

論文 センターズパン 600mクラスの RC アーチ橋の実現可能性について

谷口 勝彦*1・田邊 忠顕*2

要旨: 本研究では, コンクリートアーチ橋のさらなる長大化を想定し, 長大化に伴う問題を明確にすることを目的としている. 材料的非線形性および幾何学的非線形性を考慮に入れた 3次元 12自由度はり要素による地震応答解析を行い, 実存する最長スパンを大きく超える 600m スパン RC アーチ橋の実現可能性について, 数値解析的に検討した. さらに接線剛性マトリクスの固有値解析を通して, 構造不安定問題に対する検討を行った.

キーワード: 長大スパンコンクリートアーチ橋, 固有値解析, 分岐点

1. はじめに

コンクリートアーチ橋は, アーチ構造の力学的特性と, 圧縮に強いコンクリートの材料特性が効果的に組み合わせられた非常に合理的な構造である. 優れた景観美を有すること, さらに設計施工技術の発達により, 近年, 大規模なコンクリートアーチ橋が盛んに建造されている. 10年前には数橋しかなかったスパン 100m を超えるコンクリートアーチ橋が, 現在では約 3 倍になるうとしており, 材料および設計施工技術の発展を考えると, 今後はさらなる長大化が予想される. 一方, 耐震設計との関連からみれば, 長大アーチ橋が大地震の際にどのような挙動を示すのか必ずしも明確でないことから, 長大アーチ橋の耐震設計は今後の大きな課題の一つにもなっている. 本研究では上記の問題に対処するため, 材料的非線形性および幾何学的非線形性を考慮に入れた 3次元 12自由度はり要素による地震応答解析を行い, 実存する最長スパンを大きく超える 600m スパンコンクリートアーチ橋の実現可能性について, 数値解析的に検討した. さらに接線剛性マトリクスの固有値解析を通して, 構造不安定問題に対する検討を行い, 長大アーチ橋の安定性を照査した.

2. 解析概要

2.1 解析理論

従来, はり理論を用いた数値解析は, 微小変形理論に基づき, せん断変形が無視されるのがほとんどであったが, 本研究で解析対象とする長スパン構造では, 材料的非線形性はもちろん, 幾何学的非線形要因を慎重かつできるだけ正確に考慮する必要がある. そこで, せん断変形を考慮した 3次元 12自由度はり要素の非線形有限変形理論に基づく解析手法を用いた¹⁾.

はり要素の仮想仕事方程式より, 本研究で用いる剛性方程式は次式で与えられる.

$$([K] + [K_g])\{\delta d\} = \{\delta F\} + \{\delta F_r\} \quad (1)$$

ここで, $\{\delta F_r\}$ は増分荷重を与える以前の状態における釣合方程式が完全に満たされないために生じる不平衡力ベクトルである. また, $[K]$ は構造物の微小変位剛性マトリクス, $[K_g]$ は幾何剛性マトリクスであり, $([K] + [K_g])$ により, 剛性マトリクスが得られる.

長大コンクリートアーチ橋は構造形状上の特徴から, 構造全体としての座屈照査が重要とされている. 本研究では, 固有値解析を通して構造不安定問題の検討を行った. 構造物の非線形挙動のうち, ポストピーク領域は構造物が不安

*1 名古屋大学大学院 工学研究科土木工学専攻 (正会員)

*2 名古屋大学大学院教授 工学研究科土木工学専攻 工博 (正会員)

定になり，安定性が失われる領域である．この安定性が失われる構造特異点での性質として最大荷重点 (limit point) および分岐点 (bifurcation point) の 2 つが挙げられる．limit point の典型的な例としては，構造物に荷重を作用させた場合の荷重 - 変位曲線で，荷重低下が生じる場合の最大荷重点であり，荷重が最大荷重に達した後，減少しながら，しかも変形が増大する不安定現象である．また，分岐点は固有ベクトルと荷重ベクトルが直交する関係にある点であり，fundamental path (基本的な変形経路) と異なる bifurcation path (分岐経路) の発端となる点である．分岐点では構造物が今までと全く異なる変形状態に移行する可能性が生じ，もし実際の構造物において，破壊時に変形挙動が急変すると仮定すれば，分岐点は破壊を数学的に定義し得る有力な臨界点であると推論される¹⁾²⁾．

2.2 材料モデル

コンクリートの応力 - ひずみ関係は図 - 1 に示すようにモデル化した．引張力を受けるコンクリートモデルには，鉄筋との付着をモデル化するために Tension stiffening model を仮定し，圧縮ひずみ軟化領域には破壊エネルギーを導入した．また，履歴モデルには Karsan らの履歴モデルを仮定した．なお，解析では，安全側の値として，圧縮強度を試設計強度の 0.85 倍を仮定している．

鉄筋の応力 - ひずみ関係は，一般的なバイリニア型とし，降伏後は，初期勾配の 1/100 の勾配で応力が増加するものとした．また，除荷，

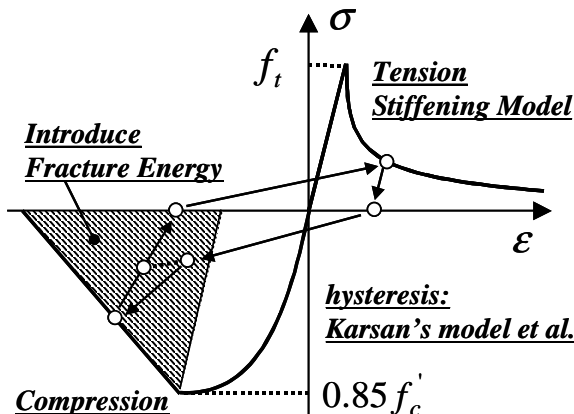


図 1 コンクリートモデル

再載荷履歴は初期勾配で応力が変化するものと仮定した．

3. 解析対象

本研究で解析対象とした橋梁は，土木学会構造工学委員会「コンクリート製長大アーチ橋の試設計方法に関する研究小委員会」(委員長:田邊忠顕)で試設計されたスパン長 600m，ライズ 100m を有する長大コンクリートアーチ橋である³⁾．解析橋梁の構造および断面諸元を図 2 に示す．なお，解析ではアーチリブ断面に，文献³⁾で示される値よりも，桁高，フランジおよびウェブ厚が小さい最小部材厚モデルを採用した．軸方向鉄筋は上下フランジには D16 が 1 段で，ウェブには D51 が 2 段で配筋されている．また，アーチリブの断面形状は 3 室の BOX 断面で，アーチスプリングング部において幅 22m，高さ 10m を有している．

4. 耐荷力解析

4.1 材料の諸元

本解析では，図 1 におけるコンクリート圧縮強度 f'_c を試設計に用いられた 60MPa とした．また，最大圧縮強度時のひずみは，圧縮強度が 60MPa と高強度ではあるが，道路橋示方書が定めている帯鉄筋比による算定式を用いて 4000μ とした⁴⁾．鉄筋は USD685 を用い，降伏強度は引張，圧縮ともに 685MPa とした．

4.2 解析概要

試設計された長大コンクリートアーチ橋を，

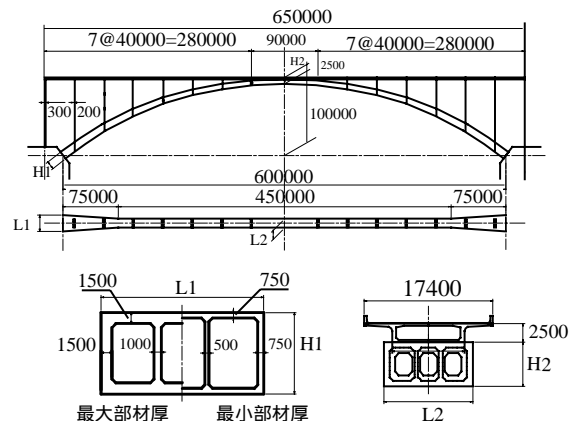


図 2 長大アーチ橋の構造および断面諸元

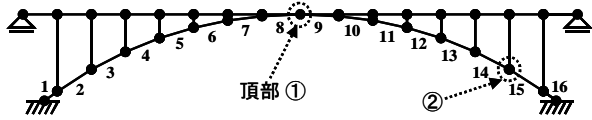


図 3 解析モデル

はり要素を用いて 33 節点，46 要素にモデル化した．解析モデルおよびアーチリブの要素番号を図 3 に示す．荷重載荷条件は，変位制御と荷重制御を組み合わせることにより，死荷重に比例した荷重を全節点に与えることとした．幾何学的境界条件は，アーチリブの両端を完全固定とし，補剛桁端部は鉛直方向および橋軸回り（桁ねじり）方向は拘束，その他の方向は全て自由とした．

4.3 解析結果

図 4 にプッシュオーバー解析により予測された 600m スパンアーチ橋の鉛直方向，橋軸直角方向および橋軸方向の荷重 - 変位関係を示す．なお，橋軸直角方向および橋軸方向では，自重を鉛直方向に載荷した後，各方向に荷重を作用させている．

プッシュオーバー解析の結果，鉛直方向に荷重を載荷した場合，アーチ橋の耐荷力は自重の約 2.55 倍であることが予測された．ただし，図

5 に示すように，鉛直方向載荷時の変形は，初期の段階では対象モードであったが，図 4 中の point- 付近から非対称モードに変形が移行していることから，予測された最大耐力は分岐経路上の値を示していると考えられる．なお，鉛直方向に荷重を載荷する場合には，上述の理由により，アーチリブ頂部の節点が，他の節点に荷重が作用することにより変位が戻るため，本解析ではアーチリブ頂部ではなく，図 3 における節点 ① の変位増分を制御している．従って，鉛直方向載荷時における荷重 - 変位関係の変位は，節点 ① の変位である．また，固有値解析の結果，負の固有値の出現は確認されなかったことから，この非対称モードへの変形の移行は，荷重増加域での自然分岐によるものと考えられる．

橋軸直角方向および橋軸方向に荷重を載荷し

た場合には，変形が対称に進行し，それぞれ自重の約 0.09 倍，0.23 倍で最大耐荷力に達した．なお，両方向とも変位制御点はアーチリブ頂部（図 3 節点 1）である．

接線剛性マトリクスの固有値解析を行い，構造不安定問題に対する検討を行った結果，すべての方向において，2 次の固有値は正の状態を保っていた．このことから，本解析で対象橋梁とした 600m スパンコンクリートアーチ橋に静的に荷重が加わる場合には，変形が急激に破壊する経路に移行するような bifurcation point は出現しないものと考えられる．

図 6 に各方向に荷重を作用させた場合のアーチリブ断面における曲率分布の変化を示す．なお，図 6 中の曲率分布は図 4 中の各印位置に対応している．また，鉛直方向および橋軸方向載荷時に対する曲率分布は面内，橋軸直角方向載荷時に対するものを示している．

鉛直方向において，弾性域からピーク付近まではアーチリブの両端および頂部の要素で曲率が大きくなっているが，ポストピーク領域では要素 16 内の曲率だけが極端に増加している．本来ならアーチリブ両端の曲率が増加していくことが望まれるが，変形モードが非対称になったことで，ひずみの局所化が要素 16 だけに起こり，塑性ヒンジが形成されたと考えられる．橋軸直角方向載荷時では，ピーク付近でアーチリブ頂部および要素 3，14 に大きな曲率が発生し，ポストピーク領域では頂部の曲率が急激に増加する．アーチリブ頂部に最大曲率が発生し，曲率の急激な増加が起こっていることから，塑性ヒンジがアーチリブ頂部に形成されていると考えられる．また，橋軸方向では鉛直方向と同様に荷重硬化域ではアーチリブ両端で曲率増加が確認されたが，最終的には要素 1，6，10 でも極めて大きな曲率が発生している．

4.4 アーチ橋への地震入力と対応する耐荷力に関する考察

プッシュオーバー解析により予測された 600m スパンアーチ橋の各方向の固有周期は，

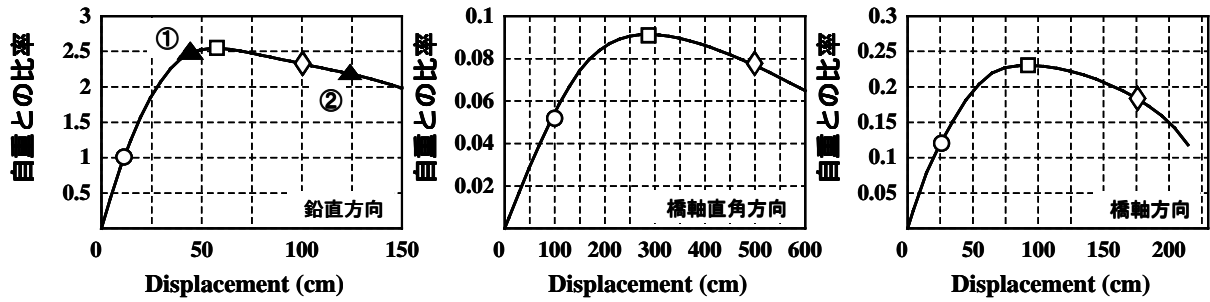


図 4 耐荷力解析結果

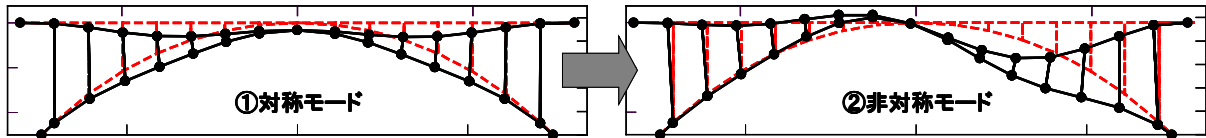


図 5 鉛直方向変形モード

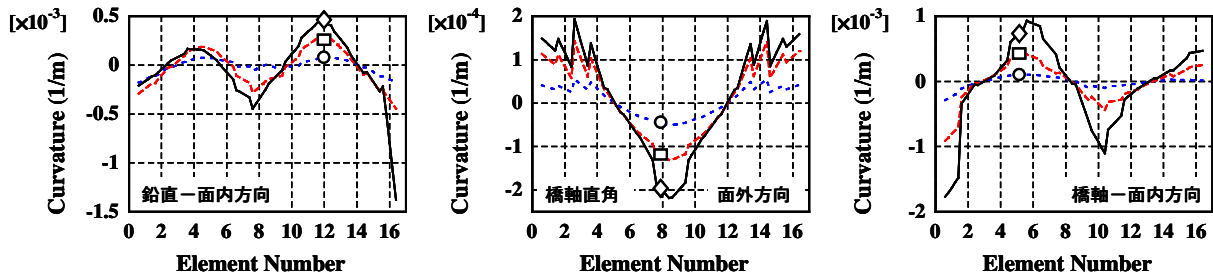


図 6 曲率分布の変化

鉛直方向 3.94(s), 橋軸直角方向 8.67(s), および 橋軸方向 6.88(s)と, 各方向ともかなりの長周期であった。この固有周期を用いて, 平成 7 年の兵庫県南部地震後に刊行された道路橋示方書のタイプ Ⅱ 種地盤の設計水平震度の標準値より設計水平震度を求めると, 橋軸直角方向では 0.07G, 橋軸方向では 0.09G となる結果が得られた。ただし, この際の地域別補正係数は 1.0 とした⁴⁾。本解析で予測された水平耐荷力と, 道路橋示方書から得られた設計水平震度を比較すると, 橋軸直角方向および橋軸方向における 600m スパンアーチ橋の水平耐荷力は, 道路橋示方書より求めた設計水平震度を上回っていることが確認された。しかしながら, 現在の道路橋示方書が定める 0.6G の下限値の規定は満たしておらず, 地震動への対応なども含め, より一層の検討が必要であると考えられる。

5. 地震応答解析

5.1 解析条件

時刻歴応答解析における数値積分法には Newmark β 法 ($\beta = 0.25$) を用いた。また, 減衰マトリクスは地震波入力方向の 1 次振動モードを用いた剛性比例型減衰を採用し, 減衰比は 3% とした。入力地震動は, 図 7 に示す道路橋示方書標準地震波タイプ Ⅱ 種地盤を用いた。最大加速度は NS および EW 成分で約 800gal, UD 成分で 400gal である。また, 入力方向は NS 成分のみを橋軸方向に作用させる場合, 橋軸直角方向に作用させる場合, および EW 成分を橋軸方向, NS 成分を橋軸直角方向, UD 成分を鉛直方向に 3 方向同時作用させる場合の計 3 ケースとし, 自重を作用させた後, 地震波を直接アーチ基部に導入した。

5.2 時刻歴変位応答

図 7 に示す NS 成分を橋軸方向に入力した場合のアーチリブ頂部の時刻歴変位応答, および橋軸直角方向に入力した場合の時刻歴変位応

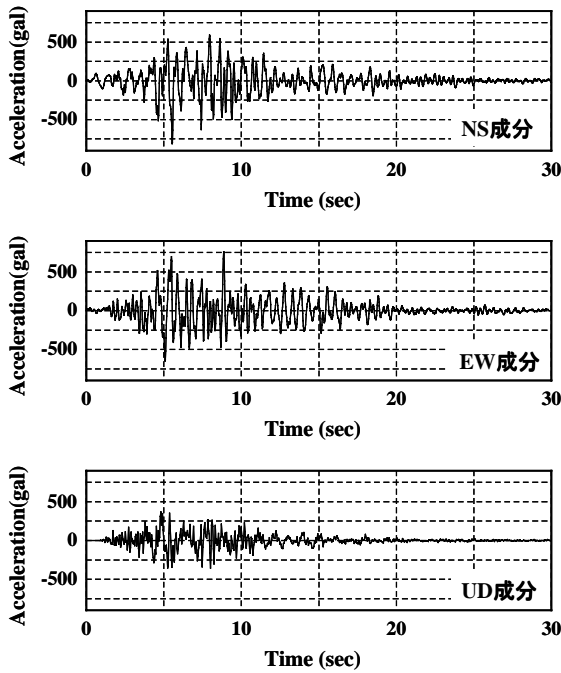


図 7 入力地震波

答を図 8 に示す。図 9 に 3 方向同時入力した場合の橋軸方向，橋軸直角方向時刻歴変位応答をそれぞれ示す。

図 4 に示したプッシュオーバー解析結果と地震応答解析で得られた時刻歴変位応答を比較すると，プッシュオーバー解析で得られた橋軸方向，および橋軸直角方向における最大荷重時の変位はそれぞれ 90cm ,290cm であったのに対し，応答解析で得られたアーチリブ頂部の橋軸方向，橋軸直角方向最大変位応答は，それぞれ 15cm ,80cm と小さい値であった。また，図 9 に示した 3 方向同時入力時の橋軸方向および橋軸直角方向最大変位応答も，プッシュオーバー解析により予測された最大荷重時の変位に比べ十分小さいことから，800gal 程度の地震動に対しても，アーチ橋の変形は耐荷力に達する以前の段階であることがわかる。

5.3 最大曲げモーメントの検討

地震波を橋軸方向，橋軸直角方向にそれぞれ 1 方向入力した場合の最大応答変位時におけるアーチリブ断面のモーメント分布を図 10，図

11 に，3 方向同時入力した場合のモーメント分布を図 12 に示す。また各図には，軸力ゼロ

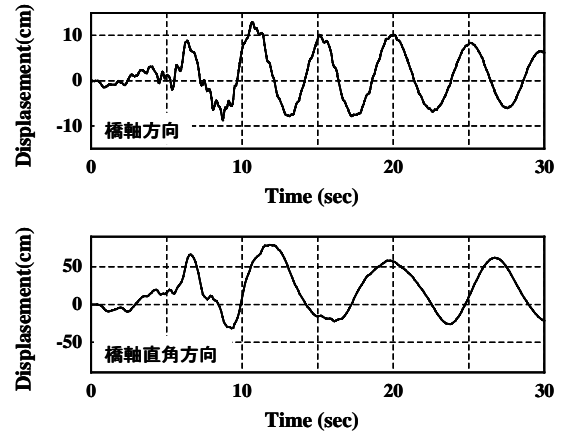


図 8 頂部変位応答（1方向入力）

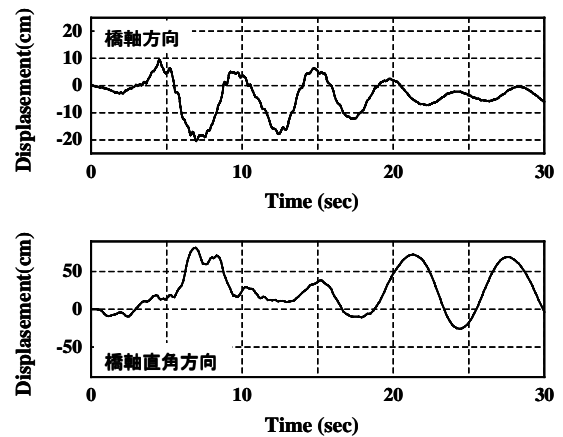


図 9 頂部変位応答（3方向入力）

の状態ファイバーモデルにより算定された各断面の降伏モーメント，終局モーメントが併せて示されている。

図 10 における橋軸方向入力時のモーメントは，アーチスプリング部で降伏モーメントを超えるモーメントが発生しており，3 方向同時入力の場合にも面内方向のモーメントが同様の結果となった。これは断面の降伏および終局モーメントを算定する際に，軸力を考慮しなかったためである。この時点で断面に発生している軸力を考慮して断面力計算を行えば，降伏モーメントは 4.70×10^6 [kNm] となり，両ケースとも降伏耐力を下回る結果となる。また，解析を通して，鉄筋の降伏が見られなかったことから，断面に作用するモーメントは降伏モーメントには至っていないことが確認できる。一方，図 11 における橋軸直角方向に地震波を入

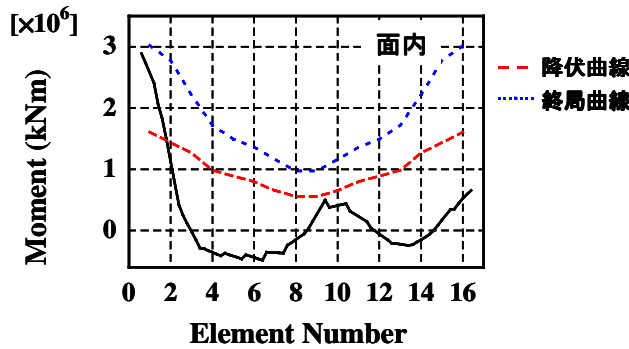


図 10 面内モーメント分布（橋軸方向）

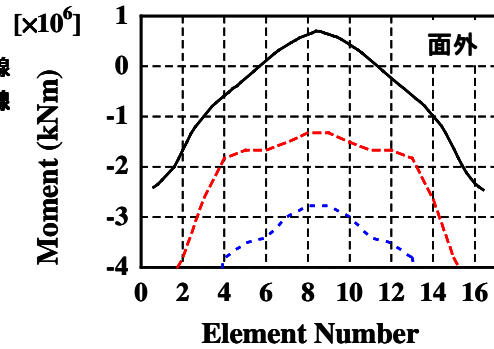


図 11 面外モーメント分布（橋軸直角方向）

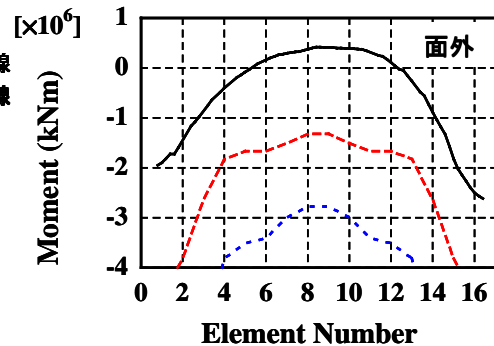
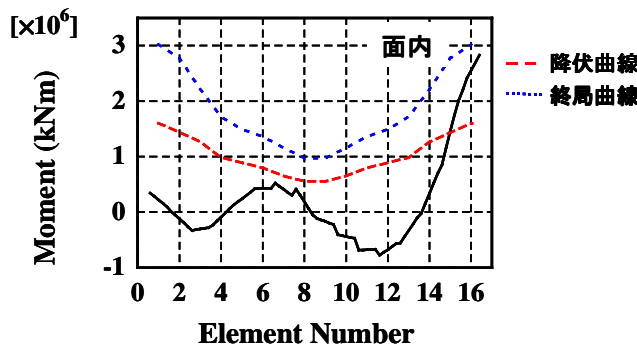


図 12 面内および面外モーメント分布（3方向入力）

力した場合、および3方向同時入力の面外方向モーメントは、降伏耐力まで十分な安全度を有する結果となった。これは、アーチリブ断面のウェブ部に鉄筋が十分に配筋されており、橋軸直角方向の応答に対して十分な耐震性能を有する設計がなされている結果であると考えられる。

以上により、本研究で解析対象とした600mスパンコンクリートアーチ橋は、800gal程度の地震動に対し十分な安全度を有していると推測される。

6. まとめ

試設計された600mスパンコンクリートアーチ橋の耐荷力解析および地震応答解析を行った結果、以下の結論を得た。

- (1)600mスパンコンクリートアーチ橋の鉛直方向、橋軸直角方向、橋軸方向のそれぞれの耐荷力を評価した結果、本研究で得られた水平耐荷力は、現在の道路橋示方書が定める設計水平震度を上回っているが、0.6Gの下限値の規定は満たしていない。しかしながら、現在

の道路橋示方書は長周期を対象としておらず、今後、長周期に対する耐震設計の検討が必要であると考えられる。

- (2)地震応答解析により耐震性能を評価した結果、600mスパンコンクリートアーチ橋は800gal程度の地震動に対しては十分な安全度を有していると考えられる。

参考文献

- 1)中村光：コンクリート構造のポストピーク挙動に関する解析的研究、名古屋大学博士論文、1992
- 2)姫野正太郎、田邊忠顕：長大スパンコンクリートアーチ橋の非線形動的解析、コンクリート工学年次論文報告集 Vo.21、No3、pp.385-390、1999
- 3)土木学会 構造工学委員会：コンクリート長大アーチ橋の設計・施工技術の現状と将来、構造工学技術シリーズ No.19、2000
- 4)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 耐震設計編、丸善、1997