

既往の地震動記録に基づいた免震構造の照査用 地震動時刻歴の生成について

東原紘道¹・Edwin Romero²

¹正会員 工博 東京大学教授 地震研究所 (〒113 東京都文京区弥生一丁目1-1)

²学生会員 東京大学大学院 社会基盤工学専攻 (同上)

土木学会が提案した、レベル2地震設計地震動を時刻歴として与える場合の考え方を、免震構造に適用する場合について考察を加えた。このレベル2地震設計地震動を、損傷過程の解析のための入力データとするためには時刻歴で与える必要があるが、そのためには設計地震動の概念を大幅に変更する必要がある。そこで、時刻歴として設計地震動を規定するための基礎的な論点を整理した。免震構造は、損傷過程まで考える非免震系よりも理論的に単純であり、基礎的な考察に適している。また、免震構造の当面の対象である直下地震について、兵庫県南部地震およびノースリッジ地震を例として、基礎的な観察を行い、震源パラメータが重要な影響を及ぼすことを示した。

Key Words : base isolation, design seismic load, time series seismic motion

1. 研究の目的と意義

免震構造の設計地震動をどのように与えるかについての基礎的な考察をする。

兵庫県南部地震とノースリッジ地震によって強い地震動が発生し、構造物に大きな被害が生じた。これは従来の耐震設計の水準を大幅に強化することを迫るものであった。他方では、21世紀の高齢社会つまりこれまでのような高い経済成長が見込めない社会に向けて、都市インフラストラクチャの耐震性を<効率よく>向上することが求められている。この意味で、免震構造の研究開発は時代の要請に応えるものである。

ところで土木学会の免震・制震研究小委員会での研究内容および本コロキウムの発表内容からも知られるように、現在の免震の技術開発は実務主導型でなされ、その関心の中心は、実用的な免震装置の素材と設計技法の開発におかれているように見える。これは自然な流れであるが、免震構造では、従来の非免震構造よりも力学的な自由度が増えて現象が格段に複雑になるので、新しい危険な現象が潜んでいる虞があり、系の力学特性を十分吟味することが、信頼性を高めるために大切である。そこで本研究はいくつかの基本的な論点を取り上げて検討を試

みることにする。

筆者は、耐震設計の手続きの論理的な構造について考察したことがある¹⁾。これによると次のようになる：

- ① 設計の手続きは数理的にはパラメータ最適化のカテゴリーに属する。
- ② 設計計算をするためには、その前提として設計地震動を定めておかなければならないが、設計地震動の策定の手続きの数理構造もやはりパラメータ最適化である。
- ③ いずれのパラメータ最適化も、力学計算を反復しつつ逐次近似的に実行される点では同じであるが、設計地震動の設定問題は、設計手続きそのものよりも一回り大きなフィードバック構造を有している。

以上の議論はいわば総論であり、これに沿って各論を具体化する作業を進めていたが、その作業は兵庫県南部地震の調査と重なってしまうことになった。これが本論文の背景にある問題意識である。

2 本研究を取り巻く時代の状況

- (1) 阪神・淡路大震災の暫定対策から恒久対策へ
兵庫県南部地震において大きな被害が発生し

た原因の一つは、既往の設計地震動の大きさが不足していたことである。行政機関は、迅速な復旧対応への要求に応じて、暫定措置として耐震強化策を具体的に定め、巨額の公費を投入してきた。拙速が必要な局面での措置は、不可避的に、既往の設計体系の枠組みをいじることなく、もっぱら量的に強化するものになる（これについては、暫定であった筈の措置がなしくずし的に恒久措置になっていく現実を批判する学者もいる）。しかし、その一方で、耐震強化策の一環として多くの技術開発が開始され、軌道に乗ってきている。構造物の免震化もその一つであり、直下地震の強い地震力に対して効果の大きい対策と考えられている。

（２）政治経済的な視点

兵庫県南部地震による犠牲者は、建物の倒壊によるものが多かったが、土木施設も多くの被害を被り、土木学界は社会の強い批判を受けた。この経験からどのような教訓を引き出すかが問題である。

設計地震動はもちろん構造力学的概念であるが、それはまた政治学的・財政学的概念でもある。設計地震動が財政学的概念であるのは、それが公的資源配分の線引きの機能を果たすからである。その線引きは国民の合意を得なければならない。設計地震動が政治学的概念であるのは、それが資源配分についての国民の合意形成に影響するからである。

耐震安全性は、コストの最終負担者であり受益者でもある国民の強い関心の下にあり、国民はその説明を受ける資格がある。大地震の後では、政府の対策で十分な安全が保証されたことが、国民あるいは地域住民によって承認されることが、政府の権威（legitimacy）を維持する要件であるが、そのためには国民が判断の拠り所ができるものさしが必要である。そこで行政機関は、適切な耐震性能評価のものさしを考案して上手に国民に示し、合意形成に無用の混乱を持ち込まないように配慮する責任がある。このために設計地震動の規定が果たす役割は大きい。

（３）既往最大地震動の概念

国民に理解されやすくかつ正鵠を外さない表現として、既往のうち最大の地震動を利用することが考えられる。すなわち設計地震動を規定するパラメータとして、既往の記録の中の最大のものをとるのである。ただし、この＜最大値＞は科学的な検討を加えたものでなければならない。例えば、しばしば記録される構造力学的に意味のない大加速度を、地震荷重の算定基礎に用いるのは誤りである。また、適当な余裕の織り込みも必要である。このような吟味を経たうえで現実感のある数字を設計の基礎におく考え方を＜既往最大規範＞と呼ぶことにする。

経験的に見ると、既往最大規範は国民の理解を得やすいという利点を持っている。またこの規範は、行政に不可欠な＜考え方の一貫性＞を与えるので、これを設計地震動設定の基本ツールの一つと

考えることができる²⁾。論理的に言ってもこの規範は単なる便宜的方法とは言えない。設計地震動は本質的に帰納的なものであって、如何に理論的な構成がなされようと、その中核には必ず既往最大規範が含まれるのである。

3 レベル2設計地震動について

すべての構造設計手法は特有のパラダイム（設計体系の枠組み）を有している。例えば現行の耐震設計のパラダイムは、部材を許容応力の範囲に維持する弾性設計である。パラダイムの転換は大きな労力を必要とするものであるから、想定外の大地震が発生した場合も、なるべくパラダイムをいじることなく、その数値の修正ですませるのが賢明である。しかし、このような対応には限度がある。設計に無理が生じ経済合理性が失われたときには、パラダイムを変更する必要がある。1996年1月に土木学会が示したレベル2設計地震動の考え方は、その限界線上にあるものである。

レベル2地震動はいくつかの顔をもっている。一つは＜近傍の断層の破壊を震源として考慮する＞という考え方である。これによって直下地震の大きな地震動を精度よく推定しようとするのであるが、この地震動のもとであっても、許容応力設計を維持できるなら、設計地震動の構成理論のパラダイムの変更を伴わない。

（１）時刻歴設計地震動の必要性

レベル2地震動のもう1つの面は、損傷過程にまで立ち入った解析をするための入力地震動という性格である³⁾。現在では、多くの土木構造について、損傷過程の解析法が実用化されつつあり、それに伴い、検証のベースとなる入力地震動が求められている。このような要請に対して、地震工学は、設計地震動を時刻歴波形として提供する必要がある。そこで以下では、レベル2地震動という語をもっぱらこの意味で使うことにする。

今後、動的な解析の事例および実験との照合の事例が蓄積される中で、将来的には動的解析が表面には出ない形の設計示方が規定されることが期待されるが、少なくとも当面は時刻歴の解析や実験をしなければならず、そのために賦与すべき入力地震動をどのように規定すべきかを明らかにしなければならないのである。最大加速度や応答スペクトルと異なり、時刻歴地震動には＜安全側の＞もしくは＜上限の＞という概念が成立しない。したがって設計地震動を時刻歴で与えるという形態がそもそも可能なかを検討しなければならないし、仮に実行可能な時刻歴地震動生成の方法が見出されたとしても、そのアプローチが、設計の効率性の要求を満足できるのかについて、さらに検討しなければならない。

（２）免震構造用レベル2地震動の研究の意義

レベル2地震動は構造物の損傷過程をカバー

すべきものであるが、構造物の性質例えば固有周期は、その損傷が進行する過程で変化してゆく。このためレベル2地震動はこのような固有周期の変化に対応できなければならない。換言すれば「広帯域の応力」を必要とするのであるが、これについては別の機会に議論する。

これに対し免震系は、レベル2地震動のもとでも基本的に損傷せず、その動特性は不変である。このため損傷系よりも遥かに扱いが容易である。このように、免震系のレベル2地震動の検討は、一般の非免震系すなわち損傷進行系に対するものよりも単純であり、それへの階梯となるものであることが分かる。ここに研究面での独特の意義がある。

4 時刻歴設計地震動の構成の基礎理論

(1) モンテカルロ法の考え

構造物の照査に地震動が必要な場合、特にその安全性について確率論的な装いを与える必要がある場合、モンテカルロ法が用いられる。この方法は、災害・事故など不確実性の高い問題を扱う重要な手法である。実際に適用される例には種々の問題が見られるものの、設計地震動を時刻歴で与える方法の一つになっている。これは次の手順を踏む：

- ① 想定すべき地震動の母集団として、物理的に可能なあらゆる地震波形の集合 W を考える。この W は地震学的に与えられるものである。 W の与え方自体が大問題であるが、当面の議論の関心事ではない。
- ② W の各標本波形に対して損傷過程の応答解析を行なう。これにより損傷の予測を行なう。

モンテカルロ法では、多数の標本波形に対して応答解析を行い、その結果を利用して損傷の水準を確率論的に予測する。しかし、上記の2つのステップは、モンテカルロ法に限らず耐震設計の基本的な論理になっている。

問題は、この標本波形として危険な波を十分にカバーできるかということである。この標本波形は、集合 W をある意味で包絡するものでなければならない。この決定問題は次のような数理計画法の性質を有している。

(2) 問題の数理計画的側面

構造解析によって決定される応答量を次のように表わす：

$$F(k, \lambda, w; t)$$

ここに、 t は時間変数； λ は可能な構造案； k は構造案 λ の中の部材； w は可能な地震動の中で着目する一つ、である。

構造物を設計する際の機能要求（function requirements）は、入力の規定とは独立に与えられていると考えてよいから、耐震設計＝照査の中味は、これらの応答量を目的関数とする次のような決定問題である：

「入力地震動 w の範囲は既与として、評価関数を、機能要求を満足する範囲に置くような λ を求めよ」

古典的な数理計画法では、目的関数を単一とし、その極値を問題とする。しかし、構造設計者が耐震性照査において行なう最適化はもっと複雑なものであり、多数の目的関数を同時に操作し、全体としてのバランスをとろうとするものである。

(3) 設計地震動の設定問題

設計地震動の設定問題では、まず第1に集合 W の決定問題がある。どのような時刻歴地震動が当該地点で発生可能かという問題であって、これは基本的には地震動学（震源・伝播・表層地盤での地震波動の科学）の知見を用いて実行されるべきものである。

これはこれで難問であるが、しかもこれだけでは使い物にならない。実用的に意味のある入力規定は、 W をある意味で代表する比較的少数の標本の集合 W_0 を限定しなければならない。これが第2の問題である。

この集合 W_0 は、明らかに構造物の諸元、或いはこれによって決まる映像 F に依存する。 W が決定ずみの場合には、 W_0 の決定は、 F を用いた数理計画問題になる。しかし現実には地震動学の知見が不十分なため W そのものの情報が不足しており、 W_0 の決定問題に W の決定問題が混入してくる。これは従来から議論の混乱の一因になっている。

以上は考え方の総論である。最終的な構造は試行錯誤的に決定されるので、ここでは構造 λ を既与とし、その諸元を決定するという狭義の設計問題に限定することができる。

(4) 地震動のパラメタリゼーション

映像 F が特に単純であれば、地震波形のもつ特性値＝パラメータだけから設計地震動が決まる可能性がある。許容応力設計では、すべての部材の応答（応力や変位など）が制限範囲以下（不等号条件）という評価条件を課す。結果的に構造の剛性は不変である。換言すれば、個々の部材の応答は互いに影響し合うことはない（しかし、許容応力設計の外に出ると構造の剛性の劣化が生じ、ある構造部材の応答に、他の部材の応答が関与することになる）。

特に弾性構造物の入力点が単一のときは、 F は既知の関数と地震動 $w(t)$ との合成積となる（しかし、多点入力の場合には、たとえ構造物が弾性状態にあっても、入力点毎の時刻歴の規定の仕方が問題になる）。しかし合成積は多様な性質をもっているため、これから直ちに地震動のパラメータ表現はできない。

最も単純な弾性1自由度系（固有振動数を ω とする）に対して、ある時刻歴地震動 w を入射したときの応答 $f(\omega, t)$ を、地震動 w の1自由度応答と呼ぶことにする。1自由度応答を t について最大値をとった応答スペクトルは、地震動の一つのパラメータであり、特に ω が十分大きいならば、 f とし

て加速度を選択することで、慣性力の最大値を与える。これはまた、現象を静力学で精度良く記述できる範囲である。

逆に言えば、地震動パラメータとして、物理的に根拠付けられるのはここまでである。地震動の指標として加速度の最大値を用いることは、静的設計と一体として論理的に首尾一貫し、しかも計算が解析的に進められる唯一のケースである。それは動的理論体系を作る際の貴重な参照点でもある。一貫した理想化事例としての静的設計パラダイムの重要性は今後ますます重要になる。実際これまでも、熟練した設計者は、この技法を自在に駆使して、実質的に動的解析を実行し、構造物の耐震強度を照査してきたのである。

経験的には、大地震の場合には、速度の最大値は被害との相関が高いとされる。速度の最大値は、地震動として既往の観測記録を使用する場合の規格化の尺度に用いられることが多いので、時刻歴地震動の設定の際に重要である。このパラメータは、周波数の効果および大加速度の継続時間の効果がある程度反映させていると考えられるが、あくまで現象論であり、適用範囲に注意を払う必要がある。

地震動の特性パラメータにはもう一つのグループがある。これは時間領域の積分量から構成される実数値関数であって、応答スペクトルとパワースペクトルがある。そしてこれの上界を画する包絡として設計スペクトルが定義される。

前者は、固有振動数 ω の1自由度系のインパルス応答と入力地震動の合成積で定義される1自由度応答 $X(\omega, t)$ に対して、 t に関する最大値で定義され、後者はフーリエスペクトルの絶対値で与えられる。両者の処理の第一ステップである合成積とフーリエ変換は可逆であって、これから原波形の復元が可能である。しかし第2段の最大値操作および絶対値操作によって波形の情報が大量に廃棄されるため、復元のためのデータが失われる。

(5) パラメータからの波形復元

従来、原子力施設などの耐震設計では、前例のない大きな地震動を時刻歴で考慮するために、波形の生成を行なっている。その多くは設計スペクトルから波形を復元する試みであるが、この操作はいずれも強い仮定を含むものであり、信頼性には大きな問題がある。

それは結局のところ、設計スペクトルまで圧縮された情報から波形を再生しようとするところに無理があるからである。もともと設計スペクトルそのものが、比較的乏しい地震動データに強い近似を施して得られるものであり、設計スペクトル設定の際に行なったいわゆる工学的判断による上界設定を、その前段で行なう必要がある。

そこで、レベル2地震動の情報を抽出するためには、時間変動を捨象した応答スペクトルの代わりに1自由度応答そのものを扱うこととし、位相情報を捨象した実数値パワースペクトルの代わりに

フーリエスペクトルを複素数のままで扱うことを考えなければならない。

5 波形生成の手法

波形生成の物理的基礎は、言うまでもなく断層・震源のモデルにあるが、実証のための記録の多くが地表面での記録であるために、地盤の増幅のモデルを同時に考慮しなければならない。いずれのモデルも精度が悪いうえに、両者の分離が困難である。従来、波形生成法について多くの研究が発表されているが、せっかくの時刻歴の推定結果も、設計スペクトルとの照合で信頼性を考察するに留まっている。我々は、時刻歴を検証する手だてを未だ開発できていないのである。

断層・震源の代表的なモデルは、平面をなす断層要素内の一様な破壊伝播を要素震源とし、これを重ねて地震動を得る。しかし、単なる重ね合わせでは、生成される地震動は短周期成分に乏しい。そこで短周期成分の生成因についていろいろな議論がなされてきた。特にその生成場所には、震源と表層地盤という2つの候補があり、おそらく両者とも有意な寄与をしていると考えられる。震源での短周期成分の生成の解明には動的破壊の解明が必要であり、表層での生成には複雑な散乱現象の解明が必要である。議論の割には客観的なきめてに不足しており、今後は論争よりも実証的なデータを獲得できる方法の編み出しが必要である。

経験的グリーン関数法と称して、近傍の中小地震の時刻歴を重ね合わせを用いる方法があるが、ここで用いられている発震機構の相似性の仮定は非常に強く、なお詳細に吟味しないと、設計規範に用いるのは危険である。

超高層ビルディングや免震構造のシミュレーションなど、設計実務では、照査入力地震動には、実際の地震動記録を例えば最大速度で規格化して使用することがされてきた。特にEl Centro記録は広く利用され事実上の標準となってきた。しかし、この操作が、どの程度の信頼性をもつのか、その検証の手だてを我々は有していないのである。

以上を総括すると、我々は、時刻歴地震動の構成方法だけでなく、得られた地震動の検証の手だてもっていない。そこで、レベル2地震動の考察では、時刻歴地震動の構成と検証を併せ解決することを考慮しなければならないことになる。

6 免震系に対する直下地震の特徴

(1) 考慮する免震系のモデル

免震系には多くの設計自由度が加わるが、種々の研究の結果、現在では免震要素の諸元の最適なバランスが経験的に確立されつつある。そこで現在の免震装置の開発の動向に鑑みて、ここでは理論的に最も単純化されたモデルを想定し、免震要素は

ばねとダンパーから成るものとする。ここにばねは、上下方向には極めて剛性が大きくすることで1自由度系としての扱いが可能であり、逆に水平方向には剛性が小さく（構造としての固有周期は2秒程度）、しかも大きな水平変位まで線形にふるまうものとする。これにより、考察を実質的に線形で行うことができる。ダンパーは履歴による減衰を生じるものとする。このモデルを用いて兵庫県南部地震およびノースリッジ地震の強震動の特徴を観察することができる。

以下の観察は、記録地震動の時刻歴、フーリエスペクトル、1自由度系応答関数による。粘性減衰は5%とした。復元力は弾性および完全弾塑性を考えた。しかし、損傷進行系の場合と異なり、免震系のモデルでは復元力は弾性であり、弾塑性はダンパーとして作用するのみなので、全体の挙動は、減衰を強化した弾性体に近くなる。

しかも、弾塑性ダンパーでは、履歴があって始めてエネルギーの吸収が生じるため、主要動の継続時間が短い直下地震では、ほとんど効果が生じないうちに主要動が終了する。ただ、主要動以後の振動は、弾塑性ダンパーによって効果的に抑制される。

多数の観測記録のうち、ノースリッジ地震では、大きな加速度を示した Tarzana および、多くの解析の結果、地震力が大きいとされている Sylmar を用いる。兵庫県南部地震では、明石海峡（気象庁の震源であり、すべての震源インバージョン計算が初期の強い破壊域を示している）から北東方向にほぼ一直線に並べた JR 鷹取、神戸海洋気象台、関震協神戸大学、JR宝塚とする。

(2) ノースリッジ地震

ノースリッジ地震は逆断層による。境らは、ノースリッジ地震の記録に対して完全弾塑性解析を行なった⁴⁾。その結果、Sylmarの地震動が大きな破壊力をもつことを見出している。この事実は、他の多くの研究者によって確認されている⁵⁾。

Sylmarの記録は、明瞭な近地項を伴うパルス状の主要動をもっている。パルスという用語の是非については議論がある。確かに厳密な定義ではないが、以下では簡単のために使用する。なお頼綱は、米国西海岸のその他の直下地震を併せて、パルスについて考察している⁶⁾。

後述のように兵庫県南部地震ではパルスが2発あるが、Sylmarでは単発である。このパルスの形状は震源の破壊過程によってきまるものであるが、むりやり振動と見なした形式的周期は2.5秒程度になる。このパルスは、固有周期0.3秒の1自由度系に対して3G近い加速度応答を生じさせるとともに、固有周期2.5—3秒の系に対して1mの変位応答を生じさせる。この大きな最大変位は、この周期帯では振動の方向が同期して軌跡が直線状になるためである。換言すれば、固有周期2.5秒以下では、ピーク値こそ最大ではないが、質点は水平面内で大きな弧を描いて回転しているので、2自由度と

しての扱いが必要になる。これについては別の機会に論じる。Sylmarは逆断層の上盤で破壊の進行方向にある。後述のように兵庫県南部地震では、横ずれ断層におけるdirectivityが顕著であった。ノースリッジ地震でも、Sylmarのパルス状強震動と逆断層震源のdirectivityとの関係が問題である。

Tarzanaでは、2Gを超える非常に大きな加速度が記録された。しかも変位も大きい。ところがこの大加速度と大変位のピークは連動していない。見かけの周期8秒程度のゆっくりした変位に周期1秒以下の波が重なっている。この意味で強震動の性質は、Sylmarとは全く異質である。既に多くの研究者がこの大加速度運動の応答解析を行ない、他の地震記録と比較して、大加速度の割にはその破壊力が小さいことを明らかにしている。ノースリッジ地震に限らず、Tarzana観測点は大きな地震動を記録することで知られている。しかし、その原因は明らかになっていない。

(3) 兵庫県南部地震

地震学による震源インバージョンによると、次の3つの強い破壊域が認められている^{7), 8)}：

- ① 明石海峡地下の深さ15km域
- ② 淡路島・野島断層地下の深さ5km域
- ③ 神戸直下の深さ10km域

このうち、第2の震源を神戸地域の強震動によって分離特定することはできておらず、強震記録には二つの主要動が認められる。

神戸直下の破壊域については、その位置と震源メカニズムについて争いがある。しかし、JR宝塚において他の記録と同様の明瞭な方位性をもつ有力な主要動が生じていること、距離との関係でこれを神戸直下以外の破壊域に帰することはできないことなどから、被害に決定的な影響を与えたことは疑いがない⁹⁾。

このことが最も明瞭に見えるのが神戸大学の記録で、二つのパルスの時間間隔は3秒、個々のパルスの見かけの周期は1.2秒である。いずれもNW方向に変位し、明石海峡—須磨断層のNE方向の破壊線に沿う右横ずれ複双力震源の放射パターンになっている。

第1パルスは、到達時刻から明石海峡域を震源とするイベントであると考えられる。このパルスに伴う地動は時計方向に円を描く。第2のパルスは、NNW—SSEで直線状になる。これが神戸の地下で発生した強震動と考えられる。二つのパルスの最大速度および最大変位は同程度であるが、1自由度系の応答のピークは概ね第2のパルスで現れる。ただし、これには第1パルスによる応答との重なりがある。変位応答は固有周期2.5秒域で最大となり0.6m程度に達する。地震動の最大速度との相対比では、この記録が最も大きい変位応答を与える。これは明らかに、二つのパルスの時間差が効いている。つまり、直下地震では、震源の非振動条件、つまり破壊域の伝播の時空間関係が、振動の長周期成分に効い

てくるためである。

神戸海洋気象台の記録では、NW—SEの大きな加速度パルスが1秒間隔で2発続く。これが第1イベントであるので、このパルスは、単一パルスが表層地盤の振動現象により2個に分離したものと推定される。その意味で神戸大学の二つのパルスと性質を異にする。第2イベントは4秒後に到達する。

固有周期1秒程度の場合には、第1イベントで最大応答を生じるが、固有周期2秒以上では第2イベントで最大になる。地震動の最大加速度および最大速度との比では、固有周期2秒前後の変位応答は小さい。

J R 鷹取では、SE—NW方向に各0.4 mの大きな変位を生じ、その見かけの周期は2秒程度になる。このため固有周期2秒の応答が非常に大きく1 mに達する。地震動の最大速度との相対比では、神戸大学の記録とともに最も危険な波である。これには明らかに見かけの周期の2秒がきいているが、この2秒という数字は、震源の伝播条件と表層地盤の卓越振動の条件によって影響されるもので、その詳細な分析が必要である。

7 結論

免震構造として採用されることが多い諸元を考慮して、固有周期2秒程度の弾性もしくは弾塑性1自由度系構造に対して、兵庫県南部地震の地震動記録および参照としてノースリッジ地震の地震動記録の影響を観察した。

現在の免震構造の平均的な諸元を用いる限り、いずれの場合も、1自由度系の上部質点の絶対加速度は十分に削減され、問題にならない。

直下地震では、主要動が短時間で終了するため、履歴型ダンパーは、最大応答の抑制には効果を発揮できない。しかし、その後の振動の速やかな減衰には効果がある。

照査に用いる記録地震動は、最大速度で規格化されることが多い。免震装置の関係で問題になる変位応答では、地震動の最大速度との相対比で、関震協神戸大学とJ R 鷹取の記録が最大であった。この原因は、地震動の大きさだけでなく、見かけ上の

波の周期に支配される。重要なことは、いずれも、それが震源の破壊パターンに支配されることである。

単発イベントの地震動としては、既往の研究の結果どおりSylmarが強いが、最大地震動速度で規格化した速度応答では、鷹取と神戸大学の方がSylmarや神戸海洋気象台よりも大きい。これは二つの破壊イベントの時間間隔や、破壊の継続時間その他の運動学的条件が支配しており、直下地震の免震構造の所要性能を高い信頼性で定めるためには、主要動の時間特性を、震源理論との関係で明らかにする必要があることを示している。

土木学会の提言に係るレベル2設計地震動の考えで、理論的に最も困難なのは、これを時刻歴地震動の形で与えることである。そこで、この作業の基礎理論について考察を加えた。

参考文献

- 1) 東原紘道：強震動地震学と土木耐震設計論，地震2，第47巻，pp.203-224，1994.
- 2) 東原紘道：設計入力地震動作成の基本原則について，土木学会誌，Vol.80-11，pp.43，1995.
- 3) 土木学会：レベル2設計地震動の与え方，土木構造物の耐震基準等に関する「第二次提言」解説 2.4，1996
- 4) 境 有紀，他：1994年ノースリッジ地震による建築物の被害と強震記録による地震応答解析，地震研究所彙報，Vol.69，pp.351-378，1994.
- 5) Iemura, H.: Extremely High Damage Potential of Near Field Earthquake Ground Motion, Proc. Japan Acad., Vol.71, Ser. B, No. 7, pp.214-218, 1995
- 6) 瀧 起一：カリフォルニアの被害地震と兵庫県南部地震，科学，Vol.66，No.2，pp.93-97, 1996.
- 7) Wald, D. J.: A Preliminary Dislocation Model for the 1995 Kobe (Hyogo-ken Nanbu), Japan, Earthquake Determined from Strong Motion and Teleseismic Waveforms, Seismological Research Letters, Vol.66, No.4, pp.22-28, 1995.
- 8) Ide, S., Takeo, M. and Yoshida, Y.: Source Process of the 1995 Kobe Earthquake: Determination of Spatio-temporal Slip Distribution by Bayesian Modeling, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.86, No.3, pp.547-566, 1996
- 9) 宮武隆：私信

(1996. 9. 14 受付)

ON GENERATION OF TIME SERIES DESIGN SEISMIC MOTION FOR BASE ISOLATION STRUCTURES BASED ON RECORDED DATA

Hirofumi HIGASHIHARA, and Edwin ROMERO

Theoretical basis of the generation of time series design seismic motion which is applicable to base isolation structures used in civil engineering of Japan. The influence of the recorded strong motions of the recent near-field earthquakes were observed so as to obtain the information about how we can parameterize these wave forms. The record of the 1995 Northridge Earthquake at Sylmar showed a remarkable response to the model structure. But the records of the 1996 Hyogo-ken Nanbu Earthquake at Takatori and Kobe University were more dangerous to widely used base isolation systems.