する液状化強度の評価に累積損傷度理論を適用することにより、直下型地震に対して発現される液状化強度との違いをある程度考慮できるとの結論を得た。

これらの成果を踏まえて、本研究では液状化解析における累積損傷度理論の適用性をはじめとして、神戸市域地盤の動的変形・強度特性などについてさらに議論を深めるため、種々の検討・解析を行った。また、検討においては、液状化解析手法と併せて本分科会で検討してきた入力地震動に関する研究成果も反映させている。

本章では、まず液状化解析に累積損傷度理論を適用した事例、研究文献などを整理し、その現状と今後の課題を述べた（3.1 節）。次に、解析モデルを作成し（3.2 節）、液状化解析のために2章で作成した東南海・南海地震の地震波形を用いて、累積損傷度理論を適用した液状化判定を実施し、結果について考察した（3.3 節）。液状化の発生の有無（液状化判定）に加えて重要な問題として挙げられるのが、液状化に伴う地盤の変形（地盤の流動）である。3.4 節では、液状化発生やそれに伴う変形についてより詳細に検討するため、有効応力解析 LIQCA による液状化解析を実施した。一方、液状化に伴う変形（流動変形）の評価を主眼に、設計実務への適用を視野に入れた簡易評価手法として ALID が提案されている。ALID では液状化の発生とその激しさの程度（＝FL 値）を入力として与える必要があり、その入力が最終的な変位の評価にも影響する。3.5 節では、累積損傷度理論を適用した FL 値を用いて ALID による解析を行った。さらに、LIQCA による解析結果との比較などを通して、液状化発生時の地盤変形の予測について検討した。最後の3.6 節で、本章のまとめとした。

#### 3.1 既往文献の収集整理

##### (1) 累積損傷度理論について

累積損傷度理論はもともと金属の疲労破壊の分野で提案された考え方である。ある材料が繰返し荷重を受けて、やがて疲労破壊を生じる場合、繰返し荷重が大きさによって破壊に至るまでの繰返し回数も変化する。繰返し荷重の強度  $S$  と疲労破壊に至る繰返し回数  $N$  の関係（ $S$ — $N$  曲線）がわかれば、その材料が受ける荷重の程度によってどのくらい受ければ破壊に至るかを予測することができる。つまり、ある荷重  $S_i$  は  $N_f(S_i)$  回繰返し載荷されるとその材料が破壊するとした場合、 $S_i$  が1回載荷されることによって材料には  $1/N_f(S_i)$  の損傷度が生じると考える。 $S_i$  が大きくなれば1回あたりの損傷度（ $=1/N_f(S_i)$ ）は大きくなるため  $N_f(S_i)$  は小さくなり、逆に、 $S_i$  が小さければ1回あたりの損傷度（ $=1/N_f(S_i)$ ）は小さくなるため、 $N_f(S_i)$  は大きくなる。繰返し載荷の過程での損傷度は載荷を受けるごとに累積（加算）して、損傷度が1になったときに疲労破壊する時と考えられる。この理論の優れている点は、1回ごとに損傷度を評価していくことから、不規則な繰返し荷重に対しても比較的簡易に精度良く評価できることである。

上記の繰返し载荷を地震によるものと考え  
ると、地震時の様々な問題への適応が考えら  
れる（図-3.1.1 参照）。その中で、地盤の液  
状化問題への適用が試みられたのは 70 年代  
後半から 80 年代にかけてである<sup>5), 6), 7)</sup>。当初  
は室内試験による一定振幅の繰返しせん断力  
下で求められた液状化強度比  $R_L$  を、累積損傷  
度理論をもとに補正して、地震時の不規則な  
波形を持つせん断力下における液状化強度比  
 $R$  を評価しようとするものであった。この考  
え方は、現在、「道路橋示方書・同解説 V 耐  
震設計編<sup>8)</sup>」や「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計<sup>9)</sup>」といった設計指針へと応用されている。  
また、累積損傷度から液状化強度比ではなく、繰返し载荷時の過剰間隙水圧の上昇と剛性の低下を評価し、  
液状化解析へと応用した方法なども提案されている。以下では、累積損傷度理論を液状化問題に適用して  
いる具体的な事例について述べる。

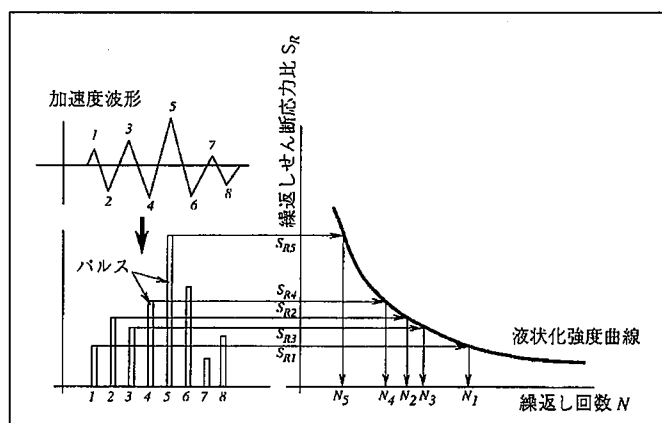


図-3.1.1 累積損傷度理論の概念図

## (2) 累積損傷度理論を適用した液状化強度比の補正

### ①「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編<sup>8)</sup>」における適用方法

道路橋示方書では地盤の液状化強度比  $R$  を求める際、正弦波荷重のもとでの室内土質試験結果より得ら  
れた  $R_L$  を補正して、実際の地盤中の不規則な地震荷重下における液状化強度比  $R$  を求めている。

一般に、室内土質試験により正弦波荷重のもとで得られた液状化強度比  $R_L$  から、実際の地盤中の地震波  
荷重のもとでの液状化強度比  $R$  を求めるためには、下記の補正が必要と考えられる。

$$R = C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot C_4 \cdot C_5 \cdot R_L \quad \cdots (1)$$

ここで  $C_1 \sim C_5$  は様々な要因に関する補正係数で、 $C_1$   
は原位置と室内土質試験における拘束圧の相違による補  
正係数、 $C_2$  は地震波荷重の不規則性に関する補正係数、  
 $C_3$  と  $C_4$  はサンプリングから試験時までの乱れや密度化  
に関する補正係数、 $C_5$  は地震動の水平面の 2 次元性に關  
する補正係数である。

現行の道路橋示方書においては、補正係数  $C_2$  は過去の  
地震記録をもとに検討した結果、2 種類の地震と正弦波  
荷重下での液状化強度比  $R_{L20}$  の値によって、次式のよう  
に表現されている（図-3.1.2）<sup>10)</sup>。

（プレート境界型地震の場合）

$$c_2 = \begin{cases} 1.35 & (R_{L20} \leq 0.1) \\ 2.25 \cdot R_{L20} + 1.125 & (0.1 < R_{L20} \leq 0.3) \\ 1.8 & (R_{L20} > 0.3) \end{cases}$$

（内陸直下型地震の場合）

$$c_2 = \begin{cases} 1.5 & (R_{L20} \leq 0.1) \\ 5.0 \cdot R_{L20} + 1.0 & (0.1 < R_{L20} \leq 0.4) \\ 3.0 & (R_{L20} > 0.4) \end{cases}$$

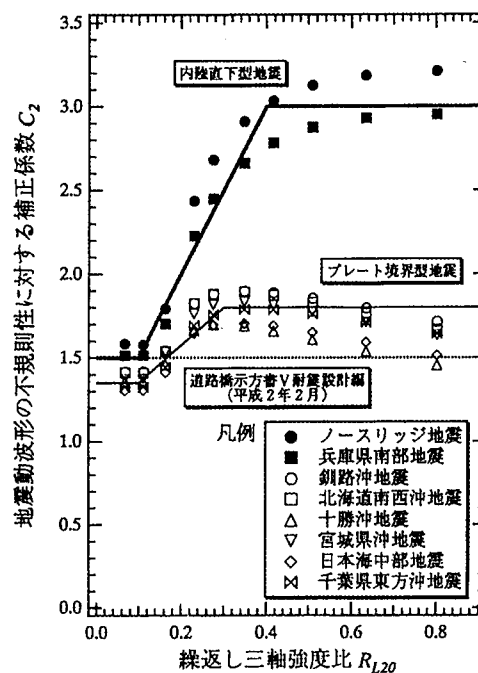


図-3.1.2  $C_2$  の平均値と  $R_{L20}$  の関係<sup>10)</sup>

## ②「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計<sup>9)</sup>」における適用方法

鉄道設計標準では、L1 地震時にはN値や細粒分含有率などからの推定式による液状化強度比を使用して  
いる。しかし、L2 地震のような大規模かつ稀にしか発生しない地震動の場合、L1 地震に適用されている  
「正弦波荷重下で求めた液状化強度比を補正する」という方法では、地震波荷重の不規則性に関する補正  
係数  $C_2$  の精度に課題があるとしている。鉄道設計標準ではL2 地震時の地震荷重が明確に規定されている  
ことから、累積損傷度理論を適用して地震動の不規則性による影響を考慮した液状化強度比を求めている<sup>7)</sup>。  
補正方法の流れを、図-3.1.3 に示す。

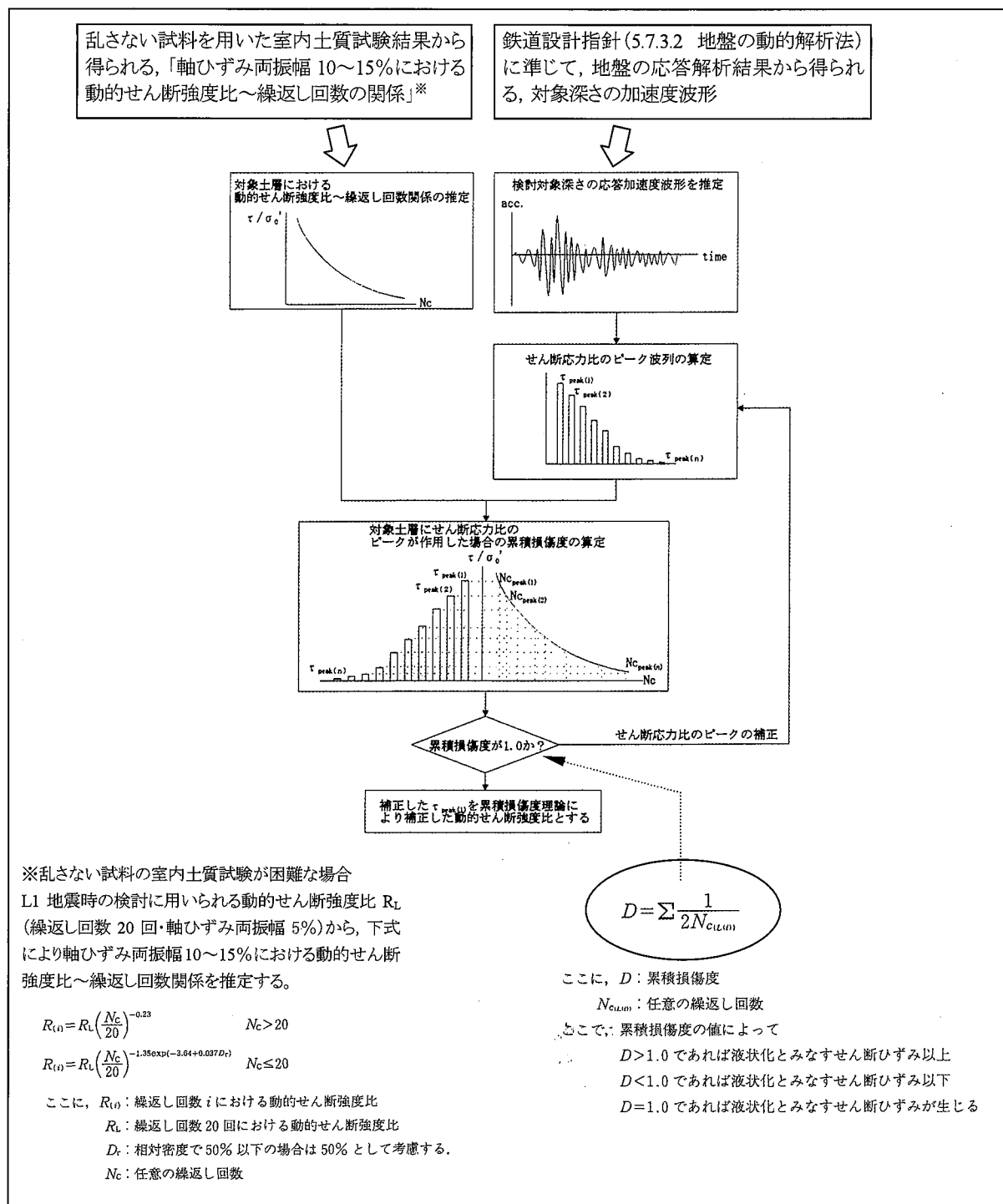


図-3.1.3 液状化強度比の補正方法の流れ

### (3) 累積損傷度を考慮した簡易液状化解析手法<sup>11), 12), 13)</sup>

液状化を考慮した地震応答解析としては、これまで等価線形解析や有効応力解析などが用いられてきた。SHAKE に代表されるような等価線形解析では、解析時に設定する地盤定数も比較的簡便に設定できるなどの利点があるが、液状化が発生するような大変形時（剛性が大きく低下した時）では解析精度が低くなることや、地表面加速度が過大評価されやすい傾向がある。一方、有効応力解析は液状化に至る過程を含めて間隙水圧の変化など詳細な地盤の状況を再現できるが、解析に必要な地盤定数（入力パラメータ）が多くなり、また、その設定についても簡便とはいえない部分がある。

塩見他は、せん断応力の時刻歴から累積損傷度を求め、累積損傷度から過剰間隙水圧の変化、さらには有効応力の変化やそれに応じたせん断剛性の低下を評価している。すなわち動的物性値（ $G$ ,  $h$ ）のひずみ依存性だけでなく、累積損傷度理論を用いることによって、繰返し载荷による過剰間隙水圧の上昇から液状化に至る過程とそれによる剛性の低下を計算し、地震時の応答を求めている。地震応答解析の流れを、図-3.1.4 に示す。

解析では、累積損傷度と過剰間隙水圧の関係や、過剰間隙水圧とせん断剛性との関係が必要であるが、これらについては既往の研究結果を用いている。また、液状化強度曲線のデータが必要となるが、これは繰返し非排水三軸試験によって求めることができる。それ以外は SHAKE と同等のデータで解析が可能な本手法は、比較的簡便な解析手法でありながら、液状化現象とそれに伴う地盤の状態や物性の変化を精度よく表現しようとするものである。

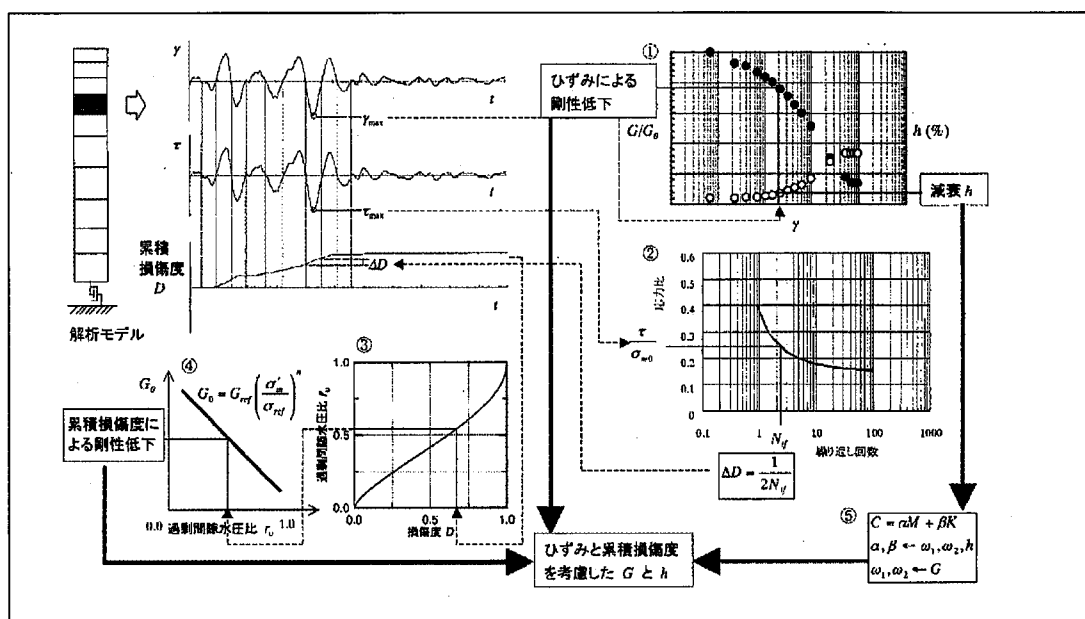


図-3.1.4 ひずみおよび累積損傷度を考慮した地震応答解析の流れ<sup>11)</sup>

### (4) 累積損傷度理論の液状化問題への適用における最近の動向

#### ①液状化強度比の補正に関する問題

室内試験の正弦波荷重下で求められた液状化強度比を補正して、原位置の不規則な地震荷重下で発揮される液状化強度比を求める際に、累積損傷度理論を適用することに関して、杉戸ら<sup>14)</sup>が以下のような研究を行っている。

道路橋示方書では既往の地震記録をもとに地震動の繰返し特性による補正係数  $C_w$  を、プレート境界型地震（タイプⅠ地震動）の場合と内陸直下地震（タイプⅡ地震動）の場合の2通りを規定している。しかし、震源過程が詳しく調査されている東南海・南海地震では、タイプⅠ地震動で対象とした過去の地震よ



りさらに断層が大きく震動継続時間が長くなり、その性質がかなり異なることが予想されることから、想定東南海・南海地震について  $C_w$  の再検討を行っている。

検討の結果、東南海・南海地震のように継続時間が非常に長い場合には、過去のタイプⅠ地震動を用いた場合よりも  $C_w$  の値が低くなることが示された。従って、この判定法を用いる場合は、 $0.1 \leq RL \leq 0.4$ （通常ゆるい砂層に相当する範囲）では、現行の示方書で示されている  $C_w (=1.0)$  よりも低い 0.9 程度を用いる必要があると提案している。

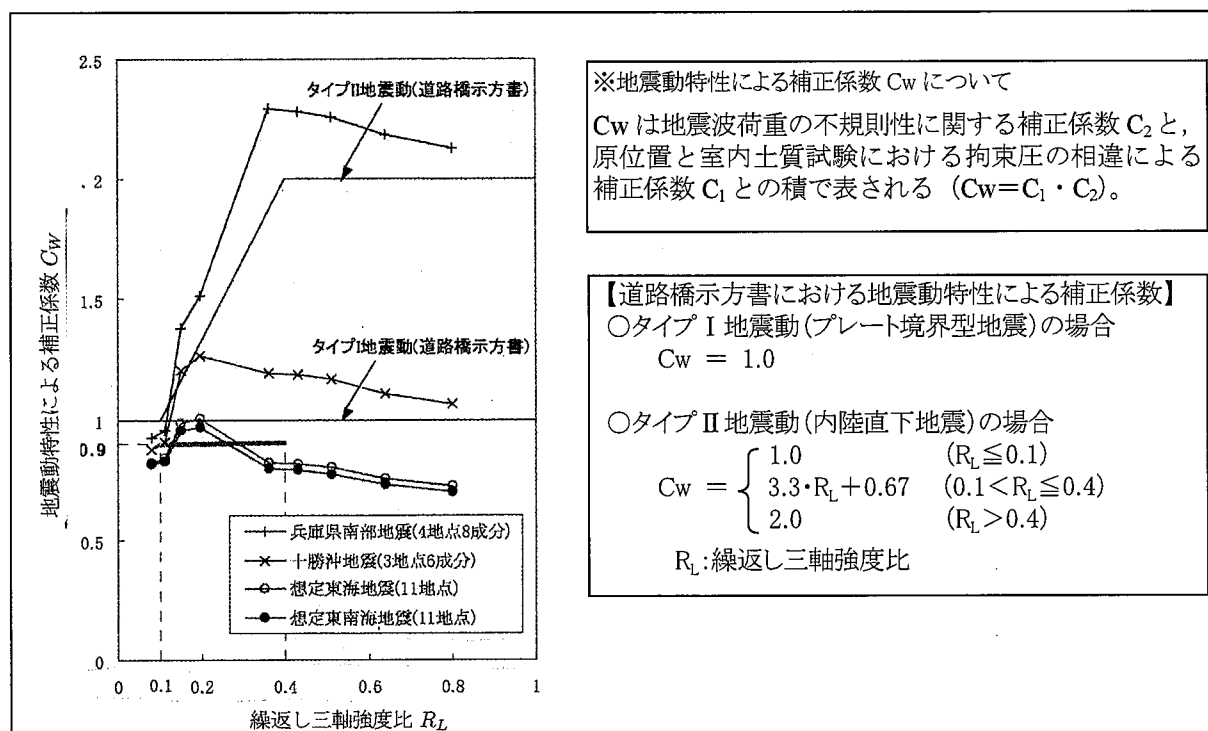


図-3.1.5 各地震動における地震動繰返し特性による補正係数<sup>14)</sup>

## ②液状化を考慮した地震応答解析手法への適用

塩見他は累積損傷度理論を用いることにより、繰返し载荷による地盤の状態・物性（過剰間隙水圧やせん断剛性など）の変化を評価できる簡易液状化解析手法を提案した。液状化強度比の補正よりも一歩踏み込んで、繰返し载荷によって時々刻々と変化する地盤の物性と、その結果得られる地震時応答を計算していることから、不規則荷重下（原位置での地震時荷重下）で液状化に至る過程をより実際に近い形で追跡している解析方法といえよう。また、液状化に至るまでの地盤の物性の変化を精度良く表現しながら、なおかつ解析に必要なデータは SHAKES とほぼ同等であることが、この解析法の大きな特徴である。

モデルが提案されて以後も、解析手法の適用範囲の拡張や精度向上を目指してさらに研究が進められており、1次元解析から地震波の水平2方向入力を考慮した自由地盤の液状化解析法(解析の多次元化)<sup>15)</sup>や、サイクリックモビリティ現象を精度良く考慮する方法<sup>16)</sup>などが検討されている。

## ③変形解析への利用

液状化判定に加えて重要な問題として、液状化発生に伴う地盤の変形問題がある。変形解析手法としては、有効応力解析のような詳細な解析法に加えて、ALID<sup>17)</sup> (3.5 節参照) のような残留変形解析も議論に加えられるようになってきた。ALID は自重のみを駆動力とする静的解析であり、土の液状化時の変形特

性を表現した解析モデルを組み込んだ解析法である。ただし、地震後の挙動のみを対象としているため、地震による液状化程度（FL 値）の評価が必要となり、FL 値の精度がその後の解析結果にも影響することとなる。FL 値を求める際に累積損傷度理論を用いると、地震動の繰返し特性も含めて評価できることから、例えば東南海・南海地震のような継続時間の非常に長い地震動に対してもより妥当な FL 値が求められる。

現在、土構造物に対しても変形量で照査可能な評価手法が徐々に導入されつつあり、変形解析手法をはじめ様々な検討がなされている。その中で、残留変形解析が用いられる場合、重要なポイントの一つである液状化程度（FL 値）の評価において、今後も累積損傷度理論が適用されるものと思われる。

累積損傷度理論は地震波の波形の特徴・影響を比較的簡便に精度よく反映できることから、液状化問題を取り扱うには適しているといえよう。最近では、地震時の検討において地震波のピーク値のみでなく波形データが取り扱われるような場合もしばしばあり、地震波形（繰返し特性）の違いを反映できる有効な方法として、累積損傷度理論が適用されるケースは今後も少なくないと考えられる。

## 3.2 解析モデル

ここでは、「神戸 JIBANKUN」,「関西圏地盤情報データベース (KG-NET・関西圏地盤情報協議会)」(以下, 関西圏 DB)ならびに道路橋示方書・同解説 V. 耐震設計編(以下, 道示), 土木研究所のデータ(以下, 土研), (財) 阪神・淡路大震災記念協会のデータ(以下, 記念協会), その他の文献等を参考にして解析対象とした地盤条件すなわち土層構成と各土層の土質特性や動的変形・液状化特性などを整理した。

### 3.2.1 解析対象地盤

図-3.2.1に今回モデル化した地盤の断面を示す。図-3.2.2(a)~(c)は内陸部, 内護岸部, 防潮堤部に分けてそれぞれ拡大図を示す。これは, 地盤情報データベース「神戸 JIBANKUN」のボーリングデータから推定した神戸沿岸域の地盤であり, 砂礫・砂・シルト・粘土の互層が陸側から海側へかけて傾斜している様子が伺える。地層の上部は沖積層よりなっており, 下部の洪積層との境界は陸域から海域になるにしたがって多少深くなっている。沖積層を構成する地層は, 図の左側である陸域では砂礫・砂・シルト・粘土の互層であるが, 図の右側の海域になるにしたがってシルト・粘土が優勢となっており, 現在の海域である図の右端部分においては, ほとんどがシルト, 粘土よりなっている。砂礫層はN値が20~40と大きい, 砂層はN値が10~20と砂礫層に比べると低い状態である。特に最上部に分布するAs1層はN値10前後である。

一方, 洪積層は砂礫・粘土の互層であるが, 全体に砂礫が優勢である。砂礫層はN値が概ね50以上を示すところが多く, 密に締まった状態である。粘土層も硬質である。

当該断面には運河の内護岸と防潮堤を記述しており, 内護岸は傾斜した砂層の上に存在している。一方, 防潮堤は基礎地盤が置換砂で置き換えられており, 背面地盤は盛土・埋土よりなっている。

### 3.2.2 土質・地下水特性

表-3.2.1は前研究会(神戸の地盤研究会)において検討された地盤物性値(N値, 粒度特性, 湿潤密度など)で, 今回検討においては西部地区の地盤定数値を主に用いた。ただし, N値に関しては当該地点データの平均値を用いた。

図-3.2.3は「神戸 JIBANKUN」の粒度試験データによる $D_{20}$ の深度分布図である。これよりクレーガーの関係式により透水係数 $k$ を推定すると盛土層, 沖積砂質土層および沖積礫質土層では概ね表-3.2.2のような値となる。盛土の透水係数は $10^{-4}\text{cm/s}$ オーダーのものと $10^{-2}\sim 10^{-1}\text{cm/s}$ のものに分類される。沖積砂質土層はGL-10m付近で便宜的に上下に分けると, 上部(As1層相当)の透水係数は主として $10^{-3}\sim 10^{-2}\text{cm/s}$ オーダーを, 下部(As2, As3層相当)の透水係数はバラツキが大きく $10^{-6}\sim 10^{-2}\text{cm/s}$ オーダーを, 沖積礫質土層の透水係数は主として $10^{-1}\text{cm/s}$ 程度をそれぞれ示している。

地下水位に関する系統立てたデータは少ない。ここでは図-3.2.4を参考にして, 対象地域の地下水位を設定した。

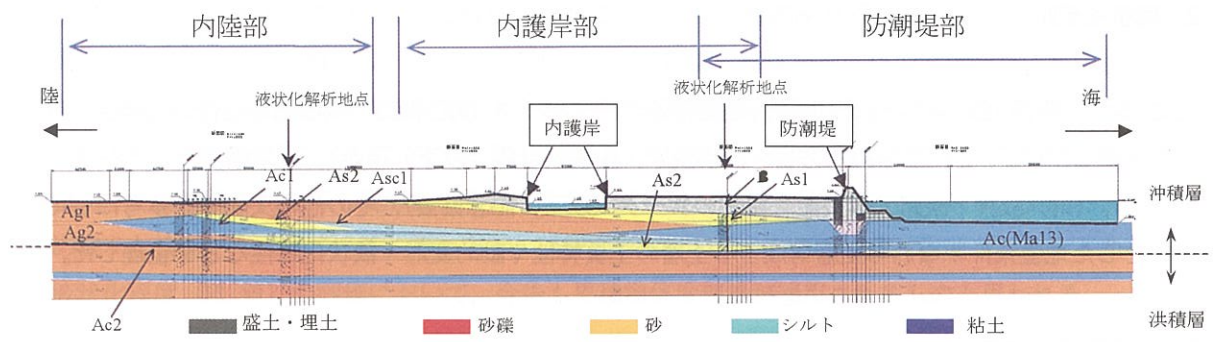


図-3.2.1 解析に用いた神戸沿岸域における推定地盤断面

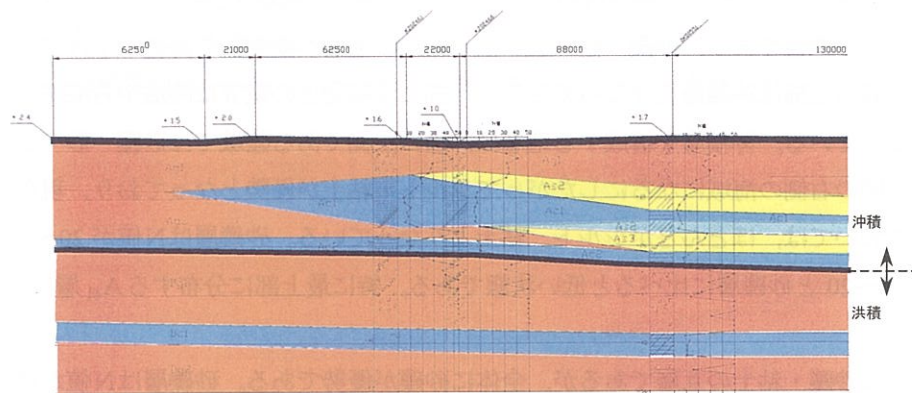


図-3.2.2(a) 推定地盤断面図の拡大図（内陸部）

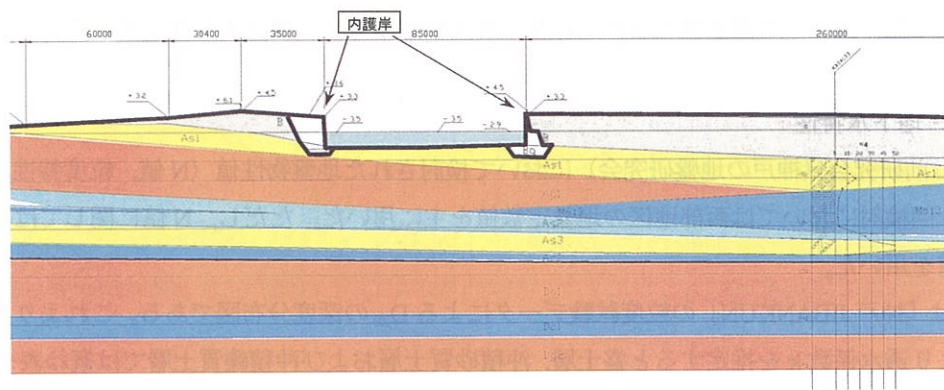


図-3.2.2(b) 推定地盤断面図の拡大図（内護岸部）

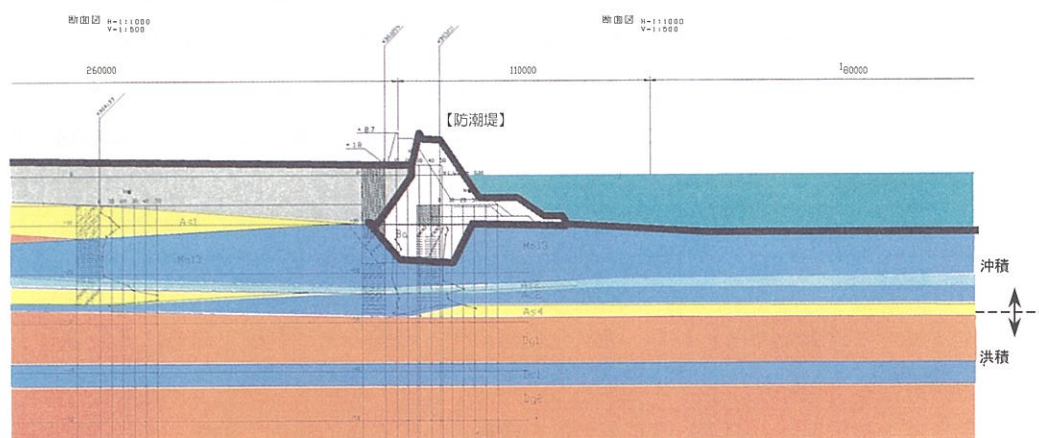


図-3.2.2(c) 推定地盤断面図の拡大図（防潮堤部）

表-3.2.1 入力物性値一覧 (西部) <sup>2)</sup>

地層記号	地層名	液状化の可能性	土質	N値	D <sub>50</sub> (mm)	Fc (%)	γ (kN/m <sup>3</sup> )
B	盛土・埋土	高い (地下水位依存)	砂質土(緩い)	5	0.35	10	17
Ag1	沖積礫質土(海成)	西域: 高い 東域: 低い	砂礫(中位)	30	0.6	0	19
Ag2	沖積礫質土(陸成)	西域: 低い 東域: 低い	砂礫(密な)	50	2	0	20
As1	沖積砂質土(海成)	西域: 高い 東域: 高い	砂	該当層 平均値	1.0 0.2	5 5	N値に 応じて
As2	沖積砂質土(陸成)	西域: 高い 東域: 高い	砂	該当層 平均値	0.3 0.6	20 20	N値に 応じて
Ac1	沖積粘性土(軟)	対象外	粘性土(軟い)	4	0.02	80	14
Ac2	沖積粘性土(硬)	対象外	粘性土(中位)	10	0.02	80	16

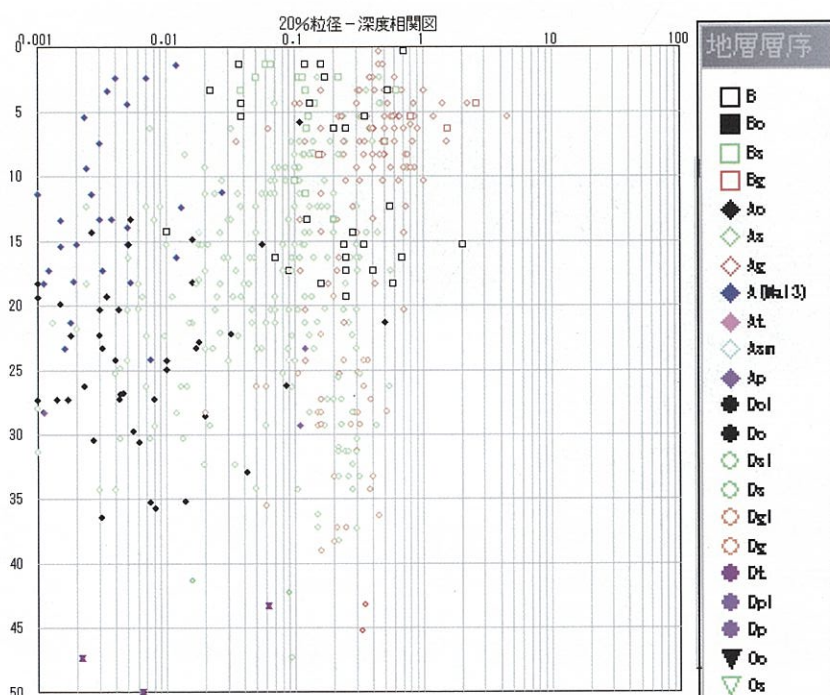


図-3.2.3 神戸 JIBANKUN による D<sub>20</sub> の深度分布

表-3.2.2 土層の透水係数

土 層	D <sub>20</sub> (mm)	k (cm/s)	備 考
盛土	0.04~0.5	$1.8 \times 10^{-4} \sim 7.5 \times 10^{-2}$	
沖積砂質土 (上部)	0.07~0.5	$6.5 \times 10^{-4} \sim 7.5 \times 10^{-2}$	As1に該当
沖積砂質土 (下部)	0.02~0.3	$4.0 \times 10^{-6} \sim 2.2 \times 10^{-2}$	As2, As3に該当
沖積礫質土	0.3~1.0	$2.2 \times 10^{-2} \sim 3.6 \times 10^{-1}$	Agに該当



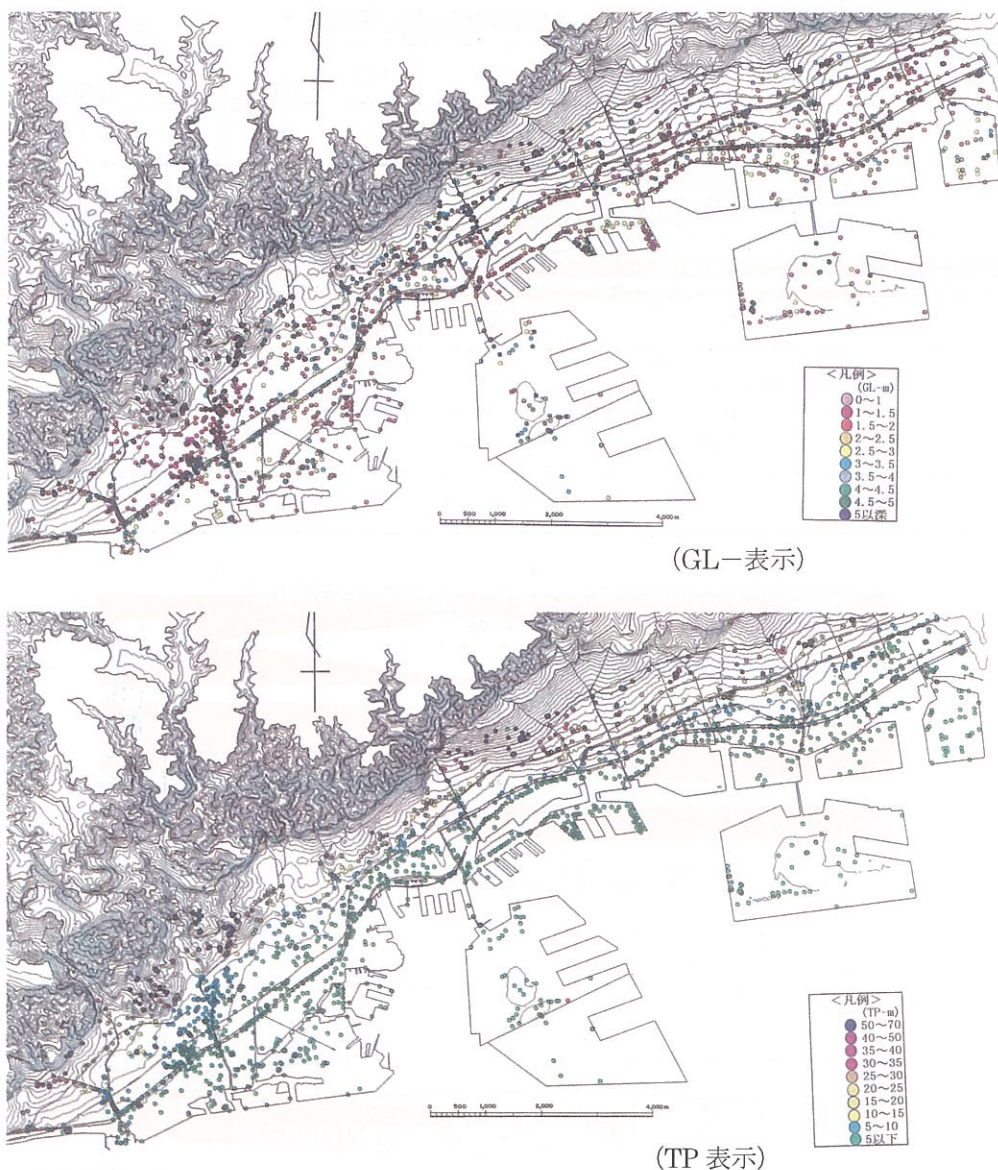


図-3.2.4 神戸市街地の地下水位<sup>18)</sup>

(神戸市・(財)建設工学研究所「阪神淡路大震災と神戸の地盤」に一部加筆)

### 3.2.3 動的変形特性

$V_s$  値に関しては道示、記念協会、関西圏 DB からそれぞれ推定式が提案されている。図-3.2.5 は大阪堆積盆地の約 400 本の PS 検層データより  $V_s$  推定式が提案された<sup>19)</sup>ものである。表-3.2.3 に推定式を一覧にして示した。なお、今回は記念協会の推定式を使用した。

$G/G_0 \sim \gamma$ ,  $h \sim \gamma$  関係は、土研、記念協会および関西圏 DB のデータが利用できる。土研および記念協会のひずみ依存曲線は文献<sup>2)</sup>に整理しているので参照されたい。ここでは関西圏 DB のデータを紹介する。図-3.2.6 は関西圏 DB による動的変形試験が実施され DB 化されているボーリング地点を示している。図-3.2.7 はこれらの試験結果を集積させたものである。関西圏 DB による沖積相当層(砂質土および礫質土)と沖積相当層(粘性土)の  $G/G_0 \sim \gamma$  曲線は、土研・記念協会の曲線とよく似通っている。一方、 $h \sim \gamma$  曲線は、砂質土系の  $h_{max}$  の値が関西圏 DB では 19.5%であるのに対して、土研や記念協会では 20%~30%の値を示す点が異なっている。

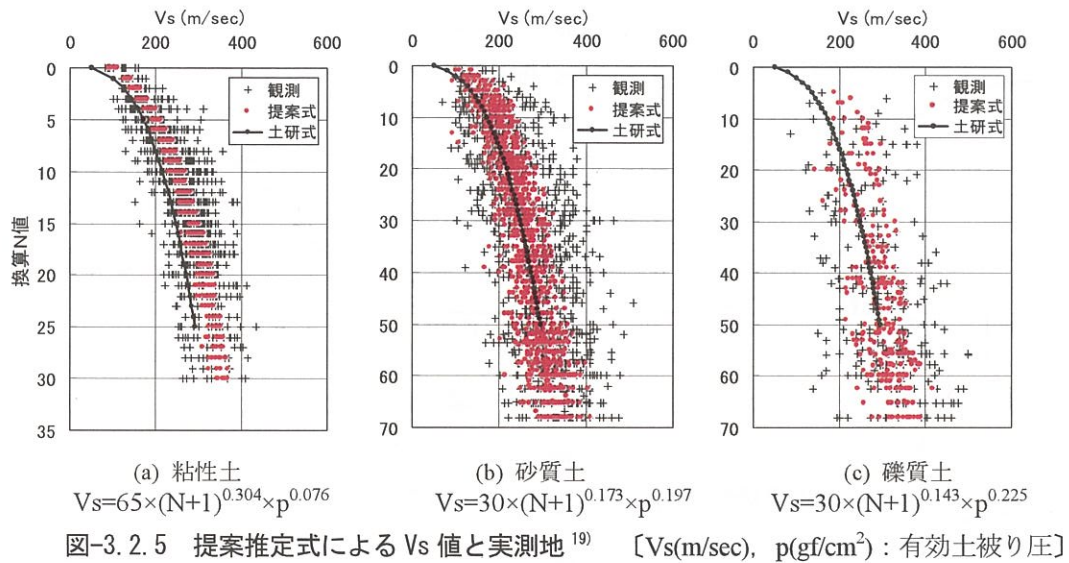


表-3.2.3 Vs の推定方法

地層記号	地層名	記念協会		道示		関西圏DB (Vs(m/s), p(gf/cm <sup>2</sup> ))
		A	B	A	B	
B	盛土・埋土	141	0.129	80	0.333	$V_s = 30 \times (N+1)^{0.173} \times p^{0.197}$
As	沖積砂質土	106	0.231			
Ag	沖積礫質土	103	0.205			$V_s = 30 \times (N+1)^{0.143} \times p^{0.225}$
Dg	洪積礫質土	241	0.099			
Ma13	沖積粘性土	150	0.157	100	0.333	$V_s = 65 \times (N+1)^{0.304} \times p^{0.076}$
Ac	沖積粘性土	87	0.372			
Ma12	洪積粘性土	183	0.142			

記念協会, 道示とも,  $V_s = A \times N^B$

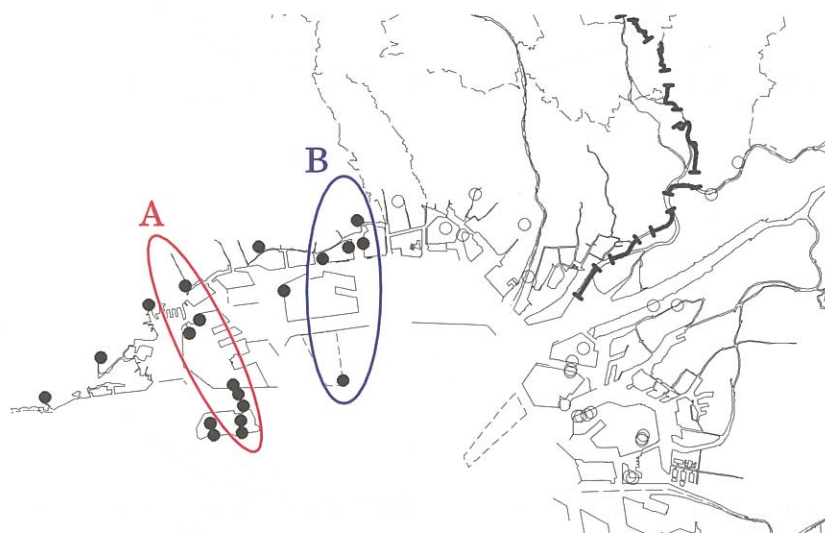
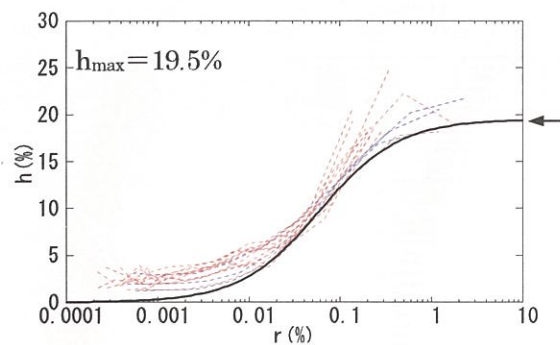
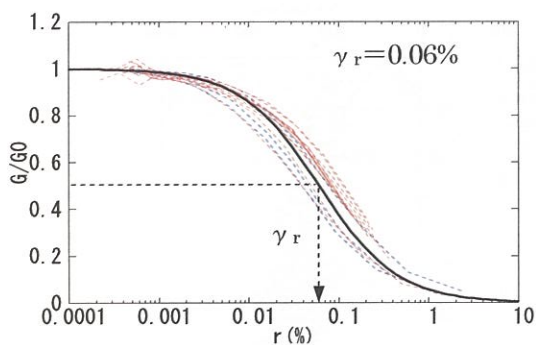
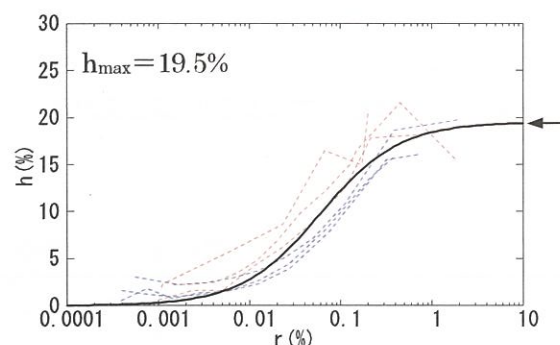
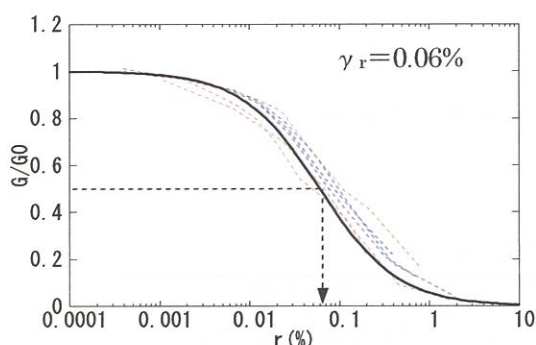


図-3.2.6 関西圏 DB による動的変形試験位置

沖積相当層 砂質土および礫質土

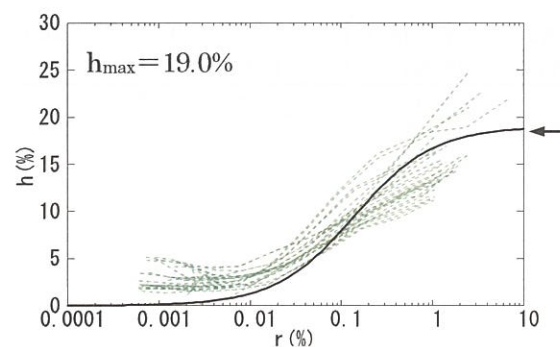
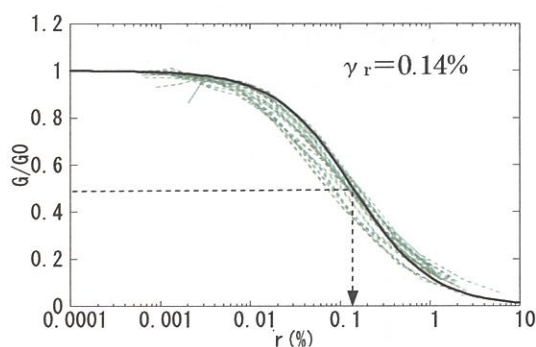


中空ねじり試験

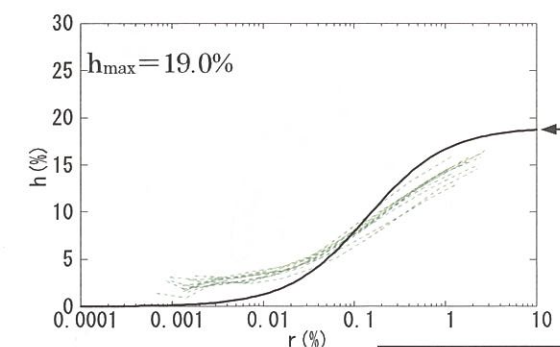
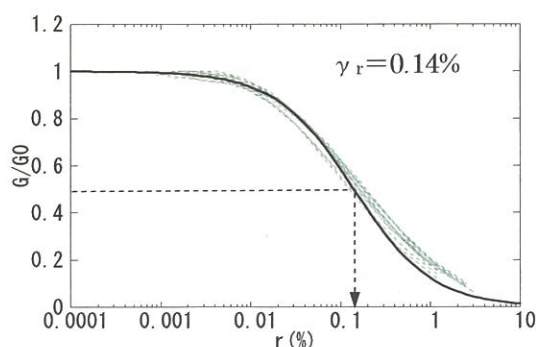


三軸試験

沖積相当層 粘性土

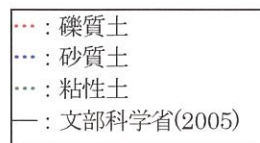


中空ねじり試験



三軸試験

図-3.2.7 動的変形特性





### 3.2.4 液状化強度特性

図-3.2.7 は関西圏 DB による液状化試験位置を示している。これらの地点で採取された試料を用いて繰返し非排水三軸試験が実施され、大阪湾岸に分布する代表的土層の液状化強度特性が整理されている。この中から神戸市域に分布する代表的な地層の液状化曲線を抜粋して図-3.2.8 に示した。また、同図には豊浦標準砂を用いて行われた繰返し三軸試験結果を双曲線型の関数で回帰した曲線<sup>20)</sup>と、鉄道標準<sup>9)</sup>に示されている動的せん断強度比～繰返し回数の関係を併記した。それぞれの関係式は表-3.2.4 にまとめている。鉄道標準の関係式においては、他と比較することを目的としているため  $R_{L20}=0.22$  と仮定し、 $Dr$  を変化させた。

神戸市の自然堆積の砂層、砂礫層の液状化強度は  $R_{L20}=0.190\sim0.359^{23)}$  (平均 0.22,  $n=11$ ) を、また神戸市内埋立土層の  $R_{L20}$  の平均値は 0.26( $n=13$ )である。神戸市の自然堆積層の液状化曲線は、豊浦砂実験データの  $Dr=70\%\sim80\%$  の曲線間に分布しており、埋立土層も同様に  $Dr=70\%\sim90\%$  の曲線間に分布している。

鉄道標準による液状化強度曲線は、 $N_c=20$  の時の  $R_{L20}$  の大きさに曲線の位置が決定され、 $N_c\leq 20$  では  $Dr$  の違いによって  $\sigma_d/2\sigma_v'$  は大きく異なる。一方、 $N_c>20$  では相対密度  $Dr$  によらず 1 本の曲線となる。

$N_c\leq 20$  の範囲における強度曲線の傾きに注目すると、鉄道標準  $Dr=90\%$  の場合は豊浦砂  $Dr=90\%$  と、鉄道標準  $Dr=70\%$  の場合は豊浦砂  $Dr=70\%$  と、鉄道標準  $Dr=50\%$  の場合は豊浦砂  $Dr=70\sim30\%$  のものとそれぞれ似ている。すなわち、 $R_{L20}$  が適切に評価されれば、両者はよく似た曲線を示すものと考えられる。一方、 $N_c>20$  の範囲では、鉄道標準と豊浦砂それぞれの曲線の曲率が少し異なる。累積損傷を求める際、 $N_c>100$  領域の繰返し振幅応力比の大きさは、検討する地震動の強さとの関係によるが、累積損傷理論により補正した動的せん断強度比の大きさに影響を与えるものと思われる。どちらかといえば鉄道標準では、小さな繰返し応力振幅でも損傷を考慮するような曲線を与えているといえる。繰返し回数が多く継続時間が長い地震動による液状化危険度評価を行うには、繰返し回数が大きい範囲での液状化強度曲線の設定にも留意する必要があると考えられる。

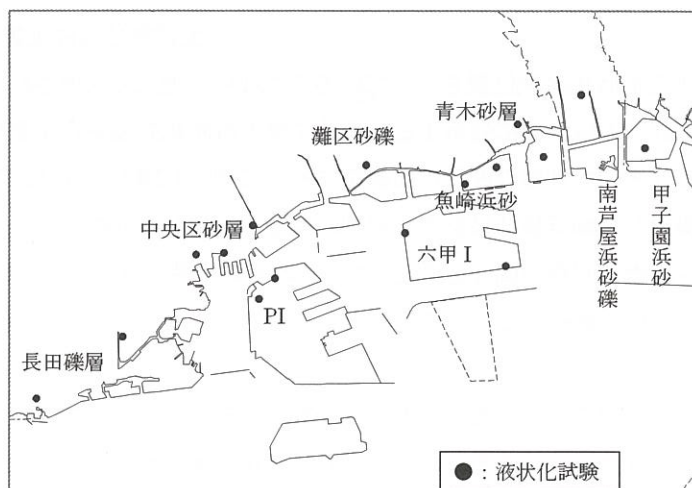


図-3.2.8 関西圏 DB による液状化試験位置

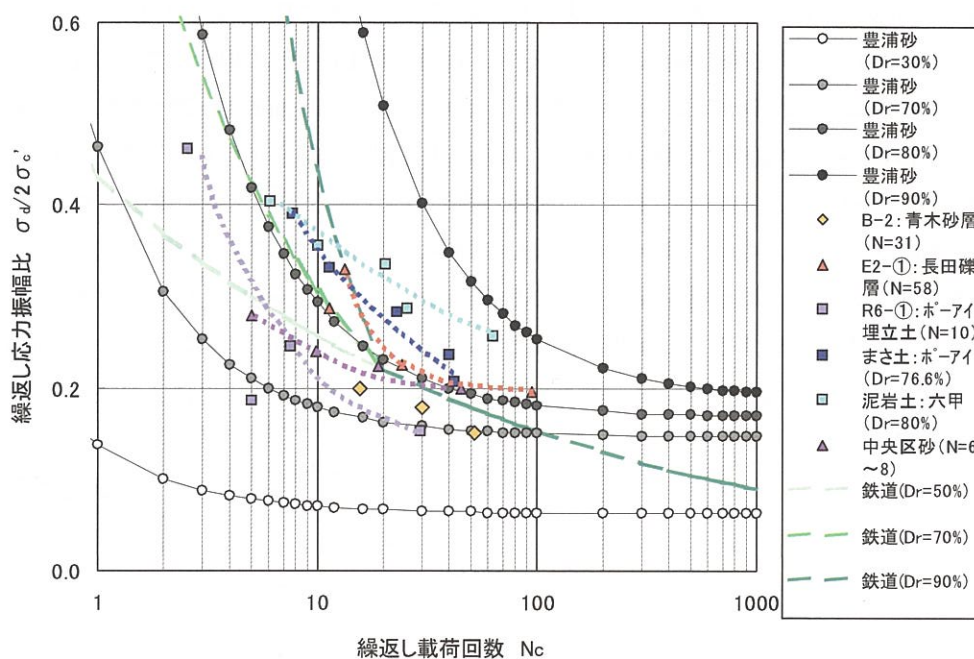


図-3.2.9 液状化強度曲線

表-3.2.4 動的せん断強度比～繰返し回数関係

<p>豊浦標準砂による非排水繰返し三軸試験</p> $S_R = C_a/N + C_b$ $C_a = DA \{0.05(D_r/100) + 6(D_r/100)^{1.5}\}$ $C_b = 0.21(D_r/100)$	<p>ここに、<math>S_R</math>: 繰返しせん断応力比  <math>N</math>: 繰返し回数  <math>D_r</math>: 相対密度(%)  <math>DA</math>: 液状化を判定する軸ひずみ両振幅(%)  <math>C_a, C_b</math>: 定数</p>
<p>鉄道標準による液状化強度は以下の関係式を用いる</p> $R_{(i)} = R_L(N_c/20)^{-0.23} \quad N_c > 20$ $R_{(i)} = R_L(N_c/20)^{-1.35 \exp(-3.64 + 0.037 D_r)} \quad N_c \leq 20$ <p>ここに、<math>R_{(i)}</math>: 繰返し回数 <math>i</math> における動的せん断強度比 (軸ひずみ両振幅 10～15%)  <math>R_L</math>: 繰返し回数 20 回における動的せん断強度比  <math>D_r</math>: 相対密度, 50%以下の場合には 50%として考慮する <math>D_r = 36 \{N / (\sigma'_v + 1.5)\}^{0.37}</math>  <math>N_c</math>: 任意の繰返し回数</p>	



### 3.3 今回想定した東南海・南海地震波形による液状化判定

#### (1) 概説

本節では、2.4節で示した東南海・南海地震波を入力波とした地盤の応答解析結果から得られる各深さごとの加速度波形を用いて、累積損傷度理論により補正した液状化強度比を求め、液状化判定を行った結果について報告する。入力波は後続波なしの場合と後続波ありの場合の2ケースについて解析を行った。応答解析はSHAKEを用いた。累積損傷度理論を適用した液状化強度比の補正方法に関しては3.1節を参照されたい。

#### (2) 解析条件

解析地盤モデルは、内護岸と防潮堤の中間付近ならびに内護岸の内陸部の2地点（図-3.2.1 推定地盤断面参照）を対象とした。各土層の基本物性値を表-3.3.1に示す。初期せん断弾性波速度  $V_s$  は、神戸市記念協会、道示、ならびに関西圏DB提案式からそれぞれ求めた値を示している。道示による  $V_s$  の特徴として、洪積層（すなわち  $N$  値が比較的大きい地層）の  $V_s$  が若干小さめの値を示すようである。今回解析に用いた  $V_s$  は記念協会の推定式を、 $G/G_0 \sim \gamma$ 、 $h \sim \gamma$  関係は土研の関係を、また動的せん断強度は表-3.2.4に示した鉄道標準の関係をそれぞれ用いた。

入力地震波形は、前章で述べた図-2.4.2（後続波なし）、図-2.4.3（後続波あり）で、GL-50mに入力した。

表-3.3.1(a) 解析地盤定数（内護岸と防潮堤の間）

土層 記号	下端深度 (m)	層厚 (m)	$\gamma_t$ ( $\text{kN/m}^3$ )	$D_{50}$ (mm)	$F_c$ (%)	$N$ 値 (回)	$\sigma_v'$ ( $\text{gf/cm}^2$ )	$V_{s0}$ (m/s)			$h_0$
								記念協会	道示	関西圏DB	
B	8.4	8.4	17	0.35	10	5.0	504	173.5	136.7	139.4	0.05
As1	15.4	7.0	18	1.00	5	8.0	1078	171.4	160.0	173.6	0.05
Ma13	24.0	8.6	14	0.02	80	2.5	1530	173.2	135.7	166.1	0.05
As2	28.5	4.5	18	0.30	20	38.5	1882	246.3	270.1	250.3	0.05
Ac2	30.0	1.5	16	0.02	80	8.0	2107	188.6	200.0	226.8	0.05
Dg1	41.0	11.0	20			44.0	2702	352.8	282.4	306.0	0.05
Ma12	45.5	4.5	17			18.0	3410	275.9	262.0	295.2	0.05
Dg2	50.0	4.5	20			50.0	3792	355.0	294.7	336.2	0.05

地下水位GL-2.1m

表-3.3.1(b) 解析地盤定数（内陸側）

土層 記号	下端深度 (m)	層厚 (m)	$\gamma_t$ ( $\text{kN/m}^3$ )	$D_{50}$ (mm)	$F_c$ (%)	$N$ 値 (回)	$\sigma_v'$ ( $\text{gf/cm}^2$ )	$V_{s0}$ (m/s)			$h_0$
								記念協会	道示	関西圏DB	
Ag1	9.6	9.6	19	0.60	0	23.3	612	196.4	228.5	200.6	0.05
As2	14.2	4.6	18	0.30	20	11.3	1228	185.4	179.5	188.0	0.05
Ac1	16.7	2.5	14	0.02	80	3.5	1462	138.6	151.8	178.7	0.05
As2,3	22.9	6.2	18	0.30	20	17.5	1760	205.3	207.7	216.6	0.05
Ac2	27.4	4.5	16	0.02	80	8.0	2143	188.6	200	227.1	0.05
Dg1	39.8	12.4	20			44.5	2898	350.9	283.5	311.3	0.05
Dc1	44.5	4.7	17			11.0	3683	257.2	222.4	258.2	0.05
Dg2	50.0	5.5	20			50.0	4122	355.0	294.7	342.5	0.05

### (3) 液状化判定結果

表-3.3.2 は後続波がある場合とない場合の液状化計算結果である。内護岸と防潮堤の中間付近での盛土・埋土層と沖積砂層において  $FL < 1$  となり、後続波がある場合  $PL=19$ 、後続波がない場合  $PL=14.5$  となった。一方、内護岸より内陸側では液状化は生じない結果となった。図-3.3.1 は内護岸と防潮堤の中間付近での応答解析結果による地表面応答加速度で、「赤」が後続波なしの場合、「黒」が後続波ありの場合である。最大応答加速度としては、後続波なしの場合 194gal、後続波ありの場合 216gal であった。なお、2章で示した地震動解析による地表面最大加速度は 205.1gal であった。右側拡大図を見ると、 $t=150s$  あたり以降の加速度応答値が大きく異なっている（せん断応力も同じ）。この影響を受けて若干ではあるが、後続波ありの場合の  $FL$  値の方が、後続波なしの場合よりも小さくなり、結果として  $PL$  値が大きな値を示した。一般に、 $PL > 15$  の場合「液状化危険度がかなり高い」と、 $5 < PL \leq 15$  では「液状化危険度が高い」と評価される。

表-3.3.2(a) 液状化判定結果（内護岸と防潮堤の中間付近）

地層名	中心深度 z(m)	【後続波あり】					【後続波なし】				
		FL値	L	Rd	K0	R	FL値	L	Rd	K0	R
-	0										
B	1.05	1.000					1.000				
B	3.15	0.629	0.229	0.216	0.500	0.144	0.705	0.215	0.227	0.500	0.151
B	5.25	0.601	0.217	0.196	0.500	0.130	0.671	0.204	0.205	0.500	0.137
B	7.35	0.618	0.187	0.174	0.500	0.116	0.687	0.175	0.181	0.500	0.120
As(1)	9.55	0.914	0.151	0.206	0.500	0.138	1.023	0.141	0.216	0.500	0.144
As(1)	11.85	0.987	0.120	0.177	0.500	0.118	1.098	0.112	0.184	0.500	0.123
As(1)	14.2	1.050	0.098	0.155	0.500	0.103	1.157	0.092	0.159	0.500	0.106

表-3.3.2(b) 液状化判定結果（内護岸より内陸側）

地層名	中心深度 z(m)	【後続波あり】					【後続波なし】				
		FL値	L	Rd	K0	R	FL値	L	Rd	K0	R
-	0										
Ag1	1.8										
Ag1	3.8	3.333	0.632	3.162	0.500	2.108	3.882	0.607	3.531	0.500	2.354
Ag1	5.8	2.760	0.360	1.491	0.500	0.994	3.267	0.345	1.691	0.500	1.128
Ag1	7.8	2.253	0.167	0.563	0.500	0.376	2.667	0.159	0.638	0.500	0.425
Ag1	9.6	2.080	0.141	0.439	0.500	0.292	2.387	0.134	0.481	0.500	0.320
As(2)	11.9	1.174	0.122	0.214	0.500	0.143	1.298	0.116	0.226	0.500	0.151
As(2)	14.2	1.154	0.109	0.189	0.500	0.126	1.265	0.104	0.197	0.500	0.131

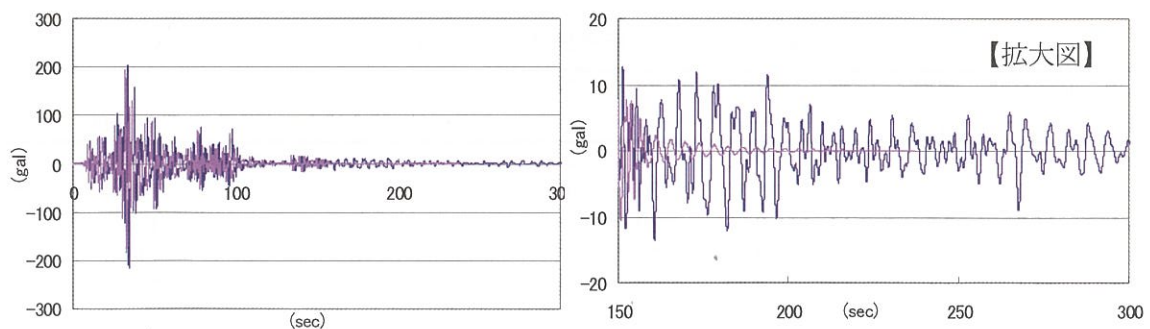


図-3.3.1 地表面応答加速度

### 3.4 LIQCA2Dによる東南海・南海地震時の液状化解析

#### 3.4.1 概説

本節では、東南海・南海地震の予測波を入力波として LIQCA2D04<sup>21), 22)</sup>による液状化解析を行い、東南海・南海地震時の地盤の液状化および液状化に伴って発生する護岸構造物の側方流動量を検討した結果を報告する。

検討のフローを図-3.4.1に示す。解析断面を決定した後に、地盤モデルと解析に用いるパラメータを決定するが、本検討では調査や試験は行っていないため、地盤情報データベースの「神戸 JIBANKUN」を用いて推定した。この地盤モデルとパラメータを用いて兵庫県南部地震時の液状化解析を行い、地震後に実際に計測された護岸構造物の側方流動量と整合性が得られるまでパラメータの見直しを行った。この解析によりモデル化した地盤と設定したパラメータの妥当性を検証されたとして、次にそれらを用いた東南海・南海地震時の液状化解析を行った。入力地震波は第2章にて解析された波を用いた。まず、1次元液状化解析を行い、東南海・南海地震時の神戸地盤の液状化挙動を検討し、その後に2次元液状化解析を行い、護岸構造物の側方流動量について検討した。

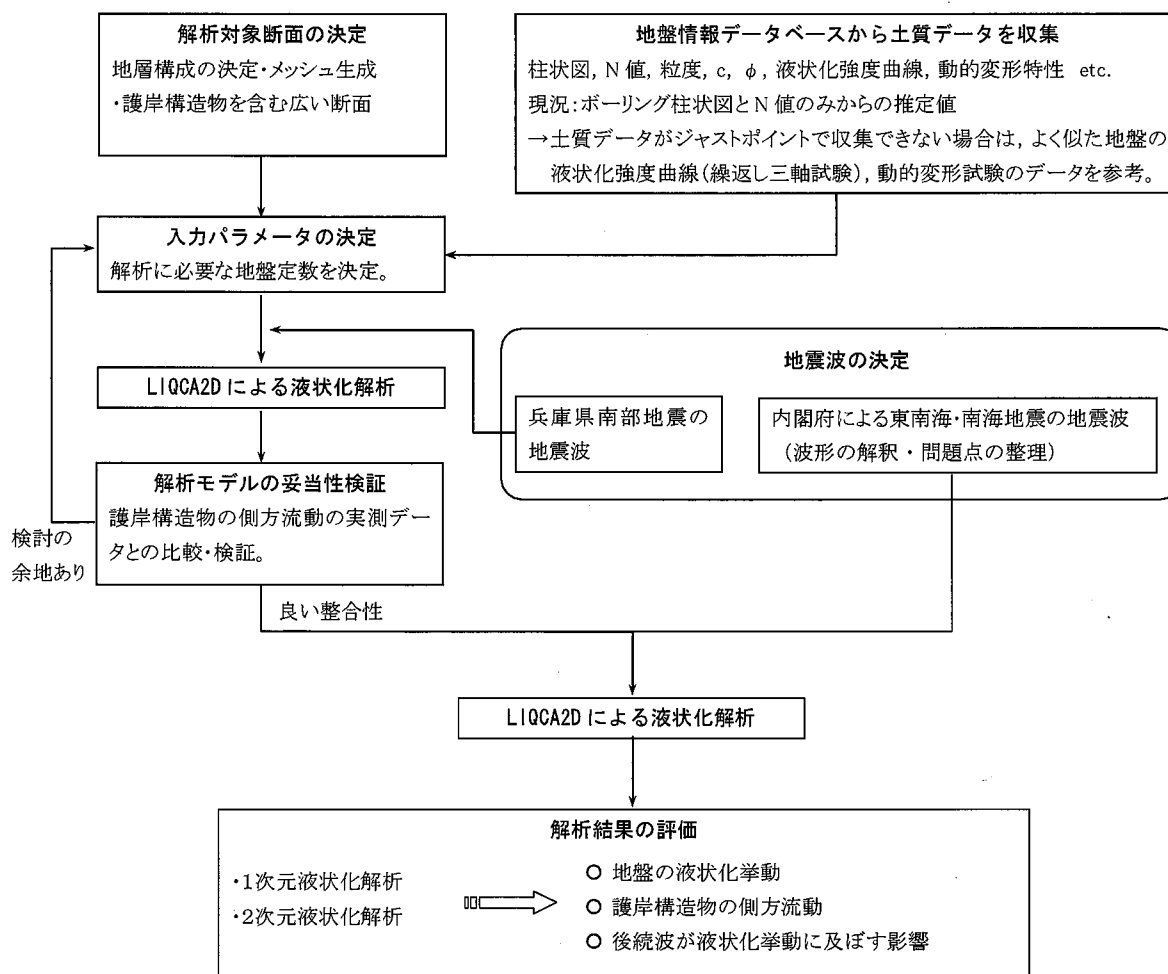


図-3.4.1 検討フロー

### 3.4.2 兵庫県南部地震時の護岸構造物の液状化解析

#### (1) はじめに

神戸における地表から数十mの堆積層の地盤は、主に扇状地や砂州に相当し沖積の砂礫により構成されており、沿岸部には埋立地が多い。沿岸部では必然的に地下水位は高く、神戸の地盤は地震時に液状化が発生しやすい地盤であると言える。また、地震時の液状化による側方流動は、傾斜した地盤に液状化層を有する場合と護岸の背面に液状化層を有する場合にわけられる。神戸の沿岸部においては山から海にかけて地層が傾斜しており、その地盤上に護岸構造物が存在する箇所が見られる。実際に兵庫県南部地震においても沿岸部を中心に側方流動が多く見られた。「神戸 JIBANKUN」には兵庫県南部地震によって発生した側方流動量計測結果が収録されている。

本節では、地盤情報データベース「神戸 JIBANKUN」を用いて神戸の地盤をモデル化し、LIQCA2D による護岸構造物を対象とした兵庫県南部地震時の液状化解析を行った結果を示す。解析結果と地震後の側方流動実測データを比較し解析モデルの検証を行うと共に、側方流動のメカニズムについて検討した。

#### (2) 解析対象地盤と解析対象構造物

図-3.4.2 に今回モデル化した地盤の縦断面図を示す。図-3.2.2(a)～(c)には内陸部、内護岸部、防潮堤部にかけて拡大図を示す。これらは、地盤情報データベース「神戸 JIBANKUN」のボーリングデータから推定した神戸沿岸域の地盤であり、砂・シルト・粘性土の互層が陸側から海側へかけて傾斜している様子が伺える。この断面には内護岸と防潮堤をモデル化しており、内護岸は傾斜した砂層の上に存在している。

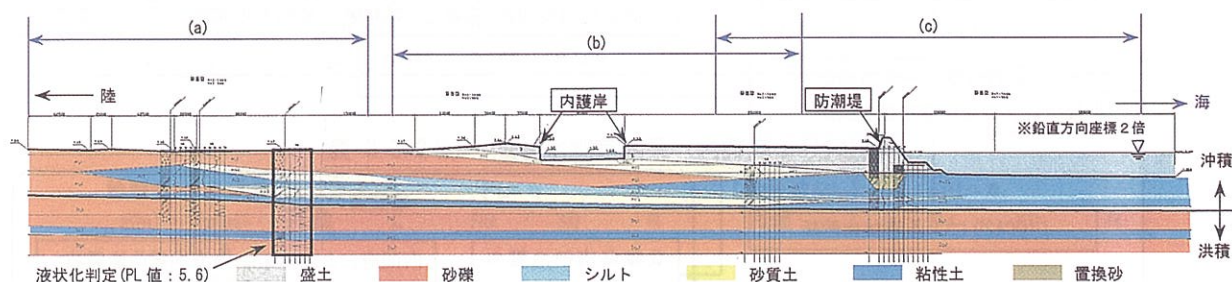


図-3.4.2 神戸 JIBANKUN を用いた神戸沿岸域における推定地盤縦断面図

#### (3) 解析条件

解析に用いたメッシュ図と境界条件を図-3.4.3 に示す。下端は洪積の砂礫層 (Dg2 層, GL-50m) をモデル化し、地震波を入力した。入力波は兵庫県南部地震の観測波から解析した GL-50m における地震波である (図-3.4.4)。

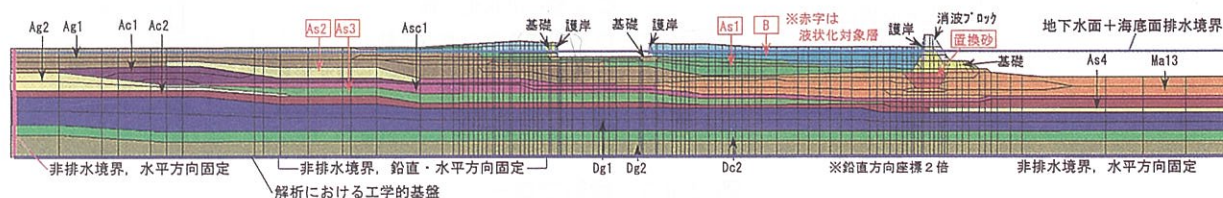


図-3.4.3 解析に用いたメッシュと境界条件



また、表-3.4.1(a)～(d)に解析に用いたパラメータを示す。液状化対象層のパラメータ(a)はN値や粒度分布などのデータから経験的な数値<sup>21)</sup>を推定し、解析で得られた護岸の水平移動量が地震後に計測された実際の移動量と良い整合を得るようなパラメータを試行錯誤により決定した。このパラメータによりOkaら<sup>22)</sup>の構成式でシミュレーションした結果を図-3.4.5に示す。解析で想定した地盤は、神戸域における砂質土の実験結果に性状が類似していると言える。なお、液状化非対象の砂層は塑性ひずみの発生により剛性が劣化しない弾塑性体、粘性土層はR-Oモデル、護岸・防潮堤は弾性体を仮定した。1ステップ当たりの時間増分 $\Delta t = 0.001$  (sec)とし、総ステップ数は30000 (step)である。

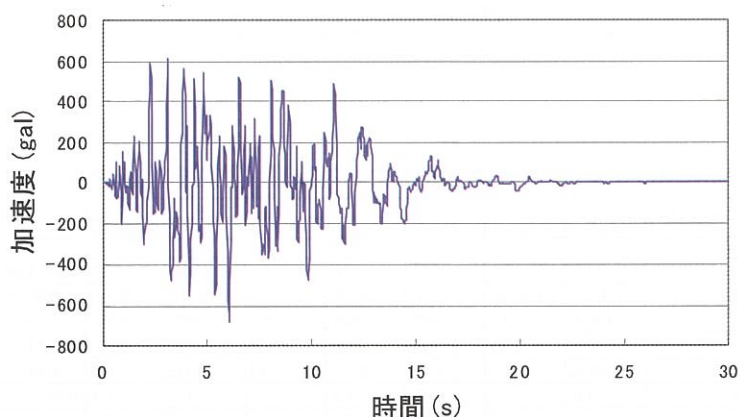


図-3.4.4 入力地震波（兵庫県南部地震，N-S成分，0P-50m）

表-3.4.1(a) 解析に用いたパラメータ（液状化対象層，砂の繰返し弾塑性モデル<sup>22)</sup>）

材料番号	19.1	2	6.21	25	8	備考
	B	Ba	As1	As2	As3	
砂の繰返し弾塑性構成式 (Okaら, 1999)						
密度 $\rho$ (g/cm3)	1.80	1.80	1.70	1.90	1.90	N値と土の単位重量との関係より
透水係数 $k$ (m/s)	1.0E-03	1.0E-03	1.0E-03	1.0E-03	1.0E-03	一般値 (土質試験の方法と解説)
初期間隙比 $e_0$	0.800	0.800	0.800	0.800	0.800	テキストより推定
圧縮指数 $\lambda$	0.0025	0.0025	0.01	0.0046	0.0046	テキストより推定
膨潤指数 $\kappa$	0.0015	0.0015	0.003	0.0023	0.0023	テキストより推定
疑似過圧密比 $OCR^*$	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	推定
初期せん断係数比 $G_0/\sigma'_{mo}$	1013	1013	512	691	676	
	N値	6	8	15	35	KX04133, OK00551より
	$V_s$	150	160	200	260	N値から推定, $V_s=(80,100)*N^{1/3}$
	$G_0$ (kN/m2)	40500	43520	76000	128440	$V_s$ から設定, $G_0=\rho*Vs^2$
	$\sigma'_{mo}$ (KN/m2)	40	85	110	190	土層中心の有効応力とした
変相応力比 $M_m^*$	0.909	0.909	0.909	0.909	0.909	推定値, P43
破壊応力比 $M_f^*$	1.158	1.158	1.158	1.158	1.158	$=\sqrt{(2/3)*6\sin\phi'/(3-\sin\phi')}$
硬化関数中のパラメータ $B_0^*$	3800	4000	3800	4000	4200	テキストより推定
硬化関数中のパラメータ $B_1^*$	70	75	70	80	80	テキストより推定
硬化関数中のパラメータ $C_f$	0	0	0	—	—	テキストより推定
基準ひずみ (塑性剛性) $\gamma_r^{Ps}$	0.005	0.008	0.005	0.008	0.008	一般的な値
基準ひずみ (弾性剛性) $\gamma_r^{Es}$	0.01	0.016	0.01	0.016	0.016	一般的な値
ダイレイタンス係数 $D_0^*$	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	一般的な値
ダイレイタンス係数 $n$	4	5	6	7	9	一般的な値
備考	1: 飽和 19: 乾燥		6: 飽和 21: 乾燥			

表-3.4.1(b) 解析に用いたパラメータ (R-Oモデル)

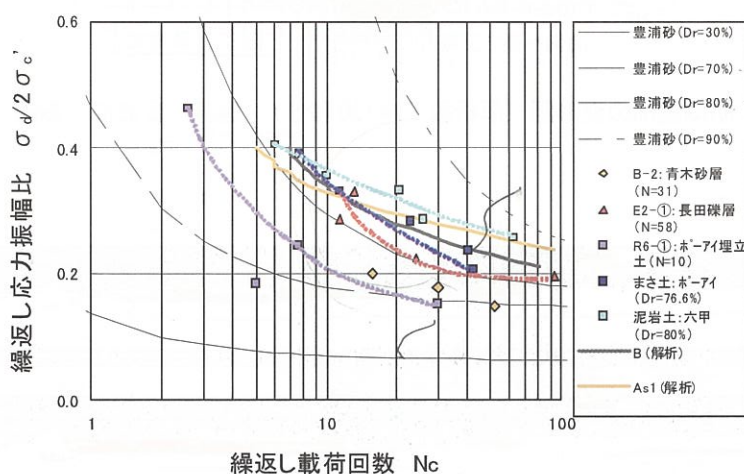
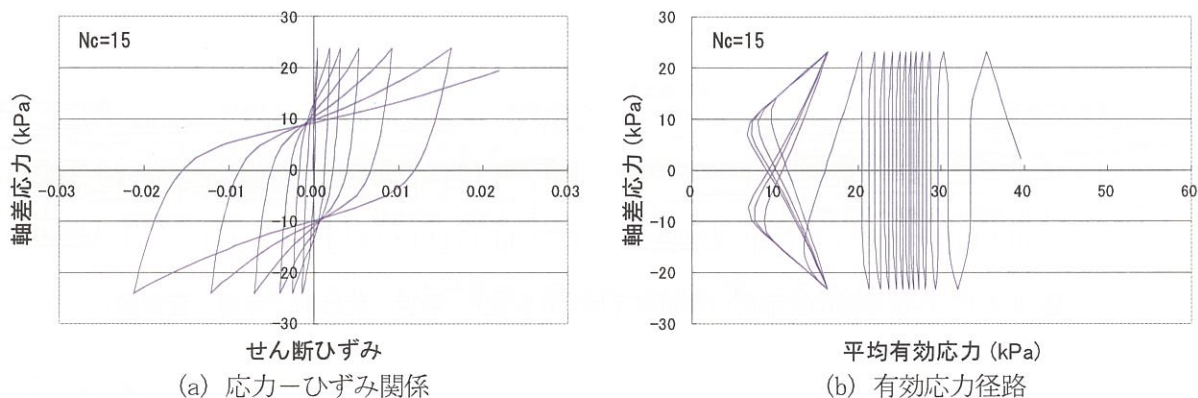
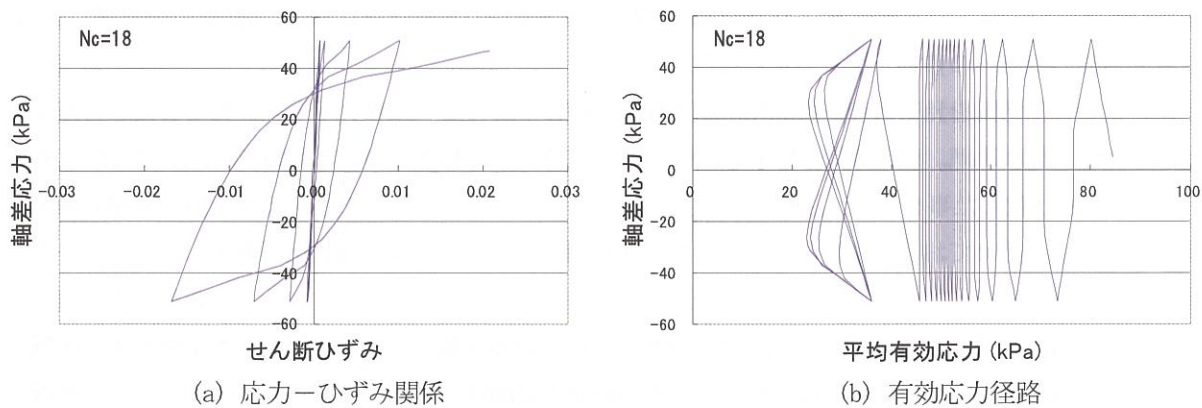
材料番号	3	4	5	7	備考
	Ma13	Ac1	Ac2	Asc1	
密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.40	1.40	1.60	1.70	N値と土の単位重量との関係より
透水係数 $k$ (m/s)	1.0E-07	1.0E-07	1.0E-07	1.0E-07	一般値(土質試験の方法と解説)
R-Oモデル					
ポアソン比 $\nu$	0.35	0.35	0.35	0.35	
粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	50	50	50	50	
内部摩擦角 $\phi$ (deg)	0	0	0	0	推定値
せん断弾性係数のパラメータ $a$	38250	38250	38250	38250	
せん断弾性係数のパラメータ $b$	0.0	0.0	0.0	0.0	
R-Oパラメータ $\alpha$	6.17	6.17	6.17	6.17	
R-Oパラメータ $r$	2.13	2.13	2.13	2.13	
備考	LIQCA公開資料を参考	Ma13層と同じとした	Ma13層と同じとした	Ma13層と同じとした	

表-3.4.1(c) 解析に用いたパラメータ (液状化非対象層, 剛性劣化を考慮しない弾塑性モデル)

材料番号	9	10,20	11	12	13	14	17,24	備考
	As4	Ag1	Ag2	Dg1	De1	Dg2	消波block	
砂の繰返し弾塑性構成式(Okazaki, 1999)								
密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.90	1.70	1.90	2.00	1.60	2.00	1.16	N値と土の単位重量との関係より
透水係数 $k$ (m/s)	1.0E-03	1.0E-03	1.0E-03	1.0E-03	1.0E-07	1.0E-03	1.0E-07	一般値(土質試験の方法と解説)
初期間隙比 $e_0$	0.800	0.800	0.800	0.800	0.800	0.800	0.400	テキストより推定
圧縮指数 $\lambda$	0.0046	0.01	0.01	0.01	0.025	0.025	0.01	テキストより推定
膨潤指数 $\kappa$	0.0023	0.003	0.0025	0.003	0.01	0.0035	0.005	テキストより推定
疑似過圧密比 $OCR^*$	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	推定
初期せん断係数比 $G_0/\sigma'_{mo}$	676	512	676	541	144	450	311	
	N値	35	8	35	44	11	51	— KX04133, OK00551より
	$V_s$	260	160	260	280	180	300	— N値から推定, $V_s = (80,100) * N^{1/3}$
	$G_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	128440	43520	128440	156800	51840	180000	30500 $V_s$ から設定, $G_0 = \rho * V_s^2$
	$\sigma'_{mo}$ (kN/m <sup>2</sup> )	190	85	190	290	360	400	98 土層中心の有効応力とした
変相応力比 $M_n^*$	0.909	0.909	0.909	0.909	0.909	0.909	0.909	推定値, P43
破壊応力比 $M_f^*$	1.158	1.158	1.158	1.336	0.980	1.336	1.336	$= \sqrt{(2/3) * 6 \sin \phi' / (3 - \sin \phi')}$
硬化関数中のパラメータ $B_0^*$	3000	3000	3000	3000	3000	3000	1000	テキストより推定
硬化関数中のパラメータ $B_1^*$	—	—	—	—	—	—	—	テキストより推定
硬化関数中のパラメータ $C_f$	—	—	—	—	—	—	—	テキストより推定
基準ひずみ(塑性剛性) $\gamma_r^{P*}$	—	—	—	—	—	—	—	一般的な値
基準ひずみ(弾性剛性) $\gamma_r^{E*}$	—	—	—	—	—	—	—	一般的な値
ダイレイタンシー係数 $D_0^*$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	一般的な値
ダイレイタンシー係数 $n$	—	—	—	—	—	—	—	一般的な値
備考			11: 飽和 20: 乾燥				17: 弾性材料 24: 乾燥材料	

表-3.4.1(d) 解析に用いたパラメータ (弾性モデル)

材料番号	15,23	16,22	18	備考
	基礎1	護岸	基礎2	
弾性体				
密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.00	2.30	2.00	N値と土の単位重量との関係より
透水係数 $k$ (m/s)	1.0E-02	1.0E-07	1.0E-02	一般値(土質試験の方法と解説)
初期間隙比 $e_0$	0.400	0.800	0.400	テキストより推定
初期せん断係数 $G_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	180000	8570000	180000	$V_s$ から設定, $G_0 = \rho * V_s^2$
ポアソン比 $\nu$	0.300	0.167	0.300	
Lameの定数 $\lambda$ (kN/m <sup>2</sup> )	2.70E+05	4.30E+06	2.70E+05	
Lameの定数 $\mu$ (kN/m <sup>2</sup> )	1.80E+05	8.57E+06	1.80E+05	推定値
備考	15: 弾性材料 23: 乾燥材料	16: 弾性材料 22: 乾燥材料	18: 弾性材料 23: 乾燥材料	



#### (4) 解析結果と側方流動の測量データとの比較

解析の結果として、内護岸の変形図を図-3.4.6に示す。内護岸Aの変形図を見ると、地盤は傾斜に従って海側へ水平移動し、護岸も水路の方向にはらみだすように変位している。一方、内護岸Bの護岸部は水路の方向へ水平移動しているが、水路から離れた位置では地盤の傾斜に伴って海側へ水平移動している様



子が伺える。図-3.4.7の内護岸Bよりも海側に存在する防潮堤の変形図を見ると、海側へ水平移動しており背面地盤の海側への移動と沈下が見られる。

液状化の発生状況を見るため、相対有効応力減少比の分布図を図-3.4.8に示した。相対有効応力減少比は、 $1 - \sigma'_m / \sigma'_{m0}$  ( $\sigma'_m$  : 現在の平均有効応力,  $\sigma'_{m0}$  : 初期平均有効応力) で定義され、初期状態は0で1になると液状化した事を示す。図を見ると主要動が始まって間もなくの5秒後に埋土層と沖積砂層で有効応力が減少し始めており、主要動の終盤となる10秒後～15秒後には、液状化が発生している様子が伺える。

このように、内護岸Bと防潮堤の間では、液状化に伴う側方流動により、水路側へ水平移動する領域と海側へ水平移動する領域があり、護岸構造物が水路側および海側へ移動しようとする不釣り合い力と地層の傾斜による不釣り合い力の相互作用の結果としての現象であると考えられる。また、実際の測量結果と比較すると、水平移動量に大きな差異は見られず、モデル化した地盤の妥当性も検証されたとと言える。

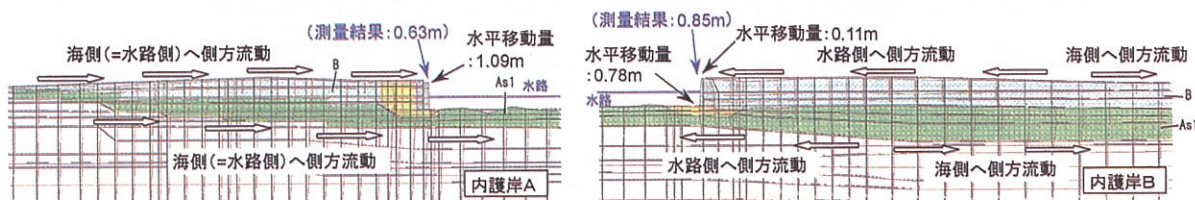


図-3.4.6 内護岸部の変形図（解析終了時(30秒後)、黒線：変形前、赤線：変形後）

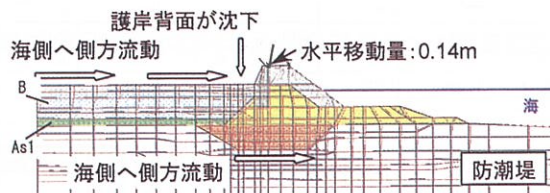


図-3.4.7 防潮堤部の変形図（解析終了時(30秒後)、黒線：変形前、赤線：変形後）

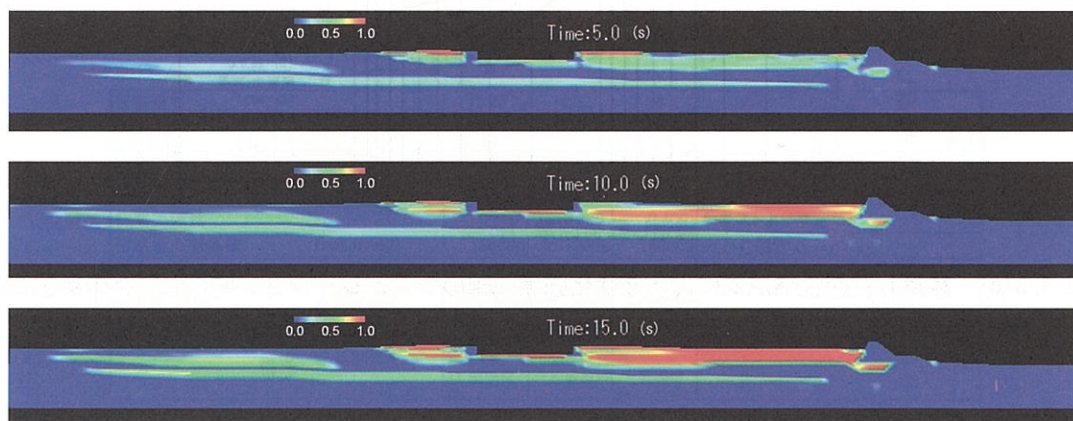


図-3.4.8 相対有効応力減少比の分布図



### 3.4.3 東南海・南海地震時の神戸地盤における1次元液状化解析

#### (1) はじめに

前節で検証した地盤モデル、解析パラメータを用いて東南海・南海地震時の液状化解析を行った。まず本節では1次元液状化解析を行い、護岸構造物などの境界条件を考慮せず東南海・南海地震に対する地盤の液状化挙動を検討する。

#### (2) 入力地震波

図-3.4.9 に解析に用いた東南海・南海地震の入力波を示す。これは予測波であり、詳細は第2章を参照されたい。最大加速度は163(gal)と兵庫県南部地震の解析に用いた波の644(gal)に比べて小さいが、継続時間は250(s)と非常に長い。

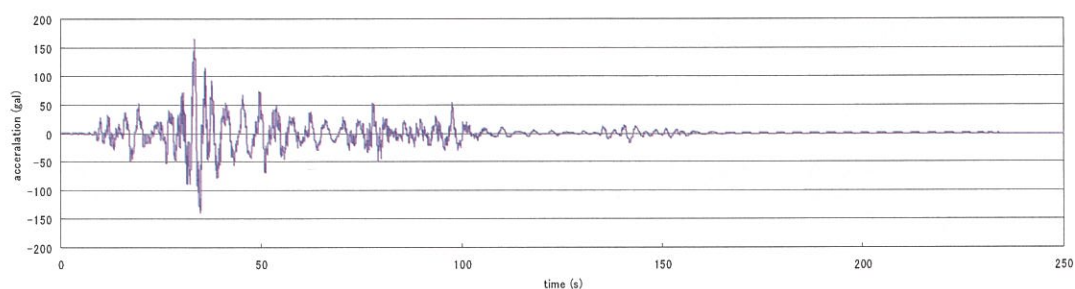


図-3.4.9 入力地震波（東南海・南海地震，N-S 成分，OP-50m）

#### (3) 解析条件

図-3.4.10 に1次元液状化解析に用いた解析断面を示す。前節の2次元解析で設定した解析断面内には4本のボーリングデータがあるが、そのうち埋土層（B）および沖積砂層（As1）が比較的厚い位置のボーリングデータを選択した。1ステップ当たりの時間増分 $\Delta t = 0.001$  (sec)とし、総ステップ数は250000 (step)である。

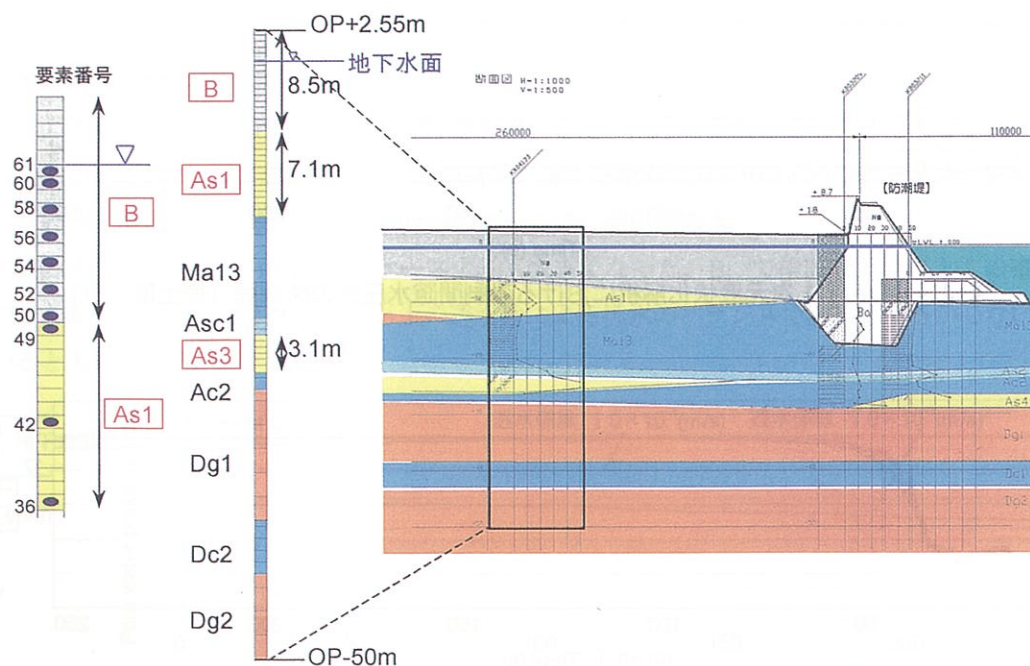


図-3.4.10 一次元液状化解析断面（赤字は液状化対象層）

#### (4) 解析結果

##### A. 過剰間隙水圧比と相対有効応力減少比について

1 次元液状化解析結果を示す前に、過剰間隙水圧比と相対有効応力減少比について述べる。両者ともに有限要素法などの解析で地盤の液状化判定指標として用いられ、以下のように定義される。

$$\text{過剰間隙水圧比} : u_w / \sigma'_{v0}, \text{ 初期 } 0 \rightarrow \text{ 液状化 } 1 \quad (3.4.1)$$

$$\text{相対有効応力減少比} : 1 - \sigma'_m / \sigma'_{m0}, \text{ 初期 } 0 \rightarrow \text{ 液状化 } 1 \quad (3.4.2)$$

ここで、 $u_w$  は過剰間隙水圧、 $\sigma'_{v0}$  は初期鉛直有効応力、 $\sigma'_m$  は平均有効応力、 $\sigma'_{m0}$  は初期平均有効応力である。過剰間隙水圧比は鉛直有効応力  $\sigma'_{v0}$  と過剰間隙水圧で  $u_w$  定義され、一次元解析では全応力が一定のため土要素の液状化の度合いを判断できるが、多次元問題の場合、間隙水の流れ込みなどで全応力が変化するため、過剰間隙水圧比が1あるいは1を超えていても鉛直有効応力  $\sigma'_{v0}$  は0でない場合がある。一方、相対有効応力減少比は平均有効応力  $\sigma'_m$  が0になった時を液状化と定義するため、上記のような取り扱い上の問題はなく、1次元問題においても過剰間隙水圧比と等価である。これらのことから、1次元問題においてはどちらの指標を用いても液状化の度合いを判断できるが、多次元問題の場合は相対有効応力減少比を用いる必要がある。

##### B. 液状化挙動

図-3.4.11 に埋土層 (B) および沖積砂層 (As1) の過剰間隙水圧比の時刻歴を示す。両方の層ともに、過剰間隙水圧比は地震動による繰返し載荷で徐々に上昇し、約 60(s) 経過した時点で液状化した。また埋土層 (B) においては、排水境界を設定した地下水面に近い要素ほど過剰間隙水圧比の上昇は少なく、液状化に至らない要素もあった。一方、沖積砂層 (As1) は全ての要素が液状化した。また、全ての要素において液状化後徐々に間隙水圧が消散している。

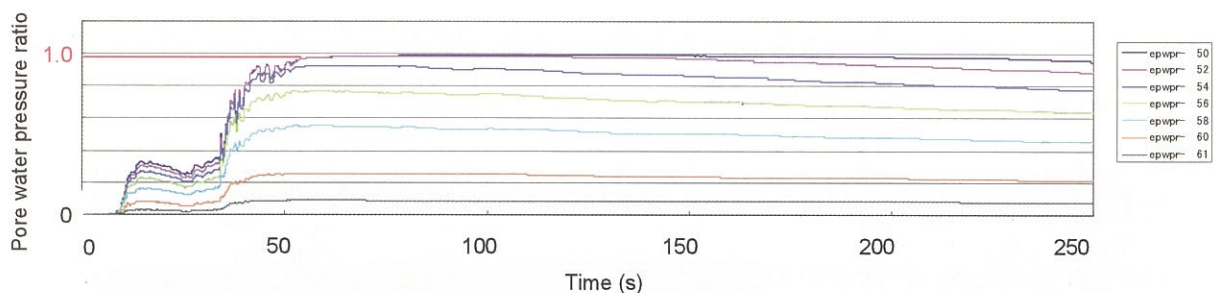


図-3.4.11 (a) 1次元液状化解析における過剰間隙水圧比の時刻歴 (埋土層 (B))

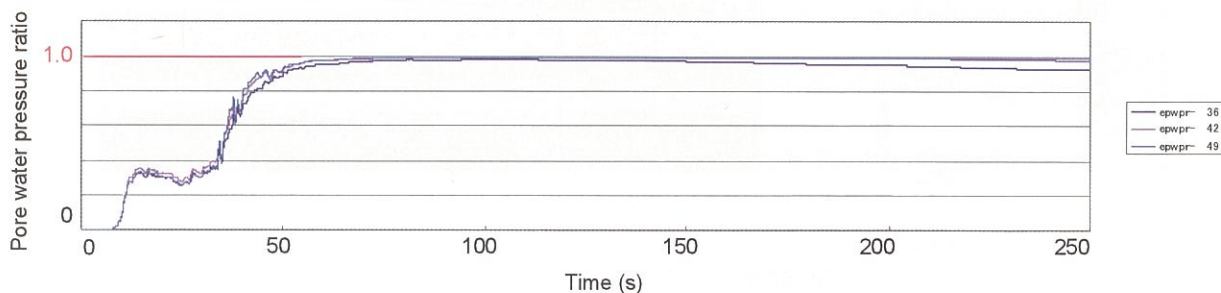


図-3.4.11 (b) 1次元液状化解析における過剰間隙水圧比の時刻歴 (沖積砂層 (As1))

そこで、液状化しなかった要素と液状化した要素の違いを見るため、図-3.4.12 に要素 50 および要素 58 における応力-ひずみ関係と有効応力径路を図示した。要素 50 では、平均有効応力が減少して 0 に近づき大きなせん断ひずみが発生しているが、排水境界に近い要素 58 では、過剰間隙水圧の発生するが、排水境界が近く比較的早く水圧が消散するため、平均有効応力が減少するものの 0 には至らず、せん断ひずみも大きく発生していない事がわかる。

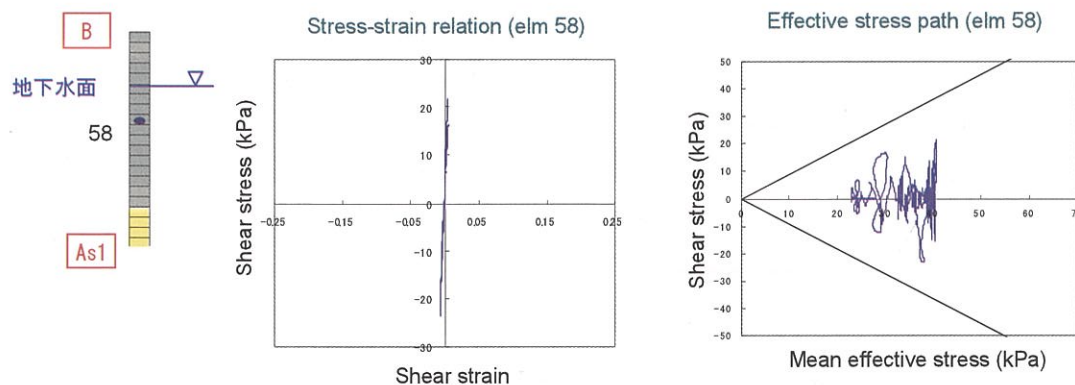


図-3.4.12(a) 排水境界に近い要素 58 における応力-ひずみ関係と有効応力径路

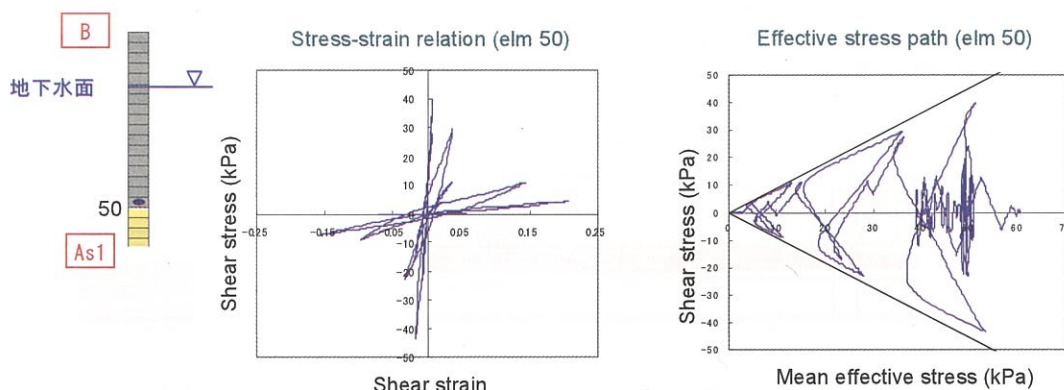


図-3.4.12(a) 排水境界から遠い要素 50 における応力-ひずみ関係と有効応力径路

### C. 透水係数の影響

ここでは、透水係数が液状化挙動に及ぼす影響を調べるため、透水係数を変化させた解析を行い液状化挙動の違いについて検討した (図-3.4.13)。その結果、透水係数が  $1.0 \times 10^{-3}(\text{m/s})$  のケースでは液状化には至っていないが、透水係数が低い  $1.0 \times 10^{-4}(\text{m/s})$  のケースでは過剰間隙水圧比が 1 に達し、液状化に至るまでの過剰間隙水圧比も、 $1.0 \times 10^{-3}(\text{m/s})$  のケースよりも大きくなった。B. で検討した結果とこのことから、地震動のせん断力によって発生する水圧と土の透水性による排水のバランスで液状化するかしないかが決まっていると考えられる。

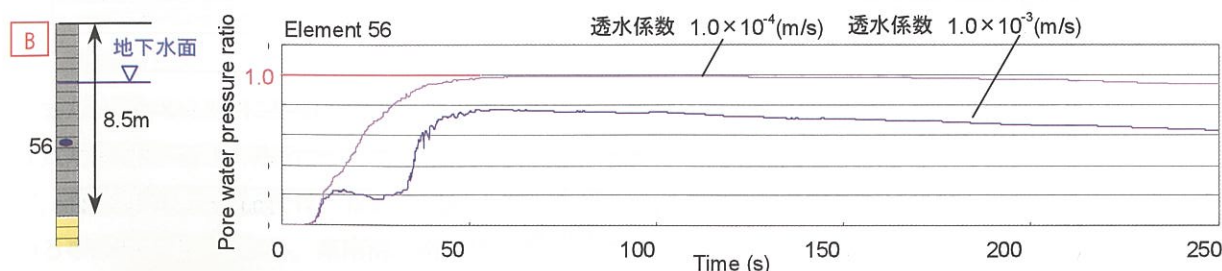


図-3.4.13 透水係数が異なる 1 次元液状化解析結果 (要素 56 の過剰間隙水圧比時刻歴)



### 3.4.4 東南海・南海地震時の神戸地盤における2次元液状化解析

#### (1) はじめに

本節では3.4.2で検証した解析断面に東南海・南海地震の予測波を入力し、地盤の液状化挙動と護岸構造物の側方流動について検討すると共に、兵庫県南部地震時の挙動との比較を行った。

#### (2) 解析条件

解析断面および境界条件は図-3.4.4、解析に用いたパラメータは表-3.4.1、入力時振動は図-3.4.9に示したものと同一ものを用いた。1ステップ当たりの時間増分 $\Delta t = 0.001$  (sec)とし、総ステップ数は250000 (step)である。

#### (3) 解析結果

##### A. 地盤の液状化挙動

3.4.2節の1次元液状化解析で検討した断面と同じ位置の地盤の液状化挙動を建都するため、相対有効応力比の時刻歴を図-3.4.14に示す。B層においては、排水境界を設定した地下水面に接した要素1542では液状化に至っていないが、要素1541では約40秒程度で相対有効応力減少比がほぼ1.0になり液状化している。As1層においては、排水境界から遠い要素1540では約60秒後に液状化至っているのに対し、要素1538も要素1540よりは小さいものの相対有効応力減少比は1.0に近づいている。この位置のAs1層の下部層は透水係数の低いMa13層であるが、そのすぐ左側には透水性の高いAg1層が存在するため、要素1540よりは過剰間隙水圧が早く消散していると考えられる。

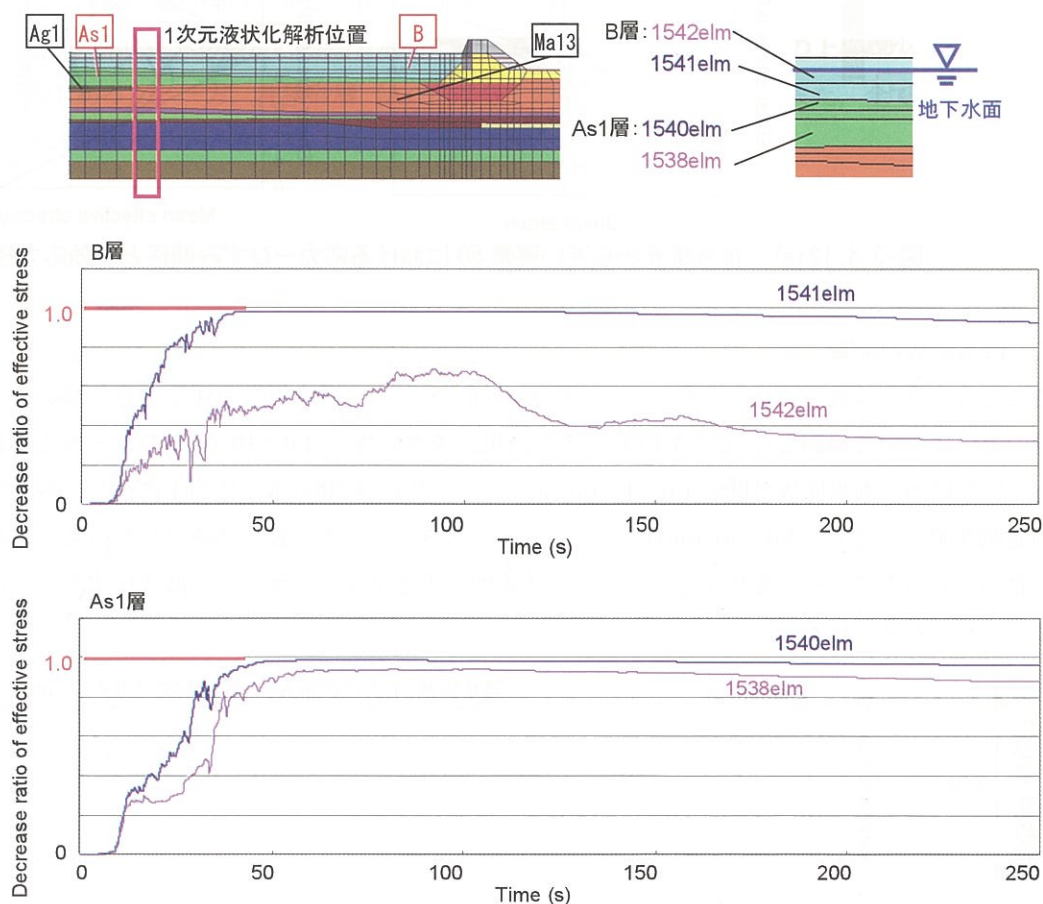


図-3.4.14 埋土層(B)および沖積砂層(As1)における地盤の液状化挙動(相対有効応力減少比の時刻歴)



図-3.4.15 に相対有効応力減少比の分布図を示す。右側の内護岸と防潮堤との間で過剰間隙水圧の上昇に伴い相対平均有効応力が徐々に上昇し、60(s)後に置いては赤で示される部分に置いて液状化に至っている。

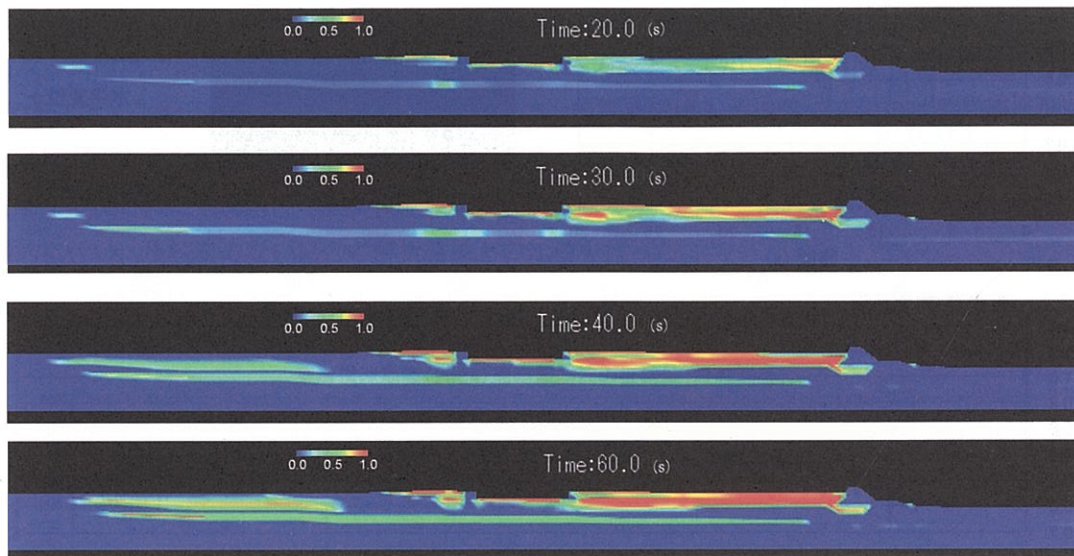


図-3.4.15 相対有効応力減少比の分布図

#### B. 兵庫県南部地震時との液状化挙動の比較

兵庫県南部地震と東南海・南海地震の解析に置いて、液状化に至った時の相対有効応力減少比の分布を比較すると(図-3.4.16)、液状化に至る時間が兵庫県南部地震で 15(s)であったのに対して、東南海・南海地震では 60(s)と長い事と、赤で示される液状化に至る領域は東南海・南海地震の方が小さい事がわかる。

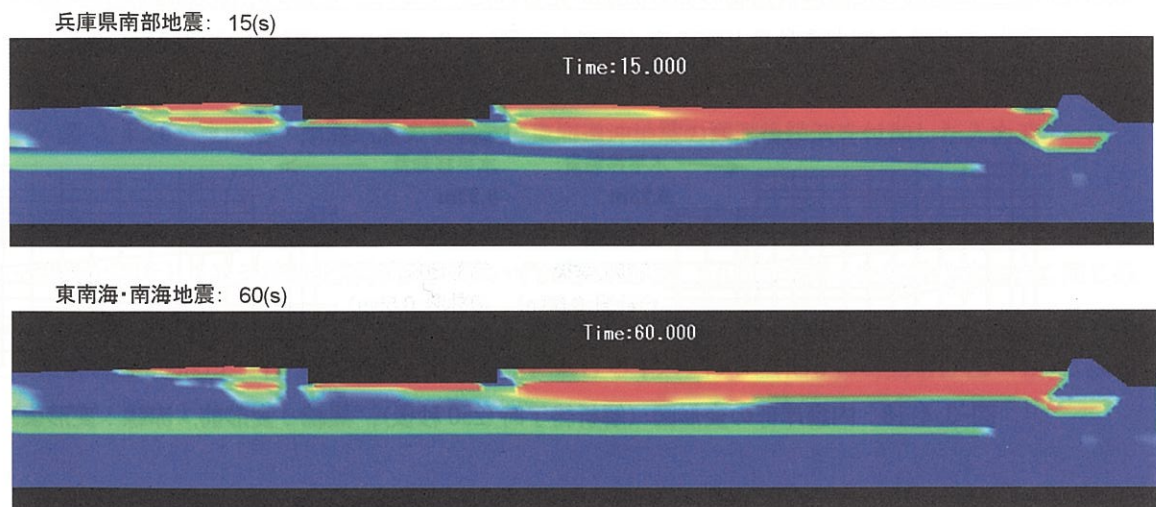


図-3.4.16 兵庫県南部地震と東南海・南海地震における相対有効応力減少比分布図の比較

また、図-3.4.17 に左側の内護岸の天端における、水平応答変位の時刻歴を兵庫県南部地震の解析および東南海南海地震の解析について示す。兵庫県南部地震では、約 20(s)まで大きく早く揺れているのに対して、東南海・南海地震では、揺れの幅は小さいもののゆっくりとした揺れが 150(s)を過ぎてもなお続いている事がわかる。しかし、東南海・南海地震の解析において揺れは続くものの約 60(s)以降、水平変位の蓄積量は大きく変化しない結果となった。

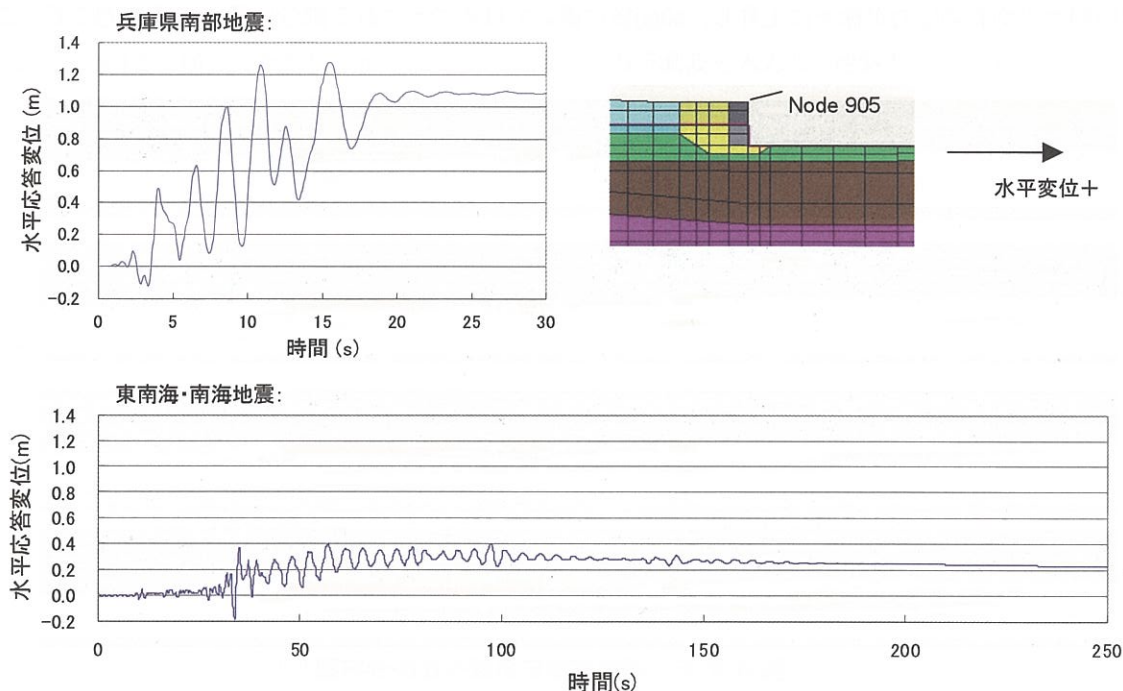


図-3.4.17 兵庫県南部地震と東南海・南海地震における内護岸天端における応答水平変位の時刻歴

### C. 護岸構造物の変形量

解析終了時の内護岸の変形図を図-3.4.18 に、防潮堤部の変形図を図-3.4.19 に示す。前述の通り、地盤の液状化の発生に起因した護岸構造物の側方流動が見られた。しかし、最終的な側方流動量は実際の兵庫県南部地震後で発生した側方流動量と同程度（右側内護岸）かそれよりも小さい（左側護岸）結果となった。



図-3.4.18 内護岸部の変形図（解析終了時(250 秒後)、黒線：変形前、赤線：変形後）

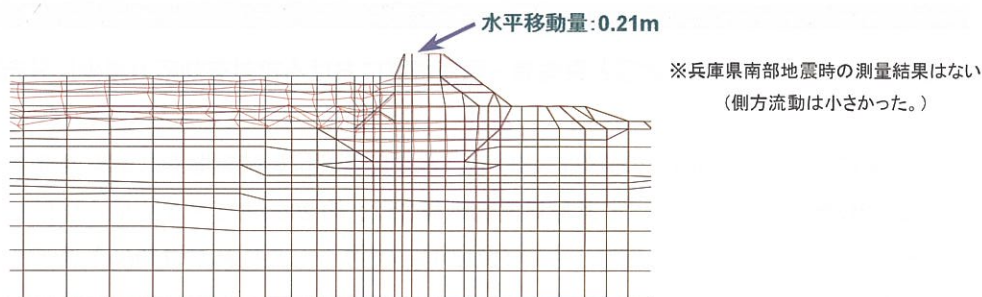


図-3.4.19 防潮堤部の変形図（解析終了時(250 秒後)、黒線：変形前、赤線：変形後）



### 3.4.5 後続波が液状化挙動および側方流動に与える影響

#### (1) はじめに

2004年に発生した東海道沖地震は、東南海・南海地震において予測されている震源位置と近い位置に震源を持ち、両者は性質の似た地震であると考えられる。その東海道沖地震において、大阪盆地内では、600(s)にも及ぶ長時間の揺れを観測した。これは、前節で入力波として用いた東南海・南海地震波の継続時間250(s)を大きく上回るものである。そこで本節では、後続波によって地盤の液状化挙動や護岸構造物の側方流動にどのような影響が現れるかを検討するため、図-3.4.20に示すような東南海・南海地震の予測波に尼崎で観測された東海道沖地震の後続波を振幅調整して足し合わせた入力波を用いた液状化解析を数値実験的にを行い、後続波のない場合の解析結果との比較を行った。

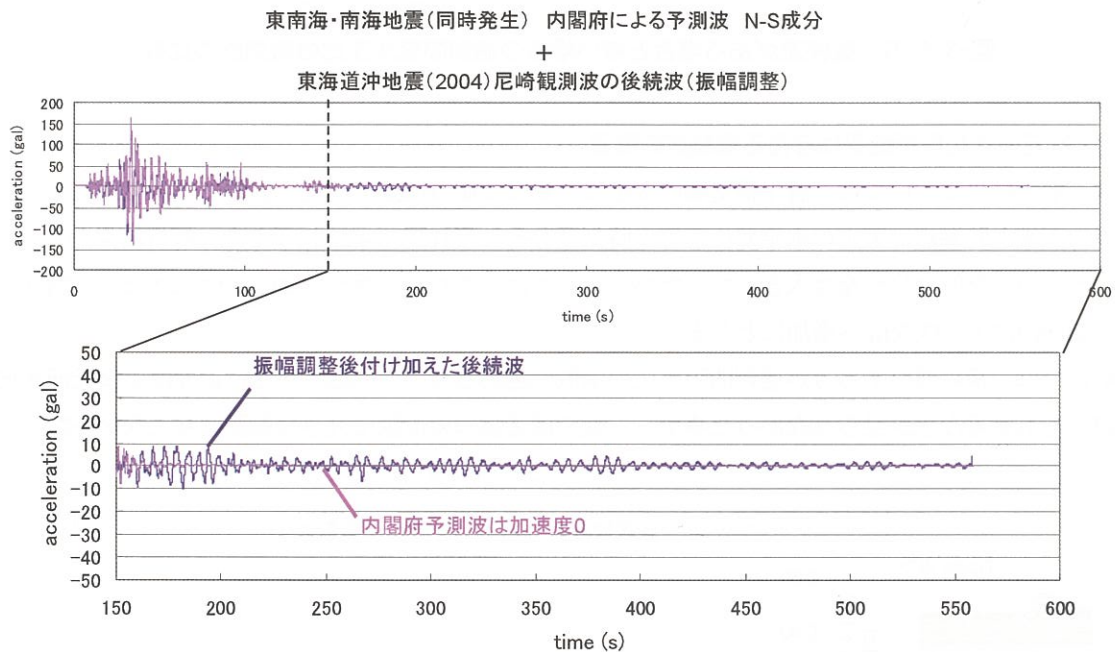


図-3.4.20 東南海・南海地震の予測波に東海道沖地震の観測後続波を付加した入力波

#### (2) 解析条件

1次元液状化解析と2次元液状化解析を行い、いずれも3.4.2節、3.4.3節で行った解析条件と全く同じ条件とし、入力波だけを図-3.4.20のものに用いた。比較のため、後続波を付加しない波については、加速度を0とした解析を600(s)まで行った。それぞれの解析における1ステップ当たりの時間増分 $\Delta t = 0.001$  (sec)とし、総ステップ数は600000 (step)である。

#### (3) 1次元液状化解析結果に与える後続波の影響

図-3.4.21に埋土層(B)における過剰間隙水圧比の時刻歴の比較を示す。排水境界である地下水位面に近い要素から遠い要素まで4要素の時刻歴を示している。全ての要素に置いて液状化に至るまでの挙動は全く同じであるが、その後の過剰間隙水圧が減少していく過程で、後続波がある方が減少の速度が遅くなった。これは、後続波によっても過剰間隙水圧が発生している事が原因と考えられ、後続波が変形を大きくする可能性を示唆している。また、この影響は排水境界である地下水面に近くなるにつれて小さくなり、地下水面直下の要素61ではほとんど同じ挙動を示している。

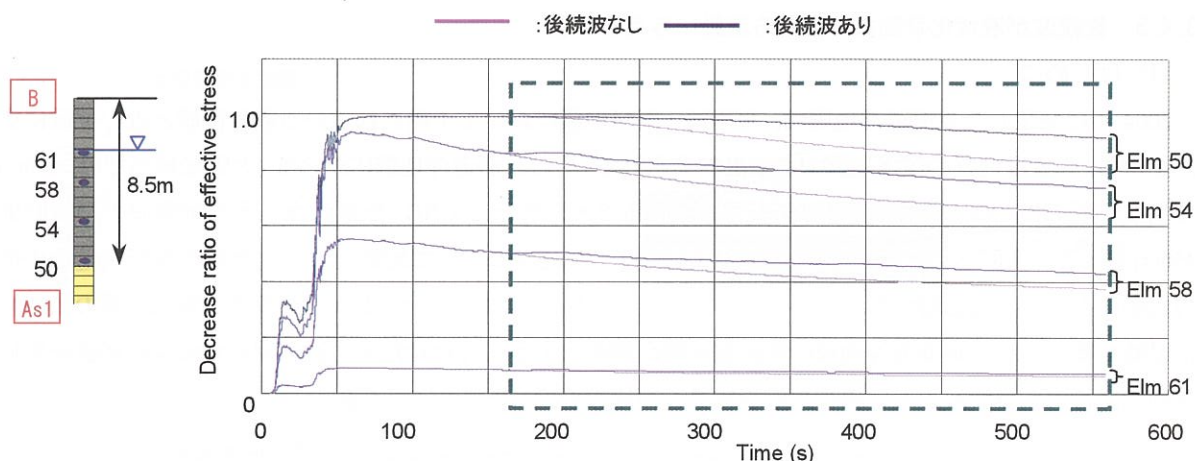


図-3.4.21 後続波がある場合と無い場合の過剰間隙水圧比の時刻歴の比較

#### (4) 2次元液状化解析結果に与える後続波の影響

2次元解析結果においては、護岸構造物の変位に着目して側方流動に与える影響について検討した。左内護岸の天端と防潮堤の天端の水平変位応答の時刻歴をそれぞれ図-3.4.22に示した。解析結果から、後続波がある方が最終的な変形量は大きくなったが、その差は小さく左内護岸で21.3cmが22.4cmへ増加、防潮堤で20.9cmから23.7cmへ増加にとどまった。

本解析では、後続波がある方が過剰間隙水圧の消散は遅れるものの、地下水面付近では1次元液状化解析においても有意な差が見られなかったことから、護岸構造物の変形量に大きな影響は与えなかった。

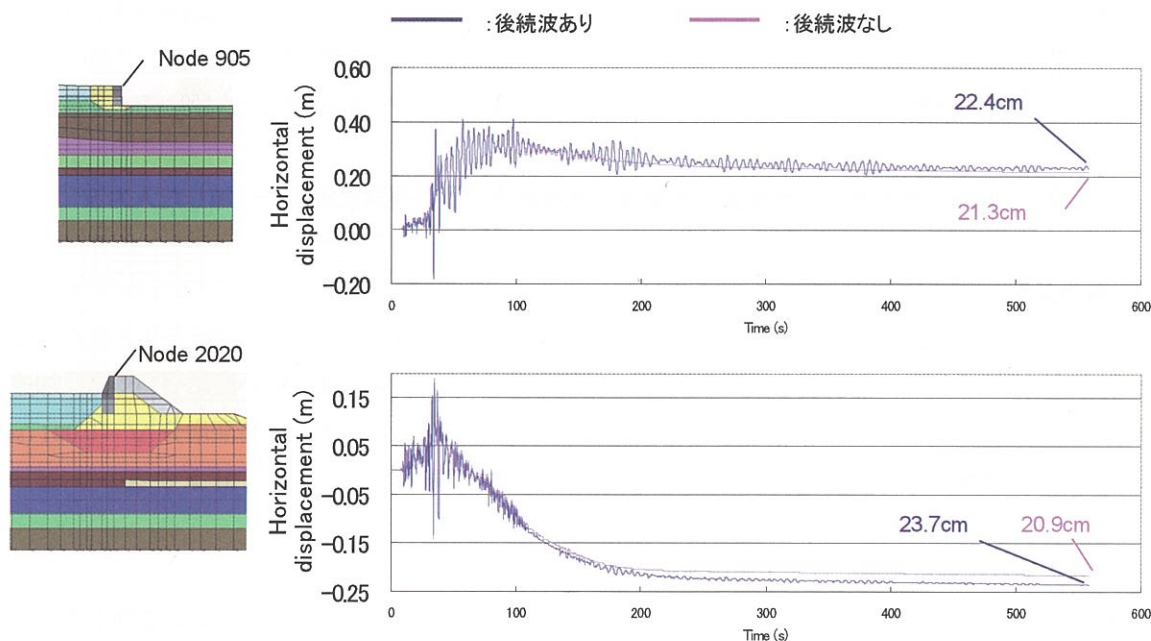


図-3.4.22 後続波がある場合と無い場合の護岸構造物天端の水平変位応答時刻歴の比較



### 3.4.6 まとめ

以上で行った検討結果から得られる結論は下記の通りである。

- ・ 兵庫県南部地震よりも加速度は小さいが継続時間の長い東南海・南海地震においても、緩い砂質土や埋土で非排水条件に近い場合に液状化が発生する可能性がある。
- ・ 今回モデル化した地盤と予測地震波による試算では、地震の初動から約1分後に液状化に達する結果となった。
- ・ 地盤は液状化するが、地下水面付近は発生した過剰間隙水圧が消散しやすいため、地盤の大きな強度低下は無く護岸構造物自体の変形量は小さかった（兵庫県南部地震時と同レベルより低い）。また、この変形量は、東南海・南海地震が同時発生する最悪のシナリオを想定しているため、工学的に想定できるうちの大きな変形量と考えられる。
- ・ 東海道沖地震で見られたような、長時間にわたる表面波の影響による後続波がある場合、発生した過剰間隙水圧の消散、すなわち地盤の有効応力の回復が遅れ、地盤変形がより蓄積する可能性があることがわかったが、今回の解析では変形量の差は小さかった。

これらの事から、東南海・南海地震においても地盤の液状化と護岸構造物の側方流動について検討しておく必要があると考えられる。

また、今後の課題としては下記のような点が挙げられる。

- ・ 解析断面における調査・土質試験の実施による解析パラメータの詳細な検討および有限変形理論に基づく解析による、液状化挙動、変形量のより正確な検討。
- ・ 東海道沖地震など、長周期かつ継続時間の長い地震時における観測結果のシミュレーションによる長周期地震時の地盤モデルの妥当性検証。
- ・ 液状化対策工の検討。
- ・ 解析における表面波の影響の取り扱い。

### 3.5 2次元液状化流動解析(ALID)による液状化解析

#### 3.5.1 概説

本節では東南海・南海地震発生時の予測される護岸構造物の側方流動量を2次元液状化流動解析(以下、ALID)によって検討した結果を報告する。

検討のフローを図-3.5.1に示す。検討手順としては、兵庫県南部地震時に実際に護岸構造物の側方流動量を計測している断面を抽出する。抽出された解析断面について地盤モデルと解析に用いるパラメータを決定するが、本検討では調査や試験を実施していないため、地盤情報データベースの「神戸 JIBANKUN」を用いて推定した。この地盤モデルとパラメータを用いてまず兵庫県南部地震時の液状化解析を実施し(プログラム内部で実施)、実測の護岸構造物の側方流動量と解析結果の整合が得られるようにパラメータを検証し、見直しを実施した。これによりパラメータの妥当性が検証されたものとして、次にそのモデル地盤、およびパラメータを用いて東南海・南海地震時の液状化解析を実施した。最終的にはその液状化解析結果を踏まえて、東南海・南海地震時の護岸側方流動量についてALIDにより解析を実施した。

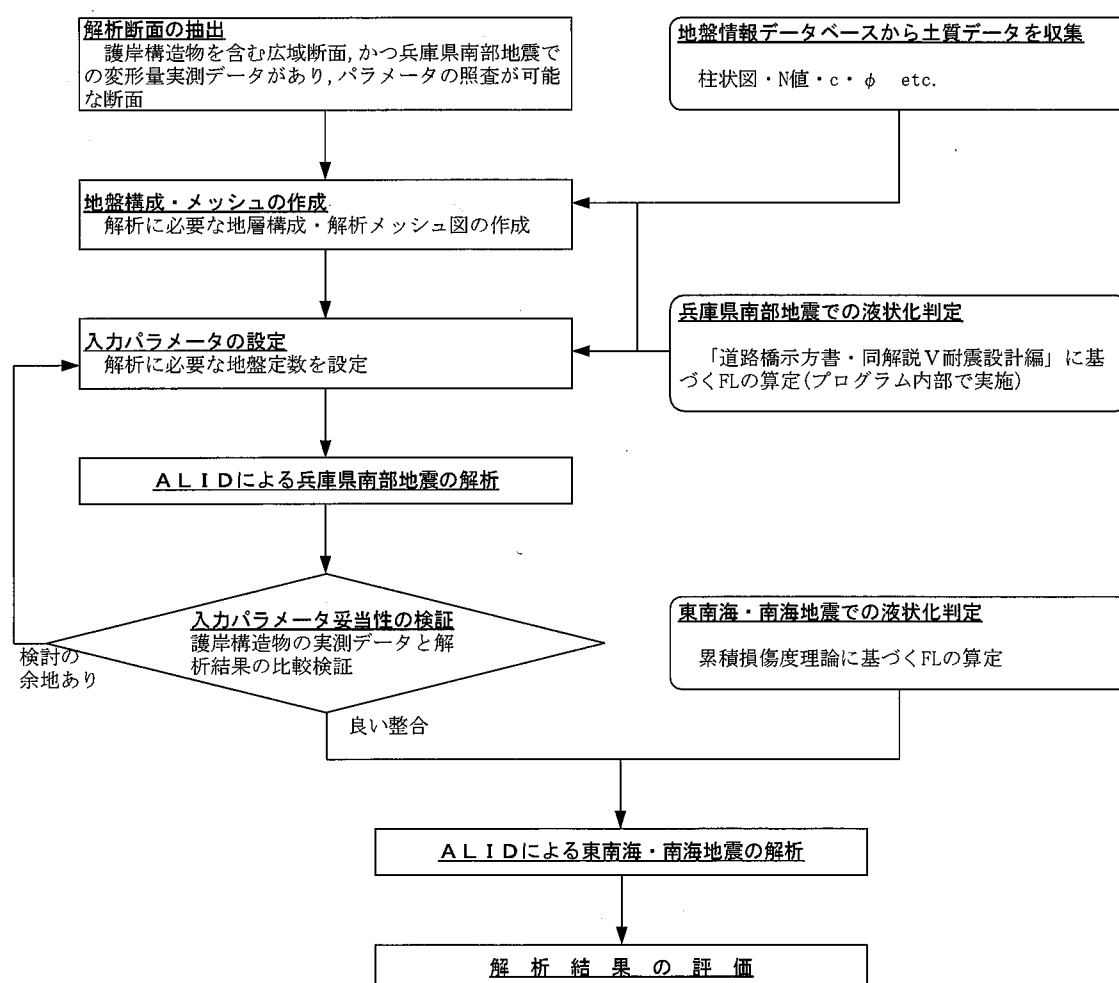


図-3.5.1 検討フロー

### 3.5.2 ALIDの概要について

有効応力が減少して液状化が発生するようになると「応力-ひずみ関係」は図-3.5.2 のように上に凸な曲線でなく、相当大きいひずみまではほとんど強度を発揮せず、その後急激に剛性が回復する下に凸な形状となる。ALIDではこの「応力-ひずみ関係」を、モデルの微小抵抗領域の勾配  $G_1$ 、剛性回復領域の  $G_2$ 、剛性回復点(抵抗変曲点)のひずみ  $\gamma_L$  からなる下に凸なバイリニアモデルで表現している。また微小抵抗領域の勾配  $G_1$ 、剛性回復領域の  $G_2$ 、剛性回復点(抵抗変曲点)のひずみ  $\gamma_L$  については室内試験結果より図-3.5.3 の関係があるとしている。

地震時の「応力-ひずみ関係」は有効応力の変化に伴い変化し、これに伴って状態点は地震前の状態点 A から流動後の状態点 C に移動する。ALIDによる解析は外力を重力（自重）のみとした静的弾性有限要素法を用いており、この過程を忠実に追いかけて、流動時の「応力-ひずみ関係」を用いて、A→B→C または O→B→C の経路に沿って求める。

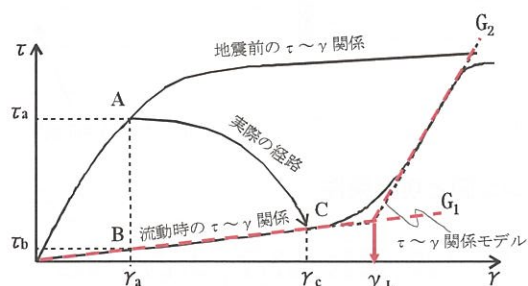


図-3.5.2 ALIDによる解析法の模式図<sup>26)</sup>

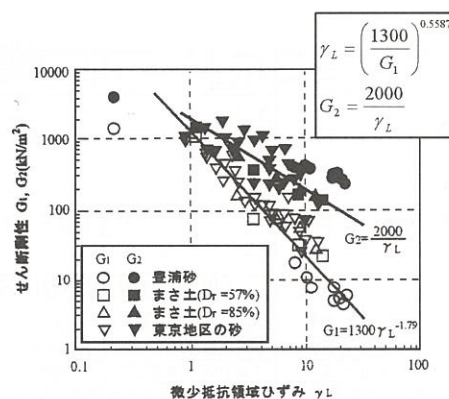


図-3.5.3  $G_1$ ,  $G_2$ と $\gamma_L$ の関係<sup>17)</sup>

本報で実施したALIDの計算手順を以下に示す。

- STEP1** 地震前の応力-ひずみ関係を用い、地震前の初期状態（応力とひずみ）を求める。
- STEP2** 液状化要素と剛性低下要素の剛性を低下させ、超過応力を解放させる解析を行う。すなわち液状化に伴う流動量を求める。液状化後のせん断剛性は、図-3.5.4 に示す安田・稲垣の“FL ごとの液状化強度比とせん断剛性比”の関係を用いる。<sup>※3)</sup>
- STEP3** STEP2 で発生した過剰間隙水圧の消散に伴う変形量の解析を行う。過剰間隙水圧消散に伴う体積ひずみは、図-3.5.5 に示す“過剰間隙水圧消散後の体積ひずみ関係”を用いる。

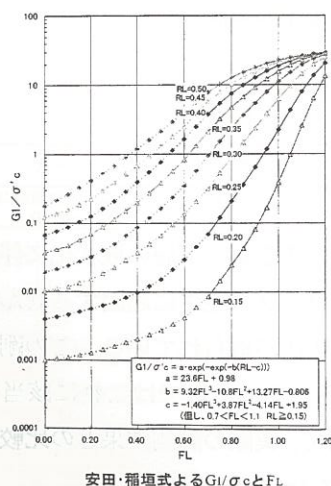


図-3.5.4 FL ごとの液状化強度比とせん断剛性比の関係<sup>27)</sup>

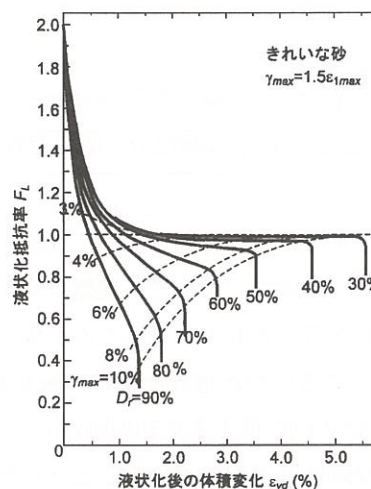


図-3.5.5 過剰間隙水圧消散後の体積ひずみ関係<sup>17)</sup>

### 3.5.3 ALIDによる兵庫県南部地震時の解析結果とパラメータの検証

本項では、兵庫県南部地震での解析を実施し、実測の護岸変形量と解析結果を比較することでパラメータの検証を行う。

#### (1) 解析モデルについて

解析位置・土層モデルについては前節と同様である。（「3.4 LIQCA2D による液状化解析」を参照）

#### (2) 解析条件

解析に用いたメッシュ図と境界条件を図-3.5.6 に示す。

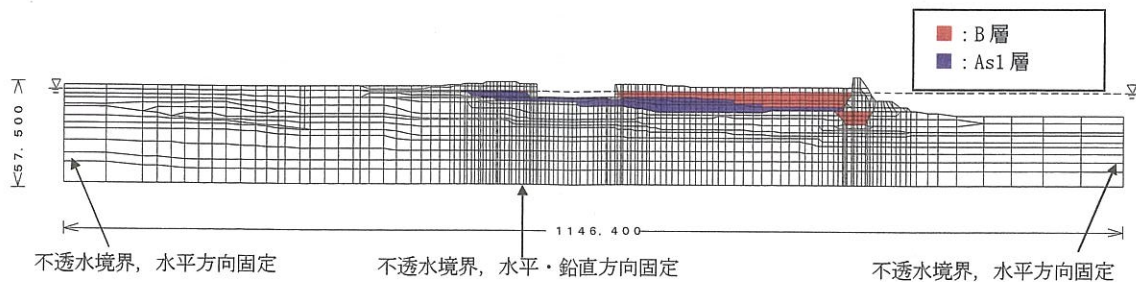


図-3.5.6 解析に用いたメッシュ図と境界条件

解析に用いたパラメータを次頁の表-3.5.1 に示す。先にも述べたようにALIDでは液状化に対するパラメータとして液状化抵抗率(FL)を与えることで、そのFLに応じた剛性低下率を用いて流動量を算定する。同プログラムには「道路橋示方書・同解説V耐震設計編；(社)日本道路協会」による液状化判定機能が内蔵されている。兵庫県南部地震の解析については同書の液状化評価が適用可能である。同書の動的せん断強度比Rを評価するパラメータとして液状化層にはN値と粒度分布を与えている。また繰返しせん断応力比Lを評価するため、地表面加速度 $\alpha$ としては、内護岸より内陸側の地点での地震応答解析結果から地表面加速度 $\alpha=387\text{gal}$ を与えている。

また、液状化発生後の間隙水圧の消散過程を評価するのに地盤の相対密度  $D_r$  が必要なため、液状化対象層については、 $D_r$  を粒度の影響を考慮できる時松・吉見の下式より推定して設定している。

$$D_r = 21 \sqrt{\frac{N_0}{0.7 + \sigma_v' / 98} + \frac{\Delta N_f}{1.7}} \quad \text{—————(1)}$$

ここで、 $\Delta N_f$  は細粒分に応じた補正係数

また、地下水位以浅の土層については液状化しないものと判断できるが、下層の液状化に伴って水圧の伝播によるせん断剛性の低下や、地盤全体の流動による歪みやクラックの発生に起因するせん断剛性の低下の可能性がある。ALIDではこの影響を剛性低下で表現する手法が取られている。この剛性低下をどの程度に設定するのが地表面変位の解析結果に大きく影響するため、本報ではこれに該当する埋土層B(地下水位浅)の剛性低下率を初期剛性  $G_0$  の  $1 \sim 1/100$  で変化させて、実際の計測結果との比較検証を行うことで適正な剛性低下率を求めることとした。(表-3.5.2 のケース 1～ケース 9)



表-3.5.1 解析に用いたパラメータ(兵庫県南部地震)

材料番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
土層名	B	Ba	Ma13	Ac1	Ac2	As1	As2	As3	As4	Ag1	Ag2	Dg1
非線形タイプ	線形弾性	線形弾性	線形弾性	線形弾性	線形弾性	線形弾性	線形弾性	線形弾性	線形弾性	線形弾性	線形弾性	線形弾性
変形特性	弾性液化化	弾性液化化	非排水指定	非排水指定	非排水指定	弾性液化化	非排水指定	弾性液化化	弾性液化化	連成要素	連成要素	連成要素
要素剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性
せん断弾性係数 G (kN/m <sup>2</sup> )	40500	40500	23660	23660	27040	43520	43520	128440	128440	43520	128440	156800
ポアソン比 ν	0.356	0.356	0.35	0.35	0.35	0.349	0.35	0.341	0.341	0.349	0.289	0.315
湿潤単位重量 γ <sub>s</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	17.64	17.64	13.72	13.72	15.68	16.66	16.66	18.62	18.62	16.66	18.62	19.6
粘着力 C (kN/m <sup>2</sup> )	0	0	50	50	50	0	50	0	0	0	0	0
せん断抵抗角 φ(度)	35	35	0	0	0	35	0	35	35	35	35	40
引張り強度 Qt(kN/m <sup>2</sup> )	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
水平透水係数 K <sub>x</sub> (m/day)	8.64E+01	8.64E+01	8.64E-03	8.64E-03	8.64E-03	8.64E+01	8.64E-03	8.64E+01	8.64E+01	8.64E+01	8.64E+01	8.64E+01
鉛直透水係数 K <sub>y</sub> (m/day)	8.64E+01	8.64E+01	8.64E-03	8.64E-03	8.64E-03	8.64E+01	8.64E-03	8.64E+01	8.64E+01	8.64E+01	8.64E+01	8.64E+01
細粒分含有率 FC (%)	10	10				5		5	5			
相対密度 Dr (%)	57	57				44		77	77			
平均N値 N (回)	5	5				8		35	35			
換算N値計算応力 σ <sub>v</sub> '(kN/m <sup>2</sup> )	58	58				107		188	188			
平均粒径 D <sub>50</sub> (mm)	0.2	0.2				0.2		0.2	0.2			
せん断剛性低下率 G1/Go												

材料番号	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
土層名	Dc1	Dg2	基礎1	護岸	消波 ブロック	基礎2	B (不飽和)	Ag2 (不飽和)	As1 (不飽和)	護岸	基礎1	消波 ブロック
非線形タイプ	線形弾性	線形弾性	線形弾性	線形弾性	線形弾性	線形弾性	線形弾性	線形弾性	線形弾性	線形弾性	線形弾性	線形弾性
変形特性	非排水指定	連成要素	連成要素	平面応力	平面応力	連成要素	剛性低下	連成要素	剛性低下	平面応力	連成要素	平面応力
要素剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性
せん断弾性係数 G (kN/m <sup>2</sup> )	51840	180000	180000	8570000	30500	180000	40500	128440	43520	8570000	180000	30500
ポアソン比 ν	0.389	0.333	0.3	0.167	0.184	0.3	0.356	0.289	0.349	0.167	0.3	0.184
湿潤単位重量 γ <sub>s</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	15.68	19.6	19.6	19.6	11.368	19.6	17.64	18.62	16.66	19.6	19.6	11.368
粘着力 C (kN/m <sup>2</sup> )	200	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
せん断抵抗角 φ(度)	30	40	40	40	40	40	35	35	35	40	40	40
引張り強度 Qt(kN/m <sup>2</sup> )	0	0	0	1900	1900	0	0	0	0	1900	0	1900
水平透水係数 K <sub>x</sub> (m/day)	8.64E-03	8.64E+01	8.64E+02			8.64E+02	8.64E+01	8.64E+01	8.64E+01		8.64E+02	
鉛直透水係数 K <sub>y</sub> (m/day)	8.64E-03	8.64E+01	8.64E+02			8.64E+02	8.64E+01	8.64E+01	8.64E+01		8.64E+02	
せん断剛性低下率 G1/Go							1~1/100 <sup>※)</sup>		1~1/100 <sup>※)</sup>			

※) 液化化層上位の埋土層の剛性低下率を表-3.5.2 に示す 8 ケースで計算し、実際の計測結果との比較検証を行う。

表-3.5.2 埋土層の剛性パラメータ検討ケース

ケース	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース7	ケース8	ケース9
せん断剛性低下率 G1/Go	1	1/2	1/4	1/5	1/10	1/20	1/40	1/50	1/100

### (3) 解析結果とパラメータの検証

解析結果の内、変形図を図-3.5.7に示す。(埋土層の剛性低下率  $G_1/G_0=1/5$ )

変形挙動は、解析結果・計測値ともに内護岸(着目点①②)が水路側に変位する挙動を示しており、同様に傾向を示している。また全体的には海側に液状化層が傾斜しているため、内護岸から海側にいくと変形挙動が陸側から海側に移行している様が見受けられる。(拡大図参照)

変位量については、着目点①と比して着目点②(海側)の内護岸の方が解析結果・計測値ともに変位量が大きい。これは液状化層厚が着目点②(海側)の内護岸の方が厚いこと・着目点①背面の液状下層の連続性がないこと等に起因していると考えられる。防潮堤については若干陸側に変位しているが、これは防潮堤付近の液状化層が背面側と置換砂に限定され、海側に液状化の対象となる土層がないことに起因していると考えられる。

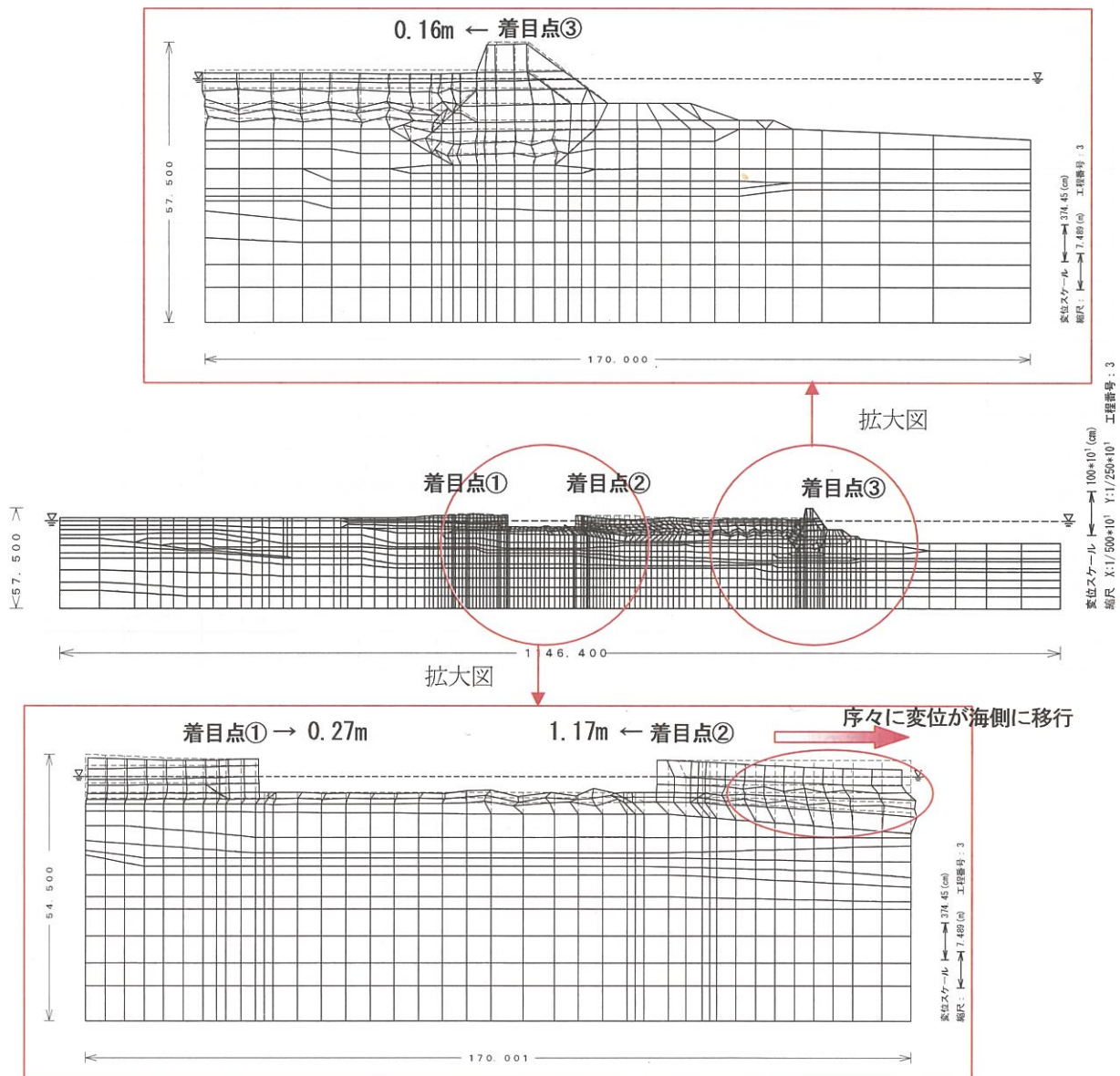


図-3.5.7 ALIDによる変形図(埋土層の剛性低下率 1/5 の場合)

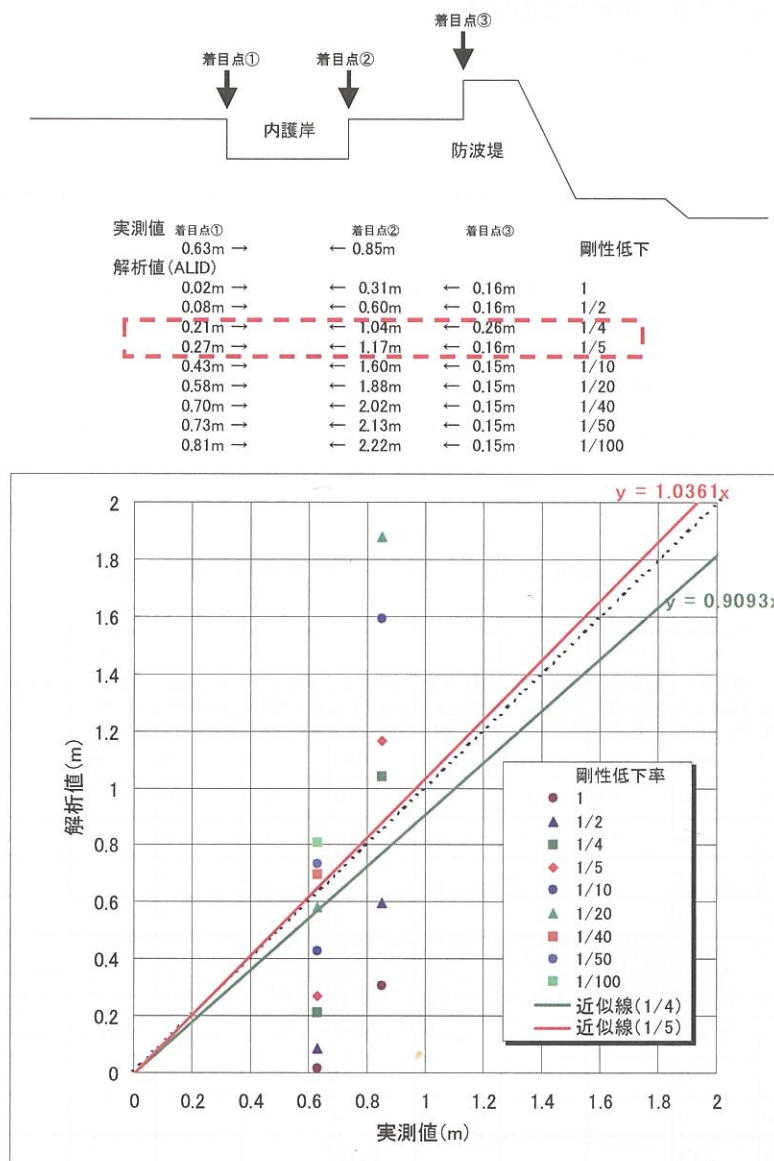


図-3.5.8 ALIDによる解析結果(埋土の剛性低下率 1~1/100 の場合)

#### (4) 検証結果のまとめ

図-3.5.8 には、埋土層の剛性パラメータを変化させた解析結果の総括を示す。同図には兵庫県南部地震後に当該位置(着目点①②)で計測された変形量を併せて示すが、同図より埋土層の剛性低下率はおおよそ 1/5 程度とした場合がもっとも計測値との相関性が良い結果となった。

これは「逆解析の結果、液状化層上部にある非液状下層の剛性低下率は、液状化層における剛性低下率の 1/10 程度、あるいは初期剛性の 1/10 程度とすることで比較的良好な結果が得られた。」とする過去の ALID による護岸構造物変形予測での知見<sup>26)</sup>と比して、若干小さい結果となっている。

兵庫県南部地震後の護岸変形量計測結果のある断面を抽出し、その断面について地盤情報データベース「神戸 JIBANKUN」より地盤モデルを想定し、ALID によって兵庫県南部地震時の側方流動シミュレーションを実施した。その結果、代表的なパラメータである液状化層上位の埋土層の剛性低下率を 1/5 とすることで実現象を表現できることが確認できた。



### 3.5.4 ALIDによる東南海・南海地震の解析

本項では兵庫県南部地震での解析で設定したパラメータを用いて、東南海・南海地震の解析を行う。

#### (1) 解析条件

基本的な断面、およびパラメータは前項と同様であるが、先の兵庫県南部地震の場合と異なる点は液状化抵抗率(FL)の設定方法である。(表-3.5.3 中の囲い部分) 著者らは、これまで東南海・南海地震のように加速度はそれほど大きくないが、長周期成分が卓越し、継続時間の長い地震動の場合、従来の道示による液状化抵抗率(FL)よりも鉄道標準<sup>9)</sup>で提案されている累積損傷度理論による液状化抵抗率(FL)の方が総じて小さく、安全側の評価が可能であることを指摘<sup>2)</sup>してきた。

したがって、ここでは累積損傷度理論による液状化抵抗率(FL)を用いて解析を実施する。

表-3.5.3 解析に用いたパラメータ(東南海・南海地震)

材料番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
土層名	B	Ba	Ma13	Ac1	Ac2	As1	As2	As3	As4	Ag1	Ag2	Dg1
非線形タイプ	線形弾性	線形弾性	線形弾性	線形弾性	線形弾性	線形弾性	線形弾性	線形弾性	線形弾性	線形弾性	線形弾性	線形弾性
変形特性	弾性液状化	弾性液状化	非排水指定	非排水指定	非排水指定	弾性液状化	非排水指定	連成要素	連成要素	連成要素	連成要素	連成要素
要素剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性
せん断弾性係数 G (kN/m <sup>2</sup> )	40500	40500	23660	23660	27040	43520	43520	128440	128440	43520	128440	156800
ポアソン比 ν	0.356	0.356	0.35	0.35	0.35	0.349	0.35	0.341	0.341	0.349	0.289	0.315
湿潤単体重量 γ <sub>s</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	17.64	17.64	13.72	13.72	15.68	16.66	16.66	18.62	18.62	16.66	18.62	19.6
粘着力 C (kN/m <sup>2</sup> )	0	0	50	50	50	0	50	0	0	0	0	0
せん断抵抗角 φ (度)	35	35	0	0	0	35	0	35	35	35	35	40
引張り強度 Qt (kN/m <sup>2</sup> )	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
水平透水係数 Kx (m/day)	8.64E+01	8.64E+01	8.64E-03	8.64E-03	8.64E-03	8.64E+01	8.64E-03	8.64E+01	8.64E+01	8.64E+01	8.64E+01	8.64E+01
鉛直透水係数 Ky (m/day)	8.64E+01	8.64E+01	8.64E-03	8.64E-03	8.64E-03	8.64E+01	8.64E-03	8.64E+01	8.64E+01	8.64E+01	8.64E+01	8.64E+01
細粒分含有率 FC (%)	10	10				5						
相対密度 Dr (%)	57	57				44						
液状化安全率 FL	0.616	0.616				0.984						
液状化強度比 RL	0.130	0.130				0.120						
せん断剛性低下率 G1/Go												

材料番号	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
土層名	Dc1	Dg2	基礎1	護岸	消波 ブロック	基礎2	B (不飽和)	Ag2 (不飽和)	As1 (不飽和)	護岸	基礎1	消波 ブロック
非線形タイプ	線形弾性	線形弾性	線形弾性	線形弾性	線形弾性	線形弾性	線形弾性	線形弾性	線形弾性	線形弾性	線形弾性	線形弾性
変形特性	非排水指定	連成要素	連成要素	平面応力	平面応力	連成要素	剛性低下	連成要素	剛性低下	平面応力	連成要素	平面応力
要素剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性	安定化剛性
せん断弾性係数 G (kN/m <sup>2</sup> )	51840	180000	180000	8570000	30500	180000	40500	128440	43520	8570000	180000	30500
ポアソン比 ν	0.389	0.333	0.3	0.167	0.184	0.3	0.356	0.289	0.349	0.167	0.3	0.184
湿潤単体重量 γ <sub>s</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	15.68	19.6	19.6	19.6	11.368	19.6	17.64	18.62	16.66	19.6	19.6	11.368
粘着力 C (kN/m <sup>2</sup> )	200	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
せん断抵抗角 φ (度)	30	40	40	40	40	40	35	35	35	40	40	40
引張り強度 Qt (kN/m <sup>2</sup> )	0	0	0	1900	1900	0	0	0	0	1900	0	1900
水平透水係数 Kx (m/day)	8.64E-03	8.64E+01	8.64E+02			8.64E+02	8.64E+01	8.64E+01	8.64E+01		8.64E+02	
鉛直透水係数 Ky (m/day)	8.64E-03	8.64E+01	8.64E+02			8.64E+02	8.64E+01	8.64E+01	8.64E+01		8.64E+02	
せん断剛性低下率 G1/Go							1/5 1/10		1/5 1/10			



## (2) 解析結果

解析結果を図-3.5.9 に示す。前項の兵庫県南部地震での解析結果と比して、変形挙動は同様であるが、変形量としては防潮堤・内護岸ともに小さなものとなった。これは液状化対象層となる埋土層(B), および沖積第一砂質土層(A<sub>s1</sub>)での液状化抵抗率(FL)が兵庫県南部地震では、 $FL=0.3\sim0.6$  程度なのに対して当該解析(東南海・南海地震)での液状化抵抗率 FL(入力値)が  $FL=0.6\sim1.0$  程度と大きいことに起因していると考えられる。

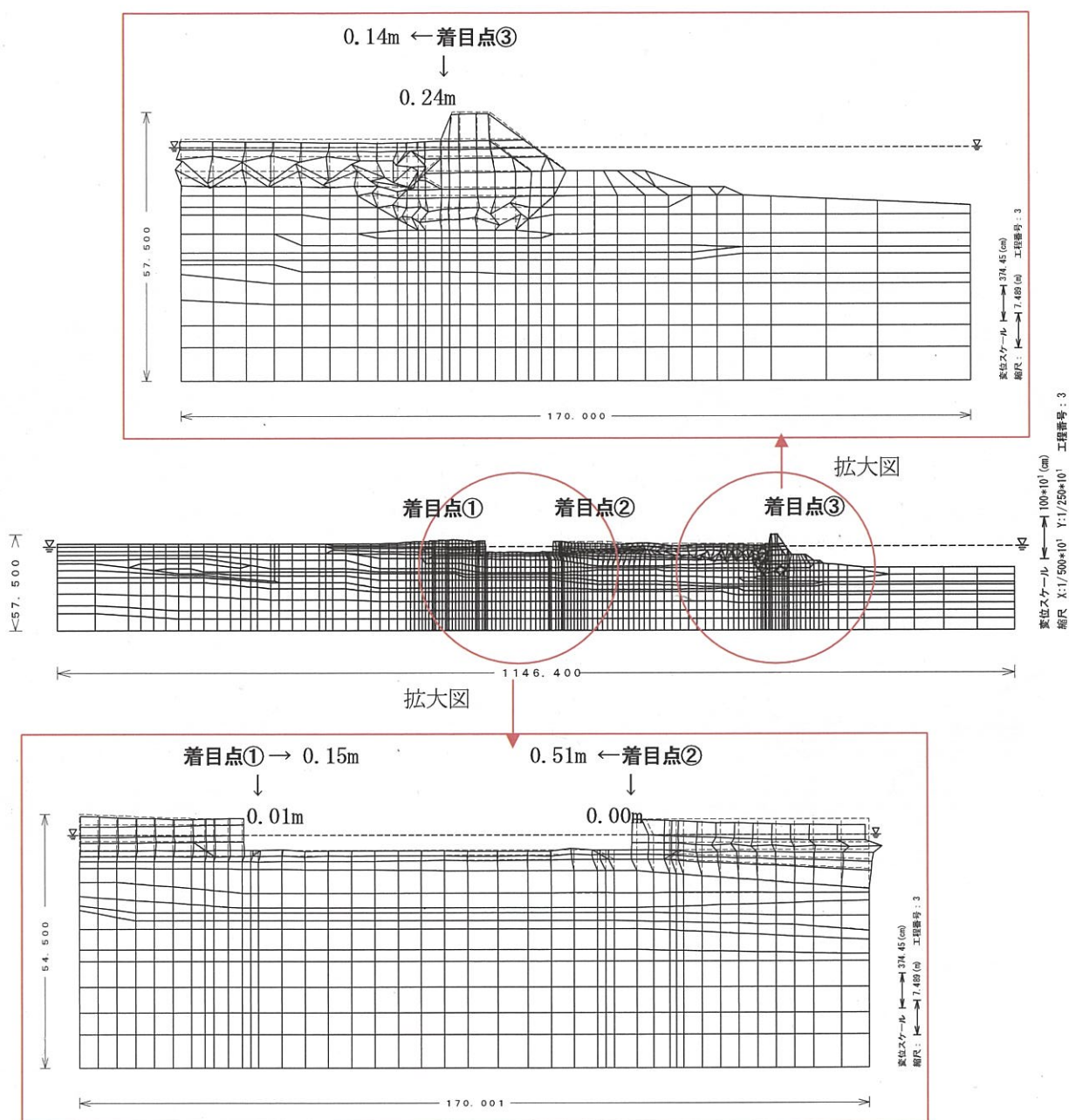


図-3.5.9 ALIDによる変形図(東南海・南海地震, 埋土層の剛性低下率 1/5 の場合)

この結果は、前節の LIQCA2D の結果と比して若干小さい結果となった。

先にも述べた液状化層上部の非液状化層について、「初期剛性の 1/10 程度とすることで比較的良好な結果が得られた。」とする過去の ALID による護岸構造物変形予測での知見<sup>26)</sup>を参考に、剛性低下率を 1/10 とした場合の解析結果を下表に示す。なお同表には前節の LIQCA2D の解析結果も併記している。

同表より、従来からの知見を参考に剛性低下率を初期剛性の 1/10 とすることで、さらに LIQCA2D の解析結果に近づく結果となった。

表-3.5.4 剛性低下率と解析結果の関係（東南海・南海地震）

着目点		埋土の剛性低下率 1/5	埋土の剛性低下率 1/10	LIQCA2D
着目点①	内護岸	鉛直変位 : 0.01m 水平変位 : 0.15m	鉛直変位 : 0.01m 水平変位 : 0.21m	鉛直変位 : m 水平変位 : 0.23m
着目点②		鉛直変位 : -0.00m 水平変位 : -0.51m	鉛直変位 : -0.00m 水平変位 : -0.56m	鉛直変位 : -m 水平変位 : -0.93m
着目点③	防潮堤	鉛直変位 : -0.24m 水平変位 : -0.14m	鉛直変位 : -0.24m 水平変位 : -0.14m	鉛直変位 : -m 水平変位 : -0.21m

### 3.5.5 まとめ

本節では、ALIDを用いて兵庫県南部地震での実測データとの比較によるパラメータの検証、および、そのパラメータを用いて東南海・南海地震での変形解析を実施した。

解析種別としては静的解析で地震解析としては簡易法に位置付けられるが、兵庫県南部地震の解析から、適正なパラメータを設定し、そのパラメータを用いて東南海・南海地震の解析を実施することで、動的解析(LIQCA2D)の解析結果と良い一致を示す結果が得られたことは大きな成果である。

しかしながら、解析結果に影響を与える非液状下層の剛性低下率をどのように設定するのか、など課題も多く、動的解析(LIQCA2D)の解析結果と比較しながら今後も検証していきたい。

### 3.6 まとめと今後の課題

液状化分科会では、来るべき東南海・南海地震において神戸市内で発生危険性がある地盤災害（液状化による被害）について検討してきた。主な検討項目としては、地盤災害の予測のための時刻歴を含む詳細な地震動の研究と、地震発生後に襲来が恐れられる津波対策として、神戸市沿岸域の海岸構造物を対象とする液状化発生の可能性と地震時の地盤と構造物の変形挙動についての研究である。本節では、これらの結果を整理してまとめるとともに解析手法の違いによる変形挙動の比較検討結果について述べる。さらに、液状化分科会研究全体を通して今後の課題について述べる。

まず地震動の検討として、2004年9月に発生した東南海・南海地震とほぼ同様な震源域を持つ紀伊半島沖地震の実測地震動を用いて、内閣府が公表している東南海・南海地震の予測波との比較を行い、問題点の相違や検討すべき点を整理し、当分科会が液状化解析に用いるべき地震動入力波について検討した。

一方、長時間に継続する地震動条件での液状化危険度評価法として、累積損傷度理論とその適用及び土質特性の特定が最も重要と考え、累積損傷度理論とそれを活用した液状化解析に係る既存の研究文献を収集整理した。累積損傷度理論は不規則波の影響を比較的簡易に精度よく評価できる方法として適用性が高く、最近の主な基準類の多くで採用されている。本書では道路橋示方書および鉄道標準における累積損傷度理論の適用方法を解説し、液状化強度比の補正する手法について述べた。さらに、累積損傷度から過剰間隙水圧の変化（有効応力の変化）に基づくせん断剛性率低下の評価手法と液状化解析手法を述べた。

最後に、神戸市沿岸部の断面について地盤条件・動的特性などを整理設定して、累積損傷度理論を適用した液状化判定を行い、詳細な土質構成モデルを用いた LIQCA による検討、さらには先述の簡易解析法である液状化抵抗率 FL を用いた ALID による検討を実施した。これらの2つの解析手法により得られた結果は3.4及び3.5節にそれぞれ記載したが、両者をまとめると以下のようである。

- 1) 紀伊半島沖地震で計測されたような、表面波の影響を受けた長期振動のシミュレーション地震動波形を用いて、液状化判定を行ったところ、後続波の有無の違いによる PL 値の増加は、 $PL=14.5$  から 19.0 の増加であり、累積損傷度の適用により PL 値の変化が得られたと考える。
- 2) LIQCA による解析では、兵庫県南部地震よりも加速度は小さいが継続時間が長い東南海・南海地震においても、緩い砂質土や埋土で、非排水条件に近い場合に、地震の初動から約 60 秒後に液状化が発生する可能性があることが分かった。なお、用いた土質パラメータは「神戸 JIBANKUNN」や既往の研究成果を活用したものである。
- 3) 東南海・南海地震時における内護岸や防潮堤の予測変形量は、地震動のレベルは兵庫県南部地震時よりは低いと思われるが、今後も研究を継続すべき程度の変形量は生じる可能性があるかと判明した。これは沿岸部の地盤構造は緩く地層が傾斜しているため、液状化に伴う側方移動が発生するためと考えられる。神戸市の沿岸域では、一般に山から海へ向かって地層は傾斜していることが多いため、同様な液状化による地盤変形に注意が必要である。
- 4) 後続波が長時間にわたって作用する場合、発生した過剰間隙水圧の消散、すなわち地盤の有効応力の回復が遅れ、地盤変形がより蓄積する可能性があることが分かった。ただし、今回設定した後続波の影響による変形量の差は小さかった。
- 5) ALID による液状化流動解析において、兵庫県南部地震時の検証解析により非液状化層（ここでは埋土）の剛性低下率について検討した。今回の検討範囲では精度の良い評価を行うことは困難であったが、既往の研究成果（1/10）と比較して若干小さめの関係（1/5）が得られた。その関係を用いて東南

海・南海地震時の変形解析を試みたが、3.5.4 で比較したとおり剛性低下率(1/10)の場合に、内護岸の変形量は LIQCA で 23cm, 93cm であるのに対して、ALID では 21cm, 56cm, 防潮堤の変形量は LIQCA で 21cm, ALID で 14cm と両者はよく近似された結果を得た。

- 6) なお、簡易解析法である ALID プログラムには「道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編」による液状化判定機能が内蔵されており、兵庫県南部地震時の検証解析では、別途解析された地表面加速度 ( $\alpha = 387\text{gal}$ ) を用いて FL を求めている。一方、東南海・南海地震の解析では、累積損傷理論を適用した FL 値を全層一定として入力して解析している。このような地震動によって異なる FL 値の決定法については、今後もさらに ALID 等の簡易解析法の適応性を検討した上で、改良が必要と考える。

### 今後の課題

#### 1) 地震動解析に関する課題

本研究においては、最新の知見を反映したシミュレーション波形として内閣府が公表している工学的基盤波を活用したが、神戸市における深部地盤構造の特徴を考慮に入れた地震動解析を行うことが望まれるとともに、表層地盤の地域特性を反映した詳細な地震動分布を求める必要がある。

#### 2) 液状化発生時の地盤変形予測解析手法に関する研究

地震動の差異の影響を考慮するため有効応力に基づく逐次解析手法である「LIQCA」による液状化解析の有効性は確認された。また、液状化流動メカニズムを静的な剛性低下解析に帰着させた「ALID」による解析により、累積損傷を考慮に入れた液状化抵抗率を採用することにより液状化時の地盤変形を予測することも確認された。今後はこれらの手法の適用性を拡大する必要がある。

#### 3) 液状化対策工法に関する研究

今回の研究期間では詳細解析法である LIQCA による液状化解析から、もっとも危険な地震シナリオである東南海・南海地震動について、検討に値する有意な地盤変形量が液状化により発生すると結論されたが、地盤内で地盤変形量の大小を支配する液状化危険層を特定する必要がある。今後の研究では、これら液状化危険層を特定した上で、液状化対策工としての地盤改良の効果、側方流動など大変形問題への適用性を拡大する必要がある。



## 参考文献

- 1) 神戸の地盤研究会：研究成果報告書 中間とりまとめ，2002.
- 2) 神戸の地盤研究会：研究成果報告書 平成14・15年度，2004.
- 3) 内閣府中央防災会議：東南海，南海地震等に関する専門調査会 第16回資料
- 4) 内閣府中央防災会議：東南海，南海地震等に関する専門調査会 第14回資料
- 5) Valera, J. and Donovan, N.C : Comparison studies of method for evaluating soil liquefaction, ASCE National Convention, Philadelphia, 1976.
- 6) 龍岡文夫：講座 土の動的性質 2.2 動的強度特性，土と基礎，Vol.33, No.9, pp.63-70, 1985.
- 7) 大川征治・前田良刀・真鍋進・龍岡文夫：累積損傷度理論を用いた簡易液状化判定手法の提案，第19回土質工学研究発表会，pp.249-252, 1987.
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書 V. 耐震設計編，2002.
- 9) 鉄道総合研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，1999.
- 10) 東拓生・田村敬一：地震動波形の繰返し特性を考慮した液状化強度評価法，土木技術資料，Vol.39, No.9, pp.50-55, 1997.
- 11) 塩見忠彦・土方勝一郎・貫井泰・横山治男・柳下文雄・小山桂介：累積損傷度を考慮した簡易液状化解析手法 その1 簡易液状化解析手法の提案，日本建築学会学術講演概要集，pp.379-380, 1999.
- 12) 貫井泰・土方勝一郎・土田剛・柳下文雄・小山桂介・塩見忠彦：累積損傷度を考慮した簡易液状化解析手法 その2 簡易液状化解析手法による解析，日本建築学会学術講演概要集，pp.381-382, 1999.
- 13) 塩見忠彦・貫井泰・横山治男・高田励・柳下文雄・小山桂介・藤井中：累積損傷度を考慮した簡易液状化解析法における地盤物性評価，第37回地盤工学研究発表会，pp.1881-1882, 2002.
- 14) 八代和幸・杉戸真太・八嶋厚・古本吉倫・渦岡良介：振動継続時間の影響を考慮した液状化危険度判定法について，第27回地震工学研究発表会，2003.
- 15) 貫井泰・瀧ヶ崎進・吉田洋之・塩見忠彦：水平2方向入力を考慮した累積損傷度による自由地盤の液状化解析，第39回地盤工学研究発表会，pp.1771-1772, 2004.
- 16) 貫井泰・浦大介・柳下文雄・吉田洋之・塩見忠彦・藤井中：半波毎等価線形液状化解析におけるサイクリックモビリティの検討，第40回地盤工学研究発表会，pp.473-474, 2005.
- 17) 安田進・吉田望・安達健司・規矩大義・五瀬伸吾・増田民夫：液状化に伴う流動の簡易評価法，土木学会論文集，No.638, III-49, pp.71-89, 1999.
- 18) 神戸市・(財)建設工学研究：阪神淡路大震災と神戸の地盤，1999.
- 19) 山本浩司・田中礼司・関口春子・吉田邦一：地盤情報データベースによる大阪堆積盆地のVs推定式と浅層地盤モデル，第40回地盤工学研究発表会，pp.999-1000, 2005.
- 20) 東拓生・萩原良二・二宮嘉朗：砂質土の相対密度を考慮した液状化強度曲線の定式化，土木学会第49回年次学術講演回講演概要集，第3部(A)，pp.528-529, 1994.
- 21) 液状化解析手法 LIQCA 開発グループ：LIQCA2D04(2004年公開版)資料，2004，  
<http://nakisuna2.kuciv.kyoto-u.ac.jp/liqca.htm>.
- 22) Oka, F., Yashima, A., Tateishi, A., Taguchi, Y., and Yamashita, S.: A cyclic elasto-plastic constitutive model for sand considering a plastic strain dependency of the shear modulus, Geotechnique, Vol.49, No.5, pp.661-680, 1999.
- 23) 関西地盤情報活用協議会：新関西地盤，神戸および阪神間，1998.
- 24) 田中泰雄：臨海埋立地の盛土材料の液状化強度と影響因子，土と基礎，Vol.47, No.6, pp.33-36, 1998.

- 25) 田中泰雄・久世益充・八谷誠・南部光広・長谷川信介：2004年9月5日に発生した地震より予想される神戸における東南海・南海地震の特徴，第41回地盤工学研究発表会，平成18年度発表講演集，鹿児島，2006.
- 26) ALID 研究会：2次元液状化流動解析プログラムALID／WIN 第二版
- 27) 安田進・稲垣太浩・長尾和之・山田真一・石川敬祐：液状化を含む繰返し軟化時における種々の土の変形特性，第40回地盤工学研究発表会，pp.309-310, 2005.

### 第三編 地盤特性分化会の研究成果

#### 目 次

1. 概要 .....	136
2. 遺跡より探る地盤特性 .....	136
3. 沖積基底の再検討 .....	147
4. 兵庫県南部地震時による地盤転移について .....	150
参考文献 .....	153

### 第三編 地盤特性分科会の研究成果

#### 執筆者一覧

竹村 恵二	京都大学大学院 理学研究科 附属地球熱学研究施設 教授
北川 義治	川崎地質(株) 西日本支社 技術部 技術課長
佐藤 徹	(株)建設企画コンサルタント 技術部 技術主幹
末廣 匡基	(株)阪神コンサルタンツ 大阪技術本部 プロジェクトリーダー
宮崎 洋明	中央復建コンサルタンツ(株) 測量・地盤系グループ チームリーダー



## 1. 概要

神戸市は、図－1.1に示すように六甲山南麓の東西約20km、南北約3kmの狭長な地域に発達した港湾都市である。都市域の北側には諏訪山断層などの活断層を境に六甲山地がせまり、山地より流出する河川によって供給される土砂からなる複雑な扇状地が形成されている。このため、市街地の扇状地下に広がる地層は、層相変化が少なく、連続性の乏しい粗粒堆積物で構成され、この地域における地質構成を解明する上で大きな障害となっている。

しかしながら、平成7年兵庫県南部地震以降に各機関によって実施されたボーリング調査をはじめとする地質調査結果や、地盤情報データベース「神戸JIBANKUN」に収録されたボーリング柱状図などの地盤情報を詳細に検討するとともに、各種の既存資料を総合的にことにより、扇状地下の地盤構成を明確にできるものと考えている。

そこで以下では、遺跡の時空分布と微地形との関係、沖積層基底に関する再検討結果、兵庫県南部地震時における地盤変位などに着目して検討した結果をまとめて示し、地盤特性図の作成に向けた基礎資料にしていきたい。



図－1.1 神戸の地形

(市街地部は明治前期の地形<sup>1)</sup>を表示し、山地部は文献<sup>2)</sup>をもとに作成)

## 2. 遺跡より探る地盤特性

神戸市街地ではこれまでに、兵庫区会下山遺跡などの旧石器時代の遺跡をはじめとして、縄文～歴史時代にいたるまでの多くの遺跡が発掘されている。遺跡に関する情報は、生活面の時間精度が高いことや、地表面付近の土質情報など、表層地盤を考察する上で有用であると考えられる。

そこで、神戸市街地域における遺跡発掘調査報告書類(表－2.1 参照)を収集整理し、各遺跡の分布特性や年代などをとりまとめ、遺跡の時空分布を明らかにするとともに、微地形区分との関係について若干の

検討を加えた。

表-2.1 収集した遺跡発掘調査資料

文 献 名	機 関	発行年
新修神戸市史	神戸市	平成 1 年
平成 1～14 年度神戸市埋蔵文化財年報	神戸市教育委員会	平成 4～17 年
平成 7～15 年度兵庫県埋蔵文化財年報	兵庫県教育委員会	平成 9～17 年

データ総数約 1100 件

検討に用いた微地形区分は、神戸市・建設工学研究所(1999)<sup>3)</sup>によるものであり、各地形区分の特徴および一般的な構成層をまとめると以下のとおりである。

①丘陵および開析扇状地(段丘化扇状地)

第三紀(約180万年以前)に堆積した未固結の砂岩や泥岩地域で構成されている。現在はそれらが隆起し、開析を受けて、丘陵化している部分である。開析扇状地の部分は20～30万年前ごろ、あるいはそれ以前に形成されたと考えられる扇状地群であるが、現在は段丘化している。神戸西部のものほど高度は低く、人工改変が進んでいる。構成層は主として砂礫層と、その基盤としての第三系の砂岩や泥岩(未固結)などである。

②扇状地-1

最終氷期(7～8万年前ごろ)以前に形成された扇状地群である。この扇状地も上流部は段丘化しているが、その場所の条件により新しい扇状地に覆われている場合もある。構成層は主として砂礫層である。

③扇状地-2

最終氷期前半(6～4万年前ごろ)に、寒冷な気候環境下において、山地内の土砂生産の多さを反映して形成されたと考える扇状地である。この扇状地も上流で段丘化しているが、その場所の条件により新しい扇状地に覆われる場合もある。構成層は主として砂礫層である。

④扇状地-3

最終氷期後半(3～1.5万年前ごろ)に形成された。この扇状地も寒冷な気候環境下において、山地内の土砂生産の多さを反映して形成されたと考える比較的急傾斜の扇状地である。一部その場所の条件により段丘化している場合もあるが、その場所の条件により新しい扇状地に覆われる場合もある。構成層は主として砂礫層である。

⑤扇状地-4

晩氷期(1.5～0.6万年前ごろ)の気候が温暖化する時期で、降水量が次第に増加するころ、上流側のより古い扇状地を侵食した土砂の再堆積による地形として、その下流側により緩傾斜で広く形成された。構成層は主として砂礫層および砂層である。この扇状地より古いものは海岸近くでは開析を受け、多少とも段丘化しているという特徴がある。

⑥扇状地-5

後氷期(0.6万年前以降)の気候が温暖化し、降水量の増える時期に、⑤扇状地-4と同様に、上流側のより古い扇状地を侵食してその下流側に形成された。構成層は主として砂礫層および砂層、場所によりシルトなどの細粒物質が混入する。六甲山南麓にはさらに新しい扇状地が部分的に形成されているようである。この場合も、上流側のより古い多くの扇状地を侵食して、その下流側に形成された。構成層は場所により、

砂礫・砂質シルトあるいはそれらの互層となるが、より細粒質のものが優先する。また、上流域の地質によって、扇状地の形状、勾配、構成層に違いがでてくると予想される。

#### ⑦旧河道・開析谷・谷底平野

上記各期の扇状地形成の際の最終期の河道あるいは氾濫原部分をさし、この部分には河道放棄後の細粒の物質、砂・シルトあるいは粘土などの堆積もあることが予測される。また、同時代に形成された低地もこの分類に含めている。構成層は砂礫層・砂層・シルト層などよりなる。

#### ⑧自然堤防・天井川

河川の洪水氾濫の際に流路外付近に堆積する物質によって形成された流路沿いの高まり、およびその反復によって河道と堤防が周辺の低地に比べ著しく高い状態で続いている河川をいう。構成物は主として均質な中粒砂よりなる場合が多い。

#### ⑨沿海低地・河川沿い低地

上記のいずれにも属さない低地をさす。構成層は砂・シルトなどよりなる。

#### ⑩後背低地

上記の天井川および後述する砂州の背後にある低地をさす。構成層は砂・シルト・粘土などの細粒物質よりなる。

#### ⑪砂州

沿汀流により運搬されてきた砂が堆積して形成した、海岸沿いの微高地をいう。

各時代の遺跡分布を、地形図と上記の微地形区分図にそれぞれ重ねて表示した図を、図-2.1～図-2.14にまとめて示す。ただし、図-2.13、2.14に示す全遺跡の表示は、同じ地点において複数の時代にまたがって継続していた遺跡は、その最新時期の記号だけが表現されているため、この図には遺跡の継続期間に関する情報は必ずしも表現されていない。

これらより、全体的な傾向としては、全期間を通じて遺跡は旧河道にはほとんど分布していないことより、山地からの土砂の供給経路となる(旧)河川部が居住環境として適切でなかったことが明らかである。また、生田川から石屋川にかけての地域にはあまり遺跡が分布していない。その要因のひとつとしては、遺跡の発掘調査が必ずしも一様に行われていないことに起因する可能性もあるが、この地域は六甲山南麓の神戸市街地の中では、旧河道が密に、かつ比較的長く発達する地域であり、居住にはあまり適していなかった可能性がある。

一方、同じ遺跡において異なる時代の生活面が認められ、長期間にわたって安定して生活が継続されていた遺跡が見られる。これらの継続期間を定量化して比較するため、それぞれの生活文化の発達速度が新しい時代ほど大きくなることを考慮して、遺跡文化の形成年代の対数値を用いて表示し、存続期間をその差(d)によって表現したものが図-2.15、2.16である。これらの図に示されるように、遺跡が集中して分布する須磨～長田地区は、遺跡の存続期間も長く、縄文期以降、地形条件が比較的安定し、居住に対して適した地域であったものと思われる。また、住吉川周辺地域にも遺跡が多く分布するが、須磨～長田地区に比較してその継続期間はいくぶん短い傾向があり、居住に対する安定性はやや低かった可能性があるといえよう。



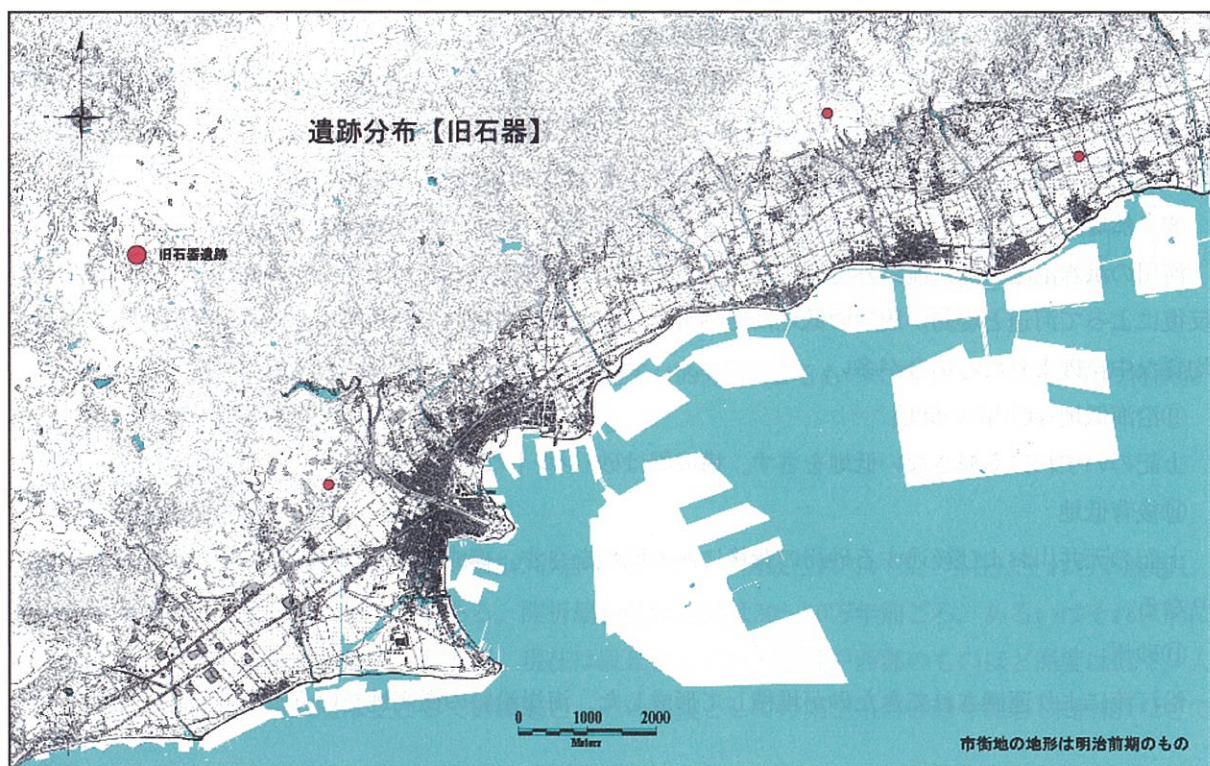


図-2.1 遺跡分布図（旧石器）

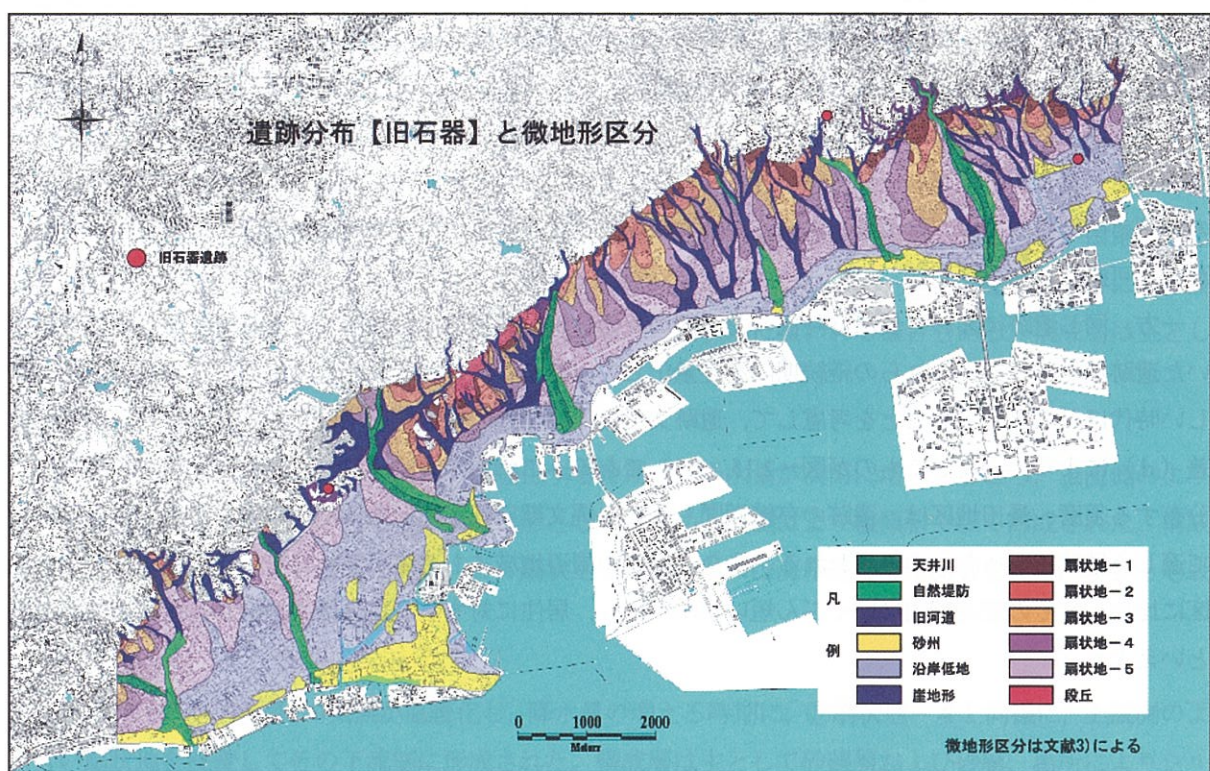


図-2.2 遺跡分布（旧石器）と微地形区分



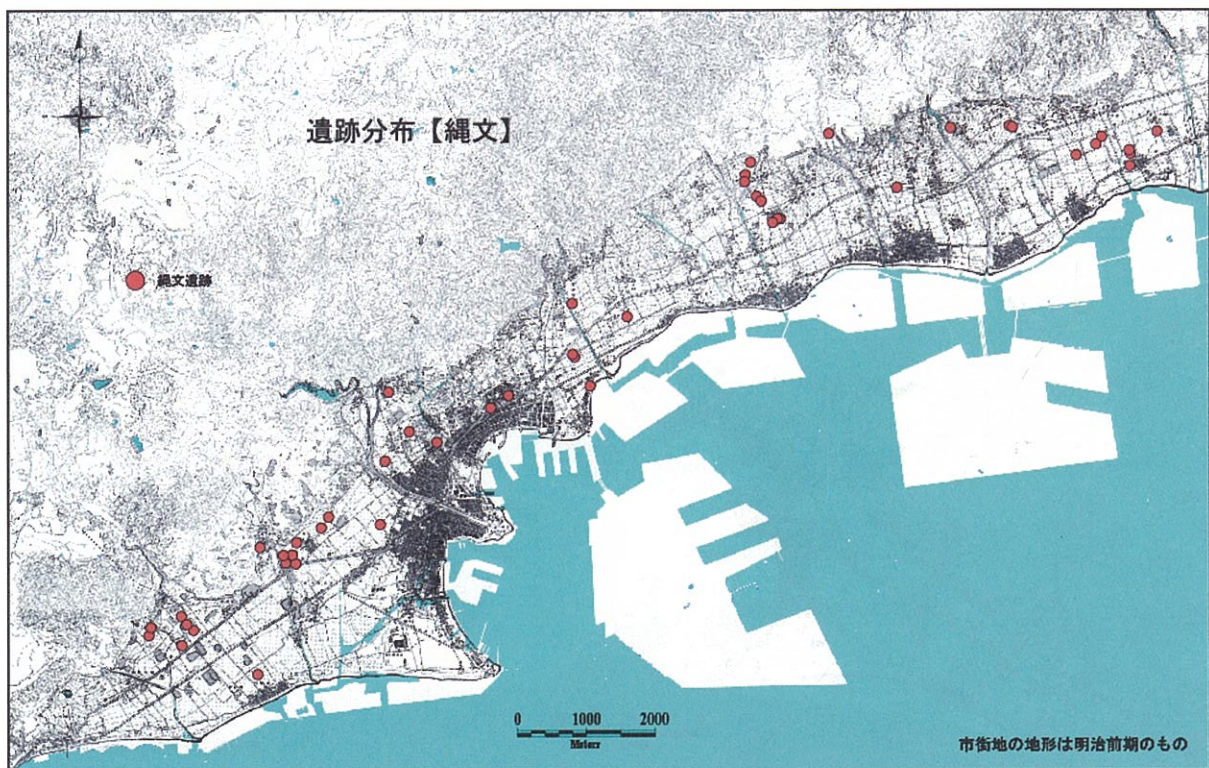


図-2.3 遺跡分布図（縄文）

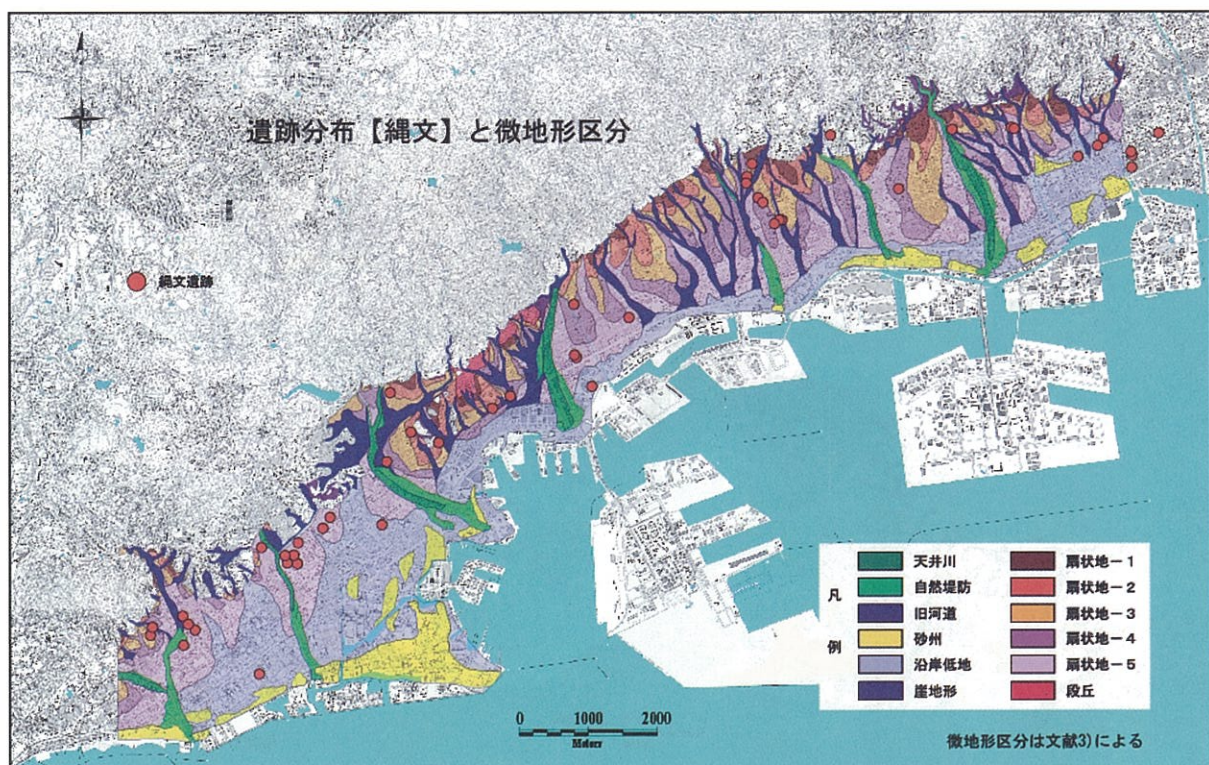


図-2.4 遺跡分布（縄文）と微地形区分



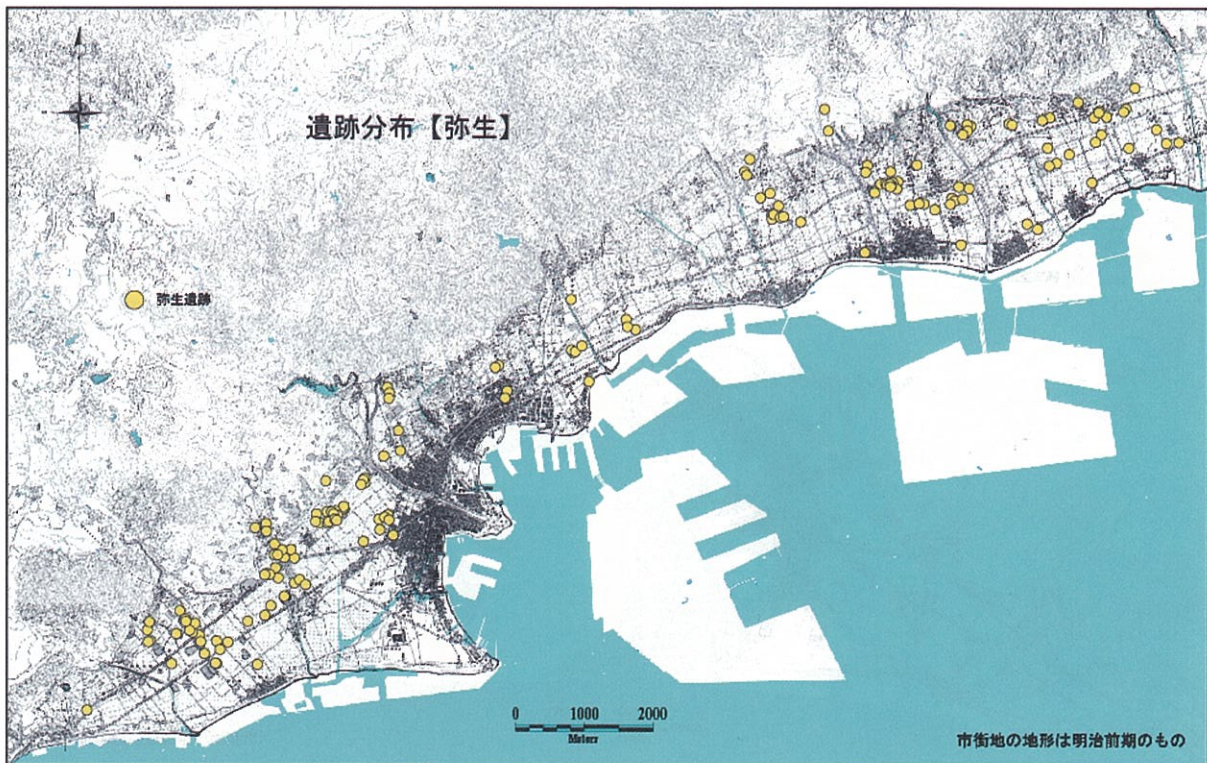


図-2.5 遺跡分布図 (弥生)

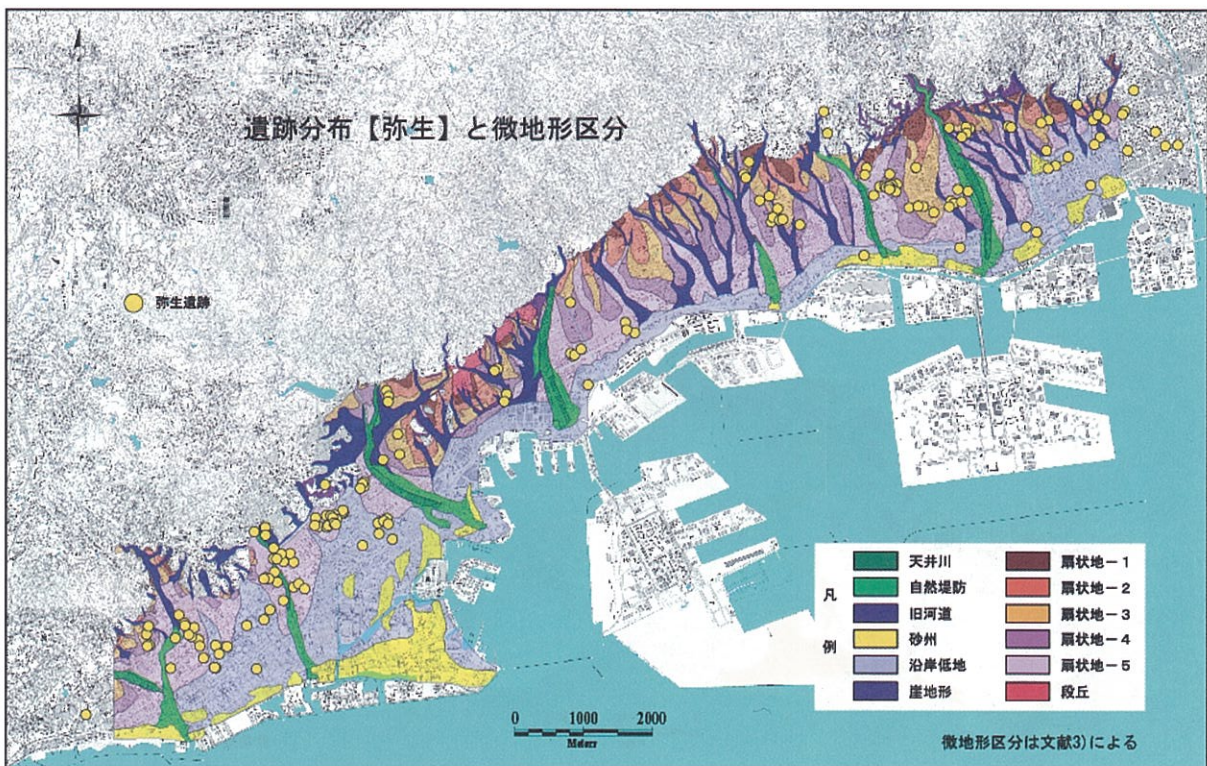


図-2.6 遺跡分布 (弥生) と微地形区分



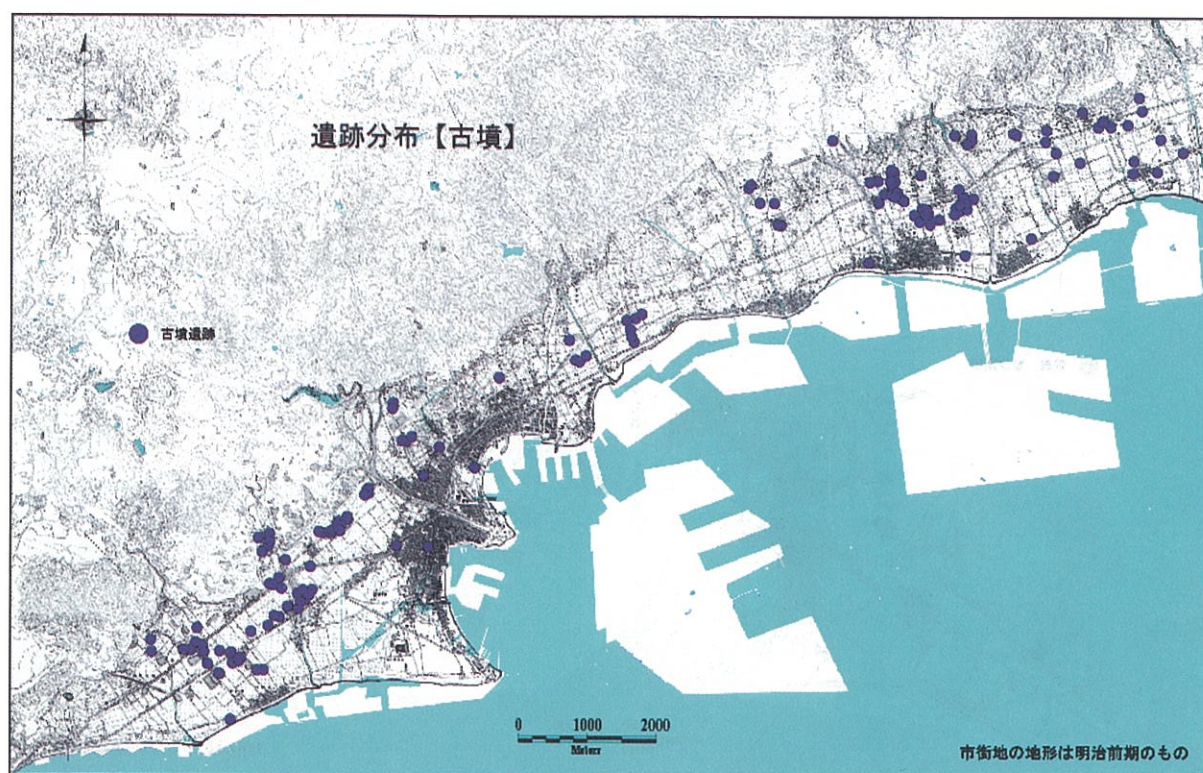


図-2.7 遺跡分布図（古墳）

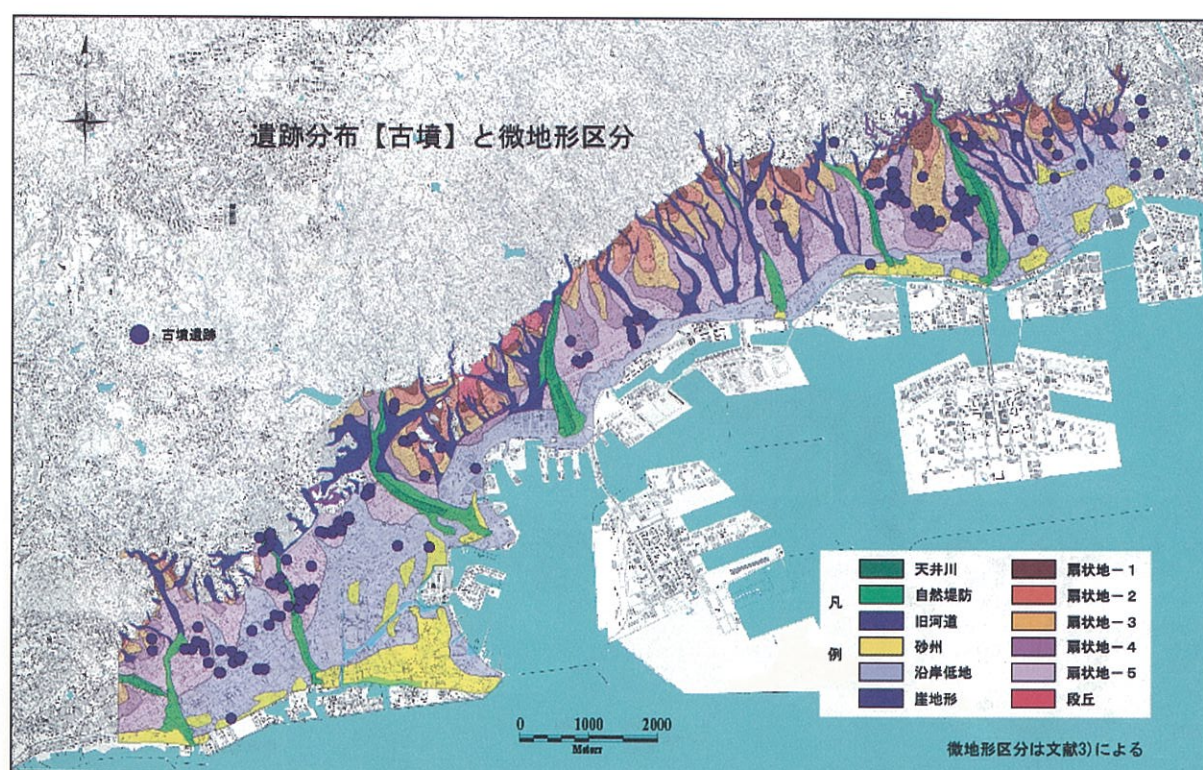


図-2.8 遺跡分布（古墳）と微地形区分



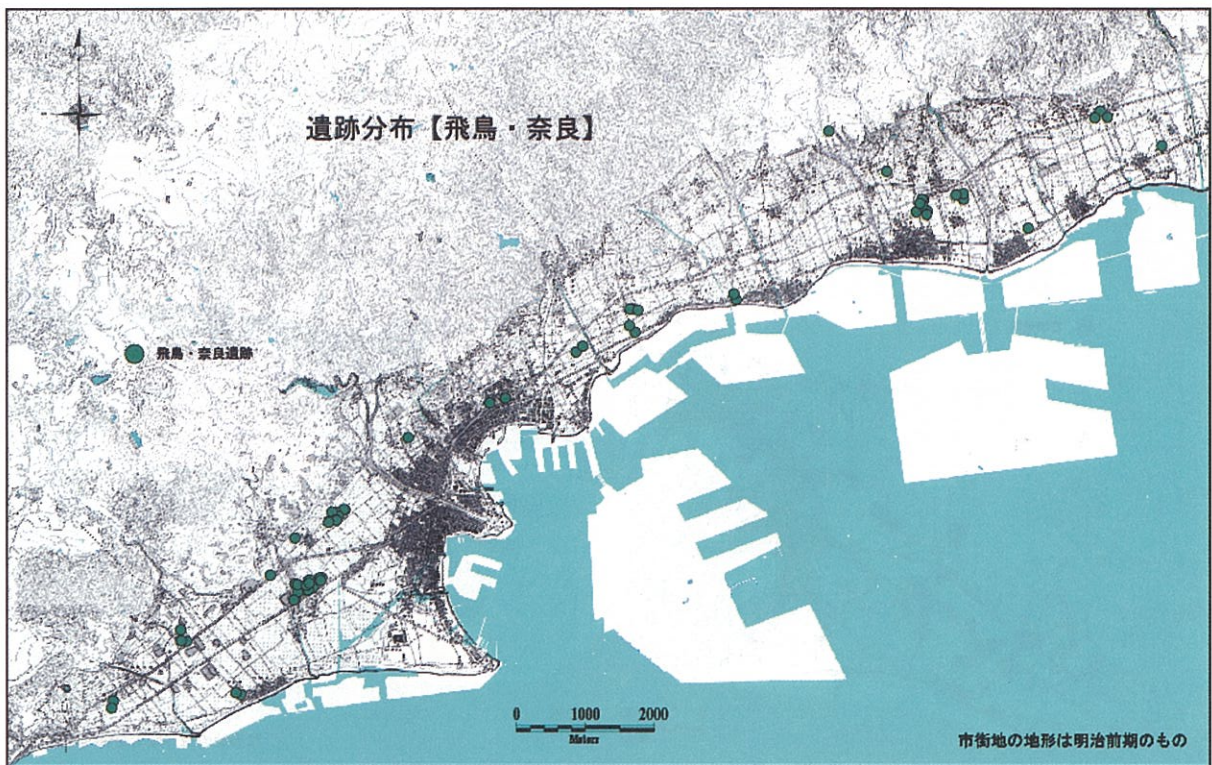


図-2.9 遺跡分布図（飛鳥・奈良）

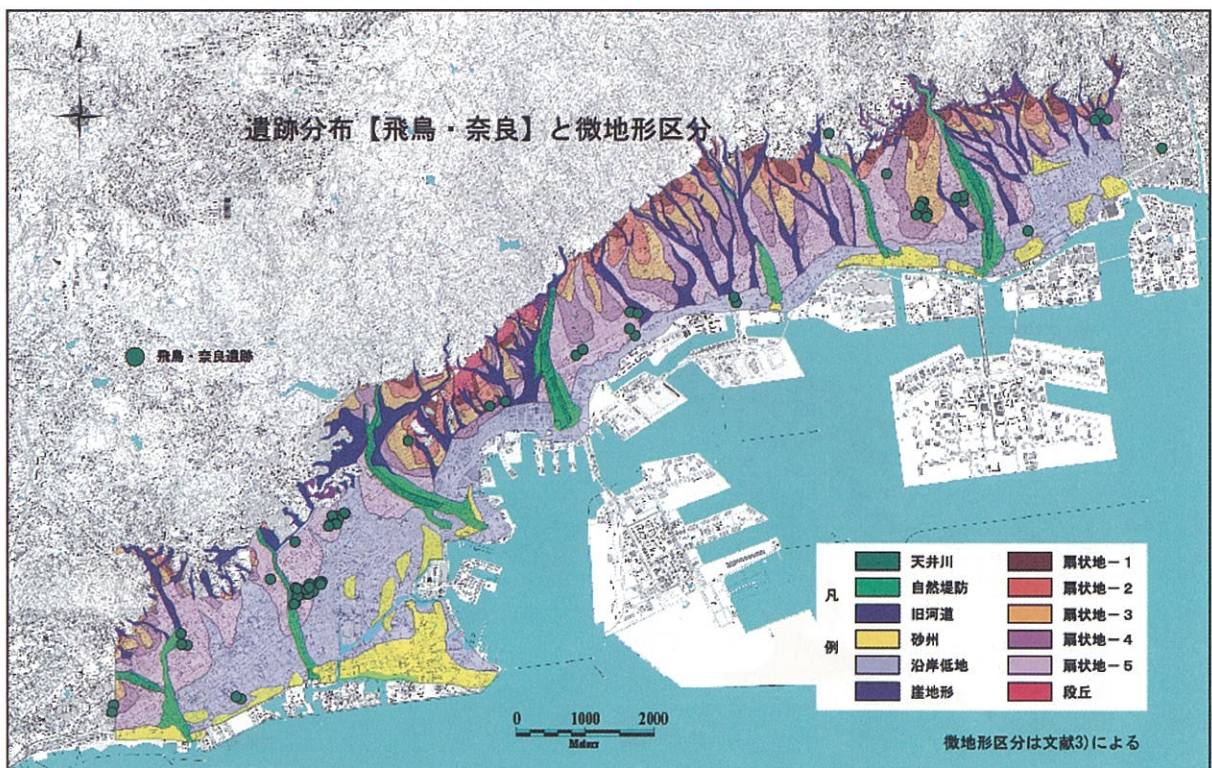


図-2.10 遺跡分布（飛鳥・奈良）と微地形区分



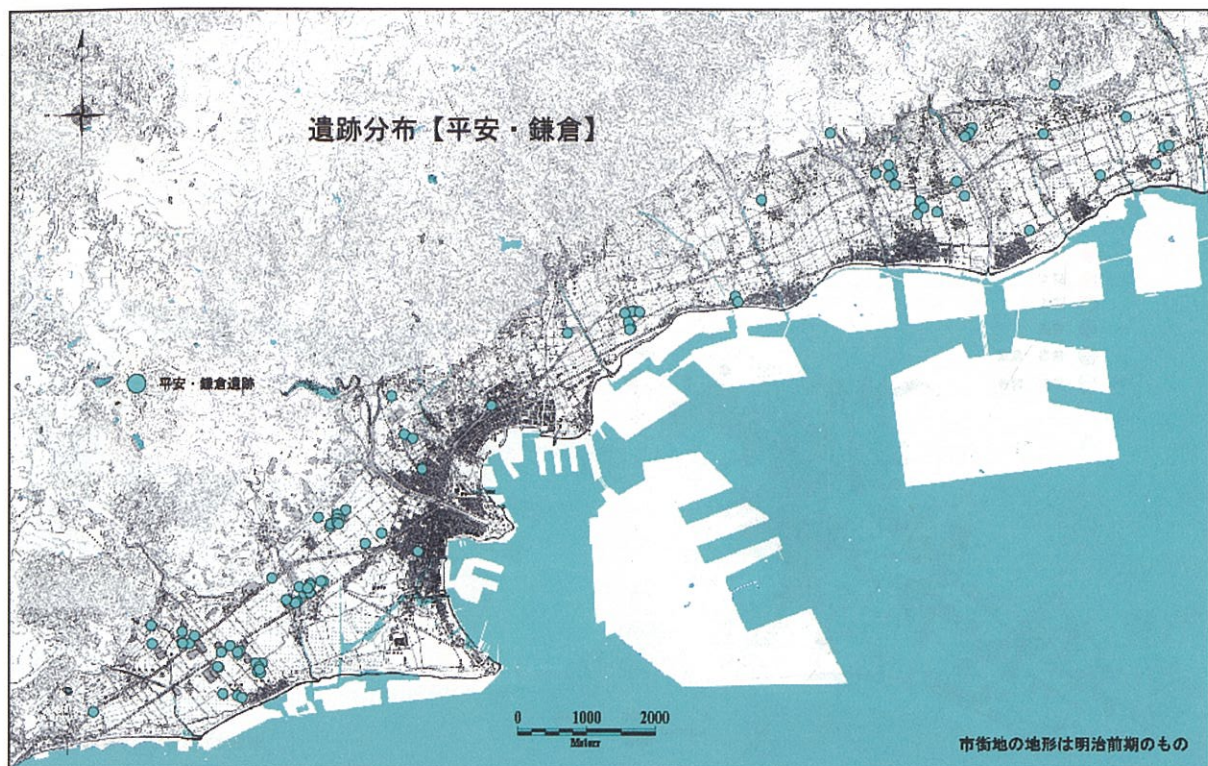


図-2.11 遺跡分布図（平安・鎌倉）

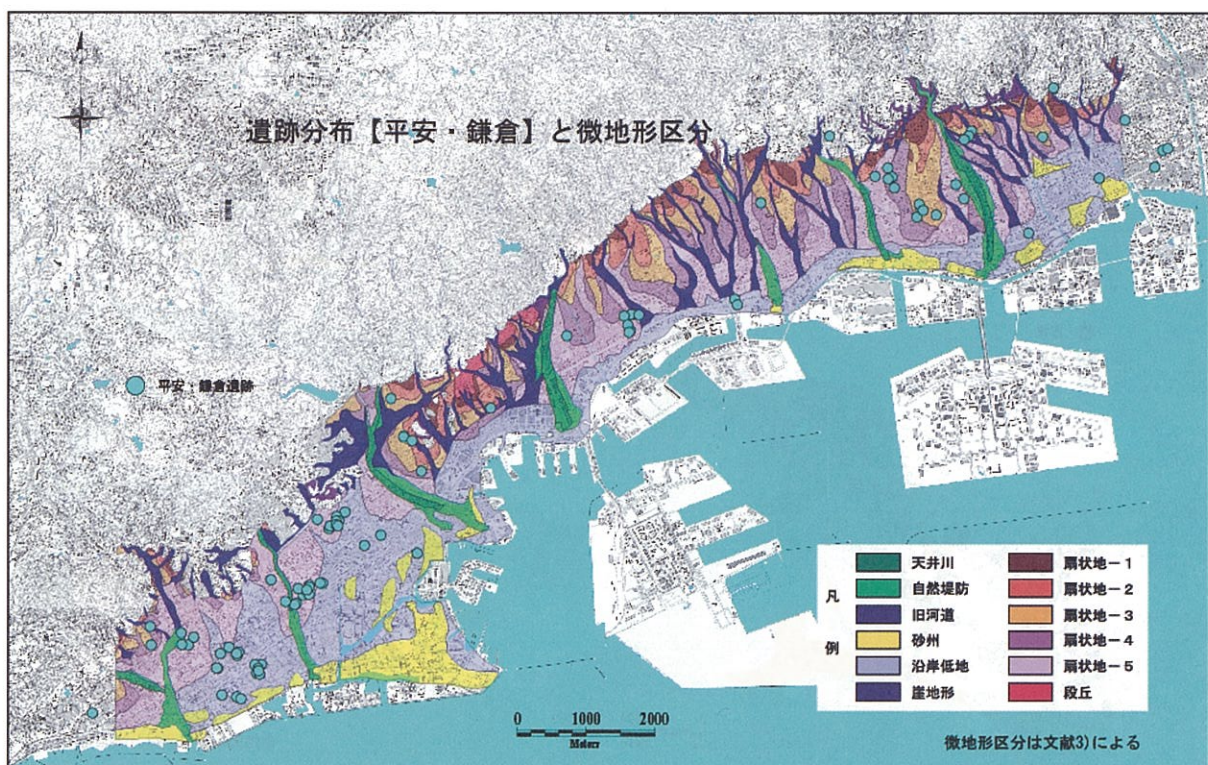


図-2.12 遺跡分布（平安・鎌倉）と微地形区分



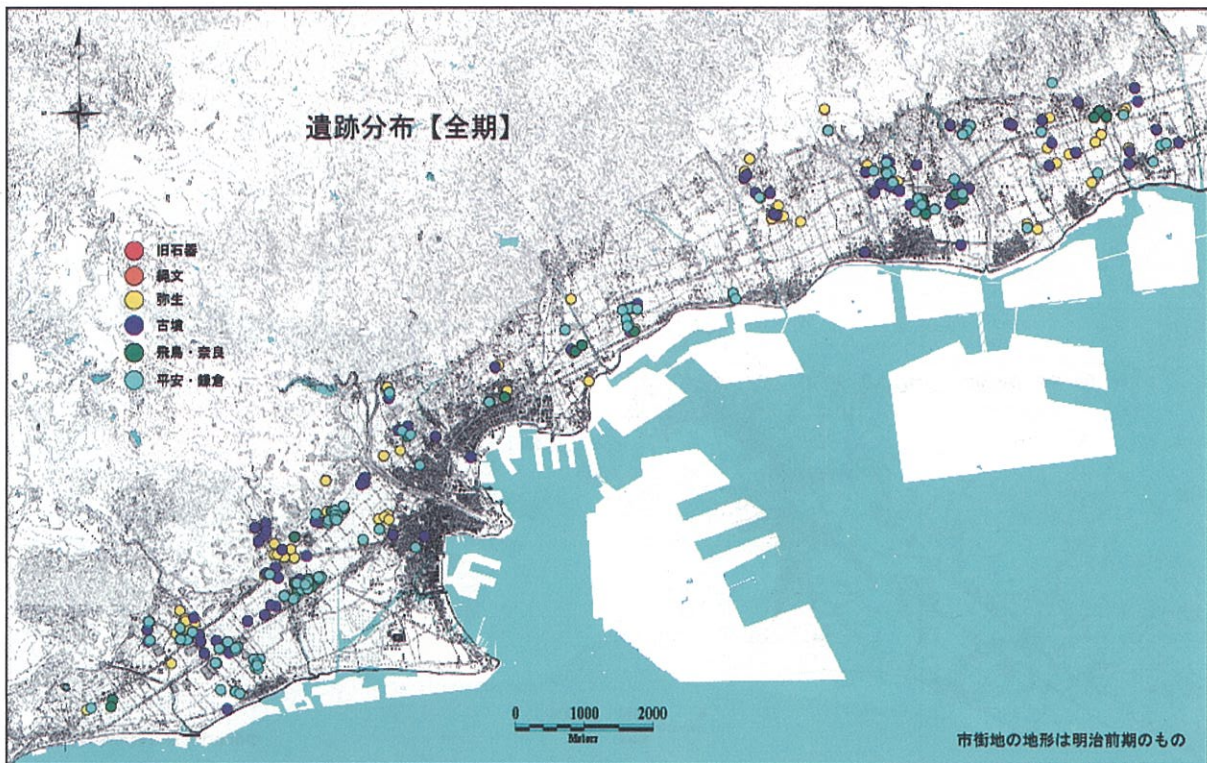


図-2.13 遺跡分布図（全期）

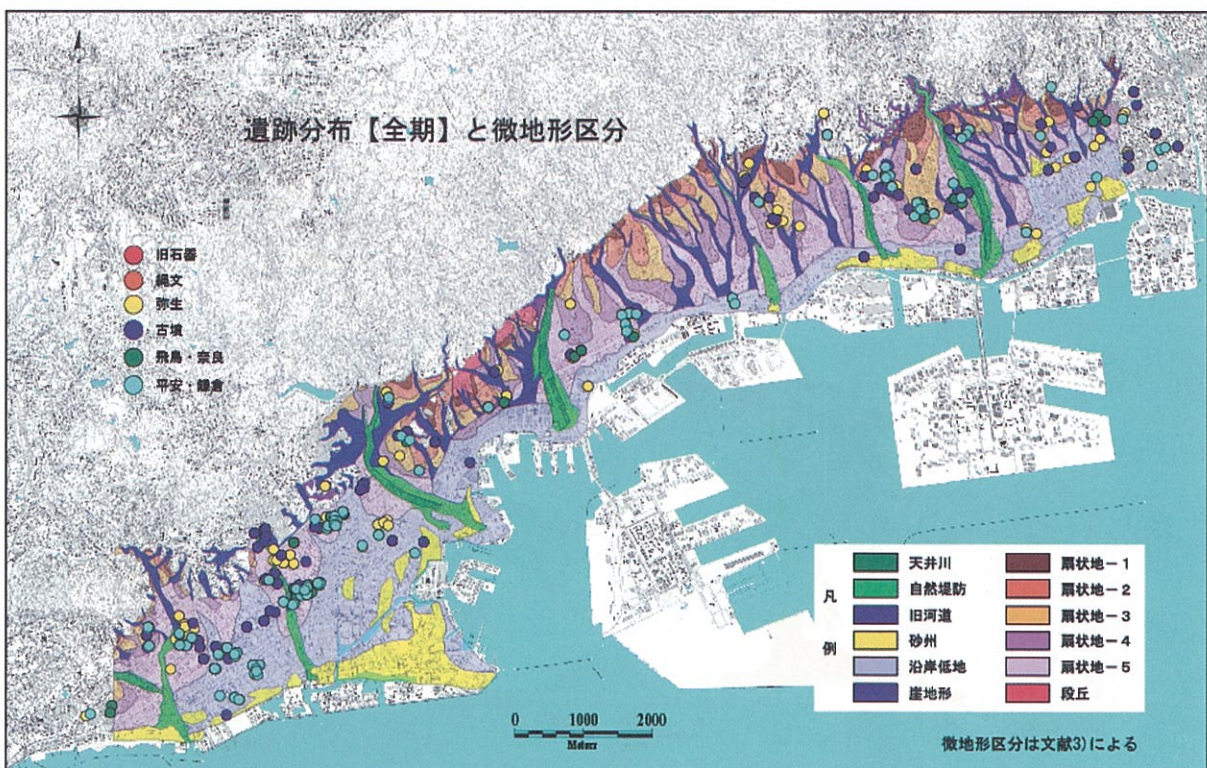


図-2.14 遺跡分布（全期）と微地形区分



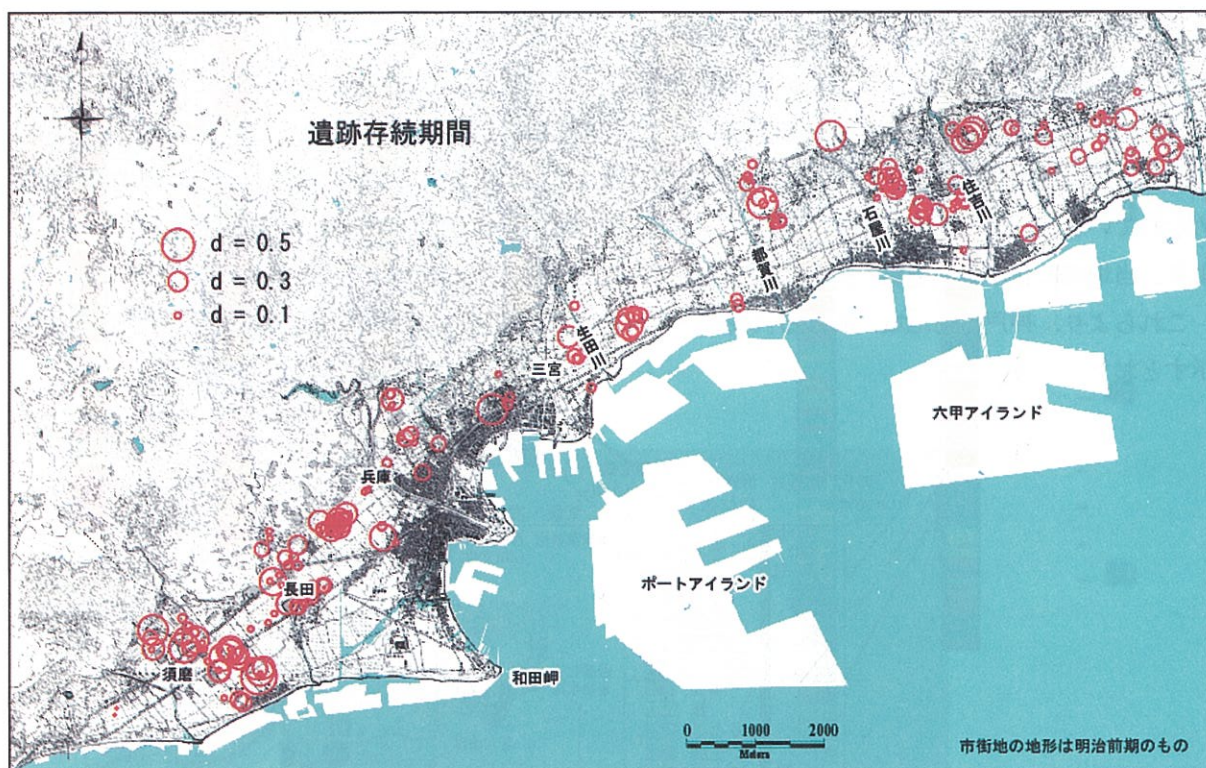


図-2.15 遺跡存続期間

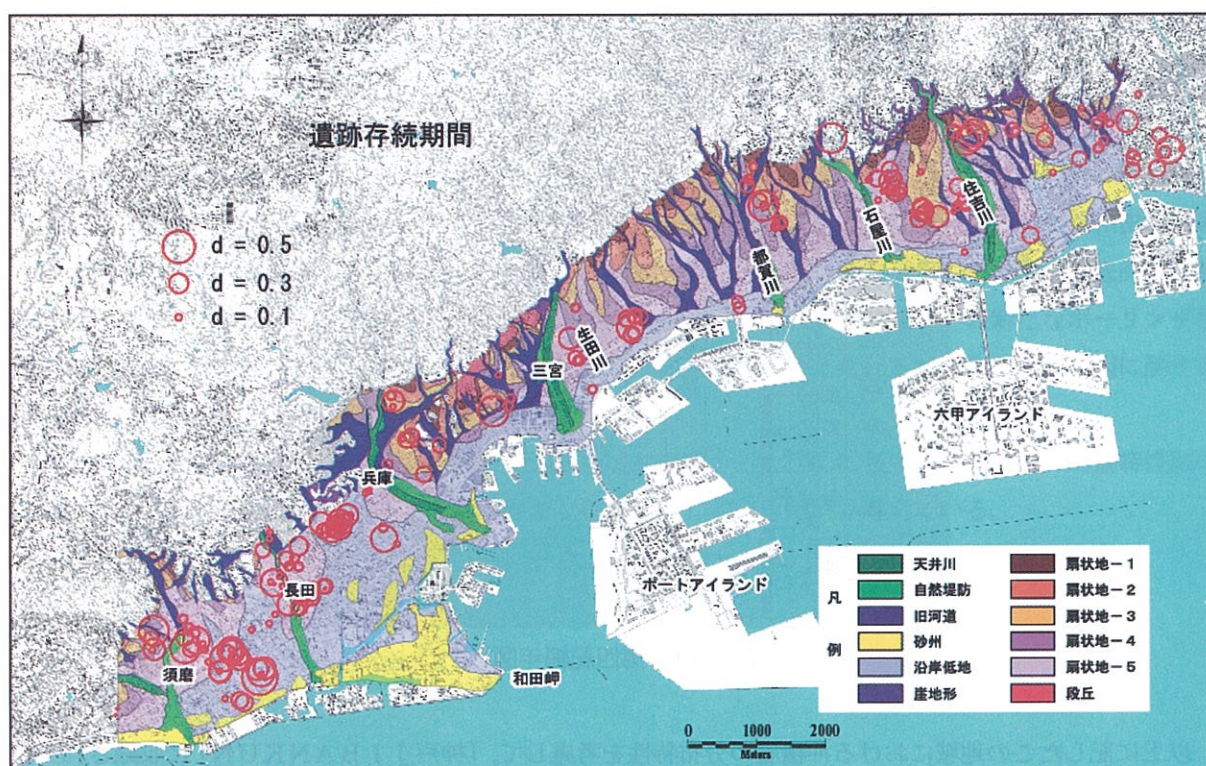


図-2.16 遺跡存続期間と微地形区分



### 3. 沖積層基底の再検討

一般に、第四紀後期における気候変動は、図-3.1<sup>4)</sup>に示されるように、約2万年前ころを最終氷期の極大期として、それ以降、温暖化していくことが明らかにされている。文献5)によれば、沖積層は約2万年前以降の海水準が低下した最終氷期から温暖で海水準の高い現在までの海水準急上昇期に堆積した堆積物とされている。神戸港域に分布する堆積物においても、約1万年前に堆積が始まった沖積粘土 (Ma 13) を主体とする沖積層が確認されており、その下位にはA T火山灰が挟まれていることが多くの地点で確かめられている。町田・新井(2003)<sup>6)</sup>によればA T火山灰の降灰年代が26,000-29,000年前とされていることより、当地域における沖積層の基底はA T火山灰の直上付近と考えるのが妥当と思われる。

これらより、神戸市街地域における代表的なボーリング柱状図における沖積層基底の層準は図-3.2<sup>7)</sup>に示すとおりである。

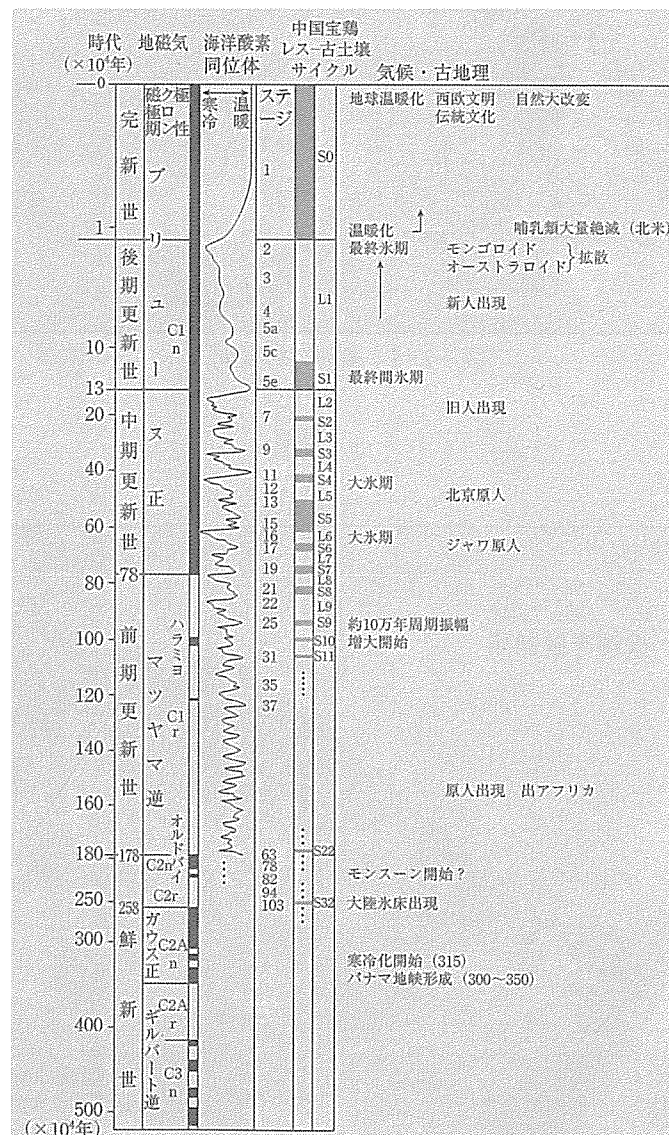


図-3.1 第四紀編年図<sup>4)</sup>

以上に記したこの地域における沖積層の分布特性を考慮して、「神戸J I BANKUN」に収録されているボーリング柱状図の見直しを行い、沖積層基底面の分布について再検討した。

再検討結果をもとに作成した沖積層基底面の等高線図を図-3.3に示す。



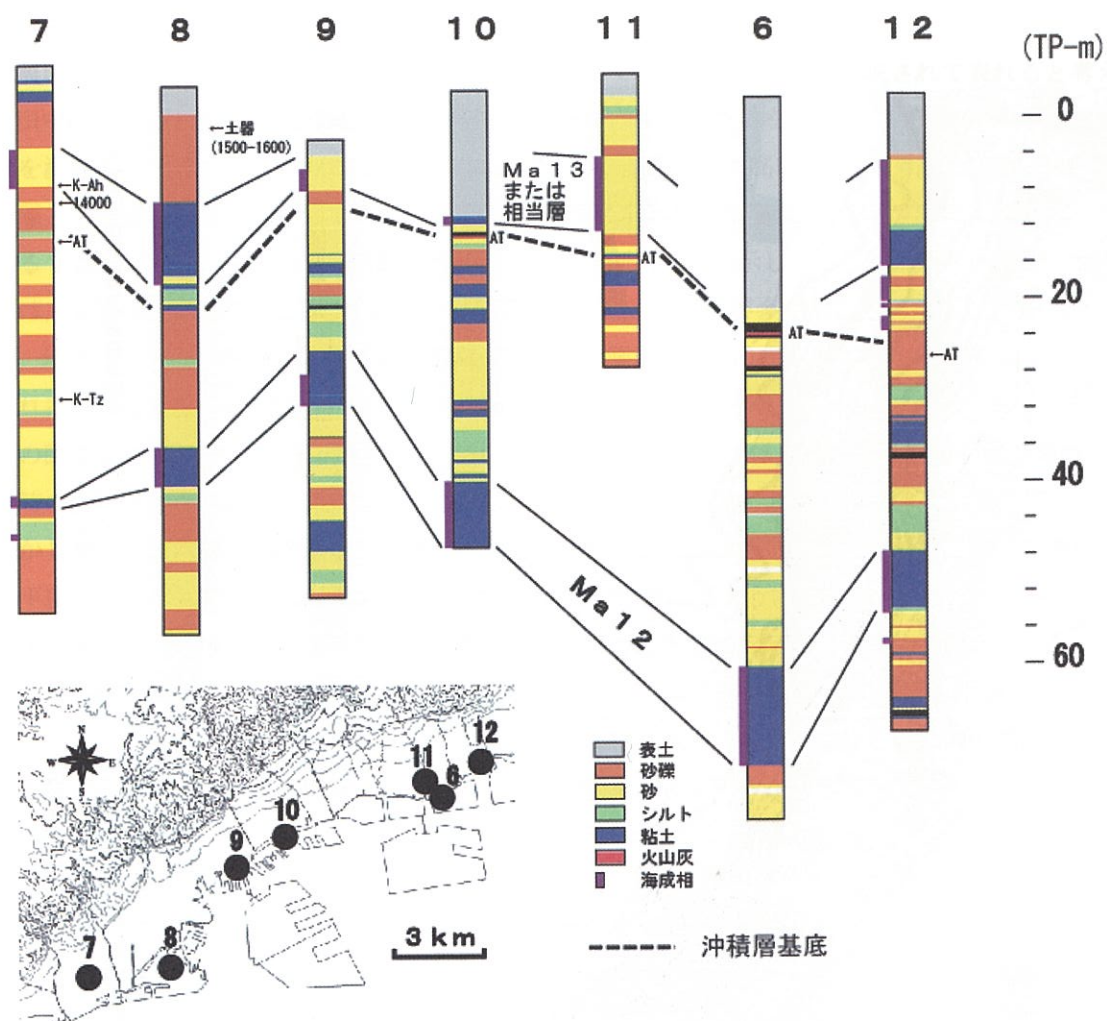


図-3.2 神戸市街地の代表的な地盤構成<sup>7)</sup>

図-3.3 に示すように、沖積層基底面の等高線は、全体的には現在の海岸線か、あるいは山麓線とほぼ平行するが、小規模な谷状地形が複数見られることより、最終氷期の海水面低下期における河川の痕跡を表している可能性があるが、南北方向における連続性が乏しく、あまり明確ではない。しかし、和田岬付近には北西-南東方向の谷状地形が見られ、神戸市・建設工学研究所(1999)<sup>3)</sup>で示された沖積層基底面の等高線とはやや異なる傾向が見られる。その要因としては、「神戸 J I BANKUN」への新たなボーリング柱状図の追加や、それに伴って得られた地質構成の新たな知見などが考えられるが、和田岬の成因に関する問題と併せて、さらに考察を進めていきたいと考えている。

今後、現状の検討範囲を人工島を含む市街地の全域を網羅するように拡張するとともに、地盤特性図の作成に向けて、沖積層の分布域やその地域性などを明確にしていきたいと考えている。





図-3.3 沖積層基底面等高線図

#### 4. 兵庫県南部地震時による地盤変位について

地震時における地盤変位は、活断層の活動様式と併せて表層地盤の特性も反映されて表れると考えられる。田中(1997)<sup>8)</sup>は、兵庫県南部地震前後の空中写真から空中写真測量を実施して、地盤の水平変位と鉛直変位を測定している。図-4.1は、鉛直変位に比べてより測定精度が高いと考えられる水平変位について、活断層との位置関係を示した図である。ただし、この図に示した活断層は、神戸市・建設工学研究所(1999)<sup>9)</sup>による1:25000縮尺の神戸市地域活断層評価図における断層線を表示している。また、地震時の海浜埋立地では、護岸の傾倒などによる自然地盤とは関係しない大きな変位が多く測定されたため、図-4.1においては、埋立地、すなわち明治時代における海岸線以南の測定データは表示していない。なお、田中(1997)<sup>8)</sup>によれば、地盤変位の測定精度は20～25cmとされている。

この図に示されるように、扇状地の地下に知られている撓曲帯に関係した明瞭な断層変位は認められず、地震時の変位は市街地の表層部にはほとんど影響していない可能性が大きい。

しかしながら、水平変位に見られる傾向には地域差があるように見られる。そこで、前出の微地形区分に水平変位を表示して作成した図が図-4.2である。この図に示すように、住吉川の東部地域や、和田岬から長田にかけての地域など、沿岸低地や砂州などの沖積層分布域において水平変位が大きく、かつ方向性が見られる地域がある。これらの傾向は、神戸市・建設工学研究所(1999)<sup>3)</sup>によっても指摘されていたが、今後、特異点の除去とともに、代表的な微地形区分における水平変位分布の詳しい傾向の抽出を行い、地震時における水平変位と表層地盤との関係について検討を加えていきたいと考えている。



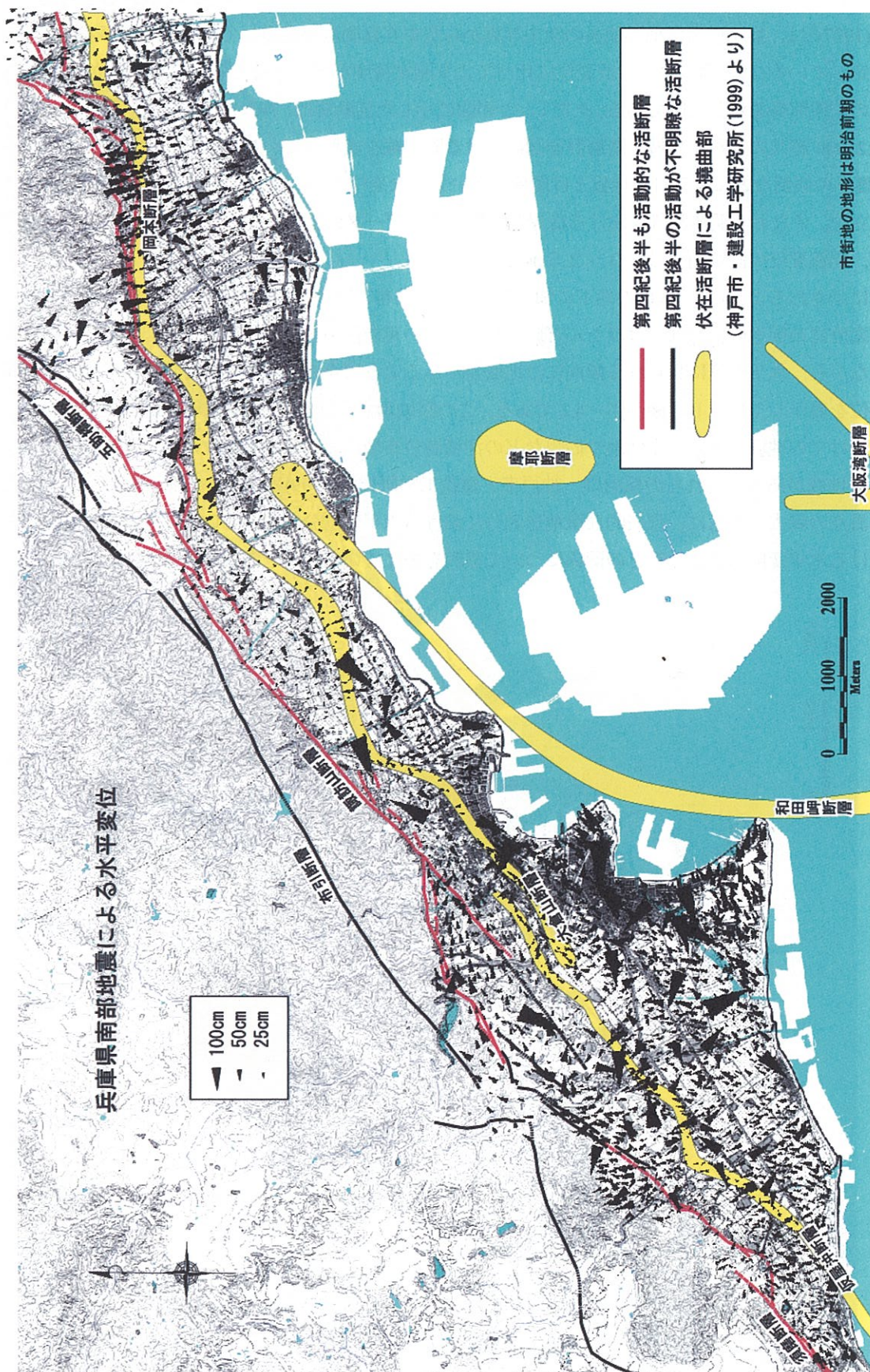


図-4.1 兵庫県南部地震時の水平変位と活断層分布





#### 参考文献

- 1) 地図資料編纂会編：明治前期関西地誌図集成，柏書房，97p., 1989
- 2) 国土地理院：数値地図 25000「京都及大阪」，「和歌山」，1997
- 3) 神戸市・建設工学研究所：阪神・淡路大震災と神戸の地盤，建設工学研究所，178p., 1999
- 4) 町田洋ほか5名編：第四紀学，朝倉書店，323p., 2003
- 5) 日本地質学会地質基準委員会編：地質基準，共立出版，180p., 2001
- 6) 町田洋・新井房夫：新編火山灰アトラス，東京大学出版会，336p., 2003
- 7) 神戸の地盤研究会：神戸の地盤研究会研究成果報告書(平成 14・15 年度)，167p., 2004
- 8) 田中耕平：1995 年兵庫県南部地震による地表面変位量図，防災科学技術研究所，53p., 1997
- 9) 神戸市・建設工学研究所：阪神・淡路大震災と神戸の活断層，建設工学研究所，55p., 1999

## 神戸の地盤・減災研究会 研究成果報告書

発行 平成 19 年 7 月

編集 神戸の地盤・減災研究会 研究委員会  
委員長 沖村 孝  
神戸大学 都市安全研究センター内  
神戸市灘区六甲台町 1-1  
TEL(078)803-6010 FAX(078)803-6394

印刷 光青工業株式会社  
神戸市灘区城内通 2 丁目 3-3  
TEL(078)871-0031 FAX(078)871-6347