

## 第2章 損傷、破壊のメカニズム推定

### 2.1 概説

兵庫県南部地震の発生から早くも3年が経過しようとしている。この間に多くの研究機関から膨大な数の被害報告や被害原因などに関する論文あるいは報告書が出版されている。これらの成果は「土木学会 コンクリート標準示方書 耐震設計編（平成8年制定）」、「日本道路協会 改定道路橋示方書（平成8年12月）」、「(財)鉄道総合技術研究所 新設構造物の当面の耐震設計に関する参考資料（平成8年3月）」などに反映され、耐震診断、耐震補強あるいは耐震設計に適用されている。改定の主要点は、

- ① 耐震設計、耐震補強に考慮すべき地震動の種類、大きさなどの定義がほぼ明確になったこと、
- ② 水平保有耐力など、将来のじん性設計において必要となる検討方法が明確になったこと、
- ③ 耐震設計において動的解析が大幅に取り入れられたこと、
- ④ 免震支承を含む落橋防止システムを積極的に取り入れること、
- ⑤ 橋梁構造全体系としての損傷、破損のメカニズムを考慮した耐震性の検討が未だ不十分であるとの認識が示されたこと、

などである。

しかし、上述の改定は、地震後の復旧、復興のための急ごしらえの試行的なものという感が否めず、今後実験、解析を通じた更なる検討が必要と考える。例えば、RC橋脚などで多数見られたせん断破壊耐力算定式とそのじん性評価については明確にされていない、地震直後に話題となった衝撃的な上下動の影響については明確な結論にいたらず、現在一部の研究者による地道な検討が行われているに過ぎない、連続高架橋を含む橋梁構造全体系の損傷、破壊メカニズムを考慮した耐震性の検討方法は具体的でなく、しかも実際の被災状況との対応がとられているとはいえない、等々である。

本章では、前回報告した中間報告書で主として利用した汎用的な解析モデル、解析手法の問題点を整理するとともに、改定前後の示方書に基づいた設計の観点からの各種検討を行う。さらに、今後の耐震設計を確固たるものとするために必要と考えられる上述の諸点、すなわち、RC橋脚のせん断耐力算定式に対する検討、連続高架橋における支承の損傷状態を考慮した損傷メカニズムの検討、衝撃的上下動のRC橋脚の損傷メカニズムに及ぼす影響評価、強地震動下での橋梁構造システムの損傷状態推移の解析的検討に関する多面的な検討を行ったものである。

### 2.2 現状の動的解析に関する整理

#### 2.2.1 概要

構造物の解析を行う際には、実際に起こり得る全ての状況を考慮することが理想的であるが、実構造物を完全にモデル化することは不可能であり、何らかの抽象化が行われる。動的解析は解析モデルや解析方法によって結果が異なるため、非線形動的解析による照査を合理的に行うには、適切な精度を有する解析モデルの作成、解析手法等をその詳細に立ち入って理解し、解釈・運用を適正に行う必要がある。

動的解析の手法や条件を整理するための課題としては、構造系の力学モデルの設定法、入力地震動の設定法、地盤との相互作用などが考えられる。本節はまず現状においてよく用いられている構造系の力学モデルについて概観する。次に汎用プログラムを用いた計算を行う上で、解析結果に影響を及ぼすと考えられる項目についてパラメトリックな解析を行い、動的非線形解析の結果の解釈を適切に行うための資料について整理するものである。

#### 2.2.2 動的解析のためのモデル化について

##### (1) 構造系モデル

構造系はフレームとしてモデル化されることが多い。このフレームに関しても様々な部材モデルが存在し、検討目的に合わせて簡略化モデルが用いられる。ここではまずこれら部材モデルについて概観する。

##### a) せん断系モデル

構造物の剛性を各層の層せん断力と層間変位の比であるせん断ばね定数で表すものであり、橋梁構造物では上部構造慣性力作用位置における橋脚躯体の荷重-変位関係を用いることが多い。この荷重-変位関係は、断面の限界状態の曲率を高さ方向に積分することにより決定される。

#### b) 材端ばねモデル

部材に沿った塑性変型をすべて材端における弾塑性ばねの回転でもってモデル化し、両端の塑性ばねに挟まれた中央部に関して弾性変形のみを考慮するモデルである。この塑性ばねはモーメント-回転角関係を材料非線形として与えておく。弾性応力に伴う主筋の抜け出しなどを考慮する場合には、この塑性ばねに弾性剛性を与えておく。このモデルは、部材に沿って分布する損傷、あるいは塑性変形を部材端に集中させてしまう理想化の手法のために、部材端の塑性変形がその部材端に作用するモーメントのみによって定まってしまう、部材に沿ったモーメント分布に対応する塑性変形を表すことができない欠点がある。

#### c) 材軸直交分割モデル

部材の弾塑性関係を、部材中央などの断面のモーメント-曲率関係を用いて表すモデルである。断面中央部以外にもモーメント-曲率関係を設定することで、より精度の高い弾塑性挙動を表すことができる。軸力変動を考慮する場合には、別途 NM 相関関係を設定する必要がある。

#### d) ファイバーモデル

ファイバーモデルは、断面を多数のファイバー要素に分割し、コンクリートおよび鉄筋の応力-ひずみ関係を用いて曲げおよび軸剛性の非線形を扱うモデルである。このことより、直接軸力とモーメントの連成を考慮できる特徴を持つ。またこのモデルのみでは直接せん断変形を考慮することはできない。

#### e) 有限要素モデル

有限要素法で構造解析を行う場合には、連続体として構造物をモデル化して行うことも可能であるが、一般には不経済となるため、梁部材の解析に連続体要素を用いることは、特別な場合を除いては行われない。梁理論の仮定を取り込んだ解析を行うことが一般的であり、梁理論の支配方程式を用いて有限要素法の定式化が行われる。せん断変形を考慮しない場合には Bernoulli-Euler 梁、考慮する場合には Timoshenko 梁理論に従う。

構造物にはこれら部材の他にも、支承や落橋防止工などの要素が存在し、必要に応じてばねモデルとしてモデル化される。部材モデルや支承モデルなどで用いられる履歴復元力特性モデルにも様々なものが存在し、これらが結果に与える影響は大きい。また構造物の減衰をどのように設定するかも結果が大きく異なってくる。動的解析によって得られる値はこれらの構造系モデル 1 つをとってみても大きく変化するため、実際の設計等に用いる場合には、その結果はあくまで設定したモデル固有の結果であることを認識しておく必要がある。

### (2) 地盤との相互作用モデル

地盤と構造物の動的相互作用の問題は耐震工学の分野では古くから研究が行われ、構造物-地盤の動的相互作用の概念が注目されるようになってから数十年近くを経過している。地盤は構造物に地震動を伝える媒体であると同時に構造物を支持する役目を果たしており、構造物と地盤は密接な関係にある。構造物は地盤から地震動を受けるとともに、構造物の運動が地盤へとフィードバックされることから、構造物と地盤は連成した振動系を構成し、互いの動特性の影響を受けることになる。

このような背景があるものの、相互作用を実務上で考慮する場合に用いられているものはいわゆる地盤と基礎との相互作用をばねとしてモデル化する方法であり、この方法では動的相互作用の効果は考慮されていない。動的相互作用を考慮するには、杭基礎を弾性支承上の梁と考える方法、杭基礎を多質点系へと置換する方法、弾性波動論による方法、有限要素法による方法、有限要素と境界要素のハイブリッド法による方法などがある。

### (3) 入力地震動の設定法

震度法による設計が行われている場合には、入力地震動として水平震度が用いられていたが、動的解析を行う場合には、地震動の時刻歴が必要となる。解析とはあくまで入力される地震動に対してどのように振る舞うかを検討することであり、この入力地震動を適切に評価することは耐震設計上の重要な課題であり、兵庫県南部地震を契機にレベル 2 地震動の適切な評価について鋭意研究が進められている。

現状用いられている方法としては、地震動の応答スペクトルを用いる方法、既存の観測記録波形を用いる方法、建設地点の入力再現波形を用いる方法などがある。入力波再現手法とは建設地点の構造物に作用する地震動を解析的に評価し、得られた再現波形を用いる方法である。入力地震動を評価する手法としては、理論的手法、半経験的手法、経験的手法がある。

### 2.2.3 RCラーメン橋脚の動的弾塑性解析法に関する検討

#### (1) 概要

本節では、RCラーメン橋脚を対象にして非線形動的解析結果に影響を及ぼすと考えられるいくつかの項目を取り上げ、これらのパラメトリック解析から各種解析パラメーターの影響について検討する。ここで、RCラーメン橋脚を対象にしたのは、現在、単柱式RC橋脚の耐震設計は地震時保有水平耐力法が主体であり、非線形動的解析の適用は限定されると判断したためである。

#### (2) 解析対象橋脚

昭和41年に建設された既設RC2方向ラーメン橋脚（3径間連続ラーメンT桁橋）の鋼板巻立て（厚さ  $t=9\text{ mm}$ ）補強後の橋軸直角方向断面を解析対象とする。図-2.2.1に橋脚の断面図と配筋図を、図-2.2.2に解析モデルを示す。図-2.2.2において、1～21の数字は節点番号、①～⑯は要素番号であり、太線は柱幅、フーチング高さを剛域としてモデル化したものである。また、同図下端のバネは、杭及び地盤をモデル化したもので、水平、鉛直、回転の3成分を有する。

ここで、鋼板巻立て補強後の橋脚を解析対象としたのは、補強前の橋脚は、地震動の早い時期にせん断破壊が生じ、それ以降の解析が意味のないものになると判断したためである<sup>1)</sup>。

#### (3) 基本的解析条件

以下に基本的な解析条件を示す。入力地震動、部材の弾塑性特性等の設定は、「復旧仕様<sup>2)</sup>」に基づいている。後述するが、この条件に基づく解析を基本ケースとし、非線形動的解析結果に影響を及ぼすと考えられるいくつかの項目を取り上げ、各種解析パラメーターの影響を調べる。

当該地盤はⅡ種地盤と判定されたため、「復旧仕様」に基づき、入力地震波としてJR鷹取（EW成分、最大加速度 $666.02\text{ cm/s}^2$ ）を用いる。図-2.2.3にJR鷹取の加速度、速度、変位波形を、図-2.2.4に加速度応答スペクトルを示す。入力地震波の違いは、動的解析結果に影響を及ぼす大きな要因のひとつであるが、本検討では、この違いについては取り扱わない。

直接積分方法は Newmark  $\beta$  法 ( $\beta=1/4$ )、積分時間きざみは  $dt=0.001\text{ s}$ 、地震継続時間は10秒間とする。収束計算は Newton-Raphson法を用い、エネルギーによる収束判定（許容値=0.001）を行う。

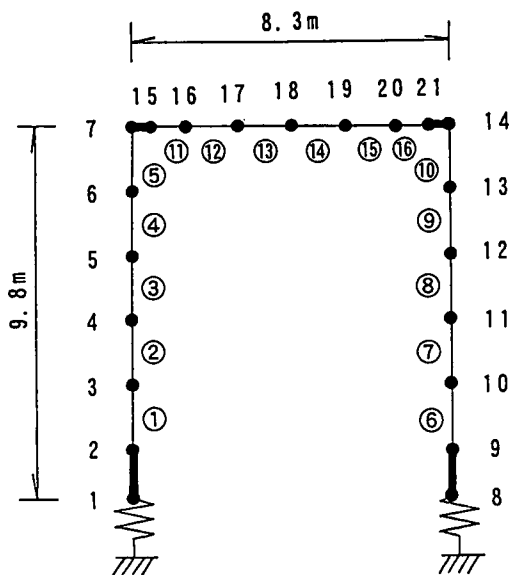


図-2.2.2 解析モデル

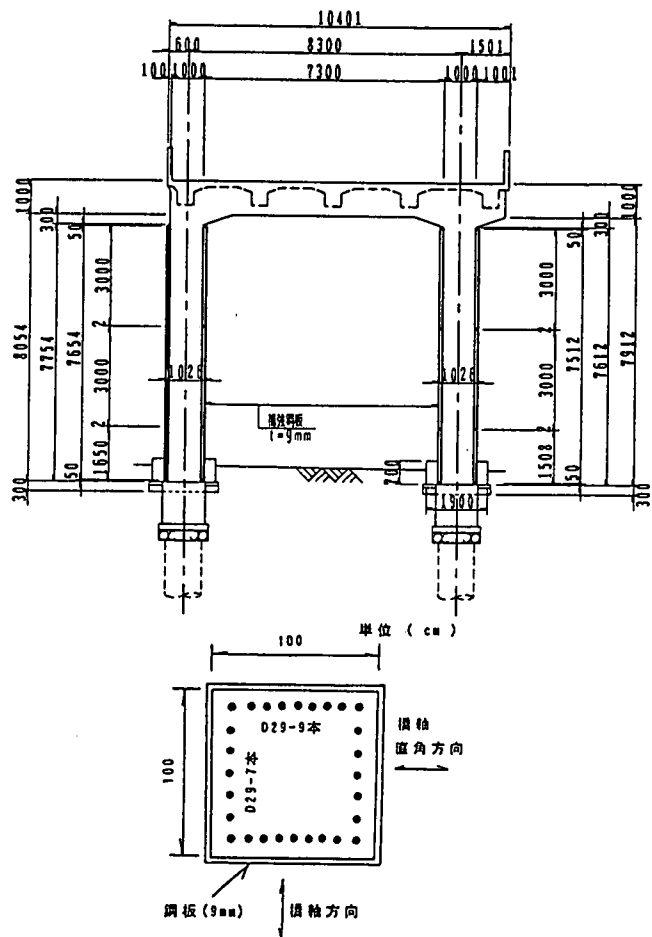


図-2.2.1 解析対象橋脚

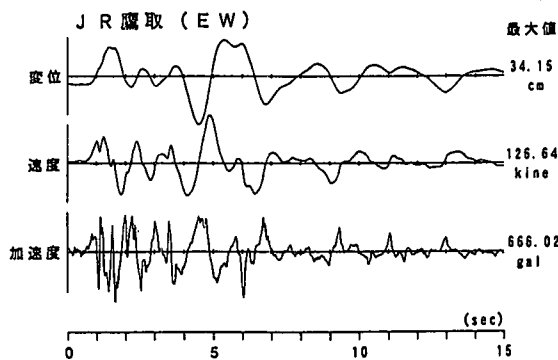


図-2.2.3 入力地震波 (JR 震取)

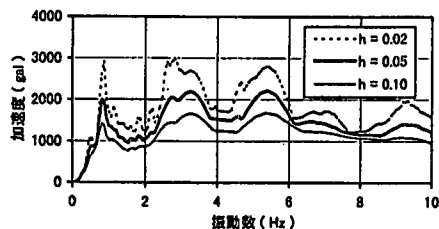


図-2.2.4 加速度応答スペクトル

減衰については、道路橋示方書<sup>3)</sup>に基づき、RC部材(柱、梁)の要素減衰定数を 0.02、杭・地盤バネ(水平、鉛直、回転)の要素減衰定数を 0.15とする。減衰マトリックス[C]は、次式に示すように各要素の要素減衰定数を評価した剛性比例型減衰を用いる。

$$[C] = \sum 2 h_i K_i / \omega_i \quad (2.2.1)$$

ここに、 $\omega_i$ は1次固有円振動数、 $h_i$ は要素減衰定数、 $K_i$ は要素剛性マトリックスである。

RC部材は、材軸直交分割要素(4分割)を用い、曲げモーメント～曲率関係(M～ $\phi$ 関係)の骨格曲線(スケルトン)は「復旧仕様」に基づくTri-linear型、履歴特性は武田モデル( $\gamma=0.4$ )を用いる。図-2.2.5(a)に橋脚のM～ $\phi$ 関係を、同図(b)に上部梁のM～ $\phi$ 関係を示す。ただし、これらのM～ $\phi$ 関係を求めるにあたり、橋脚については上部構造重量を評価し、上部梁については、軸力=0として算定している。図-2.2.5(a)には、本解析で用いた鋼板巻立て補強後のM～ $\phi$ 関係以外に、補強前のM～ $\phi$ 関係及び鋼板巻立て補強に加えてアンカー定着(D35mm,12本)を行った場合のM～ $\phi$ 関係も併記している。同図から、鋼板巻立て補強後のM～ $\phi$ 関係はじん性(塑性率)が著しく向上すること、アンカー定着を施した場合、これに加えて曲げ耐力も増加することが分かる。軸力と曲げの相関(MN相関)は考えない。なお、部材のせん断変形は考慮せず、曲げ変形のみを評価した曲げ梁要素を用いる。橋脚のせん断耐力 $S_u$ は、「復旧仕様」に基づく補強前で 58.9 tf、鋼板巻立て補強後で 396.9 tfであり、鋼板巻立て補強による $S_u$ の著しい増加がみられる。

杭・地盤バネ(水平、鉛直、回転)は、道路橋示方書<sup>4)</sup>に基づく線形弾性バネを用いる。上部構造質量については、両隣のそれぞれのスパン(共に7m)の全質量(スラブ、小梁、舗装、高欄重量等)の1/2を集中質量として上部梁に付加する。また、RC部材の質量も集中質量とし、回転慣性は無視する。

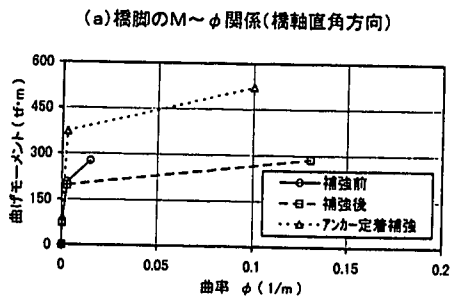
#### (4) 解析ケース

解析ケースは表-2.2.1の通りであり、前節で示した基本的条件に示した解析を基本ケース(ケース3)とする。

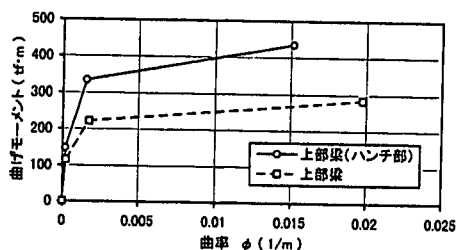
ケース1は全部材を線形弾性とした解析であり、弾塑性(非線形)解析との比較を行う。

ケース2は、橋脚端部の部材のみ(図-2.2.2の①、⑤、⑥、⑩)を弾塑性(Tri-linear型のM～ $\phi$ 関係)とした解析、ケース3は橋脚全部材(①～⑤、⑥～⑩)を弾塑性とした解析、ケース4は梁部を含めた全部材(①～⑯)を弾塑性とした解析であり、M～ $\phi$ 関係の非線形性を評価する部材の違いが応答に及ぼす影響を調べる。

ケース5はケース3と同じで、下端の杭・地盤バネを取り除いた解析である。このモデルでは図-2.2.2においてフーチング下端の節点1、8を固定点としており、ケース3との比較から杭・地盤バネの効果を



(a) 橋脚のM～ $\phi$ 関係(橋軸直角方向)



(b) 上部梁のM～ $\phi$ 関係(橋軸直角方向)

図-2.2.5 M～ $\phi$ 関係

表-2.2.1 解析ケース

解析ケース	解析内容
ケース1	線形弾性
ケース2	柱端部の部材 (①、⑤、⑥、⑩) 弾塑性
ケース3	柱部材すべて弾塑性 (基本ケース)
ケース4	柱、梁部材すべて弾塑性
ケース5	ケース3と同じ、杭・地盤バネ無し
ケース6	ケース3と同じ、柱端部の部材 (①、⑤、⑥、⑩) MN相関考慮
ケース7	柱端部に弾塑性回転バネ (材端剛塑性バネ法)
ケース8	ケース3と同じ、レイレイ減衰 [C]= $\alpha$ [M]+ $\beta$ [K]
ケース9	ケース3と同じ、剛性比例型減衰 [C]= $2h[K]/\omega_1$ $h=0.0496$
ケース10	ケース3と同じ、質量比例型減衰 [C]= $2h\omega_1[M]$ $h=0.0496$
ケース11	ケース3と同じ、履歴特性は武田モデル ( $\gamma=0.70$ )
ケース12	ケース3と同じ、履歴特性は標準型
ケース13	ケース3と同じ、履歴特性は原点指向型
ケース14	ケース3と同じ、履歴特性は深田モデル

調べる。ケース6は、ケース3と同じで、橋脚端部の部材のみ (図-2.2.2の①、⑤、⑥、⑩) 曲げと軸力の相関 (MN相関) を考慮する。

ケース7は、橋脚、梁を含めた全部材を線形弾性とし、橋脚端部 (節点1、7、8、14) に付加した弾塑性回転バネにより、橋脚の弾塑性挙動を表現する。このモデルは、いわゆる、材端剛塑性バネモデルであり、ケース3の材軸直交分割法との比較を行う。

ケース8~10は、構造 (粘性) 減衰の違いに着目した解析である。ここで、ケース8のレイレイ減衰の定数  $\alpha$ 、 $\beta$  は、以下のように決めた。まず、後述図-2.2.6の固有値解析で得られる  $i$  次固有ベクトル  $V_i$  と基本的解析条件で述べた要素減衰定数  $h_i$  に基づき、水平動を表す1次及び2次のひずみエネルギー比例減衰定数  $h_i$  を次式で求める。

$$h_i = Wh_i / W_{si} \quad (i \text{ 次の減衰定数}) \quad (2.2.2)$$

$Wh_i = \sum h_j V_j^T K_j V_i$  ( $i$  次の減衰エネルギー)、 $W_{si} = \sum V_i^T K_i V_i$  ( $i$  次のひずみエネルギー) 本解析では、 $h_1=0.0496$ 、 $h_2=0.1165$  が得られた。この結果は、2次モード  $V_2$  における杭・地盤バネの変形寄与が比較的大きいことを示している。ただし、 $h_1$ 、 $h_2$  は、図-2.2.6において、水平動の振動モードである1次及び3次の減衰定数であり、上下動のモードである2次を除いている。この  $h_1$ 、 $h_2$  と固有値解析で得られる固有円振動数  $\omega_1$ 、 $\omega_2$  を用いて、 $\alpha$ 、 $\beta$  は次のように求められる。

$$\alpha = 2 \omega_1 \omega_2 (h_1 \omega_2 - h_2 \omega_1) / (\omega_2^2 - \omega_1^2) = 0.6041 \quad (2.2.3)$$

$$\beta = 2 (h_2 \omega_2 - h_1 \omega_1) / (\omega_2^2 - \omega_1^2) = 0.0035 \quad (2.2.4)$$

ケース11~14は、 $M \sim \phi$  関係の履歴特性 (ヒステリシスループ) の違いに着目した解析である。

(5) 解析結果

a) 固有値解析

基本ケース (ケース3) の固有値解析結果 (固有振動数、振動モード) を図-2.2.6に示す。1次は橋脚の曲げ1次モード、2次は上下動のモード、3次は橋脚の曲げ2次モード、4次は橋脚の曲げ型対称モードである。杭・地盤バネを取り除いたケース5の結果は省略するが、固有振動数はケース5の方がかなり高く (ケース3の1次: 1.41Hzに対し、ケース5の1次: 4.03Hz)、高架構造系の振動特性に及ぼす杭・地盤バネの影響が極めて大きいことを示している。これは、橋脚剛性に比べ杭・地盤バネの剛性が相対的に低いためであり、本橋脚特有の1柱1杭式ラーメン構造 (パイルベント構造) に起因するものと考えられる。

b) 基本ケースの応答値

まず、基本ケース (ケース3) の橋脚頂部 (節点7) の加速度時刻歴を図-2.2.7(a)に、変位時刻歴を同図(b)に示す。最大加速度は  $433.97 \text{ cm/s}^2$  であり、入力地震波の最大値 ( $666.02 \text{ cm/s}^2$ ) より応答が低下している。最大変位は  $56.14 \text{ cm}$  であり、約  $20 \text{ cm}$  もの大きな残留変位がみられる。

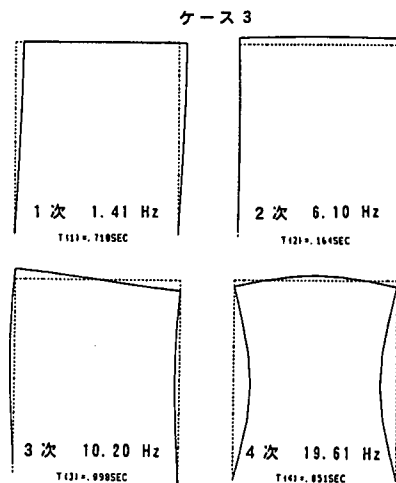


図-2.2.6 固有振動モード

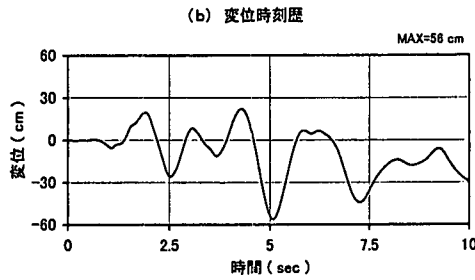
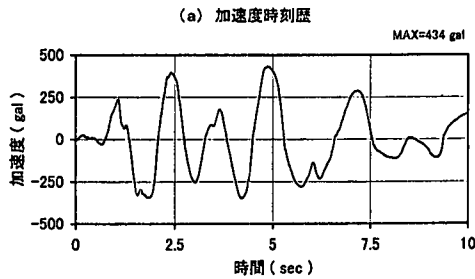


図-2.2.7 基本ケースの時刻歴応答

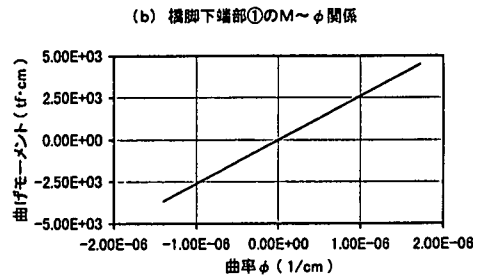
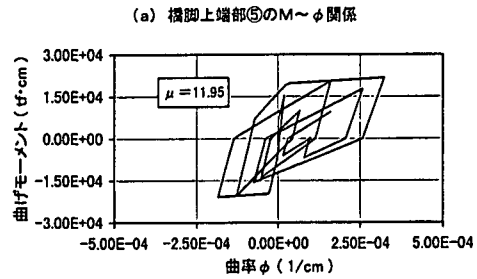


図-2.2.8 橋脚上下端のM~phi関係

図-2.2.8(a)に橋脚上端 (⑤) のM~phi関係を、同図(b)に橋脚下端 (①) のM~phi関係を示す。橋脚下端は弾性挙動を示しているが、上端では最大塑性率 $\mu = 11.95$ の大きな塑性変形が生じている。ここに、最大塑性率 $\mu$ は最大曲率 $\phi_{MAX}$ を降伏時の曲率 $\phi_y$ で除した値である。この⑤のM~phi関係では、一側より+側の曲げモーメントが若干大きく、ここで $\phi_{MAX}$ が生じている。 $\phi_{MAX}$ の発生時刻は、図-2.2.7(b)の変位時刻歴における5.1秒付近の一侧の最大変位に対応する。図-2.2.7(a)の最大加速度の低下と残留変位は、⑤付近での著しい塑性変形によるものである。

c) 線形弾性解析と弾塑性解析 (基本ケース) の違い

ケース1~7の最大応答値 (加速度、速度、変位) を表-2.2.2に示す。

全部材線形弾性のケース1と基本ケースを比べると、ケース1のほうが加速度は約2.5倍大きく、変位は1/4程度と小さい。これは、弾塑性解析の基本ケースでは、前述のように橋脚上端 (⑤、⑩) 付近に著しい塑性変形が生じたことにより、橋脚の曲げ剛性が低下したためであり、耐震設計における断面耐力、変形性能の照査に線形弾性解析の適用が困難なことを示している。

d) M~phi関係の非線形性を評価する部材の影響

ケース2~4の結果から、M~phi関係の非線形性を評価する部材の違いが応答に及ぼす影響を調べる。表-2.2.2では、ケース2、3、4の順、すなわち、非線形性を評価する部材を増やすほど加速度は小さく、変位は大きくなるが、その差は顕著ではない。これは、大きな塑性変形が橋脚上端部の要素 (⑤、⑩) 付近に集中し、橋脚下端~中央部、梁部は弾性的な挙動に近いことを示している。

この結果は、塑性変形の集中する部材の非線形性を評価することにより、経済的で高精度の解析が行えることを表している。ただし、現実的には、塑性変形が集中すると想定される部材を弾塑性、その他の部

表-2.2.2 最大応答値

ケース	応答値	水平	鉛直	備考
CASE1	ACC. (cm/s <sup>2</sup> ) VEL. (cm/s) DISP. (cm)	1098.23 103.28 14.13	122.22 10.00 1.38	線形弾性
CASE2	ACC. (cm/s <sup>2</sup> ) VEL. (cm/s) DISP. (cm)	463.12 135.29 49.59	50.87 4.21 0.58	柱端部の部材のみ弾塑性 (①、⑤、⑥、⑩)
CASE3	ACC. (cm/s <sup>2</sup> ) VEL. (cm/s) DISP. (cm)	433.97 151.28 56.14	68.46 3.37 0.55	柱部材すべて弾塑性
CASE4	ACC. (cm/s <sup>2</sup> ) VEL. (cm/s) DISP. (cm)	434.61 152.22 56.41	49.53 3.37 0.55	柱、梁部材すべて弾塑性
CASE5	ACC. (cm/s <sup>2</sup> ) VEL. (cm/s) DISP. (cm)	813.51 68.66 6.40	69.94 0.27 0.02	ケース3と同じ 杭・地盤バネ無し
CASE6	ACC. (cm/s <sup>2</sup> ) VEL. (cm/s) DISP. (cm)	430.26 153.05 59.20	54.67 3.19 1.17	ケース3と同じ 柱端部の部材MN相関
CASE7	ACC. (cm/s <sup>2</sup> ) VEL. (cm/s) DISP. (cm)	560.60 100.30 28.82	56.60 5.63 0.71	柱端部に弾塑性回転バネ

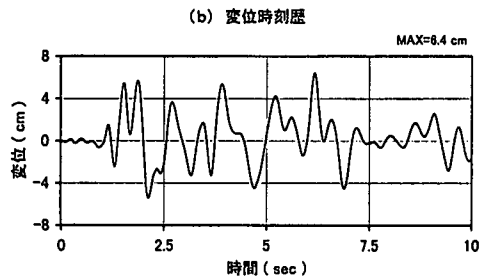
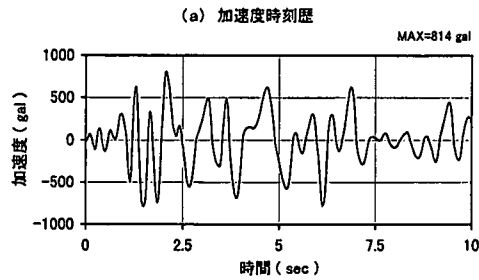


図-2.2.9 ケース5の時刻歴応答

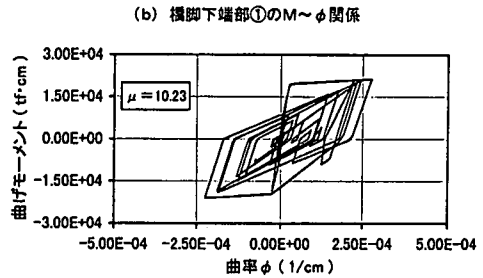
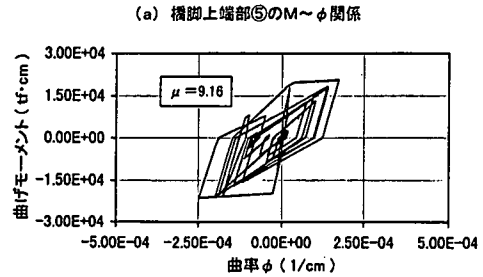


図-2.2.10 ケース5のM~phi関係

材を弾性として解析を行い、弾性と仮定した部材が著しい塑性域に入っている場合、再度この部材を弾塑性とした解析を行うことになる。

#### e) 杭・地盤バネの影響

表-2.2.2において、杭・地盤バネを取り除いたケース5と基本ケースを比較すると、大きな違いがみられる。ケース5のほうが最大加速度は約1.9倍大きく、入力地震波の最大値より1.2倍増幅している。一方、変位は基本ケースの1/9程度とはるかに小さい。ケース5の橋脚頂部の加速度時刻歴を図-2.2.9(a)に、変位時刻歴を同図(b)に示す。ケース5では、残留変位も生じていない。ケース3の図-2.2.7と比べると、ケース5での高振動数成分の卓越が特徴的である。これは、前述した両者の固有振動数の違いを反映しており、ケース3では、橋脚上端での著しい塑性変形による曲げ剛性の低下が橋脚の卓越振動数をさらに低下させたことが考えられる。ケース5の橋脚上端(⑤)のM~phi関係を図-2.2.10(a)に、橋脚下端(①)のM~phi関係を同図(b)に示す。橋脚上下端ともM~phi関係の第3勾配に至っており、最大塑性率 $\mu$ は橋脚下端のほうがやや大きい。ケース3、5の最大塑性率 $\mu$ の高さ方向分布を図-2.2.11に示す。図-2.2.10、図-2.2.11から次のことがいえる。

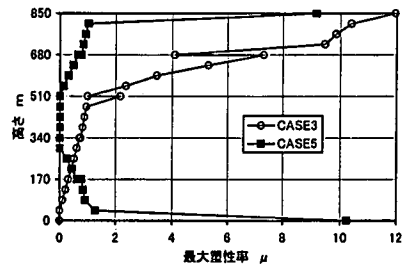


図-2.2.11  $\mu$ の高さ方向分布

①：ケース5では橋脚上端で $\mu = 9.19$ 、下端で $\mu = 10.23$ の塑性変形が生じており、橋脚両端での塑性ヒンジの発生を表している。一方、ケース3では橋脚上端で $\mu = 11.95$ の塑性変形が生じているが、下端は弾性挙動である。また、約20 cmもの残留変位が生じている。これは、図-2.2.11に示すように橋脚上部での広範囲の強い塑性域の発生によるものである。同図でみられる広範囲の強い塑性域の発生は、道路橋示方書で規定されている塑性ヒンジ等のモデル化では表現できない現象であり、本解析で用いた材軸直交分割法等による詳細な解析が必要であろう。

②：ケース3では、杭・地盤バネ剛性が橋脚剛性に比べ弱いため、橋脚下端がピン構造に近いものになっていることが予想される。このため、橋脚下端のモーメントが低下し、弾性挙動を示したものであろう。

#### f) MN相関の影響

橋脚端部の部材のMN相関を考慮したケース6とケース3の最大応答を比べると、橋脚頂部でケース6がやや最大加速度が小さく、変位は大きい。これは、ケース6の非線形化(塑性化)の程度がやや大きいことを示している。ただし、基本ケース(ケース3)との差はあまりなく、本橋脚はMN相関の影響が比較的小さい構造であると考えられる。なお、ケース6では左右の橋脚の弾塑性挙動が異なる。このため、橋脚頂部の節点7と節点14の応答も若干異なるが(他のケースは、すべて同じである)、その差はわずかで

あるため、表-2.2.2には節点7の応答のみを示している。

ケース6の軸力と曲げの相互作用図(MN相関)を図-2.2.12に、橋脚上端のM~ $\phi$ 関係を図-2.2.13に示す。図-2.2.12には、ひび割れ時のMN相関、降伏時のMN相関を併記している。橋脚下端(①、⑥)では、応力点の軌跡はひび割れ曲線の内側にあり、弾性挙動を示している。

ケース6は他のケースと異なり、地震応答解析を行う前に上部構造重量を含めた(静的)自重解析を実施し、各部材の初期断面力(軸力、曲げモーメント、せん断力)を設定している。橋脚上端(⑤、⑩)の初期軸力は+64tf、下端(①、⑥)は+81tfで、左側橋脚上端(⑤)の初期曲げモーメントは+35.5tf・m、右側橋脚上端(⑩)は-35.5tf・mである。この初期軸力下でのM~ $\phi$ 関係は、基本ケースのM~ $\phi$ 関係と一致するように設定されている。図-2.2.13の⑤と⑩を比べると、⑤では曲げモーメントの最大(221.4tf・m)が+側で生じており、⑩の+側の最大値(201.7tf・m)よりやや大きい。これは、図-2.2.8に関して前述したように、地震動による最大モーメントは両橋脚とも+側で生じ、自重による⑤の初期モーメントはこれと同方向、⑩は逆方向のためである。ただし、これとは逆に最大塑性率 $\mu$ は⑩のほうが大きい。この理由は、次の通りである。図-2.2.12から分かるように、⑩では地震動による+側のモーメントを低下させる方向に作用し、基本ケースより小さいモーメントの下で降伏に至る。このため $\phi_y$ も低下し、 $\mu = \phi_{MAX} / \phi_y$ で塑性化の程度をみると、モーメントの小さな⑩のほうが塑性化の程度が大きいことになる。本解析では、図-2.2.12に示すように軸力Nに応じてひび割れ曲げモーメント $M_c$ 、降伏曲げモーメント $M_y$ が変化するが、ひび割れ~降伏間、降伏~終局間の硬化係数(剛性低下率)はそれぞれ一定としており、基本ケースの剛性低下率と一致させている。しかしながら、現実には、これらの係数もNに応じて変化するため、今後この効果についての検討も必要であろう。

g) 材軸直交分割法と材端剛塑性バネ法の違い

表-2.2.2において、材端剛塑性バネ法を用いたケース7の最大加速度は基本ケースの約1.3倍、最大変位は約1/2であり、大きな違いがみられる。

以下、材端剛塑性バネ法の問題点を指摘しておく。本解法は、本来建築系の曲げモーメント分布が比較はつきりしている柱部材の弾塑性挙動を簡単に(弾塑性を評価する自由度の数が少ない)表現するために提案された手法である。このため、部材断面性能に基づくM~ $\phi$ 関係から、材端での曲げモーメント~回転角関係(M~ $\theta$ 関係)を決定するにあたり、部材軸方向曲げモーメント分布等の何らかの仮定が必要である。このモーメント分布は、通常、逆対称分布、片持梁分布、一様分布等が考えられる。ケース7では、部材軸方向曲げモーメント分布を逆対称分布と仮定してM~ $\theta$ 関係を決定している。

しかし、本解析モデルのように曲げモーメント分布が単純に設定できない場合、図-2.2.11に示したよう

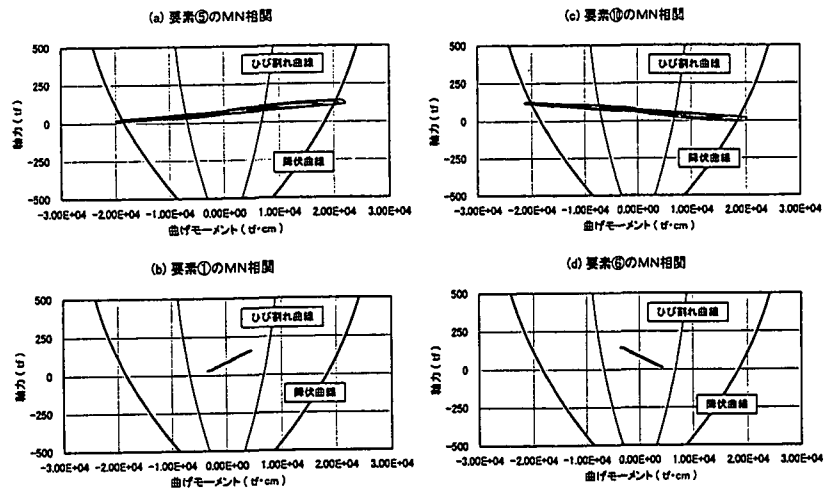


図-2.2.12 軸力と曲げの相互作用図(MN相関)

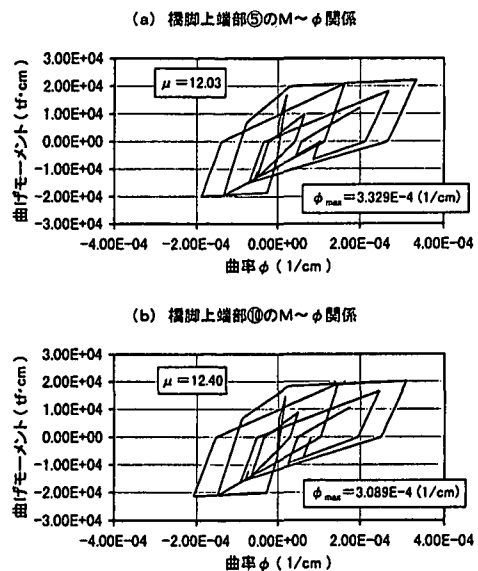


図-2.2.13 橋脚上端のM~ $\phi$ 関係



に塑性変形が広範囲に及ぶ場合には、材端剛塑性バネ法を用いた解析結果の精度はあまり高くないものと考えられる。柱中間部の慣性力により、曲げモーメント分布が複雑に変化する場合も同様であろう。

このような場合、塑性変形が大きいと予測される部材を材軸直交分割法等により細かく分割する詳細な解析が必要である。

#### h) 構造（粘性）減衰の影響

構造（粘性）減衰のタイプを変えたケース 8、9、10の最大応答の比較を図-2.2.14に示す。これらの減衰の特徴は、質量比例型は振動数に依存しない減衰、剛性比例型は振動数が増加するにつれて大きくなる減衰、レイレイ型は1次～2次の振動数間の減衰を設定できる減衰といえる。本解析では、1次（1.41 Hz）の減衰定数をすべて  $h = 0.0496$  としており、これより高振動数側では、

##### 質量比例型 < レイレイ型 < 剛性比例型

の順に減衰が大きくなると考えられる。図-2.2.14の最大応答は、おおむねこの傾向を反映したものになっている。ただし、構造（粘性）減衰の影響は図-2.2.14に示した水平方向最大応答だけでは判断できない。一例として、図-2.2.15(a)にケース10（質量比例型）の水平方向加速度時刻歴を、同図(b)に鉛直方向加速度時刻歴を示す。図(a)には、比較のため基本ケースの加速度時刻歴も併記している。これらの図から、高振動数域での減衰が最も小さい質量比例型は、水平方向加速度にひげ状の高振動数成分が乗っていること、 $1000\text{cm/s}^2$  を越える鉛直方向加速度が生じており、解析精度はかなり低いと考えられる。

また、一般に上下動のモードは高振動数域で生じるため、剛性比例型減衰では上下動応答が過小評価されることにも注意が必要である。

構造（粘性）減衰の設定法には、ここで取り上げた質量比例型、剛性比例型、レイレイ型以外にも種々のものがある。剛性比例型にもケース3、ケース9で用いた初期剛性比例型と瞬間剛性（接線剛性）比例型がある。どの減衰が最良かについては、今後の研究成果によらなければならないが、弾塑性解析も含めた数値解析の安定性が高く、比較的広範囲の振動数域での減衰が設定できることから、ケース8のひずみエネルギー比例型レイレイ減衰が適しいものと考えられる。

#### i) $M \sim \phi$ 関係の履歴特性（ヒステリシス）の影響

$M \sim \phi$  関係の履歴特性を変えたケース11～14の最大応答を図-2.2.16に、橋脚頂部(5)の  $M \sim \phi$  関係を図-2.2.17に示す。基本ケースに用いた武田モデルは、復元力の包絡線が同じであっても、最大変位とともに低下させる除荷剛性を加減することによって、1サイクル当たりの履歴減衰（エネルギー消費量）を変えることができる。この除荷剛性を調整するパラメーターが  $\gamma$  であり、基本ケースにはRC部材の  $M \sim \phi$  関係の履歴特性として一般的に広く利用されている  $\gamma = 0.4$  を用いた。

ケース11（武田型  $\gamma = 0.0$ ）は基本ケース（ $\gamma = 0.4$ ）に比べ、除荷剛性が大きく、履歴減衰が増加するという特徴がある。このため、図-2.2.16の最大応答では、加速度、変位とも若干低下している。ケース12（標準型）は、メISING・タイプの履歴則で復元力特性を表したモデルで、損傷に伴う剛性低下が起こらず、ケース11よりさらに履歴減衰が大きいという欠点がある。このため、図-2.2.16の最大応答の低下も著しい。ただし、このケース12の残留変形は、図-2.2.18の変位時刻歴から分かるようにケース3と同程度

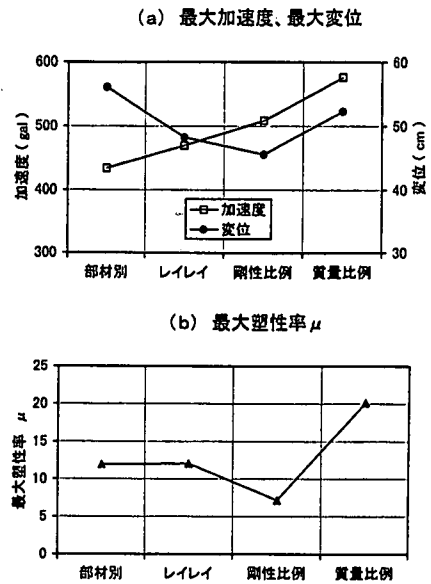


図-2.2.14 構造（粘性）減衰の影響

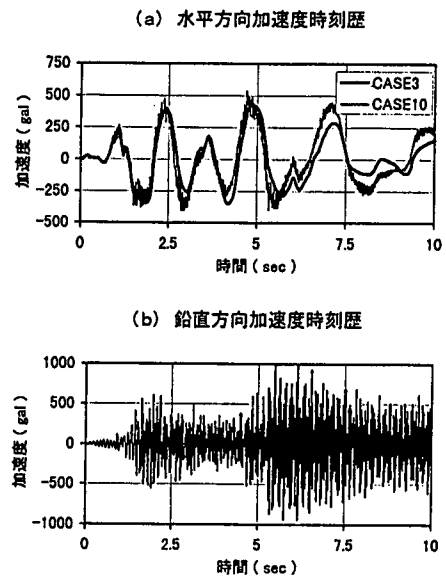


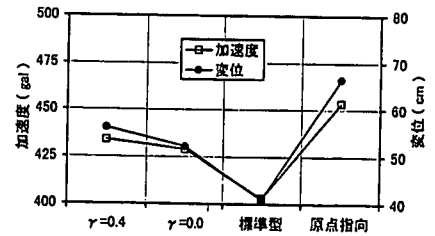
図-2.2.15 質量比例型の応答

であり、本構造系ではM~φ関係の骨格曲線を同一にすれば、履歴特性の違いは残留変形にはあまり影響しないようである。

武田モデルにおいて、除荷剛性が最も大きいケース11 ( $\gamma = 0.0$ ) は、ケース12 (標準型) に近づくと考えられているが、図-2.2.16、図-2.2.17ではその違いはかなり著しい。これは、武田モデルにおいて最大変位とともに低下する除荷剛性の効果が大きいことを示している。

ケース13 (原点指向型) は、本来せん断変形が卓越する部材の復元力特性として用いられるモデルである。損傷とともに剛性が低下するというせん断挙動の特徴の一部をとらえた簡単なモデルとして、耐震壁などに用いられている。このモデルは履歴減衰が小さく、図-2.2.16の最大応答では、加速度、変位とも大きく増加している。しかし、除荷時には原点に戻るため、図-2.2.18の変位時刻歴に示すように損傷に伴う残留ひずみがなく、残留変形まで含めて変形波形を再現する解析には適していない。

(a) 最大加速度、最大変位



(b) 最大塑性率  $\mu$

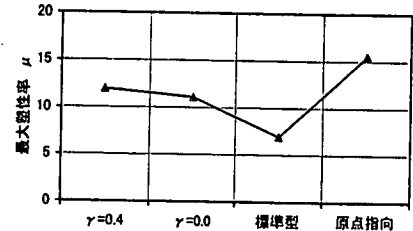


図-2.2.16 履歴特性の影響

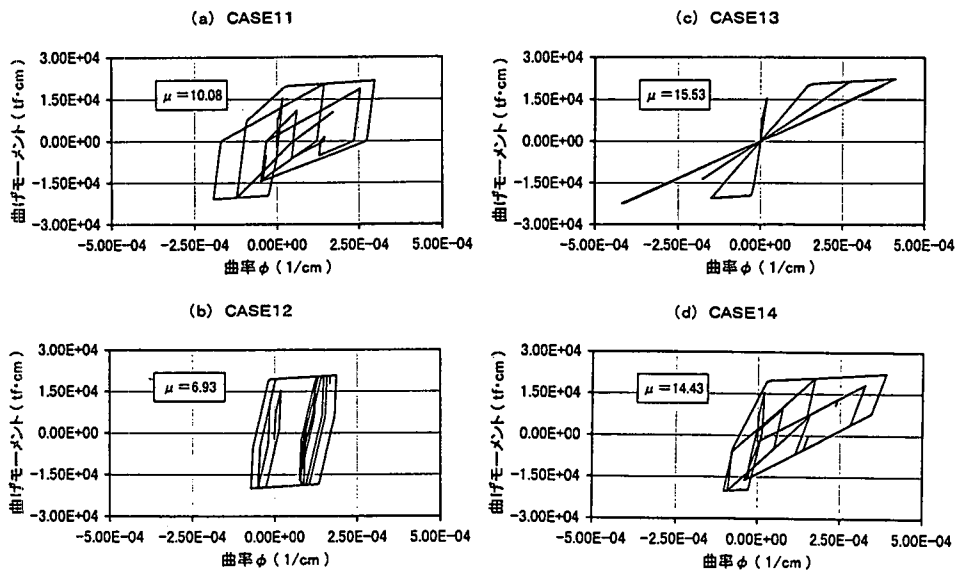


図-2.2.17 橋脚頂部 (5) のM~φ関係

(6) まとめ

ここでは、骨組み構造非線形動的解析に影響を及ぼすと考えられる幾つかの要因を取り上げ、これらのパラメトリック解析から若干の考察を加えた。これらの要因は、個々の高架構造形式、基礎構造形式、土質条件の違いにより、その影響が異なるものであるが、本検討では以下の結論が得られた。

- ①：杭・地盤バネ剛性の評価は重要であり、高架構造の応答に著しい影響をおよぼす。
- ②：材端剛塑性バネ法の精度はあまり高くない。材軸直交分割法等による詳細な検討が必要である。
- ③：減衰は、エネルギー比例型レイレイ減衰が適しているものと考えられる。
- ④：M~φ関係の骨格曲線を同一にすれば、履歴特性の違いは残留変形にはあまり影響しない。この結論が他の構造形態にも適用できるかどうか、今後検討する必要がある。

今後、地盤の剛性低下を評価した基礎構造のモデル化、複合荷重下での部材の復元力特性のモデル化、骨格曲線の負勾配域での解析精度の向上等の検討を行い、解析機能、精度をさらに向上させたい。

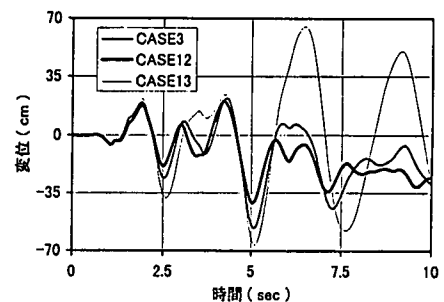


図-2.2.18 変位時刻歴

## 2.3 設計の観点から見た損傷要因分析

### 2.3.1 R C橋脚の損傷分析概要

#### (1) 解析目的

1995年1月17日早朝に発生した兵庫県南部地震は阪神地方に甚大な被害を与えた。阪神高速道路においても例外ではなく、特に3号神戸線の兵庫県域の区間においては、5箇所で落橋に至るなどの大きな被害を被った。RC橋脚の被害原因としてはまず圧倒的に大きな地震力の作用が挙げられる。これを別にすれば、構造的な原因としては、余裕のなかった許容せん断応力度、不十分な主鉄筋段落とし部の定着長、じん性の不足などが挙げられる<sup>5)</sup>。

RC橋脚の損傷度は、震災直後に実施した外観調査および写真判定に基づき、As, A ランク（再構築橋脚）と B, C, D ランク（補修・補強橋脚）に区分して復旧工事を実施している。また、補修・補強による復旧の場合には、地中部も含めた詳細な損傷状況調査を行い、この結果を基に鉄筋取り替え範囲やコンクリート部補修方法を決定している。

これまで、震災地域内の多数の橋梁や建物などを対象とした損傷度分析においては、外観調査で損傷度を評価したものが一般的であり、詳細な損傷度調査との対応を比較したものは少ない。一方個別の構造物に対しては詳細な数値解析を実施したものは多いが、高架橋などの多数の同一構造系に対して統一的な手法で保有水平耐力照査を実施した例はきわめて少ない<sup>6)~8)</sup>。そこで、本研究では上記の損傷状況調査結果を基に、損傷度を詳細にかつ定量的に評価するとともに、3号神戸線の各RC単柱式橋脚に対して道路橋示方書（平成2年度版）に基づく地震時保有水平耐力照査を実施し、耐力と損傷度との関係についてマクロ的な分析を行った。

#### (2) 阪神高速3号神戸線構造物の概要

神戸線の兵庫県域のうち、被害の比較的大きい武庫川-月見山間（27.7km）の大部分の橋脚は、昭和39年（1964年）制定の鋼道路橋設計示方書に基づいて1960年代後半に設計されている。国道43号および2号上を占用することからRC単柱形式が比較的多く、設計地盤種別は砂層または砂礫層地盤から構成されるII種地盤が多い。基礎形式は全体の84%が杭基礎であり、12%が直接基礎である。上部工では、鋼桁が86%を占めている。鋼桁のうち、単純I桁が全体の80%と圧倒的に多く、その他は単純箱桁が10%、連続箱桁、連続I桁がそれぞれ5%となっている。橋脚の設計では設計水平震度は0.2が採用されていた。また、当時のコンクリート許容せん断応力度は7kgf/cm<sup>2</sup>程度と昭和55年以降の道路橋示方書（以下道示という）の4.2kgf/cm<sup>2</sup>に比べて大きく、一般にコンクリート断面のみで十分なせん断耐力を有していると考えられていた。このため、帯鉄筋は最小鉄筋量の規定に基づきD16が15~30cmピッチ程度に配筋されていた。

橋脚の損傷は震災直後に実施した外観調査および写真判定に基づき、損傷度をAsからDまでの5ランクに区分している。判定区分は道路震災対策便覧（震災復旧編）<sup>9)</sup>による構造物別被災度の判定手法に基づいている。分類結果の一覧を表-2.3.1に示す。対象RC橋脚943基のうち、その15%が比較的大きなAs, A ランク、35%が比較的軽微な損傷のB, C, D ランクであった<sup>13)</sup>。基礎構造物は杭の一部ひび割れが認められたものの、ほぼ健全であったことからすべて既存のものを再利用し、橋脚は外観調査結果に基づく橋脚の損傷レベルに応じて、As, A ランクのものには既存橋脚を撤去して再構築し、B, C, D ランクのものには既存橋脚を補修・補強している。

表-2.3.1 外観調査による橋脚損傷分類

	As	A	B	C	D	合計
鋼製橋脚	3	8	12	112	28	163
RC橋脚	64	78	102	225	474	943
合計	67	86	114	337	502	1106

#### 2.3.2 分析手法

##### (1) 詳細損傷度調査

補修・補強工事に伴い外観調査判定がB, C, D ランクの構造物の損傷状況を詳細に調査し、その結果に基づき損傷部位の取替え、補修を実施している。具体的には、図-2.3.1に示すような損傷状況調査図を作成し、コンクリートおよび鉄筋の損傷状況を調査した。コンクリートについてはかぶりコンクリートの剥離範囲、ひびわれの大きさや密度を測定した。また、鉄筋については定規などを用いて各軸方向鉄筋の座屈範囲、はらみ出し量を測定した他、外周の軸鉄筋の取替え率も算出した。損傷度の分類は、阪神高速3

号神戸線武庫川ランプから月見山ランプ間  
(27.7km)の本線部全RC橋脚を対象とした。

a) 詳細損傷度ランク判定

外観調査および詳細損傷度調査を基に、以下に示す分類で損傷度をより詳細に分類した。なお、ランク判定においては、地中部の損傷状況を加味したものとしているが、As, A ランクの橋脚については緊急で鋼板巻き立てなどの応急対策を実施したこと、および危険度が大きく損傷度調査は困難であった。このため、外観調査で判定したランクの変更は行わず、B、C、D ランクをより詳細に区分したものとなっている。すなわち、外周の軸鉄筋の取替え率により B ランクを 3 段階に、またコンクリートの損傷度を目安に C<sub>1</sub>、C<sub>2</sub>、D の 3 段階に区分した。

As: 倒壊に近いか倒壊した橋脚

A: 柱全面に亘って鉄筋の座屈損傷が著しいもの

B<sub>1</sub>: ほぼ柱全周に亘って軸柱鉄筋のはらみ出しが認められ鉄筋を取替えたもの

B<sub>2</sub>: 柱軸鉄筋の取替えが全鉄筋の 1/2 程度のもの

B<sub>3</sub>: 柱軸鉄筋の取替えが全鉄筋の 1/4 程度のもの

C<sub>1</sub>: 柱軸鉄筋が一部露出しているが、柱鉄筋のはらみ出しのないもの

C<sub>2</sub>: 柱軸鉄筋の露出はないが、ひびわれの大きなもの

D: ひび割れの小さいものあるいは損傷のないもの

b) 損傷形態の分類

外観調査および詳細損傷度調査に基づき、せん断、曲げ、曲げせん断の 3 形態に分類した。損傷の進行に従って損傷形態が移行することや、損傷が大きく形態分類が困難な橋脚も多く、明確に 3 形態に分類することは困難であったが、概ね以下の状況と図-2.3.2 の模式図を目安に分類している。

せん断: 主たるひび割れ角度あるいは損傷面の角度が水平に対して斜め方向であるもの。コアコンクリートの損傷面も比較的明確に認められ、場合によっては損傷面の上下部材間に大きなずれが認められる。

曲げ: 損傷度が低い橋脚では主たるひびわれ角度が水平であり、損傷度が高い橋脚では軸鉄筋が外側に座屈している。

曲げせん断: 複合的な損傷状況で判定が難しいが、せん断と曲げの中間的な損傷状況のものを曲げせん断と判定する。したがって、軸鉄筋が全面外側に座屈していても座屈範囲が水平に対して斜めであったり、対称でないものは曲げせん断に分類している。

(2) 耐力評価法

神戸線の本線RC単柱橋脚を対象とし、道示(平成2年度版)による地震時保有水平耐力照査法に基づいてRC単柱橋脚の耐力を評価した。以下に評価式を示す。

$$\lambda = S_u - l_a / (M_u - M_0) \quad (2.3.1)$$

ここに、λ: せん断耐力曲げ耐力比 S<sub>u</sub>: せん断耐力 (tf) l<sub>a</sub>: 着目断面から上部工慣性力作用位置までの距離 (m) M<sub>u</sub>: 一定軸力が作用する断面において最外縁引張鉄筋のひずみが終局ひずみ量に達する曲げモーメント (tf・m) M<sub>0</sub>: 橋軸直角方向偏心モーメント (tf・m)

$$\alpha_{su} = 980 S_u / (W_u + W_p) \quad \beta_{su} = \alpha_{su} / 200 \quad (2.3.2)$$

ここに、α<sub>su</sub>: せん断耐力指標 (gal) W<sub>u</sub>: 橋脚が負担する上部工重量 (tf) W<sub>p</sub>: 橋脚重量 (tf) β<sub>su</sub>:

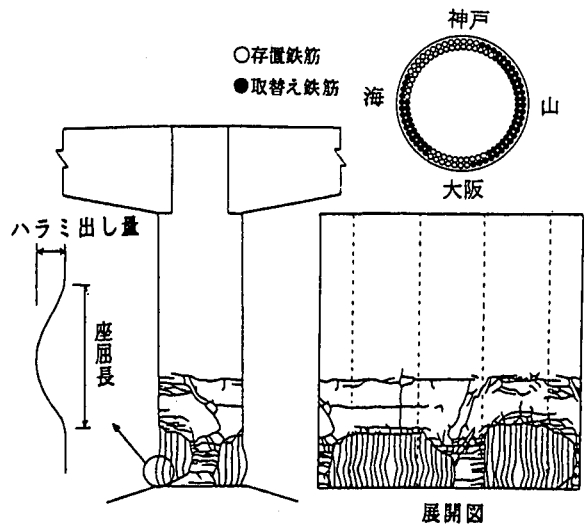


図-2.3.1 損傷状況調査図



図-2.3.2 損傷形態模式図

せん断耐力余裕係数

$$\alpha_{my} = 980(M_y - M_0) / (W_u + 0.5W_p) l_a$$

$$\beta_{my} = \alpha_{my} / 200 \quad (2.3.3)$$

ここに、 $\alpha_{my}$ ：降伏曲げ耐力指標 (gal)  $M_y$ ：一定軸力が作用する断面で最外縁引張鉄筋が降伏応力に達する曲げモーメント (tf-m)  $\beta_{my}$ ：降伏曲げ耐力余裕係数

$$\alpha_{mu} = \alpha_{my} 2\mu - 1 \quad \beta_{mu} = \alpha_{mu} / 200 \quad \mu = \delta_u / \delta_y \quad (2.3.4)$$

ここに、 $\alpha_{mu}$ ：終局曲げ耐力指標 (gal)  $\beta_{mu}$ ：終局曲げ耐力余裕係数  $\mu$ ：じん性率  $\delta_u$ ：終局曲げ変位 (m)  $\delta_y$ ：降伏曲げ変位 (m)

損傷分析は図-2.3.3 のフローに基づき実施する。橋脚のせん断耐力 ( $S_u$ ) の算定は道示を基本としているが、コンクリート標準示方書式による比較も実施している<sup>11), 12)</sup>。具体的には、両者は共にコンクリート分担と鉄筋分担の累加式であるが、コンクリート平均せん断応力の算定において、コンクリート示方書では部材寸法や軸鉄筋の影響を考慮している。せん断耐力指標 ( $\alpha_{su}$ ) は、部材のせん断耐力を構造物重量で除したもので、せん断耐力相当の加速度

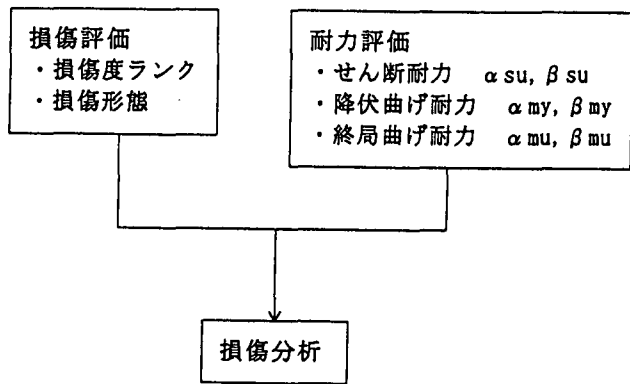


図-2.3.3 照査フロー図

(gal)を示す。せん断耐力余裕係数 ( $\beta_{su}$ ) はせん断耐力指標を元設計の設計震度に相当する加速度 (200gal) で除したもので、設計地震力に対するせん断耐力の余裕度を示している。曲げ耐力、じん性率は復旧仕様により算出している<sup>2), 13)</sup>。復旧仕様では、コンクリートの応力-ひずみ曲線において、帯鉄筋による拘束効果を考慮し、拘束鉄筋により曲線形状や終局ひずみが増加する。降伏曲げ耐力指標 ( $\alpha_{my}$ ) は物理的には一定軸力のもとで最外縁軸鉄筋が降伏応力 ( $\sigma_y = 3000 \text{ kgf/cm}^2$ ) に達する曲げモーメントを生じさせる加速度を示している。降伏曲げ余裕係数 ( $\beta_{my}$ ) は降伏曲げ耐力指標を元設計震度相当の加速度 (200gal) で除したもので、降伏曲げ耐力の余裕度を示している。また終局曲げ耐力指標 ( $\alpha_{mu}$ ) は物理的にはエネルギー一定則を仮定し、弾塑性モデルにおいて終局変位  $\delta_u$  を生じさせるのと等価な弾性加速度を示している。終局曲げ耐力余裕係数 ( $\beta_{mu}$ ) は、 $\beta_{my}$  と同様に  $\alpha_{mu}$  を 200gal で除したものであり終局曲げ耐力の余裕度を示している。

### 2.3.3 損傷度評価

#### (1) 損傷形態と損傷度

対象橋脚 817 基のうち、RC単柱橋脚は 67.7% (553 基) を占めている。その断面形状は円形が 70.7% (391 基)、小判型を含めた矩形が 29.3% (162 基) となっている。図-2.3.4 に RC単柱橋脚の損傷形態、図-2.3.5 に損傷度ランクの高い ( $A_s, A, B_1, B_2, B_3$ ) 橋脚のみを対象とした RC単柱橋脚の損傷形態を示す。ここでは、残留傾斜量が大きいために撤去・再構築となった橋脚は詳細調査を実施していないので分析対象外とし、RC単柱 428 基を対象としている。図-2.3.4 に示すように、全損傷においては曲げ損傷が全体の 54.0% を占め、曲げせん断が 41.4%、明らかにせん断とみなせるものは 4.7% であった。これに対して損傷度の高い場合は、せん断および曲げせん断の比率が増加し、曲げの比率が大幅に減少する。曲げの損傷形態は  $A_s$  および  $A: 7.8\%$ 、 $B: 20.4\%$ 、 $C: 61.9\%$ 、 $D: 10.0\%$  と

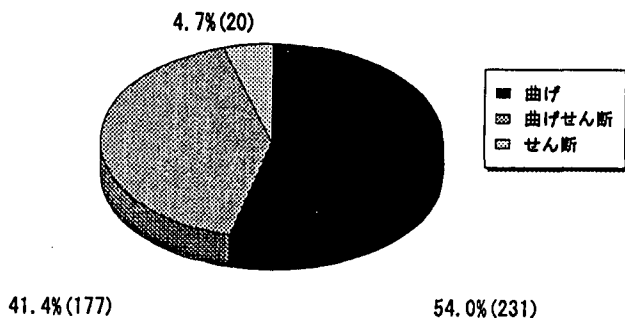


図-2.3.4 RC単柱式の損傷形態

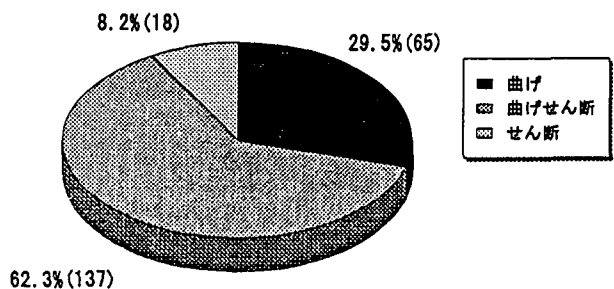


図-2.3.5 RC単柱橋脚の損傷形態 ( $A_s, A, B$  ランク)

広範囲に亘って分布している。これは曲げ損傷では、塑性化後もエネルギー吸収を發揮し、急激な破壊に至ることがないこと、および損傷の大きな曲げせん断へ移行する以前の曲げ降伏程度の比較的軽微な損傷が多いためと考えられる。これに対してせん断および曲げせん断損傷橋脚ではAsおよびA:61.4%、B:17.3%、C:17.8%、D:3.6%と損傷度の高いAs、AおよびBランクが多数を占めている。これはせん断損傷タイプでは急激に損傷が進行するために、比較的軽微な損傷で留まることが少ないためと考えられる。

### (2) 外観調査との対比

当初実施された外観調査と詳細調査結果の対比を図-2.3.6に示す。図-2.3.6より、外観調査でBランク以下の橋脚がより詳細なデータをもとに細分化されているのがわかるが、特に外観調査でC、Dランクであった橋脚で鉄筋の座屈による取り替えが必要となったBランクのものかなり発生している。これは、外観調査ではコンクリートひびわれ発生程度であったものが、地中部で鉄筋座屈が発見されたり、詳細なかぶりコンクリート部のたたき調査などにより鉄筋座屈が発見されたためである。

### (3) 損傷形態と方向

図-2.3.7に損傷形態と損傷方向を示す。図-2.3.7に示すように、全体的には全方向(LT)で損傷しているものが多いが、橋軸方向(L)に比べると橋軸直角方向(T)で損傷しているものが多い。これは、神戸線は主として東西方向に位置する路線であり、地震力は南北方向の方が東西方向に比べて大きいため、南北(橋軸直角)方向の被害が多くなったこと、あるいは橋軸方向は単径間形式であっても桁が連続しているため、完全フリーな橋軸直角方向に比べて抵抗が大きいことなどが考えられる。

これらの要素を比較するため、南北方向に位置する他の高架橋と損傷方向を比較した。損傷方向には差異が認められ、神戸線は明らかに橋軸直角方向の被害が多く、地震動の影響が現れているようである。また、損傷が大きくなるにつれて全方向(LT)の損傷が多くなっている。これは、主要な振動方向に対して発生した軸鉄筋の座屈損傷が、繰返し荷重を受けることにより損傷範囲が側方へ拡がり、損傷度ランクが高くなるものと考えられる。

### (4) せん断スパン比と損傷形態

せん断スパン比(橋脚高さ/柱幅)は3~7の範囲に亘っているが、4~5程度の橋脚が最も多く約65%を占めている。図-2.3.8にせん断スパン比と損傷形態の関係を示すが、せん断スパン比が3.0~6.0の範囲ではせん断損傷が認められ、せん断スパン比が7以上ではすべて曲げ損傷となっており、せん断スパン比が損傷形態に影響を与えていることが分かる。

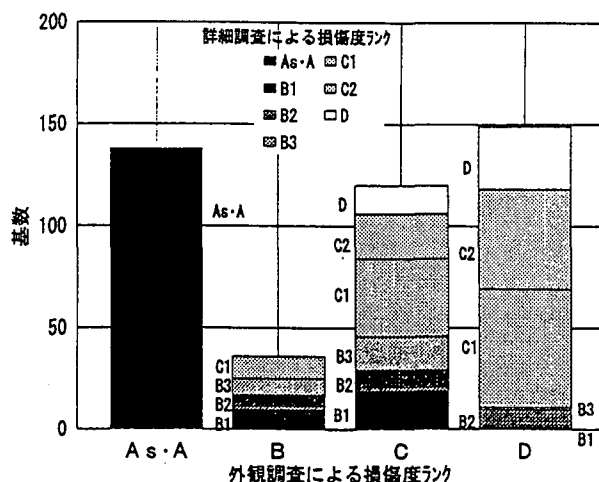


図-2.3.6 外観調査結果との比較

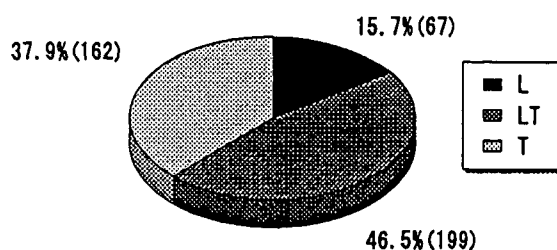


図-2.3.7 損傷方向分類

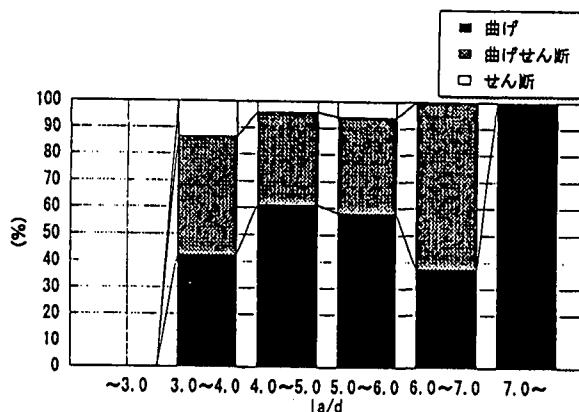


図-2.3.8 せん断スパン比と損傷形態

## 2.3.4 保有水平耐力と損傷度

### (1) 曲げ耐力と損傷度

曲げ損傷タイプにおける降伏曲げ余裕度係数の分布を図-2.3.9 に示す。降伏曲げ余裕度係数はすべて1を超えており、当時の設計値を満足していることがわかる。また、全橋脚の7割程度は1.25を超えており、現行基準の設計水平震度0.25に対しても満足している。損傷度ランクが高いものについては、降伏曲げ余裕度係数 $\beta_{my}$ との相関はあまり認められないが、損傷度ランクの低いC、Dの橋脚については $\beta_{my}$ との相関が明らかに認められる。これは降伏曲げに至らない軽微な損傷においては、降伏曲げ耐力が損傷度に与える影響が大きく、降伏曲げを大きく超えた損傷度の高い橋脚においては降伏後のじん性や、せん断耐力の余裕度によって損傷度に差が生じるためと考えられる。図-2.3.10 に曲げ損傷タイプにおける終局曲げ余裕度係数分布を示す。図-2.3.9 に比べると、終局曲げ余裕度係数が大きくなるにつれて、As、A、B<sub>1</sub>などの大きな損傷が少なくなる傾向が明確に読み取れ、曲げ損傷タイプについてはじん性を確保することが損傷を小さくするために有効であることがわかる。

### (2) せん断耐力と損傷度

図-2.3.11 にすべての損傷を、図-2.3.12 に曲げせん断およびせん断損傷を対象とした損傷レベルとせん断余裕度係数の関係を示す。せん断余裕度が大きくなるにつれて、損傷が小さくなる傾向が読みとれる。すべての橋脚が1.0を超えており、当時の設計加速度に対してせん断耐力を満足していることがわかる。全橋脚の9割程度は1.25を超えており道示震度法の設計加速度を満足している。また、せん断耐力余裕度は、1.0から2.5程度の範囲にわたって分布している。

これについて若干の考察を加える。図-2.3.13は30基程度の橋脚を対象に、直角方向偏心の有無をパラメータとし、軸鉄筋比とせん断耐力余裕度係数の関係をプロットしたものである。同じく、図-2.3.14は上部工重量とせん断耐力余裕度係数の関係をプロットしたものである。ばらつきが大きいものの軸鉄筋比、上部工重量が大きくなるにつれて相対的にせん断余裕度が低下することがわかる。これは作用外力が大きい場合、曲げ耐力を増加させるために、断面を大きくせず主鉄筋の増加で対応させることが多く、このため外力に比べて相対的に断面積が小さくなり、せん断余裕度が

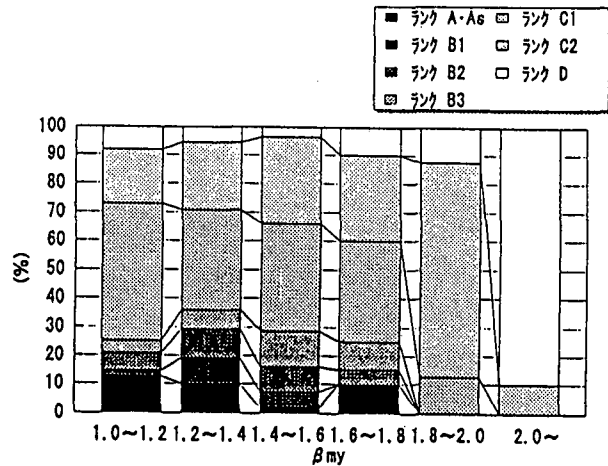


図-2.3.9 降伏曲げ余裕度係数分布 (曲げ損傷)

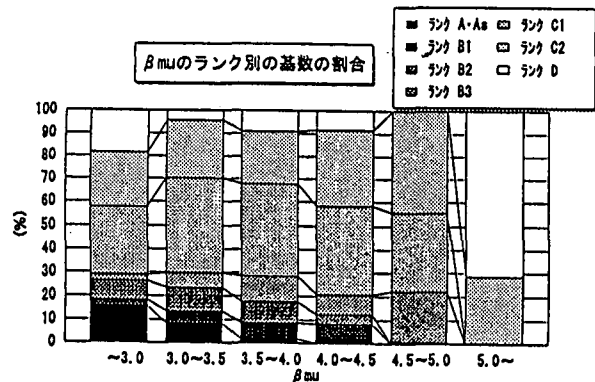


図-2.3.10 終局曲げ余裕度係数分布 (曲げ損傷)

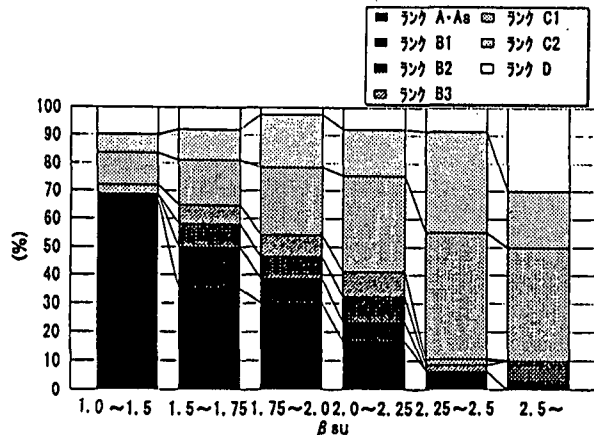


図-2.3.11 せん断耐力余裕度係数分布

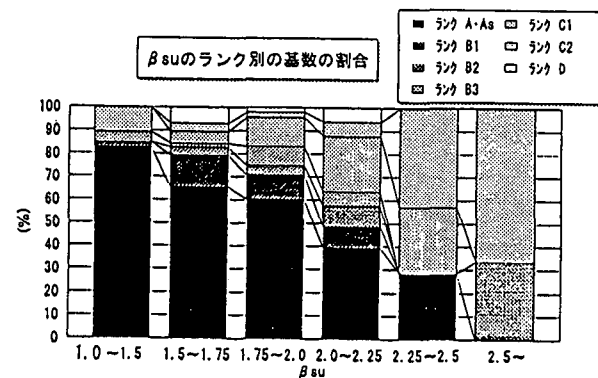


図-2.3.12 せん断耐力余裕度係数分布 (せん断)

低下したためと考えられる。

また、偏心を有する橋脚の方が偏心を有しない橋脚よりもせん断余裕度が大きい。これは偏心橋脚は作用曲げモーメントが大きいため必要断面積が大きくなる。これに対して、せん断耐力には偏心荷重の影響が少ないことから、相対的にせん断余裕度が大きくなるためと考えられる。このように、各橋脚は当時の設計基準を満足していたが、橋脚形状、上部工重量、配筋上の差異、偏心量などによりせん断耐力余裕度に差異が生じたと考えられる。

### (3) せん断耐力に関する検討

図-2.3.15 に道示とコンクリート標準示方書式の対比を示す。比較的断面が小さくせん断耐力も小さい領域では、道示式とコンクリート標準示方書式との差異は小さい。これに対して橋軸方向のせん断耐力が大きな領域では、道示式は1~2割程度大きくなる傾向が見られる。両式の差異はコンクリート分担分のせん断耐力算定法の差異であり、断面が大きくなるとこの影響が大きくなるためと考えられる。すなわち断面寸法が大きく、柱鉄筋比が小さい領域では、コンクリート標準示方書式は道示式に比べて小さくなり、その影響が顕著となる。また、せん断耐力が大きいものは矩形断面が多いが、これは交差点部などのスパン長が

比較的長く作用外力が比較的大きい場合や断面寸法に制約がある場合に多く用いられるためと考えられる。

### 2.3.5 損傷形態に対する分析

#### (1) せん断耐力曲げ耐力比と損傷形態

図-2.3.16 にせん断耐力曲げ耐力比と損傷形態（曲げおよびせん断損傷、曲げせん断損傷タイプ）を示す。曲げモーメントについては、一般的に鉄筋やコンクリートの材料強度が設計基準強度よりも2~3割程

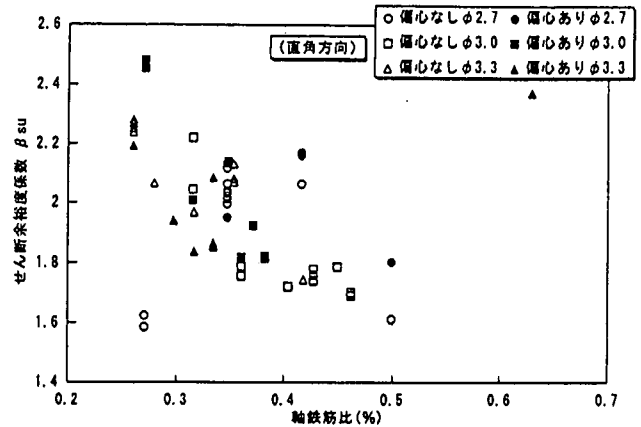


図-2.3.13 せん断余裕度 - 軸鉄筋比関係

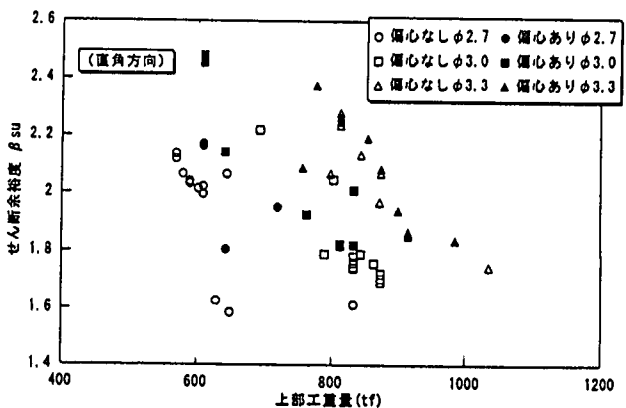


図-2.3.14 せん断余裕度 - 上部工重量関係

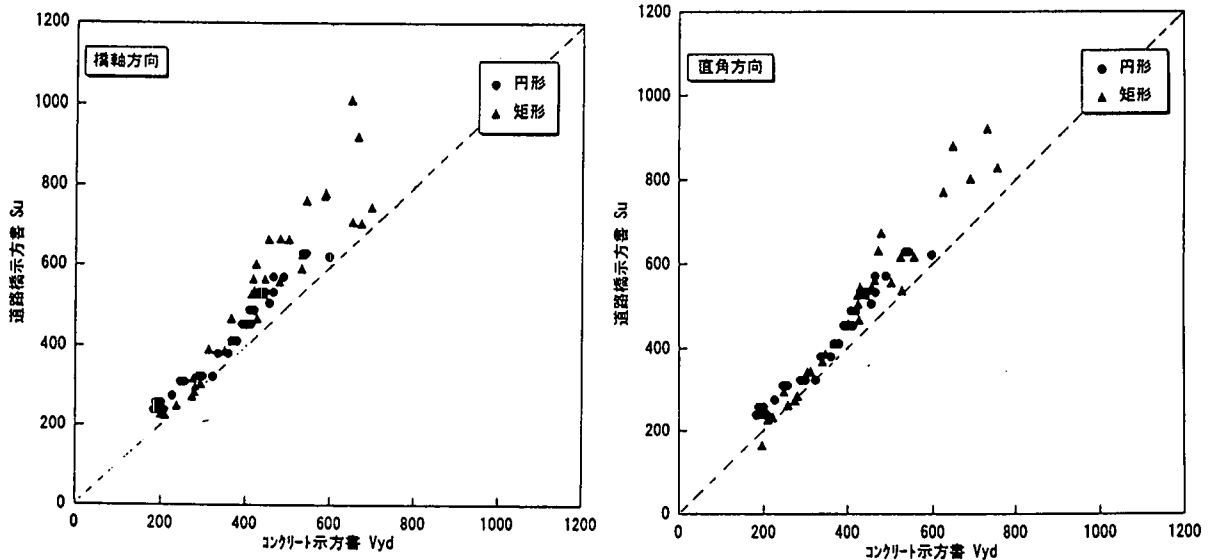


図-2.3.15 道示式 - コンクリート示方書関係



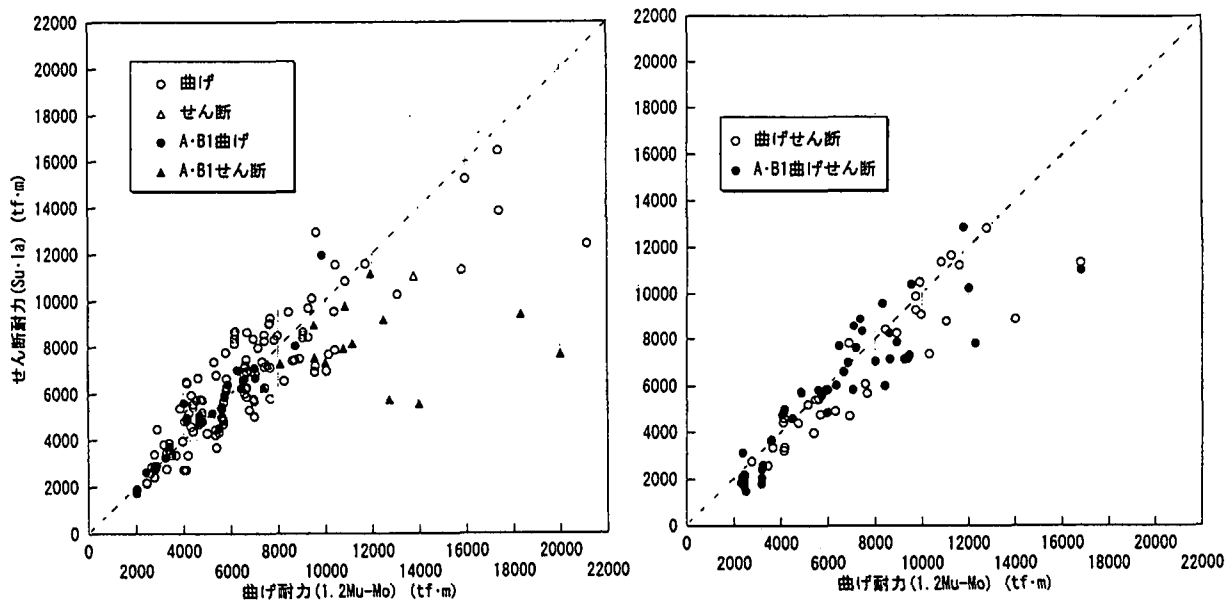


図-2.3.16 せん断耐力と曲げ耐力

度高い値であることから、終局曲げ耐力を 2 割割り増して評価している。せん断損傷はせん断耐力が曲げ耐力に比べて小さいものに多く、また損傷ランクも比較的高いものが多い。これに対してせん断耐力が曲げ耐力よりも大きなもの、すなわち耐力比が 1 よりも大きいものは比較的軽微な曲げ損傷が多いことが分かる。また曲げせん断損傷タイプでは耐力比が 1 近傍に分布しており、曲げ損傷タイプとの有意差は認められない。

(2) 曲げ損傷タイプに対する分析

図-2.3.17 に曲げ損傷タイプにおけるせん断耐力指標 ( $\alpha_{su}$ ) と終局曲げ耐力指標 ( $\alpha_{mu}$ ) の関係を示す。図から損傷の大きな損傷の橋脚 ( $B_1$  以上) は  $\alpha_{su}$  が 400gal、 $\alpha_{mu}$  が 800gal 以下のものに多い。逆に言えば、 $\alpha_{su} > 400gal$  かつ  $\alpha_{mu} > 800gal$  のものは、損傷が比較的小さい。このように、曲げ損傷タイプでも、終局時近傍ではじん性がせん断耐力の関数となっているため、せん断耐力余裕度が損傷程度に影響していることがわかる。

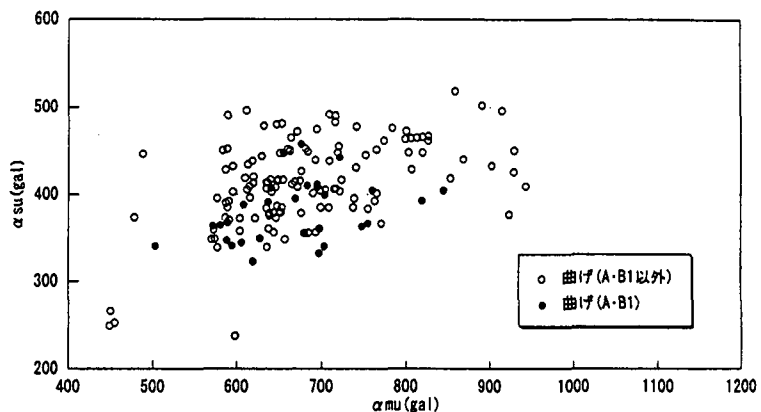


図-2.3.17  $\alpha_{su} - \alpha_{mu}$  の関係 (曲げ損傷)

(3) 曲げせん断損傷タイプに対する分析

図-2.3.18 に曲げせん断損傷タイプにおける  $\alpha_{su} - \alpha_{mu}$  の関係を示す。図から曲げタイプと同様に損傷の大きな橋脚は  $\alpha_{su}$  が 400gal、 $\alpha_{mu}$  が 800gal 以下のものが多い。特に、 $\alpha_{su}$  が 400gal 以下のものはほとんどが大きな損傷となっている。これは、一般に曲げせん断タイプの大きな損傷が、鉄筋の曲げ降伏後の繰り返し荷重によりせん断耐力が低下することにより生じることから

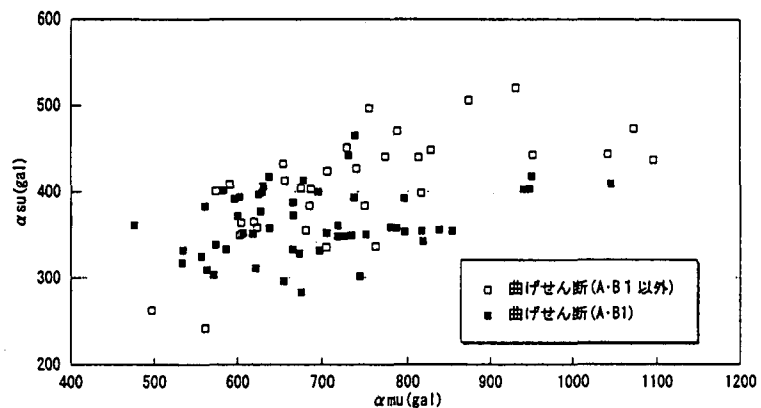


図-2.3.18  $\alpha_{su} - \alpha_{mu}$  の関係 (曲げせん断損傷)

も、せん断耐力が支配的であるためと考えられる。

(4) せん断損傷タイプに対する分析

図-2.3.19 にせん断損傷タイプにおける $\alpha_{su}$  -  $\alpha_{mu}$  の関係を示す。曲げおよび曲げせん断損傷に比較してせん断損傷は、ほとんど $\alpha_{su}$  が400gal 以下でかつ損傷程度が大きいことが分かる。このようにせん断損傷は、せん断耐力曲げ耐力比が1 以下で、せん断耐力余裕度が小さなものに多く生じている。

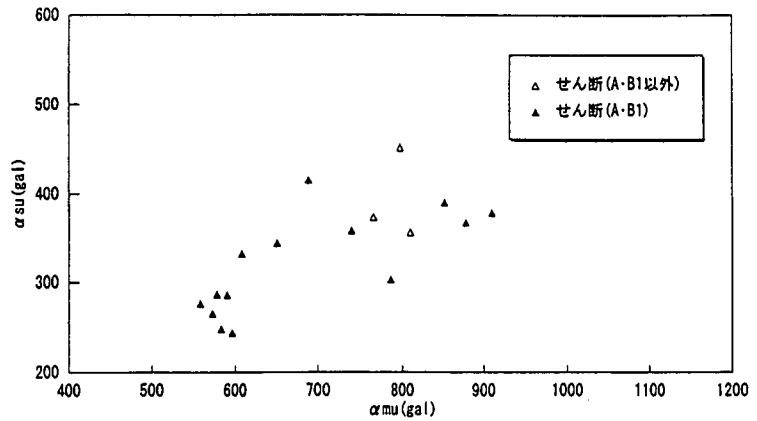


図-2.3.19  $\alpha_{su}$  -  $\alpha_{mu}$  の関係 (せん断損傷)

(5) せん断耐力曲げ耐力比に関する考察

表-2.3.2 に上記の結果をまとめる。表-2.3.2 に示すように損傷タイプは耐力比によって区分することができる。また損傷の大きなものは $\alpha_{su}$  が400gal 以下に多く、曲げ損傷では $\alpha_{mu}$  が800gal 以下に多い。このように神戸線RC橋脚は許容応力度的には当時の設計基準を満足しているが、損傷の大きなものは、せん断破壊が先行するものあるいは耐力比が1 程度であっても地震時の繰返し荷重によってせん断耐力が低下し、曲げせん断破壊に移行しやすいものに多く認められる。

表-2.3.2 評価結果一覧表

損傷パターン	曲げ	曲げせん断	せん断
せん断耐力曲げ耐力比	1 以上が多い	1 程度が多い	1 以下が多い
損傷の大きな構造物の $\alpha_{su}$	800gal 以下が多い	800gal 以下がやや多い	傾向不明
損傷の大きな構造物の $\alpha_{mu}$	若干400gal 以下が多い	400gal 以下が多い	400gal 以下が多い

次に(2.3.5) 式に示すように、せん断損傷を生じさせないための安全係数について考察する。

$$S_u \cdot I_a > \gamma \cdot M_u \quad (2.3.5)$$

ここに、 $\gamma$ : せん断損傷とならないための安全係数

図-2.3.20 は各損傷タイプごとのせん断耐力と曲げ耐力の関係を示している。図からわかるように、せん断耐力が曲げ耐力より1.5 倍以上すなわち、 $\gamma$  が1.5 以上となれば、ほぼ曲げ損傷が生じることから、せん断損傷を生じさせないためには1.5 倍程度以上の十分な安全係数を確保することが望ましいことがわかる。

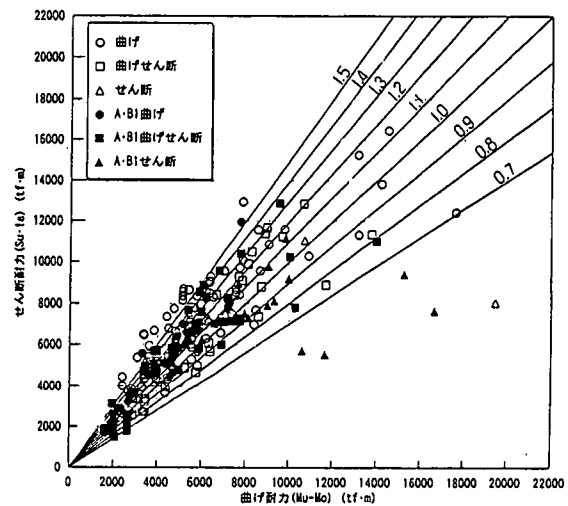


図-2.3.20 せん断耐力と曲げ耐力の関係

(6) 終局曲げ耐力指標と等価固有周期の関係

図-2.3.21 にすべての損傷タイプにおける終局曲げ耐力指標と等価固有周期の関係を示す。ここで、等価固有周期の算定には部材の降伏剛性を用いている。図に示すように、終局曲げ耐力指標が大きなもの、および同一終局曲げ耐力指標であっても等価固有周期の比較的長いものに損傷度が小さいものが多く認められる。また、終局曲げ耐力指標が比較的大きくても、固有周期が0.5 ~0.6 秒のあたりでは、損傷度の高い曲げせん断タイプの損傷が認められる。

2.3.6 耐震補強の観点からの評価

以上の損傷分析から巨大地震時にも構造物を比較的小さい損傷にとどめるための耐震対策は以下のようになる。

1. せん断破壊を生じないようにせん断耐力曲げ耐力比を1 よりも十分大きくする。

2. 損傷度が高くなるせん断、曲げせん断損傷を生じさせないために、十分なせん断耐力を確保する。
3. 曲げ損傷を小さくするために、十分なじん性を確保する。

上記は、道路橋示方書および土木学会コンクリート示方書（耐震設計編）の基本的考え方が妥当であることを示している。しかしながら、分析結果からは旧設計基準の構造物ではせん断耐力不足により 1.、2. タイプの損傷が特に懸念される。また、耐震補強にあたっては、時間、予算などの制約があり補強の優先順位を設ける必要がある場合も多い。このような場合には、せん断耐力曲げ耐力比が小さく、せん断耐力余裕度が小さい構造物を優先的に補強することが望ましいことを上記の結果は示唆している。図-2.3.22 にすべての損傷タイプの $\alpha_{su}$  -  $\alpha_{mu}$  関係を示すが、いずれのタイプでも $\alpha_{su}$  が 450gal 以上かつ $\alpha_{mu}$  が 800gal 以上のものでは損傷が比較的軽微であることがわかる。同図を $\alpha_{su}=400\text{gal}$ 、 $\alpha_{mu}=800\text{gal}$ で 4 象限 A, B, C, D 領域に分割し、それぞれの領域に含まれる橋脚損傷度ランクの内訳を図-2.3.23 に、損傷タイプを図-2.3.24 に示す。図-2.3.23 より $\alpha_{su}$  が 400gal 以下の C, D 領域に属する橋脚はいずれも損傷ランクの高いものの比率が大きく、 $\alpha_{su}>400\text{gal}$  かつ $\alpha_{mu}>800\text{gal}$  である B 領域に属する橋脚の損傷度は低いことがわかる。また、図-2.3.24 より A 領域には曲げ損傷が、D 領域にはせん断損傷が多く、せん断耐力曲げ耐力比と損傷タイプには明確な相関が認められる。以上より、B 領域にあるようなせん断耐力余裕度を十分確保し、曲げ破壊先行のじん性に富んだ構造物が耐震上有効であることがわかる。

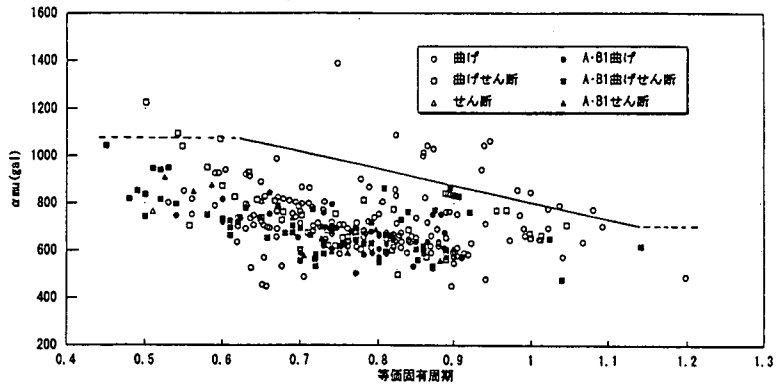


図-2.3.21 終局曲げ耐力指標と等価固有周期

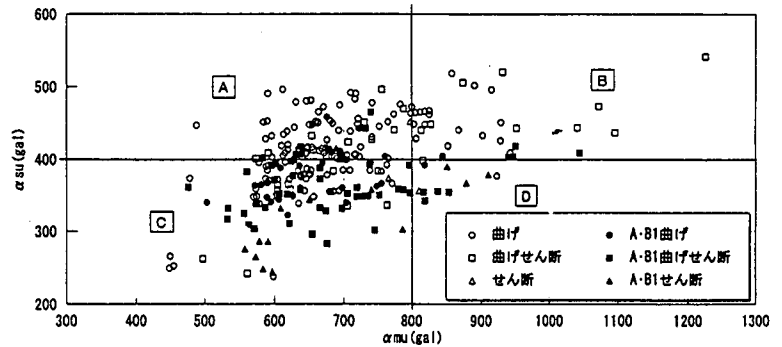


図-2.3.22  $\alpha_{su}$  -  $\alpha_{mu}$  の関係 (すべての損傷)

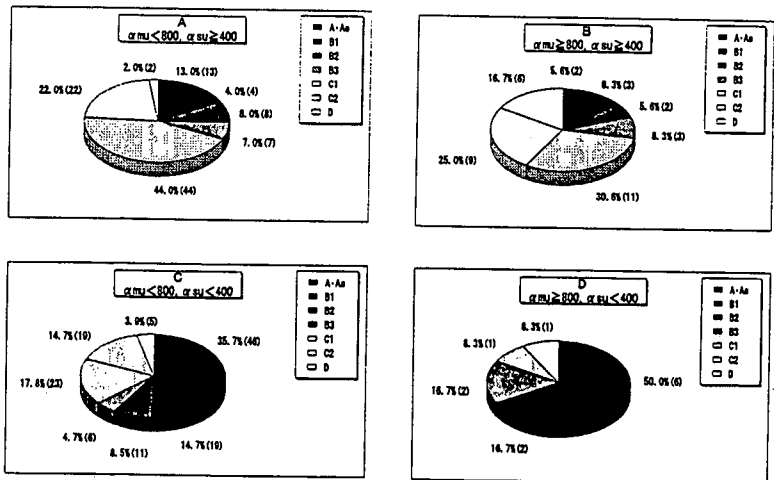


図-2.3.23 各領域ごとの損傷分布

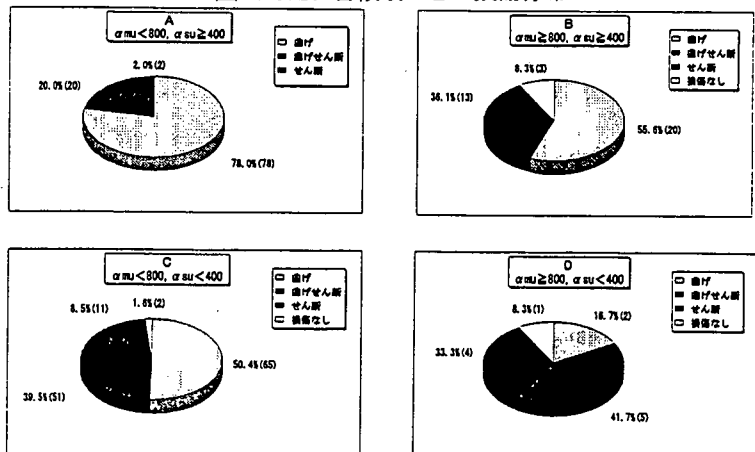


図-2.3.24 各領域ごとの損傷タイプ

## 2.4 修正圧縮場理論を用いたRC橋脚のせん断耐力評価

### 2.4.1 概要

阪神高速道路3号神戸線は、兵庫県南部地震により、数多くのRC橋脚が損傷した。その損傷形態は曲げおよび曲げせん断が比率的に多かったが、せん断損傷も見受けられた。また、曲げせん断タイプの損傷は、曲げひび割れが生じた部材が、正負交番荷重の繰り返しにより、せん断抵抗力を失うことにより生じることから、せん断損傷の一種とも見なすことができる。せん断損傷は極めて危険な脆性的な破壊を示すことから、RC橋脚のせん断損傷メカニズムを適切に把握し、せん断損傷を生じさせないための設計手法の確立が望まれる。

一般にRC構造物のせん断耐力には主鉄筋比、コンクリート強度、帯鉄筋比、断面寸法、断面形状など多くの要因が複雑に影響を及ぼす。このため、現在までその終局耐力評価法には、実験に基づいた経験式を用いるのが一般的であった。このような現状に対して、電算機の発達に伴い、解析的に終局せん断耐力を評価しようとする試みが盛んになっており、その一つにCollinsらが提案している修正圧縮場理論による手法がある<sup>8)15)</sup>。修正圧縮場理論は、ひび割れを離散的にとらえるのではなく、ひび割れの発生しているコンクリート要素をマクロ的にとらえて一種の連続的な要素と考えて、その平均応力、平均ひずみに対する要素内のつり合いおよび変形の適合条件を用いて解くものである。本報告は、水平載荷試験された実橋RC橋脚、1/3スケールの大型模型実験および被災RC実橋脚を対象に、修正圧縮場理論によるせん断耐荷力の解析的検討を行い、修正圧縮場理論の実構造物レベルへの適応性を検討した。ついで、これらの解析結果について要因分析を行い、構造形状が修正圧縮理論に基づくせん断耐力、ひび割れ傾斜角などに与える影響を評価した。

### 2.4.2 解析手法

#### (1) 応力およびひずみのつり合い関係

修正圧縮場理論では、せん断ひび割れを含んだコンクリート要素に作用する平均的な応力の関係はモールの応力円により次式によって表される。

$$f_2 = (\tan\theta + \cot\theta)v - f_1 \quad (2.4.1)$$

ここに、 $f_1$ : 主引張応力  $f_2$ : 主圧縮応力  $\theta$ : ひび割れ傾斜角

また同様に、水平方向ひずみ( $\epsilon_x$ )および鉛直方向ひずみ( $\epsilon_t$ )は、モールの応力円により主引張・主圧縮ひずみおよびひび割れ傾斜角の関係で表される。

$$\begin{aligned} \epsilon_x &= (\epsilon_1 \tan^2\theta + \epsilon_2) / (1 + \tan^2\theta) \\ \epsilon_t &= (\epsilon_1 + \epsilon_2 \tan^2\theta) / (1 + \tan^2\theta) \end{aligned} \quad (2.4.2)$$

ひび割れが生じたコンクリート要素内に作用する平均的な応力の鉛直成分は、せん断補強鉄筋によって抵抗する。また水平成分は、せん断力による水平力(引張力)として作用する。

$$f_v = f_2 \cot^2\theta - f_1 \sin^2\theta \quad N_v = V \cot\theta - f_1 b_v j d \quad (2.4.3)$$

ここに、 $f_v$ : せん断補強鉄筋応力  $N_v$ : せん断力による水平力  $A_v$ : スターラップの断面積  $b_v$ : ウェブ幅

#### (2) 応力とひずみの関係

圧縮側の応力とひずみの関係は、道路橋示方書式<sup>11)</sup>を採用し、引張側の応力とひずみの関係は、Collinsらの提案している引張軟化曲線を採用した。

主引張応力( $f_1$ )は、ひび割れ間のコンクリートおよびせん断補強鉄筋によって伝達されるせん断力とひび割れ面を介して伝達されるせん断力と静力学的に等価である必要があるため、両者の小さい方の値により決定される。

なお、Collins式は鉄筋がある程度等間隔に配置された平板に対する実験から導かれたものであり、RCはりのような断面下部に集中的に鉄筋が配置されている部材では、そのまま適用できないものと考え、中村ら<sup>17)</sup>の解析手法では、独自の引張軟化曲線を採用している。

#### (3) せん断耐力算定式

Collinsらによるせん断耐力算定式は次式によって表される

$$V = f_1 b_v j d \cot\theta + (f_v A_v / s) j d \cot\theta \quad (2.4.4)$$

ここに、 $V$ : せん断耐力  $j d$ : 内力のアーム長  $s$ : スターラップ間隔

上式に示すように修正圧縮場理論によるせん断耐力算定式は、コンクリートによる抵抗せん断力とせん断

補強鉄筋による抵抗せん断力の和からなる強度累加式で表されている。

(4) 曲げ、軸力、せん断の関係

一般に、上述したようなせん断力(V)のみが作用する構造物は少なく、軸力(N)や曲げモーメント(M)がせん断力とともに作用するのが一般的である。このような部材でのせん断力により発生する軸方向ひずみは、部材高さ方向で変化し、曲げ引張側で大きく曲げ圧縮側で小さくなる。これを考慮した解析は、多大な計算時間を要するため、Collinsらは、図-2.4.1に示すような簡略化を行っている。

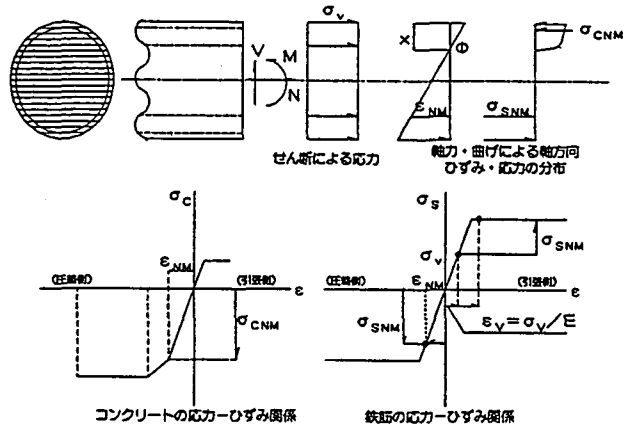


図-2.4.1 せん断耐力解析模式図

- 高モーメント域で生じるせん断応力の再分配を無視し、せん断応力を平均化( $v=V/b_wjd$ )させる。

- せん断力によって発生する主応力の水平成分

を初期応力とみなし、軸力、曲げによる応力に加算する方法を用いた。この考え方は、発生した一様なせん断ひび割れが、断面を貫通すると仮定したものである。

なお、任意断面に対し解析できるように、本解析では部材高さ方向に断面を分割して、曲げ、軸力、せん断力のつり合いを計算する断面分割法を採用している。

実RC橋脚のせん断スパンは、上部工慣性力作用位置（橋軸方向：上部工図心、橋軸直角方向：下部工天端）からせん断ひび割れが部材軸と交わる位置までの距離とし、実験RC橋脚は、水平力載荷位置からせん断ひび割れが部材軸と交わる位置までの距離とした。以下に大型RC試験体、実RC橋脚試験および被災RC橋脚を対象とした3種類の実験結果と解析結果との対比を示す。

2.4.3 大型試験体実験結果

阪神高速道路の標準的なRC橋脚を対象に、配筋状態を実構造物に合わせた比較的大きな試験体(1/3縮尺)を用いて、従来の縮小模型試験体(1/10縮尺)との比較実験を実施し、曲げ変形性能、せん断耐力などの評価を行っている。詳細については文献<sup>16)</sup>に示されているので、ここでは概要のみを示す。構造諸元を表-2.4.1に示す。No.2、3は鉄筋径の縮尺率が模型縮尺にできるだけ近くなるようにSD35相当品を用いた。

表-2.4.1 材料諸元

試験体	縮尺	柱筋配置	段落し	帯鉄筋配置	粗骨材最大寸法
No. 1	1/10	1段 D16	無し	閉合系 D16	20mm
No. 2	1/3	多段 D13	標準位置	非閉合系 D16	20mm
No. 3	1/3	多段 D13	1D下げ	非閉合系 D16	20mm

\*d: 橋脚柱径

配筋は断面積の相似比を満足するように鉄筋本数を決定した。試験体の加力方法を図-2.4.2に示す。柱頭部で軸力を与え交番水平力を加力した。軸力は、フーチング下端で定着し試験体の中心を通るPC鋼材を介して柱頭部のジャッキにより軸応力度換算で15kgf/cm<sup>2</sup>に保持した。いずれの試験体においても、計算上の降伏荷重 $P_y$ (柱基部の最外縁鉄筋が降伏する荷重)までは、荷重制御で漸増交番荷重を加

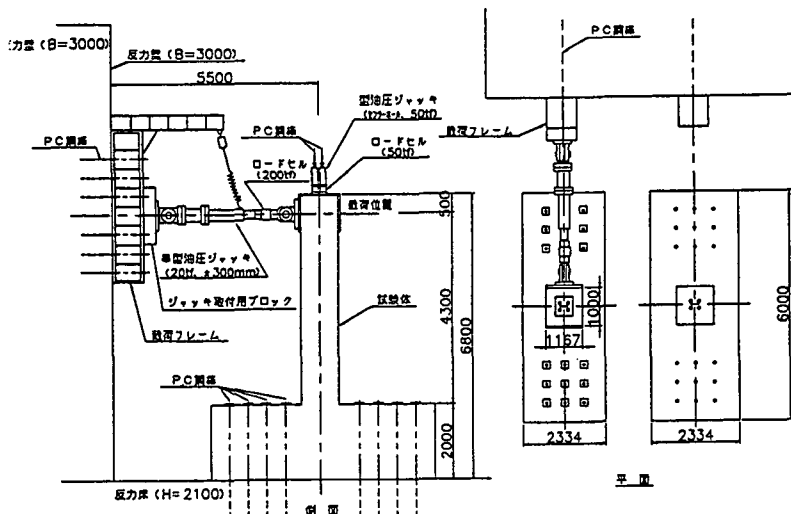


図-2.4.2 試験体の加力方法

力し、降伏荷重以降は、変位制御で降伏時変位  $P_y$  の整数倍の変位で各 10 サイクルの交番繰返荷重を加力した。No. 1、2 試験体は柱下端で曲げ破壊し、じん性率は 5~6 と良好な変形性能を示した。No. 3 試験体は段落とし部で柱鉄筋が降伏し、この位置で部材は破壊した。No. 2 試験体に比べ、最大荷重、じん性率ともに低下したが、じん性率は 4 程度が確保されており必ずしも脆性的な破壊モードとはならなかった。

#### 2.4.4 大型試験体解析結果

##### (1) No. 1 試験体

図-2.4.3 に No. 1 試験体の帯鉄筋応力度(基部より 10cm の位置)と作用せん断力の関係を示す。帯鉄筋応力度解析値は主鉄筋降伏時(8.13tf)で  $500\text{kgf/cm}^2$ 、最大荷重時(11.2tf)で  $2500\text{kgf/cm}^2$  を示し実験値と定性的には一致している。また、ひび割れ傾斜角の実験終了時の計測値は 60 度であったが、解析値 59 度とはほぼ一致している。

##### (2) No. 2 試験体

図-2.4.4 に No. 2 試験体の帯鉄筋応力度(基部より 216cm の位置)と作用せん断力の関係を示す。帯鉄筋応力度の解析値は、降伏荷重(90.3tf)の  $100\text{kgf/cm}^2$  から最大荷重(122.0tf)で  $3200\text{kgf/cm}^2$  に変化している。実験は曲げ破壊であったが、解析値は計算の曲げ耐力(120tf)以降も計算しており、ほとんど同時にせん断破壊が生じる結果となっている。また、ひび割れの傾斜角は、降伏荷重時の計測値が 65 度に対して解析値は 56 度という結果を示している。実験および解析結果からは終局破壊が曲げせん断型のモードと推察される結果となった。

##### (3) No. 3 試験体

No. 3 試験体は段落とし部で帯鉄筋が降伏し、この位置で終局破壊を生じている。図-2.4.5 に No. 3 試験体の帯鉄筋応力度(基部より 123cm の位置)と作用せん断力の関係を示す。帯鉄筋応力度の解析値は、降伏荷重(75.2tf)の  $50\text{kgf/cm}^2$  から最大荷重(105.0tf)で  $1200\text{kgf/cm}^2$  に変化し、実験値と定性的には一致している。また、ひび割れの傾斜角は、図-2.4.6 に示すように実験終了時約 49 度に対して解析値は 60 度を示している。解析値のコンクリートおよびせん断補強鉄筋の分担せん断抵抗を示すと図-2.4.7 のようになる。作用せん断力の増加に伴ってコンクリートによるせん断抵抗がせん断力の大部分を分担しているが、3 試験体とも降伏荷重から最大荷重に至るまで、コンクリートのせん断抵抗が減少する傾向を示している。この点について今後十分に検討を加える必要がある。

#### 2.4.5 梅田入路実験結果

##### (1) 構造諸元

水平載荷実験は、図-2.4.8 に示すように既設上部工撤去後、試験対象橋脚(URP4)と反力橋脚(URP3)の上

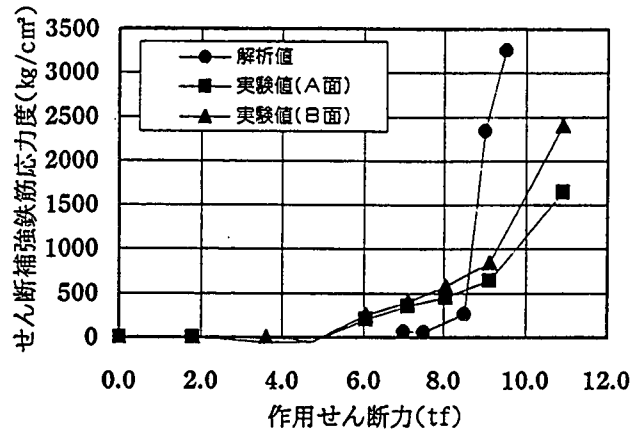


図-2.4.3 帯鉄筋応力度-作用せん断力関係(No. 1)

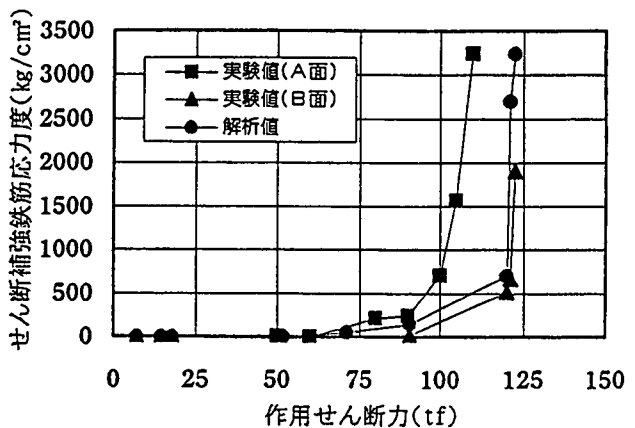


図-2.4.4 帯鉄筋応力度-作用せん断力関係(No. 1)

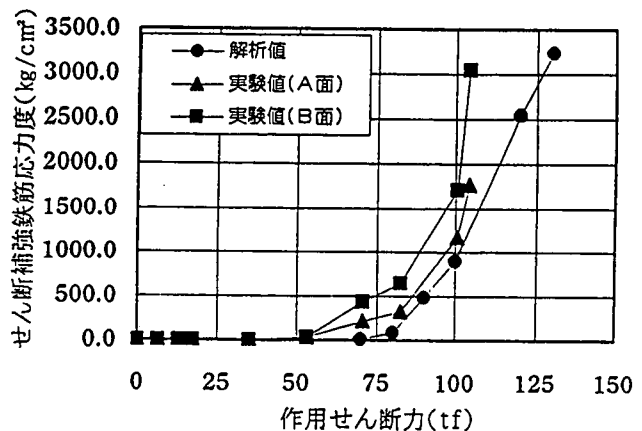


図-2.4.5 帯鉄筋応力度-作用せん断力関係(No. 1)

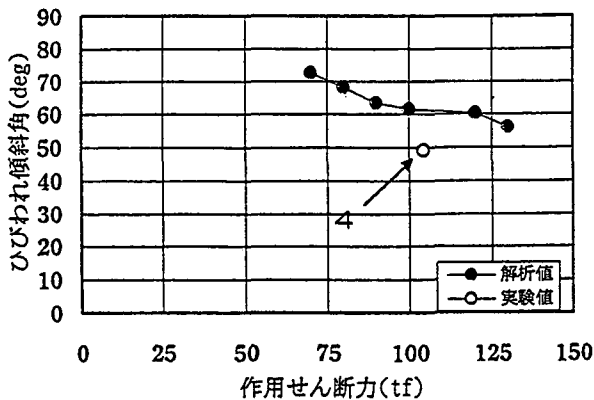


図-2.4.6 作用せん断力-ひび割れ傾斜角(No.3)

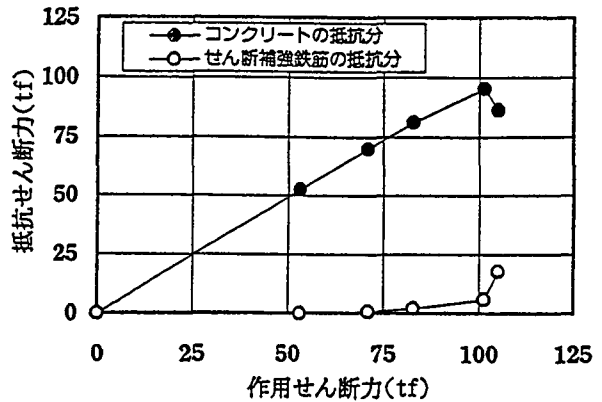


図-2.4.7 作用せん断力-抵抗せん断力関係(No.3)

部を PC 鋼棒で水平に連結し、相互に引き合う形で実施した。対象橋脚は図-2.4.9 の構造一般図に示すように、 $\phi 2.0\text{m}$  の円形断面を有する RC 単柱式橋脚であり、基礎はベノト杭 ( $\phi 1.0\text{m}$ ) である。主鉄筋は柱下端で D29-53 本、段落とし部で D29-28 本配置されており、主鉄筋比は柱下端で 1.62% となっている。本橋脚は、昭和 40 年に建設されており、当時の鋼道路橋示方書を基に設計されているが、現行の道路橋示方書とは以下の点で配筋が異なっている。すなわち、鉄筋変化位置は、柱下端から 2.7m となっており、現行では鉄筋定着部 ( $30\phi$ ) を考慮するため設計上の柱断面変化位置は基部より 1.7m の位置となる。このため、現行設計手法で照査すると、柱基部よりも段落とし部で曲げ破壊するようになる。また、帯鉄筋は柱全長にわたって D16 が 300mm ピッチと少ない配筋になっている。コア試験より求めたコンクリートの圧縮強度は建設後 20 数年を経ているが設計基準強度  $240\text{kgf/cm}^2$  に比べて 50~60% 高い値を示している。また鉄筋降伏応力度も  $3800\text{kgf/cm}^2$  と設計基準強度  $2800\text{kgf/cm}^2$  よりもかなり高い値となっている。

### (2) 荷重方法

水平荷重載荷高さ(PC 鋼棒の図心位置の高さ)は URP4 橋脚の梁高(1.3m)のほぼ中心に定め、これを URP3 橋脚まで水平に延長している。載荷段階は図-2.4.11 に示すように、5 ステップまでは 15tf 刻みで増加させ最後に最大荷重レベル(ステップ 6)まで載荷させる繰り返し漸増載荷とした。

### (3) 実験結果

載荷試験は前記の荷重ステップに基づいて実施されたが、第 5 サイクル(最大 75tf)までは橋脚下端付近の曲げひびわれの発生を除いて目立った損傷は認められなかった。荷重 100tf 程度から柱の変形が明らかに目視できるようになり、鉄筋変化位置近傍の水平ひび割れも次第に頭著になり、荷重増加とともに水平ひび割れは斜め下方に進展してゆき、腹部まで到着した時点で荷重の保持(133tf)が困難となり実験を終了

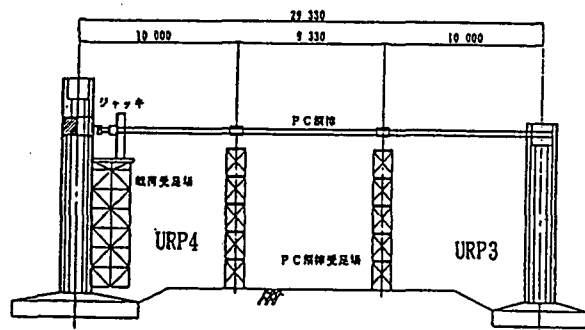


図-2.4.8 実験要領図

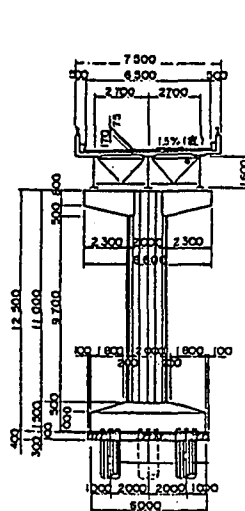


図-2.4.9 構造一般図

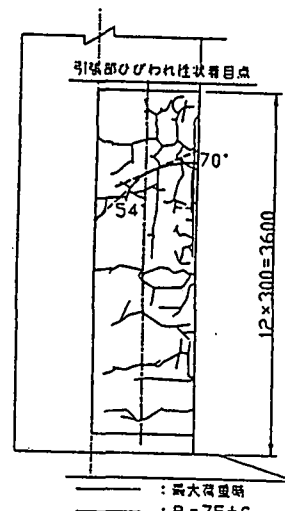


図-2.4.10 ひび割れ図

した。残留最大ひび割れ幅は 10mm 程度であった。図-2.4.10 にひび割れ図を示すが、曲げひび割れは水平方向に帯鉄筋間隔 30cm より多少大きめの約 50cm 間隔で発生している。図-2.4.12 に荷重-変位曲線を示すが、水平変形の変化割合が大きいと認められる 3m 付近(屈曲点)は、主鉄筋の断面変化位置(2 段目鉄筋の段落とし高さ)2.7m に対応している。鉄筋変化位置付近の帯鉄筋ひずみは 120tf まではほとんど発生せず、それ以降急激に増加している。圧縮側コンクリートのひずみは橋脚下端よりもむしろ鉄筋変化位置付近で最大(1900 $\mu$ )となっている。また、引張主鉄筋のひずみは、材料強度試験に基づく降伏ひずみ( $\epsilon_{sy} = 1800\mu$ )を最終的に大きく超え、鉄筋変化位置付近で最大値を示している。以上のように、本実験結果は、曲げひび割れが先行するものの、終局時には帯鉄筋の増加およびひび割れの傾斜から曲げせん断破壊と評価できる結果となった。

#### 2.4.6 梅田入路橋脚解析結果

解析結果を図-2.4.13、14 に示すが、実験最大荷重時(133tf)に着目すると、解析値は帯鉄筋応力度 1740kgf/cm<sup>2</sup>、ひびわれ傾斜角 57 度となっているのに対して、実測値ではそれぞれ 2700kgf/cm<sup>2</sup>、70 度となっており定性的には一致した傾向となっている。また、せん断ひび割れ発生荷重の解析値は 100tf となっており、コンクリート標準示方書式(110tf)および実験結果(110tf)とほぼ一致している。これに対して、終局時ではせん断耐力の解析値は 150tf と、示方書式(177tf)に比べてかなり小さくなっている。これは、図-2.4.15 に示すように Collins モデルによるとせん断ひび割れの進行に伴い、ひび割れ幅の増加が考慮されるために、コンクリートのせん断抵抗が小さくなるためと考えられる。また、実験ではひび割れ傾斜角 70 度、最大荷重 133tf で実験を終了しているが、Collins モデルの解析によると、さらにひび割れ傾斜角が急になるとともに、20tf 程度の余剰耐力が存在する結果となっている。以上のように Collins モデルにより円形断面を評価した結果は、終局状態については議論が残るものの、ひび割れ発生および実験最大荷重状態を定量的には評価できる結果となっている。

#### 2.4.7 せん断損傷タイプ被災 RC 橋脚に対する解析例

##### (1) 概要

阪神大震災による被害を生じた実橋脚を対象に解析を実施し、実構造物レベルによるせん断耐力を評価した。なお、解析は後述のパラメータ解析により合計 5 基を対象として実施したが、ここではせん断損傷および曲げせん断損傷の 2 タイプを代表例として示す。

##### (2) せん断損傷橋脚(神 P270)損傷状況

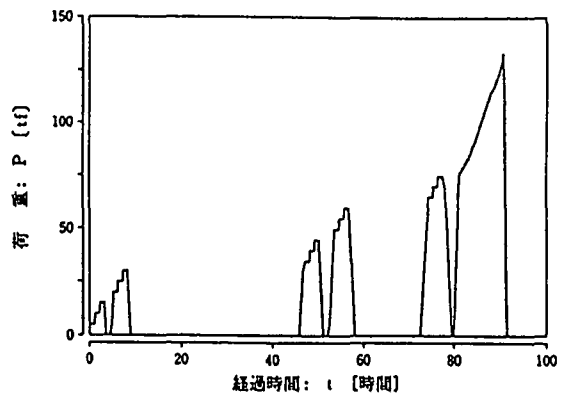


図-2.4.11 荷重増荷ステップ図

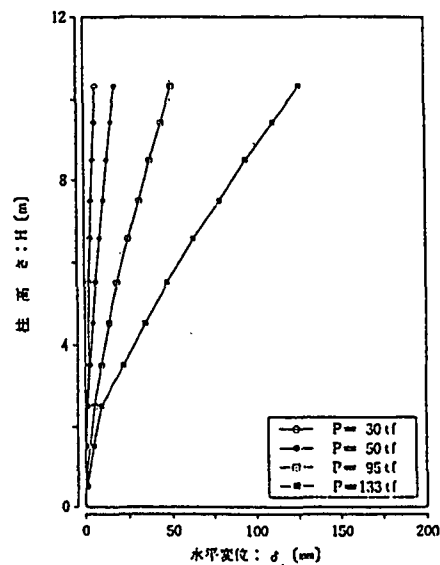


図-2.4.12 荷重-変位曲線

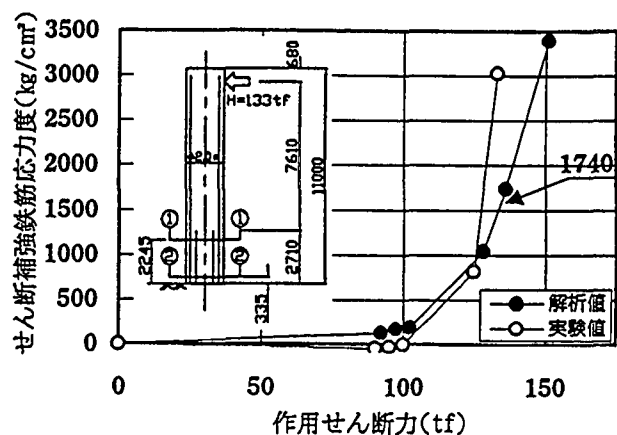


図-2.4.13 せん断耐力解析結果



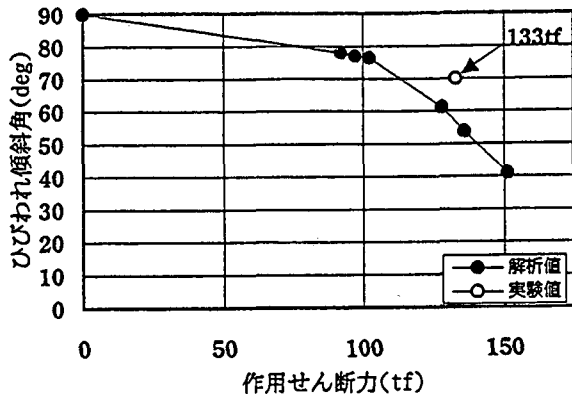


図-2.4.14 作用せん断力-ひび割れ傾斜角

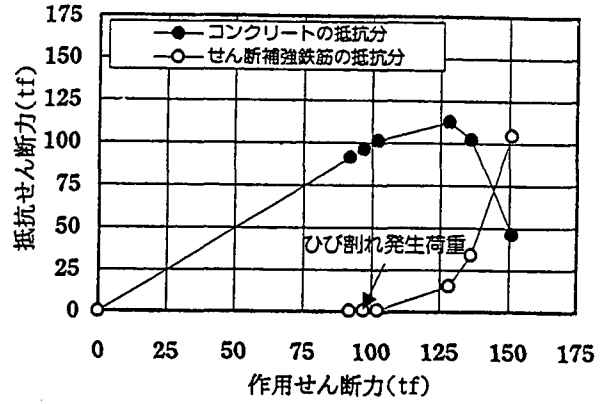


図-2.4.15 作用抵抗分担比

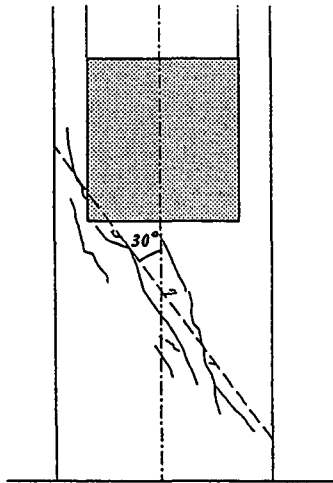


図-2.4.16 損傷状況

本橋脚は、4.2m(橋軸)x3.5m(直角)の矩形断面であり、段落としを有さないRC単柱式橋脚である。軸方向鉄筋にはD32が、帯鉄筋にはD16が25cm間隔で配置されている。損傷状況を図-2.4.16に示すが、橋軸方向に損傷していた。損傷形態は、柱中心付近からせん断ひび割れが発生し、斜め下方に鋭角的にひび割れが進行しており、ひび割れ傾斜角は約30度であった。また、かぶりコンクリートの剥離や軸方向鉄筋の座屈などは認められなかった。

(3) せん断損傷橋脚(神P270)解析結果

ひび割れが部材中心線と交差する位置を検討断面(せん断スパン6m)とし、その橋軸方向の解析結果を図-2.4.17、18、19に示す。実橋での終局ひび割れ傾斜角は約30度であり、解析上の帯鉄筋降伏時(3000kgf/cm<sup>2</sup>)におけるひびわれ傾斜角(30度)と良く一致した。

また、このときの軸方向鉄筋応力度の解析値は855kgf/cm<sup>2</sup>で比較的小さな弾性領域内の値を示した。こ

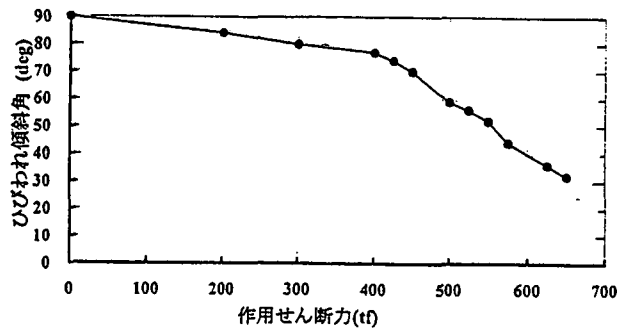


図-2.4.17 ひび割れ傾斜角と作用せん断力の関係

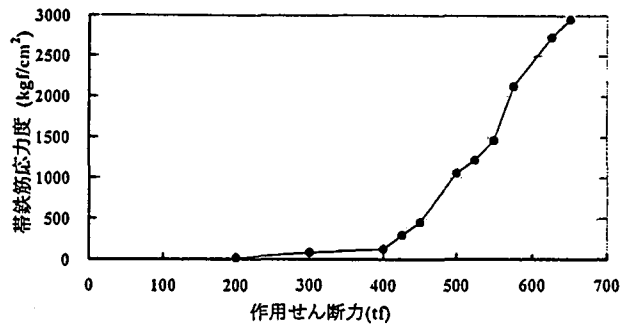


図-2.4.18 帯鉄筋応力度と作用せん断力の関係

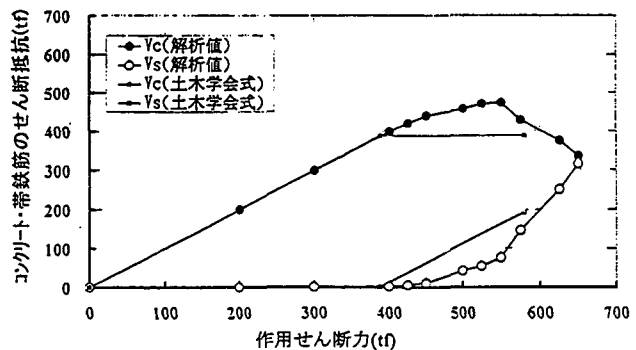


図-2.4.19 VcおよびVsと作用せん断力の関係

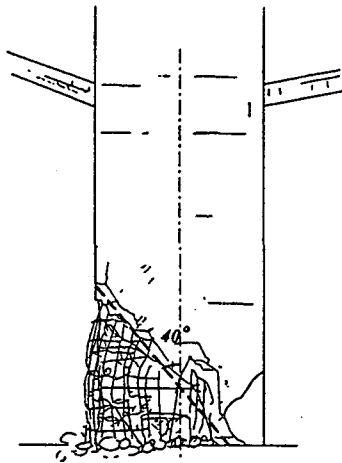


図-2.4.20 損傷状況

れより、損傷形態は曲げによる影響は少なく、主にせん断力により支配された損傷形態であると判断される。図-2.4.19には、コンクリート標準示方書によるせん断耐力算定値を併せて示す。終局時に着目するとコンクリートのせん断耐力は解析値および土木学会式で、それぞれ335tf、387tfとなっており、解析値の方が小さくなった。これに対して帯鉄筋のせん断耐力は、ひび割れ傾斜角が解析値は小さくなることから、解析値(315tf)は土木学会式(192tf)よりも大きくなった。せん断耐力では、解析値では650tf、土木学会式では579tfとなり、解析値のほうが約10%大きくなっている。

(4) 曲げせん断損傷橋脚(神P227)損傷状況  
本橋脚の損傷状況を図-2.4.20に示す。主として橋軸直角方向に軸方向鉄筋の座屈が認められ、かぶりコンクリートも四面剥離しており、せん断ひび割れ傾斜角は約40度であった。損傷は、曲げひび割れ発生後に正負交番荷重によってせん断耐力が低下することによって生じる曲げとせん断の複合型損傷と推定された。

(5) 曲げせん断損傷橋脚(神P227)解析結果

ひび割れが部材中心線と交差する位置を検討断面(せん断スパン7m)とし、その橋軸直角方向の解析結果を図-2.4.21、22、23に示す。図-2.4.22より、帯鉄筋応力度は作用せん断力250tfから発生し、その後急激に増加している。図-2.4.21よりコンクリートのせん断抵抗力は、作用せん断力350tfまでは単調に増加し最大値に達するが、その後急激に減少している。また、この最大値付近から帯鉄筋によるせん断抵抗力が発生している。実橋脚の損傷状況から、終局時のひび割れ傾斜角は約40度となっており、この終局ひび割れ傾斜角に着目すると、せん断耐力の解析値は図-2.4.23より約420tf( $V_c=310\text{tf}$ 、 $V_s=110\text{tf}$ )、帯鉄筋応力度は図-2.4.21より約250kgf/cm<sup>2</sup>となっている。実橋脚の終局ひび割れ傾斜角から判断すると、帯鉄筋応力度は作用せん断力に対して急激に増加する領域であるが、帯鉄筋の降伏点強度( $\sigma_{sy} = 3000\text{kgf/cm}^2$ )に達しておらず、解析上ではせん断破壊近傍の状態にあったと推定される。帯鉄筋降伏時を終局時とした場合の解析上のせん断耐力およびひび割れ傾斜角はそれぞれ420tf( $V_c = 310\text{tf}$ 、 $V_s = 110\text{tf}$ )、31度となっているが、解析結果は終局状態を評価できていると考えられる。

2.4.8 Collinsモデルによる橋脚のせん断耐力に関する要因分析

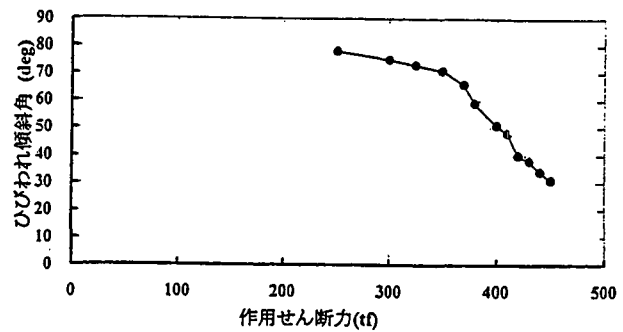


図-2.4.21 ひび割れ傾斜角と作用せん断力の関係

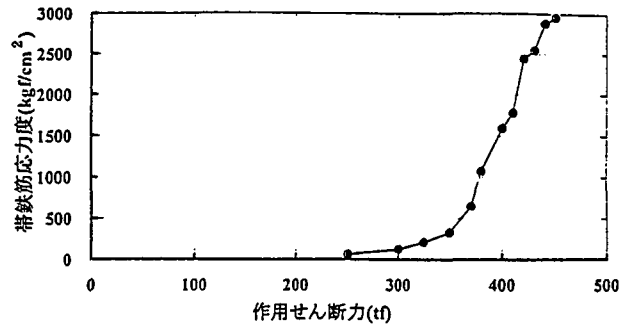


図-2.4.22 帯鉄筋応力度と作用せん断力の関係

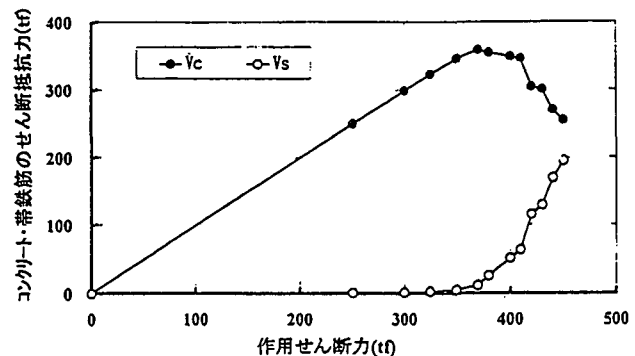


図-2.4.23  $V_c$  および  $V_s$  と作用せん断力の関係

表-2.4.2 構造諸元および解析結果

		P45	P227	P228	P269	P270	No. 1	No. 2	No. 3	URP4	
構造諸元	断面形状	単位	短形	短形	短形	短形	短形	短形	短形	短形	円形
	損傷方向	—	橋軸	直角	直角	橋軸	橋軸	橋軸	橋軸	橋軸	橋軸
	損傷状態	—	I	II	II	I	I	II	II	II	II
	損傷位置	—	柱中央	柱基部	柱基部	柱中央	柱中央	柱基部	柱基部	柱基部	柱基部
	断面寸法	(m)	3.5×3.5	3.0×3.0	3.0×3.0	3.2×3.2	4.2×3.5	0.3×0.35	1.0×1.17	1.0×1.17	φ2.0
	有効高d	(cm)	335	285	285	305	405	27	96	96	167
	柱幅b	(cm)	350	300	300	320	350	35	117	117	177
	せん断スパンa	(m)	7.00	7.00	7.00	6.50	8.50	1.40	4.00	3.30	7.60
	a/d	—	2.1	2.5	2.5	2.1	2.1	5.2	4.2	3.4	4.5
	圧縮強度	(kgf/cm <sup>2</sup> )	270	270	270	270	270	278	283	304	355
	帯筋降伏強度	(kgf/cm <sup>2</sup> )	3000	3000	3000	3000	3000	3260	3240	3240	1810
	主引張鉄筋比	(%)	0.68	0.69	0.88	0.45	0.50	1.20	1.20	0.65	0.57
	帯鉄筋比	(%)	0.037	0.044	0.088	0.050	0.045	0.320	0.330	0.110	0.075
	算定値	Vc	(tf)	443	338	367	329	461	8	71	60
Vs		(tf)	116	99	197	126	167	9	138	52	35
Vu		(tf)	559	437	564	456	628	17	209	111	173
解析結果	V <sub>cmax-cal</sub>	(tf)	409	358	503	457	590	8	78	92	115
	解析値/算定値		0.92	1.06	1.37	1.39	1.28	0.99	1.10	1.54	0.83
	V <sub>cu-cal</sub>	(tf)	300	255	265	278	358	3	20	33	46
	解析値/算定値		0.68	0.75	0.72	0.84	0.78	0.36	0.28	0.56	0.33
	V <sub>su-cal</sub>	(tf)	211	195	361	322	341	6	110	77	105
	解析値/算定値		1.8	2.0	1.8	2.5	2.0	0.8	0.8	1.5	3.0
	V <sub>u-cal</sub>	(tf)	511	450	626	600	699	9	130	110	151
	解析値/算定値		0.91	1.03	1.11	1.32	1.11	0.57	0.62	0.99	0.87
	τ <sub>cmax</sub>	(kgf/cm <sup>2</sup> )	3.5	4.2	5.9	4.7	4.2	8.6	7.0	8.2	3.9
	τ <sub>u</sub>	(kgf/cm <sup>2</sup> )	2.6	3.0	3.1	2.8	2.5	3.2	1.8	2.9	1.5
傾斜角θ	(deg)	30	31	33	25	30	59	56	39	41	

a/d : せん断スパン有効高さ比      τ<sub>cmax</sub> : 最大せん断応力度      τ<sub>u</sub> : 終局せん断応力度  
 算定値 : コンクリート標準示方書      I : せん断破壊      II : 曲げせん断

(1) 構造諸元

a) 対象橋脚の損傷状況

要因分析に用いた橋脚は、兵庫県南部地震によりせん断および曲げせん断により損傷した 5 基の阪神高速道路実 R C 橋脚 (P45/P227/P228/P269/P270 橋脚)、旧梅田入路実 R C 橋脚を対象に水平載荷試験され曲げせん断により破壊した URP4 橋脚および大型模型体に対し水平載荷実験され曲げせん断により破壊した 3 基の試験体 (No.1/No.2/No.3 橋脚) を対象に要因分析を行った。兵庫県南部地震により損傷した実 R C 橋脚の P227、P228 橋脚は、柱基部付近の曲げせん断ひび割れが卓越していたことや損傷方向が複数であることから正負交番の地震力による曲げせん断破壊型の損傷と推定した。その他の P45、P269、P270 橋脚は、柱中央付近のせん断ひび割れが卓越していることや損傷が一方向であることから、正負交番の地震力により影響は小さく、一方向の地震力に支配されたせん断破壊型の損傷形態と推定した。URP4 橋脚は、まず柱基部に曲げひび割れが発生し、作用力の増加にともなって段落とし部に曲げひび割れが発生した。その後、段落とし部の曲げひび割れがせん断ひび割れに移行し、このひび割れが実験最大荷重時に著しく進展した。これより、URP4 橋脚は、段落とし部位置における曲げせん断破壊型の橋脚であると推定した。

正負交番載荷された縮小模型実験橋脚である No. 1~3 橋脚は、一方向の単調載荷では曲げに支配される橋脚であるが、正負交番の影響により曲げせん断で破壊した。また、破壊位置は No. 1、No. 2 橋脚で柱基部、No. 3 橋脚では段落とし部であった。

b) 解析条件

構造諸元および解析結果を表-2.4.2 に示す。コンクリートの引張強度はいずれもコンクリート標準示方書に従いコンクリートの圧縮強度から算定した。軸方向鉄筋および帯鉄筋はいずれの橋脚も SD295 相当 (降伏点強度 3000kgf/cm<sup>2</sup> 以上) のものが使用されているため、解析に用いた鉄筋の降伏点強度は実 R C 橋脚では基準値 3000kgf/cm<sup>2</sup> を使用し、実験橋脚は材料試験に基づく試験値を用いた。表-2.4.2 に示す引張主鉄筋比は、図心軸から引張側にある軸方向鉄筋を断面積で除した値であり、帯鉄筋比は帯鉄筋断面積をウェブ幅および帯鉄筋間隔で除した値である。解析によるコンクリートおよび帯鉄筋のせん断耐荷力発生模式図を図-2.4.24 に示す。これより、作用せん断力初期段階では、コンクリートのせん断耐荷力のみにより抵抗し、その後帯鉄筋によるせん断耐荷力の分担が発生する。その後コンクリートのせん断耐荷力は最大値 (最大抵抗せん断力 V<sub>cmax</sub>) に達するものの、その後減少 (終局抵抗せん断力 V<sub>cu</sub>) する結果となる。解析によ

る最大せん断応力度とは、最大抵抗せん断力をせん断抵抗断面 ( $b_w \times d$ ) で除した値である。

### c) Collins モデルでの適用範囲

Collins らの提案している修正圧縮場理論では一方方向漸増荷重のモデルを対象としている。本検討に用いた橋脚の中には正負交番荷重の影響を受けたものがある。それらの橋脚は Collins モデルでは適用範囲外であるものの軸方向鉄筋のひずみが降伏ひずみの3倍以下程度であるならば、正負交番の影響は少なく一方方向単調荷重と同等として取り扱っても可能であるという報告もある<sup>14)</sup>。本解析では、帯鉄筋降伏時(終局時)の軸方向鉄筋ひずみは、No.2 橋脚を除けばいずれも降伏ひずみの3倍以下であり、正負交番の影響は小さく Collins モデルで評価できると考えた。

## (2) 結果ならびに考察

### a) ひびわれ傾斜角

終局時のせん断ひび割れ傾斜角に影響を及ぼす要因としては、引張主鉄筋、帯鉄筋、せん断スパンおよび軸力等が挙げられる。ここでは、まず帯鉄筋量に着目してひび割れ傾斜角を検討する。ひび割れ傾斜角と帯鉄筋比の関係を図-2.4.25 に示す。ばらつきは見られるものの帯鉄筋比の増加に伴ってひび割れ傾斜角は比例的に増加しており、ひび割れ傾斜角と帯鉄筋比には相関性が見られる。一般に示方書等のせん断補強鉄筋が負担するせん断力算定式はトラス理論を採用しているが、そのときのひび割れ傾斜角は45度と仮定している。

兵庫県南部地震により損傷した実RC橋脚は、昭和30年~40年代に設計されており、設計当時の示方書ではコンクリートのせん断応力度を現基準値よりも過大に評価されていた。そのため設計では、コンクリートの負担するせん断力に依存しており、帯鉄筋比が0.044~0.088%と低鉄筋比となっている。このような帯鉄筋比が小さく比較的曲げせん断およびせん断破壊の起こりやすい橋脚では、解析上の終局ひび割れ傾斜角が約30度となり示方書仮定値である45度よりも小さくなった。また、No.1、No.2 橋脚は、現設計基準で設計されているため帯鉄筋比が比較的大きく0.33~0.34%となっている。これらの橋脚は、一方方向単調荷重では曲げに支配されるが正負交番荷重の影響により曲げ破壊から曲げせん断破壊へ移行した橋脚である。その解析による終局時のひび割れ傾斜角は、約55~60度となり、他の橋脚のひび割れ傾斜角よりも低下が小さくなっている。実測による終局時のひび割れ傾斜角は、解析結果と同様に実測による残存ひび割れ傾斜角も帯鉄筋比増加に伴って大きくなる傾向が見られた。

### b) コンクリートの負担するせん断耐力

Collins モデルによるコンクリートのせん断耐荷力とコンクリート標準示方書によるコンクリートのせん断耐荷力の関係を図-2.4.26 に示す。●は Collins モデルによるコンクリートの最大せん断耐荷力 ( $V_{cmax}$ )、□は Collins モデルによるコンクリートの終局せん断耐荷力を示し

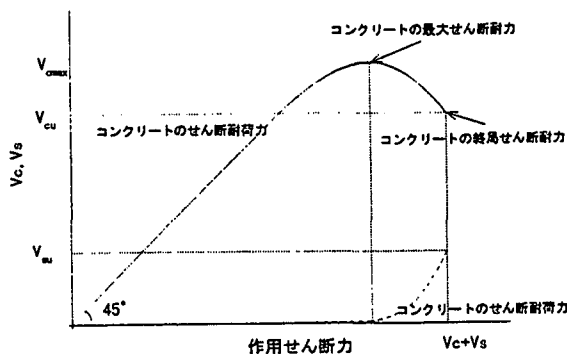


図-2.4.24  $V_c$  および  $V_s$  発生模式図

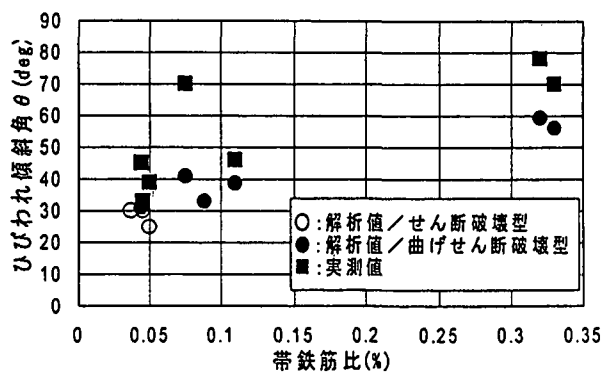


図-2.4.25 ひび割れ傾斜角と帯鉄筋比の関係

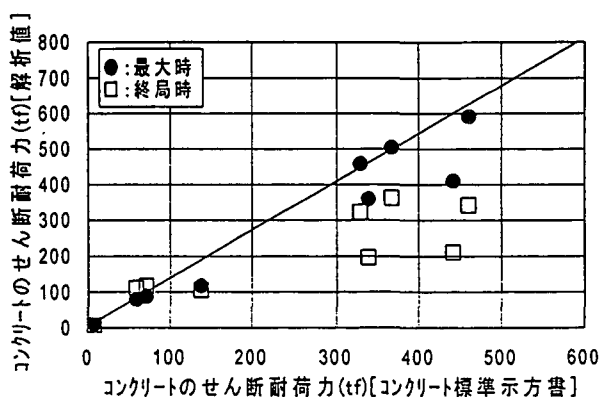


図-2.4.26 コンクリート標準示方書および解析によるコンクリートのせん断耐荷力の比較

ている。図-2.4.26 より Collins モデルによるコンクリートの最大せん断耐荷力は、コンクリート標準示方書によるコンクリートの負担するせん断力(ひび割れ発生荷重)と同程度もしくは、それ以上の値を示している。一方、Collins モデルによるコンクリートの終局せん断耐荷力は、コンクリート標準示方書算定値よりも小さい値を示している。これは、コンクリート標準示方書によるせん断耐力算定式は強度累加式により構成され、ひび割れ発生以降も最大値(ひび割れ発生荷重)で一定に保持されるのに対し、Collins モデルでは作用力に対してひび割れ幅、ひび割れ間隔等の影響が考慮されるためにひび割れ発生(コンクリートの最大せん断耐荷力)以降のコンクリートのせん断耐荷力が低下するためである。

これより、コンクリート標準示方書でのコンクリートの負担するせん断耐力、いわゆるせん断ひび割れ発生荷重は、Collins モデルによるコンクリートの最大せん断耐荷力に相当するものと考えられる。

c) コンクリートの最大せん断応力度と有効高さの関係

一般にコンクリートのせん断応力度に影響をおよぼす要因として、有効高さ、主引張鉄筋比、軸力、せん断スパン有効高さ比等が挙げられる。本解析に用いた橋脚の有効高さは、50cm から 450cm と広範囲であり、Collins モデルによるコンクリートの最大せん断応力度と有効高さの関係を図-2.4.27 に示す。

これより、最大せん断応力度は有効高さの増加にもなって減少傾向がみられる。特に有効高さが 1.0m 以内の縮小モデル実験橋脚 No.1、No.2、No.3 の最大せん断応力度は、約 8.0kgf/cm<sup>2</sup> となり実橋レベルの最大せん断応力度と比較すると約 2 倍程度大きな値を示している。これより、最大せん断応力度は有効高さの影響を受けている。Collins モデルによるコンクリートの純せん断応力度と最大せん断応力度の関係を図-2.4.28 に示す。コンクリートの純せん断応力度とは、最大せん断応力度から引張主鉄筋比( $\beta_p$ )、有効高さ( $\beta_d$ )、せん断スパン有効高さ比( $\beta_a/d$ )の影響を取り除いた値である。なお、引張主鉄筋比、有効高さ、せん断スパン有効高さ比がせん断応力度に及ぼす影響は、岡村・栓貝式およびコンクリート標準示方書式により補正を加えた。図-2.4.28 より、Collins モデルによるコンクリートの純せん断応力度は、例外はあるものの約 6.0~7.0kgf/cm<sup>2</sup> となった。コンクリート標準示方書によるコンクリートの純せん断応力度は、コンクリートの圧縮強度の 1/3 乗に対応している。解析対象橋脚のコンクリートの設計基準強度は 270kgf/cm<sup>2</sup> が多く、コンクリート標準示方書によるコンクリートの純せん断応力度は 6.5kgf/cm<sup>2</sup> となり、Collins モデルによる純せん断応力度とコンクリート標準示方書算定値は定性的に一致した。

d) 帯鉄筋のせん断耐荷力

解析値およびコンクリート標準示方書による帯鉄筋のせん断耐荷力式はいずれもトラスモデルから得られている。しかしながら、コンクリート標準示方書の場合には、ひび割れ傾斜角を 45 度と仮定しているが、解析では、作用せん断力に対するひび割れ傾斜角が考慮されるため、帯鉄筋のせん断耐荷力式にはひび割れ傾斜角を変数として考慮される。そのため、表-2.4.2 に示すように鉄筋比が大きくひび割れ傾斜角が 45 度よりも小さくなる場合には、帯鉄筋のせん断耐荷力はひび割れ傾斜角が低下する割合だけコンクリート標準示方書算定式よりも増加する結果となっている。

e) せん断耐荷力( $V_c + V_s$ )

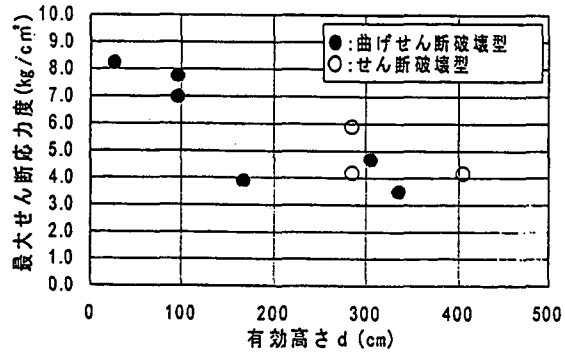


図-2.4.27 コンクリートの最大せん断応力度と鉄筋比の関係

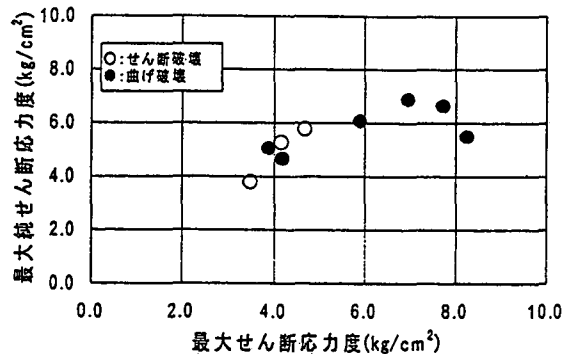


図-2.4.28 コンクリートの純せん断応力度と最大せん断応力度の関係

コンクリート標準示方書によるコンクリートのせん断耐力( $V_{cmax}$ )は、ひび割れ発生以降もピークを維持した状態で帯鉄筋が降伏するまで抵抗し、コンクリートおよび帯鉄筋のせん断耐力がピーク状態で作用せん断力に対し同時に抵抗する式となっている。

これに対し、Collins モデルでは、ひび割れ発生以降にひび割れ幅やひび割れ傾斜角の影響が考慮されるため、コンクリートによるせん断耐力( $V_{cmax}$ )と帯鉄筋によるせん断耐力( $V_{smax}$ )のピーク時が異なる結果となった。

そこで、コンクリート標準示方書算定値および Collins モデルによるせん断耐力を比較した。なお、Collins モデルによるコンクリートのせん断耐力は、終局時のせん断耐力( $V_{cu}$ )を用いた。縦軸に計算値に対する解析値の比(以下せん断耐力比と称す)を、横軸に帯鉄筋比を示したものを図-2.4.29 に示す。帯鉄筋比の小さい 0.03~0.05%の範囲にあるせん断破壊型の橋脚および 0.035~0.11%の範囲にある曲げせん断破壊型の橋脚は、せん断耐力比で 0.9~1.3 となり、解析値は計算値と同程度の結果となった。

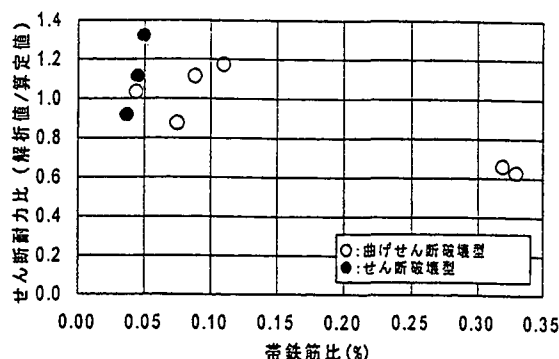


図-2.4.29 せん断耐力比と帯鉄筋比の関係

Collins モデルによるコンクリートのせん断耐力は終局値を用いているため算定値よりも小さくなるが、帯鉄筋によるせん断耐力は終局時のひび割れ傾斜角が小さくなるためにひびわれ傾斜角を 45 度としたトラス理論を用いている示方書算定値よりも増加する結果となった。したがって、解析による帯鉄筋のせん断耐力の増加分が、コンクリートのせん断耐力の不足分を補うようになり、せん断耐力で比較すると解析値と計算値とは同程度の値を示してしている。帯鉄筋比が 0.30~0.35%と比較的大きい橋脚では、終局時のひび割れ傾斜角が 45 度よりも大きく、帯鉄筋によるせん断耐力の増加が見込めないため、せん断耐力比で表すと約 0.6 と解析値がコンクリート標準示方書算定値よりも小さくなった。このタイプの橋脚では、一方向荷重では曲げに支配されるのでせん断耐力で部材の終局が決定されることはないが、正負交番状態下ではさらにせん断耐力の低下が見られるので注意する必要がある。

以上より、コンクリート標準示方書算定値と解析値のせん断耐力は、ひび割れ傾斜角に影響され、帯鉄筋比(鉄筋比)が小さくひび割れ傾斜角の小さくなる場合には比較的一致するものの、帯鉄筋比が大きく正負交番荷重の影響により曲げ破壊から曲げせん断に以降するような橋脚では十分なせん断耐力の評価が望まれる。

#### 2.4.9 まとめ

Collins モデルを用いた大型 RC (1/3 縮尺)橋脚実物 RC 橋脚実験および被災橋脚を対象とした解析により得られた結論は以下のとおりである。

- ・大型試験体 No.2 は、柱下端で曲げ破壊し、じん性率は 5 程度と良好な変形性能を示した。また NO.3 試験体は段落とし部で曲げせん断破壊したが、じん性率は 4 程度が確保されていた。
- ・大型試験体解析結果は、帯鉄筋応力度およびひび割れ傾斜角は実験結果と定性的には一致する結果が得られた。また、主鉄筋の降伏以降から最大荷重に至るまで、コンクリートの分担せん断抵抗が減少する傾向が認められた。この点については、今後十分に検討を加える必要がある。
- ・梅田入路部橋脚荷重実験は、荷重 100tf 程度から柱の変形が明らかに目視できるようになり、鉄筋変化位置近傍の水平ひび割れも顕著になり、荷重増加とともに水平ひび割れは斜め下方に進展してゆき、腹部まで到着した時点で荷重の保持(133tf)が困難となった。
- ・Collins モデルの解析によると、せん断ひび割れ発生荷重(100tf)、終局せん断耐力時荷重(150tf)となり、定性的には実験結果と一致している。
- ・Collins モデルを用いた要因分析の結果、帯鉄筋比に比例してひび割れ傾斜角が変化する傾向が得られた。特に、曲げせん断損傷タイプでは、ひび割れ傾斜角が 45 度よりも大きく、解析値は土木学会式よりも小さくなった。今後曲げせん断破壊タイプでは正負交番荷重による影響もあることから、せん断耐力算定には十分注意する必要がある。

## 2.5 連続高架橋の非線形動的解析

### 2.5.1 概説

兵庫県南部地震はわが国の近代的大都市部における初めての直下地震であり、都市高速道路は大きな被害を受けた。震災後、多くの解析が実施され、損傷メカニズムの解明のためには、橋梁の部材単位ではなく、全体系として取り扱う必要性が強調されている<sup>17)18)</sup>。

都市高速道路は様々な形式の橋梁から成るが、3 径間や 5 径間を有する連続橋も数多く見受けられる。連続高架橋はその構造上、複数の橋脚・支承・落橋防止工を有しており、また橋軸方向に多くの橋梁が隣接している特徴を持つ。構造解析を行うには、それらの特徴を表現しうる解析モデルが作成されるが、従来では主たる非線形性を有する橋脚にモデル化の重点が置かれていた。しかしながらレベル 2 地震動の様な大きな入力考えた場合、橋脚のみならずその他の要素の応答も非線形領域に入ると考えられる。

橋脚以外の要素である支承に関して、免震支承は積極的に非線形性が利用され、モデル化が行われているが、鋼製支承については桁間衝突などの問題以外では特に考慮されていないのが現状である。鋼製支承に関しては、支承部分の破壊ならびにそれに伴う摩擦によってエネルギーが吸収され、桁や橋脚の被害を軽減するという、支承ヒューズ論があるが、震災後の調査からは必ずしも明らかとは言えない。

震災後に改訂された示方書<sup>3)</sup>では、免震支承の項目が追加され、橋脚の耐震補強として多く用いられるようになっている。しかしながら既存の橋梁の多くは鋼製支承を有しており、大地震時での挙動を適切に評価するためにも、支承が全体橋梁へ及ぼす影響を検討することは重要であると考えられる。本研究では実際に被災した連続高架橋を対象に、その被害のメカニズムの解明を通して、鋼製支承が橋梁の損傷形態に与える影響に着目し、橋梁全体系の適切なモデル化に関する資料を得ようとするものである。

### 2.5.2 阪神大震災における橋梁と支承の被害

阪神大震災での被災橋梁に関する調査結果を表-2.5.1 に示す。ここで、被災度 A ランク以上は大きな損傷を示し、撤去または再構築が必要と考えられるものであり、B ランクは中程度の損傷、C ランクは軽微な損傷、また D ランクは損傷が認められないことを示している。調査結果より多くの RC 橋梁が被災していることが分かるが、そのうち特に 3 径間連続 RC 橋梁に着目した調査では、全体の 14%に当たる 27 橋が深刻な被害を受けていること、またこれらのうち 17 橋で中間橋脚に大きな損傷を受けていることが明らかとなっている。また固定支承を有する中間橋脚はそれほど大きな損傷を受けていないにも関わらず、可動支承を有する中間橋脚が甚大な被害を受けている例も少数ではあるが見受けられる。

次に支承と橋脚の被災度の関係についてまとめたものを表-2.5.2 に示す<sup>13)</sup>。この表から、支承の被災度が大きい場合には橋脚の被災度が小さい傾向を示しているが、その逆の傾向を示している個数も多いことが分かる。また別の橋脚の損傷指標である傾斜角(橋軸方向)との関係を示したものが表-2.5.3 である。これからも先と同様の傾向が読み取れるが、同じく負の相関関係も大きいものとなっている。すなわち支承はある程度ヒューズ的な役割を示しているように思われるが、一概に支承ヒューズ論を適用することはできない。

### 2.5.3 対象橋梁

本論文で解析対象とする橋梁は図-2.5.1 に示す 3 径間連続橋である。本橋梁は 1 つの固定支承と 3 つの可動支承を持つ標準的な連続橋であり、橋脚は躯体高さが約 11 m、固定支承を有する橋脚断面は 3.3×3.8 m、その他の断面が 3.3×3.3 m の矩形鉄筋コンクリート橋脚である。上部工形式は鋼連続非合成箱桁であり、重量は約 3000tf である。

本橋梁の被災度判定としては固定支承を有する中間橋梁(図-2.5.2)は D 判定であり、軽微な損傷であるが、可動支承を有する中間橋梁(図-2.5.3)は A 判定を受けており、柱中部から曲げせん断破壊を呈しており、橋軸方向に損傷している。また全ての支承も A 判定を受けている。

通常の橋梁設計では、可動支承を有する橋脚に作用する慣性力はその支承の摩擦力により制限され、被害は小さく収まると考えられており、本橋梁の可動支承橋脚も断面を固定支承橋脚に比べて小さくなっている(表-2.5.4)。しかし本橋梁の可動支承橋脚の損傷形態は、設計時の思想では説明できないものであり、固定支承橋脚がほとんど無被害であることも説明がつきにくい。したがって本橋梁の大地震時の応答性状を明らかにすることは、今後の設計において考慮すべき資料を提供するものとなると考えられ、解析対象橋梁として本橋梁を選定した。

表-2.5.1 橋梁の被害調査結果

	橋脚被災度					計
	As	A	B	C	D	
R C 橋梁	65(6%)	84(8%)	107(11%)	246(24%)	510(50%)	1012
鋼製橋梁	3(2%)	8(5%)	12(7%)	112(69%)	28(17%)	163

表-2.5.2 橋脚と支承の被災度

		支承被災度	
		B 以上	C 以下
橋脚	B 以上	19	60
被災度	C 以下	103	138

表-2.5.3 橋脚傾斜角と支承被災度

		支承被災度	
		A	B 以下
橋脚	1° 以上	9	26
傾斜角	1° 未満	60	30

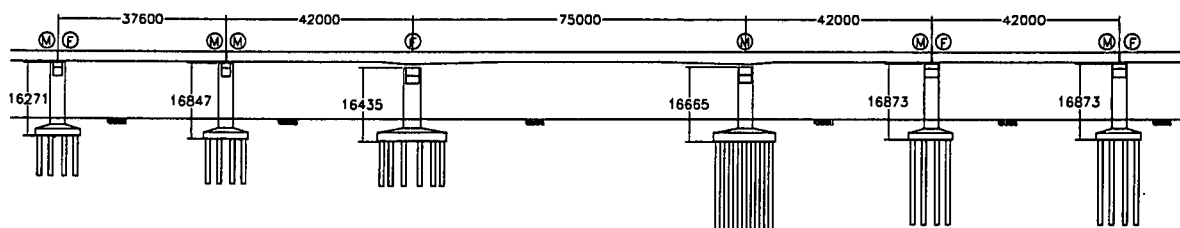


図-2.5.1 橋梁構造図

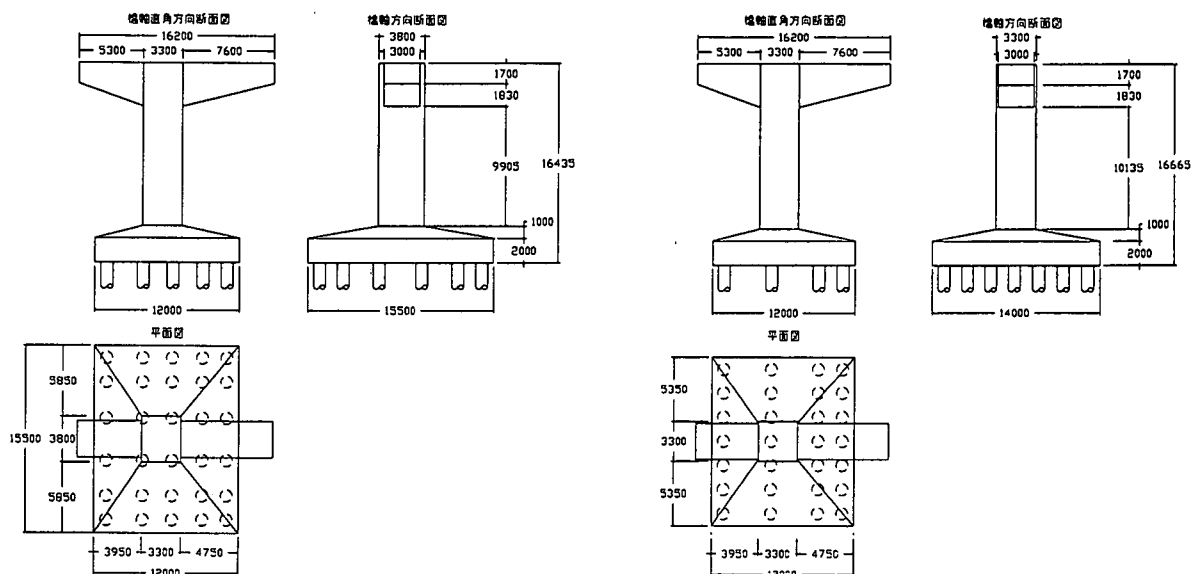


図-2.5.2 固定支承橋脚構造図

図-2.5.3 可動支承橋脚構造図



表-2.5.4 橋脚の各限界状態

	(Nm, 1/m)					
	ひび割れ		降伏		終局	
	$M_c$	$\phi_c$	$M_y$	$\phi_y$	$M_u$	$\phi_u$
固定支承橋脚	$1.52 \times 10^7$	$3.90 \times 10^{-5}$	$1.34 \times 10^8$	$6.55 \times 10^{-4}$	$1.72 \times 10^8$	$3.81 \times 10^{-3}$
可動支承橋脚	$1.27 \times 10^7$	$4.90 \times 10^{-5}$	$7.06 \times 10^7$	$7.56 \times 10^{-4}$	$1.00 \times 10^8$	$3.70 \times 10^{-3}$

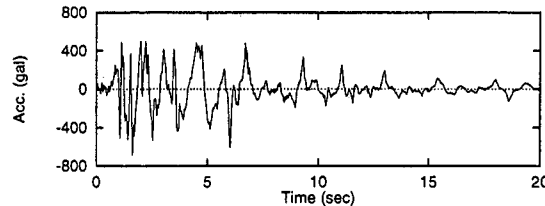


図-2.5.4 入力地震波

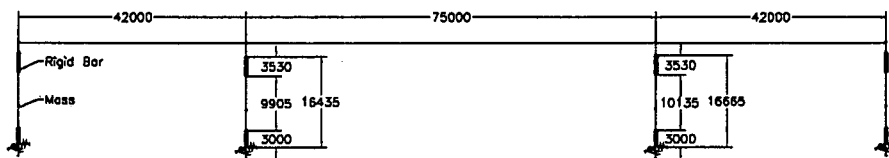


図-2.5.5 橋梁モデル

## 2.5.4 解析モデルおよび手法

解析モデルは、多質点系フレームモデルとし、橋脚下端にはフーチング及び杭基礎を考慮した地盤ばねを基礎底面に取り付けている。橋脚については、断面にトリリニア型のモーメント-曲率関係を与え(表-2.5.4)、履歴モデルとして武田モデルを用いることにより非線形梁要素とし、桁および地盤ばねは線形要素とした。支承部は損傷を考慮する場合には、弾塑性ばねにモデル化した。このばねの特徴については後で詳しく述べる。

減衰定数は、橋梁では5%、地盤ばねでは逸散減衰を考慮して20%とした。

解析手法としては、直接積分法による非線形動的解析を行っており、積分手法として Newmark の $\beta$ 法( $\beta=0.25$ )、収束計算として Newton-Raphson 法を用いている。

入力地震動には、解析対象橋梁の架橋地点での地盤種別(II種地盤)を考慮して、JR 西日本鷹取駅の観測地震波 EW 成分(図-2.5.4<sup>20)</sup>)を用いた。最大加速度は666.2galである。

## 2.5.5 橋梁の損傷メカニズムと支承モデル

橋梁は一般に橋軸方向において形状の異なる橋脚や支承を有していることから、橋梁全体の耐震安全性を検討するには橋梁モデルを用いて解析する必要がある。ここでは従来行われているような橋梁モデルを用いてまず解析を行い、その後支承等のモデルを変化させることにより、橋梁の実被害の再現を試みる。

ここで解析する3径間連続橋モデルを図-2.5.5に示す。

### (1) 従来の可動支承モデルを用いた解析

橋梁モデルに支承を考慮する場合、固定支承を水平及び鉛直変形 - 固定・回転変形 - 自由、可動支承を水平変形 - 自由・鉛直変形 - 固定・回転変形 - 自由とモデル化する手法<sup>21)</sup>が最も簡便な解析法である。ただしこの場合には支承の非線形を考慮することはできず、可動支承部で上部工と橋脚が別の自由度を与えていることから先の橋脚モデルとほぼ同じ結果を示すことになる。

最も一般的な非線形モデルとしては、固定支承は先と同じようにモデル化し、可動支承はクーロン摩擦力を考慮した荷重-変位関係のバイリニアモデルとする方法<sup>22)</sup>、また等価線形化法によるモデル化がある。

本支承モデルでは、支承の損傷後の挙動について考慮していないため、支承ヒューズ論に関する検討を行うことはできないが、現状で標準的に用いられているモデルがどの程度橋梁の被害形態を説明できるかについて検討する。

対象橋梁の可動支承はローラー支承であり、バイリニアモデルの降伏値は上部工重量と摩擦係数(摩擦係

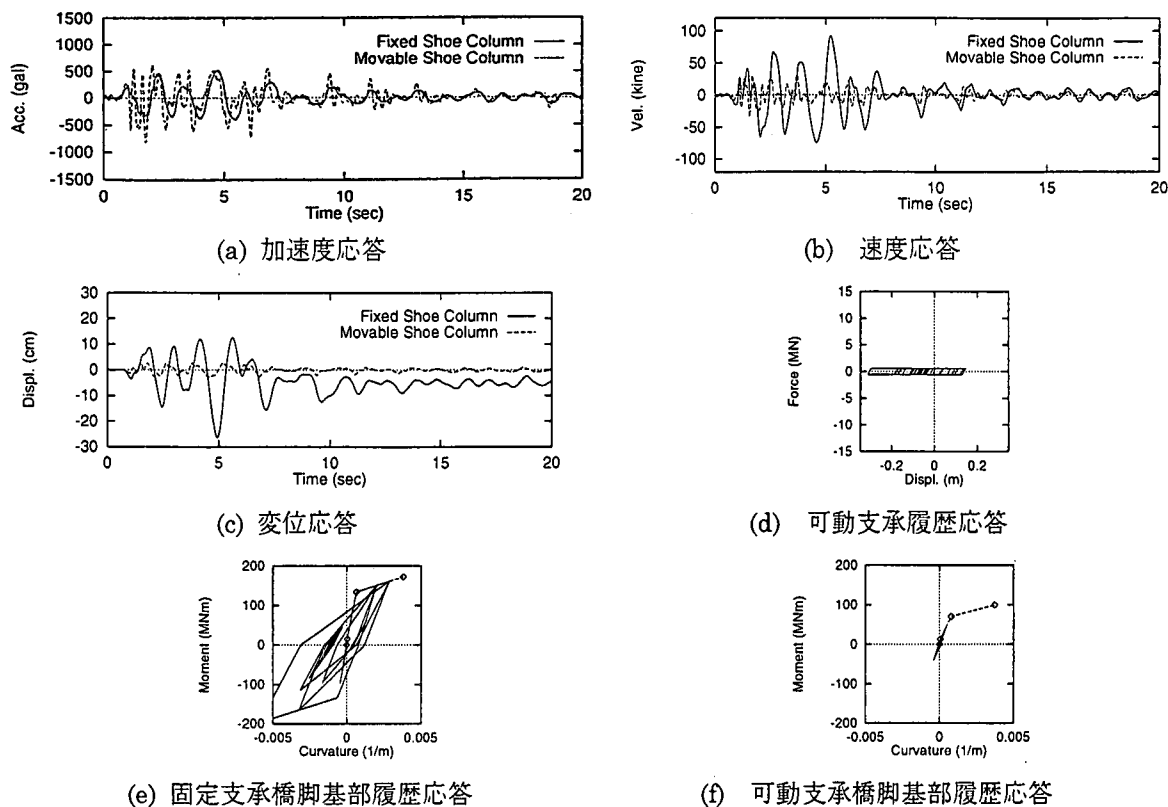


図-2.5.6 従来の可動支承モデルを用いた解析結果

数 0.05<sup>23)</sup>より設定した。本モデルを用いた解析結果を図-2.5.6 に示す。ここで 2 つの中間橋脚の天頂部における応答を(a)から(c)に、中間橋脚の可動支承の履歴応答を(d)に、また中間橋脚の基部での履歴応答を(e)、(f)に示す。(e)、(f)には、断面の各限界状態のスケルトンも同時に示してある。

固定支承橋脚と可動支承橋脚の振動周期は大きく異なっており、固定支承橋脚は大きく損傷し、終局状態を越えているのに対して、可動支承橋脚は降伏していない。この結果は、可動支承を通じて橋脚に作用する力が可動支承の摩擦力により制限されているため、大きな力が作用しないことに起因するものと考えられ、これは可動支承が正常に機能した場合の結果を表していると言える。

しかしながら、実際には可動支承橋脚は大きな被害を受けており、解析結果とは相反するものとなっている。また可動支承の履歴応答を見ると、上部工と橋脚の相対変形が約 30 cm 出ている。この値は可動支承の鋼製ローラー支承の許容範囲を越えているものと考えられ、阪神大震災のような大きな地震力が作用した場合には、従来の支承モデルでは適切にその応答を表現できない可能性が大きいことを示している。

## (2) 可動支承の変位制限を考慮した解析

先の解析では、鋼製可動支承がその可動範囲以上に動いた可能性が示された。可動支承がその変位制限まで動いた場合の挙動としては色々と考えられるが、特にこの状態に関する検討はほとんど行われていないのが現状である。

ここではまず、可動支承橋脚の損傷を明らかにするため、可動支承が変位制限まで動いた場合には、支承の移動制限装置により変形が制限され、摩擦力を越える上部工慣性力が橋脚に作用する場合を考える。

可動支承モデルとしては、変位制限に達するまでは先のクーロン摩擦を考慮したモデルと同様、バイリニア型を示すが、変位制限以降は線形に荷重が増加していき、また変形が減少する場合には元のバイリニアの履歴に戻っていくモデル<sup>24)</sup>を用いることにより、変位制限を考慮した(図-2.5.7)。

可動支承の可動可能量については、上部工の伸縮量を次式により算定することにより決定した<sup>25)</sup>。

$$\Delta l = 0.90 l$$

ここで、 $\Delta l$ は伸縮量、 $l$ は伸縮桁長である。解析対象橋梁の中間可動支承橋脚では約 10cm となり、これを支承の可動量として設定した。

このモデルを用いた結果を図-2.5.8 に示す。可動支承橋脚の加速度応答には、1.5g を越えるパルス的な波が混じっている。これは図-2.5.8(d)の支承履歴において変位制限に達している時点に対応しており、橋

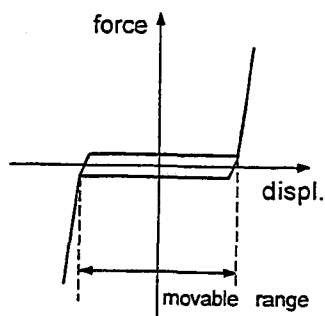


図-2.5.7 変位制限を考慮した可動支承モデル

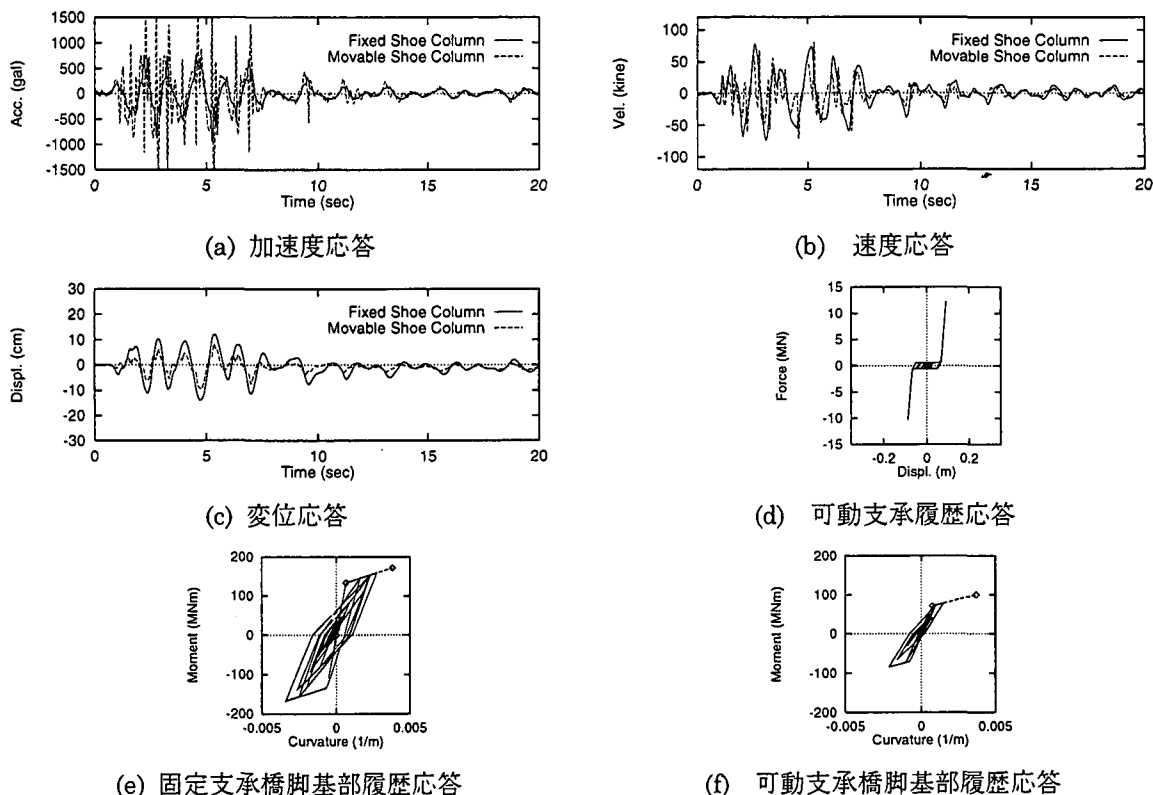


図-2.5.8 変位制限可動支承モデルを用いた解析結果

脚に大きな荷重を伝達していることを示している。したがって、可動支承橋脚の履歴応答をみると、橋脚の降伏点を越える値を示していることが分かり、先のモデルを用いた場合よりも、実際の被害状況に近い結果を示している。

また固定支承橋脚の履歴応答は、先の従来モデルを用いた解析よりも小さな値を示している。これは可動支承が変位制限時に上部工重量を負担することにより、慣性力が分散している影響を表していると考えられる。しかしながら依然として橋脚の損傷は大きく、実被害を適切に表しているとはいえない。

### (3) 可動支承の損傷を考慮した解析

先のモデルでは、可動支承の可動範囲を考慮することにより可動支承を有する橋脚に設計を大きく越える力が作用し、これにより可動支承橋脚が損傷することが説明された。しかしながらこの支承の履歴を見ると、かなり大きな力が支承に作用しているにも関わらず、支承は可動範囲内では正常な機能を有しており、摩擦力によるエネルギー吸収が行われている。

そこで先の支承モデルに対し、移動制限装置の損傷をもって可動支承の損傷を表現し、これを用いて解析を試みた。支承が損傷し、可動性能を失った場合の挙動については、損傷した支承がロックしたり、あるいは滑るなどモデル化することは困難であるが、ここでは上部工慣性力の全てが橋脚に伝達されるという、最も橋脚にとって厳しくなるようなモデルを用いることとする。すなわち、支承損傷後にはその位置で線形応答する履歴へと移行するものである<sup>25)</sup>(図-2.5.9)。本モデルでは支承の損傷後、全ての慣性力を

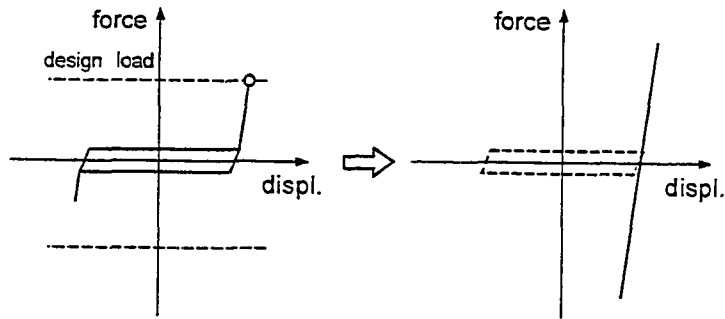


図-2.5.9 損傷を考慮した可動支承モデル

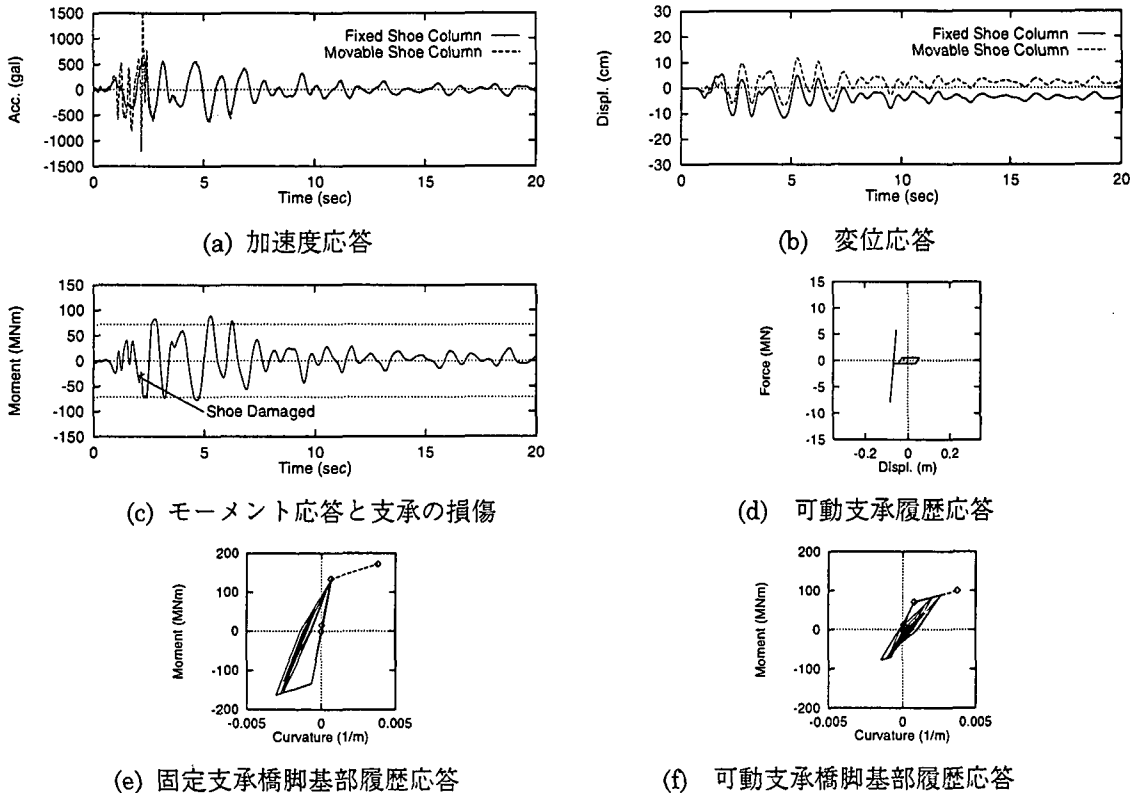


図-2.5.10 可動支承の損傷を考慮した解析結果

橋脚へ伝達するという意味で、支承ヒューズ論とは正反対なモデルであると言える。

支承の損傷としては、アンカーボルトの破断、上沓の下沓からの脱落などが考えられるが、ここでは移動制限装置の破損時を可動支承の損傷として考える。移動制限装置の設計水平震度は、次式で表される<sup>14)</sup>。

$$H_s = 1.5 \cdot k_h \cdot R_d$$

ここで、 $H_s$ は移動制限装置の設計に用いる水平力、 $k_h$ は設計水平震度、 $R_d$ は死荷重による鉛直反力である。

このモデルを用いた結果を図-2.5.10に示す。可動支承側橋脚の履歴応答をみると、先のモデルよりも大きく橋脚の降伏点を越える値を示している。また橋脚の変位応答を見ると、約2秒前後から一定の相対変位を保ったまま応答している。これは2秒の時点で支承の可動性能が失われ、支承の履歴が線形へと移行したことを示しており、今回の解析ケースでは可動支承の性能を発揮すること無く損傷していることが分かる。また図-2.5.10(c)には可動支承橋脚基部のモーメント時刻歴応答・基部の降伏耐力・支承の損傷時点が示されているが、これより支承の損傷までは可動支承橋脚はそれほど損傷を受けていないが、支承の損傷後、降伏値を越える大きな損傷を受けていることが分かる。これより橋梁の破壊メカニズムとして、可動支承の損傷により大きな慣性力が橋脚に作用し、可動支承橋脚が被災したと考えられる。

このように可動支承モデルに注目して解析した結果、従来のモデルでは表現できない可動支承側橋脚の損傷を表現することができる。これは阪神大震災の様な強烈な地震力が作用した場合には、可動支承側橋

脚が損傷する可能性を示すものであり、今後の設計時において考慮すべき問題であると思われる。

また本解析においても可動支承に比べて固定支承は大きく損傷しているが、これは実際の損傷状況と一致しない。本モデルを用いた場合には、可動支承損傷後、上部工重量がそのまま橋脚に作用することにより、固定支承橋脚の負担する慣性力は最も小さいものとなっている。それにも関わらず解析では大きな損傷を示していることから、実際には固定支承側で何らかのヒューズ的な働きがあったものと考えられる。

#### (4) 固定・可動支承の損傷を考慮した解析

固定支承の損傷を扱う場合には、固定支承の降伏耐力を降伏力としたバイリニア型の履歴を持つものとしてモデル化することが多い<sup>27)</sup>。この考え方は、桁衝突の問題を取り扱う際に良く用いられるが、橋脚の観点からすれば支承ヒューズ論を積極的に考慮しているモデルとみることができる。

損傷した固定支承の降伏耐力としては、震度法の慣性力によって発生する応力度が許容応力度に等しくなる値を取る方法あるいは簡易的に死荷重反力に摩擦係数として 0.1 を乗じた値を取る方法が従来用いられている。一方可動支承については、摩擦力を考慮したモデルとじようなバイリニアモデルが用いられているが、このモデルでは可動支承橋脚に大きな力が作用せず、損傷を表現することができない。一方、2.5.6 節の損傷を考慮した可動支承モデルでは、可動支承の損傷後は固定となり、損傷位置で線形応答をするというものであり、固定支承の損傷というものは表現することができず、桁間衝突問題とはモデル化の思想が違うものであるため、そのまま用いることができない。

そこで固定支承の損傷と可動支承に関する知見を考慮できるようにするために、新たにモデル化を試みた。その概要をまとめると、次の通りである。

- ・可動範囲を考慮し、可動範囲内ならば摩擦力によるバイリニアモデル、可動範囲に達すると線形に荷重が増加する(2.5.6 節のモデルと同じ)。
- ・線形に増加する荷重が移動制限装置の設計荷重に達すると、その後はこの設計荷重を降伏耐力とするバイリニアモデルへと移行する。すなわち、2つのバイリニアモデルにより支承をモデル化するものである(図-2.5.11 参照)。

2 つめの仮定については、特に参考になるデータがあるものではないが、この様にモデル化した背景について少し説明しておく。

固定支承の損傷を考慮したモデルにおいては、支承の降伏耐力を降伏値とするバイリニアモデルが用いられており<sup>27)</sup>、可動支承の場合にも移動制限装置の設計荷重を降伏値とするバイリニアモデルとしても固定支承のモデル化のレベルとそれほど大きな違いはなく、損傷後摩擦力により荷重を伝達していくメカニズムは同じものであるといえる。また移動制限装置の設計荷重は、設計水平震度を基準として上部工の鉛直反力を考慮して決定されるものであり、摩擦力の考え方と類似するものである。この点でも先の固定支承モデルの思想と同じものであると言える。以上より損傷を考慮した固定支承モデルと共に用いることができる。

以上のような損傷を考慮した固定・可動支承モデルを用いて、解析を行った。

解析結果を図 2.5.12 に示す。ここで固定支承橋脚および可動支承橋脚天端の時刻歴応答を(a) (b)に、支承の履歴応答を(c)に、橋脚基部の履歴応答を(d) (e)に示す。これを見ると、固定支承側橋脚に作用する力が制限されることにより、固定支承橋脚の損傷はほとんど認められない。また可動支承橋脚は大きく損傷しているなど、実被害と同じ結果を再現できていることが分かる。

また上部工の変位応答を見ると、約 20 cm 程度動いている。これは隣接する橋梁が単柱式である場合や、鋼製橋脚である様な場合には、振動特性の違いにより桁間衝突が生じる危険性があることを示している。

可動支承の履歴応答では、地震後まもなく損傷している。レベル 2 地震動として考えられているもののうち、断層型地震のようなものでは地震発生後すぐに最大地動加速度を示すことが多いが、このような入力を考える場合には、可動支承を本節のような複雑なものではなく、支承の損傷時を降伏点としたバイリニアモデルでも代用することができる。ただしこのような大きな履歴を描くモデルでは履歴吸収エネルギーが大きいと、良好な性質を持つすべり型免震支承のような振る舞いをしてしまう。支承の損傷後の挙動は不定であることを十分に留意して用いる必要がある。

以上より本橋梁の損傷メカニズムとして、固定支承側は、早期に支承が損傷し、ヒューズ効果より橋脚に大きな荷重が作用せず、損傷はほとんど生じなかった。一方可動支承側も同様に支承が損傷したが、損傷に伴い橋脚に摩擦力以上の荷重が作用し、大きく損傷する結果となったと考えられる。

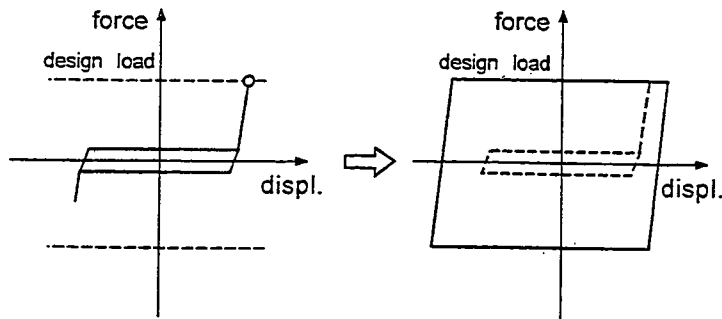


図-2.5.11 可動支承の損傷を考慮した解析結果

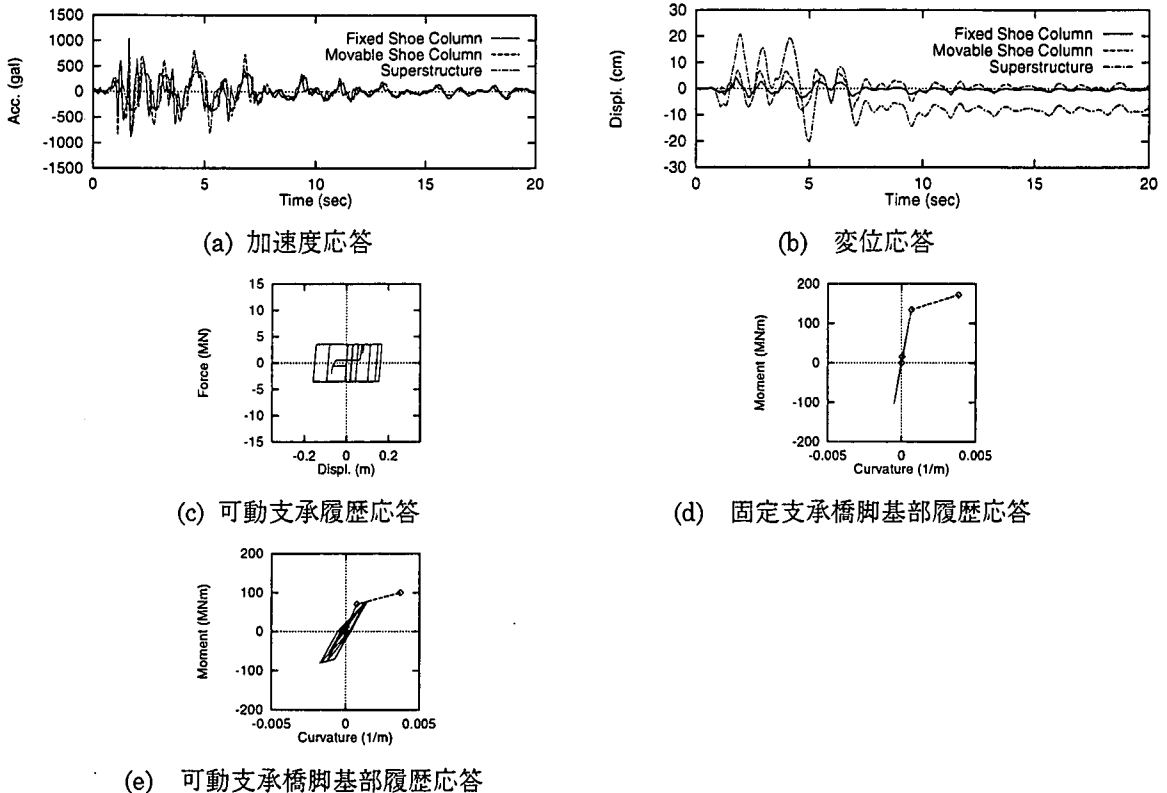


図-2.5.12 固定・可動支承の損傷を考慮した解析結果

したがって、レベル 1 地震動を対象とする場合には、可動支承は摩擦力を考慮した可動支承モデル、固定支承は回転自由モデルの従来モデルを用いれば、橋梁の振動特性を捉えることができると考えられる。

### 2.5.6 結論

本研究では、支承の非線形挙動のモデル化を通して、支承が橋梁の損傷メカニズムに与える影響を検討した。震災後の被害調査からは、可動支承橋脚が壊れているものは多くはないが、これらは支承が正常に機能したか、ヒューズ的な役割を果たしたと考えられるものも多い。しかしながら、解析では一つの橋梁を取ってみてもある橋脚に対してはヒューズ効果が認められ、その他の橋脚ではヒューズ効果が認められないと考えると実際の損傷状況をうまく説明できない場合もあり、一般的な傾向であるとは言えない。

支承のモデル化において考慮する事項を変化させ解析した結果、支承の橋脚の損傷形態に関して大きな影響を持つことが明らかとなった。特に可動支承の可動制限を考慮することにより、可動支承橋脚の損傷の有無について検討することができる。また固定・可動支承の損傷を考慮することにより、橋梁の実被害形態を再現することができた。

橋梁の設計において、レベル 1 地震動に対しては従来から用いられている支承モデルにより橋梁の特性を照査することは可能であるが、レベル 2 地震動に対しては支承の損傷を考慮した解析により、可動支承橋脚の耐荷力や桁衝突の可能性などを十分検討する必要がある。特に地震後の救援ルートなどの重要構造物については、不測の事態をも考慮した検討が重要となる。

## 2.6 衝撃的上下動による損傷・破壊メカニズム

### 2.6.1 バネ質点系モデルを用いた解析

兵庫県南部地震では、本格的な横揺れを感じる前に衝撃的な上下動を感じたという多くの人の証言があるように、一瞬の衝撃的上下動が構造物に作用した結果、被害を予想外に大きくしたのではないかと懸念がある。本研究はこのような背景のもとで、特にRC橋脚を対象とした1質点系モデルに力積の考え方に基づく運動量保存則を適用することで、衝撃的上下動初期におけるRC橋脚内への引張りひ割れ損傷発生の可能性およびそれがRC橋脚の損傷、破壊メカニズムにどのように関与したか明らかにしようとしたものである。

#### (1) 地震動の概要

兵庫県南部地震のメカニズムは、神戸周辺に存在する多くの活断層の内のいくつかが動いたことによるものであるとの考え方が支配的となってきたおり、その運動は突き上げおよび横ずれ型である。そのため、今回の地震の特徴として上下方向の大きな最大加速度および最大速度が観測されている。一例として、神戸市本山観測点では、速度計の許容範囲 40kine を振り切る鉛直震動が生じており、また神戸海洋気象台でも加速度波形を積分して求めた鉛直方向の最大速度が約 40kine に達していることが明らかになっている<sup>28)</sup>。このため、今回の地震による被災構造物の中には大きな水平2方向地震動だけでは説明し難い事例も見られ<sup>32)</sup>、何らかの形で衝撃的上下動の影響があった可能性を否定できないと考える。すなわち、高架橋RC製橋脚柱部の中間部や上部で全周にわたる水平ひび割れや被りコンクリートの剥離、鉄筋の降伏およびはらみだし、内部コンクリートの剥落といった被害が多数みられた事例に対しては、損傷、破壊のメカニズム解明が完全に明らかになっているとは言い難い現状にある。

#### (2) 衝撃的上下動によるRC単柱橋脚損傷の可能性の検討

##### a) 解析モデルおよび解析方法

衝撃的上下動によるRC単柱橋脚損傷の可能性を検討するにあたって、ここでは、簡単化のために橋脚フーチング部および杭部を剛体と見なし、これらを含む岩盤質量のある部分が橋梁上部工を含む橋脚柱、梁部に上下動として衝撃的(衝突問題として)に作用する結果、力積の考え方が適用できるものと仮定した。すなわち、

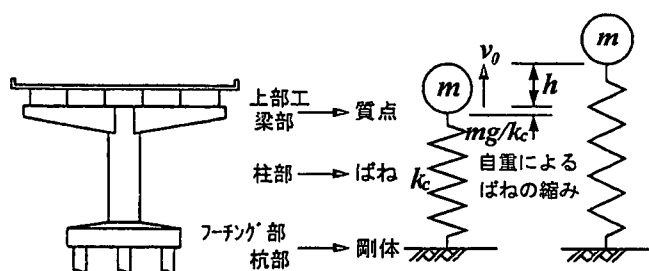


図-2.6.1 RC橋脚の解析モデル

図-2.6.1に示すようにRC丸単柱橋脚全体を、

その柱部をばね(ばね定数  $k_c$ )で、上部工および

梁部分を質点  $m$  で、フーチング部以下を剛体で、それぞれモデル化し、剛体と見なした部分からの上下(突き上げ)運動量(MV)がモデル化した系全体で保存されるとして橋脚コンクリート柱部に発生する軸方向応力の内、主として軸引張応力に注目して引張りひ割れ損傷発生の可能性を試算した。

##### b) RC橋脚柱部に生じる引張応力の算定

図-2.6.1に示すRC橋脚全体モデルの質点  $m$  に運動量保存則により、上向きに初速度  $v_0$  が作用するとして、コンクリート柱部の引張りひずみ  $\epsilon_c$  および応力  $\sigma_c$  を以下のように算定した。

まず、図-2.6.1のばね-質点系の運動エネルギー保存則より、次式が得られる。

$$\frac{1}{2}mv_0^2 + \frac{1}{2}k_c\left(\frac{mg}{k_c}\right)^2 = \frac{1}{2}k_ch^2 + mg\left(\frac{mg}{k_c} + h\right) \quad (2.6.1)$$

ここで、 $m$ : 上部工および梁部の総質量(tf)  $v_0$ : 初速度(m/s)  $k_c = E_c A_c / L$  コンクリート柱部のばね定数(tf/m<sup>2</sup>)  
 $E_c$ : コンクリートの弾性係数(tf/m<sup>2</sup>)  $A_c$ : コンクリート柱部の断面積(m<sup>2</sup>)  $h$ : ばねの最大伸び(m) とする。式(2.6.1)を  $h$  について解くと、次式が得られる。

$$h = -\frac{mg}{k_c} + \sqrt{\frac{m}{k_c}v_0^2} \quad (2.6.2)$$

従って、コンクリート柱部に生じる引張りひずみ  $\epsilon_c$  は、次式によって得られる。

$$\epsilon_c = \frac{h}{L} = \frac{1}{L}\left(-\frac{mg}{k_c} + \sqrt{\frac{m}{k_c}v_0^2}\right) \quad (2.6.3)$$

表-2.6.1 RC丸単柱橋脚の諸元

上部工重量	$W_1 = 445(\text{tf})$
梁部重量	$W_2 = 130(\text{tf})$
質点の質量	$m = 58.7(\text{tf}\cdot\text{s}^2\cdot\text{m})$
柱部直径	$D = 2.5(\text{m})$
断面積	$A_c = 2.5^2 \cdot \pi / 4 = 4.9(\text{m}^2)$
鉄筋量	$A_s = 665(\text{cm}^2)$
柱部の長さ	$L = 7.2(\text{m})$
弾性係数	$E_c = 3.0 \times 10^9(\text{tf}/\text{m}^2)$
ばね定数	$k_c = E_c \cdot A_c / L = 2.0 \times 10^8(\text{tf}/\text{m})$
重力加速度	$g = 9.8(\text{m}/\text{s}^2)$

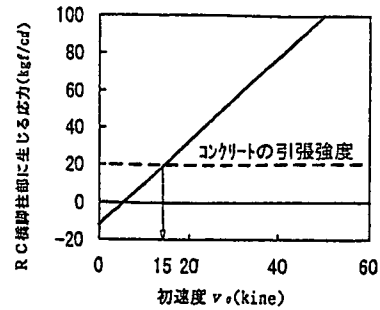


図-2.6.2 初速度とRC橋脚基部に生じる応力の関係

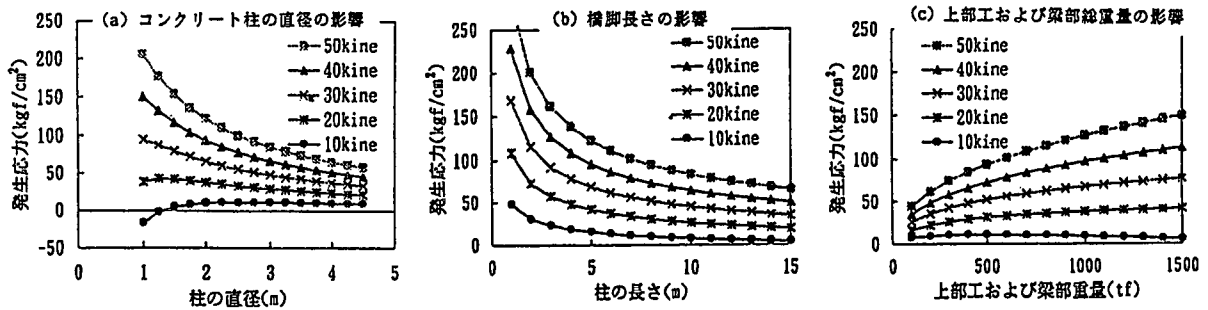


図-2.6.3 RC橋脚基部に発生する引張応力の変化

ここで、 $L$ はコンクリート柱部の長さ(m)である。

式(2.6.3)を利用して、コンクリート柱部に生じる引張応力 $\sigma_c$ を求めると、次式のようになる。

$$\sigma_c = \epsilon E_c = \frac{E_c}{L} \left( -\frac{mg}{k_c} + \sqrt{\frac{m}{k_c}} v_0 \right) \quad (2.6.4)$$

ここで、コンクリート柱部に生じる引張応力 $\sigma_c$ がコンクリートの引張強度 $f_t$ を上回る場合に、RC柱部に全周にわたる水平の引張りひび割れ損傷が発生すると仮定した。

### c) ケーススタディ

上述の簡単なモデルによる解析手法の有効性を検討するため、今回の地震で被災したRC橋脚の中から丸単柱橋脚で、しかも全周にわたる水平ひび割れの発生した橋脚を例にとり、コンクリート柱部に生じる最大引張応力を計算した。表-2.6.1に対象橋脚の諸元および材料特性などを示す。表-2.6.1の構造諸元などを用いて、式(2.6.4)より算定したコンクリート柱部に生じる引張応力 $\sigma_c$ と質点 $m$ の初速度 $v_0$ との関係を示したものが図-2.6.2である。これより、コンクリートの引張強度 $f_t$ を $20\text{kgf}/\text{cm}^2$ と仮定すると、初速度 $v_0$ が約 $15\text{kine}$ を越えるとコンクリート柱部に引張りひび割れ損傷が生じる可能性があることがわかる。ここで、一例として初速度 $v_0=40(\text{kine})$ を与えた場合を考えると、コンクリート柱部に生じる瞬間的な最大引張応力 $\sigma_c$ は、 $78(\text{kgf}/\text{cm}^2)$ にも達すると考えられることより、瞬時に全周にわたる水平ひび割れが生じることになる。これと同時に、引張力全てが柱部に配置されている軸方向鉄筋に移行すると仮定すると、軸方向鉄筋の最大引張応力 $\sigma_s$ は、 $\sigma_s = \sigma_c \times A_c / A_s = 5700(\text{kgf}/\text{cm}^2)$ にも達することになる。従って、コンクリート柱部には全周にわたる水平ひび割れが生じるとほぼ同時に軸方向鉄筋が瞬時に降状域に達することになる。このようなことを考慮すると、コンクリート柱部で軸方向鉄筋の段落とが行われている場合には、鉄筋量の少ない柱上部や中央部の鉄筋が先に降状し、この部分を起点にして橋脚が大きく被災する可能性があるという結論に至る。図-2.6.3は、RC橋脚のコンクリート柱部の直径、長さおよび上部工総重量が異なる場合のコンクリート柱部に発生する引張応力の変化をそれぞれ示したものである。これらより、初速度 $v_0=20\text{kine}$ 以上の場合では、コンクリート柱部の直径が小さいほど、また上部工総重量が大きいほど大きな瞬間的な最大引張応力が生じる傾向が認められる。また、初速度 $v_0=10\text{kine}$ 以下の場合では、コンクリート柱部の直径が小さくなるほど、また上部工総重量が大きくなるほど自重の影響の割合が大きくなり瞬間的な最大引張応力が小さくなる傾向を示す。一方、コンクリート柱部の長さについては、初速度に関係なくその長さが短くなるほど大きな瞬間的な最大引張応力が生じる傾向を示している。例として、コンクリート柱部の直径が $2\sim 4\text{m}$ 、柱長が $3\sim 10\text{m}$ 、上部工総重量が $300\sim 1000\text{tf}$ の範囲をとると、 $v_0=20\text{kine}$ 程度の衝撃的な上下動によって、概ね $20\sim 30\text{kgf}/\text{cm}^2$ の瞬間的な引張応力がコンクリート柱に生じることになる。



## 2.6.2 上下地震動の過渡応答に関する基礎的検討

### (1) 検討概要

阪神・淡路大震災において、地震動の上下動成分によるRC橋脚の損傷要因としては次の3種類が考えられる。

- ① 衝撃的上下地震動にともなう衝撃的損傷・破壊
- ② 上下地震動の通常の応答による損傷
- ③ 水平地震動と上下地震動の相乗効果による損傷の拡大や破壊

これらの中で、本節では①②に関する基礎的検討として、上下動の1波入力による過渡応答の検討を実施した。

### (2) 対象橋脚と被災状況

検討対象としたRC橋脚は、阪神高速道路3号神戸線における円形断面の単柱式橋脚である。この橋脚の被災状況を写真-2.6.1に示す。損傷は橋脚中央部に生じており、この位置が主鉄筋の段落とし位置に相当することから、損傷メカニズムとしては段落とし部分の曲げせん断破壊と考えられている。しかし、最終破壊形状は曲げせん断破壊であっても、主鉄筋の段落とし部分は、地震動の上下動成分による応答に対しても弱面となるので、破壊の初期段階では上下動入力の影響があった可能性が考えられる。

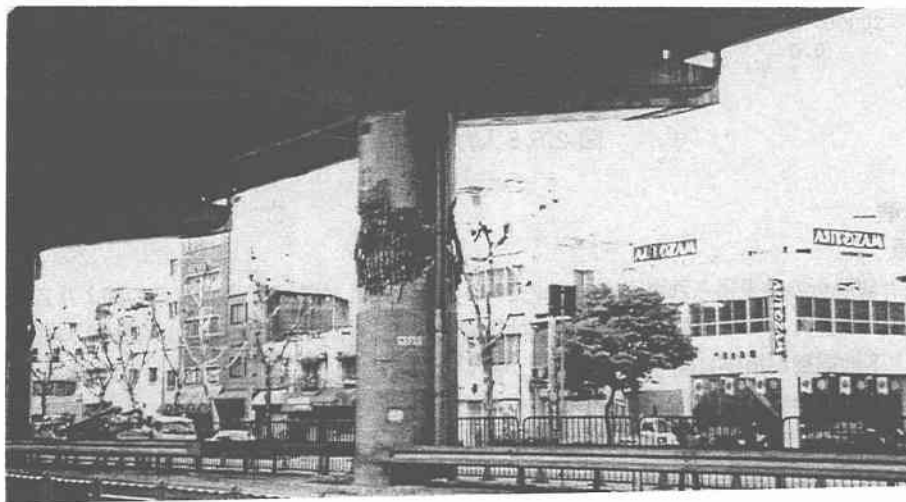


写真-2.6.1 検討対象としたRC橋脚の被災状況

### (3) 解析方法

解析は、将来地震動の水平・鉛直両成分同時入力の影響なども詳細に検討できるようにシェルによる疑似3次元モデルを用いたFEM解析を行った。図-2.6.4に対象橋脚の概略寸法と要素分割モデルを示した。また、表-2.6.2には解析モデルの材料定数を示した。モデルの境界条件は、フーチングの下端を固定とした。上部工に関しては、橋脚に剛結されているものと仮定し、断面形状のみを考慮して橋軸方向に関しては長さを持たないものとし質量のみ考慮した。解析は弾性解析とし、入力上下動としては、図-2.6.5に示すような周波数を変化させた最大速度100cm/secの速度余弦波（加速度正弦波）1波をフーチング下端から入力した。

表-2.6.2 解析に用いた定数

コンクリートの材料定数		
弾性係数 (kgf/cm <sup>2</sup> )	E	2.5×10 <sup>5</sup>
ポアソン比	ν	0.2
密度 (kg/cm <sup>3</sup> )	ρ	2.5×10 <sup>3</sup>
橋脚が支持する上部工		
弾性係数 (kgf/cm <sup>2</sup> )	E	2.5×10 <sup>5</sup>
上部工重量 (tf)	W	396

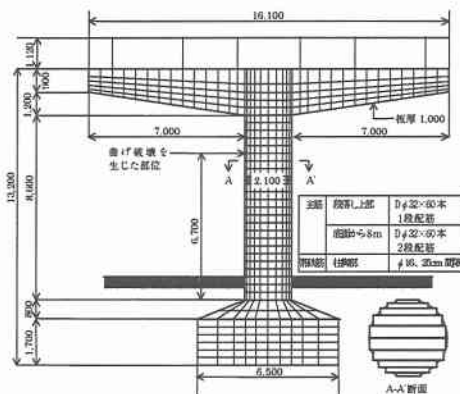
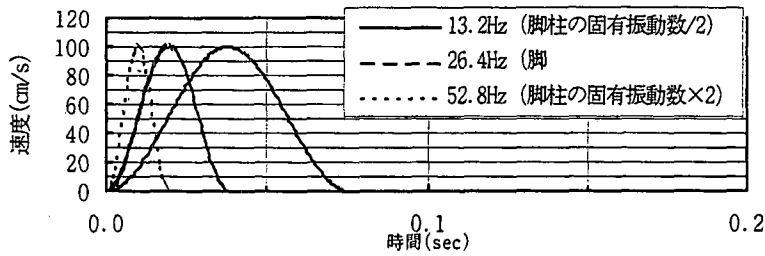
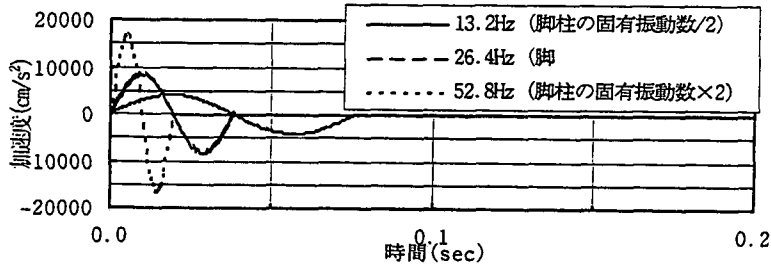


図-2.6.4 解析モデル



(a) 入力速度波形 (最大 100cm/sec)



(b) 入力加速度波形

図-2.6.5 入力上下動

(4) 解析結果及び考察

a) 固有値解析の結果

図-2.6.6 は、固有値解析の結果得られた固有モードを 10 次まで示したものである。この図より Z 方向の刺激係数の高いものは、5 次と 9 次モードである。本検討の対象橋脚は、柱中間部で損傷を受けており、柱の伸縮が卓越する 9 次モードが上下地震動が損傷に関与する可能性が高いと考えられる。本解析では、この 9 次の固有周波数  $f=26.4\text{Hz}$  と  $f/2=13.2\text{Hz}$ 、 $2f=52.8\text{Hz}$  の 3 種類を入力波の周波数として選択した。

b) 応答解析の結果

図-2.6.7 は、図-2.6.5 の上下動入力に対する、上部工天端中央の応答加速度波形を示したものである。最大応答加速度は、周波数が高いほど大きくなっていることが分かる。また、図-2.6.8 は応答速度波形を同様に示したものである。最大応答速度は加速度の場合と異なり、入力波の周波数が 9 次の固有周波数 26.4Hz の場合がその他の周

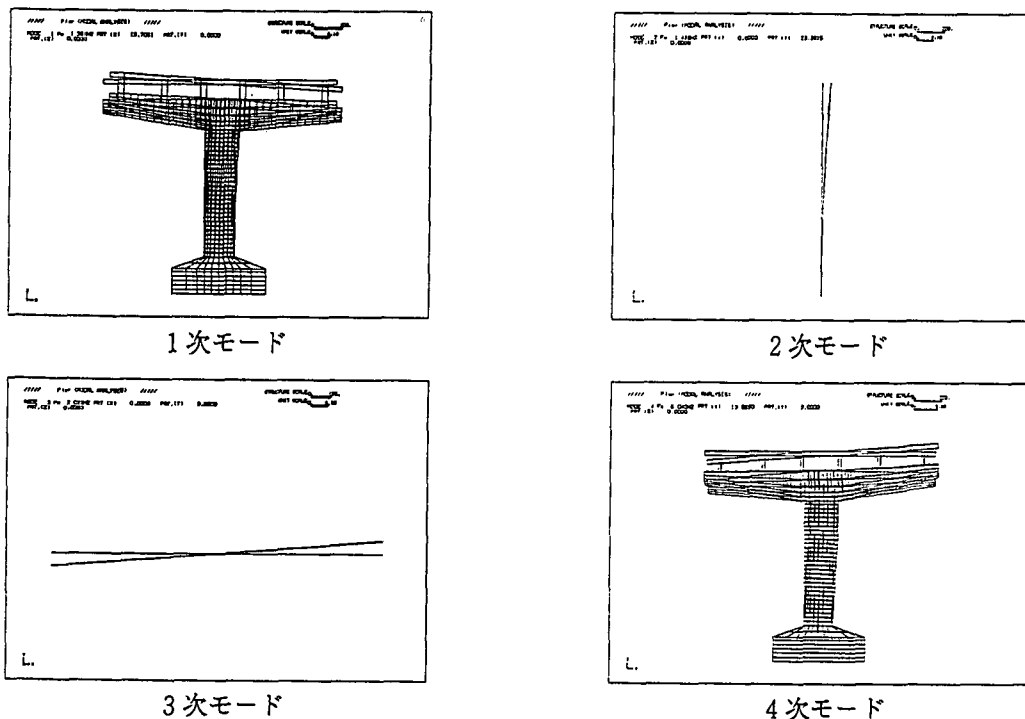
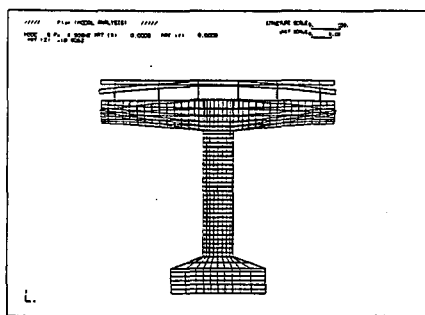
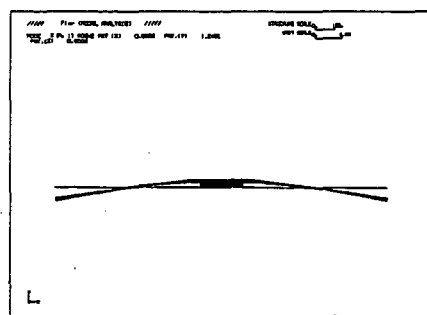


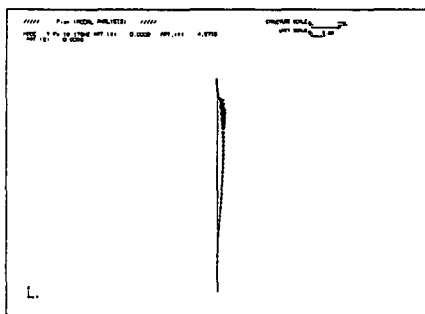
図-2.6.6-1 固有値解析結果



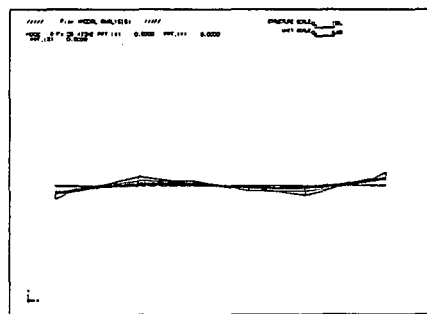
5次モード



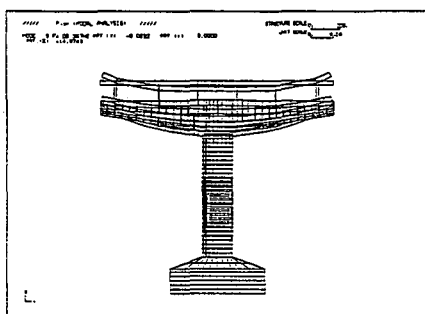
6次モード



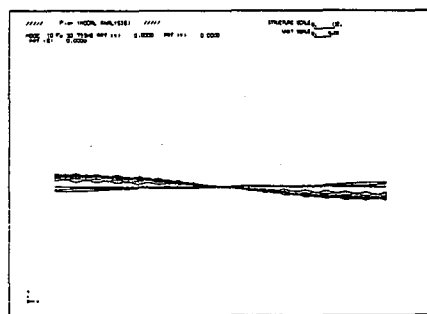
7次モード



8次モード



9次モード



10次モード

図-2.6.6-2 固有値解析結果

波数の入力よりも大きくなっている。図-2.6.9は橋脚の損傷断面での軸方向応力の応答を示したものであるが、速度応答の場合と同様に26.4Hzに対する最大応答が最大となっている。このことより、橋脚断面に発生する最大軸応力は、上部工の最大加速度ではなく最大速度と関係が大きいと考えられる。加速度、速度、断面応力等の各応答波形は、1～2番目のピークで最大値を示しており、定常応答域においては26.4Hzと52.8Hzに対する応答は、ほぼ26.4Hzの9次の固有周波数で振動しており、13.2Hzの入力に対しては、ほぼ5次の固有周波数8.9Hzで振動している。これは、図-2.6.10に示す入力地震動の加速度のフーリエスペクトルにおいて、9次の固有周波数26.4Hzの成分が入力波の周波数が26.4Hzと52.8Hz場合には大きく、13.2Hzにおいては小さいことと、逆に5次の固有周波数成分が26.4Hzと52.8Hzの入力波では小さく13.2Hzにおいて大きいことによると考えられる。

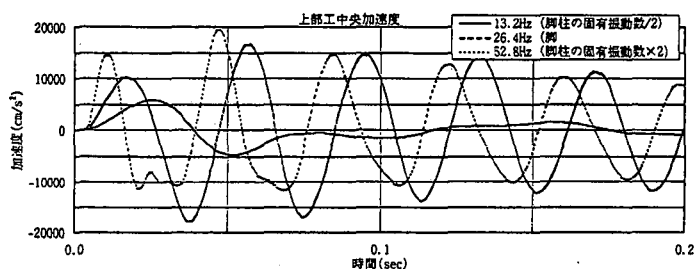


図-2.6.7 上部工の加速度応答

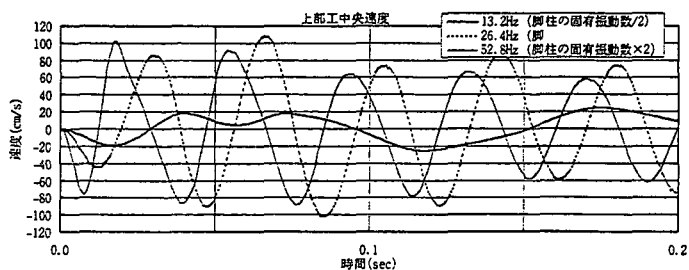


図-2.6.8 上部工の速度応答

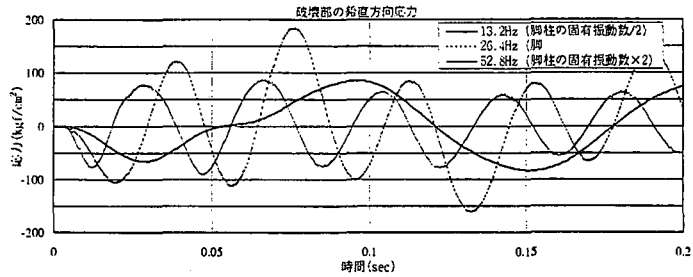


図-2.6.9 橋脚損傷断面での軸方向応力の応答（自重の影響を無視）

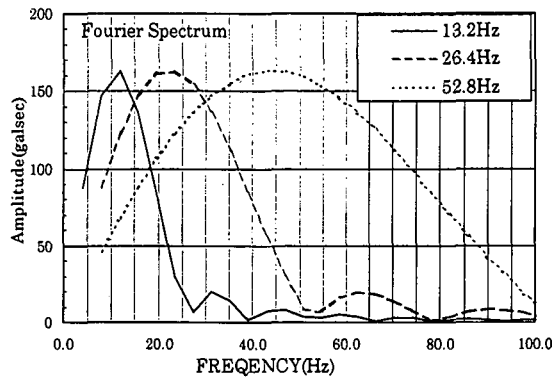


図-2.6.10 各入力地震動の加速度フーリエスペクトル

c) 損傷を生じさせる入力上下動の特性

b)では、最大速度 100cm/sec の入力に対して橋脚の損傷断面における軸方向の応力の応答を求めた。ここでは、このような断面の軸方向応力の応答最大値を用いて橋脚断面の最大引張り応力がコンクリートのひび割れ発生応力と等しくなる場合の入力最大速度を次式により求めた。

$$V = V_0 (\sigma_c - \sigma_g) / (\sigma - \sigma_g) \quad (2.6.5)$$

V : ひびわれ発生入力速度

$V_0$  : 基準速度 (=100cm/sec)

$\sigma$  : 基準速度に対する応答最大軸方向応力

$\sigma_g$  : 自重により発生する軸方向応力

$\sigma_c$  : ひびわれ発生応力(=15.5 kgf/cm<sup>2</sup>)

最大速度 100cm/sec の入力に対する、図-2.6.11 に示した損傷断面を含む 4 断面の最大（最小）軸応力  $\sigma$  の値及び自重により発生する軸応力  $\sigma_g$  を表-2.6.3 に示す。これらの値に基づき、式(2.6.1)より着目周波数に対する各断面のひび割れ発生入力速度 V を求め、その中の最小値をひびわれ発生最小入力速度と呼ぶこととした。各周波数に対してひびわれ発生最小入力速度を求めたのが図-2.6.12 である。この図より、橋脚の固有周波数 26.4Hz においてひび割れ発生最小入力速度が 16.8cm/sec と最小値となることが分かる。

従って、図-2.6.10 に示したような明確な周波数成分のピークが存在する入力に対する過渡応答においては、橋脚の軸応力に影響すると考えられるモードの固有周波数に近い入力に対して発生軸応力が大きくなると考えられる。図-2.6.13 は、各周波数のひびわれ発生最小入力速度に対する各断面の軸応力の応答を示したものである。この図より、断面による応答の差はほとんどなく、特に引張り（正方向）で差が小さい。このことから、もしこの程度が入力があれば橋脚のどこかに主筋段落とし部などの弱部があれば、そこにひびわれが生じる可能性があると考えられる。

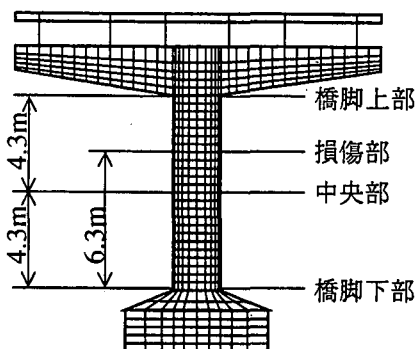


図-2.6.11 検討橋脚断面

表-2.6.3 各断面の最大応答軸応力

鉛直方向最大引張応力 (速度を最大100cm/secとした時の応力)

	13.2Hz	26.4Hz	52.8Hz	自重
橋脚下部	-84.2	-168.0	-126.8	-17.3
	86.6	193.6	139.7	
橋脚中心部	-83.9	-164.1	-123.8	-16.2
	86.3	188.9	136.7	
橋脚破壊部	-83.6	-160.0	-119.8	-15.7
	85.9	183.9	133.5	
橋脚上部	-83.1	-154.6	-115.0	-15.2
	85.4	177.4	129.2	

単位: kgf/cm

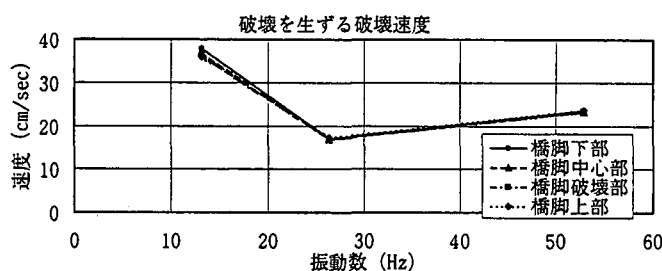
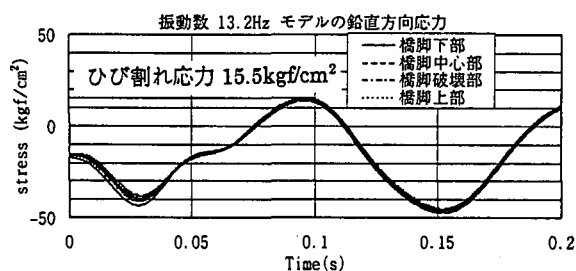
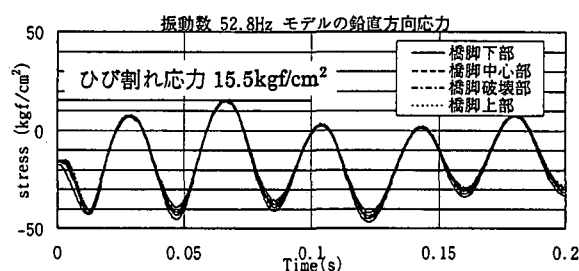


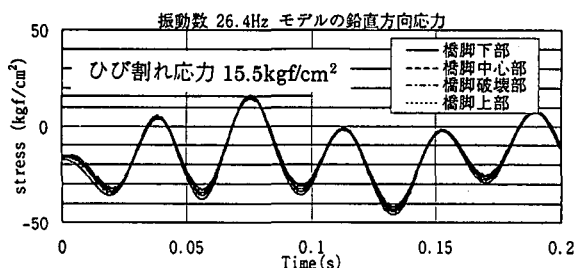
図-2.6.12 入力波周波数とひび割れ発生最小速度



(a) 13.2Hz、最大速度 35.9cm/sec



(b) 26.4Hz、最大速度 16.8cm/sec



(c) 52.8Hz、最大速度 23.2cm/sec

図-2.6.13 ひび割れ発生最小入力速度に対する各断面の軸応力応答

(4) まとめ

現在、衝撃的上下動による構造物の被害に関する研究が各方面で行われている。衝撃的上下動があったという明確な記録はないが、様々な構造物の損傷や破壊形状には、水平動だけで説明するのがやや困難なものがあることや、被災した住民が突き上げるような衝撃を感じたと言っていることからその存在を否定できないと考えられる。しかし、突き上げるような衝撃とはいったいどのような波形であったかは明らかでない。そこで、本検討ではとりあえず何らかの1波の上下動入力が存在してそれがどのように破壊に結びつくかを考える第1歩として正弦波1波の入力を考え、損傷を断面に発生させるに至る最小の速度を求めた。その結果、26.4Hzで16.8cm/secの1波入力があれば、橋脚断面にクラックが生じ、その後の地震動に対する弱点となり得ることがわかった。しかし、この入力は加速度に換算すれば2785galに相当し、このような上下地震動は観測されておらず、実際に対象橋梁においてこのような入力があった可能性は薄いと考えられる。

## 2.6.3 衝撃的上下動によるRC橋脚の輪切り状ひび割れの再現実験および解析

### (1) 概説

本節では、兵庫県南部地震においてみられた写真-2.6.2のようなRC橋脚に発生した輪切り状ひび割れに着目し、これが衝撃的上下動により発生した可能性もあると考えて、この現象を衝撃突上げ実験により模型実験的に再現しようと試みたものである<sup>30)</sup>。また、ばね-質点系にモデルによって衝撃突上げ実験結果のシミュレーションを試みたものである<sup>30)</sup>。

### (2) 衝撃突上げ実験の概要

衝撃突上げシステムは、高速変形負荷装置と新たに開発した突上げ装置から構築される。図-2.6.14(a)、(b)に、高速変形負荷装置と突上げ装置の概要を示す。高速変形負荷装置は最大速度約4.0m/sで等速載荷する能力を有している。また、突上げ装置は、高速変形負荷装置における下方向への載荷力を「てこの原理」を利用して上方向の力に変換する仕組みになっている。

突上げ装置は、入力側アクチュエーターと出力側アクチュエーターで構成されており、各アクチュエーターは耐圧ゴム製の油圧伝達ホース(以下、伝達ホースという)で結合されている。運転にあたっては、まず実験前にポンプユニットを用いて装置内にオイルを充填する。上方向への載荷は、高速変形負荷装置からの荷重を入力側アクチュエーターのピストンで受け、伝達ホースを介して出力側アクチュエーターに伝えるシステムになっている。出力側アクチュエーターに伝達された油圧は、出力側ピストン先端に取り付けてある試験体取り付け板(以下、基盤という)を突き上げ、出力側ピストンに内蔵されているアルミ製ストッパーにより停止する。したがって、基盤上の供試体は強制変位をうけた後、急停止することになる。

以上の突上げシステムから、基盤が供試体を強制変位させる速度(以下、入力速度という)は高速変形負荷装置の載荷速度を制御することにより決定される。ここで、入力側と出力側のピストン断面積比が約1:2.9であることから高速変形負荷装置の載荷速度を $V_1$ とし基盤速度を $V_2$ とすると、 $V_2$ は $V_1$ の1/2.9倍、すなわち $V_2=0.35V_1$ と概算される。したがって、高速変形負荷装置の載荷速度(最大4.0m/s)を調節することにより突上げ速度を変化させることができ、最大突上げ速度は約1.38m/sとなる。また、基盤の強制変位量は出力側アクチュエーターの変位調整用絞りで調節可能で、0.5cm刻みで最大5.0cmまで強制変位を与えることができる。ここで、入力側ピストンの最大ストローク15.0cmは基盤の最大変位量すなわち出力側ピストンのストローク5.0cmと1:1で対応しており、常に入力側ピストンは最大ストロークで押し下げるため、基盤の変位量が5.0cm未満である場合には装置内のオイルが逃げ場を失ってしまう。この場合の余剰オイルは、入力側アクチュエーターから漏出するようにしている。

写真-2.6.3および図-2.6.14(c)に、衝撃突上げ実験装置の概要および突上げ時における模型供試体の変形挙動の概要をそれぞれ示す。

### (3) 衝撃突上げシステムの性能

衝撃突上げシステムの性能を確認するため、基盤上に供試体を設置せずに入力速度と基盤変位量をパラメータ



写真-2.6.2 RC橋脚の輪切り状ひび割れの例

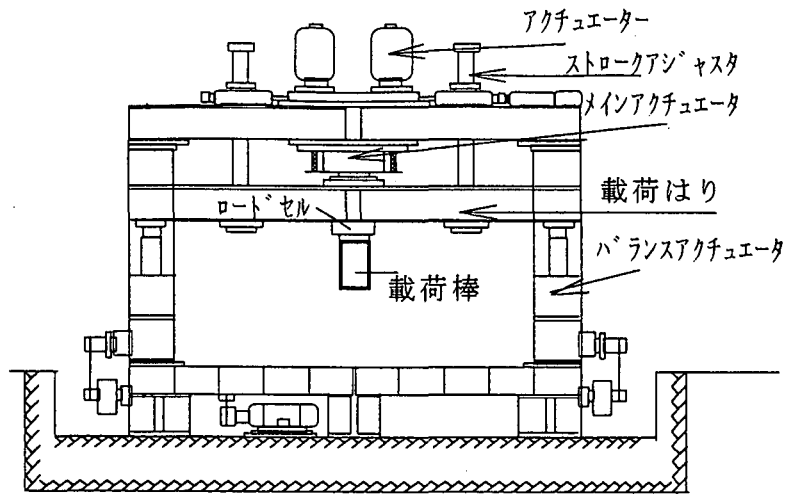
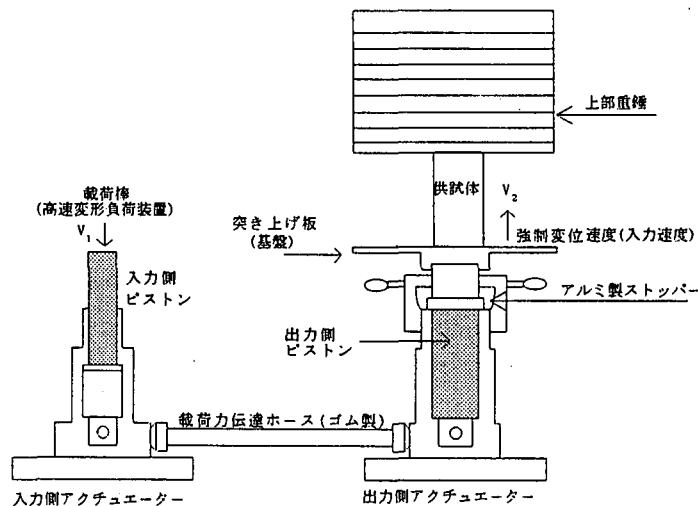


図-2.6.14(a) 高速変形負荷装置の概要



(b) 突き上げ装置

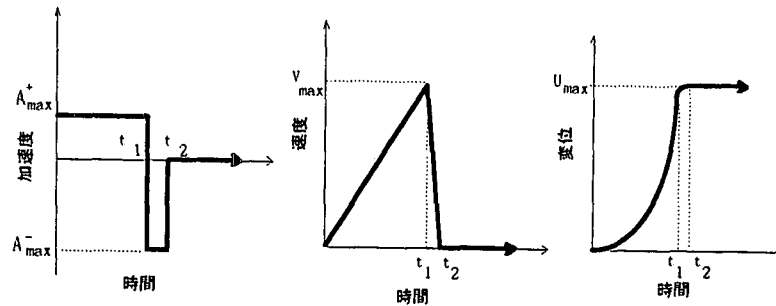
※強制変位量：0.5～5.0cm,  $V_2=0.35V_1$

図-2.6.14(b) 衝撃突き上げ装置の概要

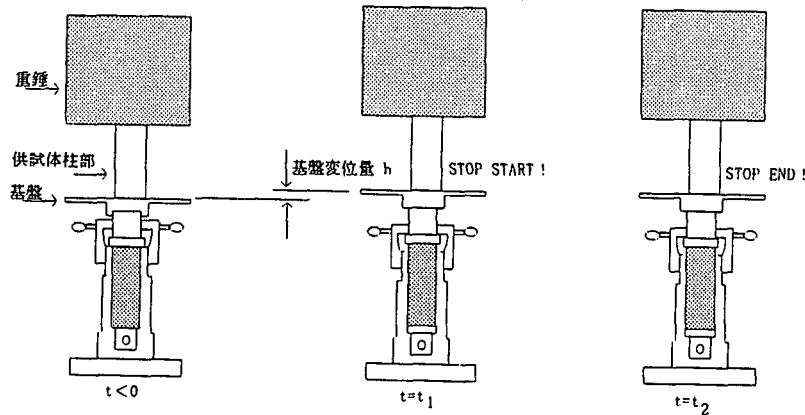
ーとし衝撃突き上げ性能試験(以下、性能試験という)を行った。入力速度は、高速変形負荷装置の載荷速度を約1.0、2.0、4.0m/s となるように速度を調節し、以下、各速度をそれぞれ低速、中速、高速と定義する。したがって、先に述べたように入力速度は高速変形負荷装置の載荷速度の約0.35倍となるため、入力速度は理論上約0.35、0.69、1.38 m/sとなる。また、基盤変位量は0.5、3.0、5.0cmの3通りとした。性能試験ケースと最大入力速度を表-2.6.4に示す。ここで最大入力速度とは、性能試験から得られた速度～時間関係の最大値を示す。

試験ケース名の第1項は基盤の変位量を表し(単位: cm)、2項は入力速度の種類(L:低速、M:中速、H:高速)を表している。計測項目は、基盤の加速度(以下、入力加速度という)と基盤変位をそれぞれ加速度計(PCB社製、計測範囲500G、応答周波数10kHz、固有振動数30kHz)とレーザー式変位計(KEYENCE社製、計測範囲300mm～100mm、応答周波数915Hz)で測定した。また、高速変形負荷装置の荷重、すなわち突き上げ装置内の油圧をロードセル(共和電業社製、計測範囲50tonf、固有振動数10kHz)で計測した。ここで、計測システムの始動トリガーはレーザー式変位計に比べて応答周波数の大きい加速度計とした。

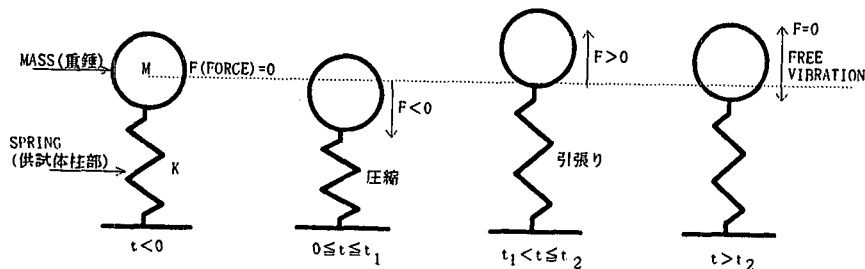
一例として試験ケース‘0.5-H-2(基盤変位量:0.5cm、入力速度:高速)’の試験結果を図-2.6.15～2.6.18に示す。図-2.6.15の荷重～時間関係より、高速変形負荷装置が載荷を始めた後5msで荷重約7tonfとなり、以後徐々に低下し10msで一度荷重が0になっている。しかしその後、一旦は20tonfを越えるが20ms以降は約15tonfに収



(a) 入力特性の概要



(b) 基盤の挙動の概要



(c) 供試体を一質点系にモデル化したときの変形挙動の概要

図-2.6.14(c) 突き上げ時における供試体の変形挙動の概要

束している。これは、高速変形負荷装置が10msまで載荷を続けて急に停止し、その後突き上げ装置出力側アクチュエーターから余剰オイルが逆流し排出され、装置内に圧縮されたオイルの反力を受けたためと思われる。図-2.6.16の入力加速度～時間関係より、高速変形負荷装置が載荷を始めてから約3ms後に基盤が動きはじめていることがわかる。また、8msまで最大加速度約30G(G:重力加速度)をとりながら山なりの曲線を描き、10ms以降は高周波成分を多く含む波が見られることがわかる。このことから、8msまで基盤は上昇を続け(以下、加速領域という)、10msにおいて急停止しそれ以降(以下、停止領域という)は非常に短周期の振動をしており、停止後の最大加速度が約500Gと非常に大きい値が観測される。図-2.6.17は、入力加速度を時間積分した入力速度～時間関係である。加速領域(8msまで)ではほぼ一定に増加し最大値約130cm/sとなっている。その後10msで瞬時に速度はゼロまで低下し、以後停止領域で徐々に速度は増減していることがわかる。ここで、速度が最大値の後瞬時に低下する時間領域を速度低下時間と定義する。さらに図-2.6.18は、速度を時間積分して求めた基盤変位(積分変位)～時間関係とレーザ式変位計で計測した基盤変位(計測変位)～時間関係の比較を示したものである。積分変位は速度と同様に、加速領域ではほぼ一定に増加し最大値約6mmとなり、その後なだらかに基盤変位設定値である5mmに収束していることがわかる。一方計測変位は、加速領域においては加速度を時間積分した基盤変位と同じ挙動を示すが、それ以降はやや増加した後7mmに収束しているように見える。すなわち、加速領域ではどちらもほとんど同じであるが、停止



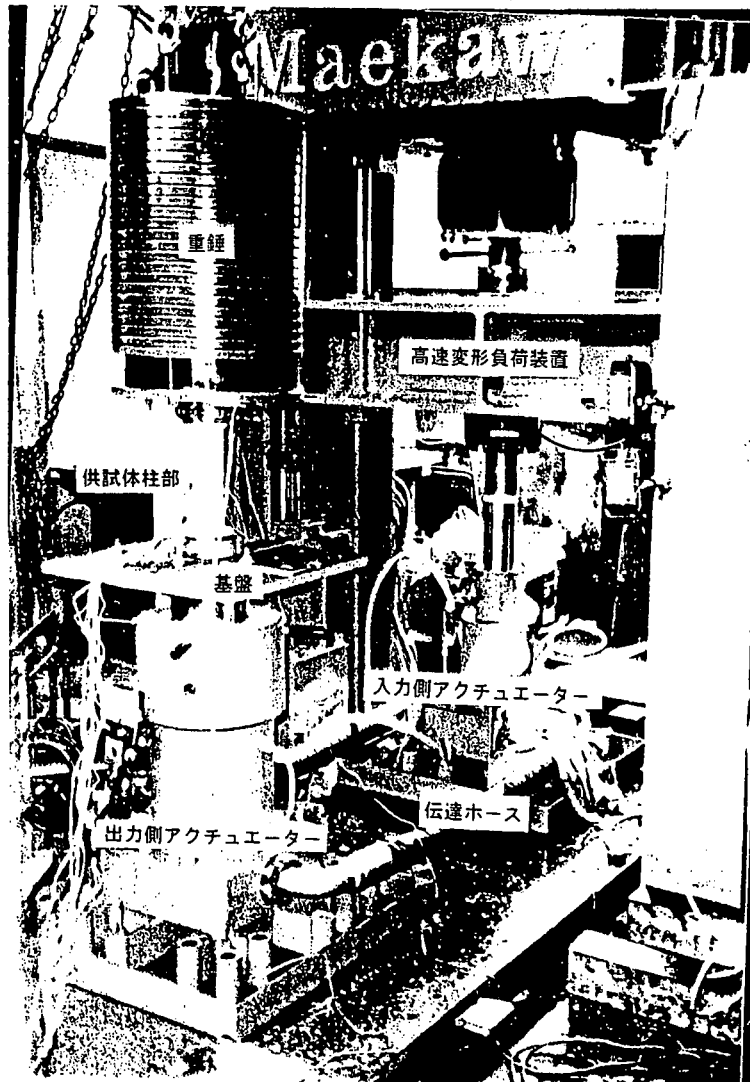


写真-2.6.3 衝撃突き上げシステムの概要

領域では挙動に差異がみられる。この傾向は、他の試験ケースでも確認されており、また試験ケースによっては停止領域において全く異なる挙動を示す場合もあった。この原因は、加速度計の設置位置とレーザー式変位計の設置位置が異なることと、加速度計のセンサー内部の電気的問題により時間軸のゼロ基線がずれるためと考えられる<sup>1)</sup>。

以上のことから、本システムの衝撃的上下動は、加速領域において最大加速度が数10G、最大速度が約80~170cm/sのオーダーをもち、最大速度後に約1~3msの速度低下時間で速度がゼロになることが特長となっている。

#### d) 実験の概要

RC 橋脚模型供試体柱部分の概要を図-2.6.19 に示す。実際のRC橋脚を柱高さ10m、直径3mの円柱型のものを想定して円柱コンクリート供試体を作製し、その縮尺を1/30、1/50の2通りとした。基盤および上部の重錘と供試体との固定条件の制約から、供試体の補強鋼材としてM10ボルトを用いたが、鉄筋補強されたコンクリートとしての特性は失っていないものと思われる。すなわち、各縮尺モデルに対して次の配筋を施した。縮尺1/30モデルについては(a)供試体の上下部だけにボルトを埋め込んだもの(以下、上下ボルトという)、(b)供試体内に連続してボルトを通してあるもの(以下、通しボルトという)、(c)RC橋脚の主鉄筋段落しを意識したもので、通しボルトタイプで供試体軸方向高さ半分までD6の異形棒鋼を同円周上に均等に4本挿入し供試体軸方向に剛性変化点を設けたもの(以下、段落しという)、以上の3タイプを作製した。また、(d)縮尺1/50モデルについては、通しボルトタイプを作製し柱部からテーパをつけて固定部を設けた(以下、テーパ付という)。実際のRC橋脚の主鉄筋比は、0.数%~数%といわれており<sup>11)</sup>、供試体タイプ(a)上下ボルト、(b)通しボルトでともに約1.0%、(c)段落しで約2.4%、(d)テーパ付で約2.8%であることから、供試体内の鋼材量はばらつきはあるものの妥当であるといえる。表-2.6.5に供試体作製に用いたコンクリートの配合条件を、表-2.6.6にはM10ボルトと鉄筋の材料試験結果を示す。引張り試験の結果、降伏点が明瞭でなかったため残留ひずみ0.2%のときの強度を引張り強度とした。なお、

表-2.6.4 性能試験ケースと最大入力速度

基盤変位量 (cm)	入力速度 (cm/s)	試験ケース	最大入力速度の平均 (cm/s)
0.5	低速(35)	0.5-L-1, 2	88.53
	中速(69)	0.5-M-1, 2	129.67
	高速(138)	0.5-H-1, 2	134.48
3.0	低速(35)	3.0-L-1, 2	85.58
	中速(69)	3.0-M-1, 2	131.99
	高速(138)	3.0-H-1, 2	127.76
5.0	低速(35)	5.0-L-1, 2	88.09
	中速(69)	5.0-M-1, 2	124.57
	高速(138)	5.0-H-1, 2	169.55

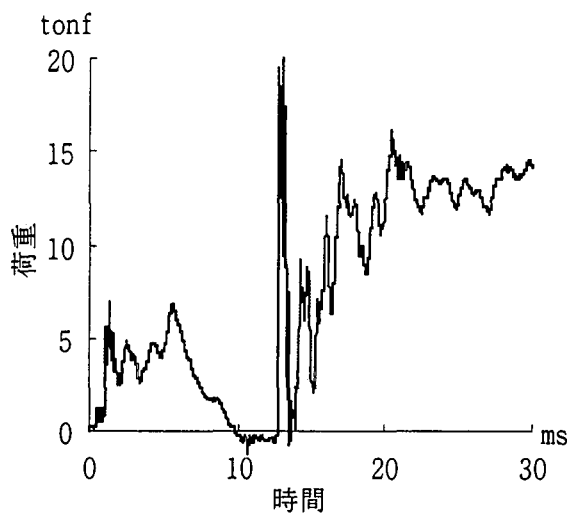


図-2.6.15 荷重～時間関係  
(ロードセル)

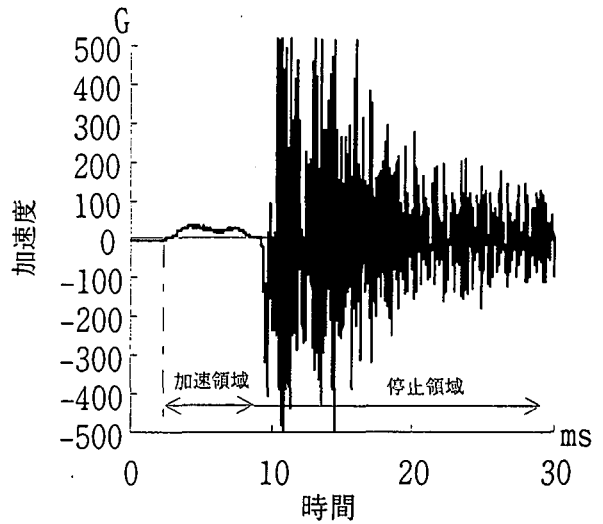


図-2.6.16 入力加速度～時間関係

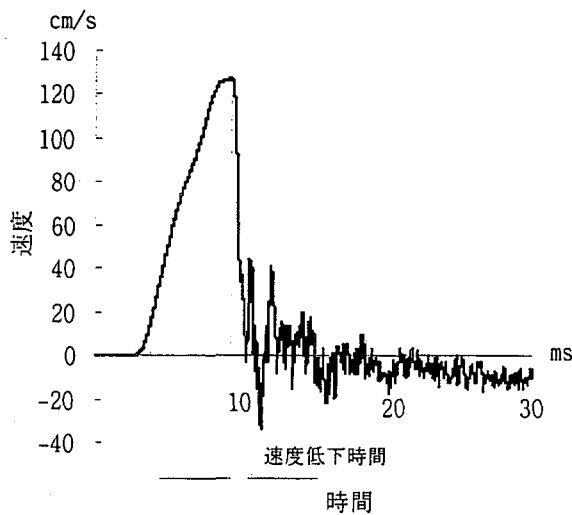


図-2.6.17 入力速度～時間関係  
(加速度の時間積分)

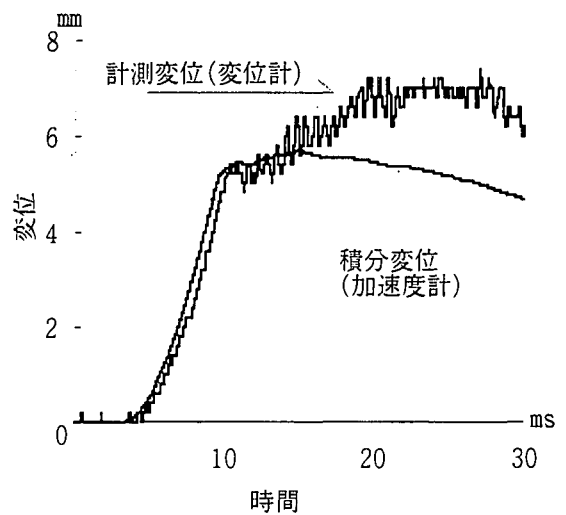
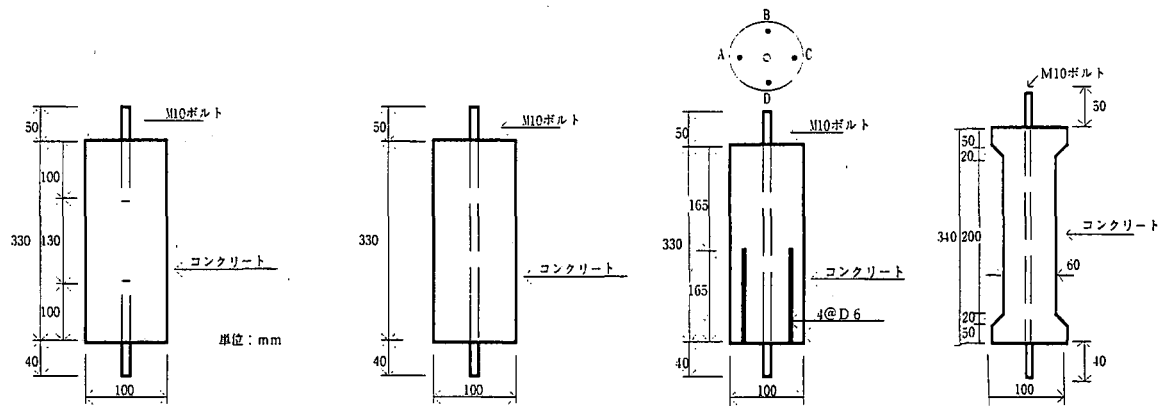


図-2.6.18 基盤変位～時間関係



(a) 上下ボルト (b) 通しボルト (c) 段落し (d) テーパー付

図-2.6.19 模型供試体の概要

表-2.6.5 コンクリートの示方配合表

圧縮強度	350kgf/cm <sup>2</sup>	水	174kg/m <sup>3</sup>
スランプ	10cm	セメント	305kg/m <sup>3</sup>
空気量	1.0%	膨張材	15kg/m <sup>3</sup>
水セメント比	54%	細骨材	1021kg/m <sup>3</sup>
細骨材率	55%	粗骨材	852kg/m <sup>3</sup>

表-2.6.6 鉄筋の材料試験結果

鋼材の種類	引張強度 (平均値, N/mm <sup>2</sup> )	伸び <sup>o</sup> (平均値, %)
M10 ボルト	537	13
D6 異形棒鋼	558	32

[注]: 降伏点確認できず

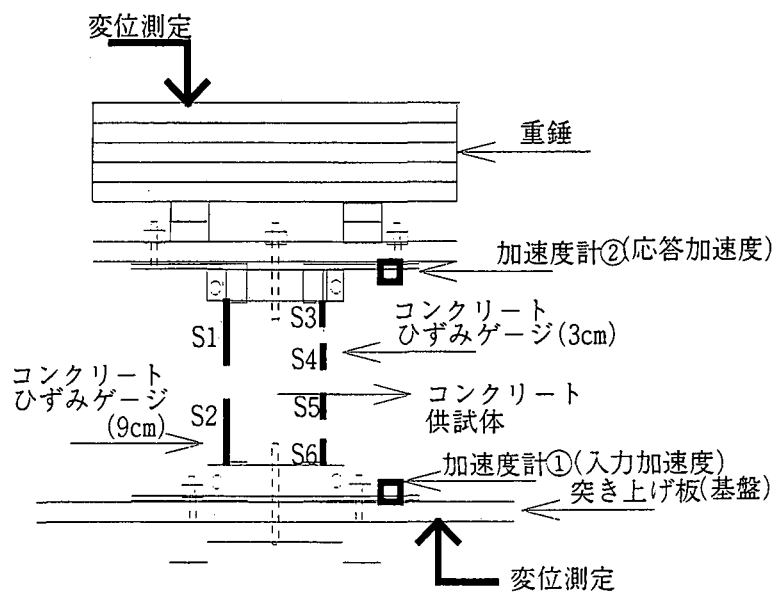


図-2.6.20 測定項目

供試体製作を5回に分けて実施したので、各々について3本の円柱供試体( $\phi 10 \times 20\text{cm}$ )を作製し、材令28日で圧縮試験を行った結果である。高架橋上部工のモデル化については、直径40cm、板厚2cmの重量20kgfの鋼製円盤を積載することで表現した(以下、重錘という)。鋼製円盤は合計25枚、総重量500kgfになるまで積載できるが、重錘はコンクリート供試体の縮尺に関わらず500kgfとした。したがって、縮尺1/30モデル(断面積:78.5cm<sup>2</sup>)には初期圧縮応力として約6.4kgf/cm<sup>2</sup>を、縮尺1/50モデル(断面積:28.3cm<sup>2</sup>)には固定部以外の柱部に約17.7kgf/cm<sup>2</sup>が作用していることになる。実際のRC橋脚には上部工により5~20kgf/cm<sup>2</sup>の圧縮応力が作用していると言われており<sup>31)</sup>、本実験供試体の初期圧縮応力の値は妥当と思われる。なお、基盤の変位量は、供試体の損傷に大きな影響を及ぼす衝撃的な上下動を現出するため0.5cmとした。

図-2.6.20に測定項目の概要を示す。基盤と重錘の加速度を加速度計(PCB社製、計測範囲500G、応答周波数10kHz、固有振動数30kHz)で、基盤と重錘の変位量をレーザー式変位計(KEYENCE社製、計測範囲300mm~100mm、応答周波数915Hz)により測定した。加速度計の設置位置は基盤中央および重錘中央から約10cmの位置とし、変位計は基盤の端から約3cmにレーザーが照射するように設置した。コンクリート供試体のひずみについては、供試体軸方向に片面は9cmゲージ(東京測器社製、PL90-11-5LT)を2枚、対面は3cmゲージ(東京測器社製、PL30-11-5LT)を4枚、すなわち計6カ所測定した。また、供試体内の鋼材(ボルト、鉄筋)についても鋼材用ゲージ(東京測器社製、FLA5-11-5LT)で測定した。図-2.6.21に各供試体タイプの鋼材のひずみ測定位置を示す。

各供試体タイプに対して、入力速度を変化させて実験を行った。実験ケースの一覧を表-2.6.7に示す。実験ケース名の第1項は縮尺および配筋の種類(UD:上下ボルト、TH:通しボルト、CU:段落し)、2項は入力速度の種類(L:低速、M:中速、H:高速)を表している。

各実験ケースにつき2回、すなわち計24体の供試体に対して実験を行った。ここで、低速、中速および高速の入力速度に対してそれぞれ50 $\mu\text{s}$ 、20 $\mu\text{s}$ 、10 $\mu\text{s}$ のサンプリングタイムで測定を実施した。また、実験は極めて短時間で現象が終わってしまうので高速ビデオによる撮影も実施した。

#### e) 実験結果および考察

各供試体タイプについて、入力加速度(加速度計①)、応答加速度(加速度計②)、コンクリートのひずみおよび鋼材のひずみについて考察する。また、高速ビデオの映像からその破壊進展過程を確認する。

##### (1) 上下ボルトタイプ

図-2.6.22に実験ケース‘30UD-H-2(高速、2体目)’の結果を示す。図-2.6.22(a)の入力加速度~時間関係から、加速領域は約8msであることがわかる。その後、停止領域において高周波成分がみられ性能試験と同様の傾向にある。性能試験においては加速領域は一つの山なりの曲線であったのに対し、今回は二つの山なりの曲線が観察される。これは、本実験で基盤上に約500kgfの重錘が載荷されているので、一度の圧力では突き上げることができなかったためと思われる。図-2.6.22(b)の応答加速度~時間関係より、停止領域における高周波成分の低減が認められ、基盤の振動の影響が小さいことがわかる。図-2.6.22(c)、(d)は、それぞれ入力加速度と応答加速度を時間積分した速度~時間関係である。これより、入力速度の最大値は8msにおいて約120cm/sとなり、停止領域で瞬時に約40cm/sまで急減し、30msではほぼゼロに収束しており、性能試験と同じ傾向が認められた。

また、応答速度より供試体は、一旦約13msで約150cm/sまで上昇するが、破断した後は約130cm/sと一定になることがわかる。図-2.6.22(e)は、コンクリートひずみ(S2)の時刻歴応答である。加速領域で最大圧縮ひずみ約600 $\mu$ を生じ、停止領域に入ると引張り側へと移行している。ひび割れは約13msで生じ、その後瞬時に破断してオーバースケールしている。図-2.6.22(f)にボルトひずみ(SB3)の時刻歴応答を示す。ひび割れが生じるまではコンクリートとほとんど同じ挙動を示している。ひび割れ発生後には上昇するコンクリート部と基盤に固定されているコンクリート部に埋め込まれているボルトの付着破壊が進行し、上昇するコンクリート部にひきずられるようにボルトは約19msにおいて約1.7%程度の大きな引張りひずみを生じている。また、最終的に約1.5%の残留ひずみを残していることがわかる。高速ビデオによる破壊進展過程を写真-2.6.4に示す。ひび割れは約13msで下部付近で発生し、最終的に下部ボルトの先端部付近で破断している。なお、斜めの線はコードの影であり、ひび割れではない。

##### (2) 通しボルトタイプ

図-2.6.23に実験ケース‘30TH-H-2(高速、2体目)’の実験結果を示す。図-2.6.23(a)、(b)、(c)、(d)は上下ボルトと同じ関係を示し、以後同様である。これから、本ケースでは加速領域は約7ms、最大入力速度は約100cm/s、最大応答速度は約116cm/sであり、速度の最大値に大きな差はみられない。また、図-2.6.23(d)の応答速度は停止領域に入った後なだらかに低減している。これは、基盤からの入力加速度が供試体の変形をともなって伝播し重錘の応答加速度として現れてくるので、ひび割れが発生すると上部の重錘へと力を伝える有効断面積が減少するため

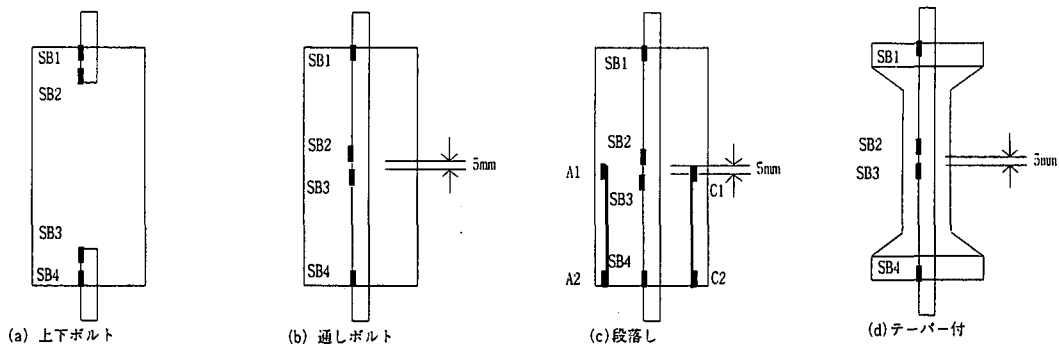


図-2.6.21 鋼材ひずみ測定位置

表-2.6.7 実験ケースの一覧

入力速度の種類	縮尺 1/30			縮尺 1/50
	上下ボルト	通しボルト	段落し	テーパー付
低速	30UD-L-1	30TH-L-1	30CU-L-1	50TH-L-1
	30UD-L-2	30TH-L-2	30CU-L-2	50TH-L-2
中速	30UD-M-1	30TH-M-1	30CU-M-1	50TH-M-1
	30UD-M-2	30TH-M-2	30CU-M-2	50TH-M-2
高速	30UD-H-1	30TH-H-1	30CU-H-1	50TH-H-1
	30UD-H-2	30TH-H-2	30CU-H-2	50TH-H-2

低減したものと思われる。後述する段落しおよびテーパー付タイプにも同じ傾向を示しており、ボルトが供試体内に連続して通っているものに共通の特性であることがわかる。図-2.6.23(e)にはコンクリートひずみ(S1)の時刻歴応答を示す。これより、加速領域で最大圧縮ひずみ約  $700\mu$  となり、停止領域に入り約 10ms でひび割れが生じていることがわかる。図-2.6.23(f)はボルトひずみ(SB1、SB2、SB3、SB4)の時刻歴応答である。これより、ひび割れ発生後の力伝達は、有効断面積の減少にともないボルトに力の負担が移行しボルトが引張られている様子を確認できる。また、ボルトのひずみ分布は SB1 すなわちひび割れ発生位置の上部で最も大きく(約 2.7%)、ひび割れ発生位置から離れるに従い小さくなる傾向を示している。これは、ひび割れの発生に引き続き発生位置からボルトとコンクリートの付着がなくなり、コンクリートとボルトとの一体化が損なわれることに起因しているものと思われる。高速ビデオによる破壊進展過程を写真-2.6.5 に示す。これよりひび割れは、約 10ms で上方から約 5cm の位置に発生していることがわかる。これは、図-2.6.23(f)のボルトひずみ SB1 の大きなひずみ(約 2.7%)とも対応している。

### (3) 段落しタイプ

図-2.6.24 に実験ケース '30CU-H-2(高速、2 体目)' の実験結果を示す。図-2.6.24(a)、(b)、(c)、(d)から加速領域は約 7ms まで、最大入力速度は約 111cm/s、最大応答速度は約 107cm/s であまり差がないことがわかる。図-2.6.24(e)にはコンクリートひずみ(S1、S2)の時刻歴応答を示す。後述する写真-2.6.6 からわかるように約 12ms で供試体中央部(段落し部)に輪切り状ひび割れが生じている。まず、図-2.6.24(e)より、ひずみゲージ(S1、S2)は切断されていないことがわかる。また、鉄筋で補強されている供試体下部は、上部に比べ軸方向の剛性が大きいため、加速領域の圧縮ひずみは下部の方(S2)がやや小さいことがわかる。またひび割れ発生後は、上側コンクリート部のひずみ S1 は約 19ms まで引張りひずみを保ちそれ以降圧縮側に転じているが、一方の下側コンクリート部のひずみ S2 はひび割れ発生後ただちにゼロになり、一度圧縮側に入った後約 19ms で再度引張り側に転じている。これは、ひび割れ発生までに供試体内に蓄えられたひずみエネルギーが、ひび割れ発生により一挙に解放されたため、ひび割れ発生位置より上部の S1 は、ひび割れ発生後も重錘が急停止せず緩やかに振動するので引張り側にあり、下部の S2 は基盤の上昇が重錘に比べて十分小さいので、ひずみは瞬間的にゼロに近づいたためと思われる。さらに、上下に分離した後の約 20ms 以後は上、下部分のコンクリートがそれぞれ重錘および基盤の振動とのインタラクションやボルトとコンクリートとの付着による影響を受け、S1 は圧縮に S2 は引張りに変化したものと考えられる。

図-2.6.24(f)は、ボルトひずみ(SB1、SB2、SB3、SB4)の時刻歴応答である。通しボルトの場合と同様にひび割れ発生後はその中央近傍(SB2)に最大 2.4%もの大きな引張りひずみを確認できる。また、ボルトの軸方向最下部と最上部のひずみ(SB1、SB4)はひび割れ位置近傍のひずみ(SB2、SB3)の約 10~14%程度であることがわかる。図-2.6.24(g)には鉄筋ひずみ(D1)すなわち供試体中央部の鉄筋ひずみの時刻歴応答を示す。これより鉄筋ひずみは、ほ

ほぼコンクリートと同じ挙動を示していることがわかる。すなわち、鉄筋とコンクリートの付着は有効に機能しており、コンクリートと鉄筋とは一体化されていると思われる。高速ビデオによる破壊進展過程を写真-2.6.6に示す。これより、輪切り状ひび割れが約12msで発生し、進展している様子がわかる。

#### (4) テーパー付タイプ

図-2.6.25にテーパー付タイプ‘50TH-H-2(高速、2体目)’の実験結果を示す。図-2.6.25(a)、(b)、(c)、(d)から加速領域は約7ms、最大入力速度は約86cm/s、最大応答速度は約99cm/sであることがわかる。図-2.6.25(e)にはコンクリートひずみ(S1、S2)の時刻歴応答を示す。加速領域においては約2,000~2,500 $\mu$ の圧縮ひずみを生じ、停止領域の約12msでまずS1が、次いで約14msでS2に引張りひび割れが発生していることがわかる。加速領域でこのように大きな圧縮ひずみが生じたのは、断面積が他の3タイプに比べ約36%しかないためであり、入力速度がさらに大きくなった場合には圧壊の可能性もあると思われる。図-2.6.25(f)にボルトひずみ(SB2、SB3、SB4)の時刻歴応答を示す。これより、供試体中央(SB2、SB3)ではほぼ同じひずみ応答であり、加速領域で圧縮ひずみ約3,000 $\mu$ 、停止領域では最大引張りひずみ約17,000 $\mu$ を生じている。ボルト最下端のひずみ(SB4)は、加速領域では中央部ひずみに比べやや小さく約2,000 $\mu$ の圧縮ひずみで、停止領域では中央部を上回り、15msにおいて計測範囲2.0%を振り切っていることがわかる。高速ビデオによる破壊進展過程を写真-2.6.7に示す。また、後述する破壊形態(図-2.6.26参照)からもわかるように、停止領域で生じた二本のひび割れは重錘の偏心載荷によると思われる停止後の横揺れで、縦方向ひび割れにより連結されていることもわかる。

以上のような実験結果から供試体の破壊形態は、実験後の供試体の観察とひずみデータにより大きく①無傷、②ひび割れ一本、③ひび割れ二本、④水平+縦ひび割れ、⑤破断の5種類に分類された。この原因としては、①供試体軸方向の剛性変化点の有無やコンクリートの初期不整などによるひび割れ発生位置の変化、②供試体に作用した引張力の大小によるひび割れの本数、③重錘の偏心の影響などが考えられる。破壊形態の模式図を図-2.6.26に、各実験ケースの破壊形態による分類を表-2.6.8に示す。破壊形態から得られた各供試体の特徴は以下のとおりである。

①上下ボルトタイプは、中速および高速ではいずれも破断し、低速では破断が無傷であった。破断発生位置はボルトの埋め込み深さ方向の端部付近によくみられた。この部位は、断面の軸方向剛性変化点でもありボルトの補強効果が失われる位置近傍であることがわかる。

②通しボルトタイプは、中速および高速ではBまたはCタイプのひび割れが一本または二本発生し、低速ではBまたはAタイプのひび割れが無傷であった。ひび割れ一本の場合は、供試体の中央部から約5cm程度上部に発生する傾向があるが、ひび割れ二本では特にそのような傾向は認められなかった。

③段落しタイプは、高速および中速ではBタイプのひび割れ一本、低速ではすべて無傷であった。ひび割れは、全ての破壊結果において一本のみでほぼ供試体中央部に発生する傾向が認められた。これは、供試体中央部が軸方向鉄筋量の変化点すなわち実際のRC橋脚の段落しに相当する部位であり、剛性変化点に応力が集中することを表していると思われる。

④テーパー付タイプは、通しボルトと同じ傾向にあるが、ひび割れは全て二本以上発生しており、中速および高速では水平ひび割れどうしを軸方向に連結する縦ひび割れもみられた。この供試体は、供試体柱部分が他の供試体より細いため重錘がわずかに偏心して上載されると、突き上げ後(ひび割れ発生後)に偏心の影響を受けやすい。したがって、あたかも水平動を受けたかのように縦ひび割れが発生していると思われる。この現象は、高速ビデオからの映像からもその挙動を確認できた。

以上の各供試体の破壊形態から、ひび割れ発生は供試体軸方向の剛性変化点に多く発生する傾向があることがわかった。また、コンクリート断面の減少にともなう破壊の増大および鋼材による補強効果を確認できた。

時刻歴応答から、ひび割れは基盤が急停止した直後に発生していると考えられる。この時間は、非常に大きな加速度が発生しているが、高周波成分を多く含むためひび割れ発生時の正確な加速度の値がわからない。そこで、最大値が明確である入力速度に着目して考察を行う。実験結果より得られた各実験ケースの最大入力速度を前述した表-2.6.8に示す。ここで、最大入力速度とは、入力速度~時間関係における最大速度のことである。実験前には低速、中速、高速としてそれぞれ約35、69、138 cm/s程度と予想したが、実験平均値では低速、中速、高速それぞれ57、99、110cm/sと高速ではやや小さめに、低速、中速ではかなり大きな結果となった。表-2.6.8をみるとひび割れ発生の限界最大速度は、上下ボルトと通しボルトタイプで約50~60cm/s、段落しタイプで約60~100cm/s、またテーパー付タイプでは約70cm/s程度でひび割れが発生する可能性がある(例えば、表-2.6.8の通しボルトの低速では約53cm/sの最大入力速度を示し、Bのひび割れタイプが発生している)。上下ボルト、通しボルトタイプに比べて段落しタイプとテーパー付タイプが限界最大速度が大きくなった理由としては、鉄筋比が大きい

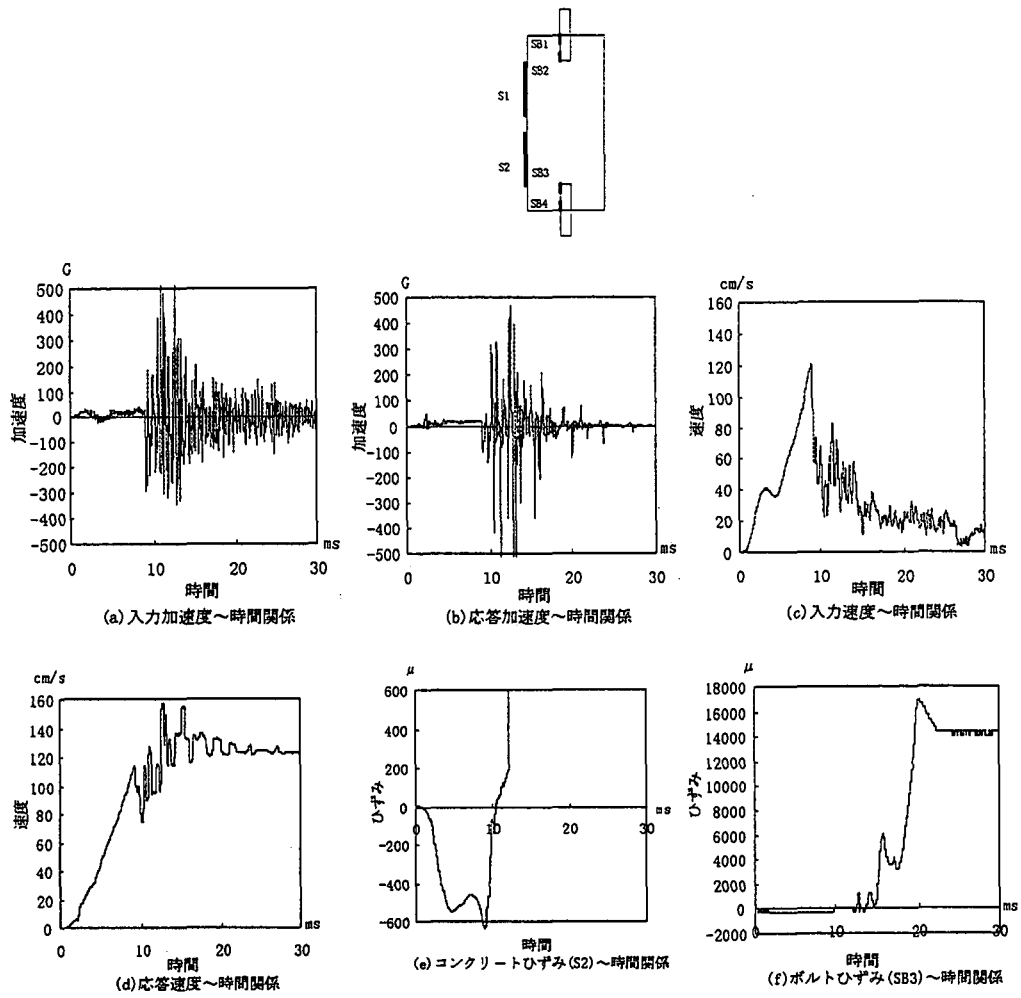


図-2.6.22 上下ボルトタイプ30UD-H-2の計測データ

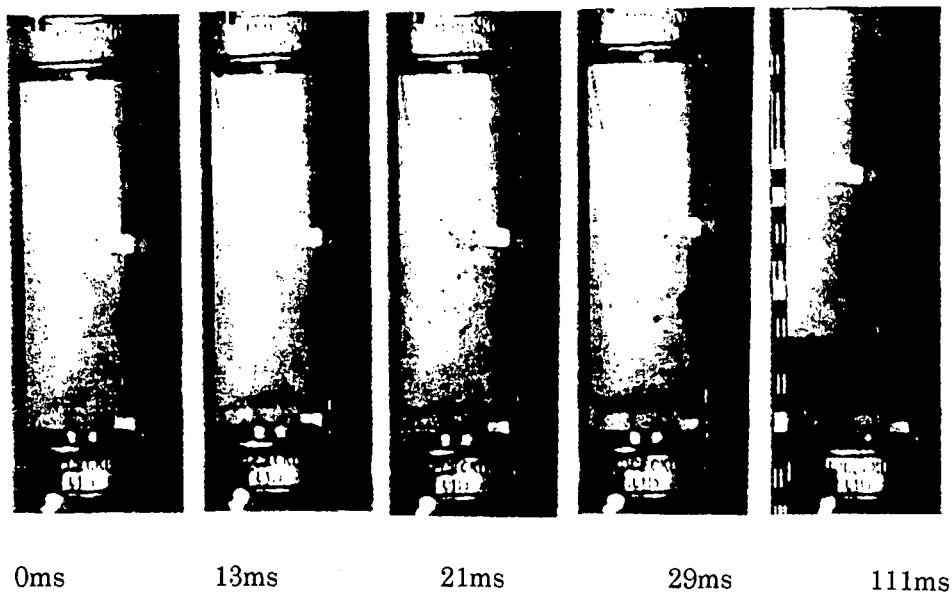


写真-2.6.4 上下ボルトタイプ30UD-H-2の破壊進展過程  
 (ひびわれは下部付近で発生し、最終的に破断している。なお、斜めの線はコードの線が映っているものでありひびわれではない。)

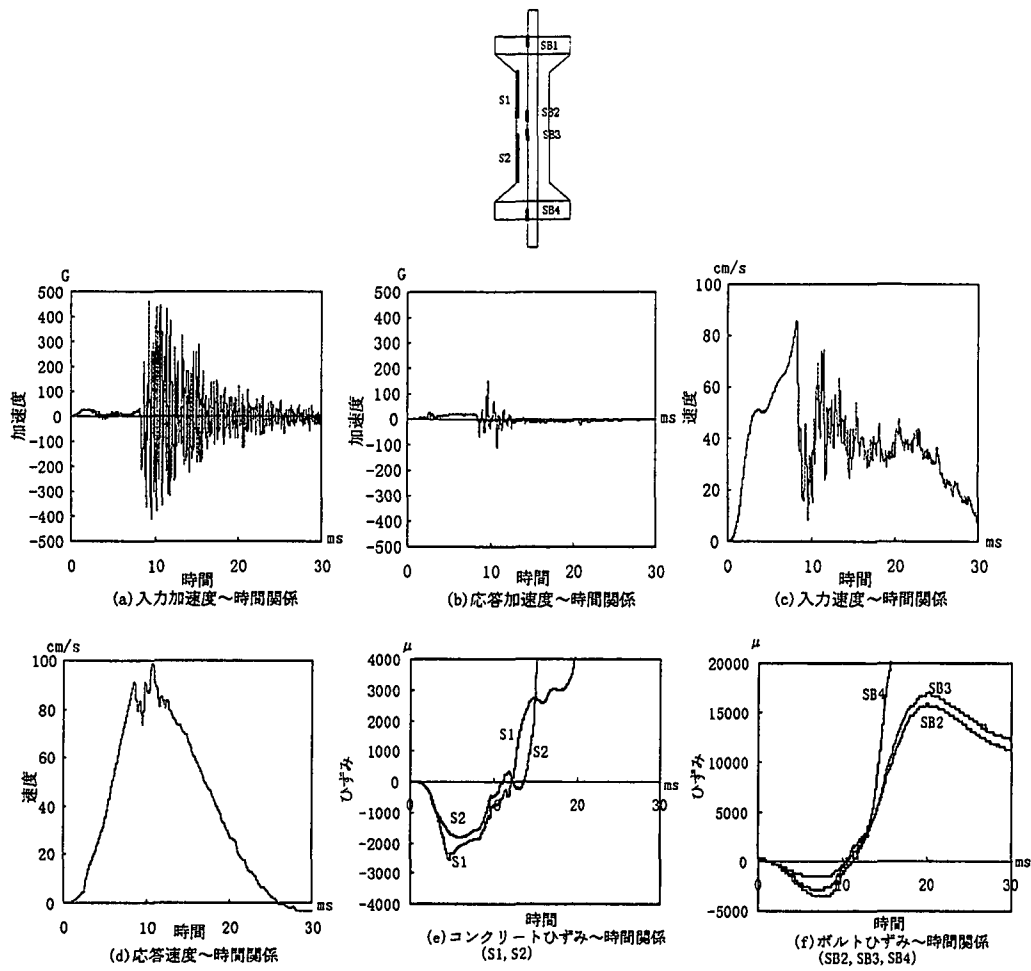


図-2.6.23 通しボルトタイプ 30TH-H-2 の計測データ

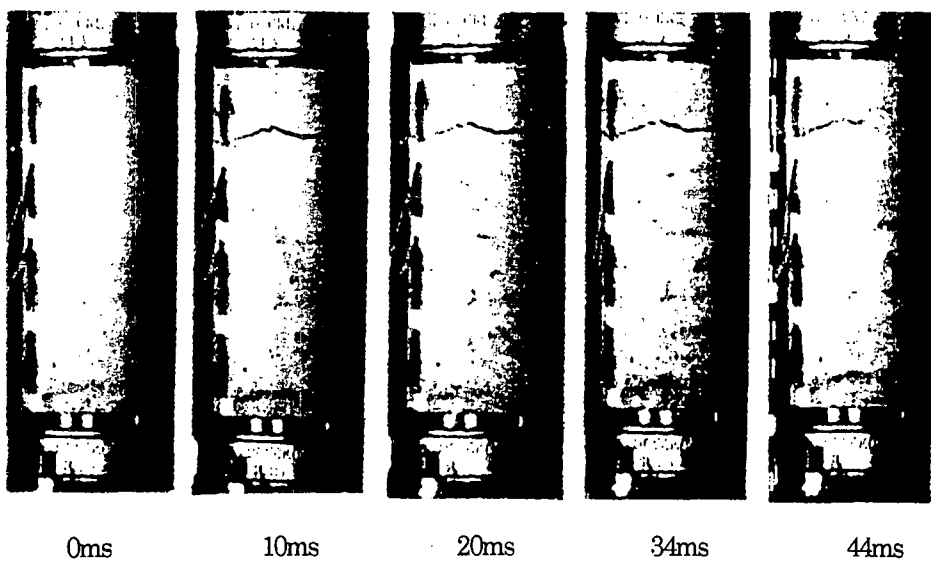


写真-2.6.5 通しボルトタイプ 30TH-H-2 の破壊進展過程  
(斜めの線はコードの影である。ひびわれは 10ms から上方に発生している)



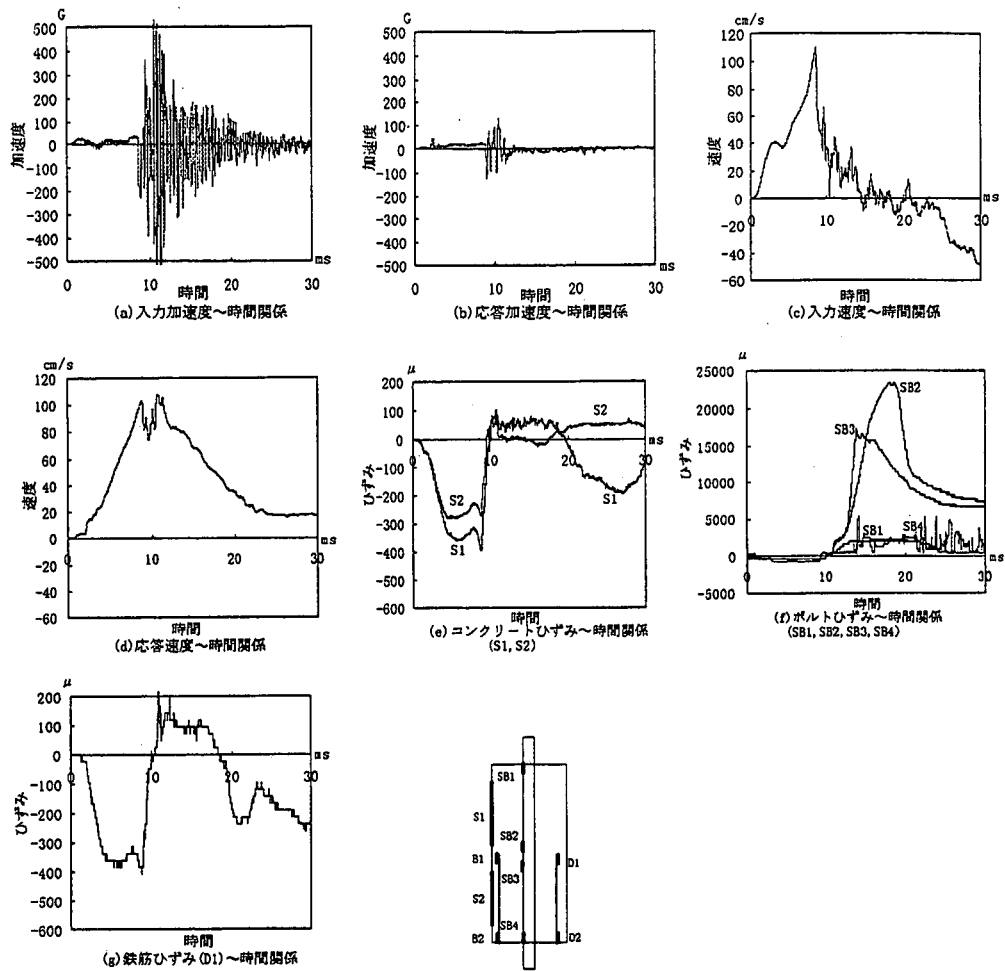


図-2.6.24 段落タイプ 30CU-H-2 の計測データ

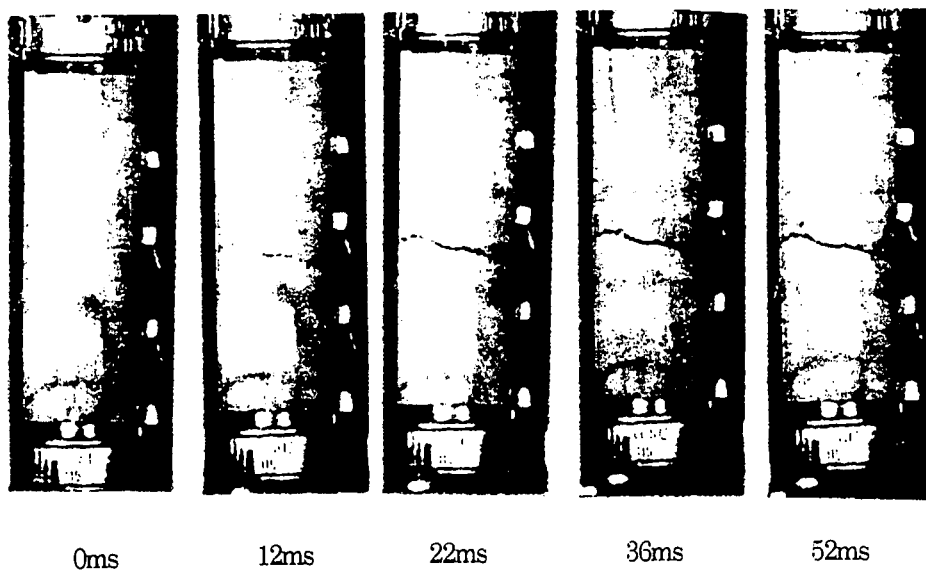


写真-2.6.6 段落タイプ 30CU-H-2 の破壊進展過程  
(輪切り状ひびわれが中央に発生している)

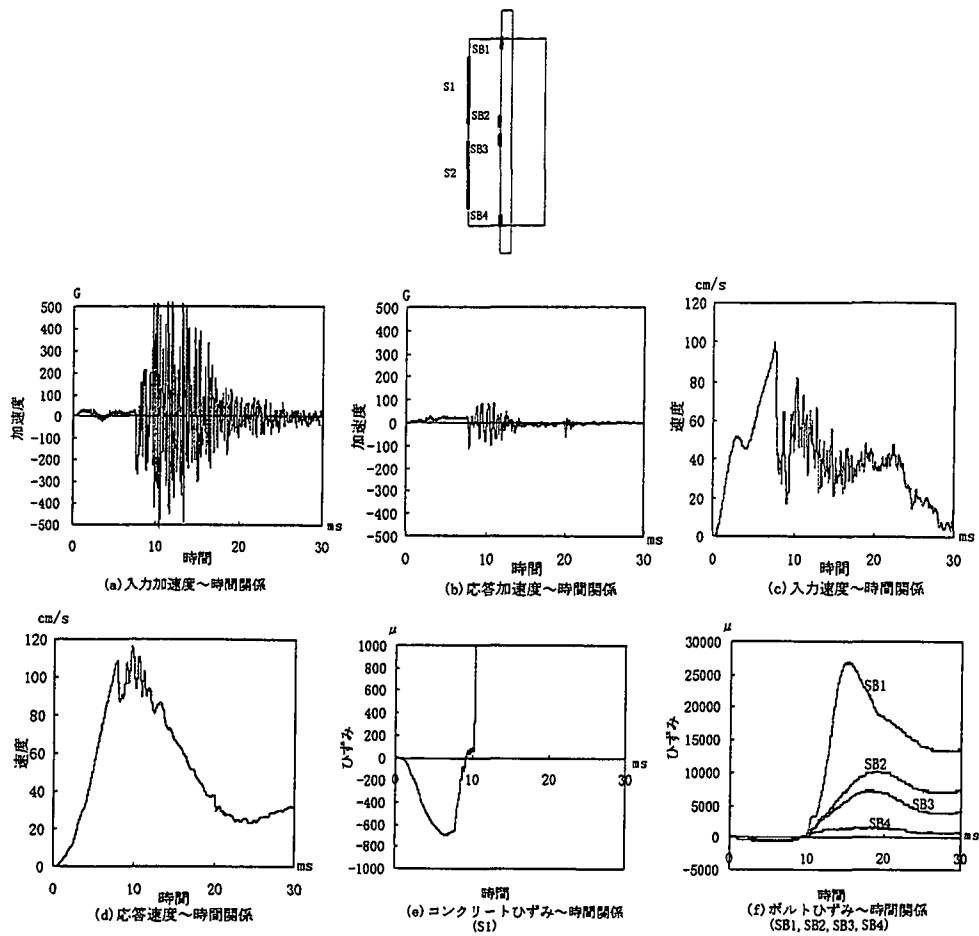


図-2.6.25 テーパ付き 50TH-H-2 の計測データ

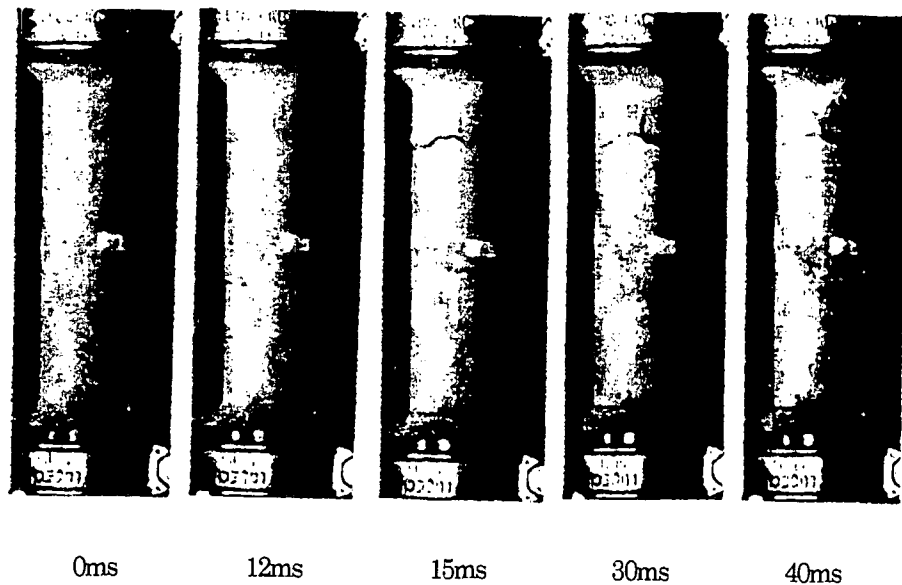


写真-2.6.7 テーパ付き 50TH-H-2 の破壊進展過程

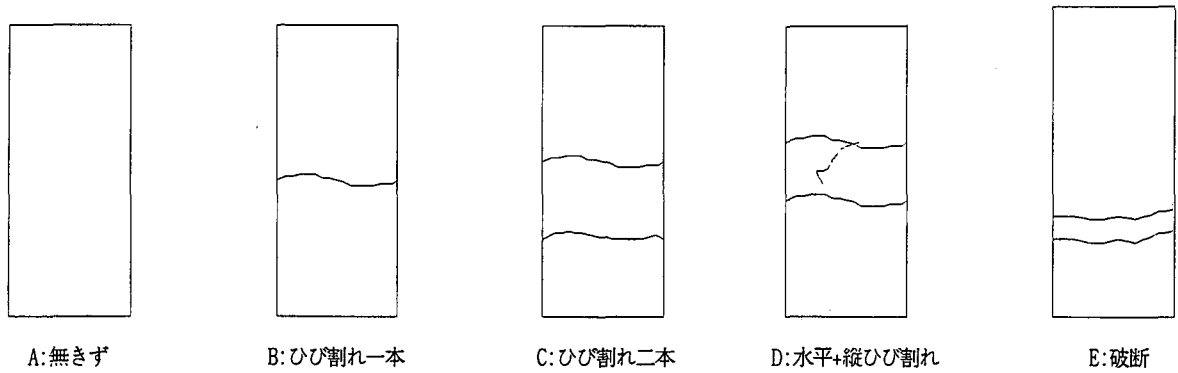


図-2.6.26 破壊形態の分類

表-2.6.8 最大入力速度(単位: cm/s)と破壊形態との関係

入力速度の種類	縮尺 1/30						縮尺 1/50	
	上下ボルト		通しボルト		段落し		テーパー付	
	最大速度	破壊形態	最大速度	破壊形態	最大速度	破壊形態	最大速度	破壊形態
低速	63.0	E	52.9	B	56.6	A	71.5	A
	50.8	A	54.6	A	55.4	B	72.4	C
中速	95.4	E	97.5	C	101.8	B	84.6	D
	105.9	E	102.6	B	107.5	B	95.1	D
高速	120.1	E	124.8	C	112.2	B	102.9	D
	120.3	E	100.0	C	110.6	B	85.7	D

こと、またテーパー付は供試体形状が他のものと異なるなどが考えられる。

(f) 輪切り状ひび割れ現象を引き起こす入力値の推定

本実験で得られた結果をもとに、阪神・淡路大震災の被災例にみられたRC橋脚の輪切り状ひび割れ<sup>32)-36)</sup>を発生させるのに必要な入力値を模型実験における相似則<sup>37)</sup>を用いて推定する。

実構造物に最も鉄筋比に近い供試体タイプとしてここでは、前述した図-2.6.19(b)通しボルトについて相似則の適用を試みる。この場合、上部工による初期圧縮応力は約 6.4kgf/cm<sup>2</sup>であり、主鉄筋比については約1%のRC橋脚となる。いま、衝撃的上下動をうけるRC橋脚の損傷における支配的要因としては、上部工やRC橋脚の重量、衝撃力を受けたときの橋脚にかかる作用力および慣性力と考えられる。よって、原型の重量を  $F_g = Mg$ 、橋脚にかかる作用力を  $F_s = \sigma L^2$ 、慣性力、 $F_i = MA = W/g \cdot L/T^2 = W/g \cdot V^2/L$  (ただし、 $\sigma$ : 応力、 $L$ : 長さ、 $M$ : 質量、 $T$ : 時間、 $g$ : 重力加速度、 $A$ : 加速度、 $W$ : 重量、 $V$ : 速度) とすれば、模型が原形と相似になるためには、次式を満足しなければならない。

$$\frac{F_g}{F_s} = \frac{F_s}{F_s} = \frac{F_i}{F_i} \quad (2.6.6)$$

ただし、ダッシュは模型を意味する。

この関係をパイナンバー  $\pi_1 = F_i/F_s$ 、 $\pi_2 = F_i/F_g$  を用いて書くと、次式を満足することになる。

$$\pi_1 = \pi_1 \quad , \quad \pi_2 = \pi_2 \quad (2.6.7)$$

$$\text{ただし、} \pi_1 = \frac{F_i}{F_s} = \frac{M(V^2/L)}{\sigma L^2} = \frac{MV^2}{\sigma L^3}$$

$$\pi_2 = \frac{F_i}{F_g} = \frac{MA}{Mg} = \frac{A}{g}$$

式(2.6.7)の条件および原形と模型においても応力レベルと材料(密度)レベルは変わらないという条件、つまり  $\sigma = \sigma'$ 、 $\rho = \rho'$  であることを考慮すると本実験の相似則が得られる。すなわち、まず式(2.6.7)より次式が導かれる。

$$\frac{MV^2}{\sigma L^3} = \frac{M'V'^2}{\sigma' L'^3} \left[ \pi_1 = \pi_1' \right] \quad (2.6.8)$$

$$\frac{A}{g} = \frac{A'}{g'} \left[ \pi_2 = \pi_2' \right] \quad (2.6.9)$$

ただし、 $M$ : 模型における質量  
 $\sigma'$ : 模型における応力  
 $L'$ : 模型における長さ  
 $T$ : 模型における時間  
 $g'$ : 模型における重力加速度

ここで、質量  $M$  は、 $M = \rho L^3$  により表されるので、 $\rho = \rho'$  を考慮して質量に関する相似則が次のように導かれる。

$$\frac{M}{M'} = \frac{\rho L^3}{\rho' L'^3} = \left( \frac{L}{L'} \right)^3 = s^3 \quad (2.6.10)$$

ただし、 $\rho'$ : 模型における密度  
 $s$ : スケールファクター

また、式(2.6.8)に式(2.6.10)および $\sigma = \sigma'$ の条件を、(2.6.9)に、 $g = g'$ の条件を考慮すると、速度および加速度に関する相似則が次のように導かれる。

$$\begin{aligned} \frac{MV^2}{\sigma L^3} &= \frac{M'V'^2}{\sigma' L'^3} \\ V^2 &= \frac{M'}{M} \cdot \frac{L^3}{L'^3} \cdot V'^2 \\ &= \left( \frac{1}{s^3} \right) \cdot (s^3) \cdot V'^2 \\ &= V'^2 \\ \therefore V &= V' \end{aligned} \quad (2.6.11)$$

$$\begin{aligned} \frac{A}{g} &= \frac{A'}{g'} \\ A &= A' \end{aligned} \quad (2.6.12)$$

ここで、式(2.6.12)の実物と模型の加速度が等しいという相似則は、言い換えれば実物と模型の重力場が等しいという矛盾したことから得られたものである。本実験においては、供試体を作製するにあたり原型と模型の初期応力を同じにすることおよび材料を同じにすることに注意したのでこれを無視して、速度に関する相似則に注目すると加速度および時間に関する相似則が次のように得られる。

$$\frac{A}{A'} = \frac{L/T^2}{L'/T'^2} = \frac{V^2/L}{V'^2/L'} = \frac{L'}{L} = \frac{1}{s} \quad (2.6.13)$$

$$\begin{aligned} \frac{V}{V'} &= \frac{L/T}{L'/T'} = \frac{L}{L'} \cdot \frac{T'}{T} = 1 \\ \therefore \frac{T}{T'} &= \frac{L}{L'} = s \end{aligned} \quad (2.6.14)$$

先の実験結果より(b)通しボルトの場合、約 50~60cm/s の入力速度がひび割れを生じる限界と考えられる。したがって、本相似則では実際の地震最大速度  $V$  は式(2.6.3.9)より 50~60cm/s となる。また最大速度からゼロまで低下する時間は、約 30ms となる (速度低下時間: 約 1ms、スケールファクター: 30)。本実験では、水平地震動を考慮しておらず、衝撃的上下動も実験装置の制約のうで現出したものであり、また供試体については、帯鉄筋、フーチング、および基礎杭を考慮していないなど実現象とは载荷条件が異なっているため慎重に検討しなければならないと思われるが、上部工による初期圧縮応力が約 6.4kgf/cm<sup>2</sup>、主鉄筋比約 1% の RC 橋脚に最大速度約 50~60kine 程度から約 30ms (30Hz) で速度がゼロまで低下するような地盤の上下動が作用すると輪切り状ひび割れが発生する可能性があると思われる。

(g) 解析的考察

実験供試体を、2.6.1 節で述べたばね-質点系モデルに離散化した<sup>38),39)</sup>。すなわち、各供試体タイプの柱部分を  $n$  個の集中質量でモデル化し、上部重錘は一つの質点でモデル化して、各質点間を軸力ばねで連結した。ここで、軸力ばねは、コンクリートばね要素、ボルトばね要素および鉄筋ばね要素を組み合わせて、質点間の要素の鋼材補強状況に応じて図-2.6.27(a)のコンクリート要素、図-2.6.27(b)コンクリート要素+ボルト要素のようにモデル化した。また、鉄筋要素についてもボルト要素と同様に結合した。

本解析では、軸力ばね要素はコンクリート、ボルトおよび鉄筋の3種類の材料要素を用いて、それらを組み合わせることによりボルトや鉄筋で補強されたコンクリート断面を表現している。ここで、各材料要素の応力-ひずみ関係は応力履歴を考慮した弾塑性材料として取り扱った。上述のような実験供試体モデルに対する運動方程式は次式となる（ここで、参考までに一質点系モデルについての概要を図-2.6.28 に示す）。

$$M\ddot{u} + D\dot{u} + Ku = -M\ddot{\phi} \quad (2.6.15)$$

ただし、 $M$ :質量マトリックス、 $D$ :減衰マトリックス

$K$ :構造剛性マトリックス

$\ddot{u}$ :応答加速度ベクトル、 $\dot{u}$ :応答速度ベクトル

$u$ :応答変位ベクトル

$\ddot{\phi}$ :基盤入力加速度ベクトル

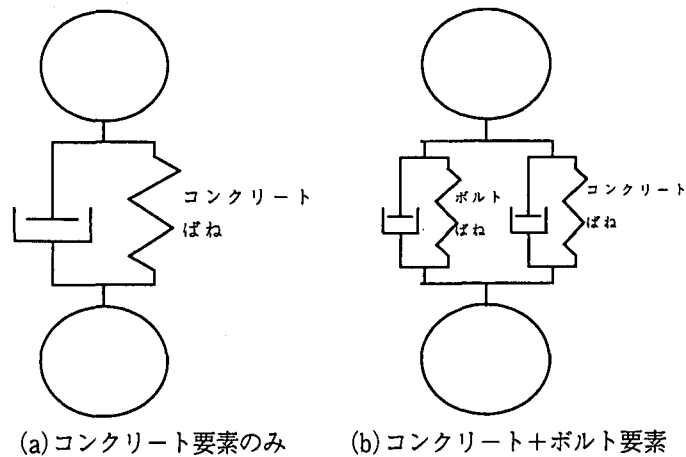


図-2.6.27 供試体の離散化手法

解析は、マトリックス法によりウィルソンの $\theta$ 法を用いて図-2.6.29 に示す計算フローに従って行った<sup>30)</sup>。

(h) 計算例および考察

計算に用いた実験ケース、要素数および質点数を表-2.6.9 に示す。解析モデルの平均要素長は、各実験ケースのモデル要素分割の関係より表-2.6.9 に示すように 3~4cm となる。したがって、解析と実験結果を比較するひずみゲージは 3cm ゲージとし、比較位置は図-2.6.30 に示す S4 の位置とした。

ここで、参考として縮尺 1/30(上下ボルト、通しボルト、段落し)および 1/50 タイプ(テーパ付)の一次固有周期を概算すると以下ようになる。コンクリート供試体の柱部分がコンクリートのみで作られているものと仮定すると、各縮尺モデルの剛性が次式のように求まる。

$$k_{1/30} = \frac{E_{1/3} A_{1/30}}{L_{1/30}} = \frac{2.728 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2 \times 78.54 \text{ cm}^2}{33 \text{ cm}} \quad (2.6.16)$$

$$\cong 6.5 \times 10^5 \text{ kgf/cm}$$

$$k_{1/50} = \frac{E_{1/3} A_{1/50}}{L_{1/50}} = \frac{2.728 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2 \times 28.27 \text{ cm}^2}{20 \text{ cm}} \quad (2.6.17)$$

$$\cong 3.9 \times 10^5 \text{ kgf/cm}$$

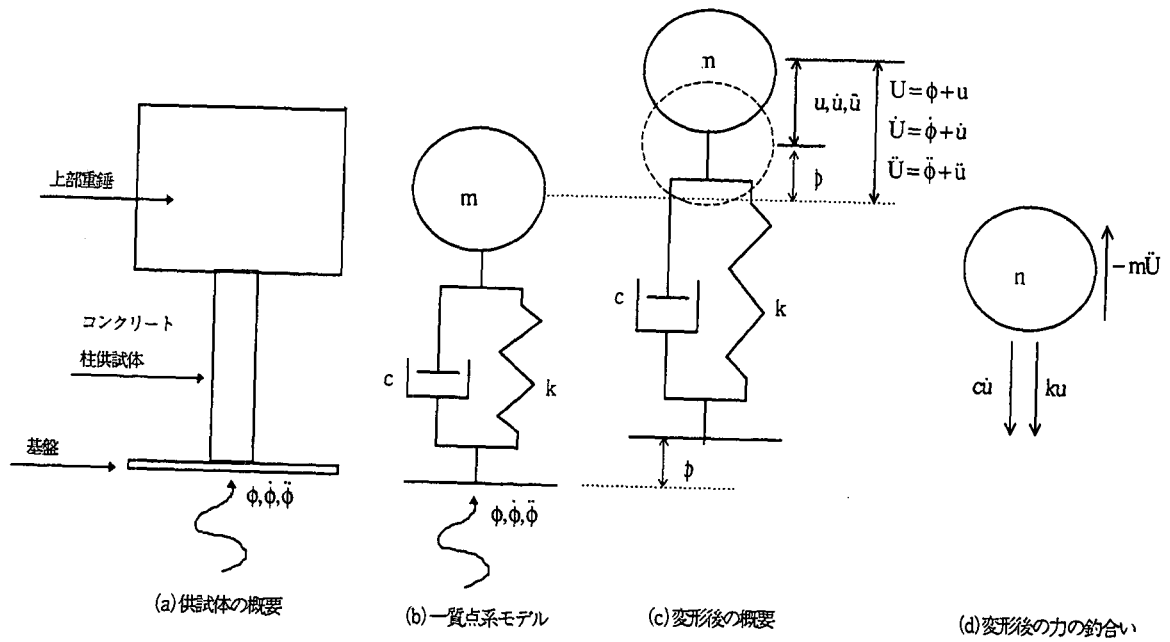


図-2.6.28 上下動を受ける橋脚模型の概要

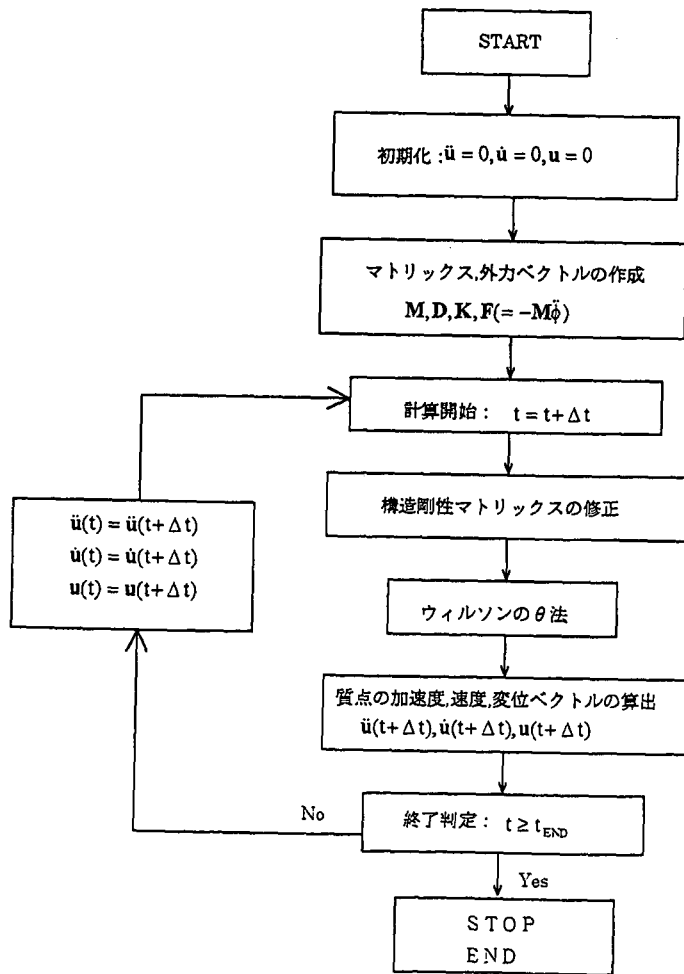


図-2.6.29 解析フロー

表-2.6.9 解析に用いた実験ケースおよび分割要素

実験ケース	分割要素数	質点数	平均要素長
30UD-H-2	9	10	3.7cm
30TH-H-1	11	12	3cm
30CU-H-2	9	10	3.7cm
50TH-H-2	9	10	3.8cm

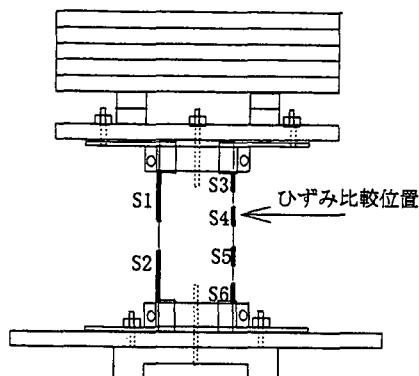


図-2.6.30 ひずみの比較位置

ただし、 $k_{1/30}$  : 1/30 縮尺供試体の一質点系モデルにおけるばね剛性

$k_{1/50}$  : 1/50 縮尺供試体の一質点系モデルにおけるばね剛性

$E_{1/3}$  : 材料試験から得られた 1/3 割線弾性係数の  
の平均値

$A_{1/30}$  : 1/30 縮尺供試体の断面積

$A_{1/50}$  : 1/50 縮尺供試体の断面積

$L_{1/30}$  : 1/30 縮尺供試体の供試体長

$L_{1/50}$  : 1/50 縮尺供試体の供試体長

また、一質点系にモデル化した場合の質量は供試体柱部分を無視して重錘のみと仮定すると、各縮尺モデルの一次固有周期は次のようになる。

$$\begin{aligned}
 T_{1/30} &= 2\pi \sqrt{\frac{M}{k_{1/30}}} = 2\pi \sqrt{\frac{500 \text{ kgf} + 980 \text{ cm/s}^2}{6.5 \times 10^5 \text{ kgf/cm}}} \\
 &= 2\pi \sqrt{8.0 \times 10^{-7}} \cong 5.6 \times 10^{-3} \text{ s} = 5.6 \text{ ms}
 \end{aligned}
 \tag{2.6.18}$$

$$\begin{aligned}
 T_{1/50} &= 2\pi \sqrt{\frac{M}{k_{1/50}}} = 2\pi \sqrt{\frac{500 \text{ kgf} + 980 \text{ cm/s}^2}{3.9 \times 10^5 \text{ kgf/cm}}} \\
 &= 2\pi \sqrt{1.3 \times 10^{-6}} \cong 7.2 \times 10^{-3} \text{ s} = 7.2 \text{ ms}
 \end{aligned}
 \tag{2.6.19}$$

ただし、 $T_{1/30}$  : 縮尺 1/30 モデルの一次固有周期

$T_{1/50}$  : 縮尺 1/50 モデルの一次固有周期

M:重錘質量

図-2.6.31 に各実験ケースの解析結果を示す。図からわかるように全ての実験ケースについて、解析結果のひずみの周期は実験結果よりも小さいことが認められる。また、突き上げ当初において圧縮ひずみの勾配は、実験結果に比べて解析結果の方が大きい。この解析結果を、一質点系モデルを想定して突き上げ時の加速領域での供試体上部の重錘の応答を考慮すると次のように説明できる。

まず、加速領域において加速度が正の場合、すなわち質点に見かけ上の方方向の外力が作用すると考えられる時間領域では、ひずみは圧縮となり、その大きさは供試体モデルの軸剛性にしたがう。次に加速領域内で少しでも負の加速度になる(上向きの外力)と、ばね要素にたくわえられた圧縮ひずみエネルギーの解放も加わって一気に要素は引張力を受けてひび割れが発生すると考えられる。

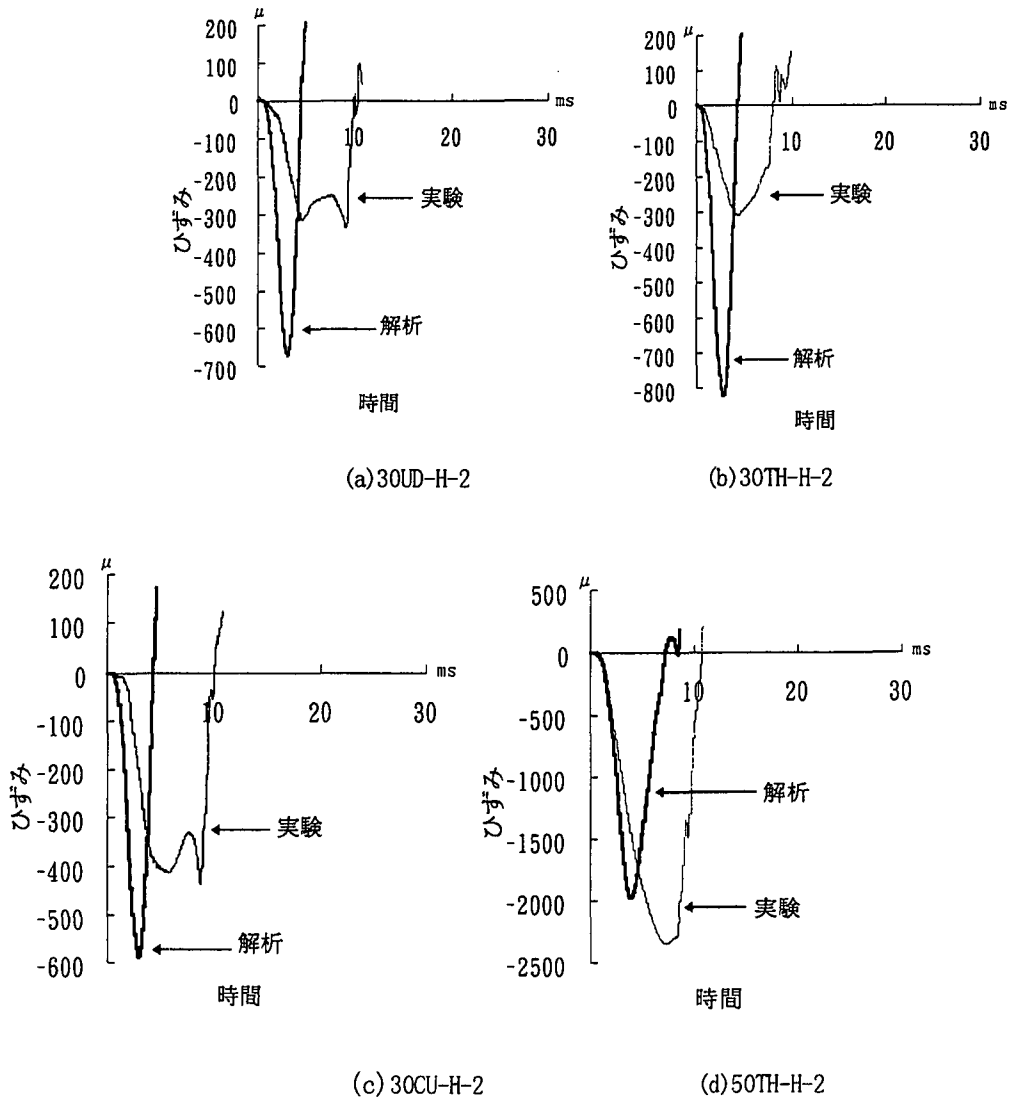


図-2.6.31 解析結果の比較



## 2.7 道路高架橋の損傷状態遷移の推定

### 2.7.1 概要

兵庫県南部地震によって道路高架橋の耐震設計法が見直され終局状態照査用応答スペクトル、落橋防止構造の強化、免震支承の推奨、動的解析の活用などについて改訂された<sup>3)</sup>。さらに構造物全体系が所要の耐震性能を有するよう配慮する必要があるとしている。しかしながら、現実には上部工、支承、下部工、基礎などの各構造部位が所要の耐力や変形性能を有しているかどうかを確認することによって構造物全体の耐震性能を保証するという考え方が基本となっている。構造物全体系の地震時挙動は構成する部位からなる全体構造モデルの動的解析により表現することになるが、その場合入力地震条件、構造条件、地盤条件がキーポイントになる。特に、入力地震力については特定された構造物に作用した、また将来作用するであろう地震力を設定することはかなり難しいと考えられる。実際にはたとえば「神戸海洋気象台」、「JR 鷹取駅」等の実測波形を入力地震動として対処しているが、それは単にその地震動に対する安全性を評価したにすぎない。また設計に当たっては、その地震動と全く同一の地震動が再び発生することは絶無であり、将来起こるであろう地震動に対する安全性を保証するものではない。したがって「神戸海洋気象台」、「JR 鷹取駅」等と同等な地震動全ての安全性を評価するためには、起こりうる全ての地震動すなわち実測波形を標本とする地震動の集合に対する構造物の応答の集合を検討し、統計的に判断することが必要であると考えられる。したがって、構造物の耐震安全性を損傷状態確率として確率的に評価することが重要であり、より合理的な耐震設計が行えると考えられる。たとえば、地震による構造物の損傷状態確率から

- ① 構造物の損傷度
  - ② 構造物の耐用年数内の損傷状態確率
  - ③ 構造物の安全性比較評価による
    - ・ 設計地震動の設定や妥当性
    - ・ 地域の地震被害予測
    - ・ 既存構造物の耐震対策の工法選定や優先順位設定
  - ④ 各損傷状態に対する付帯費用を考慮した最適設計
- などへの応用が可能となると考えられる。

ここでは、橋梁構造物の中で鉄筋コンクリート製橋脚を有する橋梁に着目し、地震力の作用によって構造物の損傷が進行する過程を損傷状態確率の経時変化として表現する。そのため、兵庫県南部地震で被災した道路高架橋を対象として非線形動的解析を行い、構造物の応答値に不規則振動論を適応して損傷状態確率を求めた。またその結果と実被害との整合性も検討した。さらに、各種耐震対策を施した場合の高架橋の損傷状態を比較することによって耐震性能向上効果を評価検討した。

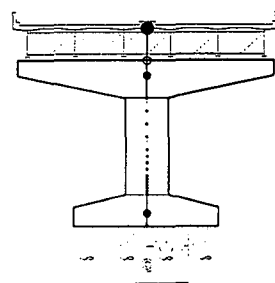


図-2.7.1 解析対象構造物および解析モデル

表-2.7.1 解析に用いた橋脚の諸元

	P-1	P-2	P-3
柱高さ(m)	10.5	10.0	15.4
柱径(m)	3.3	2.7	3.3
上部工重量(tf)	623	616	659
梁部重量(tf)	267	268	185
フーチング部重量(tf)	545	423	657
水平方向地盤バネ定数(tf/m)	397000	472000	700000
回転方向地盤バネ定数(tf・m/rad)	9380000	6630000	6420000
支承の降伏耐力(橋軸直角方向)(tf)	588	505	445
支承の降伏耐力(橋軸方向)(tf)	339	209	222

### 2.7.2 実橋脚の損傷状態

#### (1) 非線形動的解析

##### a) 対象構造物

解析対象構造物は、図-2.7.1 に示すように、兵庫県南部地震において橋脚の柱基部で曲げ損傷した代表的な橋脚として、単純桁上部工を有する張出し式T型丸単柱橋脚3基を選定した。各橋脚の諸元を表-2.7.1 に示す。

b) 解析条件

解析方法は Newmark  $\beta$  法 ( $\beta=0.25$ 、平均加速度法)を用いた直接積分法による弾塑性地震応答解析で、積分時間間隔は 0.002 秒とした。また、各構造要素は剛性比例型減衰とし、減衰定数は文献 1) に規定される参考値より、橋脚躯体 2%、基礎構造 20%とした。

解析モデルは図-2.7.1 に示すように多質点系骨組モデルとし、橋脚の梁およびフーチングは剛体要素とした。上部構造、橋脚梁部およびフーチングを集中質量、橋脚柱部は分布質量として扱った。支承は損傷を表現するため二重節点化し、節点間を図-2.7.2 に示すような非線形バネで連結した。柱の非線形特性は、「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)<sup>2)</sup>により、図-2.7.3 に示すトリニア型モデルを用い、鉄筋コンクリート構造の繰返し載荷時の剛性低下を考慮した武田モデルを用いた。杭基礎と地盤は文献 1) を参考にして等価線形ばねとしてモデル化した。

入力地震動は兵庫県南部地震における代表的な強震記録である神戸海洋気象台で記録された地震動を用い、加振方向は橋軸直角方向(入力地震動は NS 成分、最大加速度 818gal)と橋軸方向(入力地震動は EW 成分、最大加速度 617gal)した。さらに橋軸直角方向において JR 鷹取駅で記録された地震動(NS 成分、最大加速度 642gal)でも解析を行った。

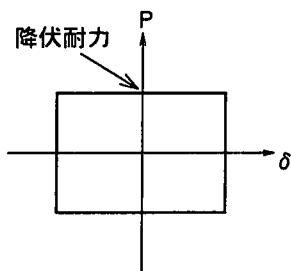


図-2.7.2 支承モデル

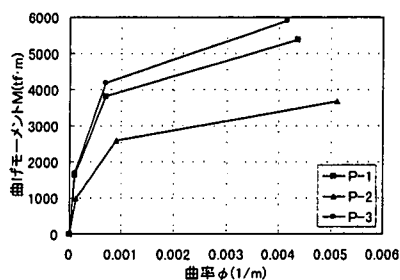


図-2.7.3 M~φ関係

c) 解析結果

解析結果の一例を図-2.7.4 に示す。図は各橋脚の柱基部に発生する曲げモーメント、柱基部に対する橋脚天端の相対水平変位および支承に生じる反力である。なお、図中の確定関数は後述式(2.7.9)を示し、また各境界レベルは後述表-2.7.2 の各損傷状態の境界を示したものである。

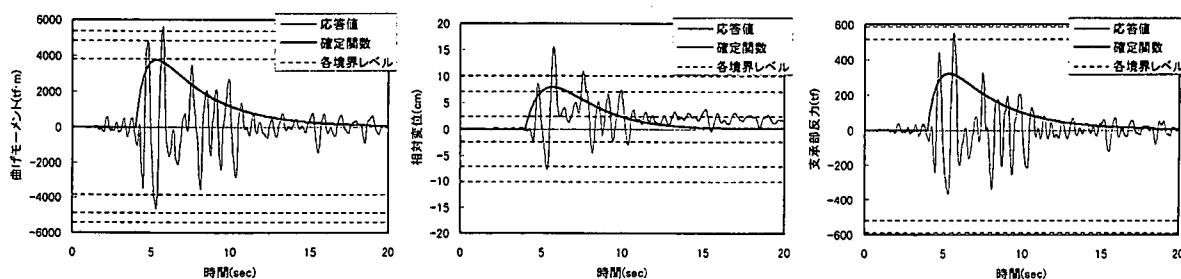


図-2.7.4 橋脚 P-1(神戸海洋気象台、橋軸直角方向)の解析結果

(2) 不規則振動論による損傷状態

a) 損傷状態確率の算出方法

橋脚柱基部の曲げモーメント、橋脚柱基部に対する橋脚天端の相対変位および支承に生じる反力に着目し、不規則振動論におけるレベル超過問題を適用した<sup>4)</sup>。曲げモーメント、相対変位や支承反力などの応答波形は正規非定常不規則過程として取り扱えると仮定した。ただし、非定常性には周波数非定常、分散

値動揺や平均値動揺等の振幅非定常があるが、ここでは周波数は定常、平均値は零と仮定する。したがって、曲げモーメント、相対変位および支承反力の応答波形は振幅非定常性を有する正規不規則過程として取り扱い、レベルを初超過することによって構造部位部材が破壊する確率を求めることとする。ここで、レベルは部位部材の損傷ランクの境界値に相当する橋脚の曲げモーメント、相対変位および支承反力レベルであり、そのレベル間に留まる確率をそのランクに相当する損傷状態確率とした。

応答波形に対応する非定常不規則過程  $x(t)$  を定常不規則過程  $y(t)$  と確定関数  $\sqrt{\varphi(t)}$  の積で次式のように表す<sup>3)</sup>。

$$x(t) = \sqrt{\varphi(t)} \cdot y(t) \quad (2.7.1)$$

ここで、 $y(t)$  は平均値 0、標準偏差 1 とする正規定常不規則過程である。不規則過程  $x(t)$  が与えられたレベルを通過するという現象がまれな事象であると考え、まれな超過が発生する回数がポアソン過程に従うものと仮定すると両側レベル  $(a, -a)$  に対する初通過破壊確率は次式となる<sup>41)</sup>。

$$Pa(t) = 1 - \exp\left\{-2 \int_0^t p_+(a, t) dt\right\} \quad (2.7.2)$$

ここで、 $p_+(a, t)$  は不規則過程  $x(t)$  が時刻  $t$  において単位時間につき正の勾配をもってレベル  $a$  を超過する確率であり、 $x(t)$  が正規過程であるので次式となる。

$$p_+(a, t) = \frac{\sigma_x}{2\pi\sigma_x} \exp\left\{-\frac{1}{2}\left(\frac{a}{\sigma_x}\right)^2\right\} \left[ \sqrt{1-\rho_{xx}^2} \times \exp\left\{-\frac{\rho_{xx}^2}{2(1-\rho_{xx}^2)}\left(\frac{a}{\sigma_x}\right)^2\right\} + \sqrt{\frac{\pi}{2}} \rho_{xx} \left(\frac{a}{\sigma_x}\right) \left[ 1 + \operatorname{Erf}\left(\frac{\rho_{xx}}{\sqrt{2(1-\rho_{xx}^2)}} \cdot \frac{a}{\sigma_x}\right) \right] \right] \quad (2.7.3)$$

$$\sigma_x^2 = \varphi(t) \quad (2.7.4)$$

$$\sigma_x^2 = \left\{ \dot{\varphi}(t)^2 / 4\varphi(t) \right\} + \varphi(t) \cdot \sigma_y^2 \quad (2.7.5)$$

$$\rho_{xx} = \dot{\varphi}(t) / \left\{ \dot{\varphi}(t)^2 + 4\varphi(t)^2 \cdot \sigma_y^2 \right\}^{1/2} \quad (2.7.6)$$

$$\operatorname{Erf}(X) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^X e^{-z^2} dz \quad (\text{確率積分}) \quad (2.7.7)$$

ここで、損傷状態  $A$ 、 $B$ 、 $C$ 、 $D$  を区別するレベルを  $a$ 、 $b$ 、 $c$  とする。なお、状態の損傷程度は  $A > B > C > D$ 、レベルは  $a > b > c$  である。例えば、レベル  $a$  と  $b$  の間に留まる確率  $PB(t)$  を損傷状態  $B$  にある確率すなわち  $B$  の損傷状態確率とし、 $PB(t)$  は次式のように表す。

$$PB(t) = Pa(t) - Pb(t) \quad (a > b) \quad (2.7.8)$$

動的解析で得られる橋脚柱基部の曲げモーメント  $M(t)$ 、橋脚天端の相対変位  $\delta(t)$  および支承反力  $N(t)$  に、図-2.7.4 中に示す指数関数型の確定関数

$$\sqrt{\varphi(t)} = (\exp(-a't) - \exp(-b't)) \cdot c' \quad (2.7.9)$$

ここに、 $a'$ 、 $b'$ 、 $c'$  は定数 ( $0 < a' < b'$ )

を設定し、式(2.7.2)～式(2.7.7)から各レベルの初通過破壊確率を求め、式(2.7.8)から損傷ランク  $A$ 、 $B$ 、 $C$ 、 $D$  の損傷状態確率を算定した。

#### b) 橋脚柱部の損傷状態確率

橋脚柱基部の曲げモーメント  $M(t)$  および橋脚天端の相対変位  $\delta(t)$  を不規則過程  $x(t)$  の標本関数として、上記の方法に従って損傷状態確率を求めると次の通りである。

損傷指標として塑性率、剛性、耐力、変形、エネルギー等に基づいた指標が提案されているが<sup>42)</sup>、構造物の実損傷程度との相関性が明確にされている指標は今のところないようである。ここでは、損傷状態  $A$ 、

B、C、Dの境界レベルを、表-2.7.2に示すように曲げモーメントに対して終局曲げ耐力 ( $M_u$ )、保有曲げ耐力 ( $M_a = P_a \cdot h$ )、降伏曲げ耐力 ( $M_y$ )、また変位に対して終局変位 ( $\delta_u$ )、降伏変位の3倍 ( $3 \times \delta_y$ ) および1倍 ( $\delta_y$ ) と設定した。なお、橋軸直角方向の変位レベルは、通常上部構造の慣性力作用位置の変位を指すが、ここでは支承の損傷を表現し解析するために、橋脚天端の変位を採用した。また、 $P_a$  は地震時保有水平耐力で  $h$  は橋脚柱部下端から上部構造の慣性力の作用位置までの高さである。図-2.7.5~2.7.6には損傷状態確率の経時変化、図-2.7.7にその最終値を示した。なお、確定関数は応答波形の主要動範囲(約4~12秒)で決定した。

本解析の対象となっている橋脚が立地する国道43号線沿いの範囲において、曲げ損傷で終局状態近傍かそれ以上の損傷をした橋脚の割合は、図-2.7.8に示すように約70% (図-2.7.9の損傷ランクX、A、B)に達していた<sup>43)</sup>。実被害は橋軸方向より橋軸直角方向の方が著しいことを踏まえ橋軸直角方向に着目すると、図-2.7.7から終局値を越える損傷状態(損傷状態A)確率は橋軸直角方向のP-1、P-2いずれの橋脚でも0.9程度であるのに対して、P-3は曲げモーメントによる評価では0.7程度、相対変位による評価では0.35程度となっており、損傷状態A、Bを合わせても0.75程度であった。実被害の損傷程度(図-2.7.9)がP-1がX、P-2がAに対してP-3がBとなっていることを考慮すると実被害との傾向と合致しているようである。

表-2.7.2 各損傷状態の境界

損傷状態	曲げモーメント	相対変位
A	$M_u$	$\delta_u$
B	$M_a$	$3 \times \delta_y$
C	$M_y$	$\delta_y$
D		

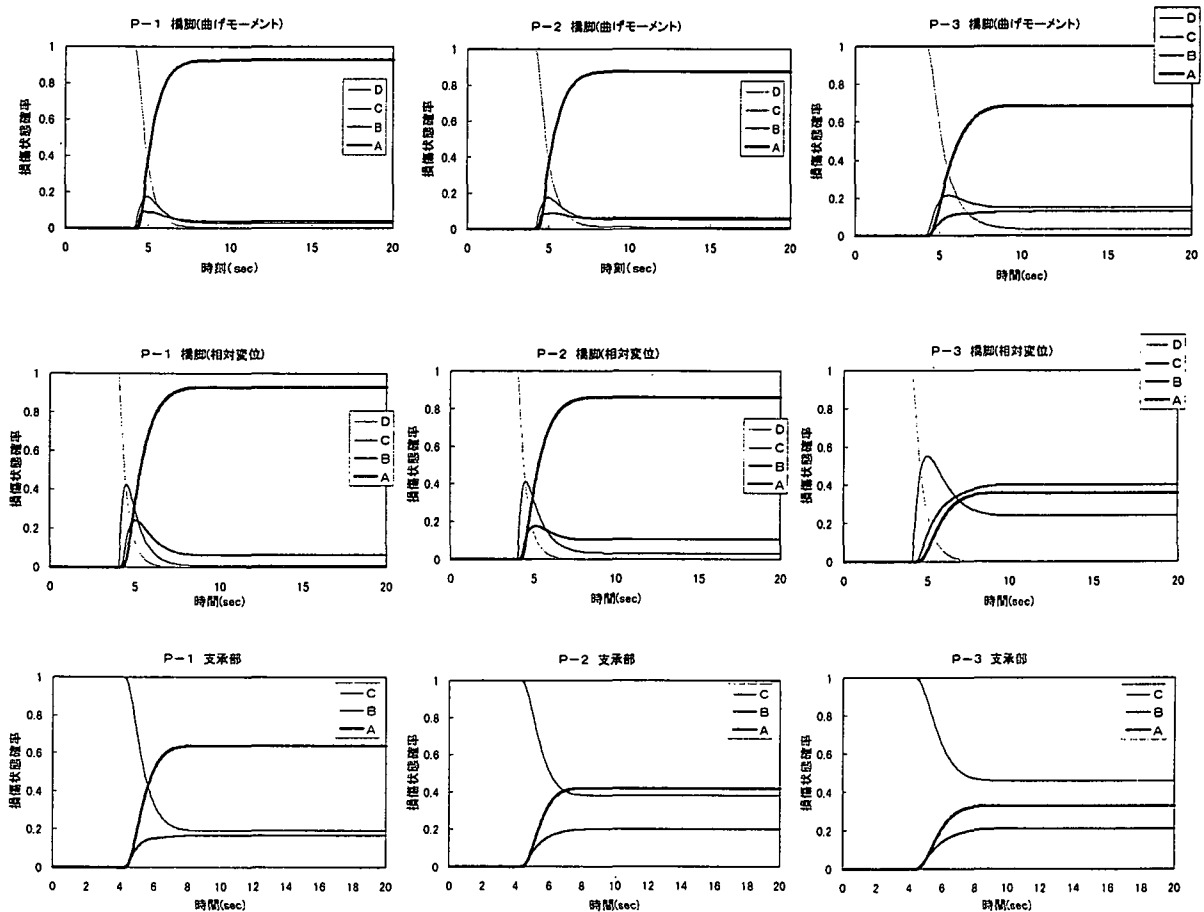


図-2.7.5 橋脚および支承の損傷状態確率の経時変化(橋軸直角方向、神戸海洋気象台)

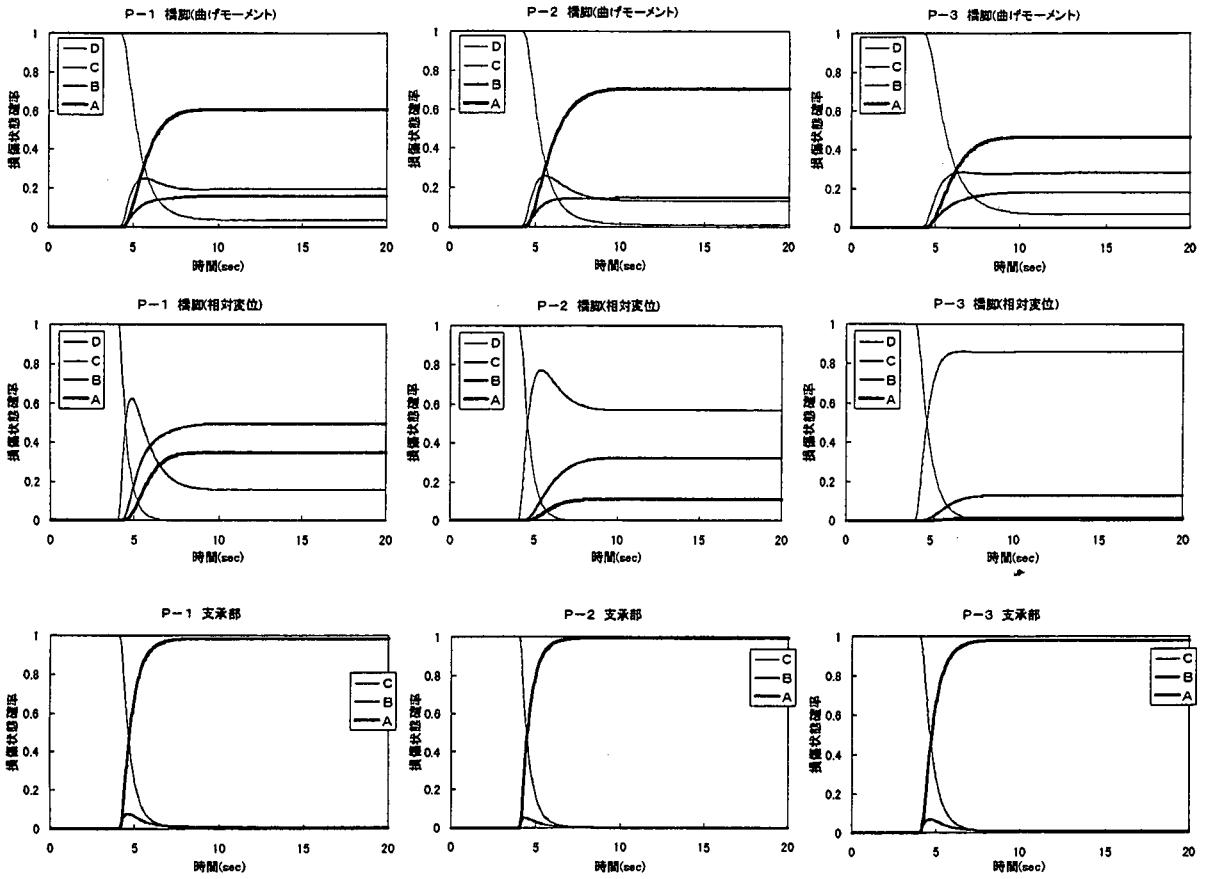


図-2.7.6 橋脚および支承の損傷状態確率の経時変化(橋軸方向、神戸海洋気象台)

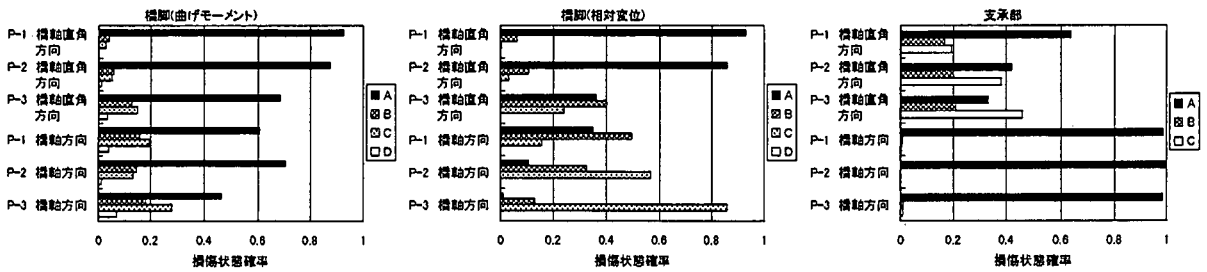


図-2.7.7 橋脚および支承の損傷状態確率の最終値(神戸海洋気象台)

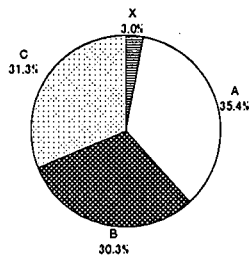


図-2.7.8 解析対象橋脚の範囲内における曲げ損傷の損傷程度<sup>6)</sup>

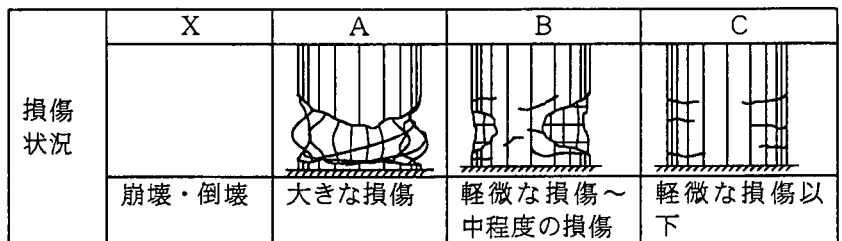


図-2.7.9 曲げ損傷の損傷程度の尺度<sup>6)</sup>

c) 支承の損傷状態確率

支承の損傷状態確率の経時変化を図-2.7.5~2.7.6に、また損傷状態確率の最終値を図-2.7.7に示した。ここで、損傷状態A、B、Cの境界レベルを支承の許容耐力、降伏耐力とした。支承は十分余裕を有した設計がなされていたが、動的解析では橋軸直角方向で許容耐力を越えるかそれに近い、また橋軸方向では降伏耐力を越える支承反力が作用する結果となっており、降伏状態かそれ以上の損傷となるA損傷状態確率も橋軸直角方向で約0.3~0.6に橋軸方向ではほぼ1.0になっている。橋軸方向の上部工慣性力は固定支承だけで負担する、即ち橋軸直角方向の半分の支承個数で負担するとしているため、橋軸方向の支承の損傷はかなり厳しい状況になっている。3号神戸線では図-2.7.10のように支承形式は解析対象橋脚で用いられていたBP-A(高力黄銅支承板支承)が全体の約2/3使用されており、その内39%が損傷を受け、23%が支承としての機能を喪失していた(図-2.7.11および表-2.7.3参照)<sup>7)</sup>。支承に塑性変形が生じる損傷以上の割合は約40%であり、橋軸直角方向の損傷状態確率とほぼ一致した傾向にあるようである。橋脚と支承の損傷状態確率を比較すると支承より橋脚柱部の損傷が先行する傾向にあり、支承の損傷によって橋脚下部工の損傷を低減するというヒューズの機能を発揮しにくい状況にあったと考えられる。また、現実には支承がヒューズになるかならないかには不確実性があり、現在我が国で一般に用いられている支承の構造形式では大規模地震時にヒューズの機能を前提として耐震性を考慮することは難しいようである<sup>4)</sup>。

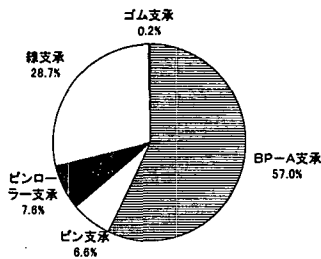


図-2.7.10 3号神戸線における支承の形式別割合<sup>7)</sup>

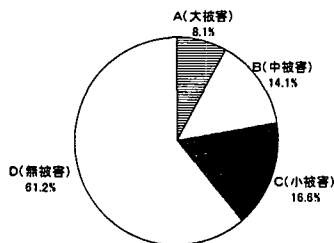


図-2.7.11 BP-A 支承の被害状況<sup>7)</sup>

表-2.7.3 支承の損傷程度分類<sup>7)</sup>

被害程度	損傷内容
A(大被害)	上査プレートからの逸脱(セットボルトの破断) 上査が下査から脱落 下査のずれ(アンカーボルトの破断) 査全体の脱落 査架台ごと倒壊
B(中被害)	上査ソールプレートからのずれ(セットボルトの破断) 上査と下査のずれ サイドブロック破断 ストッパーの破断(可動査)
C(小被害)	セット(アンカー)ボルトの緩み 査座溶接の割れ 査座モルタルのひび割れ 遊間量の異常(可動査) ストッパーの破断(固定査)
D(無被害)	塗装の剥利程度で機能等に問題がないもの

入力地震動をJR鷹取駅に変更したモデルの損傷状態確率を求めた。結果の一例を図-2.7.12に示す。二波形において、橋脚P-3の相対変位における損傷状態以外は、同様な値となっている。

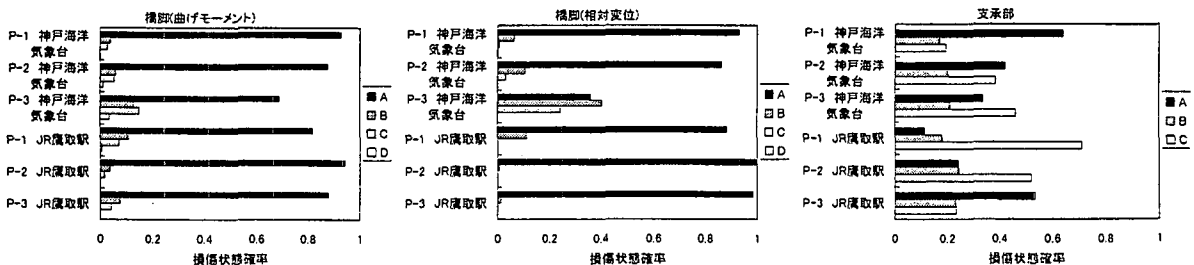


図-2.7.12 橋脚および支承の損傷状態確率の最終値(橋軸直角方向)

### 2.7.3 耐震対策の適用と評価

#### (1) 耐震対策の橋梁システムへの影響

既設橋梁の耐震対策として一般に曲げ・せん断耐力向上や変形性能向上を目的とした鉄筋コンクリート巻立て工法、鋼板巻立て工法、炭素繊維巻立て工法などの橋脚柱部の補強工法が主に現在実施されている。また、橋脚下部工への上部工慣性力を低減するために支承の改良、たとえば単純桁の連続化と免震支承、すべりゴム支承と免震支承の併用工法も挙げられる。ここでは、橋脚柱部の曲げ耐力制御式鋼板巻立て工法による曲げ補強、ヒューズ効果を有する支承、さらに、橋軸方向に作用する免震支承の適用などの耐震対策を適用して対策効果の評価した。

曲げ補強は復旧仕様<sup>1)</sup>に従い補強鋼板(SS400、 $t=9\text{mm}$ )+アンカー筋(SD295、D35ctc250mm)とした。補強後の橋脚の $M\sim\phi$ 関係を図-2.7.13に示す。ヒューズ効果は支承の損傷を想定し、モデルを図-2.7.14に示すように、支承の限界耐力以上の反力がかからないものとした。免震支承のバイリニア型モデルを図-2.7.15に示す。各図中の値を表-2.7.4に示す。

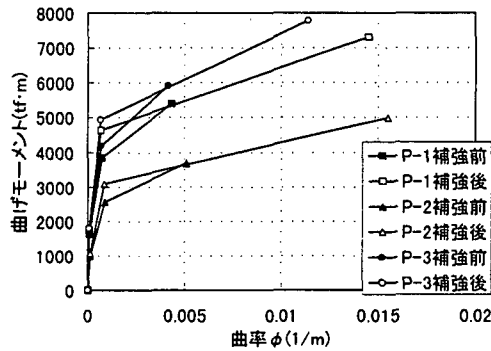


図-2.7.13  $M\sim\phi$ 関係

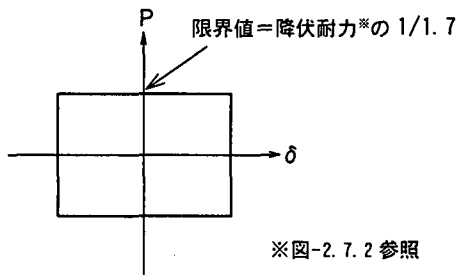


図-2.7.14 ヒューズ効果を有する支承モデル

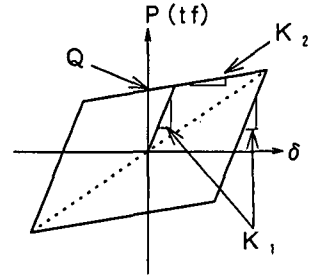


図-2.7.15 免震支承モデル

表-2.7.4 各支承モデルにおける設定値

	限界値(tf)	Q(tf)	$K_1$ (tf/m)	$K_2$ (tf/m)
P-1	346	80.0	12252	2556
P-2	297	67.7	10210	2130
P-3	262	80.0	12252	2556

#### (2) 耐震性の評価

図-2.7.16に橋軸直角方向、図-2.7.17に橋軸方向の橋脚および支承の損傷状態確率の最終値を示した。

##### a) 橋軸直角方向

###### ・橋脚補強の適用

橋脚の曲げモーメントに基づく損傷状態は補強することによって損傷状態Aになる確率は2/3程度に抑制され、相対変位に基づく損傷状態は損傷状態Aになることはなく大幅な耐震性向上が見られる。また、補強によって橋脚の耐震性を向上させた結果、支承は逆に耐震性能が低下する結果となっている。

・ 支承へのヒューズ効果導入の適用

ヒューズ効果として支承に既設支承の降伏耐力の 1/1.7 の作用力で破壊しその後フリーな挙動をするように想定した支承と考えた場合、無対策に比べ橋脚の損傷程度は若干抑制される程度となった。ヒューズ効果が発揮できる支承耐力を減少させれば、橋脚の損傷抑制効果はさらに期待できるものと考えられる。支承はヒューズ効果を発揮するためにあえて破壊するため支承の A 損傷状態確率はほぼ 1.0 となっている。曲げモーメントに基づく橋脚の損傷は若干の減少であるが相対変位に基づく橋脚の損傷はかなり減少している。

・ 両対策併用の適用

相対変位に基づく損傷状態は橋脚補強およびヒューズ効果を有する支承を単独で適用した効果よりも両者の相乗効果で橋脚の損傷が低減され、併用効果が見られるが、曲げモーメントに基づく損傷状態は逆効果となっている。

b) 橋軸方向

・ 橋脚補強の適用

補強による橋脚損傷抑制効果は橋軸直角方向より大きい傾向はほぼ同様である。

・ 免震支承の適用

橋脚の曲げモーメントに基づく損傷状態は損傷状態 A になる確率が無対策の約 1/3 以下、相対変位に基づく損傷状態は損傷状態 B 以下となり、損傷抑制効果が顕著である。

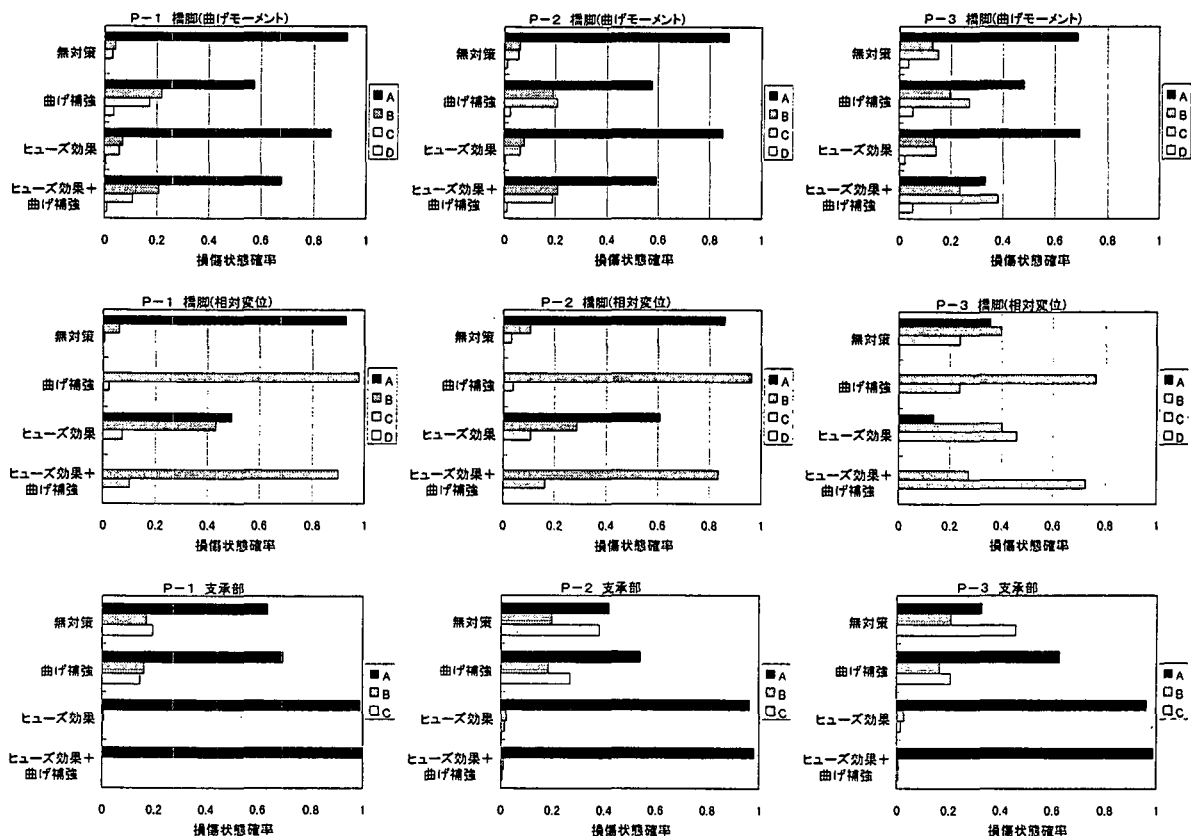


図-2.7.16 各種耐震対策を施した橋脚および支承の損傷状態確率の最終値(橋軸直角方向)



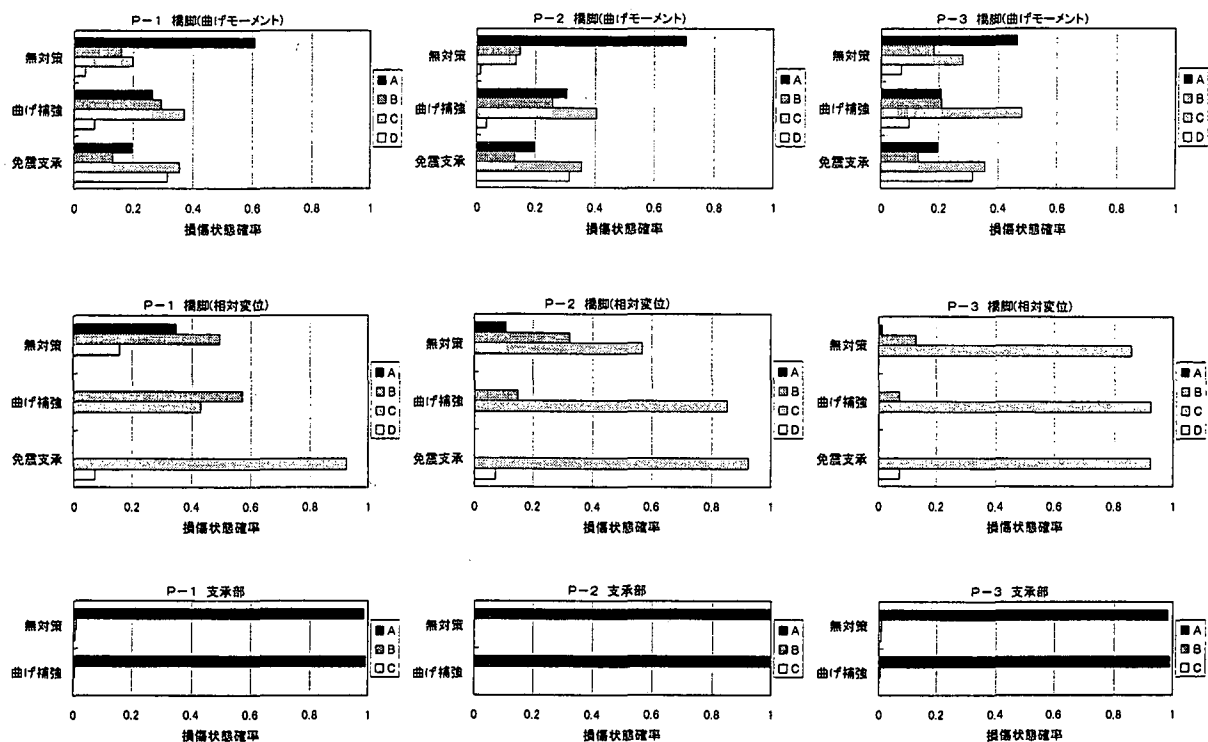


図-2.7.17 各種耐震対策を施した橋脚および支承の損傷状態確率の最終値(橋軸方向)

#### 2.7.4 まとめ

兵庫県南部地震で曲げ損傷した単純桁上部工を有する道路高架橋を対象に、同地震と同等の地震動が作用した場合に高架橋がどのような損傷状態になるかを、動的解析で得られる構成部位部材の応答値に不規則振動論を適用し多段階の損傷状態確率の経時変化として求めた。また、高架橋に各種の耐震対策を施した場合損傷状態はどの程度好転するかを損傷状態確率で評価した。以下に本節で得られた知見および課題を示した。

- ①兵庫県南部地震で特に被災の著しかった国道43号線沿いの曲げ損傷した高架橋の損傷状態を推定したところ実被害と概ね対応がとれたようである。
- ②既設高架橋に現在主に実施されている橋脚補強は橋脚の耐震性能を向上させるには有効であるが、支承の損傷を誘発する可能性が高くなる。
- ③支承のヒューズ的な効果を期待するには支承の損傷開始作用力を適切に設定する必要がある。橋脚補強と併用した場合に逆効果になることもある。
- ④耐震対策として免震支承は他の対策に比べて耐震性能向上効果は大きい。免震支承の損傷および上部工への影響について今後検討する必要がある。
- ⑤本節では限定された条件のもとで高架橋の損傷状態を検討しており次のような点について今後検討していく必要がある。
  - ・部位部材の損傷指標と実被害の程度との整合性を明確にする。
  - ・せん断および曲げせん断損傷モードへ拡張する。
  - ・非線形性を有する地盤を含む橋脚全体系へ適用する。

## 2.8 まとめ

兵庫県南部地震は我が国の大都市部を直撃した初めての地震であり、都市高速道路をはじめとするコンクリート構造物は甚大な被害を受けた。この原因の究明は土木技術者にとって必須であり、地震直後から精力的に行われている。我々はこの地震から、より安全な構造物を造るためには何をしなければならないかについて学ばなければいけない。そのためにはこのような大きな被害へ至ったメカニズムについて、何が説明でき、何が説明できないかを明らかにする必要がある。本 WG ではコンクリート構造物の損傷メカニズムの解明を通して、これら問題点を浮き彫りにするよう試みるものである。

本報告ではまず非線形動的解析そのものに関する検討を行い、解析結果に影響があると考えられる項目についてパラメトリックな解析を実施し、その評価を行った。震災後改定された道路橋示方書などでは、従来に比べて動的解析を積極的に推奨している。しかしながら非線形動的解析は今までの震度法レベルの検討に比べ、解析モデルや解析手法によって得られる結果が異なり、その解釈を慎重に行う必要があると考えたためである。ここでは特別なプログラムではなく、一般に動的照査時に用いられている汎用プログラムを用いて検討を行っている。本検討結果は今後動的解析により設計・照査を行う技術者にとって有益な情報となろう。

次に設計の観点から見た損傷要因分析を行った。これは設計レベルから被害の原因を説明しようというものであり、阪神高速 3 号神戸線の詳細損傷分析に基づき、損傷形態と各種要因との関係を明らかにした。ここでは曲げおよびせん断耐力に関し新たな指標を考え、要因分析を行っている。その結果、被害状況を従来の設計の範囲でもある程度説明ができることが分かった。

本地震により、コンクリート橋梁構造物は様々な形態の損傷を被った。その中でも、せん断破壊は極めて脆性的な破壊を呈することから、RC 橋脚のせん断損傷メカニズムを適切に把握することが必要である。せん断損傷メカニズムについては未だ研究途上にあるが、ここでは修正圧縮場理論を用いたせん断耐力評価を試みた。被災 RC 橋脚を対象としているが、大型 RC 試験体および実 RC 橋脚試験結果を含め、本理論を用いた解析結果との対比を行っている。その結果、本理論により定性的にせん断耐力や帯鉄筋応力度、ひび割れ傾斜角などが追跡できることを明らかとした。

従来の構造物の解析では、非線形性が顕著に表れる橋脚に着目していたが、レベル 2 地震動のような大きな入力と考えた場合に、橋脚のみならずその他の要素の応答も非線形領域に入ると考えられる。阪神大震災では、数多くの支承も損傷を受け、このことが橋梁の損傷を引き起こしたと考えられる例もいくつか見受けられた。そこで従来積極的にモデル化されていなかった鋼製支承に関して、損傷後の挙動も考慮に入れながらモデル化を行い、支承が橋梁の損傷モードに与える影響について検討した。固定・可動支承の損傷を考慮することで、解析対象被災橋梁の損傷形態を再現することができることを明らかとした。現在ある橋梁の多くは鋼製支承を用いていることから、耐震補強を考える上でこのような状況を想定することは重要であると考えられる。

今回の地震において話題となった衝撃的上下動に関しては、未だ明確な結論は導かれていない。しかしながら被災橋梁の中には輪切り状にひび割れが生じているものなど、従来の解析では説明が困難なものも見受けられる。そこでここではバネ質点系モデルから有限要素法モデルを用いて解析し、衝撃的上下動による RC 橋脚の引張りひび割れ損傷発生可能性について検討した。また RC 橋脚モデルの衝撃突き上げ試験を行い、輪切り状ひび割れが発生することを確認した。実験および解析より、主鉄筋段落し部のような弱面においてひび割れが生じる可能性が示された。

以上の解析は数値橋梁モデルに対する検討であるが、これらははじめに述べたように、解明したい目的に応じた解析モデルを作成しているに過ぎない。実際にはこのモデル化による影響が結果に含まれており、これらの影響を取り除くには確率・統計的に評価する必要がある。ここでは合理的な耐震設計を構築するための一助として、構造物の耐震安全性を損傷状態確率として確率的に評価する手法を用い、その適用性について検討している。

以上、本章ではコンクリート構造物が受けた様々な損傷に対してそのメカニズムの解明を試みた。これらが完全に明らかとなったとは言えないが、ここでやってきたような解析は今後の耐震設計・補強等の検討において考慮すべき点についての基礎的資料となるものと考えている。今後より一層調査研究を進め、より安全な構造物を造るために努力を続けていかなければならないと考えている。

## 参考文献

- 1) 田坂広・浦田隆司・森尾敏・三木英通・上阪欣司：鋼板巻立て工法によるRC2方向ラーメン橋脚の耐震設計補強設計例、*橋梁と基礎*、Vol.31、No.5、pp.30 - 37、平成9年5月。
- 2) (社)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わる仕様」の準用に関する参考資料(案)、平成7年6月。
- 3) (社)日本道路協会：*道路橋示方書・同解説 V耐震設計編*、平成8年12月。
- 4) (社)日本道路協会：*道路橋示方書・同解説 IV下部構造編*、平成8年12月。
- 5) 日本コンクリート工学協会：*コンクリート工学*、pp.178 - 187、1996年3月。
- 6) 石橋忠良：鉄道高架橋の被害と設計上の耐震性能、*コンクリート工学*、pp.56 - 58、1966年11月。
- 7) 岡村甫・佐伯光昭・金津努・鈴木基行・松本信之：コンクリート構造物の耐震設計基準の変遷、*阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集*、pp.563 - 567、1996年1月。
- 8) K. Kawashima and S. Unjoh：Impact of Hanshin/Awaji Earthquake on seismic design and seismic strengthening on highway bridges、*土木学会論文集*、No.556 / I-38、pp.1 - 29、1997年1月。
- 9) 日本道路協会：*道路橋震災対策便覧(震災復旧編)*、1988年2月。
- 10) 林秀侃：阪神高速3号神戸線の復旧設計の概要、*土木施工*、Vol.36、No.12、pp.71 - 76、1995年11月。
- 11) 日本道路協会：*道路橋示方書・同解説 V耐震設計編*、平成2年。
- 12) 土木学会：*コンクリート標準示方書 設計編*、1996年6月。
- 13) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：*兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書*、1995年12月。
- 14) 中村・檜貝：拡張した修正圧縮場理論によるRCはり断面のせん断耐力評価、*土木学会論文集*、No.490 / V-23、pp.157 - 166、1994年5月。
- 15) F. Vecchio and M.P. Collins：Predicting the response of reinforced concrete beams subject to shear using modified compression field theory、*ACI Structural Journal*、pp.258 - 268、1998。
- 16) 幸左・小林・村山・吉澤：大型RC橋脚模型試験体による塑性変形挙動に関する実験的研究、*土木学会論文集*、No.538 / V-31、1996年5月。
- 17) 西川大介・目黒公郎：兵庫県南部地震による阪神高速3号線高架橋崩壊被害のメカニズム解析、*第24回地震工学研究発表会講演論文集*、Vol.2、pp.1017-1020、1997。
- 18) 渡邊英一・杉浦邦征・永田和寿：異種間橋脚が混在する高架橋の地震時応答性状に関する研究、*第24回地震工学研究発表会講演論文集*、Vol.2、pp.1021-1024、1997。
- 19) 家村浩和：橋梁の被害と復旧・補強、*安全工学*、Vol.34、No.6、pp.425-435、1995。
- 20) Nakamura, Y.：Waveform and its Analysis of the 1995 Hyogo-ken-Nanbu Earthquake、*JR Earthquake Information*、Railway Technical Research Institute、No.23c、Feb. 1995。
- 21) 山田善一：*高架橋の耐震設計に関する研究(昭和51年度受託研究報告書)*、昭和52年。
- 22) 川島一彦：動的解析における摩擦力のモデル化に関する一考察、*土木学会論文報告集*、No.309、pp.151-154、1981。
- 23) 日本道路協会：*道路橋支承便覧*、平成3年。
- 24) 林川俊郎・椋平剛史・大獄敦郎・中島章典：支承部の違いによる高架橋の大地震時非線形応答に関する研究、*第24回地震工学研究発表会講演論文集*、Vol.2、pp.1081-1084、1997。
- 25) 阪神高速道路公団：*設計基準 第4部 構造物設計基準(付属構造編)*、平成元年。
- 26) 家村浩和・高橋良和・三宅啓太：可動支承の損傷を考慮した3径間連続橋の地震応答解析、*土木学会第52回年次学術講演会講演概要集*、Vol.I、pp.、1997。
- 27) 川島一彦・矢部正明・武村浩志：桁端の衝突が橋梁の応答に及ぼす影響、*第1回都市直下地震災害総合シンポジウム論文集*、pp.195-198、1996。
- 28) 神戸大学工学部建設工学科土木系教室：*兵庫県南部地震緊急被害調査報告書(第2報)*、1995年3月。
- 29) 園田恵一郎・小林治俊：兵庫県南部地震における土木構造物の地震衝撃破壊について、*土木学会構造*

工学委員会衝撃問題研究小委員会資料, 1994年4月.

- 30) 別府万寿博: 衝撃的上下動による鉄筋コンクリート橋脚の輪切り状ひび割れの再現に関する研究、防衛大学校理工学研究科修士論文、平成9年3月.
- 31) 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(案)、1995年3月.
- 32) 例えば、園田恵一郎, 小林治俊: 兵庫県南部地震における土木構造物の衝撃的破壊の事例, 第3回落石等による衝撃問題に関するシンポジウム, pp. 115~120, 1996年5月.
- 33) 赤尾嘉彦: 重力加速度を超える上下地震動の問題について, 土木学会論文集, No. 432/I-16, pp. 203-211, 1991年7月.
- 34) 園田恵一郎, 小林治俊: 阪神大震災における土木構造物の衝撃的破壊について, 日本機械学会講演論文集, No. 964-1, pp. 178-179, 1996年3月.
- 35) 谷村眞治, 三村耕司他: 橋脚の衝撃的破壊挙動に関する一考察, 日本機械学会講演論文集, No. 964-1, pp. 176-177, 1996年3月.
- 36) 竹宮宏和, 堀内深: 衝撃的地震動によるRC構造物の引張破壊現象の可能性, 第3回落石等による衝撃問題に関するシンポジウム, pp. 133-138, 1996年5月.
- 37) 江守一郎: 模型実験の理論と応用, 第2版, 技報堂出版, 1998年9月.
- 38) 小野紘一, 河西寛: 衝撃的突き上げ地震動のコンクリート橋脚への影響, 日本機械学会講演論文集, No. 964-1, pp. 184-185, 1996年3月.
- 39) 宮本文穂, 小野紘一他: RC橋脚の損傷に及ぼす衝撃的上下動の影響に関する一考察, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 18, No. 2, pp. 269-274, 1996年6月.
- 40) 北村泰寿, 金好昭彦: 確率過程レベル超過問題の道路交通振動への応用, 土木学会論文集, No. 287, pp. 23-31, 1979年7月.
- 41) 小西一郎, 高岡宣善: 構造動力学, 丸善, 1973年6月.
- 42) 中埜良昭: RC構造物の損傷評価に関する最近の研究, コンクリート工学, Vol. 29, No. 5, pp. 67-71, 1991年5月.
- 43) (社)日本コンクリート工学協会近畿支部: 土木コンクリート構造物の震災対策に関する研究委員会中間報告, 1995年12月.
- 44) 神田昌幸: 道路橋における支承および落橋防止構造の被災の総括、橋梁と基礎, Vol. 30, No. 8, pp. 156-162, 1996年8月.