

鋼斜張橋の耐震補強検討において主桁が塑性化した場合の基礎的検討

Study on seismic retrofit of a steel cable-stayed bridge considering local plasticity of main girder

大塚 久哲*・山平 喜一郎**・小宮 有貴***

Hisanori Otsuka, kiichiro Yamahira, Yuki Komiya

*工博, 九州大学大学院教授 工学研究院建設デザイン部門 (〒819-0395 福岡市西区元岡 744 番地)

**博(工), 山平技術士事務所 (〒674-0062 兵庫県明石市大久保町谷八木 409 パレスシーサイド 201)

***工修 東日本旅客鉄道(株)東京支社 上野保線技術センター (〒151-0053 東京都北区田端6-2-7)

This paper presents a basic study on seismic retrofit of an existing steel cable-stayed bridge. A flexible structure such as steel cable-stayed bridge behaves three dimensionally during a big earthquake, therefore biaxial bending phenomenon occurs in main girder and pier. Therefore firstly nonlinear analysis using fiber models is conducted, and results are compared to those obtained by usual frame structure analysis. After installing the damper and other devices for seismic retrofit, some part of main girder remain in plastic region during large earthquake. Therefore secondly residual displacement of girder in plastic region is obtained by static finite element analysis, and using the numerical results seismic safety of the bridge is discussed.

Key Words: steel cable-stayed bridge, seismic retrofit, fiber element, FE analysis

キーワード: 鋼斜張橋, 耐震補強, ファイバー要素, 有限要素解析

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震により橋梁が多大な被害を受けたため、道路橋示方書が改訂され、これにより斜張橋等の長大橋梁は、地震時の挙動が複雑であることから、動的応答解析による耐震性評価を行うことが規定された。斜張橋は、主塔、ケーブル、主桁形式に多様な選択肢をもつため、異なる動的特性を有する部材の組み合わせによって複雑な動的挙動を呈しやすい。したがって、精密なモデル化による解析によって、地震時の動的挙動を精度よく評価することが必要である¹⁾。

本研究で対象とした斜張橋に対して骨組みモデルによる非線形時刻歴応答解析を行ったところ、桁端支承、主桁、鋼製ラーメン橋脚基部・隅角部、RC橋脚基部で降伏耐力を上回ることが明らかになっている²⁾。このうち桁支承については、移動量制御を目的として、速度依存型ダンパー設置による耐震補強案を検討したところ、断面力的大幅な増加を見ることがなく桁移動量を制御することが可能であることなどを確認している。

しかしながら、既往の骨組みモデルでは、面内曲げと面外曲げの相関を考慮できず、2軸曲げの現象が主桁の応答にどの程度の影響を及ぼすかの検討は行っていない。

また、主桁の塑性化が地震後の機能に及ぼす影響についても検討を行っていない。

本研究では、主桁、主塔に断面力の相関を考慮できるファイバーモデルを導入して非線形動的解析を行った。その結果を文献²⁾の骨組みモデル(M-モデル)による解析結果と比較して、2軸曲げを考慮したことによる影響を把握した。次に、主要断面に着目してファイバーモデルの応答ひずみ分布を明らかにした。現時点では、このような一部塑性化したひずみ分布が、橋の機能にどのような影響を及ぼすかが不明なため、主桁の一部を取り出して有限要素法による静的弾塑性解析を行い、地震時及び地震後に生じる変形を予想して、車両走行の見地から主桁の塑性化の影響を検討した。

2. 解析対象橋梁及び解析条件・解析モデル

2.1 解析対象橋梁

対象橋梁は文献²⁾と同じであり、図-1に示すような3径間連続鋼斜張橋である。桁は逆台形鋼床版箱桁であり、橋脚はP1, P3, P4が鋼製ラーメン橋脚、P2がRC中空橋脚である。構造形式としては、マルチファン形一面ケーブル(13段)、主塔1本柱形式である。主塔は主桁に結合

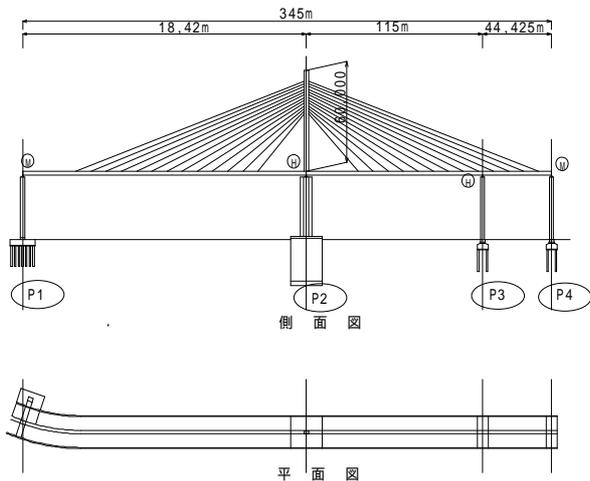


図 - 1 解析対象橋梁

されており、RC橋脚上には3個のピボット支承が存在している。P1、P4橋脚上にはそれぞれ2個のピンローラー支承が配置されており、鋼製ラーメン橋脚上梁の中央部に橋軸方向変位制限装置が取り付けられている。P3橋脚上にはピン支承が2個配置されている。

2.2 解析条件²⁾

入力地震波はJR鷹取波のEW成分(橋軸方向)、NS成分(橋軸直角方向)、UD成分(鉛直方向)を杭下端、ケーソン下端より3方向同時入力した。これは本来地震動が3方向に成分を有していることを考慮して安全側の評価となるように配慮したためである。ただし、本橋の位置する場所の地域別補正係数は0.7であるため、これに従って各波の時刻歴波形の振幅調整を行った。

減衰にはレイリー減衰を用いている。要素別減衰定数は鋼部材0.02、RC部材0.05、地盤ばね0.1と仮定し、採用次数は有効質量比を考慮して、4次と11次とした。

解析手法は直接積分法Newmark法(=0.25)を用いた。積分時間間隔は0.01秒とし、解析時間は20秒とした。なお、動的解析の際には死荷重時解析による断面力を初期値として考慮した。ただし、ケーブルについては初期張力(橋梁完成図書³⁾の値)を断面力として考慮し、また、ケーブル剛性の算出にも初期張力を用いた。

2.3 解析モデル

図 - 2 に本研究で採用した解析モデルを示す¹⁾。骨組みモデルでは主桁、主塔、橋脚、ケーブルを梁要素でモデル化したのに対し、ファイバーモデルでは主桁、主塔をファイバー要素に変更した。

(1) 主桁のファイバーモデル

本橋梁の主桁(箱桁)は図 - 3の上段に示すように断面形状が複雑で構成要素が多いため、要素のファイバー化に際しては、同図中・下段に示すように断面ごとに実橋梁の箱内と張出部の断面性能をそれぞれ計算し、ほぼ同等の断面性能(特に、断面2次モーメント)を有

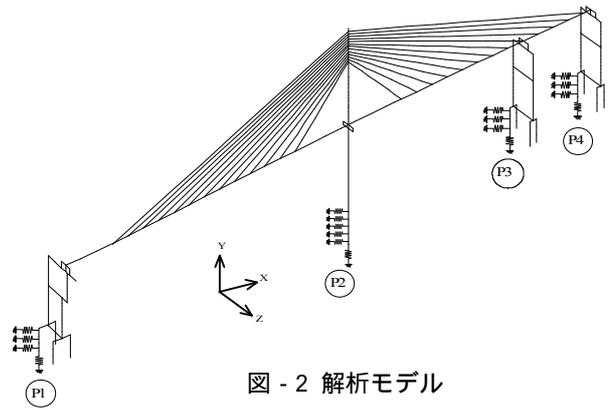


図 - 2 解析モデル

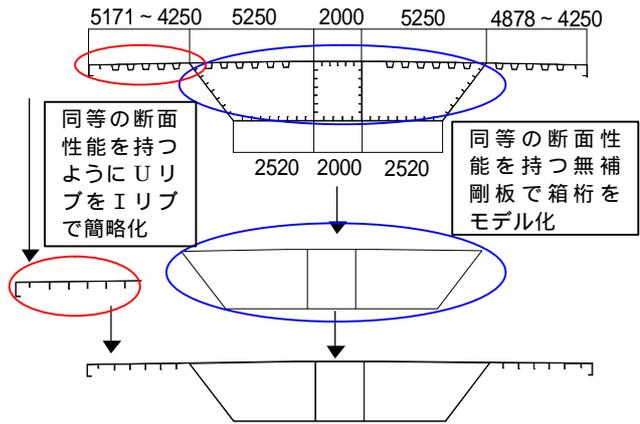


図 - 3 主桁断面の簡略化
(上段:実断面,下段:解析断面)

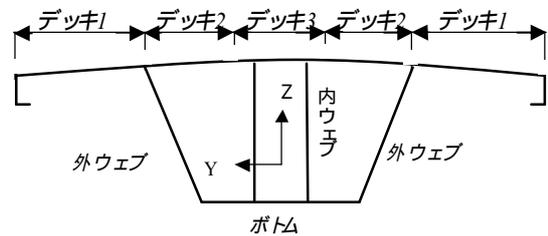


図 - 4 主桁断面の構造要素名

表 - 1 主桁断面構成材質の変化

格点	デッキ1	デッキ2	デッキ3	外ウェブ	内ウェブ	ボトム
2, 24~31 13~16, 18~19	低	低	低	高 ₁	高 ₁	高 ₁
3, 12	低	低	高 ₁	高 ₁	高 ₁	高 ₁
4~7	低	高 ₁				
8~10, 32 34~35	低	低	高 ₁	低	高 ₁	低
11, 36	低	低	高 ₁	低	低	低
17, 21~23, 37	低	低	低	低	低	低
33	低	高 ₁	高 ₁	高 ₁	高 ₁	低
20	低	高 ₂	高 ₁	高 ₂	高 ₂	高 ₂

*)低・・・SS41 高₁・・・SM50Y 高₂・・・SM58

格点番号は解析上、主桁に付した番号である。

表 - 2 骨格曲線上の折れ点の例(水平面内曲げ)

格点	第1折れ点		第2折れ点		終局点	
	M (MNm)	(μ /m)	M (MNm)	(μ /m)	M (MNm)	(μ /m)
7	418	115	596	265	875	7970
17	416	117	558	237	692	3988
20	474	117	922	382	1129	5478
27	417	117	667	325	794	3880

するように簡略化された断面形状(箱桁内は無補剛板)を試行錯誤的に作成した。また、曲線区間では断面形状に方勾配が付き、対称断面とはならないため、異なる断面ごとにファイバーモデルを作成した。さらに、本橋梁の場合は図 - 4、表 - 1 に示すように各断面に異なる材質が混在している上に、主桁の各断面で材質の組み合わせが異なっているため、これを考慮してファイバーモデルを作成した。

なお、主桁の骨格曲線については文献2)にあるように簡略化してトリリニアとしたが、代表的な断面について各折れ点を示すと表 - 2 のようである。ここに第1折れ点はデッキ1の最外縁が塑性化を開始する点、第2折れ点はデッキ1が全て塑性化し箱桁の塑性化が開始する点、終局点は桁全体が塑性となる点である。本橋梁では第2折れ点と終局点に大きな開きがあり十分な靱性を有していることがわかる。

主桁断面内のファイバー要素の分割数は、図 - 5 に示すとおりであり、詳細な照査が必要となる張り出し部は、要素の分割数を多くしている。

なお、ファイバー要素の σ - ϵ 関係は図 - 6 に示すようなバイリニアと設定した。

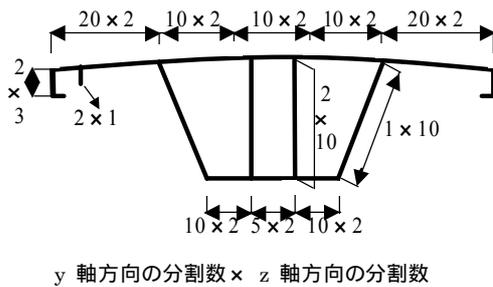


図 - 5 要素の分割数(主桁)

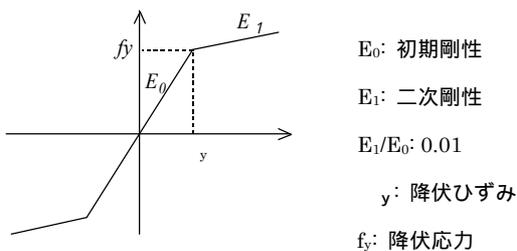
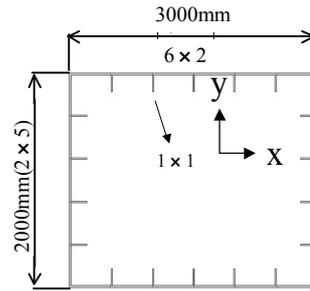


図 - 6 鋼材の σ - ϵ 関係

(2) 橋脚のファイバーモデル

橋脚における要素の分割数は、図 - 7 に示すとおりである。



x 軸方向の分割数 x y 軸方向の分

図 - 7 セルの分割数(主塔基部断面)

3. 解析結果

上述の解析モデルと解析条件を用いて行った 2 通りの非線形地震応答解析の結果を比較する。すなわち、1つは骨組みモデル、他の一つはファイバーモデルによる解析である。ここでは、比較的顕著な差の現れた主桁について比較する。

3.1 主桁の断面力の比較

主桁の最大応答曲げモーメント分布を図 - 9 示す。図中、抵抗 M1 とは主桁全断面における弾性限界モーメント、抵抗 M2 は箱桁部弾性限界モーメント、抵抗 M3 は主桁全断面における全塑性モーメントを示す¹⁾。面内曲げにおいては M1 と M2 はほぼ同じであるが、面外曲げでは張り出し部の影響で M2 は M1 より大きくなる。同図から、主桁の鉛直および水平曲げモーメントは、共にファイバーモデルと骨組みモデルの差が小さいこと、水平曲げにおいて主桁の一部が箱桁張り出し部で塑性化している (M1 以上 M2 未満) ことがわかる。水平曲げモーメントにおいてファイバーモデルの塑性化域が少しではあるが骨組みモデルより長いのは、ファイバーモデルでは 2 軸曲

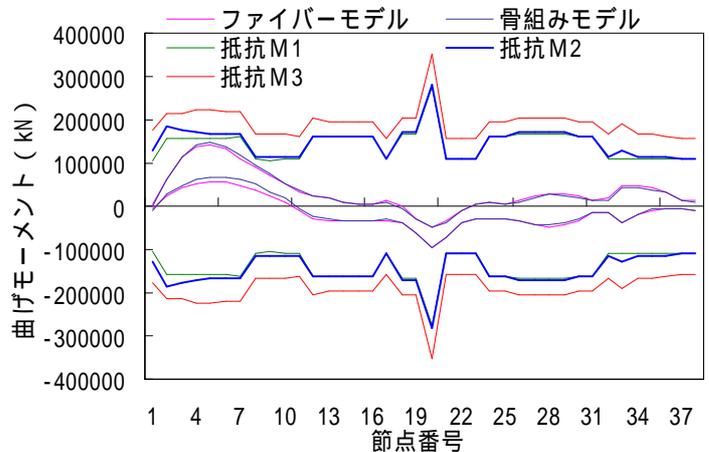


図 - 8 主桁の鉛直最大曲げモーメントの比較

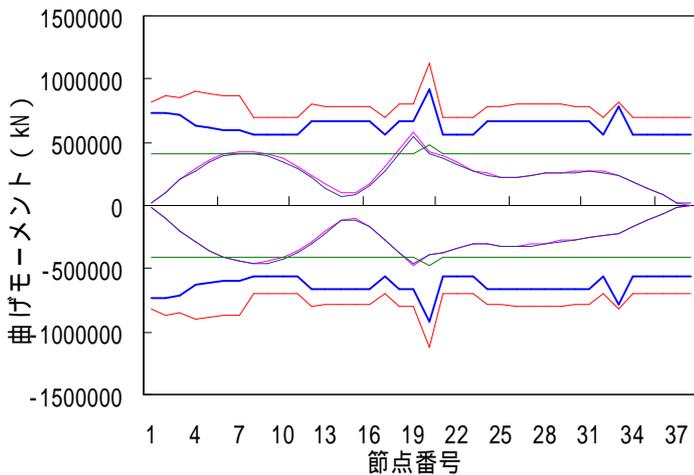


図 - 9 主桁の水平最大曲げモーメントの比較

げの相関が考慮された影響で、断面の一部塑性化が反映されたためである。すなわち、ファイバーモデルでは断面内の一部の箇所ではひずみが進展し、その箇所が降伏したために、断面全体としても非線形領域に入ったと考えられる。

3.2 主桁の応答ひずみの比較

ファイバーモデルで最大応答ひずみが最も大きく出た主桁位置(格点8,デッキ3と内ウェブのみ高材質1では低材質,表-1参照)の断面内最大・最小ひずみ分布を示すと図-10のようになる。図には使用鋼材から求められる降伏ひずみの1倍と2倍の線も併せて示している。ここで鉛直軸に対して応答が左右対称に出ていないのは、曲線区間の影響と入力地震動波形の非対称の影響と考えられる。図中右側が曲線橋としての外曲側(海側)である。

断面内のひずみ分布を見ると箱桁部下フランジで最大ひずみはほぼ $2.3y$ 、外曲側の張り出し部最外縁で $2.3y$ 程度のひずみが生じている。このように、ファイバーモデルによる解析は断面内の要素分割に応じて、断面内のひずみ分布や応力分布を知ることができる。ただし、これを耐震性能の照査にどのように生かすかについては完成された考え方があるわけではない。

4. 耐震補強に対する耐震性能照査基準に関する考察

ファイバーモデルによる非線形地震応答解析結果より、主桁が曲線区間を有する支間の中央部及び主塔付近で2軸曲げによって塑性化し、張出部最外縁で降伏ひずみの 2.3 倍程度の応答ひずみを生じることが明らかとなった。主桁の耐震性能水準を降伏以下に設定するならば、地震力に対して張出部鋼床版や箱桁内部を降伏させないような補強案を検討する必要がある。しかしながら、例えば縦断方向リブ設置や断面増厚などを著者らが別途検討したところでは、すべての鋼材を降伏させないように補強することは不可能であるか、または極端に不経済な補強になることがわかった。そこで、この問題の現実的な解決策としては、橋脚で考えられているように主桁もある程度の塑性化を許容するような考え方も必要となる。

最近の研究²⁾で塑性化部分の平均ひずみが $2y$ 以内であることを許容する考え方も出ており参考になる。

ここでは、張り出し部の塑性ひずみに着目する。鋼床版上のアスファルト舗装を介して車両が通行するため、

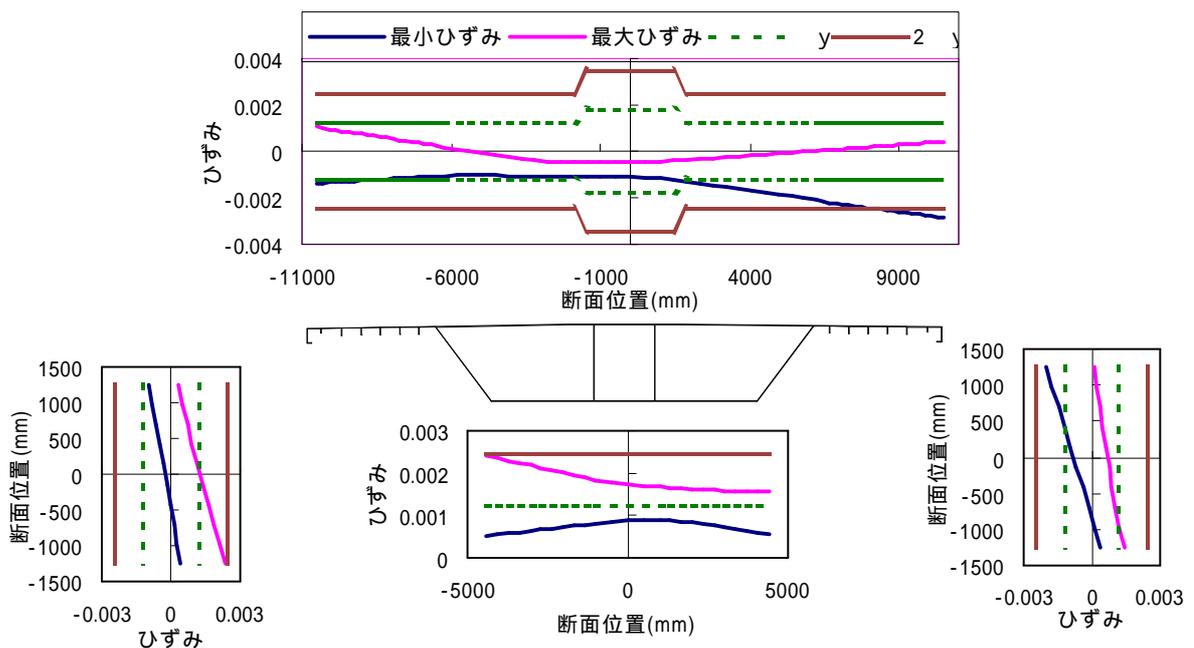


図-10 主桁の最大・最小ひずみ分布

デッキプレートの面外（鉛直）方向残留変形が揺れの最中や地震後において、車両通行に支障となるような大きな量であってはならない。そこで鋼床版部の最大ひずみが降伏ひずみの2倍程度になった場合、張出部鋼床版の鉛直方向残留変形が具体的にどの程度の数値になるかを幾何学的非線形を考慮した静的弾塑性解析によって求め、車両走行の可否判断の材料に資することとした。

5. 主桁塑性化に伴う面外変形の有限要素解析による算出

5.1 解析モデル

解析手法として有限要素法による静的弾塑性解析を用いるため、実橋梁全体をモデル化し動的解析を行うと、莫大な労力と計算時間を要することになる。そこで、本解析モデルでは図-11のように鋼床板張出部のブラケットで区切られた3区間のみを取り出し、シェル要素を用いてモデルを作成し数値解析を行った。ただし、より実挙動に近い結果を得るために、鋼床版デッキプレートの他に、ブラケット、耳縦桁、縦リブをモデル化している。ただし、床版、地覆、高欄についてはこれらを無視しているが、これはこれらの剛性評価が困難なことから、無視した方が安全側の解析結果が得られるとの判断からである。さらに、全ての要素に対して材料非線形特性を移動硬化型のパイリニアで考慮しており、使用ソフトは材料及び幾何学的非線形を考慮できるMarc(MSC Software社製)を使用した。

5.2 解析条件

境界条件は箱桁との接合部(図-11の右側側)のみ、鉛直方向及び橋軸直角方向に拘束し、強制変位は中央部最外縁(格点4)のひずみが降伏ひずみの2倍以上になるように、正弦波の3回繰り返し(図-11)を用いて、モデル両端から載荷辺全体に同一水平変位をステップ入力した(全219ステップ)。解析モデル中央断面における橋軸方向ひずみは幅員方向にほぼ一様に $2\epsilon_y$ が分布していることを解析結果から確認している。

作用ひずみを $2\epsilon_y$ 程度としたのは図-10のデッキ部のひずみ分布からデッキ部の平均ひずみは $2\epsilon_y$ 程度と考えて良いと判断したからである。

また、ここで正弦波の3回繰り返しとしたのは地震波の繰り返しが解析結果にどのように表れるかを見定めるためであり、後に図-12から15に見るように繰り返し入力によって応答が若干変化することが確認されている。

5.3 解析結果および考察

上述の解析モデルと解析条件を用いて、静的弾塑性解析を行った結果を示す。なお、着目節点は図-11に示す張り出し部最外縁の7格点としたが、ここでは主に中央部の格点4の結果を示す。以下に、(1)橋軸方向、(2)鉛直方

向、(3)橋軸直角方向の挙動について考察する。

(1) 橋軸方向における検討

図-12に中央部最外縁の格点4の橋軸方向変位とひずみを示す。中央部最外縁の変位は0.032mmであり、入力変位12mmに対して無視できる程度の非常に小さい値となっている。これは、解析モデルが橋軸方向にほぼ対称なモデルであるため、中央部にいくにつれて変位量が小さくなるためである。また、中央部最外縁の最大応答ひずみは0.00269であり、目標とするひずみより少し大きい $2.1\epsilon_y$ 程度のひずみを生じていることが確認できる。

(2) 鉛直方向における検討

図-13(a)に中央部最外縁の格点4の鉛直方向変位を示す。格点4では鉛直方向に最大で32.6mm、残留変位で2.7mmの変位が見られた。さらに鉛直方向の変位を全ての要素に対比したところ、変位が最も大きく出た箇所は格点4ではなく、図-13(b)の最大変位コンター図に示すA-A線上の丸印位置であった。この点では、最大変位が32.8mm、残留変位が8.3mmであった(図-13(c))。両点の最大変位はほとんど差がないが、残留変位は大きく異なっている。そこで、さらに残留変位が最大の箇所を探索すると、これも最外縁中央部ではなく、図-14(a)に示すように、最大変位を生じるA-A線の少し内側のa-a線の丸印の位置であった。図-14(b)はその位置の残留変位を示す。この点では鉛直方向最大変位が31.8mm、残留変位が9.8mmであった。

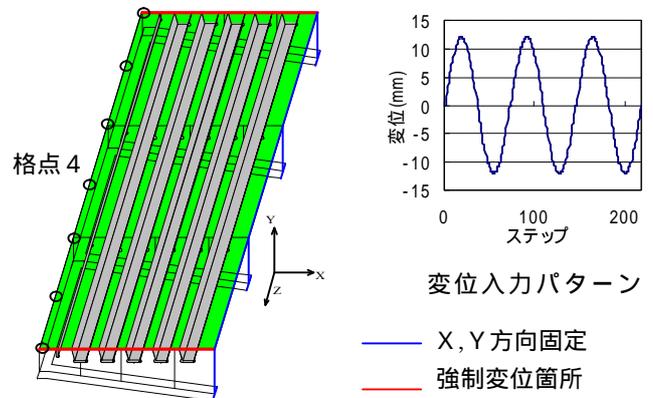


図-11 解析モデル及び変位入力パターン

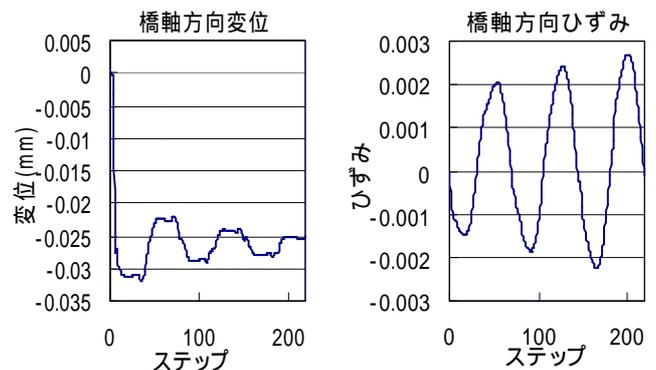
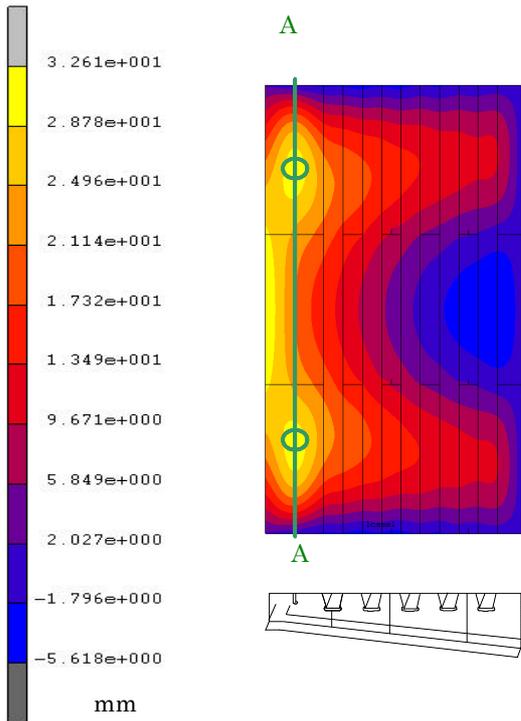
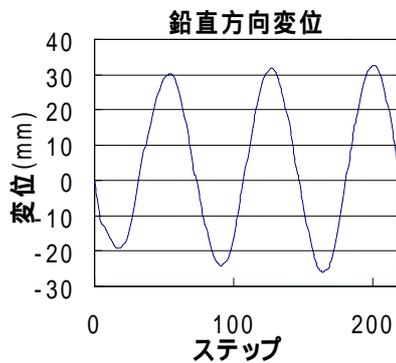


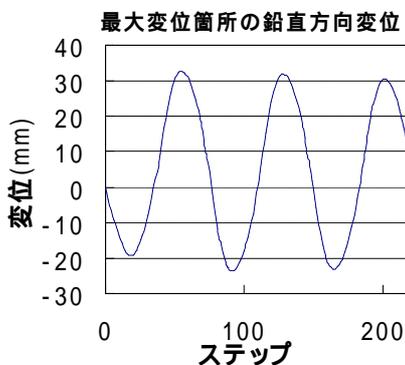
図-12 格点4の橋軸方向の変位(左)とひずみ(右)



(a) 鉛直方向の最大変位コンター図

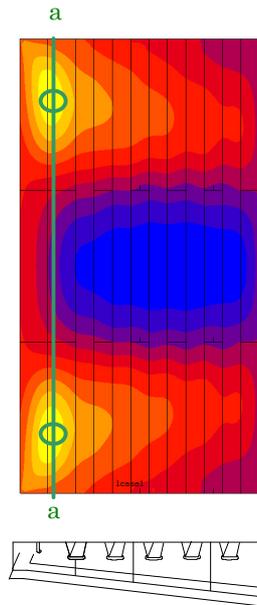


(b) 格点 4 の変位



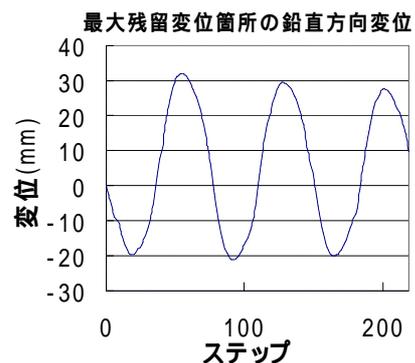
(c) A-A 線上の最大変位箇所の変位

図-13 鉛直方向の最大変位



凡例：丸印のある黄色の領域が8.419～9.841mmの残留変位領域，モデル中央青色の領域が-2.960～-4.382mmの残留変位領域．全部で10段階の色分けで1領域1.422mm．正值が鉛直情報の変位．

(a) 残留変位コンター図



(b) a-a 線上の残留変位が最大となる箇所の鉛直変位

図-14 鉛直方向の残留変位

以上より，発生変位の最大値は32.8mm，残留変位の最大値は9.8mmであった．ここで，これらの変位量の判断を行う必要がある．道路管理者との議論では，これらの量は，実構造の大きさと比較すると非常に小さな値であり，日常点検の経験上，走行性に支障を及ぼすような変位量ではないとの判断であった．つまり，2 y 程度の張り出し部の塑性化による変形は，走行性や機能保持に及ぼす影響はほとんど無いと判断できよう．

(3) 橋軸直角方向における検討

図-15に橋軸直角方向における中央部最外縁の格点4の変位，ひずみを示す．これより，中央部最外縁では橋軸直角方向に最大で5.5mmの変位，残留変位で2.0mmの

変形が見られることがわかる。また、中央最外縁での最大応ひずみは0.0008と降伏ひずみを大きく下回る結果となった、これらより、張り出し部の橋軸直角方向への変形が耐震性能に及ぼす影響は無視できるほど小さなものであると判断できる。

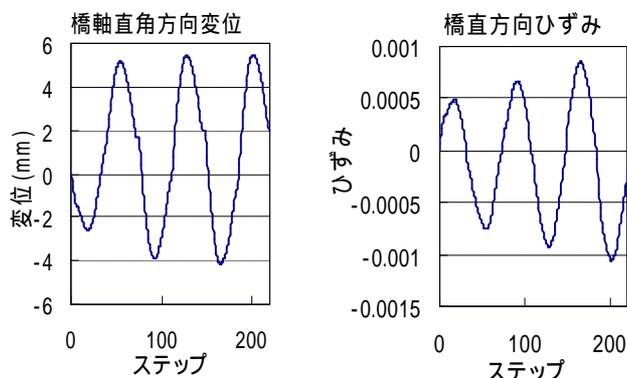


図-15 格点4の橋軸直角方向の変位(左)とひずみ(右)

6. 結論

本研究で得られた主な知見をまとめると以下のようになる。

(1) 主桁・主塔をファイバー要素でモデル化して、断面力の2軸相関を考慮した断面内の応力・ひずみ分布を提示した。しかし、この結果を受けて耐震性能をどのように評価するかについては、今後の課題である。

(2) 骨組みモデル及びファイバーモデルの時刻歴応答解析結果を主桁断面力について比較したところ、大きな差異はなかったが、水平曲げモーメントにおいてファイバーモデルの方が若干ながら塑性域が長かった。

(3) ファイバーモデルの結果を用いて、主桁の最大応

答ひずみが生じた断面の最大応答ひずみ分布を求めたところ、主桁の外曲側張り出し部最外縁や箱桁下フランジで局部的に降伏ひずみの2倍を超える値となることがわかった。

(4) 主桁のこのような塑性化を耐震補強対策においてどう判断するか判断材料として、塑性化による面外変形がどの程度になるかを幾何学的非線形を考慮した静的弾塑性有限要素解析により算出したところ、最大変位、残留変位ともに小さなものであることがわかった。

(5) このような結果の蓄積は、走行性や機能保持への主桁一部塑性化の影響について、基礎的判断材料として有用であると思われる。

謝辞

本研究は、九州大学と福岡北九州高速道路公社との平成16,17年度共同研究により実施したものの一部である。

参考文献

- 1) 土木学会：橋の動的耐震設計，2003.3
- 2) 大塚・山平・小宮：鋼斜張橋の解析モデルおよび耐震補強案に関する考察 構造工学論文集，Vol.52A 2006.3，pp.397-404
- 3) 土木学会西部支部：中径間橋梁の動的耐震設計（改訂版），2002.2
- 4) 宇佐美勉編著：鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン，技報堂出版，2006.9

(2007年9月18日受付)