第26回 地盤震動シンポジウム(1998)

1995年 兵庫県南部地震で試された地盤震動研究(その4:総括)

――強震動予測の将来展望――

1998.10.22

日本建築学会 構造委員会
振動運営委員会 地盤震動小委員会

ご案内
本書の著作権・出版権は(社)日本建築学会にあります。本書より著書・論文等への引用・転載にあたっては必ず本会の許諾を得てください。
コピーも私的利用の範囲を超えることは法律で禁じられています。
社団法人　日本建築学会

The 26th Symposium of Earthquake Ground Motion (1998)

Recent Earthquake Ground Motion Researches

Examined by the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake

Part Ⅳ : Summary

-Prospect for Strong Ground Motion Prediction-

October 1998

Tokyo

Architectural Institute of Japan

第26回地盤震動シンポジウム(1998)

1995年兵庫県南部地震で試された地盤震動研究（その4：総括）
－強震動予測の将来展望－

目　次

1. 主旨説明　瀬尾　和大（東京工業大学）…… 1

2. 兵庫県南部地震から学んだこと

2.1　兵庫県南部地震の強震動特性と震源過程　纐纈　一起（東大地震研）…… 3

2.2　強震動特性と地下構造
－兵庫県南部地震における震災帯の生成メカニズム－　川瀬　博（清水建設）…… 9

2.3　強震動特性と構造物の応答
－1995年兵庫県南部地震による建築物の被害と挙動に学ぶ－　藤堂　正喜（戸田建設）…… 21

3. 特別講演

活断層からの地震予測情報－現状と問題点－　松田　時彦（西南学院大学）…… 27

4. 強震動予測の現状と課題

4.1　理論的強震動予測における震源のモデル化
岩田　知孝（京大防災研）、入倉　考次郎（京大防災研）…… 31

4.2　震源のダイナミクスと強震動　宮武　隆（東大地震研）…… 39

4.3　深部地下構造探査とモデル化　掘家　正則（大阪工業大学）…… 47

4.4　堆積盆地とやや長周期地震動評価：1923年関東地震の首都圏の地震動シミュレーション
佐藤　俊明（清水建設）…… 55

4.5　地盤の非線形性と液状化　吉田　望（佐藤工業）…… 65

4.6　望まれる強震観測網　若松　邦夫（大林組）…… 83

4.7　強震動評価手法　香川　敬生（大阪土質試験所）…… 91

4.8　設計用入力地震動をどう捉えるか　北川　良和（広島大学）…… 101

資料　第25回地盤震動シンポジウム記録 …… 109

The 26th Symposium of Earthquake Ground Motion
(1998)

Recent Earthquake Ground Motion Researches
Examined by the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake
Part Ⅳ : Summary
-Prospect for Strong Ground Motion Prediction-

CONTENTS

1. Preface
by Kazuoh SEO 1

2. Lessons from the Hyogo-ken Nanbu Earthquake
2.1 Strong Ground Motions and the Source Process of the Hyogo-ken Nanbu Earthquake
by Kazuki KOKETSU 3
2.2 Underground Structure and Strong Motion Characteristics -Generation Mechanism of the Damage Belt by the Hyogo-ken Nanbu Earthquake-
by Hiroshi KAWASE 9
2.3 Structural Performance and Damage under Strong Motion Excitations During the 1995 Hyogo-Ken Nanbu Earthquake
by Masanobu TOHDO 21

3. Special Lecture:
Earthquake Forecasting Based on the Active Fault Data -The Present State and the Problems
by Tokihiko MATSUDA 27

4. State-of-the-art Technology in Strong Ground Motion Prediction
4.1 Modeling of Seismic Source for Theoretical Ground Motion Prediction
by Tomotaka IWATA, Kojiro IRIKURA 31
4.2 Strong Ground Motion from Dynamic Source Modeling
by Takashi MIYATAKE 39
4.3 Explorations of Deep Subsurface Structures of Sedimentary Basins and Their Modeling
by Masanori HORIKE 47
4.4 Long-Period Basin Response: 3-D Simulation of Ground Motions in the Tokyo Metropolitan Area for the 1923 Kanto Earthquake
by Toshiaki SATO 55
4.5 Nonlinear Behavior of Ground and Soil Liquefaction
by Nozomu YOSHIDA 65
4.6 Present State and Prospects on Strong Earthquake Motion Observation in Japan
by Kunio WAKAMATSU 83
4.7 Estimation Technique of Strong Ground Motion
by Takao KAGAWA 91
4.8 Evaluation on Design Earthquake Ground Motions for Dynamic Analysis of Buildings
by Yoshikazu KITAGAWA 101

5. Appendix 109

1．主 旨 説 明

第26回地盤震動シンポジウムの開催にあたって

主旨説明
Preface

瀬尾　和大
Kazuoh SEO

この地盤震動シンポジウムでは，兵庫県南部地震の発生直後と一昨年・昨年の計３回に亘って連続して『1995年兵庫県南部地震で試された地盤震動研究』を主題に取り上げてきた．最初の第23回シンポジウムでは兵庫県南部地震の発生から間もない時点であったことから「神戸阪神地域でいったい何が起こったのか」の現象把握に重点が置かれ，１年後の第24回シンポジウムではその後の調査結果を踏まえて「何故そうなったのか」の分析が中心課題となった．次に問われなければならないのは「今後どうしたらよいか」であったが，その前に前回の第25回シンポジウムでは『1995年兵庫県南部地震で試された地盤震動研究（その３）震源域での強震動評価と耐震設計について考える』を主題として取り上げさせて頂いた．その理由は，地盤震動研究と云う枠を一度離れて，これまでの２年間の研究成果を基にその時点での強震動評価を総括すると共に，構造設計・解析サイドの方々にも議論に加わって戴き，構造物にとって最も不利な地震動とはどのようなものか，構造物の地震時挙動予測とその許容範囲はどの程度か，などについての認識をいわゆる『構造屋』と『入力屋』との間で共有し，地盤震動研究へのフィードバックをはかりたいと考えたからであった．それほど今回の兵庫県南部地震によって提起された問題は我々にとって大きく，また切実であったとも云えよう．

そこで今回のシンポジウムでは，過去３回のシンポジウムの成果を踏まえつつ，それらを総括するつもりで「今後どうしたらよいか」を議論してみたいと考えている．前回までに議論された内容を振り返ってみると，凡そ次のような検討課題に対する解答が早急に，かつバランスよく求められているものと考えられる．

１）震源メカニズムはどこまで判ったか？

観測された地震記象に基づいて震源メカニズムの説明(シミュレーション)が詳細に行われた点は大いに評価されるべきであろうが，逆に地震動予測の視点から見れば，それは幾多の困難を予想させるものでもあった．アスペリティ分布が特に震源近傍の地震動に支配的であるとすれば，それをどのように予測すればよいのか．今回問題となった周期１～２秒の成分(いわゆる長周期パルス)が震源特性とりわけアスペリティサイズに依存するのであれば，なおのこと厄介な問題ではないかと考えられる．

２）強震動特性について

震災の帯の解釈には，地震動そのものの評価だけでなく，被害建物自体の性能評価も含めて総合的に説明しないと片手落ちであろうとの指摘はもっともなことであり，前者と比較して後者に

東京工業大学教授(総合理工・人間環境システム専攻)，Professor of Tokyo Institute of Technology (Interdisciplinary Graduate School of Sci. & Eng., Dept.of Built Environment)

ついての議論，とりわけ一般の木造住宅や低層RC建築物についての議論はまだまだ不足しているのではないかと考えられる．また，いわゆる衝撃的破壊の原因となった地震動は結局，超短周期成分と周期１～２秒成分のいずれであったのか，依然として曖昧なままになっている．さらに，長周期成分が表層地盤の非線形特性によっても励起されるとの東神戸大橋での地表と地中における強震記録に基づく最近の知見は，極めて重要な内容を含んでいるものと考えられる．

３）いわゆる３次元地形効果について

今回の地震被害に３次元地形効果の影響や震源のディレクティビティ効果が少なからず影響していたことは事実であろう．しかし，そのような影響を設計実務に常に反映させるべきか否かは，恐らくは改めて議論されるべき問題であり，いかなる条件のもとでそのような影響が顕著に現れ，いかなる条件のもとで無視できるのかが明確にされる必要がある．

４）設計用入力地震動について

建物の被害状況から逆算によって求められた入力地震動は実際に観測された地震動と比較してなぜ極端に小さく評価されたのか．地盤と建物の間の動的相互作用や，建物の底面積による入力損失の影響がそれほど長周期帯域にまで及ぶはずはないと考えられるが，今回の観測事実からは一体何が確認されたのか．構造屋と入力屋とで異なる地震動をイメージしているのはなぜか．

５）構造物の側にも問題はないのか？

各種の構造物は設計者・施工者の意図の通りに応答したのか(応答量と構造耐力・部材強度との関係は本当に整合していたのか．構造・部材の各所に期待されている安全率と性能のバラツキについて，両者の識別は本当に可能であるのか)．今回のいわゆる衝撃的破壊は不可抗力であるのか．今回の地震で被害を免れた構造物は被災構造物と比較してどこに違いがあったのか．

以上はあくまでも筆者の主観に基づくものであるが，それはともかくとして今回のシンポジウムでは，これまでに培われた各人各様の経験を踏まえて，是非とも『１９９５年兵庫県南部地震で試された地盤震動研究（その４：総括）』で種々の気になる問題に決着をつけたいものである．今回のシンポジウムを開催するに当たって，地盤震動小委員会ではこのためのタスクグループを編成し事前準備に取り組んできた．その結果，プログラムは大きく分けて２部構成とし，午前の部で『兵庫県南部地震から学んだこと』と題して，主に震源過程・地下構造・構造物の応答の立場から総括を行った上で，午後の部では『強震動予測の現状と課題』について，震源・地下構造・入力地震動など様々の切り口からの豊富な素材を基にして「今後どうしたらよいか」を活発に議論して戴きたいと考えている．また，恒例の特別講演には松田時彦先生(西南学院大学)をお招きし，活断層調査に関する先生の大変豊かなご経験を踏まえたお話をお願いしている．兵庫県南部地震以前と以後で活断層観の何が変わったのか，あるいは変わっていないのか，活断層研究者は現在何を追いかけているのか，その結果は工学研究者・技術者に何をもたらすのかなど興味は甚だ尽きないが，その一方では非常に切実な問題を含んでいるだけに，数々の話題提供と併せて是非とも最後の総合討論に繋げて戴きたいと切に望んでいる次第である．

最後になりますが，今回のシンポジウムのためにご協力をいただいた講演者各位，フロアーにお越しいただいた参加者各位，準備のためにご尽力くださった委員ならびに事務局各位に心より御礼を申し上げますとともに，せっかくの機会ですので何卒このシンポジウムに日頃の思いのたけをぶつけてくださり，ひいては地盤震動小委員会の今後の運営に活を与えてくださいますようお願いを申し上げる次第です．

２．兵庫県南部地震から学んだこと

第26回地盤震動シンポジウム
日本建築学会　1998.10.22

兵庫県南部地震の強震動特性と震源過程

STRONG GROUND MOTIONS AND THE SOURCE PROCESS OF THE HYOGO-KEN NANBU EARTHQUAKE

纐纈 一起[1]
Kazuki KOKETSU

We here review effects of the source process of the 1995 Kobe (Hyogo-ken Nanbu) earthquake on strong ground motions. The main effects are (1) seismic pulses with directivity generated by rupture propagation in asperities, and (2) combination of seismic pulses from a distribution of asperities. In addition to them, a new fault segment, constitutive relations in the asperities, and the velocity structure in the source region have been examined. Strong ground motions from thrust-fault eqarthquakes can also suffer from these directivity effects. The Kobe earthquake have larger asperities and longer rise time, but smaller average slip than other crustal earthquakes.

1. 震源過程の影響（まとめ）

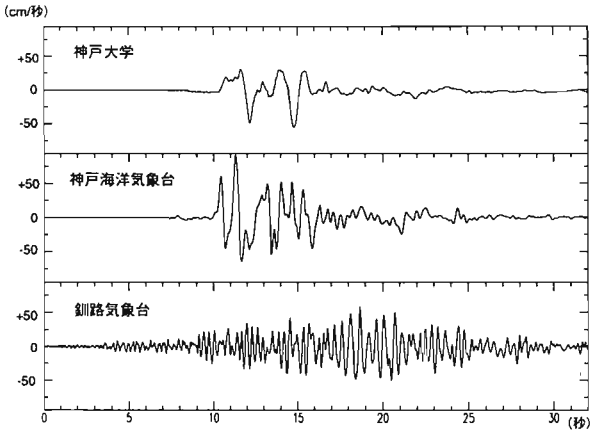


図 1. 兵庫県南部地震（上中段）と釧路沖地震（下段）の速度記録（関西地震観測研究協議会と気象庁）.

兵庫県南部地震の強震動に現れた震源過程の影響について，これまでの種々の研究を振り返ると，以下の二点に集約されると思われる.

(1) アスペリティ内の断層破壊伝播に伴うパルス波の生成と震動の指向性（directivity）
(2) 複数のアスペリティが震源断層上に分布することに伴うパルス波の組み合わせ化

現在ではこれらが大筋で受け入れられていると思われるが，地震直後の状況は必ずしもそうではなかったと言わざるを得ない．神戸の強震動記録が，これまでの記録に比べて特異に長周期で継続時間が短く，2波程度のパルス波で構成されていること（図1）や，震源断層に直交する方向の震動が卓越すること（図2）は多くの研究者が気がついていたが，その原因が地震直後に明確に指摘されることはなかった．この点は筆者も同様である [7].

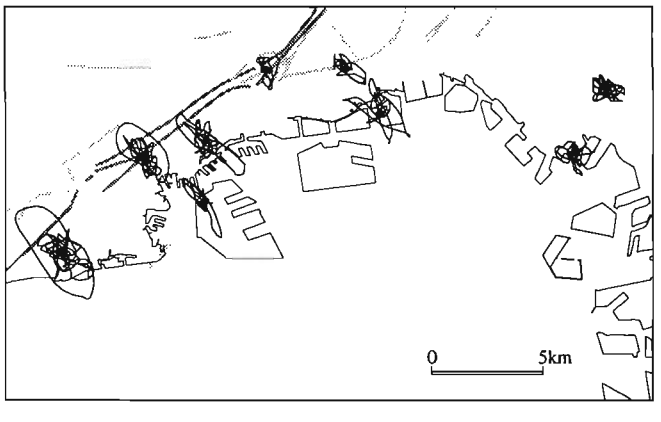


図 2. 震源断層近くの水平方向強震動（関震協・気象庁・神戸市・JR 警報地震計 [12]・大阪ガス・土木研）の軌跡．灰色は活断層で濃い色は震源断層に相当するもの.

筆者が最初にこうした理解に触れたのは地震の半年後，1995 年 7 月にコロラド大学で開かれた IUGG（International Union of Geodesy and Geophysics）第 21

[1]東京大学地震研究所，助教授，理博
[1]Assoc. Prof., Earthq. Res. Inst., Univ. Tokyo, Dr.Sc.

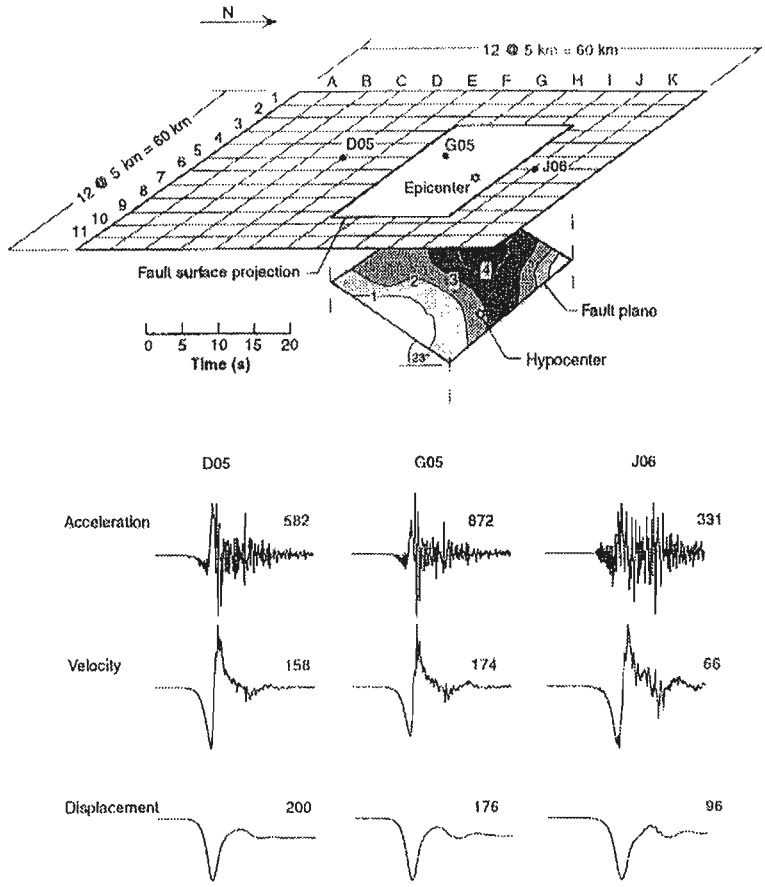


図 3. ロサンジェルス直下の仮想地震の断層モデル（上段）とそれによる強震動（下段，上から加速度・速度・変位）．Heaton *et al.* (1995) による．

回総会でのワークショップ「Recent Devastating Earthquakes」（convenor: 金森博雄 Caltech 教授）である．ここで Tom Heaton[2] は，Northridge 地震（1994 年）で観測されたパルス波の原因が指向性効果（影響 (1) 全体を指向性効果と総称する）であることを指摘し，Paul Somerville[13] は神戸の強震動について同様の指摘をした．また，Heaton はこの解釈をロサンジェルス盆地の仮想直下地震に適用し，免震構造ビルに対するパルス波の危険性を兵庫県南部地震直前の Science 誌にすでに発表していた（図 3）[3].

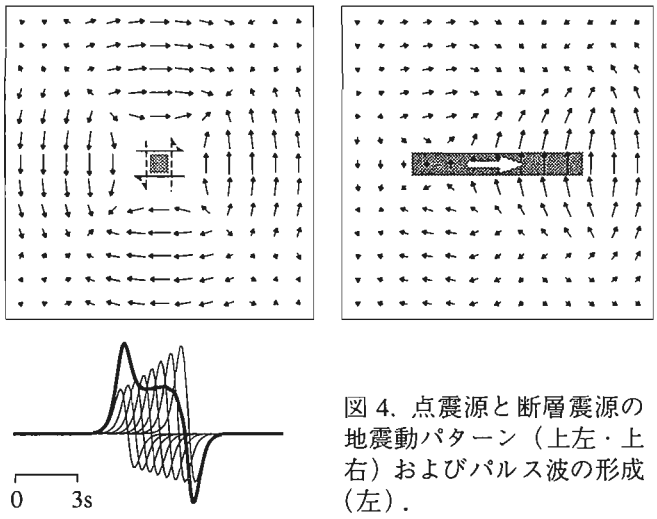


図 4. 点震源と断層震源の地震動パターン（上左・上右）およびパルス波の形成（左）．

しかし正直なところ，これらの発表に筆者が強い印象を受けたわけではない．Somerville 氏と個人的な討論もしたが，そんなものかと思っただけで，その場で指向性効果に全面的に帰依するということはなかった．今振り返って見て，なぜ帰依しなかったかは判然としないが，「強震動は複雑なものである」という日本人研究者特有の先入観にとらわれていて，こんな単純な理屈で説明がつくことに懐疑的であったのだろう．われわれのこうした先入観は，メキシコ地震（1985 年）で海外の研究者に再評価されたわけだが，10 年後にわれわれの方が逆の立場に立たされたことになる．

そしてその後帰依に到ったのは，よくあることだが，アブストラクトや原稿の締切が迫ってきて，早急に考えをまとめる必要に迫られたからである．最初に指向性効果を指摘したのは，建築学会関東支部のシンポジウム「兵庫県南部地震における地震動と建築物の応答」[8] であった（これより締切の早かった土木学会「阪神・淡路大震災に関する学術講演会」[9] には誤った解釈が書かれている）．ここでは震動の卓越方向と振幅分布の指摘だけであったが，これに続いて岩波書店の雑誌「科学」では，パルス波の生成も含めて指向性効果の影響を指摘した（図 4）[10].

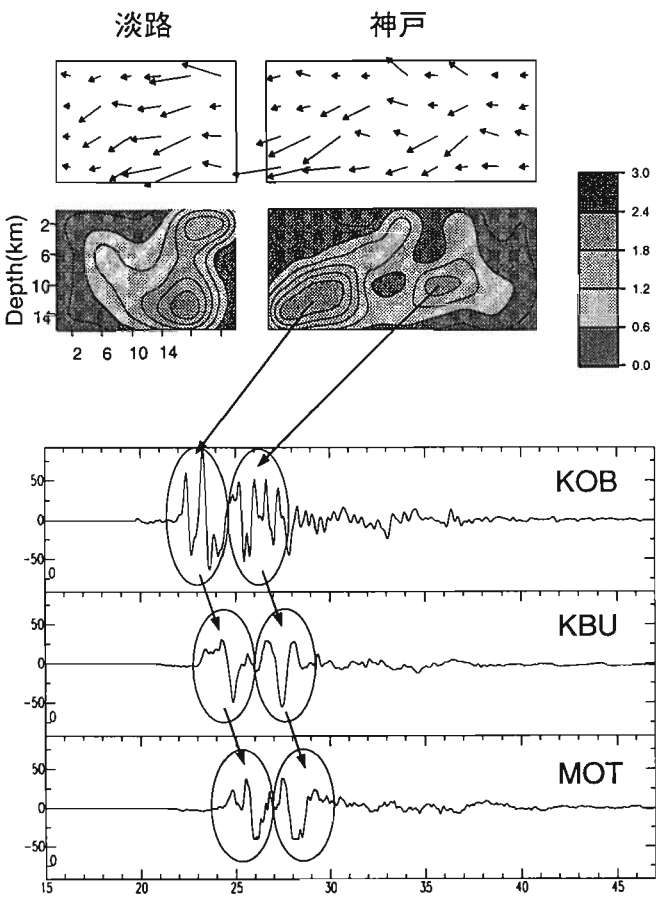


図 5. Yoshida *et al.* (1996)[17] によるアスペリティ分布と神戸市内の強震記録（関震協・気象庁）.

これらをまとめる際，Heaton や Somerville の考え方を思い起こすに当たっては，第 23 回地盤震動シンポジウム（1995 年 10 月）における久田・山本の発表[4] が大きな影響を与えている．残念ながらシンポジウム自体は欠席しているので会場での反響はよくわからないが，筆者の関東支部での発表もあまり反響がなかったことを考え合わせると，長周期パルス波生成の機構を噛み砕いて説明すること（図 4 下段）が重要であったかと思いめぐらすとともに，シンポジウムのあり方を考えさせられる．

以上の考え方が固まった上では，震源過程の影響 (2) に考え到るのに飛躍は必要ない．種々の解析の結果が神戸側六甲断層系にふたつ，淡路島野島断層にひとつのアスペリティを示している．断層破壊が明石海峡下から始まっているので，このうち野島断層のアスペリティは南西方向に破壊が進んでおり，北東方向の位置にある神戸では指向性効果が効きにくい．したがって神戸の強震動では，六甲断層系のふたつのアスペリティが効いており，これらがふたつのパルス波を形成している（図 5）.

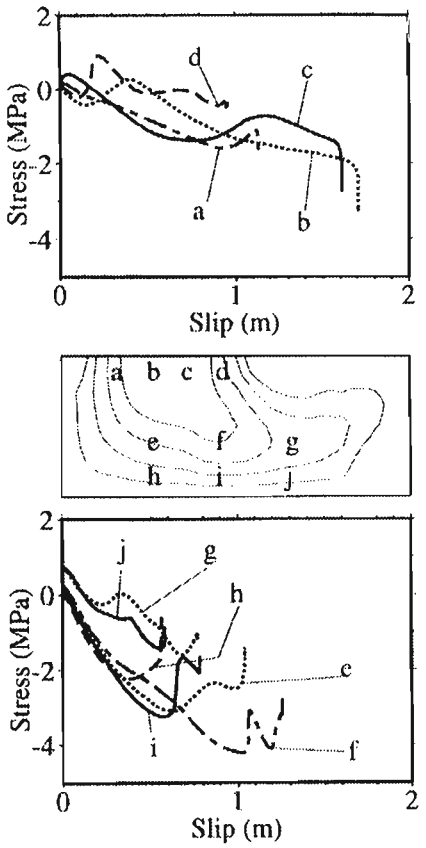


図 6. 断層面上の代表点（中段 a～d, e～j）におけるすべり量と応力の関係（Ide and Takeo[5] による）.

2. その後の震源過程の研究

地震直後の解析で得られた震源過程モデルでは，強震動をシミュレーションしてみると東灘や芦屋，西宮方面で大きな値が得られず，実際の被害分布と合わないので，これを震源過程モデルの改訂で合わせようとする試みがある（纐纈・他 [11]，岩田・他 [6]）．特にこれら地域に近いが，それまで震源断層と想定されていなかった芦屋断層が，地震時にすべったか否かが検討された．結果は芦屋断層をあまり積極的に支持していないので，今後の検討課題であろう．

次に，淡路側野島断層の浅いアスペリティと神戸側の深いアスペリティでの震源時間関数の違いに注目して，アスペリティごとの物理状態，特にすべり量と応力の関係（構成関係）を明らかにしようという試みがなされている（Ide and Takeo[5]）．実際には震源過程の解析から得られたすべり分布の時間変化を，断層面に境界条件として与えて運動方程式を解き，その結果から断層面上の応力が計算されて図 6 の応力—すべり関係が得られている．淡路側の浅いアスペリティではすべりの進行に伴う応力の低下（slip weakening）がゆっくりで大きなすべりまで続き，神戸側の深いアスペリティでは slip weakening が速く小さなすべりで止まっている．

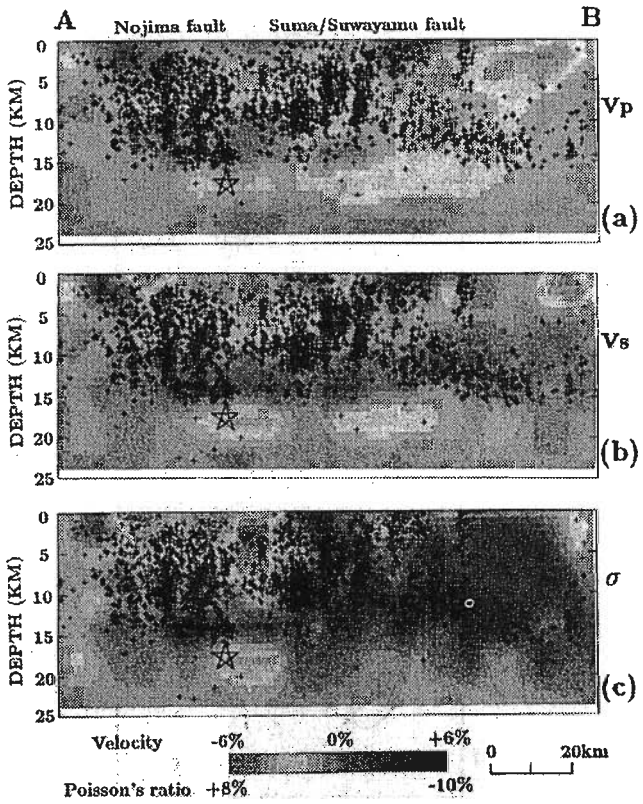


図 7. 断層面に沿った断面での P 波速度，S 波速度および Poisson 比の構造（Zhao and Negishi[18] による）．

このほか，兵庫県南部地震の震源域全体で余震の走時データを用いてトモグラフィーが実行され，断層面に沿った断面で P 波速度と S 波速度，およびそれらから Poisson 比が求められた（Zhao and Negishi[18]，図 7）．震源付近は Poisson 比が小さく，断層破壊の開始に流体の介在が示唆されている．また，野島断層直下の浅い部分も Poisson 比が小さく，余震が少ないことや先の構成関係の違いとの関連が想像される．

3. 震源過程の影響は断層タイプによって異なるか？

横ずれ断層である兵庫県南部地震に対して，代表的な内陸の逆断層地震は Northridge 地震である．両者の違いの第一は当然断層メカニズムの違いであり，その結果として久田・山本 [4] が理論計算で示しているように，逆断層では上下動成分が大きくなることが予想される．しかし，両地震の強震動記録を比較する限りにおいては，こうしたはっきりした傾向は見られない．

一方，指向性効果は，やはり久田・山本 [4] が示しているように，両者で同じように現れるはずであり，Northridge 地震の観測記録にも明瞭に見られる（図 8）．ただし，逆断層地震の場合メカニズムの違いから，指向性効果が効いてくるのは断層破壊の伝播方向に直交する成分ではなく，断層の走向（断層面の延長と地表面との交線）に直交する成分と上下動成分である．

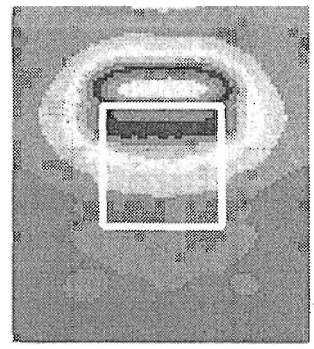


図 9. 逆断層地震による走向直交方向の強震動分布のシミュレーション．白枠四角形が断層面の地表投影（7 km × 7 km）を表し，上端の深さは 2 km.

また逆断層では，断層面の傾きと深さが強震動分布に大きな影響を与える．たとえば，傾斜角 45 ° で断層上端の深さが 2 km の場合，強い震動の領域は断層面投影（図 9 内の白枠）のわずかに前方に，断層走向に沿って現れる．

このほか，加速度の短周期成分については指向性効果とはまったく逆に，断層面直上を含む上盤（hanging wall）側の方が，断層面前方の下盤（foot wall）側の方が大きくなっているという指摘もある（Abrahamson and Somerville[1]）．しかし，日本の内陸地震の被害分布を調べた結果（武村・他 [15]）によれば，この上盤効果，さらには指向性効果も被害分布に顕著には見い出せないとされており，木造家屋の防災に関するこれらの重要性について疑問を投げかけている．

4. 兵庫県南部地震の特殊性

Somerville *et al.* [14] は 15 の内陸地震の震源過程モデルを統一的な基準で整理し直して，断層破壊域面積 A，平均すべり量 D，アスペリティ総面積 A_a，最大アスペリティの面積 A_l と半径 r_l，最近接アスペリティの震源距離 R_A，立ち上がり時間 T_R などと地震モーメント M_o との間に，自己相似を仮定しながら以下のような回帰関係を導いた．

$A = 2.23 \times 10^{-15} \times M_o^{2/3}$	$D = 1.56 \times 10^{-7} \times M_o^{1/3}$
$A_a = 5.00 \times 10^{-16} \times M_o^{2/3}$	
$A_l = 3.64 \times 10^{-16} \times M_o^{2/3}$	$r_l = 1.08 \times 10^{-8} \times M_o^{1/3}$
$R_A = 1.35 \times 10^{-8} \times M_o^{1/3}$	$T_R = 2.03 \times 10^{-9} \times M_o^{1/3}$

表 1. 震源過程モデルのスケーリング則（Somerville *et al.* [14] による）．

Wald[16] が決めた兵庫県南部地震（$M_o = 24 \times 10^{25}$cm·dyne）の値を，回帰式から期待される値と比較すると，D を除いてすべて回帰式の値より大きい．

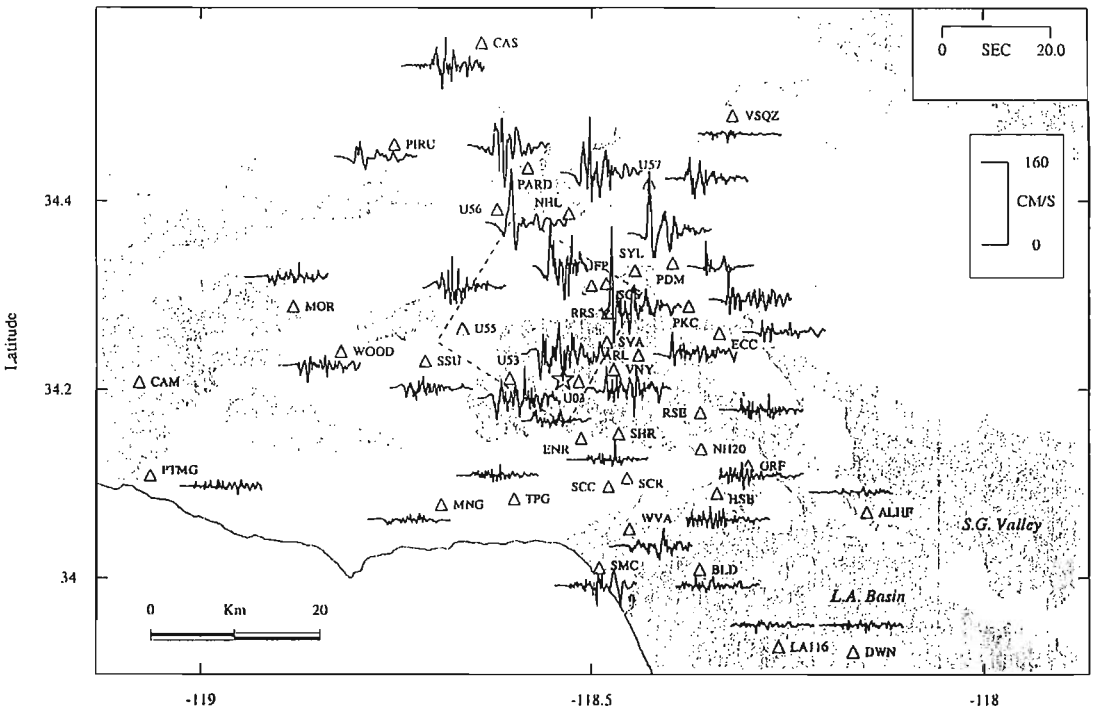


図 8. Northridge 地震による水平動速度波形（最大振幅を与える方向）．点線四角形が断層面の地表投影を表し，断層破壊は右下隅から左上に向かって進んだ．

5. おわりに

本論では文献を網羅的に挙げることはせず，筆者の身近な範囲の文献で済ませている．文献の網羅が必要な場合は「阪神・淡路大震災調査報告 共通編 2（地震・地震動・地盤・地質）」の第 4 章「本震の震源過程」などを参照されたい．

参考文献

[1] Abrahamson, N. A. and P. G. Somerville: Effects of the hanging wall and footwall on ground motions recorded during the Northridge earthquake, *Bull. Seismol. Soc. Am.*, **86**, S93–S99, 1996.

[2] Heaton, T. and D. J. Wald: Strong ground motions from the 17 January Northridge earthquake: A near miss for flexible buildings, *IUGG XXI General Assembly*, A424, 1995.

[3] Heaton, T., J. F. Hall, D. J. Wald and M. W. Halling: Response of high-rise and base-isolated buildings to a hypothetical M_w 7.0 blind thrust earthquake, *Science*, **267**, 206–211, 1995.

[4] 久田嘉章・山本俊六: ノースリッジ地震の地震動 ―類似点と相違点, 第 23 回地盤震動シンポジウム, 日本建築学会, 93–100, 1995.

[5] Ide, S. and M. Takeo: Determination of constitutive relations of fault slip based on seismic wave analysis, *J. Geophys. Res.*, **102**, 27,379–27,391, 1997.

[6] 岩田知孝・関口春子・A. Pitarka・釜江克宏・入倉孝次郎: 1995 年兵庫県南部地震の震度 7 域における強震動の生成過程と強震動予測, 第 2 回都市直下地震災害総合シンポジウム論文集, 101–102, 1997.

[7] 纐纈一起: 大規模被害の元凶は主要動の周期？, 科学朝日, 朝日新聞社, **55**, 緊急増刊, 11–14, 1995.

[8] 纐纈一起: 兵庫県南部地震の断層モデルと地震動, シンポジウム「兵庫県南部地震における地震動と建築物の応答」, 日本建築学会関東支部, 1–8, 1995.

[9] 纐纈一起・吉田真吾・植竹富一: 震源過程モデルによる兵庫県南部地震の強震記録の再現性, 阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, 土木学会, 97–102, 1996.

[10] 纐纈一起: カリフォルニアの被害地震と兵庫県南部地震, 科学, 岩波書店, **62**, No. 2, 93–97, 1996.

[11] 纐纈一起・吉田真吾・植竹富一・古村孝志: 被害分布データから推定される兵庫県南部地震の断層モデル, 第 1 回都市直下地震災害総合シンポジウム論文集, 71–74, 1996.

[12] 中村　豊・上半文昭・井上英司: 1995 年兵庫県南部地震の地震動記録波形と分析 (II), JR 地震情報 No. 23d, 鉄道総合技術研究所ユレダス開発推進部, 1996（シリアル番号 R-036）.

[13] Somerville, P. G. and R. W. Graves: Strong ground motions from the January 17, 1995 Kobe earthquake, *IUGG XXI General Assembly*, A420, 1995.

[14] Somerville, P. G.・香川敬生・入倉孝次郎・澤田純男・巽　誉樹: 断層面上のすべり分布の経験的なモデル化の検討, 第 10 回日本地震工学シンポジウム, 印刷中, 1998.

[15] 武村雅之・諸井孝文・八代和彦: 明治以後の内陸浅発地震の被害から見た強震動の特徴 ―震度 VII の発生条件―, 地震 2, **50**, 485–505.

[16] Wald, D. J.: Slip history of the 1995 Kobe, Japan, earthquake determined from strong motion, teleseismic, and geodetic data, *J. Phys. Earth*, **44**, 489–503.

[17] Yoshida, S., K. Koketsu, B. Shibazaki, T. Sagiya, T. Kato and Y. Yoshida: Joint inversion of near- and far-field waveforms and geodetic data for the rupture process of the 1995 Kobe earthquake, *J. Phys. Earth*, *44*, 437-454, 1996.

[18] Zhao, D. and H. Negishi: The 1995 Kobe earthquake: Seismic image of the source zone and its implications for the rupture nucleation, *J. Geophys. Res.*, **103**, 9,967–9,986, 1998.

第26回地盤震動シンポジウム
日本建築学会　1998.10.22

強震動特性と地下構造
—兵庫県南部地震における震災帯の生成メカニズム—
UNDERGROUND STRUCTURE AND STRONG MOTION CHARACTERISTICS - GENERATION MECHANISM OF THE DAMAGE BELT BY THE HYOGO-KEN NANBU EARTHQUAKE -

川瀬　博 *
Hiroshi KAWASE

The author reviews studies on the effects of a sedimentary basin on strong motions in Kobe during the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake with special reference to the generation mechanism of the so-called damage belt, the damage concentrated area along the edge of the Rokko faults. Based on the two- and three-dimensional ground motion simulations we found that the damage belt was formed by the strong interaction of the incident wavefiled with the basin edge structure. For soft Holocene layers nonlinear response with the effect of pore water pressure must play an important role to decrease acceleration levels in areas near and off the coast. Thus we conclude that both a deep basin structure and shallow holocene layers are important to explain observed accelerograms and hence the damage distribution in Kobe, exactly as we have concluded three years ago. Since the effects of underground structure depends on the characteristics of the incident wavefiled, we need to have a good estimate of the incident wavefiled and so the author introduces a simple rule of thumb for the nearfiled peak ground velocity on a rock outcrop. The author also proposes the direction of future strong motion studies from the view point of nonlinear building responsés.

1. はじめに

今からちょうど3年前の1995年10月13日に第23回地盤震動シンポジウムが開かれ、発生後わずか9ヶ月のその時点までに把握されていた兵庫県南部地震の地震概要と地盤震動の特徴について、当時としては極めて新鮮で広範にわたるレビューがなされた。その中で「メキシコシティでの被害発生のメカニズムとの対比において兵庫県南部地震における地盤構造の影響について論ぜよ」という主催者の指示を受け、著者はその時点までの研究成果のエッセンスを報告した (川瀬, 1995)。そのまとめで彼はこう述べている。少し長くなるが以下に引用する。

「(メキシコシティと神戸市) いずれの場合も表層の影響のみならず、それと深い盆地構造の相互作用を考慮する必要があるというのが我々の結論である。(中略) であるならば、次に問われなければならないのは、『何故それがこれまで耐震設計パラダイムに反映されてこなかったのか?』、そして『では今後如何にしてこの影響を耐震設計パラダイムに取り込んでいくべきか?』ということではなかろうか。あれだけの尊い犠牲を払ってもなお旧態依然のパラダイムから逃れられないのならば、いずれ我々自身の存在理由を問われることになろう。」

以後3年間、夥しい量の調査・研究の成果が報告されたが、地盤震動の観点から導かれる基本的な結論は少しも変化していない。言い換えると、重要なポイントは我々がわずか9ヶ月の間に学んだ事項でほぼ尽くされていたのである。我々の認識は、基盤から表層までの地下構造の強震動に与える影響を定量的に評価すべきであるという点において(実は震災以前から)ずっと一貫してきており、今日までそれを支持する証拠を営々と積み上げてきたに過ぎない。さりながら、上記のより社会性を帯びた問いに対してはこの3年間我々は何らめざましい成果を勝ち取ることができないままにきているといわざるを得ない。この第26回地盤震動シンポジウムの総括的レビューにおいては、この当初から変わらない基本認識を、特に震源過程からの影響という川上と建物応答への影響という川下への関連も含めもう一度整理し、我々の現在位置を確認するとともに、兵庫県南部地震以降のあるべき強震動予測そして耐震設計の姿について考える契機としたい。

2. 震災の帯の生成メカニズム

兵庫県南部地震による衝撃的な大被害に関し、強震動評価の立場からは当初より、神戸市須磨区から西宮市にかけての幅1km長さ20kmにわたる建物被害の集中域、いわゆる震災帯の原因が何であったかを解明することが最大の課題であった。今日に至るまでさまざまな仮説が提唱されてきたが、このうち震災直後に広く流布された震災帯の直下に今回の地震の起震断層が隠されているとい

* 清水建設和泉研究室　主任研究員・工博　Senior Researcher, Izumi Research Institute, Shimizu Corporation, Dr. Eng.

う「伏在断層説」は，その後の地震学的・測地学的検討により現在ではほぼありえないということでコンセンサスが得られている(e.g., Hashimoto et al., 1996)。

著者らは3年前の地盤震動シンポジウムの時点で、神戸海洋気象台のJMA87型強震計観測記録を用いて基盤波形を逆推定し、それを用いて二次元盆地端部構造による地盤応答特性の評価を行い、震災帯内の地表最大加速度PGAは1,200Gal 、最大速度PGVは150～200cm/sという推定結果を得ていた(川瀬, 1995)。このシミュレーションの結果は本震記録のある大阪ガス茸合観測点やポートアイランド観測点などで観測波形と照合されており、かなりよい一致が得られている(川瀬・林, 1995, 1996; 林・川瀬, 1996)。これら神戸市中央区の震災帯に対する解析では、盆地端部のローカルな構造に着目しており、入射波場は平面S波(主要動は盆地直交成分なので解析上はSV波に相当)、地盤は二次元と仮定されている。逆算された露頭基盤波は最大速度が55cm/sで、これが震源から放射された素の地震波レベルと彼らは考えている。

その後著者らはこの盆地端部近傍での特異な増幅効果のメカニズムについて検討し、それが盆地端部で生成され水平に伝播する盆地生成回折波／表面波と鉛直下方から上がってくる直達S波の増幅的干渉によるものであることを明らかにし、これを「エッジ効果」と名付けた(川瀬, 1996a; Kawase, 1996)。エッジ効果はエッジ近傍の微細な構造にはあまり影響されないが(川瀬, 1996b)、入射波の周波数特性によってその出現位置が大きく変化する(川瀬, 1996a)。これはエッジ効果は、その増幅が幾何学的に一意に決定される通常の焦点効果とは明らかに区別すべきものであることを示している(川瀬, 1997)。

同様に震災帯の生成原因を深い盆地構造に求めた研究は、定性的な検討結果ではあるが中川康一・他(1995), 源栄・永野(1995, 1996), Motosaka and Nagano (1996), Nakagawa et al., (1996)など相前後して複数の研究グループから提出されており、その妥当性を支持している。また余震記録を用いたシミュレーション例も早くから提示されていた(e.g., 入倉, 1995; Pitarka et al., 1995)。

こうした盆地端部での深部地盤構造による特異な増幅現象が定性的・定量的に評価されつつある状況下で、本震地動のシミュレーションに関連して、震源過程の評価を専門とする研究者グループから、いわば新たな「震源説」ともいうべき仮説が提案された(井上・宮武, 1996a, 1996b; 纐纈・古村, 1996; 古村・纐纈, 1996; Inoue and Miyatake, 1997)。これらの仮説ではエッジ近傍の増幅は震源での破壊が盆地のエッジに沿って伝播していくことによって生じるforward directivity効果と不可分な現象であると解釈された。しかし、川瀬・他(1998)による三次元放射波動場に対する二次元盆地構造の応答解析結果から、エッジ効果は波動源の種類によらず存在すること、よって盆地の応答はその基盤レベルでの入射波で規格化できることが示された。彼らはまたエッジ効果の生成には入射波と同位相で回折P波を主体とするエッジ生成波-Iと，逆位相で回折S波とRayleigh波を主体とするエッジ生成波-IIが寄与しており、そのうち断層近傍1km以内の特異な増幅にはエッジ生成波-IIによる寄与が大きいことを明らかにした。これにより震災帯の生成メカニズムはほぼ完全に解明されたといえる。以下ではこの川瀬・他(1998a)による二次元盆地構造における応答結果をまずはじめに紹介する。

Fig.1には異なる入射波動場によるエッジ効果の比較をするのに用いた比較的現実的な二次元の矩形堆積盆地構造モデルを示す。入射波場として、鉛直入射の平面S波、深さ5kmにある点震源、幅4km長さ8kmの有限震源を考える。震源のメカニズム解はいずれも鉛直断面真横ずれである。解析は三次元有限差分法(Graves, 1996)で行った。得られる波形は完全に同じではないので盆地端部から1km岩盤側に入った地点を基準点として、そこで1HzのRicker waveletになるように補正して比較した。Fig.2にはそうして得られた有限震源の地表面計算波形(実線)を点震源の場合(点線)と比較して示す。上の4つの波形が断層直交成分、下が上下動成分である。両者は事実上一致している。Fig.3には同様にして有限震源と平面S波とを比較した。平面S波入射の場合は点震源や有限震源と異なり震源からの方位によって振幅が変動する放射特性(radiation pattern)の影響がなく、そのため盆地端部から離れるにしたがって直達S波の部分で差が生じるが、それ以外はほとんど一致しているといってよい。

このようにエッジ効果は入射波場が直達S波を主体とするものならそれにはほとんど依存しない。その生成メカニズムを理解するため、川瀬・他(1998a)ではFig.4に示すような地中に反射層を有する単純なモデルを用いて直達S波とエッジ生成波の分離を試みた。盆地直下に反射層を置くと盆地側直達S波は地表に達せず岩盤側S波から変換されたエッジ生成波のみが抽出される。逆に岩盤側に反射層を置くと盆地側直達S波だけが抽出される。両者を合わせれば普通の一体解析の結果となる。反射層による分離は完全にはうまくいかないので、一体解析からどちらかを差し引いた場合も求め重ね書きした。Fig.5には岩盤側に反射層を置いてエッジ生成波をなくし直達S波のみを取り出した結果(Rock-S-cutモデル)を示す。盆地側の波形はほとんど場所によらず同一となっていることがわかる。これが一次元的な堆積盆地の応答である。Fig.6には盆地側に反射層を置いてエッジ生成波のみを取り出した結果を示す。岩盤側をヒットした直達S波が、速度の速い同位相成分と速度の遅い逆位相成分に分かれ、エッジか

ら等速度で水平方向に伝播していることがわかる。その振幅を比較すると前者は後者の約半分で、後者はほぼ岩盤側の入射(露頭)S波振幅に匹敵することがわかる。川瀬・他(1998a)では前者をエッジ生成波-I、後者をエッジ生成波-IIと名付け、エッジ効果のメカニズムをFig.7に示すように模式的に表現した。また川瀬・林(1995, 1996)と同様にJMA神戸での観測記録から逆算した推定基盤波が入射した場合の最大速度分布をエッジからの距離の関数として求めた(Fig.8)。その結果、一次元地盤の増幅倍率が約3倍あり、震災帯相当位置ではさらにエッジ効果による付加的増幅で約4倍に増幅されることを確認した。なおこの一次元地盤レベルからみればわずか30%、実値でみてもわずか50cm/secのエッジ生成波寄与分がまさに震災帯の中と外を分けるに十分な大きさであったことは 林・川瀬(1996) による一自由度質点系の非線形応答解析の結果によって証明されている。

以上のように、エッジ効果は震源のタイプに依存しないこと、それは直達S波と2種類のエッジ生成波との増幅的干渉によって生じ、そのうち速度の遅いエッジ生成波-IIの寄与が大きいこと、そのレベルは岩盤側露頭S波振幅にほぼ等しいことがわかった。

なお、おそらく本シンポジウムの「強震動特性と震源過程」の部分を担当される纐纈一起博士はFurumura and Kohketsu (1998)や纐纈(1998)における独自の解釈を表明されるものと推察するが、読者の無用な混乱を避けるためにそれに対する著者の見解をここで述べておく。両論文における主張は震災帯の生成メカニズムを震源+堆積層の一次元増幅とエッジ生成波による付加的増幅にわけ、帯の生成には前者の方が重要だとするものである。それ自体は上にも示したように客観的事実であり、否定するつもりは毛頭ないが、このように分けることの物理的意味が理解できない。著者らは震源の影響+エッジ効果の影響で震災帯が生じたと主張するものであるが、そのエッジ効果とは直達S波+エッジ生成波の増幅的干渉のことであり、したがって堆積層の一次元増幅が含まれている。この場合それぞれの影響は[震源]と[サイト]という2つの異なる地震波生成／伝播システムに分離されており、その分離自体に物理的意味があるといえる。例えばエッジ効果は兵庫県南部地震のような鉛直横ずれ断層でなくてもS波を生成する直下の震源であれば同じように生じる。その場合入射波場の最大値分布が例えば同心円状であればエッジ効果によってそれが全面的に帯状に変わるということは期待できないが、それでもエッジ近傍で他の部分よりも増幅していることには変わりがない。エッジ効果のせいで盆地端部ではいつでもどこでも帯状の被害分布が生じるなどとは決して考えないで頂きたい。地動は常に[震源]×[伝播経路]×[サイト]で決まるのである。

3. 三次元盆地構造によるシミュレーション

以上でエッジ効果のメカニズムが理解できたので、次に不均質な震源からの基盤波が現実的な三次元盆地構造に入射した場合の理論地震動を求め、観測結果と比較する(川瀬・松島, 1998; 川瀬・他, 1998b)。

ここで用いた震源はFig.9に示したWald (1996) の震源過程である。これは周期2秒までの速度強震記録および遠地実体波記録・地殻変動データから逆算されたもので、要素断層内の破壊伝播も考慮している。この震源過程とFig.10に示す三次元盆地構造から理論波形を計算した。得られた波形の地表面上の最大速度分布をFig.11に、代表的な観測点での理論波形(点線)を観測波形(実線)とともにFig.12に示す。観測波形は0.333Hz～1.25Hzでフィルターした。Waldモデルをそのまま用いたのでは2秒以上の長周期成分しか生成できず、観測結果の1秒を中心とする大速度パルスを説明できないことがわかる。また、最大速度分布から、特徴的な大振幅領域は概ね60cm/sec以上の領域として抽出されるが、その幅は3km以上にもなり、現実の震災帯の幅とは対応しないことがわかる。これは入射S波の卓越周期が長すぎるため、それは盆地端部の段差構造と相互作用せず、エッジ生成波が効率的に生成されないためと考えられる。この最大値分布は事実上直達S波のみで規定されている。この結果は震源過程をより現実的なものにチューニングする必要性を示している。

そこで先の二次元盆地解析と同様にして、JMA神戸における逆算基盤波を用いてコンボリューションにより理論波形を補正し、より現実的な入力が入った場合の三次元地盤の応答を求めた。これはJMA神戸における基盤応答に対する各地点の相対的な増幅特性を三次元地盤モデルから求め逆算基盤波を補正したと考えてもよいが、個々の要素断層においてWaldが求めた長周期域のすべり時間関数から短周期のすべり時間関数にマッピングするための伝達関数がすべて同一であるという仮定のもとで、JMA神戸での観測を説明するような伝達関数を求めたと考えてもよい。コンボリューション解析によって得られた合成波形(点線)を0.333Hz～1.5Hzでバンドパスフィルターした観測波形(実線)と比較してFig.13に示す。JMA神戸で一致するのは当然だとしても、それ以外にも多くの地点で観測記録を良く説明できていることがわかる。

得られた最大速度分布はFig.14に示すようなものとなり、大振幅領域は150cm/sec以上の領域として抽出されるが、その幅は約1kmで実際の兵庫県南部地震時の震災帯の幅と対応する。またその位置も盆地エッジから約1km離れており、かつ盆地エッジに沿ってほぼ平行に東西に伸びている。これは二次元地盤モデルで示したエッジ効果の三次元的出現にほかならない。さらに三次元地盤の影響が盆地境界に沿う方向での振幅の変動となって明瞭

に現われている。特に注目すべきは三宮付近の島状に孤立した大振幅領域である。三宮駅の周辺では多数の中層ビルが崩壊したのに対し、隣の神戸駅周辺ではそれほどの被害は生じなかったのが謎とされてきたが、Fig.14はそれが三次元盆地構造の波動干渉による結果であることを示している。一般的な傾向として、エッジ形状が岩盤側にくぼんだ形で折れ曲がっている地点(凹部)の前面では大きく、逆に盆地に突き出る形で折れ曲がっている地点(凸部)の前面では小さくなっている。これは水平面内でのエッジ生成波の焦点効果(あるいは拡散効果)による。この意味でも「エッジ効果」は「焦点効果」と区別して論じるべきである。

なお川瀬・他(1998b)では震源モデルとしてWaldモデルのほかに釜江・入倉(1997)が経験的Green関数法を用いてフォワードモデリングによって求めた2アスペリティモデルによるシミュレーション結果も示しているが、それによると、釜江・入倉モデルそのままの結果はWaldモデルの結果よりも短周期域の波動まで生成するが、やはり過小評価となること、Waldモデルと同じようにJMA神戸での逆算基盤波とコンボリューションするとほぼ同じように観測記録を再現できることを示している。これは震源過程におけるすべり速度関数の評価の重要性を示すものである。そこで以下では与えられたテーマを少し逸脱するが強震動予測の観点から震源でのアスペリティのサイズとすべり速度が基盤波の最大速度に与える影響について、パラメトリックスタディの結果を整理してわかった最新の成果をまとめておく。

4. 震源過程の影響の簡便な評価式

宮武(1997)は震源域の地震動は発震点と観測点を結ぶ直線上の破壊の和で規定されることを示唆する結果を得た。この考え方と上記のすべり速度関数が地動速度波形に決定的な影響を与えるという知見を前提に、川瀬(1998b)は兵庫県南部地震の明石海峡直下の発震点近傍のアスペリティのサイズとすべり時間関数の影響をパラメトリックスタディにより検討した。具体的にはそのサイズが2km×2km、4km×4km、8km×8kmで、そのすべり時間関数の継続時間が0.2秒、0.4秒、0.6秒、1.2秒であった場合にその震源直上ではどの程度の速度パルスが得られるかを数値シミュレーションにより求め、簡単な回帰式を作成した。結論からいうと観測されているように岩盤上で周期1秒ピーク値50cm/secの速度パルスを得るためには明石海峡直下の深い部分に継続時間が0.5秒で5km×5kmのアスペリティが必要であることを示した。なおすべり時間関数として、立ち上がりに10%、降下に90%の時間を費やすような不等辺三角形を仮定している。岩盤上で50cm/secの速度パルスを得るのに必要な最大すべり速度は約600cm/secである。また破壊伝播のディレクティビティによって生じる断層直交成分の正のパルス(ディレクティビティパルスと呼ぶ)は最大すべり速度と発震点ー観測点間のアスペリティの見附長さLに比例すること、およびそのパルス幅はアスペリティの見附長さに関係することを見出した。計算結果をもとにアスペリティからのディレクティビティパルスの最大速度PGVおよびパルス幅T_{wl}の概算式を以下のように求めた。

$$PGV = (0.31 \pm 0.10) \times EPSV \times L/R \qquad (1)$$

$$T_{wl} = L \times (1/\gamma - 1/\beta) + \tau_{up} - 0.23 \log (L/4) \qquad (2)$$

ここでEPSVは3Hzまでの実効最大すべり速度、Lはアスペリティの見附長さ(km)、Rはアスペリティ最短距離(km)、γは破壊伝播速度、βはS波速度、τ_{up}はすべり速度関数の立ち上がり時間である。この予測式と計算値の対応をFig.15に示した。この図で(a)の直線の長さは(1)式の±標準偏差を表している。これらの計算ではアスペリティ内のすべてのすべり速度関数は同じ形と仮定している。

このように、ディレクティビティパルスの最大速度はアスペリティの見附長さに比例して増大するので、大きなアスペリティほど大きな最大速度パルスとなるが、それに伴ってパルス幅も増大する(=長周期化する)。大きなアスペリティでは最大すべり速度が全域にわたって同じように大きいということは考え難く、したがって現実には必ずしもアスペリティが大きくなるほどPGVが大きくなるとは言い切れない。重要なのは震源域のPGVはアスペリティサイズと平均最大すべり速度、およびアスペリティまでの距離で規定されるということであり、震源域の強震動予測にはこれらのパラメターを如何に精度よく事前に予測するかが重要であることがわかる。なお(1)式から、もしも浅いアスペリティが深いアスペリティと同じストレスドロップ(=最大すべり速度)を有していた場合にはその影響は当然はるかに深刻なものとなる。

5. 表層地盤の影響評価

兵庫県南部地震における表層地盤の地震動に対する影響として最も顕著であったのは、いうまでもなくその液状化とそれに伴う短周期震動の遮断効果である。液状化とそれが原因の被害は当然海岸線近くおよび人工島の埋立地盤に多く発生したが、噴砂現象は自然地盤でも見られた。液状化を含む地盤の強非線形挙動は杭などの基礎構造に多大な被害をもたらすとともに、大きな地盤沈下や側方流動による地盤被害や埋設物被害を与えた。しかし上部構造物に対しては、以下に示すように、短周期地震動を遮断しその加速度を減少させる効果として現れ、断層から離れた海岸側の地域における被害の低減に役立ったと考えられている。

観測された地震動にも液状化あるいはそれには至って

いないもののそれに近い状態であったことを示す証拠が残されている。観測記録における表層地盤の液状化の現れ方については川瀬 (1998a) に多数実例が示されているが、そのうち最も意義深いものは地中と地表の計4点で観測されていたポートアイランドの記録である。この記録の公開後多くの研究グループによってそのシミュレーションが行なわれているが、その再現度には大きな差がある。ここでは再び著者らの研究グループの成果で恐縮であるが、震災後比較的早い段階で出された一次元地盤モデルによるシミュレーション結果 (川瀬・他, 1995a) を再掲しておく。そこで用いた液状化強度などの非線形パラメターはその時点では現地調査結果には基づかない仮定値であったが、その後の調査により我々が仮定した値は妥当なものであったことが裏付けられている。

一次元の表層地盤モデルはPS検層やN値検層が地震前に実施されていたのでそれを参考に仮定することができた。はじめに線形解析や等価線形解析を行い、地表の観測記録が過大評価されることを確認した。液状化解析は強非線形問題に適用可能なことがシミュレーションにより検証されていた二次元有効応力解析プログラム (大槻・他, 1986; Fukutake et al., 1990) を用いて行った。Fig.16がGL-83mの記録を入力とした一次元液状化解析によって再現されたGL-32m, GL-16m, およびGL0mの加速度波形(NS成分) を観測波形(実線) と比較したものである。図から、一部の加速度ピークがサイクリックモビリティに伴う剛性回復プロセスによって観測のものよりも過度に先鋭化しているものの、全体の時刻歴の包絡形状も最大加速度レベルも観測結果をよく再現していることがわかる。ここでは省略するが、疑似速度応答スペクトルで見ても、この再現波は観測波に極めてよく一致している。計算されたFEM要素の過剰間隙水圧比は、中間の沖積粘土層を挟む埋立砂層 (GL-12.6m～19.0m) と沖積砂層 (GL-27m～37m) で加振開始後2～3秒間でほぼ100%に達しており、これらの層で完全に液状化したことをこのシミュレーションは示した。この応答結果から、今回の地震では、過去の多くの地震での液状化のように繰り返し加振によるゆっくりとした間隙水圧の上昇による液状化ではなく、非常に強い加振による衝撃的な液状化が生じたことがわかる。なお沖積砂層における過剰間隙水圧比は解析グループによる推定値の開きが大きく、この解析だけから液状化していたと断言することはできない。いずれにしても地盤の液状化を含む非線形挙動が地震波の振幅 (特に加速度レベル) を著しく低下させ、それが埋立地域での構造物の被害を防いだ可能性が高い。

6. 構造物破壊力からみた震源域強震動の指標

推定された地震動のレベルを構造物被害との対応の中で論じるとき、どのような波動がどのような構造物を破壊させ得るのかを知らないですますわけにはいかない。ここでは兵庫県南部地震で観測された地震動の建物側から見た強さ、すなわち構造物破壊力を、一質点系の非線形応答スペクトルにより、これまで観測されてきた他の地震の大加速度記録との比較において検討する。

ここで用いた既往の地震の大加速度観測記録は以下の日本および米国の4記録で、水平2成分の内大きいほう (ただし兵庫県南部地震では最大主軸成分) 各1波である。

1) 1979年インペリアルバレー地震のエルセントロNo.7
2) 1995年兵庫県南部地震のJMA神戸海洋気象台
3) 1995年兵庫県南部地震のポートアイランド地表
4) 1993年釧路沖地震の釧路気象台

これら4波の加速度波形・速度波形をFig.17に示す。これらの記録の擬似速度応答スペクトルをFig.18に示す。これから明らかなように、釧路気象台記録は0.5秒に卓越がある。これに対して兵庫県南部地震の各記録は従来より指摘されているとおり1～1.5秒に顕著な卓越があり、またそのレベルも他に比べてかなり大きいことがわかる。この兵庫県南部地震の観測波の擬似速度応答スペクトルをみると、周期1秒以上の長周期構造物に対する破壊力の方が、0.5秒以下の短周期構造物に対する破壊力よりも大きいように見受けられるが、実際には周期1秒以上の高層建物にはめだった被害はなく、倒壊など顕著な被害が出たのは固有振動数が2Hz～5Hzと考えられる木造家屋と1Hz～3Hzと考えられる中層S造・RC造構造物であった。これは一見矛盾するようであるがそうではなく、速度応答スペクトルは弾性時の一自由度系の応答を表わしたものであり、従って崩壊や大破を含む被害の実態を捉えられないことを意味している。建物被害とはすなわち許容限度を越えた変形であり、その場合には当然構造物は非線形化している。故に地震動特性と被害との対応を論じるためには、非線形の一自由度系の応答、すなわち塑性率応答スペクトルを考える必要がある。

以下に観測記録の塑性率スペクトルを示す。ここで塑性率スペクトルD(f)とは弾性時固有振動数fの一自由度系の最大変位応答D_{max} (f)を弾性限変位D_0 (f)で割ったものである。非線形特性をどう仮定するかで応答の絶対値は異なってくるが、ここでは最も単純なバイリニア型の履歴特性を仮定した。注意すべき点は、降伏震度k=降伏耐力F_y／建物重量M gをパラメターとしているので、弾性限変位D_0 (f)はfの関数となることである。当然弾性時剛性×弾性限変位$K_0 \times D_0$ (f)は降伏耐力F_yに等しい。また弾性時固有振動数fは弾性時剛性K_0と質量Mできまる。すなわち

$$k = F_y / (M g) \quad (3)$$

$$F_y = K_0 \times D_0(f) \quad (4)$$

$$f = (2\pi)^{-1} \times (K_0 / M)^{-0.5} \quad (5)$$

ここでgは重力加速度である。これらの関係から弾性限変位$D_0(f)$は以下のように求められる。

$$D_0(f) = k\,g / (2\pi f)^2 \qquad (6)$$

つまり弾性限変位$D_0(f)$は降伏震度に比例し、固有振動数の二乗に反比例する。もしも応答変位が同じなら、塑性率応答は固有振動数が高いほど大きくなるので結果の解釈にはそれを考慮する必要がある。

Fig.19に検討対象とした観測記録4波の塑性率スペクトルを示す。横軸は一自由度系弾性時周期、縦軸は塑性率スペクトルである。降伏震度kは0.4, 0.6, 1.0の3種類について計算した。これらの図を見てまずはじめにわかることは、この中ではJMA神戸気象台の記録が最も破壊力が高いということである。その弾性応答スペクトルは1Hzにピークを持っているものであったが、塑性率応答スペクトルで見ると短周期ほど応答が大きくなる傾向にある。特に降伏震度が小さい(k=0.4) 場合には1秒以下の短周期構造物は塑性率応答は10を越え、崩壊することを示している。またこの図は降伏震度が大きい (k=1.0) 場合には弾性時固有周期にかかわらず、被害は軽微なものにとどまることを示しており、新耐震以前のものであっても低層の壁式RC構造物などには大きな被害がでなかったことと対応している。いずれにしてもここで最も重要なことは、兵庫県南部地震のようなやや短周期の大速度パルスによって構造物が塑性化すれば、その弾性時固有振動数はもはや意味を持たなくなり、共振現象による累積塑性変形で崩壊に至るのではなく、「1波の(正確には半波の)パルスに対する塑性流動によって崩壊する」ことであり、このため塑性域に入るのが早い短周期構造物ほど塑性率応答は大きくなるということである。このような、入力が長周期なのに短周期構造物ほど応答が大きくなる傾向は、インペリアルバレー地震の記録にも現われている。これは塑性率応答が、半サイクル当たりの入力エネルギー、すなわちエネルギー率(あるいは瞬間エネルギー)によって規定されることから考えると当然のことである。

兵庫県南部地震の記録でもJMA神戸にくらべポートアイランドの場合は格段に破壊力が小さく、降伏震度が小さい(k=0.4) 場合でも最大応答塑性率は4程度にとどまっている。この記録のPGV自体は100cm/secを越えており、それだけみると神戸気象台と遜色ないが、PGAレベルはすでに説明したように液状化のおかげで400Gal台にとどまっており、これが小さな応答となった主な理由と考えられる。この塑性率スペクトルのJMA神戸とポートアイランドの差もまた現実に神戸市域に見られた被害の実態とよく対応している。

これら周期1秒付近の大速度パルスを特徴とする震源域の地震動に対し、短周期が卓越した波形の場合にはその塑性率スペクトルは大きく異なっている。釧路沖地震の釧路気象台記録では、傾きがほぼ一定で長周期ほど応答が著しく減少する特性を示している。この場合降伏震度がある程度あれば極く短周期の構造物を除き塑性率応答は5以下となる。この図はポートアイランドの場合とは逆に「PGAが大きくともPGVのレベルが低いと構造物を崩壊させることは難しい」ことを示している。またこれらの塑性率スペクトルの特性を比較すると「PGAが大きい限り速度パルスはその卓越周期より短周期の構造物に対してのみ大きなインパクトを持つ」ことがわかる。

以上の結果から、木造家屋の卓越周期が短周期だからといって、震災帯の中の地動の短周期の特性に着目する必要は全くないことがわかる。つまり、神戸市の自然地盤の表層の卓越周期は0.5秒から短周期域に分布するが(川瀬・他, 1995b)、それが1秒を中心とする入射地震波を増幅させたことは当然としても、こうした短周期域での地震波による共振のために多数の木造家屋やRC構造物が倒壊したのではないと判断される。これは、震源域での大震災を防止するためには、震源特性の評価もサイト特性の評価も1秒を中心とする「やや短周期域」さえ的確に評価できればよいことを意味しており、地盤構造モデルに基づいた強震動予測の立場からは朗報であるといえる。

ではこの「やや短周期域」とは実際にはどの範囲なのであろうか。これは厳密には建物の周期分布と耐力分布がわかっていないと導くことは難しい。しかし、現象論的にはPGAもPGVも大きい地震動となる周期範囲として同定される。Fig.20には川瀬(1998c)に示されたPGA－PGVダイアグラムを示す。縦軸はPGAで横軸はPGA/PGVをさらに2πで割った等価卓越振動数である。この図で太破線は大被害(～震度VII)が生じる下限レベルで、兵庫県南部地震の被害からPGA800Gal以上でかつPGV100cm/sec以上とする。このライン以上のレベルを実現するための卓越振動数には制限はない。しかし物理的に実現可能な最大値には限界がある。ここでPGAとPGVの上限をそれぞれの観測最大値に基づきPGAで2,000Gal、PGVで200cm/secと仮定する(太実線)。このPGAとPGVの上限のため、被害に直結する地震動特性の卓越すべき周波数帯域は1秒を中心とする狭い範囲(概ね2秒～2Hz)に限定されることがわかる。これが震源域の地震動で最も警戒すべき「やや短周期域」の範囲である。

7. まとめ

兵庫県南部地震の強震動における震災帯の成因として震源過程の影響と深い地盤構造による「エッジ効果」の寄与、表層地盤の液状化の効果、さらに被害につながる地震動特性について得られている知見を整理した。はじめに記した引用部の結論は3年後の今日でも同じであった。しかし、その問いに対する答は未だ見つかっていない。

参考文献

古村孝志・纐纈一起,1996,三次元数値シミュレーションによる兵庫県南部地震の強震動の生成過程,第1回都市直下地震災害総合シンポジウム, 83-86.

Furumura, T. and K. Kohketsu, 1998, Specific distribution of ground motion during the 1995 Kobe earthquake and its generation mechanism, Geophys. Res. Lett., 25, 785-788.

Graves, R.W., 1996, Simulating seismic wave propagation in 3D elastic media using staggered-grid finite differences, Bull. Seismi. Soc. Am., 86, 1091-1106.

Hashimoto, M., T. Sagiya, H. Tsuji, Y. Hatanaka, and T. Tada, 1996, Co-seismic displacement of the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake, J. Phys. Earth, 44, No.4, 255-279.

林康裕・川瀬博, 1996, 1995年兵庫県南部地震における神戸市中央区の地震動評価, 日本建築学会構造系論文集, 481, 37-46.

井上智広・宮武隆,1996a,神戸「震災の帯」はなぜできたか?,地球惑星科学関連学会合同大会予稿集,Z12-P06.

井上智広・宮武隆, 1996b,動力学モデルによる震源近傍の強震動予測,第1回都市直下地震災害総合シンポジウム,79-82.

Inoue, T. and T. Miyatake, 1997, 3-D simulation of near-field strong ground motion: Basin edge effect derived from rupture directivity, Geophys. Res. Lett., 24, 905-908.

入倉孝次郎,1995, 1995年兵庫県南部地震による強震動,月刊地球号外,No.13, 54-62.

川瀬博,1995,堆積盆地が強震動に与えた影響ーメキシコシティの場合と神戸市の場合ー,第23回地盤振動シンポジウム,日本建築学会, 83-91.

川瀬博,1996a,Q何が震度7の震災帯をもたらしたのか?A盆地生成回折波／表面波との増幅的干渉,地球惑星科学関連学会合同大会予稿集,A21-P38.

川瀬博,1996b, 神戸市の盆地端部構造と震災帯との関係,—エッジ効果仮説の補強—,日本地震学会講演予稿集,No.2, C08.

Kawase, H. 1996, The cause of the damage belt in Kobe: "The Basin-edge effect," Constructive interference of the direct S-wave with the basin-induced diffracted/Rayleigh waves, Seismo. Res. Lett., 67, No.5, 25-34.

川瀬博, 1997,「深部不整形地下構造を考慮した神戸市の地震動の増幅特性解析ー兵庫県南部地震における「震災の帯」の解釈ー」に対する討論, 日本建築学会構造系論文集, 第502号, 181-182.

川瀬博, 1998a, 7.3地盤の非線形応答, 阪神・淡路大震災調査報告, 地震・地震動編, 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会, 291-301.

川瀬博, 1998b, 1995年兵庫県南部地震の際の震源域の強震動に及ぼすアスペリティサイズとすべり速度の影響, 地球惑星科学関連学会合同大会予稿集, Sd-008.

川瀬博, 1998c, 地盤震動と構造物の応答, 1998年日本建築学会大会応力PD資料, 日本建築学会, 5-10.

川瀬博・林康裕,1995, 兵庫県南部地震の際の神戸気象台での強震記録を用いた基盤波の逆算と三宮地区における本震地動評価,日本地震学会講演予稿集,No.2, A98.

川瀬博・林康裕,1995, 兵庫県南部地震の際の神戸気象台での強震記録を用いた基盤波の逆算と三宮地区における本震地動評価,日本地震学会講演予稿集,No.2, A98.

川瀬博・林康裕,1996, 兵庫県南部地震の神戸市中央区での基盤波の逆算とそれに基づく強震動シミュレーション, 日本建築学会構造系論文集, 480, 67-76.

川瀬博・松島信一, 1998, 三次元盆地構造を考慮した1995年兵庫県南部地震の神戸地域における強震動シミュレーション,日本建築学会構造系論文集,第514号(印刷中).

川瀬博,佐藤智美,福武毅芳,入倉孝次郎,1995a,兵庫県南部地震による神戸市ポートアイランドでのボアホール観測記録とそのシミュレーション,日本建築学会構造系論文集,475, 83-92.

川瀬博,佐藤智美,松島信一,入倉孝次郎,1995b,余震観測記録に基づく兵庫県南部地震時の神戸市東灘区における本震地動の推定,日本建築学会構造系論文集,476, 103-112.

川瀬博,松島信一,R.W. Graves, P.G. Somerville, 1998a,「エッジ効果」に着目した単純な二次元盆地構造の三次元波動場解析ー兵庫県南部地震の際の震災帯の成因ー,地震,第2輯,第50巻,431-449.

川瀬博,松島信一,R.W. Graves, P.G. Somerville,1998b,1995年兵庫県南部地震での震災帯の生成に着目した神戸地域における強震動シミュレーション,第10回日本地震工学シンポジウム,日本建築学会(印刷中).

纐纈一起・古村孝志,1996, 兵庫県南部地震の震源域における強震動,第24回地盤震動シンポジウム,日本建築学会,35-44.

纐纈一起,1998,強震動の予測,講座地震発生のメカニズムと予測,土と基礎,487, 43-48.

宮武隆, 1997,何が断層近傍の強震動パルスをコントロールするのか?,地震学会講演予稿集1997年度秋季大会, No.2, P46.

源栄正人・永野正行,1995,神戸市の基盤不整形構造を考慮した地震動の増幅特性に関する解析的検討,土と基礎,43, No.7, 15-20.

源栄正人・永野正行,1996,深部不整形地下構造を考慮した神戸市の地震動の増幅特性解析ー兵庫県南部地震における「震災の帯」の解釈ー,日本建築学会構造系論文集,No.488, 38-48.

Motosaka, M. and M. Nagano, 1996, Analysis of grond-motion amplification characteristics in Kobe City considering a deep irregular underground structure, -Interpretation of heavily damaged belt zone during the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake-, J. Phys. Earth, 44, 577-590.

中川康一・大阪市立大学阪神大震災学術調査団, 1995,大阪周辺域での震害と地盤構造,「阪神大震災」緊急合同報告会,日本地質学会・日本応用地質学会・関西地質調査業協会・断層研究資料センター,大阪市立大学阪神大震災学術調査団,92-108.

Nakagawa, K., K. Shiono, N. Inoue, and M. Sano, 1996, Geological characteristics and problems in and around Osaka basin as a basis for assesment of seismic hazard, Special issue of Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society, 15-28.

Pitarka, A., T. Iwata, and T. Kagawa, 1995, Basin structure effects in the Kobe area inferred from the modeling of ground motions from two aftershocks of the January 17, 1995 Hyogoken-nanbu earthquake, 日本地震学会講演予稿集,No.2, A95.

Wald, D.J., 1996, Slip history of the 1995 Kobe, Japan, earthquake determined from strong motion, teleseismic, and geodetic data, J. Phys. Earth, 44, 489-503.

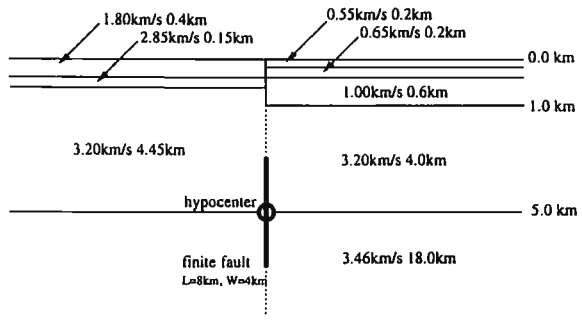


Fig. 1 A two-dimensional, rectangular basin model with realistic layered media and locations of the assumed hypocenter and finite fault (Kawase et al., 1998a).

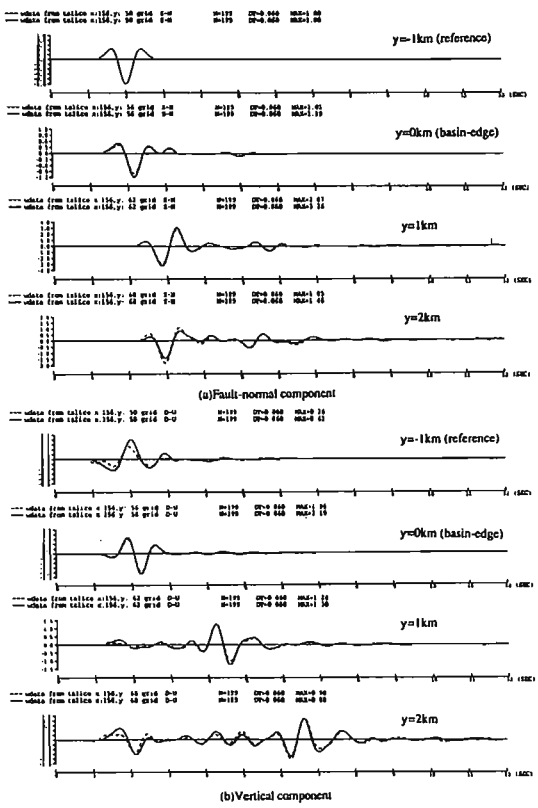


Fig.2 Comparison of the synthetic waveforms convolved with a Ricker wavelet of the characteristic frequency of 1 Hz at a reference point in the rock-side 1km away from the basin-edge. The solid lines represent the finite fault responses while the dotted lines the point source responses (Kawase et al., 1998a).

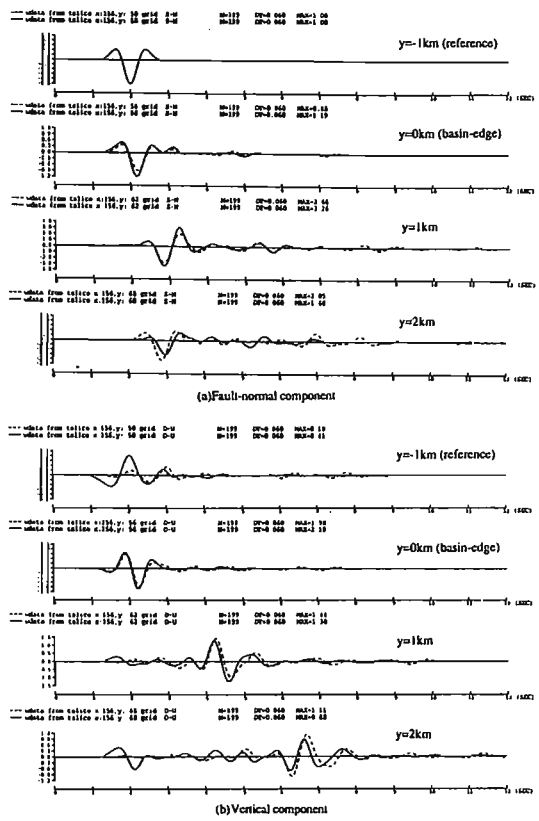


Fig.3 Comparison of the synthetic waveforms convolved in the same manner as in Fig.2. The solid lines represent the finite fault responses while the dotted lines the plane wave responses (Kawase et al., 1998a).

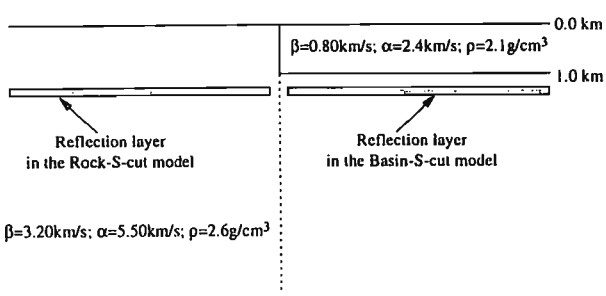


Fig. 4 A simpler 2-D basin model used to understand the amplification mechanism of the edge effect. The basic model is called "Simple model", while a model with a reflecting layer only in the rock-side is called "Rock-S-cut model" and one only in the basin-side "Basin-S-cut model" (Kawase et al., 1998a).

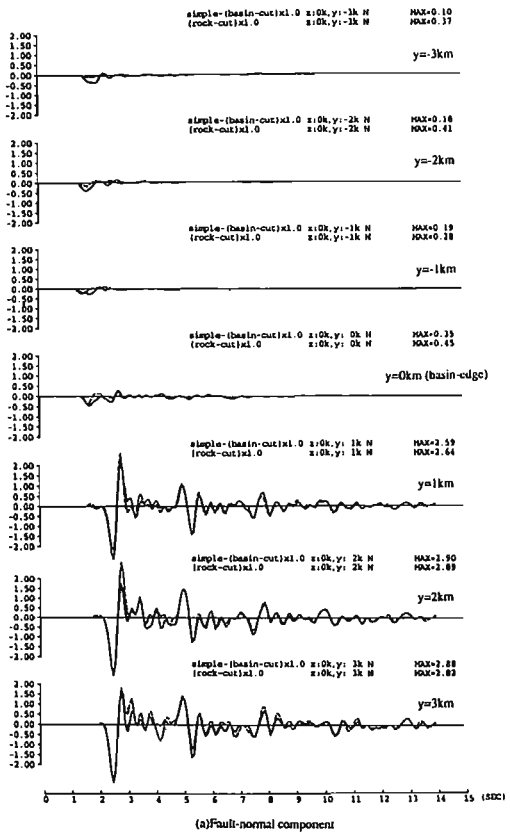


Fig.5 Comparison of synthetic waveforms of "Rock-S-cut model" (solid line) and those subtracted "Simple model" − "Basin-S-cut model" (dotted line). They represent the reverberating S-waves inside the basin (Kawase et al., 1998a).

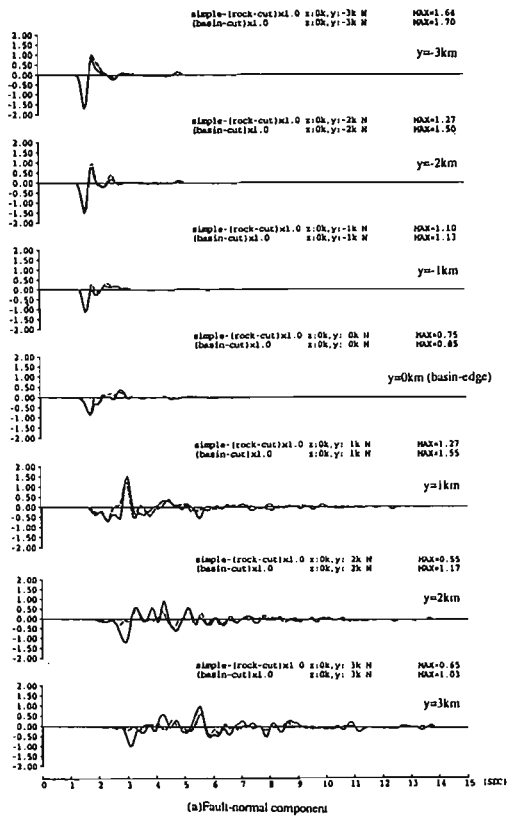


Fig.6 Comparison of synthetic waveforms of "Basin-S-cut model" (solid line) and those subtracted "Simple model" − "Rock-S-cut model" (dotted line). They represent the edge-induced waves generated by the incident S-wave in the rock-side (Kawase et al., 1998a).

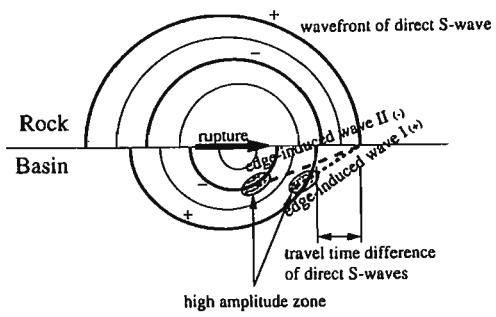


Fig.7 Correct interpretation of the edge effect. The direct S-wave phases are seen both in the rock-side and in the basin-side, while two types of the edge-induced waves are generated at the onset of the direct S-wave in the rock-side (Kawase et al., 1998a).

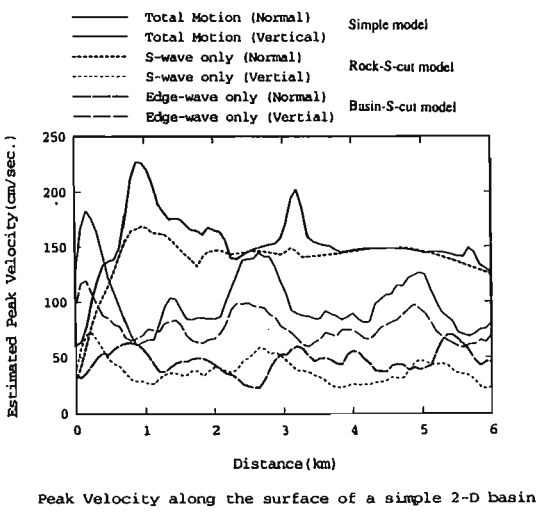


Fig.8 Distribution of peak ground velocities along the surface of the section perpendicular to the basin-edge. The values are those convolved at the reference point (y =-1km) with the bedrock motion at JMA.

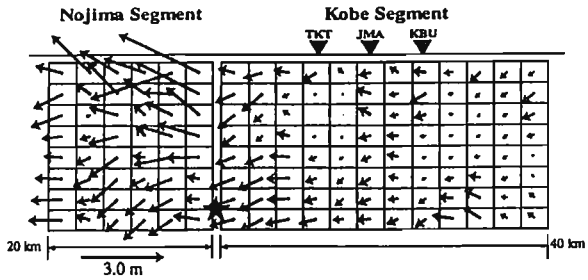


Fig.9 Final slip distribution on the assumed fault of the Hyogo-ken Nanbu earthquake calculated by Wald (1996).

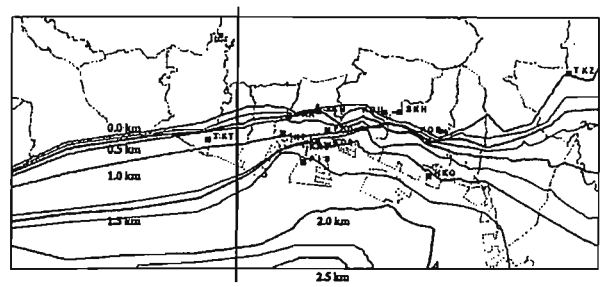


Fig.10 Three-dimensional basement depth contours in the Kobe region (Kawase & Matsushima, 1998).

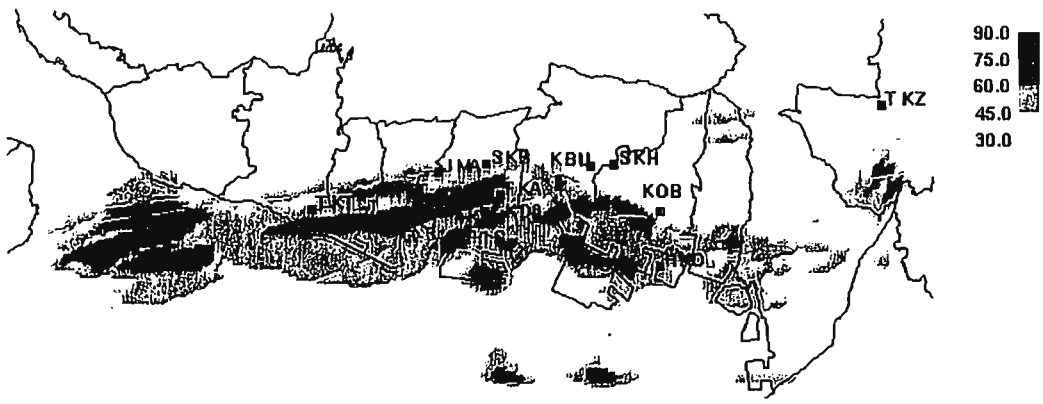


Fig. 11 Peak velocity distribution of the synthetics by Wald's source model (Kawase & Matsushima, 1998).

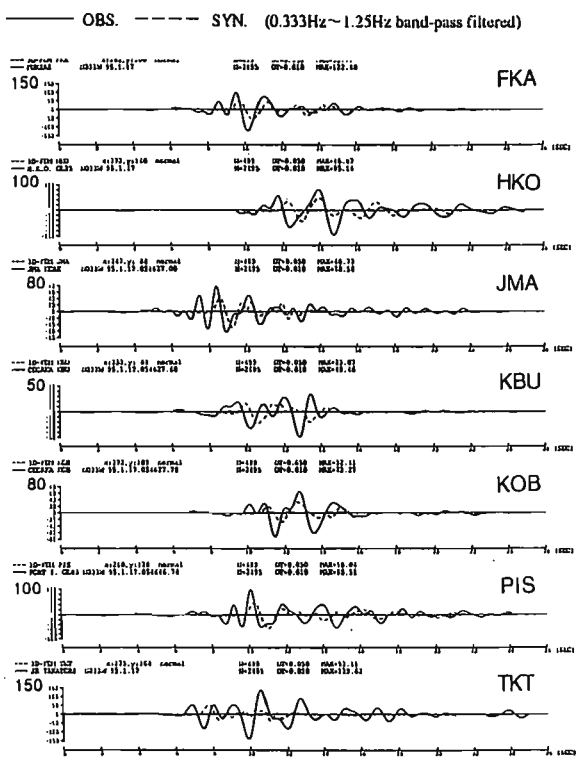


Fig.12 Comparison of the synthetics (N33° W component) by Wald's source model and the observed records (Kawase & Matsushima, 1998).

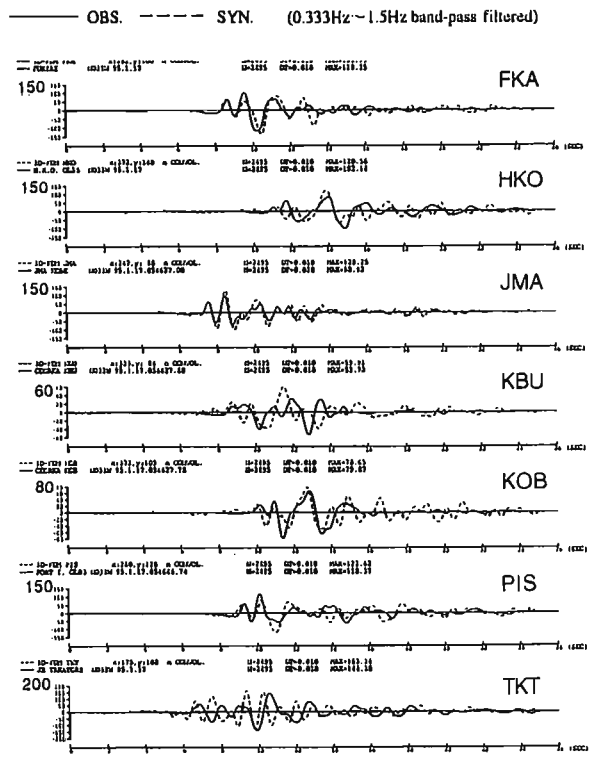


Fig.13 Comparison of the theoretical ground motions convolved with the bedrock motion at JMA and the observed records (Kawase & Matsushima, 1998).

Fig. 14 Peak velocity distribution of the theoretical ground motions convolved with the bedrock motion at JMA (Kawase & Matsushima, 1998).

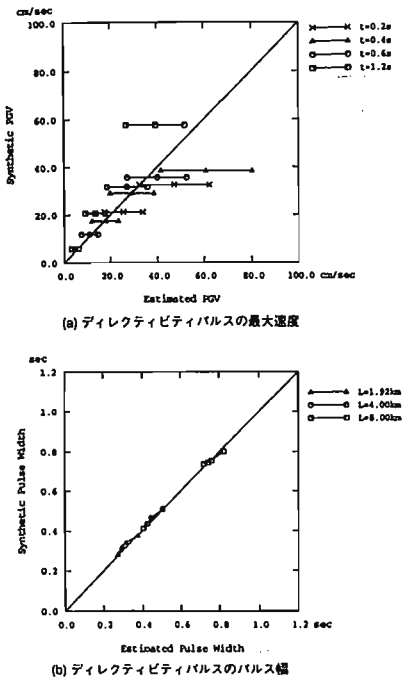


Fig.15 PGVs and pulse widths calculated by kinematic finite asperity models and those by simple regression formula.

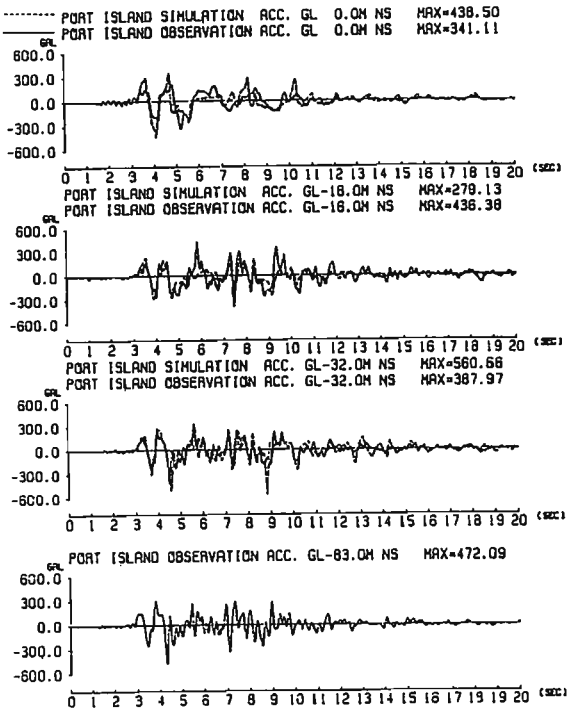


Fig.16 Observed (solid lines) and simulated (dotted lines) acceleration waveforms at the surface and in the boreholes below deployed at Port Island (Kawase et al., 1995a).

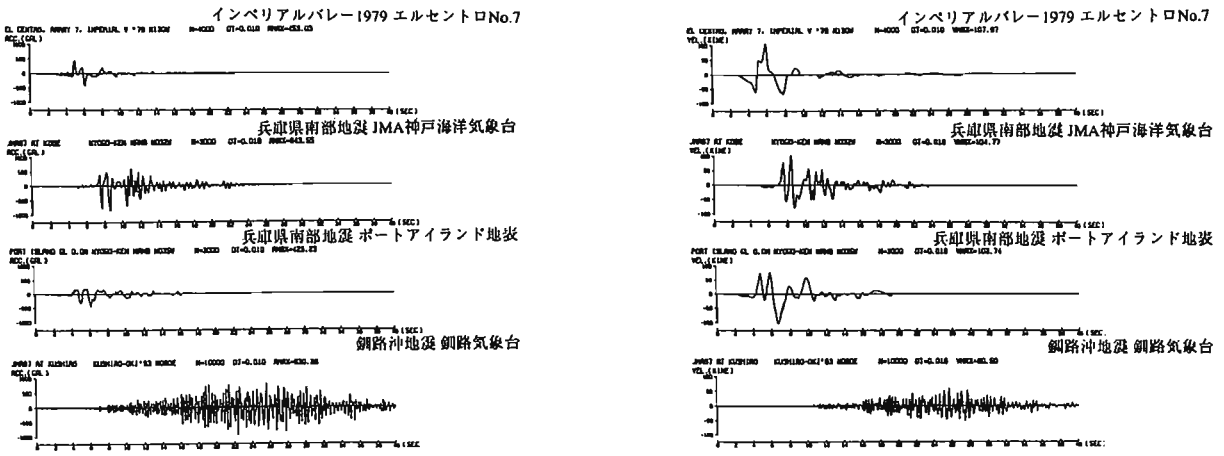


Fig. 17 Four acceleration and velocity seismograms obtained by three representative large earthquakes.

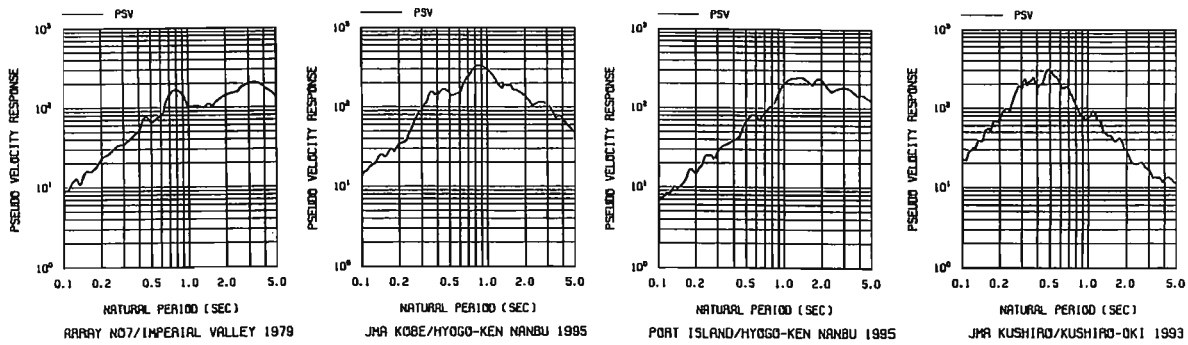


Fig. 18 Pseudo-velocity response spectra with 5% damping for four seismograms shown in Fig.17.

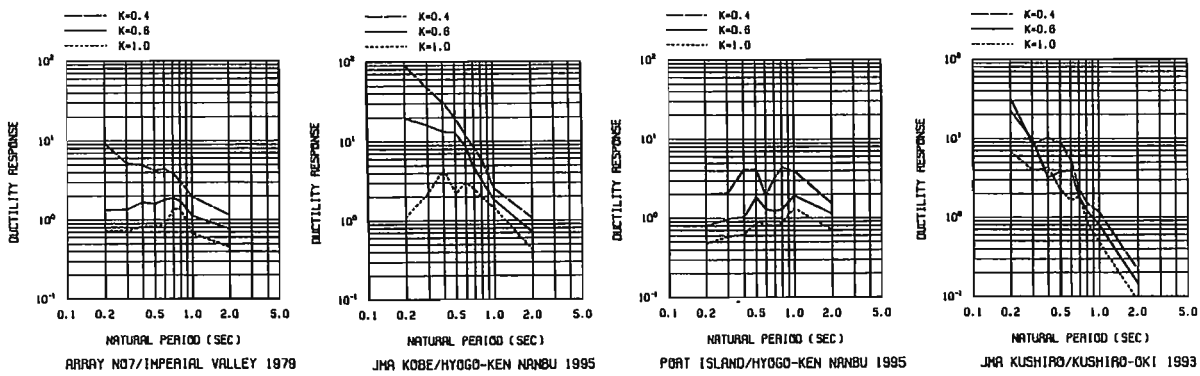


Fig. 19 Ductility response spectra of a bilinear 1-DOF system for four seismograms shown in Fig.17.

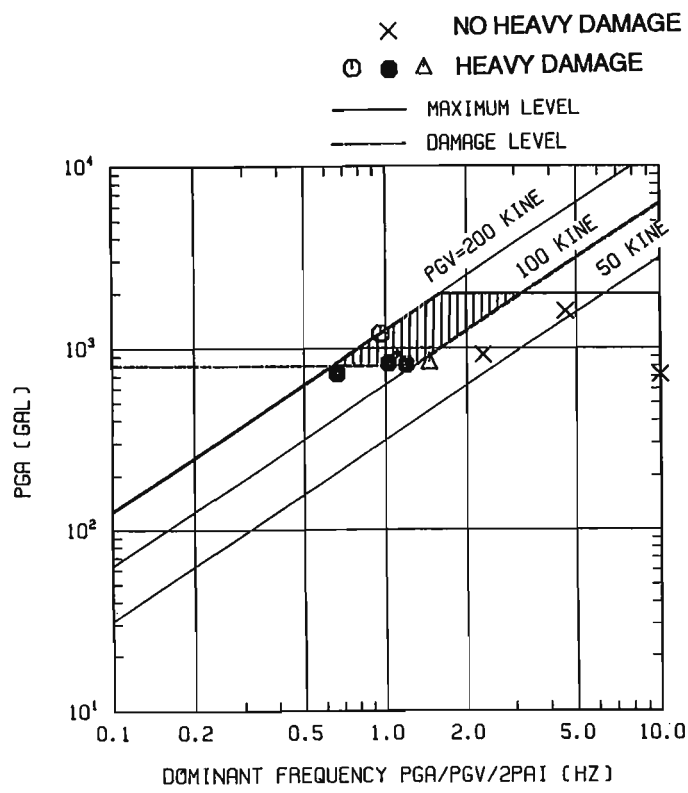


Fig. 20 PGA versus equivalent predominant period calculated by PGA/2πPGV. Slant lines correspond to the equi-PGV relationships.

第26回地盤震動シンポジウム
日本建築学会　1998.10.22

強震動特性と構造物の応答

－1995年兵庫県南部地震による建築物の被害と挙動に学ぶ－

Structural Performance and Damage under Strong Motion Excitations during The 1995 Hyogo-Ken Nanbu Earthquake

藤堂正喜　(戸田建設 技術研究所)
Masanobu TOHDO
(Technical Research Institute,
Toda Corporation)

1. はじめに

1995 年兵庫県南部地震による建築物の被害調査結果は文献(1)～(3)等にまとめられ、地震と地震動 [4]の特徴についてもまとめて報告された。それらにも個々の建築物の被害内容が詳細に報告されているが、特に地震応答解析(震害解析)によって入力地震動と被害の関係を検討した事例や、それらをまとめた結果が多く報告されている。例えば文献(5)～(7)等である。本報告では、まずそれら調査・研究からマクロ的な被害統計結果、地震応答解析結果の一例を紹介し、この地震被害に対する現状認識に努める。

地震に対して健全な建物を設計するためには、十分な強度あるいは十分な降伏後の粘りの性能を建物に与える必要がある。地震被害は、変形能力限界が乏しい建物に起こる。さらに、相対的に強い地震動によって応答変形が大きくなっても被害を受ける。3章では、既存建物の強度に関する調査検討結果を用いて、建物がある塑性度にいたるに必要な地震入力スペクトル算定法の例をあげて、試算により被害との対応関係を検討してみる。

2. 1995年兵庫県南部地震による建築物の被害統計結果と入力地震動レベルの検討例

2.1 被害統計

鉄筋コンクリート造(RC 造)建築物について、灘区、東灘区震度Ⅶ相当地域および中央区の全数調査結果を建築年代および階数別にまとめられた 3 階～10 階建ての建物被害の結果(文献(1)の表 3.3.3)を被害率で表わして図-1 に示す。第 2 年代では第1年代と第 3 年代の中間的な被害率になる。これらの結果から、建築年代の新しい建物ほど大きな被害を受けた建物比率が低下し現行の建築基準法(新基準)後の第3年代では倒壊率は非常に小さいこと、年代に係わらず階数の大きくなるほど被害が大きくなること、等の特徴があげられている。

鉄骨鉄筋コンクリート造(SRC 造)建築物について、震度Ⅶ地域についてまとめられた被害棟数(文献(8)の表 5.2)の中で 14 階以下の建物被害を整理して被害率で表わし図-2 に示す。これらの結果から、年代が新しくなるにつれ被災度は小さくなりほとんどの建物に充腹型鉄骨が用いられるようになった第Ⅴ期以後の倒壊建物はないこと、倒壊した建物のほとんどが 1971 年以前に建設の 7 階～12 階建て建物であり、その階数の建物は 1981 年以後でも大破の建物が多いこと、等が特徴としてあげられている [2]。

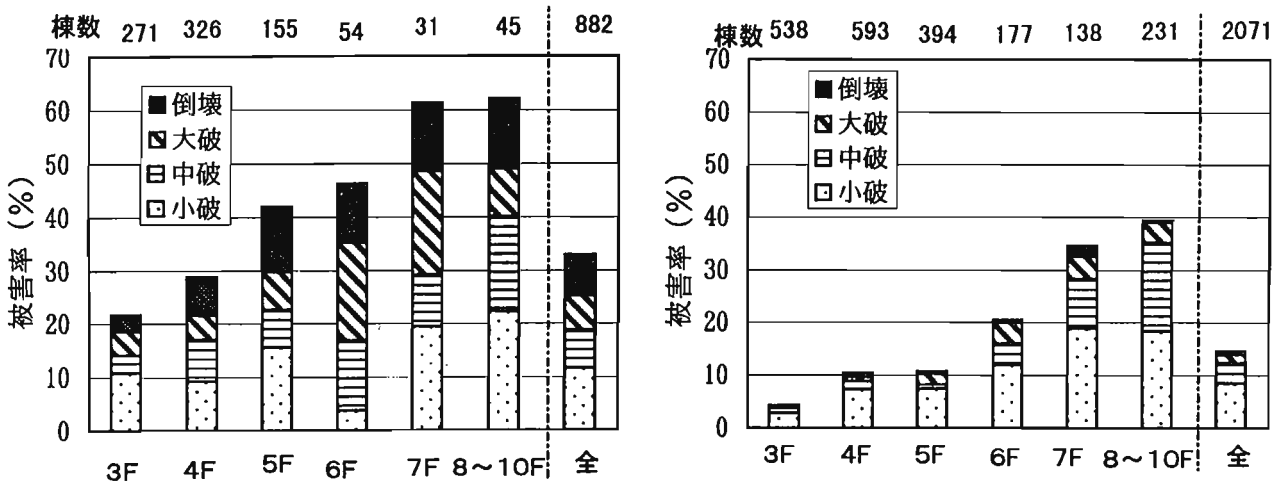
鉄骨造(S 造)建築物について、約 70%が震度Ⅶ地域に当たる東灘区、中央区および兵庫区の一部において実施された被害調査結果 [3]を整理した年代別、階数別の被害率 [9]を図-3 に示す。この結果から、1982 年以後の建物の大破/倒壊と中破の割合は大幅に減少し、階数では調査棟数が多い 3、4 階建物の大破/倒壊の割合が高いと記している。

なお、被害レベルの判定尺度は構造種別で詳細は異なりはするが大略、中破は部分的な修復で再使用が可能な被害程度、大破は再使用するとすれば大規模な修復工事を必要とする被害状況として判定されている。

上記のまとめは調査場所も同じではないので 3 種の構造間の被害の傾向を比較することは適当ではないかもしれないが、図-1～3 からは 1982 年以後の建築物の大破以上の割合はRC造、SRC造、S造の順に高くなっていること、階数別では RC 造 と SRC 造では 6,7 階建物以上で大破以上の被害率が高いが S 造では 3、4 階建物でその割合が高いことが特徴としてあげることができる。後者の傾向の違いは、構造種別による階数と固有周期の違いが原因の一つとも考えられる(3章参照)。

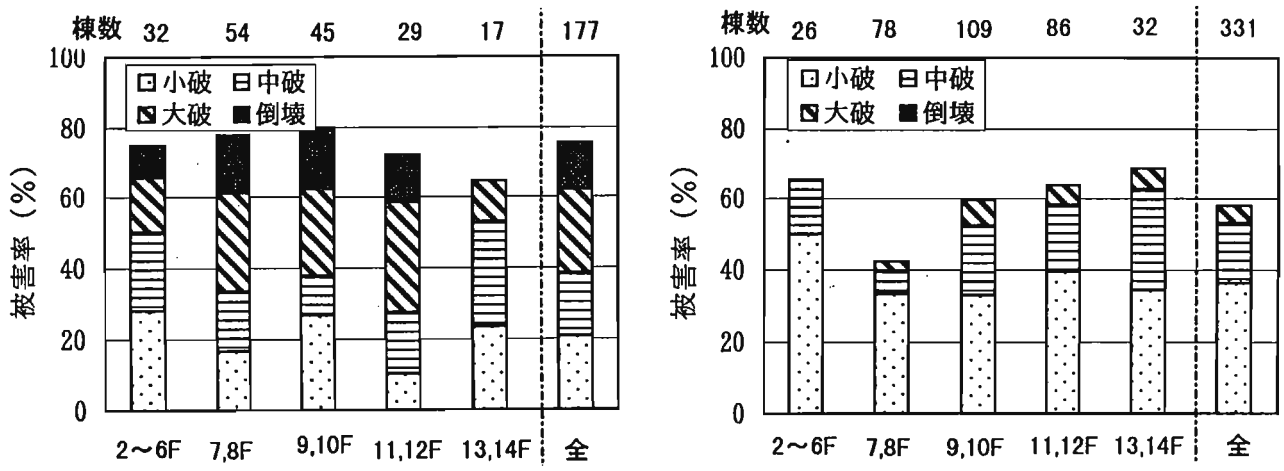
2.2 震害解析から推定された入力地震動レベル

震度7の地域では強震記録がほとんど得られていないことを補って「激震地域の建物にはどの程度の地震動が作用したのか」を推定するために、軽微を含む建物被害に照合するとされた地震応答解析に用いられた入力地震動のレベルがまとめられた [10]。収集された検討事例は表-1 の 24 例であり、半数以上が中央区にあり震度7の域内またはその周辺にある。これらで建物基部で観測された記録を入



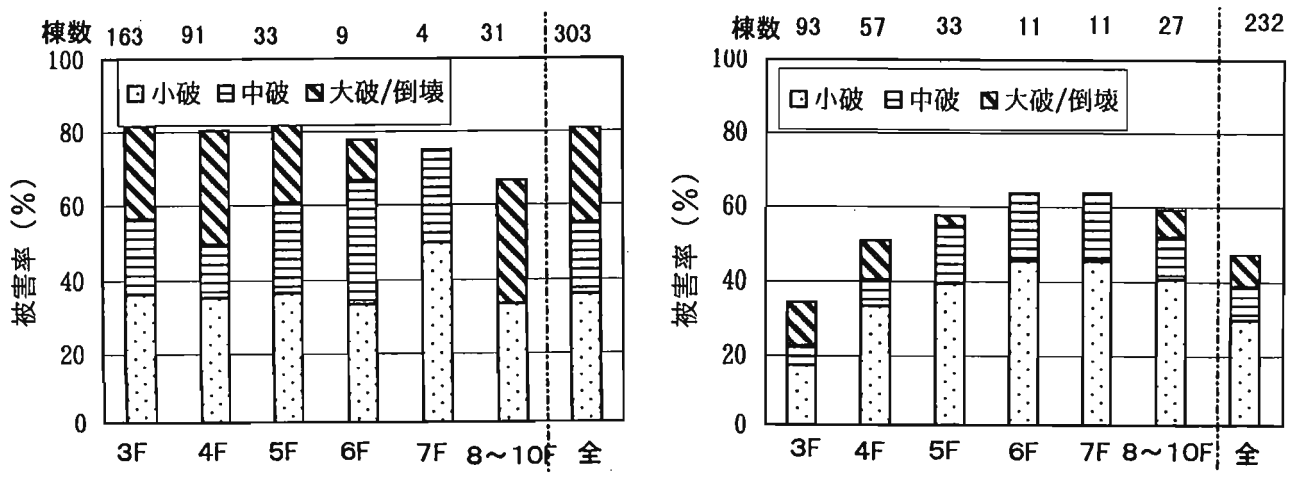
(a) 1971 年以前 （第1年代）　　(b) 1982 年以後 （第 3 年代）

図-1 鉄筋コンクリート造建築物の建築年代、階数別被害率（灘区、東灘区、中央区）



(a) 1974 年以前 （Ⅰ～Ⅲ年代）　　(b) 1981 年以降 （Ⅴ～Ⅵ年代）

図-2 鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の建築年代、階数別被害率（震度Ⅶ地域）



(a) 1981 年以前　　(b) 1982 年以後

図-3 鉄骨造建築物の建築年代、階数別被害率（東灘区、中央区、兵庫区の一部）

表-1 震害解析による建築物被害に照合する入力地震動強さ(文献 10 の表 1 に加筆)

No.	構造 *1	階数 *2	被災度	地震動*3	地震動強さ*4
1	SRC(新)	8(2)	中破	気象台波	65、535
2	SRC(旧)	11(1)	大破	再現波	130、700
3	SRC(新)	13(3)	中破	再現波	110、650
4	SRC(新)	9(1)	軽微	再現波	130、700
5	SRC(旧)	7(0)	中破	再現波	79、500
6	SRC(−)	7(−)	小破	再現波	79、500
7	SRC(旧)	10(1)	中破	再現波	71、425
8	SRC(旧)	12(1)	中破	再現波	102、650
9	SRC(旧)	8(3)	小破	観測波	87、331
10	SRC(高層)	25(3)	小破	観測波	62、315
11	SRC(新)	7(−)	大破	気象台波	<91、<818
12	SRC(旧)	8(−)	軽微	気象台波	<91、<818
13	SRC(旧)	12(1)	崩壊	再現波	80、500
14	RC (旧)	6(1)	小破	再現波	63、400
15	RC (新)	8(0)	崩壊	再現波	102、587
16	RC (新)	6(1)	軽微	気象台波	<91、<818
17	RC (新)	10(0)	中破	気象台波	91、818
18	RC (新)	8(0)	大破	気象台波	<91、<818
19	RC (新)	9(0)	中破	気象台波	91、818
20	RC (新)	7(0)	崩壊	気象台波	91、818
21	S (旧)	8(1)	小破	気象台波	91、818
22	S (−)	10(−)	大破	再現波	103、858
23	S (新)	9(1)	大破	再現波	103、858
24	S (新)	5(0)	大破	葺合波	123、802

*1 カッコ内の新と旧は、設計が 1981 年新耐震設計法の後と前。
*2 カッコ内は、地下階数。
*3 気象台波は、神戸海洋気象台記録の NS 成分を入力地震動に適用。
*4 実被害と照合する入力地震動の最大速度(cm/s)と最大加速度(Gal)。

力地震動に用いているのは、地下階が 3 層ある No.9 と 10 の建物のみで、他は気象台波や他地点の記録に地盤条件の違いを考慮して作成した再現波を入力している。

解析はすべて非線形解析であり、相互作用効果を考慮しているものは少ない。すなわち、表-1 の入力地震動は解析上の建物基部(基礎固定部)におけるものを意味する。被害との照合は、残留変形や部材損傷度との対応をしているものや被害ランクと層間変形の関係から判断されている。解析の信頼性については、建物基部観測記録を入力したものは重要な未知数が一つ取り除かれるので精度が判断し易い。その一つである No.10 の高層建物は小梁や雑壁のみにせん断破壊が生じた小破に分類される建物であるが、耐震設計では無視されていた小梁や雑壁を考慮することによって部材損傷度また 24 階の観測記録と良い対応の結果が得られている [11]。すなわち、建物に余力がある、もしくは小梁・雑壁が最大強度にいたる変形は架構よりも小さいので余吸収能力があると考えられる建物である。逆に No.20 は、設計ではスリットを入れていて非構造壁とされていた 2 階以上にある壁が実際にはスリットが十分でなく 1 階がピロティー構造となったために崩壊に至った建物である [12]。このように実被害を説明するために用いられた解析モデルには、安全側の見知から設計では考慮されなかった余力も考慮したり、設計とは異なる考えによるモデルを用いているものがある。

求められた表-1 の被害に照合する入力地震動レベルを最大速度でみると、一部を除き80〜100cm/sとなっている。スペクトル振幅としては、気象台波を用いているものが多くまた似たスペクトル形状の入力を用いているとすると、10 階建て前後の建物が多いので非線形化により 1 秒から 2 秒程度のスペクトルの影響が大きく、減衰定数 5%の擬似速度応答で 100 から 200cm/s の強さの入力地震動の影響を受けていると考えられる(図-8 の KOB を参照)。

ところで、表-1 の新基準による 11 例の建物をみると、大破以上の 4 例については地下階がなく、中破以下の 5 例には地下階がある。これについては耐震診断基準における耐震指標 Is と被害の関係において、地下室の有無を考慮することで(有る場合は Is に 1.2 倍の割り増しをする)被害と良い対応の結果を得ている検討がある [13]。これらに抽出された建物が平均的な特徴を表わしているかは分からないが、地下階の存在、すなわち相互作用効果によって建物に影響する入力成分が減少している可能性があるのではなかろうか。このような観点から、被害度と地下階の有無の関係をより幅広く検討する必要があると思われる。

2.3 建物-基礎-地盤の動的相互作用効果

相互作用効果は、建物基礎と自由地盤における地震動の差として捉えられるので、観測記録によって検討できる資料は限られるのが通常である。このような状況ではあるが貴重な同時観測データに基づいて相互作用効果が検討されている [14]。これでは大阪方面の 4 個所の記録から、最大加速度と最大速度の地表面に対する基礎の比が求められ、前者では 0.7、後者では 0.9 の比を得ている。このように短周期成分とやや長周期成分のスペクトル量を類推させる、最大加速度と最大速度の比の違いは、相互作用効果の特徴の一端を表わしている。さらに、激震地に位置していて観測記録が得られている表-1 の No.9 と 10 については相互作用解析が行われ、それから逆算した大きな最大値の場合の地表波と基礎観測記録についても前記と同様の結果が得られている。この地表面との差については、対象建物が地階を有しており建物への影響が大きい基礎底位置における地盤震動に対して、地表面地震動はそれより地盤増幅の影響を受けることも一つの原因であると考察されている。

ところで、地盤逸散減衰は建物が地盤より相対的に剛な

ほど大きくなるので、建物の非線形度が進んで剛性が落ちると効果が小さくなると考えられる[15]。この点について、入力レベルと建物の非線形性の観点から相互作用効果を検討した結果から、建物が非線形化すると減衰消費エネルギーが減少するので、兵庫県南部地震の震災の帯内のように強い地動があると相互作用効果によって応答が大幅に抑えられたとは考えにくいと指摘されている[16]。

3. 塑性率に対する必要耐力、必要入力スペクトル

3.1 必要耐力スペクトルの一例と既存建物の耐力

図-4 の骨格曲線の復元力特性を有する1質点非線形系がある入力地震動を受けたとき、最大応答変形が所定の塑性率μm になるような降伏せん断力係数(必要耐力) Cy を求めた。復元力特性としては比較的安定した履歴をする建物に使われる、RC 造建物では Takeda モデルを、S 造建物では Normal Tri-Linear モデル(N-Tri)を用いる。それぞれの骨格曲線のパラメータとして、Takeda モデルでは qc(=Qc/Qy)を 1/3 で α y=0.3、N-Tri モデルでは qc を 2/3 で α y=0.8 としたとき、神戸海洋気象台(KOB)-NS 成分記録におけるμm=2,4,8 に対する Cy を図-5 に示す。

これに対して既存建物の耐力はというと、RC 造建物については静岡県下の多くの建物について耐震指標 Is としてまとめられた結果[17](1972 年以後の資料を参照)や阪神地域について調査され志賀の研究[18]に基づき壁・柱量から耐力を算出する基準法の方法によりまとめられた結果[19]がある。ここではそれらを参考に、建物階数 N の関数とした図-5a)中に示す Cy を RC 造建物の平均的な値とした。S 造建物については図-3 の調査建物の約 7 割がラーメン構造であり[20]、これと RC 造建物との基準法の構造特性係数 Ds の関係も考慮して RC 造建物の場合の 0.8 倍が平均的な S 造建物の Cy とし、図-5b)中に示した。これは文献(20)の 0.5 程度と対応する。上記の Cy-N 関係を初期周期 To との関係に換算するに当たっては、To=to・H (H:建物の軒高)の関係を置き、RC 造建物については to=0.02sec/m[21]、S 造建物については文献(20)の採用式を変形した to=0.04sec/m とした。なおそれぞれの階高は 3.0m と 3.5m とする。

図-5 の KOB による必要耐力と平均的な既存建物の Cy の関係をみると、表-1 に示す KOB(気象台波)を用いた新基準以後で中破以下の 10 階程度の RC 造については、平均的な Cy より耐力が大きいかまたは平均的な Cy の場合には入力をより小さくする必要があったと考えられる。

3.2 塑性率対応の必要入力スペクトル

ところで、耐力が既知の場合に、最大応答変形がある塑性率に達するために必要な入力地震動のスペクトル振幅はいかほどになるのであろうか。特定の地震動に関係なく、この塑性率対応必要入力スペクトル(と呼ぶことにする)を算出する一つの方法を以下に述べる。

図-6 に示すのは層間変形角・相対変形の建築物の応答と、建築物のある高さ Ho における相対変形δm を表わす等価 1 質点系である。建築物の損傷度は近似的に層間変形角で表わすことができるので、図-6 の関係は都合が良い。すなわち、降伏層間変形角 Ry が定まれば所定の塑性率μm に対応する非線形応答の1質点系最大変形δm が定まる。ところで必要入力スペクトルは建築物の復元力特性などとは無関係な特性として表わしたい。そこで、初期周期 To における最大変形δm に対して等価線形系の考え方を導入する。

図-7 が等価線形系の考え方を示したもので、等価周期 Teq、等価減衰定数ζeq の線形最大変形が非線形系の最大変形を近似する。筆者らは、塑性率μm に対応して等価線形系を定める以下の方法を提案した[22]。すなわち、Teq を(1)式でζheq を(2)式で定める。

$$T_{eq}(\mu_m) = T_o\sqrt{0.5(\mu_m + \mu_b)/\alpha_y} \qquad (1)$$

$$\zeta_{heq}(\mu_m) = 0.5\{\zeta_h(\mu_m) + \zeta_h(\mu_b)\}r_h \qquad (2)$$

μm≧1 ではμb=1 である。ζheq(μ)はμに対する定常履歴ループの等価粘性減衰定数である。rh は Takeda モデルでは 0.85、N-Tri モデルでは 0.60 の値をとる。この関係を逆に用いれば、δm が周期 Teq における線形応答値になる。さらに内部粘性も考慮したζeq から、次の関係によって5%減衰の線形系変形に変換する。

$$S(T_{eq},0.05) = S(T_{eq},\zeta_{eq})\ \{1+10(\zeta_{eq}-0.05)\}^{1/2} \qquad (3)$$

上記の方法を、図-5 中に示した Cy-N 関係および To=to・H を用いた系に適用する。Ho=0.7・H とする。RC 造建物の降伏変形角 Ry は、文献(23)から 1/150 とする。また S 造建物についても同一とする[24]。階数 N が 3～10、所定のμm が 1～6 とした場合に得られる塑性率対応必要入力スペクトル rpSv を図-8 に示す。参考までに KOB-NS と葺合(FKI)-N330E 成分の応答スペクトルも示す。いずれも擬似速度 pSv で図化している。ある建物の場合、交点が予想される塑性率である。図-8 をみると RC 造、S 造建物の小破-中破の境の変形角を 1/100 とすると、必要 rpSv は約 100cm/s であることがわかる。Cy が設定値より大きくなると rpSv も大きくなる。

3.3 兵庫県南部地震による建築物被害率と必要入力スペクトルの関係

1982 年以後に建設された RC 造建物が中破以上また大破以上となる変形角を 1/100 と 1/50 に、S 造建物では

1/100と1/30として、図-1と図-3のb)の被害率と図-8の必要 rpSv を比較してみる。ここで入力地震動は KOB と FKI の中間的な強さの観測 pSv を有しているものとしよう。

まず階数 N と被害率の定性的な関係であるが、図-8 の必要 rpSv は同じμm では階数が増えるにつれて大きな rpSv を必要としている。一方、観測 pSv は階数が増える周期に従って小さくなっている。すなわち、この観測 pSv からは RC 造 、S 造ともに階数が増えるに従って被害ランクが下がることになる。これに対して S 造建物の大破/倒壊率はその傾向にあるが、RC 造の被害率は逆の傾向にある。このことからは、平均的な Cy として RC 造では低層建物の耐力が図-5a)よりずっと高いともいえる。

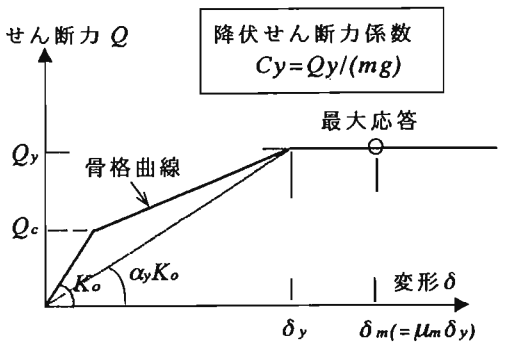


図-4 建物復元力特性の骨格曲線

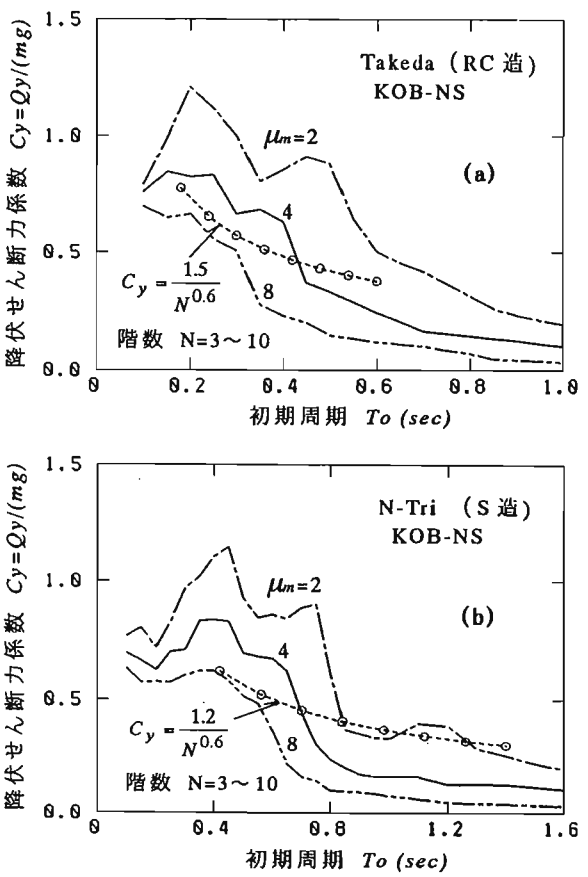


図-5 KOB に対する必要耐力スペクトルと既存建物の平均的な耐力

図-8 の必要 rpSv は平均的な値とした Cy から求めたものである。これによると大破以上となる必要 rpSv は、RC 造建物では約 150cm/s、S 造建物で約 250cm/s 以上となる。

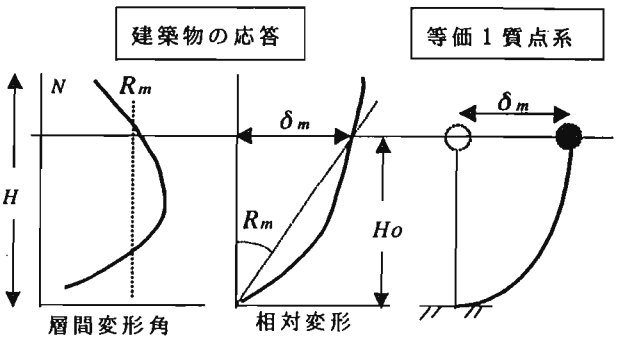


図-6 建築物の応答と等価1質点系

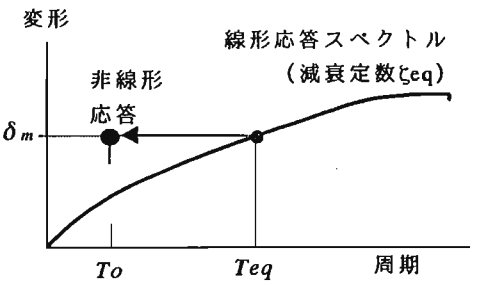


図-7 等価線形系による非線形応答の推定

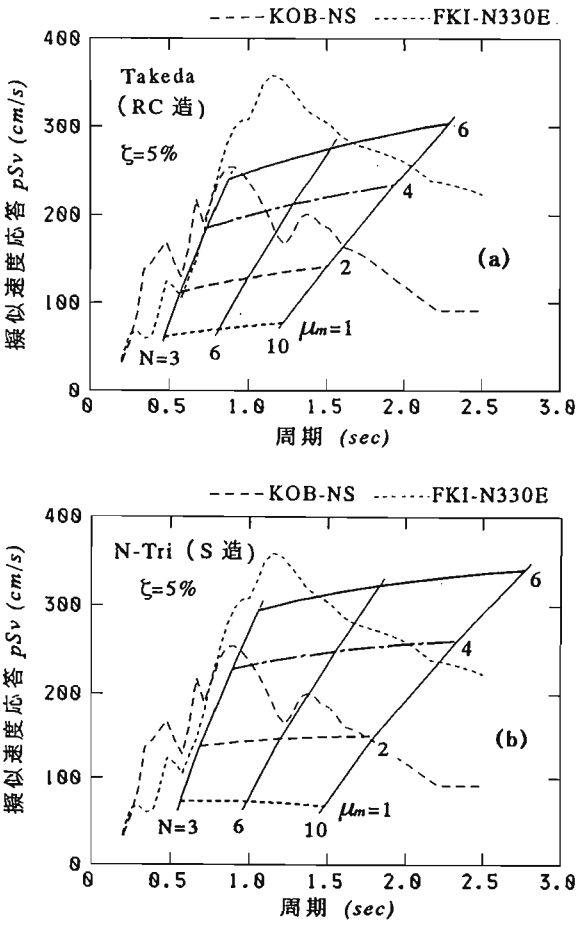


図-8 塑性率対応必要入力スペクトル

この値と観測 pSv を比較すると RC 造建物では半数以上が大破、S 造建物では 3,4 階建物で半数程度、それより高くなると減少するとはいえ中破でみると半数以上がそれに達する。これらは、図-1 また図-3 の被害率とはかなり異なっている。このような差は単に余力程度の違いとは考えられない。原因の一つには、マクロな被害分析に収集された建物によっては図-8 の KOB よりも小さな入力を受けたことがあげられよう。旧基準の建物については被害率が大きくなるので対応は良くなろうが、同じ被害ランクに達する限界変形が新基準よりも小さいとするとやはり過大な被害率になると考えられる。これらの違いは、今後、十分に検討する必要がある。

4. 結び

地震直後の多くの機関による不断の努力によって、建物の対地震性能が明らかにされてきた。70年代の構造脆性破壊に対する対策の実施、1981 年の建築基準法の改定などによる年代毎の設計法の違いと被害の関係である。地震被害は設計、施工、劣化防止の一つでも不十分であれば生じうるので、上記の設計法のみで建物の耐震性能を全て論じれるわけでもないが、構造設計上にも未だ多くの課題をかかえている。最後に、各専門分野の研究者があげた課題の一端をあげておく(文献 7 のⅢ編3章より)。

- ・基規準:ねじれ指標、不整形性規定の改良
- ・地震応答解析:構造物性能把握への有功利用
- ・RC 構造:M-N-Q 相互作用、耐震壁のモデル化
- ・鋼構造:梁端、柱下端部の破壊モードの影響
- ・免震構造:アイソレータの限界性能とモデル化

謝辞　文献(20)は原稿案の段階のものを参考にさせていただいた。末尾ですが御礼申し上げます。

参考文献

(1) 日本建築学会:建築編－1 鉄筋コンクリート造建築物、阪神・淡路大震災調査報告、1997.7

(2) 日本建築学会他:建築編－2 鉄骨鉄筋コンクリート造建築物他、阪神・淡路大震災調査報告、1998.7

(3) 建設省建築研究所:平成7年兵庫県南部地震被害調査報告書、1995.8、1996.3

(4) 日本地震学会他:共通編－2 1編 地震・地震動 2編 地盤・地質、阪神・淡路大震災調査報告、1998.2

(5) 日本建築学会:1995 年兵庫県南部地震で試された地盤震動研究(その3)-震源域での強震動評価と耐震設計について考える-、第 25 回地盤震動シンポジウム、1997.10

(6) 兵庫県南部地震特別研究委員会・構造委員会:〈公開シンポジウム〉兵庫県南部地震-強震記録と設計用地震動の関係-、1997.12

(7) 日本建築学会:Ⅰ編 1.3 地震被害における多次元挙動、多次元入力地震動と構造物の応答、1998.1

(8) SRC 構造運営委員会:兵庫県南部地震による SRC 造建物の被害統計、1997 年度大会 PD" 兵庫県南部地震による SRC 造建物の被害分析"資料、1997.9

(9) 緑川光正、長谷川隆、向井昭義、西山功、福田俊文、山内泰之:1995 年兵庫県南部地震における特定地域の鉄骨造建物被害調査、日本建築学会構造系論文集、第 493 号、pp.115-120、1997.3

(10) 芳村学:構造物被害と構造物への入力地震動-一般建築物-(SWG5-1)、文献(6)、53-60

(11) 沢井布兆、江戸宏彰他:SRC 造 25 階建て集合住宅の被害と解析、コンクリート工学、37-41、1996.11

(12) 芳村学、岩淵一徳:1995 年兵庫県南部地震により崩壊したピロティーを有する鉄筋コンクリート建物の非線形解析、日本建築学会構造系論文集、第 486 号、pp.75-84、1996.8

(13) 関松太郎他:兵庫県南部地震における鉄筋コンクリート造系建物の被害分析、日本建築学会大会学術講演梗概集、25-28、1996

(14) 安井譲:構造物被害と構造物への入力地震動-基礎相互作用-(SWG5-2)、文献(6)、67-86

(15) 藤堂正喜;建物の強さと入力地震動、1993 年釧路沖地震に関する総合シンポジウム、143-146、1994.11

(16) 林康裕、田村和夫:速度型地震動強さ指標と建物・地盤連成系の非線形応答、第 5 回 構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム、157-162、1998.5

(17) 中埜良昭:信頼性理論による鉄筋コンクリート造建築物の耐震安全性に関する研究、東京大学学位論文、1988

(18) 志賀敏男:3. 建物の震害調査、特に群として捉えた調査に思う、第 25 回地盤震動シンポジウム、45-48、1997.10

(19) 藤原悌三、鈴木祥之、林康裕:1995 年兵庫県南部地震における RC 造建物の被害と最大地動速度の樹形モデルによる相関評価、日本建築学会構造系論文集、第 510 号、153-159、 1998.8

(20) 緑川光正:4.3.1 建物の被害統計と地震動、地震荷重-内陸直下地震による強震動と建築物の応答-、地震荷重小委員会/限界状態 WG、1999 刊行準備中

(21) 日本建築学会:4.各種構造物の振動特性、217-231、1978

(22) 西川孝夫、藤堂正喜、:4.2.3 等価線形化法による非線形応答予測、地震荷重-内陸直下地震による強震動と建築物の応答-、地震荷重小委員会/限界状態 WG、1999 刊行準備中

(23) 梅村魁編著:動的耐震設計法・続(中層編)、図Ⅱ.5.4、技報堂出版、450、1982

(24) 日本建築防災協会:震災建築物等の被災度判定基準および復旧技術(鉄骨造編)、表Ⅰ 3.1、9-11、1988

3．特 別 講 演

第26回地盤震動シンポジウム
日本建築学会　1998.10.22

活断層からの地震予測情報
―現状と問題点
EARTHQUAKE FORECASTING BASED ON THE ACTIVE FAULT DATA--THE PRESENT STATE AND THE PROPBLEMS

松田時彦 *1
Tokihiko MATSUDA

The long-term predictions of earthquakes for some active fault zones were recently made public from the Japanese government. The forecast includes the site and size of the earthquake and the time of the occurrence : for instance, the Itoigawa-Shizuoka Tectonic Line will generate an earthquake of Magnitude about 8(± 0.5) in a few hundred years from the north-central part of the zone . The probability of the occurrence within 30 years from the present is estimated to be about 14 %

The prediction is based on the geological data and the step concept in which the earthquakes from a fault or the segment repeat with a same size and a same repeat time through the recent geological time. The segmentation and grouping of the fault , and the pre-estimation of the rupture point are needed in order to estimate the strong motion in detail.

1．はじめに

日本内陸にある多数の断層のうち、将来、地震の震源になる断層の場所などをあらかじめ認識する方法は、いまのところ地表付近での活断層の累積変位形態（地形や地層）を手がかりにする以外にはないといっていい。活断層からの予測方法はまだ不十分であるが、その現状と問題点を紹介する。

2．場所の予測

活断層は地殻上部でおこるマグニチュードM７程度以上の大地震の発生場所や性質を教えてくれている．M７程度以上の大地震を起こした断層運動は地表まで達して地表付近の地形や地質に記録される。そして、そのような断層は最近地質時代を通じて変位を累積しているので、その断層は将来も同様の大地震を発生させると考えられるからである。

実際、M 7.2 以上の被害地震は、濃尾地震以後の約百年間に日本内陸で６つ（濃尾、陸羽、北丹後、北伊豆、鳥取、兵庫県南部の各地震）生じているが、そのすべてが活断層帯から生じている。それらは、現在行なわれているような方法と精度の地表調査によってほぼ見つけられるようなものである。したがって、そのような大きな直下内陸地震の発生場所はすでに既発表の活断層分布図（たとえば活断層研究会、1991 の約２０万分の一の図）にほぼもれなく示されていると考えられる。

M 7.1 ～ 6.8 の地震でもその多くは、その震源断層に対応する活断層が地表で見いだされている．たとえば、表１にあげた日本内陸の主な地震ではその１３例中の１０例がそうである、したがって現行の活断層図はM 6.8 程度までのM７級の大地震が発生する候補地をつよく示唆している。

しかし、そのようなM 7.1 以下 6.8 以上の地震でも、その断層運動が地表にあらわれなかった例が１３例中約半数もあるし、実際に震央付近に活断層が見いだせない例も３例あったので（1900 年宮城県北部、秋田仙北、長野県西部の各地震）、活断層の分布図はこのような規模の地震に対しては完全ではない。

さらに小規模のM 6.7 以下の地震は、地表で土地をずらしたことはほとんどないので、地表での断層出現に基礎をおく現在の活断層図はM６級の地震の場所予測には原則として役立たない。

活断層の検出はおもに地表付近での観察によっているため、稀にしか活動しない断層（C級活断層）ほどその後の侵食・堆積によって見つけにくくなっている。そのため、活断層の知られていない場所で大地震が発生するとしたら、その断層はC級のような活動度の低い断層であろう。C級活断層の存在頻度は十分に掴めていない。北丹後・鳥取・三河の各地震を起こした活断層はいずれも地表の変位形態が不鮮明であり、いずれもC級かそれに近い活動度の低い活断層である。また、東北日本など

*1　西南学院大学　　Seinan Gakuin University

にある活褶曲地帯では、地下の構造は地表で予想できないほど複雑であり、その地下に活断層も伏在している可能性が大きい。

なお、そのような侵食の効果の大きい低活動度の活断層でも、活断層そのものが侵食作用でなくなってしまうことはない。活断層の実態は地質学的な断層そのものであり、たとえその地表の変位地形が失われても断層そのものが地表から消えてしまうわけではない。

３．地震規模の予測

活断層から発生する地震の規模の推定には次のような方法がある。①活断層の長さによる。②一回の変位量による。③最新活動期以後の経過年数による。④地体構造による。たとえば、長野県の糸魚川－静岡線活断層帯の例では、その断層帯の長さからも、前回の活動時の変位量からも、また最新活動期以後の経過年数からも、いずれの方法によっても次回の活動規模がＭ８程度（±０．５）になると推定している。

以下、①について記す。　断層の長さからの地震の規模の推定は地表地震断層の長さＬとそれをもたらした地震の規模（ＭまたはＭ o）との間に認められる大まかな比例関係に基づいている。ＬとＭの関係式（経験式）として、たとえばつぎのようなものがある。(a) はいわゆる“松田式”(松田、1975)である。(b)、(c) は松田 (1998) による 。(それぞれ図１のａ，ｂ，ｃ，)。

$$M = (\mathrm{Log}\ L_{(km)} + 2.9) / 0.6 \qquad (a)$$

$$M = 6.32 + 0.693\ \mathrm{Log}\ L_{(km)} \qquad (b)$$

$$M = 6.81 + 0.253\ \mathrm{Log}\ L_{(km)} \qquad (c)$$

これらの式の長さＬは、もともと一回の地震時に生じた地表地震断層の長さであるからそれを活断層の長さとして用いる際には注意が必要である。一つの大地震はかならずしも地図上の活断層のそれぞれから発生しているのではなく、それらが寄り集まった「断層帯」から発生していることが多い．したがって活断層から発生する地震の規模を推定しようとする場合には、将来一つの地震をおこすであろう断層帯や断層の部分区間（起震断層という）をあらかじめ予測してその長さＬを用いるべきである。しかし、活断層をそのような起震断層に再編成すること（活断層のセグメンテイションあるいはグルーピング）は、かならずしも容易ではなく、今後の重要な研究課題となっている。

そのような現状なので、便宜的に松田（1990）は互いに５ｋｍ以内に近接してほぼ同様の性質の断層が分布している場合には、それらをまとめて断層帯とよび、それを一つの起震断層とみなした。実際にはこのような断層帯が、一つの大地震を起こした場合もあるし（一括放出型）、部分区間がそれぞれ別のときに地震をおこして動く場合（分割放出型）もある。たとえば六甲－淡路断層帯を起震断層とみなしていたが、１９９５年にはその南半分しか動かなかった。このように、断層帯あるいは長い断層線の全長をＬとしてＭを計算すると、どの式でも実際よりも過大のＭがえられる可能性がある。

さらに、地表地震断層ＬとマグニチュードＭの関係にはかなり大きなバラツキがある．いずれの式もそれを最小二乗法またはそれに準じて扱ったものであるから、その長さＬの断層から起こり得る地震の最大値はさらに大きい（ある統計によるとそれは＋0.5 程度)。

これらの式では計算上ではＭ＝ 6.7 以下の地震の地表地震断層の長さ（＝０ｋｍ）は用いられていない。(ａ）の松田式はすくなくともＭ 6.8 より大きい範囲でＬが地震学的・測地学的資料から推定された震源断層の大きさ（長さ）をあらわすように意識してつくられている。しかし、（ｂ）（ｃ）では地表での断層運動の長さだけを用いている。Ｍ 6.8 程度以下の地震では通常地表地震断層の長さは０ｋｍであるので、Ｍが 6.８程度以下の地震にたいしては地表の断層の長さは地下の地震を起こす断層の長さよりも著しく小さい。つまり、地下の震源の断層の大きさ（つまり地震の規模）を知るために地表の短い断層にたいしても上の式を用いる場合には（ａ）式よりも（ｂ）あるいは（ｃ）式の方が適当と思われる。

先月（１９９８年９月）の岩手県内陸北部の地震は雫石盆地西縁断層帯の北部を震源とするものとみられるが、その規模はＭ 6.1 で、長さ１ｋｍ弱の地震断層が出現したという。この長さをＬとした場合、（ｂ）式によると１ｋｍはＭ 6.3 程度になる（(ａ）ではＭ 4.8 程度になる)。なお、雫石盆地西縁断層帯の長さは松田（1990）によると２０ｋｍであるから、それをＬとして（ａ）（ｂ）（ｃ）を用いるとＭは、それぞれＭ 7.0, 7.2, 7.1 となる。いずれにしてもこれらは今回の地震規模にくらべて明らかに大きく、今回の地震とは別の、より大きな地震がこの断層帯から発生する可能性を示唆している。

４．発生時期の予測

活断層からの地震の発生時期の予測では、一つの断層（の区間）に注目したとき、そこから発生する地震は基本的にランダムな現象ではなく、それぞれ固有の一定の性質（発生間隔や地震規模）をもっていると考える。この考えを固有地震説あるいは階段モデルという（松田、1998 参照)。これは Schwartz & Coppersmith (1984) の characteristic earthquake model とは同じではない。後者はおもに変位の空間的分布に関するモデルであり、前者はおもに変位の時間分布についてのモデルである。

このように断層ごとに地震の発生間隔はほぼ一定であると考えると、その断層の最新の活動以後の経過年数が、その発生間隔年数に近くなっている（いわゆる満期になっている）断層は、近い将来次の地震の発生の可能性が高いことになる。

最新活動期の年代は一般にはトレンチ掘削調査などに

よって地層の年代から得られる。一方、活動間隔は、つぎの２つの方法から求められている。一つは、続けて起こったと考えられる最近の数回の活動を地層のなかに見出いだして、それぞれの年代を決めて発生間隔を求めるものである。他の一つは過去数万年間における変位の累積速度（平均変位速度Ｓ）と一回の活動に伴う変位量（Ｄ）とを用いて、その間の平均活動間隔Ｒを求めるものである（Ｒ＝Ｄ／Ｓ）。

このような活動間隔（多くの場合最新活動期も）を求めるいずれの方法も、手がかりになる地形・地層の有無・年代に大きく依存しているので、活動時期の推定値には一般に数百年程度（数十年ではなく）の不確かさや分解能の限界が伴っている。比較的条件にめぐまれた糸魚川－静岡線の場合でも、松本付近の並柳地点のトレンチの資料（奥村ほか，1994）では、第一の方法でわかった３回の活動の間隔は平均３１７年ないし１１１２年である。第二の方法ではＤやＳの精度を考慮すると４３０年ないし１８４０年である。

このように地質資料からの活断層の活動予測は条件がよい場合でも（平均活動間隔が千年程度のＡ級活断層で地質資料が豊富な場合でも）、予測時間の限定は数百年程度である。

糸魚川－静岡線の場合、こうして求められた最新活動期以後の経過年数（約１２００年）と過去の活動間隔（約１０００年）とから、この断層帯はすでに満期に達していると判断され、政府の地震調査委員会は、現在をふくむ今後数百年以内にマグニチュード８程度の大地震が発生する可能性が高いという予測を１９９６年に発表した。

政府はさらに１９９７年には神奈川県の神縄・国府津－松田断層帯について、１９９８年（１０月予定）には静岡県の富士川河口断層帯について、それぞれ予測を発表したが、時期予測の精度はいずれも「今後数百年以内」である。これを、今後数十年以内あるいは数年以内という精度まで向上させることは、地質学的な方法では一般に困難であり、他の手段からの進歩を期待したい。

５．発生可能性の表現

上記の３断層帯にたいする時期予測は、いずれの場合も今後数百年以内に発生する「可能性が高い（あるいは可能性がある）」と述べている。その「可能性」を地震調査委員会の長期評価部会は発生確率で表現することを試みている。活断層からの地震発生の確率評価を固有地震説（更新過程）によって行なう場合、その発生の間隔時間のばらつきを対数正規分布とし標準偏差を 0.23 とすると上記の糸魚川－静岡線活断層帯では、今後の３０年間に上記のＭ８程度の大地震が発生する確率は約１４％であるという。

なお、更新過程であるから、糸魚川－静岡線の場合すでに満期に達しているので、今後の発生確率は現在に近い期間ほど大きい．数百年後におこる確率は小さい。

６．数百年以内予測に意義があるか

大地震の場所・規模の予測はとにかくとして、その発生の時期が「今後数百年以内」ではあまりに漠然としていて、ほとんど社会的意義はないとする見方もある。そこでは数百年「以内」が数百年「先」と受け取られた可能性もあるが、そうでないとしても、数百年以内とは“なんとあいまいな！？”と感じた人は少なくない。しかし、この時期予測は「あやふや」な予測ではなく、かならず数百年以内におこる「確かな」予測であると私は思っている。数十年以内あるいは数年以内という時期の限定にくらべると大雑把で詳しくはないが、そのために「確か」になっている。「詳しさ」と「確からしさ」は別物であり、「詳しい」けれども「あやふや」なものもあるし、その逆のものもある。

７．　地震動の予測

大地震の予測は、将来、地震動の予測へすすむべきである。そのためには、個々の多数の活断層や断層帯を将来地震が発生する区間（起震断層）ごとに再編成することや、さらにその区間内での破壊の開始点や伝播を予測することが必要である。このために活断層の平面的だけでなく立体的な形態の解明がすすむことを期待したい。

参考文献

地震調査研究推進本部　地震調査委員会(1997),地震調査委員会報告集－ 1995 年 7 月～ 1996 年 12 月，529p.

活断層研究会（1991),新編日本の活断層，東京大学出版会，427p.

松田時彦（1975)，地震, 28, 269-283.

松田時彦（1990)，地震研究所彙報 , 65, 289-319.

松田時彦（1995)，活断層 ,岩波新書, 242pp.

松田時彦（1998)，地震 , 50, 別冊 , 23-33.

奥村晃史・下川浩一・山崎晴雄・佃栄吉（1994)，地震，４６，425-438.

Schwartz, D. P. and K. J. Coppersmith (1984), J. Geophys. Res. , 89, 5681-5698.

（表と図は次ページ）

表 1　明治以降のおもな内陸地震・地表地震断層・既存活断層
（松田,1998）

Table 1. On-land large earthquakes (1885–1996, $M \geqq 6.8$, depth $\leqq 20$ km), surface faults and pre-existing active faults.

Earthquakes	*M* (JMA)	Main surface fault (Length, km)	Pre-existing active fault	Long-term slip-rate
1891 Nobi	8.0	Neodani (80)[1]	Neodani	A–B
1894 Shonai	7.0	—	Kannonji	B
1896 Riku-u	7.2	Senya (36)[2]	Senya	B
1900 Miyagiken-hokubu	7.0	—	(unknown)	—
1909 Gono	6.8	—	Yanagase	B
1914 Akita-senpoku	7.1	—	(unknown)	—
1914 Sakurajima	7.1	—	West-Kagosima Bay	—
1925 Kitatajima	6.8	Tai?	(unknown)	—
1927 Kita-Tango	7.3	Gomura (22)[1]	Gomura	B–C
1930 Kita-Izu	7.3	Tanna (32)[1]	Tanna	A
1931 Nishi-Saitama	6.9	—	Kushibiki	C
1939 Oga	6.8	Sarukawa?	Sarukawa	B
1943 Tottori	7.2	Shikano (12)[1]	Shikano	—
1945 Mikawa	6.8	Fukozu (20)[1]	Fukozu	C
1948 Fukui	7.1	Fukui (25)[1]	Fukui	B
1961 Kitamino	7.0	—	Hatogayu	C
1974 Izuhanto-oki	6.9	Irozaki (5.5)[3]	Irozaki	B
1984 Naganoken-seibu	6.8	—	(unknown)	—
1995 Hyogoken-nanbu	7.2	Nojima (9)[4]	Nojima	A–B

Length: [1] MATSUDA (1975), [2] MATSUDA *et al.* (1980), [3] MATSUDA and YAMASHINA (1974), [4] NAKATA *et al.* (1995), AWATA *et al.* (1996).
Long-term slip-rate: after R. G. A. F. J. (1991)

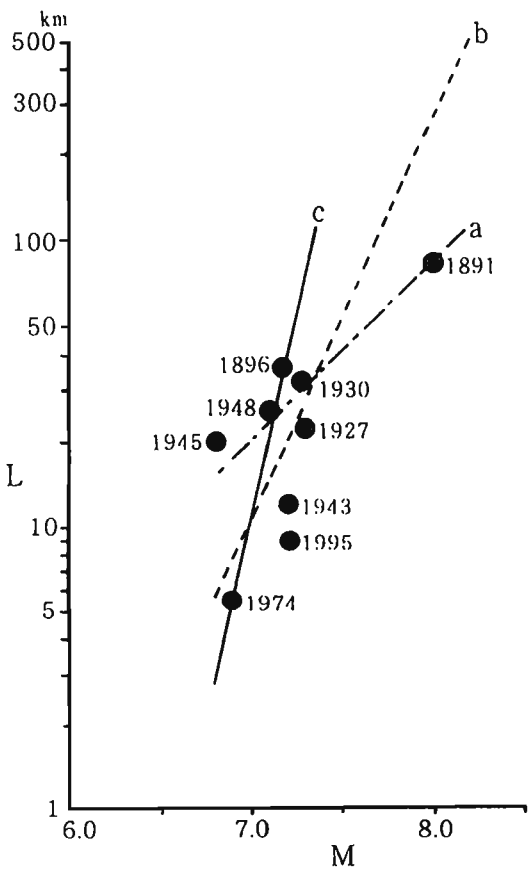


図 1　地表地震断層の長さ L とマグニチュード M の関係
a: $M=(\log L_{(km)}+2.9)/0.6$　（松田, 1975）
b: $M=6.32+0.693\log L_{(km)}$　$(6.8 \leqq M \leqq 8.0)$
c: $M=6.81+0.253\log L_{(km)}$　$(6.8 \leqq M \leqq 7.3)$
（b と c は松田, 1998）

Fig. 1 Fault length versus magnitude for Japanese inland earthquakes since 1891.
L: length (km) of surface break.
M: JMA earthquake magnitude. For the data, see Table 1.
Numerals indicate time of earthquakes. 1891: Nobi Earthq. 1896: Riku-u Earthq. 1927: Kita-Tango Earthq. 1930: Kita-Izu Earthq. 1943: Tottori Earthq. 1945: Mikawa Earthq. 1948: Fukui Earthq. 1974: Izu-Hanto-oki Earthq. 1995: Hyogoken-nanbu Earthq.
Line a: Line by MATSUDA (1975)
b: $M=6.32+0.693\log L_{(km)}$ for the data of earthquakes of $6.8 \leqq M \leqq 8.0$
c: $M=6.81+0.253\log L_{(km)}$ for the data of earthquakes of $6.8 \leqq M \leqq 7.3$

4．強震動予測の現状と課題

第26回地盤震動シンポジウム
日本建築学会　1998.10.22

理論的強震動予測における震源のモデル化
MODELING OF SEISMIC SOURCE FOR THEORETICAL GROUND MOTION PREDICTION

岩田知孝[1]　入倉孝次郎[2]
Tomotaka IWATA　Kojiro IRIKURA

Strong ground motions in the source area during the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake are evaluated successfully using the irregular source and underground structure model theoretically. Strong ground motions in the source area were controlled by the heterogeneous source process. For seismic hazard evaluation during future earthquakes, it is very important to predict strong ground motions precisely in the source area. For hypocetical active-fault earthquakes, we need to set the plausible source models to predict ground motions. Here, we show what source parameters control the strong ground motions and how to constrain the source models for theoretical strong ground motion prediction from a priori geological and geophysical informations.

1. はじめに

1995 年兵庫県南部地震の震源近傍の強震動の評価が不均質な断層モデルと地下構造モデルを用いた理論的な地震動シミュレーションによって行われ，淡路～神戸～阪神間に生じた激甚震動は，盆地境界下の活断層運動による地震動の生成と厚い堆積層構造や盆地端部効果による地震動の増幅 例えば[1], [2] 及び表層地質での地盤の非線形応答による地震動の遮断によって形成されたと考えられる．このようなモデリングの中で，大きな地震動災害を引き起こした「強震動パルス」の生成について断層モデルによる理論的な解釈がなされている．このような理論的な強震動評価が地震動災害と関連する周期帯域までなされるためには，その周期帯域に見合うだけの詳細な震源及び地下構造のモデルが確立されなければならない．日本においてはこの兵庫県南部地震においてはじめてそのような研究がなされ，理論的な強震動予測の確立も現実味を帯びてきたと考えられる．

しかしながら，強震動「評価」と強震動「予測」にはまだ隔たりがあることも事実である．兵庫県南部地震時の神戸域での強震動「評価」は，震源域及び近傍の強震記録から得られた震源モデルと，非常に高密度の地下構造探査によって盆地端部モデルが構築されたために達成されたことは言うまでもない．では内陸地震時の理論的強震動「予測」には何が必要になるだろうか？当然，震源モデルと地下構造モデルを構築する必要があり，本稿ではそのうち震源モデルに関する事前拘束，即ちある活断層が活動するとしたらどういう運動をするのか事前に予測できるのかどうかを考える．

不均質断層すべりモデルの特化は既に Somerville et al.[3] において先駆的になされている．彼らは地震学的手法によって得られた断層モデルが豊富にあるカリフォルニア州の断層パラメータをコンパイルすることによって，アスペリティサイズと全体断層面積などの，「強震動予測」に重要な断層のパラメータの経験則（相似則）を求め，それを理論的強震動予測のための断層モデルに適用することを提案している．

本稿においては，逆に活断層調査から得られた情報が強震動予測のための断層パラメータの拘束が可能かどうかという観点から，今の地震学と地形地質学の研究成果を並べて議論する．そのため，まず地形地質学から得られている地表震源断層と地震学からみた震源断層の比較を行い，それに基づいて地形地質学情報からの運動学的震源断層モデルの拘束の可能性を議論する．またそれらが震源の物理に基づく動力学的モデルからも支持される可能性を述べる．次に，強震動評価，予測の例として，1995 年兵庫県南部地震時の震源域の強震動評価を紹介して，震源モデルの強震動分布の関係を述べるとともに，シナリオ地震に基づく理論的強震動予測手法の震源パラ

[1] 京都大学防災研究所助手　Research Associate, Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto University
[2] 京都大学防災研究所教授　Professor, Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto University

メータ設定についての問題点を議論する.

2. 地表地震断層と地震学的手法に基づく断層モデルの比較

地形地質の分野で観察された断層運動（最終変位量, すべり方向）と地震学的手法で推定された断層モデルとの対比は, 特に米国カリフォルニア州のサンアンドレアス断層系の内陸地震に対してコンパイルが進んでいる [隈元, 1998, 私信]. それによると, 震源メカニズム解と地表地震断層の食い違いから推定されるメカニズム解は, 横ずれ断層型のもので整合性が高いようである. 地震学的手法としては, 70年代～80年前半では遠地地震記録を用いた地震モーメントテンソルの推定が主であって, 断層面上の不均質すべりを十分に評価できてはいなかった.

1979年のImperial valley地震あたりから, 近地の地震記録を用いたいわゆる震源インバージョンによって不均質な断層モデルが推定されるようになってきた. 特に震源近傍においては, その不均質断層破壊が, 強震動の分布に大きく寄与することが考えられる. 例えば, 1992年Landers 地震においては, Sieh et al. [4] が地表踏査を行い, いくつかのセグメントが観察されたこと, セグメント間にはオフセットがあり, 1つのセグメントの終端ではすべり量が小さいこと, さらに最終変位量分布と地震記録から推定されるすべり分布がよい一致を示していることを報告した(Fig. 1). しかしながら, その場合の「地震記録から推定されるすべり分布」とは, 1点の広帯域記録の時間軸を線震源, 一様破壊速度のもとで空間すべり分布に置き換えたPreliminalyなものであった. 近地の強震記録, 遠地地震記録および測地データを用いたインバージョン [5] の結果は更に複雑であった. Wald and Heaton[5] は, 測地データ, 遠地地震記録, 近地強震記録の3つのデータ独立にすべり分布を求め, また同時に3つのデータセットを用いて(combined model)すべり分布を推定している. Fig. 2 には求められた最終すべりの空間分布が示されている. combined model は各データ独立のインバージョンの平均像になっている, このcombined modelで求められた表層近くのすべり分布は, 地表踏査のセグメンテーションとよく一致していることがわかる. しかしながら, インバージョンを行う際に仮定された断層面は地表に現れたセグメントを参考に作られたものであることに留意する必要がある. また, 地表でのすべり分布と地下のすべり分布には類似性はあるものの必ずしも一致しているわけではないことにも注意しなければならない.

同様の比較が兵庫県南部地震の震源モデルにおいてもなされている. 武村 [6] は地震波形インバージョンの結果をコンパイルし, 佐竹・粟田 [7] は測地, 地質学的情報の震源モデル, 地表地震断層変位をコンパイルした. 詳細は異なるものの, これらの最終変位量分布は似た傾向を示しており, 淡路島の地表地震断層が観測されたところでは, 地震波形からも浅いところでのすべり（モーメント解放）が推定されており, 測地及び地震波形からは, 神戸市側の地下においてすべりがある必要が指摘されている. この結果からも, 観察された地表地震断層と地震学的に求められた断層モデルでの最終すべり量やすべり方向には類似点があることがわかるが, 神戸側のように, 地表には現れていないが地中ですべりがあり, 震源域の強震動への寄与が大きかったこと [2], [8] を認識しておかなければならない.

本節においては地形地質及び地震学的な調査研究の進んだ2地震の例について報告したが, 例えば1994年Northridge地震では地表震源断層は現れていないので, このような議論はできない.

3. 活断層情報と強震動予測のための断層パラメータの関係

3.1 地形地質情報と運動学的断層パラメータ

2. においては, 1回の地震に対して, 地表に現れた断層と地震学的な断層モデルの対応を論じたが, 活断層が繰り返し同様の運動をしている, 即ちCharacteristic Earthquakeを起こしているのならば, 現在地質調査所が中心となって推進している活断層調査より得られる断層面の方位, 傾斜角, セグメント長, すべり量, すべり角を引き出すことによって, 地震動予測に必要な震源パラメータを特徴づける可能性がある.

中田・他 [9] は最近の活断層調査研究結果から震源断層パラメータの推定を行う方法を提案している. Fig. 3には活断層分布と断層変位の関係の模式図を示した. 地表震源断層が不連続に出現する場合（セグメンテーション）, 個々の断層線は既存の活断層の断層線と一致して出現し, 断層線に沿う変位量分布は一般に中央部で大きく, 端にいくにつれて小さくなる傾向が認められる. 最下図はそのようなすべりが繰り返して同様に起こっていることが観測されることを示している. トレンチ調査などによって条件がよければ最近の数回の地震のすべり量が類似していることが報告されているが[例えば[10]-[12]], この仮説

をより強固にするにはより多くのトレンチ調査等が必要とされる[例えば][13]．

中田・他[14] は更に破壊開始点や破壊伝播の方向を断層線の平面形態から推定できる可能性を示した．Fig. 4 には活断層分布と断層変位の関係，断層分岐と断層破壊伝播の関係を示している．断層の幾何学的形態は（引っ張り破壊とずれ破壊の違いがあるが），ガラスなどの割れ目形状からの類推で破壊の発生と破壊伝播を考えることができる．割れ目の形状は(A)枝分かれをしていない，と(B) 割れ目破壊の成長過程で枝分かれを生じる，場合がある．ガラスのように脆性的な物質の中で，割れ目破壊が拡大進行していく場合，伝播方向に向かってV字状，あるいはY字状の分岐を示す．このような特徴と，地表に現れている断層線の特徴を重ね合わせると，例えば(B-2) のような表層活断層線が有る場合には，破壊は断層線の接合部より開始し，枝分かれしている双方向に進展した結果であると考えられる．

3.2 動力学的震源モデルと活断層の形状

このような断層形態は，破壊の構成則にもとづいた破壊力学理論における最近の研究成果からも物理的に裏付けられる可能性が示されている．従来の破壊力学にもとづく断層の動力学モデルの研究は，予め決められた断層面 [もしくは曲面[15]]上での破壊伝播が考えられてきた．これは断層面がほぼ同じところで破壊するために，地質的には Gauge （断層粘土）が観察されたり，地中内部に断層帯が有る幅を持っていることが，地質的な情報や，地震学的な情報 [Trapped waves の存在 [16]]で確認されていたことに起因する．この場合，破壊の停止には不均一な破壊強度分布の存在によって説明が試みられていた．破壊強度が局所的に高く，破壊が進展できない領域はバリアーと呼ばれている．亀裂先端の応力集中の度合いは亀裂の長さ（の 1/2 乗）に比例して大きくなるため，巨大に成長した亀裂（即ち大地震）を停止するためには極めて強い非現実的なバリアーが必要となることが破壊理論モデルから推定され，ひとつのクラックの進展停止を説明するのが非常に困難であった． Umeda et al. [17] はいくつかの平行なクラック（弱面）が存在する領域にクラックが突入すると，成長してきたクラックの波動エネルギーによって他のクラックを刺激してそれらが成長することによって，もとの成長クラックの成長が抑制されることを理論的に示した．また，山下・亀[18] は1つのクラックが成長することによって周辺媒質を破砕し，それがメインクラックの破壊進展の抑制をすることを示した．

これらの研究を踏まえて亀・山下[19] は従来破壊面形状が任意にとれる場合に，破壊面の成長の仕方についての解析を行った．Fig. 5 には剪断破壊の場合の破壊の進展の図を示している．モデル実験は無次元化されており，媒質の破壊強度や初期応力は空間的に一定とする．最上段 [t=0.0] のように媒質の中に先端の応力集中量が媒質の破壊強度ぎりぎりのクラックが存在していると仮定する．遠方から加わっている初期応力にすこしの応力を加えると，クラック先端の応力集中が破壊強度を越え，自発的に破壊が進展しはじめる．破壊の成長は，最大剪断応力の方向に最大剪断応力値が破壊強度を超える場合におきるとしている．t=8.0 では，まだ最も破壊が成長しやすい方向は初期クラック面の延長方向であり，クラックはまっすぐ成長していく．t=15.5 になると，この場合，最大剪断応力の方向がクラック延長方向（ϕ=0 度）からずれて ϕ=±42 度の方向で破壊強度を越える．このとき破壊面はどちらに進みやすいかを内部摩擦力が存在する場合を考えてみる．このモデルでは右横ずれ断層運動を仮定しており，t=8.0 の図に書き込まれているように，＋領域には圧縮応力，－領域には引っ張り応力を作り出すため，摩擦力が垂直応力に比例するとすれば，－領域の方向に破壊が進展すると考える．成長したクラックがまがりだしてからも成長の計算をつづけると，クラック先端はまがりつづけ，t=16.5 では ϕ=82 度方向，t=18.0 では ϕ=84 度方向を向く．そして，この時刻の後はクラック先端に周辺の破壊強度を越えるような応力集中は起きず，破壊の成長はここで止まってしまう．この時のクラックの最終食い違い変位量は，平面クラックの場合とほとんど変わらない．

彼らはさらに摩擦力を考慮した破壊成長を考えた(Fig.6)． t=15.5 で初期クラックの延長方向からずれた2方向で破壊強度を超え，破壊面が分岐しはじめる．t=16.5 までに見られるように，圧縮領域（＋領域）の分岐より，引っ張り方向（－領域）への分岐の進展が速いが，それ以降，－領域の分岐の進展は止まる．これは Fig.5 の場合に説明したとおり，進展がはやいと屈曲もすすみやすく，結果的に停止が促進される．一方圧縮領域へすすんだ分岐は成長を抑制する効果が相対的に小さく，最終の分岐は長くなる．

ここで紹介した震源の物理にもとづいた理論的な破壊過程によるクラックの最終変位は，3.1 の表層

地震断層の観察で報告されているものと非常に似ていることがわかる．地中（をモデル化した）での動的破壊の結果と，地表に現れた地震断層の痕跡の類似性は非常に興味深いが，同時に2.で示したように1992年Landers地震や1995年兵庫県南部地震において，地表に出現した地震断層のすべり分布と地震学的情報から得られた地中内での断層の最終すべり分布は空間的に類似性はあるものの，必ずしも一致していないことや，兵庫県南部地震時の地震動被害に直結している震源及び神戸市域のアスペリティの存在にもかかわらず，地表地震断層が現れていないことから，地表で観察される情報と地中でのすべり運動との関係については，地形地質学的にも地震学的にも議論していかなければならない点であると考えられる．

4．1995年兵庫県南部地震の震源近傍の強震動評価と断層モデル

この章では，強震動「評価」の例として，1995年兵庫県南部地震の神戸～阪神間における不均質断層モデルと地下構造モデルを用いた強震動分布を示して，不均質断層・破壊伝播の地震動への影響をみる[8]．

震源モデルはSekiguchi et al.[20]による．仮定された断層はFig.7に示されている．これはSekiguchi et al.[21]で用いられた断層モデルをもとに神戸市東部～阪神間の地震動被害分布，余震分布，水平変動結果を考慮して，北東への断層がどのように進展したかを調べるために仮定された断層である．Segment Eは岡本断層に対応している．Fig. 8には得られた断層破壊過程が示されている．この断層モデルと反射法探査[例えば22]にもとづく基盤構造(Fig. 9)を考慮して，3次元有限差分法で計算された地表での最大水平地動速度分布がFig. 10に示される．解析周波数範囲は0.1～1.0Hzで，堆積層の最低S波速度は0.6km/sを与えている．Sekiguchi et al.[20]では震源を5枚の断層面を仮定しているが，それぞれのセグメントからだけの地震動分布が計算できる．淡路側のSegment Aは神戸側に殆ど影響しないため，図示はしていない．それらも同時にFig.10に示した．兵庫県南部地震の場合，最大水平速度分布から見た各セグメントの寄与は以下のようである．即ち，震源を含むSegment Bからの寄与は神戸市西部から灘区辺りまでの広い範囲に影響し，神戸市街地直下のアスペリティを含むSegment Cからの寄与が神戸市東部～阪神間に拡がっている．Segments D, Eは主に芦屋～西宮～宝塚に影響をしている．これらは破壊の進展と複雑な地下構造による効果で生じたものであるが，アスペリティの位置が空間的に違う位置にあれば，異なる強震動分布が得られるのが容易に想像できる．

ここでアスペリティの位置と地表の活断層の分布で興味深いことが観察される．武村(1996)によってコンパイルされた兵庫県南部地震の断層モデルの共通点として，3つのアスペリティの存在（野島断層に対応する淡路島側の浅部，震源付近，神戸市街地下）が上げられるが，Sekiguchi et al.[21],[23]はその神戸側の2つのアスペリティの断層面が違うことを神戸市域の観測波形の粒子軌跡から指摘している．これを活断層図と照らし合わせると，震源付近のアスペリティ（Segment B上）は須磨断層に，神戸市街地下のアスペリティ（Segment C上）は諏訪山断層に対応している可能性がある．神戸市側では地表に地震断層が生じていないが，地表の断層のセグメンテーションとアスペリティの位置に何らかの関係を持たせることができるのかもしれない．

5．理論的強震動予測のための断層モデルのどんなパラメータが事前拘束できるのか？

本稿はこのために，特に地表地震断層（跡）と地震学的手法に基づいた断層モデルの相違点を議論してきた．シナリオ地震による理論的強震動予測手法は入倉[24]，入倉・他[25]に詳しい．また，前述のようにSomerville et al.[3]には地震学的手法に基づいた断層モデルのコンパイルから得られた相似則によって尤もらしい断層モデルの提案手法が述べられている．本稿で調べられた地表地震断層情報（活断層調査から得られる情報）と地震学的断層モデルの対比から，もし活断層情報から最終すべり量やすべり分布，すべり方向などが得られており，Characteristicな地震が起きると仮定するならば，ある断層（帯？）における（静的）断層モデルを拘束できる可能性を示した．また，最新の破壊力学と地表で観測される断層の運動跡の類似性から，破壊の開始と進展方向についての情報を得る可能性を示し，運動学的なパラメータの推定ができる可能性を示唆した．

最近，川瀬[26]は兵庫県南部地震の観測記録のフォワードモデリングにより，震源域の，特に破壊伝播方向で観測される強震動パルスの特徴は以下の断層パラメータと密接に関連していることを指摘している．パルスの半幅はアスペリティサイズ（破壊速度，S波速度も当然関連）がコントロールし，レベルはアスペリティ内のすべり速度レベルとアスペリティ

サイズがコントロールしているということである．釜江・入倉[27]もアスペリティサイズと見かけ周期の関係について同様の結果を得ている．本稿においてはアスペリティサイズと位置について活断層調査結果を生かすことができる可能性はあるものの，そこでのすべり速度については何の情報もない．広く行われている運動学的モデルに基づく波形インバージョンによる断層モデルからも十分な精度の最大すべり速度が得られるとも思えない．運動学的断層モデルを境界条件として，動力学的な断層モデリングを推定することや，動力学的モデルに基づく断層モデリングがはじめられていて，地震波形からみた断層面の力学的条件の推定がなされており[例えば[28], [29]]，Knet を中心とした密な強震観測網記録を活用した詳細な動力学的な断層モデリングをすすめて「尤もらしい断層モデル」パラメータの設定を考えて行く必要がある．

謝　辞

東京都立大学隈元崇博士には地表地震断層と地震学的震源パラメータの関係についてのサマリを教えて頂いた．記して感謝致します．

参考文献

[1] Kawase, H.(1996): The cause of the damage belt in Kobe: "The basin edge effect", constructive interference of the direct S wave with the basin-induced diffracted/Rayleigh waves, *Seism. Res. Lett.*, 67-5, 25-34.

[2] Pitarka, A., K. Irikura, T. Iwata, and H. Sekiguchi (1998): Three-dimensional simulation of the near-fault ground motion for the 1995 Hyogo-ken Nanbu (Kobe), Japan, earthquake, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 88, 428-440.

[3] Somerville P., et al. (1998): Characterizing earthquake slip models for the prediction of strong ground motion, *submitted to Seism. Res. Lett.*

[4] Sieh, K. et al. (1993): Near-field investicgations of the Landers earthquake sequence, April to July, 1992, *Science*, 260, 171-176.

[5] Wald, D. J. and T. H. Heaton (1994): Spatial and temporal distribution of slip for the 1992 Landers, California, earthquake, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 84, 668-691.

[6] 武村雅之(1996): どこまで解明されたか？兵庫県南部地震の震源過程　その１．波形インバージョンによる結果，日本地震学会講演予稿集 1996 年秋季大会, A49.

[7] 佐竹健治・粟田泰夫(1996)：どこまで解明されたか？兵庫県南部地震の震源過程　その２．測地・津波・地質学的データによる結果，日本地震学会講演予稿集 1996 年秋季大会, A49.

[8] Iwata, T. and H. Sekiguchi, A. Pitarka, K. Kamae, and K. Irikura (1998): Evaluation of strong ground motions in the source area during the 1995 Hyogoken-Nanbu (Kobe) earthquake, *Proc. 10th Japan Earthq. Eng. Symp., in printing.*

[9] 中田　高・島崎邦彦・鈴木康弘・佐藤比呂志・隈元　崇(1998a): 活断層研究にもとづく大地震発生モデル,月刊 地球, 20, 136-141.

[10] 地質調査所(1996): 平成７年度活断層研究調査概要報告書，地質調査所研究資料集 No. 259, 98pp.

[11] 地質調査所(1997): 平成８年度活断層研究調査概要報告書，地質調査所研究資料集 No. 303, 140pp.

[12] 地質調査所(1998): 平成９年度活断層・古地震研究調査概要報告書，地質調査所速報 No. EQ/98/1, 188pp.

[13] 中田　高・島崎邦彦・鈴木康弘・佃　栄吉(1998b): 活断層はどこから割れ始めるのか？，地学雑誌, 107, 512-528.

[14] 中田　高(1997): Geo-Slicer による都市直下活断層の調査, 第２回都市直下地震災害総合シンポジウム論文集，a-1.

[15] Tada, T., and T. Yamashita (1997): Non-hypersingular boundaly integral equations for two-dimensional non-planar crack analysis, *Geophys. J. Int.*, 139, 269-282.

[16] Li., Y. G., P. C. Leary, K. Aki, and P.E.Malin (1990): Seismic trapped modes in the Oroville and San Andreas fault zones, *Science*, 249, 763-766.

[17] Umeda,Y., T. Yamashita, T. Tada, and N. Kame (1996): Possible mechanisms of dynamic nucleation and arresting mechanisms of shallow earthquake faulting, *Tectonophysics*, 261, 179-192.

[18] 山下輝夫・亀　伸樹 (1997): 地震破壊による周

辺媒質の破砕とその破壊成長への力学的影響，第 2 回都市直下地震災害総合シンポジウム論文集，a-2.

[19] 亀　伸樹・山下輝夫(1998): 大きな地震より小さな地震が多いのはなぜか－自ら止まる地震破壊の性質－，科学9月号，702-709.

[20] Sekiguchi, H., K. Irikura, and T. Iwata (1998): Detailed source process of the 1995 Hyogoken Nanbu (Kobe) earthquake using near-field strong ground motion data, *Proc. 10th Japan Conf. Earthq. Eng., in printing.*

[21] Sekiguchi, H., K. Irikura, T. Iwata, Y. Kakehi and M. Hoshiba (1996): Minute Locationing of Fault Planes and Source Process of the 1995 Hyogo-ken Nanbu(Kobe), Japan, Earthquake from the Waveform Inversion of Strong Ground Motion , *J. Phys. Earth*, 44, 473-487.

[22] 岩田知孝(1996): 大阪盆地の地下構造と地震動，1995 年兵庫県南部地震で試された地盤震動研究(2) －大阪平野を考える－，第 24 回地盤震動シンポジウム論文集，5-20.

[23] Sekiguchi, H., K. Irikura, T. Iwata, Y. Kakehi and M. Hoshiba (1996): Determination of the location of faulting beneath Kobe during the 1995 Hyogo-ken Nanbu, Japan, earthquake from near-source particle motion, *Geophys. Res. Lett.*, 23, 387-390.

[24] 入倉孝次郎(1996): 大阪及びその周辺地域の地震防災のための想定地震と強震動の予測，1995 年兵庫県南部地震で試された地盤震動研究(2) －大阪平野を考える－，第 24 回地盤震動シンポジウム論文集，91-100.

[25] 入倉孝次郎・香川敬生・釜江克宏・関口春子(1998): 強震動予測のためのレシピ，第 3 回都市直下地震災害総合シンポジウム論文集，a-21.

[26] 川瀬　博(1998): 1995 年兵庫県南部地震の際の震源域の強震動に対するアスペリティサイズとすべり速度の影響，1998 年地球惑星科学関連学会合同大会予稿集，Sd-008.

[27] 釜江克宏・入倉孝次郎(1998): 震源近傍域での強震動パルスの特性と断層破壊過程との関係，第 3 回都市直下地震災害総合シンポジウム論文集，a-7.

[28] Mikumo, K. and T. Miyatake (1993): Dynamic rupture processes on a dipping fault, and estimates of stress drop and strength excess fromthe results of waveform inversion, *Geophys. J. Int.*, 112, 481-496.

[29] Miyatake, T. (1992): Reconstruction of dynamic rupture process of an earthquake with constraints of kinematic parameters, *Geophys. Res. Lett.*, 19, 349-352.

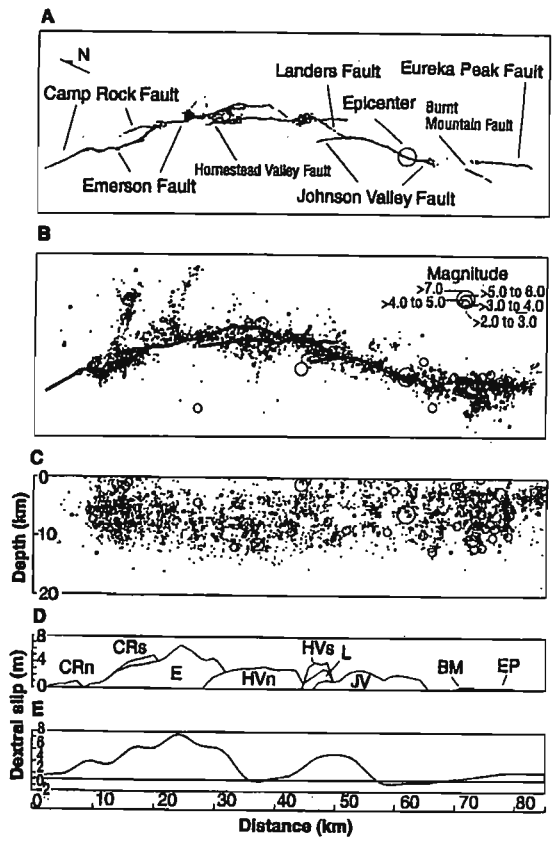


Fig.1: 1992 年 Landers 地震(California) の断層の特徴．(A) 現れた地表地震断層のトレース．(B) SCEC 地震観測網で得られた余震分布．(C) 余震の鉛直断面分布．(D) 地表地震断層の右ずれ変位分布．(E) Pasadena の広帯域地震記録から推定した断層に沿うすべり分布 [4] .

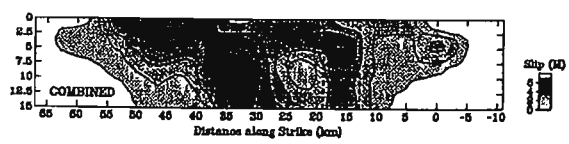


Fig.2: 近地強震記録，遠地地震記録，測地データを用いて得られた 1992 年 Landers 地震のすべり分布[5].

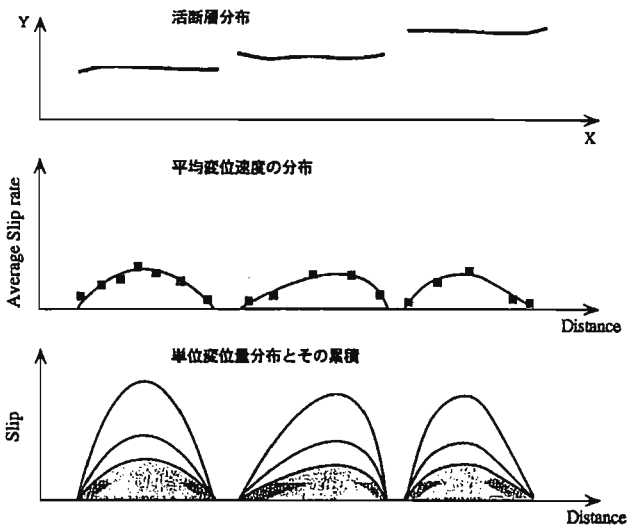
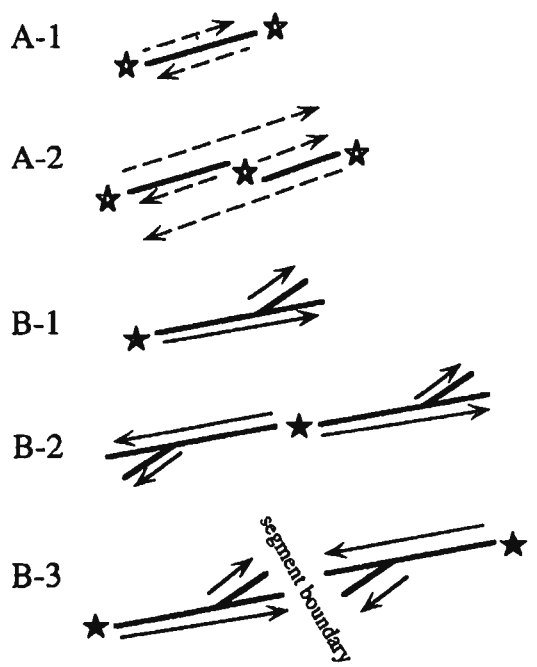


Fig.3: 活断層分布と断層変位の関係の模式図[9].



Epicenter	Directivity	Predictability
☆	⇢	Unpredictable
★	→	Predictable

Fig.4: 断層分岐と断層破壊伝播の模式図[13].

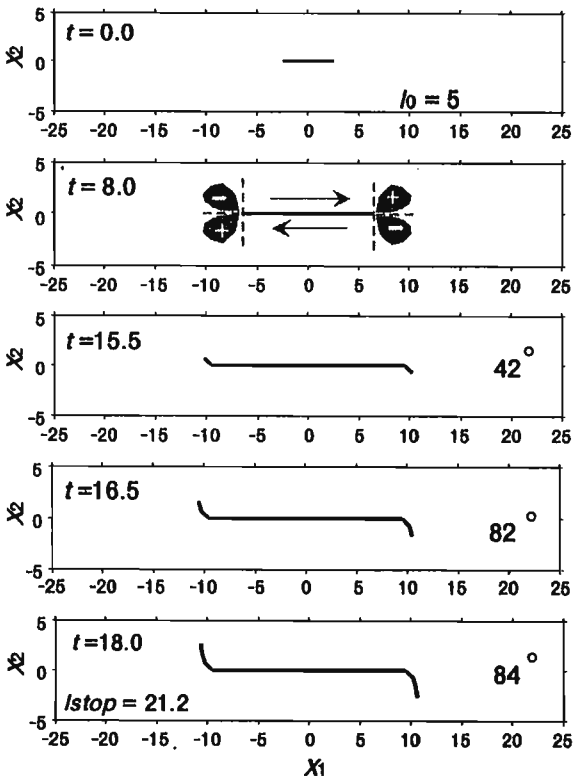


Fig.5: 破壊面を規定しない剪断クラックの成長のようす[18].

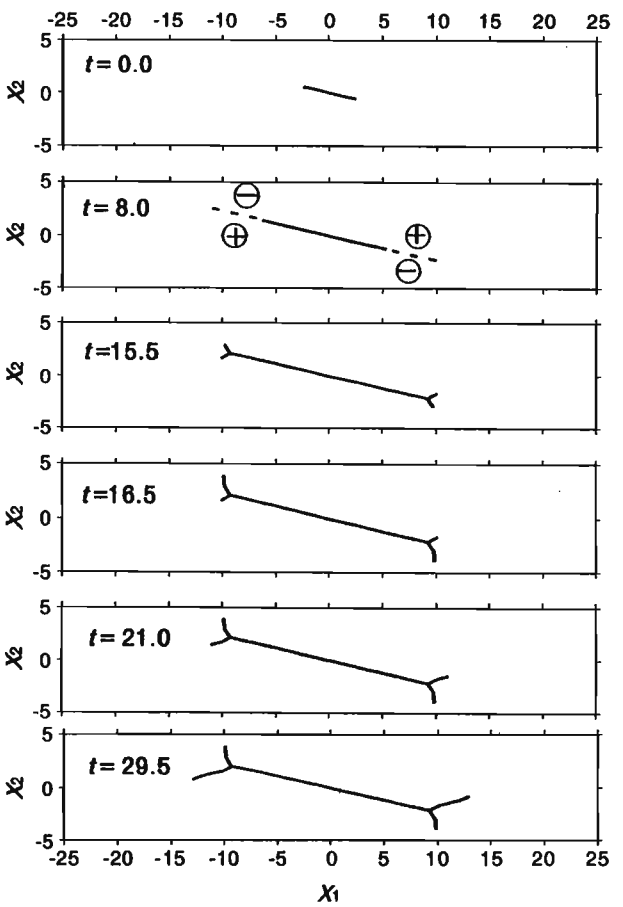


Fig.6: 摩擦力を考えた場合の剪断クラックの破壊成長のようす[18].

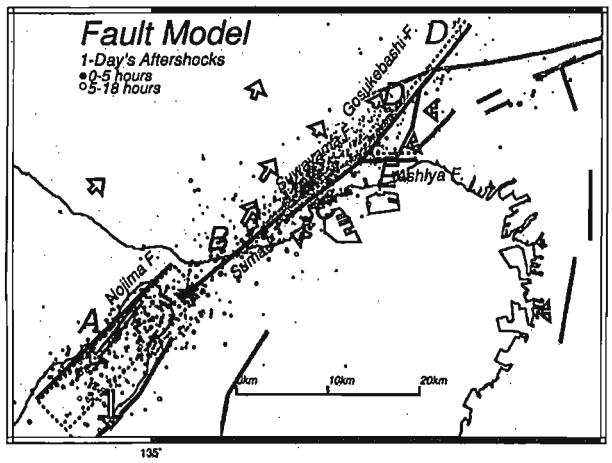


Fig.7: 1995 年兵庫県南部地震の震源インバージョンのために仮定された断層面[20].

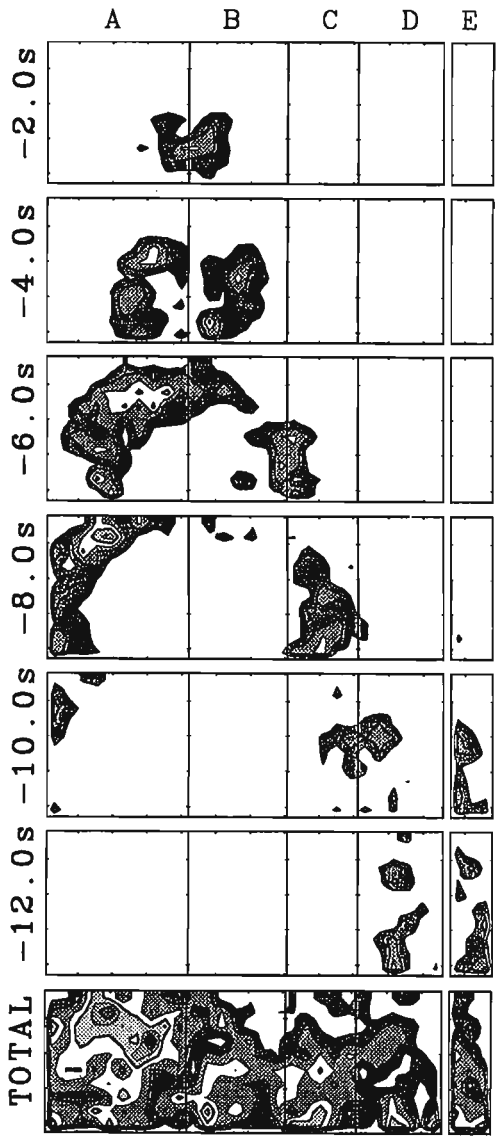
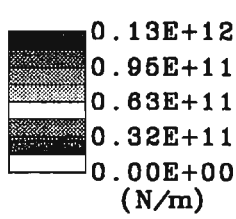


Fig.8: 強震記録より推定された震源破壊過程[20].



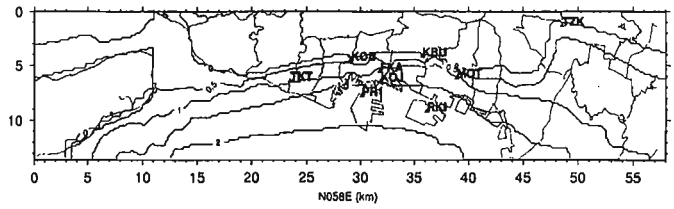


Fig.9: 反射法調査などから構築された盆地基盤形状[8].

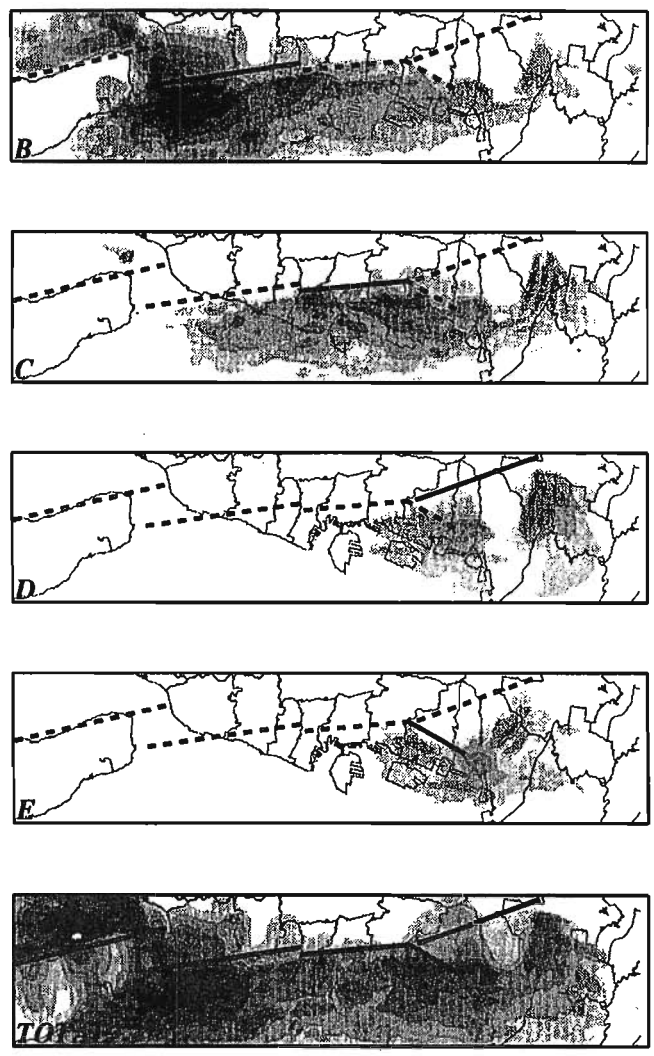


Fig.10: 最大水平地動速度分布[8].

第26回地盤震動シンポジウム
日本建築学会　1998.10.22

震源のダイナミクスと強震動
Strong Ground Motion from Dynamic Source Modeling

宮武　隆（東大地震研）

Takashi Miyatake,
Earthquake Research Institute, University of Tokyo,

We simulate a rupture process on a shallow strike slip fault using 3D finite difference method. The results shows that several characterisitic patterns of peak ground velocities and the direction of peak ground velocities appear depending on the location of the fault or the source parameters, such as stress drop, rupture velocity, etc. We also simulate a faulting process with the slip weakening friction law and investigate the effect on strong ground motion.

1．はじめに

震源のダイナミクス・震源の物理がどのように強震動に影響するのだろうか？また震源のどのような運動がどのようにが強震動に影響を与えるのだろうか？この報告では２段階で述べる。まず実際の地震の震源過程のパラメータといして求められている破壊伝播速度などのパラメータや破壊伝播方向などにより地動速度がどのように変化するのかを調べる。この利点は次のような点である。例えば、将来地震を発生するはずの活断層が存在したとしてそこからの強震動を予想する場合、あらかじめ代表的と思われる何通りかの破壊の仕方やパラメータのよる強震動の変化を調べその物理を明らかにしておけば大変便利である。また過去の地震の震源過程と強震動の関係を研究する際にも役立つ。そのような見地から地震の震源パラメータによる強震動の特徴、特に地表の強震動のピーク値のパターンや最大振動方向の空間分布を調べている。震源パラメータだけでなく地下構造も実際によくある基本的構造に対して調べておけば実用上も利用価値が高い。例えば地震後の墓石や構造物・家屋の倒壊方向や東海率は古来詳細に調査されていた。しかしながらその結果は十分に説明されていないしデータも十分に活用されているとは言いがたい。我々はこれらのデータベースは現在の我々の計算結果のカタログから説明可能であるし、さらに進んで歴史地震の震源過程に何らかの貢献ができるのではないかと思っている。以上が第１段階である。

次に震源の物理、特に断層摩擦構成則を考慮した震源過程とそれによる強震動について述べる。
地震学で提案されている断層構成則には、主に以下の３つがある。(1) Slip weakening model(Andrews, 1976;, Ida, 1972; Ohnaka　et al., 1986)、(2) Rate and state dependent friction law(Dieterich, Ruina, 1983), (3) Rate dependent　friction(Burridge and Knopoff, 1967; Carlson and Langer, 1989, Cochard and Madariaga, 1994). このうち強震動に影響を与えるのは主に（１）である。そこで slip weakening model の作用する断層での震源過程の数値シミュレーションを行った。この際、差分法に Slip weakening model を導入するために差分法に若干の変更を加えた。このようにして作成したコードを使い断層摩擦構成則のパラメータと強震動の関係を論じる。そして得られた断層上のすべり速度時間関数がある簡単な関数で近似できることを示す。

2.運動学と動力学

ここで我々の断層運動のモデル化について述べておこう。通常地震波形を計算する際には断層運動はすべり時間関数（特にすべり速度時間関数が重要）を与えることでモデル化される。このように断層面上のすべり時間関数を与える震源のモデル化を運動学的モデルと呼ぶ。この際、すべり速度時間関数をどのように与えれば良いかということが問題となるが、物理的な妥当性よりも計算上の取り扱いの容易さなどの理由から三角形関数などが使われている(Fig.1a)。しかしこれに関する物理的な根拠はない。地震波の解析において使われる場合には、不適当な関数形であってもデータに合うようにパラメータ値

が決められるので、非物理性はやや薄まるのだが、不適当な関数形にデータを無理にフィットさせていることになり、あまり良い取り扱いとは言えない。例えば一様な応力降下量で Slip weankenign model(臨界滑り量 20cm)の作用する断層での断層運動を解いた例を Fig.1b に示す。両者は全く似ていない。過去の地震でなく既存の活断層に対する未来の予測に関して、どのようなすべり時間関数を使うかという問題には運動学は無力である。

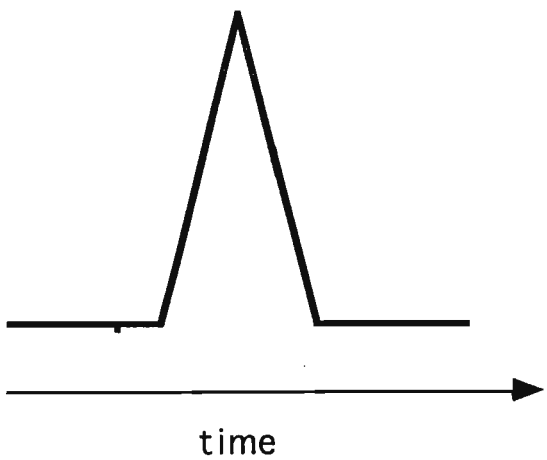


Fig.1a 運動学的モデルで多く用いられているすべり速度時間関数（又は震源時間関数）

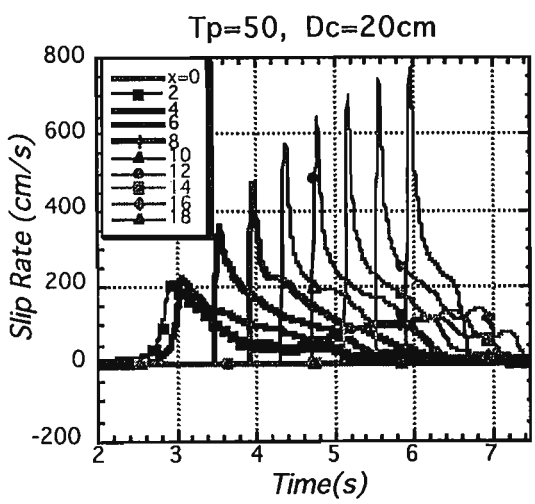


Fig.1b　Slip Weakening model でのすべり速度時間関数（Dc=20cm）

現実の地震の震源過程を動力学モデルにより再現しようとする試みは、miyatake(1992a,b,Mikumo and Miyatake, 1995, Mikumo, et al, 1998)により行われている。これにより再現されたすべり速度時間関数は Fig.1a でなく Fig.1b に近い。

このような運動学では取り扱えないすべり時間関数を震源物理を使って計算するのが動力学モデルであり、震源過程の理論的研究に用いられているものである。動力学モデルでは震源は断層上の応力解放過程としてモデル化される。我々は動力学モデルを利用して震源のモデル化を行い断層上のすべり時間関数・すべり速度時間関数の曖昧さ・非物理性を除去している。

以上のように動力学モデルは震源過程の理論的研究、断層の運動のシミュレーションに用いられているものでその主な目的は断層運動にある。一方運動学モデルは震源過程の研究でなく震源から生じる地震波の計算に適しているので両者は合い補って使うべきものである。ただし断層近傍に関しては運動学モデルを使うよりも差分法などの数値解では自動的に地表の観測点の波動も計算されているので、結果をそのまま出力するだけで地震波は計算される。また断層が地表に達するような場合での運動学での取り扱いは未だに不完全なので動力学モデルを用いることになる。

3. モデル断層での強震動予測

断層近傍に現れる強震動・被害の集中や特徴的な分布は、とくに地震工学分野では局所的な地盤や地形の効果として説明されてきた。一方では、こうした site effect に加え、断層面上の複雑な破壊過程を重視する向きもある。[Hartzell　and Iida(1990)など] 破壊伝播を考慮した最近の波動伝播の計算によれば、３次元不均質構造が破壊伝播と相互作用して局所的な強震動集中に大きな影響を与えることも分かってきている。[Olsen and Archuleta(1996)] しかし、site や source を特徴づける様々なパラメターと強震動の関連についての詳細な研究はほとんど見られない。本研究では、まず断層面上の破壊の不均質性や断層の深さ、断層面の非平面形状といった source の状況が断層近傍の強震動に及ぼす影響を個々に検討し、さらに盆地のような構造の不均質性の効果を、破壊伝播との関連において調べた。一連の結果は視覚的に分かりやすいカタログにまとめ、断層近傍の強震動予測に供することを目的とする。

断層が動くと言っても断層の幾何学にも破壊様式にも様々なパターンがある。ここでは簡単のため長さ２０ｋｍ、幅１０ｋｍで断層の一方の端の中央か

らＳ波の 80 %の速度で破壊が伝播する場合の地動での地震波形、特に地動速度のピーク値の空間分布を調べた（Inoue and Miyatake, 1998)。なお応力降下量は１００ bar と仮定している。

計算は主に２次精度（必要に応じて４次精度）の staggered grid [Virieux and Madariaga(1982)]を用いた３次元差分法によって行った。Stagered Grid 差分法では空間各点の応力６成分と速度３成分を未知数としており断層上の破壊域を応力条件として直接代入できるので特にクラック問題では有利である。格子間隔は100m−250m、時間間隔は0.005秒−0.01秒である。 地表面で計算された速度波形には、離散化による数値分散の影響を除去するためローパス・フィルタリングを施し、1Hz または２ Hz より低周波を扱った。こうした低周波の強震動は、近年都市部に増加する大型建造物の固有振動に相当し、これらの被害を考える上で重要になってくると考えられる。[Kanamori(1974), Graves(1995)など] 自由表面である地表面以外の境界には Clayton and Engquist(1977)による消波境界条件を適用し、計算上の数値分散を安定化させるために媒質にわずかながら人工的な粘性を与えている。

計算に際して想定した断層モデルをFig. 2 に示す。各モデル・パラメターと地表の強震動の関係を明確にするため、モデルはなるべく単純なものを考える。

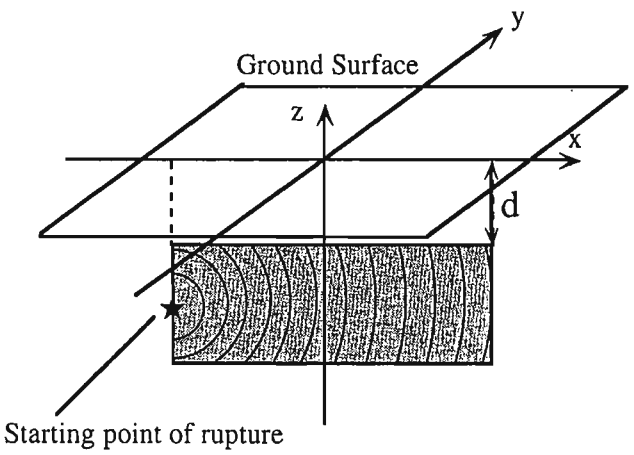


Fig.2 The model configuration in our calculations.d[km] indicates the depth of the fault. Rupture initiates from the point marked by a star.

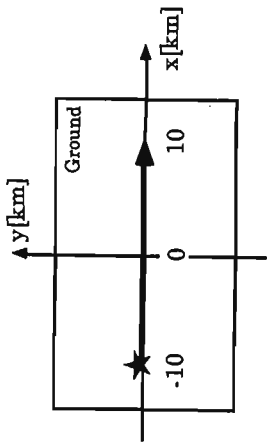
強震動分布に影響を与えると思われる要素を、次の３つに大きく分類した。

[1] 断層形態 (source effect)
断層深さ／断層面積

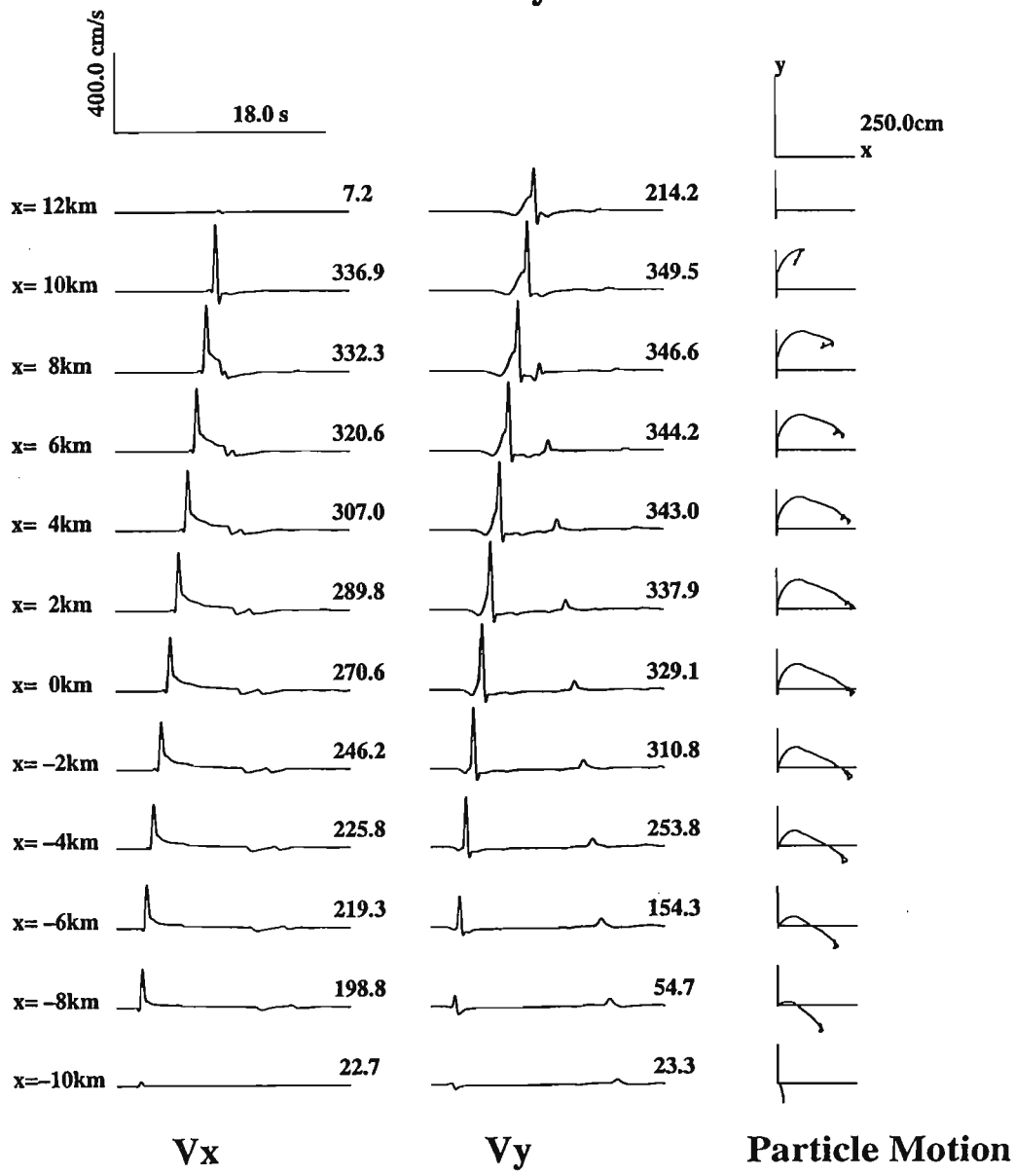
[2] 破壊過程 (source effect)
応力降下量／破壊伝播速度(一様・非一様)

[3] 媒質構造 (site effect)
均質／水平成層構造／不整形地盤 (basin edge)

詳細は、井上（１９９６）、INOUE and MIYATAKE(1998)に譲るとして重要なものだけを述べると、それはDirectivity である。断層深さｄが0km（断層が地表に現れている）の場合に断層直上に沿った点で計算された速度波形を Fig. 3 に示す。図の中央のＹ＝０ｋｍに沿ってX=[-10,+10]に断層が存在していて破壊は図の下側から上に向かって伝播する。断層に直交する成分 Vy では断層の進む方向に振幅が大きい directivity の影響が顕著である。また断層近傍での速度波形はパルス的でありそのパルス幅は0.5〜1秒程度であることがわかる。このパルスの成因については宮武(1998)により議論されている。これによると主に断層面上の破壊の Directivity によりコントロールされており例えばFig. 4 の点Ａについては主に断層面上のａの部分の寄与で決まる。強震動パルスの幅は主にａ部分の directivity から決まるが、すべり速度時間関数の影響でそれより若干長くなる。



Ground Velocity and Particle Motion



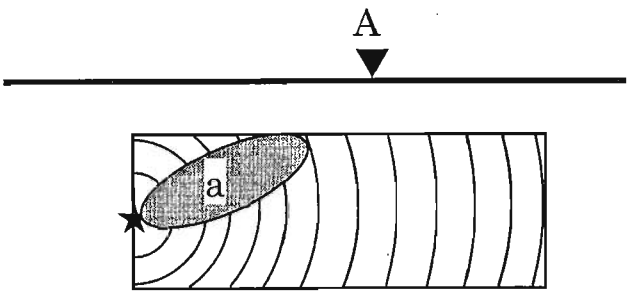


Fig.4 点Aの速度波形に主に寄与する断層部分はaである。

. Fig. 5 には断層が地表に達した場合の地表の各点の地動速度の最大値をプロットする。この図でも断層破壊の Directivity が見て取れるが、もう一つ注目すべきなのは最大速度の方向である。断層が地表に出ない場合断層に沿った部分では断層直交方向が最大であり、断層平行成分 Vx はゼロである。この成分はむしろ断層からやや離れたところ（断層上端深さ程度）で最大となる。これは横ずれ断層付近で墓石や樹木などが断層走向にほぼ直交する方向に集中して倒壊したといった事実と合致する。

次に、断層破壊様式がバイラテラルならどうなるだろうか？ Fig.6 に最大地動速度ベクトルをプロットした。断層両端付近に Vy のピークが現れ中央部の断層から離れたところで Vx がピークを持つ。過去の地震において墓石や人工物、建築物の転倒方向・倒壊方向が詳細に調べられており特徴的な分布を示すことが多い。

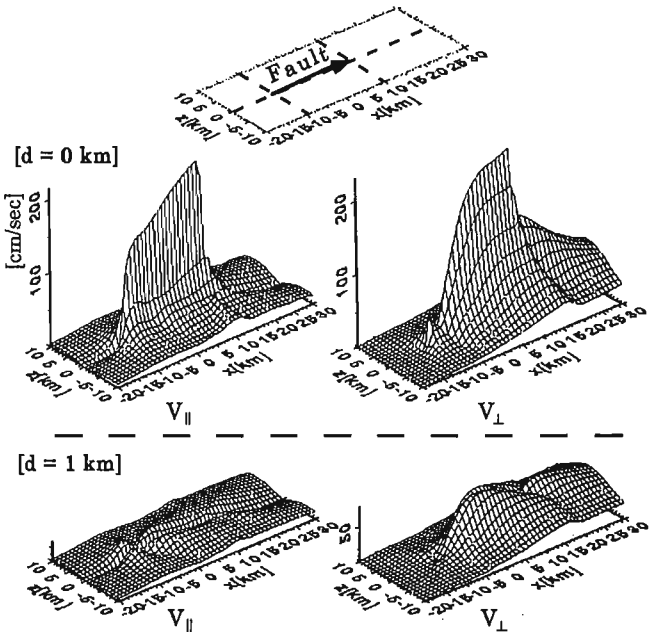


Fig. 5 Variation of distribution of the peak velocities with fault depth, d[km]. The fault exists under the arrow in the top figure and the rupture propagates

福井地震や鳥取地震など近地地震記録の不十分な過去の地震についてもデータは充実している。しかしこれらのデータは単に現象の記述としてしか活用されていないように思える。本稿で述べたような視点で震源の力学の応用としてこれらを活用すべきであろう。

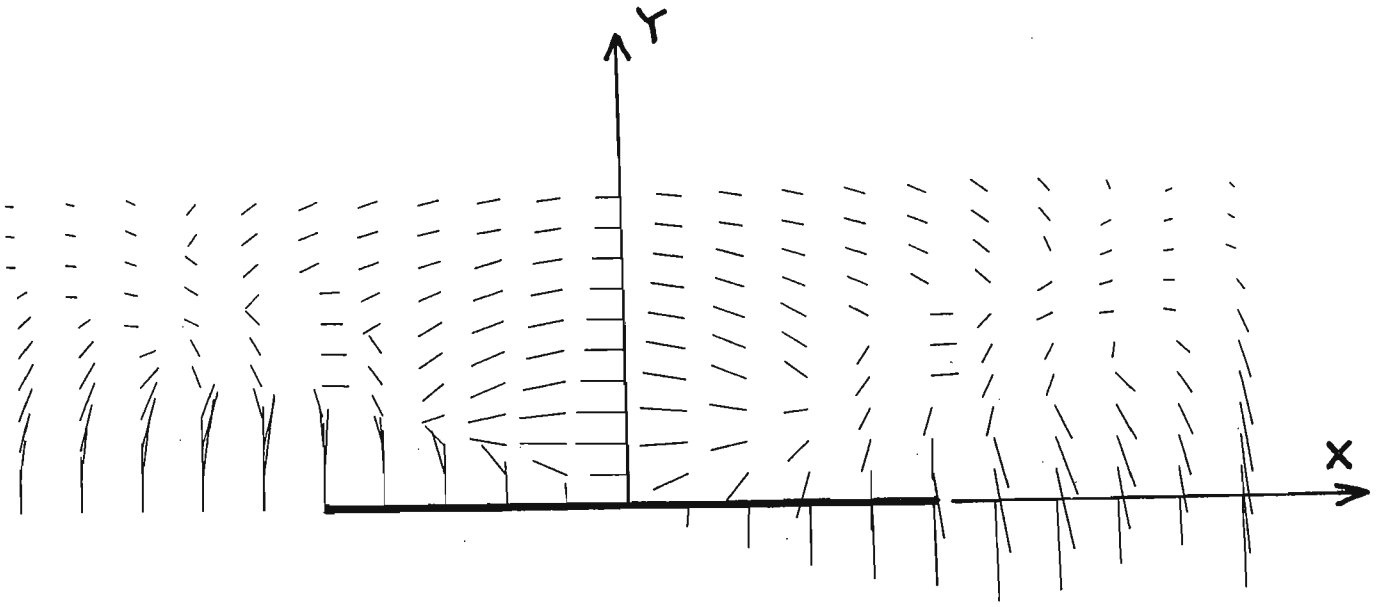


Fig.6 垂直横ずれ断層がバイラテラルで破壊した場合の最大地動速度ベクトル。なお対象性から断層の片側のみを表示している

4. 断層摩擦構成則と強震動

断層摩擦構成則を導入した場合の断層運動と断層近傍強震動のシミュレーションを行った。ここでの目的は２つある。１つはSlip weakeningmodelの作用する断層による断層近傍強震動が摩擦パラメータと共にどのように変化するかを研究すること。２つ目はでSlip weakeningmodelの作用する断層面上でのすべり速度時間関数を求め、「動力学モデルと運動学モデル」で述べたすべり速度時間関数の近似式を提出することである。ここでも簡単のため垂直横ずれ断層を考える。断層長さ20km、幅10kmとする。Slip weakeningmodelでは断層上の摩擦応力σ_fは滑り量Dと共にFig.7のように描ける.

Dcが20cmの場合の断層運動はFig.1bのようになる。断層中央の深さでの幾つかの地点でのすべり速度時間関数をプロットしたものである。Dcがゼロの時、即ちクーロン型の摩擦則の場合は立ち上がりがもっとシャープ（理論上は立ち上がり部分に特異性有り）でKostrov(1964)のself-similar解に近いのに対し、Dcのせいで立ち上がりが鈍っている。

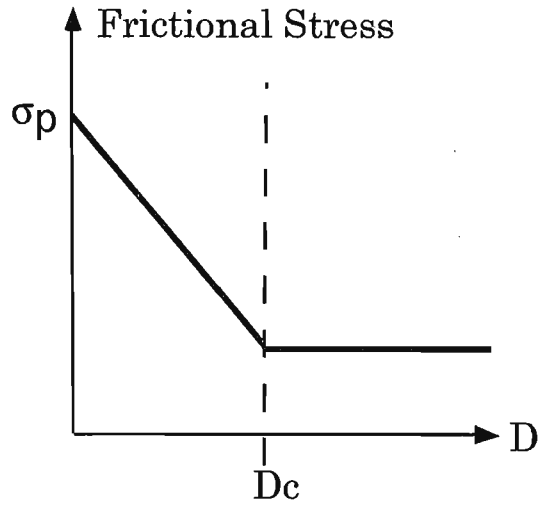


Fig.7 Slip weakening Friction law

これが強震動に影響を与えDcが大きいほど地動速度が小さくなる。Fig. 8にDc=5cmの場合と20cmの場合の地動速度を示す。図の上半分がDc=5cm、下半分がDc=20cmの場合である。Dc=20cmの場合の方が振幅がかなり小さくなっていることがわかる。

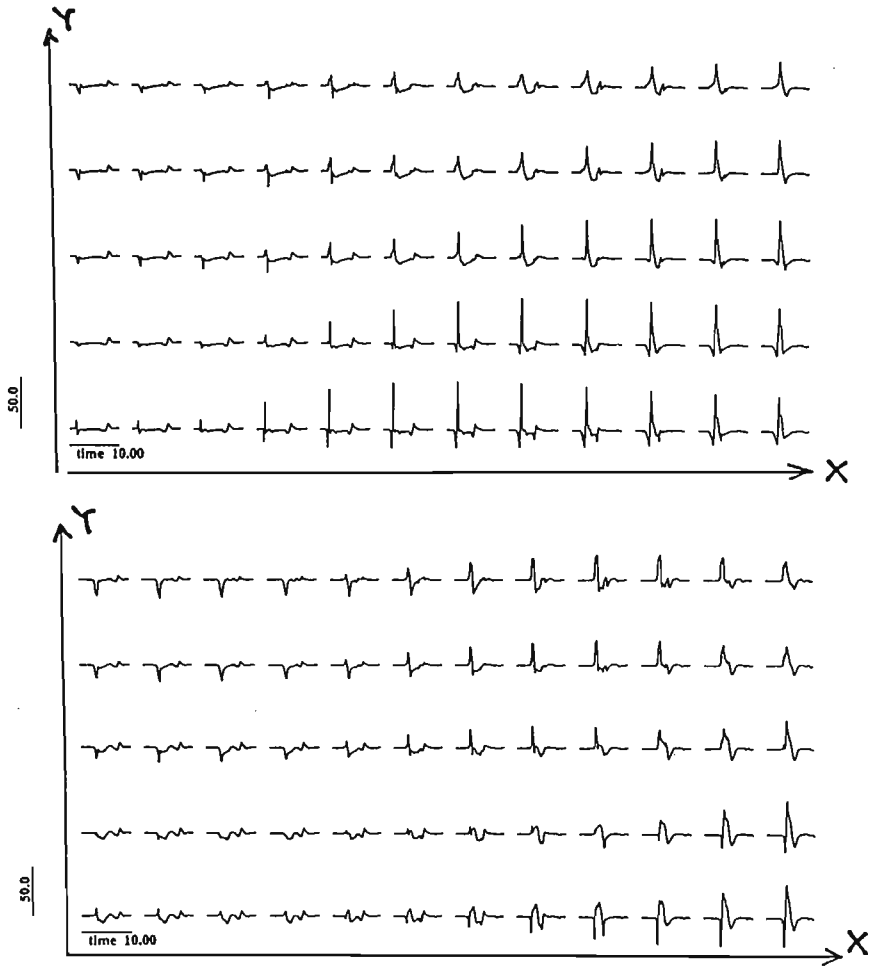


Fig.8 Dc=5cm と Dc=20cm の断層により生じる地動速度波形。

物理的に妥当なすべり速度時間関数

前節や宮武・中村 (1998)を元にして、slip weakening model が作用する断層でのすべり速度時間関数の下記のような近似式を提案する。

$$\Delta\dot{u}(t)=\begin{cases} A_m t\,(1-\frac{1}{2}\frac{t}{t_d}) & 0<t<t_d \\ \frac{b}{\sqrt{t-\varepsilon}} & t_d<t<t_r \\ c-a_r(t-t_r) & t_r<t<t_s \\ 0 & t<0,\ or\ t>t_s \end{cases}$$

[References]

Andrews, D. J., Rupture velocity of plane strain shear cracks, J. Geophys. Res., 81, 5679-5687, 1976.

Burridge, R., and L. Knopoff, Model and theoretical seismicity, Bull. Seism. Soc. Amer., 57, 341-371.

Carlson J. M. and J. S. Langer, A mechanical model of an earthquake fault, Phys. Rev. A., 40, 6470-6484.

Clayton, R. and B. Engquist, Absorbing boundary conditions for acoustic and elastic wave equations, *Bull.Seism.Soc.Am.*, **67**, No.6, 1529-1540, 1977.

Cochard, A. and R. Madariaga, Dynamic faulting under rate-dependent friction, PAGEOPH, 142, 419-445.

Graves, R. W., Preliminary analysis of long-period basin response in the Los Angeles region from the 1994 Northridge earthquake, *Geophys.Res.Lett.*, **22**, No.2, 101-104, 1995.

Hartzell, S. and M. Iida, Source complexity of the 1987 Whittier Narrows, California, earthquake from the inversion of strong motion records, *J.Geophys.Res.*, **95**, No.B8, 12,475-12,485, 1990.

Ida, Y., Cohesive force across the tip of a longitudinal shear crack and Griffith's specific surface energy, J. Geophys. Res., 77, 3796-3805, 1972.

井上 智広, 動力学的モデルによる断層近傍の強震動分布予測, *東京大学理学系大学院修士論文*, 1996.

Inoue, T. and T. Miyatake, 3-D simulation of near-field stong ground motion based on dynamic modelling : basin edge effect derived from rupture directivity, *Geophys.Res.Lett.*, 24, 905-908, 1997.

Inoue, T. and T. Miyatake, 3-D simulation of near-field stong ground motion based on dynamic modelling, submitted to *Bull Seis. Soc. Amer*, 1998.

Kanamori, H., Long-period ground motion in the epicentral area of major earthquakes, *Tectonophysics*, **21**, 341-356, 1974.

Kostrov, B. V. (1964), Self-similar problem of propagation of shear cracks, J. App. Math. Mech., 28, 1077-1087.

Mikumo, T., and T. Miyatake (1993), Dynamic rupture processes on a dipping fault, and estimates of stress drop and strength excess from the results of waveform inversion, Geophys. J. Int., 112,481-496.

Mikumo, T., and T. Miyatake (1995), Heterogeneous distribution of dynamic stress drop and relative fault strength recovered from the results of waveform inversion: the 1984 Morgan Hill California earthquake, Bull. Seism. Soc. Amer. 85, 178-193.

Mikumo, T., T. Miyatake, and M. Santoyo (1998), Dynamic rupture of asperities and stress change during a sequence of large interplate earthquakes in the Mexican subduction zone, Bull. Seism. Soc. Amer, submitted.

Miyatake, T. (1992a), Dynamic rupture processes of inland earthquakes in Japan --Weak and Strong asperities, Geophys. Res. Lett., 19,1041-1044.

Miyatake, T., (1992b), Reconstruction of dynamic rupture process of an earthquake with

constraints of kinematic parameters, Geophys. Rese .Lett, 19, 349-352.

宮武　隆、断層近傍強震動パルスの成因、地震、印刷中、1998.

宮武　隆、中村　洋光、Slip weakening model の作用する断層でのすべり速度・すべり加速度時間関数の近似式、第３回都市直下地震総合シンポジウム, 1998.

Ohnaka, M., Y. Kuwahara, K. Yamamoto, and T. Hirasawa, Dynamic breakdown processes and the genereting mechanism for high-frequency elastic radiation during stick-slip instabilities, in Earthquake Source Mechanics, Geophys. Monogr. Ser., Vol. 37, edited by S. Das, J. Boatwright, and C. H. Scholz, pp13-24, AGU. Washington, D. C., 1986.

Olsen, K. B. and R. J. Archuleta, Three-dimensional simulation of earthquakes on the Los Angeles fault system, *Bull.Seism.Soc.Am.*, **86**, No.3, 575-596, 1996.

Ruina, A., Slip instability and state variable friction laws, J. Geophys. Res., 88, 10359-10370, 1983.

Virieux, J. and R. Madariaga, Dynamic faulting studied by a finite difference method, *Bull. Seism. Soc .Am.*, **72**, No.2, 345-369.

第26回地盤震動シンポジウム
日本建築学会　1998.10.22

深部地下構造探査とモデル化

Explorations of deep subsurface structures of sedimentary basins and their modeling

堀家 正則*1
Masanori HORIKE

In this paper we at first discuss problems of existing three-dimensional (3-D) subsurface structure models of sedimentary basins, which we face in use for numerical simulation of strong ground motions. Then, as a result of it, we propose a survey project for the construction of 3-D models of sedimentary basins, which satisfies the following 4 conditions: (1) Reflection survey lines should be set up with a lattice pattern in basins, and must extend to surrounding mountains. The distance between the survey lines is between 5 km and 10 km. (2) Downhole measurement of P- and S- wave velocities, density, and damping factors should be conducted at several intersections of the reflection survey lines. Downholes must penetrate basement. (3) Complimentary surveys like short-length reflection method and microtremor array method should be allowed. (4) A 3-D model must be proposed. The Science and Technology Agency of Japan started a feasibility study of this type of the project this year. We need to support this study to lead a full-scale execution of this project after a completion of the feasibility study.

1．はじめに

精確に予測された強震動に対する社会的な要請は，構造物の耐震設計や地方自治体等の地震防災対策の基礎資料となるため，極めて大きい．しかし，現状ではこの要請に応えることはできない．その原因の一つは，堆積盆地の三次元地下構造モデルがないことにある．この報告の目的は，強震動の計算に利用できる堆積盆地の三次元地下構造モデルを作成するためにどのような探査が必要かを考察し提案することである．

この報告では，まず1950年代から組織的な研究が始まった堆積盆地の地震動と地下構造探査の研究の経過を簡単に述べる．特に，この研究の重要な成果として，三次元地下構造が堆積盆地の地震動に大きく寄与し，その再現や予測のために地下構造の三次元モデル化の重要性が認識されたことを述べる．次に，現在提案されている堆積盆地の三次元地下構造モデルの問題点について考察し，地震動の予測計算に必要な地下構造モデル作成のための探査条件を述べる．また，他の目的のために行われた探査結果を三次元モデルの作成のために公開することの必要性についても述べる．最後に，科学技術庁により今年度より開始された堆積盆地の三次元モデルの予備研究を成功させ，３年後に完全な三次元モデル作成のプロジェクトに導いていくことが重要であることを述べる．

2．堆積盆地の地下構造と地震動の研究経緯

まず，はじめに堆積盆地における地下構造探査と地震動の研究経緯について簡単に述べる．1960年代までの主な興味は，精々深さ 100m程度の１次元地下構造を明らかにすることであったと思われる．これは，板たたき法[1]や孔中固定Ｓ波測定法[2]の開発によりほぼ実現した．1970年代に入ると，地下構造に対する興味の範囲は基盤岩上面までの深さ数ｋｍに拡大した．この主な理由は，1960年代後半に超高層の構造物が建てられ始めたことと，1968年の十勝沖地震の八戸での記録に２秒程度の長い震動成分が含まれていたことにある．この時期の最も代表的な研究として，1976 年～1988年に行われた夢の島爆破実験[3]がある．しかし，この時代の地下構造研究の対象深度は深くなったが，基本的には１次元地下構造を明らかにすることが目的であったと思われる．

1970年代後半になると，堆積盆地の地震動に二次元あるいは三次元の影響を考慮する必要があることを示す研究が現れた．Kudo(1978)[4]は，関東平野で観測されたラブ波が二次元の段差構造を考えることにより再現可能であることを示した．また，鳥海（1980)[5]は，大阪平野で観測された地震動の後続波群の速度解析により，それらが生駒山地と大阪平野境界部で生じた表面波であることを示唆した．この様な日本国内での堆積盆地の二・三次元地下構造の地震動に及ぼす影響の重要性を指摘する研究のみでなく，国外でも同様のことを指摘する研究や事例が現れた．Bard and Bouchon (1980a, b)[6, 7]は，二次元堆積盆地では，端部で生じた表面波が地震動に大きく影響することを数値的に明

＊1 大阪工業大学　Osaka Institute of Technology.

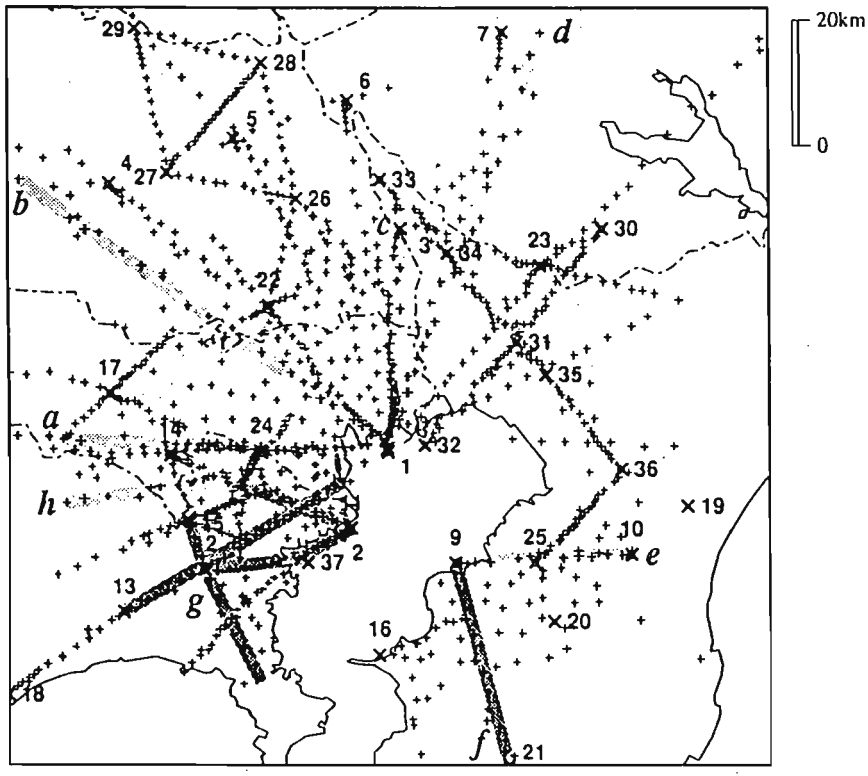


図１　関東平野の地盤と岩盤の境界形状の推定に用いた屈折法探査の爆破点（番号付きの×印）と観測点（＋印）．Koketsu and Higashi (1992) より再生．

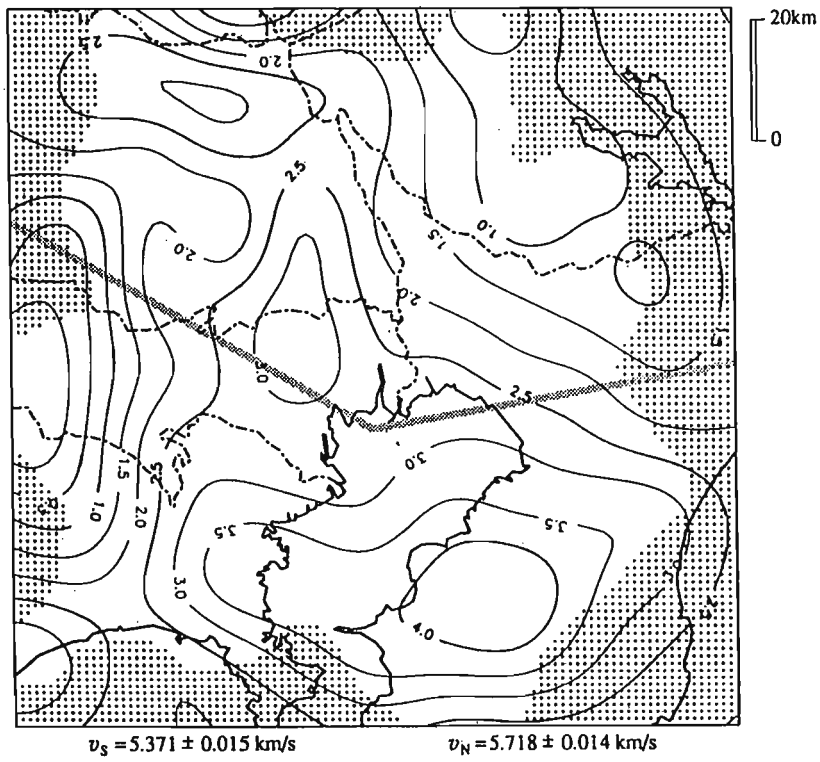


図２　推定した関東平野の地盤と岩盤の境界の深度コンター．深度の単位はｋｍ．太い陰の線は推定に用いた基盤岩のＰ波速度が変化する境界を表す．使用したＰ波速度は図の下に表している．周辺の陰の部分は，誤差が0.2km以上の領域を示す．Koketsu and Higashi (1992)[10] より再生．

瞭に示した．また，１９８５年のメキシコ地震は盆地構造の地震動に及ぼす影響の大きさを再確認させた．この様な状況が，以後の４つの堆積盆地の地震動に関する研究課題

（1）不規則な（二・三次元）地下構造での数値的地震動計算法の開発，

（2）堆積盆地の不規則地下構造の地震動への影響を明らかにする観測的研究，

（3）堆積盆地の地下構造探査と不規則地下構造モデルの作成，

（4）堆積盆地の不規則地下構造モデルを用いた地震動観測記録の再現の研究，

を発展させる原動力になったと考えられる．現在，これらの研究は発展し，関東平野や大阪平野の様な大規模堆積盆地での観測地震動も，三次元地下構造が明らかになれば，再現可能であることが示されつつある[8,9]．

以上のように，堆積盆地の数値的強震動予測（再現）の研究は発展し，現実の大規模堆積盆地における地震動の計算も視野に入りつつある．しかし，耐震設計や地震防災に利用できる予測地震動を提供するには克服すべき問題がいくつかある．それらのうち最も重要な問題の一つは，強震動予測に利用できる堆積盆地の三次元地下構造モデルを作成することである．1990年代になり計算機と地震動計算手法の発達により，現実の大規模堆積盆地における工学的に意味のある周波数まで地震動の計算可能性が視野に入ってきた．この様な状況を背景に，関東平野と大阪平野では，それまでの地下構造探査結果をまとめた三次元地下構造モデルが提案されている．しかし，提案されている地下構造モデルは，定量的地震動計算に用いるには多くの問題点を含んでいる．以下ではこれまで提案されている三次元地下構造モデルの問題点を明らかにし，どのような探査をし，それをどのように三次元地下構造にまとめていくかを考察したい．

3．提案されている堆積盆地の地下構造モデルの問題点

現在，三次元地下構造モデルが提案されているのは，関東平野と大阪平野のみである．日本には，この二つの平野以外にも巨大都市の存在する平野は多くあるが，それらの平野では地下構造モデルが提案されていない．このことも重要な問題であるが，ここでは問題の指摘のみにとどめる．この二つの平野では，重力探査による地下構造モデルと弾性波探査による地下構造モデルが提案されているが，以下の考察では弾性波探査結果による地下構造モデルを対象にする．

Koketsu and Higashi (1992)[10] は，既に述べた一連の夢の島爆破探査の走時データから基盤岩と地盤の三次元境界面形状を推定した．利用した走時データの観測点と発破点の位置を図１に示す．また，推定した境界面形状を図２に示す．この研究は，非常に良い研究であるが，地震動の計算に利用するには解決すべき問題がある．第一番目は，図２から分かるように，関東平野北部の境界面形状が与えられていないことである．この原因は，屈折波の振幅は伝播距離のほぼ２乗に逆比例して減衰するため[11]，遠くまで届きにくいことによる．このことは，屈折法探査は，広い堆積盆地や市街地等のノイズレベルの高い場所の探査には適していないことを意味する．

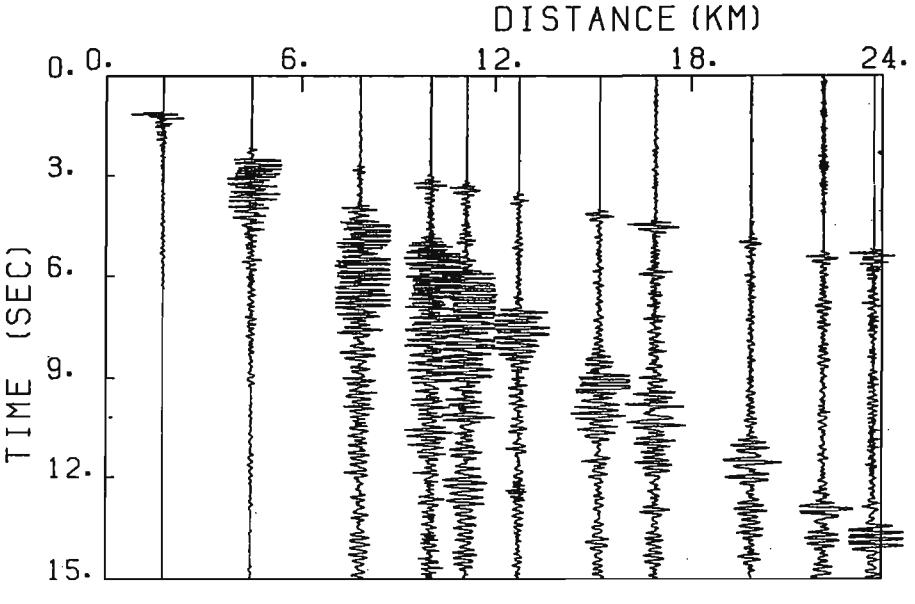


図３　北港爆破実験により得られた生駒山地に向かう測線の記録．青木・他 (1990)[12] より再生．

第二番目は，屈折法探査は受振点間隔が大きすぎるため，分解能が低いことである．図１から分かるようにほとんどの隣接する受振点間隔は２～３ｋｍ以上である．この様な間隔であれば，伏在断層や盆地と岩盤の境界等のように，急激に境界面形状が変化するところでは，その存在は感知できるかもしれないが，正確な形状を推定することは不可能である．そのような例を図３に示す．これは，大阪平野ににおける屈折法探査結果[12]である．大阪湾の埋め立て地を振源にして，東にある生駒山地に向かって延びる測線上の記録である．屈折波は非常に明瞭に確認できる．この測線の下には，発震点から東に約10km付近（左から四つ目の観測点の直下）から上町断層が存在する．図中の屈折波（左から二つ目以降の波形の先頭フェーズ）を見ると，振源から距離４ｋｍ～１３ｋｍの間にある観測点における屈折波の走時は距離に対してほぼ直線的に並んでおり，地下に特別な構造があることを予想させない．振源から距離約１５ｋｍの観測点で屈折波（左から７つ目波形の先頭フェーズ）の走時の遅れが大きいことから，何か特別の地下構造があることは予測できるかもしれない．しかし，上町断層の正しい位置やその形状を推定することは，この屈折波のデータのみからは難しいと考えられる．全ての屈折法探査記録が，この例のような場合ばかりではないかもしれないが，屈折法が分解能の低い手法であることは理解できると思う．

更に問題な点は，測線上の受振点は２～３ｋｍくらいであるが，隣あう測線間の受信点間隔は更に大きい．特に，測線終端部では大きい．この事は，終端部付近の分解能は更に低くなっていることを示唆している．終端部は，盆地と山地の境界部に対応している場合が多く，一般に形状変化の激しい部分に対応している．おそらく，図２の関東山地と関東平野の境界部の形状と実際のものとはかなり異なっていると思われる．盆地端部の様に急変する境界形状の部分は，地震動に強く影響するため，その精確な形状を推定することは，定量的な地震動の計算には重要である．図４は，この事を簡単な盆地モデルで数値的に実証したものである．盆地端部の岩盤と盆地の境界の傾斜が 15 度（モデルA）と 45 度（モデルB）の二つの堆積盆地モデルと，垂直入射平面波に対するそれらの盆地の地震動を示す．盆地端部の観測点（Ｓ０～Ｓ４）の地震動は，お互いに波形も継続時間もかなり異なっている．また盆地中央部の観測点（Ｓ５～Ｓ９）の地震動は，最初の５秒間は良く似ているが，後続の盆地端部で生じた表面波の波形と振幅は，かなり異なっていることが分かる．この結果は，盆地端部の様に形状変化の激しい地下構造を正確に地下構造モデルに取り込むことが重要であることを示している．

第３番目は，屈折法では爆薬を使用するため，発振点の選択に制約が多いことである．一般に，大規模堆積盆地の屈折法探査では数百ｋｇの爆薬を用いる．このため発破点が限られ，必要とする部分の地下構造の情報が得られない場合も起こりうる．以上のことから，堆積盆地の地下構造探査法として屈折法を主要な探査法とするのは適切でなく，振源に関する制約が少ない高分解能の手法を使用すべきである．

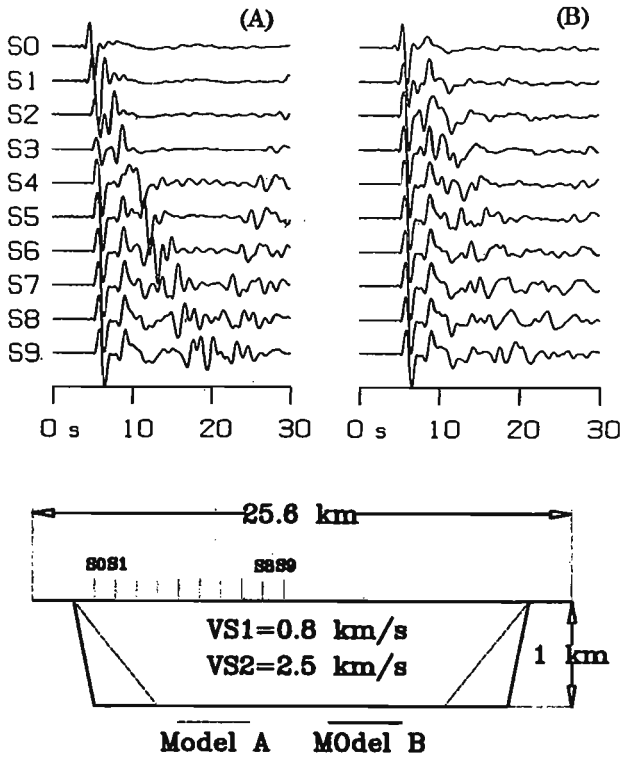


図４　盆地端の境界形状の異なる堆積盆地の垂直入射平面波応答の比較．下側の図の点線が境界の傾斜が緩いモデル（model A）を表し，実線が傾斜の大きいモデル（model B）を表す．上側の左側が model A の応答，右側が model B の応答を表す．入射波は，1Hz まで平坦なバターワース周波数特性を持つ時刻歴波形．

地震動の計算には，地盤と岩盤の形状だけでは不十分である．堆積盆地内の層境界の形状とそのＳ波速度も必要である．しかし，関東平野では，これらについても具体的に提案されていない．山中・他（1996）[13]は，微動のアレイ観測を用いて，関東平野の堆積層三次元モデルの作成の研究を現在遂行中である．

大阪平野の三次元地下構造モデルは，香川・他（1993）[14]により最初のモデルが提案され，その後に実施された弾性波探査結果を加えて，数回の改良版が提案されている．図５は，宮腰・他（1997）[15]により提案された大阪平野の三次元地下構造モデルの作

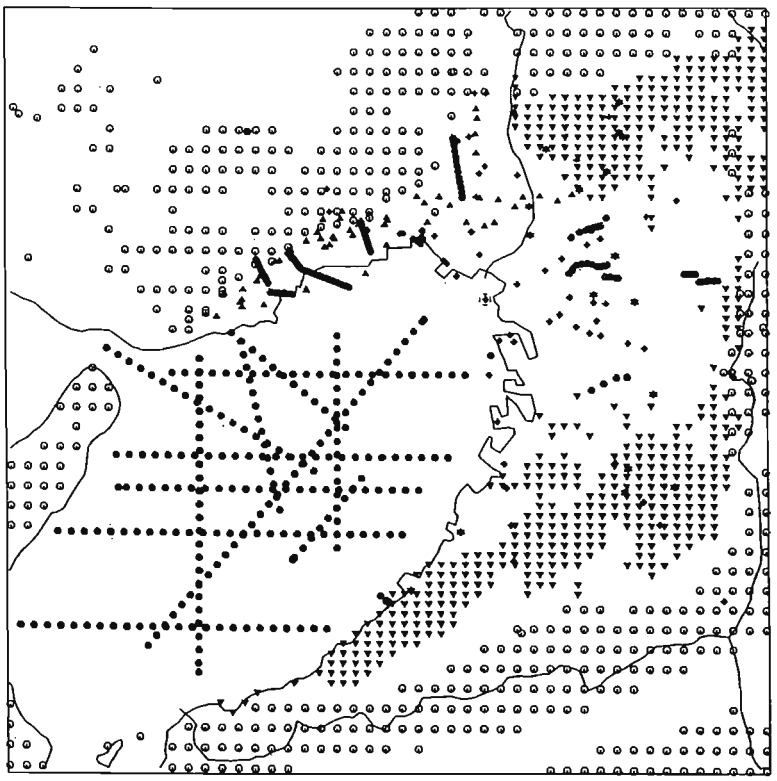


図5　大阪平野の三次元地下構造モデルの作成に用いたデータ．黒菱形は屈折法，黒丸は反射法，星印はボーリング，上三角は微動アレー，下三角は微動H／V，白丸は高度をそれぞれ示す．

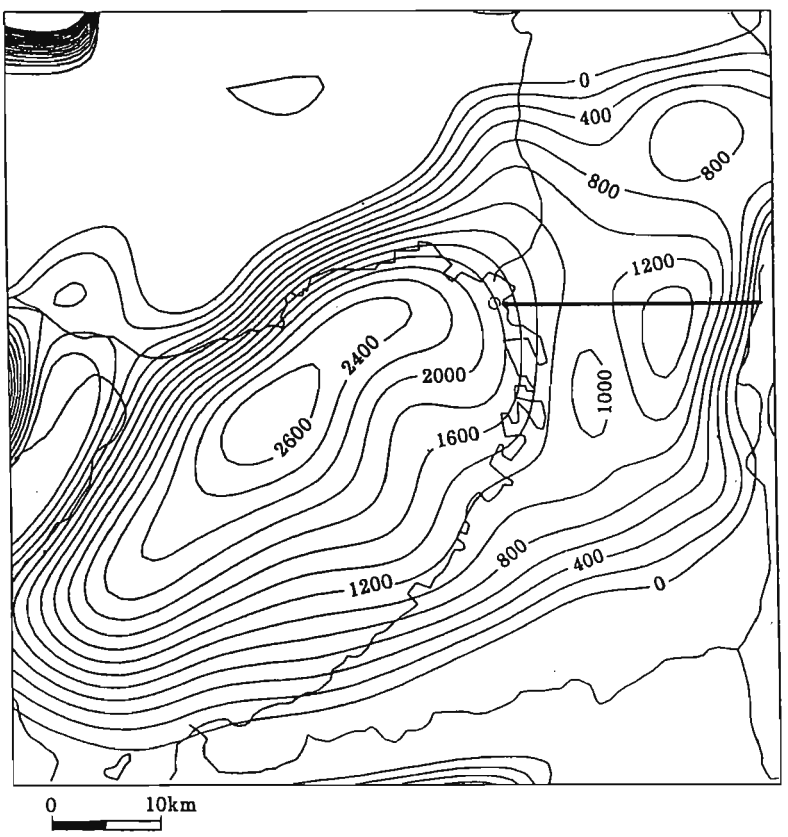


図6　大阪平野の基盤岩と地盤の境界形状のコンター表示．単位は m．実線は反射法で推定した境界形状との比較をする部分を示す．宮腰・他（1997）[15] から再生．

成に用いたデータを示す．反射法・屈折法・微動アレイ・微動H／V等の様々な地下構造に関する資料を用いて地下構造モデルを作成していることが関東平野の場合との相違点である．このため，基盤岩と地盤の境界形状（図６）のみでなく，堆積層内の層境界の形状とそのＳ波速度も提案している．この研究も非常に先進的な研究であるが，地震動の計算に用いるには，関東平野のモデルと同様の問題点を有している．図７は，図６に実線で示す部分の地盤と岩盤の二次元境界を示す．実線は主に反射法探査により推定された境界形状を示し，点線は宮腰・他により提案されたものを示す．宮腰・他の境界は境界を強く平滑化しているため，上町断層や生駒断層付近では反射法探査により推定されたものとかなり異なっている．また、大阪平野と生駒山地の境界の位置も実際と異なっている．この様な相違は，生駒断層や上町断層のみでなく，周辺の山地境界部でも同様に生じていると考えられる．つまり，急激に形状が変化している部分では，関東平野のモデルと同様に，現実の形状とはかなり異なっている．兵庫県南部地震の神戸における地震動のシミュレーションではこのモデルでなく，反射法探査等から得られた結果をモデル化した三次元地下構造が多く用いられたのはこの理由によると考えられる[8]．形状が急変している部分で実際のものと大きく異なった三次元モデルになっているることの主要な原因は二つ考えられる．第一番目は，データが少ないことである．特に大阪平野中心部では少なすぎる．もう一つの原因は，４つの二次元のスプライン関数のみで境界を表現しようとしていることである．４つのスプライン関数で現実の境界を表現するのは無理があるように思える．特に，今後高分解能で密な探査が行われるようになると，それらの結果を正確に反映するためにどのような表現法を用いるかは重要な課題であると思われる．

４．堆積盆地の三次元地下構造モデル化のための探査の提案

前節で指摘した問題点は，以下の２点にまとめられる．［１］大阪平野と関東平野以外ではほとんど地下構造探査が行われていない．［２］大阪平野と関東平野で提案されている三次元モデルも地震動予測に利用するには不十分である．また，［２］の主原因は，低分解能の探査法の利用，探査密度の粗さ、境界形状の表現方法であることも述べた．そこで、地震動予測に利用できる三次元堆積盆地構造を作成するために，以下の４条件を満たす地下構造探査を実施することを提案する．

（１）格子状の測線からなる反射法探査を行う．測線間の距離はできる限り５ｋｍ～１０ｋｍとし，測線は周辺の山地に達すること．

（２）いくつかの反射法探査測線の格子点では，基盤岩まで達するボーリングを掘削し，Ｐ波・Ｓ波速度，密度，減衰を求める検層を実施すること．

（３）Ｓ波速度の推定や地下構造の変化の激しい部分での補助観測が可能であること．

（４）上記の探査を計画的かつ統一的に行い，三次元地下構造モデルを提案すること．

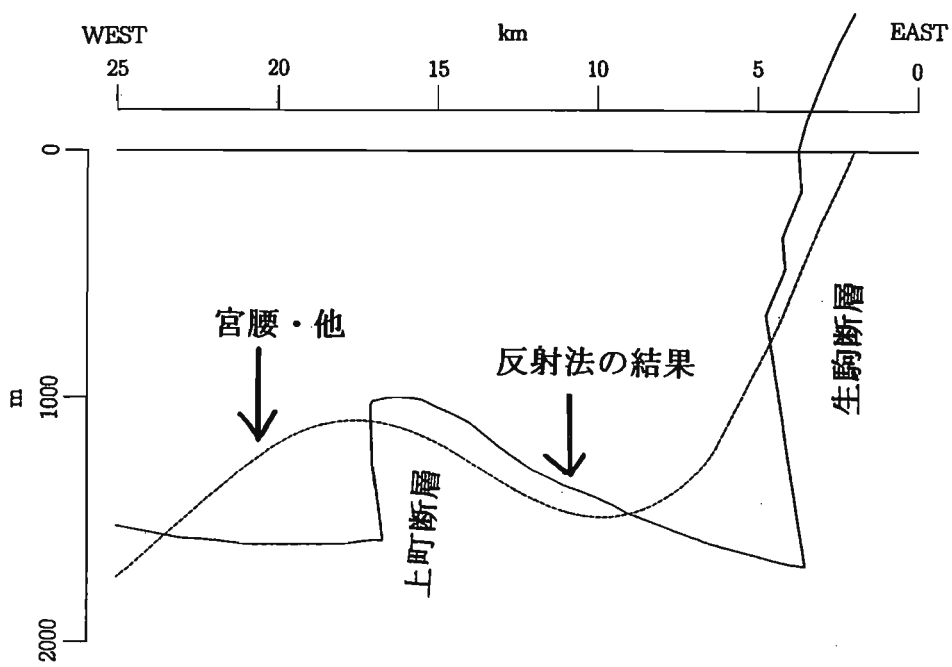


図７　図６の実線で示した部分の基盤岩と地盤の境界形状の比較．点線は，宮腰・他の結果，実線は反射法の結果

条件（1）は高分解能で高密度の地下構造情報を得るため是非必要である．また，盆地と山地の境界部の形状を正確に推定するために，測線は周辺山地に達する必要がある．条件（2）は，他の手法で得られたＰ波・Ｓ波速度の妥当性や，反射法で得られる境界深度の妥当性の基準を提供するために是非必要である．例えば，反射法探査で得られるＰ波速度の精度は深くなると悪くなる．速度の精度が悪いと深度変換の精度も悪くなり得られた境界形状の信頼性も低くなる．従って，検層により信頼性の高いＰ波速度構造が提供できると，反射法探査により推定される境界形状の精度も高くなる．また得られた境界の深度の妥当性もボーリング結果から判定できる．地震動予測には，Ｓ波速度が必要である．検層で得られるＳ波速度は点の情報である．これを面の情報に変えて行くには，微動アレイ観測やＳ波反射法等の補助観測が必要である．また，反射法探査により伏在断層や盆地と山地境界部で形状の複雑な部分が見つかれば，短測線長の反射法探査を補助的に行う必要がある．条件（3）はこのような場合を想定している．

条件（1），（2），（3）をほぼ満たすような探査は，兵庫県南部地震の後，神戸・阪神地区で既に実施されている．図８は，兵庫県南部地震以降，この地域で実施された反射法探査測線をまとめたものである．六甲山地から大阪湾中心部に達する７～８ｋｍ間隔の３本の南北測線がある．山地と盆地境界部の複雑な地下構造を明らかにするための短い測線長２ｋｍの補助的反射法測線も，それらの間に間隔約２ｋｍで存在している．更に，これらに直交する東西の反射法測線もある．また，岩盤まで達するボーリング孔（図中の黒丸の位置）が掘られ[16]，Ｐ波・Ｓ波速度と密度が測定されている．微動のアレイ観測も多くのグループにより実施されている．つまり，条件（1），（2），（3）をほぼ満たす探査が神戸・阪神地区では実施されている．しかし，残念なことにこれらの探査は，計画的で統一的に行われていないため，包括的で精度の高い三次元地下構造は提案されていない．このことは，条件（1），（2），（3）を満たす探査を，計画的で統一的に行い，最終的成果として地震動計算に利用できる三次元地下構造モデルを提案する必要性を示している．

阪神・神戸地区での探査の経験は，現存する探査技術で地震動計算に利用できる三次元地下構造モデルが作成可能であることを示している．実際，上述した探査結果をまとめて三次元モデルを作成し，強震動記録の再現を試みている[8]．このことは，地震動計算に利用できる堆積盆地の三次元地下構造モデル作成は，研究課題ではなく，実施すればほぼ間違いなく成果の得られるプロジェクトであることを意味している．

堆積盆地の三次元地下構造モデルの作成をプロジェクトとして実施し成功させるためには，探査の計画とそれを統一的に実施・統括する組織の構成と探査のた

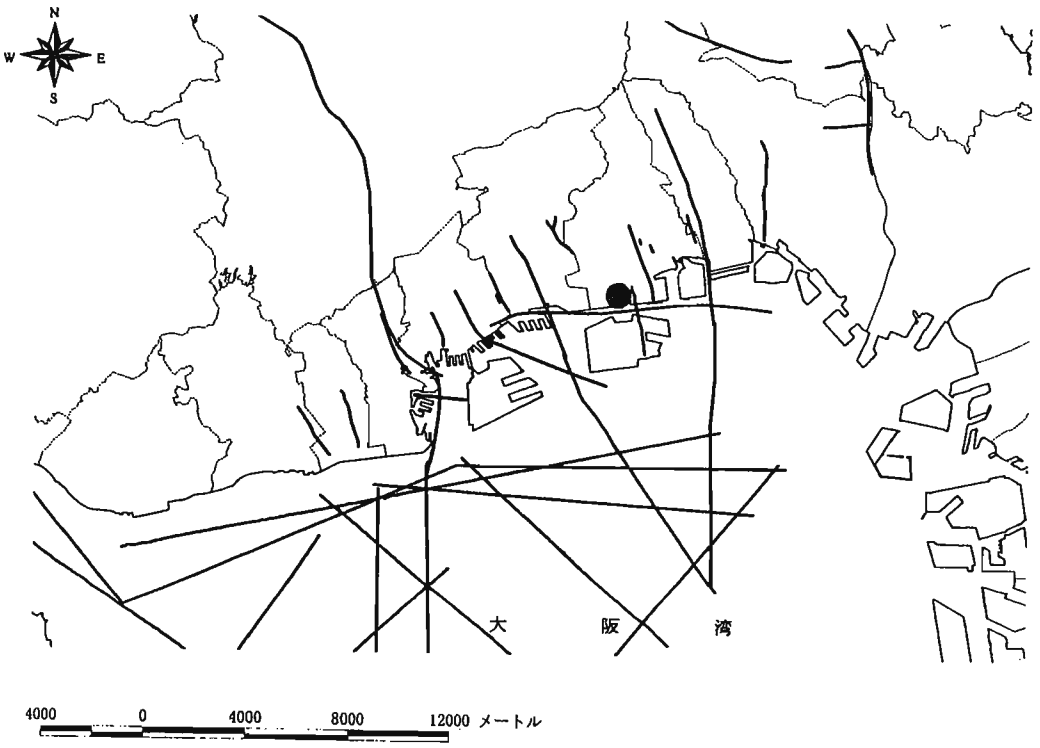


図８　神戸・阪神地域で実施された反射法測線（実線）とボーリング（黒丸）の位置．

めに資金をどうするのかという二つの問題の解決が最も重要である．反射法探査を密に実施し，ボーリング孔を掘削するための費用は，ばく大である．このためにも，きちんと探査を計画し，三次元地下構造モデルが作成できるように探査を遂行していく必要がある．しかし、これらの問題は以外に簡単に解決するかもしれない．科技庁は，３年計画でほぼ上述した条件を満たす探査により堆積盆地の三次元モデルを作成するための準備研究を本年度から開始した．この研究の探査計画の作成と実施・統括は地方自治体である．この予備研究を成功に導くように支援し，３年後には少なくとも巨大都市のある堆積盆地の三次元地下構造モデルを作成するプロジェクトの発足を実現させることが重要である．

油田等の探査等のために，これまでかなりの反射法探査や検層が国内の堆積盆地で実施されている．このデータも三次元地下構造モデルを作成する際には，極めて重要な資料となる．従って，これらのデータの公開も重要な課題であると考える．

兵庫県南部地震以降，活層調査が積極的に実施されるようになった．この調査でも反射法がしばしば利用されるが，測線長が短く探査深度も浅いため地震動計算に使えるような情報が得られていない場合が多い。しかし，堆積盆地内の活断層の存在するところは、地盤と基盤岩の境界形状や層内の境界形状も複雑であるので、地震動の計算にとっても重要である．つまり，活断層の周辺の地下構造は活断層の議論のみでなく地震動の予測にも重要である．従って，活断層調査の反射法探査でもある程度長い測線で深い構造も推定できる探査が望まれる。

謝辞

本報告の図の一部は、阪神コンサルタンツの横田裕氏と大阪土質試験所の宮腰研氏から提供して頂きました．記して感謝します．

引用文献

1)小林直太, 1958, ＳＨ波を使って地下構造を決める一方法，地震 2, 12, 19-24.

2)狐崎長狼, 1967, 孔中固定式受震器によるＳ波の観測（１），物理探鉱, 20, 1-15.

3)嶋 悦三, 1990, 首都圏の三次元地下構造, 第８回日本地震工学シンポジウム論文集, 1, 697-702.

4)KUDO, K., 1978, The contribution of Love waves to strong ground motions, Proc. 2nd international conference on microzonation, 2, 765-776.

5)鳥海　勲, 1980, 大阪平野の地震特性，日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿）, 487-488

6)Bard P.-Y. and M. Bouchon, 1980a, Seismic response of sediment-filled valley Part 1: The case of incident SH waves. Bull. Seism. Soc. Am., 70, 1263-1286.

7)Bard P.-Y. and M. Bouchon, 1980b, Seismic response of sediment-filled valley Part 2: The case of incident P and SV waves. Bull. Seism. Soc. Am. 70, 1921-1941.

8)Pitarka A., K. Irikura, and H. Sekiguchi, 1998, Three-dimensional simulation of the near-fault ground motion for the 1995 Hyogo-ken Nambu (Kobe), Japan, Earthquake, Bull. Seism. Soc. Am., 88, 428-440.

9)Sato T., R. W. Graves, and P. G. Somerville, 1998, Preliminary analysis of long-period basin response in the Tokyo metropolitan area from the 1990 Odawara earthquake(M5.1) using 3D finite difference method, Abstracts 1997 Japan earth and planetary science joint meeting, 104 B41-10.

10)Koketsu K. and S. Higashi, 1992, Three-dimensional topography of the sediment/basement interface in the Tokyo Metropolitan Area, central Japan, Bull. Seism. Soc. Am., 82, 2328-2349.

11)Cerveny V., and R. Ravindra, 1970, Theory of seismic head waves, University of Tront press, 110-111.

12)青木義彦・堀家正則・竹内吉弘, 1990, 大阪平野におけるＰ－Ｓ波速度構造推定，第８回日本地震工学シンポジウム論文集, 1, 691-696.

13)山中浩明・佐藤浩章・栗田勝実・瀬尾和大, 1996, やや長周期微動のアレイ観測による関東平野のＳ波速度構造探査, その１, 三次元Ｓ波速度モデルの構築へ向けての計画, 日本地震学会講演予行集（1996 年度秋季大会）, C19.

14)香川敬生・澤田純男・岩崎好規・南荘淳, 1993, 大阪平野の深部地盤構造のモデル化について，日本地震学会講演予稿集（1993 年度秋季大会）, 112.

15)宮腰研・香川敬生・越後智雄, 1997, 大阪平野における深部地下構造のモデル，物理探査学会第９６回学術講演会講演論文集，186-190.

16)小林啓美・衣笠善博・長谷川明生・井川猛・大西正純・溝畑茂治, 1996, 神戸東灘区における反射法探査，日本地震学会講演予稿集（1996 年度秋季大会），A38.

第26回地盤震動シンポジウム
日本建築学会　1998.10.22

堆積盆地とやや長周期地震動評価：1923年関東地震の首都圏の地震動シミュレーション
LONG-PERIOD BASIN RESPONSE: 3-D SIMULATION OF GROUND MOTIONS IN THE TOKYO METROPOLITAN AREA FOR THE 1923 KANTO EARTHQUAKE

佐藤　俊明*
Toshiaki SATO

We modeled a three-dimensional (3-D) velocity structure including a thick sedimentary basin in the Tokyo metropolitan area (170 km x 210 km x 44 km), and calculated long-period strong motions in this area by 3-D finite difference (FD) method (Graves, 1996). Bandpass (3.33 - 10 s) filtered waveform data from the 1990 Odawara earthquake (*Mj* 5.1) were successfully reproduced by the 3-D simulation. Using the 3-D velocity model incorporated with a variable-slip rupture model (Wald and Somerville, 1995), we simulated long-period (T > 4 s) ground motions in this region for the 1923 Kanto earthquake (*MS* 8.2).

1.　はじめに

やや長周期帯域(周期約2～20秒)の地震動は、地震規模が大きくなるほど、また、表層が厚い堆積層で覆われているほど大きくなる傾向にある。したがって、日本でも有数の大規模な堆積盆地構造を呈する首都圏の直下で起こったマグニチュード8クラスの1923年関東地震の際には、過去最大級のやや長周期地震動が震源域を襲ったことは容易に想像される。

関東地震当時、日本各地で現在建っているような超高層ビル・免震構造物・長大橋梁・超大型貯蔵タンク等の長周期構造物は首都圏には存在していなかった。その後、堆積盆地直下でマグニチュード8クラスの巨大地震が発生していないという歴史的経緯は、既存の長周期構造物のほとんどが真にcriticalな地動を受けた経験がないことを意味する。長周期構造物が集中して存在している都市域の多くが堆積盆地上に位置しており、これら長周期構造物のなかには社会的に重要なものが多いことを考えると、将来の震災を経験する前に、1923年関東地震時に首都圏を襲った過去最大級と想像されるやや長周期地震動の特性を定量的に解明できるならば、工学的にもその意義は大きい。

関東地震の震源域のやや長周期地震動特性を知る手掛かりとして、振り切れはしたが東京本郷の2つの強震計記象である今村式2倍強震計記象(横田・他, 1989)とEwing式強震計記象(Morioka, 1980; 森岡・山田, 1986)の復元波がある。しかし、残念なことにこの2つの復元波には大きな相違がみられ、これまでに多くの議論を巻き起こしてきた(例えば、Takeo and Kanamori, 1992, 1997)。また、現在のところ、本郷以外の震源域のやや長周期地震動特性を探る直接的な手掛かりはほとんどない。

一方、震源域以外のデータについては、振り切れていない国内外の地震計記象の発掘・収集・数値化作業とそれらのデータに基づいた解析がここ数年間精力的に行なわれ(Wald and Somerville, 1995; 武村・他, 1994, 1995, 1996; 野澤・他, 1995, 1996; 片岡・他, 1995; Sato et al., 1998b)、同地震の詳細な破壊過程を知る上で貴重な情報を提供している。

また、地震波の数値シミュレーション技術、計算機環境の目覚ましい発達と、首都圏における中小地震の強震観測データ・地下構造データの充実により、観測記録の分析や数値シミュレーションを通して、ここ10年の間に、以前と比べてかなり詳細に首都圏の地下構造とやや長周期地震動特性との関係を検討できる環境が整ってきた。

筆者らは、これらの現在利用できる知見を踏まえ、震源モデルや地下構造モデルのキャリブレーションを段階的に順を追って行いながら、理論的方法により1923年関東地震の首都圏のやや長周期地震動の再現を試みてきた(Sato et al., 1998a, b, c)。本報告では、特に3次元堆積盆地構造を考慮した有限差分法による数値計算結果(佐藤・他, 1997; Sato et al., 1998c)の一部を中心に紹介する。なお、同様な数値計算は菅原・他(1997)、前田・他(1998)によっても試みられている。

2.　シミュレーションの手順

地震波シミュレーションでは、震源と地下構造のモデル化において対象周期帯域に影響を及ぼす不均質性のサイズを十分認識することが重要である。これを念頭に置き、シミュレーションの手順として次のステップを踏んだ。

[ステップ1]　まず、既往の研究に基づいて関東平野下の3次元地下構造を広範囲にわたって差分格子でモデル化した。次に、これを用いて関東地震の震源域で最近起こった中小地震の首都圏各地のやや長周期地震動波形を3次元差分法でシミュレーションし、作成した地下構造モデルのやや長周期帯域における適用性を確認した(Sato et al., 1998c)。

[ステップ2]　関東地震の巨視的断層モデル(eg., Kanamori, 1971, 1974; Matu'ura et al., 1980)は断層面上で一様滑りを

* 清水建設（株）和泉研究室　　Izumi Research Institute, Shimizu Corporation

仮定しており周期数十秒以上の長周期帯域に対するモデルである。そこで、既存のやや長周期帯域に適用可能な不均質断層モデルの中から、各種のデータの説明能力が最も高いと考えられるモデルを選択した(Sato et al., 1998b)。

[ステップ3] ステップ1で作成した3次元地下構造モデルにステップ2で選択した不均質断層モデルを組み込み、関東地震の首都圏のやや長周期地震動を数値シミュレーションによって求めた(Sato et al., 1998c)。

ここで重要なことは、ステップ1の地下構造モデルとステップ2で用いる不均質断層モデルが各々独立なデータから導出され、その適用性の確認がなされたことである。なお、地震波シミュレーションの道具として用いる手法は、Graves(1996)の3次元有限差分法である。この手法は空間4次、時間2次のstaggered-gridを用いた差分法であり、近似的に周波数比例のQを考慮できるものである。計算にはClock 300MHzのCPUを搭載したUltraSPARC 2300相当のワークステーション(メモリーサイズ:1024MB)を用いた。

以下に具体的に各ステップについて述べる。

3. [ステップ1] 首都圏の3次元地下構造モデルの作成と適用性の検証

(1) モデル化の範囲

地下構造モデルの範囲の設定に際して、以下の2つの条件を満足することを考えた。第一は、関東地震の巨大な断層面(断層面の長さ130 km、幅70 km、上端深さ2 km、下端深さ32 km)をモデル領域内に含めることである。第二は広大な堆積盆地構造を含めることである。首都圏は中央部で厚さ約3 kmにも達する堆積層が存在する一方、その西部および北部では山地(丹沢山地、秩父山地、足尾山地、筑波山)が堆積層を取り囲むように存在する。このような100 km四方にも及ぶ広大な盆地構造は、やや長周期帯域の地震動特性に大きな影響を与えると予想されることから、モデル化される範囲内に盆地端部まで含めることを考えた。

以上の2つの条件を満たし、かつ現在、我々が利用できる計算機環境も考慮して設定した首都圏の3次元差分格子モデルの範囲をFig. 1に示す。モデル化された範囲は東西170 km、南北210 km、深さ44 kmである。この範囲を0.4 kmの等間隔の差分格子で離散化した。総格子点数は425 x 525 x 110 (約2.4 x 10^6)である。

(2) 速度構造モデル

首都圏の大局的な地質構造を考慮し、モデル化領域を山地領域(MTN)、関東平野領域(KNT)、相模盆地領域(SGM)の3つの領域に大きく分け(Fig. 1)、それぞれの領域に対して異なった地震波速度構造を割り当てることとした。

(i) 山地領域(MTN)の速度構造モデル

Sato et al. (1998a)は、1990年8月5日の小田原(神奈川県西部)地震(M_J 5.1, 深さ15.3 km)の際に盆地西端の浅川(ASK)で得られた強震記録(東工大の瀬尾研究室)のやや長周期帯域の波形モデリングを行い、小田原－浅川間の水平成層速度構造モデルを推定している。この伝播経路が関東地震による首都圏の地震動、特に堆積層表面波に重要と考えられる首都圏西部の山地領域に属することから、山地領域(MNT)にはこの水平成層速度構造モデルに若干修正を加えたモデルを割り当てた。

(ii) 関東平野領域(KNT)の速度構造モデル

Sato et al. (1998a)は、1990年小田原地震による東京本郷(HNG)の強震記録(自治省消防庁消防研究所地震防災研究室)のやや長周期帯域の波形モデリングを行い、小田原－東京間の水平成層速度構造モデルを推定している。この水平成層速度構造モデルに若干修正を加えたモデルを、関東平野領域(KNT)における堆積層以深の速度構造モデルとして割り当てた。

一方、堆積層の速度構造に関しては、十分ではないが既往の各種調査研究成果がある。関東平野の3次元堆積盆地構造の全体像を定量的に評価した研究として、首都圏人工地震探査結果に基づいたKoketsu and Higashi (1992)のモデルがある。このモデルでは基盤深さを求めることに主

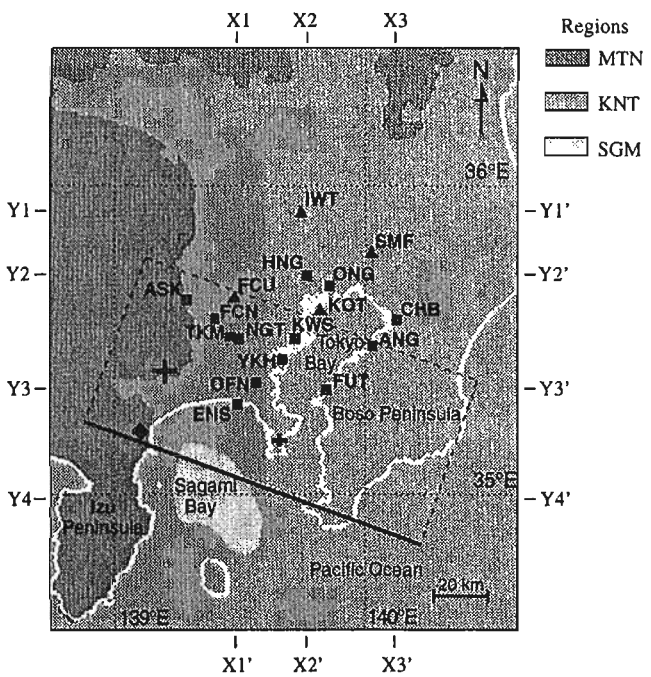


Fig. 1 Map showing the whole finite-difference (FD) grid area, earthquakes and stations used in this study. The rectangular area surrounded by the solid and broken lines indicates the surface projection of the fault plane of the 1923 Kanto earthquake (M_S 8.2). The cross and diamond denote the epicenters of the 1923 Kanto earthquake and the 1990 Odawara earthquake (M_J 5.1, depth 15.3 km), respectively. Clipped strong-motion records for the 1923 event were obtained at station HNG. Three regions : the mountain region (MTN), the Kanto basin region (KNT), and the Sagani basin region (SGM) have different velocity models. (Sato et al., 1998c).

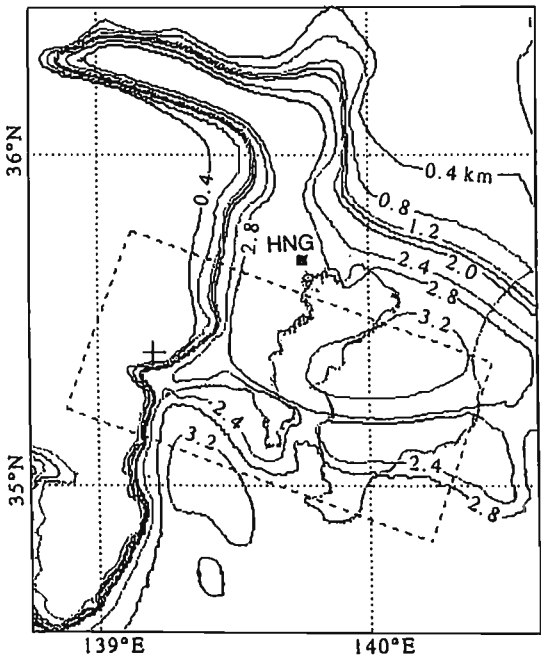


Figure 2. Depth contours in km of the basement rocks with an S-wave velocity greater than 2.4 km/s in the finite-difference model (Sato et al, 1998c).

眼があったため、厚い堆積層を単層でモデル化している。しかし、人工地震探査測線の2次元断面解析結果(例えば山中・他, 1988)からは、速度が明瞭に異なる2あるいは3層の堆積層の存在が指摘されている。周期数秒程度の地震動の定量的評価では、この堆積層の多層構造の空間変化も考慮する必要がある。ここでは、首都圏の多数の深井戸の調査結果と人工地震探査結果から総合的に評価された下総層群、上総層群の下面深度、および先新第3系基盤の上面深度の分布(鈴木, 1996; Yamamizu, 1996)や重力基盤図等を参考に堆積層部分の速度構造モデルを作成した。なお、対象周期と計算機能力との兼ね合いからモデル化する最も低いS波速度を0.6 km/sとした。このとき、格子点間隔0.4 kmの差分格子モデルは、3.33秒よりも長い周期帯域に対して分解能を有する。

(iii) 相模盆地領域(SGM)の速度構造モデル

堆積層以深は関東平野領域(KNT)と同じ速度構造モデルを割り当てた。堆積層以浅はNishizawa et al. (1996)の探査結果を参考に速度構造モデルを作成した。

作成された3次元地下構造モデルにおいて、S波速度2.4 km/s以上の基盤岩の上面深度分布をFig. 2に示す。

(3) 設定した3次元地下構造モデルの適用性の検討

上記の地下構造モデルの作成に参考とした地下構造データは対象領域をすべて包含しているわけでなく、その量や質にも精粗があることから、外挿・内挿した部分がある。そこで、関東地震の震源域で最近起こった中小地震の首都圏各地のやや長周期地震動波形をシミュレーションし、設定した3次元地下構造モデルのやや長周期帯域における適用性を確認した。以下にその具体的な内容を示す。

ここで地下構造モデルの検証に用いる中小地震は以下の条件を満足することが望まれる。

a. 地震波の伝播経路がターゲット地震(ここでは関東地震)のそれと類似していること。

b. 震源パラメータがよく調べられていること。また、震源過程の複雑さが影響する周期帯が波形シミュレーションを行う周期帯より短周期側にシフトしていること。一般的には地震の規模が小さいほどよい。

c. 地震波記録の長周期側の信頼限界周期が波形シミュレーションを行う周期帯をカバーしていること。

首都圏でこれらの条件を満足する地震として前述した1990年8月5日小田原地震を選んだ(Fig. 1)。この地震は1923年関東地震以後60年ぶりに関東地震の震源近傍で起こったM_J5.1の地震である。その震源深さ(約15km)は関東地震の震源深さとほぼ同じであり、伝播経路の類似性の観点から都合がよい(条件a.)。

この地震では首都圏各地70カ所以上で強震記録が得られ、それらのデータは日本建築学会の強震データ小委員会(主査東京工業大学瀬尾教授)により収集され公開されている(日本建築学会, 1995)。このデータの中の東京工業大学瀬尾研究室と自治省消防庁消防研究所地震防災研究室の座間氏提供の計13地点の速度計記録はやや長周期帯域のSN比が良好である(条件c.)。

残る条件はb.であるが、この地震の震源パラメータは気象庁や国立防災科学技術研究所、Harvard大学がルーチン的に決めたものの他にIshida and Kikuchi (1992)の解(IK92)がある。その後IK92の問題点がPitarka et al. (1994)により指摘されたが、彼らが検討に用いた観測点の方位分布が偏っており、さらに検討の余地があった。そこで、筆者らは特に浅い部分の地下構造がよくわかっている4地点(岩盤上の網代・小田原の久野・浅川と堆積地盤上の東京本郷)の記録の実体波部分を対象とし、観測点毎の特に浅い部分の速度構造の違いを反映させた水平成層構造モデルを作成し、波形モデリングとグリッドサーチ法を組み合わせた方法(Zhao and Helmberger, 1994; Sato et al., 1998a)により、最適な震源解と震源深さを同定した(Sato et al., 1998a)。その結果をFig. 3に示す。得られた震源解は、既往のstrike slipタイプの解とdip slipタイプの解の中間的特性を示す。また、破壊プロセスタイムとして0.65秒が得られ、やや長周期帯域ではこの地震の破壊過程の不均質性のモデル化が必要ないことが確認された(条件b.)。これで、a, b, cのすべての条件が整った。

次に、先に設定した首都圏の3次元地下構造モデルの差分格子に1990年小田原地震の震源を点震源として組み込み、有限差分法を用いて時間刻み0.02 sで約10,000ステップの数値計算を行った。計算に要した時間は約150時間(6

日強)である。

Fig. 4に、首都圏各地で観測された速度波形を積分して得られた変位波形と差分法による計算変位波形とを比較した結果の一部を示す。両者とも周期3.33～10秒の帯域波形である。図中、3次元堆積盆地構造を考慮したモデルによる結果(3D)に加え、震源から計算点までを水平成層構造モデルとして計算した結果(1D)も併せて示す。盆地西端の浅川(ASK)では、3D, 1Dの結果ともに比較的単純な観測波形をよく再現している。一方、東京湾沿岸の川崎(KWS)、東京本郷(HNG)、千葉(CHB)では、3Dの結果は発達した後続動部分も含めて観測波形の全体的特徴をよく再現しているのに対し、堆積層を含む水平成層構造モデル(Sato et al, 1998a)を用いた1Dの結果は、観測波形のはじめの部分の再現は良好であるが、後続動は再現できていない。後続動の形成に盆地の西側端部から発生した堆積層表面波の寄与が大きいことを別途行った3Dの数値計算結果の水平アレー解析や波動場を可視化したスナップショットで確認している。この結果は、関東平野周辺で起こった中小地震の強震記録の水平アレー解析結果(Kinoshita et al., 1992)とも調和的である。

以上から、設定した3次元地下構造モデルによって、首都圏のやや周期約3秒以上のやや長周期地震動の主要な部分がかなりの程度再現できることがわかった。計算波と観測波とを詳細に比較すると、その対応が十分でない部分もあり、用いた地下構造モデルの今後の改良が必要なこともわかる。しかし、ここで得られた結果の重要な意義は、地下構造を精度よくモデル化できれば、かなり複雑な位相をもつ地震波の再現が可能であることを実証したことにある。

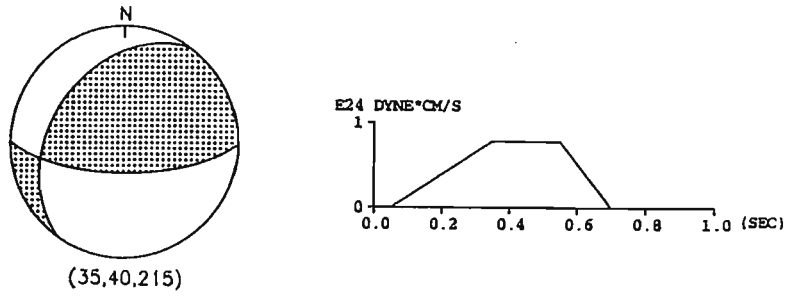


Figure 3. Source mechanism (left) and source time function (right) of the 1990 Odawara earthquake (M_J 5.1) (Sato et al., 1998a).

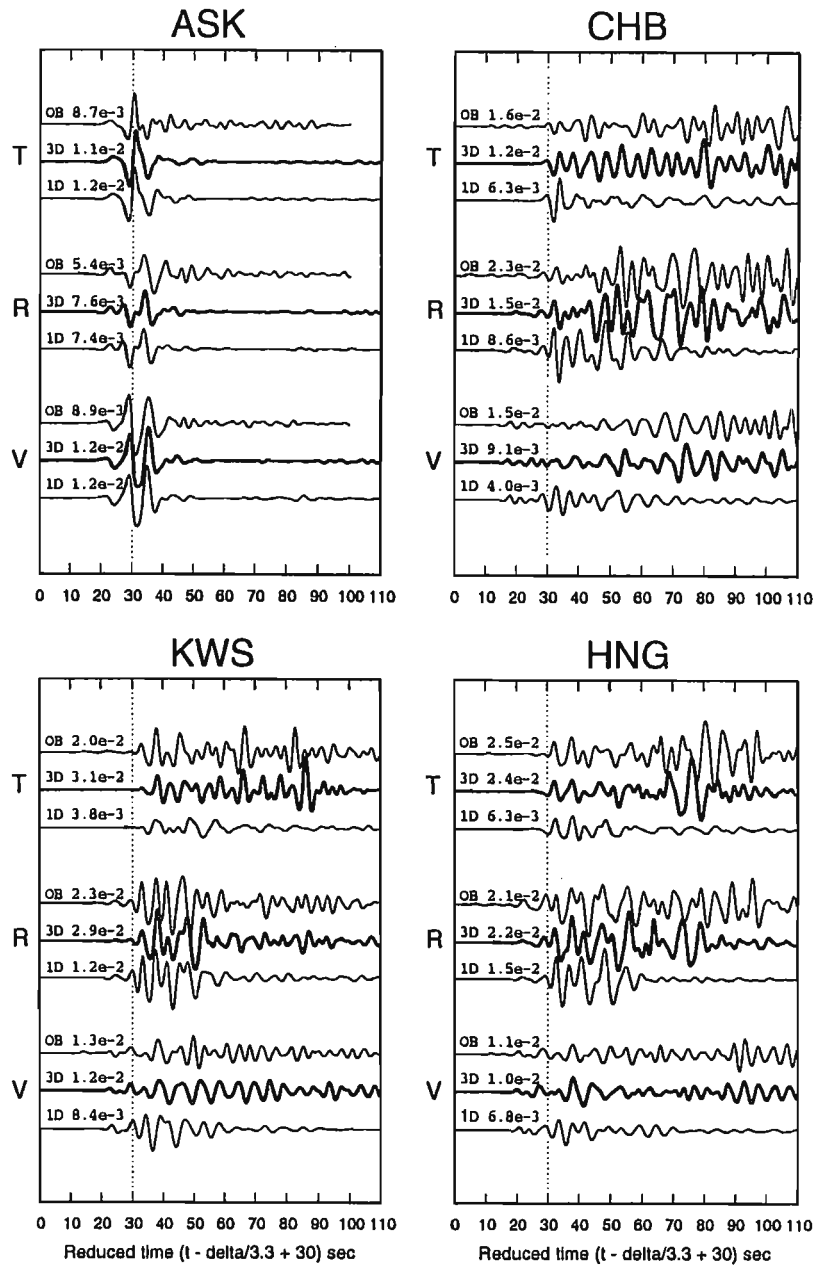


Figure 4. Comparison of three-component, bandpass filtered (3.33 - 10 s) ground displacement data (OB) and synthetics obtained by 3-D, and 1-D simulations for the 1990 Odawara earthquake (M_J 5.1) at stations ASK, CHB, KWS, and HNG. Station ASK is located at the western margin of the Kanto basin, while stations CHB, KWS, and HNG are located around Tokyo Bay on the thick sediments in the central part of the Kanto basin. The absolute peak amplitudes are indicated on the left of each trace in cm. (Sato et al., 1998c).

4. [ステップ2] 1923年関東地震の不均質断層モデル

やや長周期帯域に適用可能な関東地震の不均質断層モデルとして、現在のところ、次の3つのモデルがある。1つめはTakeo and Kanamori (1992)が1923年関東地震の東京本郷のEwing式地震計記象の復元地動(Morioka, 1980)の応答スペクトルを主なターゲットとしてフォワードモデリングで求めた断層モデルである(以下ではTKモデルと呼ぶ)。2つめはWald and Somerville (1995)が国外の遠地実体波データと関東地方の地殻変動データを同時に満足する破壊過程をインバージョンによって求めたものである(以下ではWSモデルと呼ぶ)。なお、遠地実体波データはやや長周期帯域を含むものである。3つめは、野澤・他(1995)、野澤・武村(1997)が岐阜や高田の関東地震の今村式強震計記象のフォワードシミュレーションを行い推定した比較的単純なモデルである(以下ではKJモデルと呼ぶ)。これらの3つのモデルは、大局的には小田原直下の破壊開始点付近ならびに三浦半島から房総半島南端直下の断層面中央部付近に滑り量が大きい領域(アスペリティ)が見られる。しかし、詳細にみると、これらのモデルの間にはアスペリティの位置と破壊開始点との関係、破壊伝播様式や滑り時間関数に無視できない相違点がある。

そこで、Sato et al. (1998b)は武村・他(1994, 1995)が調査した岐阜や仙台の関東地震の今村式強震計記象のやや長周期帯域の地震波形のシミュレーションを行い、TKモデルとWSモデルの波形の再現性を検討した。その結果、TKモデルと比べてWSモデルによる波形の再現性がかなりよいことがわかった。また、首都圏の水平成層構造モデルを用いてTKモデルとWSモデルによる本郷(HNG)のやや長周期帯域の地震波シミュレーションを行ったところ、破壊プロセスタイムに対応するはじめの40秒間の波形に対して、WSモデルの滑り時間関数の断層面上における時空間変化が有効に作用することも確認した(Sato et al., 1998b)。なお、TKモデルやKJモデルでは滑り時間関数は単純な傾斜関数あるいは傾斜関数に近い関数を仮定している。

これらの結果を踏まえ、以後の検討ではWSモデル(Fig. 5)を採用することにした。なお、WSモデルの滑り時間関数のナイキスト周波数から、このモデルが分解能を有するのは周期4秒よりも長い周期帯域である。

5. [ステップ3] 首都圏の3次元地下構造モデルと関東地震の不均質断層モデルを用いたやや長周期地震動シミュレーション

[ステップ1]で求めた関東平野の3次元地下構造モデルの差分格子に、[ステップ2]で選択した関東地震の不均質断層モデルであるWSモデルを組み込み、関東地震の首都圏各地のやや長周期地震波を数値計算によって求めた。WSモデルのナイキスト周波数を考慮すると、計算波は周期4秒より長い周期帯域で有効である。

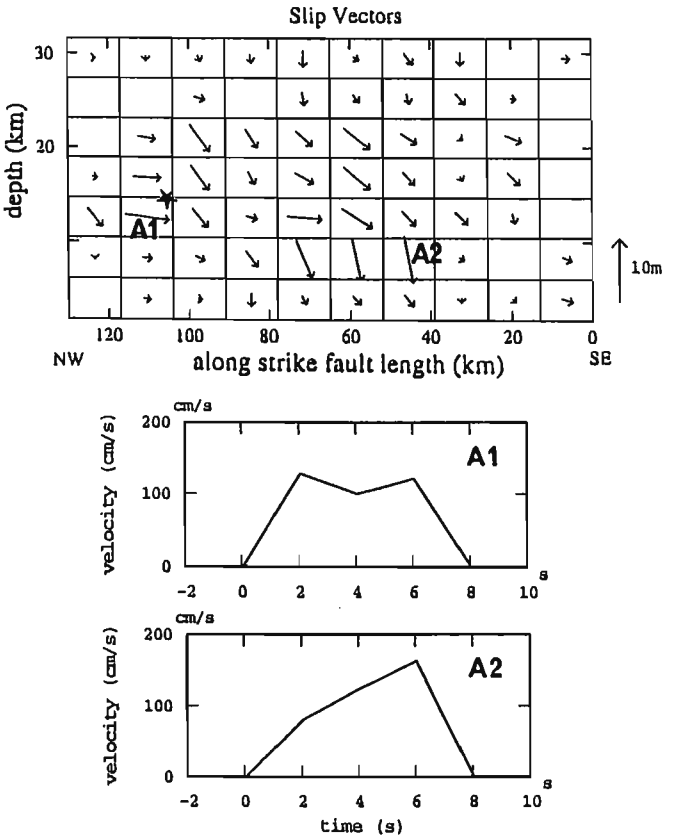


Fig. 5 Variable-slip rupture model of the 1923 Kanto earthquake (Wald and Somerville, 1995). The upper figure represents slip vectors. The lower figures slip-velocity time functions for two subfaults A1 and A2 that have large slips.

Fig. 6に本郷(HNG)における計算速度波と復元記録の速度波との比較を示す。両者は周期4～15秒の帯域波である。計算波の全体的特徴は今村式強震計記象の復元波(N77°E成分)(横田・他,1989)のそれと近いものとなった。一方、Ewing式強震計記象の復元波(SW成分) (Morioka, 1980)にみられる周期13秒の波の繰り返しは計算波では再現できなかった。計算波のはじめの約40秒間は震源から放射された直達波であり、周期10秒ないしそれより長周期のパルス的な波が見られるが、後続動は堆積盆地の卓越周期(約5～7秒)が顕著な結果となっている。なお、Fig. 6に併せて示した水平成層構造モデルに対する計算速度波(1D)は、後続動が再現できていない。これらの結果から、首都圏の3次元堆積盆地構造が本郷のやや長周期地震動に大きく影響していることが確認された。

Fig. 7に、首都圏各地の計算結果のうち、本郷(HNG)と房総半島西岸の千葉県富津(FUT)における3Dの計算速度波形(周期4～50秒の帯域波形)とその減衰定数5%の擬似速度応答スペクトルを示す。HNGでは、水平動の最大速度が10～20 cm/sであり、応答スペクトルは周期5, 6秒で50 cm/sを超えるが、それ以外の周期では50 cm/s以下である。一方、破壊の進行方向に位置するFUTでは、小田原直下の第

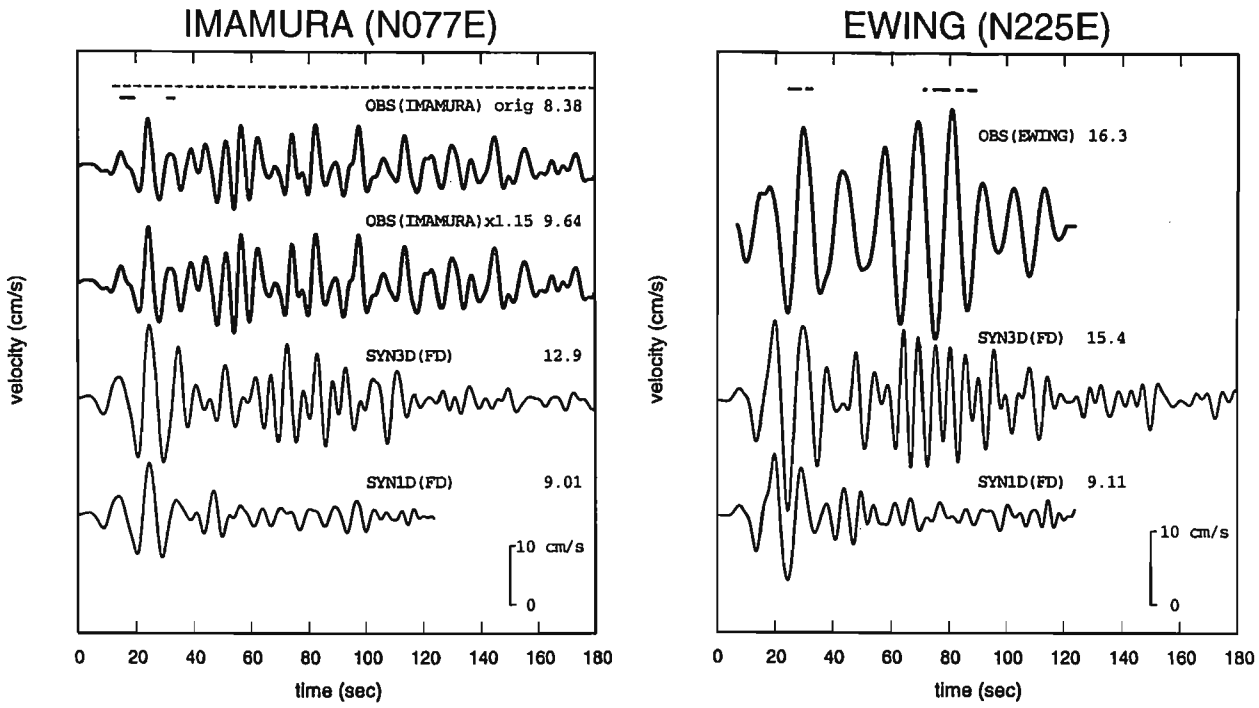


Fig. 6 Comparison of the restored Imamura and Ewing seismograms (top trace) with 3-D (middle trace) and 1-D (bottom trace) synthetic velocity waveforms at station HNG in Tokyo for the 1923 Kanto earthquake (M_s 8.2). The left and right panels are for the N77°E and N225°E components, respectively. A bandpass filtered between 4 and 15 s is applied to all seismograms. (Sato et al., 1998c).

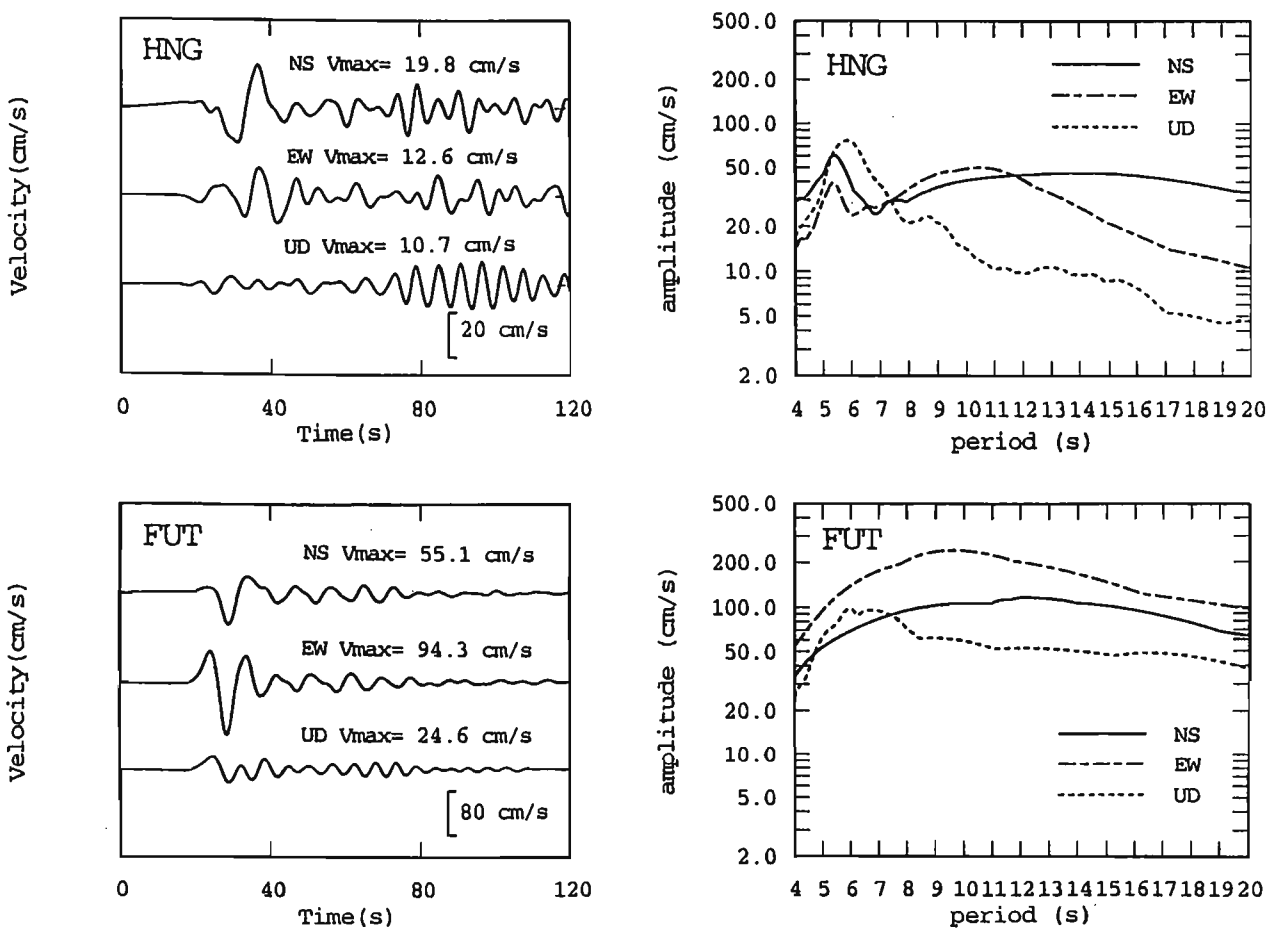
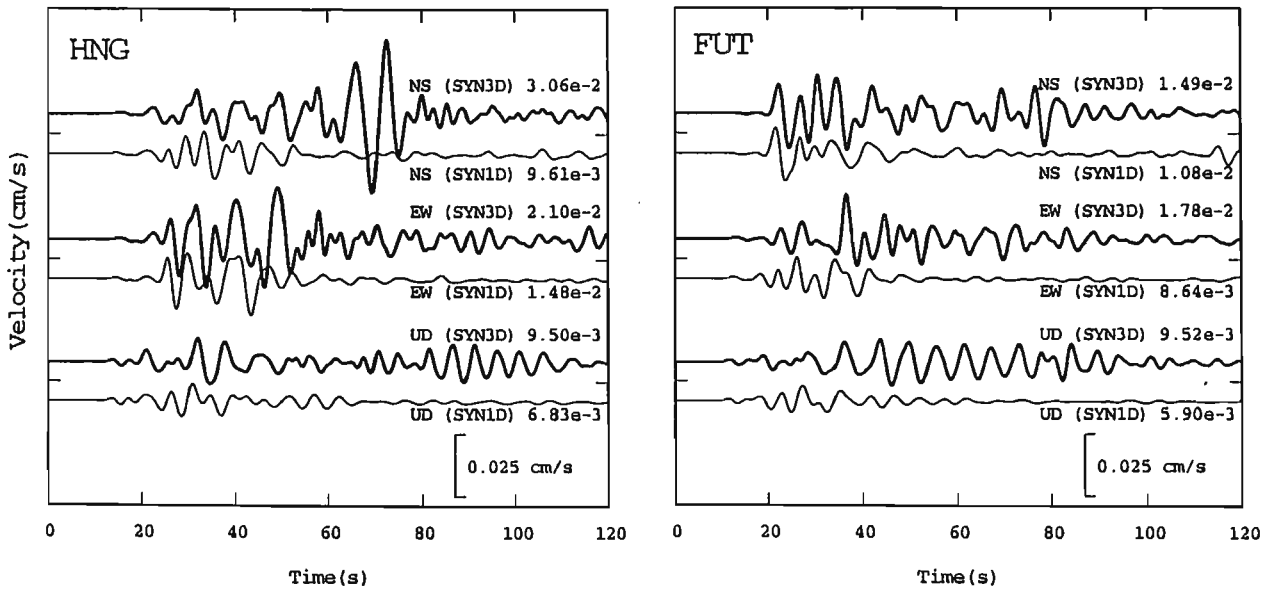
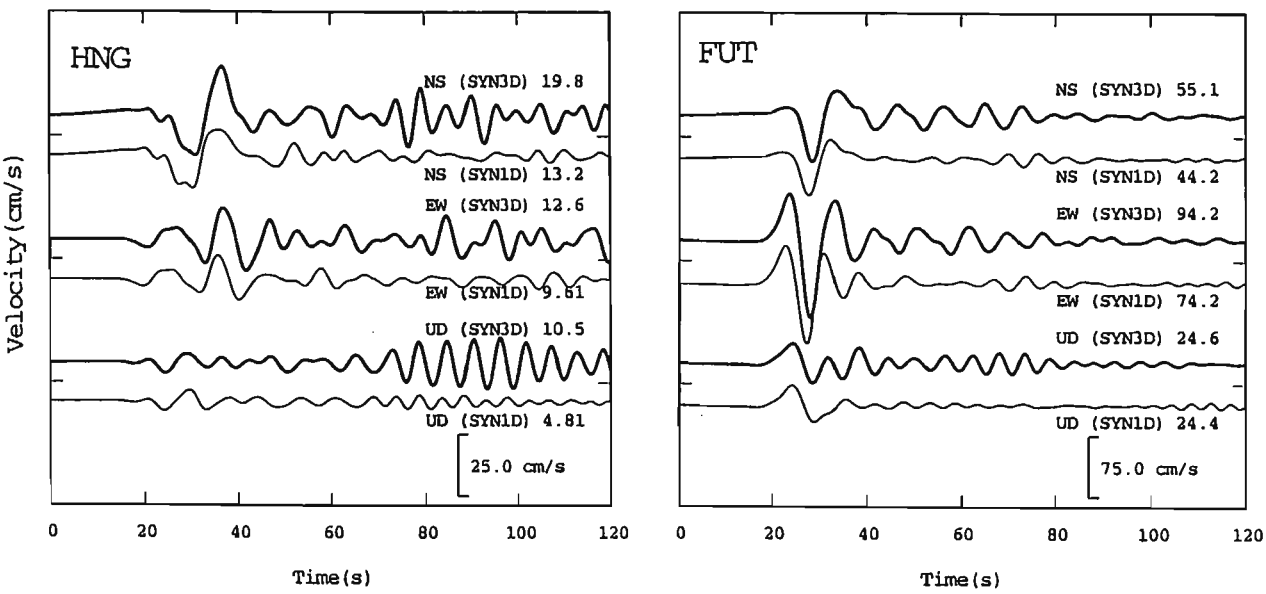


Fig. 7 Three-component velocity time histories and 5% damped pseudo-velocity response spectra obtained by the 3-D simulations of the 1923 Kanto earthquake at stations HNG (upper panels) and FUT (lower panels). The ground motions are bandpass filtered between 4 and 50 s (Sato et al., 1998c).



(a) 1990 Odawara earthquake (M_J5.1)



(b) 1923 Kanto earthquake (M_S8.2)

Fig. 8 (a) Comparison of three-component, 3-D and 1-D synthetic velocity waveforms at station HNG (left panel) and FUT (right panel) for the 1990 Odawara earthquake. A bandpass filter between 4 and 50 s is applied to both synthetics. (b) Same as (a) except that the results are for the 1923 Kanto earthquake (Sato et al., 1998c).

1アスペリティから放射された波と三浦半島直下の第2アスペリティから放射された波がコヒーレントに重なり合うことによる顕著な破壊伝播効果のため、波のはじめの部分に大振幅の長周期パルス(EW成分では最大速度90 cm/s以上)が現れているのが特徴である。それにより、応答スペクトルも広い周期範囲に渡って100 cm/sを越え、EW成分の周期10秒付近では200 cm/s以上の大きな値となっている。この結果は、震源域といっても場所によりやや長周期地震動特性が大きく異なることを示している。

6. 堆積盆地・地震規模とやや長周期地震動

マグニチュードが約3異なる小田原地震(M_J5.1)と関東地震(M_S8.2)で、首都圏の堆積盆地構造がやや長周期帯域の地震動波形に及ぼす影響の相違を検討した結果をFig.8に示

す。具体的には、小田原地震と関東地震のそれぞれに対し、3次元堆積盆地構造を考慮した地下構造モデル(3D)ならびに堆積層を含む水平成層の地下構造モデル(1D)を用いた数値計算を行い、HNGとFUTの両地点の周期4～50秒の帯域速度波を比較した。小田原地震の場合にはHNG、FUTの両地点ともに1Dの結果では現れない後続動が3Dの結果で顕著に現れており、3次元堆積盆地による影響が明瞭である。関東地震の場合には、HNGでは小田原地震と同様に3Dの結果にみられる後続動は1Dの結果では再現できず、3次元堆積盆地による影響が顕著にみられる。一方、破壊の進行方向に位置するFUTでは、破壊伝播効果により単純な長周期パルスがはじめの約40秒間で大きく卓越し、3Dの結果と1Dの結果に大きな相違はみられない。このFUTの結果は、震源による影響が堆積盆地による影響を上回っていることを示すものである。

以上より、中小地震では堆積盆地の影響が安定的に顕著に現れること、巨大地震の場合には、破壊伝播効果による地震波の増幅と堆積盆地による地震波の増幅の相対関係が場所により大きく変化することが示された。なお、巨大地震の破壊伝播効果は、破壊開始点、アスペリティのサイズや位置、破壊伝播方向と観測点との位置関係に依存して変わり、これらの関係が過去の地震と将来の地震で同じとなる保証はないので、将来起こる相模トラフ沿いの巨大地震による首都圏におけるやや長周期地震動の予測という立場からは、ここで示した結果のみを考えておけばよいということにはならない。

Fig. 9は、関東地震の本郷(HNG)と富津(FUT)の計算波の水平成分の擬似速度応答スペクトル(減衰定数5%)と、関東地震よりもマグニチュードが約1小さい1995年兵庫県南部地震(M_w 6.9)の際に震源域であるJR鷹取駅(TKT)と大阪ガスの葺合(FKA)で得られた強震記録の擬似速度応答スペクトルをやや長周期帯域で比較したものである。TKTとFKAは兵庫県南部地震で最も大きな地動最大速度値を記録した地点である。図にはこれらの記録を断層とほぼ直交方向(N33°W)に方位変換した水平成分のスペクトルを示す。周期5秒付近では、兵庫県南部地震のTKT, FKAのスペクトルは関東地震のHNGの結果をやや上回っており、FUTのスペクトルレベルにほぼ対応する。しかし、周期がそれよりも長い帯域になると、関東地震におけるFUTのスペクトルは兵庫県南部地震のTKT, FKAのスペクトルを遥かに上回っている。これはマグニチュードが大きな地震では震源から放射された波自体に、より長い周期成分が多量に含まれており、破壊伝播効果がより長い周期成分から現れたためと考えられる。この結果は、長周期構造物の地震時安全性を考える場合、マグニチュード8クラスの巨大地震が起こる可能性がある場所では、国内過去最大の地動レベルを記録したマグニチュード7クラスの1995年兵庫県南部地震の震源域の地震動に対する検討のみでは十分とはいえないことを意味する。

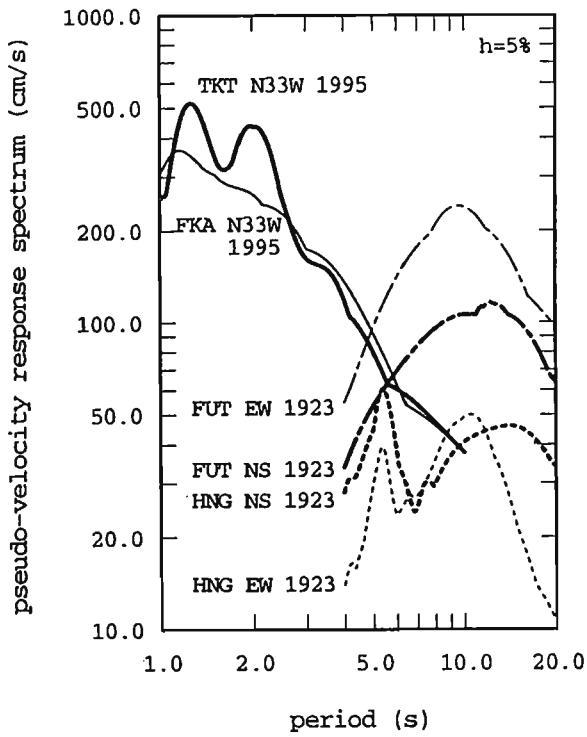


Fig. 9 Comparison of the 5% damped pseudo-velocity response spectra of near-fault recorded ground motions during the magnitude 7 1995 Hyogoken Nanbu earthquake and those simulated for the magnitude 8 1923 Kanto earthquake. The spectra of the records at stations Takatori (TKT) and Fukiai (FKA) for the 1995 Hyogoken Nanbu earthquake are for N33°W components, which almost correspond to fault normal components. The spectra of the NS and EW component synthetic motions at station HNG and FUT are plotted for the 1923 Kanto earthquake.

7. おわりに

首都圏の3次元堆積盆地構造を考慮した広域地下構造モデルモデルと、Wald and Somerville (1995)の不均質断層モデルを組み合わせ、3次元有限差分法により1923年関東地震の首都圏各地のやや長周期帯域(周期4秒以上)の地震波のシミュレーションを行った。その結果、東京本郷の計算波形は3次元堆積盆地構造の影響を強く受け、その特徴は今村式強震計記象の復元波形のそれに近いものとなった。しかし、Ewing式強震計記象の復元波形にみられる周期13秒の波の繰り返しは再現されなかった。また、破壊の進行方向に位置する房総半島中央部から南端部にかけては、堆積盆地の影響に比べて破壊伝播効果の影響が大きく上回り、周期約10秒の大振幅の長周期パルスが生じる結果となった。この大振幅の長周期パルスは、マグニチュードが関東地震よりも約1小さな1995年兵庫県南部地震で最大の地動速度を記録した鷹取や葺合の地動レベルを周期6, 7秒以上の長周期領域で遥かに上回るものとなった。この結果は、長周期構造物の安全性を検討する際に、マグニチュー

ド8クラスの巨大地震が直下で起こる可能性がある場所では、国内過去最大の地動速度を記録した兵庫県南部地震の震源域の地震動に対してのみ検討したのでは十分ではないことを意味するものである。

広大な堆積盆地直下の巨大地震による震源近傍の地震動シミュレーションでは、相互に複雑に絡み合っている震源・伝播経路・表層地盤を一体の系としてモデル化することが望まれる。少し前までは実現不可能だったこのようなモデル化も、対象周期帯域をやや長周期帯域に限るならば、現在の計算機環境と数値シミュレーション技術を用いて十分実現可能なことを筆者らの結果は示している。今後の計算機環境の急速な進展を考えると、シミュレーションを成功させるために最終的に残された問題は、いかに適切な震源モデル、地下構造モデルを構築できるかにかかっているといっても過言ではない。

首都圏の3次元広域地下構造モデルに関しては、今後、行なわれる地下構造探査や他の地震による地震動の時刻歴波形のシミュレーション結果を反映させて、地道に改良・修正を加えていくことが重要である。一方、震源のモデル化に関しては、現時点では将来起こる巨大地震の非一様な破壊過程を予測することは不可能である。予測という観点では、不確定性、不確実性が高いパラメータに関しては、過去の地震の不均質断層パラメータの統計的性質やパラメータ間の物理的な因果関係を踏まえ、ある範囲で幾通りかパラメターの値を変化させてパラメター・スタディ(例えば、大塚・他, 1998) を行う必要があると考えられる。

なお、長周期構造物の地震時安全性の検討には、やや長周期帯域の地震動のみの評価では不十分であり、構造物の固有周期付近より短い周期帯域を含む広帯域の地震動評価が必要となる。短周期になればなる程、震源・伝播経路・表層地盤それぞれにおいてスケールの小さな不均質性まで影響してくる。したがって、ここで示したような確定論的な地震動評価法は適用困難となり、経験的あるいは半経験的評価法が必要となる。半経験的評価法を用いた1923年関東地震の首都圏の短周期地震動評価に関しては、壇・佐藤(1998)、Dan and Sato (1998)を、その結果と本報告で示したやや長周期帯域の結果とを併せて東京の広帯域強震動を評価した研究は佐藤・他(1998)、Sato et al. (1998d)を参照されたい。

謝辞：1990年小田原地震の強震記録は東京工業大学瀬尾先生・佐間野先生、自治省消防庁消防研究所座間先生から提供頂いたものである。1923年関東地震の東京本郷のEwing式地震計記象の復元記録は早稲田大学理工学研究所山田先生から提供頂いたものである。1923年関東地震の東京本郷の今村式強震計記象の復元記録は清水建設(株)技術研究所の片岡氏から提供頂いたものである。1995年兵庫県南部地震の強震記録は各機関が観測・収集したものを直接あるいは日本建築学会を通して公開・配布頂いたものである(JRのSerial No.はR031)。観測記録を提供頂きました関係各位に感謝します。

参考文献

壇一男・佐藤俊明 (1998). 断層の非一様すべり破壊を考慮した半経験的波形合成法による強震動予測, 日本建築学会構造系論文集 , 509, 49-60.

Dan, K. and T. Sato (1998). A semi-empirical method for simulating strong ground motions based on variable-slip rupture models for large earthquakes, submitted to Bull. Seism. Soc. Am.

Graves, R. W. (1996). Simulating seismic wave propagation in 3D elastic media using staggered-frid finite differences, Bull. Seis. Soc. Am., 86, 1091-1106.

Ishida, M. and M. Kikuchi (1992). A possible foreshock of a future large earthquake near Odawara, central Japan, Geophys. Res.Lett., 19, 1695-1698.

Kanamori, H. (1971). Faulting of the great Kanto earthquake of 1923 as revealed by seismological data, Bull. Earthq. Res. Inst., Univ. Tokyo, 49, 13-18.

Kanamori, H. (1974). Long-period ground motion in the epicentral area of major earthquakes, Tectonophysics, 21, 341-356.

片岡俊一・佐藤俊明・村松郁栄 (1995). 徳島地方気象台における1923年関東地震の本震・余震記録の数値化, 地震2, 48, 235-246.

Kinoshita, S., H. Fujiwara, T. Mikoshiba, and T. Hoshino (1992). Secondary Love waves observed by a strong-motion array in the Tokyo lowlands, Japan, J. Phys. Earth, 40, 99-116.

Koketsu, K. and S. Higashi (1992). Three-dimensional topography of the sediment / basement interface in the Tokyo metropolitan area, central Japan, Bull. Seism. Soc. Am., 82, 2328-2349.

前田寿朗・内山泰生・吉村智昭・池田能夫・七井慎一 (1998) 3次元差分法による関東平野の波動伝播解析－関東地震における2つのサブイベントに関する検討－, 日本建築学会大会学術講演梗概集 , B-2, 構造 II, 175-176.

Matsu'ura M., T. Iwasaki, Y. Suzuki and Y. Sato (1980). Statical and dynamical study on faulting mechanism of the 1923 Kanto earthquake, J. Phys. Earth, 28, 119-143.

Morioka, T. (1980). The ground motion of the great Kwanto earthquake of 1923, Transactions of Architectural Inst., Japan, 289, 79-91.

森岡敬樹・山田真 (1986). 1923年関東大地震の最大動推定の試み , 第7回日本地震工学シンポジウム , 109-114.

日本建築学会 (1995). 強震データの活用に関するシンポジウム, 49-60.

Nishizawa,A., T.Kanazawa, T.Iwasaki, and H.Shimamura (1996). Crustal structure related to the Philippine Sea plate subduction in the northeastern part of the Sagami Trough, Japan, Phys. Earth Planet. Sci., 93, 21-36.

野澤貴・武村雅之・池浦友則・山中浩明 (1995). 地震動のやや長周期成分からみた1923年関東地震の震源特性 その1 岐阜測候所観測記録のシミュレーション, 地震2, 48, 331-340.

野澤貴・武村雅之 (1997). 地震動のやや長周期成分からみた1923年関東地震の震源特性, その2 断層モデルに基づく高田測候所での地震動記録の再現, 地震2, 50, 11-20.

大塚久哲・P. G. Somerville・佐藤俊明 (1998). 断層パラメータの予測誤差を考慮した広帯域地震動の評価, 土木学会論文集, 584/I-42, 185-200.

Pitarka, A. S., H. Takenaka and D. Suetsugu (1994). Modeling strong motion in the Ashigara Valley for the 1990 Odawara, Japan, earthquake, Bull. Seism. Soc. Am., 84, 1327-1335.

佐藤俊明・R.W. Graves・P.G. Somerville (1997). 3次元有限差分法による1990神奈川県西部地震(M5.1)および1923年関東地震(M_s 8.2)の首都圏のやや長周期地震動シミュレーション, 日本建築学会大会学術講演梗概集 B-2, 構造II, 175-176.

Sato, T., D.V. Helmberger, P.G. Somerville, R.W. Graves, and C.K. Saikia (1998a). Estimates of regional and local strong motions during the great 1923 Kanto, Japan, earthquake(Ms8.2), Part 1: Source estimation of a calibration event and modeling of wave propagation paths, Bull. Seism. Soc. Am., 88, 183-205.

Sato, T., R.W. Graves, P.G. Somerville, and S.Kataoka (1998b). Estimates of regional and local strong motions during the great 1923 Kanto, Japan earthquake (Ms8.2), Part 2: Forward simulation of seismograms using variable-slip rupture models and estimation of near-fault long-period ground motions, Bull. Seism. Soc. Am., 88, 206-227.

Sato, T., R.W. Graves, and P.G. Somerville (1998c). 3-D finite-difference simulations of lomg-period strong motions in the Tokyo metropolitan area during the 1990 Odawara earthquake (M5.1) and the great 1923 Kanto earthquake (MS8.2) in Japan, submitted to Bull. Seism. Soc. Am.

Sato, T., R.W. Graves, and P.G. Somerville (1998d). Hybrid broadband time-history simulation in Tokyo during the great 1923Kanto, Japan, earthquake (Ms 8.2), Proc. of 2nd International Symposium on the Effects of Surface Geology on Seismic Motion (in press).

佐藤俊明・壇一男・R.W. Graves・P.G. Somerville (1998). 1923年関東大地震(MS8,.2)の断層の非一様すべり破壊を考慮した3次元有限差分法と半経験的方法のハイブリッドによる東京の広帯域強震動シミュレーション, 第10回日本地震工学シンポジウム (印刷中).

菅原長・山中徹・釜田正毅 (1997). 3次元地盤モデルによる1923年関東地震の波動伝播解析, 地球惑星科学関連学会1997年大会, B41-P05, 108.

鈴木宏芳 (1996). 江東深層地殻活動観測井の地質と首都圏地域の地質構造, 防災科学技術研究所研究報告, 56, 77-123.

武村雅之・池浦友則・工藤一嘉・大沼啓人 (1994). 岐阜測候所で観測された1923年関東地震の本震・余震の記録, 地震2, 47, 193-200.

武村雅之・工藤一嘉・野澤貴・佐藤俊明・片岡俊一(1995) 東北帝国大学向山(仙台)で観測された1923年関東地震の本震・余震の記録, 地震2, 48, 297-306.

武村雅之・野澤貴 (1996). 高田測候所で観測された1923年関東地震の本震・余震の記録, 地震2, 49, 91-100.

Takeo, M. and H. Kanamori (1992). Simulation of long-period ground motions for the 1923 Kanto earthquake (M=8), Bull. Earthq. Res. Inst., Univ. Tokyo, 67, 389-436.

Takeo, M. and H. Kanamori (1997). Simulation of long-period ground motion near a large earthquake, Bull. Seism. Soc. Am., 87, 140-156.

Wald, D. J. and P. G. Somerville (1995). Variable-slip rupture model of the great 1923 Kanto, Japan, Earthquake: Geodetic and body-waveform analysis, Bull. Seism. Soc. Am., 85, 159-177.

Yamamizu, F. (1996). Down-hole measurements of seismic wave velocities in deep soil deposits beneath the Tokyo metropolitan area, 防災科学技術研究所研究報告, 56, 1-32.

山中浩明・瀬尾和大・佐間野隆憲・翠川三郎・嶋悦三・柳沢馬住 (1988). 人工地震による首都圏南西部の地下深部探査(3)－1983, 1984年に実施された人工地震のデータの総合的解析－, 地震2, 41, 527-539.

横田治彦・片岡俊一・田中貞二・吉沢静代 (1989). 1923年関東地震のやや長周期地震動－今村式2倍強震計記録による推定, 日本建築学会構造系論文報告集, 401, 35-45.

Zhao, L.S. and D.V. Helmberger (1994). Source estimation from broadband regional seismograms, Bull. Seism. Soc. Am., 84, 91-104.

第26回地盤震動シンポジウム
日本建築学会　1998.10.22

地盤の非線形性と液状化

NONLINEAR BEHAVIOR OF GROUND AND SOIL LIQUEFACTION

吉田　望*1
Nozomu YOSHIDA

Applicability of the nonlinear earthquake response analysis and liquefaction analysis to the practical design is discussed. After a brief review on the nonlinear analysis technique and dynamic deformation characteristics of soil, accuracy of the earthquake response analysis is discussed from the point of view of both researchers and designer or engineers. Two conflicting results on earthquake response analysis, i.e., scattering of blind test results and success of many technical papers, indicates that, if one succeeded to explain a known phenomenon, he can expect to do well on similar problems. Top-level earthquake response analysis can explain many phenomena. Earthquake response analysis in practical use also works well although its applicability is limited when accuracy is required, but applicability expands for design purpose, i.e., the result lies on safe side. Importance of experience and judgement of computed result is emphasized.

1. はじめに

地盤の地震時の非線形挙動や液状化現象は，現在も研究が継続されている分野であり，確立した分野というわけではない。従って，その適用性を考えるとき，常に二つの観点が必要である。一つは，研究の先端，もう一つは一般の技術者のレベルである。先端の状況が分かれば良さそうな気もするが，次に述べる様な理由により，この様な観点だけでは不十分である。

地盤の地震応答解析や液状化解析により，地震時の挙動を求めるためにコンピュータプログラムを作ることは，非常に難しい。論文を見て簡単に作れるようなものではない。これは，特に液状化の問題では，応力経路が破壊線の付近を動き回るという，非常に複雑で，コーディングが困難な現象を扱う必要がある事が大きな理由である。また，現象の複雑さのため，構成則を扱う論文を読んだだけでコーディングすることは，普通の技術者に取ってはほとんど不可能に近い。筆者も，これまで他の研究者の作った構成則のコーディングを行った経験が何度かあるが，ほとんどの場合，不明な点を直接著者に問い合わせたり，場合によっては，構成則の論文で示されるような単純な経路ではない所で，適当な仮定（原論文では想定していなかったり書いていなかった状況が現れたり，原論文に間違いがある事もある）を設けてコーディングする必要があった。従って，通常の技術者にとっては，ある研究者が開発しているが，外部にオープンになっていないプログラムは，実質的には無いのと同じである。また，オープンになっているとして，その価格が数百万円もすると言うことになれば，やはり気軽に買って使うというわけには行かないであろうから，状況は変わらない。更に，先端のプログラムでは，一つの液状化解析を行うのにコンピュータを動かしている時間だけで数日かかると言うことも珍しいことではなく，実用という面では問題がある事がある。

この様なプログラムを自分でコーディング出来ない人，購入出来ない人は，地震応答解析や液状化解析をするなと言うのも一つの見識ではあろう。しかし，特に，1995年兵庫県南部地震を契機として，地震に対する関心が非常に高まり，多くの技術者が関心を持っているとき，この態度はあまりにかたくなと言うことが言えよう。

そこで，通常の技術者が使えるレベルでの現状はどの様になっているかと言う，もう一つの観点での議論が必要となる。

研究の最先端に付いては，文献1)2) にまとめた。特に，文献2)では液状化解析についての基礎的な知識から応用的な知識も含め，有効応力解析を行おうとする方はこの程度の知識は持っておいて欲しいという観点でまとめている。この分野では部分的な参考図書はあるが，液状化解析としての総合的な参考書は無いので，状況に応じて参考にしていただきたい。

本論では，地震応答解析や液状化解析を設計にどこまで反映できるかという課題が与えられているので，主として，第二の観点から考えてみることにする。

なお，本論で扱うのは，工学的基盤より上の表層地盤で，これに鉛直下方からせん断波が入射してくることを想定している。不整形地盤の効果や表面波については，別に報告されるので，ここでは扱わない。

2. 非線形，液状化の重要さ

本論に入る前に，計算例を通して，地震応答解析を精度良く行う重要性を示す。

図-1は1993年釧路沖地震の際に被害を受けた造成盛土の被害解析の結果[3]を示している。図-1(a)は地盤条件を

*1 佐藤工業（株）中央技術研究所

示しているが，地山の丘陵部を削り盛土して作った造成地で，前面には軟弱な泥炭（ピート）層がある。盛土の半ばに地下水位があり，その下部が液状化したのが被害原因と考えられている。ここでは，被害を説明するのが目的ではなく，この結果得られた地盤条件の違いによる振動の違いに着目する。

入射波は解放基盤の波動として与えている。A 点は解析上の基盤で，その波形は解放基盤複合波の約半分であり，ここでは反射波が少ないことが分かる。B 点は A 点の直上で，地山で非線形性が強くないので，地震動は増幅している。C 点は地山上で液状化層下端にあり，B よりも位置が深いことから加速度の大きさは B 点より小さいが波形は B 点と類似している。D 点は C 点の直上で，液状化層の上面であるが，CD 間で波形に大きな違いがあり，高周波成分が全く消え，長周期成分の目立つ波形である。これは液状化の影響である。E 点は D 点の直上であるが，D 点と類似した長周期の波形に短周期成分がかなり入ってきている。これは，左側から回り込んできた波動の影響と考えられる。F 点は軟弱な泥炭層の上であるが，地盤の非線形挙動のために D 点と同様短周期は見られない。しかし，液状化は起こらないので，D 点と異なり，A 点から見るとかなり増幅した波形である。

この例に見られるように，地表の地震動は液状化の発生や地盤の非線形挙動の影響を受け，この例のような小さい範囲でも地盤の条件によって大きく変動する。

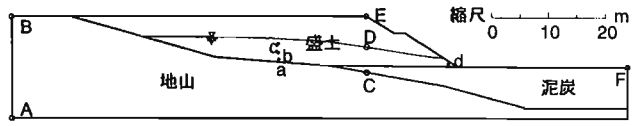
3. 非線形解析の手法と精度

ここでは，地震応答解析の手法と精度を検討する。先端の所でどの程度の事が可能かと言うことを知ることは，一般に技術者にとっても重要な事である。

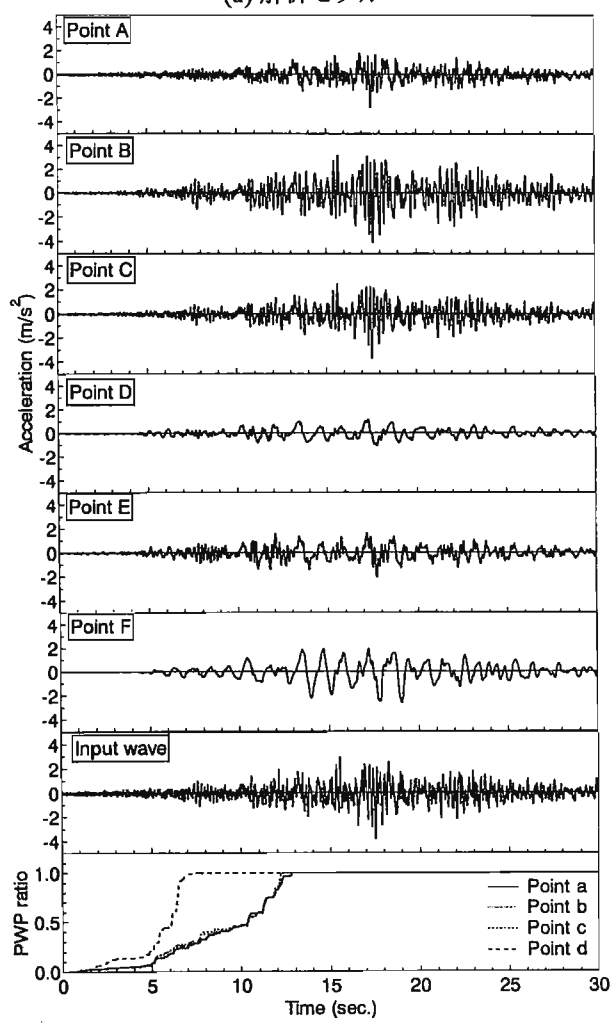
3.1 地震応答解析手法

(1) 地震応答解析の種類

表-1に地震応答解析の分類を示す。地盤の地震応答解析手法には全応力解析と有効応力解析がある。土では，有効応力の原理から分かるように，強度や剛性（したがって，ひずみに伴う非線形特性）が有効応力解析に依存する。有効応力解析は各瞬間における有効応力に基づいて材料特性を評価しようと言う解析で，全応力解析はこれ以外の解析と言うことが出来る。両者の違いが最も顕著に現れるのは，地下水位以下の層でダイレタンシーに伴う単調な有効拘束圧の変化を考慮するか否かである。地震時の挙動では，液状化の問題がこれに相当し，地震に伴う繰返し載荷により有効拘束圧が次第に小さくなっていく。このケースを除けば，振動成分による有効応力の増減はあるが，平均的な有効応力に対して評価された動的特性が使える，つまり，全応力解析が有効な近似として使えるケースが多い。また，ダイレタンシーは地下水位より上の砂では，体積減少，すなわち剛性や強度の増加という形で現れるが，その程度はそれほど多くないことも多いので，この場合にも全応力解析を用いることが出来よう。したがって，有効応力解析が必要なのは，地下水位以下にある砂と言うことになる。粘土でも繰返し載荷を受けると過剰間隙水圧を発生し，強度，剛性が低下すること



(a) 解析モデル



(b) 時刻歴

図-1　地盤条件の違いによる加速度の違い

表-1地震応答解析に用いられる解析法と支配方程式・材料特性の関係

解析法	ダイレタンシー	材料特性	非線形の扱い	支配方程式
有効応力解析	考慮	逐次変化	非線形法	二相系
	考慮しない			一相系
全応力解析	考慮しない	一定 (地震前の値)	等価線形法	

が知られているが，通常の地震時応答を考えるのであれば，その効果は無視できる程度であることが多い。

(2) 有効応力解析

有効応力解析に用いる基礎式は，圧密の問題に対してBiot[4]が提案したもので，この後，多くの研究者により一般化や近似化が行われた。基礎式は Biot の式と呼ばれたり，二相系の式と呼ばれる。最も精密な式は，土骨格の変位 u，水の変位 U，および間隙水圧 p を用いるもので，u-U-p 形式（または，水の土骨格に対する相対変位 $w=n(U-u)$ を用いて u-w-p 形式）と呼ばれる。これに各種の変形や近似化を行うと，色々な形式の基礎式が導ける。その流れを図-2に示す。

支配方程式の精度という面ではどの定式化を用いても大きな差はない事が知られている。しかし，地震中の間隙水の流れを考えない非排水解析と，間隙水の流れを考える通常の有効応力解析の間には差がある事もある。テキストなどでは，地震の継続時間は短いので，その間の間隙水の流れる量はわずかで無視できるので非排水条件が成立すると書いたものも多い。確かに水量はわずかであるが，一方では水の体積弾性係数の値は大きいので，その積である水圧の変動は無視できないものとなる事もある。ケーススタディによれば，透水を考えることで，過剰間隙水圧の分布は滑らかなものとなる[5)6)]。

現在の液状化解析では，地盤は飽和と乾燥の二つのケースに分類しているが，実際にはこの中間の不飽和領域がある。現在のところこの様な不飽和領域を考慮した地震応答解析コードは無い。過剰間隙水圧の変化を透水方程式で解けるプログラム[7)]を用いた筆者らの計算では，不飽和領域では地下水位の上昇が急激に起こる現象が現れており，不飽和領域でも液状化が発生する可能性を示唆している。

結局の所，排水条件が解析できるか否かを除けば，多くの液状化解析コードの違いは，構成則の違いと考えて良い。（もちろん実用的には，使いやすさ，機能などの面での差はある）

(3) 全応力解析

全応力解析には，非線形線形解析と等価線形解析がある。非線形解析ではひずみに依存した材料特性の変化を追跡しながら解析するのに対し，等価線形解析は非線形の効果を考慮した線形の応力－ひずみ関係を用いる。非線形解析は，有効応力解析コードの機能の一部として水に関する自由度を持たせない事で行える。非線形解析のみを目的とした解析コードはあまり無い。

等価線形解析では，地震応答解析として最初に実用化されたSHAKE[8)]が著名で，本来解析コードの名前であるSHAKE があたかもその手法を表す固有名詞のように使

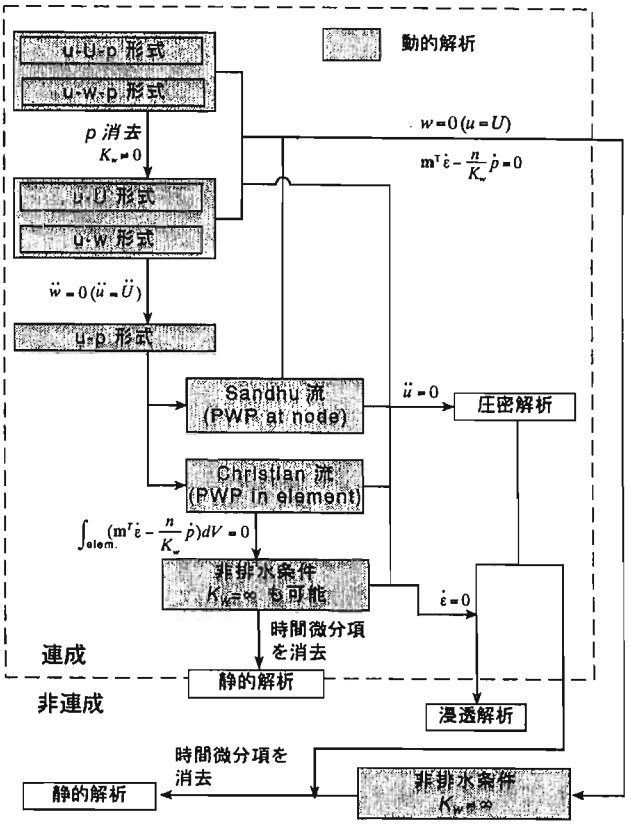


図-2　各種の Biot の式

われている。また，二次元解析では，FLUSH[9)]が実務では良く用いられている。後に示すように，大地震をターゲットにした場合には，挙動の予測という観点ではこれらのプログラムは有効応力解析に比べ誤差が大きくなる。しかし，SHAKE に用いられている，履歴減衰を複素剛性として考慮した重複反射理論に基づく解析は，任意の地点の地震動を入力として，任意の地点の入射波を取り出せる機能があるために，実用的に非常に重要である。すなわち，地表で観測されることの多い地震記録から，表層の影響を受けない基盤の入射波を算出することによって，観測記録を任意地点の設計に生かせるわけである。このため，その精度向上は重要である。

SHAKE や FLUSH で用いられている等価線形解析では，解析に用いる材料特性は，次式で定義される有効ひずみγ_{eff}に対応する値が用いられる。

$$\gamma_{eff}=\alpha\,\gamma_{max} \tag{1}$$

ここで，γ_{max} は最大ひずみである。適切なαの値は地震や地盤により異なることが知られているが，実務では0.65が定数の様に使われてきている。

等価線形手法は近似法なので精密な方法と比べれば差があることは当然である。この内，技術者にとって最も関心が高い最大加速度について見ると，二つの異なる効果がある。一つは加速度の過小評価である。すなわち，等価線形解析では最大値に応じて減衰を決めるので，高周波成分の減衰を大きく評価する傾向がある。中小の地

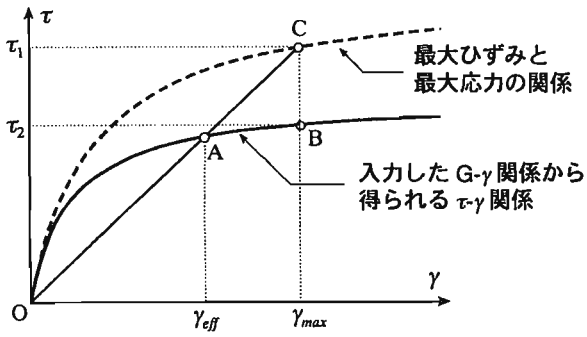


図-3　等価線形解析における設定した応力－ひずみ関係と最大応力－最大ひずみ関係

震では，高周波成分の応答が最大加速度に影響するので，最大加速度が過小評価される。この効果を小さくするにはαの値を小さくする。もう一つは大きい地震の際に生じる現象で，加速度を過大評価する。この理由については，二つの見解がある。一つは，等価線形解析は非線形の効果を考慮しているとはいえ，線形の解析なので，特定の周波数で共振が起こるので増幅するという意見で，何人かの研究者[10)11)12)]がこの見解を発表している。

これに対して，筆者は，図-3にようなメカニズムを想定した[13)]。最大ひずみをγ_{max}とすると，等価線形解析で用いる，線形化された応力－ひずみ関係はOACである。したがって，γ_{max}に対して出力されるせん断応力はτ_1であり，これはγ_{max}に対して入力したτ-γ関係から得られるせん断応力τ_2より大きい。つまり，図の実線を入力したG-γ関係から求めた応力－ひずみ関係とすると，最大ひずみと最大応力の関係は図の波線のようになっている。せん断応力が大きく評価されるので，最大加速度が大きくなると言うのが筆者の見解である。この過大評価は最大ひずみが大きくなるほど大きくなり，応力－ひずみ関係が完全塑性挙動を示すとすると，$1/\alpha$倍となる。したがって，この効果を小さくするにはαの値を大きくすれば良い。

この二つのメカニズムの違いにより，最大加速度に着目しただけでも，αを大きくした方が良い時と，小さくした方が良い時がある。

このうち，加速度の過小評価については，改良案も提案されている[14)]。すなわち，有効ひずみγ_{eff}を周波数の関数として次式で定義する。

$$\gamma_{eff} = \alpha \frac{F(f)}{F_{max}} \gamma_{max} \tag{2}$$

ここで，$F(f)$はひずみのフーリエスペクトル，F_{max}はその最大値である。この結果，剛性と減衰が周波数に依存することとなる。一般に高周波成分のフーリエスペクトルの振幅は小さいので，左辺の分数の値が小さくなり，高周波成分には大きい剛性と小さい減衰が適用され，結果が改善されるわけである。式(2)の物理的な意味は明瞭でないが，これは時間領域で起こる現象を周波数領域の解析に取り込もうとした際に起こった現象であり，例えば剛性に周波数依存があるのはおかしいと言った議論は意味がないと考えている。筆者らの計算[15)]によれば，式(2)より剛性と減衰の周波数依存を定義するが，この内，高周波成分の剛性が大きく評価されることが等価線形解析の改善に大きく寄与している。

これまでの地震応答解析では，減衰の要因として応力－ひずみ関係が非線形であるために吸収される履歴吸収エネルギーが考慮されてきた。しかし，最近ではこれ以外の減衰の要因として，散乱の減衰があることが理解されてきている。散乱の減衰を考慮していない，昔の解析でも地震記録を説明できた理由については文献13)を参照していただくとして，散乱の減衰は，周波数依存性を持っていることが示されている。例えば[16)]，

$$h = h_o f^{-b} \tag{3}$$

（この様な傾向は観測記録からは昔から同定されていた（例えば文献17）が，散乱の減衰という認識は余り無かったように思う）。つまり，解析で用いる減衰は，次の形をしている。

$$h = h_{hyst} + h_{scat} \tag{4}$$

ここで，h_{hist}が履歴減衰，h_{scat}が散乱の減衰である。しかし，この考えを明瞭に意識した非線形の順解析プログラムは，筆者の知る限り無い。筆者らは，履歴減衰に式(2)を少し修正し，散乱の減衰に式(3)を用い，兵庫県南部地震の際に得られた地震記録の解析を行ったところ，これまでの解析より良い結果を得ることが出来た[18)]。

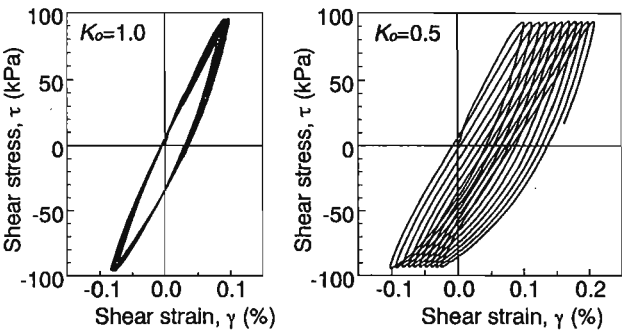
3.2　動的変形特性

(1) 動的変形特性と応力－ひずみ関係

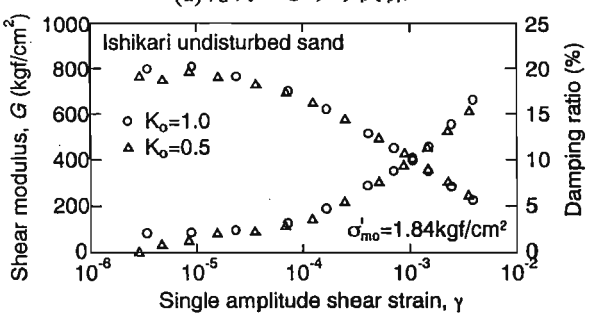
繰返し載荷を受ける土のひずみに依存した非線形性は，動的変形特性と呼ばれ，Seed ら[19)]や，Hardin ら[20)]が行った，一定応力振幅の載荷で定常化した履歴曲線よりせん断定数Gと等価減衰定数（土質力学では減衰比と呼ばれることが多い）hを求め，ひずみ振幅の関数として表す方法が広く用いられてきている。この方法は，実用的に広く使われてきた SHAKE と非常に相性の良い整理法であり，広く用いられてきた。これまで多くの実験式も提案され，各種の影響も検討されており，ほぼ確立された状況にある。

しかし，地震応答解析に用いるための応力－ひずみ関係という観点で見ると，G-γ，h-γ関係表示に問題がない訳ではない。一つは，非線形の解析に用いる応力－ひずみ関係の表示法としてG-γ，h-γ関係表示が適切とは限らない[21)]事である。もう一つは，今後問題になるであろうレベル2地震動の様な大きな地震動で想定されるような大ひずみ域の挙動が明瞭ではないからである。

図-4を例として，G-γ，h-γ関係表示と応力－ひずみ関

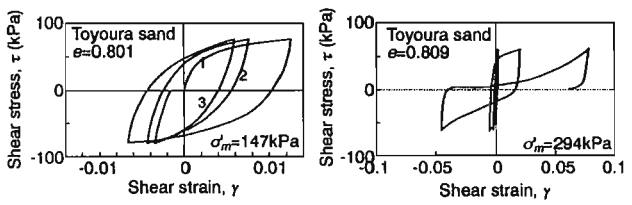


(a) 応力－ひずみ関係



(b) G-γ, h-γ関係

図-4　初期異方性の違いが応力－ひずみ関係に与える影響



(a) 非排水試験　　(b) 排水試験

図-5　排水条件の違いによる挙動の差

係の違いを検討する。図-4 (a)の二つの応力－ひずみ関係は，誰が見ても全く異なる。しかし，これを G-γ, h-γ 関係の表示にすると(b)の様に同じになってしまう。これは，G-γ, h-γ関係を計算する際には，履歴曲線の形状のみが用いられ，その絶対的な位置はどこにも評価されていない事が原因である。従って，G-γ, h-γ関係表示は，非線形特性を表示するための一つの指標であり，これが応力－ひずみ関係を表しているわけではないことが分かる。SHAKE に代表される等価線形解析ではこのデータで解析できた事から，これまではこのような面は余り問題にされなかっただけである。

図-4は，実は，初期応力の異方性（上載圧と側圧が異なること）の影響を見るために行われた実験であり，その結果によれば，初期有効拘束圧が同じであれば，動的変形特性が同じであると言うことを示している。すると，先の応力－ひずみ関係の議論は別として，これまでの解析では正しくない動的変形特性の使い方がされていることになる。つまり，原位置で試料を採取し，室内試験により動的変形特性を求める場合，初期有効上載圧で等方に応力を加えた実験を行うことが多い。しかし，先の実験データに従うのであれば，初期有効拘束圧で等方に圧縮しなければ，実地盤の挙動を反映していることにならない。動的変形特性には拘束圧依存性があることは知られているので，この差は補正する必要があるが，実務では行われていない。これには，そのような知識が無かったという以外に，実地盤の静止土圧係数を求める困難さがあり，補正は容易でない。

筆者は，実地盤で見られる初期異方応力状態を考慮した解析と，初期異方応力状態を考慮しない普通の一次元地震応答解析の違いを比較したことがあるが，特に地盤が形成されてから大きな地震動を経験していないような埋立地では既往の一次元の地震応答解析は誤差が多くなることが分かった[22]。

動的変形特性試験では10サイクル目の履歴曲線から G と h を計算する。動的変形特性試験の結果を見ていると，1サイクル目と2サイクル目では動的変形特性には大きな違いがあり，繰り返す度に急速に定常化していく。一方，通常，地震応答解析を行って最大値が発生するのは，ひずみが一番大きくなる時，すなわち，最初のサイクルである。従って，地震応答解析で重要なのは10サイクル目の挙動ではなく，1サイクル目の挙動であると考えられるが，これも，現在の動的変形試験からは分からない事項の一つである。

(2) ダイレタンシー

ダイレタンシーはせん断変形に伴い体積変化も起きる現象である。動的変形特性は，（せん断）ひずみに依存する非線形性を表すと考えられているが，実際には，ダイレタンシーの効果も含まれており，実験時に排水条件とするのか非排水条件とするのかで結果が全く異なる。すなわち，図-5に例を示すように，排水試験では繰返しに伴い密実化が起こり，強度，剛性が増加するが，非排水試験では，液状化発生のメカニズムと同様，繰り返す度に過剰間隙水圧が発生し有効拘束圧が減少するので，強度，剛性が低下する，軟化現象が生じる。さらに載荷を続け，応力点が破壊条件に近くなると，今度は，応力点が破壊条件に沿って動くため，硬化現象が生じるようになる。この様な大ひずみ時の挙動は，サイクリックモビリティと呼ばれ，軟化，硬化を繰り返しながら次第に液状化に近づいていく複雑な挙動となる。

動的変形特性は，非排水条件で行うのが主流であるが，過去の研究では排水条件で行ったものもあり，現在でも排水条件で行われることもある。両者の差は0.1%程度のひずみまではそれほど大きくないが，これ以上になると次第に差が生じるようになる。しかし，既往の発表などを見ても，この差を明瞭に意識しているようには見えない。

既往の動的変形特性試験結果を見ると，最大のひずみ

は0.1～1%で，これを越えるひずみに対するデータは見あたらない。これは，これ以上のひずみになると，先に述べた劣化現象のため，履歴曲線が安定しないからである。もちろん，液状化強度試験ではこれより大きなひずみを扱ってはいるが，通常結果として出されるのは液状化強度のみであり，応力－ひずみ関係はそれほど興味の対象とはなっていない。したがって，0.1%～1%より大きいひずみ領域の応力－ひずみ関係に関するデータはほとんど無いというのが現状である。このような領域の応力－ひずみ関係をどのような指標で表現するかと言うことも，将来的には必要な作業と考えられる。

3.3 地震応答解析の精度

(1) ブラインドテストと精度

地震応答解析や有効応力解析の精度に関しては，二つの見解が考えられる。一つは，ブラインドテストの評価，もう一つは，多くの関連論文に見られる報告である。

ブラインドテストは，条件のみを与え，結果を予測させるテストで，解析精度の現状を把握するのに最も良い方法の一つである。これまでにも，構成則[23]，全応力[24]，液状化[25]に関して行われている。また，地盤工学会では，幾つかの液状化プログラムを集めた一斉解析[26][27]も行っている。これらの結果を見ると，応募された報告の結果がみんな同じになったと言うことはなく，結果にかなりばらつきがある。また，VELACS[25]では，多くの実験がターゲットとして与えられていたが，その全てに好成績を収めたソフトは無かった。これから判断すると，まだまだ実用的ではないと言うことが出来る。

一方，多くの研究論文では，それぞれの方法で現象をよく説明できたとの報告が多い。これから判断すると，十分実用的と言うことになる。

筆者は，実状はこの中間で，むしろ後者よりであると考えている。つまり，万全と言うことは出来ないが，努力すれば，ある程度の所までは説明できるという事である。前にも書いた[2]が，特に有効応力解析では，「結果の分かっているあるケースの解析に成功したとすれば，それと類似の未知の問題に対して，ある程度精度良い予測が出来ることが期待できる」と言うのが現状と考えている。ブラインドテストのばらつきは，「結果が分かっているケースの解析に成功した」という事が無く，経験の無い問題に対しては，プロといえどもきちんと予測できないことを示している様に見える。

ブラインドテストのばらつきには幾つかの原因が考えられる。一つは，解析に十分なデータが与えられたかである。前述の VELACS では，筆者らも応募しているが，土の要素試験のばらつきは大きく，また，欲しいデータが無かったりした。すると，不足するデータは適当に仮定せざるを得ず，必然的に結果がばらついてくる。また，実験値との差についても，応募者からの反論もある。例えば図-6は VELACS テストに先立って行われた試験の結果[28]で，同じ入力地震波，同じ装置，同じ材料を使って行われた結果である（違いは，遠心力載荷装置のみ）。実験値の差が大きいことに驚かされる。文献25)著者らは結果の傾向が同じなので，解析の検証に使える実験であると結論付けているが，解析する側からすれば，その差は非常に大きく，この内のどれに合ったら解析は良いと言えば良いのか疑問が残る。本番の実験も幾つかの施設で行われているが，実験のばらつきは大きかった。これを逆手に取って，新しく提案する解析法が，このばらつきの中に入っているから，良いとしている論文まである[29]。

もう一つの要因は，以前に経験して成功した問題か否かという事である。おそらく，結果が分かった後で，再計算をしてみればもっと結果は近づくであろう。

例えば足柄平野を対象として行われたブラインドテスト[30]では，SHAKE で計算したと考えられるプログラムでも大きな差があることが指摘されたが，後にこの解析結果の差は，基盤の捉え方の差であることが明らかにされた[31]。例えば，文献32)には図-7が挙げられており，地震観測点Aの波形から岩盤 B の入射波を求めれば，同じ岩盤に支持される B，C に使えると示しているが，これ

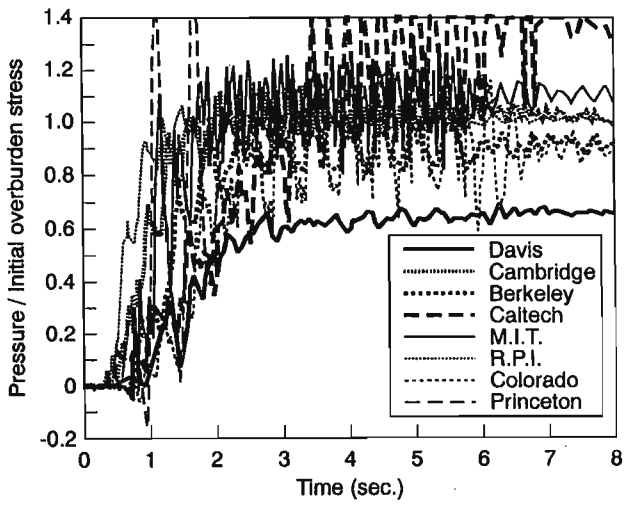


図-6 VELACS ブラインドテストに先立ち行われた予備試験。同じ装置，入力，材料を使った試験をしているが，結果には大きな差がある。

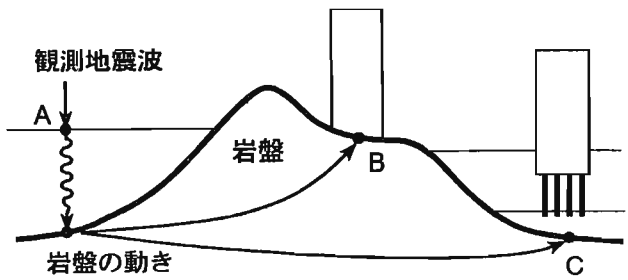


図-7 岩盤からの入射波に対する誤った考え方

が正しくない訳である。イメージとはいえ，教科書レベルの本でもこの様に書いてあるので，文献31)の様な事は，差があることが分かって追求してみて初めて分かった事である。したがって，次の同じ様な課題が与えられたとすれば，SHAKE による結果はかなり揃って来るであろうし，結果も良くなるに違いない。このような経験によって，精度が良くなって行くわけである。

次のブラインドテストの問題は，結果が良かったのは，プログラムが良かったのか，使った技術者の判断力が優れていたのか，それともたまたま合ったのかという判断が出来ない事である。しかし，良い結果が得られた研究者は，おそらく，自分の手法が良かったと宣伝し，したがって，誰でもその手法を使えば良い結果が出るとの印象を与えるであろう。

(2) 鉛直アレー記録の利用

先端のレベルを論じる際には，良質なデータを基にして合わせる努力をした結果が一つの指標になる。その意味で，振動台・遠心力載荷試験の結果や，鉛直アレー記録は重要である。ここでは，大きい地震動が記録されている鉛直アレーの解析から検討する。

筆者の知る範囲では，大きな地震記録の得られている地震記録には表-2のようなものがある。これらのサイトでは，記録を使った色々な試みが行われている。その研究方法は大きく三つに分けられる。

① 逆解析により，地盤の物性を求める

② 原位置や室内試験で得られた材料特性を用いて地震応答解析を行い，解析の精度を検討する（順解析）

③ 加速度記録から，地盤の応力－ひずみ関係を描いて，地盤の挙動を検討する

逆解析に基づく方法では，重複反射理論に基づく等価線形法を用い，例えば上下の加速度から得られるフーリエスペクトルの比をなるべく合わせる様にして，地盤物性を同定する。液状化が発生しないようなサイトで多く行われ，得られた地盤物性は室内試験で得られた地盤物性と調和的であることが示されている。しかし，筆者の観点からすれば問題が無いわけではない。それは，逆解析で得られたデータがかなりばらついていることである。例えば図-8は新富士変電所で行われた逆解析結果であるが，全体的な傾向は一致しているものの，データにはかなり幅がある。これだけのばらつきがあると，同じ地震動を入力し，この幅の間で動的変形を変えるような順解析を行ったとすれば，結果にかなりのばらつきが発生することが想定される。つまり，定量的な予測に使える程度に同定された材料特性が室内実験と一致しているわけではないことになる。もちろん，実際の土も材料として均質ではなく，採取した部分ごとに厳密には同じでないであろうし，解析ではある程度の範囲は均質と設定しているので，厳密に同じとなる可能性はほとんど無いが，

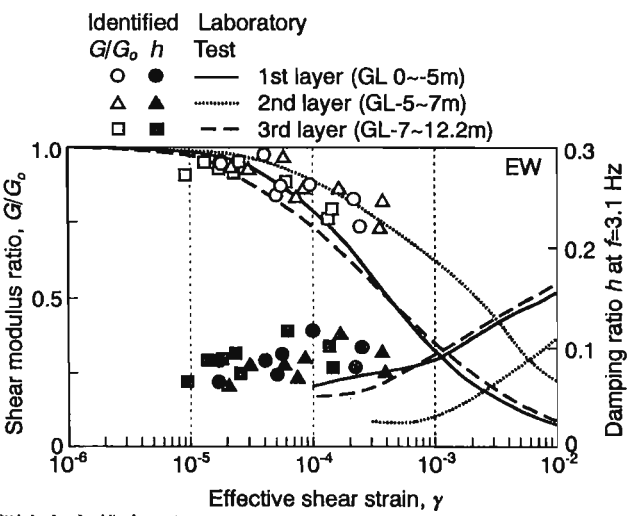


図-8 逆解析により同定された動的変形特性と室内試験の比較

表-2 大きな地震動が観測された鉛直アレー

サイト	地震	分類[1]	γ_{max} *2	備考
東大生研千葉実験所	1987年千葉県東方沖地震[33]	非液状化	0.09%	ローム
東電新富士変電所	1983年神奈川県山梨県境地震[34]	非液状化	0.4%	スコリア，黒ボク
台湾・Lotung テストサイト	1986.5.20[35]	非液状化	(0.1%)	シルト
関西電力総合研究所	1995年兵庫県南部地震[36]	非液状化	1%*3	細砂
ポートアイランド	1995年兵庫県南部地震[37]	非液状化	6%	Ma13（沖積粘土）層
大井埋立地	1980.9.25[38]	液状化		$u/\sigma'_{vo}=0.19$
ポートアイランド	1995年兵庫県南部地震[37]	液状化	5%	液状化
釧路港	1993年釧路沖地震[39]	液状化		液状化
苫小牧	1993年釧路沖地震[40]	液状化		$u/\sigma'_{vo}=0.75$
米国・Wildlife	1987年 Superstition Hills 地震[41]	液状化		液状化

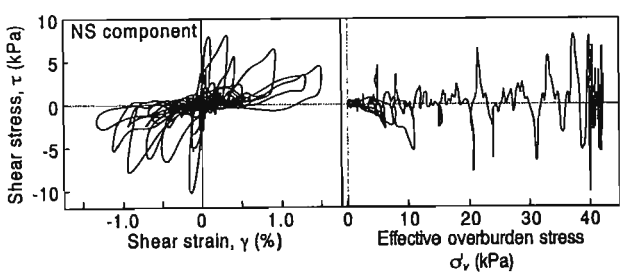
*1 分類の液状化は，過剰間隙水圧発生が確認，推定されるもの。非液状化は，良く分からないものも含む。
*2 括弧で括った数字は有効ひずみ
*3 地震前後の柱状図に差があること，最大ひずみは上下を堅めの層で挟まれた軟弱層で起こっていることから，詳細な調査によってより小さくなる可能性が高いと考えている。

せめて順解析で大きく差が出ない程度には同定できて欲しい。液状化サイトでも，同じ様な手法を用いた同定は行われている[43]が，減衰比が40%をこえる値となるなど，かなり非現実的で，等価線形法の適用限界を超えていると考えられる。

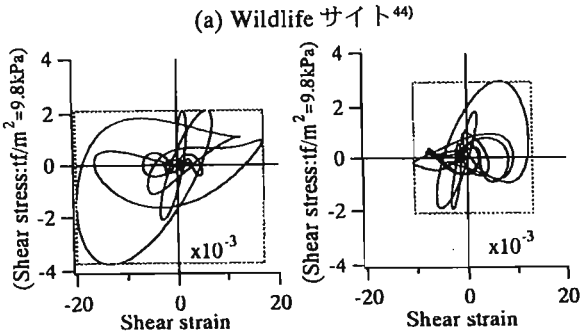
順解析は広く行われている。その結果は概ね良好で，きちんとしたデータが与えられれば，表層の地震動は（程度はあるが）予測できる範囲にあると考えられる。液状化の考慮をしないサイトでは，最大ひずみが0.5%程度までは，等価線形解析でも十分挙動が追跡されている。しかし，最大加速度に着目した場合には，等価線形解析は加速度を大きめに評価する傾向があり，式(1)の係数αを0.65より大きくすることでよりよい結果が得られている。また，解析法をパラメータにして計算した例からは，等価線形解析，全応力非線形解析，有効応力解析の順で精度が上がること，液状化したサイトでは等価線形解析の精度は相当悪いことなどが指摘されている。更に，非線形解析では，応力－ひずみ関係モデルの設定によっては結果が悪くなる事例も報告され，精度良い材料特性の把握に加え，精度良いモデル化も要求されることが分かる。これらの事例については，文献1)を参照されたい。

応力－ひずみ関係を描く方法は，上下二つの加速度記録を二度積分し変位を求め，差を取りひずみを求め，一方，上の加速度に上部の質量を掛け応力を求める。この方法では，減衰項の効果はせん断応力の中に取り込まれてしまう。また，加速度記録の間隔が余り大きかったり，その間に幾つかの異なる材料がある時などはひずみの意味が問題になる。

図-9は地震記録から求めた応力－ひずみ関係の例である。(a)の Wildlife 記録からは，サイクリックモビリティが起こっていることが明瞭に見て取ることが出来る。ポートアイランドの記録では，これほど明瞭な関係は見られないが，剛性が変化していく様子は読みとれる。しかし，両記録ともひずみが小さく，最大でも2%程度である。液状化の定義は通常過剰間隙水圧の発生量で行うが，三軸試験の軸ひずみで両振幅5%の判定も良く用いられ，これが単純せん断状態の片振幅3.75%に相当することを考えると，2%程度という最大ひずみは小さい様に考えられる。特にポートアイランドでは大規模な液状化が起こっており，本当にこの様に小さいひずみであったのかは疑問が残る。ただし，ポートアイランドではひずみを求める際に，約16m の区間の平均を用いているので，局所的にはもっと大きかったと言うことも考えられる。



(a) Wildlife サイト[44]



(b) ポートアイランド[45]（NS，EW の順。GL-8.5m）

図-9　地震記録から求めた応力－ひずみ関係

以上に見られるように，観測記録から応力－ひずみ関係を描いてみると言う方法は，可視的でわかりやすい反面，局所的な挙動を捕らえるには物足りない。

4. 設計業務における地震応答解析

4.1　地震応答解析の役割

地盤の地震応答解析は，構造物の設計や照査にも用いられる。そこで，その使われ方を考えてみると，次のケースが考えられる。

(1) 液状化が起こることを考えないとき

①上部構造の設計，照査に利用する。

最も普通の使われ方である。地表や建物基礎位置の加速度時刻歴を取り出し，構造物の地震応答解析に用いたり，動的相互作用を考えた SR モデルのような簡易なモデルに入力する。最大加速度や応答スペクトルを用いることもある。

②基礎の設計に利用する

杭基礎の設計は，従来は上部構造の慣性力は考慮していなかったが，地盤が軟弱な場合には，地盤の変位に伴って杭が被害を受けることもあることが分かってきた。地盤が変形する際の杭の設計には，応答変位法が用いられることが多いが，このための地盤変位を求めるために用いる。

(2) 液状化を考慮するとき

①液状化の判定

液状化の判定は，設計指針などに示される簡易は方法が用いられることが多い。指針通りであれば，F_L=1.0を境として液状化の発生を判定するわけであるが，簡易法では外力であるせん断応力も抵抗力である液状化強度もある割り切りの結果で決められた値である。より詳細な調査をしたり，微妙な判定となるときには，外力の項は地震応答解析を用いて計算することになる。

②上部構造の設計に用いる

液状化判定により液状化が発生すると判定された後の対応は二つある。一つは，液状化が発生しないように対

策を施すことであり，この場合，構造物の設計を考える際には液状化の発生を考慮する必要はなくなるので，前項の使い方になる。これに対して，液状化が発生すると判定されても，地盤改良をしないで，液状化が発生しても構造物に異常が起きないように設計する，構造的対策という方法が用いられることもある。特に，兵庫県南部地震以降，レベル2地震動という非常に大きな地震動を設計で考慮する必要性が起き，設計指針もこの考えを取り入れるようになっている現状では，N 値20以上あるような地盤が液状化すると判定されても不思議では無くなりつつある。一方，液状化対策の方は，N 値が20を越えると少し改良するにも費用は膨大に増加する傾向があるので，これまでの設計で考慮されてきたようなレベル1地震動に対しては液状化が発生しないが，まれにしか発生しないレベル2地震に対しては，液状化の発生を許容し，構造物が終局状態に至らない設計をすることが合理的となるケースもある。この様な場合には，液状化の発生を考慮した地震応答解析を行って，得られた結果で上部構造の設計をすることとなる。

③基礎の設計

液状化した層では変位が大きくなるので，前項と同じく，杭の設計ではその変位を求めることが重要となる。

④残留変形予測

液状化した地盤は，慣性力による動的な変形以外に，液状化の伴う流動，過剰間隙水圧消散後の沈下などの変形が発生する。

4.2 実務レベルの地震応答解析プログラム

先にも述べたように，公開されていないプログラムは通常の技術者には使うことが出来ない。また，数百万円もするようなプログラムでは，使うことは困難である。この様な事を考えてみると，実務的に使えるプログラムはそれほど多くない。数十万円以下の範囲で，筆者の知識の範囲では次のようなプログラムがある（価格は変わっている可能性もある）。

① SHAKE：今更説明の必要のないプログラムで，NISEE[a]より$300でソースが公開されている。

② DESRA2[46]：有効応力解析で実用化された最初のプログラムであろう。当初は過剰間隙水圧発生モデルとして Martin-Finn-Seed モデル[47]が使われていたが，現在は2 parameter model[48]が使われている。$1800でソースが公開されている[b]。

③ FLUSH：これも説明の必要は無いであろう。等価線形解析に基づく二次元プログラムである。NISEE[a]より$800でソースが公開されている。

④ MASH[49]：Davidenkov モデルを用いた一次元の全応力非線形解析プログラム。APOLLO[7]で計算した過剰間隙水圧の時刻歴を入力することにより，擬似的に有効応力解析を行うことが出来る。NISEE より販売されているはずである（著者は以前入手したが，現在の状況は未確認）

⑤ YUSAYUSA-2：一次元の有効応力解析プログラム YUSAYUSA[50]を筆者が改良したもので，開発先と協議し，筆者から無料でソースを公開している[c]。

⑥ DYNEQ[51]：筆者らが開発した等価線形解析プログラムで，2.1(3)で示した周波数依存性，更に二方向入力などが考慮できる。無料でソースを公開している[c]。

⑦FLIP：港湾技術研究所で開発された二次元の有効応力解析プログラムである。沿岸開発センター[d]より20万円でソースと共に公開されている。

これらを見ると，筆者らが新しい研究成果を反映している DYNEQ，最近公開された FLIP を除き，かなり古いプログラムである。これらのプログラムはソースが公開されているので，便利な点もある。しかし，ソースを解読し，改良を加えることは，それほど簡単ではないので，一般の技術者にとっては，上記程度が気軽に使える内容と言える。また，筆者が使ってみた経験でもそれほど大規模な知識が要求されるというわけでも無い。なお，FLIP はソースとも公開されているが，現在公開されているマニュアルだけで使うには相当の知識が必要である。別に研究会が開催されているが，これに参加すると，他の高額のソフトと価格的には変わらなくなる。この他に，大学の研究者が開発しているプログラムは，公開してもらえる可能性もある。

より高額のソフトの多くは，ソースが公開されていない。これは，特に液状化の解析については問題があると考えている。一つには，液状化解析に用いる構成則は固定されているものではなく，進歩するものであるが，そのための改良が行われるという保証が無いことである。また，自分で少し改良することも出来ない。もう一つは，筆者の経験から来るもので，あらゆる条件で無条件に正しい結果が得られる構成則を作ることは非常に困難で，問題によって構成則サブルーチンを少し書き換える事も必要なのであるが，それが出来ないことである。液状化解析は使い慣れてくると，少し改良したいという要求は

[a] National Engineering Research Center, University of California, University of California, 1301 South 46th Street, Richmond, CA 94804, USA

[b] Prof. W. D. L. Finn, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, 2324 Main Mall, Vancouver, B. C., Canada, V6T 1W5 （筆者を通じての連絡も可）

[c] Nozomu.Yoshida@satokogyo.co.jp で申し込まれたい。その際，添付文書で受けられる形式，マニュアルの言語（日本語，英語）を指定のこと。

[d] （財）沿岸開発センター。東京都千代田区隼町3-16，住友半蔵ビル6F（03-3234-5861）

自然に起きてくることが多く，手の出しようが無いというのはストレスがたまることもある。液状化解析に付いては，プログラム全部のソースを公開することは出来ないにしろ，構成則の部分だけでもソースを公開して欲しいと思っている。

高額のソフトは，この他にも，使い方が難しい事が多く，一般の技術者にとってはハードルが高い。

4.3 実務レベルの応答解析プログラムの精度

(1) 精度とは？

地震応答解析の精度を論じることは，実は非常に困難である。多くの論文を見ても，波形が大体一致しているので良いとしているものが多い。しかし，この様な判定方法には問題がある可能性もある。

図-10は1994年ノースリッジ地震の際，Sylmar にある州立病院の建物と駐車場で観測された記録を比較している。加速度時刻歴を見ると，近くで得られた記録であるためか，二つの波形は非常に良く似ている。ところで，この二つを，一つを観測値，一つを動的解析で得られた波形とする。すると，ほとんどの論文では，解析結果は記録と良くあっているという結論を出すであろう。ところで，図-10の下段に示した二つの加速度時刻歴から求めた応答スペクトルを見ていただきたい。建物記録から求めた応答スペクトルは，おそらく地盤と構造物の動的相互作用の結果と考えられるが周期0.2～0.4秒のところに大きな谷がある。このため，二つの応答スペクトルは，この領域で最大30%以上の差がある。ところで，設計者として見て，応答スペクトルに30%もの差がある結果を受け入れられるであろうか？30%過大評価しているとすれば，過大設計をしていると考えられないであろうか。また，30%過小評価したとすれば，実際の地震時には危険になる可能性は無いのか？

従来，地震応答計算は，静的な荷重に基づいた設計があり，大きな地震に対するチェックのために使われてきていたためと考えられるが，この様な観点の検討が欠けていたように考えられる。

それでは，どの様な指標で評価すべきであろうか？ 例えば文献52)では，建物周期に応じて最大加速度，速度，変位が適切なことを示している。また，文献53)では過去の地震被害との相関を取ると，最大加速度より，最大速度と SI 値の方が相関が高かったと報告している。これらの結果から，ただ一つの指標で地震応答解析の精度を評価することが出来ないことは明らかである。

一般に短周期構造物では加速度が，周期が長くなるに従って速度が影響することは明らかである。また，地中構造物の設計では，変位が重要であることも明らかである。つまり，構造物の周期特性に応じて，または目的に応じて，地震動のうち構造物に影響する要因が異なる。

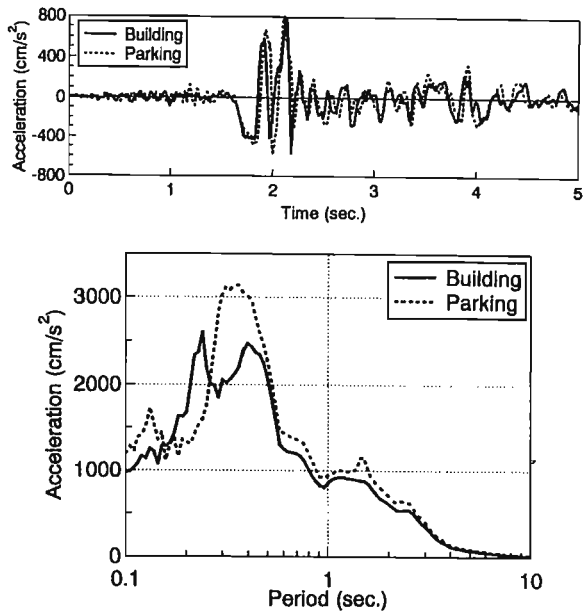


図-10 1994年ノースリッジ地震における Sylmar にある州立病院の建物と駐車場の記録（上）と応答スペクトル（下）の比較

単一の指標ではなく，周波数特性を表せる方法として，応答スペクトルがあるが，継続時間の影響が余り入らないなどの問題もある。

地震応答解析が万全で，どの指標でも合うと言うことは現状では考えられない。この様に見てくると，地震応答解析の精度を判断するのは，地震応答解析の手法を供給する側の問題のみではなく，使う側が目的に合わせて判断すべき事項とも考えられる。

先に地震応答解析の適用性でも述べたが，現在のところは，設計者が自分で事例を解析してみて，精度を検証し，納得したところから使っていくと言うのが正しい態度のように考えられる。

(2)事例から見た精度

ここでは，筆者が過去に行った事例から，実用的に用いることの出来るプログラムの精度を検討する。1例を除き，筆者らが公開している DYNEQ，YUSAYSUA で解くことが可能である。なお，SHAKE，FDEL は手法を表す普通名詞として捕らえており，実際の計算はDYNEQで行っている。なお，等価線形解析では特に断らない限り，式(1)のα（最大ひずみから有効ひずみを求めるための係数）は0.65である。

地震動の指標として，最大加速度A_{max}（cm/s²），最大絶対速度V_{max}（cm/s），最大相対速度D_{max}（cm），スペクトル強度SI，計測震度I_{JMA}を用いる。これらの値は全て地表の加速度波形から計算したもので，解析結果とは若干違う事がある。これについては，最初の例で検討する。

①東大生研の記録

1987年千葉県東方沖地震の記録を解析する。図-11に柱状図と等価線形解析による最大応答値を図-12に加速度時刻歴の比較を示す。解析は観測と良く一致しているが，最大値で見ると少し大きい。そこで，α=0.9とした計算も行った。図-12の下段に示されるように，最大値はほとんど一致している。

表-3に指標を比較して示す。ここで，観測値の変位はかなり大きい。そこで，速度と変位を比較して図-13と図-14に示す。積分は Fourier 級数展開（10秒より長周期は無視）により行ったので，低次の項により差が生じたことが分かる。そこで，Newmark のβ法により積分した結果（観測値のみ10秒より長周期は無視）を図-14(b)に示す。最大値は13.7，0.66，0.68cm で，解析値の変位は DYNEQ の結果とほぼ同様であるが，観測値は単調に増加している。この様に，観測記録より二度の積分により変位を求める場合には手法により差が大きい。そこで，以下では，変位については議論しないことにする。

表-3より，解析値（α=0.65）は観測値よりやや上回っている。また，図-15には応答スペクトルを示しているが，α=0.65ではかなりのの周波数域で観測値と同じかやや多めの値となっている。

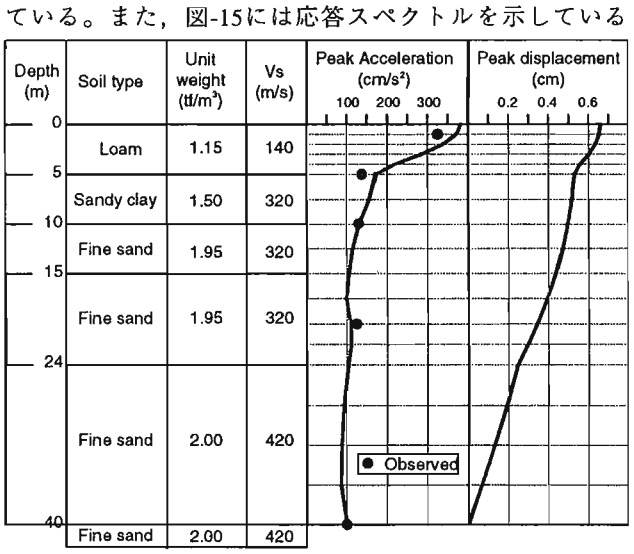


図-11　柱状図と最大応答値

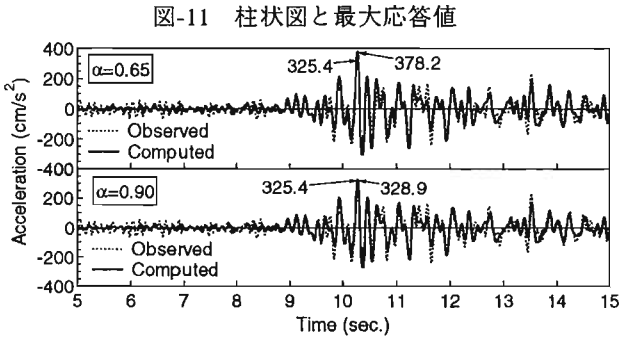


図-12　加速度時刻歴の比較

表-3　各種の指標による最大応答値

	A_{max}	V_{max}	D_{max}	SI	I_{JMA}
観測値	325	12.7	1.1	36.7	4.76
α=0.65	378	12.5	0.70	38.2	4.85
α=0.90	329	10.9	0.68	34.7	4.71

②新富士の記録

1983年神奈川県山梨県境地震の記録を解析する[34]。5つの方法で解析した。二つは等価線形解析，三つは全応力非線形解析である。非線形解析は YUSAYUSA を用いた物ではないが，双曲線モデルと R-O モデルは YUSAYUSA でも可能である。図-16に柱状図を示す。図-17に地表の加速度時刻歴を，表-4に地表の加速度時刻歴より求めた各種指標を比較して示す。

この解析では，最大ひずみは約0.4%で等価線形手法の適用範囲の境界付近にあるので，どの解析でもシミュレーション結果は比較的良い。詳細に見ると，等価線形解析が加速度を過大評価していることが分かる。また，ここには示さないが，非線形解析では応力－ひずみ関係の骨格曲線がよく表現できている解析の精度が良いこと，

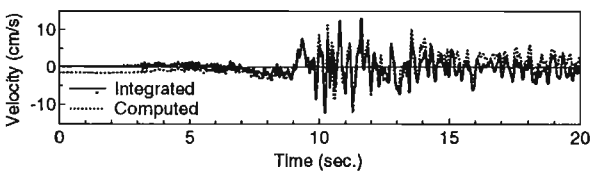
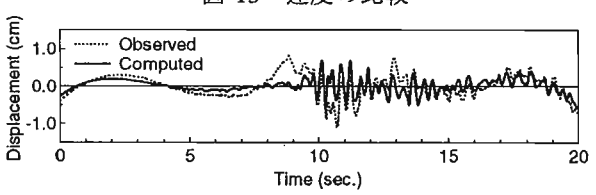
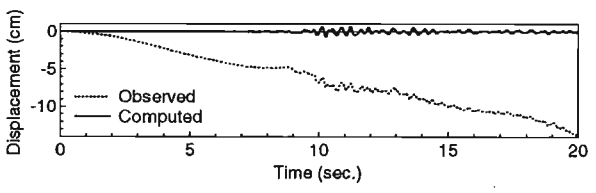


図-13　速度の比較



(a) フーリエ級数



(b) Newmark のβ法

図-14　変位の比較

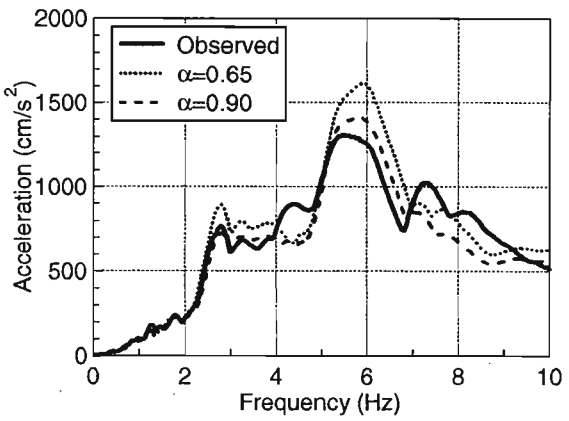


図-15　応答スペクトルの比較

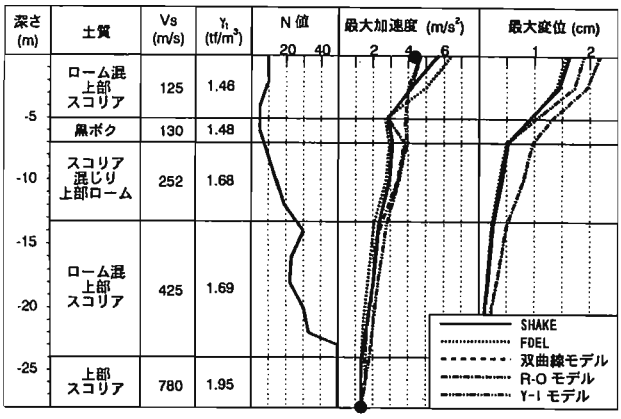


図-16　柱状図と地表応答値

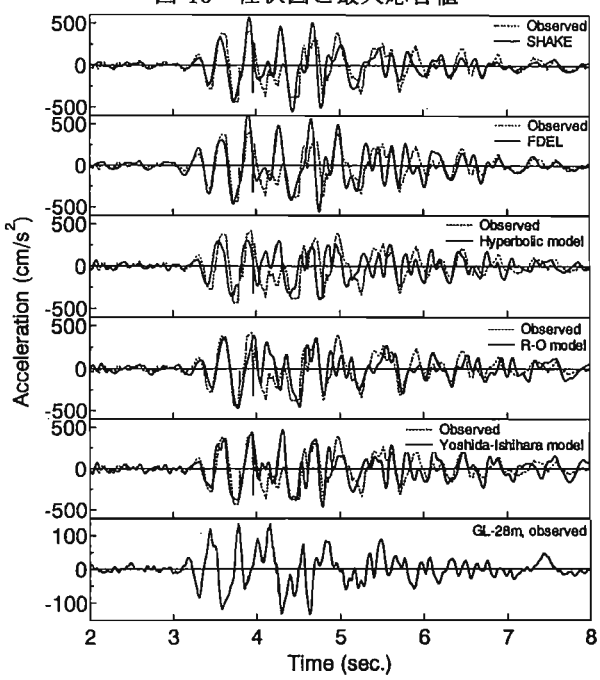


図-17　地表の加速度時刻歴

応力－ひずみ関係のモデル化が悪ければ，等価線形解析より誤差が大きくなることなどが分かる。

表-4を見ると，観測値と解析値で，速度，変位に大きな違いがある。そこで，速度を比較したのが，図-18である。観測値は最初から一方向にドリフトしていること，4秒過ぎで速度が大きく負側にドリフトしていることが大きな差となっている。後者は，図-17で4秒を少し越えたところにある負側の波形を全ての解析で表現できていないことが差になって現れたものである。記録の管理者に問い合わせたところ，この記録は長周期成分が異常で，0.2～0.3Hz より長周期成分は信頼度が低いとの意見を頂いた。この様な成分を除くと最大変位は1/3以下になるが，図-18を見ると，単純なフィルターで異常さが取れるとは考えにくい。*SI* 値，計測震度もこの様な長周期成分の影響を受け，観測値が大きくなっている。

図-19には応答スペクトルを示す。解析値はいずれもほとんど同じ形状をしているのに対し，観測値は長周期成分で解析値より大きな値となっているが，これも先に議論した長周期成分の影響と考えられる。

表-4　各種の指標による最大応答値

	A_{max}	V_{max}	D_{max}	SI	I_{JMA}
観測値	435	68.4	31.7	131.0	5.61
SHAKE	568	28.5	1.63	83.1	5.57
FDEL	640	30.5	1.57	85.9	5.64
双曲線	389	30.3	1.46	72.5	5.36
R-O	468	31.0	2.18	103.6	5.47
Y-I	471	29.1	1.89	83.7	5.48

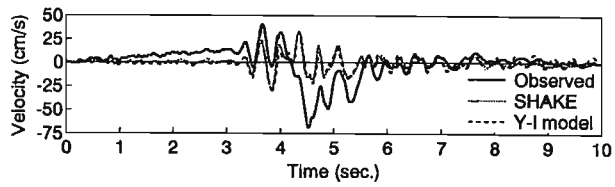


図-18　絶対速度時刻歴の比較

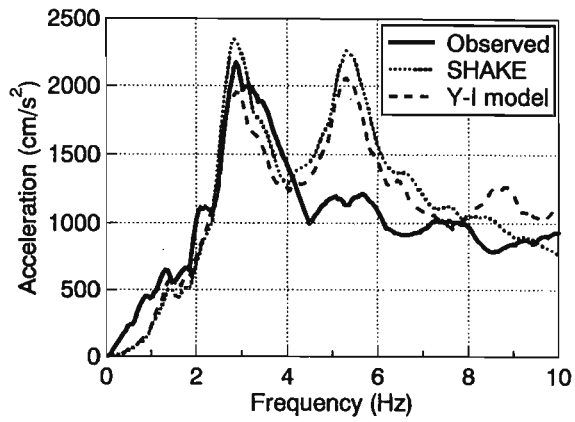


図-19　応答スペクトルの比較

③ポートアイランドの記録

1995年兵庫県南部地震の記録を解析[54]する。図-20に柱状図を示す。ここでは，GL-32.4m の観測記録より上の部分のみを解析する。解析は，等価線形解析，全応力非線形解析（双曲線モデル），有効応力解析の3種である。

図-21に地表の加速度時刻歴を示す。等価線形解析はピーク時の加速度が大きめであるが，位相は観測値と良く一致している。しかし，文献54)に示したように，これは，粘土層の剛性を小さめ，埋土層の剛性を大きめに評価した結果である。

表-5に各種指標の比較を示す。各解析とも最大値が観測値よりも小さめなのは6秒における負側のピークを捉えていないためである。これを除けば，等価線形解析は全体的に観測値よりも大きめの指標を示している。全応力解析は加速度を小さめに評価し，このため，速度も小

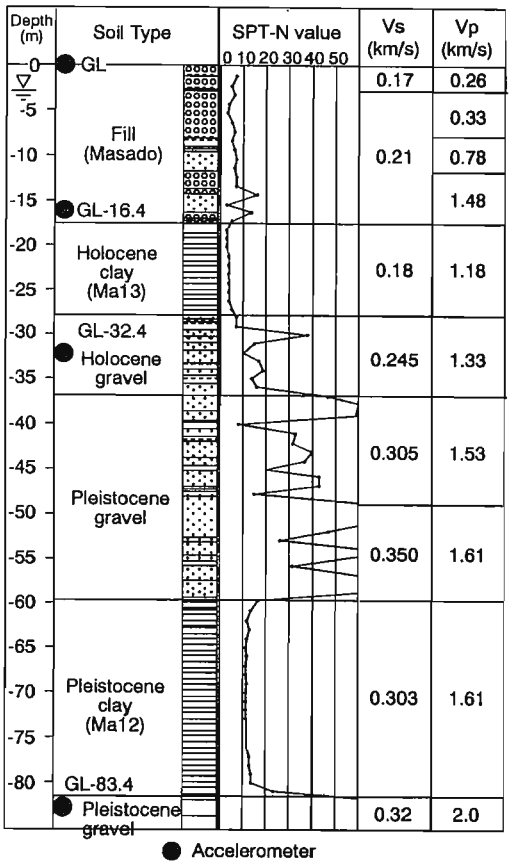


図-20　ポートアイランド柱状図

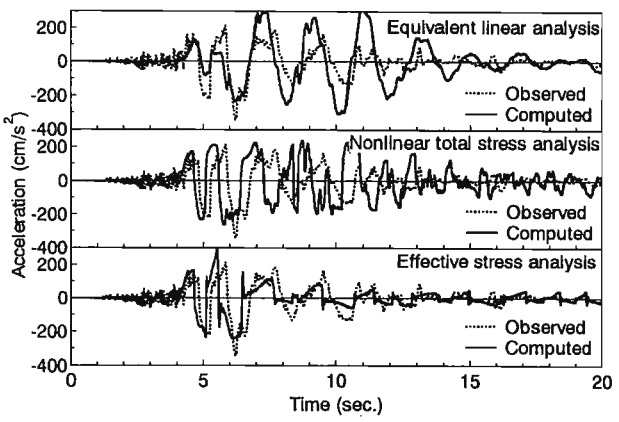


図-21　地表の加速度時刻歴

表-5　各種の指標による最大応答値

	A_{max}	V_{max}	D_{max}	SI	I_{JMA}
観測値	340	90.9	40.2	172.7	5.61
SHAKE	309	108.9	41.6	246.7	5.99
全応力	260	89.6	38.8	204.3	5.70
有効応力	320	77.0	51.0	143.8	5.68

さい評価となっている。有効応力解析は加速度が一番大きくなっているが，これは，サイクリックモビリティの過程でせん断強度が急激に上昇した現象を考慮しているからである。また，最大速度が小さいのは，図-21に見られるように4～7秒付近の主要動部分で位相が早い，すなわち剛性を大きめに評価した結果，震動の周期を短めに評価した結果である。この結果，速度と *SI* 値で観測記録より小さい評価となっている。

図-22に示した応答スペクトルでは，等価線形解析は卓越した周期が観測値と全く一致していない。したがって，0.3～1.5Hz の範囲で観測値との差が大きい。有効応力解析は長周期部分で観測値より低い値となっているが，1Hz より高周波数側では観測値と良く一致している。

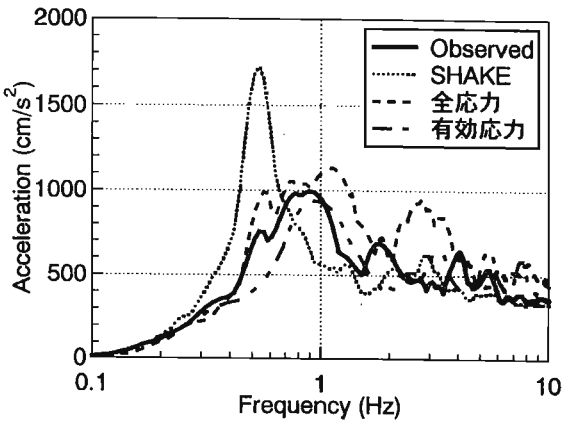


図-22　応答スペクトル

④Wildlife の記録

1987年 Superstition Hills 地震の記録の解析をする。図-23に柱状図と材料特性を示す[55)56)]。この地震では，加速度記録に加え，過剰間隙水圧も記録されている。この内，過剰間隙水圧に付いては，主要動の終わり頃から上昇を始めることから，目詰まりの可能性が指摘されてきた。文献57)では，このサイトで加振実験を行い，P5は正常に動いているが，その他の契機は目詰まりし間隙水圧の上昇に遅れがあるのを指摘しているのに対し，文献58)では正常に動いているとしている。また，文献59)では長周期成分については4秒までは信頼できるとしている。

解析は，等価線形解析および YUSAYUSA を用いた有効応力解析である。有効応力解析では液状化強度は，道路橋示方書に示される式を用いて図-23に示されるせん断波速度から *N* 値を求め，道路橋示方書に基づき繰返し数20回に対する液状化強度を決め，更に，Seed らの考えに基づき，繰返し数5回の液状化強度を推定し，これをターゲットとしてパラメータの値を求めた。

図-24に地表の加速度時刻歴，図-25に過剰間隙水圧の時刻歴を示す。図からは見にくいが，等価線形解析による加速度時刻歴は観測記録と比べ短周期成分が卓越している。また，有効応力解析の結果は，15秒以降，加速度は非常に小さい。これは，図-25から分かるように，下方で液状化が発生し，地表まで波動が伝播しなくなったことが原因と考えられる。なお，図-25では，13秒以降，

解析値では急激に水圧が上昇しているが，これは，YUSAYUSA では応力経路が変相線を越えると急激に過剰間隙水圧を発生するモデルとなっているのに対し，原位置では材料にシルト分が多く，過剰間隙水圧の上昇がそれほど起きないことが原因と考えられる。

表-6に指標を比較して示す。解析値は観測値より速度が小さくなっているが，これは，図-26に示すように，最大速度は20秒付近で発生しているが，等価線形解析では短周期の多い波形であること，有効応力解析では加速度を小さく評価したことから，それぞれこの速度が表現できなかった事が原因である。*SI* 値が小さいのも同じ原因と考えられる。

図-27に応答スペクトルを示すが，有効応力解析では全領域で観測値より小さくなっているのに対し，等価線形解析では，1.5Hz より高周波数成分で観測記録より大きめ，これより低周波成分で小さめの評価となっている。

ここでは，液状化に関係しないケース2，液状化したケース2の4ケースについて実務的なプログラムの適用性を検討した。最大相対変位については，数値積分の問題もあり，検討できなかったが，それ以外の指標について見ると，液状化に関係しないケースでは等価線形解析は大きめの評価を与える事が多いことが分かる。しかし，液状化したケースでは，メカニズムが表現できていないこともあり，必ずしも高い指標を示すとは限らなかった。しかし，有効応力解析より安全側の値を出すことが多かった。一方，有効応力解析は，メカニズムの説明は良く出来ており，加速度の一致は良いが，場合によっては幾つかの指標で観測値より小さめの評価をする事もあった。応答スペクトルを見ると，全周波数領域で安全側の値を示すケースは無く，場合によっては危険側の評価となる可能性もあることが分かった。

(3) 使用限界を考える

兵庫県南部地震の際には，杭基礎にも被害が発生した。

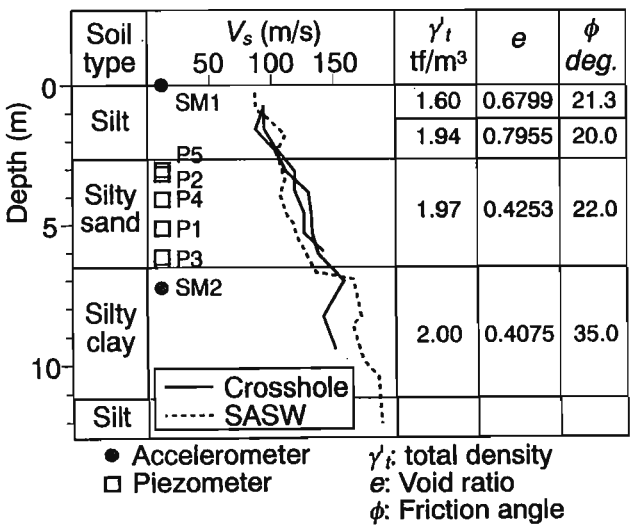


図-23　柱状図と材料定数

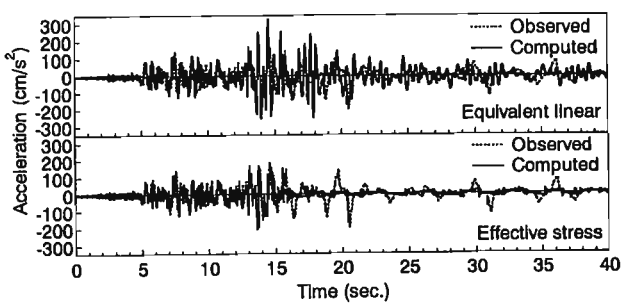


図-24　地表の加速度時刻歴

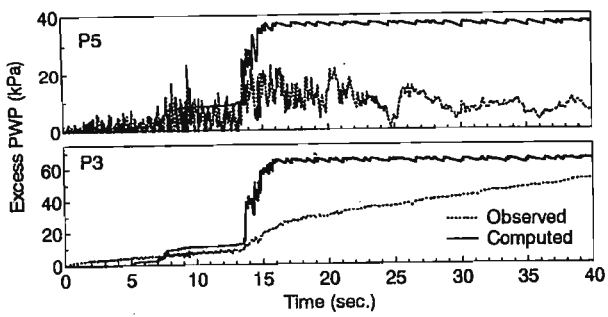


図-25　過剰間隙水圧時刻歴

表-6　各種の指標による最大応答値

	A_{max}	V_{max}	D_{max}	SI	I_{JMA}
観測値	201	32.3	26.5	96.8	5.17
SHAKE	328	29.6	7.10	86.1	5.25
有効応力	188	27.1	10.8	68.3	4.87

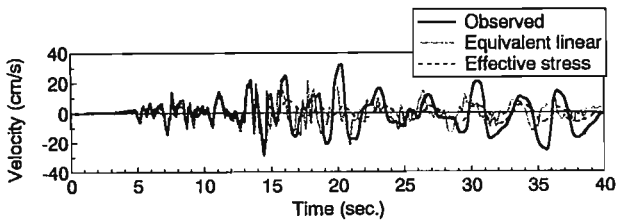


図-26　地表の絶対速度時刻歴

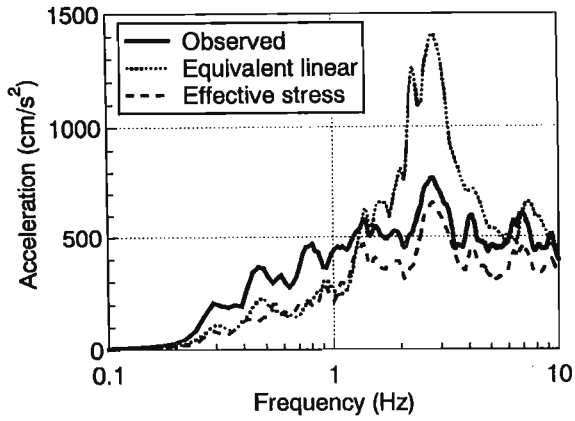


図-27　応答スペクトル

この被害を説明するために，SHAKE や FLUSH と言った等価線形解析が使われることがある。この際，等価線形解析では液状化は考慮できないので，剛性の低下率を適当に低減させて，あるところで被害が説明できたと言うような研究が発表されることがある。これらプログラムを使った理由として，実務者で使えるのはこれしかないので，それである程度説明できれば意義があると言うのが，その研究の理由としてよく説明される。

筆者は，この様な研究に非常な危惧を抱いている。それは，この様な研究では，一般的な傾向が説明できるとは思えないからである。これまでの言い方で言えば，「ある事例の説明に成功したとしても，それと類似した事例が説明できるとは思えない」からである。このことは，前項の例で，等価線形解析が液状化したケースの説明にメカニズムとしてそれほど成功していないことからも明らかであろう。ここで論じているケースでは等価線形解析より更に断定的なパラメータの決め方をしているので，より適用範囲が小さくなっている。

地震応答解析が全てを完全に説明できる訳ではない事はこれまでにも述べた。従って，過去の経験が重要であるわけで，ある事例が説明できれば，それと類似したなるべく広い範囲の問題に対して良い結果が出せるのが，良い方法となる。原理をきちんと追いかけている有効応力解析では，モデル化による誤差等があるとはいえ，ある程度の範囲で解析の妥当性が期待できるわけである。しかし，先に述べた方法では，はじめから振動特性が異なっているわけで，従って，現象が説明できたのは，どちらかと言えばたまたまと言う可能性が多い。これら論文では，一つの事例を解析し，材料特性を適切に評価すれば現象が説明できるとしているものが多いが，どの様に適切にかをきちんと方法論として説明できない限り，この様な研究の価値を見いだすことは出来ない。

それでは，この様なプログラムしか持っていないものは，評価が出来ないのか，評価してはいけないのかという反論が出てくるかもしれない。筆者は，そうだと答えたい。複雑な現象を説明しようとすれば，より高度な手法を用いるべきで，簡単なプログラムや手法で何でも説明できないといけない訳では無い。高度な問題を解きたいのであれば，高度な手法を使わざるを得ない。

(4) 実用における考え方

解析の精度と設計などの実務で用いる手法の評価は同じではない。設計では，大きめの外力が評価できれば，安全側の設計となり許容できる事も多い。従って，解析が現象をどの程度正確に表現できたという指標以外に，精度は悪いかもしれないが設計に使って安全かという指標も考えられる。

この意味では，等価線形解析は，使用が簡単であるということを考慮すると，相当有力かもしれない。例えば図-28は YUSAYUSA を用いて全応力解析と有効応力解析を行った比較である。液状化が発生して以降は両者に大きな違いがあるが，液状化前の挙動にはほとんど差がない。従って，液状化判定のために用いるのであれば，特に有効応力解析を用いる必要はないとも言える。

図-29は等価線形解析と非線形解析を比較したものである[60]。3.1(3)で，地盤の非線形挙動が卓越すると，等価線形解析はせん断応力を過大評価すると説明したが，その実例をここで見ることが出来る。従って，液状化判定に等価線形解析を用いるのであれば，安全側の評価をしていることになる。また，図-29に示した応答スペクトルで見ても，極短周期領域を除けば SHAKE は高い加速度を示しているので，設計に用いるには安全側と言うことが出来る。前項で示した例題でも，高周波成分に付いては，SHAKE が観測値より高い値を示しているケースが多かった。

設計に際し安全側ばかりを取るというのは過大設計にもなりかねないわけであるが，地盤材料はばらつきが大きいことを考えると，ある程度安全側の数値が得られると言うことは，安心感を与えるという面もある。

これに対して，より精度の高い方法を使う場合には，別の注意が必要である。精度が高いと言うことは，例えば材料特性の把握に誤差が多かったり，モデル化が上手く行かない場合には，設計側から見ると危険側の結果が得られることもある。従って，高度な手法を用いる時には，材料，モデル化など，多くの面で精度を上げる必要がある。この様な基本的な部分がなおざりになって，解析手法にのみ高度な手法を使うことは，ほとんど意味が無く，場合によっては危険であったりする。

加速度の評価に比べれば，変位の評価は困難である。これは，非線形が卓越したり，液状化が発生した時には，

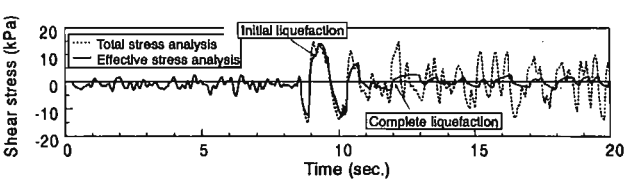


図-28　全応力非線形解析と有効応力解析の差

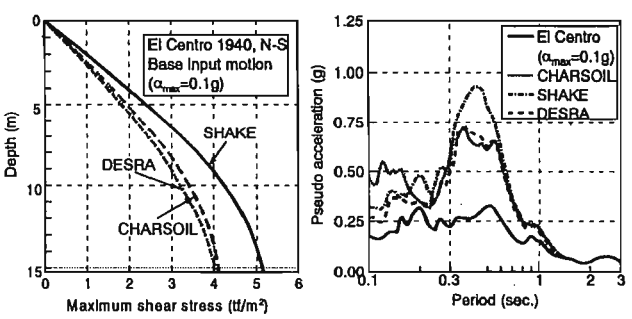


図-29　等価線形解析と非線形解析の比較

応力はほとんど破壊応力に近いところまで達するが，この様な領域では少しの応力の誤差が，大きな変位の誤差となって現れるからである。しかし，図-9に示したような方法を利用することで，ある程度の実証は可能であろう。しかし，4.3(2)①の議論と合わせてみると，これらの図は，低周波成分をかなり無視した結果であり（得られたひずみが小さいのはそのためとも考えられる），残留変形という観点では単純な比較は困難かもしれない。しかし，一方では，釧路沖地震の鉛直アレーを用いた事例[39]では解析と観測が良く一致していることが示されている。

静的な解析では応力評価の誤差が直接ひずみや変位の誤差となって現れるが，動的な状況では仮に剛性が0でも変位を生じるには時間がかかる。したがって，ある程度変位が進んだ段階で荷重の方向が逆転してしまうと，変位が無限に大きくなることは起こらない。このため，変位の予測が，静的な応力－ひずみ関係と外力のイメージほどには差が出ない可能性もある。

いずれにしろ，変位に関しては事例が少なく，今後の研究が期待される分野である。

5. 液状化に伴う流動

液状化に伴い発生する流動現象は，1995年兵庫県南部地震で，ポートアイランドや六甲アイランドを始め，多くの埋立地で護岸が大きく移動し，この結果，背後地盤が海側へ移動するようになってから，大きく着目されることとなり，設計指針にも取り入れられるようになった。

側方流動のメカニズムについては，文献61)に示した。ここでは，ページ数の制約もあり，詳細は省略するが，次の点のみ注意を促しておく。

図-30は液状化に伴う流動が発生する地盤条件を示している。兵庫県南部地震では図の左側の側方に解放面のあるケースで流動が起こったので，こればかりが着目され，図の右側のケースが忘れられている。このケースでも多くの事例があるので，注意が必要である。

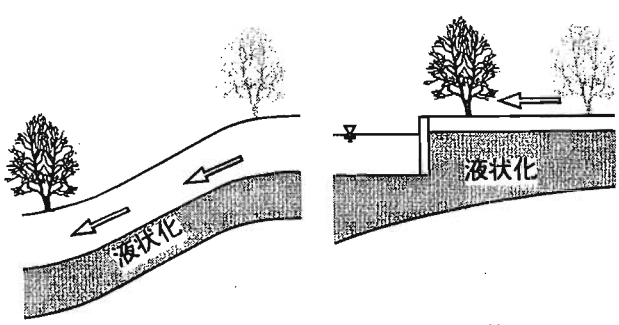


図-30　液状化に伴う流動の発生する地盤条件

流動時の材料特性に付いては，液状化した地盤は剛性が低いが固体として挙動するという考え方と，液体として挙動するという考えがある。その決着が完全に付いているわけではないが，実務的には，固体として挙動すると考えた方が変形の予測が楽である。ただし，これは，あくまで地盤の変形量の予測に付いてであり，構造物を含む場合には，別途地盤の変位から検討する必要があろう。

過剰間隙水圧消散に伴う残留沈下は，現在の液状化解析では予測が困難な事項と考えている。これについては，文献2)を参照されたい。

6. おわりに

本報告では，地震応答解析や液状化解析を設計にどの様に反映されるかという課題について，筆者の考えを示した。この分野では，これまでにも何度も述べているが，解析が成功した事例に類似の未知の問題に対しては同じ手法が適用できるというのが著者の考えであり，一つの解析手法，モデル化があらゆる問題に適用できると言うところまで至っていないと考えている。

本報告の検討をまとめてみると，次のようなことが言える。

① 支配方程式とその解法という面では，手法による差はあまりない。解析結果の差は，構成則の違いに起因することが多い。排水条件も影響する。

② 従来の動的変形特性試験の最大ひずみ（0.1～1%）を越える領域での応力－ひずみ関係を与えるための指標が欠けている。また，データの蓄積もない。したがって，この様な領域に入るケースでは，個々のケースで材料特性を把握する必要がある。

③ 研究の先端レベルでは，きちんと条件が与えられ，適切な手法を使えば，かなり精度良く地震時の挙動を説明することが出来る。

④ 実務的に用いることの出来るプログラムでも，かなりのことが出来る。

⑤ 設計では，安全側の評価と言うことも重要であり，この観点からは，等価線形法はかなり適用範囲が広いと考えられる。高度な解析を使うためには，材料の把握，モデル化等も精度を上げる必要があり，これを怠ると，危険側の評価となる可能性もある。

⑥ 地震応答解析の精度を評価できる単一の指標はない。構造物の種類，結果を使う方法によって精度の欲しい量が異なる。従って，技術者や設計者は，事例解析などを通して，自分の持っているプログラムの精度を自分が使う指標で確認した上で使うの努力が必要であろう。

本論では表層地盤の地震時挙動を扱った。この際，条件として与えられる工学的基盤を入射してくる地震動は与えられていると仮定している。つまり，この設定が良

くないと良い結果を得ることは出来ない。この意味で，入射波の設定と表層地盤の応答の評価は両輪であり，揃って始めて設計のために安心して使える地表の応答が得られる。

参考文献

1) Yoshida, N. and Iai, S. (1998): Nonlinear site response and its evaluation and prediction, SOA paper, Proc. 2nd International Symposium on the effects of Surface Geology on Seismic Motion - Recent Progress and New Horizon on ESG Study -, Yokosuka, Japan （提出中）
2) 吉田望（1998）：「地震応答解析に用いる地盤物性をどう評価するか」「液状化解析は実現象をシミュレートできるか」，建築基礎の設計施工に関する研究資料4，液状化地盤における基礎設計の考え方，日本建築学会構造委員会基礎構造運営委員会編，日本建築学会，pp. 29-92
3) Miura, K., Yoshida, N. and Wakamatsu, K. (1995): Damage to fill embankment during the 1993 Kushiro-oki earthquake, Proc., First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo, pp. 1057-1062
4) Biot, M. A. (1941): General Theory of Three-dimensional Consolidation, J. Appl Phys., Vol 12, pp. 155-164
5) 吉田望，辻野修一：液状化解析における非排水条件仮定の有効性，第44回土木学会年次学術講演会講演概要集，第3部，pp. 644-645，1989
6) 王均，佐藤正行，吉田望（1998）：矢板護岸被害の有効応力解析（その2：排水条件の影響），第33回地盤工学研究発表会講演集，pp. 967-968
7) Martin, P. P. and Seed, H. B. (1978): APOLLO, a Computer Program for the Analysis of Pressure Generation and Dissipation in Horizontal Sand Layers during Cyclic or Earthquake Loading, Report No. UCB/EERC-78/21, University of California, Berkeley
8) Schnabel, P. B., Lysmer, J. and Seed, H. B. (1972): SHAKE A Computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites, Report No. EERC72-12, University of California, Berkeley
9) Lysmer, J., Udaka, T., Tsai, C.-F. and Seed, H. B. (1975): FLUSH a computer program for approximate 3-D analysis of soil-structure interaction problems, Report No. EERC75-30, University of California, Berkeley
10) Finn, W. D. L. et al. (1978): Comparison of dynamic analysis of saturated sand, Proc. ASCE, GT Special Conference, pp. 472-491
11) 国生剛治（1982）：土の動的変形特性と地盤の非線形振動応答，電力中央研究所報告 No. 301，pp. 207-240
12) 岩崎敏男，川島一彦，龍岡文夫（1980）：地盤の地震応答に及ぼす土の非線形性の影響，土木技術資料 22-12，pp. 27-32
13) 吉田望（1994）：実用プログラム SHAKE の適用性，軟弱地盤における地震動増幅シンポジウム発表論文集，土質工学会，pp. 14-31
14) 杉戸真太，合田尚義，増田民夫（1994）：周波数特性を考慮した等価ひずみによる地盤の地震応答解析法に関する一考察，土木学会論文報告集，No. 493/III-27，pp. 49-58
15) 末富岩雄，吉田望（1996）：地震動の周波数特性が地盤の非線形挙動に及ぼす影響に関する一検討，第51回土木学会年次講演概要集，I- B，pp. 352-353
16) Kurita, T., T. Tsuzuki, T. Annaka, M. Shimada & M. Fujitani (1996): Scattering attenuation of seismic waves in inhomogeneous media, 11th WCEE, Paper No. 720.
17) 太田外気晴，高田克也，越田洋，石田寛（1988）：何を観測できたか－千葉県東方沖地震の観測記録から－微版分類と地震動特性，第16回地盤震動シンポジウム，pp. 27-36
18) Suetomi, I. and Yoshida, N. (1998): Damping characteristics of soil deposits during strong ground motions, Proc. 2nd International Symposium on the effects of Surface Geology on Seismic Motion - Recent Progress and New Horizon on ESG Study -, Yokosuka, Japan （提出中）
19) Seed, H. B. & Idriss, I. M. (1970): Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses, Report No. EERC70-10, EERC, Univ. of California, Berkeley
20) Hardin, B. O. and Drnevich, V. P. (1972): Shear modulus and damping in soils: design equations and curves, J. SMFD, Proc., ASCE, Vol. 98, No. SM7, pp. 667-692
21) Yoshida, N. (1995): Processing of strain dependent characteristics of soil for nonlinear analysis, Proc., First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo, pp. 473-478
22) 吉田望（1996）：水平成層地盤の地震応答に与える初期せん断の影響，京都大学防災研究所年報，第39号 B-1，pp. 23-35
23) Saada, A. & Bianchini, G. S. ed. (1987): Proc. Int. Workshop on Constitutive Equation for Granular Non-cohesive Soils, Case Western Reserve University, Cleveland
24) ESG committee (1992): Proc. Int. Symp. on the effects of surface geology on seismic motion, Odawara, Japan.
25) Arulanandan, K. & Scott, R. F. ed. (1993): Proc., Int. Conf. on the Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems, Davis, California
26) 石原研而 他（1989）：地盤および土構造物の有効応力解析，「地盤と土構造物の地震時挙動」に関するシンポジウム発表論文集，土質工学会，pp.50-136
27) 井合進　他（1993）：委員会報告：液状化に関する一斉解析，地盤の液状化対策に関するシンポジウム，土質工学会，pp. 77-190
28) Arulanandan, K. and Scott, R. F. (1983): Project VELACS - Control test results, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 119, No. 8, pp. 1276-1292
29) Inel, S., Rubertis, C. and Roth, W. H. (1993): Nonlinear dynamic effective-stress analysis of two case histories, Proc. 3rd International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, pp. 1735-1741
30) ESG committee (1992): Proc. Int. Symp. on the effects of surface geology on seismic motion, Odawara, Japan.
31) 金子史夫（1993）：一次元モデルによる感度解析，地震動に与える表層地質の影響に関する総合的研究，平成4年度文部省科学研究費補助金総合研究(A)研究成果報告書，pp. 78-90
32) 日本建築学会（1996）：入門・建物と地盤の動的相互作用，技報堂，p. 132
33) 片山恒雄，山崎文夫，永田茂，佐藤暢彦（1990）：高密度三次元アレーによる地震動観測と記録のデータベース化，土木学会論文集第442号/I-14，pp. 361-369
34) 吉田望，田蔵隆，鈴木英世（1995）：地盤の非線形地震応答解析手法の比較，第23回地震工学研究発表会，土木学会，pp. 49-52
35) Chang, C.-Y., C. M. Mok, M. S. Power, Y. K. Tang, H. T. Tang & J. C. Stepp 1991. Development of shear modulus reduction curves based on Lotung downhole ground motion data, Proc. 2nd Int. Conf. on Recent Advances in

Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics: 111-118
36) 副田悦生，加藤要一，松田豪司，竹澤請一郎，前川太（1996）：鉛直アレー記録の地震応答解析例，土木学会第51回年次学術講演会，第I-B部，pp. 356-357
37) 吉田望（1995）：1995年兵庫県南部地震におけるポートアイランドの地震応答解析，土と基礎，Vol. 43, No. 10, pp. 49-54
38) Ishihara, K., Shimizu, K., and Yamada, Y. (1981): Pore Water Pressures Measured in Sands Deposits during an Earthquake, Soil and Foundations, Vol. 21, No. 4, pp. 85-100
39) Iai, S., T. Morita, T. Kameoka, Y. Matsunaga, & K. Abiko (1995): Response of a dense sand deposit during 1993 Kushiro-oki earthquake, Soils and Foundations, Vol. 35 No. 1, pp. 115-131
40) 西川純一，小田島大，森伸一郎，三輪滋（1994）：1993年釧路沖地震における液状化アレー観測，土と基礎，Vol. 42, No. 3, pp. 57-62
41) Brady, A. G., Mork, P. N., Seekens, L. C., and Switzer, J. C. (1989): Processed Strong-motion Records from the Imperial Wildlife Liquefaction Array, Imperial County, California, Recorded during the Superstition Hills Earthquakes, November 24, 1987, Open File Report 89-87, US Geology Survey
42) Sato, T., Horike, M., Takeuchi, Y., Retake, T. and Suzuki, H (1997: Nonlinear behavior of scoria soil sediments evaluated from borehole records in eastern Shizuoka Prefecture, Japan, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 26, pp. 781-795
43) 国生剛治，佐藤清隆，松本正毅（1995）：1995年兵庫県南部地震での地盤の非線形震動特性，土と基礎，Vol. 43, No. 9, pp. 39-43
44) Zeghal, M. & Elgamal, A. -W (1994): Analysis of site liquefaction using earthquake records, Jour. GT, ASCE, Vol. 120, No. 6, pp. 996-1017
45) 風間基樹，柳沢栄司，稲富隆昌，菅野高弘，稲垣紘史（1996）：アレー観測記録から推定した神戸ポートアイランドの地盤の応力－ひずみ関係，土木学会論文集，No. 547/III-36, pp. 171-182
46) Lee, M. K. W. and Finn, W. D. L. (1978): DESRA-2C, Dynamic effective stress response analysis of soil deposits with energy transmitting boundary including assessment of liquefaction potential, The University of British Columbia, Faculty of Applied Science, 34pp.
47) Martin, G. R., Finn, W. D. L., and Seed, H. B. (1975): Fundamentals of Liquefaction under Cyclic Loading, FED, ASCE, Vol. 101, No. GT5, pp. 423-438
48) Byrne, P. M. (1991): A cyclic shear-volume coupling and pore pressure model for sand, Proc., 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, University of Missouri, Vol. 1, p. 47-56
49) Martin, P. P. and Seed, H. B. (1978): MASH, a computer program for the non-linear analysis of vertically propagating shear waves in horizontally layered deposits, Report No. UCB/EERC-78/23, University of California, Berkeley
50) Ishihara, K. and Towhata, I. (1980): One-dimensional Soil Response Analysis during Earthquake Based on Effective Stress Method, Journal of the Faculty of Engineering, Vol. XXXV, No. 4, The University of Tokyo, pp. 656-700
51) 吉田望，末富岩雄（1996）：DYNEQ：等価線形法に基づく水平成層地盤の地震応答解析プログラム，佐藤工業（株）技術研究所報，pp. 61-70
52) 長橋純男，小林啓美（1971）：地震動の強さを評価する簡便な尺度としての地震動最大振幅，日本建築学会論文集，第181号，pp. 15-22
53) 岩田隆，山崎文雄，中根宏行，児玉栄一，田蔵隆，清水勝美，片山俊一（1991）：制御用地震センサーに使用する地震動強度指標の実証的評価，第21回地震工学研究発表会，土木学会，pp. 316-616
54) 吉田望（1995）：1995年兵庫県南部地震におけるポートアイランドの地震応答解析，土と基礎，Vol. 43, No. 10, pp. 49-54
55) Stokoe, II, K. H. and Mazarian, S. (1985): Use of Rayleigh waves in liquefaction studies, Proc. Measurement and use of shear wave velocity for evaluating dynamic soil properties, GED, ASCE, Denver
56) Keane, C. M. and Prevost, J. (1989): An Analysis of Earthquake Data Observed in the Wildlife Liquefaction Array Site, Imperial County, California, Proc., 2nd U.S.-Japan Workshop on Liquefaction, Large Ground Deformation and Their Effects on Lifelines, New York, Technical Report NCEER-89-0032, NCEER, pp. 176-192
57) Hushmand, B., Scott, F. and Crones, C. B. (1992): In-place calibration of USGS pore pressure transducers at Wildlife Liquefaction Site, California, USA, Proc., 10WCEE, pp. 1263-1268
58) Youd, T. L. and Thomas L. H. (1994):. Piezometer performance at Wildlife liquefaction site California, Jour. GT, ASCE, Vol. 120, No. GT6, pp. 975-995
59) Brady, A. G., Mork, P. N., Seekens, L. C., and Switzer, J. C. (1989): Processed Strong-motion Records from the Imperial Wildlife Liquefaction Array, Imperial County, California, Recorded during the Superstition Hills Earthquakes, November 24, 1987, Open File Report 89-87, US Geology Survey
60) Finn, W. D. L. et al. (1978): Comparison of dynamic analysis of saturated sand, Proc. ASCE, GT Special Conference, pp. 472-491
61) 吉田望（1998）：液状化に伴う流動のメカニズム，地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム発表論文集，地盤工学会，pp. 53-70

第26回地盤震動シンポジウム
日本建築学会　1998.10.22

望まれる強震観測網

Present State and Prospects on Strong Earthquake Motion Observation in Japan

若松　邦夫
Kunio WAKAMATSU

Strong earthquake motion observation in Japan was largely changed after 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake. This paper shows the situation of strong motion observation developed after the earthquake, and prospects on the observation and the data base of strong ground motion is discussed. As a future prospects of strong earthquake motion observation, more dense development of the fundamental observation network, unification and open of the data base are expected.

1．はじめに

兵庫県南部地震以来、我が国の強震観測網の充実は目覚ましいものがあり、地震動現象の解明や地震防災、あるいは構造物の耐震設計などの方面に、多大な貢献を果たすであろうことが期待されている。

一方、過去の地盤震動シンポジウムにおいて、地震動や地盤震動研究を対象としたときの望ましい強震観測のあり方が議論されており、多くの課題・問題点が提示されている。

ここではそれらの課題や問題点が現在、どのように具体化されているのか、いないのか、強震観測と密接な関係にある強震動データベースを含めて、我が国おける強震観測網の現状を概観し、地盤震動研究として望ましい強震観測およびデータベースの方向について私見を述べる。

なお、本報告を作成する上でも、大変参考にさせていただいたが、我が国における強震計の開発と初期の強震観測の歴史については、田中[1]により、また、兵庫県南部地震以前の強震観測の現状や海外の強震観測との比較、更には強震観測の展望も含めて、工藤[2]により詳細にまとめられているので、参考にされたい。

2．過去の地盤震動シンポジウムで提示された課題

1985年に第13回地盤震動シンポジウム「地震動観測のあり方とその利用法」が開催され、強震動予測や地震防災あるいは設計用の入力地震動評価等に関しての、強震観測に対する将来展望が議論されている。もちろんこのシンポジウムでは、地震動や地盤震動特性に関する当時の最新の研究成果も数多く盛り込まれているのであるが、ここではそれらの中から、強震観測やデータベースに関する事柄を抽出し、当時どのような課題、問題点、方向性、展望等が提示されていたかを振り返ってみよう。

そのシンポジウムで、多賀は、地盤震動研究にとって地震観測のもつ意味についてまとめ、数多くの問題点を指摘している。それらは、過去の被害構造物と同種（中低層構造物）の観測の強化、地表および地中における観測体系の整備、地域・都市規模の広がりをもつ観測ネットワークの構築、構造物への入力機構解明のアプローチ、データベースの構築と資料公開のシステムの確立、構造物中心の観測体制の是正、強震観測の国家レベルあるいは自治体レベルによる具体的手段の確立、等である。

小林は、直接アナログ記録された地震気象をじっくり眺めることの重要性を、いくつかの観測例をあげて示すと共に、目的を明確にした群列観測の重要性を指摘している。

村松は、震源過程のより詳細な姿を知るためには、広帯域に亘って広いダイナミックレンジをもった速度型強震計による観測の必要性を述べている。強震計に必要とされる性能として、0.01Hzから20Hzに亘って平坦な感度特性を有し、100kineからその10^{-6}までの範囲を記録できるものとしている。

瀬尾は、深い地下構造が地震動に及ぼす影響を多くのアレー観測記録から指摘し、地震動のアレー観測の重要性を説いている。

太田は、硬質地盤の地震動特性評価について、関東地方に展開された硬質地盤におけるアレー観測を例に引き、その重要性を指摘している。

佐藤・片山らは、地中構造物、パイプライン地震時地盤歪みを観測することの重要性を、千葉に展開した高密度アレー観測の結果から示している。

工藤は、震源近傍における地震動の評価は、最も理解が進んでいない事柄の一つであるとして、地震を想定（特

大林組　技術研究所　　OBAYASHI CORPORATION, Technical Research Institute

定）することによる、より効率的な、より緻密な強震観測計画の可能性を指摘している。

北川は、建物を含む系の地震観測を概観し、強震計配置の著しい偏重や動作の確実性、信頼性、保守点検や後処理の容易さを考慮した観測システムの開発および記録の収集・公開の一元化の必要性を述べている。

石田は、震源近傍の地震記録の必要性を説き、それを目指すには、現在よりも密な観測態勢を計画することが必要であるとしている。

翠川は、米国インペリアルバレーでの強震アレー観測と得られた記録について解釈し、地震発生頻度を考慮した強震アレー観測の成功例について述べ、断層近傍の強震動の性質を明らかにすることの重要性を指摘している。

横田は、1983年コーリンガ地震から学んだものとして、大地震直後の余震観測が耐震研究上重要な意義をもつこと、また、観測記録の早期公開の有用性について述べている。

一方、渋谷は、1978 年宮城県沖地震から学んだものとして、強震観測体制の整備と記録の利用システムの整備を指摘している。

更に、長橋は、強震記録の設計への活かされ方として、関東地方における地震動特性を地核・上部マントル構造を含めて解釈し、強震記録を新しい観点から見直している。

このように、十数年前に、既に多くの強震観測やデータベースのあり方に関する課題や問題点が指摘されている訳であるが、現在これらの課題はクリアーされているのであろうか、以下に強震観測とデータベースの現状についてまとめる。

3. 強震観測網の目的と現状

強震観測点は、兵庫県南部地震以来、急激にその数を増している。数の上で多いのは、科学技術庁防災科学技術研究所、気象庁、および消防庁であろう。それらは主に地盤上に設置されている3成分の地震計であり、その総数は、大よそ4200台にのぼる。

図1[3]は、それらの観測点をプロットしたものである。

一方、図2[4]は、1984年3月現在で、強震観測事業推進連絡会議に登録されていたSMAC型強震計（DC型強震計を含む）の分布を示している。観測点数は、711地点であり、総数は、1411 台である。東京や大阪など大都市に多く設置されていることが分かる。また、当時の強震計がどこに設置されていたかというと、建築物に約60%、地盤上に30%、その他の構造物に10%の割合で設置されていた[5]。このことから考えれば、地盤上には約400台強の強震計しか設置されていなかった訳で、兵庫県南部地震以降の地盤上（小規模な建物の基礎上も含む）の強震観測点は、飛躍的に増加したことが分かる。

強震観測は、研究上、防災上、設計上など、種々の目的をもって行われているものであり、それらを横並びにして同一の基準で比較することはできないが、以下に、兵庫県南部地震以降に構築された我が国の代表的な強震観測網について、その現状を概観してみよう。

1）K－NET[6,7]

科学技術庁防災科学技術研究所により、全国1000 地点（現在1001 地点）に設置された強震計ネットワークであり、日本全国に約25km間隔で同一のスペックをもつ加速度型強震計が設置されている。このため、極めて均質な観測を行うことのできるのが特徴である。記録は、収録後直ちにインターネットで公開されると共に、自治体にも観測点から直接データを提供できるようになっている。強震記録の利用は、理学的研究のみならず、工学的研究や実務にわたる、広範囲の活用が期待される。観測点は、主に役場など公共施設敷地内の自由地盤上に設置されており、硬質岩盤上に設置される場合に比べ、より人間の生活圏に近い条件で観測が行われている。また、各観測施設では、その地点の強震記録の特性を理解するため、地盤調査が実施されている。最大2000galまでの観測が可能であり、トリガーのスタートレベルは、2乃至4galを基本としている。記録は、トリガーのスタートレベルと同一のレベルを収束判定条件として終了させるが、最短120 秒は記録される(90秒の観測点もある)。

また、同機関では、基盤的調査観測（Hi-net）が計画・実施されており、その一環として全国500地点に、より硬質な地層での地中の強震観測も行われている[8]。

2）気象庁[9]

平成8年4月までに、気象庁が整備した震度計は、全国で574地点にのぼる。単純に計算しても1都道府県あたり10 地点以上の震度計が設置されていることになる。ここでいう震度計は、「95型震度計」と呼ばれるものであり、センサーはサーボタイプの加速度計で、DC～50Hzまでフラットな特性を持っている。水平2成分および上下成分が観測でき、それぞれ2048galまでの加速度を記録することができる。また、計測震度の出力の他に約50 分の波形データをICメモリカードに収録する。波形データは、気象庁の外郭団体を通じて一般に提供される。

この震度観測網は、地震被害が広域になると考えられるマグニチュード7クラスの地震で震度6を確実に把握できるよう、全国生活圏において20kmメッシュの震度観測網を構築したもので、国として行う震度発表に必要な震度観測網がほぼ整備されたことになる。

3）震度情報ネットワークシステム[10]

消防庁は、市町村単位で計測震度をモニターし、その情報を都道府県で集約し、更にその情報を消防庁にも伝達するネットワークシステムを構築している。各市町村で震度をとらえると同時に、震度情報を県や消防庁で把握し、初

動体制の確立と広域応援を円滑にすることなどが目的である。震度計は、気象庁の約600箇所の震度計の内の200台、および科学技術庁設置のK－NET強震計の内の約500台については、市町村庁舎の敷地内に設置されているため、それらが利用されている。そのため、全国3255市町村の内、上記を除いた約2600箇所に新設計測震度計が設置される計画である。全国約3300地点の観測点は、大よそ11kmメッシュに1台の観測密度になる。各自治体では、国の指導のもと整備が進められており、相当数の自治体で運用が開始されている。

ほとんどの地点で、波形が記録されるようになっているが、阪神大震災を教訓とした初動体制の迅速な立ち上げが主たる目的となっているため、波形の保存・公開に関しては、現在のところ未定である。

4）横浜市[11]

横浜市では、市内約2km間隔に150台の高精度強震計を設置し、詳細な震度分布を把握しようとしている。被害地震か否かの迅速な判断、正確な状況判断、緊急対応の判断、およびこれらの情報に基づく被害推定が主たる目的であるが、極めて高密度であることから、波動の伝搬に基づいた地盤・地下構造の解析・研究にも大いに活用されることが期待されている。観測記録は、公開される予定と聴いている。

5）建設省建築研究所[12),13)]

建築研究所は、全国強震観測、仙台高密度強震観測および首都圏地震動観測網の三つの観測網がある。その内兵庫県南部地震以降設置された主なものは、首都圏地震動観測網であり、東京を中心に20地点に配置されている。観測対象は建物であるが、半数近くの観測点では、地表にも加速度計が設置されている。また、建築研究所管理研究本館には、建屋一地盤系に高密度な観測が展開されており、建物の立体的挙動、建物と地盤の相互作用、隣棟との連成振動、表層地盤の増幅などを対象として観測が行われている。

紙面の都合で詳細な紹介はできないが、兵庫県南部地震以前から存在する各機関独自の観測網として、岩盤を中心にした電力中央研究所のネット、ガスの緊急遮断を目的とした東京ガスのネット、伊豆・駿河湾地域および小田原地域を中心とした東京大学地震研究所のネット、南関東から首都圏のやや長周期地震動を対象とした東京工業大学のネット、近畿地域を中心とした会員制の関西地震観測研究協議会、港湾技術研究所のネット、民間企業のネット、など様々な強震観測網が存在する。

4. 強震動データベースの現状と利用

強震観測と密接な関係にあるのが強震動データベースである。

兵庫県南部地震以前の我が国における強震動データの公開やデータベースについて眺めてみると、データの公開については、強震観測を担当する機関が、定期的（気象庁、運輸省港湾技術研究所など）あるいは不定期（建設省建築研究所、東京大学地震研究所など）に報告等のかたちで行われている場合が多かった。

また、他機関も含めたデータベースという立場から、その歴史を概観すると、強震観測を実施する各分野、各機関の全国的な連絡組織である強震観測事業推進連絡会議（1967年6月設立、事務局：科学技術庁防災科学技術研究所）が主体となり、年報としての強震記録集（Strong Motion Earthquake Records in Japan）および震度5以上の地震が発生したときの強震速報（最大値の発表が主）が公表されたのが最初であろう。これらはアナログの情報である。

デジタルデータとしての公開は、1972年に学術文献普及会から刊行された強震記録集[14]がその先駆けと思われるが、これは印刷物での公表であった。その後の電子技術の発達により、デジタル記録のデータ集が以下の2機関から公表された。

1）強震動アレー観測データベース推進委員会[15]

京都大学で開発された会員方式の強震動アレーデータベース（SMARD）[16]や土木学会の強震動アレー小委員会[17]によるガイドラインづくりなど、重要な下地となる活動を経て、震災予防協会は、これまで多数の機関により蓄積されてきているアレー観測記録のデータベースの構築と運用を目的として、1991年に標記委員会を発足させた。現在までに、4枚のCD-ROMおよび解説資料集によるデータベースが公開されている（表1）。また最近では、兵庫県南部地震のデータベースも公表されている。この委員会は、学会などの組織を超えた活動であり、関係者の貴重な努力の上になり立っている。

2）建築学会・強震観測小委員会

建築学会では、官、学、民の23機関から成る強震観測小委員会において、建物基礎の記録を含めたデータベースを公開した。今までに公開された記録は、1987,12.17千葉県東方沖地震[18]、1990.2.20伊豆大島近海、1990.8.5神奈川県西部、および1992.2.2東京湾の各地震[19]である。後の3地震は、関東地方で発生した興味ある地震に注目し、これらの観測データを委員会内部で共同利用することにより、様々な知見を得ることを目的とした活動の、いわば副産物としてのアウトプットである。その意味では、必ずしもデータベースの構築そのものを目的としたものではないが、広く活用されている。これらは、MT、MOを媒体として公開されている。

データ公開やデータベースの構築に関して、歴史的にはこのような経緯をたどっているが、兵庫県南部地震以降、

前述したようにK－NETなどの強震観測網が整備され、そのデータ公開は、最近のコンピュータ通信技術の発達により、準リアルタイム（数時間から数日程度）で行われている。データベースのあり方も大きく変容しつつあるように思われる。

独自でデータベースを公開してきた各機関、あるいは複数の機関のデータをとりまとめている建築学会・強震観測小委員会や強震動アレー観測データベース推進委員会などの組織も、今後どのように全体との関わりの中でデータベース構築を考えて行くのか、真剣に考える時期にきているように思われる。

つぎに、データベースの利用について、最近の強震観測網データの活用のされ方を中心にみてみよう。

K－NETについては、1996年5月から現在(1998.9)までに公開された観測記録は、既に15000記録（3成分を一つの記録として）を超えており、数多くの貴重な地震記録が収集・公開されている。これらの観測記録については、既に多くに研究者によって活用され、着実に成果が上げられている。具体的な検討項目は、例えば1997年秋の地震学会の発表をみると、深層地下構造、震源・伝搬・サイト特性、震源パラメータの自動設定、破壊過程、K-NETのサイト特性、アンケート震度分布と計測震度、札幌市での地震動の特徴、等である。

一方、設計に対する入力地震動としての使われ方はどうだろうか。例えば、建築センター評定の地域特性を反映した地震動としては、地方の物件で、複数認められるものの、未だその数は少ない。

今までに公表された記録の内、最大加速度の大きい順に10成分選び出し、それらの疑似速度応答スペクトル（h=5%）を示したのが、図3である。これらの記録は、震源深さ、震源距離とも、全て30km～40km程度であり、ほぼ震源直上の記録である。同図には、高層建物の耐震設計に標準的に用いられているEL-CENTRO 1940 NSの記録を、レベル1として基準化されることの多い25kineにしたときの応答スペクトルも併せて示してある。ほぼ2年間の間にレベル1に相当するような強さをもった記録が複数観測されており、今後設計に利用される強震記録の蓄積されることが期待される。しかしながら、K－NETといえども25km間隔で設置されているものであり、設計に用いる場合には建設地点との深層も含めた地盤条件の検討や周期特性の検討が必要であることは云うまでもない。

未だ直接設計に使われる機会の少ない理由の一つとして、東京や大阪で標準的に使われているTOKYO101やOSAKA205の存在が大きいと思われるが、地震の規模や、観測・データ処理の精度[20]等からして、K－NET等の記録が今後大いに活用されることが期待される。

図4は、建築学会のデータベース[19]で公開された観測点を示している。建築学会・強震観測小委員会のメンバーは、前述したように、官・学・民の23機関であるが、全体を集めたときの密度は相当なものである。データベースの内容やその活用事例については、強震動の活用に関するシンポジウム資料集[21]に詳しい。図5[22]は、このデータベースから、1990年2月20日伊豆大島近海の地震(M6.5)における関東地方のやや長周期地震動の揺れの分布をみたものである。これはデータベースの中から広帯域の速度計の記録を集めたものであり、長周期成分の揺れ易さの分布や伝播の方向を良くみることができる。

図6[23]は、最近構築された観測網を含む、複数の観測機関（横浜市地震観測ネットワーク、K－KET，東工大、五洋建設、気象庁）による記録（一般には公開されていない記録も含む）から、1997年3月4日伊豆半島東方沖で発生した地震(M5.7)の首都圏南西部におけるやや長周期地震動（ラブ波）のオービットを示している。波動伝播の様子や振幅の地域性など、最近の観測網の充実により、更に良く把握することができる。

また、自治体による多数の記録も含めて、同様の解析が、関東の広範囲において検討されている[24]。

データの一元化的な公開とデータベースの相互利用体制の基盤造りが望まれるところである。

強震観測は、それぞれ固有の目的を持って実施しているので、観測されたデータを直接比較することの意味は薄いが、このような波動の伝播を観察するには、公にデータが公開されるK－NETの観測点は必ずしも十分でないし、特に中小地震のやや長周期地震動を対象とすると、地震計の性能やその設定からみても観測されるのは難しい場合もあることは知っておくべきである。

5. 兵庫県南部地震から学んだこと－強震記録の収集・公開を通して－

建築学会では地震後直ちに、兵庫県南部地震特別研究委員会を組織し、種々の側面から検討を行った。筆者は、その中のSWG1「強震記録の収集・分析」に参加させていただいた関係で、そのときの活動を通して感じた、強震観測やデータベースのあり方に関するいくつかの事柄について記し、強震観測の展望に対するの一つの回答にしたい。

1) 観測点配置

兵庫県南部地震では、震度7の地域の記録がほとんどなかったなど、観測態勢が必ずしも十分でなかったことは否めない。これは、地盤震動研究としてみたときに不足していたということもさることながら、防災面での初動体制の迅速な立ち上げという意味から大きな問題があるといえる。地震後の震度情報ネットワークシステムやK－NETの構築など、既に国家的事業として是正されている。

個々の観測点については、基準観測点の重要性について多くの人が認識したのではないだろうか。すなわち、関西地震観測研究協議会による神戸大学の記録の存在である。

これは必ずしも新鮮な岩盤上の記録ではなかったかも知れないが、神戸大の記録が、現象の評価や種々のシミュレーション解析などに及ぼした影響は極めて大きかったものと考えられる。

また、地盤震動とはやや離れるが、公的機関による公共の建物および建物一地盤系の高密度な強震観測ももっと増やすべきではないだろうか。兵庫県南部地震でもいくつか建物の記録が公開されているが、民間の建物記録の公表には諸々の問題（例えば、資産価値の減少など）があり、難しいようである。

2) データ収集と公開

データ収集に関しては、建築学会として独自に収集整理し、学会会員にデジタル量を公開したが、学会でのボランティアベースの活動には委員それぞれがある限界を感じていたのではないだろうか。建築学会からの第三次提言にもあるように、情報収集や公開の核となる組織の確立が望まれるところである。

また、この地震でのデータ公開に関しては、関西地震観測研究協議会の素早い対応が光った。気象庁などの国の機関はある程度当然としても、会員制の同協議会が早期に観測データを公開したことで、被害の原因究明等に有効に活用されたことを記しておきたい。

3) 観測点情報

より技術的な話であるが、特別研究員会から公開された記録には、地盤情報や強震計の仕様等が含まれていなかった。データを使う立場に立てば、観測点情報を充実させることは最も重要なことである。

必要な観測点情報としては、地盤情報（ボーリング資料やPS検層結果、微動観測の結果など）や計器特性（有効周波数特性、絶対時刻など）がある。特に、設置地点のボーリング情報や強震計がどのように設置されているか等の基本的な情報は、データを間違えなく利用するための必須の情報である。また、今回の地震で特に重要性が指摘されたものの一つが、震源近傍の地震動として大振幅パルス波が明瞭に現れたことによる、地震計の極性の問題であろう。タイプの異なる複数の地震計による記録を利用する場合が今後も増えるものと思われ、極性を明確にしておくことも地震被害の解釈の面から重要なことである。

6. おわりに

我が国の強震観測およびデータベースの現状をみてきたが、さて第13回地盤震動シンポジウムで提示された課題・問題点はクリアーされたのであろうか。問題点を整理して、現状との比較をすると以下のようにまとめられるであろう。

強震計配置の著しい偏重や構造物中心の観測体制の是正、国あるいは自治体レベルによる強震観測体制の整備、等については、K－NETやHi-netの構築により、是正されたとみることができよう。

地域・都市規模の広がりをもつ観測ネットワークの構築、については、震度情報ネットワークシステムの構築により、適切な観測点密度の問題は残るとしても、クリアーされたとみることができる。

また、過去の被害構造物と同種（中低層構造物）の観測や構造物への入力機構解明のアプローチ、については、建設省建築研究所の首都圏地震観測網により、強震記録が公開されるであろう建物観測点の増加がみられる。

さらに、地震発生頻度を考慮した強震アレー観測や地震を想定（特定）することによる、より効率的、より緻密な強震観測については、例えば、小田原地域を中心とした強震観測は、既に約10年前から実施に移されている[25]が、近年複数の機関による観測点の設置もあり、更に充実してきている。

地表および地中における観測体系については、表層付近を対象としたもの[26]から科学技術庁防災科学研究所の基盤に達するものまで数多くあり、今後の増加も期待される。

広帯域に亘って広いダイナミックレンジをもった速度型強震計による観測については、この種の計器による観測が大学のみならず民間の観測[21]にも増えつつある。また、強震観測システムに要求されるべき記録範囲に関しては、最近の震源域の記録から判断して、最大加速度として40m/s/s、最大速度として2m/s(200cm/s)をクリアすべきであるとの考えもある[27]。

さらに、大地震直後の余震観測の重要性については、機動アレー観測を目指した軽量小型・低消費電力の機器が開発されており、ハード面からの研究・開発も進んでいる[28]。

以上のように、現状の強震観測網をみると第13回地盤震動シンポジウムで提起された課題のほとんどが着実に解消されつつあり、兵庫県南部地震を引き金として、一挙に進んだ部分もある。強震観測は、それぞれ固有の目的を持って実施されているものであり、目的以上のことを要求するのは適当ではないが、兵庫県南部地震以降の観測点の増加を、地盤震動研究の立場からみると、いくつかの問題点も残されていると思われる。

例えば、翠川[3]が指摘するように、地震波の波動伝搬に立ち戻って地震動の特性を検討するには、K－NETの観測点密度は，必ずしも十分ではないと思われる。また、消防庁のネットでは震度情報のみの公開で、波形情報は一般には公開されない。予算や人手の問題はあるが、最終的な目標は共通して地震防災であり、是非記録波形の公開を希望するものである。

K－NET等により、基盤的な強震観測ネットワークが全国均一に整備されたことは、地盤震動研究にとって、大変喜ぶべき傾向であるが、得られるデータをどのように有効に活用し、またネットワークを基礎に如何に有機的な強震観測に繋げて行くかが、我々に課せられた課題でもあろ

う。

つぎに、記録の収集・公開の一元化の必要性やデータ公開のシステムの確立といった、データベースに係わる問題は、強震観測のハード面ほど状況は大きく変化していないように見える。強震動アレー観測データベース推進委員会による一本化の方向は、大変意義深いものであるが、ボランティアベースの感が強い。

データベース構築には、組織を超えた協力が必要であり、データの収集、公開に関する国家レベルでの一元化を是非推進していただきたいと考える。地震調査研究推進本部では、強震観測データの流通を目的としたデータセンターの設置について検討を始めているときいている。このような機関の早期設立を望みたい。

【謝辞】

本報告を作成する上で、兵庫県南部地震特別研究委員会SWG-1、強震観測小委員会および同関東地区WGでの議論が、大変参考になりました。SWG-1 主査('95.4-'97.3)の瀬尾和大先生（東京工業大学）、SWG-1('97.4-'98.3)および強震観測小委員会主査の北川良和先生（広島大学）、ならびに同関東地区WG幹事の天池文男氏（竹中工務店）、片岡俊一氏（清水建設）、高橋克也氏（鹿島建設）、日比野浩氏（大成建設）に心からお礼申し上げます。また、各委員会の委員各位に感謝申し上げます。

《参考文献》

1) 田中貞二：日本における強震計の開発と初期の強震観測、強震データの活用に関するシンポジウム資料集、日本建築学会・強震データ小委員会、1995.1.20.

2) 工藤一嘉：強震観測ー現状と展望ー、地震第２輯、第47巻、pp225-237, 1994.

3)翠川三郎：最近の強震計ネットワークについて一阪神大震災以降の動向一，建築防災，'96.12.

4)強震観測事業推進連絡会議：強震計全国的配置基本計画に関する報告書，昭和63年9月、国立防災科学技術センター.

5)大谷圭一、田中貞二：全国強震観測網の現状、強震観測シンポジウム資料集、日本建築学会、1987.3.27.

6)科学技術庁防災科学技術研究所：Kyoushin Netパンフレット.

7)青井真：Ｋ－ＮＥＴ，日本建築学会・強震観測小委員会関東地区WG資料、1998年2月6日.

8)科学技術庁防災科学技術研究所：高感度地震観測網 Hi-netパンフレット.

9)気象庁監修：震度を知る一基礎知識とその応用一，ぎょうせい、平成９年４月.

10)消防庁震災対策指導室：震度情報ネットワークシステムについて、消防の動き、消防庁.

11)横浜市：横浜市高密度強震計ネットワークー横浜市における地震システムについてーパンフレット.

12)建設省建築研究所：強震観測パンフレット.

13)鹿嶋俊英：建築研究所の強震観測、日本建築学会・強震観測小委員会関東地区WG資料、1997年9月5日.

14)学術文献普及会：Digitized Strong-Motion Earthquake Accelerograms in Japan, 1972.

15)杉戸真太：強震動アレー観測記録データベースについて一（財）震災予防協会のアレー観測記録データベース開発・活動の紹介一、日本建築学会、強震動の活用に関するシンポジウム資料集、1995.1.20.

16)杉戸、亀田、高山：地震動アレー観測記録データベース(SMARD)の開発、京大耐震研究報告、No.87, 1987.10.

17)強震動アレー小委員会：地震動アレー観測記録データベース開発に関する研究調査報告、土木学会耐震工学委員会、1988年6月.

18)AIJ：Digitized Strong-Motion Earthquake Records in Japan Vol.1 The Off East Coast of Chiba Prefecture Earthquake, December 17, 1987, 1992.11.

19)日本建築学会・強震データ小委員会：デジタル強震データ集、1996年３月.

20)太田外気晴、嶋悦三、池浦友則、丹羽正徳、武村雅之：東京直下地震による地震動の推定　その１；安政江戸地震と強震記録の検討、建築学会大会、1991.9.

21)強震データ小委員会：強震動の活用に関するシンポジウムー強震データベースの現状と共同利用の試みー資料集、日本建築学会、1995.1.20.

22)若松邦夫：1990年伊豆大島近海地震の際に観測されたやや長周期地震動(6-10秒)の伝搬および振幅特性の解釈、強震動の活用に関するシンポジウム資料集、日本建築学会、1995.1.20.

23)渕上勝志、翠川三郎：アレイ観測記録にみられる首都圏南西部でのやや長周期地震動の波動伝播特性 その２伝播特性の検討、建築学会大会、1998.9.

24) 纐纈一起、菊地正幸：1998年5月3日伊豆半島東方沖地震による関東平野の揺れ方一強震計・震度計392点から見えるもの一、第754回地震研究所談話会、平成10年9月25日（資料無し）.

25)例えば、工藤一嘉、植竹富一：足柄平野における地震動特性、日本建築学会大会、1997年8月.

26)例えば、社)建築研究振興協会：高密度強震観測事業に関する調査研究報告書、平成９年３月.

27)岩田知孝：広帯域強震観測システムに必要とされる性能、平成７年度科研成果報告書（研究課題番号07558056）機動強震アレイ観測のための軽量小型強震計の製作と観測・解析マニュアルの製作、平成８年３月.

28)工藤一嘉（研究代表者）：機動強震アレイ観測のための軽量小型強震計の製作と観測・解析マニュアルの製作、平成７年度科研成果報告書（研究課題番号07558056）、平成８年３月.

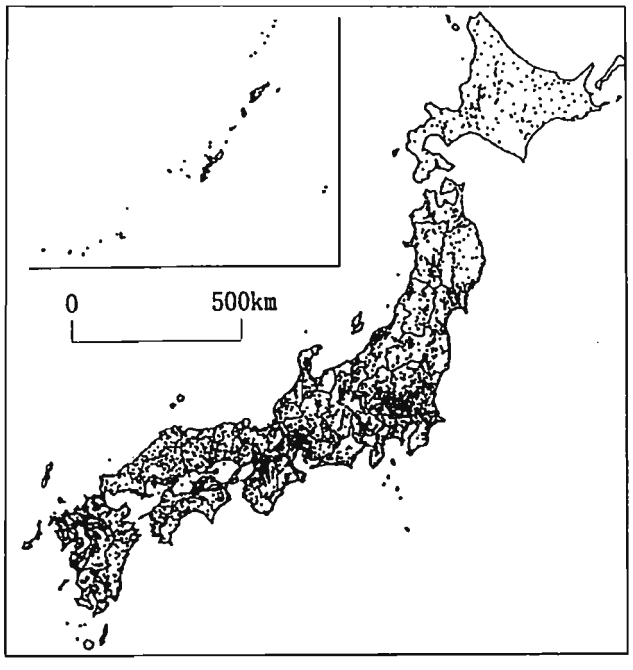
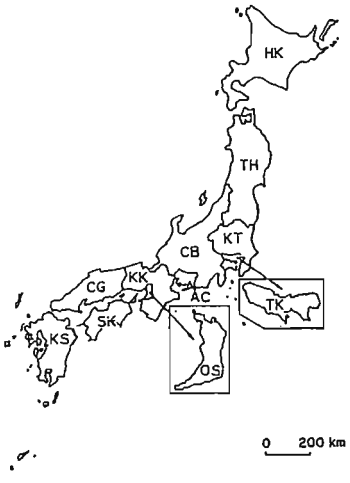


図１　Ｋ－ＮＥＴ、気象庁、震度情報ネットワークシステムの観測点の分布 3)



SMAC型、DC型強震計分布
（昭和５８年度末）

地　域		観測点数	設置台数
北海道	(HK)	43	73
東　北	(TH)	58	109
東　京	(TK)	191	494
関　東	(KT)	94	158
愛　知	(AC)	30	57
中　部	(CB)	105	185
大　阪	(OS)	39	97
近　畿	(KK)	47	71
中　国	(CG)	42	62
四　国	(SK)	27	47
九　州	(KS)	35	58
合　計		711	1411

図２　地域区分と強震計分布 4)
（1984 年現在）

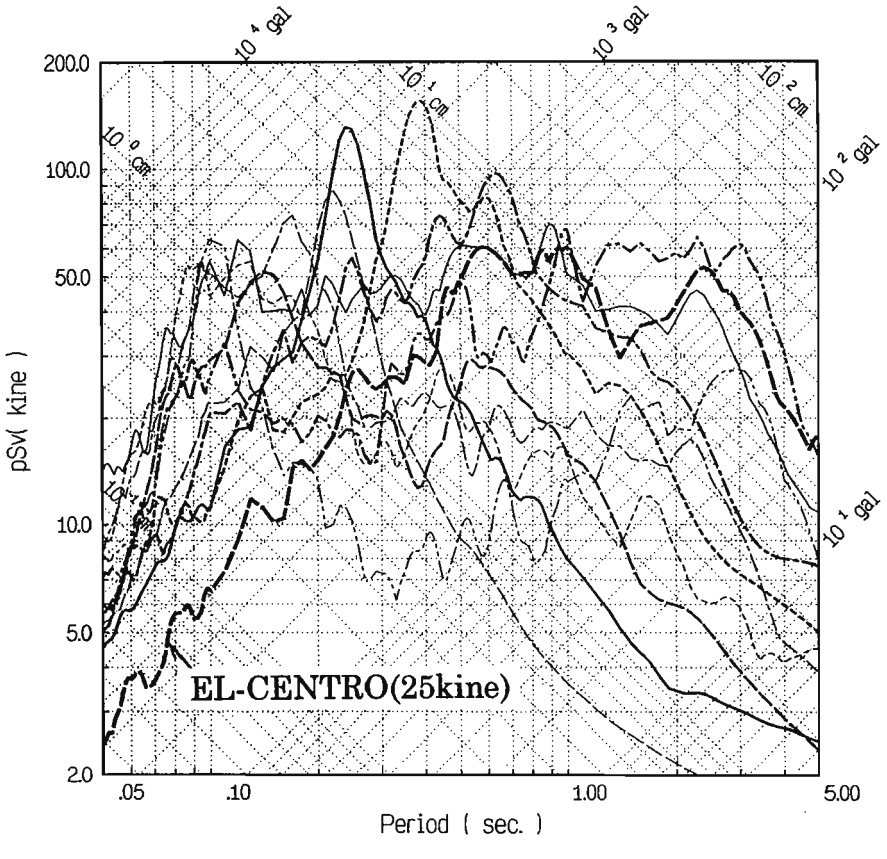


図３　Ｋ－ＮＥＴで得られた強震記録と
EL-CENTRO1940NS(25kine)の
疑似速度応答スペクトル(h=5%)

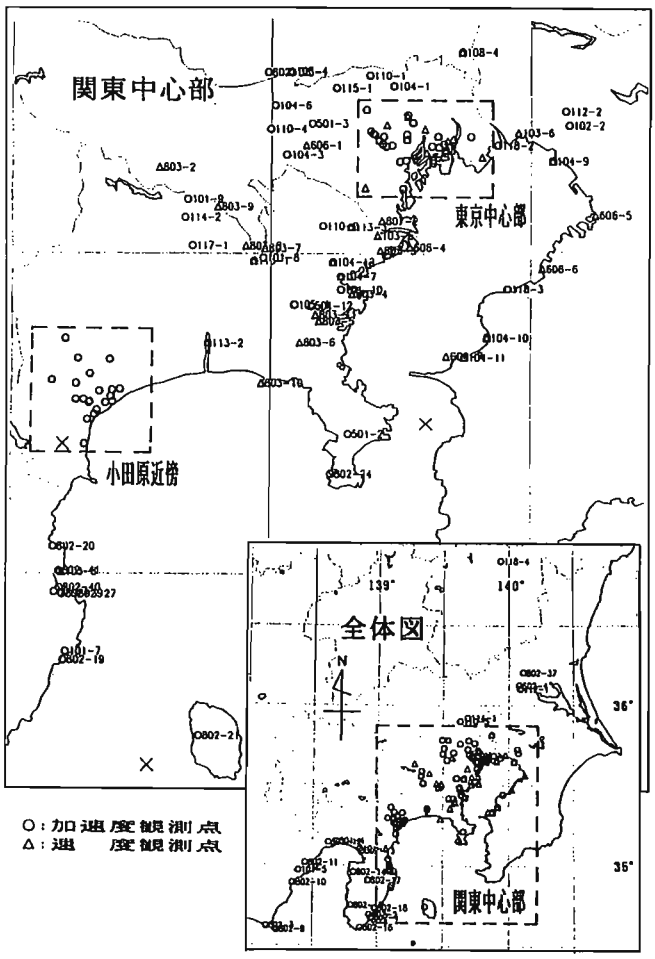


図４　建築学会から公開されたデータベース(21機関)の観測点 19)

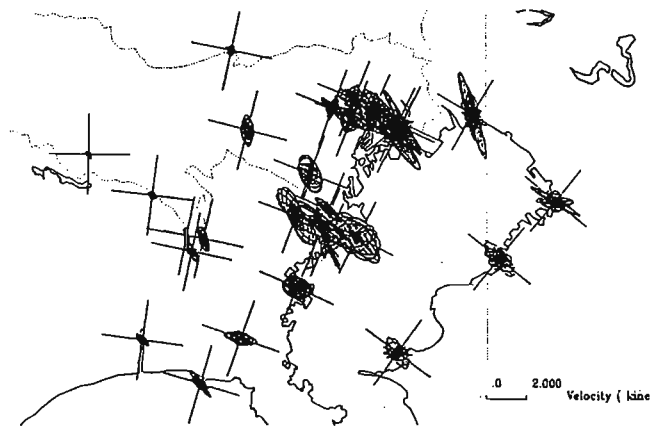


図５　建築学会から公開されたデータベースの利用例［1990.2.20 伊豆大島近海の地震における関東地方のやや長周期地震動の揺れの分布（周期７秒、速度記録）22)］

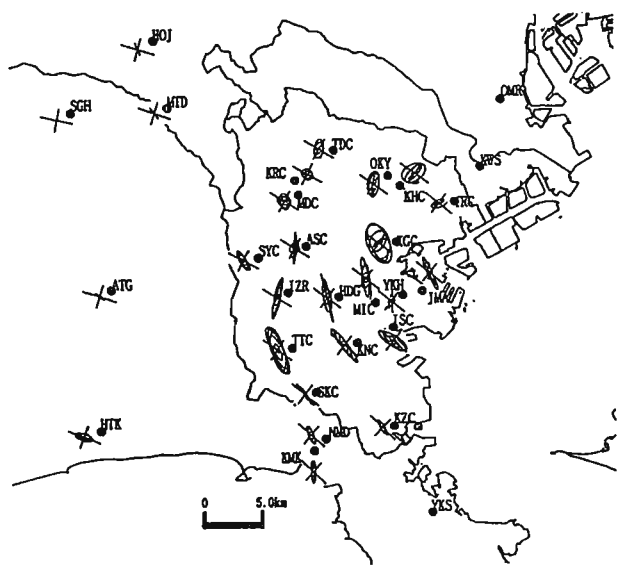


図６　最近の強震観測網を含む観測データの利用例［1997.3.4 伊豆半島東方沖の地震における首都圏南西部のやや長周期地震動の揺れの分布（周期６～９秒）23)］

表１　強震動アレー観測記録データベースにおける編集データの概要（1995 年現在）15)

CD-ROM Vol.No.	刊行年	提供機関数	ファイル数	成分数
Vol.1,2	1992	19	580	9,967
Vol.3	1993	8	51	2,229
Vol.4	1994	12	191	1,684

第26回地盤震動シンポジウム
日本建築学会 1998.10.22

強震動評価手法
ESTIMATION TECHNIQUE OF STRONG GROUND MOTION

香川敬生
Takao KAGAWA

This paper shows present state of strong ground motion prediction technique based on fault rupture model. Advantages and disadvantages of the technique against existing empirical methods that have been used, are discussed here through investigating several applications of the technique. Strong ground motion simulation technique itself is considered to be applicable to use for real problems, if we know the detail source model and sedimentary structure model at site, especially for the earthquakes that occurred in the past. However, most of the purpose of strong ground motion prediction is to estimate the ground motion for a future earthquake. Strong ground motion generated by real earthquake depends strongly on the fault rupture process and site condition. Continuous investigations for fault rupture processes and sedimentary structures are necessary to reduce the uncertainty of predictions to obtain source specific and site specific ground motions.

1．はじめに

平成７年兵庫県南部地震以後，設計用の地震る強震動を取り入れる例が増えている。その場合，過去に観測された地震動の経験的特徴を用いた予測から，地域の震源断層や地盤構動を想定する，あるいは地震防災計画のシナリオを策定するにあたって，内陸活断層に起因する強震動を取り入れる例が増えている。その場合，過去に観測された地震動の経験的特徴を用いた予測から，地域の震源断層や地盤構造の特徴を取り入れた最新の強震動計算法を用いたものまで，広範な手法が用いられている。このうち，地震動の経験的特徴を用いたものは安定に平均的な地震動の大きさを評価することができる反面，兵庫県南部地震で「震災の帯」を生じた詳細な地震動の特徴を反映することが困難である。一方，局所的な地震動の特徴を反映した強震動予測には未知数が多く，強震動を支配するパラメターの設定によって予測地震動は大きく変化する。このため，特徴の異なる種々の手法を使い分けているのが現状である。

この様な背景をふまえ，本論では今日の技術水準で実施し得る現実的な強震動予測の現状とその利用例を示すとともに，その限界，問題点，また将来の展望について論じる。

2．兵庫県南部地震にみられた強震動の特徴

震源断層近傍の地震動では，広がりのある断層面上の破壊伝播による地震動の指向性が支配的となり，地震動距離減衰式など経験的な地震動予測では予想されない現象が生じる場合がある。そのような地震動の一例として，平成７年兵庫県南部地震における，いわゆる「震災の帯」の成因について考察しておくことは重要である。また，強震動の評価にあたっては，「震災の帯」を表現し得る手法の利用が望ましい。

兵庫県南部地震を生じた震源断層を被害の大きかった神戸市域から見た場合，断層は震源距離に比べて大きな広がりを持っているため，もはや点震源ではなく面としてとらえる必要がある（表－１のA）。この断層の右横ずれ運動に伴うＳ波の放射特性によって，断層の延長線に沿って断層直交方向の地震動が大きくなった（表－１のB）。これに加えて明石海峡地下の破壊開始点（震源）から神戸市域へと断層破壊が進行したことにより，神戸市域から兵庫大阪府県境部にかけて継続

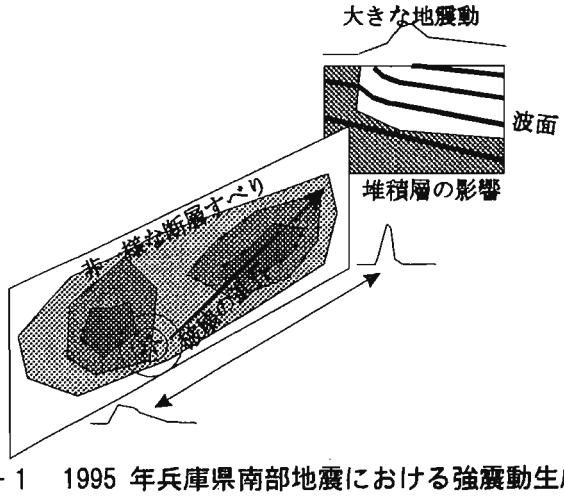
(財)大阪土質試験所　Geo-Research Institute, Osaka Soil Test Laboratory

表－1　1995年兵庫県南部地震における強震動生成の要因。

	要因	効果
A	断層面の広がり	震源距離よりも断層からの距離
B	右横ずれ断層	断層に沿ってS波が大きい
C	神戸に向かって破壊が進行	破壊進行方向に，継続時間が短く大振幅のパルス波を生じた
D	アスペリティ	パルス波の卓越周期を規定し，振幅を大きくした
E	不整形基盤構造	直達波と回折波の干渉で地震動が特に大きい領域を生じた
F	地盤の非線形応答	湾岸軟弱部の地表面地震動を抑制した

時間が短く，大振幅の長周期パルス波[1]が生じた（表－1のC）。加えて，断層面上のすべりは一様ではなかった[2]。特に大きな地震波を生じたと考えられている部分（以下，アスペリティと称する）の大きさが，平成7年兵庫県南部地震の観測記録に見られる周期1～2秒の大振幅を生じたとされる[3]（表－1のD）。

この様に神戸方向に放射された大きな地震動は，さらに深層地盤構造の影響によって特に狭い領域で増幅された（表－1のE）。これは，岩盤山系と堆積層の速度差によって岩盤部から湾岸部へ堆積層を斜めに伝播する回折波が生じ，これが堆積層を下方から到来した波動と岩盤山系からやや離れた位置で干渉し，地震動を大きくしたものであり[4,5]，盆地端部効果（エッジ効果）と呼ばれている。また，軟弱な湾岸部では液状化に至る地盤の非線形応答によって地表付近の地震動はかえって減衰した（表－1のF）と考えられている[6,7]。



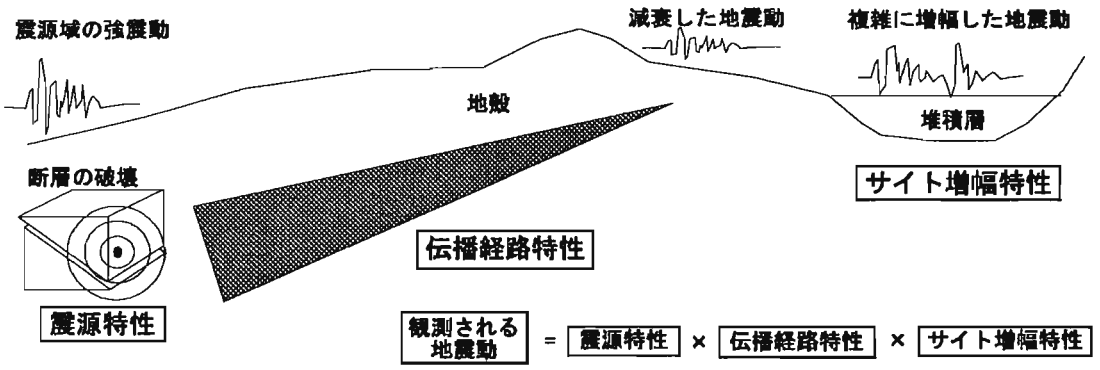
図－1　1995年兵庫県南部地震における強震動生成のプロセス。(A)-(E)は，表－1の項目に対応する。

これらの諸要因のイメージを図－1に示す。図中の(A)～(F)の記号は，上に述べた強震動生成要因に対応している。これらが，「震災の帯」と呼ばれる地震被害の集中域を生じた原因であると解釈されている。震源近傍地震動の検討にあたっては，この様な諸現象を合理的に評価し得る手法を用いることが望ましい。

3．強震動予測手法の概要

地震現象は，地殻岩盤で生じた破壊によって発生した波動が，地表へと伝播したものである。このとき，震源断層においてどのような破壊が起こったか（震源特性），それによって生じた地震波動がどのように伝播したか（伝播経路特性），地盤構造によって地震波動がどのような影響を受けたか（サイト増幅特性）によって地震動は支配される（図－2）。強震動の予測にあたっては，これら震源特性，伝播経路特性，地盤増幅特性を個別に評価する場合と，観測された地震動の統計的な解析から経験的な地震動の大きさを全ての総合特性として得ようとする流れがある。

以上を考慮し，強震動を予測する手法について，表－2に整理した。ここで，A～Fの項目は，表－1に示した兵庫県南部地震の強震動の要因である。つまり，これらの要因を多く満たしている手法ほど，震源断層近傍における現実的な強震動を表現し得るものと言える。ただし，E，Fの項目は強震動の予測とは独立に検討することが可能である。例えば，Eについては長周期帯域を対象とした3次元差分法や，Fにつ



図－2　地震動を構成する，震源特性，伝播経路特性，サイト増幅特性の３要素。

いては工学的基盤波を入力とした液状化解析などが考えられる。したがって，E，Fについては，これらを考慮した手法と組み合わせることが可能か否かを評価対象とした。以下，表－２に示した各手法について概説する。

［手法 1］は地震動の最大値を得ることが目的であり，観測記録の最大値を回帰分析し，マグニチュードと震源（震央）距離から最大値を求める経験式として用いられる。この手法では，種々の条件における経験式が提案されており，福島[8]，Abrahamson and Shedlock[9]による詳しいレビューがある。この手法は簡便に地震動の大きさを評価することが出来るが，そのばらつき，また基になったデータの範囲に配慮すべきである。近年になって，断層面の広がりを考慮した等価震源距離[10]を用いたものなど，震源断層近傍にも適用が可能なものも提案されている。

［手法 2］は上記［手法 1］に周期特性を持たせたものであり，（応答）スペクトルを得ることが目的である。土木，建築構造物の設計には，観測記録をモデル化したスペクトル距離減衰式がベースとなっている[11]。この手法も，基本的には周期毎の地震動強さを（応答値で）回帰した経験式となっているため，［手法 1］と同様の問題点を内在している。また，与えられたスペクトル特性を持つ模擬波形を与える場合もある[12]。

［手法 3］は［手法 2］に断層の広がりと破壊の進行を考慮したもので，大地震の断層面を小断層に区分し，それらからの寄与を断層破壊に従って重ね合わせる方法が採られる。この重ね合わせの対象として，応答包絡線を回帰した手法[13]や非定常スペクトルを回帰したもの[14]などがある。これらは断層破壊を考慮しているものの，個々の小断層からの寄与は［手法 2］と同様に経験的な距離減衰式である。また，経験式として補正されているとはいえ，包絡線を重ね合わせることについては物理的な問題が指摘されている。

ここまでの手法はいずれも観測記録に拘束された経験式に基づいており，観測記録に含まれていない特異な現象は表現できないものの，平均的

表－２　現状用いられている強震動評価手法。(A)-(E)は，表－１の項目に対応する。

	出力	内容	A	B	C	D	E	F
手法 1	最大値	観測記録の最大値を回帰して，マグニチュードと震源（震央）距離から最大値を求める	△					▽
手法 2	（応答）スペクトル	周期毎の地震動強さを（応答値で）回帰し，マグニチュードと震源（震央）距離から（応答）スペクトルを求める	△					▽
手法 3	（応答）スペクトル	大地震の断層面を小断層に区分し，経験式に基づくそれらの寄与を断層破壊に従って重ね合わせる	○		○			▽
手法 4	波形	想定断層に起因する想定地点における小地震観測記録を断層破壊過程に従って重ね合わせる	○	○	○	○	▽	▽
手法 5	波形	数値的に作成した小地震記録を断層破壊過程に従って重ね合わせる	○	○	○	○	○	○

△：等価震源距離を用いれば可。　▽：経験式に含まれている。

表－3　耐震設計，地震防災で用いる評価手法。

ケース	手法1	手法2	手法3	手法4	手法5
一般構造物の設計	○	◎			
重要構造物の設計		◎	◎	△	△
地震被害想定	◎		○		△
リアルタイム地震防災	◎				

◎：良く用いられる。　○：用いられる。　△：希に用いられる。

な地震動を見るには便利である。このため，経験に基づく工学的検討に馴染み易く，耐震設計などで広範囲に利用され，地震工学の大きな牽引力となって来た。

［手法 4］は，想定断層に起因する想定地点における小地震観測記録を断層破壊過程に従って重ね合わせることにより，大地震による強震動を合成するものである。すなわち，想定断層で生じた小地震観測記録を経験的グリーン関数として用いることにより，大地震で期待される震源放射特性，伝播経路特性，サイト増幅特性を考慮することが可能である。これについても種々の手法が提案されている[15)~17)]。この方法自体は広い周波数帯域で適用可能であり，地震工学にとって実用的な手法となっている。ただし，小地震観測記録に含まれるサイト増幅特性は大地震の際には非線形性を示すと考えられるので，これを別途考慮する必要がある。

［手法 5］は，［手法 4］で適当な小地震観測記録が得られていない場合に，これを何らかの手段で数値的に作成するものである。別の地点の観測記録を震源に戻した経験的震源関数に震源から対象地点までの地盤モデルによる影響を加味して小地震記録とするもの[18)]や，ω^{-2}モデルに基づく震源スペクトルと位相特性を組み合わせて岩盤小地震波形を作成するもの[19)]，それをグリーン関数として大地震波を合成するもの[20)]などがある。これら統計的グリーン関数法の適用にあたって，地震基盤からの地盤増幅特性について観測記録から導かれる経験的なもの[21)]を加味する場合もある。数値シミュレーションを用いれば地盤増幅特性を考慮する際に非線形地盤応答を考慮することもできるが，伝播経路から地盤増幅特性までの地盤構造に関する情報の質が大きく影響する。このため，これら増幅特性に関する情報の収集が地震動予測に極めて大きな比重を占めることになる。

また，近年の計算機の進歩によって３次元不整形構造に対しても直接的にGreen関数を計算し，断層破壊過程に従って大地震波形を理論的に合成することも可能になりつつある。現状では主として周期１秒程度以上の長周期成分に限定される場合が多いものの，計算機の進展が更に短周期成分までの評価を可能にしつつある。

上記の５手法では，［手法 1］ほど少ないパラメターで簡便かつ安定に地震動が評価でき，［手法 5］は合理的だが膨大なパラメターを必要とする。少ないパラメターによる表現では必然的に経験式を用いたモデルの単純化に起因する誤差を含んでいる。一方，パラメターが多くなるほどその設定によるばらつきが大きくなる。実際の強震動予測においては，これらの長所短所を鑑みて，その時代で効果的と考えられた手法が選択され，設計，防災など社会活動に適用されてきている。

４．強震動の予測例

それでは，強震動予測が実際の設計，地震被害想定などに利用される分野において，実際にどのような手法が用いられているかについて表－３にまとめる。

一般構造物の設計においては，経験的な設計震度を設定し，それに見合った静的な力を構造物に作用させる，いわゆる震度法による設計が広くおこなわれており，構造物はこのレベルにおいて損傷を受けることがあってはならない。

強震動評価手法が利用されるのは重要構造物の設計の場合が多い。この様な地震動は内陸活断層近傍の地震動あるいは海溝型の巨大地震による地震動に相当する。一般には表－１に示した

［手法 1］あるいは［手法 2］を用い，期待される最大加速度あるいは応答値を設定することが多い。その一方で，重要構造物や特殊な構造物については，強震動予測波形を用いて構造物の動的応答の照査がおこなわれる。例として，日本建築学会[22]の構造物設計などがある。

この様な大地震動を生じるケースでは，いずれも断層から対象地点までの距離に対して断層の広がりが無視できないため，震源近傍における大地震動の特徴を十分に反映し得る，表－２の［手法 3］～［手法 5］が用いられることが望ましいが，現実には［手法 3］あるいは断層の広がりを考慮した距離の定義を用いた［手法 1］や［手法 2］が用いられることが多い。これは，設計に用いられる工学的判断が過去の経験に照らして行われることによると考えられる。また［手法 4］は適用条件が限られること，［手法 5］は地下構造に関する情報不足や用いる震源パラメターによるばらつきが大きいこと等が敬遠される理由となっていると考えられる。しかし，平成７年兵庫県南部地震以後，特に地下構造の詳細情報の多い地域では［手法 5］を用いた構造物の耐震設計のための地震動予測が行われる例も見られる様になっている[23], [24]。

この他，地震被害想定にも強震動評価手法が用いられている。この場合，被害想定そのものが最大加速度，震度などの値だけから推定されることが多いため［手法 1］が用いられることが多い[25], [26]。しかし，平成７年兵庫県南部地震以後は，断層の広がりを考慮した距離の定義[10]が用いられる傾向がある。

広範囲の地震動を評価する必要があるため，表層地盤構造の違いの影響は国土数値情報[27]や地域のボーリング・データに基づいて，応答倍率を表す係数で設定されることが多く[28]，この様な経験的手法でも面的に大まかな地震動分布を予測することができている。最近になって，ひとつのシナリオ地震としての前提で，［手法 5］を用いて地震防災に用いられる地震動分布の予測が行われる例が見られる様になっている[29]。

近年，地震発災後すみやかに地震動情報を入手あるいは推定するリアルタイム地震防災が注目される様になっている。これらの情報は災害救助支援や復旧に用いられるため，精度の高い情報を提供することが望まれる。しかし，短時間で情報を提供しようとするあまり，表－２の［手法 1］を採用したシステムが構築されていることが多く。この様に大まかな地震動分布で初動体制を作ることはいささか危険である。かといって，詳細な震源断層情報を待って［手法 4］や［手法 5］を適用する余裕は無い。そこで，地震発生前の時間を利用してあらゆるケースに対応した地震動予測をこれらの詳細手法によっておこない，それらの結果をデータ・ベース化しておき，実際に起こった地震に最も近いケースを適用することによって，合理的な初動体制を目指すことも考えられるている[30]。

表－２に示した両極端の手法を比べると，［手法 1］は少ないパラメターで地震動を評価できるもののモデルの単純化（経験式）による誤差を内在する簡便な「距離減衰式」に代表され，［手法 5］は合理的だが膨大なパラメターを必要としパラメターの不確定性によるばらつきが大きい「断層モデル」ということになる。「断層モデル］による予測でパラメター設定の自由度が小さくならない限り，データに基づく安定性と過去の実績による信頼性がある「距離減衰式」による評価が依然として必要である。一方，「距離減衰式」という経験の基となったデータで予期されない現象を評価することには危険も伴う。例えば観測事例の少ない逆断層タイプの内陸地震などを取り扱う場合，断層破壊過程を精密に表現し得る「断層モデル」による強震動予測手法を併用してゆく必要がある。

5．強震動シミュレーションの現状

［手法 4］や［手法 5］を用いて詳細かつ合理的に強震動を予測する場合，震源断層のモデル化，地盤構造によるサイト増幅特性が結果に大きく影響する。また，これらのモデルから地震動を計算する手法の信頼性も大きな問題である。つまり，強震動評価にあたっては，「震源断層モデル」，「地盤構造モデル］，「計算手法」の３つの問題点をクリアする必要がある。そこで，モデルに関する情報が比較的豊富に得られている平成７年兵庫県南部地震を例として，［手法 4］や［手法 5］の現状について簡単にまとめる。

平成７年兵庫県南部地震では，震源近傍の強震観測記録等を用いて，波形インバージョンによる断層破壊過程の詳細な解析がおこなわれている。また， 神戸市域の地盤構造に関してはこれまでにもいろいろな調査が行われており，文献として公表されているものも多い。これらの地盤構造調査は，主に民間企業が主体となって地道に進めてきたものであったが，平成７年兵庫県南部地震以後には国を始めとする多くの研究機関により詳細かつ大量の地盤調査が実施されている[31), 32)]。

釜江ら[33)] は地盤構造調査結果にもづく地盤モデルを用いた３次元差分法による理論波形（長周期）と，統計的グリーン関数法で作成した人工小地震波形（短周期）を組み合わせ，これらを合成するハイブリッド法を用いて震源近傍の波形を広い周期範囲で良好に再現している。

この様に，パラメターさえ与えることができれば，兵庫県南部地震の強震観測記録を実用的なレベルでシミュレーションすることが可能となっている。このことは，強震動シミュレーションの手法と現在の計算環境が，上に示した「計算手法」のハードルを着実に超えつつあることを示している。しかしながら，強震動の予測は，過去に起こった地震ではなく，将来において起こり得る地震に対してなされなければ意味がない。このためには，将来発生する地震の「震源断層モデル」，および予測対象となる地域の「地盤構造モデル」の設定が重要となってくる。

6．震源および地下構造データの現状

計算を実施するための「震源断層モデル」，「地盤構造モデル」モデルの作成とそのためのデータ収集の努力は，計算手法の研究開発とともに強震動地震学を支えるひとつの柱と言える。

6－1．震源データ

「新編日本の活断層」[34)] に代表される活断層の情報は，強震動予測において対象とする震源断層を特定し，またその規模を見積もる上で有力な情報を提供している。これは，長期的な地震予知研究の成果のひとつと考えることもでき，内陸の極く浅い地震に対しても強震動予測において対象とする震源断層モデルやその大きさを絞り込むことがある程度可能である。また，断層のグルーピングやセグメンテーションの研究[35)] から，断層長さに対する予測精度は向上している。しかし，この様な活断層情報から確実に導かれるのは，その位置と長さおよび平均すべり量であり，断層面の傾斜やすべりの方向すら確実に設定できる場合は少ない。ましてや，強震動予測に必要な動的な断層破壊パラメター（表－４に必要なパラメターの一覧を示す）が得られる場合はほとんど無い。この点，佐藤[36)]によってまとめられた既往地震の断層パラメター一覧は貴重である。しかし，活断層と震源断層の長さの関係についても経験的な情報のばらつきは大きい。また，厚い堆積層に埋もれた未知の断層の活動や，これまでに活動していても基盤岩面にさえ顔を出していない断層による地震の可能性も否定できない。したがって，強震動予測をおこなう場合には，この様な活断層の情報を参照しつつ，独自の経験式と判断を用いて「震源断層モデル」を設定してゆく必要がある。

表－4　断層モデルに基づく強震動評価に必要な震源断層破壊の静的，動的パラメター。

静的パラメター	動的パラメター
断層長さ	破壊開始点（震源）
断層幅	破壊伝播速度
走向	立ち上がり時間
傾斜	すべり時間関数
レイク角	アスペリティ
断層上端深さ	
地震モーメント	
応力降下量	

これには，近年波形インバージョン解析から得られている震源断層モデルを整理した関係式[37]を利用することが望ましい。また，武村[38]は，最新のデータに基づいて日本におけるこれらの経験式の見直しを試みている。

大地震の断層面上のすべり分布は一様ではなく，すべりの大きさ，レイク角（すべり方向），ストレス・ドロップ（応力降下量），破壊フロントの到達時間はそれぞれ非一様である。しかしながら，現状では具体的な非一様分布を事前に予測してモデル化することは困難であり，これが予測地震動の不確実性を大きくする要因となっている。この様な点を考慮して強震動を予測するためには，いくつかの断層破壊パターンを想定してシミュレーションを実施し，その平均とばらつきを評価する統計的な地震動予測が現実的である。

6－2．地下構造データ

日本の主要都市は堆積平野，盆地に発達しており，その様な地盤では振幅が大きく複雑な地震動が長時間継続することが知られている。このため，十勝平野，関東平野，濃尾平野，大阪平野などにおいては，強震動予測を目的とした「地盤構造モデル」を設定するための調査が試みられてきた。平成７年兵庫県南部地震の発生後，各地で活断層調査を主目的とした構造探査が実施され，それに伴って深部に至るまでの堆積地盤構造のデータが飛躍的に増えている。各地域における深層地盤構造調査は纐纈[39]にまとめられている。

この様な深部構造探査には，発破震源による屈折法探査，重力探査などの広域探査，側線下の構造を詳細に把握する反射法地震探査，地下深部の情報を直接的に把握する深層ボーリング，またＳ波速度構造の推定に期待される微動アレー探査などの手法が単独，あるいは組み合わせて実施されている。

浅層地盤構造については，建築確認用のボーリングを始めとするボーリング・データベースが構築されている。これらは極く表層地盤による地震応答計算に用いられ，地震防災の基礎資料とされていることが多い。その一方で，これらのボーリングで地震波速度検層が実施されているものはほとんど無く，調査深度も建築物の支持層までに留まっている。

この様な地盤探査結果は点あるいは線上の情報に留まり，それらを補間する情報は得られていない。またデータを一元的に管理，公開する機関が無いなど，利用にあたっては制限が多い。

これらの構造探査からは地質断面が描かれて最終結果となることが多いが，これは必ずしも強震動予測用の「地盤構造モデル」として使い勝手の良いものではない。強震動予測に必要なものは物性値の情報であって，それは必ずしも地質構造とは一致しない。また，不整形地盤構造による地震動応答の数値計算を実施するためには堆積盆地全体の構造が必要であるにもかかわらず，地質情報ではこれが与えられないことが多い。このため，強震動予測に適した地盤構造のモデル化の検討も必要である[40]。

日本の大部分の都市が立地する堆積盆地構造において強震動シミュレーションを実施する場合，概略的な盆地形状の把握，および対象地点周辺域の詳細な地盤構造を，特にＳ波速度を中心とした地盤物性値とともに把握しておくことが望ましい。このためには，重力異常や発破振源による屈折法探査による概略構造の把握，反射法地震

探査による詳細構造の把握，それらに基づくＰ波，密度構造に常時微動アレー観測を併用した深層までのＳ波速度構造の推定が一通りの探査仕様として想定される。また，可能な範囲で基盤岩に至る深層ボーリング調査および検層をおこない，現位置データで地盤構造を把握出来るポイントを設けておきたい。

今後の新たな調査により，より多くの情報が公開され，シミュレーションに用いることのできる地盤モデルが充実してゆくものと期待する。

７．強震動評価の展望

「震源断層モデル」については，対象とすべき震源断層が「新編日本の活断層」[34]などでは地表で観察される断層構造に偏しているため，堆積平野下の伏在断層が考慮されない。このため，都市が立地する堆積平野，堆積盆地直下の断層調査が急務であり，地表に活断層が見られない場合の地震発生可能性の検討が重要となる。一方，「震源断層モデル」の設定には，断層破壊過程の研究が不可欠である。

また，工学的に重要な短周期帯の強震動評価では短波長域における震源断層モデルを構築する必要がある。このためには高波数に対応が可能な「計算手法」の開発と，より高密度な強震観測網の確立が重要となろう。強震観測網については触れなかったが，観測記録の蓄積は強震動研究のために必要欠くべからざる情報である。平成７年兵庫県南部地震以後，科学技術庁防災科学技術研究所の K-NET[1] をはじめとして強震観測体制が充実し，良質で高密度のデータが蓄積されつつある。これらの観測記録が今後の研究に反映に期待する。

次に「地盤構造モデル」であるが，日本の都市部において，十分な精度で「地盤構造モデル」が設定できている場所は無い。かろうじて大阪平野，関東平野において，目的を限定したモデルが構築されているのみである。「地盤構造モデル」の設定にあたっては，高精度の地下情報を与える反射法地震探査の測線が多くあることが望ましい。一方，地震動応答計算で重要なＳ波速度の評価は，通常の反射法地震探査では困難である。また，反射法地震探査による反射断面も深部になる程精度が悪くなってしまう。このため，基盤岩に至る深層ボーリングや，微動アレー探査を併用することにより，より実用的で精度の高いデータが得られると期待される。

表層地盤のデータは建築確認ボーリングから得られることが多いが，PS 検層がおこなわれている例はほとんど見られず，標準貫入試験値から地震波速度などを推定するしかない。これについても，PS 検層の実施を奨励する制度を設けるなどの配慮によって，実用的な表層地盤データを広域で入手できると考える。

また，これらの地盤探査データを総合して，強震動予測に用いる実用的な「地盤構造モデル」を構築する方法論の検討も重要となろう。

以上の問題点が克服されてゆけば，「震源断層モデル」と「地盤構造モデル」を反映した強震動予測によって，特定断層の活動による特定地点の強震動の評価がより実用的で精度の高いものとなっていくものと期待される。しかしながら，「震源断層モデル」と「地盤構造モデル」を反映した強震動予測においてパラメターの自由度が小さくならない限り，データに拘束されていることに基づく安定性と過去の実績による信頼性がある経験的な距離減衰式による評価を併用することが必要となる。特に，第１近似としての粗い予測には経験的な距離減衰式で十分に実用的である[12]。反面，経験式の基となったデータで予期されない現象を経験式だけで評価することは危険である。例えば，平成７年兵庫県南部地震の際に注目された「長周期パルス波」や「盆地端部の効果（エッジ効果）」は，日本の観測記録では経験さ

れていなかったものである。この様に観測値で拘束されていないタイプの想定地震（例えば，内陸の逆断層による地震）を取り扱う場合には，断層破壊過程を精密に表現し得る合理的な強震動予測手法が援用されるべきである。

一方，断層モデルによる強震動予測も現状では被害地震で十分に検証されているわけでは無い。このため，最新の手法を被害分布や観測記録で検証するなどの研究も重要なテーマである。とはいえ，大地震は頻繁に発生するものでは無いため，早急に観測記録や地震動分布の情報を充実させることは困難である。過去の経験を現在の知識と手法を用いて再検討し，現状における情報の不足を補う姿勢も重要である[43]。

8．おわりに

強震動予測手法の現状とその利用例を通じて，手法の限界，問題点について述べた。その要点を以下にまとめる。

1）断層モデルを考慮した強震動の計算手法は，平成７年兵庫県南部地震の強震動をほぼ再現できることからも，実用の域にある。
2）しかしながら，将来発生する地震による強震動を予測するにあたっては，「震源断層モデル」，「地盤構造モデル」による不確かさが大きい。
3）「震源断層モデル」には特に自然現象としての不確かさが大きく，今後の研究によってそれを小さくする必要がある。
4）そのためには，最も基本的な情報となる強震観測記録を広範囲に入手する作業を継続すべきである。
5）「地盤構造モデル」は経年的に大きく変化するものではないため，人口が集中している都市部を中心にデータを集積しておくことが肝要である。

本報告の内容は，著者ら[44]が「地震」に投稿した論文を再構成したものであり，その内容は日本地震学会強震動委員会の活動に寄るところが大きい。関係各位に記して感謝致する。

参考文献

1）纐纈一起：カリフォルニアの被害地震と兵庫県南部地震，*阪神・淡路大震災と地震の予測*，岩波書店，43-47，1996.
2）Sekiguchi, H., K. Irikura, T. Iwata, Y. Kakehi, and M. Hoshiba : Minute locating of fault planes and source process of the 1995 Hyogo-ken Nanbu(Kobe), Japan Earthquake from the waveform inversion of strong ground motion, *J.P.E.*, 473-488, 1996.
3）釜江克宏，入倉孝次郎：1995年兵庫県南部地震の断層モデルと震源近傍における強震動シミュレーション，*日本建築学会構造系論文集*，**500**，29-36，1997.
4）川瀬博，林康裕：兵庫県南部地震時の神戸市中央区での基盤波の逆算とそれに基づく強震動シミュレーション，*日本建築学会構造系論文集*，**480**，67-76，1996.
5）Pitarka, A., K. Irikura, T. Iwata, and T. Kagawa : Basin structure effects in the Kobe area inferred from the modeling of ground motions from two aftershocks of the January 17, 1995 Hyogoken-nambu Earthquake, *J. P.E.*, **44**, 563-576, 1996.
6）川瀬博，佐藤智美，福武毅芳，入倉孝次郎：兵庫県南部地震による神戸市ポートアイランドでのボアホール観測記録とそのシミュレーション，*日本建築学会構造系論文集*，**475**，83-92，1995.
7）Aguirre, J. G., K. Irikura : Preliminary analysis of non-linear effects at Port Island vertical array station during the 1995 Hyogoken-nambu Earthquake, *J. Natural Disaster Science*, **16**, 49-58, 1995.
8）福島美光：地震動強さの距離減衰式（経験式）に関する最近の研究動向，*地震*，**46**，315-32，1993.
9）Abrahamson, N. A. and K. M. Shedlock : Overview, *Seism. Res. Lett.*, **68**, 9-23, 1997.
10）Ohno, S., T. Ohta, T. Ikeura, and M. Takemura : Revision of attenuation formula considering the effect of fault size to evaluate strong motion spectra in near field, *Tectonophisics*, **218**, 69-81, 1993.
11）長橋純男：建築構造物を対象とした設計入力地震動の強さ，*地震*，**46**，513-532，1994.
12）Jennings, P. C., G. W. Housner, and N. C. Tsai : Simulated earthquake motion for design purposes, *Proc. 4th WCEE*, 145-160, 1968.

13) 翠川三郎，小林啓美 ：地震断層を考慮した地震動スペクトルの推定，*日本建築学会構造系論文集*，**282**，71-80，1985.
14) Sugito, M. and H. Kameda : Prediction of nonstationary earthquake motions on rock surface, *Proc. JSCE Structural Eng. Earthqyake Eng.*, **2**, 149-159, 1985.
15) Irikura, K. : Prediction of strong acceleration motion using empirical Green's function, *7th Jpn. Earthq. Eng. Symp.*, 151-156, 1986.
16) Takemura, M. and T. Ikeura : A semi-empirical method using a hybrid stochastic and deterministic fault models: Simulation of strong ground motions during large earthquakes, *J.P.E.*, **36**, 89-106, 1988.
17) Dan, K., T. Watanabe, and T. Tanaka : A semi-empirical method to synthesize earthquake ground motions based on approximate far-field shear-wave displacement, *J. Structural and Construction Engineering*, **396**, 27-36, 1989.
18) Somerville, P. G. : Engineering applications of strong ground motion simulation, *Tectonophysics*, **218**, 195-219, 1993.
19) Boore, D. M. : Stochastic simulation of high-frequency ground motions based on seismological models of the radiation spectra, *B.S.S.A.*, **73**, 1865-1894, 1983.
20) 釜江克宏，入倉孝次郎 ：地域的な震源スケーリング則を用いた大地震（M７級）のための設計用地震動予測，*日本建築学会構造系論文集*，**416**，57-70，1990.
21) 鶴来雅人，田居優，入倉孝次郎，古和田明 ：経験的サイト増幅特性評価手法に関する検討，*地震*，**50**，215-227，1997.
22) 日本建築学会 ：*地震荷重－その現状と将来の展望*，1992.
23) 入倉孝次郎 ：大阪およびその周辺地域の地震防災のための想定地震と強震動の予測，*第24回地盤振動シンポジウム*，91-100，1996.
24) 大阪府土木部 ：*大阪府土木構造物耐震対策検討委員会報告書*，1997.
25) 鏡味洋史 ：サイスミック・ゾーネイション，*地震*，**46**，217-228，1993.
26) 消防科学総合センター ：簡易型地震被害想定システム Ver.1について，*地震被害予測システムに関する検討調査報告書*，17-26，1997.
27) 国土地理院 ：*国土数値情報（改訂版）*，国土情報シリーズ，8，大蔵省印刷局，1992.
28) 松岡昌志，翠川三郎 ：国土数値情報を利用した広域震度分布予測，*日本建築学会構造系論文集*，**447**，51-56，1993.
29) 大阪府 ：*大阪府地震被害想定調査報告書*，1997.
30) 赤澤隆士，香川敬生 ：強震動予測に観測情報を導入した即時地震動分布推定，*第2回都市直下地震災害総合シンポジウム論文集*，文部省科学研究費補助金重点領域研究「都市直下地震」総括班，329-332，1997.
31) 岩田知孝，入倉孝次郎，土岐憲三，笹谷努，工藤一嘉，瀬尾和大，横井俊明 ：神戸市及びその周辺部の地下構造探査，*平成7年兵庫県南部地震の被害調査に基づいた実証的分析による被害の検証*，平成7年度文部省科学研究費報告書，2-21 - 2-49，1996.
32) 兵庫県立人と自然の博物館 ：*阪神・淡路大震災と六甲変動*，兵庫県南部地震域の活構造調査報告，1997.
33) Kamae, K., K. Irikura and A. Pitarka : A technique for simulating strong ground motion using hybrid Green's function, *B.S.S.A.*, **88**, 357-367, 1998.
34) 活断層研究会 ：*新編日本の活断層*，東京大学出版会，1991.
35) Thatcher, W. and M. G. Bonilla : Earthquake slip estimation from geologic, geodetic and seismologic observation: implication for earthquake mechanics and fault segmentation, *U.S.G.S. Open File*, **89-315**, 386-399, 1989.
36) 佐藤良輔 ：*日本の地震断層パラメター・ハンドブック*，鹿島出版会，1989.
37) Somerville, P. G.，香川敬生，入倉孝次郎，澤田純男，巽誉樹 ：断層面上のすべり分布の経験的なモデル化の検討，*第24回地震工学研究発表会*，印刷中，1998.
38) 武村雅之 ：日本列島における地殻内地震のスケーリング則－地震断層の影響および地震被害との関連－，*地震*，**51**，印刷中，1998.
39) 纐纈一起 ：基盤構造の探査，*地震*，**46**，351-370，1993.
40) 香川敬生，澤田純男，岩崎好規，南荘淳 ：常時微動アレー観測による大阪堆積盆地深部Ｓ波速度構造のモデル化，*地震*，**51**，31-40，1998.
41) 木下繁夫，上原正義，斗沢敏雄，和田安司，小久江洋輔 ：K-NET95型強震計の記録特性，*地震*，**49**，467-481，1997.
42) 纐纈一起 ：強震動シミュレーションは経験的手法を越えるか？，*強震動予測による地震災害の軽減をめざして*，日本地震学会強震動委員会，75-76，1997.
43) 武村雅之，諸井孝文，八代和彦 ：明治以後の内陸浅発地震の被害から見た強震動の特徴－震度Ⅶの発生条件－，*地震*，**50**，485-505，1998.
44) 香川敬生，入倉孝次郎，武村雅之 ：強震動予測の現状と将来の展望，*地震*，**51**，投稿中，1998.

第26回地盤震動シンポジウム
日本建築学会　1998.10.22

設計用入力地震動をどう捉えるか

Evaluation on Design Earthquake Ground Motions
for Dynamic Analysis of Buildings

北川 良和
Yoshikazu　KITAGAWA

Generally, the response at the roof level of structure is expressed by the product of five characteristics: (1) epicentral characteristics, (2) seismic wave propagation characteristics, (3) ground characteristics in the vicinity of the structure, (4) characteristics of interaction between the structure and the surface layer, and (5) characteristics of the structure itself. Thus, the seismic behavior of a structure is affected by both the ground and the earthquake motion characteristics. During the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake of January 17, many strong ground motions were recorded, and many buildings suffered from severe damages. On these premise, this paper discusses the evaluation on design earthquake ground motion from view points of gaps between research result and design, future aspects, and remarkable points.

1.　はじめに

我が国は世界有数の地震国であり、かつ地形や地盤などの各種自然条件が自然に対して極めて脆弱な場合が多く、これまでに多大の物的・人的被害を受けてきた。おりしも、1995年1月17日5時46分兵庫県南部を震源とするマグニチュード7.2の都市直下地震が発生した。この地震では震源域を中心に6000人余という戦後最大の人命を奪うとともに、建物・家屋被害11万棟以上、被害総額9兆5000億以上等甚大な物的・人的被害をもたらし、戦後最大の惨事となった。近代都市で発生した地震被害としては世界的にも希なもので、想像に絶するものである。また、地震工学、耐震工学、都市防災等各分野にたずさわる研究者・技術者に衝撃を与えたことは周知の事実である。このような惨事を二度と繰り返さないための総合的な対策の必要性を念じざるを得ない。

本稿では、今回の震災で得られた知見等をもとに設計用入力地震動の捉え方、特に研究成果と実務とのギャップ、今後の考え方、留意点等について私見を述べる。

2.　地震動の捉え方

2.1　古風な捉え方

安政2年（1885年）10月2日の夜、江戸（東京）直下で発生した地震（江戸地震）によって、江戸市中は大被害を受けた。震央は荒川河口付近、マグニチュードは6.9と推定されている。本所、深川、浅草等江戸の下町は激震に見舞われ多数の家屋が倒壊し、火災が発生した。武家・町人あわせて1万人余が死亡した。この地震の後で発行された瓦版には「地震なまず」の絵が描かれたものが多い。「なまずが暴れると地震がくる。こいつを退治すれば…」と俗説(?)を信じ女郎、太鼓持ちが大きななまずを責めたてているもの、地震成金となった大工や左官にとってなまず様々のもの等多種多様があり興味深い[1]。このように、なぜか不思議にも古くから地震の象徴として“なまず”が奉じられ、地震および地震被害を“なまず”の暴挙によるものとして捉えていた。地震が発生した時、異なる地盤種別上に建つ建物がどのように揺れるか、その様相を古風に図1に示す。なお、江戸は元禄16年（1703年）11月23日、相模湾から房総半島沖を震源域とする地震（元禄地震：海洋型地震、推定M=8.2）によって被災している。この地震による被災地域は江戸から小田原にいたる東海道一円、上総、安房など広範囲に広がっている。この震害の模様は、新井白石の自叙伝「折りたく柴の木」に記細されているものの、上記江戸地震が発生した幕末には、ほとんどの人がその事実を忘れていたといわれている。

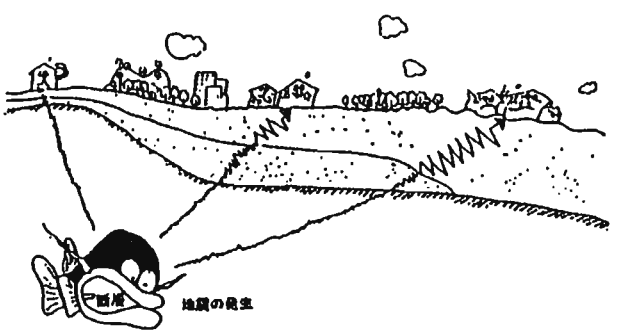


図1　地震の発生・伝播・受信過程の模式図

2.2　今風の捉え方

一般に地震発生以来、建物が地震によって揺れるまでの過程を周波数領域で表すと、建物頂部での揺れ（応答量、(R

広島大学工学部教授（建設構造工学講座　建築防災学）　Professor,Faculty of Engineering,Hiroshima University

$(jw))$ は震源特性 $(E(jw))$、地震の波動伝播経路特性 $(W(jw))$、建物までの地盤特性 $(X_G(jw))$、建物と表層地盤との相互関係から決まる相互作用特性 $(X_{BG}(jw))$、および建物の振動特性 $(X_B(jw))$ の積となる。すなわち、波動伝播経路としては、(1)震源→(2)地震基盤→(3)地表→(4)建物となる。この様相を今風に図2に示す。この時(1)→(2)の過程では震源・波動伝播経路特性が、(2)→(3)の過程では地盤特性が、(3)→(4)の過程では地盤・建物特性が各々の過程で寄与する代表的な要因となる。ここで、(jw)は周波数領域での振幅特性、位相特性を意味する。このように、今風には地震動を建物への入力地震動として捉えている。これらの要因を厳密な意味で耐震基準法に取り入れることは現状では早計の感を免れないという立場から、昭和56年に改正された建築基準法では、静的な荷重におきかえた包括的な扱いがなされている。

一方、超高層建物や免震建物の耐震設計では、実際に観測された地震動波形を用いてその耐震安全性を検討するという動的設計手法が行われている。しかしながら、種々の地盤に建設される建物の設計にいかなる地震動を用いるべきかについては、各種の構造に共通して適用できる合理的、かつ一般的な手法として、社会的コンセンサスが得られるには至っていないのが実状である[2]。

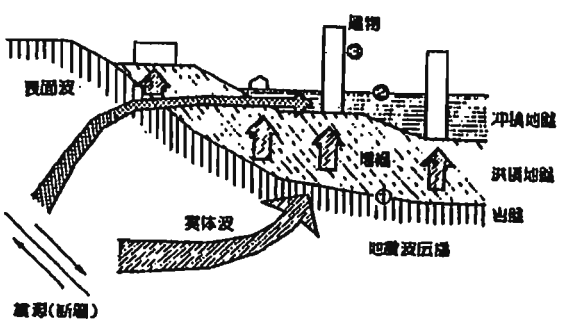


図2　波動伝播過程の模式図

3．兵庫県南部地震より得られた知見

兵庫県南部地震特別研究委員会・強震動と設計用地震動作業委員会SWG-1(強震記録の収集・分析)で得られた強震動の特徴に関する知見のうち、設計用入力地震動に係わる事項をまとめると以下のようになる[3]。

1)神戸地域での水平動の最大加速度は300～800cm/s²、最大速度は50cm/sより大きく上回り100cm/sを超えるものがある。これは地形、地盤条件、地盤の塑性化、液状化等の影響による。

2)神戸地域での水平動は0.6秒から2秒程度の周期領域で我が国の観測史上最大級の揺れを示している。

3)標準的な設計用入力地震動として用いられているEl-Centro 1940 NS、Taft 1952 EW、Hachinohe 1968 NS・EWの最大加速度を50cm/s²に規準化したものとの比較から、

a)　神戸地域の地震動について

(i)減衰定数5%の加速度応答スペクトル値は1Gを越え、2G以上になるものもある。擬似速度応答スペクトル値$({}_pS_v)$は周期1秒前後で100cm/sを大きく越えており、標準的な設計用入力地震動より大きい周期成分がある。

(ii)地表面および建物地階で観測された擬似速度応答スペクトル(h=0.05)と建築基準法同施行令の2次用せん断力係数スペクトルとの比較から、1秒程度より短周期側では建物地階でのスペクトルは、地表面でのそれより小さくなっている(図3参照)。これは相互作用効果の影響による。

(iii)解放工学的基盤(V_S≒400m/s、N値50以上)での設計用入力地震動スペクトルのうち、レベル2地震動(BCJ-L_2波)のスペクトルとの比較から、地表面での観測記録は周期0.2～3秒程度の範囲で上回っている(図4参照)。これは地盤特性、震源特性等による。なお、建物内での観測記録は周期0.8～3秒の範囲で上回っている。

(iv)Trifracの定義により得られた地震動の継続時間は標準的な設計用入力地震動の半分以下と短い(図5参照)。

(v)スペクトル強度(SI値)およびArias Intensityは標準的設計用入力地震動と比較して神戸海洋気象台、葺合等で2倍程度の値を示している。

(vi)減衰10%の総エネルギースペクトルより得られた等価速度は300～400cm/sとなる。

(vii)層間変形スペクトルによる層間変形は、10～15階建の建物で大きく、その最大値は建物高さの0.4～0.6の位置で発生している。

(viii)必要保有耐力スペクトル(μ=5の場合)では、1秒以下の短周期領域で、現行設計法での必要保有耐力(D_s=0.33としたとき)の1.5倍となっている。しかし、建物地階で観測された記録の場合、現行設計法での必要保有耐力と同程度となっている(図6参照)。

(ix)神戸海洋気象台のNS成分およびEl-Centro 1940 NSを共に50cm/sに規準化し、降伏耐力Qyを0.28、0.33、0.45に変化させた時の塑性率μは、Qyが小さいとき両地震動の差は大きく、弾性周期0.5秒程度に対するμは前者が後者を大きく上回っている(図7参照)。

以上、(i)～(ix)より都市直下で発生する地震動として継続時間が短く地震動エネルギーが集中して建物に作用していることがわかる。

b)　大阪地域の地震動について

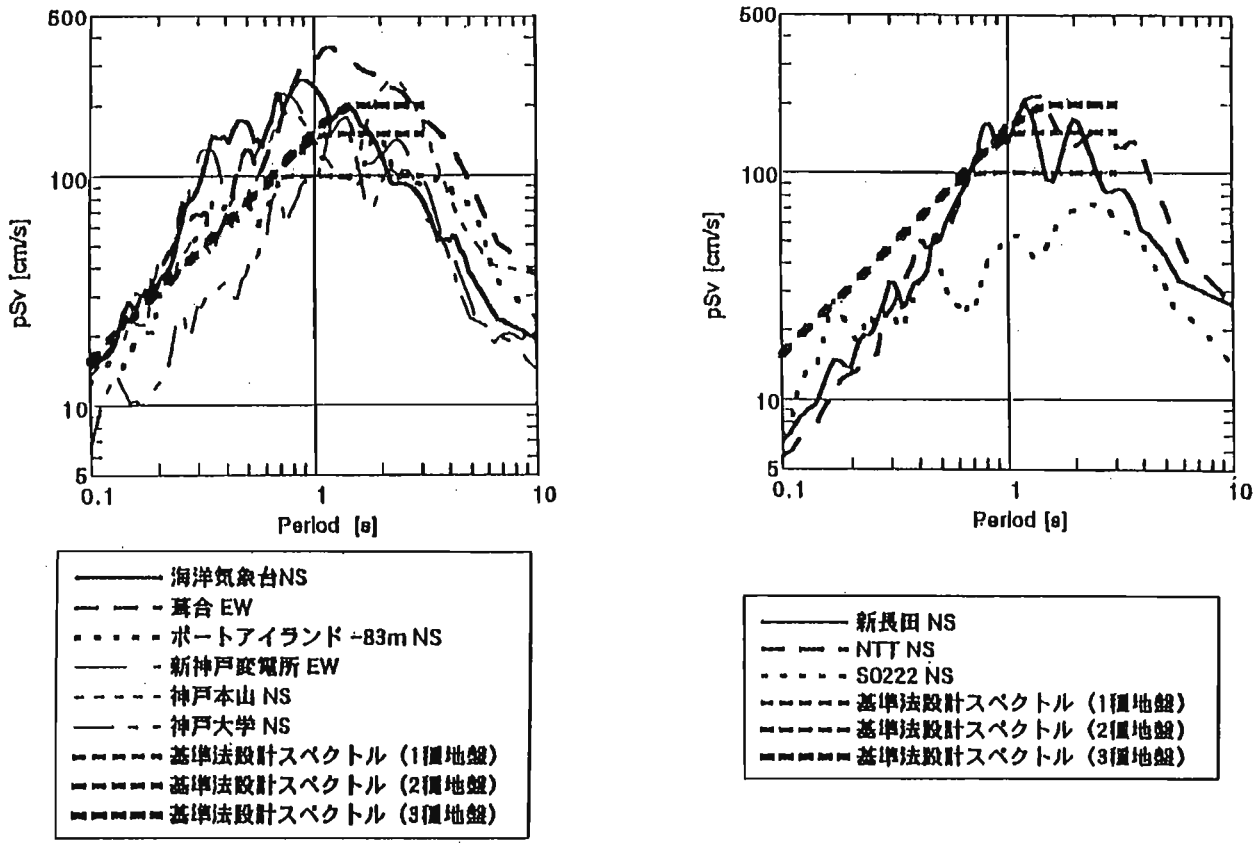
(i)最大加速度は70～300cm/s²、最大速度は10～40cm/sである。

(ii)2～5秒の周期領域の成分が顕著である。

(iii)堆積盆地の影響により表面波が卓越している。

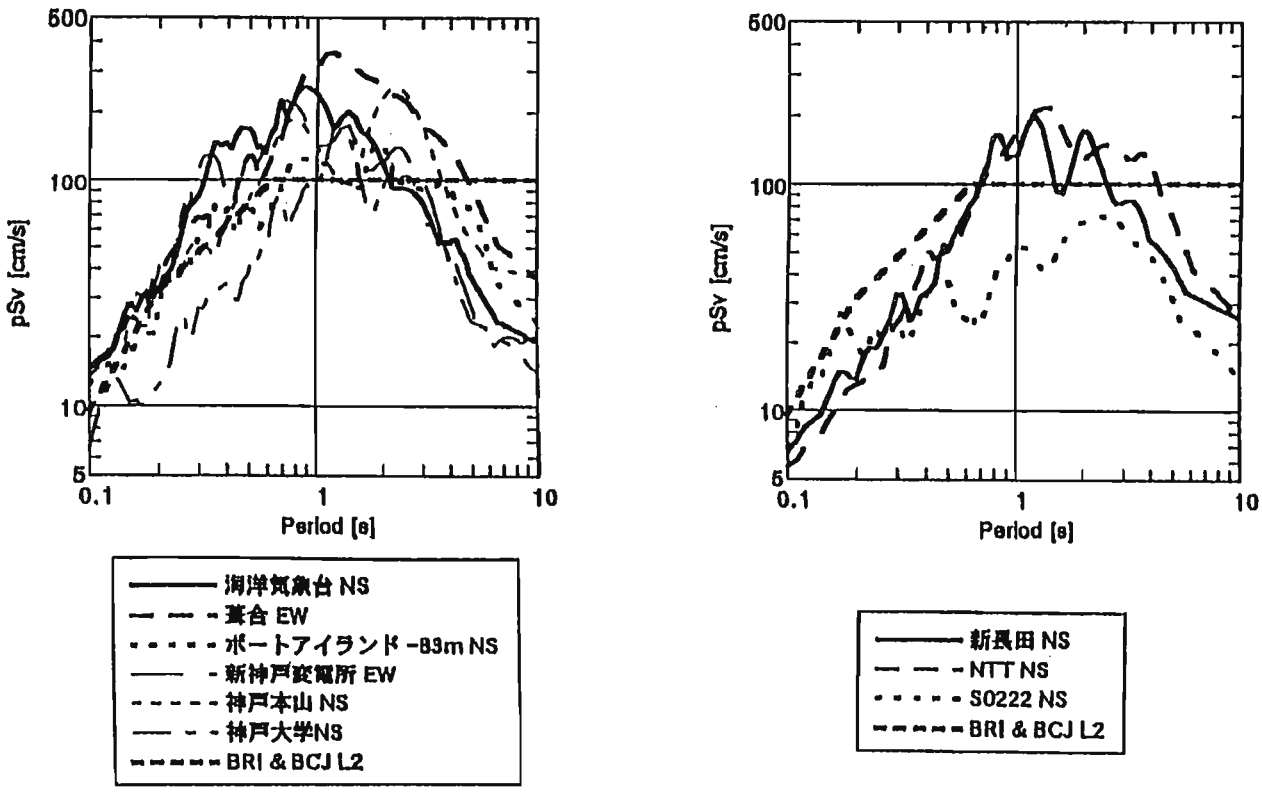
4．設計用入力地震動と研究成果

地表面での地震動特性に寄与するパラメータについてその評価項目を設計的立場と地盤震動論的立場から整理したものを図8に示す[4),6)]。図中、右側部分は地震動予測に関する研究成果として得られる項目で、主として建物の存



(a) 地表面における観測記録　　(b) 建物内における観測記録

図3　観測記録の擬似速度応答スペクトル (h=5%) と建築基準法2次設計用スペクトルとの比較



(a) 地表面における観測記録　　(b) 建物内における観測記録

図4　観測記録の擬似速度応答スペクトル (h=5%) と建築研究所と日本建築センターが提案している解放工学的基盤でのレベル2地震動スペクトルとの比較

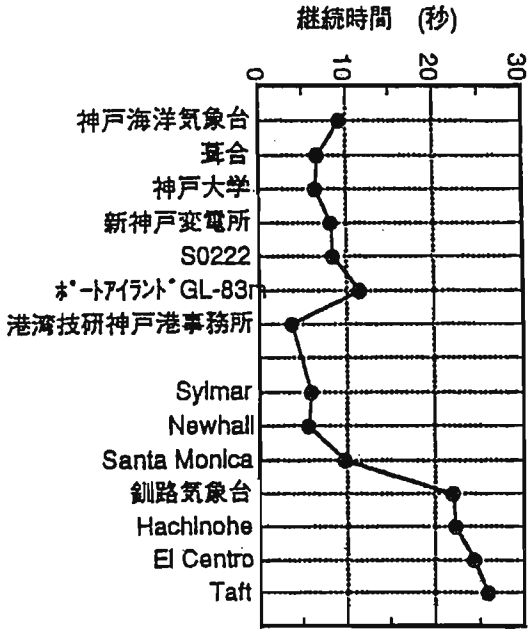


図5 兵庫県南部地震およびその他の地震動記録の継続時間（ここで、継続時間は加速度値の2乗和が全体の5%から95%になるまでの時間）

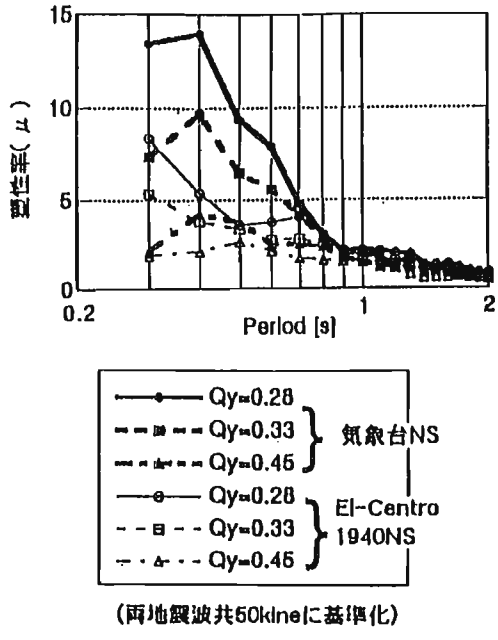
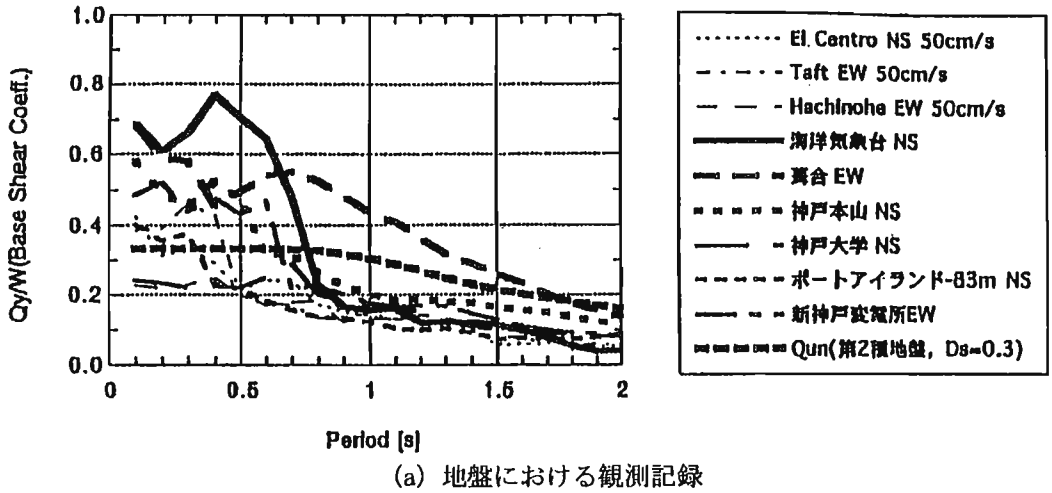
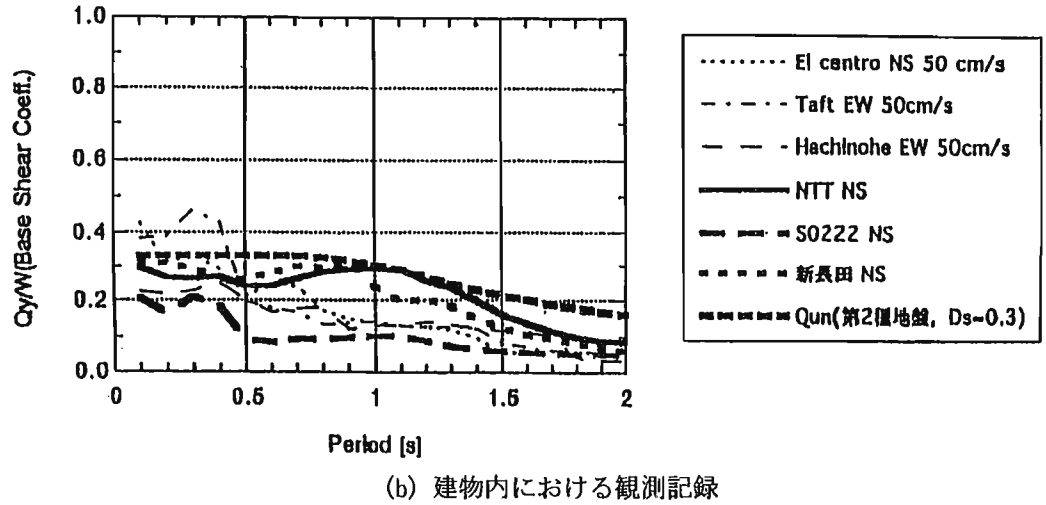


図7 神戸海洋気象台NS成分およびEl Centro 1940 NS成分（両地震動とも50cm/sに規準化）の弾性時周期と塑性率（μ）との関係（ここで、降伏耐力Qyは0.28、0.33、0.45）



(a) 地盤における観測記録



(b) 建物内における観測記録

図6 観測記録と動的解析用地震動（最大値を50cm/sに規準化）の必要耐力スペクトル（μ＝5）および必要保有水平耐力（Ds＝0.33）との比較

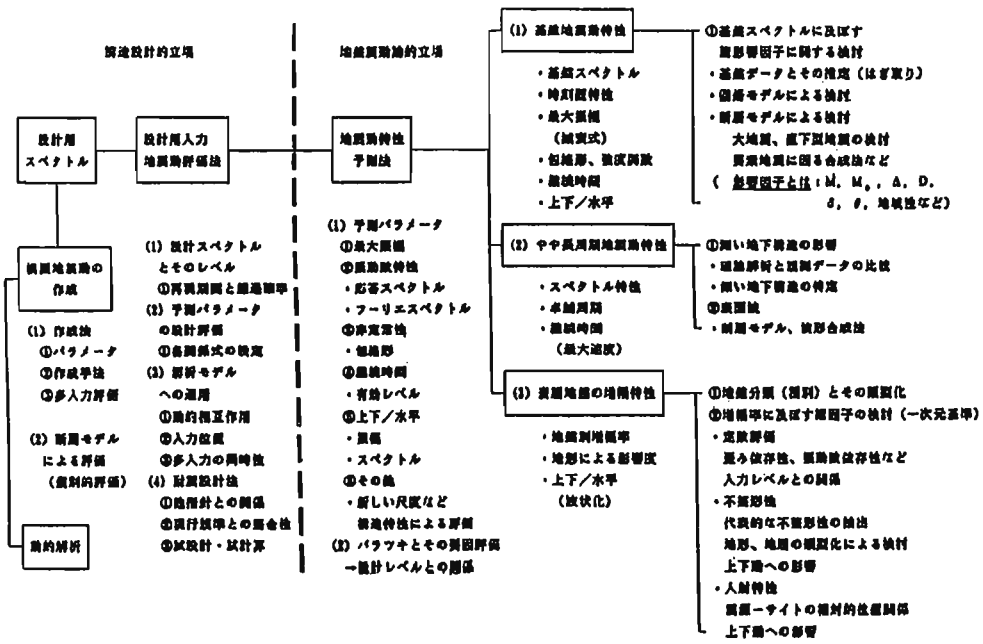


図8 設計用入力地震動に関する検討項目とその評価のフロー—文献4),6) より引用

在を無視し、震源・波動伝播・地盤特性の影響のみを検討対象とするものである。左側部分は設計入力用地震動評価に直接関係する項目で、地盤震動論的立場から得られる地震動特性をもとに、その中から建物の応答に直接大きな影響を及ぼすものを取り出し、建物が保有すべき耐力等を勘案して設計入力用地震動を決定するものである。地盤震動論的項目について設計用入力地震動としての取り扱いを要約すると以下のようになる[4]。

(1) 最大振幅は建物が有する固有周期によって、加速度、速度、変位に使いわける。一般に地震動の主要動の形(包絡形)は様々であり、特にインパルス的な波形は最大振幅が大きくなるものの、包絡形で規定される継続時間は短くなる。このため、従来このような波形は建物に大きな損傷を与える可能性は小さいと考えられ、最大値よりも振幅値の自乗平均値を用いて評価されている。一例として(a)日本建築センター作成の模擬地震動波形(BCJ-L_2波)のフーリエ振幅を維持したまま、位相特性として(b)1995年兵庫県南部地震の際、JR宝塚で観測された波形のNS成分及び(c)1968年十勝沖地震で八戸港湾で記録された波形のEW成分に対する位相を用いて、フーリエ逆変換により時系列波形を求め図9に示す[5]。図中、b)、c)の左側は模擬波形、右側は観測波形である。図中、b)、c)からわかるように、波形の包絡形状は元の観測波形と相似であること、最大加速度値はb)、c)、a)の順で大きく、継続時間はa)、c)、b)の順で長くなっている。すなわち、振幅特性が同じであっても、直下地震の位相を用いると最大加速度は大きく、継続時間は短くなり、海洋型巨大地震の位相を用いると、最大加速度は小さく、継続時間は長くなっている。今、地震動の総エネルギーに着目すると、上記現象は総エネルギーが一定であるものの、時間経緯に伴うエネルギーの累積の仕方に差違が生じることに対応する。その立上がりはb)、c)、a)の順で高くなる。この現象は建物の損傷過程を究明する上で重要な要因と考えられる。

(2) 応答スペクトルは応答最大値を各周期(振動数)に対して求められる。一般に、減衰5%に対して行われているが、他の減衰定数に対する応答スペクトルに変換する場合、各周期成分毎のパワーや継続時間との関係から、その換算式にばらつきが大きくなる。図3、4からもわかるように、各観測点でのスペクトルは震源特性が同じであっても、波動伝播特性、地盤特性の影響により特定の周期でスペクトル振幅値に山、谷が生じているが、設計用入力地震動のスペクトルでは、両対数軸上で直線的な取り扱いとなっている。

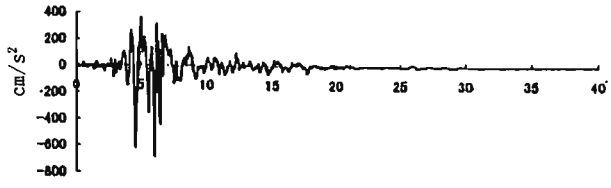
(3) 非定常性は一般に地震動波形の振幅レベルの時間変動として包絡形で表わされ、それを数式モデル化した確定強度関数として評価される。更には振幅レベルのみではなく、振動数特性の時間変動としても検討されている。継続時間はこの非定常性と関係が深く、地震規模が大きい場合、震源断層破壊に長い時間を要し、また遠い震源の場合、波動伝播の経路が長く地下構造の影響を受けるため、相対的に振幅の大きい部分、すなわち継続時間が長くなる。これは上記(1)で述べた事例でも明白である。

(4) 上下動と水平動の生成はP波、SV波、SH波の伝播、地層境界への入射条件によって大きく影響される。一般に、上下動と水平動の加速度スペクトルとの比はマグニチュードの影響が小さいこと、短い周期領域では長い周期領域での値より大きくなること等が指摘されている(図10a)、b)参照)[6]。しかし、これまでの設計用入力地震動としての上下動の最大値は水平動の値の半分として取り扱われることが多い。

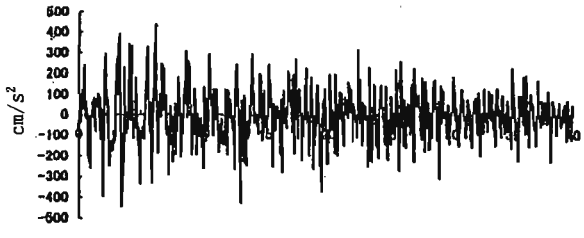
(5) その他—応答スペクトルは通常線形応答から得られる。一般に大地震動での建物は非線形応答となることから、地震動特性を評価する場合、新しい評価尺度を導入する必要がある。一例として、設計用入力地震動として、その振幅レベルを規定する場合、免震構造評定で用いられている“カテゴリー”といった尺度があげられる[6]。これまではレ

a) BCJ-L_2　Max=355.7cm/s²

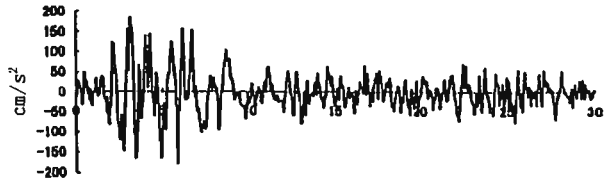
b)摸擬地震波　(位相 ： JR宝塚)　Max=859.2cm/s²



観測波:JR宝塚 (NS)　Max=683.6cm/s²

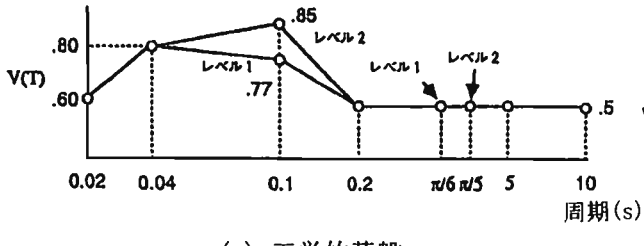


c)摸擬地震波　(位相 ： 八戸港湾)　Max=441.9cm/s²

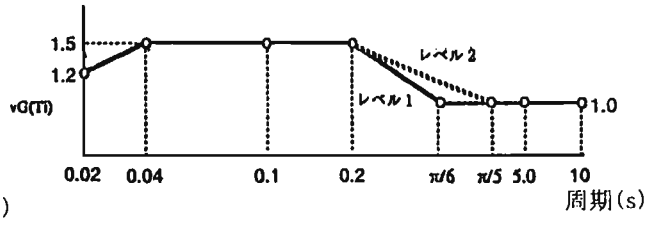


観測波:八戸港湾 (EW)　Max=182.9cm/s²

図9 摸擬地震動の波形事例[文献5) より引用]



(a) 工学的基盤



(b) 表層地盤

図10 上下動増幅特性係数[文献6) より引用]

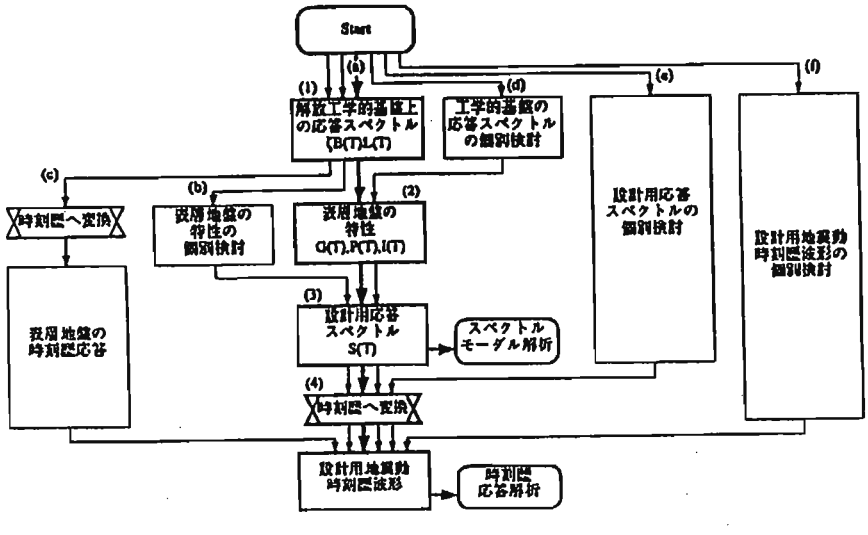


図11 模擬地震動作成のフロー

ベル1の地震動として25cm/s、レベル2の地震動として50cm/sで最大値を規準化していたが、各地震動レベルでの免震構造建物の実効周期に対する地震動の強さを表現するものとしてこの尺度が採用されている。

5. 設計用入力地震動の設定

性能担保型設計体系への移行と相俟って、設計用入力地震動は設定した耐震性能目標を確認するために相応したものを採用すべきである。このためには、従来から用いられているEl-Centro 1940 NS、Taft 1952 EW、Hachinohe 1968 NS・EWといった波形での応答解析は必ずしも行う必要はなく、むしろ耐震性能目標で設定した地震動強さに合致するよう実地震動記録や適切な方法によって、建設地点での地震生起頻度、活断層、地盤特性等を反映させた模擬地震動を採用すべきである。このとき、建物全体系としての周期特性との関係からどのような周期成分を含んでいるかを吟味する必要がある。例えば、振幅レベルの設定に関して、建物の実効周期が長い場合、最大速度で規準化するよりも、最大変位で規準化する方がより現実的な挙動となる。

地表面での模擬地震動を作成する一般的なフローを図11に示す[6]。図中(a)の太線の手順は設計用入力地震動作成手法指針(案)で提案されているものである。指針(案)での設計用入力地震動の作成手順は、①基本条件(適用範囲、地震動レベル、表現方法)、②設計用応答スペクトル(解放工学的基盤での基準応答スペクトル、地震地域係数、表層地盤の増幅特性、長周期成分及び地形条件等による補正係数、上下動成分係数)、③設計用入力地震動時刻歴(地震動強度、継続時間、非定常性、作成手法、検定法等)、④設計への適用方法(基礎形式、入力位置、動的相互作用、モーダルアナリスク、減衰補正、時刻歴解析例等)、⑤その他(断層破壊理論の応用、多成分入力時の同時性、液状化)となっている。

一方、地表面で観測された実地震動記録を設計用入力地震動として用いる場合、観測記録にはその地点での地盤特性(非線形性等を含む)の影響が大きいことに留意する必要がある。一例として、地盤の非線形を考慮した工学的開放基盤での地震動の推定方法を以下に述べる[7]。

まず、地盤のPS検層結果から得られる初期モデルを設定し、重複反射理論により地表面での観測記録$O(j\omega)$から工学的基盤での入射波$(I(j\omega)=O(j\omega)\cdot H^{-1}(j\omega))$を求める。次にこの波を入射波として、非線形応答解析手法により同一地点の地表での応答波$(S(j\omega))$を計算する。ここで$H(j\omega)$は地盤の弾性伝達特性、$R(j\omega)$は地盤の非線形性を考慮した伝達特性である。次に$O(j\omega)$に$M(j\omega)=S(j\omega)/O(j\omega)$の逆数を乗じた補正観測波$(O'(j\omega)=O(j\omega)\cdot M^{-1}(j\omega))$を求め、重複反射理論により修正入射波$(I'(j\omega)=O(j\omega)\cdot M^{-1}(j\omega)H^{-1}(j\omega))$を求める。この$I'(j\omega)$を入射波として地盤の非線形応答解析手法により地表の応答波$(S'(j\omega)=I'(j\omega)\cdot R(j\omega))$を求める。この手順を繰り返すことによって、観測波と地表の応答波は一致する$(S(j\omega)=O(j\omega))$。この入射波$(I'(j\omega))$の2倍が解放工学的基盤で推定された地震動となり、建設地点での地盤特性を考慮して、地表面での地震動を求めればよい。

最近、神戸海洋気象台敷地内での地盤調査結果が公表された[8]。Haskell法によって得られた工学的基盤以浅での地盤特性を図12に示す。図からわかるように、地盤の卓越周期は0.4秒付近にある。今、上述した指針(案)によりLevel 2地震動に対する地表面での設計用応答スペクトルを求め図13に示す。観測記録との対応度は図4でのスペクトルと比較すると良くなっているが、0.4秒付近、及び0.8～2.0秒の範囲で観測波形が上回っている。前者については気象台が高さ20m程度の丘の頂部に位置していること、後者については観測地点が震源近傍であったため、震源特性が顕著に卓越していることによるものと考えられる。

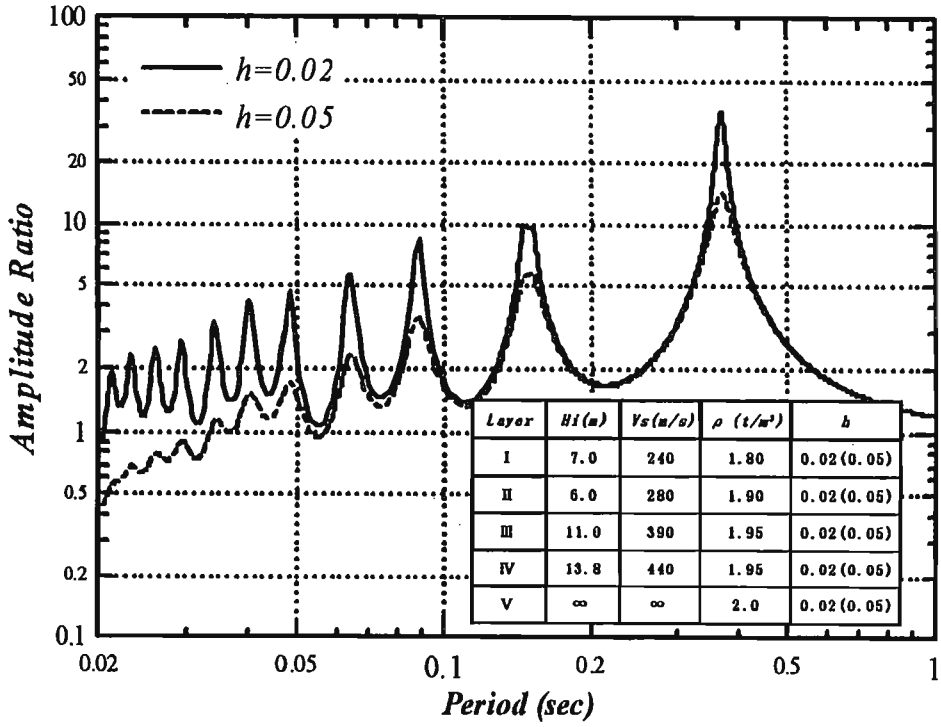
6. おわりに

今回の地震は、研究者・技術者に大きな教訓を与えた。自然現象は、自然科学を学び、真実を追究するものにとって正解値である。現在、建物への入力地震動に関する実験・観測的研究、理論的研究とともに高い精度が要求されている。解析法およびプログラムがある程度確立されてきた現在、各種要因に寄与するパラメータを評価するに際して、データの吟味と結果の適切な判断が要求されている。このような状況のもと、設計用入力地震動に係わる各種特性を考慮したとき、地域特有の地震動を設計用入力地震動としてなぜ積極的に採用できないのか等の疑問が残る。目先のことにとらわれることなく、大局をつかみ設計用入力地震動をどう考え・捉えるか設計技術者自ら“悶え”、性能担保型設計に対応することが肝要といえよう。“波の迷い”を起こすことなく建物の重要度、経済性、社会的要求などを十分に考慮しながら、自負と責任を持って設計用入力地震動を捉えることが要求されている。

謝辞：本稿の一部は、SWG-1で得られた成果より転載している。また、本稿作成に当たっては建築研究所・鹿嶋俊英氏、広島大学・玉井 宏章氏、並川 和敬君、竹下 昌樹君、多賀谷 恵嬢にご協力を得た。ここに関係各位に心から謝意を表する。

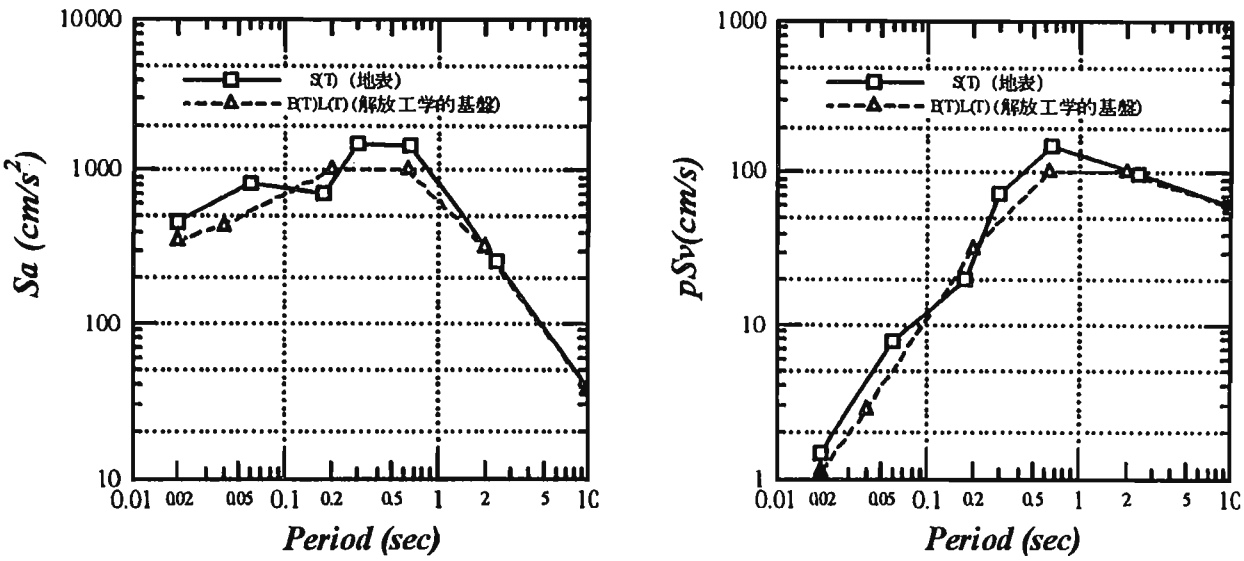
参考文献

1)(社)日本損害保険協会、災害絵図集、1988
2)北川、設計用入力地震動の現状と今後の展望、あらか、建築研究成果撰8、建築研究所、PP. 97～108、1990.10
3)北川、強震記録の分析と設計用地震動、兵庫県南部地震強震記録と設計用地震動との関係、公開シンポジウム、PP.103～113、1997.12
4)大川、地震動予測手法の現状、あらか、建築研究成果撰8、建築研究所、PP.85～96、1990.10
5)免震構造建物の評定用資料の作成方法とその解説について、ビルディングレター、PP.55～75、1996.11
6)北川、大川、鹿嶋、設計用入力地震動作成手法、建築研究資料、建築研究所No.83、1994.10
7)北川、1993年釧路沖地震－なぜ大きな加速度が生じたか、あらか、建築研究成果撰12、建築研究所、PP.87～107、1994.10
8)田村、本田、神戸海洋気象台における地盤調査、土木研究資料 第3586、土木研究所、1998.6



Layer	Hi(m)	Vs(m/s)	ρ (t/m³)	h
I	7.0	240	1.80	0.02(0.05)
II	6.0	280	1.90	0.02(0.05)
III	11.0	390	1.95	0.02(0.05)
IV	13.8	440	1.95	0.02(0.05)
V	∞	∞	2.0	0.02(0.05)

図12 神戸海洋気象台の表層地盤特性



(a)加速度応答スペクトル

(b)擬似速度応答スペクトル

図13 指針(案)[6]に基づく神戸海洋気象台での指針レベル2地震動に対する設計用応答スペクトル

資　　料

第25回地盤震動シンポジウム

1995年兵庫県南部地震で試された地盤震動研究 その3

震源域での強震動評価と耐震設計について考える

構造委員会 振動運営委員会 地盤震動小委員会

標記シンポジウムが、1997年10月31日(金)に建築会館ホールにて、約200名の参加者を集めて開催された。司会は、午前：山中浩明（東京工業大学）と岩田知孝（京都大学）、午後：今岡克也（豊田工業高等専門学校）と楢橋秀衛（九州産業大学）、総合討論：目黒公郎（東京大学）と山中浩明が担当した。以下に概要を紹介する。なお、質疑・討論内容については、誌面の関係で省略する（より詳細な報告は、『地震工学振興会ニュース』No.158に紹介されている）。

最初に、地盤震動小委員会主査の**瀬尾和大（東京工業大学）**の主旨説明があり、第23、24回地盤震動シンポジウムの成果をもとに現時点での強震動評価を総括するとともに、地盤震動だけでなく上部構造も含めていろいろな角度から地震動を議論し、明らかになった問題点を地盤震動研究へフィードバックしたいと述べた。

午前の部「兵庫県南部地震の評価はどこまでできたか？」では、4編の話題提供があった。

芝良昭（電力中央研究所）は、「震災の帯の成因について」と題し、震災の帯に関する研究のレビューと残された課題について整理した。震災の帯はパルス波の発生、山地と堆積平野部の活断層、地震基盤までの構造によって生ずる一般性を有しており、今後の強震動予測・地震防災に向けて、強震記録・地下構造データの着実な蓄積が課題となると述べた。

清野純史（京都大学）は、「衝撃的地震動は存在したのか？」と題して報告し、ここでの衝撃的地震動を、①対象は上下動、②高周波数、③数Gから数十Gの振幅、④Shock Waveではない、と定義した。また、衝撃的地震動の存在を観測を通して明らかにすること、存在が確認された場合には衝撃的地震動入力に対する応答解析法を策定することが必要であると述べた。

市之瀬敏勝（名古屋工業大学）は、「学校建築の被災状況から推定した兵庫県南部地震の応答速度」と題し、被災状況（残留変形）と復元力特性から推定した地震時等価応答速度について報告した。震度7区域では平均0.3～0.4 m/s程度で、震度7区域以外（東灘区中部など）にも同等の大きな値がみられたと述べた。また、次世代耐震診断法として、本手法の利用可能性が得られたと述べた。

片岡俊一（清水建設）は、「既存記録との対比から見た地震動強さ」と題して報告した。兵庫県南部地震は、①PGA・PGVは経験式で説明される、②震源域での継続時間（10秒程度）は推定値の半分以下である、③震源域記録の応答・総エネルギースペクトル値は周期1秒程度以上で大きな値を示す、④建物内記録は地盤上記録に対してPGAで0.7、PGVで0.9である、と述べた。

昼食休憩後、**志賀敏男（東北学院大学）**による特別講演「建物の震害調査、特に群として捉えた調査に思う」が行われ、1968年十勝沖地震の無被害建物も含めたRC造建物群調査の産物である志賀マップの目的、適用範囲等が紹介された。次に、兵庫県南部地震の調査・検討に関して、①地震動の強さと性質の解明、②法律、基準をもとに造られている建物群の耐震力の分布の解明、③死者数、ホームレス者数に着目した耐震力のレベルに関する検討の必要性、④建物群としての調査、⑤軽微被害、無被害建物の調査の重要性、を強調された。

午後の部「耐震設計の新たな展開のために問われているものは何か？」では、4編の話題提供があった。

小谷俊介（東京大学）は、「兵庫県南部地震後の耐震構造の諸問題」と題し、耐震構造に関する歴史、地震被害の実状について報告した。1985年メキシコ地震、1992年エルジンジャン地震を振り返り、建物高さと大被害の割合に正の相関がある、低・中層建物では被害統計と弾塑性応答解体結果は矛盾することを、1995年兵庫県南部地震からは、新耐震設計法以後の建物は耐震安全性が過大である、被害率の高いピロティ建物の耐震設計は改善を要することを述べた。

寺本隆幸（東京理科大学）は、「建築構造物の耐力と地震入力」と題し、構造設計者の立場から報告した。設計上の予測精度にバラツキは許容出来ないこと、構造物の耐力・靭性の変動幅は、入力地震動に比較して大きくないこと、入力地震動と自由地表地震動とをきちんと使い分けることを強調した。また、建物の静的耐力と地震入力を直接関係付けることの重要性を述べた。

瀧口克己（東京工業大学）は、「R/C構造の信頼度と地震対策」と題し、試験体実験においても圧縮・圧縮曲げ強度に倍／半分のばらつきが存在することを指摘したうえで、耐震性に関連するR/C構造の性状には、試験体の場合以上に分からない領域が存在すると述べた。また、地震動・構造物ともに現在の技術での限界を明示し、解決出来ない問題については保険などで対処することを提案した。

武村雅之（鹿島建設）は、「震度Ⅶの予測に向けて―活断層・地下構造・地震被害に関する調査結果の活用」と題して、活断層の空間的・時間的分布の活用性、精度について報告した。より高精度の強震動予測に向けて、①震源過程の研究、②平野下伏在断層の調査、③堆積平野の地震基盤までの構造調査、を挙げた。また、理論的強地震動予測の限界を、過去の地震被害に対する経験によって検証することが重要であると述べた。

最後に、地盤震動小委員会幹事の**山田真（早稲田大学）**より、全体を振り返ってまとめがあり、地盤震動だけでなく構造物にも問題の複雑さが残されている点を地盤震動小委員会としても踏まえて、新たな研究の進展を目指して委員会活動を続けさせていただきたいと結んだ。

●小山信／建設省建築研究所

第26回地盤震動シンポジウム(1998)
1995年兵庫県南部地震で試された地盤震動研究(その４：総括)
－強震動予測の将来展望－

1998年10月

編　集
著作人　　社団法人　日 本 建 築 学 会

〒108-8414　東京都港区芝５丁目26番20号
TEL　03-3456-2051
FAX　03-3456-2058

印刷所　　有限会社　健 心 社

シンポジウム資料　AIJ-9810-03000