

進行性破壊を考慮したトラス橋の地震応答解析

Progressive collapse analysis of a steel truss bridge under major earthquakes

野中哲也*, 岩村真樹**, 宇佐美勉***

Tetsuya Nonaka, Maki Iwamura, Tsutomu Usami

*博(工) (株)耐震解析研究所(〒466-0059 名古屋市昭和区福江 2-9-33 名古屋ビジネスインキュベータ白金)

** (株)地震工学研究開発センター(〒889-2155 宮崎市学園木花台西 1-1 宮崎大学産学連携センター内)

*** D.Sc. 工博 名城大学 教授 理工学部建設システム工学科(〒468-8502 名古屋市天白区塩釜口 1-501)

An earthquake response analysis has been carried out for a deck-typed steel truss bridge, the gravity center of the deck being far above the gravity center of the truss girder, by using the standard Level 2 ground motion. This analysis is a dynamic analysis that considers progressive collapse with both material and geometrical nonlinearities being taken into consideration. In this paper, an analysis method of progressive collapse is proposed and the nonlinear seismic behaviors and members' damage sequence of the steel truss bridge are investigated by this analysis until collapsed state.

Key Words: progressive collapse, dynamic analyses, damage sequence, steel truss bridges

キーワード: 進行性破壊, 動的解析, 損傷過程, 鋼トラス橋

1. はじめに

近年, 高架橋だけでなく, 上路式トラス橋, 上中路式アーチ橋など特殊橋梁に対しても, 大地震時挙動が盛んに研究されている^{1)~3)}. 筆者らも, この種の特殊橋梁の非線形挙動や耐震性向上に関する一連の研究を行ってきた^{4,5)}. これらの研究成果により, 解析法や解析モデルが整備され, レベル2地震動に対する応答特性が精度よく求まるようになってきたといえる.

また, 実橋の耐震検討や耐震補強といった業務においては, 対象橋梁の損傷箇所や程度だけでなく, 損傷する順番を求めることが重要な場合もある. そのときには, 入力地震波を徐々に大きくして, 数回の解析で損傷する順番を予測するという方法等が採られている. しかし, この方法では, 精度的に不十分であり, 筆者らは構造系を変化させながら地震応答解析をする方法を提案し, ケーブル構造の長大橋を対象に検討を行ってきた^{6,7)}. これにより, 対象橋梁の損傷順番を明確にし, 地震後の点検業務に必要な情報の提供ができた. なお, この時点では, 構造系の変更の対象は主部材ではなく, 主に支承や弾性拘束ケーブルであった.

一方, 設計地震動以上の想定外の大規模地震が発生したときに, 橋梁の崩壊や崩壊に至るまでの破壊メカニズムを精度よく求める必要性がでてきた. 実務設計においても, 壊れ方(特に, 一部の破壊によって連鎖的に破壊が進み橋梁全体が倒壊しないかどうか, また, どこまで橋梁全体が崩壊しないでもつか等)を検討する時期に来たと思われる. 地震に起因するものではないが, アメリカ・ミネソタ州ミネアポリスのトラス橋の崩落事故があり, 改めてリダンダンシー設計が着目され, 破壊に対する余裕度や粘りが重要となってくる.

これまでの耐震設計や研究では, 構成部材の破壊で, 構造全体の破壊としているのが現状である. すなわち, 「部材の破壊 = 構造全体の破壊」としている³⁾. また, 部材が損傷して構造系が変わるような応答解析も実務設計レベルではほとんど実施されていない. 橋梁の崩壊を構造システムとしての崩壊と考えた具体的な研究は, 筆者らが知る範囲ではないと思われる.

そこで, 本研究では, まず, 筆者らのこれまでの研究^{6,7)}を発展させ, 主部材も含めて破壊と判定された部材を除去しながら, 橋梁システムとしての崩壊を精度よく求める方法, すなわち進行性破壊を考慮した地震応答解析の方法を提案している. 次に, その方法を用いて, リダンダンシーがないと一般的に言われている上路式トラス橋を対象にして地震応答解析を実施し, 対象橋梁の崩壊メカニズムを解明している. また, このような崩壊までの解析を行うには, 各部材の限界状態, 破壊状態を明確にする必要があり, それについても, 対象橋梁に限定されるが, 部材破壊判定処理に必要な部材の破壊の定義や検証も実施している.

2. 対象橋梁

対象橋梁⁸⁾は, 図-1, 表-1に示すような上路式トラス橋であり, 昭和56年に建設されたものである. この橋梁は, 上部構造のほとんどの重量を占める床版の重心位置が, トラス桁より上方へ離れている橋梁形式であり, 動的挙動が複雑な橋梁と分類されている. 部材の代表的な断面(無補剛箱型断面)について幅厚比パラメータを計算すると, 表-2のようになる.

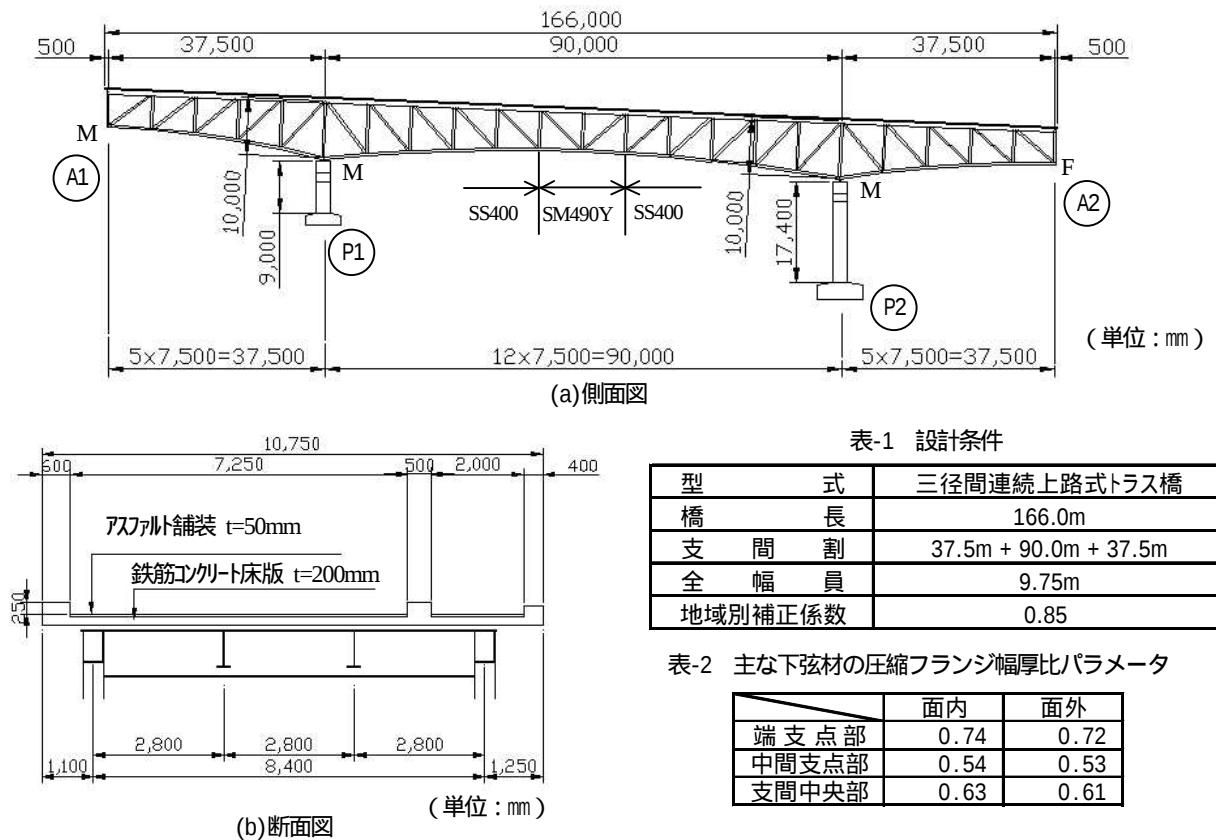


図 - 1 対象橋梁

3. 破壊を考慮した地震応答解析法

3.1 部材の破壊を考慮した解析と通常の解析

部材の破壊を考慮した本提案の応答解析は、通常の応答解析と比較して、次の2つが考慮できる点で異なっている。

部材破壊後の固有周期の変化

部材破壊後は、構造系全体の剛性が小さくなり、固有周期が大きくなる傾向を示す。

部材破壊後に発生する衝撃的な荷重（インパルス荷重）

部材の破壊後は、その部材の消去による不つり合い状態から次のつり合い状態に移行しようとして衝撃的な荷重（インパルス荷重）が発生する。このインパルス荷重により、小さい振動をしながら、安定した構造系（破壊した部材がない構造系）に移っていくことになる。

それぞれの応答解析の比較をイメージ的に図で示すと図-2のようになる。部材の破壊挙動を表現するため、本解析では、部材が破壊した時点で応答解析をストップさせ、破壊した部材を構造系から削除して再スタートさせるという方法を採用している。

3.2 構造系変更の応答解析計算

応答解析において、時間ステップ n から $n+1$ に移るときに破壊した場合の力と変位の関係を示すと図-3のようになる。時間ステップ n のときは破壊する前の状態（破壊前の構造系）である。 $n+1$ ステップに移るときに破壊し、部材が消去され新たな状態（破壊後の構造系）に移行する。したがって、図中の時間ステップ $(n+1)$ には移らず、破壊後の構造系の $n+1$ へ移ることになる。剛性としては、 K_n から K_{n+1} へ変化する。このとき、

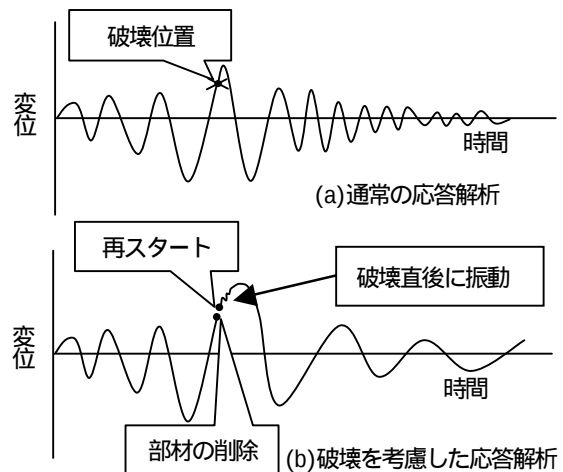


図-2 応答履歴の比較（イメージ）

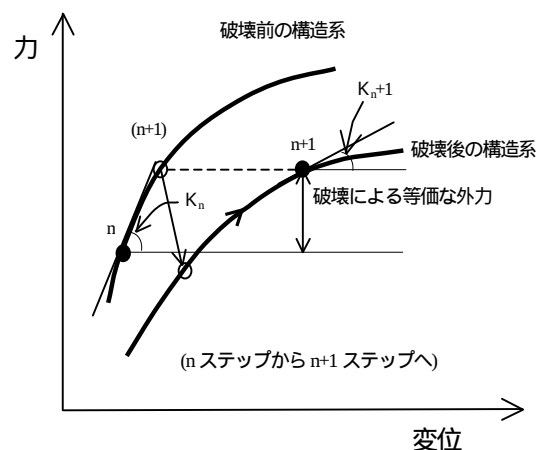


図-3 部材破壊による構造系の変化(イメージ)

-295-

これらの力が動的につり合っているから，

$$M\ddot{u} + K_b u + F - P = 0 \quad (4)$$

次に，鉛直部材を切り離し（図-6(b)），梁側に着目すると，鉛直部材側から受ける力 F に等しい節点力 F' を，節点力として梁の A 点に加えても，

$$M\ddot{u} + K_b u + F' - P = 0 \quad (5)$$

のようにつり合っていることから，梁側だけに着目すれば，時刻 t での挙動とかわらない．

この直後，鉛直部材が破断する．すなわち F' が突然， $F' = 0$ となると，つりあい状態が保たれなくなるので，新しいつりあい状態に移行していく．この後の梁の動きは，鉛直部材が切り離されていることから，梁の剛性と質量のみが運動にかかわる（図-6(c)）．時刻 t から τ 秒後の梁の動的つり合い状態は，現在からの梁の相対変位，相対速度，相対加速度の変動分を $\Delta u(\tau)$, $\Delta \dot{u}(\tau)$, $\Delta \ddot{u}(\tau)$ とすると，

$$\begin{aligned} \bar{u}(\tau) &= u(t) + \Delta u(\tau) \\ \dot{\bar{u}}(\tau) &= \dot{u}(t) + \Delta \dot{u}(\tau) \\ \ddot{\bar{u}}(\tau) &= \ddot{u}(t) + \Delta \ddot{u}(\tau) \end{aligned} \quad (6)$$

τ 秒後の動的つり合い状態は，式(5)の $F'=0$ において，

$$M\ddot{\bar{u}}(\tau) + K_b \bar{u}(\tau) - P = 0 \quad (7)$$

これが，鉛直部材破断後の τ 秒後の運動を表わす式である．式(6)を式(7)に代入すると

$$M(\ddot{u}(t) + \Delta \ddot{u}(\tau)) + K_b(u(t) + \Delta u(\tau)) - P = 0 \quad (8)$$

式(5)から，

$$M\Delta \ddot{u}(\tau) + K_b \Delta u(\tau) = P - M\ddot{u}(t) - K_b u(t) = F' \quad (9)$$

すなわち，鉛直部材が分担していた力 F' を载荷して，梁の動的応答の変動 $\Delta u(\tau)$, $\Delta \ddot{u}(\tau)$ を計算して，それらを初期状態に加えればよい．

$\Delta u(\tau)$, $\Delta \dot{u}(\tau)$ の初期条件は，式(6)から，

$$\begin{aligned} \bar{u}(0) &= u(t) + \Delta u(0) = u(t) \\ \dot{\bar{u}}(0) &= \dot{u}(t) + \Delta \dot{u}(0) = \dot{u}(t) \end{aligned} \quad (10)$$

したがって，以下ようになる．

$$\begin{aligned} \Delta u(0) &= 0 \\ \Delta \dot{u}(0) &= 0 \end{aligned} \quad (11)$$

鉛直部材破断後の梁の動的な挙動は，式(9)の運動方程式により規定でき，式(11)の初期条件下で変動分 $\Delta u(\tau)$, $\Delta \ddot{u}(\tau)$ を計算し， $u(t)$, $\ddot{u}(t)$ を加えることによって求めることができる．

なお，前述の F' と置いた荷重は， $\tau = 0$ で鉛直部材からの拘束力を開放するためのもので， $\tau = 0$ で F' の大きさをもち，以後 0 となるインパルス荷重のようなものである．

よって，鉛直部材破断後のはりの応答は，単に，梁のインパルス応答を計算することに尽きる．全応答は破断時の変位，加速度等をインパルス応答値に加えるのみである．

本解析プログラムでは，構造系変更後に，地震力以外にこの $F' (= P - M\ddot{u}(t) - K_b u(t))$ をインパルス荷重として梁に作用させたものと同等な処理となっている．そのため，このインパルス荷重により，部材破断直後，小さな振動が発生する場合がある．ただし，構造全体の剛性が高く，破断した部材の剛性が低ければ，その破断後の振動はほとんど現れないことがある．

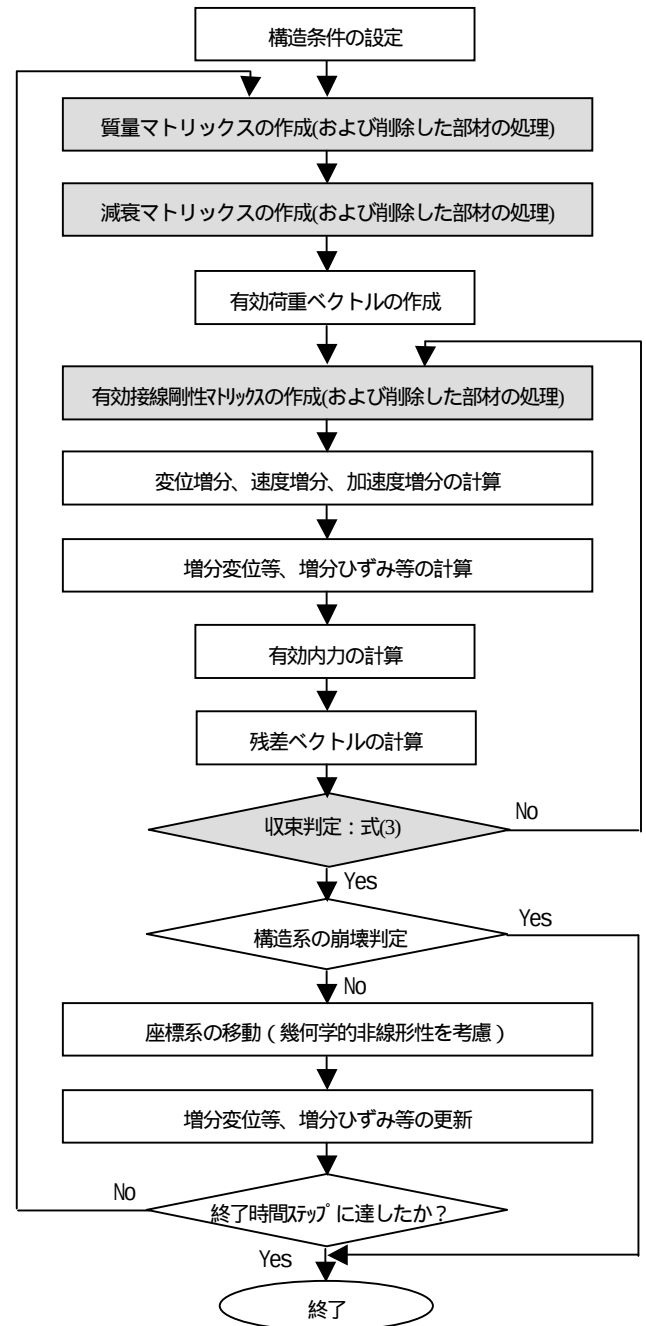


図-7 計算フロー

3.5 解析計算フロー

部材の破壊を考慮した本提案の地震応答解析は，通常の動的複合非線形解析を基にしたものであり，図-7 に示すような計算フローで処理している．通常の解析と異なるところは，主に次の3点であり，同図において網掛けで示している．

破壊した部材の処理

破壊したと判定された部材に対して，その部材に関連する剛性マトリックス等を作成しないような処理にした．この処理は，応答計算を一時的にストップさせて行っている．

質量および減衰マトリックスの作成処理

これらのマトリックス作成処理を時間ステップのループの外

に出した．すなわち，破壊した部材が増加し構造系が変化するため，時間ステップ毎に質量や減衰を作成するようにした．

収束の判定

構造系（剛性等）が変化し収束性が悪くなるため，収束の判定処理を前述した式(3)で行うようにした．

なお，同図中の構造系の崩壊判定は，収束判定において指定した最大収束回数に達しても収束しなかった場合に行う処理であり，部材が削除されて構造系全体が不安定になったかどうかで行った．よって，本研究では，構造系が破壊し橋桁が自由落下していくような挙動までは考慮していない．

4．本提案の解析法の検証

4.1 検証項目

本解析の結果の検証としては，次の2項目が重要であると考えられる．

(1)破壊による等価な外力の値

3.4 で示したインパルス荷重は，前述の図-3 内の「破壊による等価な外力」と同じ値となる．この値は，通常非線形解析における不釣り合い力のことであり，この不釣り合い力は通常非線形解析でも求めているので，信頼性はあるといえる．

(2)インパルス荷重を作用した場合の応答解析

地震力以外にインパルス荷重を作用させた場合の応答解析は，通常行われていないため，理論解との比較で検証することにした(4.2 参照)．

また，破壊後の挙動が予想できる簡単な例を用いて，部材破壊の応答特性を考察することにした(4.3 参照)．

4.2 簡単な数値解析による部材破壊後のインパルス挙動

(1)理論解および解析条件

インパルス荷重による応答解析を実施し，理論解との比較により，部材の破壊後を想定した応答特性を確認する．なお，時間積分法は，一般的なニューマークのβ法である．

解析対象は，図-8(a)に示すような両端支持梁であり，この梁に対して同図(b)のインパルス荷重を作用させる．

インパルス応答の理論解は，

$$u(t, x) = \sum_{n=1,3,5,\dots} \pm \frac{2F}{l} \frac{1}{p_n \rho A} \sin(p_n t) \sin\left(\frac{n\pi x}{l}\right) \quad (12)$$

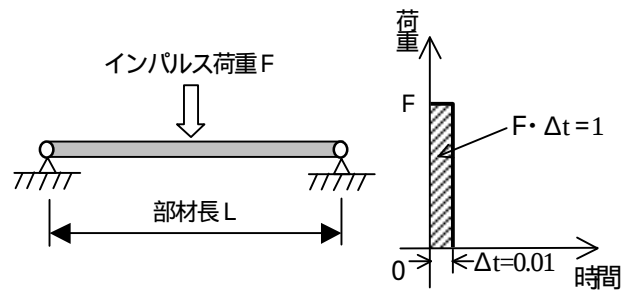
で表され，符号は $n=1,5,9,\dots$ のとき $+1$ ， $n=3,7,11,\dots$ のとき -1 となる．ここで， p_n は固有値であり，次式ようになる．

$$p_n = \left(\frac{n\pi}{l}\right)^2 \sqrt{\frac{EI}{\rho A}} \quad (13)$$

(2)解析結果

インパルス荷重による応答解析の結果を，図-9 に示す．式(12)の理論解と合わせて示している．この図から，解析結果が理論解とよく精度で一致し，sin 波形の上に現れている高次の波形まで表現できているのがわかる．なお，この解析では，減衰は考慮していない．

これより，衝撃的な荷重（インパルス荷重）による部材破壊直後の振動が表現できると考えられる．



(a)対象梁および解析条件

(b)インパルス荷重 F

図-8 インパルス荷重を作用させる梁

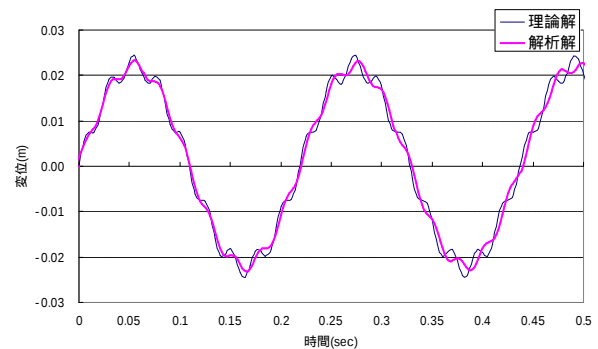
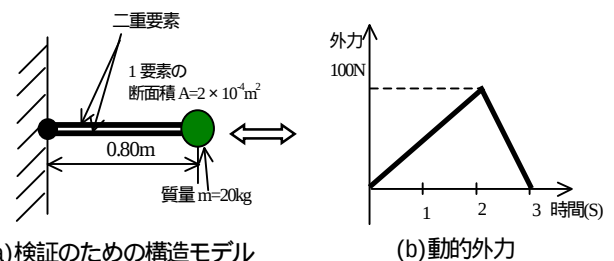


図-9 理論解と解析解



(a)検証のための構造モデル

(b)動的な外力

図-10 検証モデルおよび荷重条件

4.3 簡易な解析モデルによる部材破壊特性の確認

破壊後の挙動が予想できる簡単な例を用いて本提案の解析を実施し，解析結果が予想通りになるか確認をする．

(1)解析条件

検証モデルは，文献 6)でも用いた 1 質点系モデル(図-10(a))であり，水平のみ自由度を持つものとする．同じ剛性の 2 つの要素を二重定義(節点を共有)し，要素の左端の節点を拘束し，右端の節点に質量を定義している．このモデルに対して，水平方向に同図(b)に示すような単純な動的な外力を作用させる．

解析ケースとしては，文献 6)で実施しなかった解析を含め，次の 4 ケースとする．

(解析ケース 1) 二重要素で最後まで解析する．

(解析ケース 2) 一要素で最後まで解析する．

(解析ケース 3) 解析途中で一つの要素を切断する．切断するタイミングは，解析開始後 2 秒とする．

(解析ケース 4) 解析途中で一つの要素を切断する．切断するタイミングは，解析開始後 3 秒とする．

(2) 解析結果および考察

本提案の解析で実施した結果を図-11 に示す．これらの図から次のことがいえる．

解析ケース 1 とケース 2 で，固有周期が異なる．この固有周期 T は，式(14)から簡単に計算できる．

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (14)$$

質量 m については全解析ケース同じで，解析ケース 2 の剛性 k が解析ケース 1 の $1/2$ となり，その分，解析ケース 2 の周期は長くなる（自由振動状態で解析ケース 1 の周期が 0.89 秒で，解析ケース 3 の周期が 1.26 秒となる）．

解析ケース 3 が 1 要素切断後，解析ケース 1 に比べて振幅が大きくなっているのがわかる．これは，切断直前の一要素の軸力と等価なインパルス荷重が作用したためである．また，自由振動の状態での周期についても，解析ケース 2 の方が長くなっている．

切断するタイミングをずらした解析ケース 4 では，固有周期は変わるが，振幅が変わらないのがわかる．これは動的外力がゼロのときに切断したため，前述したインパルス荷重がゼロだからである．

以上のように予想できる振幅と周期の変化になっているため，本提案の解析法により部材破壊の現象が表現できていると考えられる．

5．部材破壊の定義および部材破壊点の確認

5.1 対象橋梁の崩壊の定義

対象橋梁のような鋼トラス橋としては，座屈等による部材破壊，部材接合部のガセットの破壊，支承の破壊，RC 橋脚の倒壊等による橋梁全体の崩壊が考えられる．本検討では，その中で，部材が順次座屈して機能を失い，その結果構造系が不安定になった時点を，対象橋梁の崩壊と仮定した．

具体的には，トラス橋を構成する上下弦材，斜材，2 次部材に着目し，その部材が座屈しないかどうかをモニタリングし座屈して機能を失えば，部材を消去する．このように構造系を変更（部材の削除）しながら応答解析を実施して，構造系が不安定になった時点で，対象橋梁の崩壊と定義した．

5.2 部材破壊の定義および検証

(1) 部材破壊の定義

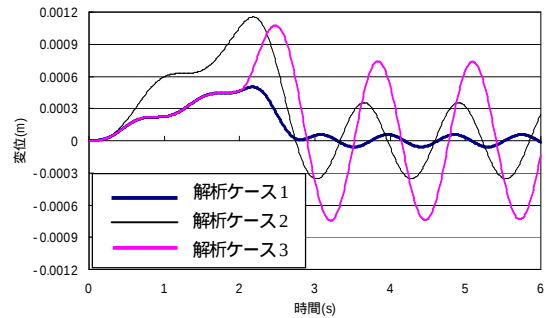
部材の破壊は，部材に発生する局部座屈によって部材終局に至ったときとした．なお，部材に局部座屈が発生しても，その後，引張力を受けた場合には，ある程度抵抗するものと思われるが，ここでは考慮していない．

局部座屈による部材破壊の判定では，文献 3) 等で提案されている式(15)，(16)の限界ひずみ ε_u を用いた．

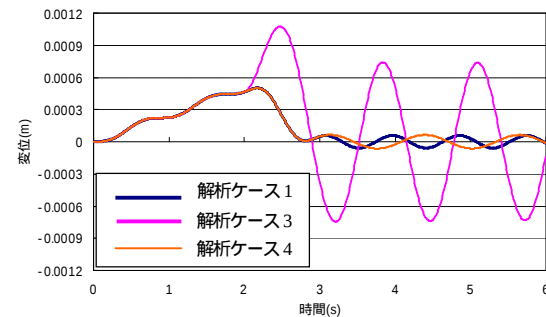
$$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} = \frac{0.24}{(R_f - 0.2)^{2.8} (1 + N/N_y)^{2.4}} + \frac{2.8}{(1 + N/N_y)^{0.6}} \leq 20.0 \quad (15)$$

$$0.2 \leq R_f \leq 0.7 \quad N/N_y = 0.0 \sim 1.0 \quad (16)$$

ここで， R_f は幅厚比パラメータ， N/N_y は軸力比である．



(a) 応答解析の比較 1



(b) 応答解析の比較 2

図-11 応答解析の比較

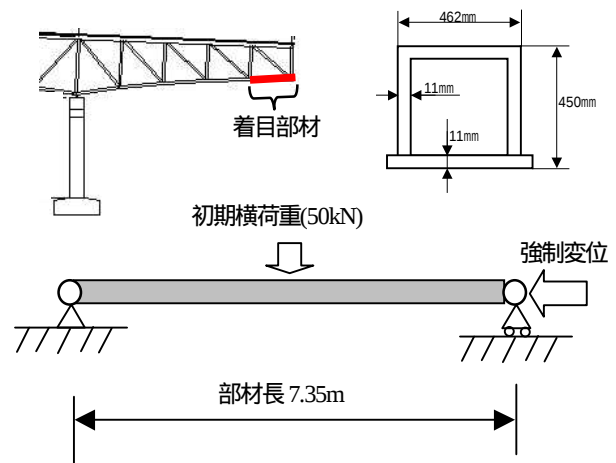


図-12 解析条件

対象橋梁の部材に対して，幅厚比パラメータが式(16)の適用範囲をわずかに超しているところがあるため（表-2 参照），この式の適用性を，シェル要素を用いた FEM 解析により検証することにした．この FEM 解析においては，鉛直軸力が一定で曲げが支配的な通常の鋼製橋脚と違い，軸力が支配的な部材であることから，できるだけ対象橋梁と同じ荷重条件で実施することが望ましいと考えた．

(2) 解析条件

支承の拘束条件などから，破壊する可能性がある下弦材を取り出し，図-12 に示すような静的な解析を実施した．着目の下弦材には下横構からも力が作用するため，下弦材と下横構の接続位置である部材中央部にわずかな初期荷重を作用させた後に，部材端から，圧縮方向に強制変位として載荷させた．

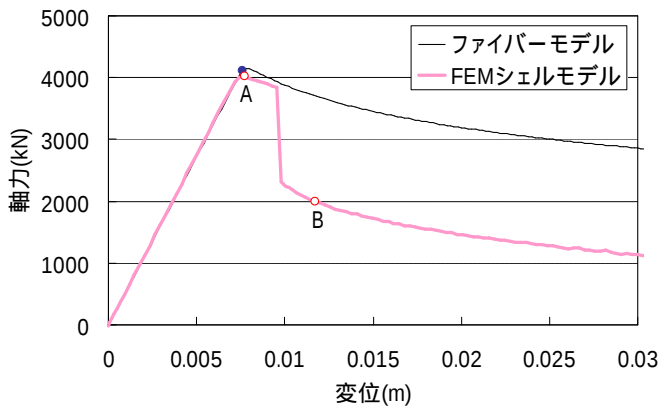


図-13 ファイバーモデルとFEMシェルの比較

このような同じ解析条件で、本検討で用いるファイバーモデルとFEMシェルモデルで比較検討を実施した。両解析とも、材料非線形性と幾何学的非線形性を考慮した複合非線形解析で行い、材料構成則は、ひずみ硬化が $E/100$ のバイリニアモデルである。ファイバーモデルの要素分割は、後述する応答解析の解析モデルと合わせて8分割とし、部材中央部に有効破壊長領域³⁾を設定した。

(3) 解析結果の比較

両解析の結果を図-13に示す。この図は、強制変位を与える部材端部の水平変位と発生軸力の関係を示したものであり、ファイバーモデルとFEMシェルモデルが最大軸力付近までよい精度で一致しているのがわかる。ファイバーモデルの結果で、有効破壊長での平均発生ひずみが式(9)で計算される限界ひずみに達したときを図中に黒丸印でプロットしている。この位置は、最大軸力よりわずかに手前であり、FEM解析結果の最大軸力A点と非常に近い値となっている。最大荷重を過ぎた直後までは、ファイバーモデルとFEMシェルモデルは良い精度で一致するが、その後はファイバーモデル(梁要素)で表現できない局部座屈が進展し大きく異なってくる。FEMシェルモデルの解析結果で、A点とB点の変形状態を示すと図-14のようになる。この図から、A点では、局部座屈は発生していないが、ファイバーモデルと大きく異なるB点では、局部座屈が発生しているのがわかる。

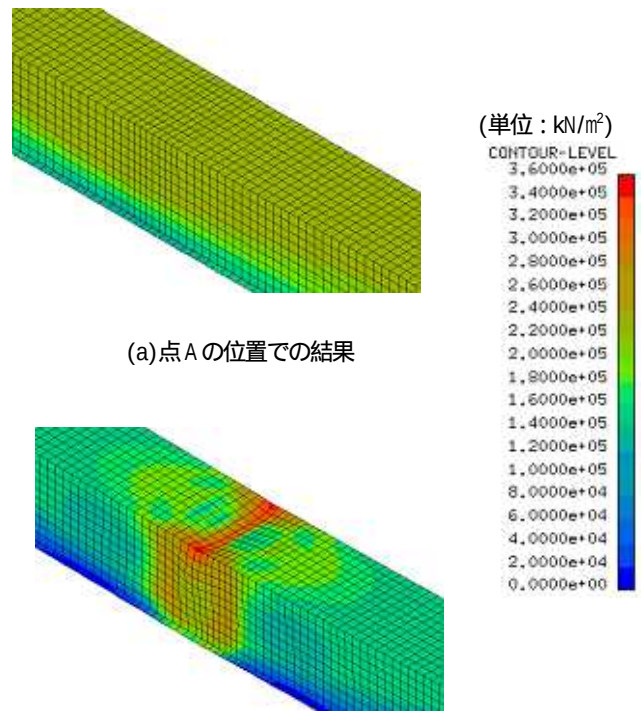
以上から、本研究においては、式(16)の限界ひずみ値(A点)に達したときを部材破壊と定義する。

なお、対象橋梁の斜材や二次部材については、H形断面であるので、同様に限界ひずみで評価するものとし、文献9)で提案している限界ひずみ式を採用した。

6. 解析モデルと解析条件

6.1 解析モデル

対象橋梁全体をファイバーモデルでモデル化した。図-15(a)に3次元骨組モデル図を示す。上下弦材、斜材および二次部材に対しては、部材座屈(座屈モード)が表現できるように8分割程度の要素分割を行った。また、部材の接合については、ピン接合ではなく剛接合とした。本来は、ガセットを介して接合



(a)点Aの位置での結果

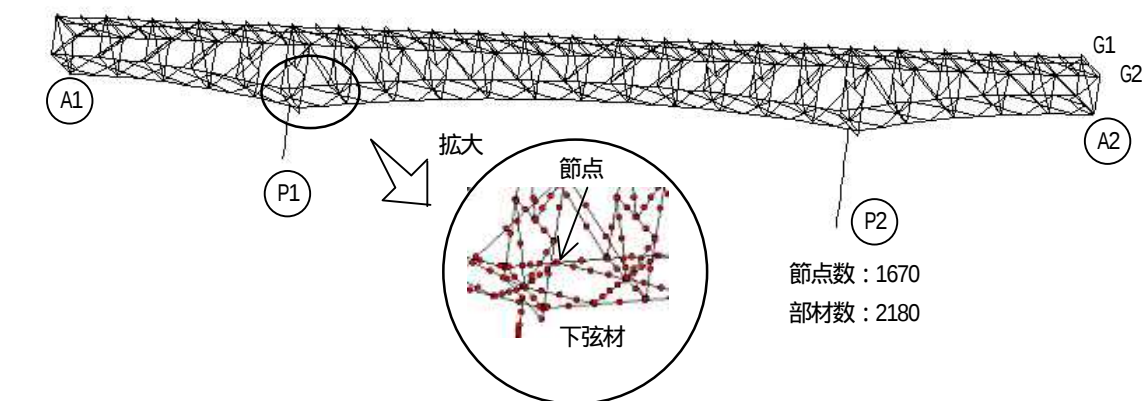
(b)点Bの位置での結果

図-14 梁中央部のミーゼス応力コンター+変形図(表示倍率: 1倍)

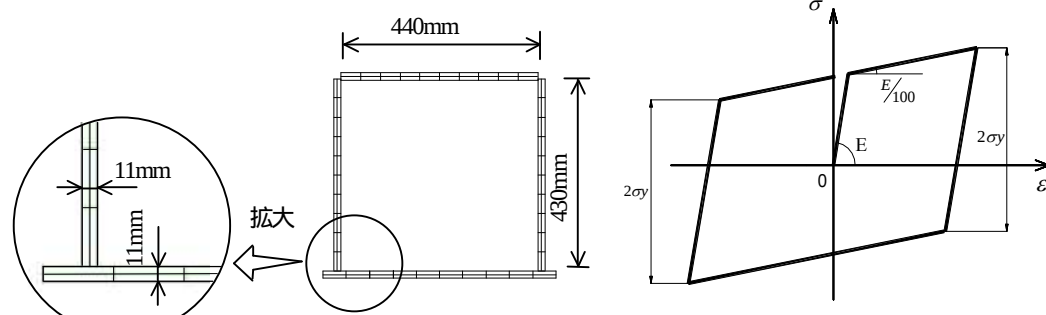
しているの、その部分の接合状態や塑性化を考えれば半剛接合が正しいと思われるが、本検討では剛接合とした。

また、支承部の境界条件については、右岸側の端支点だけが橋軸方向に固定であり他の支承は可動である。橋軸直角方向については全ての支承は固定となっている。これらの支承は、本検討では破壊しないものとした。実際には破壊することも十分に考えられるが、上部構造の進行性破壊に着目したため、このような仮定を設けた。

各部材の断面に対しては、同図(b)に示すようなファイバー要素分割を行い、鋼材の材料構成則は、同図(c)に示すようなバイリニアモデルの移動硬化則とした。床版についても、塑性化が表現できるように同様にファイバーモデルでモデル化し、コンクリートの材料構成則には道示¹⁰⁾で規定しているもの(ただし、除荷勾配は初期勾配と仮定)を用いた。また、床版と上弦材近辺のモデル化は、図-16に示すように床版と上弦材の間でずれが表現できるようにした。そのずれは、モデル化されたスラブアンカーの非線形特性(図-17)で表現した。これは、対象橋梁が崩壊するまでを考えると、この床版の塑性化やスラブアンカーの特性が影響すると思ったからである。なお、スラブアンカーの破断点は、多少安全側の評価になるがきくずれを開始する点とした。その他、床版およびスラブアンカーの具体的な設定方法については、文献4)、5)を参照されたい。また、橋脚も上部構造と同様にファイバーモデルで定義し、地盤/バネについては地盤条件が良好であるため省略した。



(a) 3次元骨組モデル



(b) 下弦材の代表的な断面のファイバー要素分割

(c) 鋼材の材料構成則

図-15 解析モデルおよび材料構成則

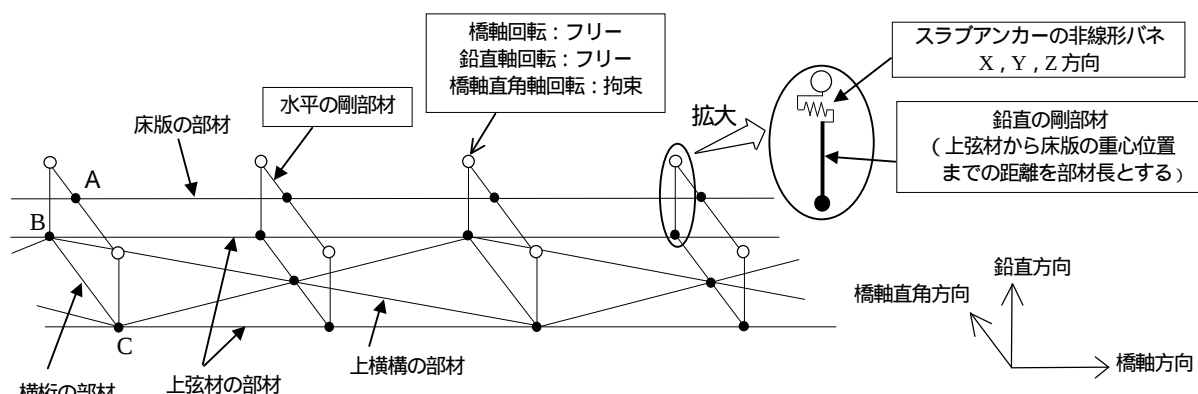


図-16 上弦材および床版との接合部近辺のモデル化

6.2 応答解析条件

入力地震動としては、種地盤のレベル2地震動に対応する兵庫県南部地震の神戸海洋気象台の観測波形（NS 成分）を用いることにし、この NS 成分の地震波を橋軸直角方向に作用させる。なお、対象橋梁の照査を行うことが目的ではないため、地域別補正係数¹⁰⁾を入力地震動に考慮することはしなかった。本検討では、過去の検討⁴⁾で、耐震性がないと判断した橋軸直角方向を対象とする。時間積分法としては、ニューマークのβ法⁹⁾を用い、減衰はレーリー減衰（減衰定数は 0.02、採用したモード次数は 2 次と 7 次）とした。なお、固有周期および固有モードについては、文献 4) を参照されたい。

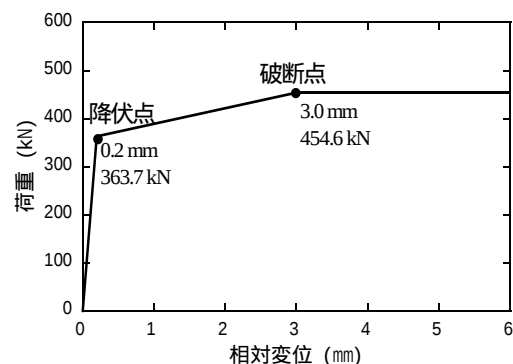


図-17 スラブアンカーの非線形特性

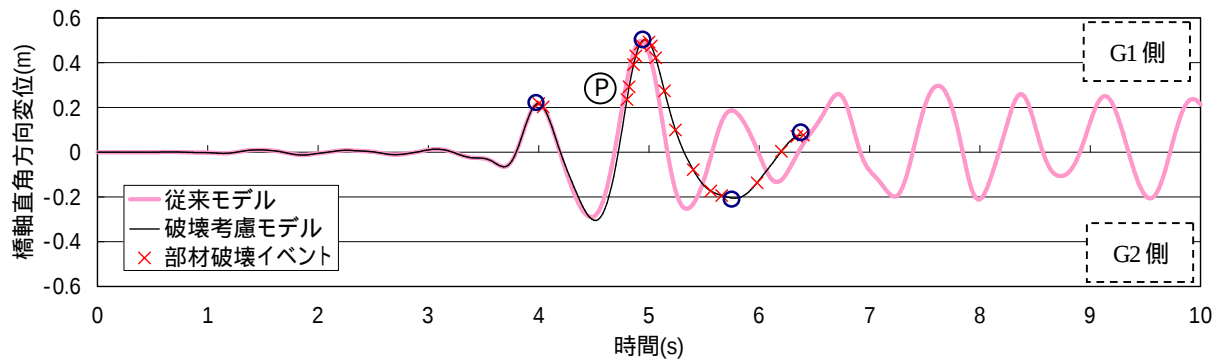


図-18 支間中央部の床版中央の応答変位履歴

7. 応答解析

7.1 進行性破壊を考慮した応答解析

(1) 応答変位

対象橋梁に対して、本研究で提案している進行性破壊を考慮した応答解析（以下、「破壊考慮モデル」）を行った。その解析結果として支間中央部の床版位置での水平変位履歴を図-18 に示す。図中グラフに、破壊考慮モデル以外に、通常の応答解析結果（以下、「従来モデル」）も合わせて示している。この図から、破壊考慮モデルと従来モデルでは、部材の破壊が進むにつれ差が開き、破壊考慮モデルの周期が大きくなっていくのがわかる。

また、上下弦材、斜材および二次部材が損傷する度に、部材破壊イベントとして、グラフ内に×印で示している。この損傷イベントの発生状況から、次のことがわかる。

- 対象橋梁は、はじめに G1 側に大きく変位（図中 ）し、まずひとつの部材が破壊するが、急激な崩壊に至らず、G2 側に揺れ戻す。
- 再度 G1 側に変位するときに大きく損傷（図中 ）し、その後、部材の破壊が進みながら、G2 側にもどる（図中 ）。
- 最初に G2 側に大きく変位したときには、部材の破壊は起こらなかったが、再度 G2 側に変位したときは、図中 以降で部材の破壊が進んでいるため、G2 側への変位量は減少し部材の破壊はさらに進んだ。すなわち、一度、部材の破壊が進むと、G2 側への変位量が小さくても、さらに部材の破壊が進むといえる。
- 最後は、損傷がかなり進んでいるため、G1 側に完全に戻りきれず、構造系の崩壊となった（図中 ）。なお、この崩壊は、部材破壊後の構造系における収束計算（図-7 中「収束判定」）で収束しなかったときの状態（最終イベント）である。

以上より、ある部材（ここでは A1 橋台側の垂直材：図中 P 点）が破壊すると連鎖的に他の部材が次々に破壊し、約 1.5 秒間で多くの部材が破壊した後、橋梁全体が崩壊に至るといえる。

なお、本解析では、前述したように床版の剛度およびスラブアンカーの非線形性も考慮しているが、これらを考慮せず質量のみを付加したモデルでは、さらに短時間で崩壊に至ったと考えられる。

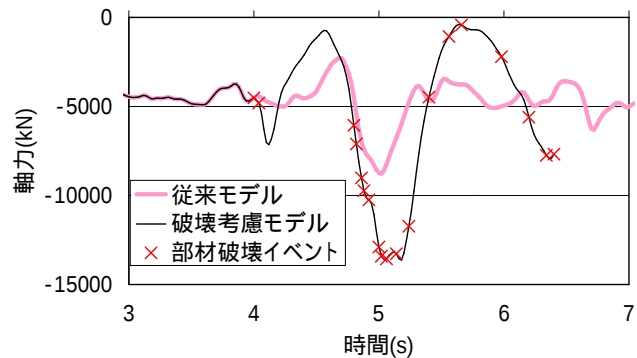


図-19 P2 橋脚上の支承(G1 側)の軸力履歴

(2) 部材崩壊直後の振動

ここで、着目部材が破壊した直後に前述した振動が発生しているかどうか確認することにした。各部材破壊イベントが起きた 3 ～ 7 秒間をとりだし、P2 橋脚上の支承（G1 側）の鉛直方向軸力履歴を示すと図-19 のようになる。図中グラフに従来モデルの結果も合わせて示している。この図から、部材（G1 側 A2 橋台上の垂直材）が 2 番目に破壊（4.04 秒）した直後にインパルス的な軸力応答を示し、その後、従来モデルと比較して大きな軸力が発生しているのがわかる。このインパルス的な軸力によって、対象橋梁の倒壊が早まったとも考えられる。

(3) 崩壊までの損傷過程

図-18 に示した各部材破壊イベントの中で、 ～ における部材の破壊状況を図-20 に示す。これらの図から、次のようなことがわかる。

- 固定支承側 A2 橋台で、斜材と鉛直材が破壊する。同時に、その近辺のスラブアンカーも切れる（図-20(a)）。
- 再度、G2 側に変位するときは、かなりの部材が破壊し、P1 橋脚直上および A1 側橋台近辺の部材が破壊する。同時に、その近辺の大部分のスラブアンカーも切れる。また、部材の破壊が進むため、G1 側に変位しても反対側の G2 側の斜材や鉛直材が破壊した（同図(b)）。
- P1 橋脚直上および A1 側橋台近辺の部材の破壊がさらに進む（同図(c)）。
- P1 橋脚直上および A1 側橋台近辺の主要な部材が破壊し、橋梁全体が崩壊した（同図(d)）。

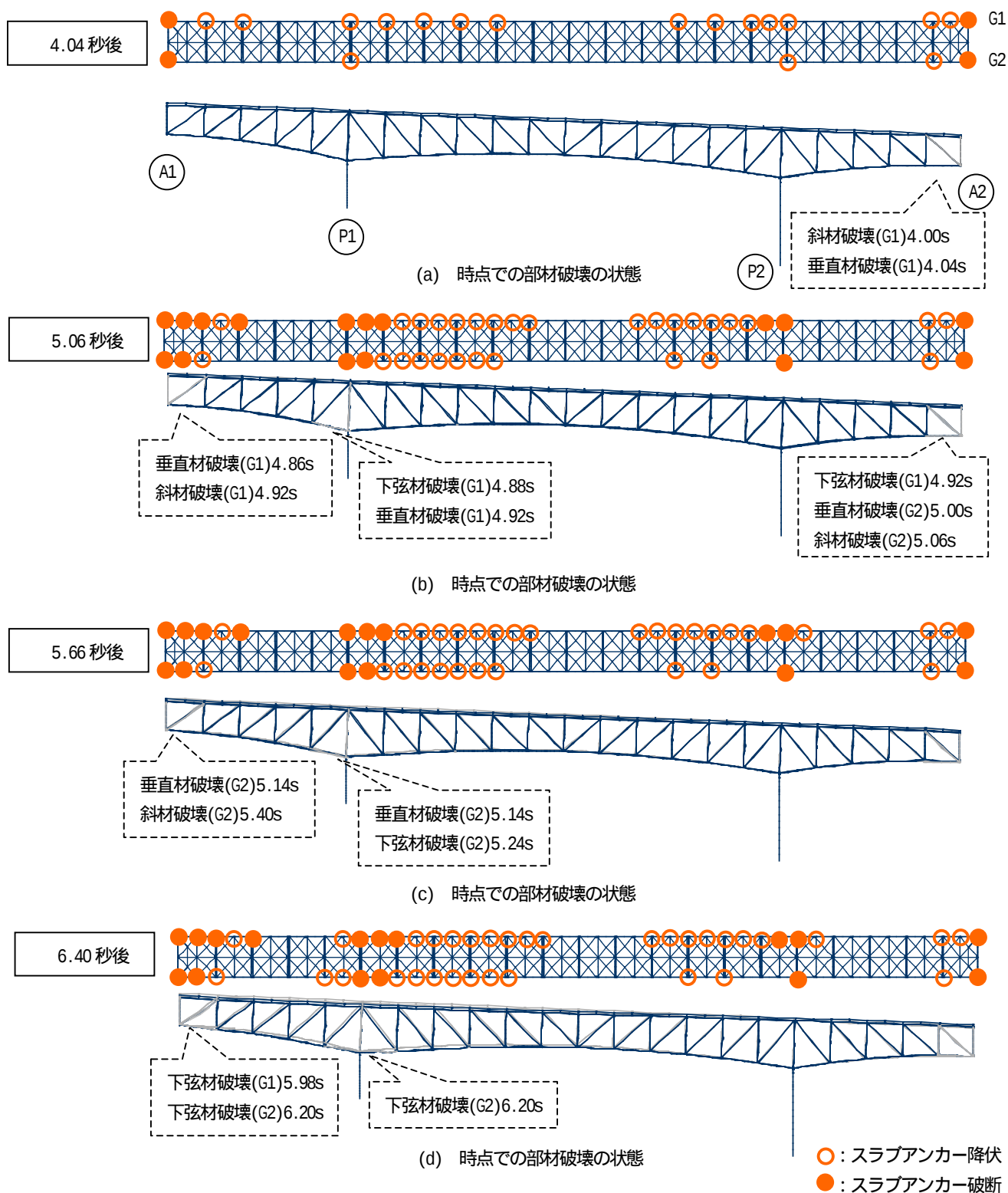


図-20 応答解析結果（変形表示倍率：1 倍）

以上より、まず固定支承の A2 橋台側の部材が破壊し、その後は P1 橋脚および A1 橋台側に部材の破壊が移行して、さらにその位置で部材の破壊が進み、橋梁全体の崩壊に至ったといえる。このように、A2 橋台側ではなく、P1 橋脚および A1 橋台側が先に崩壊に至ったのは、P1 橋脚高さが低く剛性が高かったことも原因していると思われる。

(4) 崩壊シミュレーション

本研究における構造系の崩壊（イベント）は、図-7 の処理に従って部材破壊後に構造系が不安定になった時点の状態である。構造系が不安定になって、トラス桁が自由落下していくような挙動を表現していない。

そこで、対象橋梁が崩壊していく様子を概略的に表現するために、次のような処理をした。

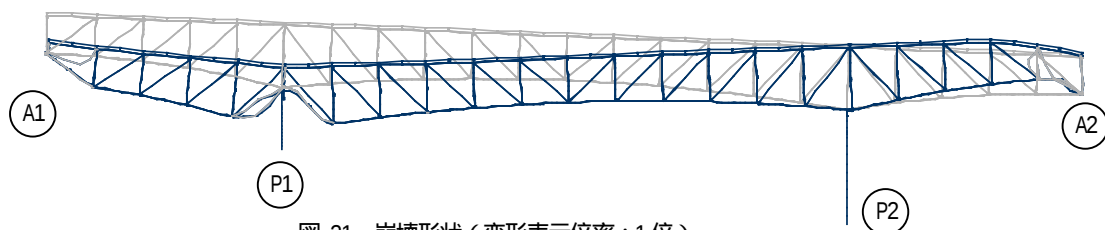
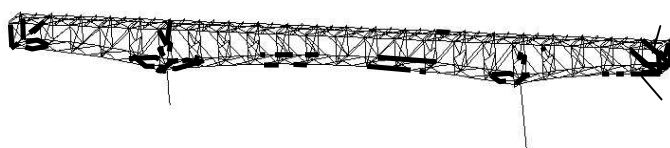
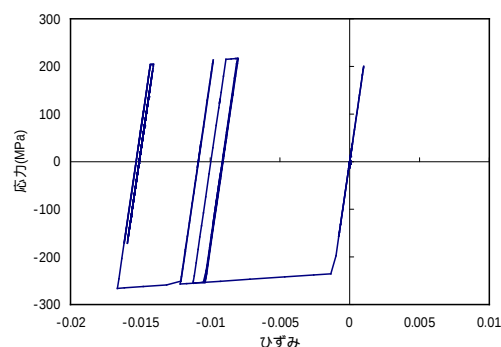


図-21 崩壊形状 (変形表示倍率: 1 倍)

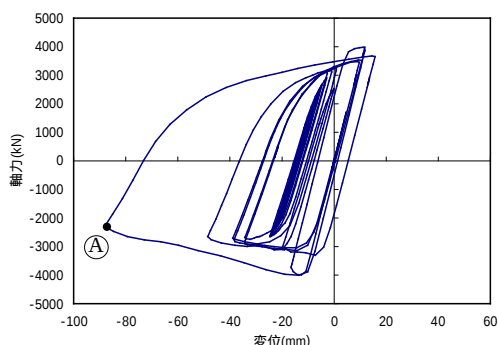


— 塑性化した部材

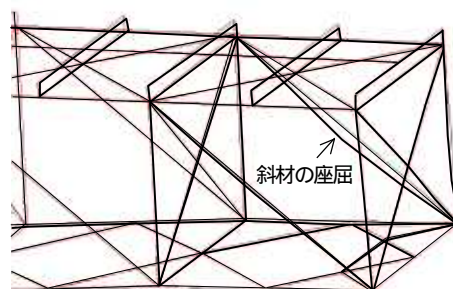
(a) 塑性化した位置



(b) 下弦材下フランジ の応力 - ひずみ履歴



(c) 斜材 の軸力 - 変位履歴



(d) 斜材 の最大変形 (グラフ(c)内の A 点, 表示変形倍率: 1 倍)

図-22 橋軸直角方向の応答 (従来モデル)

a)対象橋梁が崩壊する時刻(図-18中)より,わずかに手前の状態(6.3秒時点)の構造系に戻す。

b)その構造系に対して,引き続き応答解析を実施する。このときは,部材の破壊を考慮せず,通常の応答解析である。その応答解析を10秒まで実施し,その10秒後の変形状態を対象橋梁の概略的な崩壊状態とする。

そのような処理をした結果を,図-21に示す。この図から,最初に部材の破壊が起きたA2橋台側ではなく,P1橋脚およびA1橋台側が先に崩壊していくのがわかる。

7.2 従来の応答解析結果との比較

進行性破壊を考慮した前述の解析結果と通常の解析との比較検討のため,過去に実施した解析結果⁴⁾を図-22に示す。この結果は,通常実施されている地震応答解析の結果といえる。

同図(a)から,塑性化した部材(損傷)の位置が各支点部および支間中央部であることがわかる。特に固定支点側A2橋台近辺の斜材や下弦材の損傷が大きくなっている。その位置の下弦材は,同図(b)に示すようにかなり塑性化が進み,また,斜材

も,同図(c),(d)からわかるように大きく部材座屈が発生している。過去の解析結果も,本解析と同様に,最初に塑性化する部材は,概ねこれらの部材であった。

このような過去の解析結果からだけで,橋梁全体の崩壊を予測してみると,塑性化が最も大きく最初に塑性化した固定支点側のA2橋台近辺から崩壊するとなってしまう。しかし,本解析では,前述したように橋梁全体の崩壊位置はA2橋台側ではなく,P1橋脚とA1橋台側となり(図-21参照),過去(通常)の地震応答解析から予測される結果と異なった。

8. まとめ

上路式トラス橋に対して,進行性破壊を考慮した地震応答解析を実施した。得られた結論は,以下のとおりである。

- (1)進行性破壊を考慮した地震応答解析法として,破壊した部材を消去して構造系を変更し,部材の破壊によるインパルスのな荷重を地震荷重に加えて,引き続き応答解析を行うという方法を提案した。
- (2)対象橋梁の崩壊を検討する上で重要な部材の破壊の定義を,

限界ひずみによって行った．この限界ひずみの適用範囲外のところもあったため，FEMによる検証を行った．

- (3)本トラス橋に対して，進行性破壊を考慮した地震応答解析を実施した結果，ある部材が破壊すると連鎖的に他の部材の破壊が起こり，振動の周期が伸びて，橋梁全体が崩壊に至ることが確認できた．
- (4)進行性破壊を考慮した本提案の応答解析結果の崩壊状態は，通常の応答解析結果から予想される崩壊状態と異なる結果となった．すなわち，最初に部材が大きく損傷した位置が，必ずしもその位置から崩壊に至るとは限らないといえる．
- (5)本解析結果を用いて，対象橋梁のトラス橋の崩壊シミュレーションの概略を示した．

なお，本研究では，トラス橋に対して進行性破壊が考慮できる応答解析を試みたが，次の点において検討がまだ不十分な点があり，今後の研究課題としたい．

課題１：主部材の破壊判定方法の改良

本論文では，圧縮部材の破壊を局部座屈だけで評価した．その部材に局部座屈が発生しても，その後，引張力を受けた場合には，ある程度抵抗するものと思われるが，本論文では考慮していない．ただし，局部座屈によって圧縮部材が破壊するほど部材の損傷が進めば，引張力を受ける前にガセット部等が破壊する可能性もある．

課題２：本提案の解析法の実験による検証

進行性破壊が考慮できる本解析法が正しいかどうか実験等で検証を行う必要がある．

本研究は，名城大学・高度制震実験・解析研究センター（代表者：宇佐美勉 名城大学教授）における研究活動の一環として実施したものである．

参考文献

- 1) (社)日本鋼構造協会：土木鋼構造物の動的耐震性照査法と耐震性向上策，鋼橋の性能照査型耐震設計法検討委員会，鋼橋の耐震性部会（委員長：宇佐美勉），2003.10.
- 2) 土木学会：橋の動的耐震設計，地震工学委員会，動的耐震設計法に関する研究小委員会（委員会：大塚久哲），2003.3.
- 3) 宇佐美勉編（社）日本鋼構造協会：鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン，技報堂出版，2006.9.
- 4) 野中哲也，宇佐美勉，坂本佳子，岩村真樹：上落式鋼トラス橋の大地震時弾塑性挙動および耐震性向上に関する研究，構造工学論文集 Vol.49A, pp.531-542, 2003.3.
- 5) 野中哲也，宇佐美勉，吉野広一，坂本佳子，鳥越卓志：上落式鋼アーチ橋の大地震時弾塑性挙動および耐震性向上に関する研究，土木学会論文集，No. 731/ -63, pp. 31-49, 2003.4.
- 6) 西川孝一，吉塚守，坂手道明，野中哲也，岩村真樹：長大吊橋の大地震時非線形挙動に関する研究，構造工学論文集 Vol.52A, pp.413-424, 2006.3.
- 7) 和崎宏一，柳野和也，廣住敦士，野中哲也：長大斜張橋の想定大規模地震時の非線形挙動に関する研究，構造工学論文集 Vol.53A, 2007.3.
- 8) 柴田明德：最新耐震構造解析，森北出版，1981．
- 9) 宇佐美勉，馬翔，野中哲也，岩村真樹：H形断面部材よりなる鋼橋の耐震性能照査法，構造工学論文集 Vol.53A, 2007.3.
- 10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 耐震設計編，2002.3.

（2007年9月18日受付）