

大規模計算における長大斜張橋地震応答解析の 構造要素モデルの改良

八ツ元仁¹・金治英貞¹・馬越一也²・野中哲也³

¹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）

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）

³正会員 名古屋工業大学教授 社会工学専攻（〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町）

1. はじめに

橋梁の地震応答解析では、高次の有限要素モデルに比べるとその計算精度は低いが、計算量が少なく橋梁全体系のような大規模構造物を対象としても計算が可能となる骨組み要素（ビーム要素）を用いることが一般的である。非線形領域における構造物の応答を求める場合、この骨組み解析は解析精度が低いとされてきたが、ファイバー要素などの開発によりその精度は向上してきている。近年では、動的実験による比較検証なども行われており、最大荷重（最大耐力）に達するあたりまでの計算精度については（例えば、水平変位と水平荷重の関係など）、高い精度の計算が行われていることが確認されている（例えば¹⁾。一般的な地震応答解析では、想定する地震外力を受けた際に、橋梁を構成する部材が終局状態のような大きな損傷状態に至る手前の損傷状態に至るかどうかの評価を行うことが第一の目的となっており、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、過去の地震記録をはるかに超える大きな地震が度々生じており、従来の耐震設計で想定する外力を超える外力が作用することも十分にあり得ると考えられる。このような大きな外力が作用した場合は、橋梁を構成する部材において想定を超えるような大きな損傷が生じ、場合によっては終局状態に至る部材も現れることが考えられる。このような想定を超える大きな地震が発生した場合に、橋梁が示す挙動について事前に把握しておくことはBCPの観点から考えると必要と考えられる。また、橋梁としての弱点部を把握することにも繋がり、最終的には橋梁が保有する耐震性、

安全性の適切な評価に繋がっていくものと考えられる。つまり、橋梁の耐震性、安全性の適切な評価を行うには、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。

本検討では、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のが実状である。最終目標である、橋梁が保有する耐震性・安全性を精度高く評価できる手法の確立を実現させるためには、これら課題を1つ1つ解決していくことが必要であると考えている。

この課題を解決するプロセスの中で、筆者らはスーパーコンピュータ「京」を用いることで、橋梁という大規模構造物で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。また、この大規模計算で用いる構造要素モデルの検証および妥当性確認によって「解析の品質」を確保するために、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るような大きな損傷状態を経験した実橋梁（図-1）を対象に解析を実施し、解析結果との比較を行った。本稿では、この検討の過程とその成果について報告を行うものである。

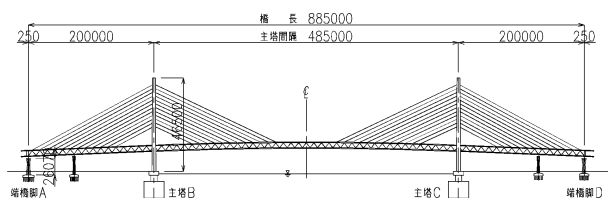


図-1 対象橋梁一般図

2. 地震応答解析の概要

(1) 地震応答解析の概要

本検討では、大きな非線形挙動を示す領域での適切な橋梁の地震応答解析を行うことを目的に、過去の実際の地震により被災した橋梁を対象に、改良を加えた構造要素モデルを用いて地震応答解析を行った。対象橋梁は、図-1に示す兵庫県南部地震により構成部材が大きな破壊状態に至った阪神高速湾岸線の長大斜張橋とした。図-2には、被災状況から推定される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の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。

(2) 解析モデル

a) 橋梁全体系

橋梁全体系モデルでは、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した。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。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

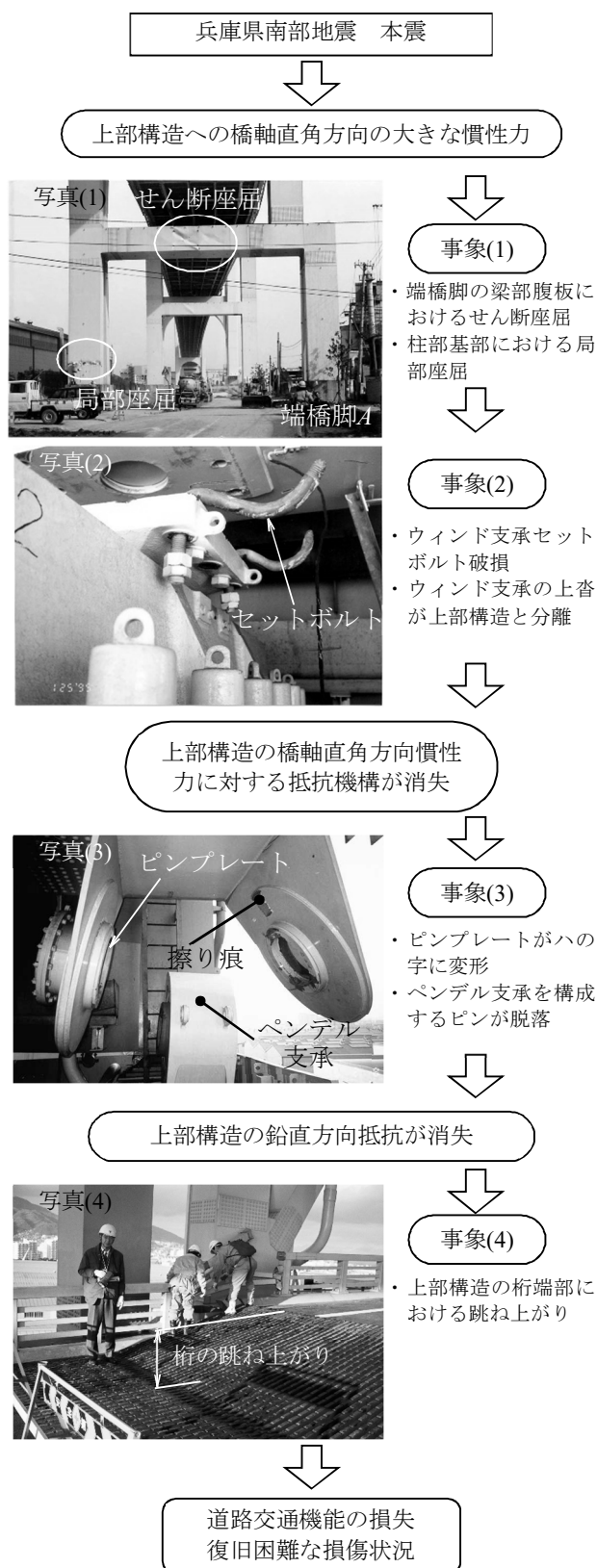


図-2 対象橋梁における被災状況から想定される損傷イベントのフロー

し、本検討では、被災時に確認された非線形挙動を再現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

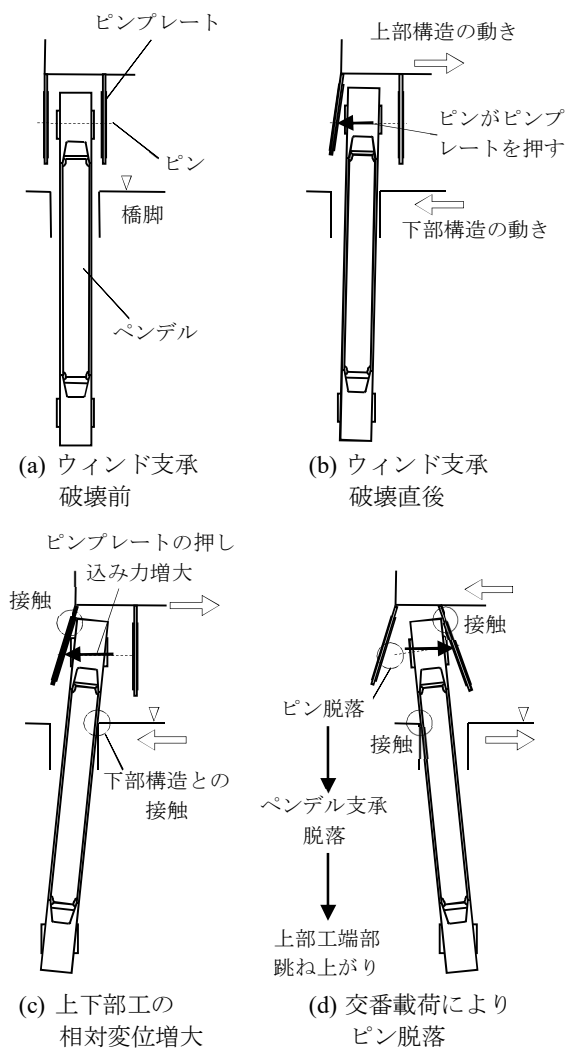
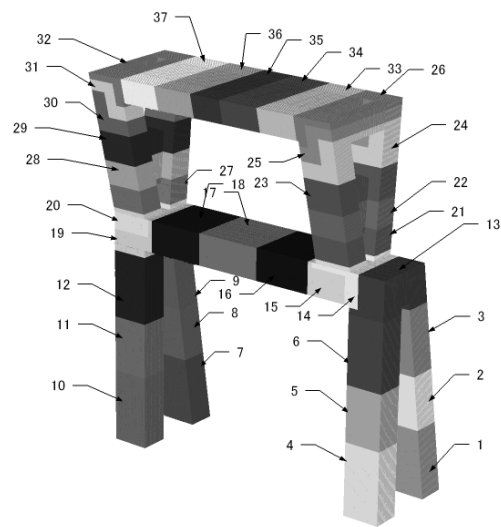


図-3 想定するペンデル支承の損傷メカニズム

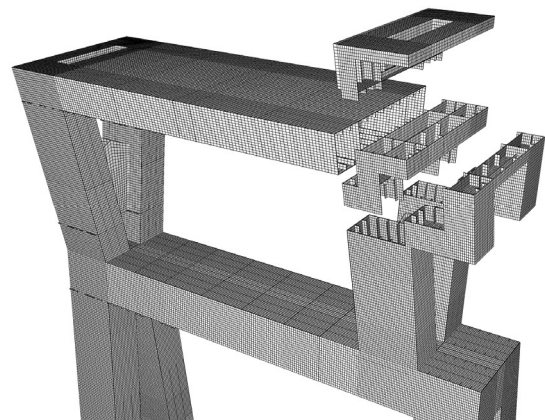
化した。要素分割は局部座屈モードを正確に表現するために、ダイヤフラム、横リブ間隔のサイズから1メッシュ当たり100mm以下になるように決めた。その結果、橋梁全体のモデル規模は100万要素以上となり、通常のワークステーションでは解析することが不可能な規模の計算量となった。そこで、本検討では高並列計算が可能なスーパーコンピュータ「京」を使用するとともに、計算効率の優れたDDM(Domain Decomposition Method)²⁾を用いることで、上記の大規模構造計算の実行を実現した。DDM アルゴリズムについては文献 2)を参照されたい。これまでに行った京コンピュータ上の地震応答解析の経験から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-4に示すように1橋脚を最適な部分領域に分割し、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は、震



(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-4 橋脚モデル図 (端橋脚 A)

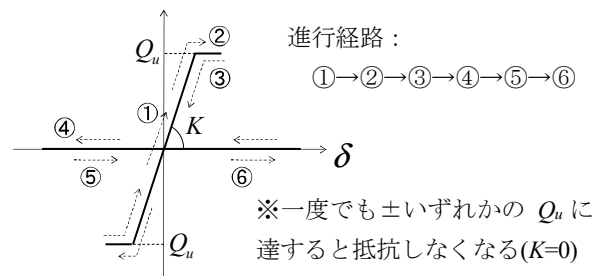


図-5 ウィンド支承のモデル化

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、実際の破壊状態ではセットボルトが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。このような実際の損傷状態から判断した結果、本解析では図-5に示すバイリニア型の非線形パ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の除荷過程

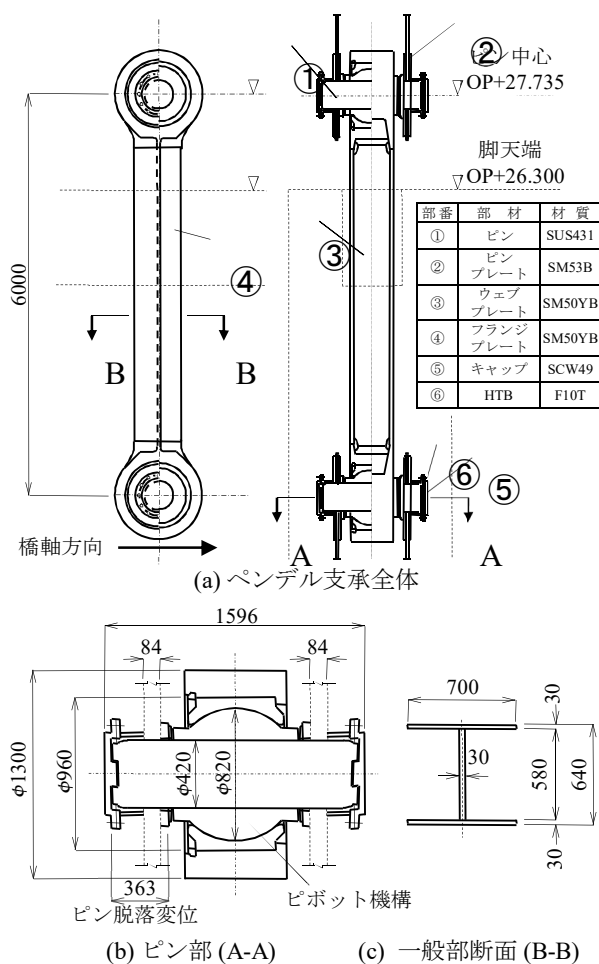


図-6 ペンデル支承の構造構成図

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。

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-6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た後については、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再現するために、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再現するため、ピンプレートは弾塑性積層シェル要素（以降、弾塑性シェル要素と呼ぶ）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-7に示すように格点部に接合する垂直材、斜材、下弦材で影

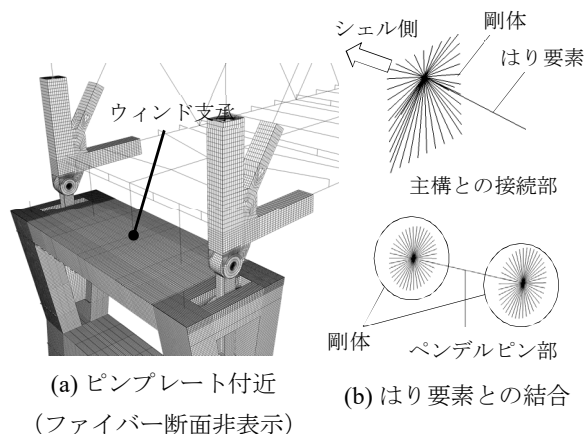


図-7 ペンデル支承取り付け部

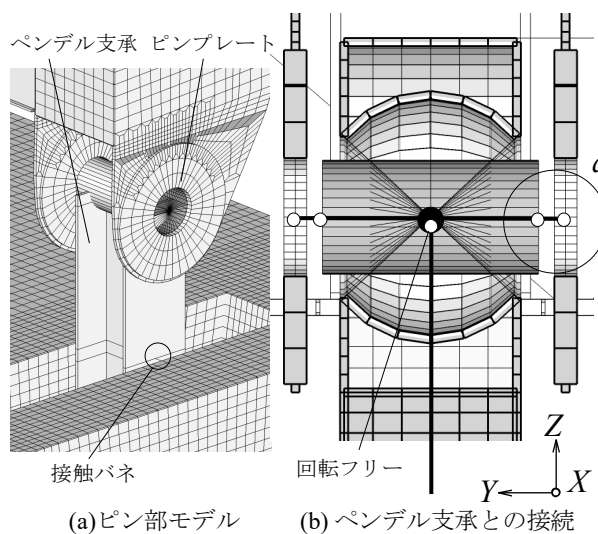


図-8 ペンデル支承接続部のモデル化

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に剛体で集約し、後述するピン要素と接合を行った。

ペンデル支承は図-8のように両端ピンのファイバー要素でモデル化を行った。ペンデル支承と橋脚との接触位置には遊間がゼロになるとハードニングする接触バネを設置し、橋脚側の接触範囲の弾塑性シェル要素に対して一様に応力が作用するように、ペンデル支承のフランジ幅の範囲に剛体要素を配置した。ピンプレートとの接続は、ファイバー要素でモデル化したピンの両端に軸方向接触バネを取り付け、

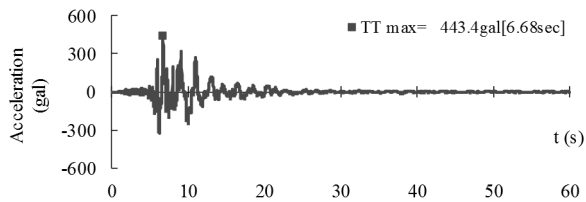


図-9 観測波形

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。

(3) 入力地震動

対象橋梁では兵庫県南部地震の発生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-9 に示す実観測波形を用いた。山崎ら³⁾および石崎ら⁴⁾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 に示すように、対象橋梁における損傷は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。実際の地震時においては、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、本検討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るために、対象橋梁の主たる部材に大きな損傷を与えた橋軸直角方向の地震波のみを用いた解析を行うこととした。

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、解析については材料非線形性と幾何学的非線形性を同時に考慮することのできる複合非線形解析である ScanFEM⁹⁾を用いた。なお、前述のとおり、本検討では京コンピュータを用いたため、DDM アルゴリズムを組み込むなどの計算処理速度を向上させるように ScanFEM そのものの改良も行っている²⁾。

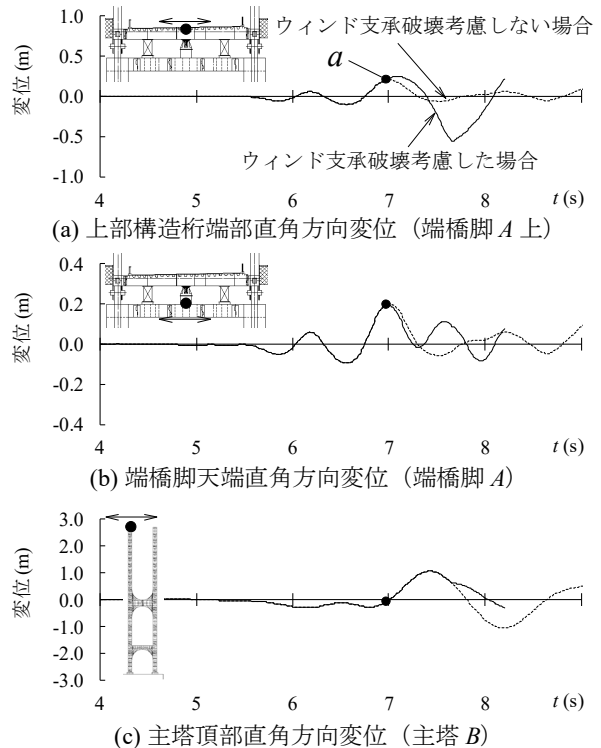


図-10 時刻歴応答変位

3. 解析結果の検証

(1) 橋梁としての全体挙動

解析結果として、図-10 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た。

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するなど大きな変化が生じている。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ものと考えられる。ウィンド支承の損傷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。

(2) 震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

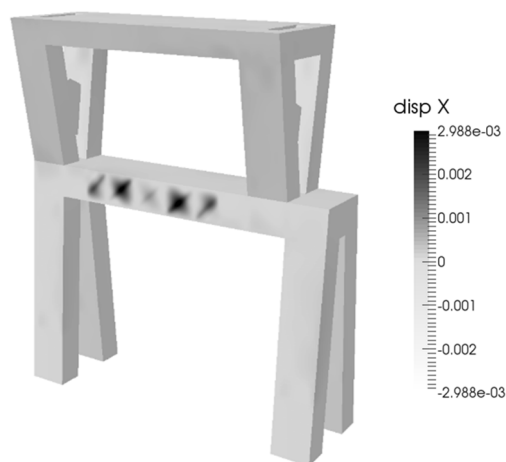


図-11 端橋脚 A における面外方向変位コンター図
(ウィンド支承破壊直前)

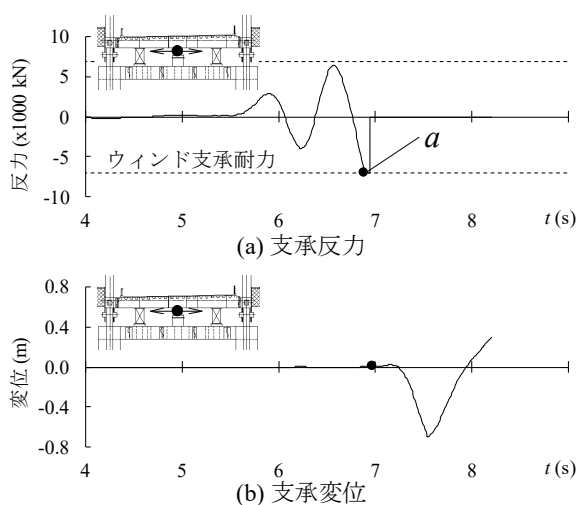


図-12 ウィンド支承時刻歴応答 (端橋脚 A)

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-11 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。

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-12 に示す。図中の a 点は図-10(a)の中で示したように、ウィンド支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

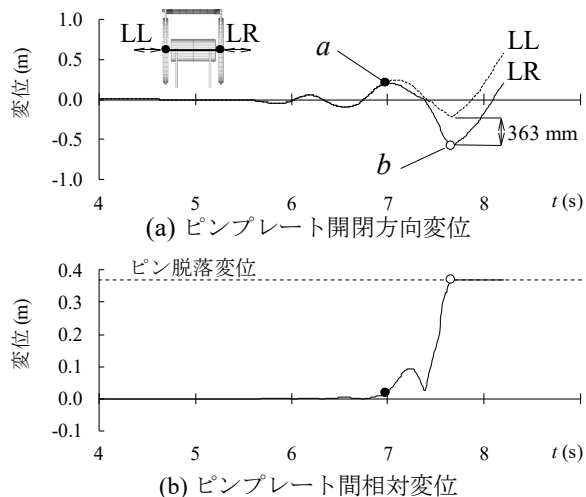


図-13 ピンプレート時刻歴応答変位 (端橋脚 A)

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、セットボルトが引きちぎられていくような延性的な破壊が生じる状況は、再現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

a) で示した同じ端橋脚 A で生じたペンデル支承のピンの脱落という損傷状況の再現状態を図-13 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-14 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すことにより、図-14 に示すような変形が生じピンが脱落する結果となった。図-2 の事象 (3) の中で示すペンデル支承の実際の被災状況では両方のピンプレートがハの字に開いていることから、損傷状態という点では解析結果が異なっている。実際の被災状況のようにハの字にピンプレートが開くには、一方向の载荷ではなく左右両方向の繰返し水平力が両ピンプレートに作用しなければならないと考えられる。実際の被災状況をより正確に再現するには、両ピンプレートへ適切に繰返し水平力が作用するように精緻なモデル化が必要であると考えられる。なお、本解析を行うにあたっての事前の予備解析において、a 点にあたるウィンド支承の破壊する時刻がピンの脱落するタイミングに及ぼす影響

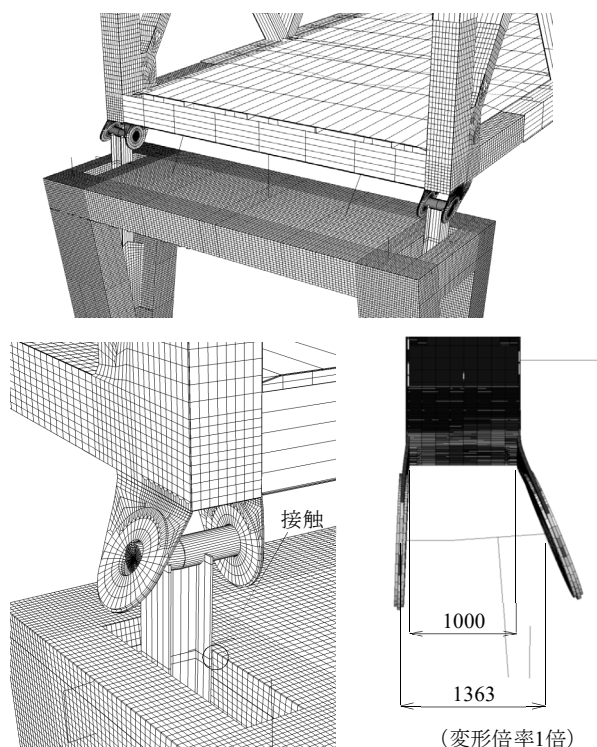


図-14 ピンプレートの開口（ペンデル支承脱落直前）

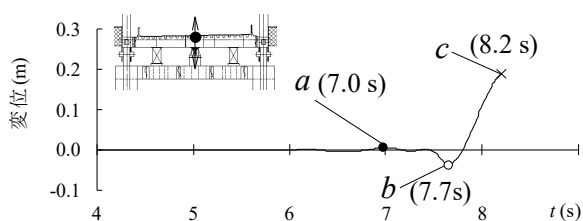


図-15 上部構造の桁端部鉛直方向変位（端橋脚 A）

が大きいことがわかった。つまり、ウィンド支承の破壊、ペンデル支承の破壊というのは一連の破壊現象であり大きく関連する事象であることから、ペンデル支承における被災時の挙動を精緻に求めるには両方のモデルの高度化を図らなければならないことがわかった。

d) 上部構造の跳ね上がり

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-15 に上部構造の桁端部における鉛直方向変位を示す。正の値が鉛直上向きを表すものとする。対象橋梁は上部構造に作用する鉛直上向きの力に対して抵抗する部材はペンデル支承のみであったため、b 点で生じたペンデル支承のピン脱落の後ではペンデル支承が機能しなくなり、上部構造が鉛直上向きに大きく上昇した。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

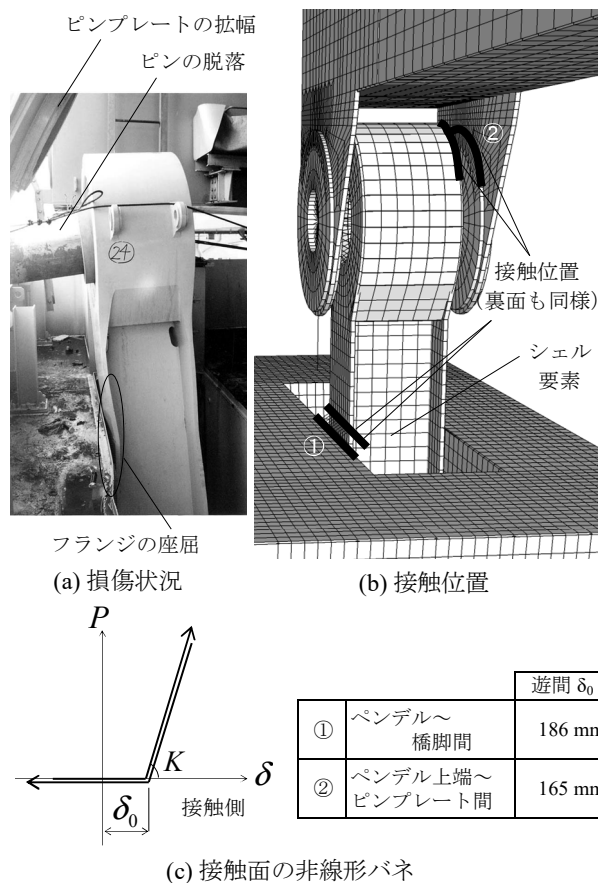


図-16 ペンデル支承のモデル改良

が大きく構造系が急激に変化することにより、計算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。

(3) ペンデル支承モデルの改良

前項の解析結果にも示すように、解析による被災状況の再現性についてはピンプレートの開口状況が実際の被災状況と異なるなどの課題点を残した。入力地震動が被災時の対象橋梁に入力されたものと異なることも解析結果が実際の損傷状況と異なる要因と考えられるが、解析におけるモデル化がその結果に及ぼす影響も大きいと考え、本検討では構造要素モデルの更なる改良を加えた。図-2 の写真(3)の中に示すピンプレート内側上端の擦り痕、図-16(a)に示すペンデル支承のフランジ部の座屈、といった前項までに示した解析では再現しきれなかった実際の被災状況についても再現できるように、ファイバー要素でモデル化していたペンデル支承を弾塑性シェル要素でモデル化を行うのと同時に、1本の接触要素でモデル化していた橋脚の接触部とピンプレート内側の接触部を図-16(c)に示すような非線形バネを接触範囲に配置したモデル化を行った。この改良したモデルによる解析結果を図-17 に示す。実際の被災

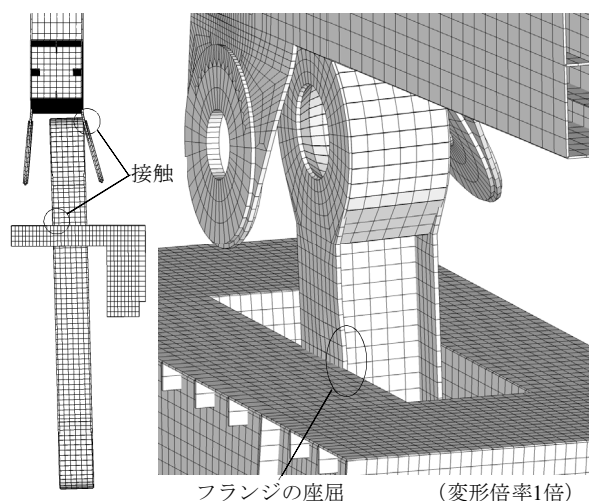


図-17 ペンデル支承モデル改良後の応答

災状況と同様に、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を再現することができた。弾塑性シェル要素という計算処理量が多いモデルを用いる範囲を大きくすれば、その分計算処理の面で大きな負荷がかかることになるが、計算精度はトレードオフの関係で得ることができたと考えている。

4. おわりに

本検討では、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での挙動を数値解析で求めるために、改良した構造要素モデルを用いた大規模な解析を京コンピュータを用いて行った。計算の実行性だけでなく、解析の妥当性を確認することを目的に、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、実際に損傷した箇所での比較を行った。本検討では、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れば、部材が終局に至るような大きな損傷状

態も精緻に再現できる可能性があることがわかった。

最後に、本検討では、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った。適切なモデル化と適切な解析モデルを用いれば、従来の解析では評価しきれなかった非線形領域での挙動を高い精度で求められる可能性があることがわかった。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、有用な成果が得られるものと考ええる。

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: hp140088 および 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) 株式会社フォーラムエイト HP, <http://www.forum8.co.jp/forum8/press/press100708.htm>, (2016.6.20 参照)
- 2) 吉野 廣一, 野中 哲也, 本橋 英樹, 金冶 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, 2014.
- 3) 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.
- 4) 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.
- 5) 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, 2007.11.