

長大スパンコンクリートアーチ橋のスパンライズ比の影響と耐震、座屈照査

名古屋大学大学院 学生会員 ○安田 明人
 名古屋大学大学院 伊藤 睦
 名古屋大学大学院 正会員 中村 光
 名古屋大学大学院 正会員 田邊 忠顕

1. はじめに

コンクリートアーチ橋の特徴は、アーチ構造の力学的特性と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という点にある。近年、設計施工技術の発達により大規模なコンクリートアーチ橋の施工実績が増加しており、600m の長大スパンコンクリートアーチ橋の可能性を検討する試みも行われている¹⁾。

そこで、本研究では、実在する最長スパンを大きく超える 500m スパンコンクリートアーチ橋を現実的に架設することを前提とし、アーチライズ(20~60m)の変化が与える影響について検討した。さらに、この橋梁を対象に常時の解析および非線形地震応答解析を行い、耐震性と座屈に対する安全性について検討した。

2. 検討対象

検討の対象としたコンクリートアーチ橋は、図-1 に示すようにアーチスパン 500m を有する上路式アーチ橋である。長大スパンアーチ橋を架設する場合、一番の問題となるのはアーチライズを確保できる立地条件の設定にある。500m クラスの長大スパンアーチ橋では、アーチライズが 100m 近くになる可能性もあり、そのようなアーチライズを確保できる立地条件は数少なくなる。そこで、構造上の限界となるスパンライズ比を検討対象とした。

3. 解析概要

本研究では、幾何学的非線形性を考慮したファイバーモデルに基づくはり要素²⁾を用い、試設計されたアーチ橋を 61 節点、72 要素にモデル化して行った。解析モデルの要素分割図およびアーチリブの主要断面図を図-1 に示す。幾何学的境界条件は、アーチリブの両端を完全固定とし、補剛桁端部は橋軸方向および面内の回転を自由、その他の方向は全て拘束とした。

材料モデルは、図-2 に示す履歴を考慮したコンクリートおよび鋼材の応力ひずみ関係を用いた。コンクリートは圧縮強度時のひずみを 4000μ 、圧縮強度以降、応力が低下し零となる時点のひずみを 12000μ とした。鉄筋は SD685 を用い、降伏強度は引張、圧縮ともに 685MPa、ヤング係数は 2.04×10^5 MPa とした。

静的荷重は、変位制御と荷重制御を組み合わせる手法を用いて、図-1 中の A 点または B 点を変位制御しながら、各節点に死荷重ベクトルに比例した鉛直荷重を制御しながら作用させた。また、動的照査は時刻歴応答解析における数値積分法に Newmark β 法 ($\beta=0.25$) を用い、各部材の減衰比を 5% とした。なお、各ステップで、接線剛性マトリクスの固有値解析を行い、構造安定性(座屈)の照査も併せて行った³⁾。

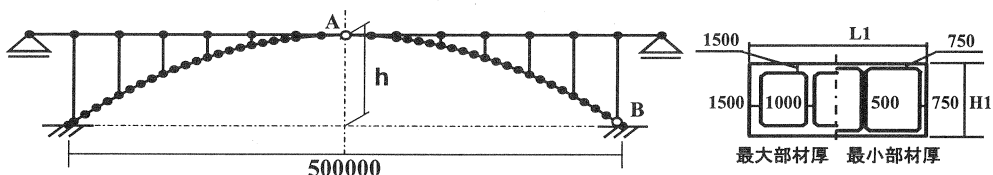


図-1 解析モデルおよびアーチリブ主要断面図

4. 解析結果

4.1 アーチライズが与える影響の評価

コンクリートの圧縮強度を 100MPa とし、アーチライズを 20m, 40m, 60m と変化させ、常時におけるアーチリブの応力状態の照査および鉛直方向荷重に対する push over 解析を行った。

常時でアーチリブに発生するコンクリートの応力分布を図-3 に示す。横軸はアーチリブの部材軸方向を示し、図中の鉛直破線は鉛直材の位置を示している。また、鉛直荷重と図-1 中 A 点の鉛直変位の関係および接線剛性マトリクスの固有値の変化を図-4 に示す。なお、ライズ 20m, 40m の場合は A 点を変位制御点としたが、ライズ 60m の場合は、図-5 に示すように変形モードが最大荷重点以降、非対称モードへと移行していくため、B 点の変位を制御して解析を行った。

ライズ 60m, 40m の場合は、それぞれ鉛直荷重に対し自重の約 3.7 倍, 2.6 倍の耐荷力を有していることが分かった。図-3 より、常時でのアーチリブに発生するコンクリートの応力分布はライズ 60m, 40m の場合とも同様の挙動を示し、アーチスプリング部を除き、アーチリブは全断面圧縮応力状態になっており、最大約 30MPa の圧縮応力が発生している。また、アーチスプリング部の断面上側に作用している引張応力は数 MPa であり、ひび割れの発生に対して安全性を有していると推測される。したがって、ライズ 60m, 40m の場合はアーチリブにはひび割れは発生せず、また圧縮応力も圧縮強度の 1/3 以下の弾性域と見なせる範囲であり、常時に対する性能を満足していることが分かる。さらに、固有値は最大荷重時に零となりその後は負の値となるが、最大荷重以前に負になることはなく、常時荷重時の構造安定性に対する性能を満足していることが分かる。

一方、ライズ 20m の場合は鉛直荷重に対し約 0.92 倍の耐荷力しか有しておらず、図-3 に示すようにアーチスプリング部、アーチ頂部付近において応力が低下し、ひび割れの発生が見られた。このことより、対象としたアーチスパン 500m のコンクリートアーチ橋の構造の限界はアーチライズ 40m (スパンライズ比

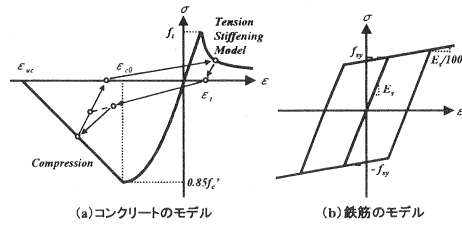


図-2 材料モデル

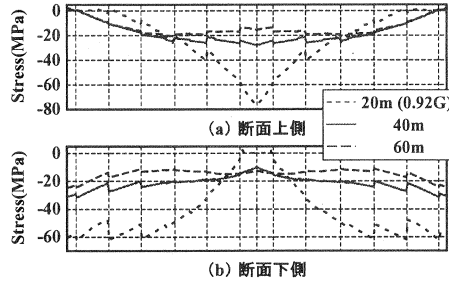


図-3 コンクリートの応力分布 (アーチリブ)

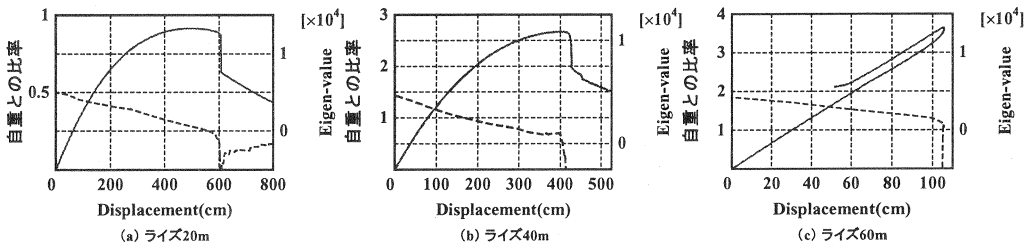


図-4 荷重-変位関係と固有値の変化 (鉛直方向)

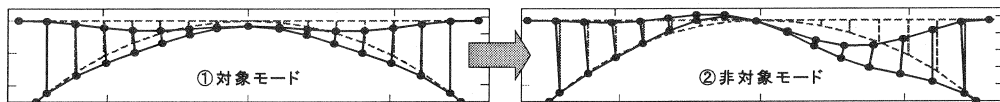


図-5 鉛直方向変形モード

12.5) であると言える。

4.2 コンクリートの圧縮強度が与える影響の評価

アーチライズを40mとし、コンクリートの圧縮強度を50MPa, 100MPa, 150MPaと変化させ、常時におけるアーチリブの応力状態の照査を行った。常時でアーチリブに発生するコンクリートの応力分布を図-6に示す。全ての場合においてほぼ同様の応力分布が得られ、圧縮応力の最大は約30MPaであった。したがって、圧縮強度が50MPaの場合は、常時において圧縮強度の2/3程度の応力状態となりコンクリートは弾性域と見なすことはできない。このことから、常時での性能を満足するためには対象としたアーチ橋は100MPa以上のコンクリート強度が必要になると言える。

5. 地震時安定性の照査

常時の照査から、最も効率的な構造といえるアーチライズ40m、コンクリートの圧縮強度100MPaの場合を対象として、静的ならびに動的照査を行った。

5.1 静的照査

静的照査は、橋軸方向ならびに橋軸直角方向に対して行い、死荷重載荷後、各方向に対し解析モデルの各節点に、対応する死荷重ベクトルに比例した荷重を制御しながら作用させて荷重変位関係を求めるとともに、各変位ステップでの接線剛性マトリクスの固有値を検討することで行った。

図-7に橋軸方向および橋軸直角方向載荷時の各方向における荷重と図-1中A点の変位の関係および接線剛性マトリクスの固有値の変化を示す。橋軸方向載荷時は自重の約1.2倍、橋軸直角方向載荷時は自重の約0.3倍で最大耐荷力に達した。また、接線剛性マトリクスの1次の固有値は、いずれのケースも変位の増大とともに徐々に小さくなり、橋軸方向に対しては最大荷重時で零となり、橋軸直角方向に対しては数値誤差の影響で最大荷重後に零となっている。固有値の値は連続的な変化を示しており、最大荷重以降も基本パス上の変形モードが生じているものと思われる。したがって、解析対象としたアーチ橋は静的荷重に対し分岐現象による急激な破壊を生じることなくポストピーク域まで安定的な変形挙動を示すことが推測され、静的荷重下で構造安定性(座屈安全性)を有していると言える。

5.2 動的照査

標準動的照査用の地震動としては、土木学会コンクリート示方書耐震性能照査編⁴⁾に示されているレベル2地震動の内陸型①および海洋型①の時刻歴加速度波形を用い、位相差は考慮せずアーチ両固定端に同時入力を行った。入力は、橋軸方向、橋軸直角方向、鉛直方向の3方向に同時入力した。この時、橋軸方向と橋軸直角方向は同一の波形を、鉛直方向は加速度を1/2とした波形を作用させた。図-8に土木学会コンクリート標準示方書耐震性能照査編に示されているレベル2地震動の内陸型①および海洋型①の波形を示す。

内陸型①の時刻歴加速度波形を3方向同時入力した場合のアーチリブ頂部の時刻歴応答変位を図-9に、海洋型①の時刻歴加速度波形を同様に入力した場合のアーチリブ頂部の時刻歴応答変位を図-10に示す。また、それぞれの橋軸方向の図中には、接線剛性マトリクスの1次の固有値の各時刻に対する値を点線で示している。なお、初期状態における構造物の固有周期は、橋軸方向が3.39秒、橋軸直角方向が5.13秒であった。

内陸型①の場合、各方向における最大応答変位は橋軸方向が約3cm、橋軸直角方向が約100cm、鉛直方向

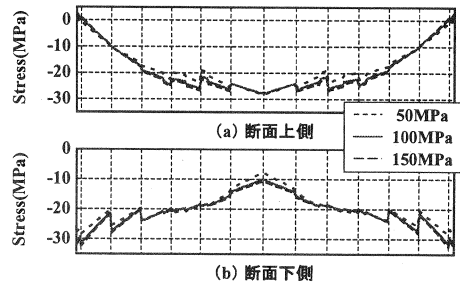


図-6 コンクリートの応力分布(アーチリブ)

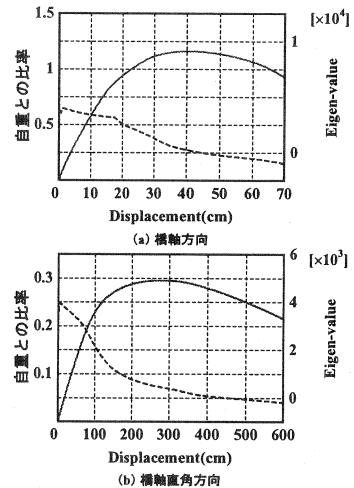


図-7 荷重-変位関係と固有値の変化

は約 25cm であり、静的載荷時の最大荷重時の変位に比べてかなり小さいことが分かる。また接線剛性マトリクスの1次固有値の値は応答解析中負となることはなく、その値もほとんど変化していなかった。このことは、入力した加速度波形に対しては非線形挙動がほとんど生じなかったために、ほぼ一定の接線剛性マトリクスであったことを意味する。

海洋型①の場合、各方向における最大応答変位は橋軸方向が約 3cm、橋軸直角方向が約 150cm、鉛直方向は約 40cm であった。内陸型①の場合よりも橋軸直角方向の変位は大きくなった。接線剛性マトリクスの1次固有値の値は橋軸直角方向変位が最大となる辺りで低下しており、非線形挙動を示す領域に到達していることが推測される。

しかし、静的載荷時の最大荷重時の変位に比べてその値は半分程度である。また、橋軸直角方向の応答変位が最大となるのは入力加速度が 100gal 以下の 40 秒以降となっているのが特徴である。これは対象とした加速度波形の卓越周期が 40 秒以降に長周期化しているためであると考えられ、この点に注意する必要がある。

いずれにしても、解析対象としたアーチ橋は十分な耐震性と地震時の座屈に対する安全性を有していると判断出来る。

6. まとめ

500m スパンコンクリートアーチ橋を現実的に架設することを前提とし、スパンライズ比の影響評価および地震時安定性の照査を行い、以下のような結論を得た。

- (1) アーチライズ 20m, 40m, 60m の 3 ケースについて検討した結果、アーチライズ 40m (スパンライズ比 12.5) が解析対象の構造の限界となった。
- (2) 解析対象としたアーチ橋は橋軸、橋軸直角、鉛直のいずれの方向に対しても十分な耐震性と座屈に対する安全性を有している。

参考文献

- 1) 土木学会構造工学委員会 (2000) : 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.
- 2) 中村光, 二羽淳一郎, 田辺忠頭 : 鉄筋コンクリート柱の終局変位に関する解析的研究, 土木学会論文集, No.420/V-13, pp.115-124, 1990.8
- 3) 谷口勝彦, 田邊忠頭 (2002.6) : センタースパン 600m クラスの RC アーチ橋の実現可能性について, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp.37-42.
- 4) コンクリート標準示方書耐震性能照査編, 土木学会, 2002

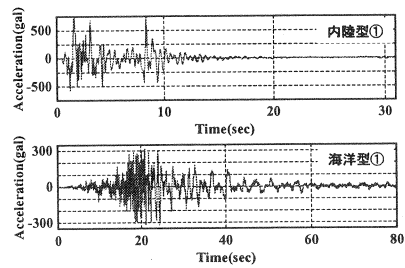


図-8 入力地震動

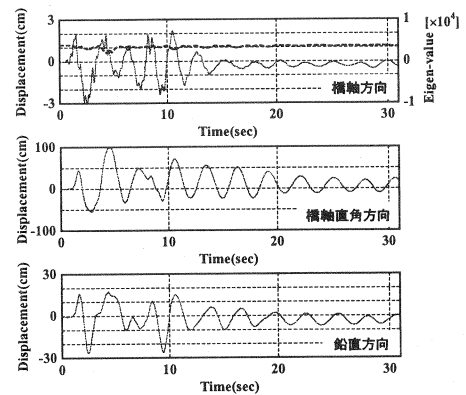


図-9 時刻歴応答変位 (内陸型①)

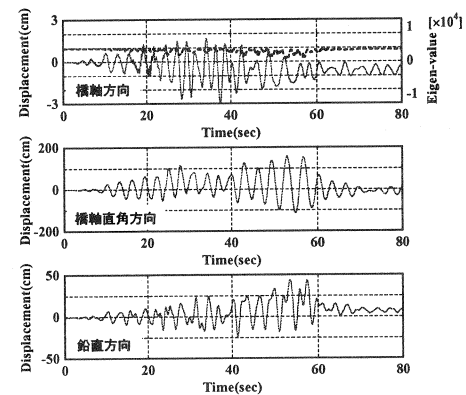


図-10 時刻歴応答変位 (海洋型①)