

3 次元動的解析法を用いた耐震性能照査方法に関する考察

高梨和光¹・青戸拡起²

¹正会員 清水建設 株式会社（〒105-8007 東京都港区芝浦一丁目2-3 シーバンス S 館）

²株式会社 フォーラムエイト 宮崎支社（〒889-1603 宮崎市学園木花台西2-1-1）

1. はじめに

耐震解析手法の発展と計算機環境の向上から、橋梁の耐震設計の実務で（材料）非線形を考慮した時刻歴応答解析法が動的解析として利用されるようになってきている。このとき、比較的大規模なモデル化や立体構造物のモデル化も日常業務となってきたが、立体構造物モデルの非線形解析にはそれに適した要素モデルが必要とされる。そこで、骨組み構造の3次元解析に適しているファイバー要素に着目する¹⁾²⁾。

本論文は、ファイバー要素による非線形解析手法が、M-φ要素による2次元非線形解析手法と同等の結果が得られる手法であることを確認するとともに、3次元動的解析を用いた骨組み構造の耐震性能照査への利用方法について考察したものである。

2. ファイバー要素を用いた解析手法の検証

(1) 解析対象

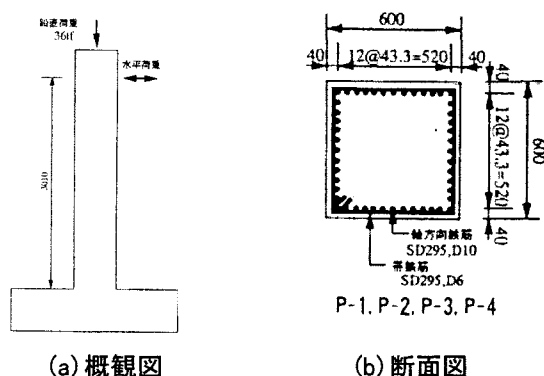


図-1 供試体諸元³⁾

一定軸力下（応力レベルで1N/mm²）でのRC単柱の正負交番載荷実験³⁾において、同一変位を3回ずつ繰返して載荷したP-2供試体に着目する。図-1に

供試体の諸元を示す。断面は600mm×600mmの正方形で、基部から載荷点までの高さは3.01m、せん断支間比は5.0である。主鉄筋にはSD295、D10を52本配筋しており、帯鉄筋はSD295、D6を7.5cm間隔で全高に渡って配筋されている。コンクリート強度は29.4~33.0N/mm²である。なお、主鉄筋強度の実測値が不明なため、解析では規格降伏点の1.2倍を降伏強度として用いている。

(2) 解析モデル

後述する履歴モデルを適用して、ファイバー要素（3次元）による解析とM-φ要素（Takedaモデル）による解析を行う。ファイバー要素は部材両端で剛性を制御し、M-φ要素は要素中央で剛性を制御するモデルとした。なお、柱基部には実験で観測される柱主鉄筋のフーチングからの伸び出しを考慮するため、実験から得られた降伏時の伸び出し量を参考に線形の回転ばねを与えている⁴⁾⁵⁾。なお、解析コードにはUC-win/Frames(3D)を用いる¹⁾¹²⁾。

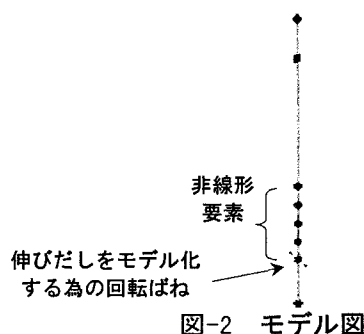


図-2 モデル図

柱基部の非線形要素の長さについて、道示V⁷⁾で仮定されている曲率分布の仮定を参照し、解析モデルの曲率分布と一致するように設定した。すると本論文で用いている要素の長さは、ファイバー要素は2×Lp、M-φ要素はLpとなる。また、非線形要素とする領域は柱基部から4×Lpの領域としている。Lpは

道示 V で定義される塑性ヒンジ長 (=塑性曲率が一定となる領域) である。

(2) 非線形要素の要素モデル

a) ファイバー要素

図-3 に、ファイバー要素に用いた材料非線形モデルを示す。

鉄筋はひずみ硬化を表現し、M-P モデルによってバウシinger 効果を考慮している (図-3(c))。その骨格は、ひずみ硬化領域をより正確にモデル化するためにトリリニア型とし、さらに圧縮側では座屈をモデル化している⁶⁾。

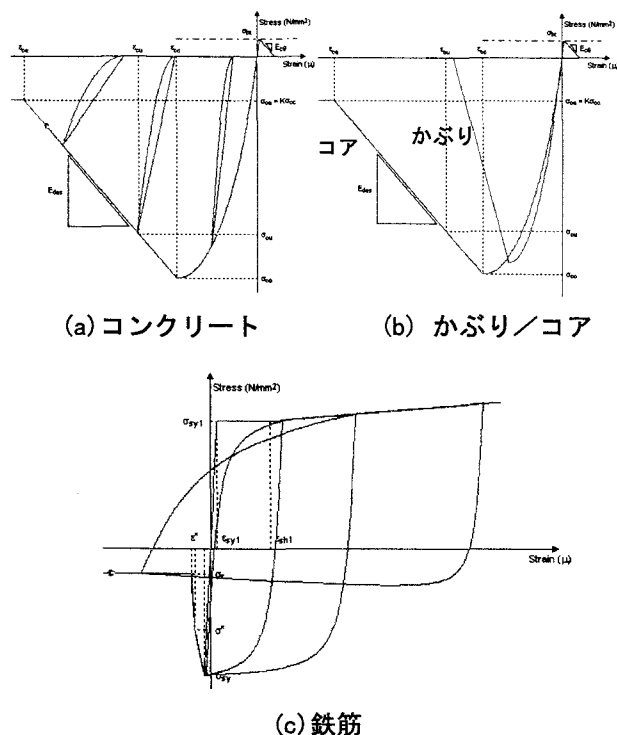


図-3 ファイバー要素に適用する材料履歴モデル

コンクリートは、その骨格を道示 V⁷⁾10.4 に準じて設定している。ただし、引張領域はひびわれ発生後の軟化を初期ヤング係数の 1/10 程度の直線で与えている。圧縮領域の履歴特性は、徐荷特性は 2 次曲線、再載荷特性は最大圧縮点を指向する直線としている。また、圧縮履歴がその最大応力点に達した後は引張応力が発生しない、経路依存型の構成則となっている。引張領域の徐荷・再載荷特性は、初期剛性をもつ直線で与えている (図-3(a))。なお、引張から圧縮に向かう際の再接触、および付着応力の効果は考慮していない。また、かぶりコンクリートは横拘束効果が及ばないもの (=横拘束筋量を 0) とし、その骨格特性はコアコンクリートと区別している⁵⁾ (図-3(b))。この時の下降勾配 E_{des} は、後に示す実験結果との整合性から 10000N/mm^2 としている。

減衰マトリクスは要素別剛性比例を用いている。ただし、コンクリートはその詳細な非線形材料履歴により履歴減衰による減衰が十分に考慮されることから、コンクリート部分の粘性減衰は発生しないものとした。一方、鋼材は線形域でも減衰自由振動が認められることから、鉄筋には 5% の粘性減衰定数を与え鉄筋分の剛性のみに比例させることとした。よって、ファイバー要素に生じる減衰力は、非常に小さい。

以後、この要素を用いた解析モデルを、ファイバー要素モデルと呼ぶことにする。

b) M-φ 要素

図-4 に、M-φ 要素に用いた履歴モデル (Takeda モデル⁸⁾) を示す。ひびわれ、初降伏、終局を結ぶトリリニア型の骨格を持つ。骨格特性は道示 V⁷⁾ に準じて設定する。徐荷時剛性低下指数は 0.4 とした。

減衰マトリクスはファイバー要素モデルと同様、要素別剛性比例を用いた。なお、この非線形要素に与える粘性減衰定数は 2%⁷⁾ とした。

以後、この要素を用いた解析モデルを M-φ 要素モデルと呼ぶ。

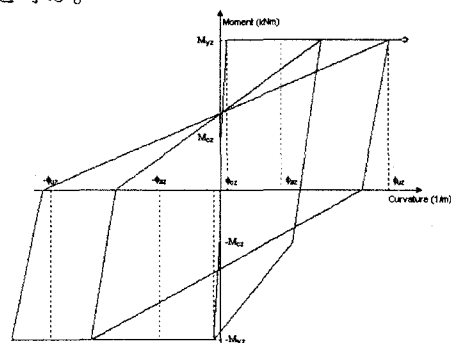


図-4 M-φ 要素に適用する履歴モデル (Takeda モデル)

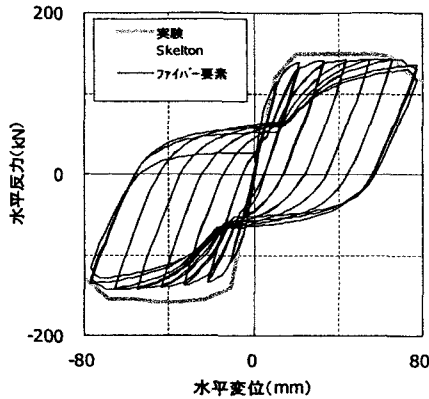
3) 静的繰返し実験による要素モデルの検証

参照した実験と同様に、同一変位を 3 回ずつ繰返す載荷を行った。

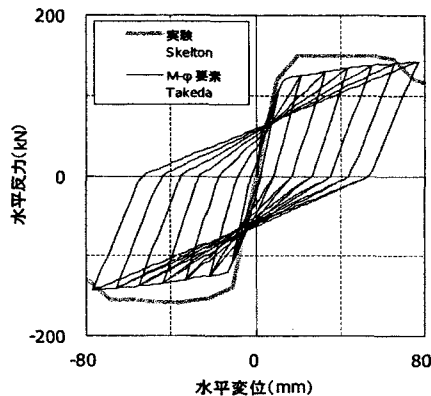
図-5 にその荷重変位履歴を示す。ファイバー要素を用いた解析は、主鉄筋の座屈を考慮しており、荷重低下領域が非常に良く再現されており、荷重包絡線を非常によく計算できていることがわかる。図-6 は、その内の $3\delta_y$ と $6\delta_y$ の載荷ループを取り出したものである。ファイバー要素による解析は、その荷重変位履歴が曲線で表現されるのが大きな特徴である。しかし、両要素モデルとも、単柱の履歴挙動を非常によく捉えることのできるモデルであることが、改めて確認できた。

図-7(a) に、実験で観測されたひびわれ図を示す。同図 (b) には、ファイバー要素モデルで得られた、柱

基部のコンクリートの応力ひずみと、荷重変位の対応を示す。

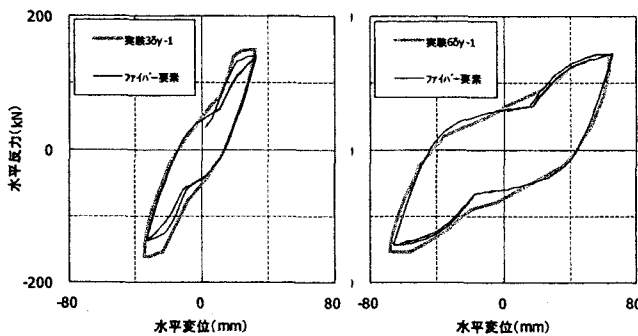


(a) ファイバー要素モデルの結果

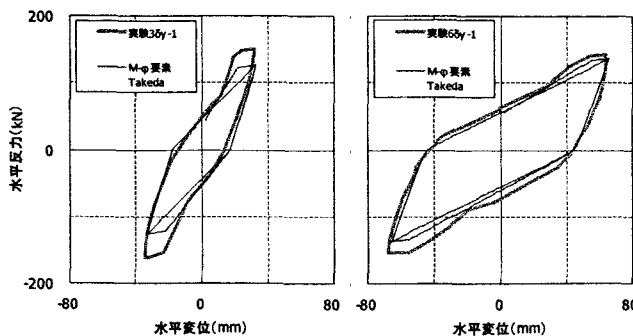


(b) M-φ要素モデルの結果

図-5 荷重変位履歴[~7δy]

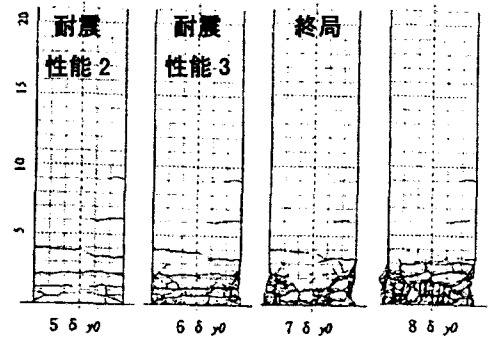


(a) ファイバー要素を用いた結果

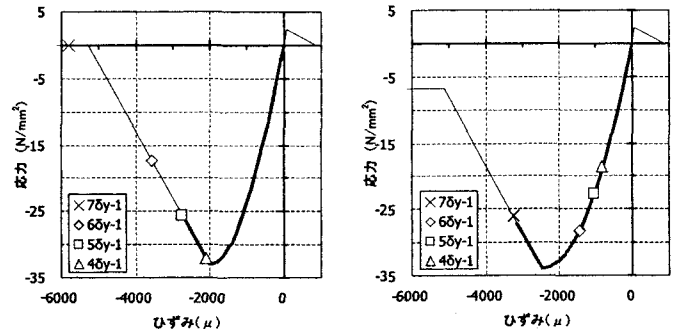


(b) M-φ要素を用いた結果

図-6 荷重変位履歴[左: 3δy時、右: 6δy時]



(a) ひびわれ図³⁾⁷⁾



i) 被りコンクリート

ii) コアコンクリート

(b) コンクリートのひずみと荷重変位

図-7 圧縮ひずみとひびわれ

7δy時は、主鉄筋の座屈や被りコンクリートが剥落する損傷が実験において確認されている。またこの変位は、地震時保有水平耐力法の終局状態に相当するとされている³⁾⁷⁾。道示Vで期待される柱部材の許容変位は、この状態よりも軽微な損傷となるよう設定されており、この供試体では5δy程度が耐震性能2、6δy程度が耐震性能3の許容変位に相当する。それぞれの許容変位に達した時のコンクリートの履歴(図-7(b))を整理すると、5δy付近では被りコンクリートが最大圧縮応力(σ'_{cc} 点)を超え終局点($0.8\sigma'_{cc}$ の点)に達する状態であり、6δy付近ではコアコンクリートがその最大圧縮応力(σ'_{cc} 点)のやや手前の状態であることが確認できる。すなわち、かぶりコンクリートの応力-ひずみ履歴がその終局点を超えると、剥離・剥落等の損傷が外見に顕著に発生すると考えることができる。

このように、ファイバー要素の解析結果を用いると、コンクリートの損傷状態が把握できるのも大きな利点である。

3. 実橋への適用(1方向入力)

実橋レベルの構造物を対象に、1方向入力下(=2次元解析)での動的非線形解析を行い、2つの要素モデルの結果を比較する。

(1) 免震橋への適用事例

a) 解析対象

鉄筋コンクリート単柱橋脚を有する 5 径間連続の免震橋⁹⁾である。図-8 に概観図を示す。支間は 40m、幅員は 12m、基礎形式は直接基礎、橋脚は柱の基部から橋脚天端までの高さが 10m である。

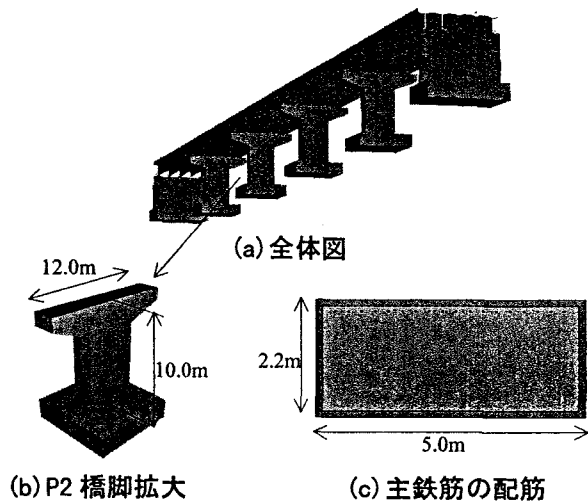


図-8 解析対象

b) 解析モデル

要素長さの考え方は 2. (2) と同様にした。ただし、主鉄筋伸びだしについてはモデル化していない。図-9 に橋脚のモデル図を示す。フーチング底面には地盤ばねを設け基礎の変形の影響を考慮した。粘性減衰定数については、非線形要素は 2. (2) に示した通りで、弾性梁要素は 5%、地盤ばねは 10%とした。

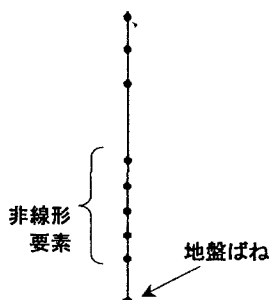


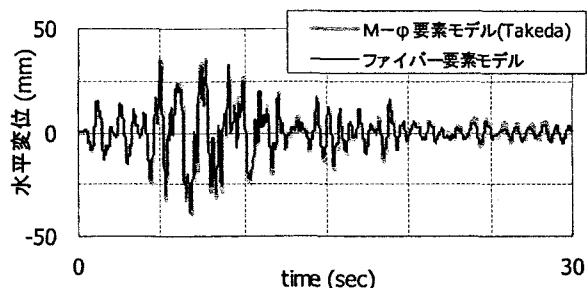
図-9 解析モデルと非線形要素

c) 非線形動的解析結果

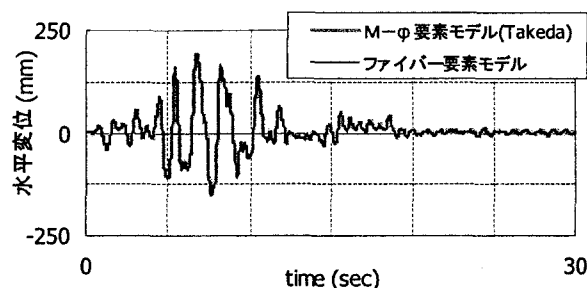
ここでは、道示⁷⁾に記載されている II-I-1 波形を橋軸方向に入力した。

図-10 に、P2 橋脚天端の時刻歴応答変位波形、免震支承の時刻歴応答変位波形、および柱基部での M-φ 履歴を示す。時刻歴応答波形は、両要素モデルとも非常に良く一致している。また、M-φ 履歴を見ると、その履歴形状に差はあるものの、最大応答量はよく一致している。なお、この橋脚は降伏に至っておらず、ファイバー要素は履歴吸収の小さな履歴

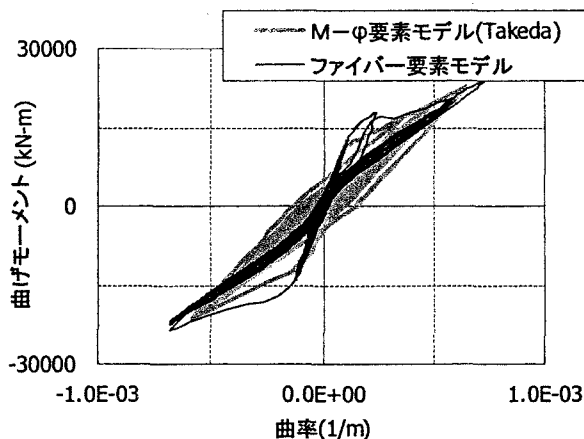
を描いていた。一方、Takeda モデルは、このような降伏に至らないレベルでも、安定した履歴吸収性状を示していた。ファイバー要素あるいは M-φ 要素(Takeda)のいずれの要素モデルを用いても、このような構造の 2 次元解析においては同等の最大応答を評価できることが確認できる。



(a) P2 橋脚天端の応答変位



(b) P2 橋脚上の免震支承の応答変位



(c) P2 橋脚基部の M-φ 履歴

図-10 時刻歴応答波形および履歴

(2) ラーメン橋への適用事例

a) 解析対象

鉄筋コンクリート橋脚を有する 3 径間の PC ラーメン橋¹⁰⁾を対象とした。図-11 に概観図を示す。支間は 47.4m+72.0m+47.4m、幅員は 10.4m、基礎形式は直接基礎、橋脚は柱の基部から上面までの高さが 32.5m である。この橋は橋脚の塑性変形によってエネルギー吸収を図るよう、設計されている。この橋は、構造上、橋脚に軸力変動が生じるが、その影響

は小さいとされている¹⁰⁾。

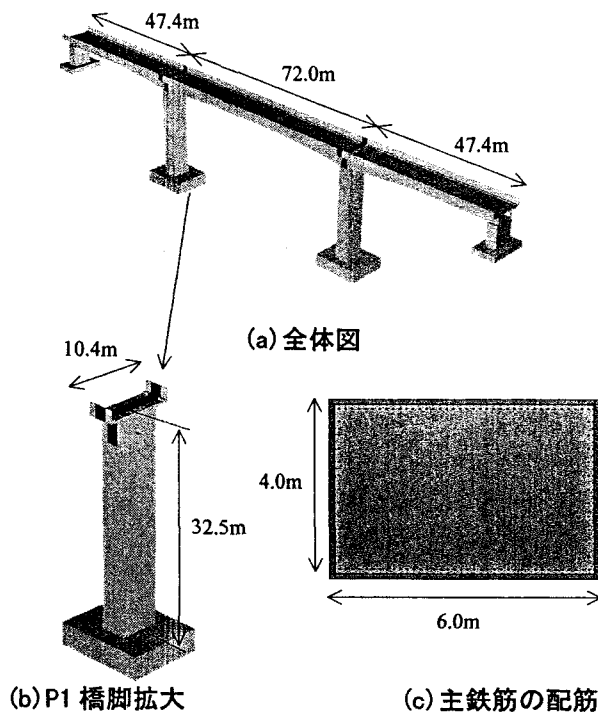


図-11 解析対象

b) 解析モデルと入力地震動

要素長さの考え方は 2. (2) と同様にした(図-12)。ただし、主鉄筋伸びだしについてはモデル化していない。フーチング底面には地盤ばねを設け基礎の変形の影響を考慮した。粘性減衰定数については、非線形要素は 2. (2) に示した通りで、弾性梁要素は 5%、地盤ばねは 10%とした。上部構造は初期剛性を有する弾性梁要素とした。

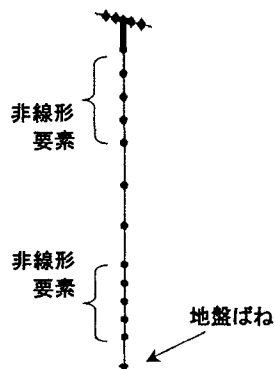


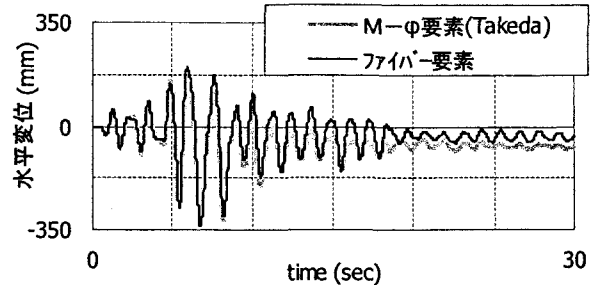
図-12 解析モデルと非線形要素

c) 非線形動的解析解析結果

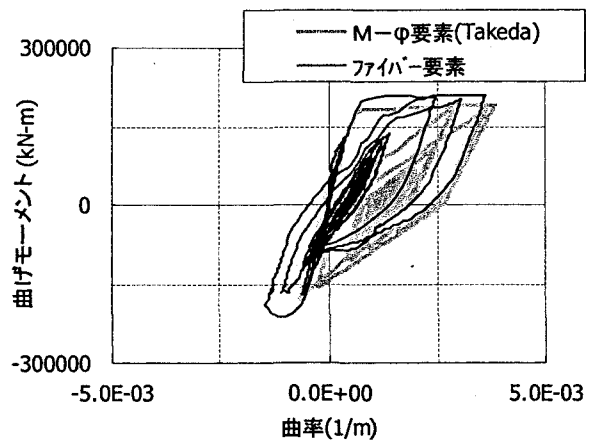
ここでは、道示⁷⁾に記載されている II-I-1 波形を、橋軸方向に入力した。

図-13 に、P2 橋脚天端の時刻歴応答変位波形および柱基部での M-φ 履歴を示す。いずれの要素モデルを用いても、その最大応答変位はよく一致するも

の、M-φ 要素の結果は残留変位が大きめに生じている。また、M-φ 履歴を見るとその要素の特性から、ファイバー要素の方が最大モーメントはやや大きくなる。逆に、最大応答曲率はファイバー要素の方が若干小さ目となる傾向がある。しかし、ファイバー要素ならびに M-φ 要素のいずれの要素モデルを用いても、結果に大きな開きはないといえる。



(a) P1 橋脚天端の応答変位



(b) P1 橋脚基部の M-φ 履歴 (橋軸直角回り)

図-13 時刻歴応答波形および履歴

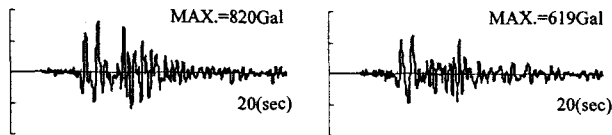
4. 実橋への適用 (2 方向入力)

3 章で示したラーメン橋を対象に、ここでは 2 方向入力 that 動的な非線形応答に与えるの影響を検討する。

(1) 入力地震動

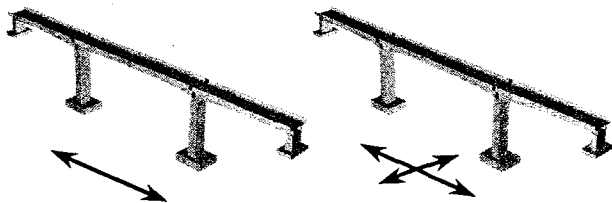
図-14 に示す、兵庫県南部地震で観測された加速度波形を入力地震動として用いる。水平 2 方向同時入力による解析では、波形の位相特性により応答性状が大きく変わる。より正確に 3 次元解析を行うには、観測波形が最も適していると考えられるためである¹¹⁾。

また、図-15 に示すように、橋軸方向に NS 成分を入力する 1 方向入力による解析と、橋軸方向に NS 成分・橋軸直角方向に EW 成分を入力する 2 方向同時入力による 3 次元解析を行う。



(a) NS 成分 (b) EW 成分

図-14 兵庫県南部地震で観測された加速度波形

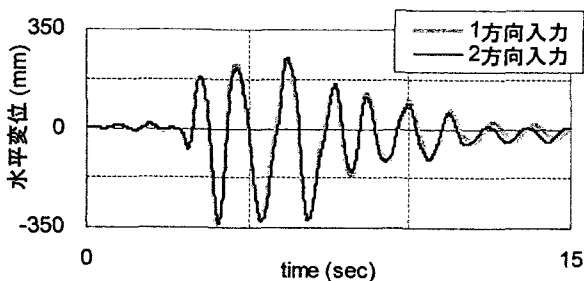


(a) 1 方向入力 (b) 2 方向同時入力

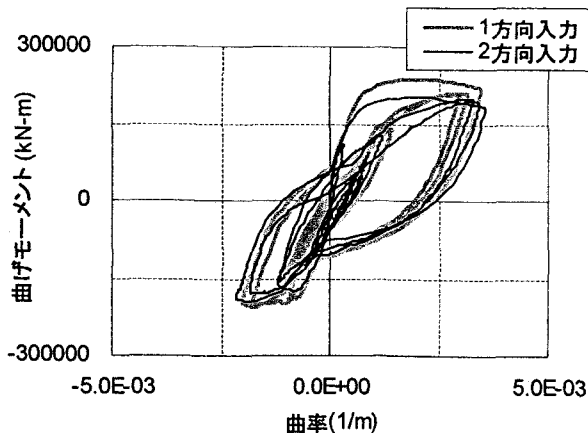
図-15 地震動の入力方向

(2) 動的解析結果の比較

1 方向入力による解析と、橋軸方向に NS 成分・橋軸直角方向に EW 成分を入力する 2 方向同時入力による 3 次元解析の結果を比較する。いずれも、要素モデルはファイバー要素を用いている。



(a) P1 橋脚天端の応答変位 (橋軸方向)



(b) P1 橋脚基部の M-φ 履歴 (橋軸直角回り)

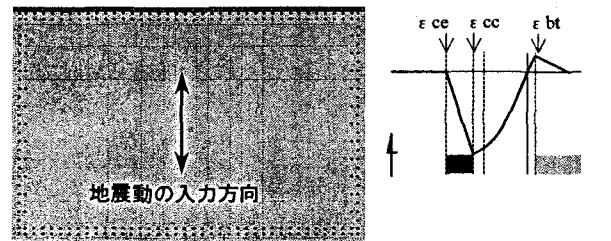
図-16 時刻歴応答波形および履歴

図-16 に、橋軸方向の応答変位波形と橋脚基部の

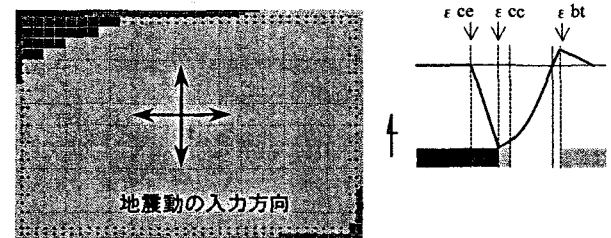
橋軸直角回りの M-φ 履歴を示す。2 方向同時入力の結果と 1 方向入力の結果は、このモデルでは大きな差は生じていない。特に最大応答変位、最大応答曲率についてはほとんど一致している。しかし、斜め方向荷重を受ける柱が 1 方向荷重を受ける場合に比べて最大荷重が低下するように⁵⁾、このモデルでも曲げモーメント-曲率履歴に同様の現象が確認できる。

図-17 に、断面の各所に生じた最大ひずみの分布を示す。ここでは、最大ひずみの大きさに応じ、次のような 5 段階に色分けして示している。

$$\begin{aligned} \varepsilon_{bt} &\leq \varepsilon \\ 0.8 \varepsilon_{cc} &< \varepsilon \leq \varepsilon_{bt} \\ \varepsilon_{cc} &< \varepsilon \leq 0.8 \varepsilon_{cc} \\ \varepsilon_{cc} &< \varepsilon \leq \varepsilon_{cc} \\ \varepsilon &\leq \varepsilon_{cc} \end{aligned} \quad (1)$$



(a) 1 方向入力 (橋軸方向)



(b) 2 方向同時入力

図-17 P1 橋脚基部断面の損傷状況

1 方向入力の結果は、被りコンクリートのみに最大圧縮応力点を超えるが応力は 0 に達していない程度のひずみが生じ、概観上は被りコンクリートに何らかの損傷が見える状態と予想される。しかし、2 方向同時入力の結果、終局点を大きく越えて圧縮応力が 0 になるような領域が発生し、被りコンクリートが剥落する程度の大きな損傷が発生することが予想される。しかし、断面全体の剛性は大きく劣化するほどの損傷ではなかったために、応答変位等にはほとんど影響しなかったと見られる。しかし、2 方向同時入力を受けると、1 方向入力に比べて大きなひずみを受ける領域が広くなり、また断面内部まで損傷が進行する可能性を示している。

図-18 に断面角部載外縁の鉄筋の履歴図を示す。1

方向入力時は鉄筋の座屈がcaろうじて生じない程度であったが、2 方向同時入力時は鉄筋の座屈が大きく生じている。時刻歴応答変位や最大応答曲率を見る限り大きな違いが無くとも、2 方向同時入力時は局所的大きな損傷が生じる。現状、多くの動的照査は 1 方向入力による照査であるため、2 方向同時入力である実際の地震応答では設計時に想定したよりも大きな損傷が生じる危険性があると考えられる。

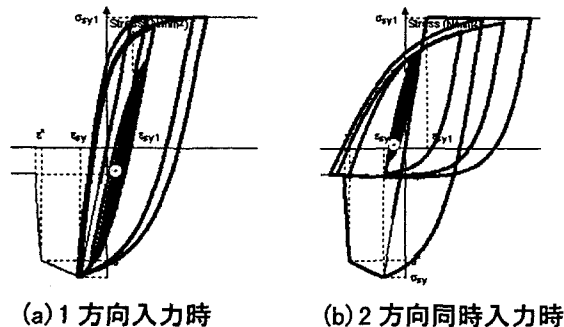


図-18 鉄筋の履歴図

5. 新潟県中越地震の加速度記録での動的解析

ここでは、震度7を記録した内陸直下型地震である新潟県中越地震で観測された加速度波形を用いて、3、4 章で対象としたラーメン橋の動的解析を行う。そして 4 章で得られた兵庫県南部地震の観測波形による解析結果と比較し、新潟県中越地震の地震力について検証する。ここでは、2 方向同時入力による 3 次元解析となるため、要素モデルはファイバー要素を用いる。

(1) 入力地震動

新潟県中越地震において、K-NET 観測網で非常に大きなゆれが観測された。ここでは、加速度の大きかった十日町(NIG021)の記録と、0.7 秒付近の加速度応答スペクトルが大きかった小千谷(NIG019)の記録を用いて、動的非線形解析を行った。図-19 に観測された加速度波形図(基線補正済み)を示す。

(2) 動的非線形解析の結果

ここでは、橋軸方向に NS 成分を、橋軸直角方向に EW 成分を入力した結果について示す。

図-20 に、橋軸方向の応答変位波形と橋脚基部の橋軸直角回りのM-φ履歴を示す。兵庫県南部地震の観測波形(神戸)による応答に比べ、新潟県中越地震の小千谷観測波形による応答が大きくなっていることがわかる。特に、主鉄筋の座屈の影響と 2 軸曲げの影響により、M-φ履歴はその最大モーメントが低下し、応答曲率も増大している。

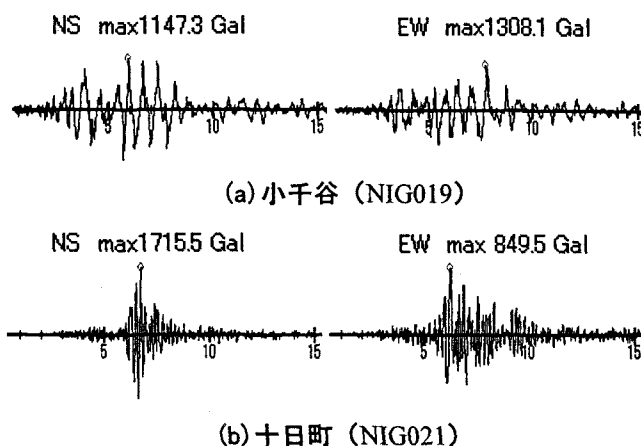
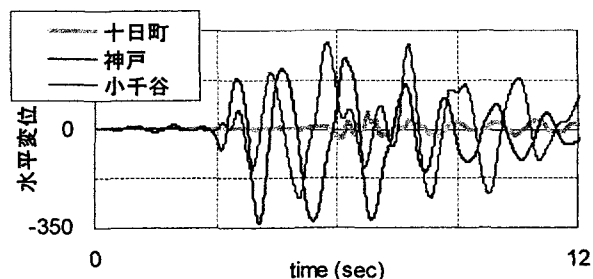
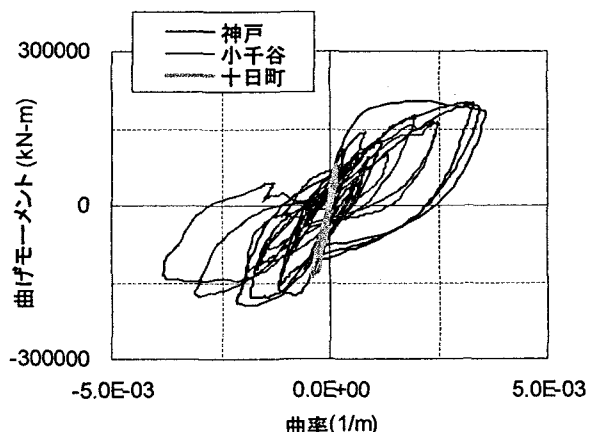


図-19 新潟県中越地震で観測された加速度波形



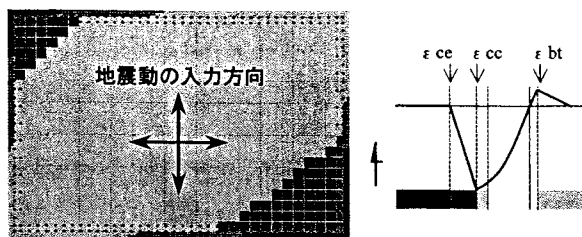
(a) P1 橋脚天端の応答変位(橋軸方向)



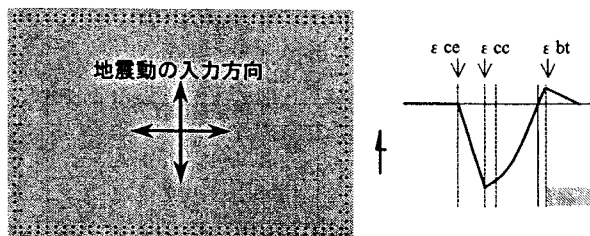
(b) P1 橋脚基部のM-φ履歴(橋軸直角回り)

図-20 時刻歴応答波形および履歴

図-21 は、図-17 と同様に断面の各所に生じた最大ひずみの分布を示したものである。これを見ても、兵庫県南部地震観測波形による結果(図-17(b))に比べて、新潟県中越地震の小千谷観測波形による結果の方がより大きな領域で損傷を受けていることが確認できる。しかし、十日町観測波形による結果は、その入力地震動の加速度が非常に大きいにも関わらず、構造物に損傷を与えるほどの地震動ではなかったこともわかる。入力地震動の加速度の大きさが、構造物の応答や損傷に直接結びつかないことが改めて確認できる。



(a) 小千谷 (NIG019) 観測波形の解析結果



(b) 十日町 (NIG021) 観測波形の解析結果

図-21 P2 橋脚基部断面の損傷状況

構造物の形式や種類により若干傾向は異なると思われるが、新潟県中越地震では兵庫県南部地震、すなわち現行の設計用地震動を上回る強さの地震力が作用したことが、本論の結果から確認される。今後、詳細はさらなる検討を要するが、同規模の活断層を有する地域においては耐震補強等の検討が必要であると考えられる。

6. おわりに

今後、動的照査方法のさらなる高精度化を目指すために、以下の理由からファイバー要素を用いた 3 次元動的解析にもとづく照査法が有効なことが明らかとなった。

- 1) 従来から用いられてきた Takeda モデル等の適用範囲内の条件、たとえば 2 次元解析や軸力変動の小さい条件であれば、ファイバー要素も同等の解析結果を得ることができる。
- 2) 応答ひずみに基づき、より詳細にコンクリートの損傷状態を把握することができ、補修・補強検討の際に有効な情報が得られる。
- 3) ファイバー要素を用いれば、3 次元動的解析にも適用できる。すなわち、実際の地震動に非常に近い水平 2 方向同時入力に基づいた耐震性能照査が可能になる。
- 4) 現状は、1 方向地震入力による動的解析結果に基づいて耐震性能の照査が行われることが多いが、2 方向同時地震入力による 3 次元動的解析はそれよりも大きな応答や損傷が得られる。すなわち、より安全な構造物の設計には、2 方向同時地震入

力による 3 次元動的解析に基づいた照査法の有効性が確認できた。

また、現在用いられている設計用地震動の基となった兵庫県南部地震を上回る地震力をもつ地震が発生したことで、耐震設計における課題の再検討が必要であると考えられる。

謝辞：防災科学技術研究所 K-NET 記録を使わせて頂きました。関係諸氏に感謝いたします。

参考文献

- 1) 土木学会：2002 年制定コンクリート標準示方書耐震性能照査編，丸善，2002.12
- 2) 名古屋高速道路公社：名古屋高速道路非線形動的解析実施要領平成 13 年 5 月，名古屋高速道路公社工務部，2001.5
- 3) 星隈順一，運上茂樹，川島一彦，長屋和宏：載荷繰返し特性と塑性曲率分布に着目した曲げ破壊型鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能とその評価方法，構造工学論文集，Vol.4A，1998.3，土木学会
- 4) 川島一彦，永井政伸：塑性ヒンジ領域にゴム層を有する鉄筋コンクリート橋脚の開発，土木学会論文集，No.703/I-59，pp.113-128，2002.4
- 5) 早川涼二，川島一彦，渡邊学歩：水平 2 方向地震力を受ける単柱式 RC 橋脚の耐震性，土木学会論文集，No.759/I-67，pp.79-98，2004.4
- 6) Maekawa, K., Pimanmas, A. and H. Okamura, H. : NONLINEAR MECHANICS OF REINFORCED CONCRETE, Spon Press, 2003
- 7) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 平成 14 年 3 月，2002.3.
- 8) Takeda, T., Sozen, M. A. and Nielsen, N. N. : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of Structural Division, ASCE, Vol.1.96, No.ST12, pp.2557-2573, 1970.12
- 9) (社) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料 平成 9 年 3 月，1997.3.
- 10) (社) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料 平成 10 年 1 月，1998.3
- 11) 土木学会：阪神淡路大震災の被害分析に基づくコンクリート構造物の耐震性能照査方法の検証－解析手法の適用と比較－，コンクリート技術シリーズ 49，土木学会，2002.12
- 12) (株)フォーラムエイト，UC-win/Frames(3D) 各要素モデルと剛性方程式，2003.9
- 13) 土木学会，2003 年に発生した地震によるコンクリート構造物の被害分析，コンクリートライブラリー 114，土木学会，2004.11