

簡易非線形動的応答解析による 鋼製橋脚の数値シミュレーション

早稲田大学 松尾礼子^{*1}
依田照彦^{*2}
東急建設(株) 石川雅美^{*3}

鋼製橋脚の耐震性を考える上で、鋼板の局部座屈強度が橋脚の終局強度に大きく影響することはよく知られている。しかし、地震時のように弾塑性状態の繰り返し変位が生じる時、鋼板の局部座屈が鋼製橋脚の挙動にどのような影響を及ぼすかについては必ずしも明らかにされていない。

本研究では、地震を受けた鋼製橋脚を対象に、適切な構成則モデルを用いた簡易非線形動的応答解析手法を構築し、これを用いて実際の鋼製橋脚の数値シミュレーションを行った。それらをもとに、1質点1自由度モデルの有効性と適用範囲について考察を加えた結果、簡易解析手法によっても、適用限界以内であれば、局部座屈による剛性の低下、繰り返し載荷による強度の劣化を考慮した適切な構成則モデルの作成により、地震荷重を受けた鋼製橋脚の挙動をシミュレートできることがわかった。

1. はじめに

地震時の鋼製円筒橋脚の動的弾塑性挙動を解析的に調べることは、汎用コードが広く利用できる現在でも必ずしも容易でない^{1), 2), 3)}。本論文では、1995年1月の兵庫県南部地震をもとに、有限要素解析および簡易モデル解析を通し、鋼製橋脚の地震時挙動について以下の点を解明することを目的とする。

(1) 簡易モデルの構築

一般に動的解析は、動力学的に完全に解明されていない様々な問題や、計算量の増大などの面で、静解析に比べ困難であるとされている。しかし、適切な簡易モデルを用いることで、鋼製橋脚の動的挙動を容易にかつ必要な精度を持って知ることができれば、今後の耐震設計に動的解析を用いることは充分可能である。

(2) 局部座屈による耐力低下機構の解明

鋼製橋脚の損壊が鋼板の局部座屈による急激な耐力低下に起因していたことは明らかであり、この機構を解明することは、今後の地震被害を考える上で必要不可欠である。

(3) 座屈発生位置と破壊機構の検証

個々の橋脚について、入力地震動の状況や局部座屈発生、その後の破壊機構にいたるまで、解析的にそれら過程を明らかにする必要がある。

2. 解析モデル

解析にあたっては、兵庫県南部地震における破壊機構の解明を目的とする見地から、橋脚モデルおよび入力地震動とも、実際のものを使用するのが適切であると考えられる。

ここでは、阪神高速道路公団、気象庁および鉄道総合技術研究所^{注1)}によって公開された、以下のようなデータをもとに、解析を行う¹⁾。

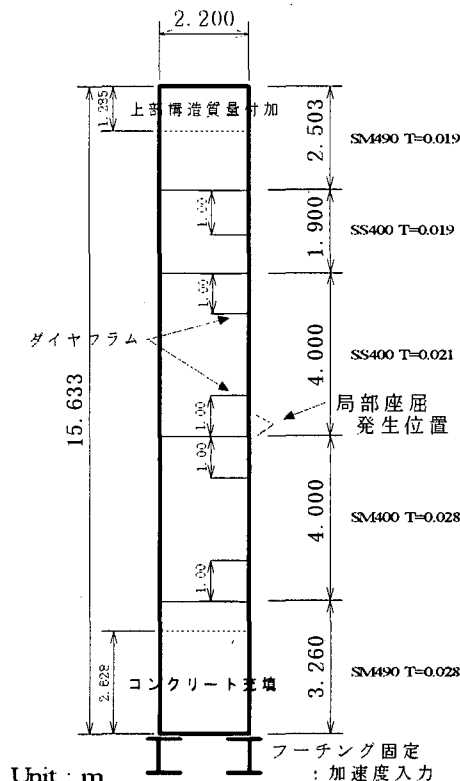


図-1 鋼製円筒橋脚の有限要素解析モデル

キーワード：鋼製橋脚、非線形動的応答解析
座屈耐力

*1 早稲田大学大学院、学生員 03-5286-3399
*2 早稲田大学土木工学科教授、正員 03-5286-3399
*3 東急建設(株)土木設計部、正員 03-5466-5185

(1) 対象とする鋼製橋脚

兵庫県南部地震では、阪神高速神戸3号線JR兵庫駅南西、松原交差点から西のP-580~P-585の鋼製円筒橋脚に大きな被害がみられた。この付近では、JR和田岬線と国道2号線が交差しており、その上を上下線が国道を挟んで分離した阪神高速が跨ぐような、かなり背の高い橋脚が採用されている。

中でも、今回解析の対象としている、P-584海側の橋脚では、柱の中間部付近で局部座屈による脆性破壊が生じ、橋脚全体が北側に大きく傾いている。破壊の発生は、2カ所の板厚変化点のうち、下側の橋脚中央(板厚 $T=21\text{mm}\rightarrow T=28\text{mm}$)で起こっており、その部分から折れ曲がっている。

弾塑性有限要素解析では、図-1のような形状と材料をもった円筒橋脚基部に、観測された加速度を入力した。また、材料物性値は、電力中央研究所構造部において実施された、P-584の材料試験の結果^{注2)}をもとに定めた。(表-1、図-2)

表-1 材料物性値 (有限要素解析)

材 料	SS400	SM400	SM490
ヤング率	206 GPa 21000 kgf/mm ²	206 GPa 21000 kgf/mm ²	206 GPa 21000 kgf/mm ²
降伏応力	235 MPa 24 kgf/mm ²	235 MPa 24 kgf/mm ²	326 MPa 33 kgf/mm ²
密度	7850 kg/m ³	7850 kg/m ³	7850 kg/m ³
ポアソン比	0.3	0.3	0.3
板 厚	19mm/21mm	28mm	19mm/28mm

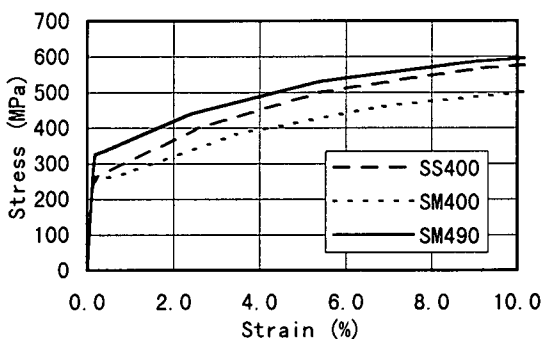


図-2 材料構成則

(2) 入力地震動

入力地震動は、神戸海洋気象台(有限要素解析、簡易解析)、JR鷹取(簡易解析)および東神戸大橋(簡易解析)のものを使用する。なお、ここでは橋軸方向がほぼ東西方向と一致しているため、橋脚単体を取りだしたときの解析では比較的自由に動くと考えられる、南北方向の地震波のみを入力することとした。また、有限要素解析では上下方向にも地震波を入力させた。

図-3、図-4、図-5にそれぞれに神戸海洋気象台、JR鷹取および東神戸大橋の地震動の、地震動のa)南北方向の弾性応答加速度スペクトル、b)時刻歴加速度(南北)を示す。

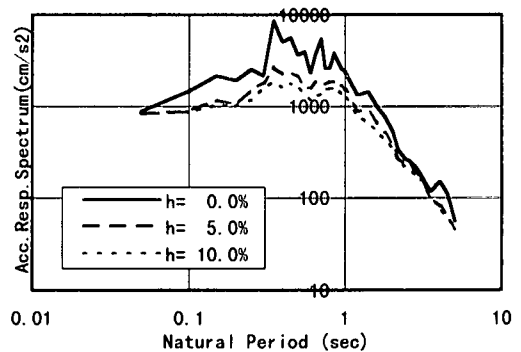


図-3 a) 加速度スペクトル (海洋気象台)

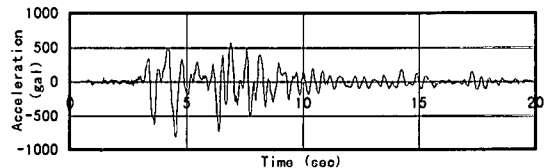


図-3 b) 南北地震動 (海洋気象台)

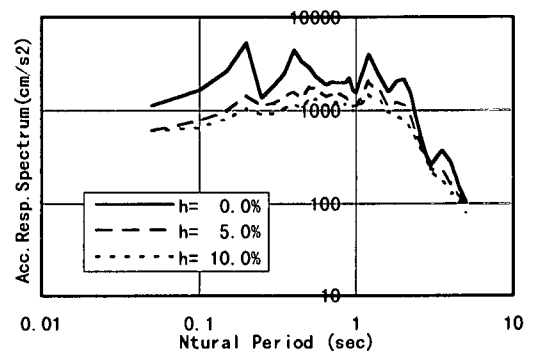


図-4 a) 加速度スペクトル (JR鷹取)

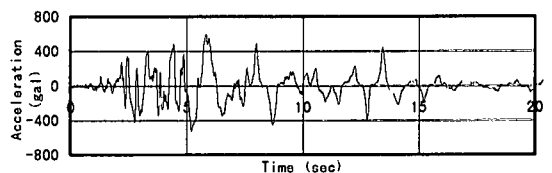


図-4 b) 南北地震動 (JR鷹取)

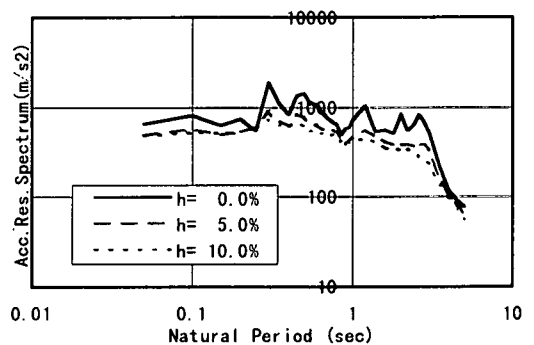


図-5 a) 加速度スペクトル (東神戸大橋)

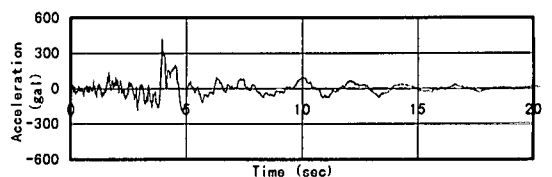


図-5 b) 南北地震動 (東神戸大橋)

3. 弾塑性有限要素解析

(1) 有限要素法

計算には、汎用有限要素法プログラムである、PAM_CRASH™を用いた⁴⁾。

この汎用コードは、動的陽解法の有限要素法に基づいており、時間積分には中央差分が用いられている。計算のタイムステップは、弾性応力波の伝播速度と要素サイズを考慮し、自動的に決定される。

なお、塑性挙動は等方硬化則で近似し、減衰は考慮しないものとする。

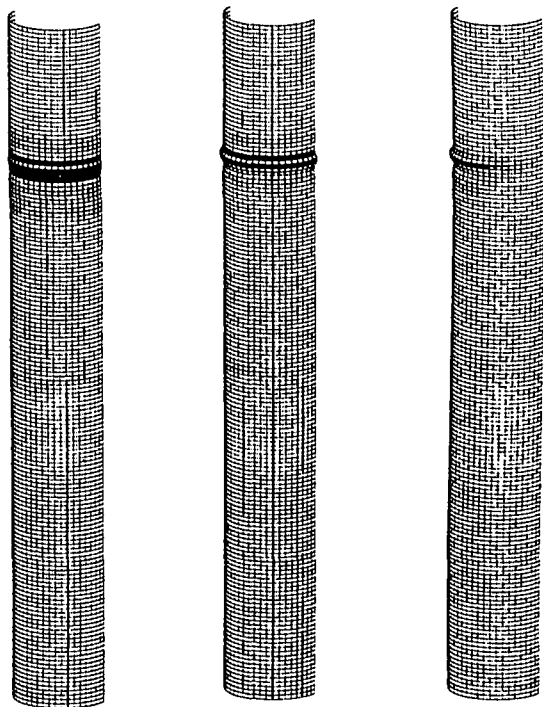
要素分割については、まず局部座屈を再現しうる大きさで全体を均一に分割することで、メッシュ形状に依存する変形モードの発生を避けて解析し、次に局部座屈の発生の可能性がある数カ所について細かい分割を採用し、解析の信頼性を向上させている。

(2) 衝撃問題に対する検討

橋脚の局部座屈の発生に関し、衝撃的な荷重によって生じた可能性を検証するため、ここでは、いくつかの考え得る衝撃荷重に対する応答を検討する。

(a) 上からの衝撃（桁浮き上がり後の落下）

まず考えられるのが、支承の破壊により、桁が浮き上がり、その後、橋脚上端に落下することによる衝撃圧縮荷重である。ここでは、上部構造質量(482ton)が橋脚天端と桁下の間隔、約40cmの位置から落下したことを想定して解析を行う。このときの衝突速度は2.8m/sである⁵⁾。



a) 桁落下衝撃 b) 鉛直衝撃 c) 斜め衝撃

(b) 下からの衝撃（衝撃的地震動）

今回の震災では、観測機器に測定されないほどの短周期の衝撃的地震動の存在が問題となっていることから、0.02秒程度の継続時間での地盤からの入力を想定し、通常考えられる地震動速度の10倍程度(7.0m/sec)の下からの突き上げを入力する。

さらに、並進方向との連成を考慮し、斜め上方への突き上げについても解析する。

解析によって得られた入力速度（桁落下については初速度）、橋脚上端の最大加速度、局部座屈の発生位置、および時刻、その箇所のひずみ速度を表-2にまとめる。

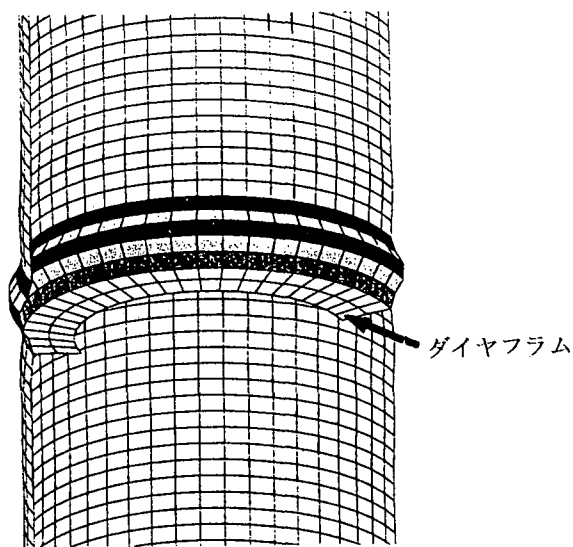
表-2 衝撃荷重による解析結果（FEM）

	桁落下衝撃	衝撃的地震動	
		鉛直真下	斜め45度下
入力速度	2.8 m/s	7.0 m/s	9.9 m/s 鉛直 7.0 m/s
最大加速度	74 m/s ²	75 m/s ²	74 m/s ²
座屈発生位置	上端リブ上	上端リブ上	上端リブ上
発生時刻	30 msec	15 msec	12 msec
ひずみ速度	3.8 /s	23.0 /s	24.4 /s

表-2および図-6より、3ケースについて、それぞれひずみ速度は3.8/s～24.4/sと、かなりの高速であり、十分に衝撃問題の範疇にあるといえる。

また、それぞれ上部端点の最大加速度は74m/s²程度であり、上部構造質量482tonを考慮すると、約3600tfの荷重がかかっていることになる。

局部座屈の発生位置は、どのケースにおいても、板厚の最も薄い部分のダイヤフラムの直上である。これは、衝撃荷重による座屈では、ダイヤフラムの存在による剛性の変化が影響し、最小板厚の部分の中でもかなり上部に局部座屈が現れることを示している。



d) 局部座屈の発生（鉛直衝撃）

図-6 衝撃による局部座屈発生位置

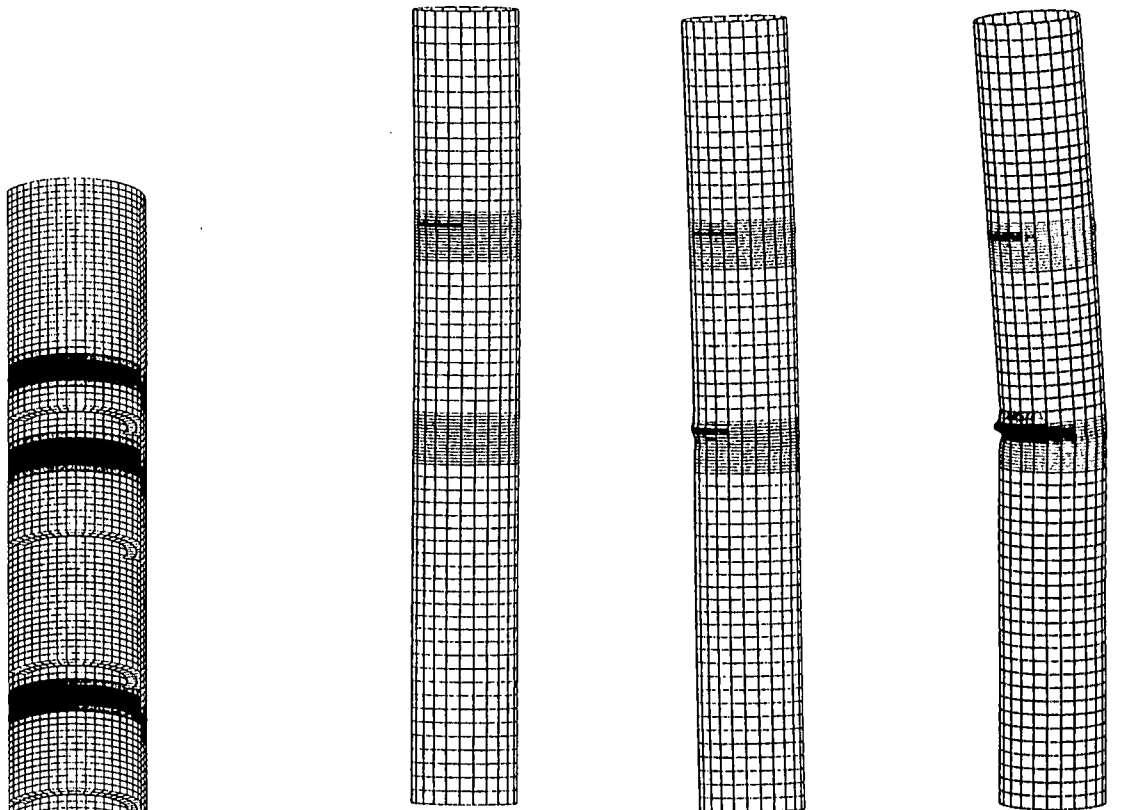
(3) 地震動による解析

次に、実際の地震動を入力し、その挙動を検証する。ここでは、2. (2) で述べた地震波のうち、最大加速度の最も大きかった神戸海洋気象台のケースについて、南北および上下方向の入力を用いて解析する。その際、入力加速度は橋脚の下端点のフーチング部に与え、鋼製橋脚の上端は自由とする^{6)~17)}。

有限要素解析を実施するにあたり、要素分割の妥当性を見る意味から、まず、一様分割で時刻歴応答解析を実施した。その結果を図-7に示す。この図より、ひずみが大きくなり、局部座屈が発生する可能性のある部分は3カ所と特定できるので、以後の要素分割の細分化にあたってはこのうち、とくにひず

みの大きかった、2カ所について細かいメッシュを採用することとした。細かいメッシュ分割を部分的に採用したときの解析結果を図-8に示す。

図-8より、局部座屈の発生は約4秒程度で下側の板厚変化点で発生しており、図-8 a)の6秒の時の時刻歴変位図では、材料としての破壊ひずみを超えている。また、図-8 b)の時刻歴応答変位での1自由度モデルと有限要素解析の乖離からも約4秒の時刻で構造系に大きな変化が現れたことが分かる。従って、これ以降の計算は両モデルとも正しくないと考えられる。このことより、鋼製橋脚の地震時の弾塑性解析においては、ひずみの局所化に注意を払う必要があることが分かる。



T=2.0(sec) T=4.0(sec) T=6.0(sec)

a) 時刻歴変位図 (塑性ひずみコンター)

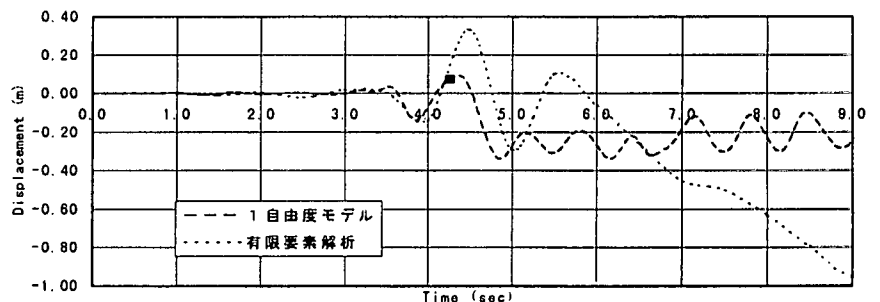


図-8 地震動を用いての有限要素解析結果：b) 時刻歴応答変位

図-7 一様要素分割での解析

4. 簡易モデルによる解析

耐震設計に動的解析を反映させるには、解析を行う上での、解析モデルの一般性や使用方法の容易さが重要となる。そこで、本章では、理解が容易で一意的に解の定まる、簡易動的解析手法を提案する。

(1) 解析モデル

鋼製橋脚を1次元ばね-質点系モデルに置き換え、以下のような特徴を持つ構成則を構築し、解析を行った。

なお、時間積分は通常のニューマークβ法とし、減衰については考慮していない。

(a) 剛性の低下

局部座屈の発生により、荷重変位関係はピーク荷重をこえると下り勾配を持つようになる。これを、負の剛性として計算に考慮する。

(b) 強度の劣化

塑性領域で最大反力に到達すると、それ以降はその反力を上回らないものとする。これにより、繰り返しによる強度の劣化を表現する。

以下にその繰り返し計算法を図-9にしたがって順を追って示す。

- ①剛性による荷重が、降伏荷重 R_y に到達するまでは、構造は弾性挙動を示す。(CurveA)
- ②荷重が R_y をこえると、スケルトンカーブにしたがって、剛性を低下させる。(CurveB)
- ③除荷に際しては、もとの弾性挙動に平行な線にしたがう。(CurveC)
- ④負の剛性領域を進み、反力が0になった場合(PointD)は、橋脚が完全に倒壊したものと考え、計算を終了する。
- ⑤第2、第4象限には、荷重のピークと橋脚倒壊点を結ぶ境界線を設け(CurveE)、境界線に到達した

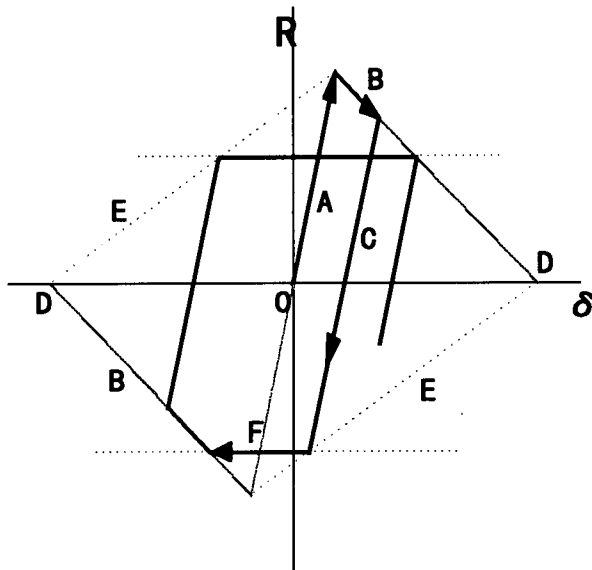


図-9 繰り返しアルゴリズム

場合はその地点で折れ曲がり、横軸に平行に進むものとする。(CurveF)

⑥なお、この際、横に引かれた直線を最大反力線とし、それ以降は下り勾配線(CurveB)および境界線(CurveE)に到達する前に最大反力に達した場合はそこで折れ曲るものとする。この反力線は新たに境界線に到達する度に更新される。

(2) 解析パラメータ

解析に用いた物性値を表-3に示す。なお、初期剛性 K は固有値解析¹⁾をもとに、負の剛性 K' および最大反力 R_p は土木学会構造工学委員会構造工学震災調査特別小委員会WG2における資料をもとに決定した。

表-3 構造諸元(簡易解析)

阪神高速 P-584	
初期剛性: K	3980 tf/m
負の剛性: K'	100 tf/m
付加質量: M	497 ton
最大反力: R_p	322 tf
タイムステップ: ΔT	0.01 sec

*入力値はタイムステップに従い線形補間するものとする。

(3) 解析結果

解析結果を海洋气象台(図-11)、JR鷹取(図-12)、東神戸大橋(図-13)の各地震波について、a)時刻歴変位図およびb)荷重変位曲線を示す。

また、最大加速度、残留変位および最大変位を表-4にまとめる。

表-4 簡易モデルによる解析結果

	海洋气象台	JR鷹取	東神戸大橋
最大応答加速度	11.0 m/s ²	10.0 m/s ²	6.5 m/s ²
残留変位	17.0 cm	8.0 cm	1.0 cm
最大変位	33.8 cm	26.4 cm	8.6 cm

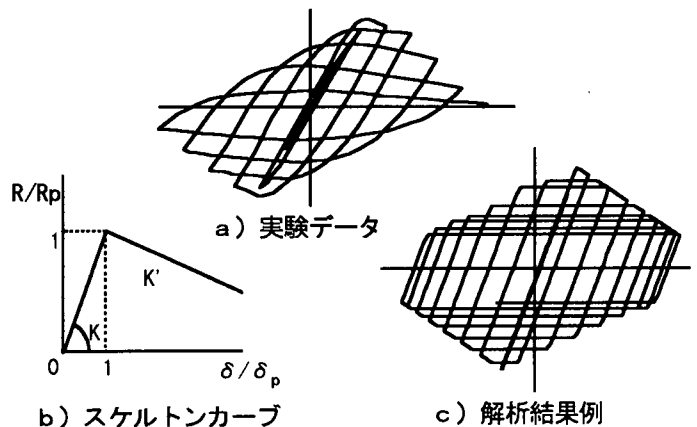


図-10 スケルトンカーブの作成と解析例

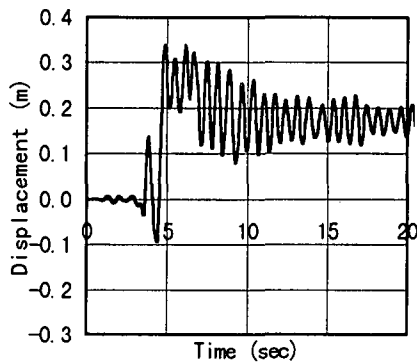


図-11 a) 時刻歴変位曲線 (海洋気象台)

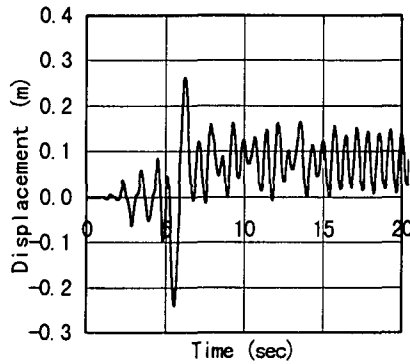


図-12 a) 時刻歴変位曲線 (JR 鷹取)

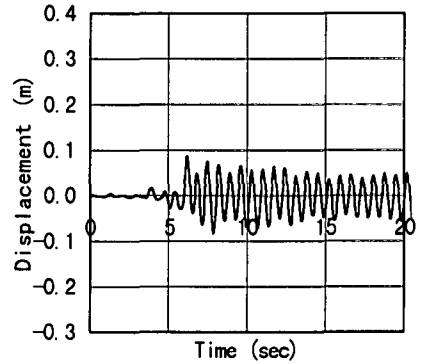


図-13 a) 時刻歴変位曲線 (東神戸)

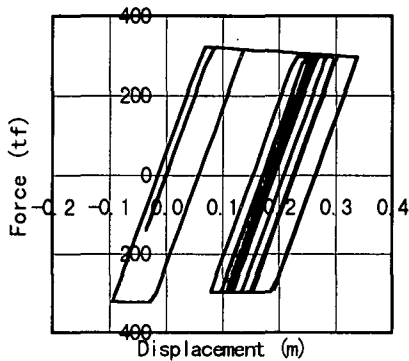


図-11 b) 荷重変位曲線 (海洋気象台)

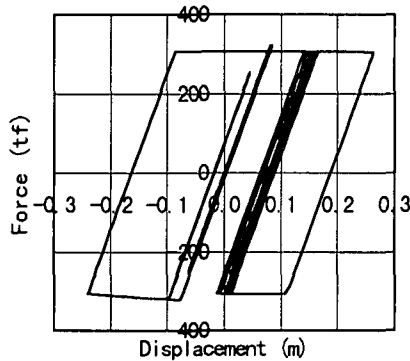


図-12 b) 荷重変位曲線 (JR 鷹取)

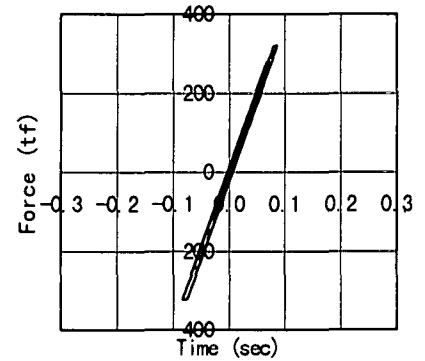


図-13 b) 荷重変位曲線 (東神戸)

(3) 考察および有限要素解析との比較

図-11~13および表-4より、時刻歴変位や荷重変位関係は、簡易モデルを用いても十分に表現できることがわかる。残留変位の再現性や、最大応答加速度の値なども適正な範囲にあると考えられ、簡易モデルの有用性が示されている。

また、有限要素解析の結果と比較しても、荷重変位曲線の形状、残留変位、時刻歴変位など、かなりよくあっているといえる。しかしながら、図-8から分かるように簡易モデルが有効な範囲は局部的なひずみが大きくない(図-8中の印の位置までで10%以内)時刻までと思われる。必ずしも定量的な検討が充分なされたとは言い難いが、局部的なひずみが3%程度以内であれば、1自由度の簡易モデルが利用できることが分かったので、次章ではひずみの小さな範囲での動的解析の利用方法について検討する。

5. 許容じん性率および補強基準

鋼製橋脚の設計および補強に際しては、簡易モデルを用いた動的解析を行うことが充分可能であると考えられるが、その際、どのようなスケルトンカーブを採用し、何を終局限界とするかが問題となる。

ここでは、様々な基準を想定して解析を行うことにより、手法の汎用性、簡易性について検討する。

なお、対象鋼製橋脚は、表-5に示すように、阪神高速P-584橋脚(ケース①)の他に、既設の鋼製橋脚を参考にしたモデル(ケース②)を用いている。

表-5 構造諸元 (簡易解析: ①、②)

	ケース①	ケース②
初期剛性: K	3980 tf/m	6655 tf/m
硬化剛性: K'	398 tf/m	666 tf/m
付加質量: M	497 ton	1500 ton
降伏反力: R_y	230 tf	96 tf
降伏ひずみ: δ_y	5.8 cm	1.4 cm
最大反力: R_p	322 tf	134 tf
タイムステップ: ΔT	0.01 sec	0.01 sec

(1) 許容じん性率基準

設計の基準として、負の剛性を持つ領域を使わず、降伏後の塑性硬化からピーク反力までを耐力として考えると、降伏後の剛性、および最大変位 δ_{max} と降伏変位 δ_y の比、じん性率 μ をどこまで許容するかがポイントとなる。

ここでは、降伏後の剛性をもとの10分の1とし、変位比率は5.0 ($\delta_{max}=5.0\delta_y$) までを許容と考え、終局限界の判定を行う。(図-14参照)

(2) エネルギー等価基準

また、降伏後の塑性領域に対し、 $5\delta_y$ と同等の吸収エネルギーを持つように $1/2(R_p+R_y)$ で完全弾塑性型を仮定したモデルについて、判定を行う。なお、このときの許容じん性率は、エネルギーの等価性から、 $\delta_{max}=4.8\delta_y$ となる。(図-14参照)

表-6 じん性率 μ ：許容じん性率基準

	海洋气象台	J R鷹取	東神戸大橋
ケース①	4.16	6.85	1.62
ケース②	破壊*	破壊*	破壊*

表-7 じん性率 μ ：エネルギー等価基準

	海洋气象台	J R鷹取	東神戸大橋
ケース①	5.29	5.32	1.53
ケース②	破壊*	破壊*	破壊*

*破壊と表示した部分は、非常に大きな値であり、じん性率そのものに意味がないと考えられる。

表-6、表-7の結果から、 $5.0\delta_y$ を終局限界基準とすると、ケース①ではJ R鷹取が入力された場合、許容じん性率を超えており、橋脚は破壊すると判定されるが、神戸海洋气象台ではやや余裕があるといえる。また、エネルギー等価基準を用いた場合は、海洋气象台、J R鷹取とも、破壊となってしまう。

一方、ケース②の橋脚は、いずれの地震波においても完全に破壊してしまう。これは、ケース②の橋脚モデルが補剛材の少ない矩形断面鋼製橋脚であるため、剛性はかなり高いものの、局部座屈を生じやすく、弾性域での応答がほとんど期待できない構造であることによると考えられる。

これらの基準では、繰り返しによる強度の劣化は表現されないものの、繰り返し構成則は極めて単純であり、利用しやすい指標となることは明らかであり、有用である。

許容じん性率基準とエネルギー等価基準の結果の違いを比較すると、海洋气象台の波は、比較的短周期成分が大きいことから、弾性を仮定した領域においては厳しくなるが、逆に長周期成分の大きいJ R鷹取の波では、塑性領域に入った直後に大きな変位を生じやすくなっていることがわかる。したがって、エネルギー等価基準はすべての地震動入力に対して有効とはいえないが一つの目安としての意味はある。

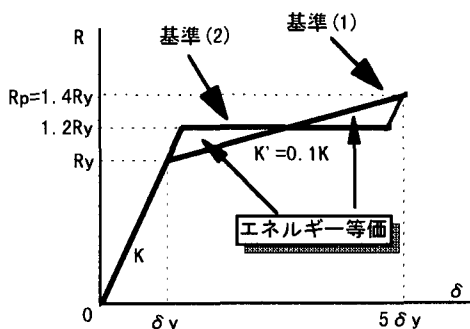


図-14 破壊規準のスケルトンカーブ

6. 結論

以上の鋼製橋脚の弾塑性解析結果および考察から、以下のような結論が導かれる。

① 1自由度の簡易モデルでの解析によれば、荷重変位関係の設定などを含めた解析モデルの構築は極めて容易であり、その結果は局部座屈の発生初期を含む3%程度の小ひずみ範囲であれば、変位応答をはじめとする応答値の再現性に優れており、充分有効であると考えられる。

② 1自由度モデルの適用にあたっては、局部座屈に伴い、脆性破壊、極低サイクル疲労、大ひずみ、延性破壊などが促進される恐れがあるので、負の勾配の部分の利用にあたっては、それらを充分考慮した上で、適用範囲を設定することが必要である。

③ しかしながら、1自由度モデルは負の勾配が発生する以前の鋼製橋脚の数値シミュレーションには問題なく適用できる。ただし、鋼製橋脚の地震時挙動が1自由度モデルで近似できることが必要である。

謝辞：本論文の作成にあたっては、土木学会構造工学委員会構造工学震災調査特別小委員会WG2における資料を参考にさせていただいた。また、阪神高速道路公団には、解析モデルに関わる資料提供について便宜を図っていただいた。さらに、日本イーエスアイ(株)の松村加奈子氏、小玉乃理子氏には、様々な質問にお答えいただいた。早稲田大学の梶田宗一郎氏、春日清志氏にもご協力頂いた。ここに記して謝意を表します。

注1) JR鷹取の波形はJR警報地震計

(鷹取駅、FDシリアル番号R-046)による。

注2) 土木学会構造工学震災調査特別小委員会WG2における研究の一環として電力中央研究所で実施された。

参考文献

- 1) 中村秀治：鋼製円筒橋脚の動的弾塑性座屈解析、土木学会論文集、No.549/I-37、pp.205-219、1996.10
- 2) 鈴木、宇佐美、寺田、伊藤、才塚：鋼製箱形断面橋脚の復元力モデルと弾塑性地震応答解析、土木学会論文集、No.549/I-37、pp.191-204、1996.10
- 3) 鈴木森晶、宇佐美勉：繰り返し荷重下における鋼製橋脚モデルの強度と変形能の推定式に関する研究、土木学会論文集、No.519/I-32、pp.115-125、1995.7
- 4) 松尾礼子、依田照彦：鋼製橋脚の簡易非線形動的応答解析に関する研究、土木学会第51回年次学術講演会概要集1-A、pp.222-223、1996.9

- 5) 森正樹、伊藤義人：巨大地震時の円形断面鋼製橋脚の挙動に関する研究、土木学会第51回年次学術講演会概要集1-A, pp.10-11, 1996.9
- 6) 子林稔、宇佐美勉、鈴木森晶：コンクリート部分充填鋼管橋脚の復元モデルと弾塑性地震応答解析、土木学会第51回年次学術講演会概要集1-B, pp.580-581, 1996.9
- 7) PAM-CRASH™/PAM-SAFE™ USER'S MANUAL : Pam System International, Ver.96, 1996.
- 8) H.M.Irvine: Structural Dynamics for the Practicing Engineer, ALLEN & UNWIN Ltd, pp.138-153,1986.
- 9) 戸川隼人：有限要素法による振動解析、サイエンス社、1975.10
- 10) 社団法人日本塑性加工学会 編：非線形有限要素法、コロナ社、1994.12
- 11) 耐震設計研究WG：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術、土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会、1996.7
- 12) 中村豊、上半文昭、井上英司：1995兵庫県南部地震の地震動記録波形と分析(2), JR地震情報 No.23d、財団法人鉄道総合技術研究所ユレダス開発推進部、1996.3
- 13) 石川信隆、他編：構造物の衝撃挙動と設計法、土木学会鋼構造委員会、構造工学シリーズ6、1993.12
- 14) 大崎順彦：新・地震動のスペクトル解析入門、鹿島出版会、1994.5
- 15) 西川和廣、上仙靖、村越潤：道路橋鋼製橋脚の被災と耐震設計に関する検討状況、橋梁と基礎、Vol.30/No.8, pp.127-130, 1996.8
- 16) 西川和廣、村越潤、上仙靖：鋼製橋脚供試体の繰り返し載荷実験、橋梁と基礎、Vol.30/No.8, pp.131-134, 1996.8
- 17) 高久、山本、安藤、松田、川井：地震時の鋼製橋脚の弾塑性解析とベンチマークテスト、橋梁と基礎、Vol.30/No.8, pp.138-141, 1996.8

SIMPLIFIED METHOD FOR NON-LINEAR DYNAMIC RESPONSE OF HYSTERETIC STEEL BRIDGE PIERS UNDER SEISMIC LOADING

Reiko MATSUO, Teruhiko YODA and Masami ISHIKAWA

The purpose of the present paper is to demonstrate a nonlinear dynamic response analysis of steel bridge piers under seismic loading, in which a simplified model is employed as a constitutive equation and the effects of local buckling on the global cyclic plasticity of steel bridge piers are examined. On the basis of the fact that local buckling of steel component plates during earthquakes reduces the stiffness of steel bridge piers and cyclic loading degrades the strength of the steel piers, a simplified method for nonlinear dynamic response analysis of hysteretic steel bridge piers is investigated by using a pertinent one dimensional model.