

長大吊橋鋼製主塔の耐震性能に関する解析的検討

遠藤和男¹・河藤千尋²・運上茂樹³

¹独立行政法人土木研究所耐震研究グループ主任研究員
(〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

E-mail: k-endou@pwri.go.jp

²本州四国連絡橋公団長大橋技術センター技術情報課 (〒651-0088 兵庫県神戸市小野柄通4-1-22)

E-mail: kawatoh@hsba.go.jp

³独立行政法人土木研究所耐震研究グループ上席研究員 (〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

E-mail: unjoh@pwri.go.jp

本文では、長大吊橋鋼製主塔を対象に、シェルモデルおよびファイバーモデルによるプッシュオーバー解析、さらに非線形動的解析を実施し、解析モデル・手法の違いによる大規模地震時の主塔の耐荷力・変形特性および主塔各部の損傷特性へ及ぼす影響を把握するとともに、対象とした吊橋主塔が保有する耐震性能について検討した。プッシュオーバー解析により耐力と変位の関係、塑性化の状況を明らかにすることにより、主塔面内方向の非線形性の大きい領域において解析モデルの違いによる影響があることが判明した。また、今回検討に使用した地震動レベルにおいては、解析手法の違いによる影響は小さく、検討対象とした吊橋主塔は終局限界状態の範囲内にあることを確認した。

Key Words : long-span suspension bridge steel tower, seismic performance evaluation, pushover analysis, nonlinear dynamic analysis

1. はじめに

兵庫県南部地震以降、一般の橋梁では、目標とする耐震性能が線形域から非線形域へと移行しており、大規模地震の際には部材の一部に塑性化を許容し、ここでエネルギー吸収を図ることにより大地震に適切に抵抗するといった塑性変形性能を考慮した設計体系が取り入れられている¹⁾。一方、長大吊橋の場合、これまでの耐震設計では地震時の応答を構造物の弾性限内に収めるといった弾性設計が行われてきた^{2), 3)}。

しかしながら、最近の海峡横断道路プロジェクト計画では、大規模地震の発生が予想される地域において長大吊橋等の建設が検討されており、地震の影響が部材断面等の設計において支配的となり得ることも想定され、従来の弾性設計では合理的な設計ができない可能性もある。このような長大吊橋を合理的かつ経済的に耐震設計するためには、建設地点においてまれに発生する大きな地震動に対しては機能復旧可能な損傷は許容するが崩壊を防止することを目標とする等、一般の橋梁と同様に部材の塑性化を考慮した耐震設計を行うことが考えられる。このような場合、必要な耐震性能を確保し適切な照査を行

うためには、大規模地震時にどの部位にどの程度の損傷を許容できるかといったことを明確にしていくとともに、これをどのように性能検証していくかということが重要となる。

一般に長大吊橋が大規模地震を受けた場合には、鋼製主塔において想定される損傷としては、塔柱や腹材（水平材や斜材）の断面の塑性化、局部座屈、あるいは継手部のボルトの塑性化などが想定される。地震後に要求される性能としては、安定を失わず、機能復旧が可能となる損傷を考慮した場合、局所的な部材の降伏は許容するが主塔全体としての耐荷性能が低下しない状態であること（終局限界状態）、地震後の使用性に影響を及ぼすような耐力低下や残留変位が生じていないこと（使用限界状態）、必要に応じて部材の修復や補強が可能であること（修復限界状態）、を満足できる限界状態を考慮する必要がある。

このような背景から、著者らはこれまで、大規模地震に対する長大吊橋鋼製主塔の終局限界状態の設定を目的に、ファイバー要素と3次元シェル要素を組み合わせた解析モデルによるプッシュオーバー解析を実施し、主塔の耐荷力性能や主塔各部の損傷特性に関する検討をしてきた⁴⁾。本文では、3次元シ

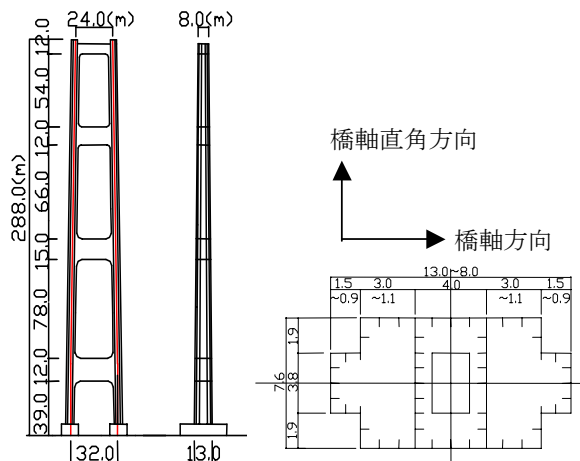


図-1 解析対象主塔一般図および塔柱断面図

シェル要素あるいはファイバー要素を用いた主塔単独系モデルに対するプッシュオーバー解析、さらにファイバー要素を用いた全橋モデルの非線形動的解析を実施し、解析モデル・手法の違いによる主塔の耐力力・変形特性および主塔各部の損傷特性へ及ぼす影響を把握するとともに、対象とした吊橋主塔が保有する耐震性能について検討を行った。

2. プッシュオーバー解析

(1) 解析モデル

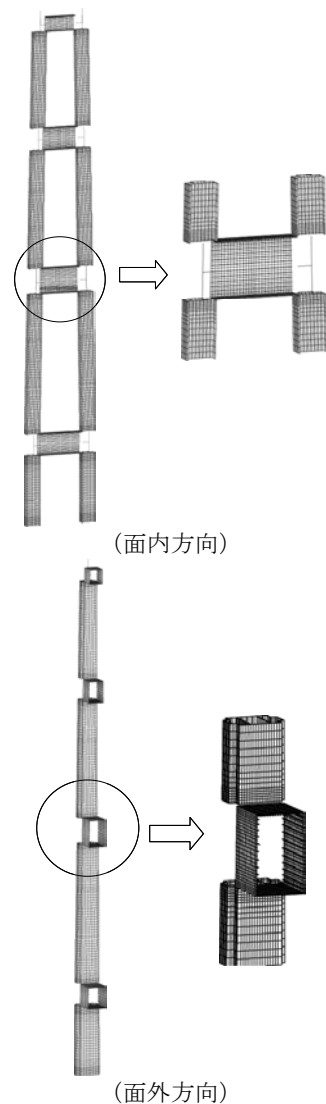
解析対象とした吊橋主塔は、中央支間長さ 2300m 程度の長大吊橋を想定して試設計された鋼製主塔で、高さ約 290m、4 段の水平梁を有するラーメン構造である。図-1 に解析対象とした主塔の一般図と塔柱断面図を示す。この主塔は常時の荷重、すなわち最大鉛直荷重、最大塔頂水平変位に対する照査および風荷重に対する照査を行っており、結果的には断面の大部分は、風荷重によって決まった断面となっている。なお、地震荷重に対する照査は行っていない。

塔柱断面は橋軸方向幅 7.6m、橋軸直角方向幅は 8.0～13.0m の 3 セル形式としている。材質は SM490Y 材および SM570 材であり、板厚は 36～45mm である。

水平梁は下から第一、第二と名付け、最上段が第四水平梁となっており、水平梁高さは 8.0～15.0m である。材質は塔柱との接合部付近が SM490Y 材、中央部が SM400 材であり、フランジの板厚は 12～18mm、ウェブの板厚は 30～45mm である。

解析は長大吊橋の主塔単独系を 3 次元シェル要素（シェルモデル）およびファイバー要素（ファイバーモデル）により橋軸直角方向（面内方向）と橋軸方向（面外方向）の 4 つの解析モデルを作った。梁－柱接合部は、十分な耐力を有しており、地震時にも健全であると仮定し、剛域としてモデル化した。

鋼材の応力－ひずみ関係はバイリニアとし、2 次勾配は 1/100 とした。また 3 次元シェル要素を用いた解析モデルは、主塔構造形状の対称性と解析時間の短縮のため、面内方向解析、面外方向解析ともに構



(柱－水平梁接合部のモデル化)

図-2 シェルモデル（プッシュオーバー解析用）

造物の半分をモデル化した。図-2 に面外、面内方向の解析に用いたシェルモデルを示す。

塔頂は実際にはケーブルによって拘束されておりその影響を考慮するため、橋軸方向には弾性支持されているものとして、ケーブルの拘束力と等価な水平ばねを塔頂に取り付けた。橋軸直角方向については、ケーブルによる拘束は考慮していない。

(2) 解析手法

解析方法は、主塔の自重とケーブル反力を載荷した状態を初期状態として、この状態から地震荷重を漸増载荷（プッシュオーバー解析）する方法とした。吊橋のようなフレキシブルな橋梁では、材料の非線

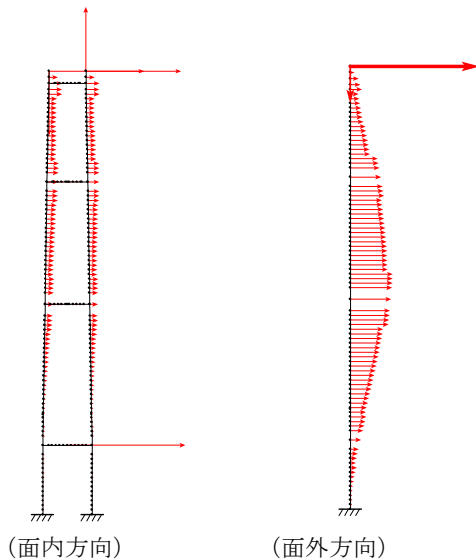


図-3 慣性力分布

形性だけでなく幾何学的な非線形性も無視できないため、材料非線形性と有限変位を考慮した弾塑性有限変位解析を行った。

地震荷重は、別途行った吊橋全体系の時刻歴線形動的解析によって得られた主塔基部の曲げモーメントが最大となる時刻の慣性力分布を用いた。なおこの動的解析には、後述する非線形動的解析と同じ入力地震動を用いた。図-3 に慣性力分布図を示す。慣性力を作用させる位置はシェルモデルに関してはダイヤフラム中心位置に、ファイバーモデルに関しては節点位置に載荷した。塔頂部分には、柱の慣性力に加えてケーブル反力の変動分も考慮している。

(3) 解析結果

図-4 に荷重を載荷したときの水平荷重と水平変位の関係を示す。この水平荷重 P は主塔に載荷した荷重の合計値である。水平変位 δ は、主塔面内方向では塔頂、主塔面外方向では最大変位発生位置での値である。図中の δ_y は、荷重をシェルモデルに載荷したときに、主塔のどこかに最初の塑性域が生じたときの値であり、面内方向では塔頂の水平変位が約 1.3m に達し第一水平梁に塑性域が生じ始めた時、面外方向では最大変位発生位置の水平変位が約 1.9m に達し塔中間部に塑性域が生じ始めた時を δ_y としている。図中には、後述する非線形動的解析での最大応答変位も示している。ファイバーモデルによる解析結果は、系の剛性が負となる直前の安定した解が得られる状態までを表示している。

面内方向のシェルモデルでは、 $\delta = 1.5\delta_y$ 程度までは水平変位と水平荷重の関係は比例関係になっており、主塔全体系として剛性低下は生じていない。 $\delta = 1.5\delta_y$ 付近から主塔全体剛性の低下が現れ始め、 $\delta = 3\delta_y$ 以降では水平変位が増加してもほとんど水平荷重の増加はない。そして最大耐力は $\delta = 5.5\delta_y$ で現れる。また最大耐力から水平荷重が 95% に低下したときの水平変位はそれぞれ $10.5\delta_y$ 程度となっており、最大耐力以降も急激に水平荷重は低下していない。最大耐力 P_{max} は水平変位 $\delta = \delta_y$ の時の約 1.9 倍となっている。一方、ファイバーモデルでは、水平変位

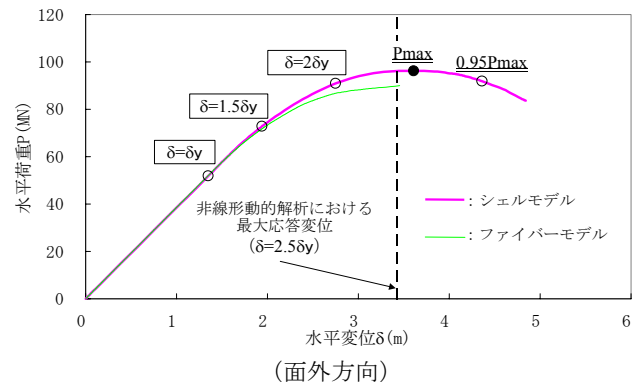
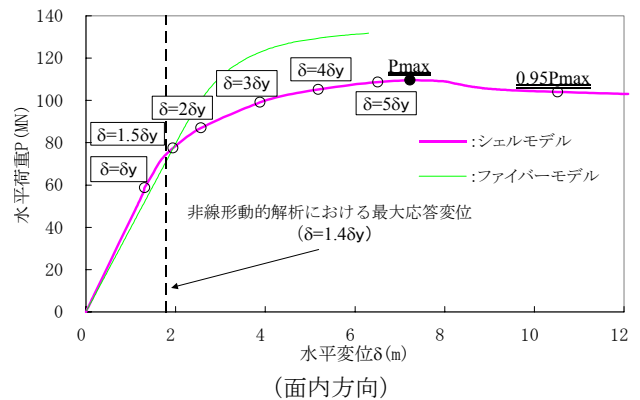


図-4 水平荷重－水平変位関係の比較

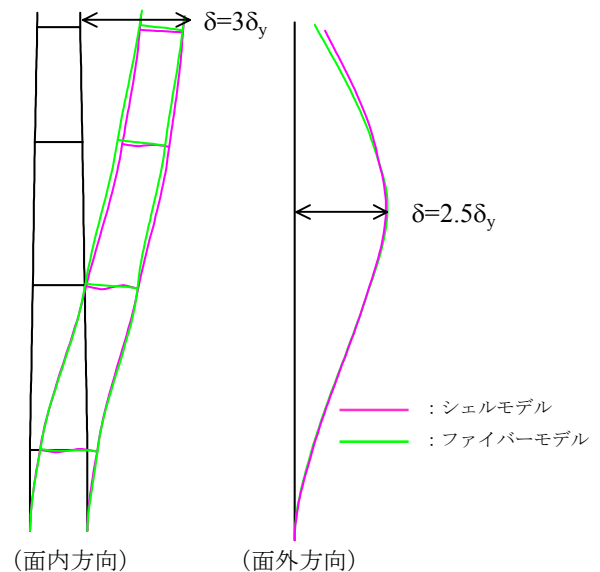


図-5 変形状態の比較

δ が $1.5\delta_y$ 付近まではほぼシェルモデルと同等であるが、それを超えると乖離が生じ、最大耐力はシェルモデルを上回る結果となった。

面外方向のシェルモデルでは、水平変位が $1.5\delta_y$ を越えると剛性の低下が見られ、 $\delta = 2\delta_y$ を越えると水平荷重の増加はわずかとなる。最大耐力は $\delta = 2.7\delta_y$ で生じ、最大耐力の 95% に低下したときの水平変位はそれぞれ $3.2\delta_y$ となっている。最大耐力 P_{max} は水平変位 $\delta = \delta_y$ の時の約 1.9 倍となっている。一方、ファイバーモデルでは、シェルモデルより多少最大耐力が下がるが、全体的な傾向は概ね一致していると言える。

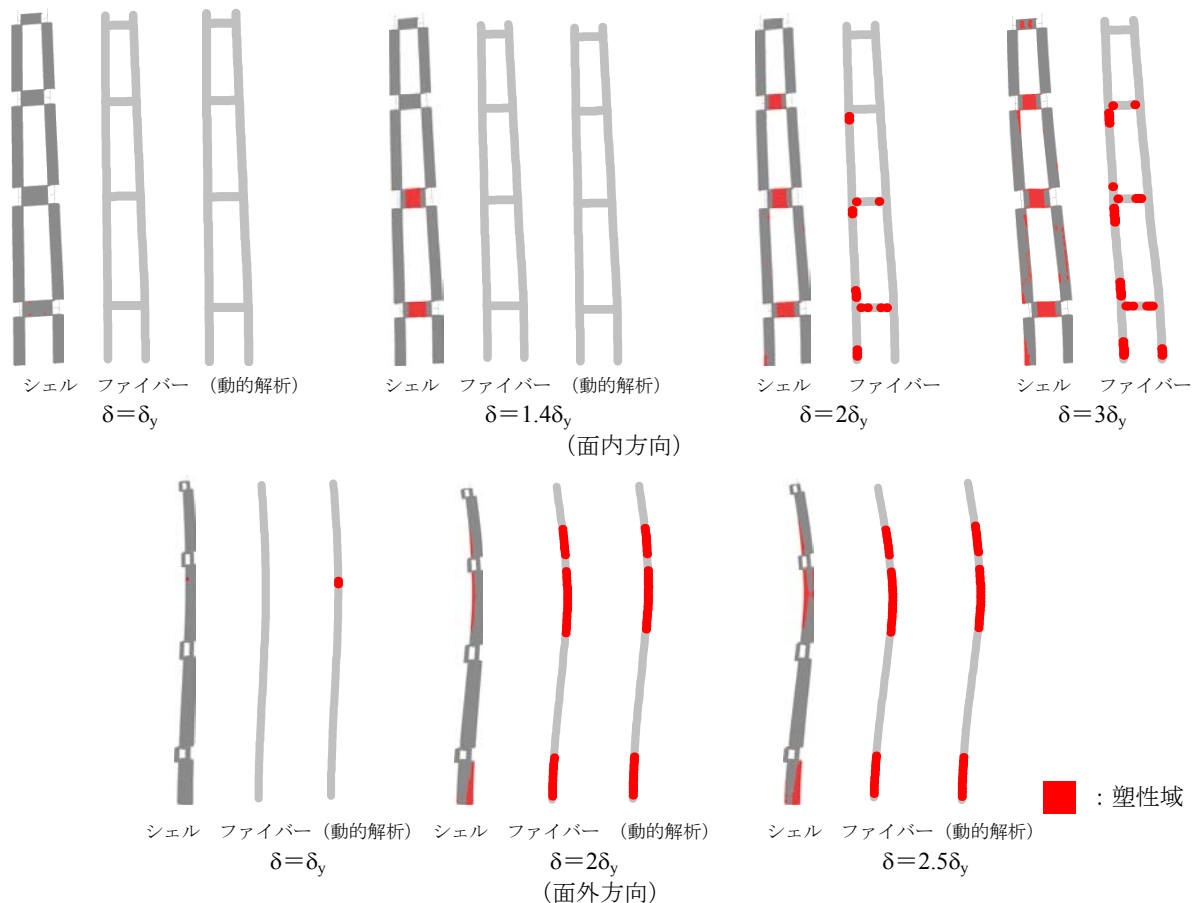


図-6 損傷過程の比較

図-5 に面内方向は $\delta = 3\delta_y$ 時、面外方向は $\delta = 2.5\delta_y$ 時（後述の動的解析最大水平変位時）の変形状態の比較（変形倍率：15 倍）を示す。

面内方向では、シェルモデル水平梁の局所的な変形が見受けられ、シェルモデル塔柱の変形が大きくなっている。一方、面外方向では、シェルモデルとファイバーモデルでほぼ同じ変形状態を示している。

図-6 に慣性力の増大とともに塑性化していく範囲を示す。図中の赤で表示されているところが、von-Mises の相当応力により塑性化したと判定された領域である。また後述する非線形動的解析での結果も併せて示している。

面内方向のシェルモデルでは、まず第一水平梁中央付近に塑性域が発生し、変形が進むにつれて第二水平梁、第三水平梁の順で塑性化して行く。 $\delta = 2\delta_y$ 付近では、圧縮側塔柱基部を中心に、塔柱にも塑性化域が発生する。一方、ファイバーモデルでは、 $\delta = 1.4\delta_y$ でも塑性域は発生せず、 $\delta = 2\delta_y$ 付近で圧縮側塔柱および第二水平梁、第三水平梁端部に塑性域が発生する。

面外方向のシェルモデルでは、最初に第三水平梁下側部分に塑性域が発生し、 $\delta = 2\delta_y$ 付近では第三水平梁の上側および塔基部も塑性化する。一方、ファイバーモデルでは、 $\delta = \delta_y$ では塑性部材は無いが、変形が進むにつれてシェルモデルとほぼ同じ範囲で塑性域が発生する。

図-7 にシェルモデルとファイバーモデルによる応

答ひずみの比較を示す。応答ひずみは、荷重載荷方向に対して直角面のフランジでのひずみを降伏ひずみ ϵ_y で無次元化しており、図中に示すように高さ方向に代表的な部材を抽出して表示している。

面内方向では、 $\delta = \delta_y$ ではシェルモデルとファイバーモデルでほぼ等しいひずみが発生しているが、変形が進むにつれて圧縮側フランジにおいて乖離が生じ、ファイバーモデルでより大きなひずみが発生している。 $\delta = 3\delta_y$ 時の塔基部圧縮側フランジにおいて、シェルモデルでは降伏ひずみの 2 倍程度であるのに対し、ファイバーモデルでは 5 倍程度のひずみが発生している。面外方向では、 $\delta = 2.5\delta_y$ 時（後述の動的解析最大水平変位時）に圧縮側フランジにおいて多少ばらつきは見られるものの、シェルモデルとファイバーモデルで概ね同程度のひずみが発生している。

(4) 解析モデルの違いによる影響

シェルモデルおよびファイバーモデルを用いたブッシュオーバー解析を実施し、水平荷重－水平変位関係、変形状態、損傷過程および応答ひずみに関する比較を行った。これより解析モデルの違いが主塔の耐荷力・変形特性、主塔各部の損傷特性へ及ぼす影響を把握する。

面内方向に関しては、 $\delta = 1.5\delta_y$ 程度までは水平荷重－水平変位関係、損傷過程、応答ひずみにおいて解析モデルの違いによる影響は小さいが、それ以降

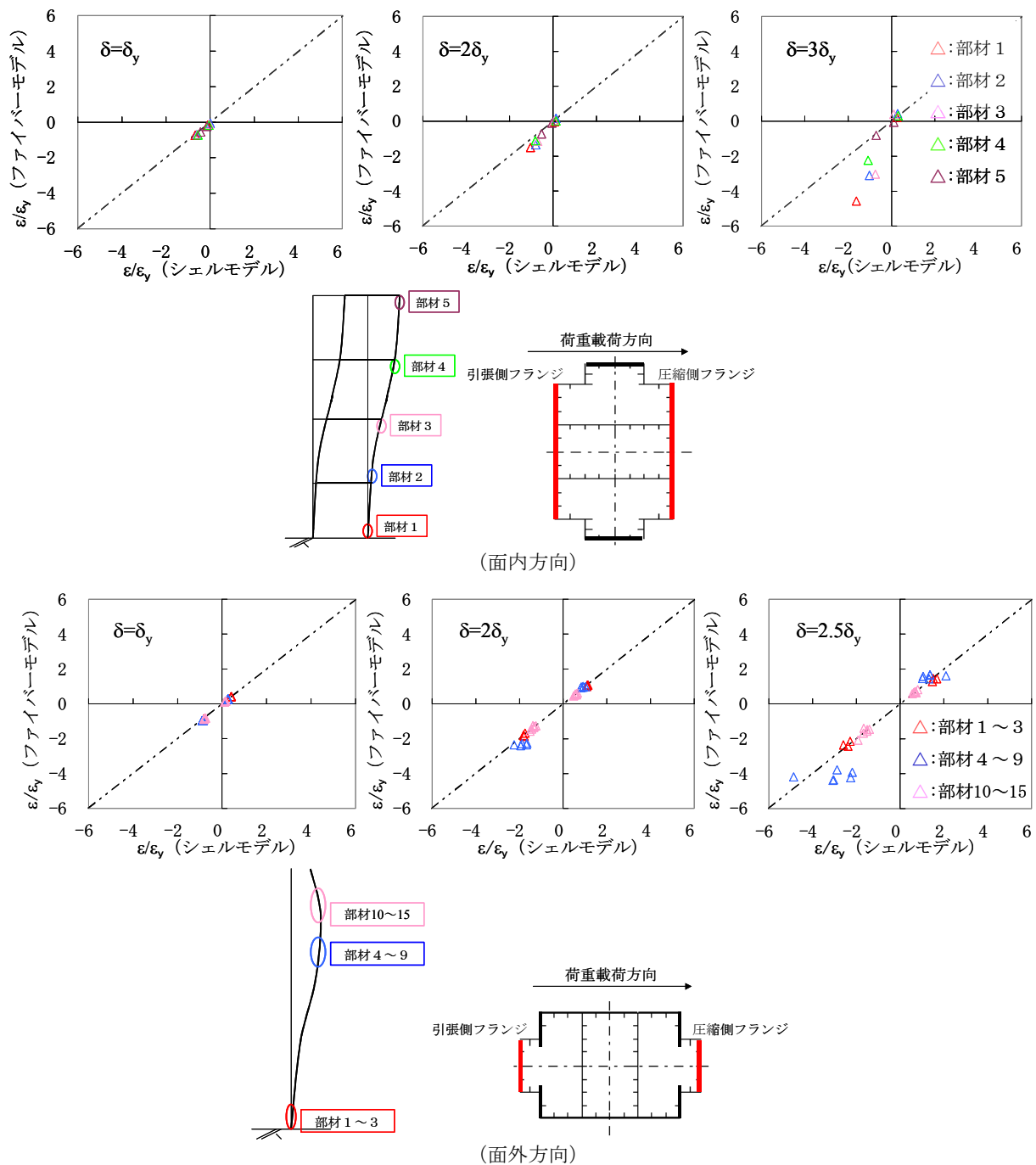


図-7 応答ひずみの比較

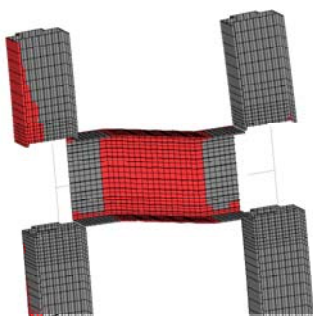


図-8 水平梁のせん断損傷

へ変形が進むと大きな乖離が生じる。これは、水平梁は支間に比較して梁の高さが大きくせん断変形が

卓越する部材であるが、ファイバーモデルではせん断変形に伴う非線形性を考慮できないため、図-8に示すようなシェルモデルで発生する水平梁のせん断損傷を再現出来ていないことによるものと思われる。水平梁のせん断損傷により水平梁の塔柱への拘束が小さくなったため、水平荷重－水平変位関係において、シェルモデルではファイバーモデルに対して $\delta = 1.5\delta_y$ 以降に主塔全体の剛性が低下したものと考えられる。ただし水平梁のせん断損傷発生が塔柱全体の不安定現象には直接結びつかず、せん断損傷発生以降も大きな変形性能を有している。ファイバーモデルによる解析は、シェルモデルを用いた解析に対して最大耐力を高く評価するため、 $\delta = 1.5\delta_y$ 以降の領域で耐震性能の照査を行う際には危険側の結

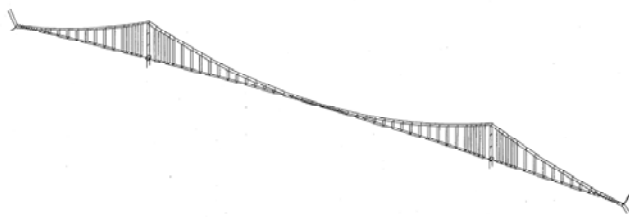


図-9 解析モデル（非線形動的解析用）

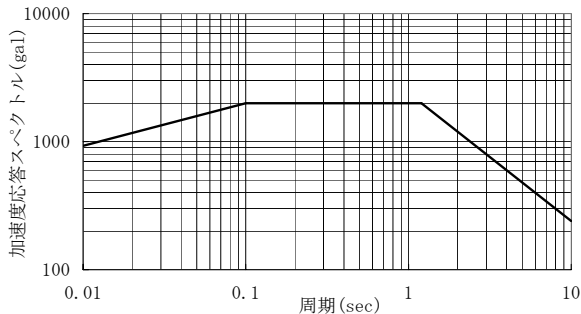


図-10 加速度応答スペクトル

果を与える可能性があることに留意しなければならない。

一方、面外方向に関しては、細かい損傷過程、応答ひずみは多少異なるが、水平荷重－水平変位関係、変形状態は概ね一致している。また最大耐力はシェルモデルよりファイバーモデルの方が多少小さめに評価されるため、ファイバーモデルによる解析は安全側の結果を与えると言える。

3. 非線形動的解析

(1) 解析モデル

解析対象とした吊橋は前述のプッシュオーバー解析と同じであるが、3次元シェル要素を用いた解析モデルによる動的解析は煩雑かつ非実用的であるため、ここでは主塔部分にファイバー要素を用いた3次元全橋モデルによる非線形動的解析を行った。図-9に解析モデルを示す。主塔部分の鋼材の応力－ひずみ関係、要素分割等は、前述のプッシュオーバー解析に使用した解析モデルと同様である。

(2) 解析手法

解析に用いた入力地震動の加速度応答スペクトルを図-10に示す。解析方法にはNewmark- β 法による直接積分法を用いた。またプッシュオーバー解析と同様に、材料非線形に加えて幾何学的非線形を考慮するため、初期軸力による幾何剛性の影響を考慮した弾塑性線形化有限変位解析を行った。減衰はRayleigh型減衰を仮定した。

(3) 解析結果

図-4に示したように最大応答水平変位は、面内方向で1.78mとなり、シェルモデルによるプッシュオーバー解析の初期降伏変位 (δ_y) の1.4倍であったのに対し、面外方向で3.42mと δ_y の2.5倍になり、大き

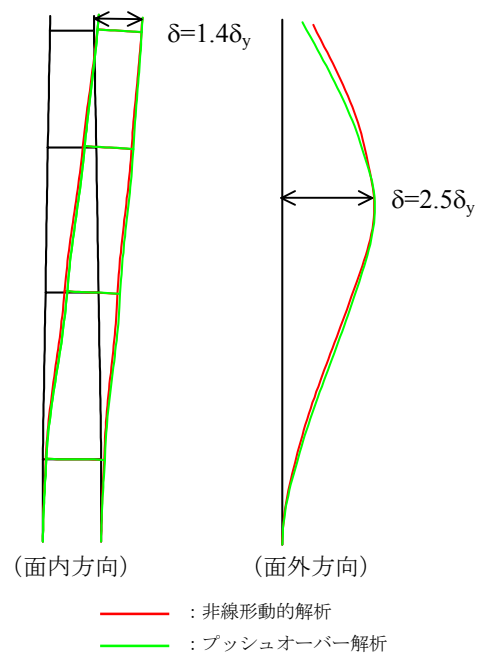


図-11 変形状態の比較

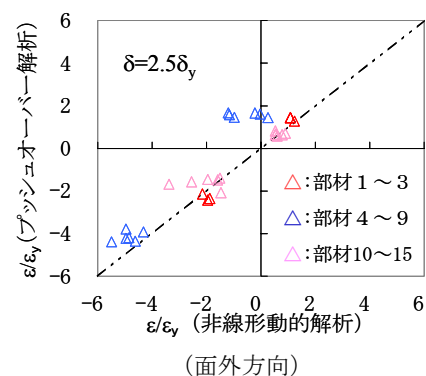
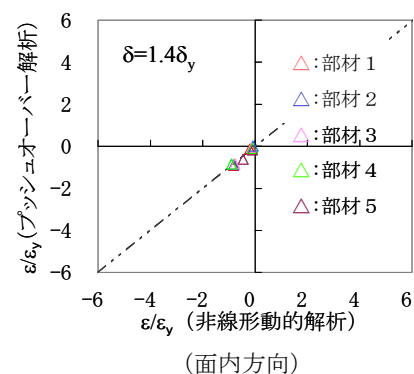


図-12 応答ひずみの比較

く非線形領域に入っていることがわかる。

図-11に動的解析最大水平変位時のファイバーモデルによるプッシュオーバー解析との変形状態の比較（変形倍率：15倍）を示す。面内、面外方向ともプッシュオーバー解析と動的解析でほぼ同じ変形状態を示している。

図-5に示したように損傷の進展状況は、面内方向では線形域に留まっているのに対し、面外方向では塔基部あるいは第三水平梁下側付近に塑性域が発生し、その範囲は時間の経過とともに広がっていく。

図-12に動的解析最大水平変位時のファイバーモデルによるプッシュオーバー解析との応答ひずみの比較を示す。図中の△印は図-7と同様である。面内方向では、プッシュオーバー解析、動的解析ともほぼ同様なひずみが発生している。面外方向でも、引張側フランジの一部で正負の符号が逆転している部材も見受けられるが、それ以外の部材では概ね同程度の応答ひずみとなっている。

4. プッシュオーバー解析と非線形動的解析の比較および耐震性能照査

ファイバーモデルを用いたプッシュオーバー解析および非線形動的解析を実施し、変形状態、損傷過程および応答ひずみに関する比較を行った。これより解析手法の違いが主塔の耐力力・変形特性、主塔各部の損傷特性へ及ぼす影響を把握するとともに、検討対象とした吊橋が保有する耐震性能について検討する。

面内、面外方向とも変形状態、損傷過程および応答ひずみにおいてプッシュオーバー解析と非線形動的解析はほぼ同じ結果を示した。面外方向の引張側フランジの応答ひずみにおいて、動的解析の交番荷重載荷により発生した累積ひずみの影響により正負符号の逆転している部材が一部で見受けられるが、耐震性能照査上問題となるのは絶対値の大きい圧縮側フランジの応答ひずみであると考えられる。従って、今回検討に用いた地震動レベルにおいて、解析手法の違いによる影響は小さいものと言える。

一般に長大橋梁の大規模地震時の耐震性能照査には、局部座屈、せん断損傷等を考慮できるシェルモデルを用いたプッシュオーバー解析により求められる耐力力・変形特性、主塔各部の損傷特性に基づき耐震設計上許容できる損傷度を定め、はりモデル等を用いた非線形動的解析より得られる応答値がその許容値以内に入っているかを照査するという手順をとることが考えられる⁹⁾。

面内方向において、前述のように $\delta=1.5\delta_y$ 程度までの応答では解析モデルによる主塔の耐力力・変形特性、主塔各部の損傷特性へ及ぼす影響は少なく、解析手法の違いによる影響も小さいことから、今回の地震動レベルにおいて解析対象とした吊橋主塔は終局限界状態の範囲内にあると言える。面外方向においても、ファイバーモデルを用いた解析はシェルモデルを用いた解析と比較して安全側の結果を与え、解析手法の違いによる影響も小さいことから主塔全体の安定性が失われることは無いものと思われる。

ただし面内方向において、今回検討に使用した地震動レベルを超えるような想定外の地震動に対する耐震性能照査を実施する場合には、 $\delta=1.5\delta_y$ 以降の領域まで応答することになり、ファイバーモデルはシェルモデルに対して危険側のプッシュオーバー解析結果を与える可能性があること、さらにプッシュオーバー解析と非線形動的解析との整合性が未確認

であることから注意を要する。

5. まとめ

長大吊橋鋼製主塔を対象に、塔単独系のシェルモデルおよびファイバーモデルによるプッシュオーバー解析、さらに3次元全橋モデルによる非線形動的解析を実施し、解析モデル・手法の違いによる主塔の耐力力・変形特性、主塔各部の損傷特性に及ぼす影響を把握するとともに、検討対象とした吊橋主塔が保有する耐震性能について検討した。

ここでの検討結果を以下に示す。

1) 耐力力・変形特性

シェルモデルを用いたプッシュオーバー解析結果より、面内方向では、水平変位 δ が $1.5\delta_y$ を超過する付近から全体系の剛性が低下し始め、その後、水平変位の増加に伴う水平荷重の増加は小さくなり、水平変位 $\delta=5.5\delta_y$ のとき最大荷重に達した。面外方向では、水平変位 δ が $1.5\delta_y$ を越えると剛性の低下が見られ、 $\delta=2\delta_y$ を越えると水平荷重の増加はわずかなり、 $\delta=2.7\delta_y$ で最大荷重に達した。

2) 解析モデルの違いによる影響

面内方向に関しては、 $\delta=1.5\delta_y$ 程度までは水平荷重－水平変位関係、損傷過程、応答ひずみにおいて解析モデルの違いによる影響は小さいが、それ以降へ変形が進むと、水平梁でのせん断損傷の発生により大きな乖離が生じる。ファイバーモデルによる解析は、 $\delta=1.5\delta_y$ 以降の領域で耐震性能の照査を行う際にはシェルモデルを用いた解析に対して危険側の結果を与える可能性がある。

面外方向に関しては、細かい損傷過程、応答ひずみは異なるが、水平荷重－水平変位関係、変形状態は概ね一致する。ファイバーモデルによる解析は、シェルモデルを用いた解析に対して安全側の結果を与える。

3) 解析手法の違いによる影響

面内、面外方向とも変形状態、損傷過程および応答ひずみにおいてプッシュオーバー解析と非線形動的解析はほぼ同じ結果を示し、今回検討に用いた地震動レベルにおいては解析手法の違いが耐力力・変形特性、主塔各部の損傷特性に与える影響は小さい。

4) 耐震性能照査

今回検討に使用した地震動レベルにおいては、面内、面外方向とも終局限界状態の範囲内にある。ただし面内方向において、これを超える想定外の地震動に対する耐震性能照査を実施する場合には、ファイバーモデルはシェルモデルに対して危険側のプッシュオーバー解析結果を与える可能性があること、さらにプッシュオーバー解析と非線形動的解析との整合性が未確認であることから注意する必要がある。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編、丸善、2002.3
- 2) 例えば、本州四国連絡橋公団：耐震設計基準・同解説、1977.3
- 3) 本州四国連絡橋公団：明石海峡大橋上部構造耐震設計要領(案)、1989
- 4) 河藤千尋、運上茂樹：長大吊橋主塔の地震時限界状態に関する解析的研究、構造工学論文集、Vol.49A、pp.581-590、2003
- 5) 沈赤、矢部正明：鋼斜張橋の耐震性評価の一提案、第3回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計の応用に関する論文集、pp.183-190、2000

(2003. 6. 30 受付)

ANALYTICAL STUDY ON SEISMIC PERFORMANCE EVALUATION OF LONG-SPAN SUSPENSION BRIDGE STEEL TOWER

Kazuo ENDO, Chihiro KAWATOH and Shigeki UNJOH

In this paper, pushover analyses using two types of analytical model with shell and fiber elements, and nonlinear dynamic analyses are performed to investigate the limit state of a long-span suspension bridge steel tower against large scale earthquakes and to identify the difference of the strength and damage characteristics obtained from different analytical models and methods. The results show that the model tower has a certain ductility capacity exceeding the yield point. Furthermore, although different analytical models result in different seismic performance, the results obtained using different analytical methods show good agreement.