

# 兵庫県南部地震の恐るべき破壊力と耐震設計の今後の動向

いえむら ひろかず  
家村 浩和

京都大学工学部土木工学教室

〒606-01 京都市左京区吉田本町

## 1. 交通施設の被害の概要

地震被害の大きかった阪神地区は、六甲山系と海岸部の間に位置し、東西を結ぶ交通施設のほとんどがこの間にひしめいている、いわば交通の隘路である。今回の地震により社会経済基盤としての交通施設が壊滅的被害を受けた。有料高速道路、国道、地下鉄、私鉄、JR、在来線、新幹線、新交通、の陸上交通施設のほとんどが図-1に示すように大きな被害を受け、利用不可能な状態となった。

地震発生時刻が午前5時46分と早朝であり、交通量が少ない時間帯であったことは不幸中の幸いであったと言える。しかしながら、公共の阪神高速道路を利用していた十数名の方々が、高架橋の落橋により犠牲となられた事は、極めて遺憾なことである。もし地震が1時間後に発生していたならば、被害を受けた交通施設で極めて多数の犠牲者を出していた可能性が高く、今回の地震被害を、単に構造物の被害という側面のみでなく、公共施設の機能性や社会性といった立場から、真摯に受け止める必要がある。地震後約8ヶ月が経過した時点においても、阪神高速道路神戸線、ハーバーハイウェイ、国道2号線浜手バイパスの一部区間が未復旧のままとなっている。この地域を通る交通施設は、日本の東西のリンク的役割を果たしており、今回の被災は阪神地域のみならず、日本全体への交通・流通の混乱として波及している。

幸いにも、建設省、運輸省、JR、各私鉄、各地方自治体、各公団において、復旧への全力の取り組みが行われて、予定よりも早期の再開が実現されつつある。しかしながら、新しく建設される交通施設が、現行の耐震設計で十分であるか？、古い施設の補強をどんな経費で、いつまでに、どの程度のレベルにまで行うか？などについての大きな社会的問題が残されており、これらの諸問題の解決に積極的に取り組んでいく必要がある。

## 2. なぜ壊れたか？

### 2.1 耐震設計法の変遷

構造物の耐震設計に際しては、まず地震力の設定を行わなければならないが、自然現象を対象とした設計荷重の決定は容易ではない。地震被害の経験や得られ

た地震記録を基に、逐次改正されてきているのが現状である。したがって構造物の地震被害の原因究明に際しては、構造物が何時の時代の基準によって設計されたかをまず知る必要がある。

現在までの比較的簡便な耐震設計法では、図-2に示すように構造物の重量の何割かを、水平方向あるいは鉛直方向に作用させて、構造の安全性をチェックして来た。この重力に対する地震力の割合を設計震度と呼んでいる。

日本とアメリカ(特にカリフォルニア州)では、過去によく似通った被害地震を経験してきており、その都度耐震設計の見直しを進めてきている。こうした経緯を表にまとめて示したのが表-1である。この表から日本の地震被害に関するさまざまな宿命を考察できるが、ここでは構造被害に限って見てみることにする。

日本における1970年以前の構造物の耐震設計は、水平方向の設計震度0.2の地震荷重に対して、構造物の弾性強度だけを保証するものであった。しかしながら、68年の十勝沖地震や71年の米カリフォルニア州のサンフェルナンド地震で、鉄筋コンクリートの柱が極めてもろく崩れる「せん断破壊」現象が数多く見られた。

70年代前半にはこの原因調査が数多く行われ、その結果から構造物の強度を上回る地震力に対しても、崩壊という大破壊を防ぐためには「せん断破壊」を絶対に避け、構造物に「ねばり」を持たせなければならないとの結論になった。

こうしたことから、80年代以降の基準では、鉄筋コンクリートの柱の帯(おび)鉄筋をより多く配置するなど、構造部材及び構造系全体としての「ねばり」を増すため、多くの工夫が盛り込まれた。

今回の地震で大きく崩壊した高速道路や新幹線、さらに建物などを調査したところ、その主な原因は、やはり、鉄筋コンクリートの「せん断破壊」であった。さらに今回の地震より前には大きな被害が無かった鋼製橋脚においても、設計震度を越える地震力による局部座屈や、さらに2例の崩壊も見られた。大被害を受けた構造物のほとんどは70年以前に建設されている。68年や71年の教訓がいまだに生かされていないと言える。

## 2.2 直下型地震のすさまじき破壊力

### 2.2.1 加速度波形の比較

震度7の地域および周辺においては、我が国で従来よりほとんど観測されたことのない極めて大きく衝動的な加速度記録が得られている。水平成分の最大加速度が600galを越える地点は、神戸海洋気象台(気象庁)、鷹取(JR)、葦合(大阪ガス)、宝塚(JR)、西宮(大阪ガス)の5箇所にもものぼっている。

特に神戸海洋気象台では、南北方向818gal、東西617gal、上下方向332galの極めて大きい加速度記録が得られた。

神戸海洋気象台での加速度記録NS成分を、現在までの代表的な記録(いずれも

NS成分)と比較したのが、図-3(a)~(b)である。同図(b)には、米国カリフォルニア州でのノースリッジ地震(1995.1.17)時におけるシルマーでの記録、(c)には十勝沖地震(1968.5.16)における八戸での記録、(d)にはインペリアル地震(1940.5.18)時におけるエルセントロでの記録を各々同じスケールで示した。

神戸およびシルマーでの記録は、最大加速度が約800gal程度と極めて大きい、強震部の継続時間は10秒程度と、比較的短い。一方最近の建造物の耐震設計によく用いられて来た八戸記録やエルセントロ記録は、最大加速度は250~350gal程度と比較的低い、強震部の継続時間が30秒程度と長い。こうした地震動の時刻歴波形の差が建造物の応答や破壊に及ぼした影響について、各種の応答スペクトルから検討してみる。

### 2.2.2 絶対加速度応答、速度応答、変位応答スペクトルの比較

従来より、地震工学において良く用いられている線形1自由度系(減衰定数5%)の各種応答スペクトルを図-4(a)~(c)に示した。同図(a)の絶対加速度応答スペクトルを見ると、従来よりの八戸、エルセントロ記録では、全周期領域において1g以下となっているのに対し、神戸の記録では、0.15~1.2秒の周期帯で1gを越えている。特に0.3~0.5秒の区間では2gを越える極めて大きな値となっている。シルマーでの記録も全周期帯において、神戸の記録とほぼ同じ傾向を示している。一方同図(b),(c)には、速度応答および変位応答のスペクトルを示したが、いずれも周期が0.25秒以下の短周期領域では4つの記録に大きな差は見られず、0.3~3.0秒の周期帯で神戸とシルマーの記録が八戸とエルセントロの記録を大きく上回っている。

阪神間の震度7の地域における建造物の被害を調査した結果、比較的剛な橋脚や10階以下の建物の崩壊が数多く見られた。反面、背丈の高い橋脚や10階以上の中高層建物には大きな被害がみられなかった。こうした被害の分布は、図-4の線形系の各種応答スペクトルの結果から、十分には説明できない。震度7の地域で被害を受けた建造物は、大きく塑性域に及ぶ挙動を示しているわけであるから、こうした弾塑性復元力を考慮した応答の評価が必要である。

### 2.2.3 非定常パワースペクトルの比較

建造物に作用したであろう、地震動の周期ごとのパワーの時間的変化を検出する指標として、非定常パワースペクトルがある。このスペクトル値は、減衰定数5%の1自由度線形振動系のひずみエネルギーと運動エネルギーの総和の時間的変化を示すものである。解析結果を図-5(a)~(d)に示した。同図(a)の神戸の結果から、0.5~1.5秒の周期帯では、震動開始直後1~2秒で最大のパワーに達していること、また数秒の間に2,3回のピークの存在することが判る。震度7の地域の多

くの人々が、「地震と気付く以前に家が壊れた」と証言しているのとよく一致する。同図(b)に示したシルマーの記録においても、かなりシャープなピークが見られるが、そのレベルは神戸よりもかなり低い。しかし周期が1.5秒以上の長周期領域でかなりのパワーが見られる。中層建物の柱-梁接合部にクラックなどの被害が報告されているが、この影響によるものと推察される。

八戸記録やエルセントロ記録についても、同様の計算をして示したのが同図(c),(d)である。継続時間としては長いものの、パワーとしては極めて低い値である。こうした地震動に対しては、繰り返しによる共振的な振幅の増大が破壊の原因となる。

#### 2.2.4 弾塑性変位応答スペクトルの比較

構造物の被害の程度を、無被害をも含めて説明し得る最適な指標の1つとして、弾塑性変位応答スペクトルを算出することにした。構造物の降伏加速度を0.2g（周期1.1秒以上は  $T^{-2/3}$  で低減）とし、降伏後は剛性がゼロの完全弾塑性の履歴復元力特性を図-6のように仮定し、各周期ごとの変位応答を算出した。減衰定数は5%である。図-4,5と同様エルセントロ記録、八戸記録、シルマー記録、ならびに神戸海洋気象台での記録（いずれもNS方向）を入力とした場合の弾塑性変位応答スペクトルを図-7に示した。構造物の周期に対応する降伏変位およびその2, 5, 10倍の値も同時に示してある。神戸海洋気象台の記録、シルマーの記録とも、周期による変動が少なく、20~50cmの変形を示している。特に周期0.7秒以下では、塑性率が10以上の大変形になっている。

1970年代以前の構造物の許容塑性率は5以下程度の低い値であったであろうから、降伏強度が0.2g程度で、周期0.8秒以下の構造物はほとんど崩壊して当然というおそれるべき地震力である。直下型地震に対しては、短周期構造物の弾性的耐力を格段に上げる必要があるものと考えられる。あるいは、免震構造を採用して、構造の長周期化を図るのも、耐震安全性を向上させる上で有効である。

以上の考察から、今回の直下型地震の特徴として、構造物が1サイクルの振動周期を終えるまでに、大きな損傷を被るような衝撃的外力であったこと、地震動の振幅も極めて大きかったこと、さらに3方向の振動成分がほぼ同時に最大値を示していること、などを指摘できる。各種構造物に見られる大きな被害の第一の原因は、地震動のこれらの特徴に基づくものである。

### 2.3 鋼構造物の被害原因

日本の最近の地震被害の分析から、鋼構造物はそのじん性の高さから耐震性が高いとされてきた。しかしながら、衝撃的でありかつ振幅の大きな地震動を伴った兵庫県南部地震においては、鋼構造物に対して今までにない様々なタイプの損

傷や破壊が見つまっている。以下にその概要を述べる。

### 2.3.1 鋼製橋梁支承や連結材および桁の損傷

鋼橋桁は橋脚の上に設置された鋼製支承により支持されている。その半数はいわゆる固定支承であり、桁端の回転のみを許容する。極めて大きな衝撃的地震動により発生した桁の慣性力がこれらの固定支承に作用し、これを破壊した。

特に桁どうしは、桁落ちを防止するための連結材が設置されていたため、衝動的な地震動では、隣接した桁が一体となって動こうとする。こうした場合、一体となった桁の慣性力は剛性の高い橋脚にほとんどが集中することになる。このメカニズムを示したのが図-8である。

一方、支承が壊れたり、連結材が引きちぎられたりすると、地震力(桁の慣性力)は下の橋脚に伝達されず、橋脚の被害は軽微となる(写真-1)。この現象は、支承ヒューズ論といわれているが、桁が落ちては交通の安全が確保されないので、設計論としては成り立たない。さらに、支承や橋脚が破壊せず抵抗すると、地震力は地中の基礎杭にまで伝達されることになる。杭基礎にも一部クラックなどの損傷が見つまっている。

衝撃的な地震力を緩和するには、桁と橋脚とのあいだの相対的な変形が必要であり、復旧および補強のためには、弾性と減衰効果を持つゴム系の免震支承の使用が望まれる。長さの短い連結材も衝撃的な地震力により多数破壊された。変形性能にすぐれた連結材、あるいは緩衝効果のある桁落ち防止装置の開発が望まれる。

### 2.3.2 鋼橋脚の座屈と崩壊

大きな地震力とそれに起因する大変形により、曲げモーメントが最大となる基部における座屈現象が数多く見られた。座屈部分の大半においては塗装の剥離あるいは変色が発生している(写真-2)。塗装剥離の生じる原因は、橋脚のフランジとウェブ部が経験した繰返し塑性ひずみによるものと考えられる。したがって、塗装剥離を伴った座屈は、靱性のある復元力特性をもたらす塑性座屈であると判断される。ほとんどの座屈は、耐震安全上むしろ好ましいこのタイプのものではなかった。

しかしながら、2つの鋼橋脚は、座屈の過度の進行により、矩形断面の隅角部の破断により崩壊した(写真-3)。この破壊メカニズムは、インターチェンジ付近の非常に幅の広い張り出し梁を有する一柱式の背の低い剛な橋脚が、車輛走行方向と直角方向のほとんど全ての地震力を受け持ったことから、大きな「座屈」が発生し、その場所の隅角部が亀裂を発生し、死荷重である大きな軸力によっておしつぶされたものと考えられる。

その崩壊過程を示したのが、図-9である。張り出梁を支える外側の2本のRC柱には全く被害が無く、地震力をほとんど分担しなかったことが判る。

一方特に点検孔の周囲に塗装剥離のない弾性座屈の発生した鋼橋脚も見られた(写真-4)。弾性座屈は構造物の急激な崩壊を招くことがあり、絶対に避けるべきものである。

座屈を避けると同時に塑性変形能を増大させるため、軸力を低くすること、鋼板を厚くすること、補剛材を十分入れること、のほか、鋼とコンクリートの両方を用いた複合構造物を使用することなどが望ましいと考えられる。

### 2.3.3 鋼構造物の亀裂とぜい性破壊

水平の梁(はり)部材と柱の結合部において亀裂の発生した鋼橋脚が見つまっている(写真-5)。また、完全なぜい性破断を起こした鋼橋脚も1例あった(写真-6)。さらに鋼フレームの中層建築においても柱のぜい性破断が報告されている。このような亀裂やぜい性破断が鋼橋脚に発生した理由は、冬季の早朝であり温度も零度に近かったこと、断層近傍での地震動により構造物に衝撃的な大変形が発生したためなどと推定される。この種の損傷には、Northridge地震後の点検で発見された中高層建物のはり-柱結合部の亀裂との類似性を指摘することができる。

## 2.4 コンクリート構造物の被害原因

### 2.4.1 被害の概要

今回の地震によって、高速道路や鉄道等の交通施設の高架部分は著しい被害を受けた。神戸、西宮、芦屋では、この地域をほぼ並行して走る各交通施設において、古い耐震設計基準で建設されたコンクリート構造物に同種の数多くの被害がみられた。

コンクリート構造物における典型的な被害形態は、鉄筋コンクリート(RC)製橋脚のせん断破壊あるいは曲げせん断破壊であった。特に、これらの破壊が高架橋全体の倒壊や、上部工(桁)の部分的な落下につながった箇所がいたる所で観察された。これらの被害は当時の設計で考慮されていた以上の地震力が作用したことにより生じたことは言うまでもないが、大地震時の構造物の靱性を確保するための耐震構造細目が、現行の耐震設計(道路橋示方書(平成2年度版)やコンクリート標準示方書(平成3年度版))と比較して不十分であったことが原因の一つとして挙げられる。一方、プレストレストコンクリート(PC)桁等の上部工の被害は比較的少なく、典型的な損傷としては、橋軸方向の変形による固定支承近傍のコンクリートのひび割れ程度にとどまっている。

### 2.4.2 RC単柱式橋脚の被害

阪神高速道路3号神戸線において、かなりの数のRC単柱式橋脚が損傷を受けた。特に、深江地区においてピルツ型式で建設された高架部分がRC単柱橋脚とともに約600mにわたって山側に倒壊した事例(写真-7)を含め、約150基のRC橋脚が修復不可能な損傷を受けた。

他の高速道路と同様、3号神戸線におけるRC橋脚の破壊形式は、大略して以下の3つに分けることができる。しかし、崩壊した橋脚の多くはせん断破壊あるいは軸方向鉄筋段落とし位置での曲げせん断破壊によるものであった。RC単柱式橋脚において見られる主な破壊モードは次の通りである。

#### 1) 橋脚基部における曲げ破壊あるいは曲げせん断破壊(写真-8)

この破壊形式は、以下に述べる他の2つのものと比べて比較的靱性に富む破壊形式である。この場合、橋脚基部において、かぶりコンクリートの剥落、軸方向鉄筋の座屈、帯鉄筋の破断・はずれ等が観察される。

#### 2) 軸方向鉄筋段落とし位置における曲げせん断破壊(写真-9)

多くの橋脚がこの形式で損傷を受けた。ピルツ型式橋脚では、上部重量が大きいため、橋脚基部での地震時曲げモーメントも大きくなる。基部での多量の主鉄筋は、曲げモーメントの小さな上部では一部不用となるから、橋脚の途中で段落ししていた。図-10に示すように、段落し部では、抵抗モーメントが急激に減少するため、この位置での曲げ変形が他の部分に比べて曲げクラックが発生する。さらに、段落とし位置での帯鉄筋の不足や軸方向鉄筋の不十分な定着長により、この位置でひび割れが著しく進展し、繰返し荷重により最終的に曲げせん断破壊に至ったものと考えられる。また、橋脚によっては、ガス圧接部の破壊が観察された。ピルツ型式高架橋の崩壊過程を図-11に示した。

#### 3) せん断破壊(写真-10)

比較的高さの低い橋脚においては曲げに対するせん断の作用地震力が相対的に大きくなるため、この破壊形式がしばしば観察された。この破壊形式は非常にぜい性的であり、破壊後は上部工反力を支えきれなくなって桁の落下につながるものが多くみられた。3号神戸線は1960年代後半に建設されたものである。これらの橋脚は設計水平震度0.2で設計されており、16mmの帯鉄筋が20~30cm間隔で配置されていた。しかしながら、じん性を確保する上で重要となる耐震構造細目(帯鉄筋の配置量や間隔、軸方向鉄筋の継手や圧接法、段落とし鉄筋の定着長など)が現行の基準と比べて必ずしも十分でなかったこともこのような甚大な被害の一因であると考えられる。このことは、最近の耐震設計基準で設計された湾岸線のRC橋脚の被害が比較的軽微であり修復可能であったことから推察できる。湾岸線では、RC橋脚の損傷よりもむしろ支承部の損傷・破壊が支配的であった(写真-11)。

### 2.4.3 その他のコンクリート構造物の被害

名神高速道路やその他の道路(ハーバーハイウェイ、国道2号線、43号線等)のRC橋脚もかなりの損傷を受けた。名神高速道路の尼崎近辺では多くのRC壁式橋脚が損傷を受けた。この場合、軸方向鉄筋がせん断ひび割れ先端におけるコンクリートの圧潰を伴うことなく座屈していることが観察された(写真-12)。

一方、新幹線やJR西日本の在来線では、コンクリートラーメン型の高架橋や橋台が、柱のせん断破壊により大きく崩壊した(写真-13)。せん断破壊は比較的短い柱に数多く見られ、長い柱では、桁との接合部に曲げ破壊が見られた。

特に山陽新幹線の下食満高架橋において、ラーメン高架橋の柱の途中に横ばりを入れた2層部分では、上または下の柱のせん断破壊が、また横ばりの無い柱では柱最上部に曲げ破壊が観察された(写真-14)。復旧委員会での調査結果では、崩壊した高架橋のほとんどは、設計図よりの解析で、せん断破壊先行型を判定されたものであった。特に山陽新幹線は昭和46年頃に建設されており、せん断補強筋の間隔が30cmと広く、せん断抵抗力に乏しいものであった。

また、神戸高速鉄道大開駅の地下のRCの中柱が崩壊し(写真-15)、上部を通る国道2号線が約2m陥没する被害を生じている。地盤の大きな震動により地中の箱型トンネル部が大きく変形し、中間のRCの中柱に軸力のみでなく、大きな曲げ、せん断力が作用したのが原因と考えられている。

この地下鉄駅の耐震設計に当たっては、作用土圧のみを考慮し、箱型トンネルの動的変形については、全く考慮していない。従って中柱は軸力のみを考慮した設計で、極めて高軸力( $\sigma_c \sim 100 \text{kg/cm}^2$ )となっていた。こうした高軸力柱は、変形性能が極めて乏しく、曲げおよびせん断力の作用により断面欠損が発生し大きく破壊した。柱の崩壊により、上床版および側壁が破壊されたものと考えられている。柱の上下端を剛結せず、ピン構造としておけば、設計方針どおり軸力以外の部材力は発生せず崩壊は免れたものと想定される。構造部材に、設計時に想定した以外の組み合わせ断面力が作用することの恐ろしさを示す結果である。

### 3. 被害構造物の復旧

建設省では、兵庫県南部地震による道路橋の被害の復旧に当たって、今回程度の直下型大地震にも耐え得ることを目標として、図-12に示すような暫定スペクトルを設定し、これを当面の補強や新設橋にも適用することとしている。この暫定スペクトルでは、いままでと異なり、直下型地震動の特性を反映して良好な地盤ほど大きな値(最大2g)が設定されている。I種地盤では神戸海洋気象台、II種地盤ではJR鷹取、III種地盤では東神戸大橋の記録が基礎となっている。

今回大被害を受けた構造物のほとんどは、設計震度0.2で設計・建設されている



ので、これを2.0にまで弾性設計法で単純に引き上げようとする、10倍の強度が必要となる。しかしこのようなことは、構造部材や基礎が大きくなり過ぎること、経費負担も莫大となることからとても不可能である。

復旧に当たっての基本的考え方は、ねばり強くしなやかに、そして構造系全体で地震エネルギーを吸収するというものである。この考え方は、弾塑性耐震設計法によって具体化されている。構造物の弾性強度を10倍に上げたと同様に地震に耐えるには、図-13に示すように弾性ポテンシャルエネルギーと弾塑性ポテンシャルエネルギーとが等しくなる変形にまで、抵抗力が大きく減少しない「ねばり」を持たせれば良い。当然コンクリートのクラックや鋼材の降伏などの小被害は発生しても、大きく崩壊することはない。つまり、ねばりで地震エネルギーを吸収できれば、弾性限を越えて塑性域に入っても、一気に壊れず、構造系としてねばって行くはずである、というのが弾塑性耐震設計法の基本である。

鉄筋コンクリート橋脚や柱のねばりを上げるには、縦方向の鉄筋を腹帯のように横にたばねる帯筋を狭いピッチで入れること、縦方向の鉄筋を途中で省略する段落しを無くすること、帯筋のかわりにファイバー繊維で腹帯のように巻くこと、鋼板を接着することなどが具体的に行われている。

一方鋼橋脚のねばりをあげるには、鋼橋脚の内部にコンクリートをつめて局所的な座屈を防止すること、縦方向の補剛材や横方向のダイヤフラムを密に入れて、局部座屈の範囲を出来る限り狭くすること、厚い鋼板を利用することなどが採用されている。

さらに構造系のしなやかさという点では、いままで桁と橋脚とをガッチリ固定していたのを、変形しやすくかつエネルギー吸収性能のあるゴム系の免震支承におきかえるという作業が進められている。また落橋防止のための連絡装置は、剛性の高い短いデバイスでは衝撃によりぜい性破壊してしまうので、全体長が長くかつ変形性能に富んだものあるいは、粘性ダンパーを組み込んだものなどが考えられている。

構造系全体としての耐震設計は、コンピューターによる動的解析により、全体系の振動特性や各構造部材に作用する地震力を正確に評価できるようになって来ており、よりバランスの取れた方向に進みつつある。

#### 4. 耐震補強を早急に

1980年代の建築基準や道路橋示方書では、構造物のねばりを取り入れて来ており、これらに基づいて建設された構造物では、大被害は報告されていない。特に1990年に出された道路橋示方書耐震設計編では、図-12に示すように1gの応答を基準とした地震力に対して保有耐力の照査を行うよう新しく義務づけている。ただし今のところ鉄筋コンクリートの単柱式橋脚のみに限られている。1980年の建

築基準でもほぼ同じレベルの保有耐力照査を要求している。

建設省では、前述のように道路橋の復旧に当たって、最大2gの暫定スペクトルを設定して、これに対しても保有耐力の照査をすることにしている。このような経過から、新しい耐震設計基準の見直しは、今後各方面から検討されるであろうが、1970年代以前の古い建造物の耐震補強は緊急的に実施する必要がある。

上記の事実を知りながら、「なぜ補強が行われてこなかったのか」という疑問が起こる。近年カリフォルニア州では高架橋の耐震補強が盛んに行われ、日本でも徐々にだが実施されてきた。崩壊した一本柱の高速道路も近々補強の予定だった。

補強のペースが遅かった理由としては、日本の建造物の地震に対する強度が米国の2~3倍もあり、これを上回る地震の来襲の確率は、特に関西では低いだらうとの油断があった。

しかし耐震設計の変遷と地震の大被害とを重ね合わせてみると、もう一刻の猶予も許されない。

米国の地震工学者たちは、今回の直下型地震をサンフランシスコやロサンゼルスにおける最悪のシナリオとして受けとめている。日本の首都圏や、その他の都市域にも、避けては通れない課題が突きつけられている。コンクリート建造物のみならず鋼建造物についても、建造物の有する強度と変形性能を調査して、必要な耐震補強を急がなければならない。

一見ネガティブな投資と思われがちだが、将来の安全性を「担保」するためには、経済的にも十分有効な積極的投資と考えなければならない。

次の大地震との時間の戦いが始まっている。

#### 参考文献

土木学会： 阪神大震災災害調査緊急報告会資料(第一報、第二報)、平成7年2月、3月

神戸大学工学部： 兵庫県南部地震緊急被害調査報告書(第一報、第二報)、平成7年2月、3月

建設省兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会： 兵庫県南部地震による道路橋の震災に関する調査中間報告書、平成7年3月

運輸省港湾局ほか： 阪神・淡路大地震による港湾施設など調査報告書、平成7年5月

日本道路協会： 「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料(案)、平成7年6月

鉄道施設耐震構造検討委員会： 兵庫県南部地震による鉄道施設の被災に関する調査(中間報告)平成7年8月

H. Iemura : Extremely High Damage Potential of Near Field Earthquake Ground Motion - Comparison of the Hyogoken Nanbu and the Northridge Earthquakes - Proceedings of the Japan Academy (to be published in October '95)

# 米国・日本 被害地震・耐震設計コード 年代別比較表

京大・工 家村浩和 作成

米国 (その他の各国)

日 本

<p>1906 サンフランシスコ地震 (M8.3 直) 大火災 AWS完成</p> <p>1933 ロングビーチ地震 初強震記録 設計震度 (Riley Act 0.02)</p> <p>1936 ベイブリッジ竣工</p> <p>1937 ゴールデンゲイトブリッジ竣工</p> <p>1940 インペリアルバレー地震 (M7.1 直) エルセントロ記録</p> <p>1955 UBC (Uniform Building Codes) 設計震度 0.06</p> <p>1956 第1回世界地震工学会議 (WCEE, 於サンフランシスコ)</p> <p>1957 I-880サイプレス地区竣工</p> <p>1971 サンフェルナンド地震 (M6.6 直) RC柱せん断破壊・桁落・ライフライン</p> <p>1975 AASHTO, Interim Spec., Bridges 設計震度 0.5 (塑性設計) 耐震補強開始 桁連結</p> <p>1981 ATC-6 設計地震 0.4 (塑性設計)</p> <p>1983 AASHTO, CALTRANS</p> <p>1985 メキシコ地震 (M8.1 海) 2秒共振崩壊</p> <p>1989 ロマプリータ (サンフランシスコ) 地震 (M7.1 海)</p> <p>1990 —————</p> <p>1990 フィリピン地震 (M7.8 海直)</p> <p>1994 ノースリッジ地震 (M6.8 直) (直下型都市地震, 大加速度, 大速度)</p>	<p>1891 濃尾地震 (M8.0 直)</p> <p>1923 関東大地震 (M7.9 海直) 大火災 設計震度 0.1</p> <p>1939 道路橋示方書 設計震度 0.2</p> <p>1943 鳥取地震 (M7.2 直)</p> <p>1944 東南海地震 (M7.9 海)</p> <p>1945 三河地震 (M6.8 直)</p> <p>1946 南海地震 (M8.0 海)</p> <p>1948 福井地震 (M7.1 直) SMAC開発・耐震コード</p> <p>1956 道路橋示方書 設計震度 0.1~0.35</p> <p>1964 新潟地震 (M7.5 海) 液状化</p> <p>1968 十勝沖地震 (M7.9 海) 八戸記録 RC柱せん断破壊</p> <p>1971 道路橋示方書耐震設計編 設計震度 0.1~0.24 修正震度法</p> <p>1971 建築基準 せん断補強筋の強化</p> <p>1978 宮城県沖地震 (M7.4 海) ライフライン</p> <p>1980 道路橋示方書 (新耐震設計法案) 変形性能照査</p> <p>1981 建築基準 保有耐力、許容変形の規定 1g 応答</p> <p>1983 日本海中部地震 (M7.7 海) 長周期地震動</p> <p>1988 本四 児島・坂出ルート竣工</p> <p>1990 道路橋示方書 耐震設計スペクトルの見直し 動的解析, 保有耐力, 3倍の地震力を考慮 1g の応答 制振構造の研究と建設</p> <p>1992 道路橋の免震設計マニュアル</p> <p>1993 釧路地震 (M7.8 海) 北海道南西沖地震 (M7.8 海)</p> <p>1994 北海道東方沖地震 (M8.1 海) 三陸はるか沖地震 (M7.5 海)</p> <p>1995 兵庫県南部地震 (M7.2 直) (都市直下型地震)</p>
---	---

兵庫県南部地震  
主な交通施設被害

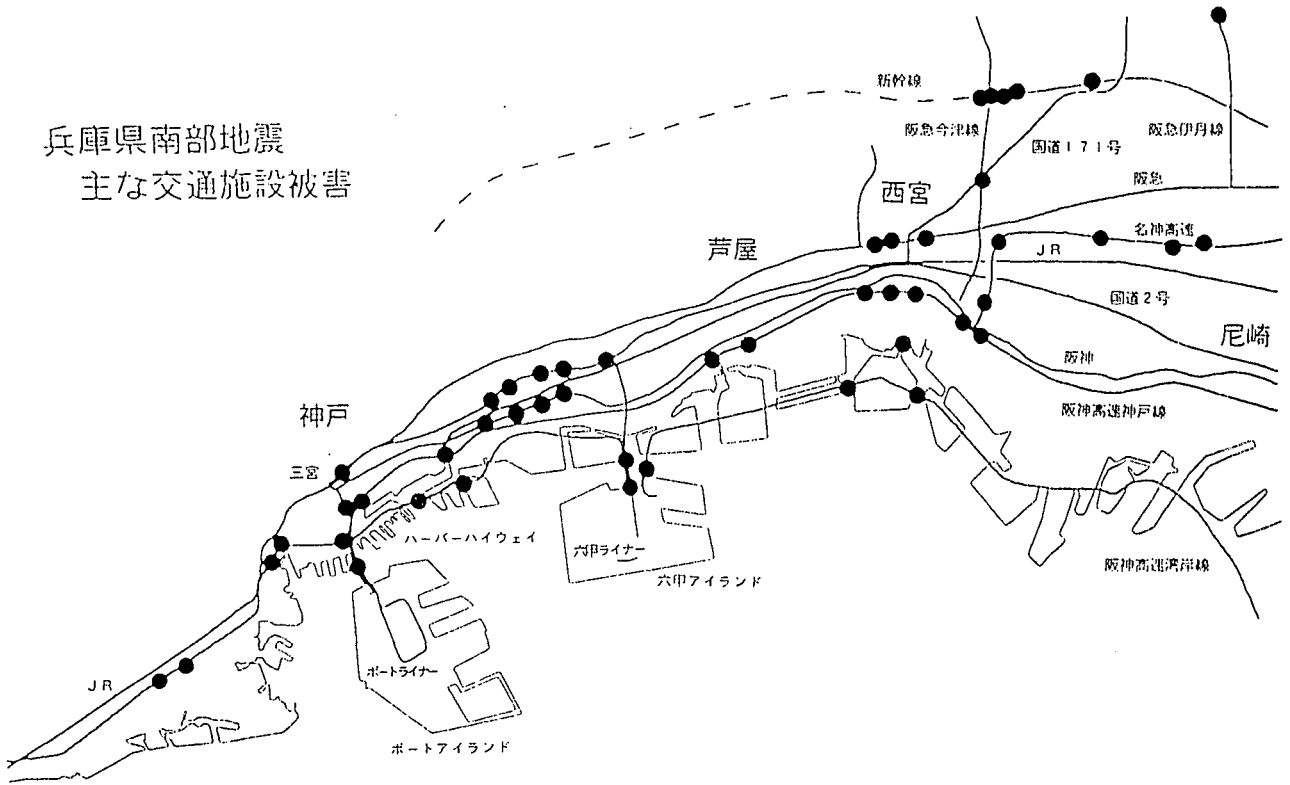
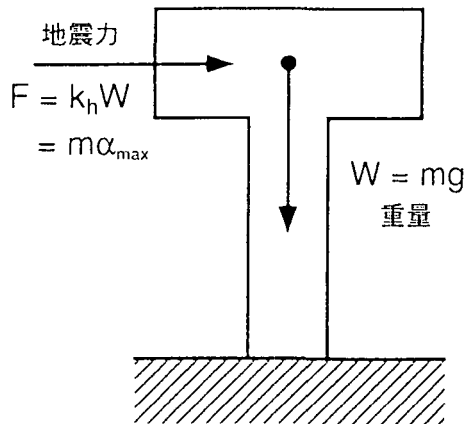


図-1 交通施設の主な被害地点

$$\begin{aligned} \text{設計水平震度 } k_h &= \frac{\text{水平方向の地震力}}{\text{構造物の重量}} \\ &= \frac{\text{絶対加速度応答}}{\text{重力加速度}} \end{aligned}$$



構造物に作用する地震力の簡便な表示法

図-2 設計震度と地震力

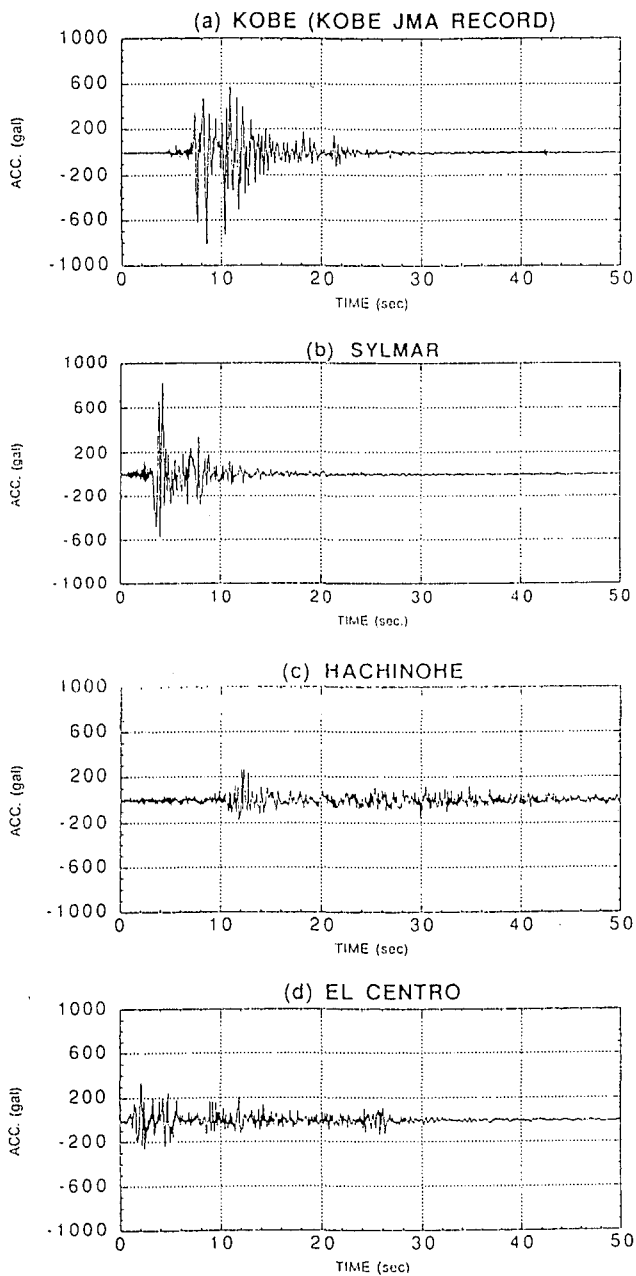
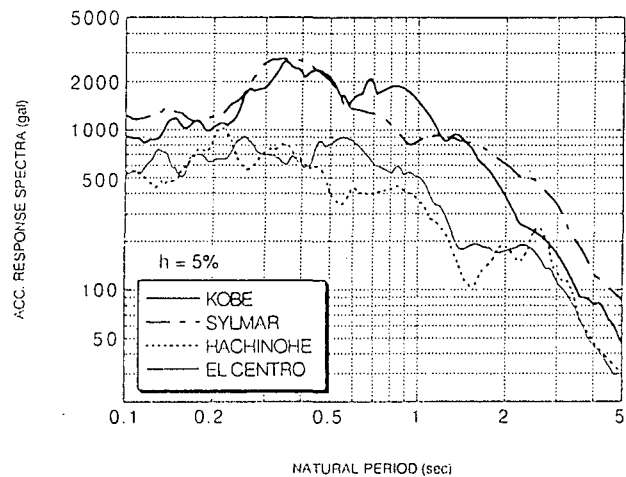
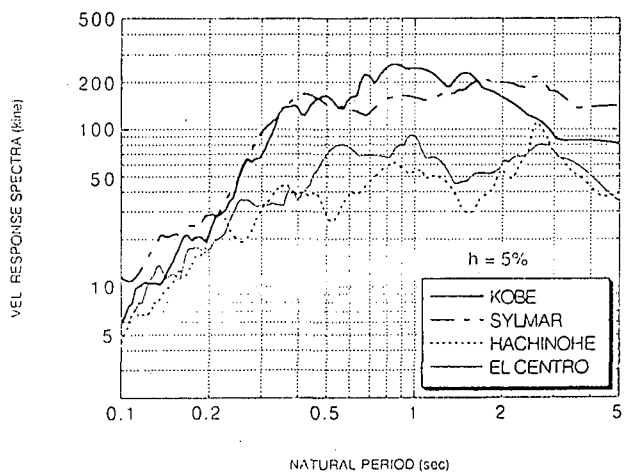


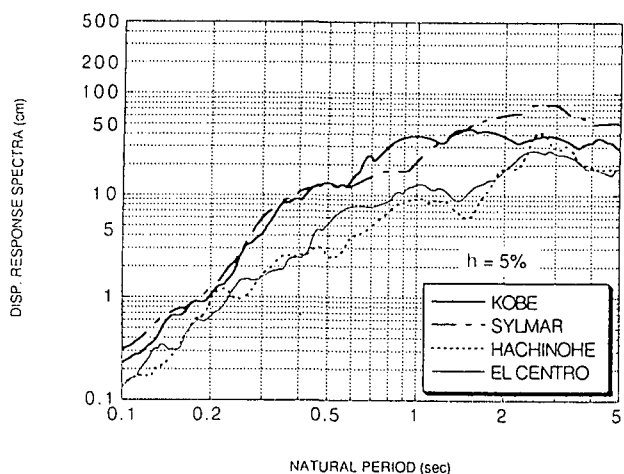
図-3 地震加速度記録の比較  
(いずれも N S 成分)



(a) 絶対加速度応答スペクトル



(b) 速度応答スペクトル



(c) 変位応答スペクトル

図-4 線形応答スペクトルの比較

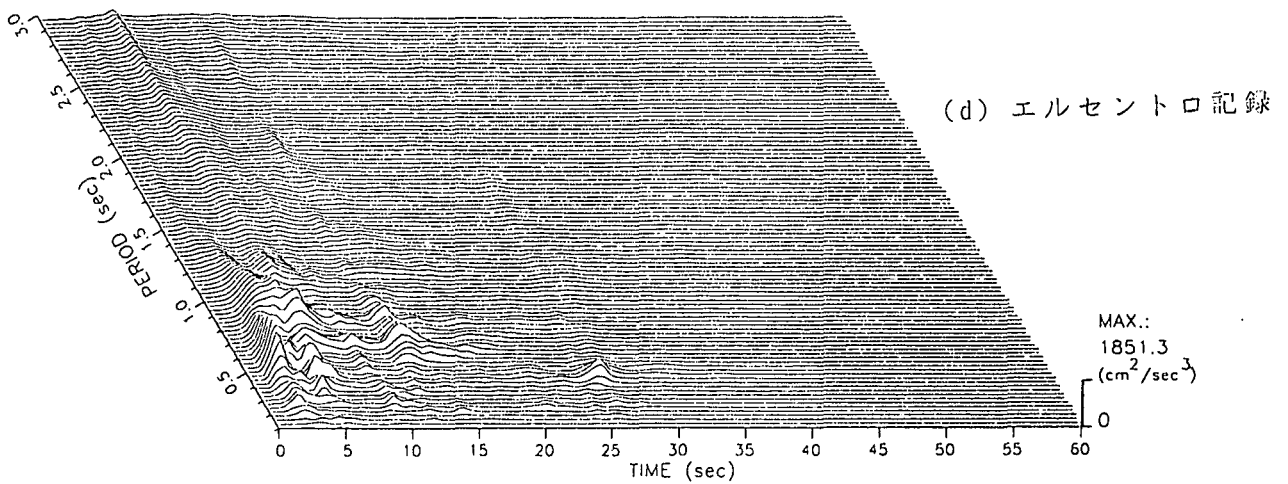
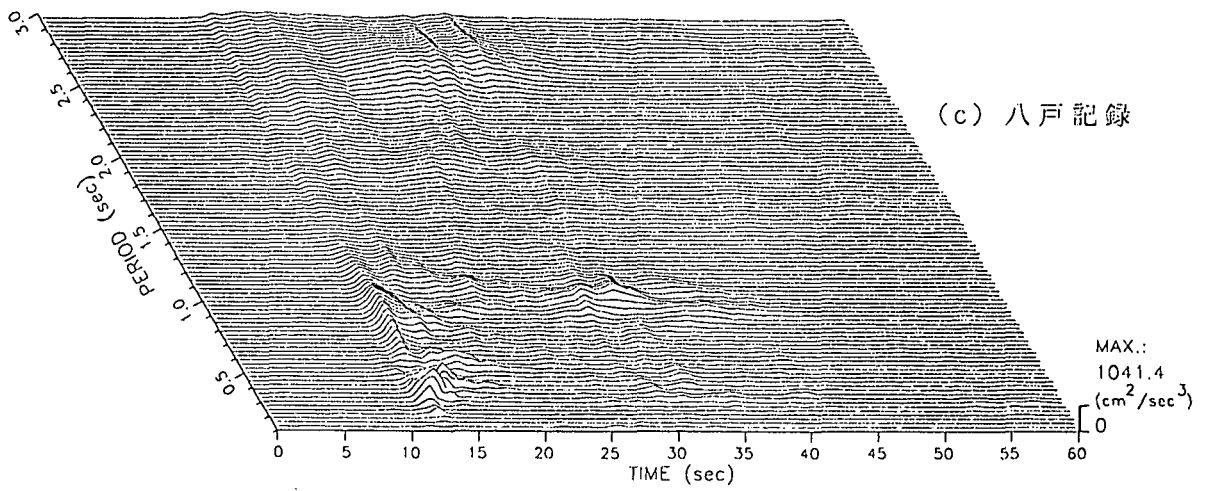
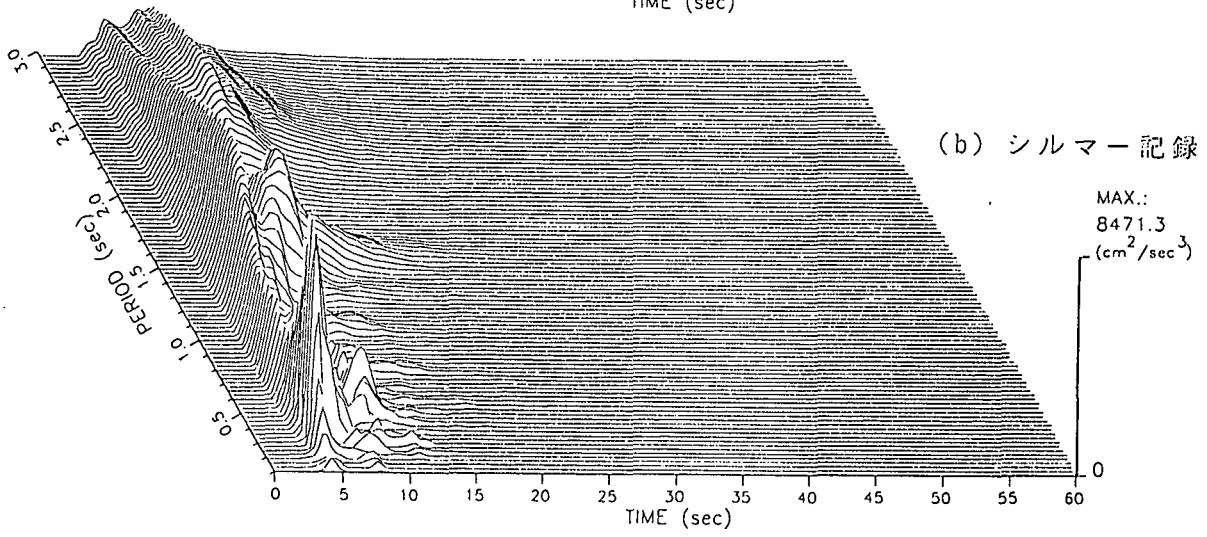
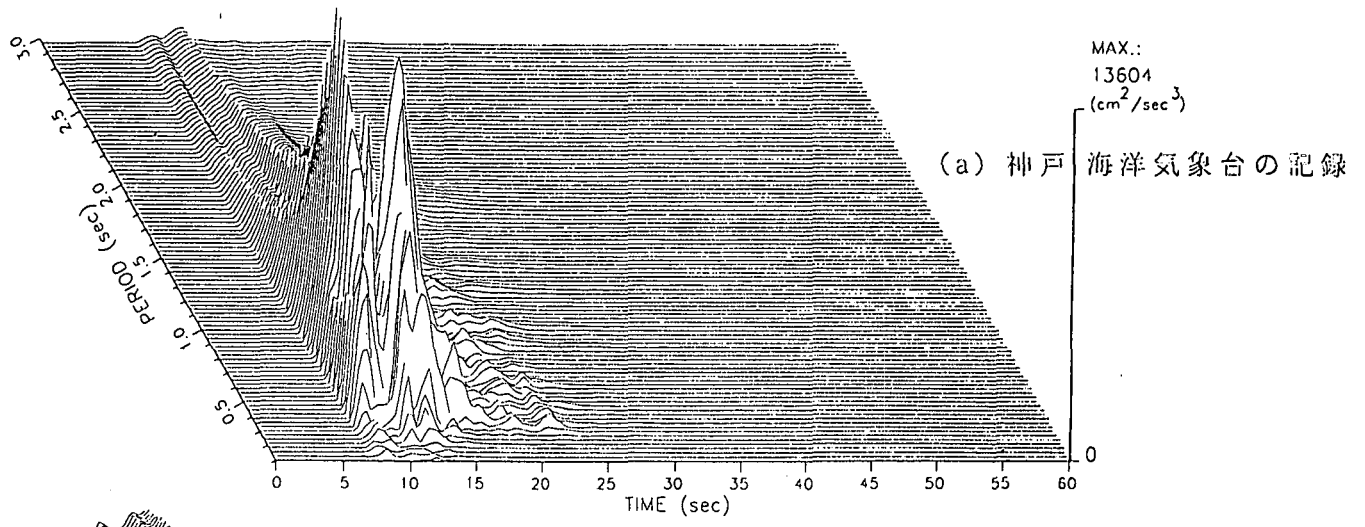


図-5 非定常パワースペクトルの比較

# 弾塑性変位応答スペクトルの計算

$$\frac{d^2x}{dt^2} + 2h_0\omega_0 \frac{dx}{dt} + f(x) = -\frac{d^2z}{dt^2}$$

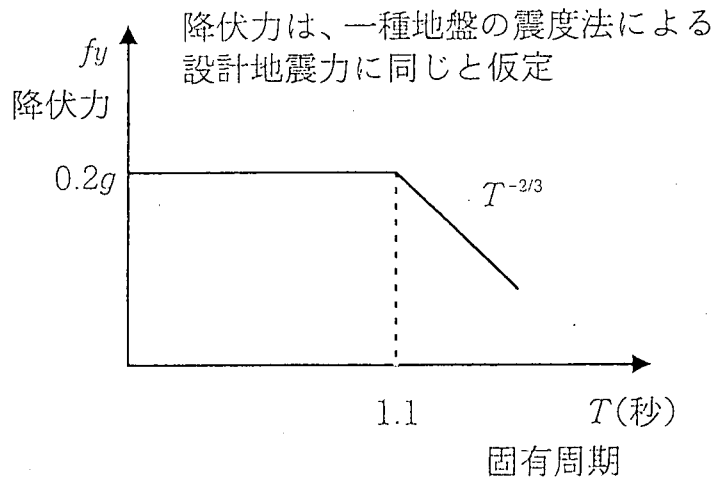
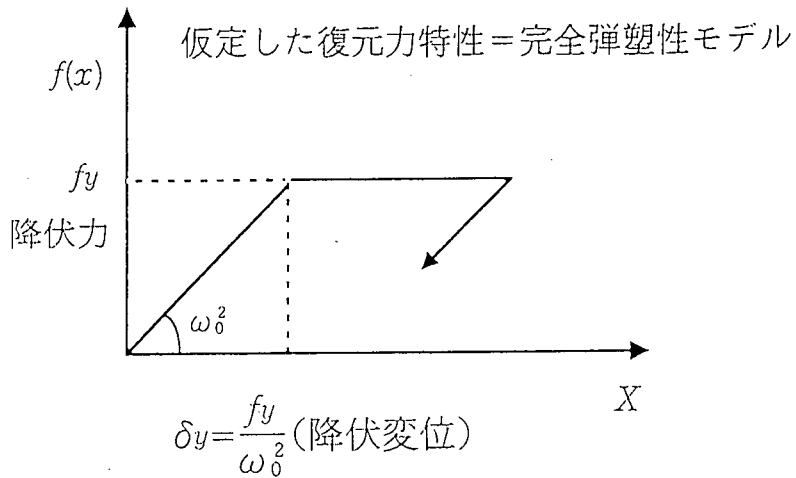


図-6 弾塑性変位応答スペクトルの計算

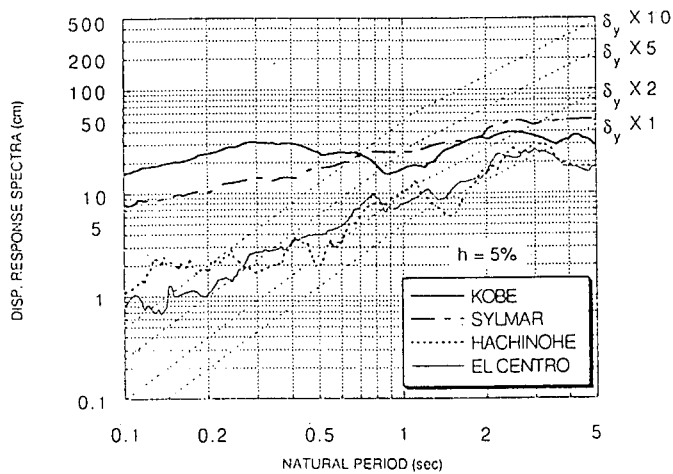


図-7 弾塑性変位応答スペクトルの比較

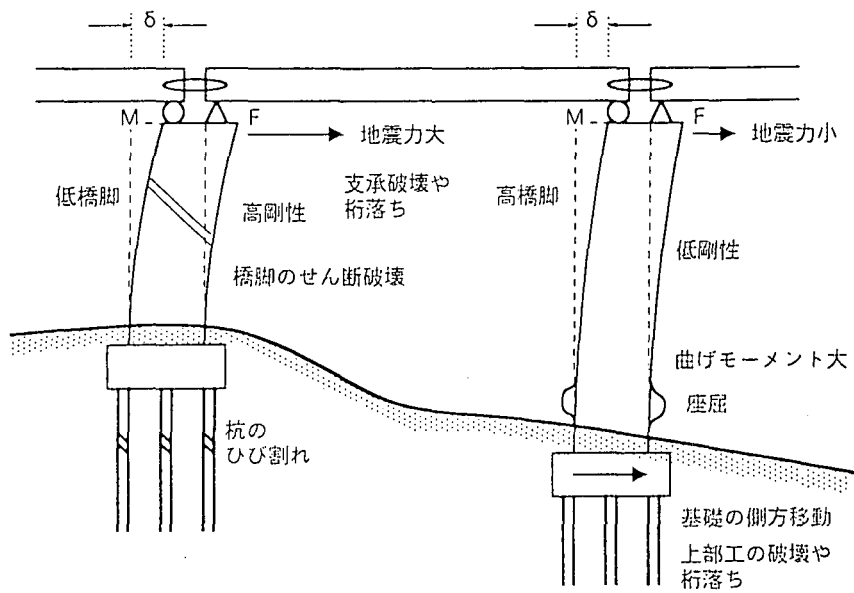
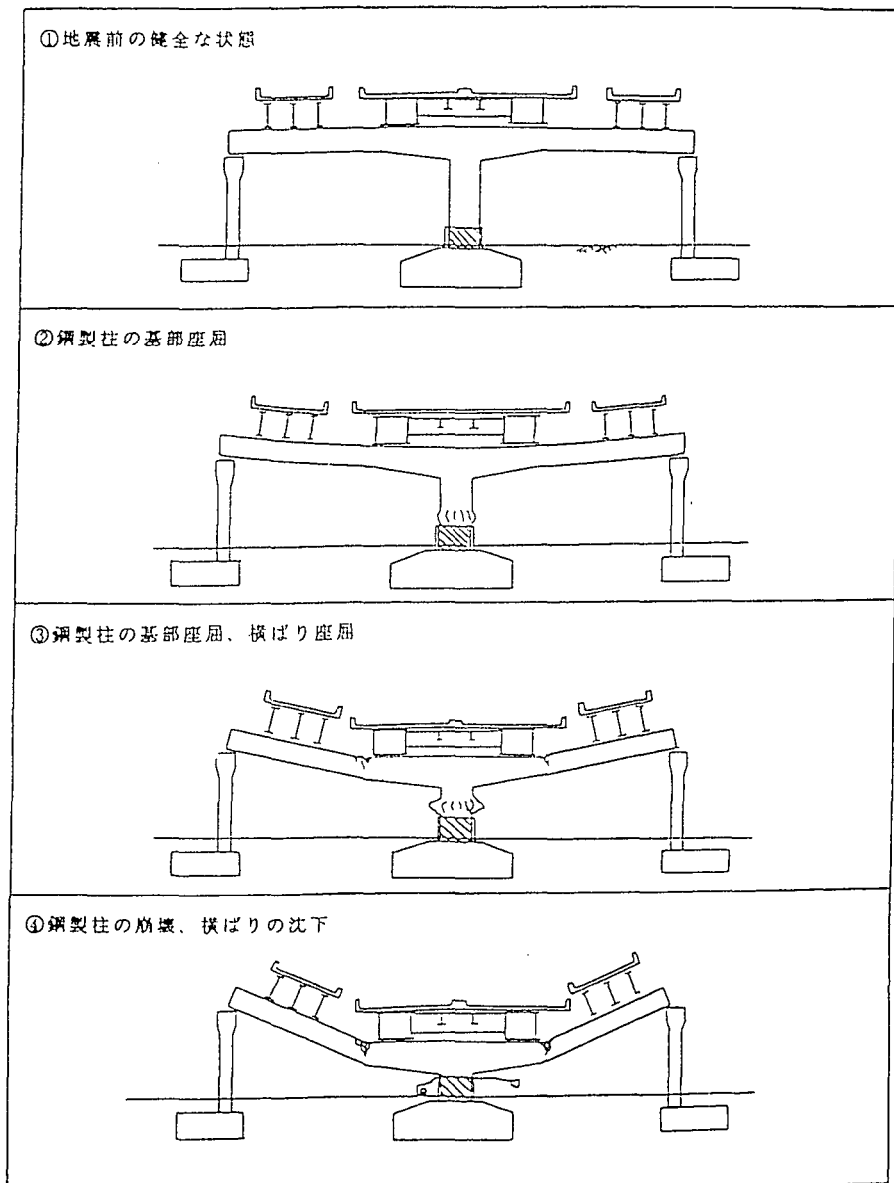


図-8 桁-支承-橋脚-基礎系の破壊メカニズム



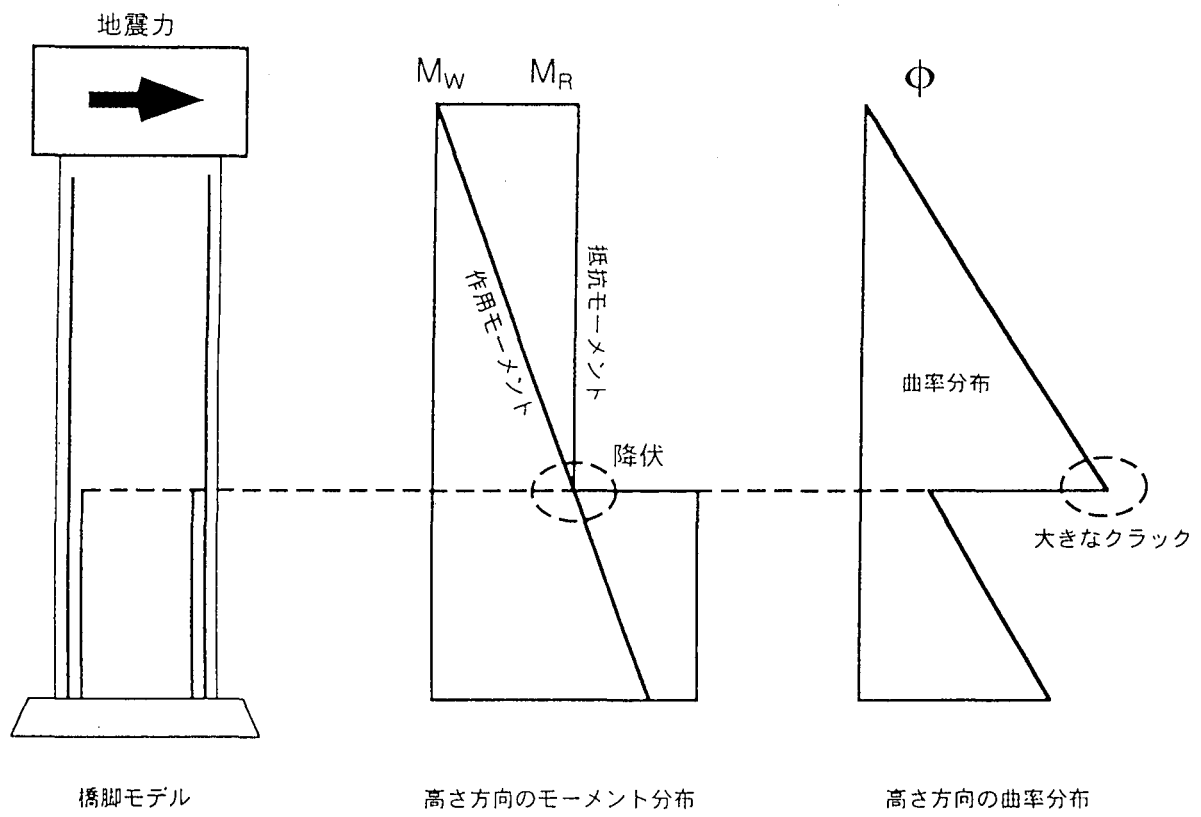
被災メカニズム

Failure Mechanism of Steel Pier with Box Section

(建設省兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会による)

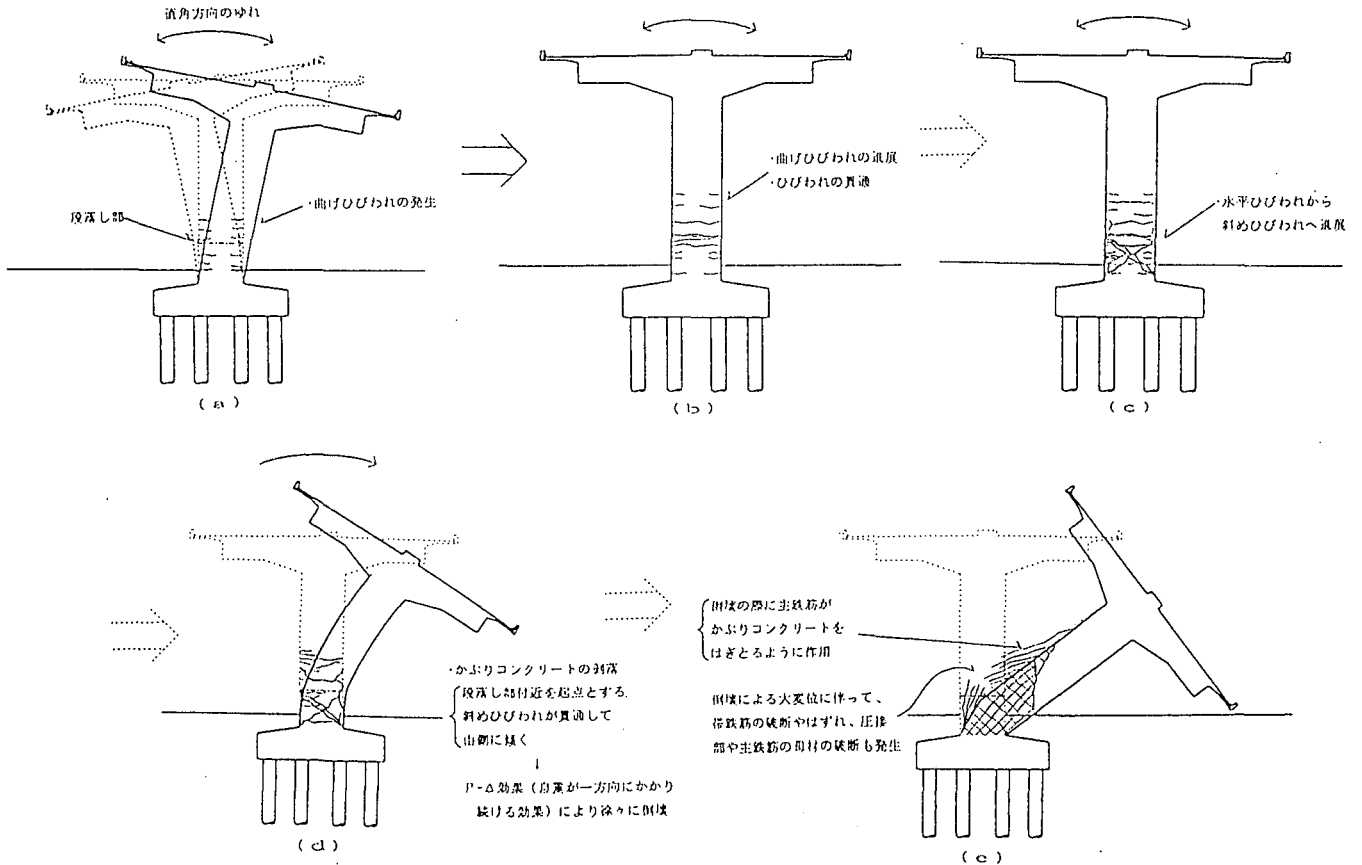
図-9 鋼製橋脚の崩壊過程(建設省道路橋震災対策委員会による)





主鉄筋の段落し部を有する単柱式橋脚の破壊メカニズム

図-10 段落し部を有する橋脚の抵抗モーメント作用地震力



橋脚の被災メカニズムの推定

Failure Mechanism of the Pilz Type RC. Piers  
(建設省兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会による)

図-11 ピルツ型式高架橋の崩壊過程(建設省道路橋震災対策委員会による)

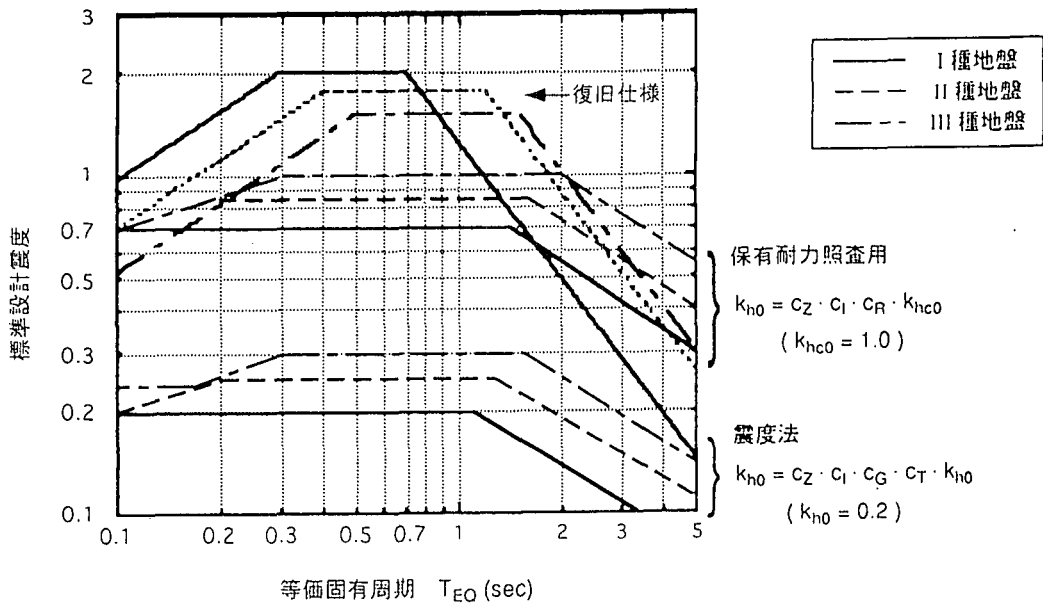
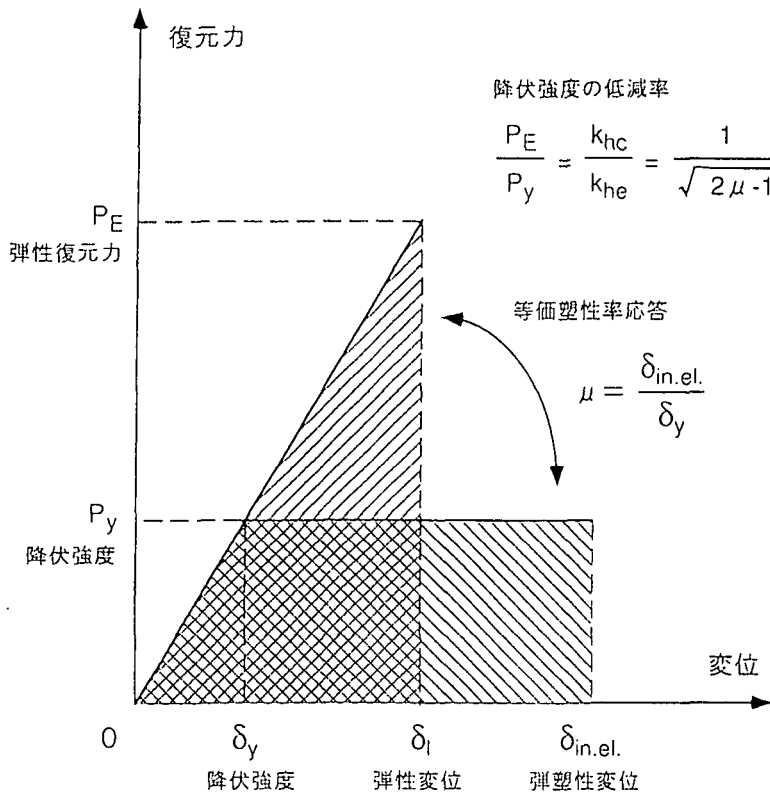


図-12 震度法、保有耐力照査法および復旧仕様の暫定スペクトル



エネルギー一定則による降伏強度の低減

図-13 エネルギー一定則による必要じん性率の評価



写真-1 高架橋の桁落ち  
(阪神高速道路神戸線)

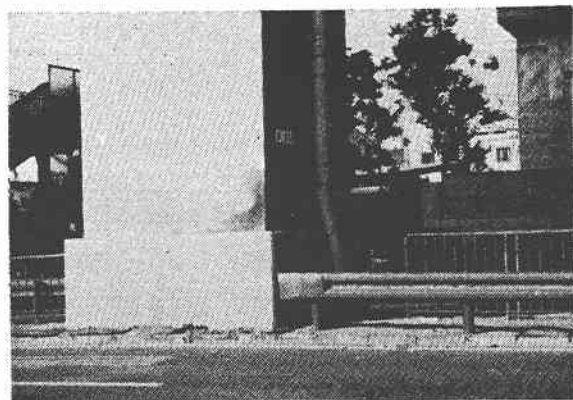


写真-2 鋼製橋脚の弾塑性座屈  
(阪神高速道路神戸線)

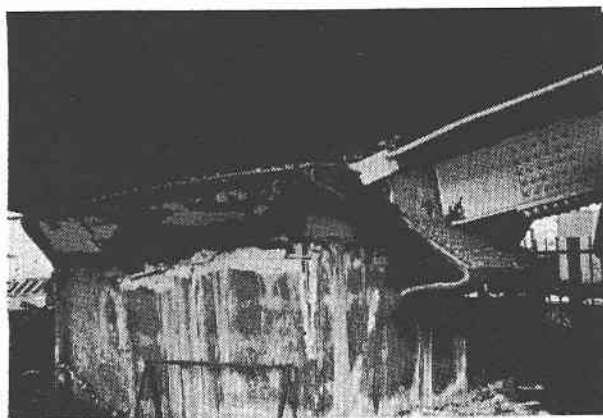


写真-3 鋼製橋脚の座屈崩壊  
(阪神高速道路神戸線)

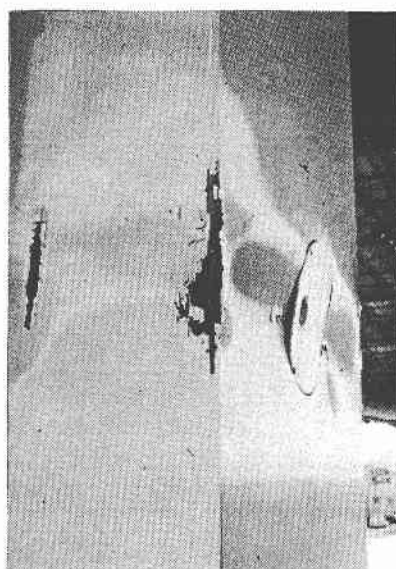


写真-4 鋼製橋脚の弾性座屈  
(ハーバーハイウェイ)

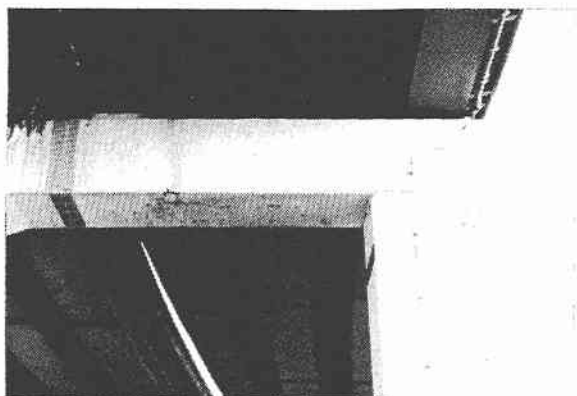


写真-5 鋼製橋脚一はり接合部のクラック  
(ハーバーハイウェイ)

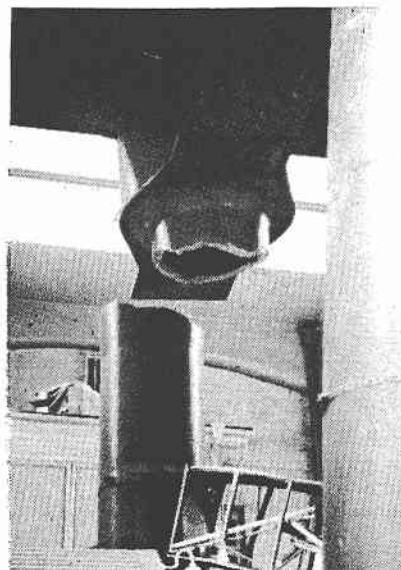


写真-6 遠心力鑄鋼管の脆性破壊  
(神戸高速鉄道)

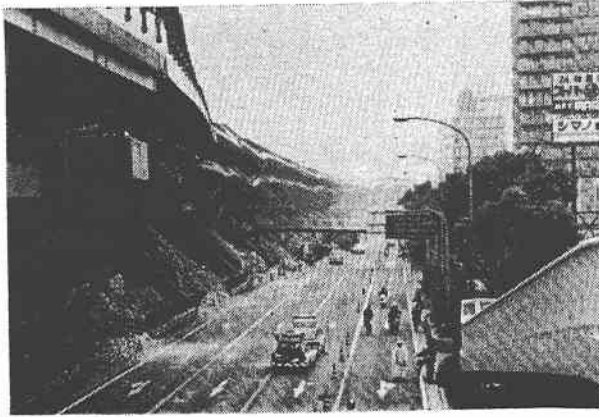


写真-7 ピルツ橋の倒壊  
(阪神高速道路神戸線)

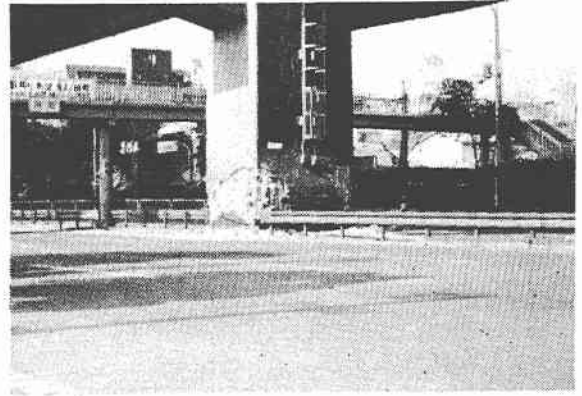


写真-8 橋脚下端での曲げせん断破壊  
(阪神高速道路神戸線)

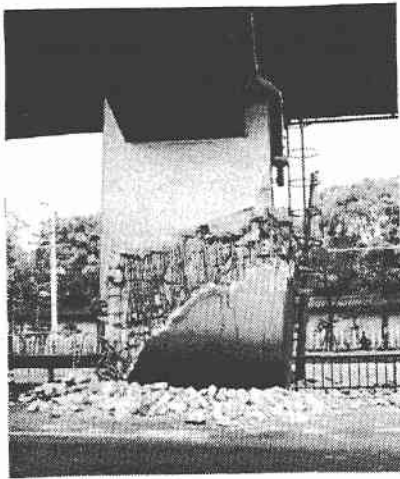


写真-9 主鉄筋の段落し部での曲げ  
せん断破壊 (阪神高速道路神戸線)

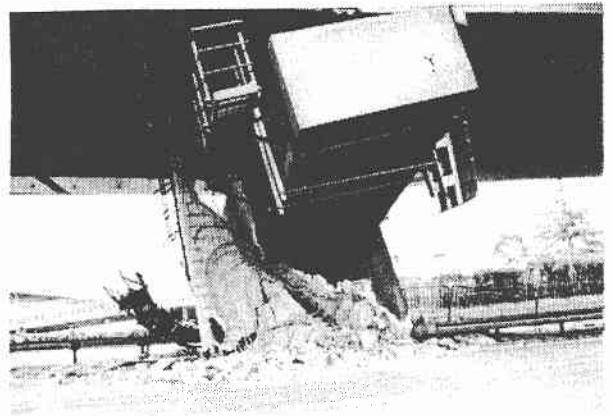


写真-10 R C橋脚のせん断破壊  
(阪神高速道路神戸線)

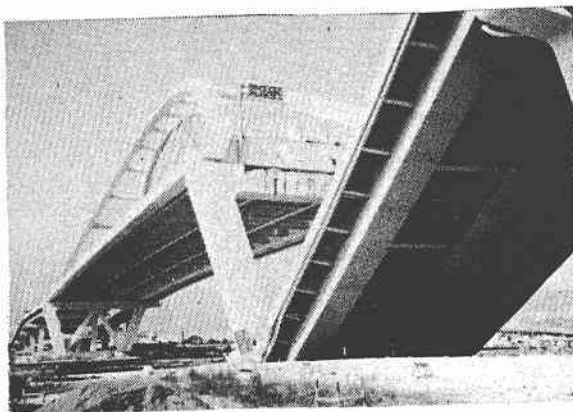


写真-11 西宮港大橋 隣接部の支承破壊と  
桁落ち (阪神高速道路湾岸線)

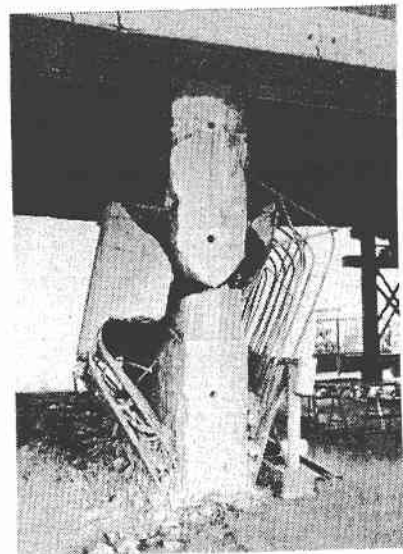


写真-12 壁式 R C橋脚の破壊  
(名神高速道路)

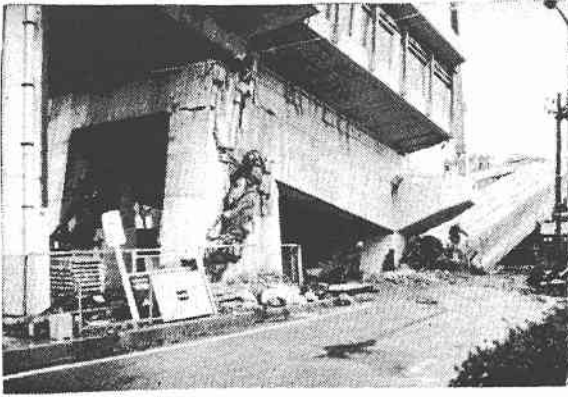


写真-13 コンクリートフレーム型橋台の  
せん断破壊（山陽新幹線）

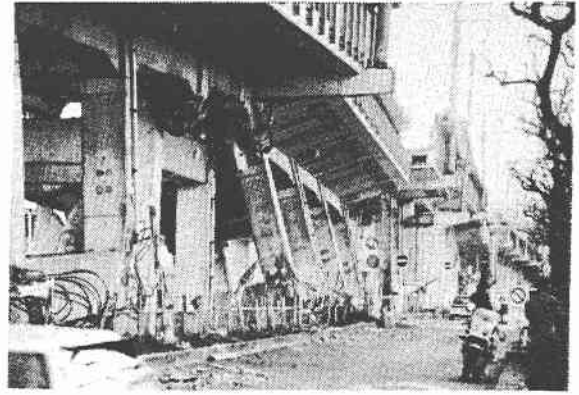


写真-14 2層ラーメン高架橋のせん断  
破壊（山陽新幹線）

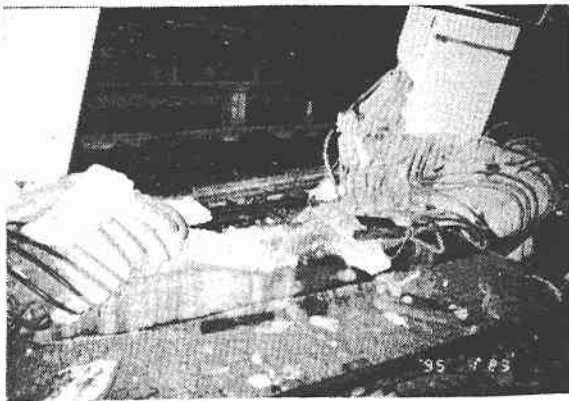


写真-15 地下鉄RC中柱の崩壊  
（神戸高速鉄道）