

水晶山橋の耐震設計について

江上輝雄¹・川上順子²・須田久美子³・織田一郎⁴

¹阪神高速道路公団 神戸第一建設部（〒651-1243 神戸市北区下谷上字東向17-1）

²阪神高速道路公団 工務部（〒541-0056 大阪市中央区久太郎町4-1-3）

³鹿島建設株式会社 技術研究所（〒182-0036 東京都調布市飛田給2-19-1）

⁴鹿島建設株式会社 土木設計本部（〒107-8502 東京都港区赤坂6-5-30）

1. まえがき

水晶山橋は、神戸市の北部を走る阪神高速道路7号北神戸線の内、六甲山系のほぼ中央に建設されたRC固定アーチ橋である³⁾（図-1）。本橋のアーチリブは、細長比 λ が従来のRC固定アーチ橋の $\lambda=40\sim60$ と比べて $\lambda=75$ と大きく、本橋設計当時の道路橋示方書（平成2年版）によると不安定座屈照査を行う必要のある領域に属する。このため、材料非線形性ならびに幾何学的非線形性を同時に考慮した複合非線形解析手法の本橋への適用性を1/15縮尺のアーチリブ模型実験により検証し、静的震度法や弾性動的解析に加えて、本複合非線形解析手法を用いて耐震性の検討を行った。本稿ではその概要を報告する。

2. 水晶山橋の概要

本橋の諸元は以下のとおりである。

上部工形式：2径間連続RC固定アーチ橋

下部工形式：深礎杭基礎および直接基礎

橋 長：440m

幅 員：西行き 9.5m～16.3m

東行き 9.5m～18.5m

アーチ支間：20150m

アーチライズ：24m, 27m

補 剛 桁：RC中空床版(φ16m)

側 径 間：2, 3, 4径間連続PC中空床版

活 荷 重：TL-20

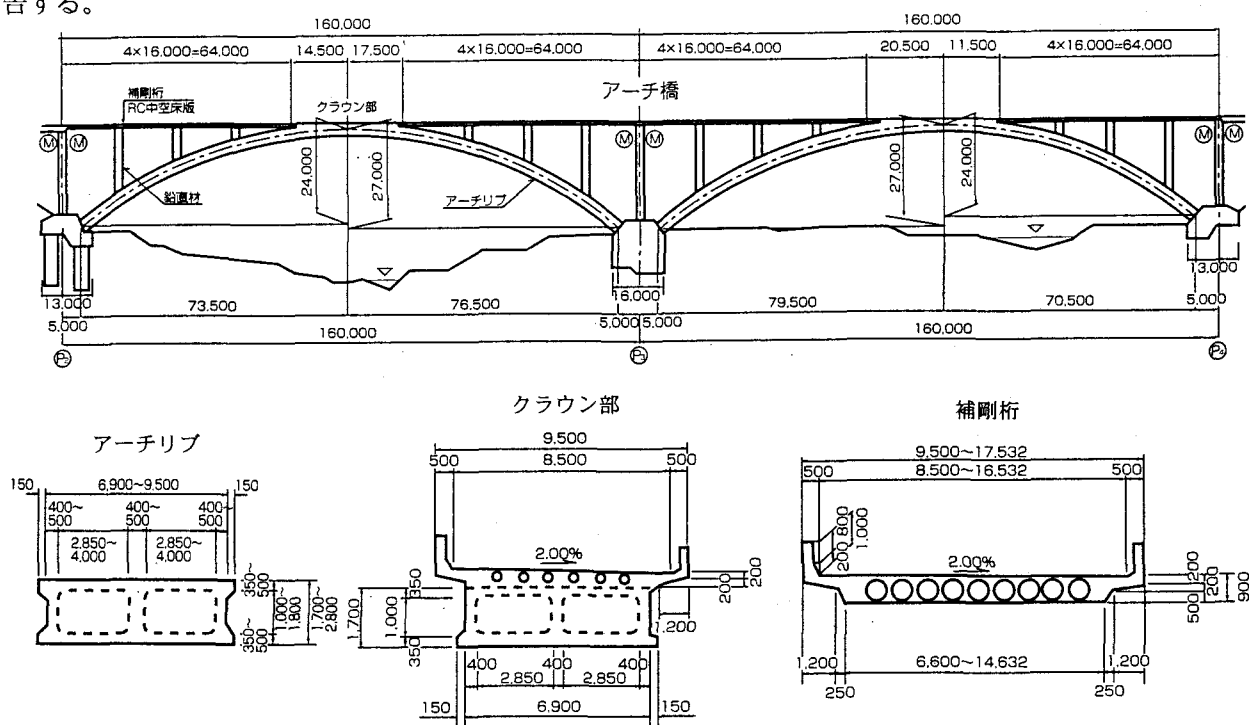


図-1 橋梁一般図

3. アーチリブ模型実験および複合非線形解析手法の検証

(1) 実験目的

本橋設計当時、本橋のアーチリブのように高軸力下で幾何学的非線形性の影響が問題となる場合についての複合非線形解析手法の適用性は確認されていなかった。また、このような複雑な条件下でのRC構造物についての実験的研究例もほとんどなく、その挙動についてのデータは十分ではなかった。

このような背景から、実橋のアーチリブを模擬した供試体の耐力実験を実施し、複合非線形解析手法の適用性を検討した。

(2) 実験概要

試験体形状を図-2に示す。アーチリブのスパン(L)、ライズは実橋の1/15とし、断面は実橋と同じ $\lambda=75$ となる矩形断面とした。軸方向鉄筋にはD6鉄筋を用いて複鉄筋とし、鉄筋比は実橋における座屈照査断面(アバットからL/4入った点)に合わせた。

使用材料も実橋に合わせ、鉄筋はSD345相当品(降伏強度 $3,800\text{kgf/cm}^2$)を用い、コンクリートは設計基準強度 400kgf/cm^2 (実験時強度 473kgf/cm^2)、粗骨材の最大寸法 20mm とし、早強セメントを使用した。

試験体は、施工性および载荷実験上の安全性を考慮して、アーチリブを床面と平行に横置きした。試験体製作時におけるアーチリブのレベル確保と、養生期間および载荷時における試験体と床面との摩擦の影響除去のため、エアバックとベアリングプレートを組み合わせた支持装置を開発し、これによりアーチリブを7点で支持した。アバット部はPC鋼棒で床面に緊結した。

载荷は、スパンの半分に活荷重が満載される状態を模擬した。実橋ではクラウン部および鉛直材を介

してアーチリブに荷重が作用するため、これを模擬して8箇所の载荷点を設けた。载荷手順としては、最初に8箇所全ての油圧ジャッキを同一荷重に制御しながら自重(死荷重)相当分を载荷し、その後片側8箇所を自重相当分荷重に制御しながら(以下、「自重载荷側」と略記)、半载荷重として残り4箇所の荷重を同一荷重として漸増させた(以下、「半载荷側」と略記)。

測定は、アーチリブ変位、ひび割れ発生位置や破壊断面などの主要断面(断面①～⑨; 図-2参照)のコンクリートと鉄筋のひずみおよび平均曲率、アーチスプリングの回転変形などである。

(3) 実験結果

表-1に試験体の挙動と推定される構造系の変化を示す。図-3にL/4点近傍の断面⑦における半载荷側荷重-たわみ関係を示す。

半载荷側の荷重増加に伴い、1ヒンジアーチおよび2ヒンジアーチへと構造系が移行し、最終的には最大耐力を保持しつつ変位が増加し、断面⑦付近でコンクリートが圧壊した。

(4) 複合非線形解析の概要

本複合非線形解析システム⁴⁾では、構造に埋め込まれた座標系(変形に伴い回転する)を応力・ひずみの参照座標系とするUpdated Lagrangian Formulation⁷⁾で幾何学的非線形性を評価し、梁断面をセル状に分割するファイバーモデル⁸⁾により材料非線形性を評価した。

コンクリートの応力-ひずみ関係は、圧縮には帯鉄筋による拘束効果を、引張にはテンションステイフニングを考慮して設定した。鉄筋の応力-ひずみ関係は材料試験結果をもとにバイリニアでモデル化した。主筋の抜け出しは、別途行った解析の結果、

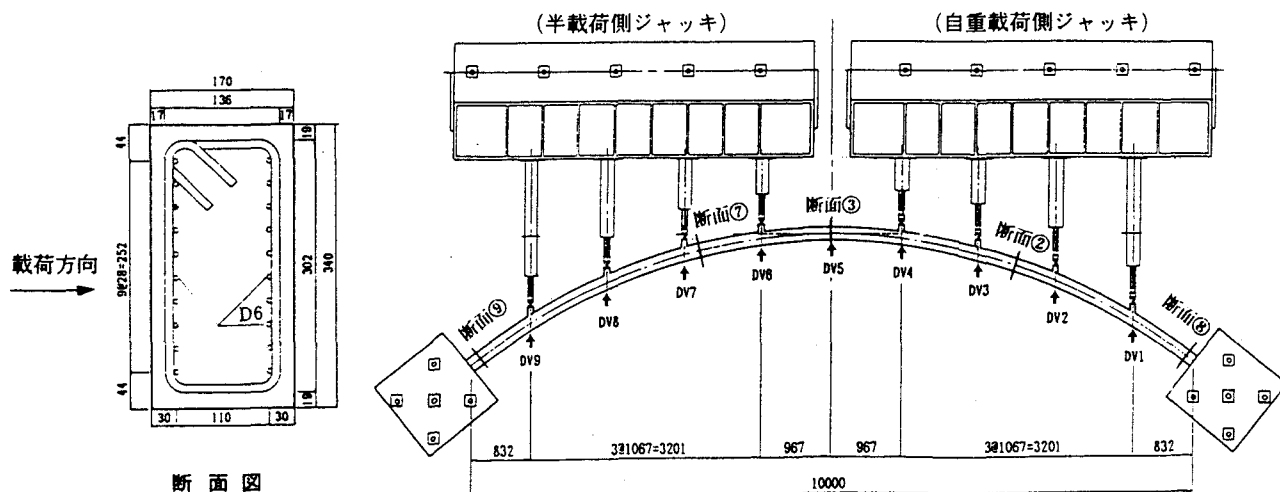


図-2 試験体形状図

その影響が小さいことを確認したのでここでは考慮しなかった。

(5) 考察

a) モーメント再配分

図-4に破壊直前のモーメント分布を示す。モーメント再配分は破壊した断面⑦では少なく、自重載荷側の1/4点(断面②)やアーチクラウン部(断面③)で顕著である。断面③での荷重-モーメント関係について、解析結果と測定結果を図-5に示す。複合非線形解析値と測定値は良く一致しており、また再配分は断面⑨のひび割れ発生後に大きく現れたことが分かる。

b) 破壊性状と破壊耐力

断面⑦における荷重-たわみ関係について、実験結果と前述した複合非線形解析結果との比較を前掲の図-3に併記した。解析結果のひび割れ発生、鉄筋の降伏の順序は実験と一致しており、荷重-たわみ関係および最大荷重もほぼ対応していた。

(6) 複合非線形解析手法の本橋への適用性

以上の検討の結果、本解析手法により、本橋のように断面力の再配分を経て破壊に至るようなRC構造物の複雑な挙動を把握でき、各荷重段階での断面力分布および構造系全体としての耐荷力を精度良く評価できることが確認された。

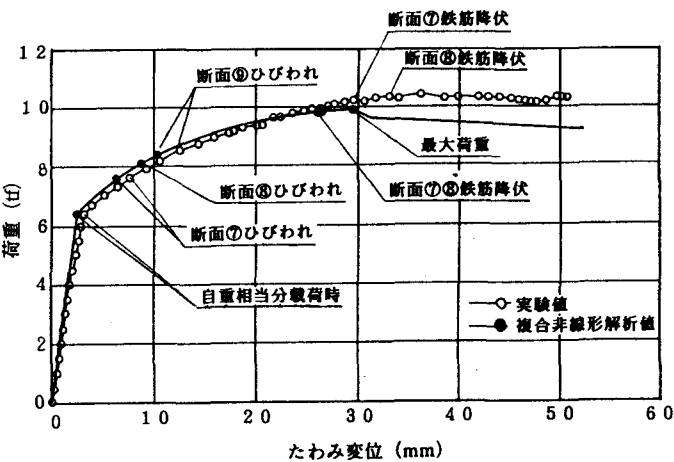


図-3 荷重-たわみ関係(断面⑦)

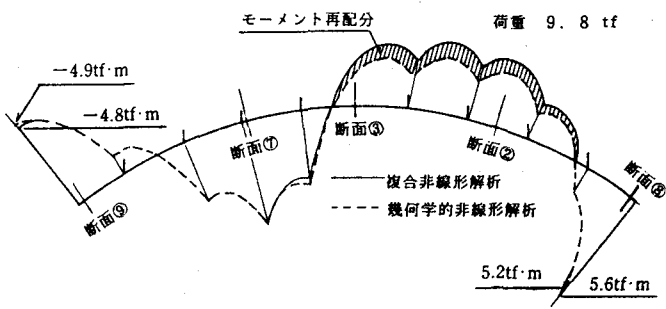


図-4 曲げモーメント分布図

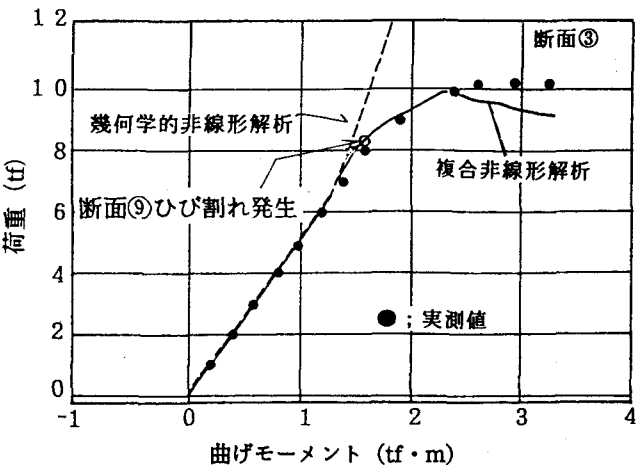


図-5 荷重-曲げモーメント関係(断面③)

表-1 試験体の挙動

半載荷側の 荷重平均値(tf)	断面⑦の鉛直変位 (mm)	試験体事象	構造系の変化
7.6	8.0	断面⑦ 目視ひびわれ発生 ($\epsilon_c \approx 100 \mu$)	
8.0	9.9	断面⑧ ひびわれ発生 $\epsilon_c = 100 \mu$	
8.4	12.4	断面⑨ ひびわれ発生 $\epsilon_c = 100 \mu$	
10.2	29.6	断面⑦ 鉄筋降伏 ($\epsilon_{sy} \approx 2000 \mu$)	
10.3	33.1	断面⑧ 鉄筋降伏 ($\epsilon_{sy} = 2000 \mu$)	
10.3前後	53.3	断面⑦ コンクリート圧壊 $\epsilon_c = 3200 \sim 4300 \mu$	

4. 耐震性の検討

本橋については上部工の施工が先の兵庫県南部地震発生後となったことより、表－2に示すとおり静的震度法や弾性動的解析³⁾、材料非線形解析による耐荷力照査^{1), 2)}に加えて前述の複合非線形解析、現行の道路橋示方書（平成8年版）による地震時保有水平耐力の照査を実施し、それぞれの解析レベルごとに十分な耐震安全性を有することを確認した。さらに、構造細目の見直しを実施して耐震性の向上を図った。これらの検討のうち、複合非線形解析による耐荷力照査および現行示方書による耐震性検討について以下に示す。

表－2 耐震検討の概要

検討項目	検討内容
静的震度法による耐震設計 (設計水平震度 $kh=0.22$)	地震時の鉄筋応力度が $\sigma_s=2000\text{kgf/cm}^2$ 程度となるように配筋量を決定した。
弾性動的解析による照査 (入力加速度 $\alpha=180\text{gal}$)	
材料非線形解析による耐荷力照査	設計荷重に対して2.2倍程度の耐荷力を確認した。
複合非線形解析による耐荷力照査	道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編（平成2年2月）に規定されている終局荷重時の荷重係数に対し、安全性を有することを確認した。
現行示方書による耐震性検討	複合非線形解析により算出した降伏時変位、終局時変位をもとに、道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編（平成8年12月）による地震時保有水平耐力の照査を行った。
構造細目の見直し	継ぎ手の位置・配置等は、「日本道路公団 耐震設計・施工要領(案)」に準じた。 アーチリブのスターラップに被せ筋を新たに追加配置した。

(1) 複合非線形解析による耐荷力照査

a) 検討方法

本検討では、アーチリブ、鉛直材、補剛桁から構成される構造系に橋軸方向の地震力が作用した場合、ならびに鉛直下向きあるいは上向きの地震が組み合わせた場合についての耐荷力を複合非線形解析により照査した。検討ケースを表－3に示す。

表－3 複合非線形解析の検討ケース

検討ケース	荷重組み合わせ
CASE1	$1.0 \cdot (D+CR+SH+SMV) + \alpha \cdot E_{qh}$
CASE2	$1.0 \cdot (D+CR+SH+SMV) + \alpha \cdot (E_{qh}+E_{qv \downarrow})$
CASE3	$1.0 \cdot (D+CR+SH+SMV) + \alpha \cdot (E_{qh}+E_{qv \uparrow})$

ここに、D:死荷重による断面力

CR:クリープによる断面力

SH:乾燥収縮による断面力

SMV:支点移動による断面力

E_{qh} :設計水平震度による断面力 ($kh=0.22$)

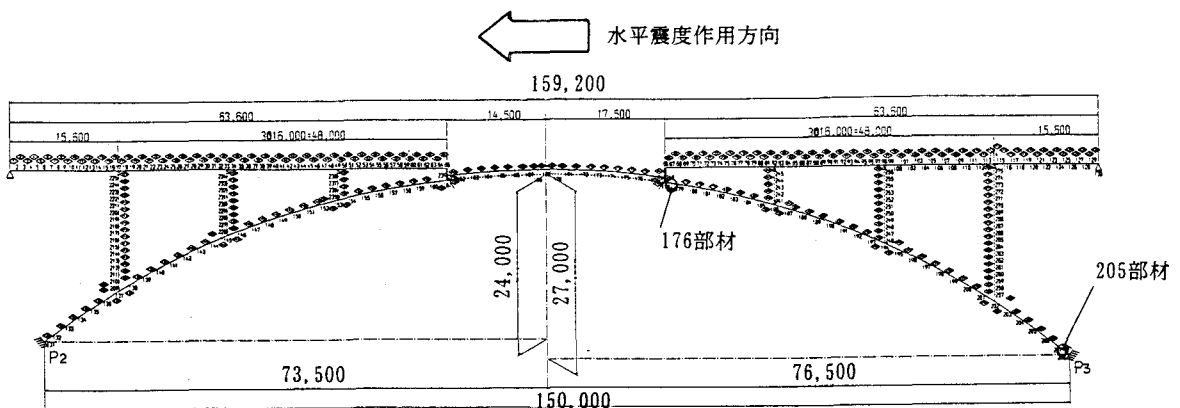
$E_{qv \downarrow}$:鉛直震度(下向き)による断面力 ($kv=0.11$)

$E_{qv \uparrow}$:鉛直震度(上向き)による断面力 ($kv=-0.11$)

α :荷重倍率

複合非線形解析では、死荷重時の断面力を初期状態として、地震時慣性力を静的に漸増载荷し、「構造系を構成するコンクリート部材のいずれかの曲げ圧縮ひずみが0.35%に達する」あるいは、「構造系を構成するいずれかのコンクリート部材について、荷重がある値に達するとそれ以上荷重が増えず、変形が急激に増加する不安定現象(座屈)が生じる」時の最大荷重倍率を求めた。

安全性の評価は、複合非線形解析により得られた最大荷重倍率と道路橋示方書（平成2年版）における終局荷重作用時の照査に用いられる荷重係数とを比較することにより行った。すなわち、最大荷重倍率 ≥ 1.3 ならば安全と評価することとした。



節点数: 275

部材数: 280

図－6 解析モデル図

b)解析モデル

解析モデルを図-6に示す。クラウン部については、補剛桁とアーチリブが接合された部分を1本の梁要素とした。剛域を除く構成部材すべてを非線形の梁要素とし、断面のモデル化ではコンクリートと鉄筋をそれぞれファイバー要素として、軸力変動の影響を考慮した。

b)材料特性

コンクリートおよび鉄筋の材料特性は、検討当時の道路橋示方書（平成2年版）に準拠した。

d)検討結果

複合非線形解析結果の代表例としてCASE1の断面力図を図-7に、破壊箇所での荷重倍率と断面力の関係を図-8に示す。また、各検討ケースの最大荷重倍率と破壊形態を表-4に示す。

いずれの検討ケースもコンクリートの圧壊よりもアーチリブのクラウン付け根付近の座屈が先行し、本橋のように細長比の比較的大きなアーチリブの場合には、幾何学的非線形性の影響が無視できないと考えられた。

各検討ケースの最大荷重倍率は、終局時の荷重係数1.3よりも大きく、本橋の耐力は十分であると判断された。

表-4 荷重倍率と破壊形態

検討ケース	最大荷重倍率（震度）	破壊形態
CASE1	2.37(0.52)	7-桁のクラウン付け根付近の座屈
CASE2	2.53(0.56)	"
CASE3	2.21(0.49)	"

上向きの鉛直震度を考慮したCASE3（最大荷重倍率=2.21）は、下向き鉛直震度を考慮したCASE2（最大荷重倍率=2.53）よりも小さな荷重倍率で座屈破壊が生じた。これは、上向きの鉛直震度を考慮したCASE2では、軸力減によるアーチスプリングの剛性低下の影響により、クラウン付け根付近へのモーメント再配分がCASE3と比べて顕著に現れたためと推定される。但し、鉛直震度が最大荷重倍率に与える影響は、±7%程度であり、本橋の場合、鉛直震度が耐力に及ぼす影響は大きくないと判断された。

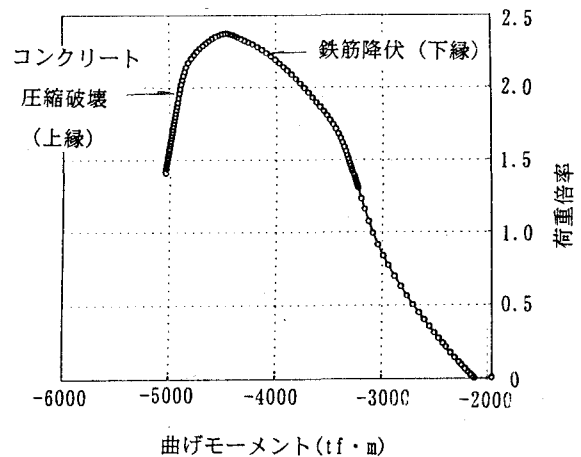


図-8 荷重倍率と断面力の関係 (CASE1)

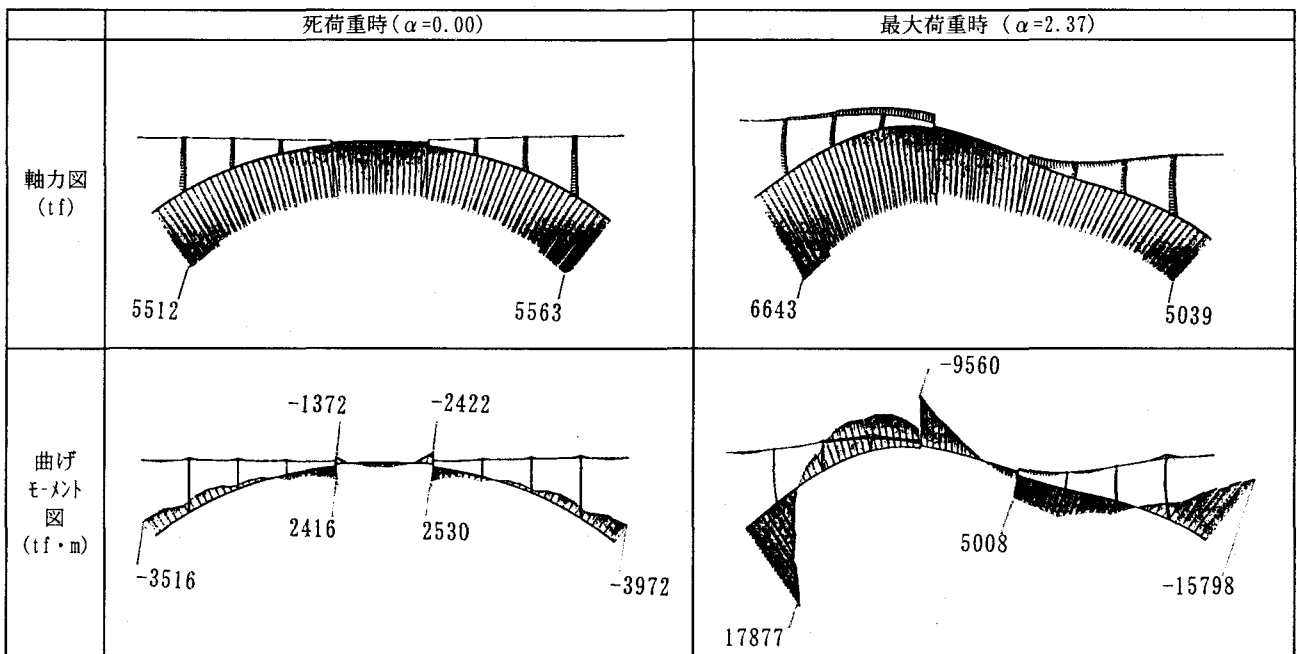


図-7 断面力図 (CASE1)

(2) 現行示方書による耐震性検討

a) 検討内容

本検討では、図－9に示す複合非線形解析により得られたクラウン部付近の水平震度と水平変位の関係を用いて、現行の道路橋示方書（平成8年版）に示されている考え方にしたがって地震時保有水平耐力の照査を試みた。なお、複合非線形解析で用いたコンクリートの応力度－ひずみ関係は、道路橋示方書（平成2年版）に準拠しているため、現行の道路橋示方書の応力度－ひずみ関係とは異なっている。

b) 水平震度と水平変位の関係

複合非線形解析結果（CASE1）より、降伏変位 $\delta y=132\text{mm}$ 、終局変位 $\delta u=263\text{mm}$ 、終局震度 $khu=0.52$ とした。

c) 部材の剛性低下を考慮した固有周期

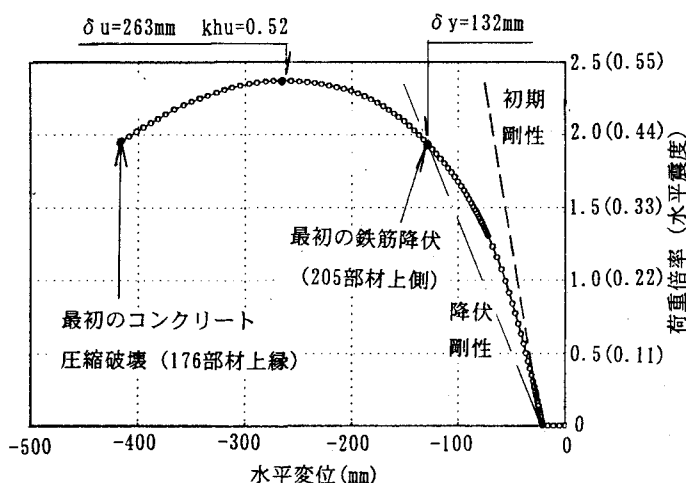
水平震度と水平変位の関係における最初の鉄筋降伏時の割線剛性（降伏剛性）が、初期剛性のおよそ半分であったため、アーチリブの曲げ剛性を初期剛性の0.5倍として固有値解析を実施し、固有周期を $T=1.57$ 秒とした。

d) 耐震性の判定

耐震性の判定は、許容塑性率により低減した等価水平震度と終局震度を比較することにより行った。検討の結果、表－5に示すとおり本橋は耐震安全性を有していると判断された。

表－5 地震時保有水平耐力の照査結果

地震動の種類	タイプⅠ	タイプⅡ
安全係数 α	3.0	1.5
降伏変位 $\delta y(\text{mm})$	132	
終局変位 $\delta u(\text{mm})$	263	
終局震度 khu	0.52	
固有周期 $T(\text{sec})$	1.57	
設計水平震度 khc	0.65	0.68
許容塑性率 μ_a	1.33	1.66
等価水平震度 khe	0.50	0.44
安全度 khu/khe	1.04 .ok	1.19 .ok



図－9 水平震度－水平変位の関係(CASE1)

5. まとめ

従来のRC固定アーチ橋よりも細長比の大きいアーチリブを有する水晶山橋について、アーチリブ模型実験および耐震検討の概要を報告した。まとめを以下に記す。

- (1) アーチリブ模型実験結果は、複合非線形解析結果とほぼ整合しており、本橋の耐荷力は本解析手法により評価できると判断された。
- (2) 複合非線形解析による耐荷力照査では、橋軸方向水平地震ならびに鉛直方向地震を組み合わせた場合について、十分な安全性を有することが確認できた。
- (3) 複合非線形解析による破壊形態はアーチリブの座屈破壊であり、本橋の場合、幾何学的非線形性が耐荷力におよぼす影響は無視できないと考えられた。
- (4) 複合非線形解析により得られた水平震度と水平変位の関係に基づいて、地震時保有水平耐力を照査し、安全性が確認された。

謝辞：この検討をまとめるにあたり、ご尽力いただいた関係各位の皆様に深く感謝し御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 幸左, 上田, 宮本, 若狭：RCアーチ橋耐荷力解析, コンクリート工学年次論文報告集, 1992
- 2) 上田, 幸左, 森川, 宮本：RCアーチ橋の耐荷力および破壊性状に関する研究, 土木学会論文集, 1993.8
- 3) 北沢, 幸左, 岩永, 若狭：水晶山橋の設計, 橋梁と基礎, 1994.2
- 4) 沖見, 右近：複合非線形フレーム解析システムの開発, 土木学会誌 技術最前線, 1995.1
- 5) 幸左, 渡辺, 徳山：全体系モデルによるRCアーチ橋耐荷性状確認実験, コンクリート工学年次論文報告集1995
- 6) 浜本, 佐々木, 川上：水晶山橋の設計・施工概要, 阪神高速道路公団 第29回技術研究発表会論文集, 平成8年度
- 7) Bathe, K. J. and Bolourchi, S. : Large Displacement Analysis of Three-dimensional Beam Structures , Int. J. Num. Meth. Engng. , 14, 961-986, 1979
- 8) Yamada, Y. et al. : Stress-strain Based Inelastic Earthquake Response Analysis of Reinforced Concrete Frame Structure , Proc. IABSE Int. Symp., Delft, 1987