

大規模計算による長大橋地震応答解析の 構造要素モデルの高度化に関する検討

八ツ元 仁¹・馬越 一也²・金治 英貞³・中村 真貴⁴・野中 哲也⁵

¹正会員 阪神高速道路株式会社 大阪管理局保全部 (〒552-0006 大阪市港区石田3-1-25)

E-mail: hitoshi-yatsumoto@hanshin-exp.co.jp

²正会員 株式会社地震工学研究開発センター (〒880-0902 宮崎県宮崎市大淀3-5-13)

E-mail: magoshi@eerc.co.jp

³正会員 阪神高速道路株式会社 技術部技術推進室 (〒541-0056 大阪市中央区久太郎町4-1-3)

E-mail: hidesada-kanaji@hanshin-exp.co.jp

⁴正会員 株式会社地震工学研究開発センター (〒880-0902 宮崎県宮崎市大淀3-5-13)

E-mail: nakamura@eerc.co.jp

⁵正会員 名古屋工業大学大学院教授 社会工学専攻 (〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町)

E-mail: nonaka.tetsuya@nitech.ac.jp

本検討では、スーパーコンピュータ「京」を用いることで、長大斜張橋の非線形領域における挙動を求めるという大規模計算を行った。本解析では、大規模計算が正しく計算を実行できているのか、非線形領域の挙動を追うことができる高度化した構造要素モデルを用いれば、そのモデル化を用いた部位で想定のとおり非線形挙動を示すのか、などを確認することを目的に、兵庫県南部地震において大きな被災を受けた長大斜張橋を解析対象として計算を行った。実被害状況と計算結果の比較を通して、大規模計算自体が正確に行われていること、高度化した構造要素モデルを用いた部位で被災状況を概ね計算で再現できていることを確認した。本稿では、本解析で実施した大規模解析の内容、解析結果の検証内容について述べる。

Key Words : seismic response analysis, long span bridge, structural element models, large scale computing, K computer

1. はじめに

近年、数値解析を取り巻く環境の変化は目まぐるしく、土木分野においても解析精度の向上を目的とした構造計算での解析モデルの精緻化・高度化が図られてきている。これは、非現実的な解析時間を要する、もしくは解析不可能な問題に対して、従来では特殊な計算環境下でしか実行し得なかった大規模計算が、現在では数値解法の技術的進歩とともにコンピュータ性能の発達により一般的に普及しているコンピュータでも比較的容易に実行できるようになった、というのが背景にある。橋梁の分野においては、適用実績が豊富なはり要素を用いた構造解析の精度向上が図られてきた。その一つとして、材料非線形性を考慮した橋梁全体系モデルの地震応答解析が挙げられるが、この解析では高精度かつ安定した計算が可能

であり、現時点で既に実用段階にあると言える。この解析手法による計算結果については、供試体を用いた静的载荷実験、実大三次元震動破壊施設を活用した橋梁耐震実験等との比較検証により、信頼性の確認が行われてきている。検証結果の一つとして、文献 1) の中では最大荷重に達するあたりまでの計算精度は十分に確保されていることが報告されている。長大橋の橋梁全体系を対象とした地震応答解析に関する検討は多く^{例えば、2), 文献 3), 4)}では実在の長大吊構造橋梁を対象に、非線形動的解析により得られた応答値から損傷部位の推定を行っている。その結果より、解析規模の制約から構造上重要な損傷部位に対して個別もしくは部分的に組み込んだ3次元シェル要素を用いて耐震性能を評価している。一般的な耐震設計に用いる地震動レベルは、橋梁を構成する部材が最大荷重に達した後、終局状態のような大きな損傷状態に

至る手前で評価するため、このような観点から考えると、現在、実務で広く用いられている地震応答解析の精度については問題が無いものと考えられる。

しかし、一方で、近年においては、過去の地震記録を超える地震が度々生じており、今後も従来の耐震設計の想定を超える外力が作用する可能性がある。そのような外力が作用した場合は、橋梁を構成する部材において最大荷重を越えて終局状態に至ることも考えられる。しかし、前述した現行の一般的手法では最大荷重を越した後まで高い精度で部材の破壊状態を再現することは難しいことが予想される。このような想定を超える地震力が生じた際における部材の最大荷重を超える大きな損傷やその部材単位での大きな損傷と橋梁の倒壊といった橋梁全体系における破壊状態との関係を事前に把握しておくことは事業継続計画 (Business continuity planning, BCP) の観点から考えると必要であり、特に長大橋は地震後の点検・復旧が一般的な橋梁よりも困難であることから、その意義は大きい。また、大規模地震における橋梁の挙動を部材単位で精度良く評価することができれば、地震時の橋梁全体系の挙動をより正確に把握できるようになるのはもちろんのこと、その橋梁における弱点部位を特定することが可能となり、最終的には橋梁全体が保有する耐震性、安全性の適切な評価を行うことができると考えられる。すなわち、橋梁の耐震性、安全性の適切な評価を行うには、橋梁の構成部材が終局状態ないしは終局状態を超えるような大きな損傷状態についても評価できる手法が確立されていることが必要だと言える。そこで、著者らは高い精度で橋梁が保有する耐震性・安全性を評価する手法を確立することを最終目標に、大規模地震時に橋梁が示す挙動を地震応答解析によって正確に捉えることができる解析手法と、解析モデルを構成する高度な構造要素モデルの開発について検討を進めてきた。

本検討では、さらに高い精度で橋梁が保有する耐震性・安全性を評価する手法を確立するため、部材が最大荷重を超えるような非線形領域での橋梁の挙動を追い求める検討を開始した。この筆者らの検討では、橋梁全体系という大規模な構造物を対象とするとともに、部材における局部座屈を評価できる弾塑性シェル要素を用いた解析を行った。そのため、本解析では大量の計算処理を行わなければならないという技術的課題の他、非線形領域での部材の挙動を再現するための構造要素モデルの構築という計算力学におけるテクニックを駆使しなければならないという課題など、多岐に渡る課題が山積している。最終目標である、橋梁が保有する耐震性・安全性の精度の高い評価手法の確立を実現させるためには、これら課題を一つ一つ解決していくことが必要であると筆者らは考えている。

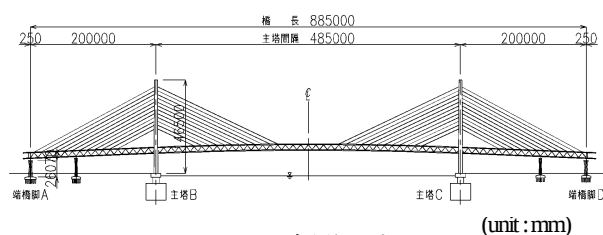


図-1 対象橋梁一般図

筆者らは、これら課題を解決するために、大規模計算を実行できるスーパーコンピュータ「京」を用いることのできる計算環境を整えた。京のような大規模計算機を用いることで、従来の計算実行環境では演算量が多すぎて大きく扱うことができなかった長大橋を事例に、各部材を弾塑性シェル要素でモデル化を行い、地震応答解析の高精度化と精緻化を図った。本検討の最終目標でもある、橋梁が保有する耐震性・安全性を終局に近い状態まで正しく評価するためには、計算結果に対する妥当性の検証は重要な行為であり、信頼性を確保するうえで数々のプロセスが必要であると考えている。本稿では、この最初のプロセスとして、大規模計算機を正しく実行できているのか、また、改良を重ねてモデル化した構造部材が想定通りの挙動するのか、などを確認するため、兵庫県南部地震において部材が最大荷重を超えて終局状態に至った実橋梁を対象とした大規模解析を実施した。本稿では、この検討の過程とその成果について述べる。

2. 対象橋梁と検討手順

対象とした橋梁は図-1に示す橋長 885 m の実在する長大鋼斜張橋である。この橋梁は 1995 年の兵庫県南部地震において地震被害を経験している^{5)・7)}。地震時には、上部構造桁端の橋軸直角変位を拘束するウィンド支承がその機能を失い、負反力を受け持つペンデル支承の取り付けプレート（ピンプレート）が面外方向に変形したことによりピンが脱落し、負反力が開放され、最終的には上部構造端部が跳ね上がるといった甚大な被害を受けた。図-2 には、文献 6), 7) に示される被災状況から推定した地震時の対象橋梁の損傷のイベントフローを示す。図中に示す事象(3)で損傷したペンデル支承においては、その損傷状態が最も大きく、この部材の破壊により桁の挙動が大きく変わったものと考えられる。そのため、地震時の対象橋梁の損傷状態を評価するためには、このペンデル支承の破壊過程を正確にモデル化することが、地震応答解析の精度向上に直結すると考え、図-3 に示すような損傷状況から推定される損傷プロセスを構造要素モデルの改良を行うことで再現しようとした。長大鋼斜張橋を対象にした検討手順は次の通りである。

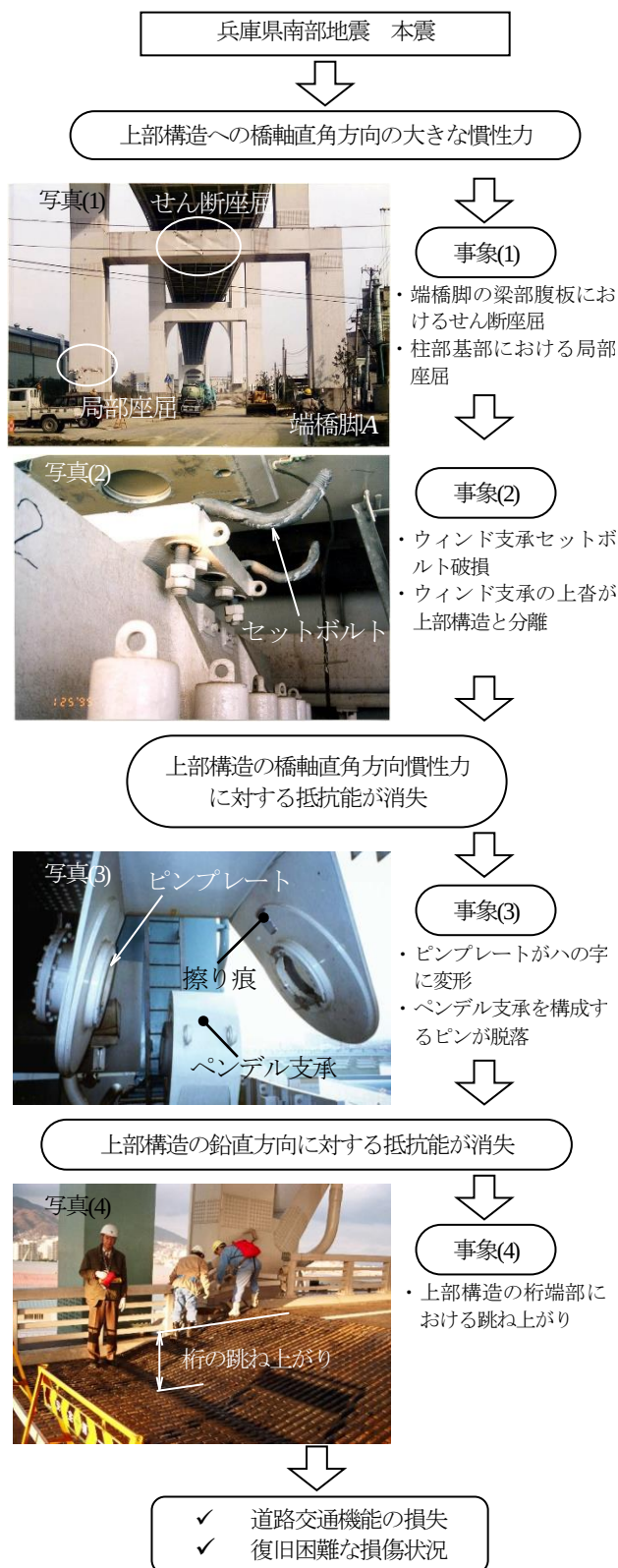


図-2 対象橋梁における被災状況から想定される損傷イベントのフロー

- (1) 被害を受けた支承や橋脚等のモデル化に対して、被災事例から想定される損傷プロセスを評価できるようなモデル化を行う。
- (2) 各構造要素モデルが理論的に動作するか検証(Verification)を行い、橋梁全体系モデルの構築を行う。

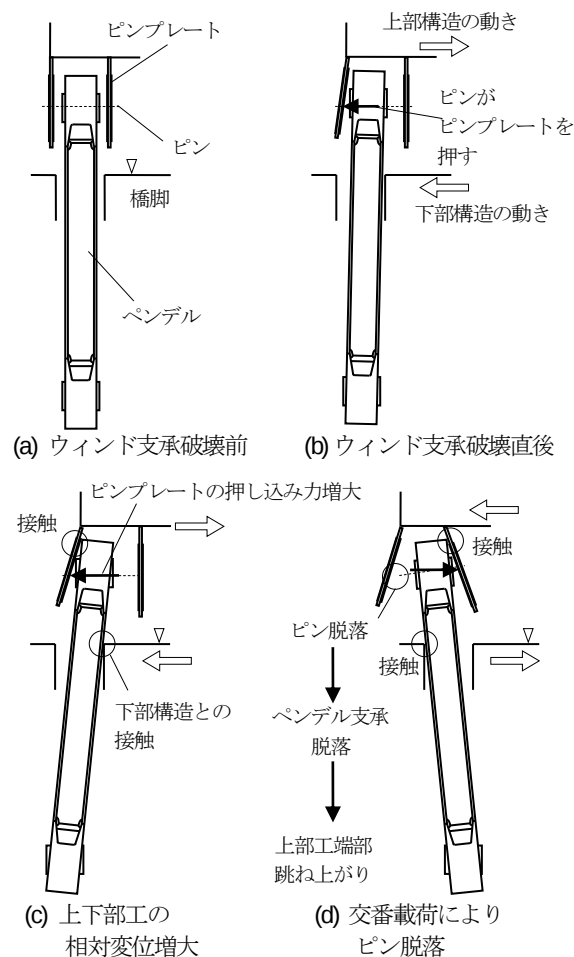


図-3 想定するペンデル支承の損傷メカニズム

- (3) 作成した橋梁全体系モデルに地震時の観測波を入力する地震応答解析を実施する。
- (4) 得られた地震応答解析の結果から、実被害との比較により解析手法や部材レベルでの構造要素モデルの妥当性確認(Validation)を行う。
- (5) 解析により実被害状況を正確に評価できない場合は、モデルの高度化・精緻化による改良を実施することで、再現したい現象を解析で評価できるように解析モデルとしての改善を行う。

上記(1)から(5)の手順を繰り返すことで、より正確な地震応答解析が可能になると考えられる。地震時には水平2方向と鉛直方向に地震力が作用したと考えられるが、図-2に示す当該橋梁に発生した特徴的な部位の損傷は主に橋軸直角方向の地震力に起因していること、つまり損傷部位の構造特性を考慮すると連成効果は小さいものと推測されることから橋軸直角方向に地震力を入力する検討を行った。なお、今回の解析は損傷部位の再現性に着目したが、橋軸方向、鉛直方向も含めた地震波3方向同時入力時の応答変位などの全体挙動の再現性については今後の検討として進めていくことを予定している。

3. 構造要素のモデル化

(1) 解析方法に関する課題

地震応答解析における橋梁全体系の動的挙動の精度は、使用する解析プログラムや入力波形、減衰といった解析条件によるものの他、大部分は橋梁を構成する個々の構造要素のモデル化に依存するものと考えられる。橋梁を構成する上部構造部材、橋脚、ケーブルおよび支承といった個々の構造要素において、部材が最大荷重を越すような非線形領域での挙動を高い精度で追従して表現するためには、次に示す2つの課題について解決する必要があると考えた。

1 点目は、鋼製橋脚の座屈に代表されるような局部座屈や鋼部材全体の座屈等に対して精度よく評価するためには、フランジやウェブといった部材を構成する要素を細微な要素に分割した弾塑性シェル要素でモデル化し、有限変位解析を行う必要があるため、橋梁全体系として大規模な解析規模で、通常のコンピュータでは処理不可能になる解析環境上の課題である。大規模な有限要素法解析は、計算対象領域を規則的な格子に分割する差分法（中央差分）と比較して、全体マトリックスの連立一次方程式の解法において、効率的なメモリ（およびキャッシュ）アクセスやロードバランスが困難で、並列処理の効率が悪い。この課題を解決するために、総理論演算性能 11.28PFLOPS を有するスーパーコンピュータ「京」（以下、京コンピュータと称す）を用いて、MPI と OpenMP の両方を駆使したハイブリッド並列化技法による性能と、DDM (Domain Decomposition Method) 計算アルゴリズムを有限要素法による構造解析プログラム SeanFEM[®] に組み込むことで効率的な橋梁全体系の地震応答解析を実現可能とした。本解析における並列化計算等の計算手法の詳細については文献 9) を参考されたい。

2 点目として、非線形領域での部材の地震時挙動を評価するための構造要素モデルの構築に対する課題である。特に本論文で対象としているような、地震時に橋梁の支点がひとつ消失するといった大きな境界条件の変化にともなう大変形問題において、構造要素のモデル化は重要な論点である。本検討における対象橋梁では、地震によって実際に発生した損傷について部材毎に詳細に把握しており、部材レベルでの終局状態まで確認が行われている。このため、本検討で用いる構造要素モデルについては、実損傷と解析結果の比較を通してその計算精度を評価することができ、構造要素モデルとしての評価検証を行うことを可能とした。このようなプロセスを経て構築した構造要素のモデル化は、今までに地震による被害を受けていない他橋梁や、今後発生が懸念される南海トラフ地震等の巨大地震に対する被害想定分析のための地震

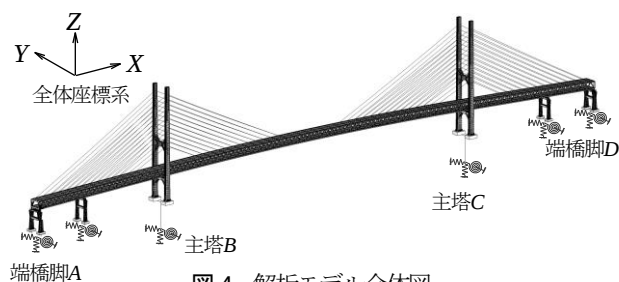


図-4 解析モデル全体図

応答解析においても活用でき、解析手法として高度化・精緻化に寄与できるものと考えられる。

(2) 橋梁全体系モデルの構築

被災事象に関係性の高い構造要素に対して次のようにモデル化を行った。

a) 橋梁全体系

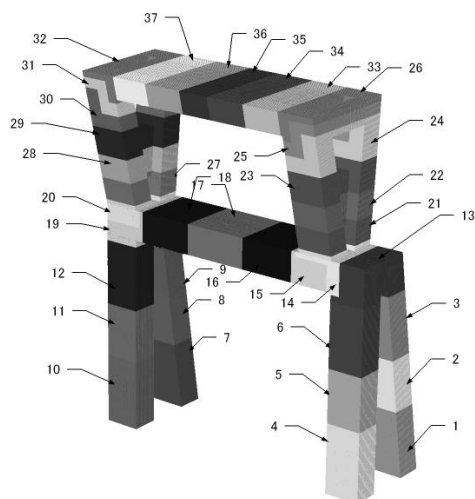
図-4 に示すように、本解析では橋梁全体系を対象とした地震応答解析を実施するものとし、死荷重およびケーブル張力を載荷した状態を初期状態とした¹⁰⁾。主塔および補剛トラス桁をファイバー要素、ケーブルは細分化したケーブル要素でモデル化を行った。なお、ケーブル要素においては中間節点に質量を設けることで地震時のケーブル自体のフレキシブルな振動特性や、幾何学的にたわむことにより張力抜けを評価できるようにした。

b) 端橋脚、中間橋脚

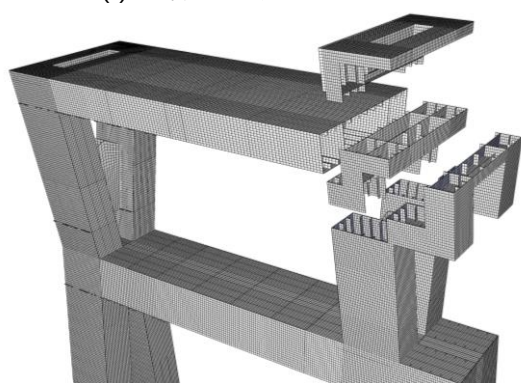
橋梁全体系での解析精度の向上の一つとして、被災時に局部座屈が生じた端橋脚、中間橋脚において、当該損傷を考慮できる弾塑性シェル要素（以降、シェル要素と呼ぶ）によるモデル化を行った。ここに、シェル要素は平面4点の積分点を持つ1次の Hughes 要素¹¹⁾である。

一般的な地震応答解析では、パーソナルコンピュータ、または、ワークステーションを用いて計算を実行するため、塑性化が生じることが予想される部位にのみシェル要素を用い、その他の部位ははり要素にするなど、計算精度は確保しつつ計算処理量を出来る限り少なくするための工夫を行うことが多い。しかし、本検討では、被災時に確認された非線形挙動を評価することを主たる目的としているため、計算処理量は膨大となるが橋脚全体をシェル要素でモデル化した。

橋脚構造要素の正確な剛性評価のためにダイヤフラム、横リブ、縦リブ等も正確にモデル化に含めた。ここで、水平補剛材のようにダイヤフラムや縦補剛材等で連続していない部材はそれらと節点を共有しないことで実状に近い接合状態になるようにモデル化を行った。このようなモデル化にすることで、ダイヤフラムと水平補剛材で囲まれた板パネルの座屈強度についても精度良く評価することができる。また、構造部材ではない梯子等の付属物についてはモデル化に含めず、重量のみ考慮するものとした。



(a) 計算ノード割当てブロック



(b) 橋脚シェルモデル（一部開口）

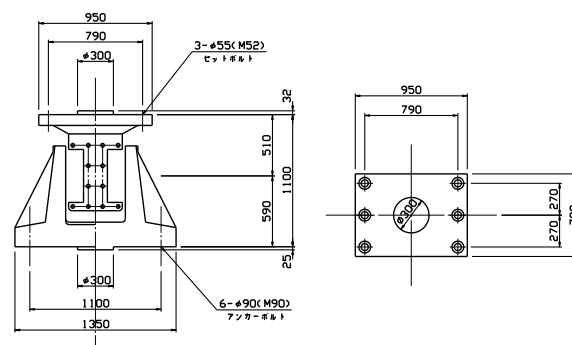
図-5 橋脚モデル（端橋脚 A）

弾塑性材料は 2 次勾配が $E/100$ の (E = 弾性係数) バイリニアモデルとし、要素分割は局部座屈モードを正確に表現するために、ダイヤフラム、横リブ間隔のサイズから 1 メッシュ当たり 100 mm 以下になるように決めた。その結果、橋梁全体のモデル規模は 100 万要素以上となり、通常のワークステーションでは解析することが不可能な規模の計算量である。そこで、本検討では高並列計算が可能な京コンピュータを使用するとともに、計算効率の優れた DDM (Domain Decomposition Method)⁹⁾を用いることで、上記の大規模構造計算の実行を実現した。

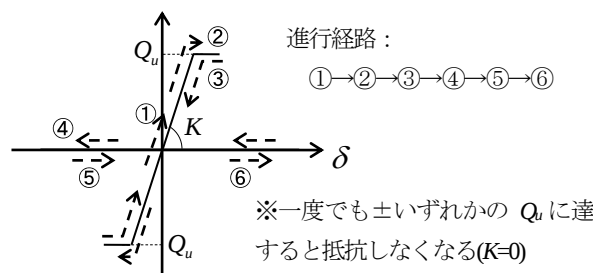
これまでに行った京コンピュータ上の地震応答解析の経験から 1 計算ノードに割り当てる計算負荷を均一化して計算速度を向上させるために、図-5 に示すように 1 橋脚を最適な部分領域 (5000~8000 要素) に分割し、それぞれを 1 計算ノードに割り当てた。対象橋梁のひとつの橋脚に対して 36~37 ノードになり、橋脚だけで約 1200 並列の大規模解析モデルを構築した。

c) ウィンド支承

橋軸直角方向の反力を受けるウィンド支承 (図-6(a)) は、震災時に上沓セットボルトが破損したことにより、上部構造からの慣性力を下部構造で受け持つことができなくなった。図-2 の事象(2)の中で示すように、実際の



(a) ウィンド支承一般図



(b) 破壊を考慮した非線形バネ

図-6 ウィンド支承モデル

破壊状態ではセットボルトがナットから逸脱後、延びていることから、耐力を超えた後もある程度変形しながら壊れる延性的な破壊であったことが推測される。一般的には脆性的な破壊を想定し、耐力超過後、急激に耐力を落とすモデル化が多いが、実際の損傷状態から判断した結果、本解析では図-6(b)に示すバイリニア型の非線形バネによるモデル化を行った。この履歴モデルは、正負いずれかの耐力に達するまでは弾性挙動 (図中①) を示し、耐力を超過した後は完全弾塑性体としての挙動 (図中②) を示す。また、一度耐力を経験した後での除荷過程においては (図中③) 水平反力は受け持たない (図中④~⑥) 履歴を示すモデルである。このモデルは一般的な脆性破壊モデルよりも時間をかけて周囲への荷重分担を促すため、地震応答解析においては収束に優位性がある。

ウィンド支承を構成するセットボルト等を個別に部材レベルでモデル化するなど構成要素モデルの精緻化を試みたが、試算の結果、ウィンド支承の破壊状態に達する時点では詳細なモデル化が結果に対して大きく寄与しないことが明らかとなったため、本解析では集約したバネモデルによるモデル化を採用することとした。また、ウィンド支承は、受けていた上部構造水平力が破壊によって急激に消失し、構造が大きく変化する部位であるため、破壊後の解析が不安定になる可能性があったことも鑑みている。しかしながら、このモデルではセットボルトに引張力が生じた要因やウィンド支承本体の破壊は評価できないため、セットボルト等の構成要素も含めた詳細モデルの採用といったウィンド支承高度化による評価は今後の課題とする。

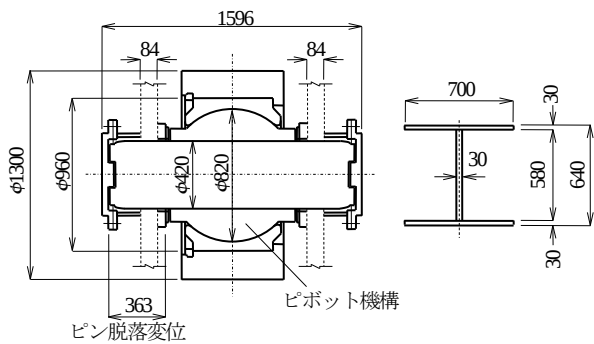
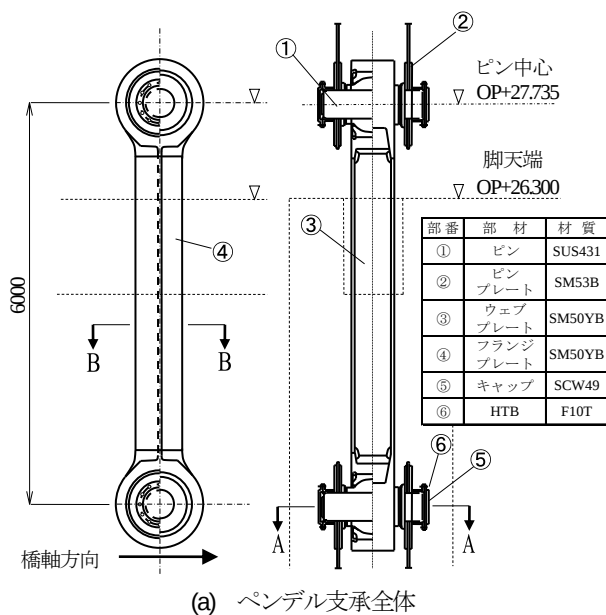


図-7 ペンデル支承の構造一般図

d) ペンデル支承とピンプレート

被災時に特徴的な損傷が生じたペンデル支承とペンデル支承取り付け部の構造一般図を図-7 に示す。ペンデル支承と上下部工との接続は同図(b)のようにピンを介したピボット機構となっており、橋脚天端のペンデル支承が通っている孔幅以下の変位に対してある程度の変形を許容する構造になっている。ウィンド支承が破壊し、機能消失後、上下部工に橋軸直角方向の相対変位が生じ、図-3 のようなメカニズムでピンプレートが開いてペンデル支承が破壊したものと考えられる。このペンデル支承の損傷のプロセスを解析によって正確に評価するために、次に示すようなモデル化を行った。

図-3 にも示すように地震による繰返し荷重を受けて、ピンプレートと主構下弦材との取り付け部が塑性化後、ピンプレートに残留変形が生じるという挙動を評価するため、ピンプレートは弾塑性積層シェル要素でモデル化を行った。また、ピンプレートは主構下弦材のウェブプレートと一体になっているため、図-8 に示すように格点部に接合する垂直材、斜材、下弦材で影響のある範囲も含めて、弾塑性シェル要素でモデル化を行った。同図(b)に示すように、垂直材、斜材、下弦材は弾塑性シェ

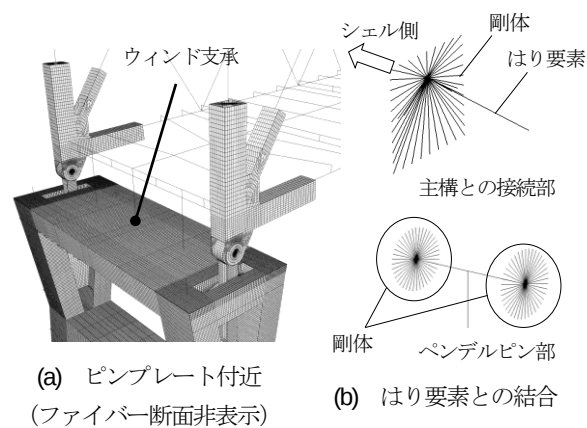


図-8 ペンデル支承取り付け部

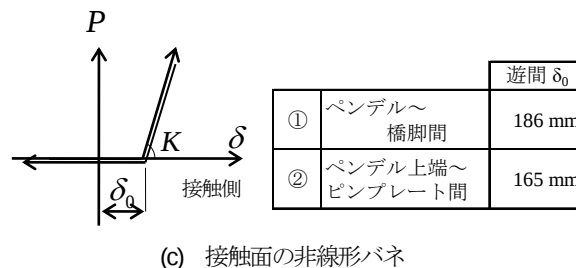
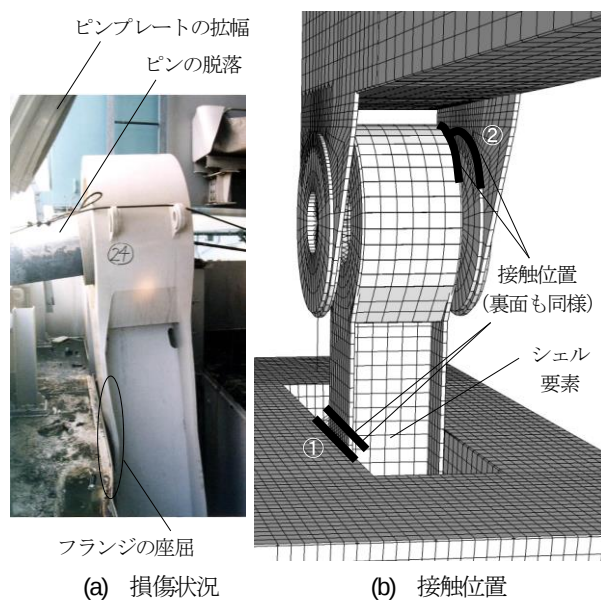


図-9 ペンデル支承と接触面のモデル化

ル要素の終端部の全節点を1点に剛体で集約し、はり要素と接合している。また、ペンデル支承のピンとの接合も同様にピンプレート孔内周の全節点をピン中心節点到剛体で集約し、後述するピン要素と接合を行った。

ペンデル支承は、図-2 の写真(3)の中に見られるピンプレート内側上端の擦り痕、図-9(a)に示すペンデル支承のフランジ部の座屈が評価できるように図-9(b)のようにモデル化を行った。ペンデル支承と橋脚との接触位置(同図①)および、ピン頭部とピンプレート内側の接触部(同図②)には図-9(c)に示すように遊間がゼロになるとハードニングする非線形バネを接触範囲に設置した。

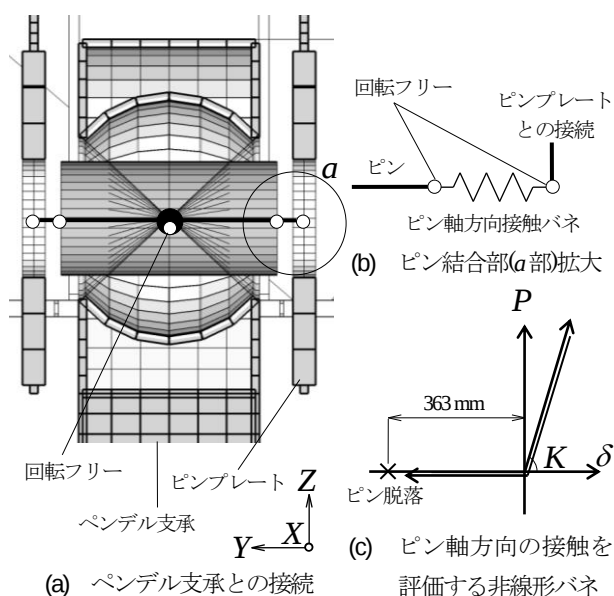


図-10 ペンデル支承接続部のモデル化

ピンプレートとの接続は、図-10 に示すようにピンの両端に軸方向接触バネを取り付け、ピンプレート中心を内側から押す方向にだけ抵抗するようなモデルとした。また、図面等から判断した結果、ピンプレートが 363 mm 開いた時にピンが脱落するため、解析では左右のピンプレート間の相対変位が 363 mm に達した時にピン要素を消去し、その後、ピンの無い状態で解析をリスタートすることでピンの脱落によるペンデル支承の損傷状態を考慮できるようにした。ここで、ピンを消去した時、ピンプレート側のピン節点が浮遊点となり解析が続行できなくなるため、予めピンとピンプレートを接続する接触バネと多重になるようにダミー要素を設け、ピン消去と同時に設けたダミー要素に剛性を入れて浮遊点を拘束する処理を施している。

(3) 解析プログラム

対象橋梁は、柔なケーブル構造に加え、地震時の橋脚における座屈やウィンド支承の破壊、ペンデル支承の脱落、上部構造の跳ね上がりなど、幾何学的非線形性の強い変形挙動を示していたと推測されることから、解析の種類は材料非線形性と、大変形問題の解法に Updated Lagrange 法¹²⁾を採用した幾何学的非線形性を同時に考慮する複合非線形解析とした。解析手法はニューマーク β 法 (β = 0.25)を採用し、時間積分間隔 Δt については Δt = 0.005 s とした。構造解析プログラムは、DDM 計算アルゴリズムを組み込み、京コンピュータ上で MPI/OpenMP のハイブリッド並列で計算処理向上を図るように改良した SeanFEM[®]を用いた。

(4) 解析モデルの検証

想定している地震時の挙動を適切に計算できるように

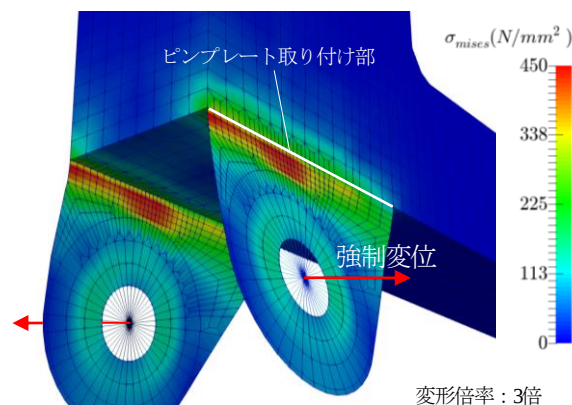


図-11 ミーゼス応力コンター変形図
(ピンプレート周辺主構部)

することを目的に、構築した橋梁全体系の解析モデルを構成する構造要素モデルの中で、地震時挙動や部材の損傷評価に影響のある重要度の高い構造要素や解析手法について個別に検証を行う。高度な構造要素モデルおよび解析手法を用いた橋梁全体系での大規模計算の中では、解析モデルに関する検証(Verification)を行った例はまだ少ない。一方で、計算が大規模化し複雑化することは、近い将来において起こると考えられるため、解析におけるモデル化の検証を順序立てて詳細に検証することは重要である。しかし、対象としている解析は非線形性が強く、振動特性を含む問題であるため、その検証は容易ではない。そこで、ここでは橋梁全体系へ組み込む前の部材の弾性域を対象として、静的検証を試みた結果を示す。比較的簡便な手法の検証であるものの、本解析のような大規模計算の前では見落としがちであるため、事前検討の検証例として示すものとした。そのため、ここでは動的な応答特性、材料非線形性に対して精度を証明できるのではなく、これらを含めた検証は今後の課題として検証方法を確立していきたい。

a) シェル要素モデル

端橋脚、中間橋脚、ペンデル支承およびピンプレートを含む周辺主構部に用いたシェル要素に対して、弾性範囲の剛性評価が理論解と一致するか検証を行った。ピンプレート周辺の主構部のシェル要素を対象に、当該部分だけを抜き出した解析モデルのピン中心を外側に強制変位させたとき(図-11)の応力 σ と変位 δ の関係を確認した。理論解と解析解の比較を図-12 に示す。ここに応力度 σ は、解析解はピンプレート取り付け部のミーゼス応力 σ_{mises} の平均値を採り、平均応力が降伏応力度 σ_y に達したときを降伏点としている。理論解の応力度 σ はピンプレート取り付け位置で固定支持される片持ち梁と見なし、工学応力として次式で算出している。

$$\sigma = \frac{3Ey}{L^2} \cdot \delta \quad (1)$$

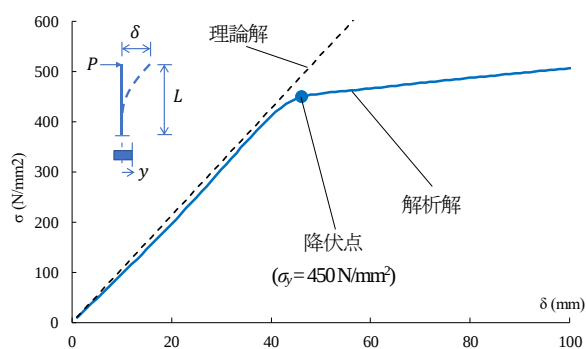


図-12 シェル要素モデルの理論解との比較

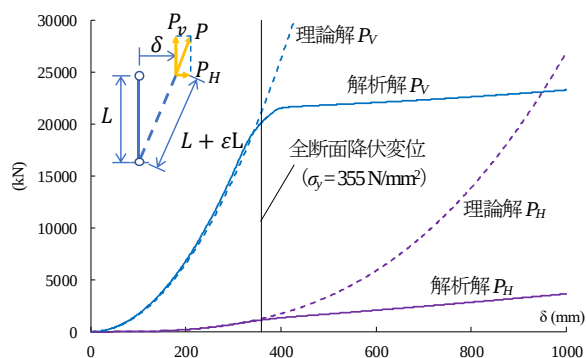


図-13 幾何学的非線形性の検証

ここに、 E はヤング係数($= 2 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$)、 y は板厚中心から板厚方向積分点までの距離($= t/4 = 7.5 \text{ mm}$)、 L はピンプレート取り付け位置からピン中心までの距離($= 650 \text{ mm}$)を示す。

図-12 のように弾性範囲では概ね理論解と一致した剛性評価が見られ、妥当な計算精度を有していることを確認した。弾性範囲の僅かな理論解との剛性差は図-11 の応力コンターで確認できるようにピンプレート取り付け部で応力分布が一樣でないことが影響していると考えられる。

b) 幾何学的非線形性

本橋の地震時挙動は前述のように幾何学的非線形性の強い応答が推測されるため、その解法である Updated Lagrange 法による有限変位解析について、その影響が最も確認しやすいペンデル支承を対象に検証を行った。ペンデル支承は地震時に振り子のように運動する幾何学的非線形性が顕著となるリンク機構である。文献 13)では、本対象橋梁のペンデル支承よりも短いリンク機構(タワーリンク)を持った斜張橋を対象に動的な検証が行われている。ここでは、橋梁全体系モデルからペンデル支承モデルを抜き出し、下端ピン支持で上端を水平方向に静的に強制変位させたときの载荷点反力と理論解の比較を行った。载荷した強制変位 δ と水平方向反力 P_H および鉛直方向反力 P_V の関係を図-13 に示す。ここに、水平方向反力 P_H と鉛直方向反力 P_V の理論解は工学ひずみを用いて導出した次の一般式で示すことができる。

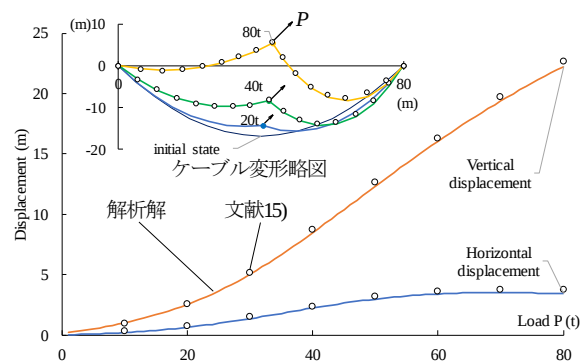


図-14 ケーブル要素の大変形問題の検証

$$P_H = EA \left(\frac{1}{L} - \frac{1}{\sqrt{\delta^2 - L^2}} \right) \cdot \delta \quad (2)$$

$$P_V = EA \left(\frac{1}{L} - \frac{1}{\sqrt{\delta^2 - L^2}} \right) \cdot L \quad (3)$$

ここに、 E はヤング係数($= 2 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$)、 A は断面積($= 0.0594 \text{ m}^2$)、 L はピン間隔($= 6.0 \text{ m}$)を表す。

弾性域の水平および鉛直方向の反力分担は理論解と一致し、解析において幾何学的非線形性の影響は適切に評価されていることを確認した。

c) ケーブル要素モデル

解析ソフト SeanFEM にはケーブル構造のモデル化としてケーブル要素が準備されており、本解析モデルのケーブルに用いている。前項と同様に有限変位解析に対する精度検証を目的に、文献 14)、15)に示されるケーブルに自重のみが作用する場合でサグが著しく大きい懸垂線についての数値計算例の再現を行った。計算例はスパン 80 m 、サグ比 0.2109 、伸び剛性 $2.499 \times 10^{10} \text{ N}$ 、分布荷重 9.8 kN/m の柔ケーブルの中間点に斜め 45° 上方向に集中荷重を作用させた場合で、それを再現した解析結果を図-14 に示す。ここには载荷荷重と鉛直方向および水平方向の変位の関係を示し、同文献からトレースした結果をプロットで重ねている。鉛直方向力、水平方向力と変位の関係において良い一致が見られ、ケーブルに対するモデル化精度ならびに、使用した解析コードの妥当性について確認した。

4. 地震応答解析および妥当性確認

(1) 入力地震波

対象橋梁では兵庫県南部地震の発生当時に地震波の観測をしていたことから、地震応答解析の入力地震動として図-15 に示す実観測波形¹⁶⁾を用いた。山崎ら¹⁷⁾および石崎ら¹⁸⁾の検討の中で行われた地震応答解析と同様に、地中(GL-34 m)で計測された観測波を、主塔については

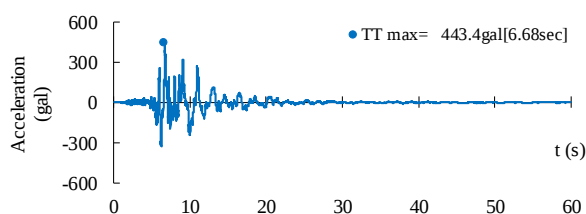


図-15 観測波形

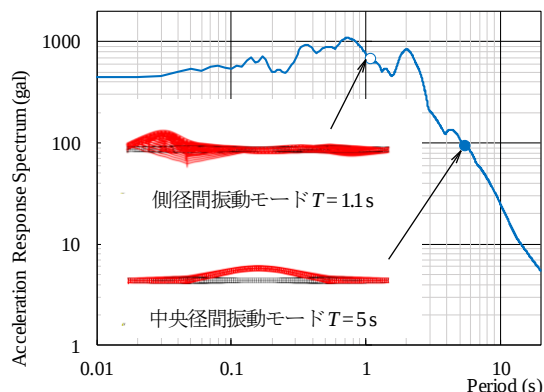


図-16 加速度応答スペクトル (減衰 $h=5\%$)

ケーソン基礎下端、橋脚についてはフーチング下端に入力することで時刻歴の地震応答解析を行った。図-2に示す一連の事象は、対象橋梁の橋軸直角方向への大きな挙動に伴い生じたものと考えられる。実際の地震時には、橋軸方向、橋軸直角方向の2方向の地震動が橋梁に作用し、複雑な挙動を示しながら損傷したと考えられるが、本解析の目的は前述のように部材における非線形挙動そのものを適切に評価できているかを確認することが第一の目的であり、当該橋梁が兵庫県南部地震の発生当時の挙動を完全に再現することを目的としているわけではない。ただし、2章でも述べたように、対象橋梁の部位で生じた特徴的な大きな損傷は主に橋軸直角方向の地震力に起因していると推測されることから、橋軸直角方向の地震波のみを与えた解析でも主たる部位における損傷状態は再現でき、その状態を評価できると考え、橋軸直角方向の1方向加振による解析を行うこととした。

入力地震波の加速度応答スペクトルと、対象橋梁の橋軸直角方向における中央径間（図中●）と端橋脚A側の側径間（図中○）の固有振動モードを図-16に示す。この固有周期は地震による損傷は考慮していない健全な状態のものである。中央径間の固有周期は5sと長周期であるため、スペクトルの下降域に位置して100gal程度に対し、側径間は1.1sと短周期で約700galの加速度である。このことから入力地震波の強震動に影響を受けるのは地震直後においては中央径間よりも側径間側が大きく、端橋脚に損傷が集中した要因になったと予想される。文献18)によれば、主桁位置の主塔に設置された地震計が平均2秒周期のパルス状の波形を計測している。これは、端橋脚A上の支承がすべて損傷して桁端がフ

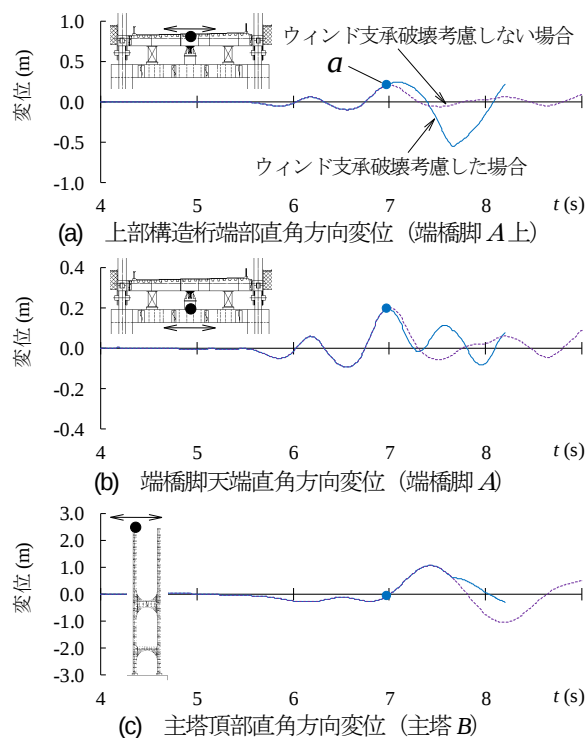


図-17 時刻歴応答変位

リー状態になり、側径間の直角方向震動が主塔に伝わったためと推測しており、損傷後においても側径間の影響は大きかったと考えられる。

(2) 橋梁としての全体挙動

解析結果として、図-17に主要な点における時刻歴応答変位を示す。解析により求められた橋梁の応答を理解しやすくするために、ウィンド支承の破壊を考慮しない場合の解析結果も併せて示している。

実線で示すウィンド支承の破壊を考慮した場合の結果については、8.2秒付近以降においていずれの部位においても時刻歴応答を求めることができていない。詳細については後述するが、8.2秒付近で構造が不安定となり解析が実行できなくなったためと考えられる。一方で、ウィンド支承の破壊を考慮しない場合については、地震動を入力した継続時間の計算が実行できていること確認している。

図中の7.0秒付近にあたるa点はウィンド支承が破壊した時刻であり、上部構造の桁端部における直角方向の変位は、この時刻を境にウィンド支承が破壊しないケースに比べて応答が増大し（同図(a)）、橋脚天端は周期特性が短周期に変化している様子が見られる（同図(b)）。主塔部の応答についてもa点以降、応答に変化が生じており、上部構造の応答の変化が主塔に影響を及ぼしたのと考えられる。このことからウィンド支承の損傷による機能損失は対象橋梁全体の挙動に大きな影響を与えることがわかった。

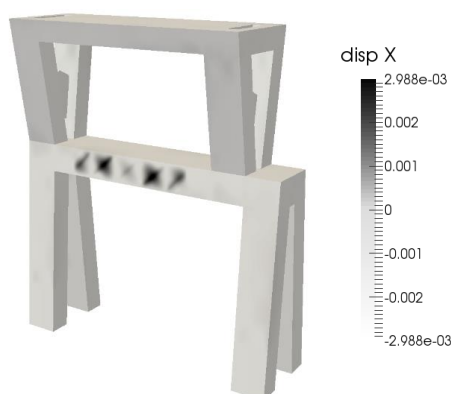


図-18 端橋脚 A における面外方向変位コンター図

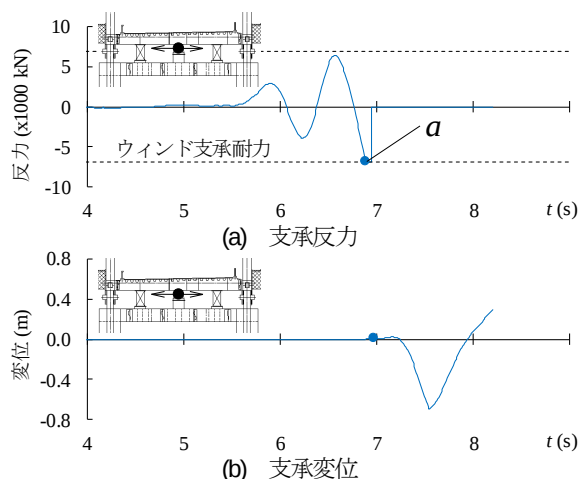


図-19 ウィンド支承時刻歴応答 (端橋脚 A)

(3) 被災時における損傷部位での地震時挙動

図-2 に示した対象橋梁において大きな損傷が生じた部位に着目し、それら各部位における地震応答解析の結果を示す。なお、ここからは、ウィンド支承が破壊した場合の結果のみを示すものとする。

a) 橋脚の座屈

図-18 にウィンド支承が破壊する直前の端橋脚 A の面外方向の変位コンターを示す。図中に示すように、中梁部に程度はやや小さいものの実際の損傷状況と同様のせん断座屈が解析においても生じた。座屈を考慮できる構造要素モデルを用いたために、このような大きな損傷状態の評価が可能となった。計算処理量が膨大となり計算実行の面ではデメリットとなったが、それに見合った解析の精度が得られたものと考えられる。なお、兵庫県南部地震の被災では端橋脚 A の左柱基部付近のウェブ（橋軸方向に垂直な面）において補剛板の座屈が生じていたが、その要因となった主要な方向である橋軸方向の地震波入力を本解析では考慮していないため、本解析からは同様の結果を得ることはできなかった。

b) ウィンド支承の破壊

ウィンド支承の反力および応答変位を図-19 に示す。図中の a 点は図-17(a)の中で示したように、ウィンド支

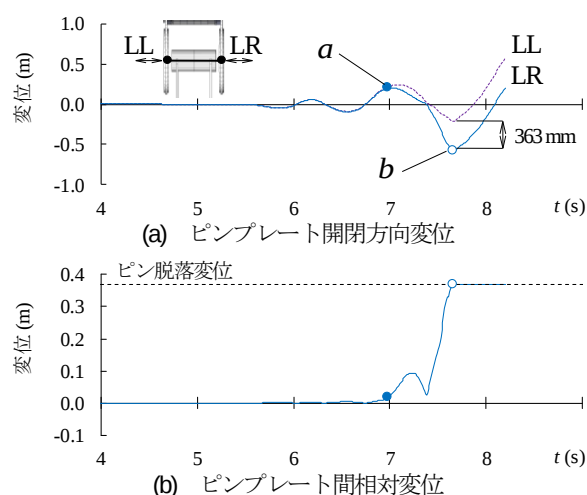


図-20 ピンプレート時刻歴応答変位 (端橋脚 A)

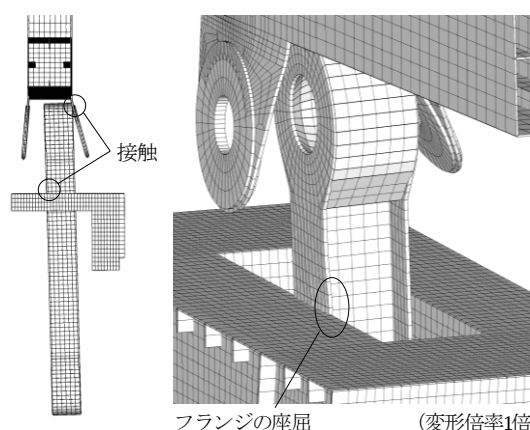


図-21 ピンプレートの開口と接触 (ペンデル支承脱落直前)

承が破壊した時刻である。図中に示すように、この時刻以降において支承反力が生じていないことがわかる。また、a 点以降において支承変位が生じ始めており、ウィンド支承が壊れることにより上部構造が直角方向に対して大きく変形していることがわかる。ただし、ウィンド支承が耐力の達した後、セットボルトに延性的な破壊が生じる状況は、評価することはできなかった。

c) ピンプレートの開口とペンデル支承脱落

本解析により求めた端橋脚 A で生じたペンデル支承のピンの脱落という損傷状況を図-20 に示す。図中には左右ピンプレートの応答変位と相対変位を示すことにより、ピンがどの時点で脱落したのかわかるように表記を行った。図中に示す 7.7 秒付近にあたる b 点は、前述したようにピンが脱落すると考えられるピンプレートの開き（左右のピンプレートの相対変位）が 363 mm に達した。この時刻以降はピンプレートを広げる力が作用しないため、ピンプレート間の相対変位は変化が生じない。図-21 には、ピンが脱落した b 点直前におけるペンデル支承の変形状況を示す。ウィンド支承が壊れた時刻である a 点を過ぎたあたりからピンが外側のピンプレートだけを押しすることにより、図に示すような変形が生じピンが

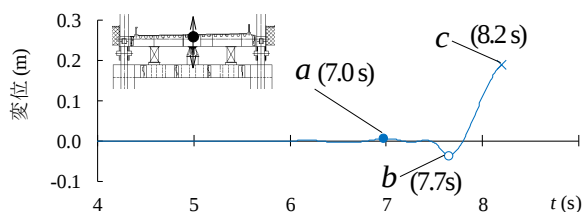


図-22 上部構造の桁端部鉛直方向変位 (端橋脚 A)

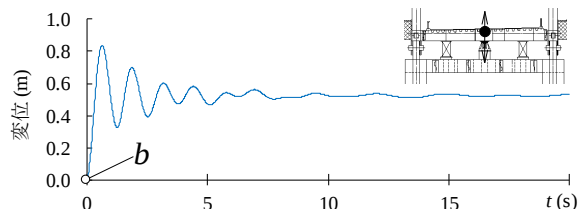


図-23 死荷重状態からペンデル支承が脱落したときの
上部構造桁端部鉛直方向変位

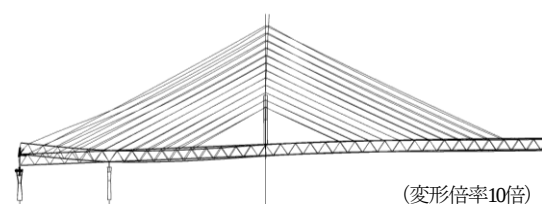


図-24 上部構造桁端部鉛直方向変位最大時刻変形図

脱落する結果となった。これは図-2の事象(3)の中で示すペンデル支承の被災状況に類似した変形(両方のピンプレートがハの字に開いている)を評価しており、また、ピンプレート内側の接触状況と、その程度はわずかではあるが橋脚との接触位置でペンデル支承のフランジ部における座屈の状況の評価することができた。

d) 上部工の跳ね上がり

図-2の事象(4)に示す上部構造の桁端部の跳ね上がり状況について、解析結果の確認を行った。図-22に上部構造の桁端部における鉛直方向変位を示す。ここに、正の値が鉛直上向きを表すものとする。対象橋梁はケーブルによって作用する上部構造の鉛直上向きの力に対して抵抗する部材はペンデル支承だけであるため、b点で生じたペンデル支承のピン脱落の後にペンデル支承による機能が消失し、上部構造が鉛直上向きに上昇した。解析では、桁端部が約20 cm上昇した時刻である8.2秒付近において計算が止まるという結果になった。この計算が実行できなくなった理由としては様々な要因が考えられるが、上部構造の変形が大きく構造系が急激に変化することにより、構造が不安定な状態になったことが大きな要因であると考えられる。

事前検討として実施した地震による加振をせずに、死荷重状態からペンデル支承を消去した動的応答解析結果を図-23に、最大変位時刻の変形図を図-24に示す。この図から解析直後から上部構造は上昇し、振動しながら約50 cmに収束していることがわかる。このことから、

実際の被災は約40 cm¹⁹⁾の跳ね上がりが確認されており、死荷重状態では同程度の変位が出ていることから、解析が止まった後の時刻において同程度の跳ね上がりが生じると考えられ、解析モデルの妥当性を確認できたと考える。

(4) 解析結果に関する考察

本解析では、橋梁の地震応答解析ではほとんど使われていないスーパーコンピュータを用いた地震応答解析を行い、橋梁全体系を対象とした大規模モデルにおいても非線形領域を再現することのできるモデルを用いれば、従来の解析では評価しきれなかった部材の破壊状態を再現できる可能性があることを確認した。他分野におけるスーパーコンピュータの活用例と同様に、橋梁の分野でも目的に応じて適切な検討を行えば、部材単位での損傷が橋梁全体系における耐震性・安全性に及ぼす影響などを評価できるようになるものと考えている。

5. おわりに

本論文では、橋梁を構成する部材が、終局状態に至るような非線形領域における挙動を、数値解析で適切に評価するために、高度化した構造要素モデルを用いた大規模な橋梁全体系モデルの地震応答解析を京コンピュータにより行った。

解析対象は大規模な橋梁モデルであるが、主要な構造要素モデルや解析手法について個別に検証することによって橋梁全体系という大規模な解析モデルの計算精度の確保を試みた。構造要素モデルや解析モデルそのもののモデル化が適切であるかどうかを評価するために、兵庫県南部地震時に被災した長大斜張橋を解析対象とした地震応答解析を行い、実際に損傷した部材での比較検証を行った。本解析では、計算処理量は膨大となるが、非線形領域まで把握できる構造要素モデルを用いることにより、ピンプレートなどにおいて部材が終局に至るような大きな損傷状態を再現することができた。しかしながら、ウィンド支承の精緻なモデル化による解析精度向上や、構造要素モデルの非線形特性と動的特性に関する検証方法には課題が残っている。また、今回評価していない兵庫県南部地震の橋軸方向や鉛直方向の地震波同時作用による応答などの全体挙動の再現性については議論の余地があり、橋梁全体系における地震時挙動の再現性の精度については本解析結果だけでは言及することはできないと考えている。上記課題も含めて今後さらに検討を要するものと考えている。

謝辞：本論文の結果は、理化学研究所のスーパーコンピュータ「京」を利用して得られたものです（課題番号：hp150099）。また、構造解析プログラム SeanFEM を「京」上での実行および高速化するにあたり、一般財団法人 高度情報科学研究機構の小久保達信氏らにいろいろとご指導をいただきました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 甲斐義隆, 吉川弘道, Brent Fleming : ファイバー要素を用いた実大 RC 橋脚ブラインド解析による地震時挙動予測と破壊形態の検証, コンクリート工学年次論文集, Vol. 33, No. 2, 2011.
- 2) 遠藤和男, 福永勸, 家村浩和, 八田政仁, 野中哲也 : 大規模地震時における長大吊橋の終局限界状態に関する解析的研究, 構造工学論文集, Vol. 55A, pp. 550-563, 2009.
- 3) 小森和男, 吉川博, 小田桐直幸, 木下琢雄, 溝口孝夫, 藤野陽三, 矢部正明 : 首都高速道路における長大橋耐震補強検討, 土木学会論文集, No. 801/I-73, pp. 801_1-801_20, 2005.
- 4) 山本泰幹, 半野久光, 藤野陽三, 矢部正明 : 横浜ベイブリッジの耐震設計における鋼上部構造を対象とした性能照査, 土木学会論文集 A1, Vol.66, No.1, pp.13-20, 2010.
- 5) 鋼構造委員会鋼構造震災調査特別小委員会 : 阪神・淡路大震災における鋼構造物の震災の実態と分析, 土木学会, 鋼構造シリーズ 10, 1999.
- 6) 阪神高速道路公団 : 大震災を乗り越えて一震災復旧工事誌一, (財) 阪神高速道路管理技術センター, 1997.
- 7) 阪神高速道路公団監修 : 阪神高速道路震災から復旧まで 1995.1.17-1996.9.30 [写真集], (財) 阪神高速道路管理技術センター, 1997.
- 8) 株式会社耐震解析研究所 : SeanFEM ver.1.22 理論マニュアルと検証, 2007.
- 9) 吉野廣一, 野中哲也, 本橋英樹, 金治英貞, 鈴木威, 八ツ元仁, 中村良平 : 京コンピュータによる高架橋の広域 3 次元地震応答シミュレーション, 第 17 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp. 43-50, 2014.
- 10) 角和夫, 長澤光弥, 曾我恭匡, 木田秀人 : オールフリー形式長大斜張橋の耐震補強, 橋梁と基礎, Vol. 44, pp. 27-32, 2010.
- 11) Hughes, T. J. R.: The Finite Element Method, Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ, 1987.
- 12) 鷺津久一郎, 宮本博, 他 : 有限要素法ハンドブック II 応用編, 培風館, pp. 128-141, 1983.
- 13) 吉川博, 並川賢治, 溝口孝夫, 山口宏樹, 矢部正明 : 短リンクを有する斜張橋の複合非線形地震応答解析に現れる飛び移り現象とその解決, 土木学会地震工学論文集, Vol. 27, 論文番号 0089, 2003.
- 14) 後藤茂夫 : 柔ケーブル材の接線剛性方程式について, 土木学会論文報告集, No. 270, pp. 41-49, 1978.
- 15) 中西宏, 波田凱夫 : 曲線要素を用いた有限要素法によるケーブル構造の大変形解析, 土木学会論文報告集, No. 318, pp. 41-50, 1982.
- 16) 宮島信雄, 加藤教吉, 平野昌治 : 地震観測にもとづく地盤と基礎構造物間の地動の伝達性に関する一考察, 地震工学研究発表会講演論文集, Vol. 24, pp. 581-584, 1997.
- 17) 山崎文雄, Todor Ganev, 石崎浩, 北沢正彦 : 東神戸大橋の兵庫県南部地震時の応答シミュレーション, 地震工学研究発表会講演論文集, Vol. 24, pp. 613-616, 1997.
- 18) 石崎浩, 西森孝三, 北沢正彦, 野口二郎 : 東神戸大橋の兵庫県南部地震による損傷についての解析検討, 橋梁と基礎, Vol. 2, pp. 39-46, 1998.
- 19) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会 : 阪神・淡路大震災調査報告土木構造物の被害, 第 1 章橋梁, 土木学会, 1996.

(2017.6.23 受付)

THE SOPHISTICATION OF ELEMENT MODELING FOR SEISMIC RESPONSE ANALYSIS OF LONG SPAN BRIDGES BY USING A LARGE SCALE COMPUTING

Hitoshi YATSUMOTO, Kazuya MAGOSHI, Hidesada KANAJI, Masaki NAKAMURA and Tetsuya NONAKA

This study undertakes a large scale computing by using supercomputer to obtain non-linear seismic behaviors of a long span cable-stayed bridge. The main objectives of the study are to verify the computation accuracy and to examine whether the sophisticated structural element modelling can accurately reproduce non-linear seismic behaviors of bridge members as estimated. The target bridge of the analysis is a long span cable-stayed bridge in Kobe which was severely damaged by Hyogo-ken Nanbu Earthquake in 1995.

Through the comparison between real situations of damaged members observed after the earthquake and reproduced damage situations the analysis with same seismic input, it is verified the accuracy of the calculation and the good reproducibility of the member damage by the proposed structural element modelling. This paper describes the detail contents and results of this large scale model analysis.