

鋼アーチ橋における主部材の断面特性と弾塑性動的解析

Characteristics of Section Properties of Primary Members and Elasto-Plastic Dynamic Analysis of Steel Arch Bridges

大江 豊*, 大塚久哲**, 水田洋司***, 劉 貴位****, 飯星智博*****

Yutaka OHE, Hisanori OTSUKA, Yoji MIZUTA, Guiwei LIU and Tomohiro IHOSHI

* (株)構造技術センター (〒812-0011 福岡市博多区博多駅前 3-5-7)

九州大学大学院工学研究科建設システム工学専攻博士課程

** 工博 九州大学教授 大学院工学研究科建設システム工学専攻 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

*** 工博 九州産業大学教授 工学部土木工学科 (〒813-8503 福岡市東区松香台 2-3-1)

**** 修士(工) (株)構造技術センター (〒812-0011 福岡市博多区博多駅前 3-5-7)

***** 九州大学大学院工学研究科建設システム工学専攻修士課程 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

The steel arch bridges are classified into deck type, through type and half-through type according to the position of main girders. Width-thickness ratios and slenderness ratios are investigated for arch ribs and main girders in three type arch bridges.

After that the dynamic behaviors of half-through type arch bridges are investigated using both elastic and elasto-plastic dynamic analysis. In elasto-plastic analysis a simplified method is proposed to consider the axial force fluctuations.

Key Words: steel arch bridge, section property, elasto-plastic dynamic analysis, axial force fluctuation.

1. まえがき

平成8年12月改訂の道路橋示方書¹⁾耐震設計編によれば、地震時の挙動が複雑でない橋梁については、震度法および地震時保有水平耐力法を用いることができるが、アーチ橋のように地震時の挙動が複雑な橋梁については動的解析を行い、その結果を設計に取り入れるように規定されている。しかしながら、新示方書に準拠して鋼アーチ橋の耐震性を検討した事例はまだ少ないのが現状である²⁾。大きな地震動(レベルⅡ)に対する鋼アーチ橋の動的解析を行う場合、部材の復元力特性および履歴特性を決める必要がある³⁾が、それには、まず主要部材の断面特性を知る必要がある。

本論文では、最近架設された上路式および中路式の鋼アーチ橋について、幅厚比と細長比について整理した。次いで、その中の1橋について線形解析と非線形の動的解析を行い、大地震時の挙動特性を把握するとともに、軸力変動を考慮することができる簡易手法を提案して、その精度の適用性を検討した。

2. 鋼アーチ橋の断面特性の調査

2.1 調査対象橋梁

鋼構造物の断面特性を評価する指標として、幅厚比、細長比、補剛材剛比などがある。これらのパラメータの内、幅厚比と細長比について調査した。橋梁年鑑⁴⁾より上路式および中路式の比較的支間長の長い鋼アーチ橋を抽出し、設計図書よりパラメータの整理を行った。以下にその橋梁の一覧と代表的な一般図を示す。(表-1 および図-1)

表-1 鋼アーチ橋の分類

①上路式アーチ橋

橋梁	完工年	橋長 (m)	支間長 (m)	所在地
A橋	H7	311.0	189.2	福島県
B橋	H7	206.0	136.4	岐阜県
C橋	H6	360.0	261.0	青森県

②中路式アーチ橋

橋梁	完工年	橋長 (m)	支間長 (m)	所在地
D橋	H7	103.0	88.0	奈良県
E橋	H4	236.0	165.5	神奈川県
F橋	H4	184.0	142.0	埼玉県
G橋	H3	104.0	99.0	熊本県
H橋	S48	199.0	160.0	宮崎県

③中路式バランスドアーチ橋

橋梁	完工年	橋長 (m)	支間長 (m)	所在地
I 橋	H 8	235.0	93.0	茨城県
J 橋	H 5	369.9	160.0	和歌山県
K 橋	H 5	696.1	255.0	大阪府

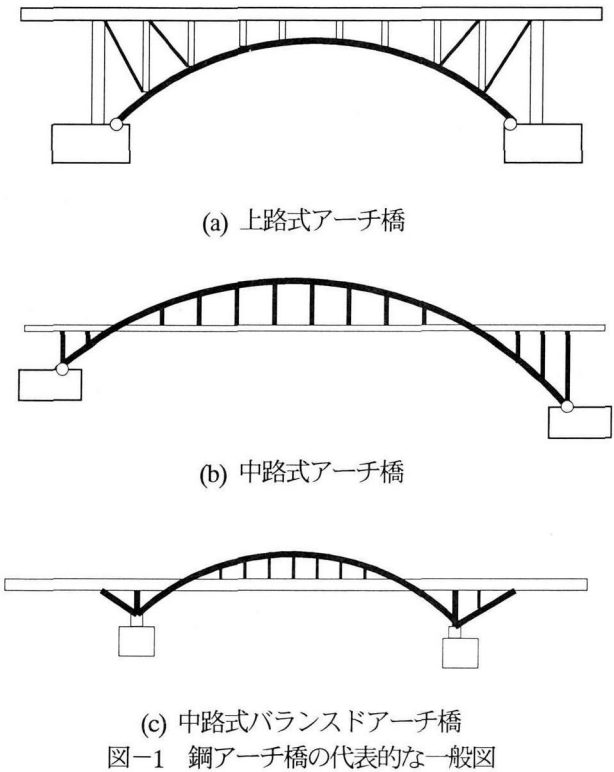


図-1 鋼アーチ橋の代表的な一般図

(1) 幅厚比パラメータ^{5)~6)}

幅厚比パラメータは、以下の式によって、定義される。

$$Rr = \frac{B}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k_R}} \quad (1)$$

ここで、B：補剛板の全幅、t：板厚、 σ_y ：降伏応力
E：ヤング係数、 μ ：ポアソン比、 $k_R (=4n^2)$ ：座屈係数、n：縦補剛材で区切られるサブパネル数である。

(2) 細長比パラメータ^{5)~6)}

細長比パラメータは、以下の式によって、定義される。

$$\lambda = \left(\frac{1}{\pi} \right) \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \cdot \left(\frac{L_e}{r} \right) \quad (2)$$

ここで、 L_e ：有効座屈長 ($L_e = \beta L$ ： β は有効長さ係数、ここでは、 $\beta=0.5$ 、L：ダイヤフラム間の距離) r：部材断面の断面2次半径である。

2.2 鋼アーチ橋の幅厚比、細長比の分布

最初に2.1で定義した式を用いて上路式、中路式の鋼アーチ橋および中路式バランスドアーチ橋についてのそれぞれの幅厚比Rrと細長比 λ の分布を示す。

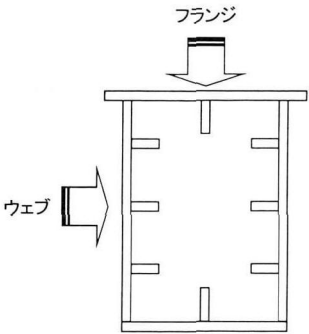
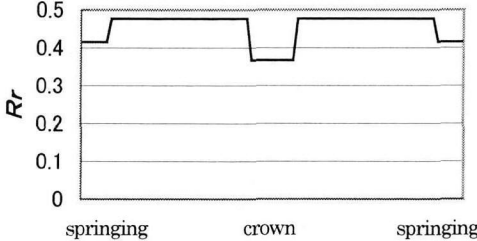


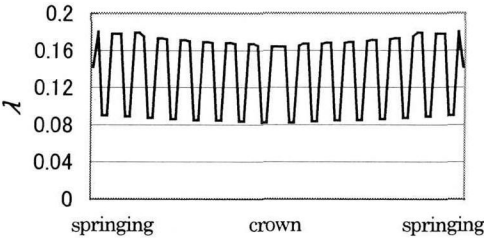
図-2 鋼アーチ橋の箱型断面の一般図

図-2のようにそれぞれフランジとウェブから幅厚比Rrと細長比 λ の分布を求めた。ここで断っておくが、アーチリブと補剛桁の接合部は、ダイヤフラムの区切りが明確でないため隣接パネルと同等に評価した。

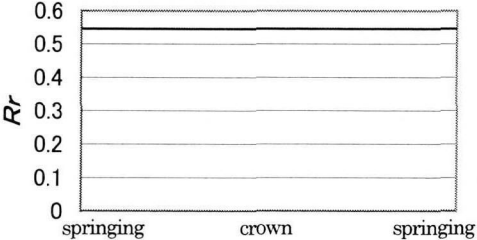
(1) 鋼上路式アーチ橋 (A 橋) の幅厚比、細長比の分布 (図-3 および図-4)



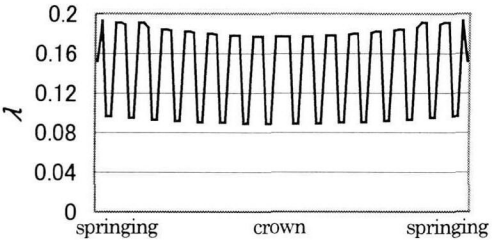
(a) 幅厚比Rr (フランジ)



(b) 細長比lambda (フランジ)

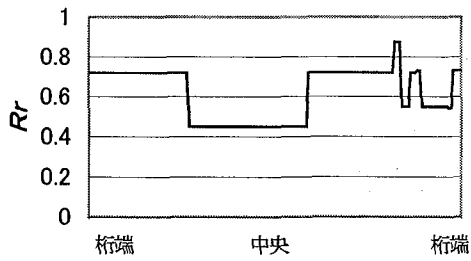


(c) 幅厚比Rr (ウェブ)

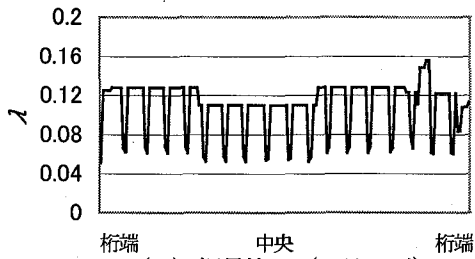


(d) 細長比lambda (ウェブ)

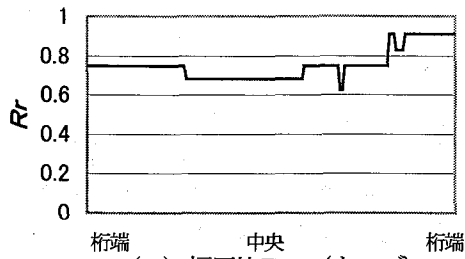
図-3 A 橋の幅厚比、細長比の分布 (アーチリブ)



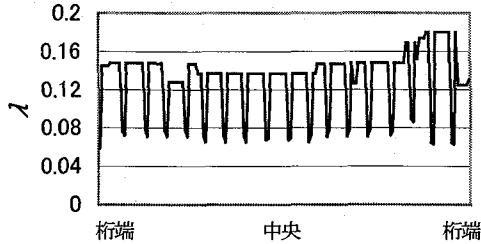
(a) 幅厚比 Rr (フランジ)



(b) 細長比 λ (フランジ)



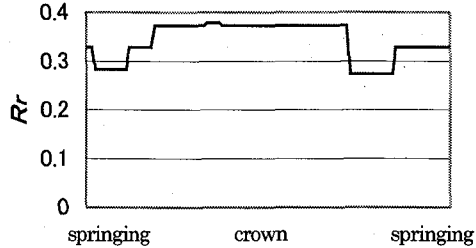
(c) 幅厚比 Rr (ウェブ)



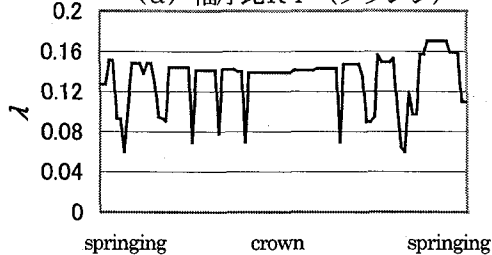
(d) 細長比 λ (ウェブ)

図-4 A橋の幅厚比、細長比の分布 (補剛桁)

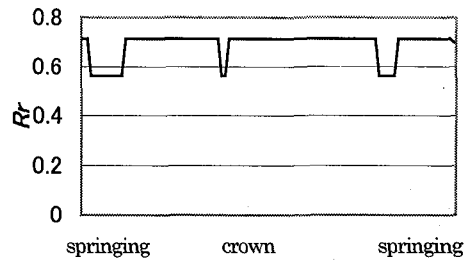
(2) 鋼中路式アーチ橋 (H橋) の幅厚比、細長比 (図-5)



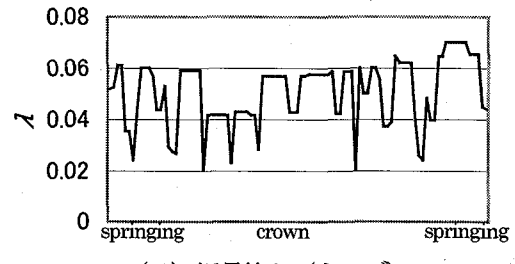
(a) 幅厚比 Rr (フランジ)



(b) 細長比 λ (フランジ)



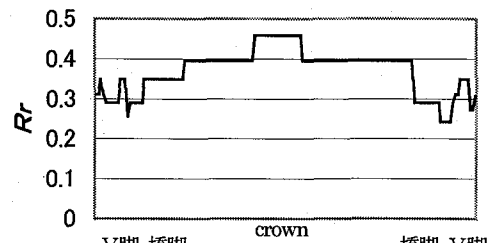
(c) 幅厚比 Rr (ウェブ)



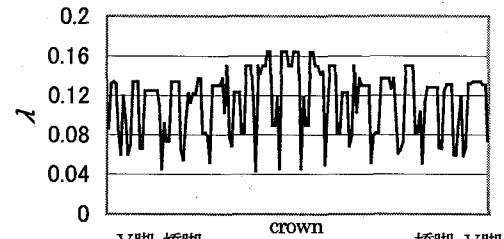
(d) 細長比 λ (ウェブ)

図-5 H橋の幅厚比、細長比の分布 (アーチリブ)

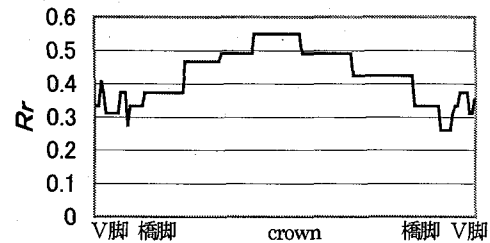
(3) バランスドアーチ橋 (K橋) の Rr 、 λ (図-6)



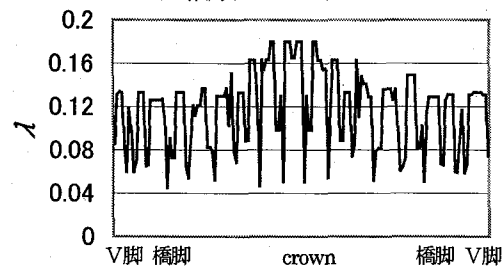
(a) 幅厚比 Rr (フランジ)



(b) 細長比 λ (フランジ)



(c) 幅厚比 Rr (ウェブ)



(d) 細長比 λ (フランジ)

図-6 K橋の幅厚比、細長比の分布 (アーチリブ、V脚)

上記の図-3 から図-6 は、横軸をアーチリブにおいては、スプリング部からスプリング部まで、または、補剛桁においては桁端から桁端までとし、縦軸に幅厚比 Rr および細長比 λ を示したものである。

2.3 鋼アーチ橋の幅厚比、細長比の傾向について

以上、A 橋（鋼上路式アーチ橋）、H 橋（鋼中路式アーチ橋）、K 橋（鋼中路式バランスポアーチ橋）の 3 橋について、それぞれの幅厚比と細長比についての分布状況を見てきたが、橋梁のタイプより以下の傾向がつかめた。

- ①全体的に見て、所々で細長比 λ が極端に小さくなっているが、これは、アーチリブおよび補剛桁の箱型の接合部およびアーチリブにおいては、鉛直材結合部、補剛桁においては、横つなぎ材結合部であり、その区間は、ダイヤフラム間の距離が小さいためである。
- ②上路式アーチ橋におけるアーチリブのフランジ側 Rr は、スプリング部とクラウン部で小さくっており、クラウン部が最も小さい。ウェブ側の Rr は支間全長にわたって一定である。（ $Rr=0.545$ ）
- ③上路式アーチ橋の補剛桁の Rr は、桁端において不規則であるが、全体的傾向としては、アーチリブと同様である。
- ④上路式アーチ橋の補剛桁の λ は、一定である部分が多い。これは、ダイヤフラム間の距離が一定である部分が多いためである。
- ⑤中路式アーチ橋におけるアーチリブの Rr は、フランジ、ウェブとも補剛桁との交差部で小さくなっている。ウェブの Rr は、上路式と比べて大きい。
- ⑥バランスポアーチ橋は、 Rr 、 λ のいずれも中央にいくほど、全体的に大きくなっている。橋脚部付近の Rr はフランジ、ウェブとも小さくなっている。

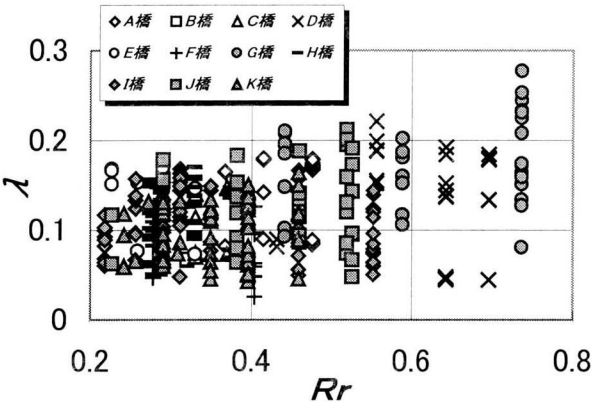
以上のことから、アーチ橋の種類、断面の位置において幅厚比パラメータ Rr と細長比パラメータ λ がそれぞれ異なることが分かる。宇佐美ら³⁾は、鋼製橋脚の復元力と履歴特性を幅厚比と細長比をパラメータとして、剛性低下と強度低下を表わし得る形で提案している。鋼アーチ橋においてもこれまで見てきたように、2つのパラメータは大きく変化しており、非線形動的解析を行う際にこれらを考慮したモデルが必要であると思われる。

図-7 に今回調査した 11 橋におけるアーチリブに関する幅厚比パラメータ Rr と細長比パラメータ λ の相関図を作成した。以下に示す。横軸を幅厚比パラメータ Rr 、縦軸に細長比パラメータ λ をとっている。

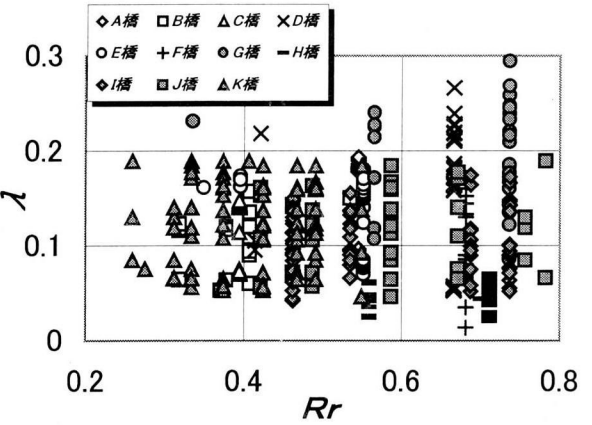
A 橋、B 橋、C 橋が鋼上路式アーチ橋、D 橋から H 橋が鋼中路式アーチ橋、I 橋、J 橋、K 橋がバランスポアーチ橋である。

図-7 からアーチ橋によって幅厚比 Rr 、細長比 λ の分布が多様であることがこの図からも明らかである。

この 11 橋については、フランジ、ウェブの両方とも幅厚比 Rr は 0.2 から 0.8、細長比 λ は 0.3 までの範囲に収まっている。



(a) フランジ



(b) ウェブ

図-7 幅厚比、細長比の相関図（アーチリブ）

次の3では、この11橋の中から鋼中路式アーチ橋であり、今回の幅厚比、細長比の分布を明らかにしたH橋について非線形動的解析を行なった結果を報告する。

3. 既存の鋼中路式アーチ橋の動的解析

3.1 概要

新示方書に準拠して鋼アーチ橋の動的解析を行った研究も発表²⁾されたしたが、まだまだ検討例が少ないのが現状である。

H橋は、昭和 48 年に架設された鋼中路式ローゼ橋であるが、これを新示方書に基づいて動的解析を行い、耐震性の検討を行う。

まず、鋼アーチ橋の縦桁、RC床版の剛性が動的挙動にどの程度影響するかを検討するため、これらの剛性評価の有無による固有値解析を行い、そこで得られた固有振動数の解析値と実験値を比較した。次に、塑性化する可能性のある部材を見極めるため、タイプⅠ、タイプⅡの地震波を用いて、全部材を弾性と仮定した線形時刻歴応答解析

(Case-1)を行った。その結果、タイプⅠでは塑性域に達していないことがわかった。更に、タイプⅡの地震波を用いて、地震時軸力の変動を考慮したN-M-φ弾塑性モデル (Case-2) により非線形動的解析を行った。このとき、アーチ橋の動的耐震安全性を照査する実用的な簡便法を検討するために、線形動的解析で得られた地震時軸力の最大応答値を考慮した N_{max} -M-φ弾塑性モデル (Case-3) と最小応答値を考慮した N_{min} -M-φ弾塑性モデル (Case-4) を設定し、それぞれの弾塑性モデルを用いて非線形時刻歴応答解析を行った。これらの各応答値の比較を通して鋼アーチ橋の弾塑性応答特性について検討し、最後に提案した簡便法で当該橋の耐震安全性について判定した。

3.2 解析対象橋梁

解析の対象となる橋梁の構造形式は 2 ヒンジの鋼中路式ローゼ橋である。補剛桁はピン支承とローラー支承とでその両端を支持されている。当該橋の主な諸元を表-2に、側面図を図-8に示す。

表-2 対象橋梁の諸元

橋長	L_0	199.0m
アーチ支間	L	160.0m
ライズ	f	30.0
ライズ比	f/L	1/5.3
総幅員	B_0	8.8m
有効幅員	B	6.5m

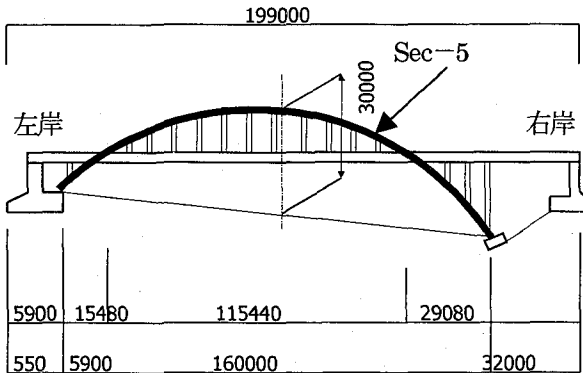


図-8 対象橋梁の側面図

3.3 解析モデルおよび入力条件

対象橋梁の断面構成は、アーチリブ及び支柱が箱断面、補剛桁がI断面、横構及び吊材がH断面、支柱対傾構がC T断面である。したがって、アーチリブ、補剛桁、支柱は、3次元はり要素とし、他の部材はトラス要素とした。3次元立体解析骨組モデルを図-9に示す。

当該橋の基礎は直接基礎であるため、地盤バネは考慮していない。また、地域別補正係数の地域区分は架設地を考慮してBとしている。動的解析に用いる入力条件の設定を表-3に示す。

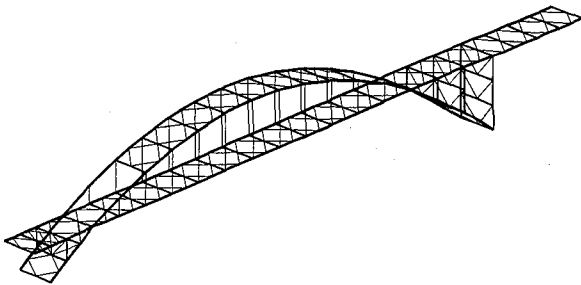


図-9 3次元立体解析骨組モデル図

表-3 動的解析の入力条件 (線形解析、非線形解析共通)

解析手法	直接積分法	
積分手法	Newmark β 法	$\beta=0.25$
時間間隔	$\Delta t=0.005\text{Sec.}$	
入力地震動波形	タイプⅡ	タイプⅠ
全体質量行列	集中質量行列	
モード減衰のタイプ	歪みエネルギー比例型	

3.4 固有値解析によるモデル化の検討

鋼アーチ橋の固有振動数を算出する際に、縦桁とRC床版の剛性を考慮する必要があるかどうかを検証するために、縦桁とRC床版剛性評価有り、無しの両ケースについて固有値解析を行った。RC床版と縦桁は横桁上の連続合成桁と見なして、RC床版の有効幅の剛性が評価されている。表-4は各次モードの固有振動数の解析値と実験値の比較である。

表-4からわかるように、縦桁や床版の剛性を評価しなければ、鋼アーチ橋の固有振動数を実験値に近づけることはできないことがわかったが、以後の計算では、床版無視の評価モデルを用いた。

表-4 固有振動数の解析値と実験値との比較 (Hz)

振動モード		解析値		実験値
		縦桁・床版無視	縦桁・床版考慮	
鉛直振動	①	0.787	1.008	1.028
	②	1.280	1.678	1.780
	③	1.694	2.178	2.282
	④	2.028	2.201	2.859
	⑤	2.488	3.134	3.143
面外水平振動	①	0.676	0.736	0.929
	②	1.158	1.184	1.738
	③	1.618	1.786	1.874
	④	1.793	2.309	2.429

3.5 線形時刻歴応答解析

塑性化する可能性のある部材を見極めるために、タイプⅠ、タイプⅡの地震波 (Ⅱ種地盤で各3波) を橋軸方向および橋軸直角方向に作用させ、線形時刻歴応答解析 (Case-1) を行った。塑性化する可能性のある部材の判定は、

ここで得られた各部材の最大軸力と最大曲げモーメントの平均値より算出した部材の応力度が、基準降伏点より大きいかどうかにより判定した。

タイプⅠの地震波を橋軸方向および橋軸直角方向に作用させても、部材は塑性域に達していないことが確認できた。したがって、本論文では、タイプⅡの地震波による結果のみを記述する。図-10の太線は、地震波をそれぞれ方向に入力したときに塑性化する可能性のある部材の発生部位である。図-10(a)は地震波を橋軸方向に作用させたときの応答で、(b)は橋軸直角方向に作用させたときの応答である。

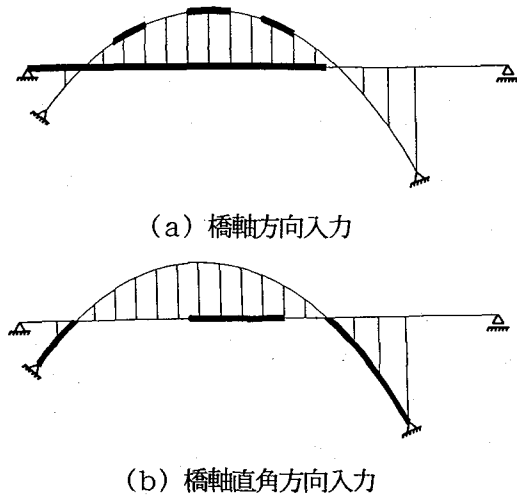


図-10 塑性化する部材の発生部位 (Case-1)

①この図から、本橋の場合、アーチリブのみならず補剛桁も塑性域に入ること。

②補剛桁の塑性化は、橋軸方向入力時の方が、多い断面で生じること

③アーチリブの塑性化は、橋軸方向入力の場合、補剛桁より上にあるアーチリブのクラウン部に近い場所に発生し、橋軸直角方向入力の場合は、逆にスプリング部に発生することなどが知られる。

また、図-5(a)(c)の幅厚比パラメータの分布図と塑性化部材の場所を比較すると、 R_r が大きなアーチクラウン部のフランジやウェブのスプリング部において塑性化の生じる可能性が示唆されている。非線形動的解析においては、履歴特性の適切な評価が肝要であり、 R_r の差によりどの程度の履歴特性の差異が生じるかの検討が今後の課題として挙げられる。

3.6 非線形時刻歴応答解析

以下、非線形動的解析を実行した結果を示すが、本橋では、まず、軸力変動の仕方についての考察と本橋の耐震安全性の照査結果について概略をつかむため、部材の R_r 、 λ が図-5にみられるように部材軸方向に変化しているにもかかわらず履歴特性には差をつけずに解析したことを断っておく。

(1) 軸力変動を考慮した弾塑性バイリニアモデル

軸力と曲げモーメントを同時に受ける軸力-曲げモーメント-曲率の関係を導くために、次の仮定を用いた。

①断面は軸方向変形と曲げ変形に対して平面保持の法則に従う。すなわち、断面のひずみ分布は中立軸からの距離に比例する。

②鋼材の応力-ひずみ曲線は図-11に示すように理想弾塑性ひずみ硬化材料である。

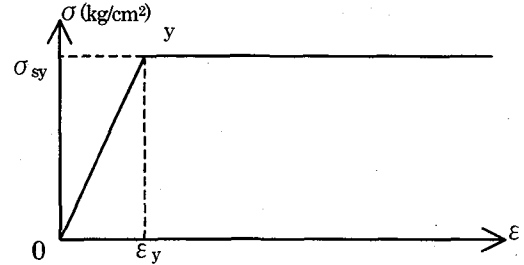


図-11 本研究に用いた鋼材の応力-ひずみ曲線

③断面力 N および M は、式(3)によって求められる。

$$N = \int_A \sigma dA \quad M = \int_A \sigma y dA \quad (3)$$

ここに

σ : 軸力および曲げモーメントによる垂直応力度

y : 断面上の図心からの距離

A : はりの断面積

④はりの変形は微小変形である。すなわち、弾性時のたわみ曲線の曲率は次の関係を満足する。

$$\phi = \pm \frac{\frac{d^2 y}{d^2 x}}{\left\{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2\right\}^{3/2}} = \pm \frac{d^2 y}{d^2 x} = \frac{M}{EI} \quad (4)$$

非弾性域では、道路橋示方書(耐震設計編)の手法を用いた。

⑤参考文献7)の規定に従い、アーチリブ断面にある縦リブの剛度とその必要剛度の比(γ/γ^*)は、 $1.0 < \gamma/\gamma^* < 3.0$ という条件に属していることから、終局ひずみ(ϵ_u)は降伏ひずみ(ϵ_y)の10倍に設定した。

⑥アーチの部材座屈、全体座屈および局部座屈は⑤で規定する終局状態より先には起こらない。

次に、軸力を受けている鋼箱断面(縦リブはフランジに等価換算した)に曲げモーメントが作用したとき、鋼箱断面に生じる応力分布図のそれぞれを図-12および図-13に示す。

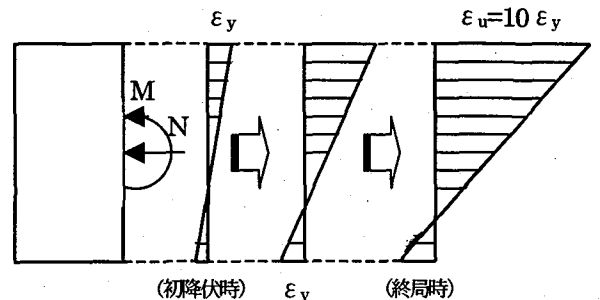


図-12 箱断面の降伏状態および終局状態の定義

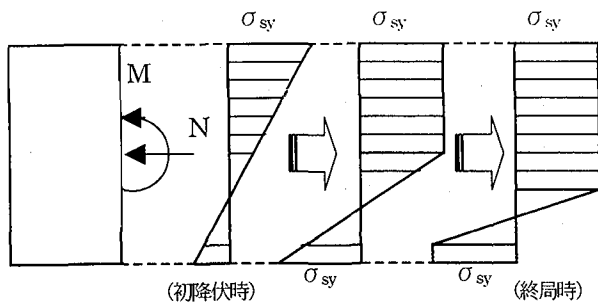


図-13 箱断面に生じる応力分布図

本研究では、Case-2 のN-M-φモデル、Case-3 の N_{max} -M-φモデル、およびCase-4 の N_{min} -M-φモデル、以上の3種類の非線形弾塑性バイリニアモデルを設定した。一例として、図-8 に示すSec-5 部材の弾塑性バイリニアモデルを図-14~図-16 に示す。

この図のM-φ曲線のうち、太線が計算に用いたバイリニアであり、細線に示す Y_0 、 U_1 、 U_2 は以下の点を示す。

- Y_0 : 断面の上縁または下縁のいずれかが初降伏した時
- U_1 : 断面の上縁と下縁の両方が降伏した時
- U_2 : 断面の上縁または下縁のいずれかが終局ひずみに達した時

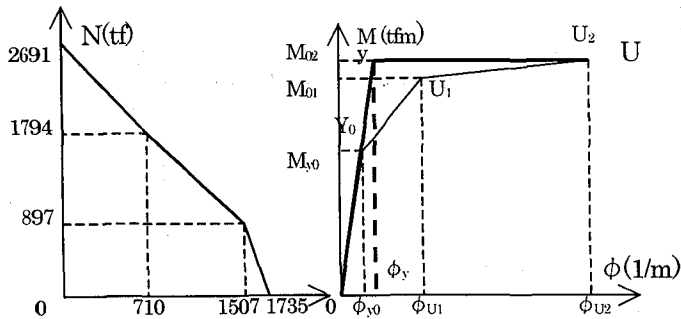


図-14 Sec-5 のN-M-φ弾塑性モデル

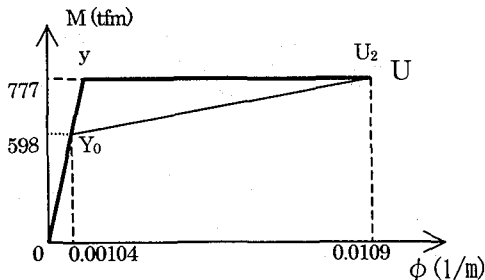


図-15 Sec-5 の N_{max} -M-φ弾塑性モデル

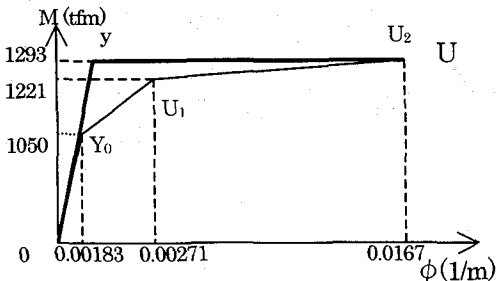
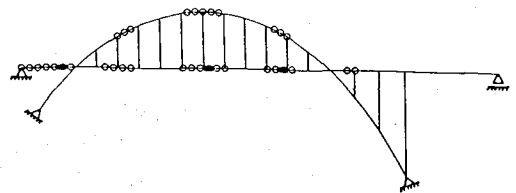


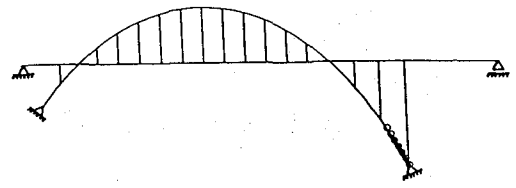
図-16 Sec-5 の N_{min} -M-φ弾塑性モデル

(2) 3種類の非線形モデルによる弾塑性応答特性

N-M-φモデルと N_{max} -M-φモデルおよび N_{min} -M-φモデルについて、地震波を橋軸方向および橋軸直角方向に作用させたとき、非線形時刻歴応答解析で得られた塑性化する部材の発生位置をそれぞれ図-17 に示している。図-17 (a) は地震波を橋軸方向に作用させたときの応答で、(b) は橋軸直角方向に作用させたときの応答である。図中の太線はCase-2、○印はCase-3 とCase-4 の塑性化する部材の発生位置である。図-17 に示すように、Case-2 のN-M-φ弾塑性モデルによる塑性応答をする部材の位置はCase-3 の N_{max} -M-φモデルとCase-4 の N_{min} -M-φ弾塑性モデルによるものの中に含まれることが判明した。このことより、 N_{max} -M-φモデルおよび N_{min} -M-φモデルを用いた非線形動的応答解析は、地震時軸力変動の大きいアーチ橋の弾塑性応答特性を把握することが可能である。



(a) 橋軸方向入力

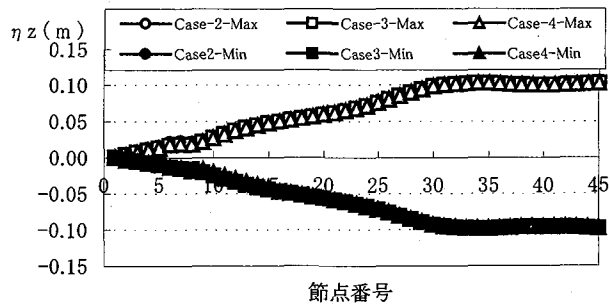


(b) 橋軸直角方向入力

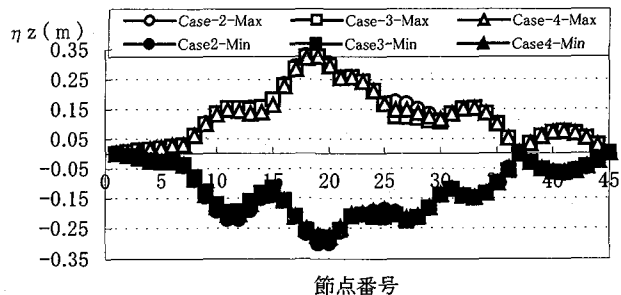
図-17 弾塑性応答特性の比較図 (Case-2~4)

(3) 3種類のモデルによる各最大最小応答値の比較

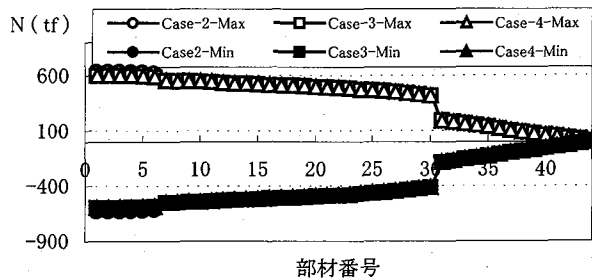
3種類の異なる弾塑性バイリニアモデルによるアーチ部材および補剛桁部材の各最大最小応答値にどの程度の差異があるかを判定するために、タイプII-1の地震波を橋軸方向に作用させた場合の各最大最小応答値の比較を行った。図-18 は補剛桁部材の比較図であり、図-19 は、アーチ部材の比較図である。図に示しているように、各最大最小応答値に大差のないことが判った。



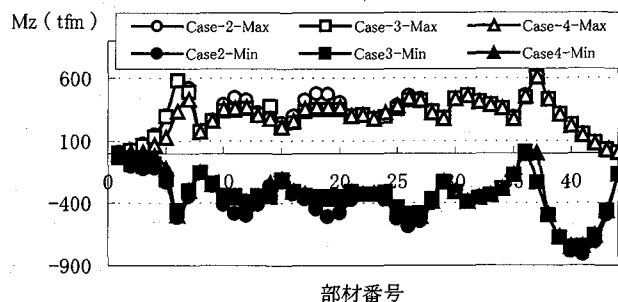
a) 軸方向変形の最大最小応答値の比較



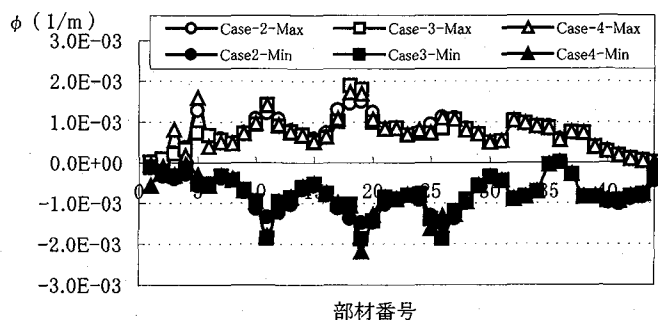
b) 上下方向変形の最大最小応答値の比較



c) 軸力の最大最小応答値の比較

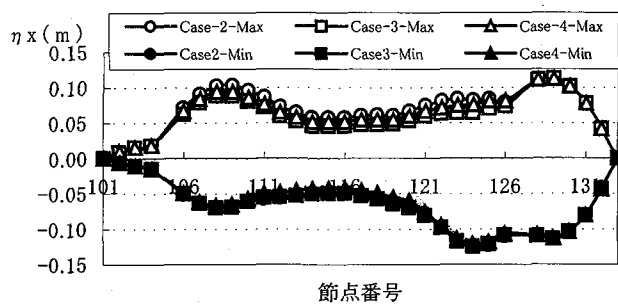


d) 曲げモーメントの最大最小応答値の比較

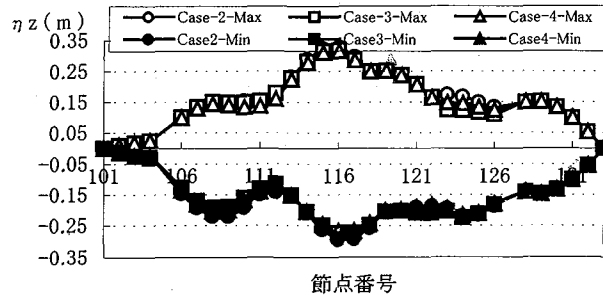


e) 曲率の最大最小応答値の比較

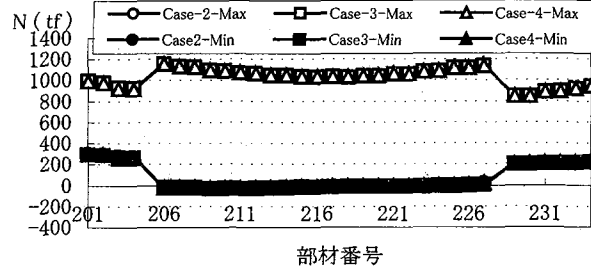
図-18 補剛桁部材の各最大最小応答値の比較



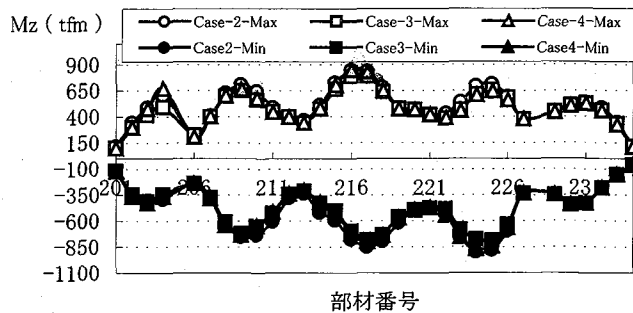
a) 軸方向変形の最大最小応答値の比較



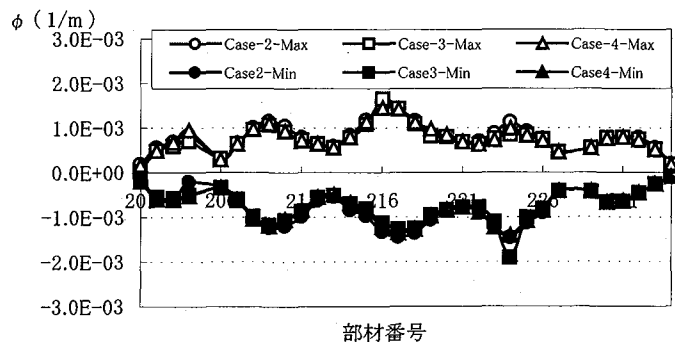
b) 上下方向変形の最大最小応答値の比較



c) 軸力の最大最小応答値の比較



d) 曲げモーメントの最大最小応答値の比較



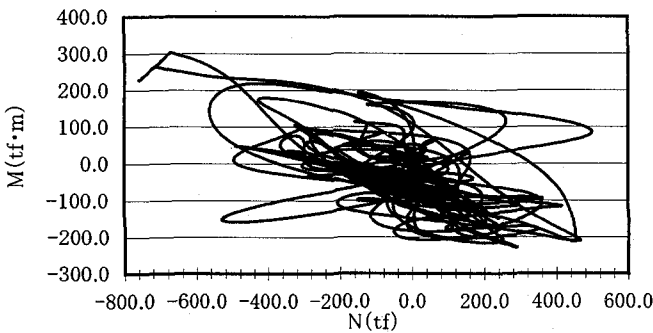
e) 曲率の最大最小応答値の比較

図-19 アーチ部材の各最大最小応答値の比較

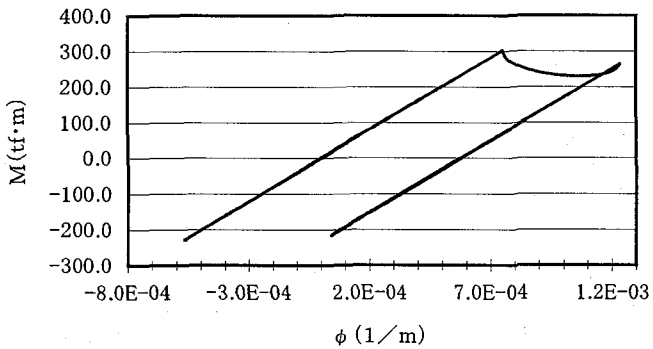
(4) 3種類のモデルによる履歴応答曲線の比較

異なる弾塑性バイリニアモデルを用いた場合、非線形域に達する部材のM-φ履歴応答特性の差異を明確にするために、タイプⅡ-1の地震波を橋軸方向に作用させた場合のM-φ履歴応答特性を比較した。図-20はN-M-φ弾塑性モデル、図-21はN_{max}-M-φ弾塑性モデル、図-22はN_{min}-M-φ弾塑性モデルによるものである。図示のように、地震時軸力変動の大きいアーチ橋では、N-M-φ弾塑性モデルを用いたM-φ履歴応答曲線是不規則であるため、塑性域に入る程度を定量的に評価することが困難であることが判った。

一方、N_{max}-M-φおよびN_{min}-M-φ弾塑性モデルを用いたM-φ履歴応答曲線では、塑性域に入る程度を定量的に評価することが容易であることが確認できた。



a) M-N曲線



b) M-φ履歴曲線

図-20 N-M-φ非線形モデルのM-φ履歴曲線

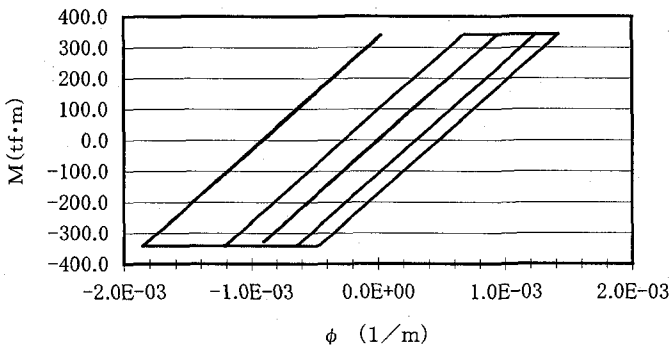


図-21 N_{max}-M-φ非線形モデルのM-φ履歴曲線

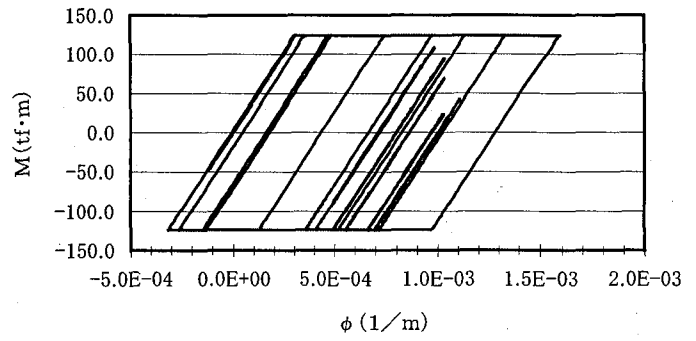


図-22 N_{min}-M-φ非線形モデルのM-φ履歴曲線

3.7 耐震安全性による照査方法の提案

本研究結果によると、地震時軸力変動の大きいアーチ橋では、N-M-φ弾塑性モデルではM-φ履歴応答曲線が不規則であるため、塑性域に入る程度を定量的に評価することが困難であることと、3種類の異なる弾塑性バイリニアモデルによる各最大最小応答値に大差が見られないことから、むしろ、N_{max}-M-φおよびN_{min}-M-φ弾塑性モデルを用いた非線形動的解析法は、鋼アーチ橋の耐震安全性を検討する一方法として提案できる。

表-5 Case-3による照査

部材 番号	φ y 1. 0E-03	φ u 1. 0E-03	φ max 1. 0E-03	μ a	μ r	判定
110	0. 944	8. 400	1. 047	6. 269	1. 110	OK
111	0. 944	8. 400	2. 040	6. 269	2. 162	OK
117	1. 062	8. 589	1. 278	5. 725	1. 203	OK
118	1. 062	8. 589	1. 489	5. 725	1. 402	OK
119	1. 062	8. 589	1. 482	5. 725	1. 396	OK
120	1. 062	8. 589	1. 529	5. 725	1. 439	OK
125	1. 209	8. 633	1. 223	5. 094	1. 012	OK
126	1. 209	8. 633	1. 868	5. 094	1. 545	OK
132	1. 209	8. 633	1. 226	5. 094	1. 014	OK
209	1. 265	11. 28	1. 583	6. 278	1. 251	OK
216	1. 335	11. 01	1. 648	5. 831	1. 234	OK
217	1. 335	11. 01	1. 423	5. 831	1. 066	OK
224	1. 335	11. 02	1. 916	5. 845	1. 437	OK

表-6 Case-4による照査

部材 番号	φ y 1. 0E-03	φ u 1. 0E-03	φ max 1. 0E-03	μ a	μ r	判定
105	0. 309	7. 636	1. 393	16. 81	4. 509	OK
111	0. 989	8. 450	1. 863	6. 030	1. 884	OK
118	1. 125	8. 658	1. 722	5. 464	1. 531	OK
119	1. 125	8. 658	1. 736	5. 464	1. 543	OK
120	1. 125	8. 658	1. 357	5. 464	1. 206	OK
125	1. 112	8. 521	1. 626	5. 442	1. 462	OK

ここに、 ϕ_y : 部材の降伏時の曲率
 ϕ_u : 部材の終局時の曲率
 ϕ_{max} : 地震時部材の曲率の最大応答値
 μ_a : 部材の許容塑性率
 μ_{max} : 地震時部材の塑性率の最大応答値

次に、本研究で提案したアーチ橋の耐震安全性を検討する方法を用いて、当該橋の耐震安全性について検討を試みた。許容塑性率の算定に用いる安全係数 (α) は目安として 1.5 を設定している。これは、コンクリートを充填した鋼製橋脚のものを引用した。実際にはアーチ橋の軸力比が大きいと、その影響を考慮した上で適切な α 値を慎重に設定しなければならない。

補剛桁およびアーチ部材の塑性域に達している部材の耐震安全性照査結果をそれぞれ表-5、表-6 に示している。表に示しているように、地震波を橋軸方向に作用させた場合、塑性域に入る程度は許容応答率に対して応答塑性率の最大値が約 1/3 しかないことが判った。地震波を橋軸直角方向に作用させた場合、右岸側のアーチリブ基部部材における軸力の応答値は軸力耐力と同程度であることが把握できた。

4. 結論

上路式アーチ橋、中路式アーチ橋、バランスドアーチ橋についての調査結果として

- ①上路式アーチ橋 (A 橋) においては、アーチリブに関して、フランジ側の R_r は、スプリング部とクラウン部で小さくなっており、クラウン部が最も小さいことがわかる。ウェブ側は、全長に至って一定である。補剛桁の R_r は、桁端において不規則であるが、全体的傾向としてアーチリブと同様である。
- ②中路式アーチ橋 (H 橋) におけるアーチリブの R_r は、フランジ、ウェブとも補剛桁の交差部で小さくなっている。ウェブの R_r は、上路式と比べて大きい。
- ③バランスドアーチ橋 (K 橋) は、 R_r 、 λ のいずれも中央にいくほど、全体的に大きくなっている。橋脚部付近の R_r はフランジ、ウェブとも小さくなっている。
- ④上路式、中路式、バランスドのそれぞれのアーチ橋を調査した結果、フランジにおいて幅厚比 R_r は、0.218～0.736、細長比 λ は、0.0256～0.277 であり、ウェブにおいては、 R_r は、0.259～0.782、 λ は、0.0137～0.294 までに分布した。

以上のことから、アーチ橋の種類、断面の位置において幅厚比 R_r と細長比 λ が異なることがわかり、非線形動的解析を行う際にこれらを考慮したモデルが必要である。今後この R_r 、 λ 等を考慮したモデルを構築していきたいと考えている。

次に 11 橋の中から、昭和 48 年に架設された鋼中路式アーチ橋 (H 橋) の耐震性を新示方書 (H8 年 12 月) に基づいて検討した結果、以下のことがわかった。

- ⑤鋼アーチ橋の動的挙動を正しく把握するためには、縦桁

や RC 床版の剛性を適切に評価する必要があることがわかった。

⑥線形時刻歴応答解析の方が $N-M-\phi$ 弾塑性モデルを用いた非線形応答解析よりも塑性化する部材が多く発生していることから、線形時刻歴応答解析結果を用いて安全性を照査する場合、断面力を過大評価することになると考えられる。

⑦提案した簡便法は $N-M-\phi$ 弾塑性モデルを用いて非線形時刻歴応答解析結果より若干安全側の評価になるが、鋼アーチ橋の耐震安全性の照査に使用できる。

⑧タイプ I の地震波を橋軸方向および橋軸直角方向に入力しても各部材の応答は塑性域に達していないことが確認できた。

⑨タイプ II の地震波を橋軸方向に入力した場合は、アーチリブおよび補剛桁に塑性域に達している部材の存在が確認されたが、これらの応答塑性率は許容塑性率より小さいので、耐震安全性に問題はないと考えられる。

⑩タイプ II の地震波を橋軸直角方向に入力した場合、右岸側のアーチリブ基部断面の最大軸力応答値が断面の抵抗出来る軸力より大きいので、耐震安全性上何らかの対策を講じる必要がある。

今回、地震波の入力方向を橋軸方向と橋軸直角方向に着目して、動的解析を行ったが、塑性域に達している部材の安全性評価については今後も引き続き検討の予定である。

謝辞

鋼アーチ橋の幅厚比、細長比の断面諸元の調査には、(株)横河ブリッジ、日本鋼管(株)、三菱重工業(株)、および榊宮地鐵工所の各社のご協力を得た。ここに記して、謝意を表する。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 (I～V)、1996.12
- 2) 榊原素造、川島一彦、庄司学：動的解析に基づく上路式 2 ヒンジ鋼製アーチ橋の耐震性に関する検討、構造工学論文集 Vol.44A、pp.761-767、1998.3
- 3) 鈴木森晶、宇佐美勉、寺田昌弘、伊藤努、才塚邦宏：鋼製箱型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
- 4) 日本橋梁建設協会：橋梁年鑑 (平成 5 年度版～平成 10 年度版)
- 5) 土木学会鋼構造新技術小委員会：最終報告書 (耐震設計研究) 1996.5
- 6) 長井正嗣：テキストシリーズ土木工学 3・橋梁工学、共立出版、1994
- 7) 阪神高速道路公団：既設鋼製橋脚の耐震補強設計要綱 (素案) 1997.3

(1999 年 9 月 17 日受付)