

トラス橋のケーススタディ (非線形解析)
 — 鋼トラス橋を対象とした連鎖崩壊型動的リダンダンシー解析 —
 DYNAMIC REDUNDANCY ANALYSIS FOR A STEEL TRUSS BRIDGE

馬越一也*, 小室雅人**, 山沢哲也***, 由井幸司****, 見原理一*****,
 野中哲也*****, 吉岡勉*****, 奥井義昭*****

Kazuya MAGOSHI, Masato KOMURO, Tetsuya YAMASAWA, Koji YUI, Riichi MIHARA, Tetsuya
 NONAKA, Tsutomu YOSHIOKA and Yoshiaki OKUI

ABSTRACT This study performed dynamic redundancy analysis which takes into consideration automatically the influence of load redistribution to the impact and the circumference at the time of a member fracture, and examined the evaluation technique. In dynamic redundancy analysis, after removal of the member, impact at fracture is taken into account by the non-equilibrium power, and collapse is evaluated by eliminating continuously the member which reached the member fracture determination value. By this method, an elucidation and surplus proof stress of a collapse mechanism can be presumed.

KEYWORDS : リダンダンシー解析, 橋梁全体系, 弾塑性有限変位解析, ファイバー要素, シェル要素
 redundancy analysis, whole bridge system, geometrically and materially nonlinear analysis, fiber element, shell element

1. まえがき

静的リダンダンシー解析¹⁾は, 比較的容易な構造計算結果の組合せで実行でき, その解の安定性から, リダンダンシーの高い構造設計への利用が期待できる。しかしながら, 静的リダンダンシー解析は, 部材破断時の衝撃を URS レポート²⁾で提示されている衝撃係数を用いた静的な荷重での解析であるため, 部材破断時の実現象に近い動的特性の評価に課題が残る。そこで本研究では鋼トラス橋を対象に, 部材破断時の衝撃力や破断部材周囲への荷重再分配の影響を動的に取り扱う連鎖崩壊型リダンダンシー解析を実施し, 橋梁全体系におけるリダンダンシー評価手法について検討する。

本検討では文献3)で提案されている橋梁全体系モデルを用いた動的リダンダンシー解析手法を採用し, 破断速度を考慮しない引張部材の脆弱的な破断後の連鎖破壊による橋梁全体挙動に主眼を置いて検討している。この手法では, 部材破断時の衝撃力 i_F は部材消去後の不釣り合い力によって自動的に考

* 工修 (株)耐震解析研究所 (〒466-0059 愛知県名古屋市中区福江 2-9-33)

** 工博 室蘭工業大学准教授 大学院工学研究科くらし環境系領域 (〒050-8585 室蘭市水元町27-1)

*** 工修 鹿島建設(株) (〒107-8502 東京都港区赤坂 6-5-30)

**** 理学 伊藤忠テクノソリューションズ(株) (〒100-6080 東京都千代田区霞ヶ関 3-2-5)

***** 工博 JIPテクノサイエンス(株) (〒160-0001 東京都中央区日本橋茅場町 1-2-5)

***** 工博 (株)耐震解析研究所 (〒466-0059 愛知県名古屋市中区福江 2-9-33)

***** 工博 大日本コンサルタント(株) (〒980-0021 仙台市青葉区中央 1-6-35)

***** 工博 埼玉大学教授 大学院理工学研究科 (〒338-8570 埼玉県さいたま市桜区下大久保255)

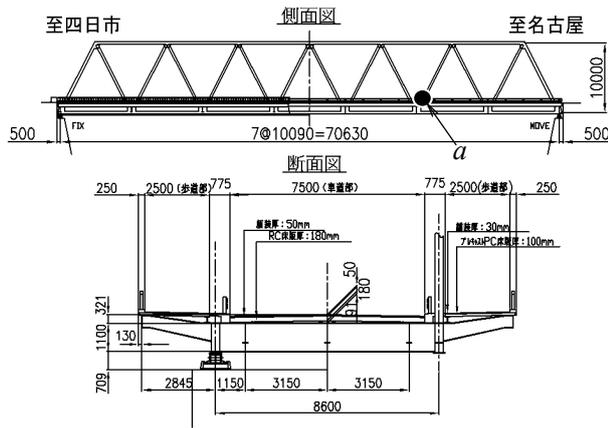


図-1 対象橋梁

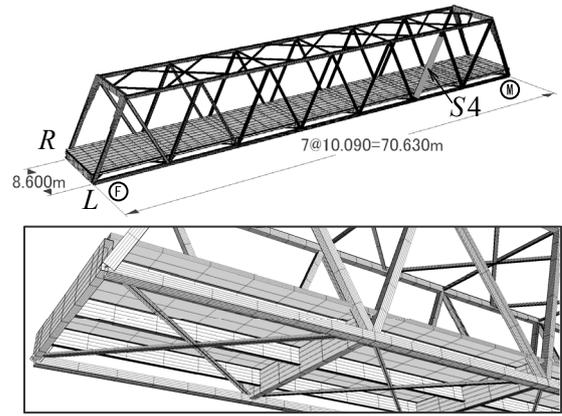


図-2 解析モデル

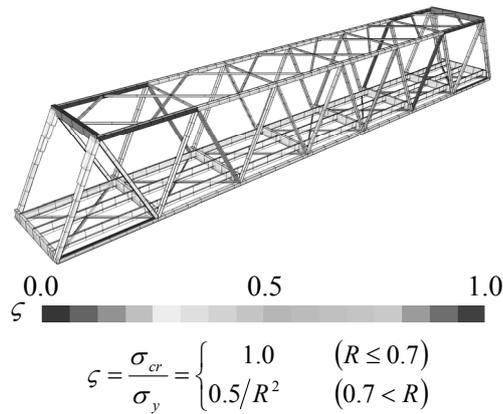
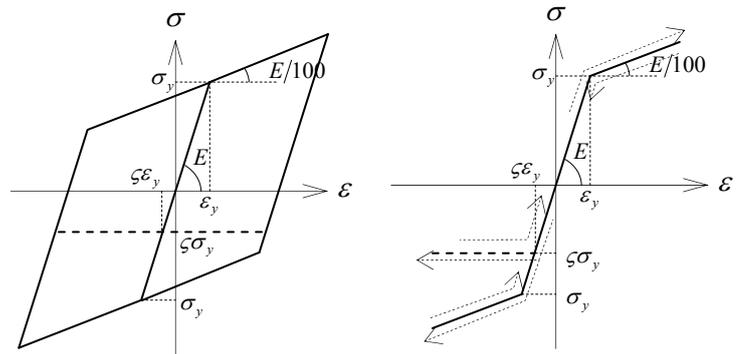


図-3 構成板要素別局部座屈強度



(a) 移動硬化則 (b) 非線形弾性 (2次部材)

図-4 鋼材 (ファイバー) の応力-ひずみ

慮され、周辺部材への荷重再分配で破壊判定値に達した部材を順次消去していくことで連鎖的な部材破壊を評価している。また、本検討では、初期状態において部材の破断に対する余裕量に関係のない偶発作用時を想定して、最初に破断を想定する引張部材（以下、トリガー部材と呼ぶ）を設定することが特徴的である。

2. 対象橋梁および解析モデル

(1) 対象橋梁

対象とした橋梁は、図-1に示す木曾川大橋（鋼単純下路トラス橋、12連、1963年供用）上り線第1径間である。2007年6月に本橋のコンクリートを貫通した斜材の一部（図-1a）が腐食したことによる破断損傷事例が報告されており、本論文では特にその斜材に着目した結果を示す。

(2) 解析モデル

解析モデルを図-2に示す。主構、支材等の構成部材を座屈モードが評価できるように細分化したファイバー要素でモデル化し、設定する材料構成則には局部座屈の影響を近似的に考慮する手法を用いた⁴⁾。用いた局部座屈強度は道路橋示方書II⁵⁾に示される局部座屈に対する許容応力度の基準耐力力として、部材を構成する板要素毎に座屈強度 ζ を算定後、ファイバー要素に設定する材料構成則の圧縮側降伏点を $\zeta\sigma_y$ とすることで考慮した。図-3に対象橋梁の構成板要素別局部座屈強度のコンター図を示す。座屈強度が全強($\zeta = 1.0$)の場合は通常の二次勾配が $E/100$ のバイリニアモデルとなり、座屈強度低減域にある構成板要素の場合は非対称バイリニアモデルとなる。ここに、上下弦材等の主部材は図-4(a)に示すように移動硬化則とするが、横構、支材等の2次部材は過度に履歴減衰を考慮しな

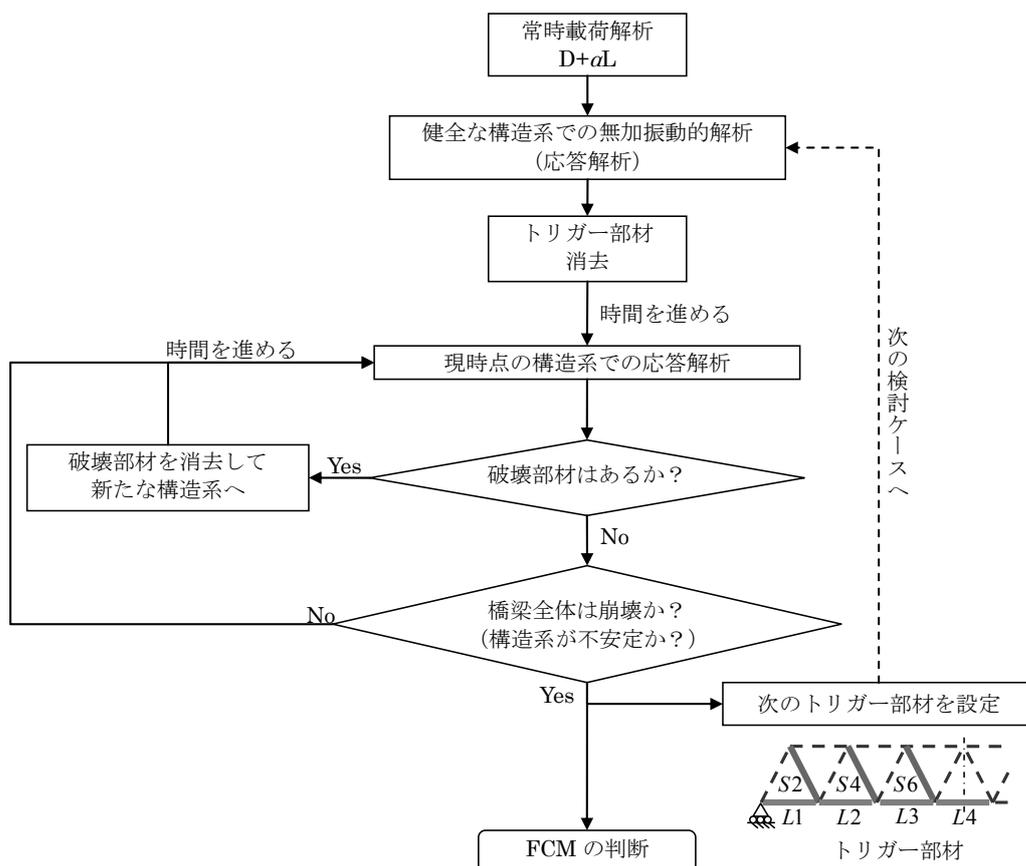


図-5 リダンダンシー解析フロー

いように同図(b)に示すように非線形弾性とした。動的リダンダンシー解析における部材破断後の振動による弾塑性履歴の影響は小さいと考えられるが、連鎖的破断の過程での荷重再分配による交番応力を鑑みてこのようなモデル化とした。

床版はコンクリート層と鉄筋層からなる積層タイプの弾塑性シェル要素とし、各層にコンクリートと鉄筋の材料構成則を設定することで床版のひび割れや鉄筋降伏特性を評価している。コンクリートは設計基準強度 $\sigma_{ck} = 21 \text{ N/mm}^2$ (床版厚 180 mm)、鉄筋は SR235 (直径 $\phi = 16 \text{ mm}$) で構成されており、材料構成則にはそれぞれ拡張 Drucker Prager³⁾と完全弾塑性バイリニアモデルを用いた。スラブアンカーは、実験から推定された抵抗($K = 659 \text{ kN/mm/本}$)を有する線形バネモデル¹⁾とする。

(3) 初期状態の再現と活荷重載荷

健全状態の再現は施工手順を想定して、前死荷重を載荷するときには床版剛性を考慮せず、後死荷重および活荷重を載荷するときに床版剛性を考慮して作成した。ここに活荷重は L 荷重の B 活荷重を採用したが、紙面の都合上、主載荷荷重の位置は支間中央について結果を示すものとする。

3. 連鎖崩壊型動的リダンダンシー解析手法

(1) 解析手法

本検討では文献 3)で提案されている動的リダンダンシー解析手法を採用した。これは、構造系からトリガー部材消去後の不釣り合い力によって部材破断時の衝撃力が生じ、周辺部材への荷重再分配による応力集中部材が破壊(部材の破壊判定値を超過する部材を消去)していきることにより連鎖的な部材破壊を評価するものである。解析フローは図-5のようになり、具体的には次のような手順となる。

- ① $D+\alpha L$ (ここに、 α : 活荷重倍率) を載荷した健全な構造系の応力状態を作成する。
- ② 健全な構造系の応力状態を読み込み、トリガー部材を消去して時間を進める。

③ 各部材の応答をモニタリングし、破壊判定値に達した部材は逐次消去する。

④ 解析が不安定となるか、構造が安定するまで時間を進める。

引張部材の脆性的な破断時には、高速に部材両端方向に伝播する縦波によって生じる一次衝撃と、その後に構造系がつり合い状態に移行するときに生じる二次衝撃が発生する。本手法による衝撃力は二次衝撃のことであり、一次衝撃については考慮されない。文献 3)、6)で報告されているように、一次衝撃は二次衝撃に比べて応力の動的増幅が小さく、二次衝撃との連成の影響もないことから、解析結果に影響はないと考えられる。

(2) 部材の破壊判定値

部材の破壊判定値は試験的に文献 3)を参考に引張と圧縮とも降伏ひずみの 3 倍で判定した。なお、ファイバー要素には構成板要素に個別の座屈強度を設定しているが、はり要素であるため判定に用いた圧縮側の降伏ひずみは短柱強度 Q^7 を用いるものとした。短柱強度 Q は構成板要素の局部座屈強度を断面積の重みを考慮した断面全体の座屈強度であり、柱の座屈を伴わない強度として次式のように表される。

$$Q = \frac{\sigma_u}{\sigma_y} = \frac{P_u}{P_y} = \frac{\sum \zeta_i \cdot \sigma_{yi} \cdot A_i}{\sum \sigma_{yi} \cdot A_i} \quad (1)$$

ここに、 P_u ：断面全体の座屈強度、 P_y ：全断面降伏軸力、 σ_{yi} ：構成板要素の降伏応力、 A_i ：構成板要素断面積である。

(3) トリガー部材

死荷重時において引張部材をトリガー部材とし、図-5の挿絵に示す下弦材 (L1~L4)、斜材 (S2, S4, S6) の 7 部材となる。ここで、対象とする構面は川上側、川下側があるが、実際に斜材の破断が見られた川下側 (図-1 L 側) を対象とする。

(4) 解析に関する一般的な設定

動的リダンダンシー解析における減衰として、文献 3)ではトラス橋の常時微動計測結果より 0.1%の減衰を用いており、また、文献 6)では有効質量比の上位 2 つの固有振動数と文献 2)で考慮されている減衰と同じ 5%を粘性減衰比としたレーリー型減衰モデルが用いられている。減衰は不確定要因が多いため一義的に決めるのは困難であるが、ここでは安全側の評価として 0.1%の減衰を考慮するものとした。

また、時間積分間隔 Δt は Courant 条件を満足するように、次式から算定される 0.0005 s とした。

$$\Delta t = \frac{l_{\min}}{c} \quad (2)$$

$$c = \sqrt{E/\rho} \quad (3)$$

ここに、 l_{\min} ：最小節点間距離、 c ：応力波の速度、 E ：弾性係数、 ρ ：密度である。

なお、本解析で使用したソフトには SeanFEM ver.1.22⁸⁾を用いて、複合非線形解析を実施した。

4. 解析結果

(1) リダンダンシー解析結果

下弦材をトリガー部材に設定した 4 ケース (L1~L4) は、トリガー部材破断後に連鎖的な崩壊は見られず、安定する結果となった。これは文献 1)における静的リダンダンシー解析結果と同様の傾向を

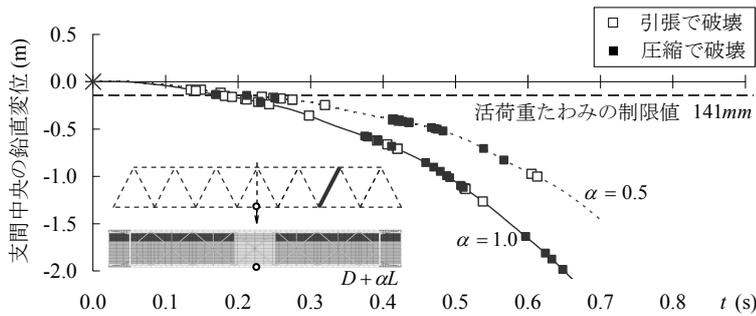


図-6 支間中央鉛直変位の時刻歴

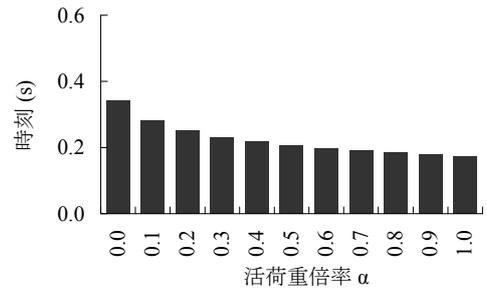


図-7 活荷重たわみの制限値に達した時の時刻

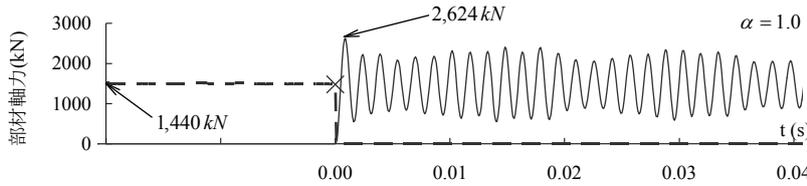
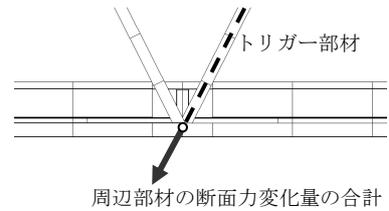


図-8 トリガー部材軸力と周辺部材の断面力変化量



示しており、床版、下横構、縦桁といった床組構造全体でトリガー部材が受け持っていた荷重を負担したことが要因と考えられる。ここでは実際に破断した斜材（図-2 S4 で示す部材）をトリガー部材に設定した結果を示す。

図-6に $\alpha = 0.5$ と 1.0 における支間中央の破断側路面位置の鉛直方向変位（挿絵矢印の方向）を時系列にモニタリングした結果を示す。同図×印はトリガー部材消去時刻で、その後のプロットは破壊判定値に達した部材を消去した時刻、曲線の最後は構造不安定で解析がストップしたことを示している。 $\alpha = 1.0$ のケースではトリガー部材消去後、約 0.135 s後に縦桁が崩壊に至り、続けて下弦材、橋門構支材が崩壊し、 36 部材が破断した時点で構造不安定となっている。

さらに活荷重倍率の変化が結果へ与える影響を把握するために $\alpha = 0.0 \sim 1.0$ の範囲（ 0.1 刻み）で検討を実施した。その結果、構造不安定となる時刻にはばらつきがあり、活荷重倍率 α とは相関がない傾向を示した。これは、連鎖的に破壊する部材の順序が異なるために、崩壊シナリオがそれぞれのケースで存在するためである。しかし、図-6に破線で示している活荷重たわみの制限値（支間長の $1/500 = 141\text{mm}$ ）のような一定の変位に達する時刻を指標とした場合、図-7に示すように活荷重倍率 α と相関が見られ、維持管理における変位モニタリングなどの管理値への適用可能性が示唆される。

図-8はトリガー部材軸力とその周辺部材断面力変化量の時刻歴を重ねたものである。ここから算出される破断時衝撃係数は 1.823 となり、URSレポートの衝撃係数 $1.854^{2)}$ に近い値を示している。このことから、静的リダンダンシー解析で用いられる衝撃係数は橋梁全体系に組み込まれている部材の破断時衝撃力を概ね評価できていると考えられる。図-9に $\alpha = 1.0$ のケースにおける崩壊過程を時系列で示す。

(2) 部材の破壊判定値の見直し

構造不安定となる状態を橋梁の崩壊とすると、前節の結果はそれに該当し、別途実施した $\alpha = 0.0$ のケースにおいても同様の結果となった。つまり、斜材 S4 の破断は死荷重状態でも崩壊に至る結果を示していることになり、斜材破断後に崩壊に至らなかった実際の状況とは異なる。これは、部材の破壊判定値に降伏ひずみの3倍を用いていることが要因のひとつと考えられる。参考にした文献3)においても課題とされているように、この値が実際の部材破壊を正確に評価できるとは言いがたい。そこで部材破壊判定値を文献9)で示されるひずみ照査法の構造安全性（終局限界）に対する限界ひずみに置き換えた検討を実施した。無補剛箱形の限界ひずみは、引張終局ひずみ ϵ_{tu} は5%、圧縮終局ひずみ ϵ_{cu} は軸力比の関数となっている次式で与えられる。

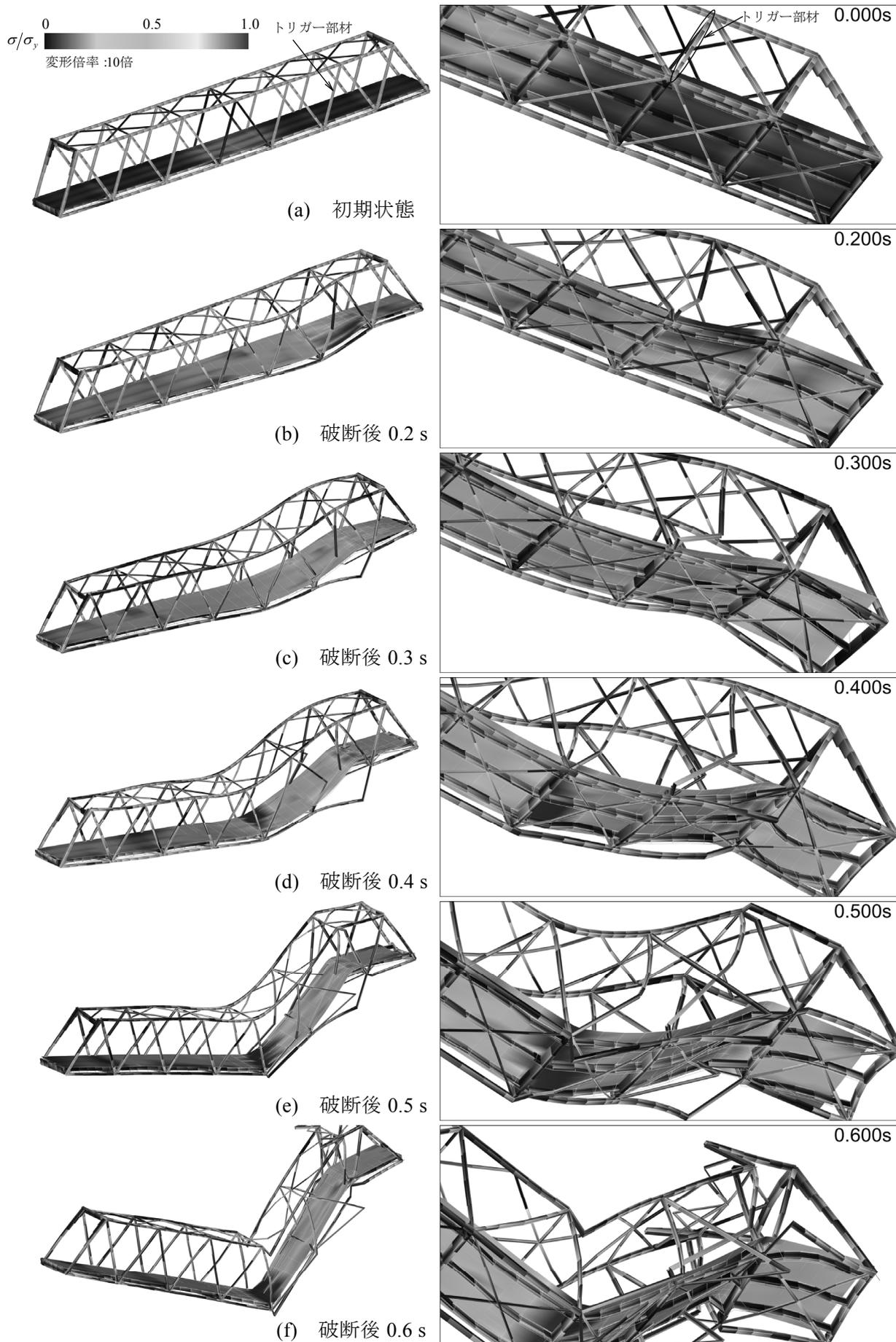


図-9 応力コンター変形図 (トリガー部材 : S4, $\alpha = 1.0$)

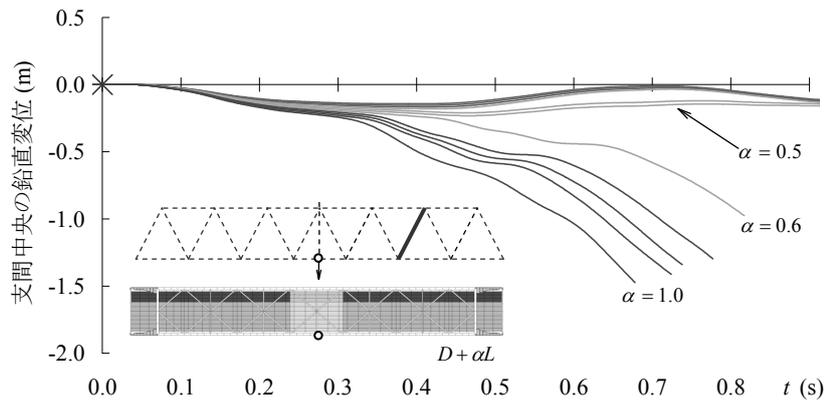


図-10 支間中央鉛直変位の時刻歴

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_y} = \frac{0.24}{(R_f - 0.2)^{2.8} (1 + N/N_y)^{2.4}} + \frac{2.8}{(1 + N/N_y)^{0.6}} \leq 20.0 \quad (4)$$

ここに、 ε_y : 降伏ひずみ、 R_f : 幅厚比パラメータ、 N : 発生軸力、 N_y : 全断面降伏軸力であり、 $0.2 \leq R_f \leq 0.7$, $0.0 \leq N/N_y \leq 1.0$ が適用範囲となっている。

$\alpha = 0.0 \sim 1.0$ の範囲 (0.1 刻み) の結果を図-10 に示す。 $\alpha = 0.5$ 以下のケースにおいてトリガー消去後、連鎖的な破壊は見られず構造は安定する結果となった。このことから部材の破壊判定値は橋梁の崩壊判定に影響が大きく、解析の目的によっては部材の破壊判定方法を見直した方がよい場合があると考えられる。

(3) 橋梁の崩壊判定に関する考察

動的リダンダンシー解析における橋梁の崩壊判定について考察を加える。連鎖的な部材破壊が進行し、構造が不安定となることで解析が止まる状態は橋梁の崩壊と判断することができる。しかし、その計算過程は非線形性が強く、構造的に安定な場合でも局所的な要素 (例えば非線形シェル要素でモデル化している床版) が不安定となり解析が止まる場合がある。そのため、解析が止まることが一概に構造不安定であるとは言い難く、さらに、その原因を特定することは一般に難しいため、橋梁全体の崩壊判定には十分注意する必要がある。また、解析的には構造不安定とならず時間が進んでも、モデル化で表現していない構造部位が限界を越して (例えば支承の移動、回転制限など) 橋梁としての機能を失うことも想定されるため、動的リダンダンシーにおける橋梁の崩壊判定には橋梁全体としての評価が必要と考えられる。

5. おわりに

本研究では文献3)を参考に、鋼トラス橋を対象にした偶発的な部材破断後の連鎖的な部材破壊を橋梁全体系で動的に評価する手法を用いて、ひとつのケーススタディを示した。本手法によって崩壊メカニズムの解明ならびに余剰耐力に対して一定の評価を得られるものと考えられる。しかし、鋼部材初期不整の考慮や床版とスラブアンカーの接合など解析モデルの精緻化、部材破壊判定値に課題があり、今後、設計への反映も鑑みた活荷重倍率の最適化に加え、これら課題について検討していく予定である。

謝辞

本研究の一部は土木学会平成25年度重点研究課題の研究助成を受けて「鋼構造物のリダンダンシーに関する検討小委員会」の一環として実施されました。

参考文献

- 1) 永谷秀樹, 明石直光, 松田岳憲, 安田昌宏, 石井博典, 宮森雅之, 小幡泰弘, 平山博, 奥井義昭 : 我国の鋼トラス橋を対象としたリダンダンシー解析の検討, 土木学会論文集 A, Vol.65, No2, pp.410-425, 2009
- 2) URS Corporation : Fatigue Evaluation and Redundancy Analysis, Bridge No.9340 I-35W Over Mississippi River, 2006
- 3) 野中哲也, 宇佐美勉, 岩村真樹, 廣住敦士, 吉野廣一 : 連鎖的な部材破壊を考慮した鋼橋のリダンダンシー解析法の提案, 構造工学論文集 Vol.56A, pp.779-791, 2010
- 4) 杉岡弘一, 松本茂, 大石秀雄, 金治英貞, 馬越一也, 長井正嗣 : 局部座屈を簡易に考慮するファイバーモデルを用いた橋梁全体系解析に関する基礎的検討, 構造工学論文集, No.57A, pp.703-714, 2011
- 5) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 I 共通編, II 鋼橋編, 丸善(株), 2012
- 6) 後藤芳顯, 川西直樹, 本多一成 : リダンダンシー解析における鋼トラス橋の引張り斜材破断時の衝撃係数, 構造工学論文集 Vol.56A, pp.792-805, 2010
- 7) 宇佐美勉, 葛漢彬 : 薄板集成短柱の強度推定法, 構造工学論文集, No.42A, pp.171-178, 1996
- 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) 土木学会 : 鋼・合成構造標準示方書—耐震設計編, 丸善, 2008

1

2014/8/04

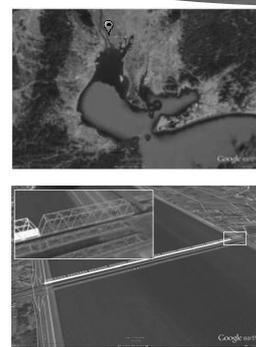
トラス橋のケーススタディ (非線形解析)

鋼トラス橋を対象とした
連鎖崩壊型動的リダンダンシー解析

土木学会鋼構造委員会/鋼構造物のリダン
ダンシーに関する検討小委員会WG3(解析)

2

対象橋梁 一木曾川大橋



至向日市 1000

7910080-70630

500

至名古屋

1000

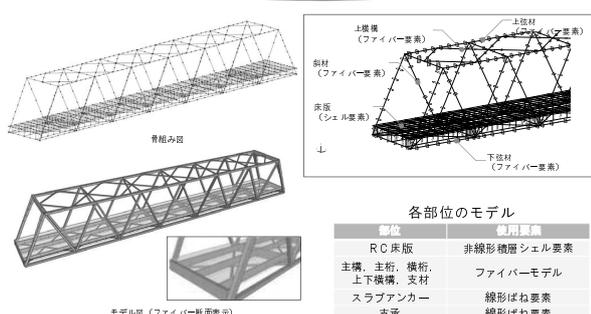
500

対象橋梁諸元

- 橋梁形式 : 単純下路トラス
- 設計年次 : 昭和35年(西暦1960年)
- 間 隔 : 79.630m
- 橋 高 : 10.00m
- 橋 間 隔 : 0.00m
- 承 支 作 : 固定可動支承
- 設計活荷重 : TL-20
- 鋼 材 : SS400, SM490
- 床 版 : 鉄筋コンクリート床版
床版厚 $t=180\text{mm}$
コンクリート設計基礎強度 $\sigma_c=21\text{N/mm}^2$
鉄筋径 ϕ はSR235

3

橋梁全体系解析モデル



骨組み図

上層構 (ファイバー要素) 上弦材 (ファイバー要素)

斜材 (ファイバー要素) 床版 (シェル要素)

下弦材 (ファイバー要素) 下層構 (ファイバー要素)

モデル版 (ファイバー前面表示)

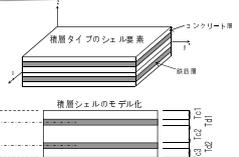
各部位のモデル

部 位	使 用 素 材
RC床版	非線形積層シェル要素
主構、主桁、横桁、上下横構、支材	ファイバーモデル
スラブアンカー	線形ばね要素
支 承	線形ばね要素

4

RC床版 (弾塑性積層シェル要素)

RC床版厚	鉄筋	コンクリート
180mm	$\phi 16$ (SR235)	$\sigma_c=21\text{N/mm}^2$



積層シェルのモデル化

※断面等価厚の値として定義

床版構成諸量

コンクリート				鉄筋						
設計基準強度	床版厚	床版幅	ヤング係数	ポアソン比	鉄筋種類	鉄筋材質	ヤング係数	降伏応力	鉄筋径	鉄筋断面積
N/mm ²	mm	mm	N/mm ²		名 称	SR235	N/mm ²	N/mm ²	mm	cm ² /本
21	180	7,500	23,500	0.167	S鋼	SR235	200,000	235	16	2.011

積層シェル要素設定値

本数	上段			下段			断面等価厚					
	長さ	全断面積	換算厚	長さ	全断面積	換算厚	Tc1	Td1	Tc2	Td2	Tc3	
mm	mm ²	mm	mm	mm	mm ²	mm	mm	mm	mm	mm	mm	
37	30	7,441	1.0	73	38	14,680	2.0	29.5	1.0	110.5	2.0	37.0

5

材料構成則 (RC床版)

コンクリート (拡張Drucker-Prager)
ひび割れや降伏を考慮

拡張Drucker-Pragerの降伏関数 F は以下の式で定義される。

$$F = \sqrt{I_0 + q^2} + \alpha I_1 - \kappa$$

q : 相当応力, I_1 : 応力テンソル第1不変量

$$I_0 = \frac{3}{2} \left[\sigma_1^2 - \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{3} \tan \phi \right)^2 \right] / (\sigma_1 + \sigma_2) \tan \phi$$

$$\alpha = \frac{\tan \phi}{3}$$

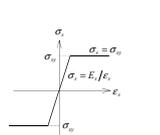
$$\kappa = \sqrt{I_0^2 + \sigma_c^2} - \frac{\sigma_c}{3} \tan \phi$$

コンクリート物性値

$E_c = 235000\text{ N/mm}^2$	ヤング係数
$\nu = 1/6 = 0.167$	ポアソン比
$\sigma_c = 21\text{ MPa}$, $\sigma_t = 3\text{ MPa}$	コンクリート強度
$\phi = 30^\circ$	内部摩擦角

$\alpha = 0.231$, $\kappa = 8.4\text{ N/mm}^2$ に設定

鉄筋要素 (シェル)

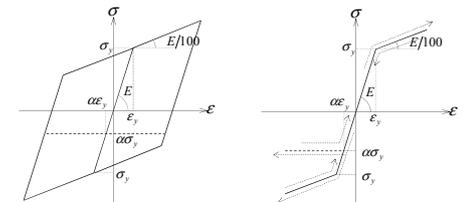


鉄筋材料

降伏応力	
ヤング係数	
ポアソン比	
二次勾配	(完全弾塑性)

6

材料構成則 (鋼材)



- 47 -

7 ファイバーモデルにおける鋼材の材料構成則

局所座屈の影響を近似的に考慮するために、圧縮側降伏応力度を座屈強度に等しくなるように低減する。

図中のグラフは、圧縮側降伏応力度を座屈強度に等しくなるように低減する材料構成則を示している。また、鋼材の断面形状（片持ち板と剛性支持板）も示されている。

8 対象橋梁の座屈強度（道示基準）

部材番号	名称	座屈強度 (kN)	部材断面積 (cm ²)	座屈強度 (N/cm ²)	部材断面積 (cm ²)	座屈強度 (N/cm ²)	部材断面積 (cm ²)	座屈強度 (N/cm ²)	部材断面積 (cm ²)	座屈強度 (N/cm ²)
1	上弦材	11147	11	101336	20480	49451	24801	20001	81	2469
2	下弦材	11147	11	101336	20480	49451	24801	20001	81	2469
3	斜材	11147	11	101336	20480	49451	24801	20001	81	2469
4	縦桁	11147	11	101336	20480	49451	24801	20001	81	2469
5	横桁	11147	11	101336	20480	49451	24801	20001	81	2469
6	支脚	11147	11	101336	20480	49451	24801	20001	81	2469
7	橋脚	11147	11	101336	20480	49451	24801	20001	81	2469
8	橋台	11147	11	101336	20480	49451	24801	20001	81	2469
9	橋梁	11147	11	101336	20480	49451	24801	20001	81	2469
10	橋脚	11147	11	101336	20480	49451	24801	20001	81	2469
11	橋台	11147	11	101336	20480	49451	24801	20001	81	2469
12	橋梁	11147	11	101336	20480	49451	24801	20001	81	2469
13	橋脚	11147	11	101336	20480	49451	24801	20001	81	2469
14	橋台	11147	11	101336	20480	49451	24801	20001	81	2469
15	橋梁	11147	11	101336	20480	49451	24801	20001	81	2469
16	橋脚	11147	11	101336	20480	49451	24801	20001	81	2469
17	橋台	11147	11	101336	20480	49451	24801	20001	81	2469
18	橋梁	11147	11	101336	20480	49451	24801	20001	81	2469
19	橋脚	11147	11	101336	20480	49451	24801	20001	81	2469
20	橋台	11147	11	101336	20480	49451	24801	20001	81	2469
21	橋梁	11147	11	101336	20480	49451	24801	20001	81	2469
22	橋脚	11147	11	101336	20480	49451	24801	20001	81	2469
23	橋台	11147	11	101336	20480	49451	24801	20001	81	2469
24	橋梁	11147	11	101336	20480	49451	24801	20001	81	2469
25	橋脚	11147	11	101336	20480	49451	24801	20001	81	2469
26	橋台	11147	11	101336	20480	49451	24801	20001	81	2469
27	橋梁	11147	11	101336	20480	49451	24801	20001	81	2469
28	橋脚	11147	11	101336	20480	49451	24801	20001	81	2469
29	橋台	11147	11	101336	20480	49451	24801	20001	81	2469
30	橋梁	11147	11	101336	20480	49451	24801	20001	81	2469

9 解析手法（トリガー部材設定法）

10 破壊部材判定方法

破壊部材の判定には試験的に文献*)を参考に引張と圧縮とも降伏ひずみの3倍で判定した。

応答値	判定値
引張ひずみ	$3\epsilon_y$
圧縮ひずみ	$3\alpha\epsilon_y$

モニタリング部材

部位	記号	色分け	部材数
上弦材	U (上)	赤	12
下弦材	L (下)	青	14
斜材	S (斜)	黄	26
上縦桁	U (上)	緑	24
下縦桁	B (下)	紫	22
支脚	C	白	7
縦桁筋	T (上)	黒	21
横桁筋	H (横)	黒	12

*) 野中哲也、宇佐美勉、岩村真樹、廣住教士、吉野成一連綿的な部材破壊を考慮した鋼橋のリダンダンシー解析法の提案、構造工学論文集Vol.56A, p.779-791, 2013.

11 健全な構造系

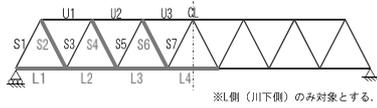
12 活荷重ケース

部材番号	D	A	B	C
U1	1233	1848	2699	2906
U2	2169	2674	3371	3599
U3	2665	3252	4113	4461
L1	1813	2624	3711	3931
L2	1999	2877	4099	4344
L3	1976	2871	4088	4325
S1	1949	2822	3999	4244
S2	1423	2144	3122	3306
S3	1418	2137	3111	3294
S4	1411	2129	3101	3284
S5	1404	2121	3091	3274
S6	1401	2119	3081	3269
S7	1401	2119	3081	3269

検討ケース（トリガー部材）

13

トリガー部材はFCM選定の観点より、死荷重時において引張部材をトリガー部材の対象とする。下弦材（L1~L4）、斜材（S2,S4,S6）の7部材となる



解析条件

14

クーラン条件を満足するように時間積分間隔を設定する。

$$\Delta t = \frac{l_{min}}{c}$$

$c = \sqrt{E/\rho}$

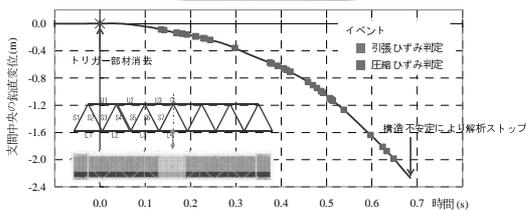
Δt : 時間積分間隔
 l_{min} : 最小節点間距離
 c : 応力波の速度
 E : 弾性係数
 ρ : 密度

↓

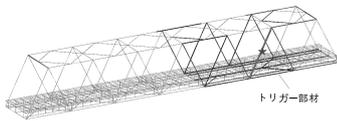
$$\Delta t = 0.0005s$$

解析結果例（トリガー部材S4）

15

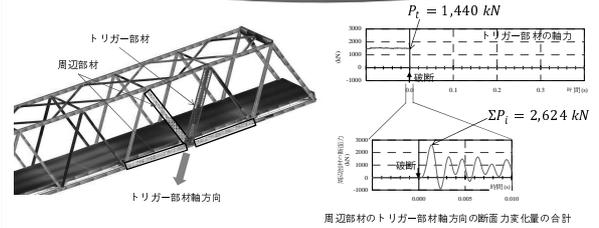


破壊部材本数	7
引張	70
圧縮	20
合計	36



部材破断時の衝撃係数

16

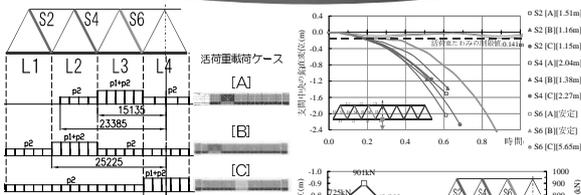


$$\text{衝撃係数 } i_F = \frac{\Sigma P_i}{P_t} = \frac{2,624 \text{ kN}}{1,440 \text{ kN}} \approx 1.823$$

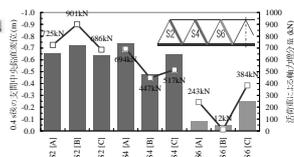
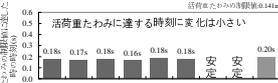
URS Corporation動的増幅率：1.854

活荷重載荷位置

17

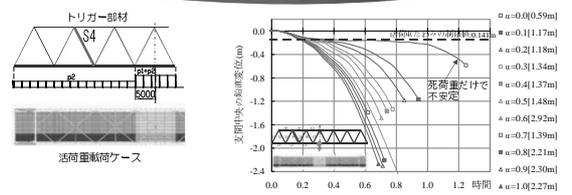


【下弦材】トリガー部材除去後に構造安定



活荷重倍率

18

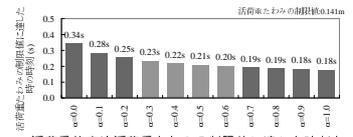


$$D + \alpha L$$

↑

$$\alpha = 0.0 \sim 1.0$$

0.1刻み



部材破壊判定値の見直し

19

実状に近い破壊判定値を用いて、部材破断後の構造に対する部材破壊判定値の影響度を検討する。

試験的に採用した判定値		構造安全性に対する限界ひずみ ^{*)}	
応答値	判定値	応答値	判定値
引張ひずみ	$3\varepsilon_y$	引張ひずみ	5%ひずみ
圧縮ひずみ	$3\alpha\varepsilon_y$	圧縮ひずみ	限界ひずみ式 ε_u

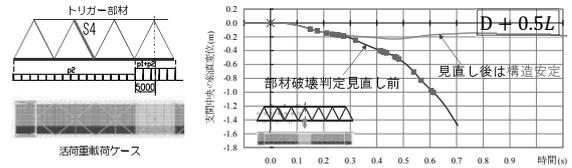
^{*)} 土木学会・鋼・合成構造標準示方書-耐震設計編 丸巻, 2008.

限界ひずみ : ex.無補剛箱形

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

部材破壊判定値の見直し

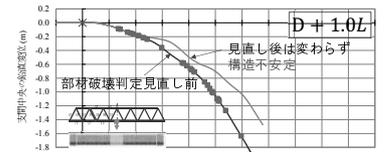
20



$$D + \alpha L$$

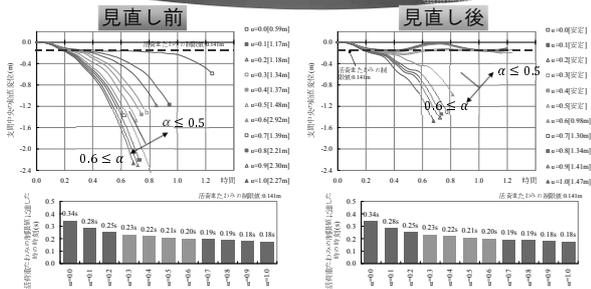
$$\alpha = 0.0 \sim 1.0$$

0.1刻み



部材破壊判定値の見直し

21



- ・ $\alpha \leq 0.5$ のケースで安定する結果となった。
- ・ $\alpha \geq 0.6$ のケースで構造不安定となる時刻は短くなった。 ⇔ 破壊部材判定の偏りが原因
- ・ 活荷重たわみの制限値に達した時刻に変化はない。 ⇔ 初期の段階で判定値の影響は小さい

まとめ

22

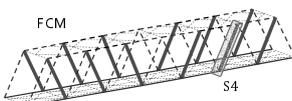
鋼トラス橋を対象とした偶発的な部材破断後の連鎖的な部材破断を橋梁全体系で動的に評価する手法を用いたケーススタディによる検討結果を示した。

- ✓ 活荷重の載荷位置の検討では、FCMを選定するときに、初期状態の軸力増分量を用いて、グルーピングができることを示した。
- ✓ 活荷重倍率に対する検討では、部材破断の崩壊シナリオが個々に存在するため、活荷重倍率と構造不安定となる時刻には相関はないが、活荷重たわみの制限値に対する時刻には相関があることを示した。
- ✓ 部材破壊判定値の選択が結果に及ぼす影響は大きい。

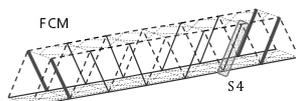
本検討で得られたFCM

23

トラス部材	D + 1.0L				FCM判定	トラス部材	D + 0.5L				FCM判定
	L4	R4	L3	R3			L4	R4	L3	R3	
上トラス	健全	健全	健全	健全	—	健全	健全	健全	健全	—	
下トラス	健全	健全	健全	健全	—	健全	健全	健全	健全	—	
縦梁	健全	健全	健全	健全	—	健全	健全	健全	健全	—	
横梁	健全	健全	健全	健全	—	健全	健全	健全	健全	—	
支保	健全	健全	健全	健全	—	健全	健全	健全	健全	—	
その他	健全	健全	健全	健全	FCM	健全	健全	健全	健全	FCM	
その他	健全	健全	健全	健全	FCM	健全	健全	健全	健全	FCM	
その他	健全	健全	健全	健全	FCM	健全	健全	健全	健全	FCM	



条件：活荷重倍率 $\alpha=1.0$
部材破壊判定：降伏ひずみの3倍



条件：活荷重倍率 $\alpha=0.5$
部材破壊判定：限界ひずみ

▶ 本橋はFCBと判断できる

課題

24

- ・ モデル化に関する課題
- ・ 部材破壊の判定
- ・ 橋梁の崩壊判定

木曽川大橋の連鎖崩壊型動的リダンダンシー解析

シェル要素を用いた検討 / 付録A

土木学会鋼構造委員会 / 鋼構造物のリダンダンシーに関する検討小委員会WG3(解析)

1

はじめに

ファイバー要素を用いた動的リダンダンシー解析

活荷重
作用位置

活荷重
倍率

部材破壊
の判定値

部材破断判定の影響を異なる手法で確認：
シェル要素を用いた動的リダンダンシー解析の実施

2

解析対象 / 木曽川大橋

対象橋梁諸元

- 橋梁形式：単純下路トラス
- 設計年次：昭和35年（1960年）
- 支間長：70.630m
- 主構高：10.000m
- 主構間隔：8.600m
- 支承条件：固定・可動支承
- 設計活荷重：TL-20
- 使用鋼材：SS400, SM490
- 床版：鉄筋コンクリート床版
床版厚 $t=180\text{mm}$
コンクリート設計基準強度 $\sigma_{ck}=21\text{ N/mm}^2$
鉄筋材質 SD295A

3

荷重条件

- 死荷重
車道部：舗装，高欄，地覆，床版
歩道部：PC床版
トラス：自重
- 活荷重
スパン中央にB活荷重（衝撃係数考慮，載荷パターンC）

4

解析モデル

主部材，2次部材，床版：シェル要素
床版の鉄筋：無視

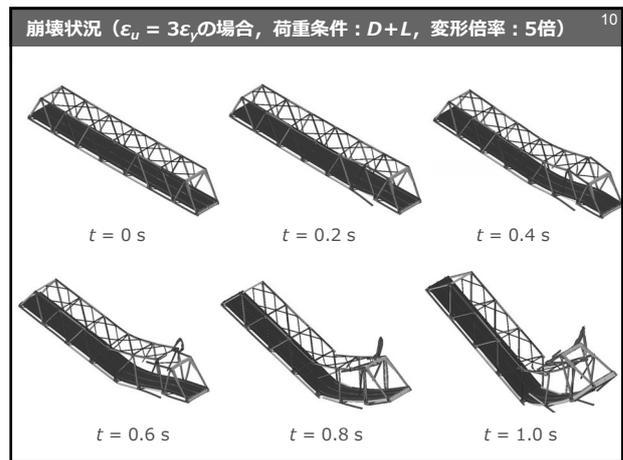
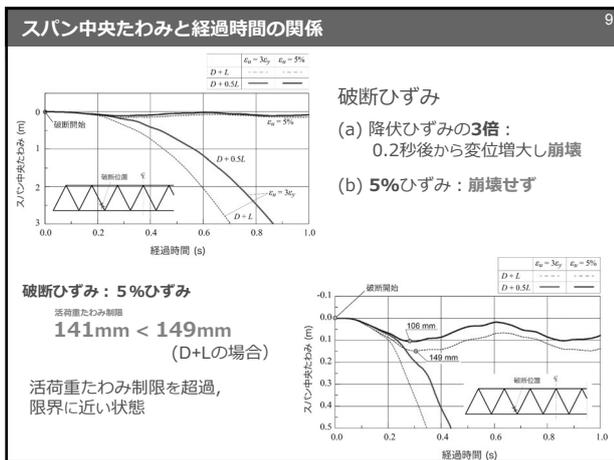
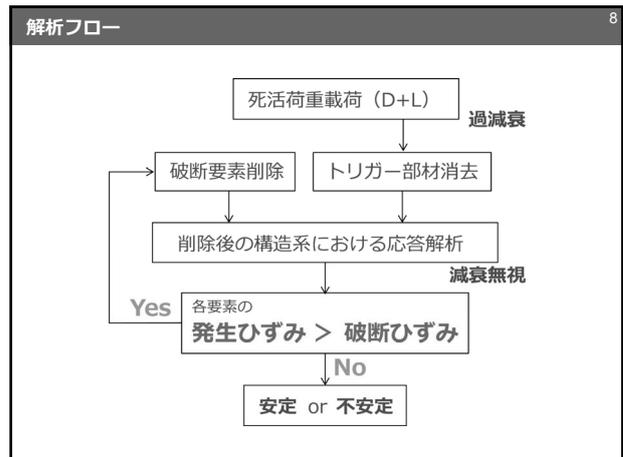
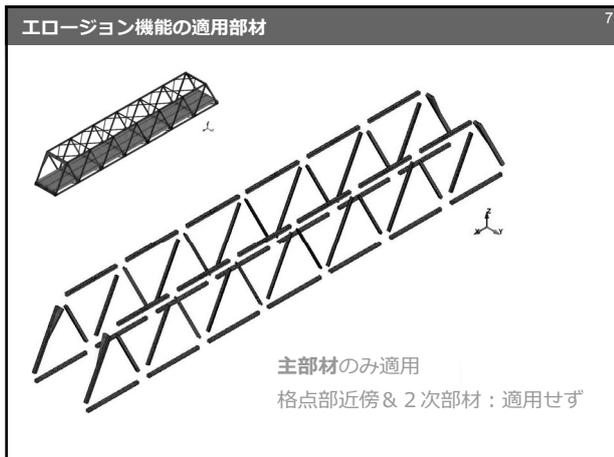
斜材と上下弦材は剛接合

5

材料構成則

- 鋼材：トリリニアモデル
降伏判定：von Mises
降伏応力：235(SS400), 315(SM490) MPa
引張強度：400(SS400), 490(SM490) MPa
弾性係数：200 GPa
ポアソン比：0.3
移動硬化則：ひずみが3倍の降伏ひずみ or 5%ひずみに到達要素を削除（エロージョン機能）
- コンクリート：弾性体
弾性係数：20 GPa
ポアソン比：0.167

6



- まとめ 11
- 設定する破断ひずみの大きさによって、崩壊判定は異なる結果を示す
 - ファイバー要素解析と概ね一致の傾向を示す
- 今後の課題
- 部材破壊の判定基準：
本解析では圧縮側と引張側に同一の破断ひずみを設定
実現象では圧縮側破断は生じない、設定値によって崩壊判定が異なる
部材破壊の判定基準を適切に設定する必要がある
 - 載荷荷重強度：
想定載荷荷重によって崩壊判定が異なる
現実的かつ適切な荷重強度を設定し、リダンダンシーの評価が必要
 - その他：
初期たわみの取り扱いや減衰定数の設定等、
解析条件を整理することも必要