

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

鈴木英之¹⁾・陵城成樹²⁾・内田諭³⁾

1 正会員 工修 阪神高速道路公団 工務部設計課（〒541-0056 大阪市中央区久太郎町 4-1-3（大阪センタービル内））
2,3 正会員 工修 （株）ニュージェック 技術開発部構造室（〒542-0082 大阪市中央区島之内 1-20-19）

1. はじめに

阪神高速道路公団では、鋼製ラーメン橋脚の面内方向の耐震設計法についての明確な記述が今のところ存在しない。これは鋼製ラーメン橋脚が面内方向に地震力を受けた時の応答性状、エネルギー吸収性能の評価、崩壊に至るまでの挙動など、未解明な部分が多いためである。このため、これまでに、載荷実験および弾塑性有限変位解析により鋼製ラーメン橋脚の面内方向の力学的挙動を明らかにする^{1)~6)}一方、柱部の軸力変動、梁部のせん断弾性変形を考慮した骨組解析モデルを構築し、概ね近似できることを確認した。⁷⁾

しかし、梁部ウェブをレベルⅡ地震時に降伏させないためには、大きな板厚を必要とし、コストの面で不利である。したがって、本研究では、梁部を対象とした弾塑性有限変位解析を行い、梁部の破壊モードによる変形性能の違いを検討し、ウェブせん断型の崩壊モードにおいては、最大耐荷力点に到達した後の耐荷力の劣化が小さく、変形性能に優れていることを確認した。さらに、梁部のせん断座屈を許容する設計に必要となる、梁部のせん断非線形特性を考慮した骨組解析モデルの構築を行った。

2. 鋼製ラーメン橋脚梁部の面内方向基本的特性

本章では、矩形断面を有する代表的な鋼製ラーメン橋脚の梁部材を対象として、梁長、および断面を変化させて弾塑性有限変位解析を行い、梁部材におけるせん断耐荷力と変形性能との関係、およびせん断力と曲げモーメントの作用状況に着目し、せん断座屈が断面耐荷力、および梁部材の変形性能に及ぼす影響について検討を行った。

(1) 弾塑性有限変位解析モデル

対象とする鋼製ラーメン橋脚の概略を図-1に示す。図中の斜線部が本検討における着目部である。弾塑性有限変位解析におけるモデル化対象は図中①部から梁中心までの範囲とし、①部を支点とする片持ち梁として解析を実施した。この梁部材の諸元は実在する鋼製ラーメン橋

脚の梁部材の1パネルを参考に設定した。

図-2には、抽出した梁部材の詳細を示している。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-2(a)の⑤は荷重載荷点を示している。

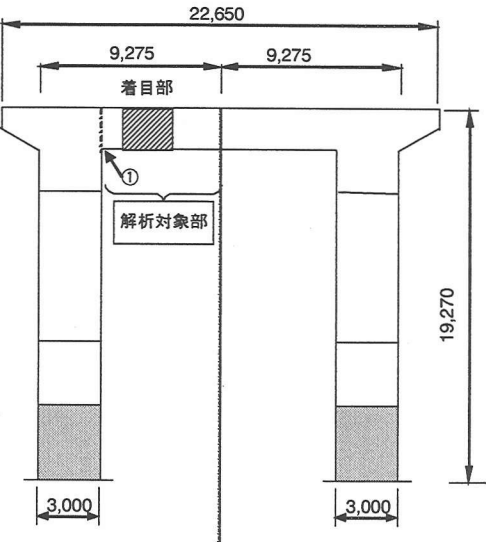


図-1 鋼製ラーメン橋脚

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。このパネルを含む断面に作用する曲げモーメントとせん断力との関係を把握するため、⑤の位置に弾性梁要素を設置して梁長を変化させた解析も実施した。荷重載荷方法は単調載荷とした。

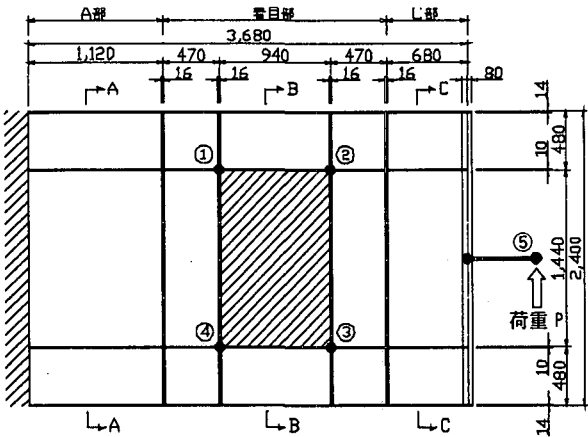
表-1 解析パラメータ

解析パラメータ	諸 元
降伏点 (N/mm ²)	421
梁長 L (m)	3.68, 5.00, 10.00
ウェブ板厚 t_w (mm)	9, 12, 14, 16, 21, 28
フランジ板厚 t_f (mm)	14, 21, 28

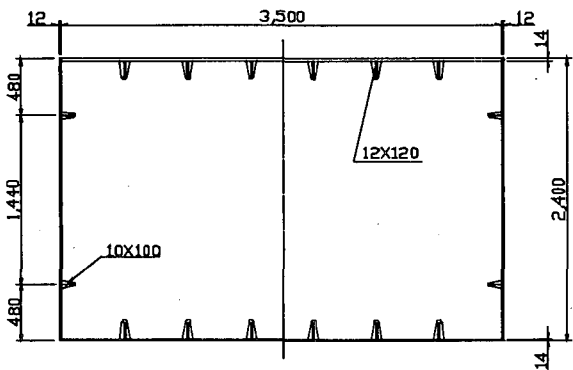
解析に用いた有限要素は3次元シェル要素であり、積分点は各要素の中心である。また鋼材の応力-ひずみ関

第6回地震時保有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（2003年1月）
 係は、同種鋼材の引張り試験結果を入力した。なお、梁部材の残留応力、および初期たわみは考慮していない。
 表-1には解析パラメータをまとめて示している。

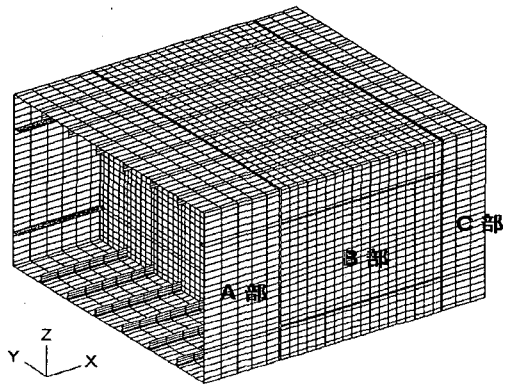
$$V_y = 2t_w B_w \tau_y \tag{1}$$



(a)側面図



(b)B-B 断面



(c)有限要素分割

図-2 対象とした鋼製橋脚梁部材（寸法：mm）

(2) 梁長と崩壊モードとの関係

図-3には、梁長に着目した場合の荷重Pと載荷位置での変位δとの関係を示している。着目部の断面構成は全て同じであるが、梁長を変化させることにより、着目部に作用する曲げモーメントMとせん断力Vとの関係がそれぞれ異なる。図中に示す一点鎖線は式(1)より求められる各解析モデルのせん断パネルの降伏せん断力 V_y

ここで、 t_w ：ウェブ板厚、 B_w ：ウェブ高さ、 τ_y ：鋼材の降伏せん断応力をそれぞれ示す。

梁長 $L=10\text{m}$ のとき、着目部のフランジに曲げに起因する局部座屈が生じ、急激に耐力力が減少した。

これに対して梁長 $L=3.68\text{m}$ のとき、すなわちせん断力が卓越する場合は、着目部のウェブパネルにせん断座屈が生じ、微小な耐力力の低下は見られるが、その後緩やかに回復し、良好な変形性能を有していることがわかる。

梁長 $L=5.0\text{m}$ の場合、 $L=3.68\text{m}$ の場合と比較して、若干、最大耐力力が小さく、その減少も急激であるが、 $L=10\text{m}$ の場合と比較して、その低下程度は小さく良好な変形性能を有していることがわかる。

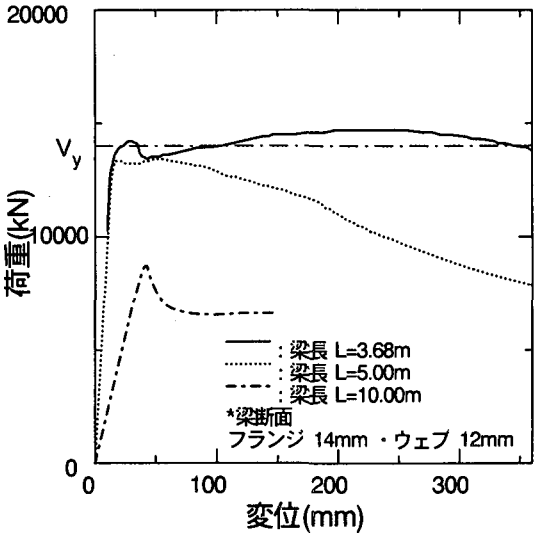


図-3 荷重と変位との関係（梁長の影響）

以上のことから、梁部材の断面構成は同じであっても、梁部材に作用する曲げモーメントM、およびせん断力Vの比率によって、崩壊モードは異なり、せん断力が卓越し、ウェブパネルにせん断座屈が生じる崩壊モードのほうが優れた変形性能を有することがわかった。

(3) フランジ板厚と崩壊モードとの関係

ここでは、梁長 $L=10\text{m}$ の場合で、ウェブ板厚は 12mm と一定とし、フランジ板厚を 14mm （フランジ板パネルの幅厚比 $R_R=0.85$ ）、 28mm （フランジ板パネルの幅厚比 $R_R=0.43$ ）と変化させて解析を行った。図-4には荷重と載荷位置における変位との関係を示している。

フランジ板厚が 14mm の場合、圧縮フランジに曲げに起因する局部座屈が生じ、梁部材の耐力力が急激に下降していることがわかる。

これに対して、フランジ板厚が 28mm の場合は、ウェブパネルのせん断座屈が、曲げ座屈に先行して生じて梁

第6回地震時保有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（2003年1月）部材の耐力を決定している。そして、その後の耐力の低下は小さく、安定した耐力を維持しながら、変形が増大していく理想的な変形性能を有していることがわかる。

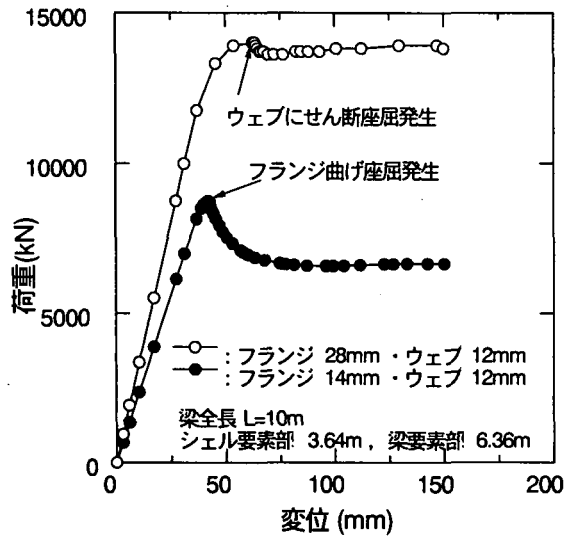


図-4 荷重と変位との関係（フランジ板厚の影響）

これらのことから梁断面の構成によって、梁部材の崩壊モードをせん断座屈先行型に誘導することができ、理想的な変形性能を実現することが可能であることが明らかになった。

(4) ウェブ板厚とせん断耐力との関係

ここでは、解析モデルの梁長 L を 3.68m とし、着目パネルに作用するせん断力を卓越させると同時に、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 程度のもので採用されることが多い。図-5 に荷重と載荷位置での変位との関係を示すとともに、式(1)より求めた各解析モデルのウェブパネルの降伏せん断力 V_y を示す。

全ての解析ケースにおいて、梁部材の耐力力はウェブパネルのせん断座屈により決定され、せん断座屈発生後の耐力力の低下はほとんどなく、優れた変形性能を有していることが明らかになった。これは、ウェブパネルにせん断座屈が発生した後、ウェブの面外変位が大きくなり、せん断パネル内に斜引張場が形成されることによって、梁のせん断変形が安定して増大するためと考えられる。ただし、ウェブ板厚 t_w が 9mm の場合は、せん断座屈に起因するウェブパネルの面外変位の増大が他の場合と比較して著しいため、計算が早期に停止した。しかし、最終ステップにおける変位は約 50mm に達しており、変形性能は十分であるといえる。

また、式(1)から求めた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時点において解析結果とほぼ一致することがわかる。特にウェブ板厚 t_w が 14mm 以下の場合は、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。

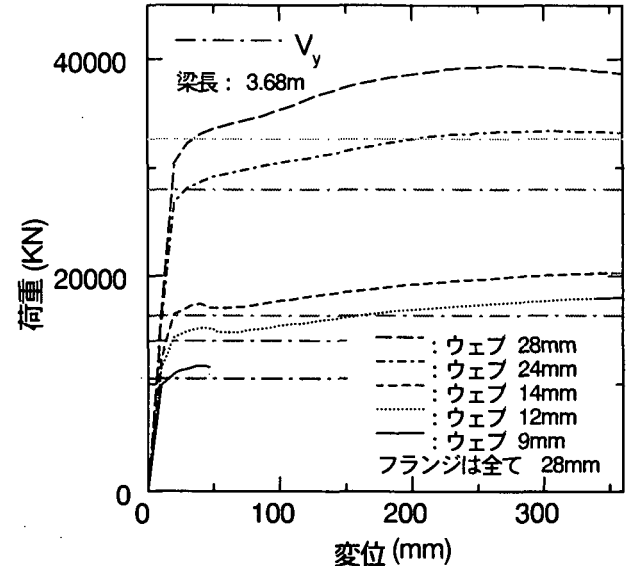


図-5 荷重と変位との関係（ウェブ板厚の影響）

(5) 着目部の損傷状況

図-6 には、Model1(着目部フランジ板厚 14mm, ウェブ板厚 12mm), Model2(着目部フランジ板厚 21mm, ウェブ板厚 12mm), および Model3(着目部フランジ板厚 28mm, ウェブ板厚 12mm), の弾塑性有限変位解析結果から得られた荷重と変位との関係を示す。

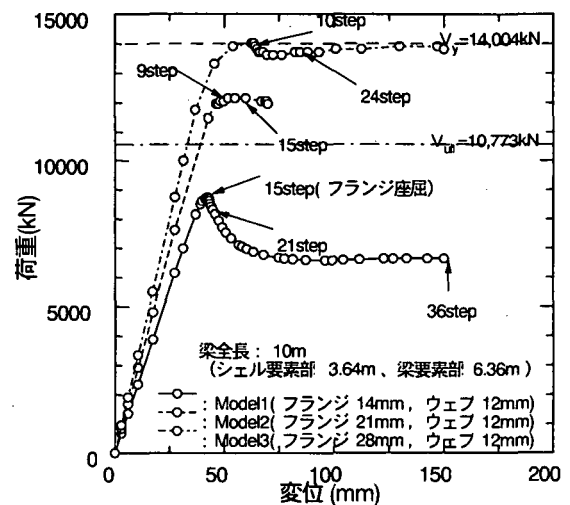
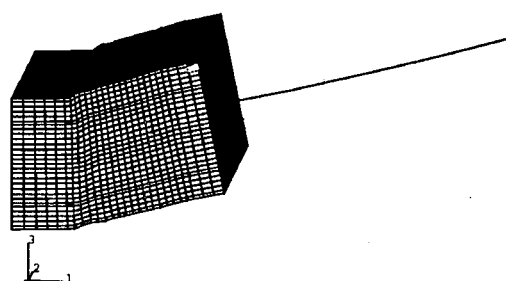


図-6 荷重と変位との関係（ウェブ板厚の影響）

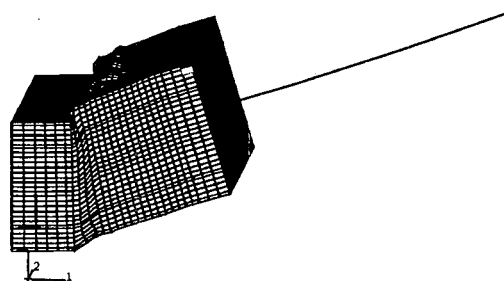
まず、Model 1 の場合、15Step のとき最高耐力力に達しており、この時点では圧縮側フランジには局部座屈が発生している。その後、局部座屈が進展し耐力が低下し

た。このことより、Model1の終局耐力は曲げモーメントに起因するフランジの圧縮耐力によって決定されていることが明らかになった。

Model2の場合、9Step付近から変位が増大しており（図-6）、その後、耐力力がわずかに上昇しながら、変形が大きくなっている。また、フランジに局部座屈が発生したとき最高耐力力点に達していた（図-6、7(b)）。これらのことから、Model2の終局耐力はフランジ曲げ耐力が支配的となり決定されていることがわかる。Model1と比較した場合、Model2耐力、および変形性能は優れており、その耐力力はウェブのせん断耐力 V_w を上回っていることが、明らかになった。



(a) Model2(9step)変形図



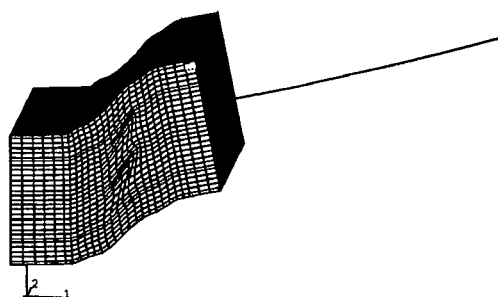
(b) Model2(15step)変形図

図-7 Model2(フランジ 21mm、ウェブ 12mm) 変形図

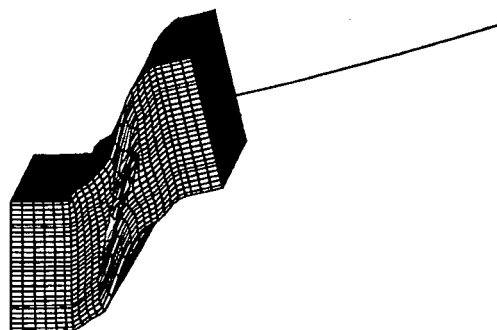
Model3の場合、10Stepのとき、ウェブにせん断座屈が発生し、わずかではあるが耐力力は低下している（図-6、8(a)）。しかし、その後、せん断変形、およびせん断座屈は進展するが、良好な変形性能を示しながら再び耐力力が大きくなっていることがわかる。このとき、フランジには局部座屈による面外変位は観察されていない（図-8(b)）。

よって、フランジの板厚を増加することにより、既存梁部材のフランジの局部座屈を抑制し、梁部材の終局耐力力をウェブのせん断耐力力で決定することができると考えられる。また、ウェブにせん断座屈が生じた場合、耐力力の低下は非常に小さく、優れた変形性能を有することが明らかになった。

上記の理由により、既存の代表的なラーメン橋脚の梁部材のフランジ板厚に柱部材と同等の寸法制限を適用することによって、フランジ局部座屈を抑制しウェブのせん断座屈を先行させ、優れた変形性能を有する梁部材を構成することが可能であることが明らかになった。



(a) Model3(10step)変形図



(b) Model3(24step)変形図

図-8 Model3(フランジ 28mm、ウェブ 12mm)

フォンミーゼス応力コンター図、および変形図

3. せん断非線形を考慮した梁部材の骨組解析

前章より、梁部材のせん断座屈先行型の崩壊モードは、最大耐力力点に到達した後の耐力力の低下が小さく、優れた変形性能を有していることがわかった。このため、本章では、梁部のせん断座屈を許容する設計を行うために必要となる、せん断非線形特性をモデル化した骨組解析モデルを構築する。

(1) 梁部のせん断非線形特性 ($V-\gamma$ 関係)

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（前章参照）。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 γ 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 γ_y は、次式で算出した。

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

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

ここで、 V_y : 降伏せん断力(N)
 t_w : ウェブ板厚(mm)
 B_w : ウェブ高さ(mm)
 A_w : ウェブ断面積(mm²) $A_w = 2 \cdot t_w \cdot B_w$
 τ_y : 鋼材の降伏せん断応力(N/mm²)
 G : せん断弾性係数(N/mm²)

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

E : 弾性係数(N/mm²)

本検討で設定している、図-2の梁部に関するせん断非線形特性を図-9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。

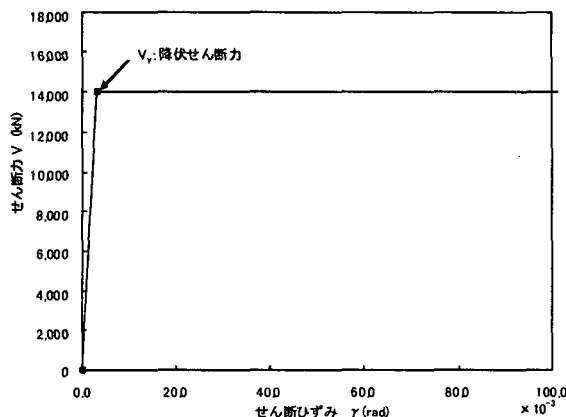


図-9 骨組み解析で用いたせん断非線形特性(V- γ 関係)

(2) 解析結果、および考察

対象モデルに対して、梁モデルにおいて、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、骨組み解析を用いて解析を行った。

図-10には、骨組みモデルによる非線形解析結果、および3次元FEM解析結果（図-4参照）の荷重載荷位置における荷重-変位関係を示す。

図中の骨組み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FEM解析結果とを比較すると、骨組みモデルの耐力が3次元FEM解析の耐力に比べて大きくなっていることが分かる。

次に、曲げ・せん断非線形を考慮した骨組モデルによる解析結果と3次元FEM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。

よって、骨組みモデルにおいて梁モデルの非線形特性を詳細に表現するためには、曲げ非線形のみならず、せん断非線形についても考慮する必要があると考えられる。

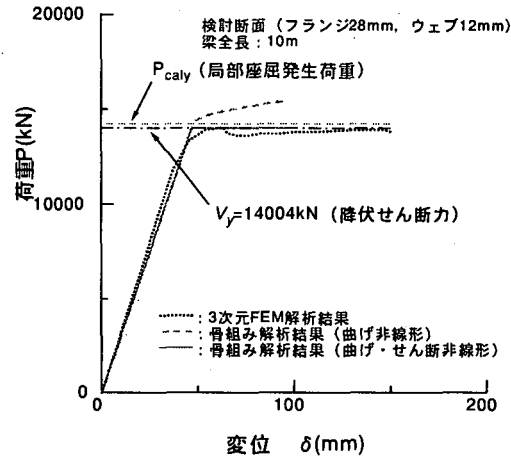


図-10 荷重載荷位置における荷重-変位関係

4. 曲げせん断非線形を考慮した鋼製ラーメン橋脚面内方向解析

2、3章の検討により、梁部材において非線形性を考える場合、曲げ非線形のみならず、せん断非線形についても考慮する必要があることがわかった。

そこで、本章では、前章で構築した梁部材のせん断非線形挙動を考慮した簡易解析モデルを用い、鋼製ラーメン橋脚全体の簡易解析モデルを構築し、簡易解析モデルにおいて、梁部材のせん断非線形挙動を考慮した場合と考慮しない場合の解析結果について比較・検討を行った。

(1) 解析モデル

解析モデルは、図-11に示す鋼製ラーメン橋脚の弾塑性面内挙動の実験に用いられた模型供試体（縮尺 1/17）を対象とした。

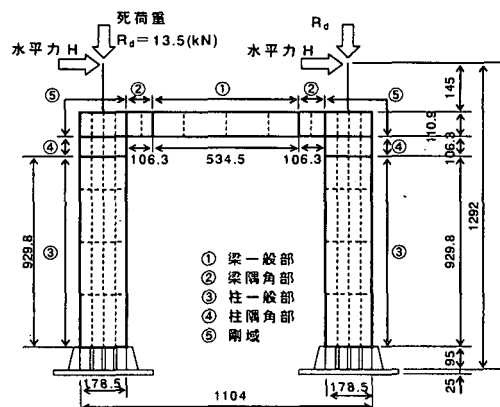


図-11 対象とした鋼製ラーメン橋脚(寸法:mm)

ここで、梁部に用いたせん断非線形特性 (V- γ 関係)

第6回地震時保有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（2003年1月）を表-2、および図-12に示す。この非線形モデルは、2章で行った3次元FEM解析結果と骨組みモデルの解析結果との比較より設定したものである。

図-13に、本検討で用いた部材のM-φ関係を示す⁹⁾。圧縮軸力が作用した部材のM-φ関係は、降伏時、側板引張縁降伏時、および終局時の3点を結んだトリリニア型とした。ここで降伏時とは、圧縮側縁端ひずみが降伏ひずみに達した状態、側板引張降伏時(STATE I)とは、断面が降伏時から終局時に移行するまでに、側板の引張側縁端ひずみが降伏ひずみに達した状態、終局時(STATE II)とは圧縮側縁端ひずみが終局ひずみに達した状態と定義した。

一方、引張軸力が作用した部材のM-φ関係は、降伏時、側板圧縮縁降伏時、および終局時の3点を結んだトリリニア型とした。ここで降伏時とは、引張側縁端ひずみが降伏ひずみに達した状態、側板圧縮降伏時 (STATE I)とは、断面が降伏時から終局時に移行するまでに、側板の圧縮側縁端ひずみが降伏ひずみに達した状態、終局時 (STATE II)とは引張側縁端ひずみが終局ひずみに達した状態と定義した。

なお、本検討において、終局ひずみ ϵ_u は、降伏ひずみ ϵ_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-2 対象とした鋼製ラーメン橋脚の断面諸元

部 材		I _{面内} (cm ⁴)	I _{面外} (cm ⁴)	A (cm ²)
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

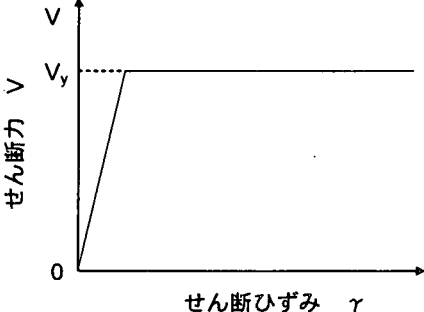


図-12 梁部せん断非線形特性曲線

表-3 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 ²)	3.552×10^2	4.959×10^2
降伏応力 σ_y (N/mm ²)	1.956×10^2	1.778×10^2

せん断降伏 応力	τ_y (N/mm ²)	1.129×10^2	1.026×10^2
ポアソン比	ν	0.33	0.33
弾性係数	E (kN/m ²)	2.059×10^8	2.060×10^8
せん弾性係数	G (kN/m ²)	7.742×10^7	7.743×10^7
せん断耐力	V_y (kN)	4.011×10	5.090×10
降伏せん断 ひずみ	γ_y (rad)	1.459×10^{-3}	1.326×10^{-3}

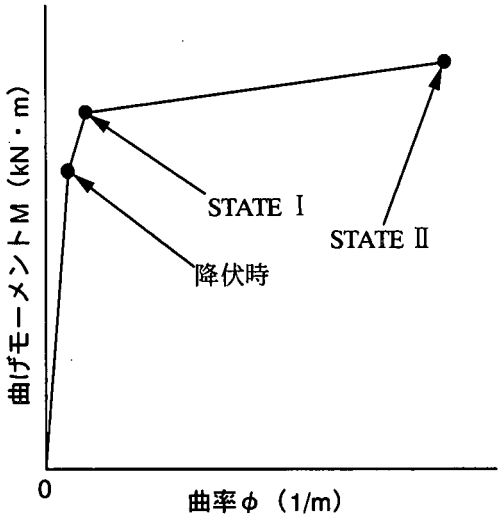


図-13 鋼製橋脚のM-φ関係

図-14は、任意の軸力のもとで降伏時、STATE I、およびSTATE IIの状態における曲げモーメントを算出し、同じ状態の点を結ぶことで作成したM-N 相関曲線である。

部材のM-φ関係の設定においては、まず線形解析を行い、部材に作用する曲げモーメント、および軸力の比（以下、M-N 比）を算出した。次に図-14に示すM-N 相関曲線とM-N 比一定として引いた直線との交点を算出し、各交点における曲げモーメントMと曲率φとの関係を算出し、図-13に示すM-φ関係を作成した。

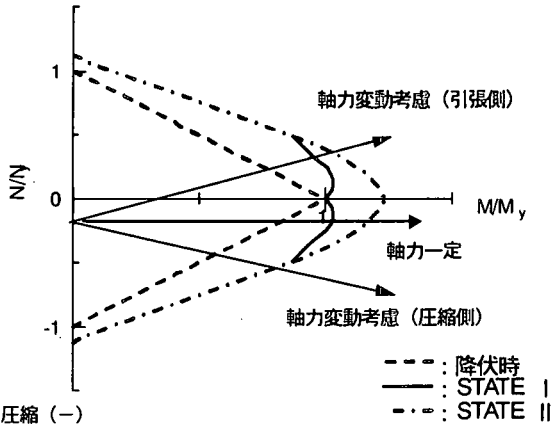


図-14 鋼製橋脚のM-N 相関曲線

軸力変動を考慮した簡易解析は、柱部の非線形特性に、上記の方法で算出した $M-\phi$ 関係を用いることによって行う。

(2) 解析結果

図-11 に示す鋼製ラーメン橋脚を対象として、梁部材に曲げ・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いて、面内方向水平力漸増解析を行った。解析ケースを表-4 にまとめる。また、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-15 に示す。

表-4 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。

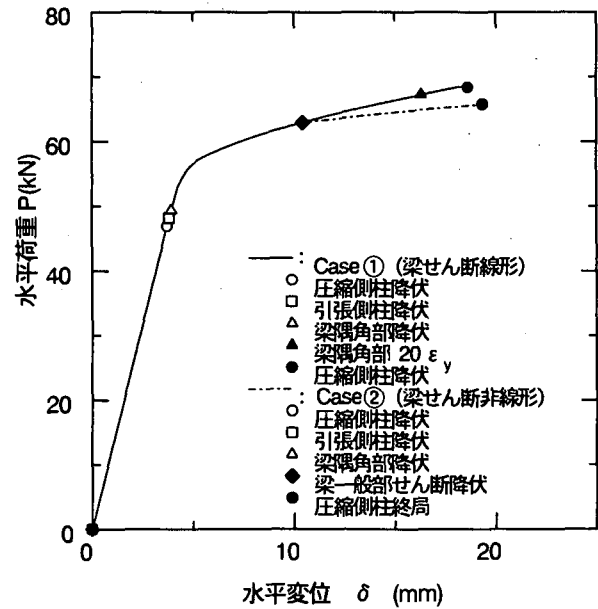


図-15 荷重載荷点における荷重－変位関係

図-15 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、ならびにイベントに違いは見られなかった。

また、梁に発生するせん断力が降伏せん断力に達した後、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。

対象とした解析モデルにおいては、梁部のせん断非線

形の有無による、荷重載荷点における荷重－変位関係を比較すると、せん断非線形を考慮した場合、ラーメン橋脚の面内耐力が若干低下することが明らかとなった。また、終局変位については、大きな違いが見られなかった。

今後、剛比、形状等が異なるラーメン橋脚に対して、梁部の非線形特性の有無に対する面内耐力への影響について検討する必要がある。

5. 結論

本研究では、標準的な形状の門型鋼製ラーメン橋脚の梁部について、パラメータを変化させ弾塑性有限変位解析を行い、梁部の非線形特性を明らかにし、これをもとに鋼製ラーメン橋脚の梁モデルによる簡易解析法を構築した。

本文で得られた主な結論は以下の通りである。

- 1) 梁部材の断面構成は同じであっても、梁部材に作用する曲げモーメント M 、およびせん断力 V の比率によって、崩壊モードは異なる。
- 2) せん断力が卓越し、ウェブパネルにせん断座屈が生じる崩壊モードにおいては、せん断パネル内に斜引張場が形成されることによって、梁のせん断変形が安定して増大するため、フランジに曲げモーメントに起因する局部座屈が発生する崩壊モードより優れた変形性能を有する。
- 3) ウェブパネルにせん断座屈が生じる崩壊モードにおいては、初等理論から求めた各解析モデルのせん断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弾塑性有限変位解析結果とほぼ一致する。
- 4) 梁部材のフランジの局部座屈を抑制した場合の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。
- 5) 骨組解析において、梁部のせん断非線形挙動の考慮の有無による解析結果の違いは、今回対象とした橋脚については小さかったが、梁部のせん断座屈が支配的となる橋脚では、大きくなると考えられ、今後、検討が必要である。

7. 謝辞

本研究を行うにあたり、京都大学大学院工学研究科の渡邊英一教授、杉浦邦征助教授、永田和寿助手より多くの助言を頂きました。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 陵城成樹、木代稔、小林寛、渡邊英一：箱型断面を有する鋼製橋脚の弾塑性挙動と耐震設計法に関する研究、土木学会、構造工学論文集、Vol.45A、pp.1027～

第6回地震時保有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（2003年1月）

1035、1999年3月

- 2) 渡邊英一、永田和寿、杉浦邦征、水谷治弘、陵城成樹：
鋼製ラーメン橋脚のハイブリッド地震応答実験およびその耐震設計法に関する考察、土木学会、第4回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、pp.299～306、2000年12月
- 3) 國司了、渡邊英一、永田和寿、杉浦邦征、水谷治弘、鋼製ラーメン橋脚の面内挙動に関する研究、土木学会、鋼構造年次論文報告集 第8巻、pp.269～276、2000年11月
- 4) 永田和寿、渡邊英一、杉浦邦征、武居正樹、足立幸郎、鋼製ラーメン橋脚の地震時応答性状に関する研究、土木学会、鋼構造年次論文報告集 第9巻、pp.353～357、2001年11月
- 5) 武居正樹、渡邊英一、杉浦邦征、永田和寿、足立幸郎、陵城成樹、鋼製ラーメン橋脚の崩壊過程に関する研究、土木学会、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年1月
- 6) 森下宣明、前野裕文、岡本隆、中村信秀、青木徹彦、宇佐美勉：鋼製箱形断面はりのせん断耐荷力実験、土木学会、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.171～176、2002年1月
- 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、pp.、2001年8月