

# 地震を受ける長大コンクリートアーチ橋の静的不安定解析の考察 及び補強法の検討

A study on the statical unstable analysis and the strengthening of a long span RC arch bridge  
subjected to seismic load

夏 青 \*, 大塚 久哲\*\*

Qing Xia, Hisanori Otsuka

\*九州大学大学院博士課程 工学府建設システム工学専攻 (〒 812-0053 福岡市東区箱崎 6-10-1)

\*\*工博 九州大学大学院教授 工学研究院建設デザイン部門 (〒 812-0053 福岡市東区箱崎 6-10-1)

A statical unstable analysis of a long span RC arch bridge subjected to vertical load or the combination of vertical and horizontal loads are conducted. In the latter loading case, the unstable point appeared at early stage compared to the former loading case. The reason is that some members of the arch rib yield and the large displacement occurred due to horizontal load. A change of boundary conditions of the bridge are proposed as a strengthening method. The unstable point in the new models became increase, because the large displacement is restricted and the yield of members is delayed.

*Key Word: a long span RC arch bridge, the statical unstable analysis, the strengthening*

## 1. はじめに

近年、コンクリートアーチ橋の優れた景観性及び経済性を重視して、多くの橋梁が架設されている。しかし、橋梁の長大化が進むと共に、設計者たちは、様々な問題に直面した。著者らも、長大コンクリートアーチ橋における幾何学的非線形と材料非線形の両者を考慮した解析(複合非線形解析)<sup>1)</sup>によって、動的挙動や不安定問題について考察し、軸力変動や断面力相関問題、長周期波の及ぼす影響<sup>2)</sup>など、コンクリートアーチ橋の長大化に目指した一連の研究を行ってきた。そのなかで、不安定問題についての検討は、静的不安定解析の計算結果の提示に留まり、系統的な考察及び不安定と判定した橋梁における解決法について具体的な提案を行ってはいなかった<sup>1)</sup>。静的な地震時不安定解析の荷重(慣性力)設定などの困難性を回避する考えから、動的な地震時不安定解析手法を提案する研究<sup>3)</sup>もあるが、静的な解析手法において極端に小さい震度で不安定と判定される現象<sup>1)</sup>の原因については不明のままである。本研究では、これまで行ってきた静的な座屈解析<sup>1)</sup>に関して、荷重・変位関係のみから橋梁全体の不安定現象を論じていたのに対して、材料の塑性化

に着目し、不安定時の橋梁全体の応答値の変化の分析に基づいて、小さい震度で不安定判定が現れることについて考察を行い、併せて長大コンクリートアーチ橋の補強法を提案する。

なお、鉛直方向にのみ荷重を載荷した場合から、実際の地震時状態に近い鉛直方向(常時荷重)と水平方向(地震荷重)の同時載荷に発展させ、地震荷重方向が構造系の安定性に及ぼす影響を明らかにする。

## 2. 解析対象橋梁

本研究の対象橋梁は文献<sup>4)</sup>で試設計されている支間長 600m, ライズ 100m を有する長大コンクリートアーチ橋(図・1)である。アーチリブは 3 室箱桁で、スプリング部において幅は 22m, 高さは 11m, 厚さは 0.5m を有している。

使用材料を表-1 に示す。

表-1 使用材料

|      |        |                                      |
|------|--------|--------------------------------------|
| 使用材料 | コンクリート | アーチリブ: $\sigma_{ck}=50\text{N/mm}^2$ |
|      |        | 補剛桁: $\sigma_{ck}=50\text{N/mm}^2$   |
|      |        | 鉛直桁: $\sigma_{ck}=50\text{N/mm}^2$   |
| 鉄筋   |        | SD685                                |

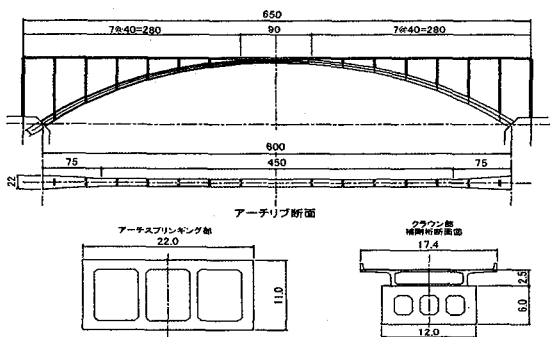


図-1 長大コンクリートアーチ橋の全体図 (m)

対象橋梁の骨組モデルを図-2 に示す。アーチリブ部は 58 分割され、2 本の鉛直材は横繫ぎ材で補剛桁と繋がっている。アーチリブは材料非線形要素で、補剛桁及び鉛直材は線形要素としてモデル化した。また、復元力特性は武田モデルを使用した。

境界条件を表-2 に示す。

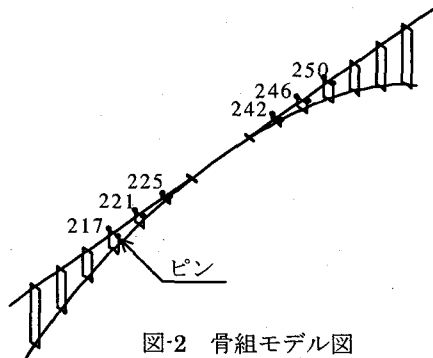


図-2 骨組モデル図

表-2 境界条件

|         |                                                                                     |
|---------|-------------------------------------------------------------------------------------|
| 支持点     | 補剛桁端部：鉛直方向、橋軸直角方向及び橋軸回り(桁ねじり方向)は拘束。<br>橋軸方向、橋軸直角方向回り、及び鉛直軸回り方向はフリー。<br>アーチリブ端部：全固定。 |
| 部材の接合条件 | 補剛桁節点 217、221、225、242、246、250 に下方から取り付く鉛直材の接合条件はピン(図-2、図-6 を参考)。他の部材同士の接合箇所は全て剛接。   |

### 3. 解析手法の概要

線形座屈固有値解析は式 (1) のような固有方程式を用いる。

$$([K] + \lambda [K_s]) \{u\} = 0 \quad (1)$$

ここに、

$[K]$ ：材料剛性マトリックス

$[K_s]$ ：初期応力で評価される幾何剛性マトリックス

$\{u\}$ ：固有モードベクトル

$\lambda$ ：最低次座屈荷重倍率

ここで、数値解法としては逆反復法を採用する。座屈固有値解析では、最小荷重倍率とそれに対応する固有モードベクトルを求め、求められた荷重倍率は初期応力に対する荷重倍率を示している。座屈固有値解析を行う場合は、初期応力状態を作成する必要があり、さらに初期応力マトリックスを作成するには、幾何学的非線形を考慮する必要がある。

次に、不安定点の探索には、荷重増分解析を行いながら、不安定点を探していくことが必要となる。構造物の安定条件は、内力による仕事が外力による仕事より大きいことである。従って、不安定照査は漸増解析の途中で接線剛性マトリックスの行列式の値の符号の変化を探索すればよい。

本研究では、弧長増分法で不安定点を探索することにした。弧長増分法とは、与えられた経路の長さを基準として、あるステップから次の釣り合い点を探索しつつ、釣り合い経路を追跡する方法である。計算中では、釣り合い点を探すと共に、各ステップ毎に固有値を式 (1) により算出し、行列式の値が正から負に変わるところを不安定点と判定することとした。今回の解析は材料非線形及び幾何学的非線形を同時に考慮したモデルを対象として行った。ここに、常時荷重は基準荷重として入力する。

不安定点の探索は鉛直方向のみに载荷した場合と鉛直+水平载荷した場合の2つのグループに分類される。不安定点は limit point と bifurcation point に分かれるが、本研究では、両者を区別せず、最初に不安定判定が出た点を不安定とした。不安定点に達した後は荷重が下がる経路を選択した。

### 4. 不安定点の探索結果

#### 4.1 鉛直方向のみに载荷する場合

荷重倍率の変化を図-3 に示す。この図には、判定された不安定点を○印で示す。鉛直方向のみに载荷する場合では、87 ステップで極大値に達し、荷重倍率は 2.43 である。

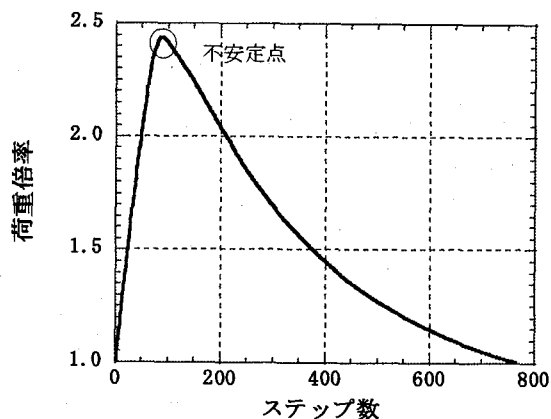


図-3 荷重倍率の変化図

87 ステップの変位を図-4 に示す。87 ステップの応答値と 86 ステップの応答値と比べると、例えば、節点 57 番 (図-5 を参考) の鉛直方向の変位が 86 ステップの 0.21mm から 87 ステップで 0.59mm に増加した。変形量は絶対値としては小さいが、変化の割合は倍以上である。

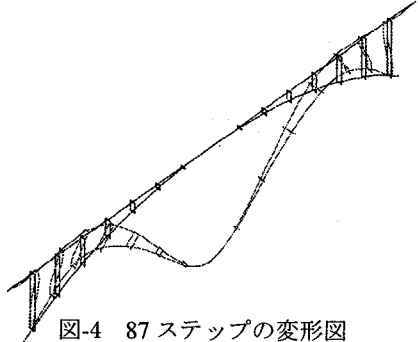


図-4 87 ステップの変形図

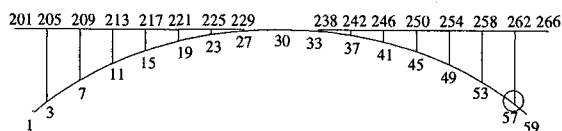


図-5 節点番号表示図

図-6 及び図-7 にクラウン部の節点 30 番及び前述の節点 57 番の変位・荷重倍率を示す。

これらの図から、先に 57 番節点の鉛直方向及び橋軸方向に変形が急増したため、複数の点において大変形を起こして、橋梁全体が不安定になり、不安定判定が出たことが分かる。

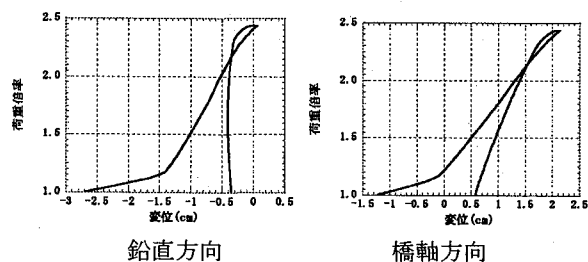


図-6 節点 30 番の変位・荷重倍率関係図

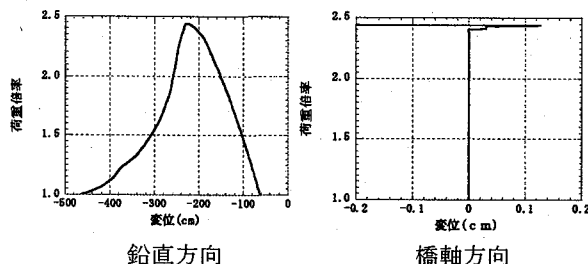


図-7 節点 57 番の変位・荷重倍率関係図

#### 4.2 鉛直方向+水平方向に荷重する場合

基準荷重 (1.0 倍の常時荷重) を入力し、水平方向に 0 から漸増荷重する。漸増荷重する方向によって、以下のようにケース分けを行う。水平荷重は節点質量に比例した値とする (地震時の応答加速度を同じと考

える)。

表-3 解析ケース

| 解析ケース | 橋軸方向 | 橋軸直角方向 |
|-------|------|--------|
| CASE1 | ○    | ×      |
| CASE2 | ×    | ○      |
| CASE3 | ○    | ○      |

○: 入力する ×: 入力しない

図-8 に 3 つの解析ケースの荷重倍率変化を示す。この図には、図-3 と同様に各ケースにおいて判定された不安定点を○印で示す。CASE1 では 150 ステップで 0.21 倍の荷重倍率、CASE2 では 702 ステップで 0.1330 倍の荷重倍率、CASE3 では 718 ステップで 0.1326 倍の荷重倍率で不安定点が現れた。CASE2 と CASE3 の経路はほぼ同じであることが分かった。

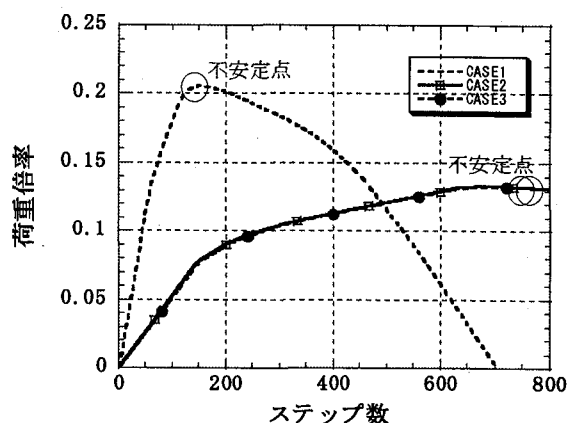


図-8 荷重倍率の変化図

図-9 ~図-11 に不安定点に達する時点の橋梁全体の变形を示す。これらの図によれば、CASE2 と CASE3 の変形はほぼ一致している。3 方向同時に荷重する場合では、橋軸直角方向の影響は橋軸方向の影響より大きい。

CASE1 ~ CASE3 の不安定点に達するステップの応答値と前ステップの応答値を比べると、以下の結果になった。

橋軸方向に荷重する CASE1 では、① 149 ステップでは、アーチリブにおいて多くの箇所ではび割れが発生した。図-13 は 149 ステップにおけるび割れ箇所 (× 印) を示す。② 150 ステップ要素 58 番 (右側スプリング部、○印) は面内方向に降伏した。③ 150 ステップの直後で節点 30 番は降伏した。図-12 にクラウン部節点 30 番の曲げモーメント・曲率ステップ図を示す。

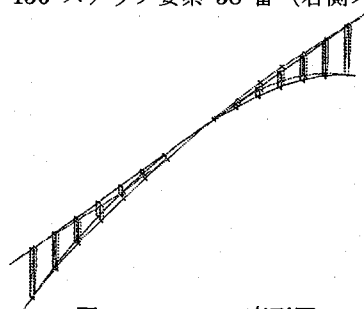


図-9 CASE1 の変形図

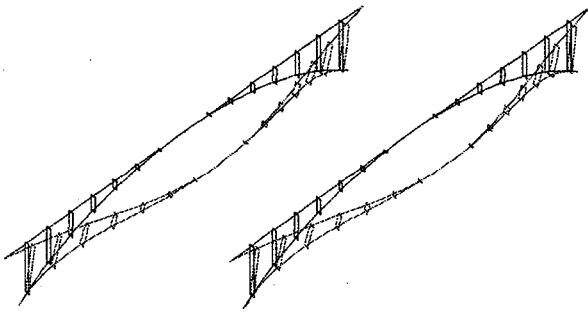


図-10 CASE2 の変形図 図-11 CASE3 の変形図

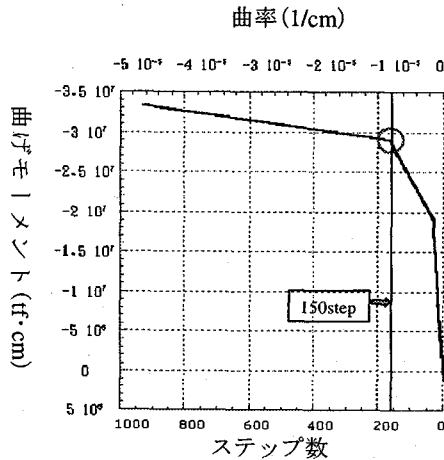


図-12 クラウン部 (節点 30 番) の曲げモーメント・曲率ステップ図

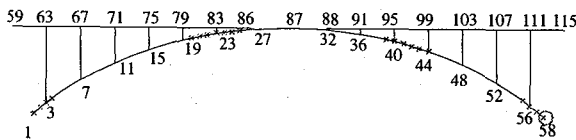
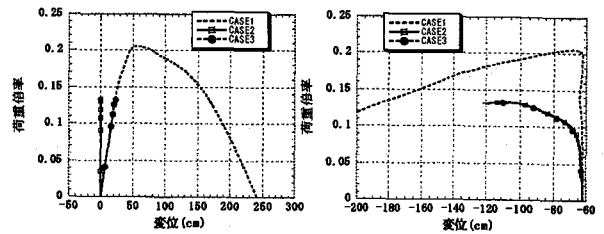


図-13 CASE1 のアーチリブの変化状況図

従って、要素 58 番の降伏によって橋梁全体が不安定状態に導かれたと言える。

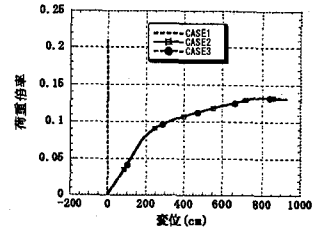
CASE2 と CASE3 は共に、不安定点に達したステップで要素 1 番が面外方向に降伏した。CASE2 では 702 ステップで不安定点に達した。前ステップまでに要素 56 番、57 番及び 58 番は降伏し、橋梁全体は 3 ヒンジアーチとなっていた。702 ステップで要素 1 番が面外方向に降伏し、先に降伏した 3 点と合わせて、荷重方向で 4 つのヒンジを生じたため、不安定判定が出た。CASE3 は CASE2 と同様に、不安定点に達した 718 ステップで要素 1 番が面外方向に降伏し、先に降伏した要素 56 番、57 番及び 58 番と合わせて、荷重方向に 4 つのヒンジを生じた。

以上の結果から、荷重方向に複数のヒンジを生じたため、橋梁全体の安定性が失われ、不安定判定がでることが分かった。



(a) 橋軸方向

(b) 鉛直方向



(c) 橋軸直角方向

図-14 クラウン部の  
変位・荷重倍率図

図-14 にクラウン部の節点 30 番の変位・荷重倍率の関係の比較を示す。この図によれば、橋軸方向では、CASE3 は途中まで CASE1 と同じ経路であるが、CASE1 より先に不安定点に達して、その後、今まで辿った経路を逆戻りした。鉛直方向及び橋軸直角方向では、CASE2 と CASE3 はほぼ同じ経路を辿る。以上のことから、CASE3 は CASE1 及び CASE2 の両方の特性を持っていることが明らかである。

## 5. 補強方法の検討

本橋梁は鉛直方向の荷重に対して十分な荷重倍率 (2.43) があり、補強する必要はないと考えられる。鉛直+水平方向同時荷重の場合では、小さい荷重倍率で不安定点が現れた。不安定時の荷重倍率を向上させる為に、橋梁全体を補強することが必要となる。

補強方法は断面のひび割れ点と降伏点の値を上げるか、あるいは変形量を小さくする 2 つの方法がある。断面のひび割れ点と降伏点を上げる為に、断面を拡大したり、或いは鉄筋の本数を増やさなければならないが、同時に断面の自重は大きくなり、経済的にも有効な方法とは考えられない。例えば、CASE3 の場合では、両側のアーチスプリング部のひび割れ点及び降伏点における勾配比を 2 倍に増加させても、不安定荷重倍率は 0.1326 から 0.1362 までわずかに増加しない。ここで勾配比とは、弾性勾配に対するひび割れ以後の勾配の比である。この理由で、本研究では、ひび割れ点及び降伏点を上げるのではなく、地震時の変形量を制限する方法を選択した。

### 5.1 橋軸方向荷重時の補強

CASE1 では、主桁の境界条件は橋軸方向にフリーである。一端のアーチスプリング部が降伏したことによって、大変形が発生し、橋梁全体が不安定構造

になった。このことを防止する為に、主桁の一端の橋軸方向の境界条件をフリーから固定に変更した。固定点は水平荷重載荷方向終点側とした。そうすることによって、不安定点を表す荷重倍率は 0.21 から 0.87 に上がった。

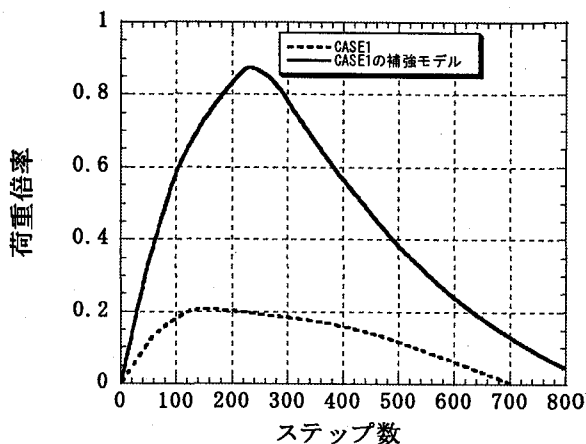


図-15 荷重倍率変化の比較図

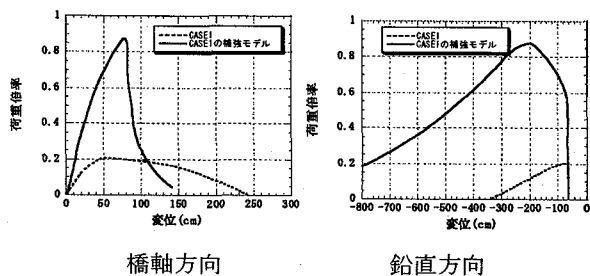


図-16 変位・荷重倍率関係比較図

図-15 に不安定点に至る CASE1 と CASE1 の補強モデルの荷重倍率変化の比較、図-16 にクラウン部の変位・荷重倍率の比較を示す。図-15 から、補強したモデルの不安定荷重倍率が大きくなる様子が知られる。図-16 によれば、補強することによって、不安定になる時点の変形量が大きくなっており、補強によって、橋梁全体の安定性が向上することが分かる。

図-17 に CASE1 の補強モデルの不安定判定が出る時点の変形図を示す。この図と図-9 を比べると、右側の主桁、アーチリブ、特に鉛直材の変形が大きいことが分かった。応答値から、補強モデルでは、不安定に

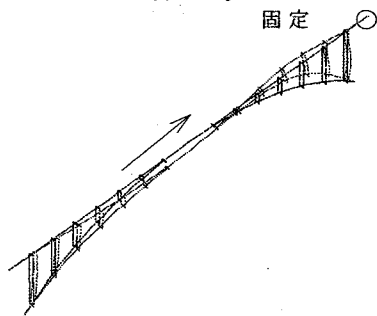


図-17 CASE1 の補強モデルの変形図

なる時点で、両端のアーチスプリング部は共に降伏することが知られた。主桁一端の橋軸方向境界条件をフリーから固定に変更したことによって、圧縮に対

して強いアーチ橋の特性を十分に発揮し、不安定時の荷重倍率を上げることができた。主桁の両端共に橋軸方向境界条件をフリーから固定に変更した場合、さらに荷重倍率が上昇することが予想される。

## 5.2 橋軸直角方向載荷時の補強

図-10 によれば、CASE2 では橋軸直角方向の変位が最も大きく、この変位を有効に下げる為に、実現の可能性はともかく、クラウン部を橋軸直角方向に固定したところ、荷重倍率 38.9 まで不安定点が現われなかった。

CASE3 において、クラウン部の橋軸直角方向の自由度を固定すると、0.205 倍の荷重倍率で不安定になることが分かった。図-18 に CASE3 の補強モデルの不安定になる時点の変形を示す。この図と補強前の鉛直+橋軸方向に載荷する CASE1 の場合の不安定時点の変形図 (図-9) はよく似ている。

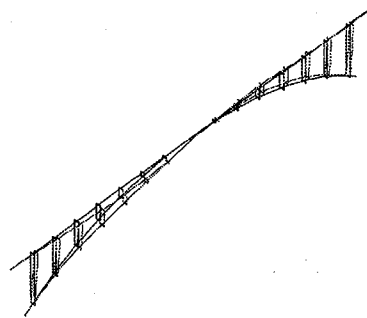


図-18 CASE3 の補強モデルの変形図

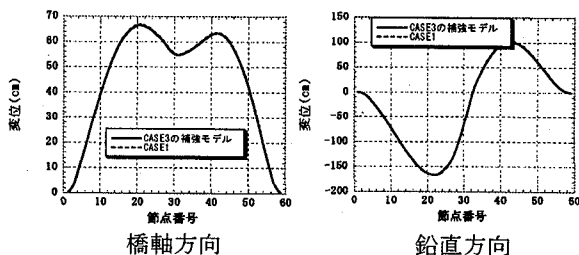


図-19 に CASE3 の補強モデルと CASE1 モデルの不安定時点の変位比較を示す。この図によれば、橋軸直角方向以外の、橋軸方向及び鉛直方向の変形はほとんど差がないことが分かる。

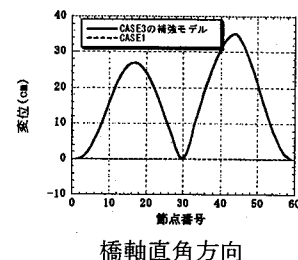


図-19 変位比較図

図-20 に CASE1 と CASE3 及び CASE3 の補強モデルの荷重変形を示す。図-21 に以上の 3 つの解析ケースにおけるクラウン部の節点 30 番の変位・荷重倍率の比較を示す。これらの図によれば、CASE3 を補強することによって、鉛直+橋軸方向に載荷する CASE1 の経路と一致することが分かった。このことから、3 方向同時に載荷する場合では、最も不安定になりやすい方向から不安定判定が生じることが分かった。

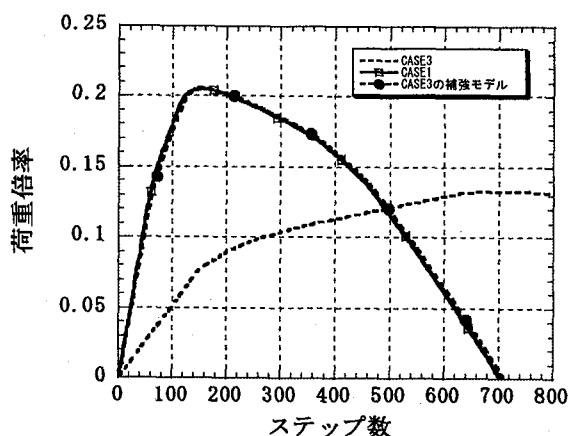


図-20 荷重倍率変化の比較図

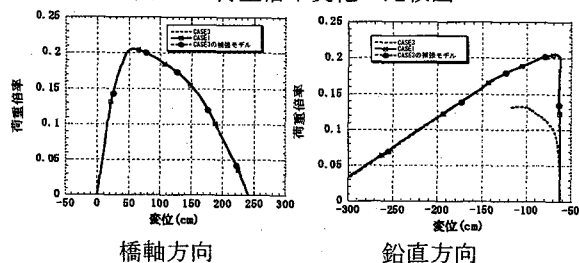


図-20 変位-荷重倍率関係比較図

この補強モデルは 0.205 倍で不安定になった為、2 次補強を行うことを考える。図 19～図-21 から、補強した CASE3 は CASE1 とほぼ同じ状態になったことから、2 次補強は CASE1 の補強法と同様に主桁の一端あるいは両端の橋軸方向の自由度を固定すればよいと考えられる。そうすれば、2 次補強したモデルはほぼ 0.8 倍の荷重倍率で不安定判定が出ることが予想できる。

以上によれば、本橋梁では、橋軸直角方向変位の影響が橋軸方向変位の影響より大きく、3 方向同時載荷の場合では、面内及び面外の変形が同時に生じる為に、両方向の補強が必要となることがわかる。このように、不安定点の荷重倍率を上げるためには、不安定になる方向と荷重倍率を十分に考慮した上で、補強すべきであると言える。

## 6. 結論

本研究では、長大コンクリートアーチ橋における静的不安定解析結果の考察を行い、さらに不安定荷重倍率を上げる方法を考えた。この研究から、得られた知見は次のとおりである。

①鉛直方向のみに載荷する場合の結果から、変形の急激な増大が橋梁全体の不安定の原因であることが分かった。

②鉛直方向+水平方向に載荷する場合では、水平載荷を考慮することによって、不安定に達する荷重倍率がかなり小さくなり、地震時の不安定性を考慮する必要性が認識できた。本橋梁では、橋軸直角方向の影響が

橋軸方向の影響より大きく、また、3 方向同時載荷の場合には、先に不安定になりやすい橋軸直角方向の変形から不安定点の判定が出る。

③極端に小さい震度で不安定判定が現れる原因は、橋梁のある断面が降伏したことによって、橋梁全体が不安定構造になったためと考えられる。ちなみに、本橋梁では、橋軸直角方向載荷時には降伏点が 4 つに達する時点で橋梁は不安定になっており、橋軸方向載荷時には、降伏点は 1 つであるが、多数のひび割れ点が生じ、全体的な剛性が極めて低くなった。

④不安定荷重倍率に及ぼす影響は、載荷方向の自由度が最も大きい。境界条件を変更することによって、不安定荷重倍率は上がることが分かった。その他、断面の強度の向上も若干の効果はある。

⑤長大コンクリートアーチ橋のような不安定になりやすい橋梁に対して、設計段階の境界条件や、解析段階のモデル化及び施工段階の初期不整などは不安定荷重倍率を大きく左右することが予想され、今後さらに詳細な検討が必要である。

## 参考文献

- 1) 大塚, 夏, 矢葺, 為広: 長大 RC アーチ橋における複合非線形動的解析と座屈・分岐解析, 構造工学論文集, Vol.47A, 2001.3, pp.873-882
- 2) 夏, 大塚, 矢葺: 長大 RC アーチ橋における長周期地震波の影響の考察, 土木学会西部支部研究発表会講演論文概要集, 2002.3, pp.A-20-A-21
- 3) 為広, 大塚: 動的複合非線形解析による長大アーチ橋の座屈照査方向に関する考察, 第 5 回地震時保有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, 2002.1,
- 4) 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設計方法に関する研究小委員会, コンクリート長大アーチ橋の設計・施工技術の現況と将来, 構造工学技術シリーズ NO.19, 2000.9
- 5) (株) 構造計画研究所: 3 次元立体構造物の静的・動的的非線形解析プログラム RESP-T 理論マニュアル, Vol3.1, 1997
- 6) 江上, 川上, 須田, 織田: 水晶山橋の耐震設計について, 第 2 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計にかんするシンポジウム講演論文集, 1998.12, pp.383-388
- 7) 姫野, 田邊: 長大スパンコンクリートアーチ橋の非線形的解析, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, 1999.7, pp.385-390
- 8) 姫野, 田邊: 長大スパンコンクリートアーチ橋の振動挙動と分岐モードとの関連性に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.22, No.3, 2000.7, pp.1375-1380
- 9) 池田, 室田: 構造系の座屈と分岐, コロナ社, 2001.9

(2002年9月13日受付)