

## 鋼製ラーメン橋脚の面内方向耐震設計法に関する検討

工務部 設計課 長 沼 敏 彦  
工務部 工務第一課 足 立 幸 郎  
工務部 設計課 鈴 木 英 之

### 要 旨

鋼製ラーメン橋脚は不静定構造物であり、面内方向に地震力を受けた場合、複数箇所での損傷が発生してから崩壊に至る。このため、部材ごとにはある程度の損傷を許容することによって、橋脚としての安全性を確保しながら経済的な設計が可能であると考えられる。そこで、本研究では、鋼製ラーメン橋脚の梁部ウェブパネルのせん断座屈に着目し、弾塑性有限変位解析を行い、梁部せん断ウェブパネルの座屈が先行する鋼製ラーメン橋脚では最大耐荷力点に到達した後の耐荷力の低下が小さく、優れた変形性能を示すことを明らかにした。また、ウェブパネルのせん断座屈先行型の梁部材の非線形挙動は簡便なバイリニアモデルで近似できることがわかり、このバイリニアモデルを用いて、梁部ウェブ面のせん断座屈を考慮した骨組解析モデルの構築を行った。

キーワード：梁部ウェブパネル，せん断非線形挙動，骨組解析モデル，変形性能，面内方向耐震設計法

### はじめに

現在の道路橋示方書・同解説（V耐震設計編）<sup>1)</sup>では、鋼製ラーメン橋脚についての具体的な耐震設計法は述べられていない。この原因としては、鋼製ラーメン橋脚が面内方向に地震力を受けた場合、複数の断面で塑性化が生じることが予想され、崩壊に至るまでの損傷順序が数多く存在し、応答性状、エネルギー吸収性能の評価、崩壊に至るまでの挙動など、未解明な部分が多かったためである。しかし、近年では耐震解析のツールの高度化に伴い、様々な解析モデルおよび手法が提案されており、構造物の損傷過程まで考慮した複雑な非線形域の数値計算が可能であり、また実験値等と比較しても精度の良い結果を得ることが出来る<sup>2)~4)</sup>。一方で、近年の社会的背景からますます経済的な設計が求められるようになっている。

このような背景のもと、本研究では、橋脚とし

ての耐荷力を確保した上で、部材レベルでは損傷を許容し鋼重の減少を図り、経済的な設計を行うために、梁部ウェブパネルのせん断座屈に着目する。これまでに、梁部材ではせん断力が発生し梁部ウェブパネルのせん断座屈が先行した場合、ウェブパネルに斜引張場が形成されることにより、せん断変形が安定して増大するため、せん断座屈発生後に急激な耐荷力の低下がなく、優れた変形性能を有することを確認している<sup>5)</sup>。このため、本研究では、鋼製ラーメン橋脚の梁部断面をウェブパネルのせん断座屈が先行するように設定し、この場合、橋脚として優れた変形性能を有することを確認するとともに、梁部ウェブパネルのせん断座屈を考慮した骨組解析モデルの構築を行う。

# 1. 梁部の損傷モードが及ぼす鋼製ラーメン橋脚の変形性能への影響に関する解析的検討

既往の研究より、梁部材においては、せん断力が作用した時、ウェブパネルのせん断座屈が先行する損傷モードでは、最大耐荷力点に到達した後の耐荷力の減少が小さく、優れた変形性能を有していることがわかっている。<sup>5)</sup>

本章では、梁部材の損傷モードが鋼製ラーメン橋脚の面内方向耐荷力に及ぼす影響を明らかにするため、鋼製ラーメン橋脚全体モデルによる3次元弾塑性有限変位解析を行った。

## 1-1 解析モデルと荷重方法

今回の解析においては、実橋脚における挙動を見るために、図-1に示す阪神高速道路湾岸線・岸P34を対象とした実橋脚レベルの解析モデルを用いた。解析モデルを図-2、解析モデルの諸元を表-1に示す。解析には、汎用有限要素解析コードABAQUSを用い、使用した要素は4節点で1次の低減積分シェル要素であり、鋼箱型断面、縦方向補剛材、ダイアフラムのすべての構造部材に対して局部座屈が考慮できるように、シェル要素でモデル化を行った。

境界条件は、左右柱基部底面において完全固定とした。また、対称性を考慮して、Y軸に垂直なX-Z平面に対して対称な変形モードを仮定することにより、実橋脚の1/2のみを解析対象とした。荷重方法は、左右柱頭部に剛体要素を取り付け、そこに軸力を荷重した。水平方向の荷重については、左右の軸力荷重点からひし形状に剛体梁要素を設置し、その格点部に強制変位を与えることにより荷重を行った。

## 1-2 解析ケース

梁部中央部フランジ面の幅厚比パラメータ $R_r$ と梁部中央部ウェブ面のせん断幅厚比パラメータ $R_w$ に着目し、3ケースの解析を行った。なお、各ケースの解析諸元を表-2に示す。各ケースに

おいて、幅厚比パラメータより梁部中央部のフランジ面とウェブ面の板厚(表-1の網掛け部)を変化させて解析を行った。なお、梁中央部以外の部位の諸元は表-1に示した諸元を用いた。

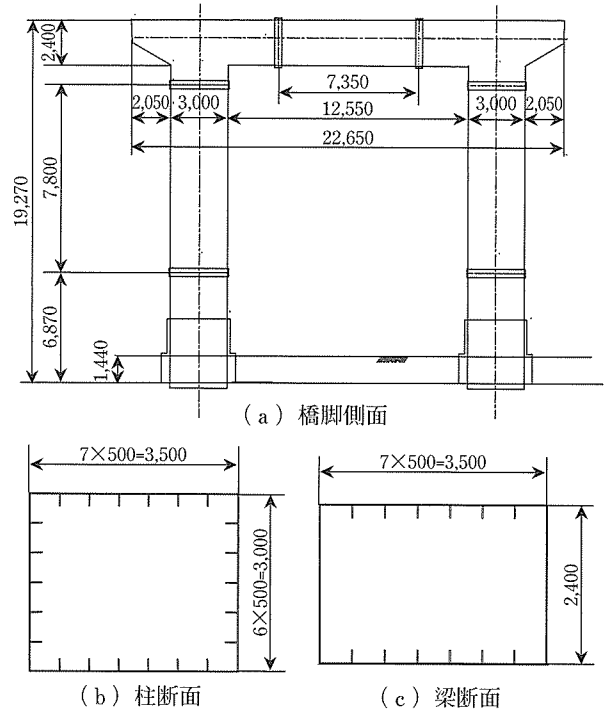


図-1 対象橋脚(岸P34)

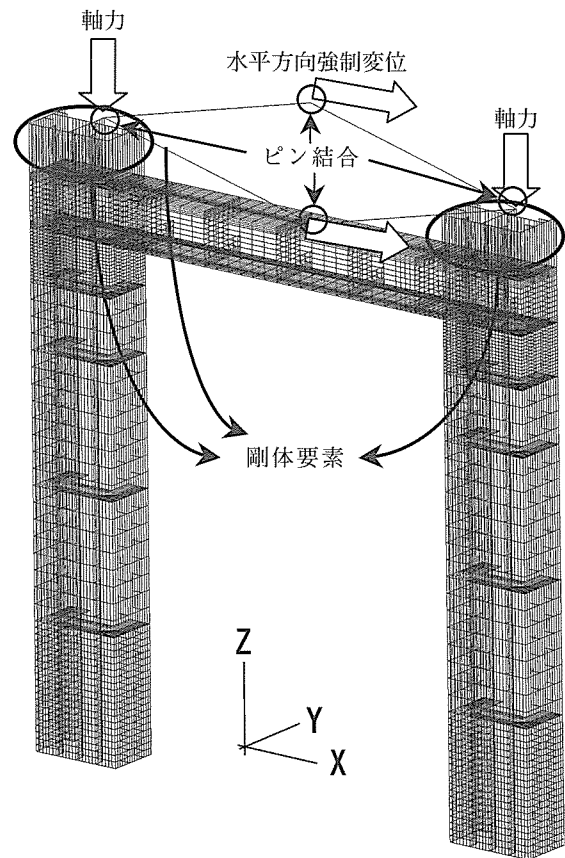


図-2 解析モデル(半断面)

表-1 岸P34実橋脚モデルの断面諸元

項目	柱基部	柱中央部	柱上部	梁端部	梁中央部
フランジ	長さ (mm)	3572	3572	572	3572
	厚さ (mm)	22	19	22	22
	リブ高さ (mm)	220	220	220	140
	リブ厚さ (mm)	22	19	19	22
ウェブ	長さ (mm)	3000	3000	3000	2400
	厚さ (mm)	36	22	22	19
	リブ高さ (mm)	240	240	240	—
	リブ厚さ (mm)	25	19	19	—
断面積 (cm <sup>2</sup> )	4.881 × 10 <sup>3</sup>	3.618 × 10 <sup>3</sup>	3.830 × 10 <sup>3</sup>	2.928 × 10 <sup>3</sup>	1.592 × 10 <sup>3</sup>
断面2次モーメント (cm <sup>4</sup> )	6.368 × 10 <sup>7</sup>	5.099 × 10 <sup>7</sup>	5.558 × 10 <sup>7</sup>	3.094 × 10 <sup>7</sup>	1.685 × 10 <sup>7</sup>
補剛材とフランジの剛比	0.673	0.075	1.640	0.495	0.137
幅厚比パラメータ (Rr)	0.499	0.581	0.502	0.502	1.007
幅厚比パラメータ (Rf)	0.631	0.725	0.433	0.705	0.687
剛度の比 (r/rreq)	0.610	0.638	1.352	0.495	2.172

ここで、

$$\gamma_s: \text{補剛材とフランジの剛比} = \frac{I_s}{bt^3} \times 11$$

(b:長さ, t:厚さ)

Rr: フランジの補剛材間の幅厚比パラメータ

$$R_r = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_r}}$$

Rf: フランジ全体の幅厚比パラメータ

$$R_f = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_f}}$$

座屈係数:  $k_r = 4n^2$

(t:板厚, b:板幅, n:補剛材で区切られた数)

$$k_f = \frac{(1+\alpha^2)^2 + n\gamma_s}{\alpha^2(1+n\delta_s)} \quad (\alpha \leq \alpha_0 = \sqrt[4]{1+n\gamma_s})$$

$$k_f = \frac{(1+\alpha^2)^2 + n\gamma_s}{\alpha^2(1+n\delta_s)} \quad (\alpha > \alpha_0)$$

$\delta_s$ : 補剛材断面積比=リブ断面積/フランジ断面積

表-2 解析ケース

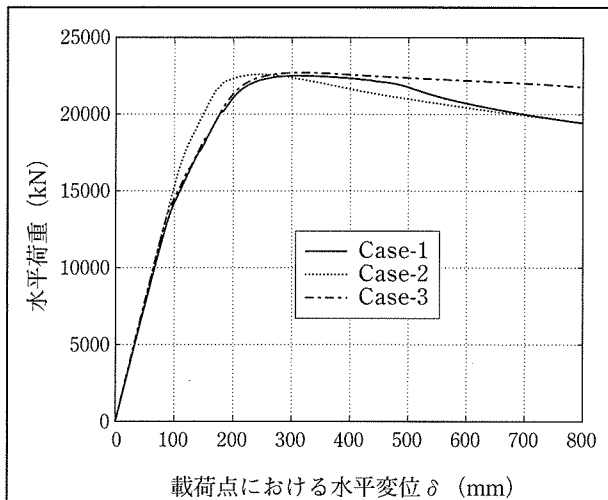
	Case-1	Case-2	Case-3
Rr	2.5	2.0	2.5
Rr	1.0	1.0	0.5
Rf	0.687	0.686	0.882
ウェブ面板厚 (mm)	9.75	12.19	9.734
フランジ面板厚 (mm)	11	11	22.22

Case-1は、梁部フランジ面の局部座屈とウェブ面のせん断座屈の両方、Case-2は、梁部フランジ面の局部座屈のみ発生するように、Case-3は梁部ウェブ面のせん断座屈のみ発生するように幅厚比パラメータの値を設定した。実橋脚の断面はCase-2に最も近いものとなっている。

### 1-3 解析結果

図-3には載荷位置での水平変位と水平荷重の関係及び損傷過程を示す。図-3より、注目する点はCase-1とCase-2の挙動である。Case-1に関しては、水平変位  $\delta = 100$  mm付近から剛性の劣化が生じている。これは、図-3の損傷過程に示すように梁部ウェブ面にせん断座屈が生じたことに起因している。Case-1の最大耐荷力はCase-2のそれとほぼ同等で、95%劣化点は変位  $\delta = 529.3$  mmと、Case-2の95%劣化点  $\delta = 424.45$  mmよりも大きな変位においてであり、Case-2より優れた変形性能を有することが分かった。Case-2は、剛性の劣化はほとんどないが、水平変位が小さな時に最大耐荷力点に達し、それ以降の耐荷力の劣化が顕著である。これは、図-3の損傷過程に示すように水平変位  $\delta = 180$  mm付近で柱基部および梁部で合わせて4箇所劣化が同時に起き、その進展により耐荷力の劣化が生じていると思われる。

Case-3は梁部ウェブ面の損傷が顕著となるケースである。これは、梁部ウェブ面のせん断座屈の発生により剛性が劣化しているが、梁部ウェブ面、左右柱基部の3箇所において損傷が発生した状況でも、最大耐荷力点以降の耐荷力の劣化は緩やかであり、構造全体の崩壊は生じず耐荷力を維持しており、95%劣化点での水平変位は  $\delta = 847.5$  mmと優れた変形性能を示している。一方、Case-2に関しては梁部フランジ面の損傷が顕著に現れる



〈各ケースの損傷過程〉

Case1

1. 梁部中央部左側ウェブせん断座屈発生 (109.8mm)
2. 梁部中央部右側ウェブせん断座屈発生 (113.5mm)
3. 右柱基部圧縮側フランジ局部座屈発生 (180.4mm)
4. 左柱基部圧縮側フランジ局部座屈発生 (186mm)
5. 梁部中央部左上側フランジ局部座屈発生 (402mm)
6. 梁部中央部右下側フランジ局部座屈発生 (413mm)

Case2

1. 右柱基部圧縮側フランジ局部座屈発生 (179mm)
2. 梁部中央部左上側フランジ局部座屈発生 (181mm)
3. 梁部中央部右下側フランジ局部座屈発生 (185mm)
4. 左柱基部圧縮側フランジ局部座屈発生 (187mm)

Case3

1. 梁部中央部左側ウェブ面せん断座屈発生 (104.0mm)
2. 梁部中央部右側ウェブ面せん断座屈発生 (109.5mm)
3. 右柱基部圧縮側フランジ面局部座屈発生 (176.8mm)
4. 左柱基部圧縮側フランジ面局部座屈発生 (181.2mm)

※ ( ) 内は各損傷発生時の載荷位置での変位を表す。

図-3 水平変位-水平荷重関係と損傷過程

ケースだが、最大耐荷力点付近（水平変位  $\delta = 200\text{mm}$  付近）において梁部フランジ面，左右柱基部の3箇所以上で損傷が発生し，耐荷力が急激に劣化している。

以上の結果より，梁部ウェブ面にせん断座屈が発生することにより，水平変位が小さい時点で剛性の劣化が生じ初期の変形が大きくなるが，最大耐荷力以降の耐荷力の劣化は緩やかであり，構造

全体の崩壊への関与はほとんどないことが分かった。初期の変形がある程度許される橋脚においては，梁部ウェブ面のせん断座屈を発生させ，損傷を分散させることにより経済性に優れた橋脚を設計することができるのではないと思われる。

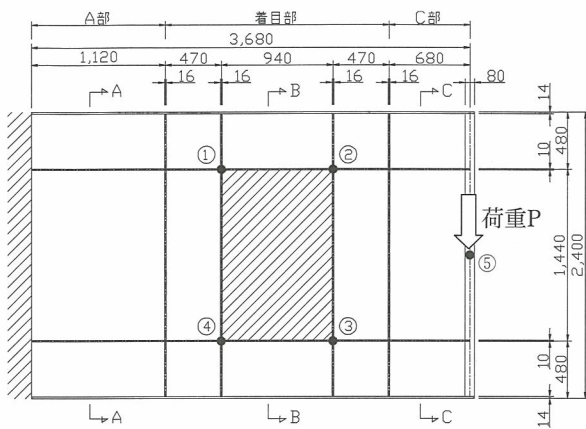
## 2. せん断非線形を考慮した梁部材の骨組解析モデルの構築

前章より，梁部ウェブ面のせん断座屈先行型の鋼製ラーメン橋脚では，最大耐荷力点に到達した後の耐荷力の低下が小さく，優れた変形性能を有していることがわかっている。本章では，梁部のせん断非線形挙動を明らかにし，その特性のモデル化を行う。

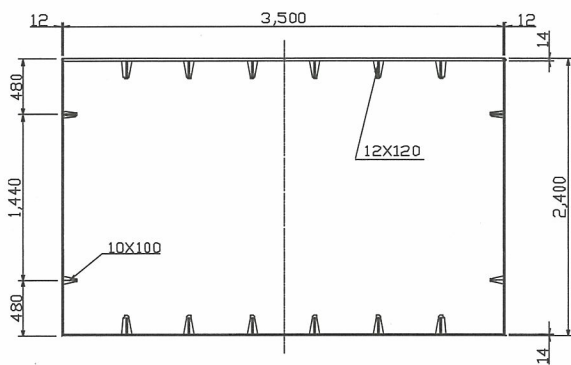
### 2-1 梁部材の3次元弾塑性有限変位解析

着目したのは図-1に示した阪神高速道路湾岸線・岸P34橋脚の梁部のダイアグラムで囲まれた1パネルとした。図-4には，抽出した梁部材の詳細を示している。モデル化対象は着目部である図-4(c)のB部とその両側のA部，C部とし，A部左端部を支点とする片持ち梁として，着目部の板厚を変化させて解析を実施した。図中A部，およびC部の板厚は全て80mmとして断面を構成した。これは曲げ，およびせん断座屈が着目部のみに生じるようにするためである。図-4(a)の⑤は荷重載荷点を示している。また，図中の斜線部は本解析における着目せん断パネルである。

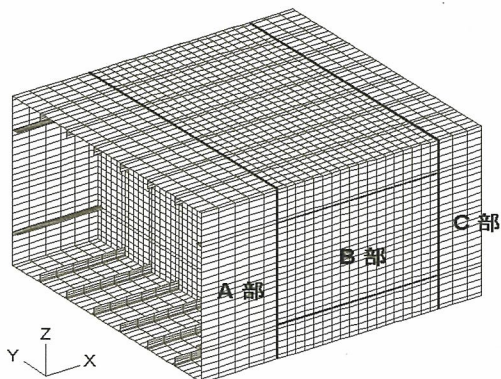
荷重載荷方法は単調載荷とし，解析に用いた有限要素は3次元シェル要素であり，積分点は各要素の中心である。また鋼材の応力-ひずみ関係は，同種鋼材の引張り試験結果を入力した。フランジ板厚 $t_f$ を28mmとし，フランジの局部座屈を抑制した断面構成とし，ウェブ板厚 $t_w$ を9mm~28mmに変化させて解析を行った。一般的な鋼製ラーメン橋脚では，梁部ウェブ板厚 $t_w$ は12mm~14mm程度のものが採用されていることが多い。



(a) 側面図



(b) B-B断面



(c) 有限要素分割

図-4 対象とした鋼製橋脚梁部材 (寸法: mm)

図-5には載荷点での変位-荷重関係を示す。図中には、式(1)より求めた降伏せん断力 $V_y$ <sup>6)</sup>を併せて表示している。

$$V_y = 2 \cdot t_w \cdot B_w \cdot \tau_y \quad (1)$$

ここで、

$V_y$  : 降伏せん断力 (N)

$t_w$  : ウェブ板厚 (mm)

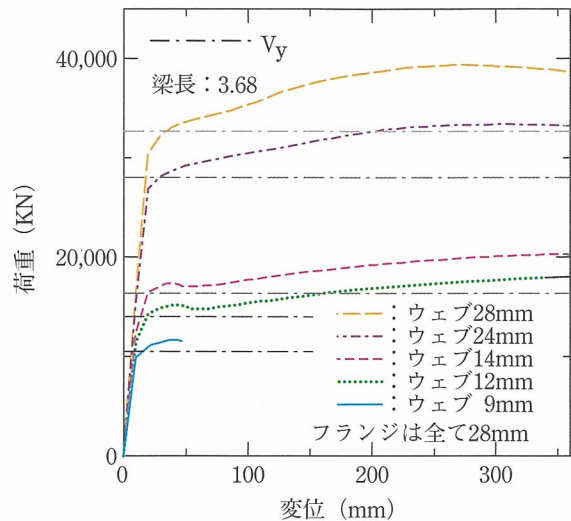


図-5 荷重と変位との関係(ウェブ板厚の影響)

$B_w$  : ウェブ高さ (mm)

$A_w$  : ウェブ断面積 ( $\text{mm}^2$ )  $A_w = 2 \cdot t_w \cdot B_w$

$\tau_y$  : 鋼材の降伏せん断応力 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

このグラフより、各解析モデルのウェブパネルの降伏せん断力 $V_y$ は非線形挙動の開始点において3次元弾塑性有限変位解析結果とほぼ一致することがわかる。特にウェブ板厚14mm以下の場合、よく一致している。

このことは、梁部材のせん断座屈に起因する非線形挙動は簡便なバイリニアモデルによりモデル化できることを示している。

## 2-2 骨組解析におけるせん断非線形モデル

梁部材のせん断力に対する非線形特性は、梁ウェブ断面積から算出される降伏せん断力 $V_y$ との関係が大きいと考えられる。そこで、梁部材に発生する非線形特性は、せん断力 $V$ とせん断ひずみ $\gamma$ との関係で表す。

ここで、降伏せん断力 $V_y$ 、および降伏せん断ひずみ $\gamma_y$ <sup>6)</sup>は、(1)、(2)式で算出した。

$$\gamma_y = \frac{V_y}{G \cdot A_w} \quad (2)$$

ここで、

$V_y$  : 降伏せん断力 (N)

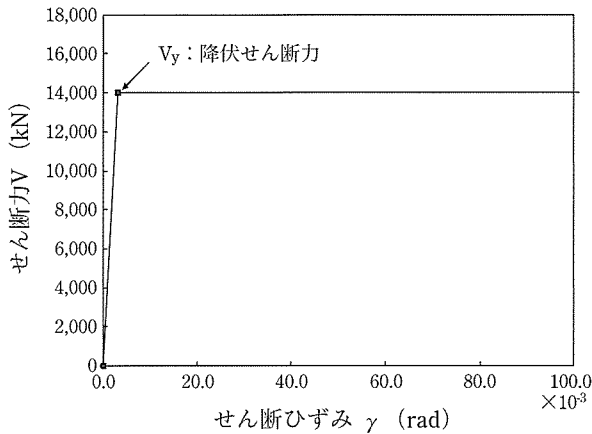


図-6 骨組解析で用いたせん断非線形特性 (V-γ関係)

$$A_w : \text{ウェブ断面積 (mm}^2\text{)} \quad A_w = 2 \cdot t_w \cdot B_w$$

$$G : \text{せん断弾性係数 (N/mm}^2\text{)}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

$$E : \text{弾性係数 (N/mm}^2\text{)}$$

本検討で設定している、梁部におけるせん断非線形特性を図-6に示す。前章における検討の結果、梁に作用するせん断力が卓越する場合、そのせん断力が降伏せん断力に達したときに、せん断ひずみが増大することが明らかとなった。そこで、本解析に用いたせん断非線形特性は、降伏せん断力を上限とするバイリニア型とした。

### 2-3 梁部材の骨組解析

図-4に示した梁部材の載荷点に弾性梁要素を設置し、固定端から載荷点までの長さを10mとし、曲げ非線形特性のみを考慮した場合、および曲げ・せん断非線形を考慮した場合について、骨組解析を用いて解析を行った。

図-6には、骨組解析による非線形解析結果、および3次元弾塑性有限変位解析結果の荷重載荷位置における荷重-変位関係を示す。

図-6より、3次元弾塑性有限変位解析結果の場合、対象断面梁部の耐荷力は、降伏せん断耐力で決まっていると考えられる。また、骨組モデルによる解析結果のうち、曲げ非線形のみを考慮した解析結果と3次元弾塑性有限変位解析結果とを

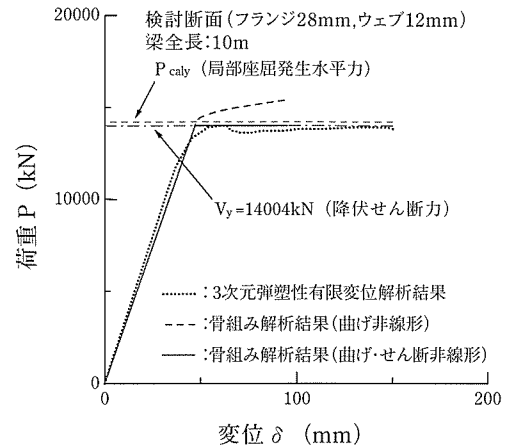


図-7 荷重載荷位置における荷重-変位関係

比較すると、曲げ非線形のみ考慮した骨組解析の耐力が3次元弾塑性有限変位解析の耐力に比べて大きくなっていることが分かる。これは、曲げ非線形のみを考慮したため、せん断力に対する非線形性を表現できなかったためであると考えられる。

次に、曲げ・せん断非線形を考慮した骨組解析結果と3次元弾塑性有限変位解析結果とを比較すると、両者の解析結果がよく一致していることが分かる。

この結果から、梁部材の非線形特性については曲げ非線形のみならずせん断非線形も考慮した骨組解析によって梁部材の3次元弾塑性有限変位解析結果を概ね近似できることがわかる。

### 3. 曲げせん断非線形を考慮した骨組解析モデルによる鋼製ラーメン橋脚面内方向解析

本章では、梁部のせん断非線形性の考慮の有無が鋼製橋脚面内方向の挙動に与える影響を明らかにするため、鋼製ラーメン橋脚の骨組解析モデルの梁部に前章で構築したせん断非線形特性を考慮した骨組解析モデルを用い、鋼製ラーメン橋脚の面内方向の骨組解析を実施した。

#### 3-1 解析モデル

図-8に示す鋼製ラーメン橋脚の実験供試体を対象として、梁部に曲げ・せん断非線形特性を用いた場合および曲げ非線形特性を用いた場合につ

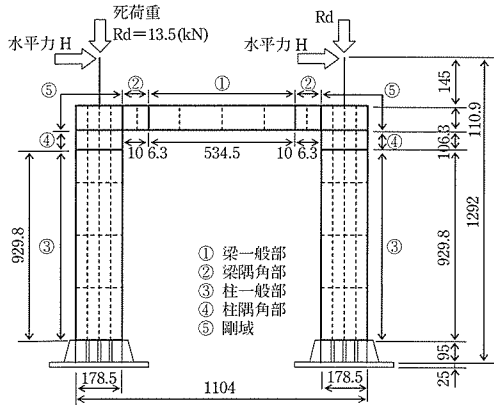


図-8 対象とした橋脚 (寸法: mm)

表-3 対象とした鋼製ラーメン橋脚の断面諸元

部材	I面内 (cm <sup>4</sup> )	I面外 (cm <sup>4</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	
梁	隅角部	365	940	16
	一般部	256	650	11
柱	隅角部	1,168	1,515	23
	一般部	861	1,116	17

表-4 梁部せん断非線形特性諸元

項目	梁一般部	梁隅角部
ウェブ断面積 $A_w$ (mm <sup>2</sup> )	$3.552 \times 10^2$	$4.959 \times 10^2$
降伏応力 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$1.956 \times 10^2$	$1.778 \times 10^2$
せん断降伏応力 $\tau_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$1.129 \times 10^2$	$1.026 \times 10^2$
ポアソン比 $\nu$	0.33	0.33
弾性係数 $E$ (kN/m <sup>2</sup> )	$2.059 \times 10^8$	$2.060 \times 10^8$
せん断弾性係数 $G$ (kN/m <sup>2</sup> )	$7.742 \times 10^7$	$7.743 \times 10^7$
せん断耐力 $V_y$ (kN)	40.11	50.90
降伏せん断ひずみ $\gamma_y$ (rad)	$1.459 \times 10^{-3}$	$1.326 \times 10^{-3}$

いて、骨組解析モデルにより面内方向水平力漸増解析を行った。対象橋脚の諸元を表-3,4に、解析ケースを表-5に示す。梁部に曲げ・せん断非線形特性を用いたケースでは、前章で構築したせん断非線形性を考慮した骨組解析モデルを用いた。曲げ非線形特性については、文献<sup>7)</sup>で構築された軸力変動を考慮したトリリニアモデルのM-φ関係を用いた。なお、本検討において、終局ひずみ  $\epsilon_u$  は、降伏ひずみ  $\epsilon_y$  の20倍とし、また鋼材の降伏後のひずみ硬化は、 $E^*/E=1/150$ とした。

表-5 解析ケース

解析ケース	梁部非線形特性	柱非線形特性
Case1	曲げ非線形	曲げ非線形
Case2	曲げ・せん断非線形	曲げ非線形

\*: 弾性せん断変形については、全て考慮している。

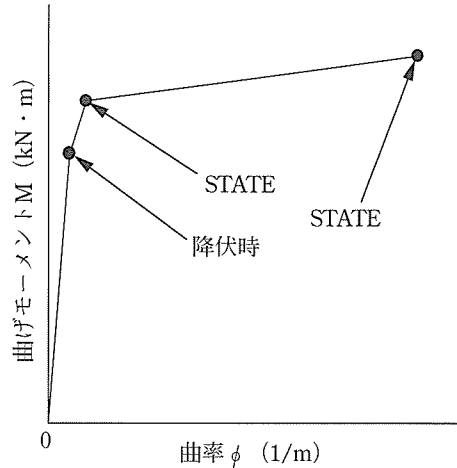


図-9 鋼製橋脚のM-φ関係

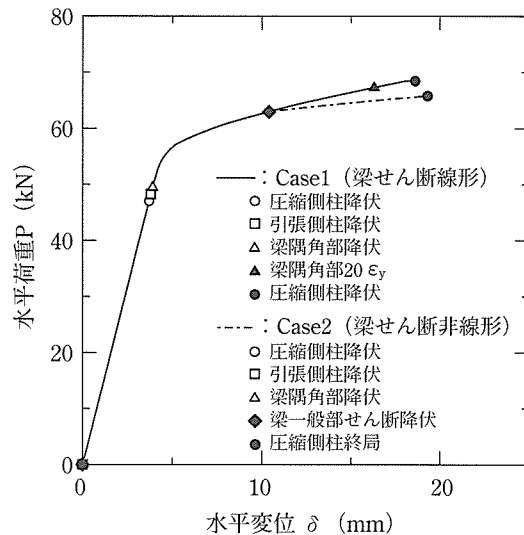


図-10 荷重載荷点における荷重-変位関係

### 3-2 解析結果

水平力漸増載荷解析における、荷重載荷位置における荷重-変位関係を図-10に示す。図-10より、Case1、およびCase2の解析結果を比較すると、梁部にせん断降伏力が作用するまでは、荷重載荷点における非線形挙動、ならびに損傷過程に違いは見られなかった。

また、梁に発生するせん断耐力が降伏せん断耐力に達した後、梁部にせん断非線形特性を考慮しているCase2の場合、梁部にせん断非線形特性を考慮



しないCase1の解析結果に比べて水平荷重が若干減じていることが明らかとなった。そして、終局状態における両解析ケースの荷重と変位とを比較すると、終局水平耐力については、Case2がCase1に比較して低下しているが、終局変位については、ほとんど差異が見られなかった。

#### 4. まとめ

本研究から得られた知見をまとめると、以下のようになる。

- (1) 鋼製ラーメン橋脚が面内方向に地震力を受けた場合、梁部ウェブパネルのせん断座屈先行型の梁断面を有する鋼製ラーメン橋脚では、最大耐荷力に到達した後の耐荷力の劣化が小さく、優れた変形性能を有する。
- (2) 梁部材のせん断座屈に起因する非線形挙動は簡便なバイリニアモデルによる骨組解析で近似できる。
- (3) 梁部のせん断非線形挙動を考慮した骨組解析モデルを構築し、せん断座屈に起因する耐荷力の低下を表現できることを確認した。

今後の課題としては、形状、剛比等が異なり、梁部においてせん断座屈の影響がより大きくなるような橋脚についての検討が必要である。

#### 参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V，耐震設計編，2002.
- 2) 酒造敏廣：はり崩壊型門形ラーメンの崩壊メカニズムと非弾性地震時応答性状に関する研究，構造工学論文集，Vol.46A，pp.663-673，2000.
- 3) 酒造敏廣，山田宰：はり中間部複板のせん断崩壊を伴う鋼2層門形ラーメンの非線形地震時応答解析，構造工学論文集，Vol.45A，pp.227-234，1999.
- 4) 武居正樹，渡邊英一，杉浦邦征，永田和寿，足立幸郎，陵城茂樹：鋼製ラーメン橋脚の崩壊過程に関する研究，第4回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集，pp.145-152，2002.
- 5) 鈴木英之，陵城成樹，内田諭：鋼製ラーメン橋脚梁部における面内方向の力学的基本特性と骨組モデルの適用性検討，第6回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.299-306，2003
- 6) 土木学会：座屈設計ガイドライン，1987.
- 7) 秦健作，内田諭，長尾圭介，永田和寿，渡邊英一：鋼製ラーメン橋脚における地震時面内方向非線形挙動に関する解析的検討，土木学会第26回地震工学研究発表会講演論文集，2001.

### STUDY ON SEISMIC DESIGN METHOD OF STEEL RIGID FRAMED PIERS

Toshihiko Naganuma, Yukio Adachi, and Hideyuki Suzuki

A steel rigid framed pier is a statically indeterminate structure so that it collapses after plastic hinges occur at multiple locations when subjected to seismic force in plane direction. Therefore, more safe, reasonable and economical design can be made where minor damages are allowed in design. We studied shear buckling of the web plates beam member and the ductility of the rigid frame pier with thin-walled and stiffened box cross-sections. According to the result of the non-linear finite element analysis, the deterioration of the load carrying capacity of beam is very small and the ductility of beam is enough in post shear buckling region. The beam element analysis is also performed in order to simulate the global behavior of the framed pier using bilinear model for the moment-curvature relation of the thin-walled and stiffened box cross-section. This analysis, suggests that bilinear modeling is enough to simulate the global behavior of the pier.