

## 巨大地震による鋼製ラーメン橋脚横梁腹板のせん断座屈損傷のシミュレーション

中井 博\*、北田俊行\*\*、西岡敬治\*\*\*、狩野正人\*\*\*\*、迫田治行\*\*\*\*\*、森 昭紀\*\*\*\*\*

\* 工博 大阪市立大学教授 工学部・土木工学科(〒558 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

\*\* 工博 大阪市立大学助教授 工学部・土木工学科(〒558 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

\*\*\* 阪神高速道路公団・保全施設部・保全技術課 係長(〒541 大阪市中央区久太郎町 4-1-3)

\*\*\*\* 工修 日本構研情報㈱・構造解析室 課長代理(〒541 大阪市中央区備後町 1-5-2、KDD 備後町ビル)

\*\*\*\*\* 工修 川崎重工業㈱・鉄構事業部・橋梁技術部 部長(〒675-01 兵庫県加古郡播磨町新島 8)

\*\*\*\*\* 大阪市立大学・工学部・土木工学科 学生(〒558 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

本研究では、兵庫県南部地震により被害を受けた鋼製ラーメン橋脚の損傷のうちで、下層の横梁腹板のせん断座屈を取り上げ、その発生原因を調べるために、有限要素法を用いたシミュレーション解析を行った。すなわち、この損傷が実際に発生した鋼製ラーメン橋脚を対象にして、①ラーメン構造全体を骨組み構造とみなした梁・柱要素の集合体で、また②せん断座屈損傷が発生した横梁の着目区間のみを板要素とみなした集合体でそれぞれ理想化した 2 つの解析モデルに対する弾塑性有限変位解析を行い、着目腹板パネルに発生したせん断座屈損傷のメカニズムを明らかにした。

*Key Words* :Steel bridge pier, rigid frame, transverse beam, shear buckling, damage, strong earthquake, elasto-plastic and finite displacement analysis

## 1. はじめに

兵庫県南部地震は、神戸湾岸に沿って建設された特定の鋼橋に甚大な被害をもたらした。その中でも、最も特徴的な被害の 1 つとして、本論文で研究対象とする 2 層門型ラーメン橋脚の下横梁腹板のせん断座屈損傷が挙げられる。本研究においては、これらの損傷の原因を明らかにするため、実際にこの種の座屈損傷が発生した六甲アイランド橋のアプローチ橋の鋼製ラーメン橋脚<sup>1)</sup>を対象に取り上げている。そして、有限要素法にもとづいた以下の 2 とおりの弾塑性有限変位解析を行うことにより、その横梁腹板のせん断座屈損傷のシミュレーションを行った。

すなわち、まず①ラーメン橋脚全体を骨組構造物とみなしてモデル化し、この解析モデルに、一定強度の死荷重とともに、水平震度を用いて静定荷重に理想化した水平地震荷重を漸増させて作用させる。そして、地震荷重の増大に伴い着目する腹板を有する横梁断面に発生する曲げモーメントとせん断力との変動する相関経路を解析する。この解析には、鋼橋の弾塑性有限変位解析のための専用プログラムである EPASS<sup>2)</sup>を用いた。

つぎに、以上の解析とは別に、②せん断座屈が発生した腹板を有する横梁から垂直補剛材間の 1 区間を取り出し、それを板構造とみなしてモデル化する。そして、この解析モデルに曲げとせん断との種々な組合せ断面力を作用させ、着目腹板パネルを有する横梁断面の終局強度を解析する。そして、曲げとせん断との終局強度相関曲線を作

成する。この解析では、補剛板構造の弾塑性有限変位解析の専用プログラムである USSP<sup>3),4)</sup>を用いた。

最後に、これら両解析結果を総合して、横梁腹板にせん断座屈が発生するメカニズムについて検討・考察を行う。

## 2. 対象とした鋼製ラーメン橋脚、および、その被害の概要

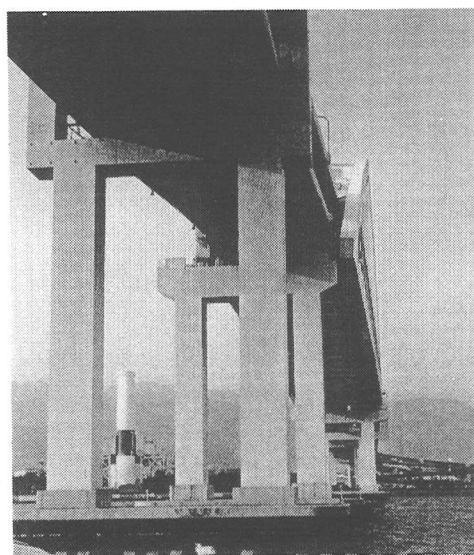


写真-1 対象とした鋼製ラーメン橋脚の全景  
(向こう側に著しく横移動した六甲アイランド橋が見える)

本論文で検討対象とした鋼製橋脚の全景、設計条件、および損傷状況を、それぞれ写真-1、表-1、および図-1に示す。

表-1 設計条件

形式	二層門型鋼製橋脚
部材断面	補剛箱形断面
上部構造形式	単純鋼床版箱桁
支承条件	北行き(上路):可動、および固定 南行き(下路):可動、および可動
設計震度 $k_h$	1) 上部構造 橋軸方向 : $k_h=0.3$ 橋軸直角方向 : $k_h=0.3$ ・可動支承側の橋軸方向地震力: 支点反力に摩擦係0.1を乗じた値とする。 2) 橋脚 脚自身に対して : $k_h=0.24$
主要鋼材	SS400, SM490Y, およびS10T

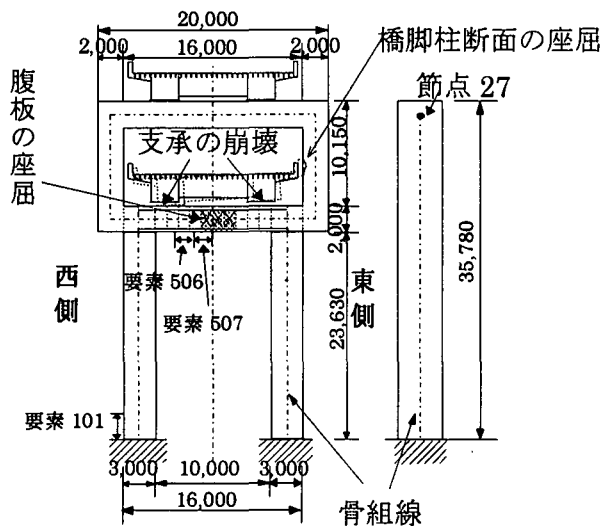


図-1 損傷状況、および骨組構造としての解析モデル  
(寸法単位:mm)

図-1に示したように、代表的な損傷箇所は、以下の3つである。

- 1) 一層目の横梁腹板の3パネル(両サイドで6パネル)のせん断座屈
- 2) 下層の橋梁を支えている4つの可動支承、およびソール・プレートの破壊
- 3) 下層の橋梁の衝突による二層目の東側柱部材の路線側にある橋脚柱断面の座屈損傷

本研究では、以上の3つの損傷のうちで、1)のせん断座屈損傷について検討した。

### 3. 解析モデル

#### 3.1 骨組構造解析モデル

まず、図-1に示す解析モデル<sup>5)</sup>を用いて、図-2に示すよ

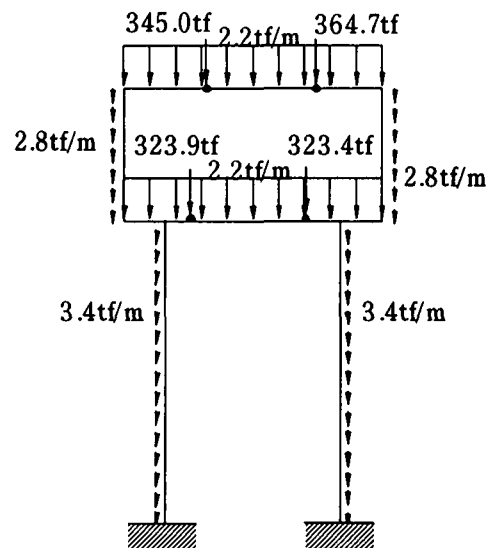
うに死荷重を一定のまま保ち、地震荷重  $E_q$  のみを次式によって漸増する弾性微小変位解析、および終局限界状態通過後の領域に至るまでの弾塑性有限変位解析を EPASS により行った。すなわち、

$$E_q = \alpha E_{q_0} \quad \dots(1)$$

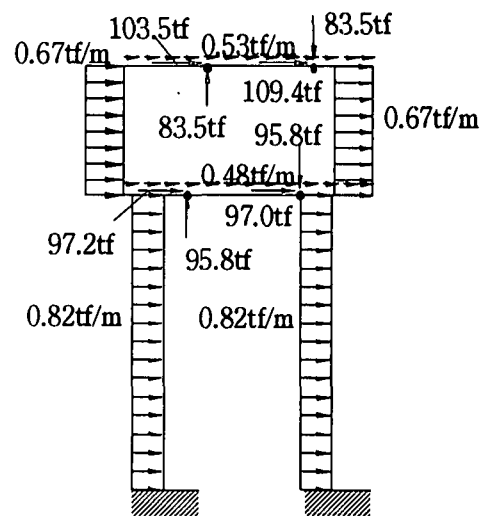
ここに、係数  $\alpha$  は、設計地震荷重  $E_{q_0}$  に対する倍率であり、以下、荷重パラメーターという。

なお、この解析においては、実際にせん断座屈損傷が発生した下横梁中央部近傍、および隅角部とに着目して、対象橋脚が終局限界状態に至るまでの挙動、および終局強度特性について考察した。すなわち、下横梁の中央部の有限要素 506、および 507 の断面力、ならびに節点 27 の水平変位に着目することとした。

つぎに、骨組構造解析モデルには、文献 6) を参考にして、図-3に示す残留応力を脚柱部材、および横梁に導入した。ただし、今回の解析では、地震荷重という水平荷重



(a) 死荷重 D



(b) 設計地震荷重  $E_{q_0}$

図-2 解析に用いた死荷重、および主構面内の地震荷重<sup>5)</sup>

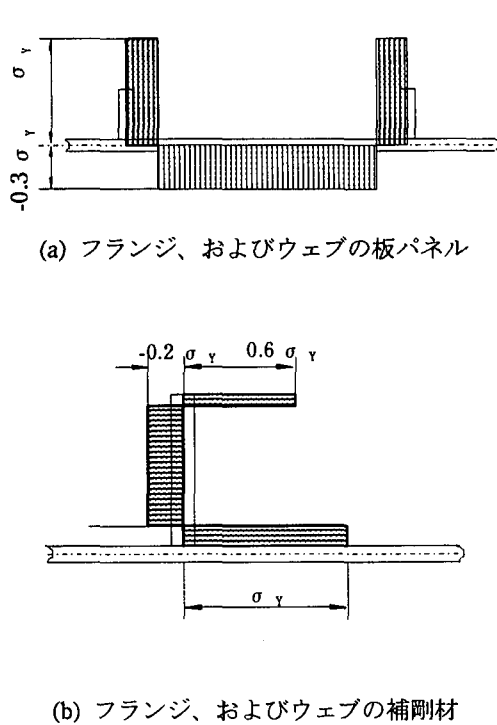


図-3 骨組構造解析モデルの残留応力とその分布形状<sup>6)</sup>

を対象としているため、初期たわみの終局強度に及ぼす影響が少ないと考えられる。したがって、初期たわみは、導入しなかった。

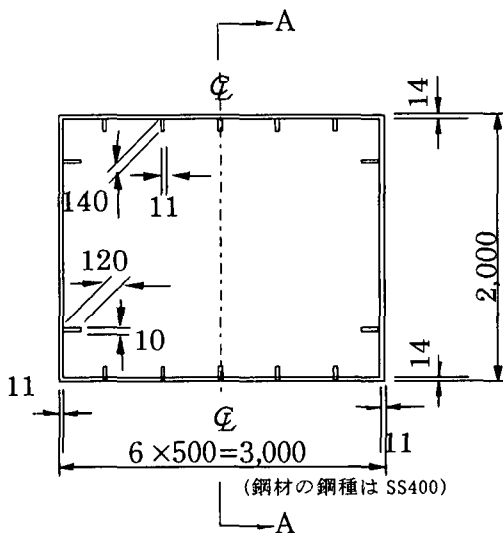


図-4 せん断座屈が発生した下横梁中央部の横・縦断面図 (つづく)

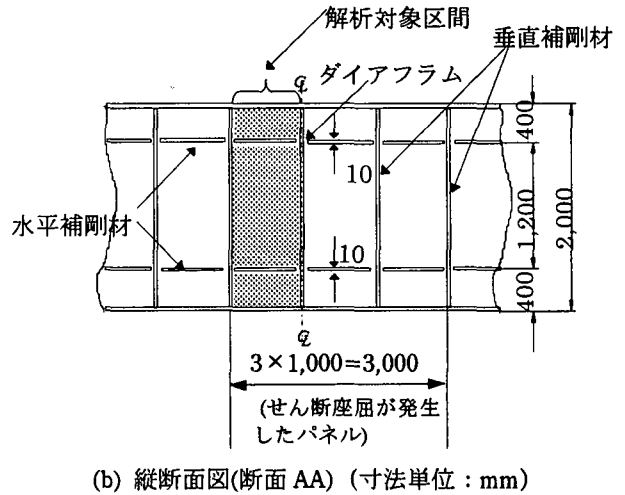


図-4 せん断座屈が発生した下横梁中央部の横・縦断面図 (つづき)

### 3.2 板構造解析モデル

#### (1) 解析モデルの作成

USSP を用いて解析を行うに当たっては、図-4に示すように、ダイアフラムと垂直補剛材との間の箱形断面部分を解析モデルとして取り出した。そして、その解析モデルに曲げ、および、せん断力を作用させた弾塑性有限変位解析を行い、パネルが終局限界状態に至るまでの挙動、および終局強度特性について検討した。

その際、同図に示す実際の横梁断面の上・下フランジにおいては、縦補剛材で囲まれる板パネル数が6となる。そのため縦補剛材間の板パネルの局部座屈が発生すれば、面外変位の対称性が、なくなる。すると、対称性を利用し、断面の二分の一を取り出した解析が、不可となる。これを可能とするため、全断面解析モデルを採用すると、自由度が大きくなり、計算の効率が悪くなる。そこで、図-5に示すように、縦補剛材を一本削除し、実際の断面を、板パネル数が5の等価な薄肉箱形断面に理想化することにした。ただし、削除したフランジ部分の断面は、箱断面としての断面二次モーメント、および断面積への影響が現れないように、局部座屈が起こらない梁・柱要素とみなしてモデル化している。このようなモデル化を行っても、縦補剛材が3本以上であれば、圧縮フランジの補剛板としての終局強度は、文献 7)より明らかなように、ほとんど変化しないと考えられる。

このような理想化をした横梁断面に対する解析モデルの両端における板パネルの境界条件は、図-6に示すように、固定支持とみなした。ただし、実際の水平補剛材は、図-4(b)に示したように、垂直補剛材位置で切断されている。そのため、それを考慮し、図-5に示すように、水平補剛材を切断して解析している。このようにして作成した解析モデルの要素分割状況、および荷重の載荷方法を、図-7に示す。また、荷重の載荷方法としては、図-7に示すように、解析モデルの載荷断面に独立節点を設け、この独立節点に

曲げモーメント、および、せん断力を作用させる手法を採用した。

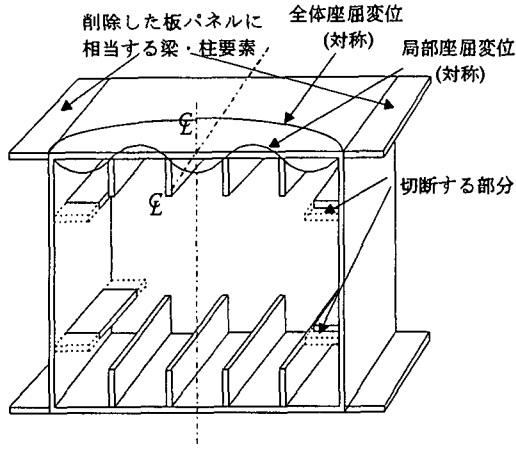
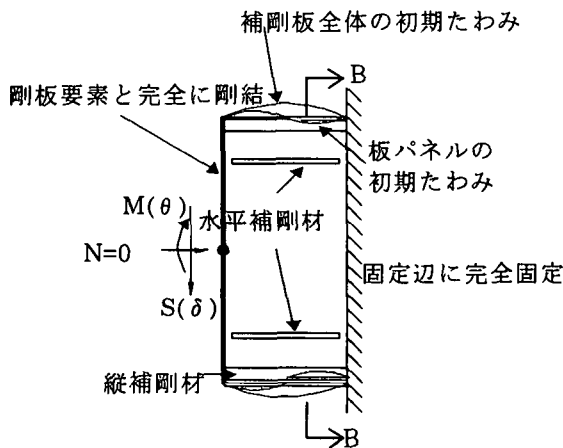
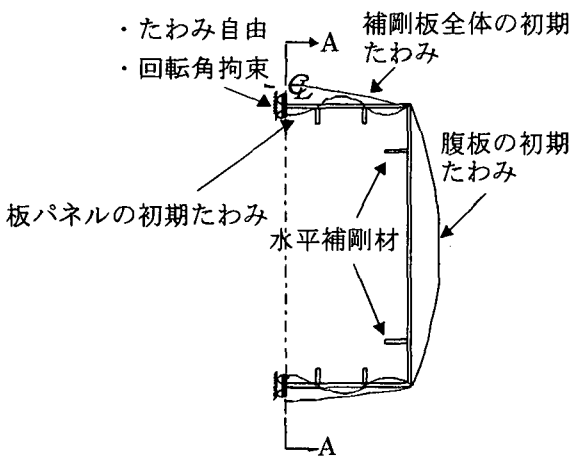


図-5 解析のために理想化した横梁断面



(a) 縦断面 A-A



(b) 横断面 B-B

図-6 解析モデルの境界条件

また、解析モデルの機械的性質は、以下のとおり設定した。

- 降伏点 :  $\sigma_Y = 2,400 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$
- ヤング係数 :  $E = 2.1 \times 10^6 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$
- ポアソン比 :  $\mu = 0.3$

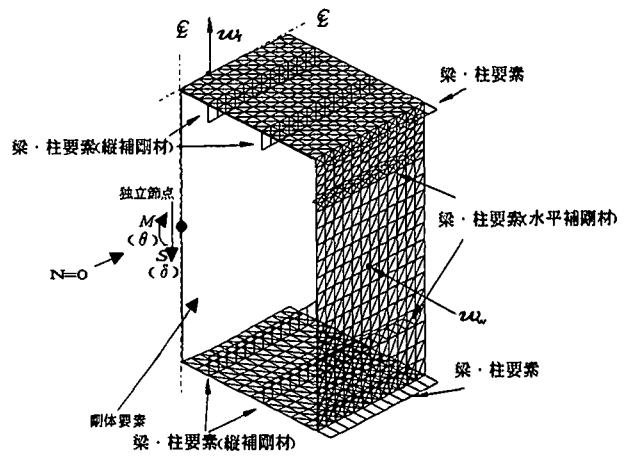


図-7 板構造とみなした解析モデル、および要素分割状況

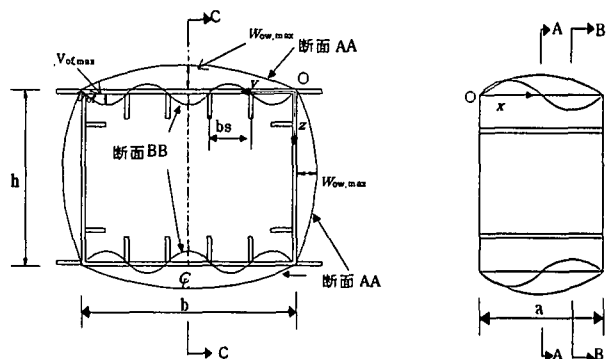
(2) 初期たわみ

初期たわみは、図-8に示すように、補剛板全体、および板パネルのそれぞれに不利となる 2 つのモードの初期たわみを重ね合わせたものとした。なお、その最大値については、道路橋示方書<sup>8)</sup>の製作基準に準じ、腹板の初期たわみの最大値を  $w_{0W,max} = h/250$ 、フランジの全体初期たわみの最大値を  $w_{0f,max} = a/1,000$ 、また板パネルの初期たわみの最大値を  $v_{0f,max} = bs/150$  とした。このように定めた初期たわみは、それぞれ次式の正弦波形によって与えた。

$$w_{0W,max}(x,z) = -h/250 \times \sin\left(\frac{\pi z}{h}\right) \times \sin\left(\frac{\pi x}{a}\right) \quad \dots (2)$$

$$w_{0f,max}(x,y) = \mp a/1,000 \times \sin\left(\frac{\pi y}{b}\right) \times \sin\left(\frac{\pi x}{a}\right) \quad \dots (3)$$

$$v_{0f,max}(x,y) = \pm bs/150 \times \sin\left(\frac{\pi y}{bs}\right) \times \sin\left(\frac{\pi x}{a/2}\right) \quad \dots (4)$$



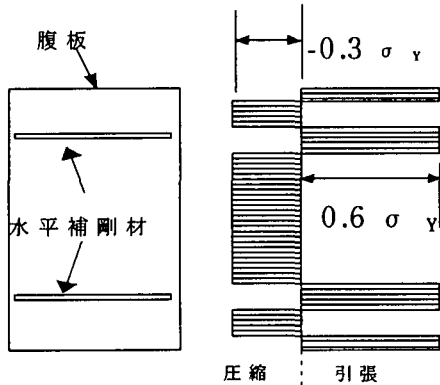
(a) 横断面 A-A、および B-B

(b) 縦断面 C-C

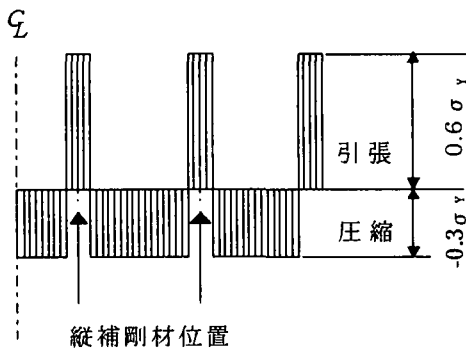
図-8 初期たわみ波形

### (3) 残留応力

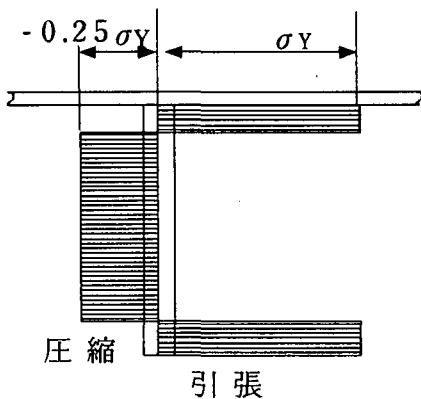
今回の解析においては、文献(6)を参考にして、図-9に示す残留応力を解析モデルに導入した。なお、実際の残留応力分布を忠実に再現しようとするならば、その分布形を考慮した細かい要素分割が、必要となる。そのため、圧縮残留応力分布は可能な限り忠実にモデル化する。しかし、引張残留応力の大きさは、圧縮残留応力とつり合うように決定している。また、簡単化のため、フランジと腹板との補剛材には、同図(c)に示したように、各補剛材の内部で自己平衡を満足する分布形を採用した。



(a) 腹板内の残留応力分布



(b) フランジ内の残留応力分布



(c) 補剛材内の残留応力分布

図-9 板構造とみなした解析モデルの残留応力とその分布

### (4) 解析ケース

荷重断面力の組合せケースは、以下の5ケースとした。すなわち、せん断力と曲げモーメントとの終局強度相関曲線  $S/S_p - M/M_p$  を作成するために、図-10の相関曲線上で5点の解析結果が得られるように、断面力の組合せは、5ケースを設定した。これらの5点を決める際には、次式で与えられる終局強度相関曲線<sup>9)</sup>を採用した。これら5ケースの解析モデルを以降、それぞれ解析モデル SO、SM、MES、MS、および MO と名付ける。

$$\left(\frac{M}{M_p}\right)^4 + \left(\frac{S}{S_p}\right)^4 = 1 \quad \dots (5)$$

ここに、

$M_p$ : 全塑性曲げモーメント

$S_p$ : 全塑性せん断力 (= 腹板断面積 × 降伏せん断応力)

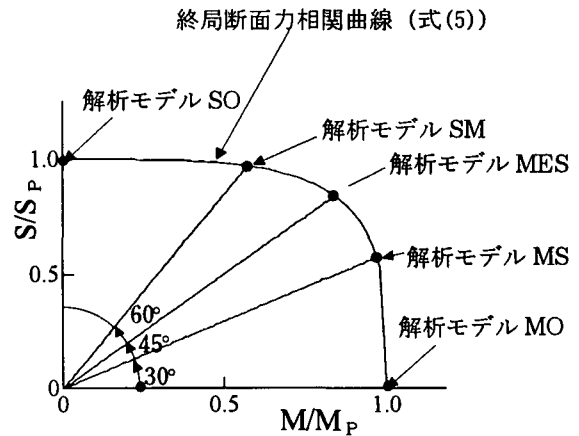


図-10 各解析モデルに対するせん断力 ( $S/S_p$ ) と曲げモーメント ( $M/M_p$ ) との相関曲線

## 4. 解析結果とその考察

### 4.1 作用断面力と面外たわみとの関係

作用せん断力  $S$  と腹板中央点のたわみ  $w_w$  (図-7参照) との関係、図-11に示す。また、作用曲げモーメント  $M$  と圧縮フランジの局部座屈変位が卓越した節点のたわみ  $w_f$  (図-7参照) との関係、図-12に示す。なお、これらの図において、圧縮フランジのたわみ  $w_f$  は箱断面の外側方向を正、また腹板中央点のたわみ  $w_w$  は箱断面の内側方向を正としている。これらの図から、以下のことがわかる。

- 1) まず、図-11より明らかなように、解析モデル SO、SM、および MES は、腹板のせん断座屈が卓越して終局状態に至っている。また、解析モデル SO の  $S/S_p - w_w/t$  曲線によると、着目節点は、解析モデル SM、および MES の

場合と同様に、 $S/S_p$  が 0.98 付近まで内側にたわみ、そののち箱断面の外側へたわみ始める。ところが、 $S/S_p=0.1$  近傍では、再び内側にたわんでいる。

2) 図-12 より、解析モデル MO は、圧縮フランジの局部座屈が卓越して、終局限界状態に至っている。

3) 解析モデル MS では、圧縮フランジの局部座屈、および腹板のせん断座屈の両方とも卓越している。

なお、解析モデル SO の終局せん断力  $S_u$  は、全塑性せん断力  $S_p$  よりも大きくなっている。これは、 $S_p$  を計算する際に、補剛フランジの面外せん断強度を無視したためであると考えられる。

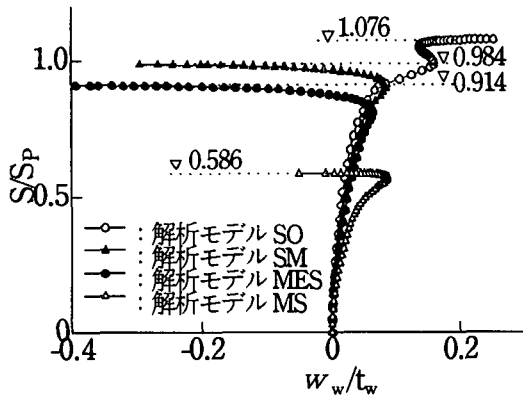


図-11 せん断力  $S$ -たわみ  $w_w$  曲線

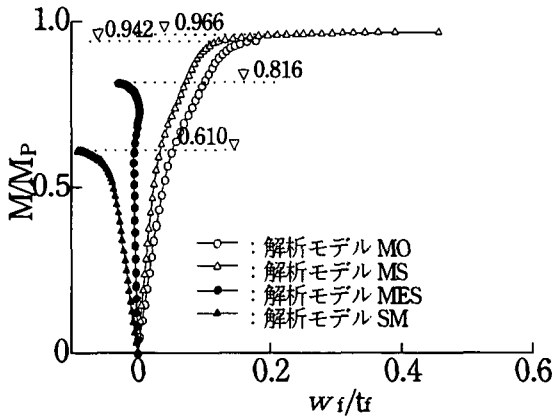
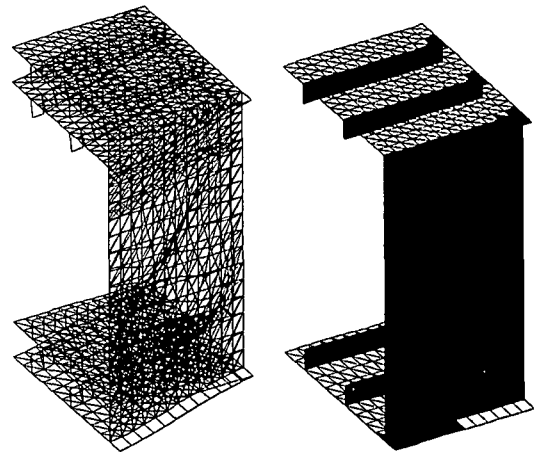


図-12 曲げモーメント  $M$ -たわみ  $w_l$  曲線

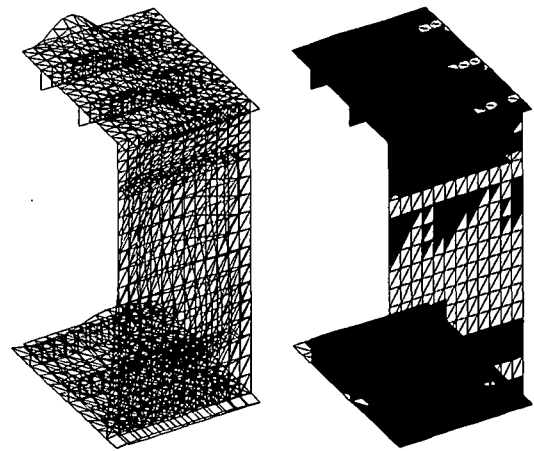
#### 4.2 終局状態における変形、および弾塑性領域の分布状況

終局限界状態における解析モデル SO、および MO の変形図、ならびに弾塑性領域の分布状況を、図-13 に示す。



i) 変形図 ii) 弾塑性領域図

(a) 解析モデル SO



i) 変形図 ii) 弾塑性領域図

(b) 解析モデル MO

図-13 終局状態における変形状況、および弾塑性領域

この図によると、解析モデル SO では、終局限界状態時に水平補剛材間の腹板パネルに著しいせん断座屈波形が発生していることがわかる。また、その座屈たわみの方向は、箱断面の内側であり、地震により実際に損傷した腹板の残留たわみの方向と一致している。解析による座屈波形も、実際の損傷波形と類似している。また、終局限界状態時に腹板全体、および上下フランジの縦補剛材が、降伏している。以上のことから、解析モデル SO では、腹板がすべて降伏し、そののち、腹板の中央板パネルが座屈して終局限界状態に至ったものと考えられる。

そして、同図の解析モデル MO では、圧縮フランジの補剛材間の板パネルの局部座屈変形が卓越していることがわかる。また、水平補剛材も、座屈変形を起こしている。さらに、終局状態では、圧縮、および引張フランジともにすべての要素がほぼ降伏し、腹板中央のみに弾性領域が残在していることがわかる。以上のことから、解析モデル MO では、圧縮フランジが降伏を起こし、そののち縦補剛材間の板パネルが局部座屈によって終局限界状態に至ったものと考えられる。

### 4.3 曲げとせん断との終局強度相関曲線

以上の解析結果により得られた終局曲げモーメント、および終局せん断力を用いて作成した終局強度相関曲線を、図-14 に示す。この図には、式(5)の全塑性相関曲線、およびEPASSの解析結果による着目断面の曲げモーメントとせん断力との変動相関経路も示してある。

この図から、EPASSによる解析結果と比較すれば、荷重パラメーターが $\alpha = 1.85 \sim 2.0$ で、対象橋脚の下横梁の中央部は、せん断座屈したものと考えられる。

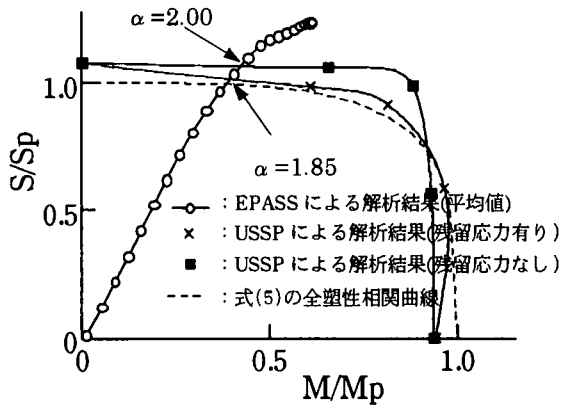


図-14 曲げモーメントとせん断力との終局強度相関曲線

### 5. 横梁腹板のせん断座屈の発生メカニズムに関する考察

前述の4.3の考察によると、着目した腹板は、地震加速度が550~600 gal程度の地震力で座屈することがわかった。この値を、EPASSによる解析結果とともに、図-15に示す。同図によると、この荷重状態では、橋脚の非線形

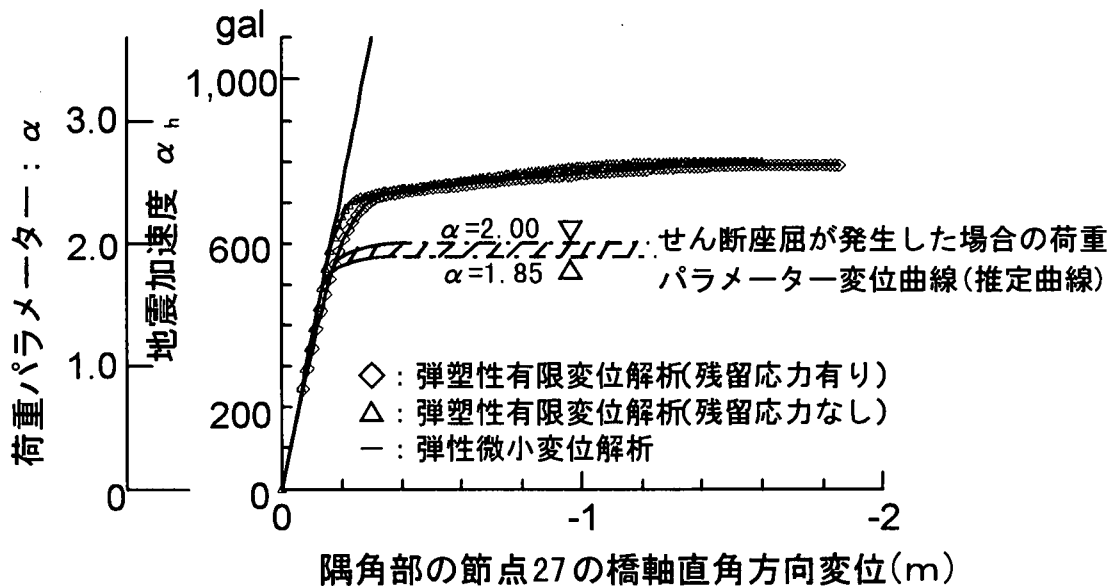


図-15 せん断座屈が発生したと推定される加速度と弾塑性有限変位解析との比較

性がほとんど見られないことがわかる。また、地震加速度が $\alpha_h = 570 \text{ gal} (\alpha = 1.91)$ 程度のときの対象橋脚の弾塑性領域の分布状況を、図-16に示す。図示の、 $\alpha = 1.91$ に対する荷重状態における弾塑性領域も、主として西側の柱部材の引張残留応力部分、および東側の柱基部のみに集中していることがわかる。

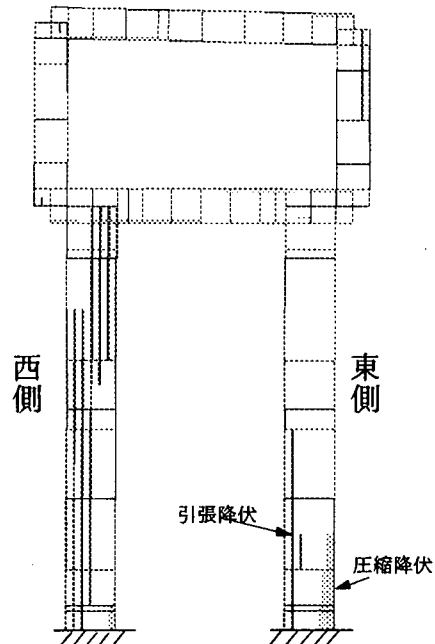


図-16 せん断座屈が発生したと思われる状態における弾塑性領域図( $\alpha = 1.91$ )

### 6. 結論

本研究では、兵庫県南部地震によってせん断座屈を起こした鋼製ラーメン橋脚の下横梁腹板に着目し、その損傷原因を弾塑性有限変位解析によって検討した。これらの検討結果をまとめると、以下に示すとおりである。

- 1)骨組構造とみなしての弾塑性有限変位解析によると、対象とした橋脚は、両橋脚柱部材の基部近傍、および西側の下隅角部近傍の断面が著しく降伏に達することによって、終局限界状態に至ることがわかった。
- 2)補剛板構造とみなしての弾塑性有限変位解析によると、着目した下横梁中央部近傍の腹板は、荷重パラメーターが $\alpha = 1.85 \sim 2.0$ 程度に達すると、せん断座屈に至ることがわかった。この荷重パラメーター $\alpha$ に対応する地震加速度 $\alpha_g$ は、550~600 galに相当する。
- 3)弾性応答加速度が上述のように550~600 galで下横梁の中央部の腹板がせん断座屈を起こせば、対象橋脚は著しく水平横方向に変位し、それ以上の地震力は橋脚に作用しなくなる。そして、座屈を起こした腹板の斜張力場による著しい塑性変形によって地震エネルギーが効率的に吸収され、この橋脚は、崩壊に至らなかったものと考えられる。
- 4)兵庫県南部地震のような内陸直下型の地震に対して、今回の研究で対象としたような2層門型ラーメン橋脚の下横梁の腹板に、せん断座屈を発生させないように補強するか否か、あるいは現状どおりの設計をしておき、せん断座屈で地震エネルギーを吸収させるのがよいのかに関しては、今後、種々な面から検討を加え、設計方針を決める必要があると考えられる。

なお、本研究を行うに当たり、対象橋脚の損傷に関するデータや、写真を心よく提供していただいた阪神高速道路公団・神戸第2建設部・設計課の加賀山泰一係長には、深甚なる謝意を表します。

## 参考文献

- 1)阪神高速道路公団・神戸建設部、巴組・サノヤス建設工事共同企業体：兵庫県道高速湾岸線・六甲アイランド橋(その2)・鋼桁および鋼製橋脚工事、RP8 鋼製橋脚、設計計算書、1991年
- 2)北田俊行・大南亮一・丹生光則・田中克弘：ケーブルを用いた鋼橋の耐荷力解析用の汎用プログラム開発、構造工学における数値解析法シンポジウム論文集、日本鋼構造協会、第13巻、pp.89~94、1989年7月
- 3)USSP研究会：USSP ユーザーズ・マニュアル、理論編、Ver.3.0、日本構研情報(株)、1996年10月
- 4)小松定夫・北田俊行・宮崎清司：残留応力および初期たわみを有する圧縮板の弾塑性解析、土木学会論文報告集、第244号、pp.1~14、1975年12月
- 5)北田俊行・中井博・石崎浩・江口慎介：鋼ニールセンローゼ橋、およびラーメン鋼橋脚の限界状態に関する基礎的研究、構造工学論文集、Vol.42A、土木学会、pp.91~98、1996年3月
- 6)小松定夫・牛尾正之・北田俊行：補剛板の溶接残留応力および初期たわみに関する実験的研究、土木学会論文報告集、第265号、pp.25~35、1977年9月
- 7)日本鋼構造協会・関西地区連絡会・関西地区委員会・IDM委員会：鋼橋部材の形状初期不整と耐荷力の統計学的研究、JSSC、日本鋼構造協会、Vol.16、No.170、pp.10~43、1987年10月
- 8)日本道路協会：道路橋示方書・同解説、I 共通編、II 鋼橋編、1996年12月
- 9)土木学会編：座屈設計ガイドライン、鋼構造シリーズ2、1987年10月

(1997年3月31日受付)

## SIMULATION ANALYSIS ON SHEAR BUCKLING OF WEB PLATES IN LOWER HORIZONTAL BEAM OF A RIGID FRAMED BRIDGE PIER DUE TO HUGE EARTHQUAKE

Hiroshi NAKAI, Toshiyuki KITADA, Keiji NISHIOKA,  
Masato KANOU, Haruyuki SAKODA and Akinori MORI

This paper aims to examine the reasons why the shear buckling occurred in the web plates of lower horizontal beams in the steel rigid framed bridge piers with one span and two stories due to the Hyogoken Nambu Earthquake. For this purpose, elasto-plastic and finite displacement analyses based on finite element methods are carried out by using two analytical models for an existing steel rigid framed bridge pier with these kinds of damages. They are categorized as ① an overall rigid framed model and ② a plated box beam model. The overall bridge pier is idealized as an assembly consisting of beam-column finite elements in the former model ①. A horizontal beam between transverse stiffeners with the damage of shear buckling is modeled with triangular plated finite elements in the later model ②.