第26回橋梁等の耐震設計シンポジウム
講演論文集（2023年7月）

鋼上路式アーチ橋のブレース材の非線形挙動が橋全体の耐震対策へ及ぼす影響

宮田　秀太[1]・徳橋　亮治[2]・中村　真貴[3]・野中　哲也[4]

[1]正会員　修(工)　大日本コンサルタント株式会社(〒102-0075 東京都千代田区三番町6-3 三番町UFビル)
[2]正会員　博(工)　大日本コンサルタント株式会社(〒102-0075 東京都千代田区三番町6-3 三番町UFビル)
[3]正会員　博(工)　株式会社地震工学研究開発センター(〒810-0004 福岡市中央区渡辺通4-6-20 星野ビル)
[4]正会員　博(工)　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)

1. はじめに

既設の鋼アーチ橋の構成部材のうち，端支柱対傾構や下横構は，橋軸直角方向にレベル2地震動を入力した際に大きく損傷することが多い．これらの部材は，道路橋示方書[1)]の耐震設計に基づいて照査を行い，弾性範囲に留めるためには，当て板補強を行うか，安定したエネルギー吸収が見込める制震デバイスに取替を行う必要がある．しかし，これらの耐震対策は，部材の剛性変化が損傷部材の周辺に位置する端支柱やアーチリブへと影響を及ぼし，損傷部材を対象とするよりも補強範囲が広がり，結果的には補強規模が大規模となる場合が多い．

山田ら[2)]や嶋口ら[3)]は，鋼アーチ橋や鋼トラス橋の支点上対傾構を含む1構面（以下，ブレース材パネルと称す）を対象に，**写真-1**に示す繰り返し載荷実験を実施している．これらの研究では，繰り返し載荷の影響を受ける中で，対傾構のブレース材に部材座屈が生じた際のブレース材パネルの終局挙動を明らにしている．嶋口ら[3)]は，実務設計での使用を前提に，実験結果をファイバー要素にてモデル化する方法を提案しており，さらに，合理的な耐震補強設計方法についても述べている．これらの知見を踏まえて馬越ら[4)]は，鋼トラス橋を対象とした橋梁の全体解析を行い，ブレース材の塑性化を許容した耐震性能照査の実施例を示している．

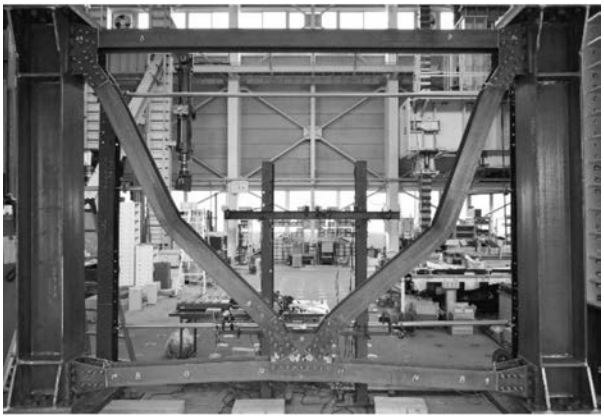
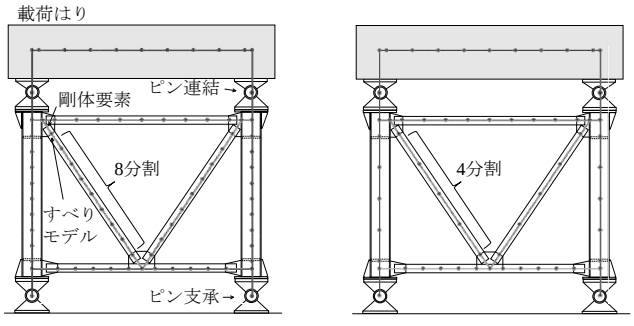


写真-1　橋アーチ橋のブレース材パネルの終局挙動に関する実験風景[2)]

そこで，本論文では，鋼トラス橋での耐震性能照査の実施例[4)]と同様に，山田ら[2)]の実験結果をファイバー要素にて再現解析を行い，鋼アーチ橋を対象とした全体解析にて，ブレース材の非線形挙動が耐震対策へ及ぼす影響を分析した．耐震性能照査は，構成部材の安全性と，構造全体の安全性の観点により実施した．

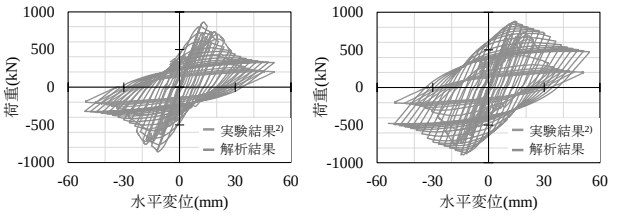
2. ブレース材の繰り返し載荷実験及び再現解析

山田ら[2)]の実験結果を対象として，ファイバー要素を用いた再現解析を行った．再現解析におけるモデル化は，嶋口ら[3)]と同様の方法にて行った．具体的には，**図-1**に示すように，着目したブレース材に対して，ファイバー要素を用いて8分割又は4分割にて部材分割を行い，部材分割の違いによる影響を確認した．接合部は，ブレース材一般部を延長して，



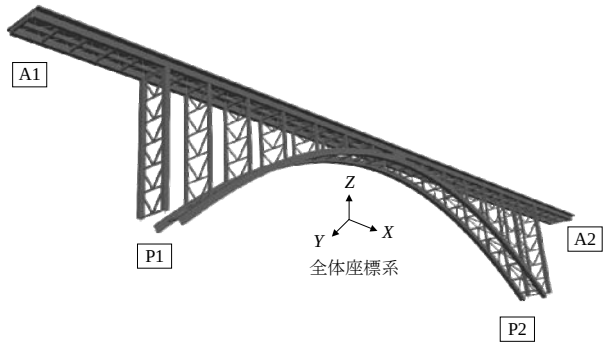
(a) 8分割　　(b) 4分割

図-1　ブレース材パネルの実験[2)]の再現解析モデル

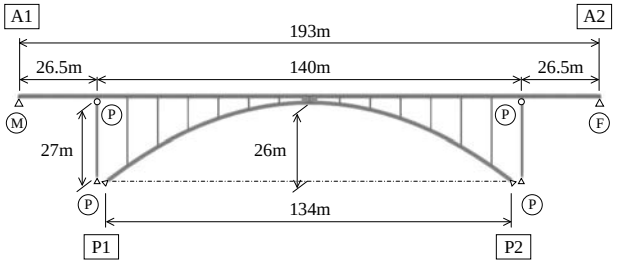


(a) 8分割　　(b) 4分割

図-2　ブレース材パネルの実験[2]の再現解析結果



(a) 全体図



(b) 側面図

図-3　対象橋梁の概要

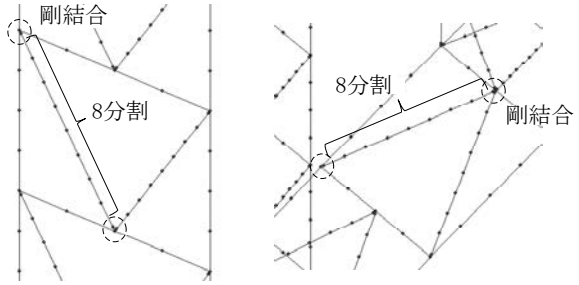
剛結合とした．ただし，ブレース材上端部の部材軸心がずれている部分は剛体としてモデル化した．載荷条件は，実験同様に，Δ=3mm の変位漸増解析とし，載荷はりを模した要素の端部に，強制変位を作用させた．

図-2に載荷点位置における実験と再現解析結果の比較を示す．解析の要素分割に着目すると，同図(b)に示す4分割は，解析におけるブレース材の座屈モードが実験結果の再現性に劣り，履歴ループの面積も解析結果の方が大きくなる．同図(a)に示す8分割では，最大荷重及び最大荷重を過ぎた付近で，実験結果よりも再現解析の方が荷重が高く水平変位が小さくなっている．この要因は，載荷治具の変形等に起因していると考える一方で，定性的には実験結果を再現できたといえる．以上より，対象橋梁のブレース材パネルにおいても，ファイバー要素を用いた解析において，実験挙動の検証ができた．

3. 対象橋梁及び解析モデル

(1) 橋梁概要

図-3に対象橋梁を示す．対象橋梁は，山間部に架橋される鋼上路式アーチ橋で，昭和55年道路橋示方書にて設計された耐震補強が必要とされる既設橋梁を想定した．なお，山田ら[2]の実験では，この対象橋梁をモデルに，端支柱対傾構の一部のブレース材パネルを約1/2とした縮小供試体が用いられた．



(a) 支柱対傾構　　(b) 下横構

図-4　要素分割と接合部のモデル化

(2) 解析モデル

対象橋梁に対して，ファイバー要素を用いた全体系の解析モデルを構築した．解析モデルには，2章にて実験結果との検証が得られたブレース材パネルの提案モデル[3]を適用した．具体的には，**図-4**に示すように，ブレース材の座屈モードを表現するために端支柱対傾構及び下横構を8分割として，端部はブレース材一般部を延長して剛結合とした．

ブレース材の材料構成則は，降伏点以降を $E/100$（ここに，E ：弾性係数）とするバイリニア型の移動硬化則を用いた．ブレース材は，非エネルギー吸収部材[5]であり，山田ら[2]の実験では鋼製橋脚にみられるような紡錘形の履歴ループを描いており，ブレース材パネル全体として一定のエネルギー吸収を期待できると考えられる．解析に使用する材料構成は，繰り返し履歴の影響を考慮できる構成則を用いることが望ましく，高精度な構成則の開発[6]やこの構成則を鋼トラス橋の全体解析への適用検討[7]も行われているが，本検討では，実務設計で用いられる標準的なモデルを用いることとした．

アーチリブ及びアーチ水平材，支柱等については，その断面諸元から，ブレース材と異なり，部材座屈が生じる可能性が低いため，格点間を4 分割とした．格点部は一般的な全体系解析モデルと同様に一般部断面を延長して剛結合とした．床版は，ファイバー要素を用いて，鉄筋及びコンクリートの非線形特性をモデル化した．橋台及びアーチ拱台はモデル化せず，基礎－地盤系は固定支持とした．支承は線形ばね要素として境界条件を与えた．

4. 地震応答解析

(1) 解析条件

地震応答解析に用いる入力地震動は，道路橋示方書に示されるタイプI，タイプII の標準波とした．入力方向は橋軸直角方向とした．架橋地点の地盤種別はI 種地盤，B2 地域（地域別補正係数c_{Iz} = 1.0，c_{IIz} = 0.85）を想定した．

対象とした鋼アーチ橋の橋軸直角方向に対する卓越モードは，対称1次モードで固有周期 T =1.27s

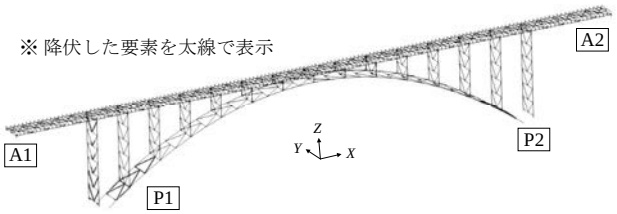


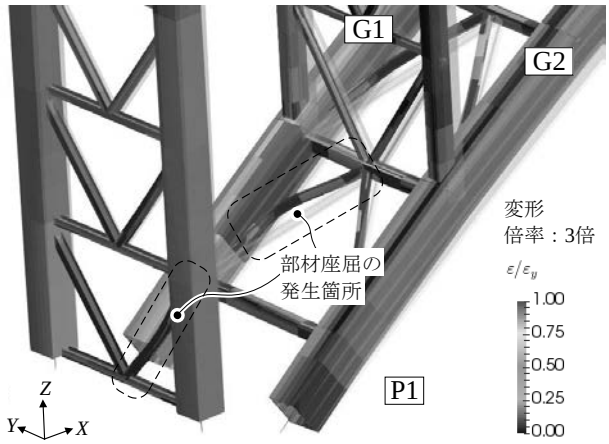
図-5 地震応答解析による降伏箇所（タイプ II）

表-1 部材の降伏比（タイプ II）

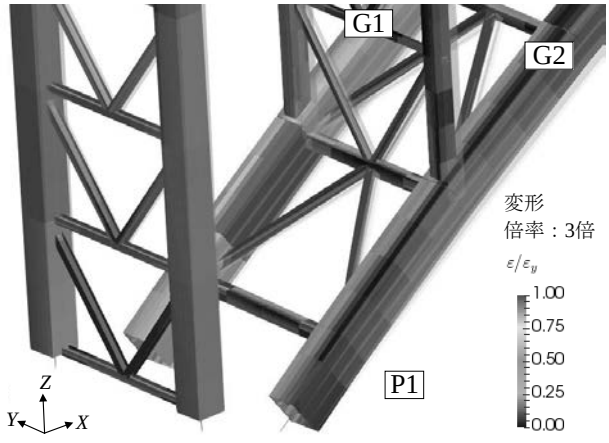
		引張 応答 / 降伏 $\varepsilon_t / \varepsilon_y$	圧縮 応答 / 降伏 $\varepsilon_c / \varepsilon_y$
補剛桁	補剛桁	0.79	0.66
	縦桁	0.42	0.32
アーチ	アーチリブ	0.54	1.54
	アーチ水平材	3.60	2.69
	下横構	15.50	22.04
端支柱	端支柱	0.59	0.76
	端支柱対傾構	3.19	7.51
中間支柱	中間支柱	1.59	1.74
	中間支柱対傾構	1.36	0.66

※ 部材毎の局所最大ひずみεを降伏ひずみε_yで除した降伏比$\varepsilon_t / \varepsilon_y$を示す

※ 網掛けは降伏比$\varepsilon_t / \varepsilon_y$が1.0を超過している(降伏している部位)を示す



(a) 弾塑性有限変位解析

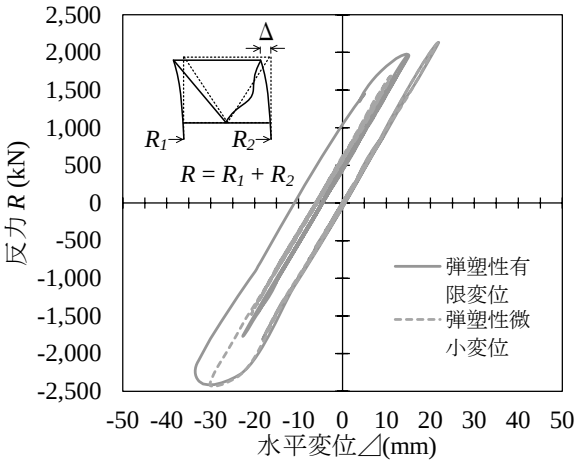


(b) 弾塑性微小変位解析

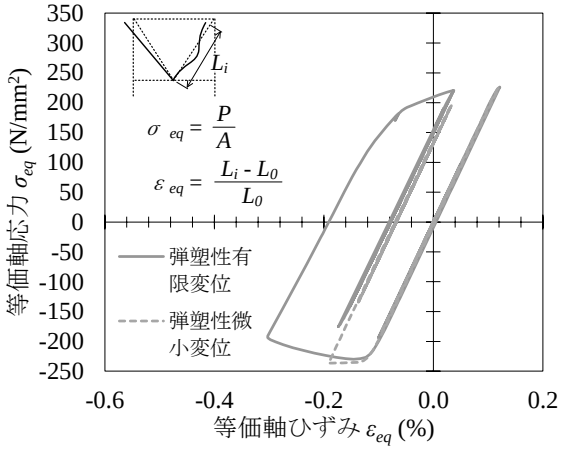
図-6 ひずみコンター変形図（タイプ II）

（固有振動数 f =0.790 Hz ）である．入力地震動の応答スペクトルは，卓越周期では下降域に位置しており，タイプ I で663 gal，タイプII で745 galである．

減衰モデルは，Rayleigh 型減衰モデルを用いた．



(a) ブレース材パネル



(b) ブレース材

図-7 端支柱対傾構ブレース材パネルの構成部材の応答履歴（タイプ II）

Rayleigh 型減衰の係数の設定は，固有値解析を実施し，得られた刺激係数と固有モードより，橋軸直角方向に卓越する2つのモードを選定した．

解析プログラムは，材料非線形性，幾何学的非線形性を同時に考慮することが可能なSeanFEM[8] を用いた．幾何学的非線形性の解法は，Update Lagrange 法を用いた．

(2) 地震応答解析結果

地震応答解析の結果，応答値は，タイプI 地震動よりもタイプII 地震動の方が大きい結果が得られた．このため，主要な部材損傷に関する結果は，タイプII 地震動（II -I -2 ）の結果のみを示す．

図-5にタイプII 地震動を入力した際の解析結果を示す．図中には，部材の降伏比 $\varepsilon / \varepsilon_y$（ここに，$\varepsilon$：局所最大ひずみ，$\varepsilon_y$：降伏ひずみ）のうち，1.0を超過した箇所を示し，**表-1**にその値の一覧表を示す．降伏比が大きい箇所は，端支柱対傾構やアーチリブに取り付く下横構に集中している．**図-6**には，降伏比の大きいP1 側のアーチリブ及び下横構に着目し，最大損傷時刻のひずみコンター変形図を示す．なお，図中の変形倍率は，3倍で表示している．ひずみコンターは，前述の降伏比を用いて図化している．同図(a) では，橋軸直角方向への慣性力作用によって

下横構や端支柱対傾構のブレース材に部材座屈が生じていることが確認できる．なお，端支柱対傾構は，入力している地震動の位相特性により，主要動を受けた際にG2側（R側）のみに部材座屈が生じた．G1側（L側）は，降伏ひずみは超えているものの，部材座屈が生じるほどの大変形には至っていない．

図-7に端支柱対傾構の最下段に着目したブレース材パネル及びブレース材の応答履歴を示す．同図(a)に示すブレース材パネルの応答履歴では，端支柱が慣性力作用によりG2側からG1側に変形をした際に，V字に配置されたR側のブレース材に部材座屈が生じることで，着目点における変位も急増している．ブレース材の左右の損傷度に差が生じているため，ブレース材パネルの応答履歴においても残留変位が生じている．

幾何学的非線形性の影響を確認する目的で，弾塑性微小変位解析を行い，有限変位解析との比較を行った．**図-6**(b)及び**図-7**(b)に各解析の結果を合わせて示す．**図-6**(b)に示す弾塑性微小変位解析の結果では，幾何学的非線形性の影響は考慮されないため，同図(a)に示すような部材座屈は生じていない．ブレース材の挙動に着目すると，**図-7**(b)に示す応答履歴において，部材座屈に伴う荷重低下や軸方向変位の増加が確認できる．これらの差異により，周辺部材への影響が生じることから，ブレース材のモデル化と幾何学的非線形性の精度確保が重要となる．

5. 耐震性能照査

2018 年制定の学会示方書[5]による耐震性能照査では，主として構造安全性（部材の安全性と構造全体の安全性），地震後の使用性・復旧性を満足させることになる．4章における地震応答解析の結果を用いて，本章では，対象とする鋼アーチ橋の耐震性能照査を行う．

(1) 部材の安全性照査

部材の安全性はパネル全体としての照査を行う．すなわち，ブレース材は実験により確証が得られた方法で評価し，主荷重を受け持つ部材（ここでは支柱）を弾性範囲に抑えることでパネルを構成する部材の安全性を照査する．地震応答解析の結果，着目している端支柱の構成部材は，対傾構を除いて，支柱の損傷はみられていない．この場合，ブレース材の最大耐力までを評価した耐震性能照査は，次項の構造全体の安全性の照査で行うことが提案[3]されており，これにより，ブレース材の非線形挙動を評価した合理的な耐震性能照査とされている．

アーチリブに着目すると，アーチリブ基部付近で，降伏比1.5 程度の損傷がみられる．耐震対策としては，損傷している下横構に対して，安定したエネルギー吸収が期待できる軸降伏型ダンパー等の制震デバイスに取り替え，橋全体の応答低減を図る対策が実施されることもある．一方で，制震デバイスの最適化の中で，設置範囲が増大化していくことも少なくはない．このため，本検討では，ブレース材の非線形挙動を考慮した耐震対策とあわせて，アーチリブの損傷箇所に対して，当て板補強を行うこととした．

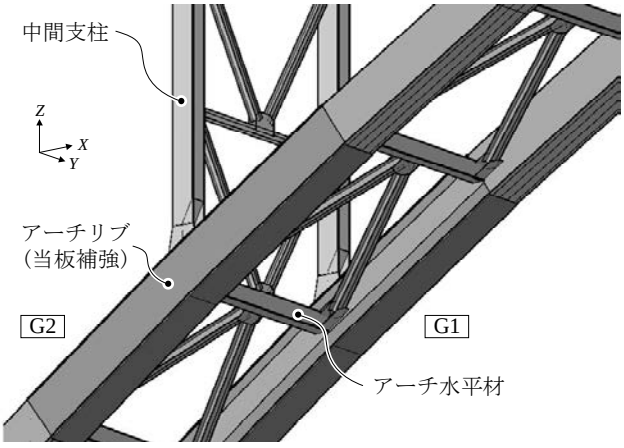
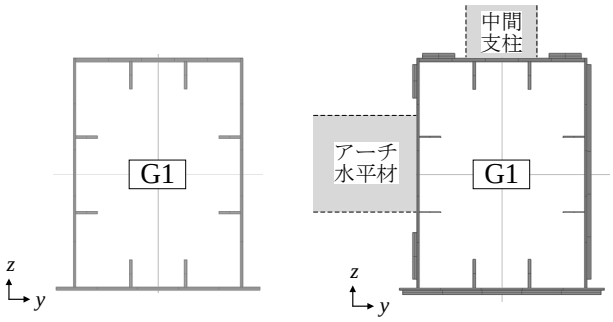
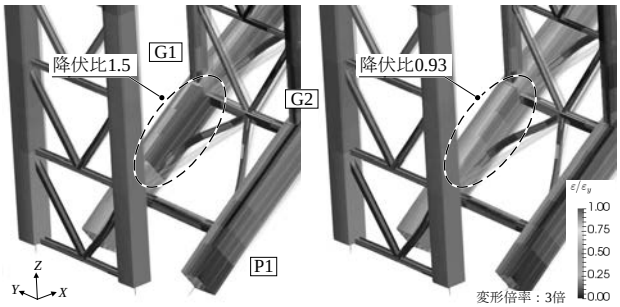


図-8 アーチリブの補強断面の概念図



(a) 補強前　　(b) 補強後

図-9 アーチリブの補強断面



(a) 補強前　　(b) 補強後

図-10 補強前後のひずみコンター変形図（タイプII）

図-8にアーチリブ補強の概念図を示す．アーチリブは，上フランジ面を中間支柱，内側のウェブ面をアーチ水平材と接合している．当て板は，接合部のガセットを避けて，G1桁及びG2桁で対称となるように配置した．**図-9**に補強前後の断面を示す．補強前後で，断面積及び面外断面2次モーメントの比率は，約1.4倍となった．

図-10に補強前後での解析結果の比較を示す（変形倍率3倍）．アーチリブは，軸力比（$N/N_y = 0.7$），面外曲げモーメント比（$M/M_z = 0.3$）となっている．

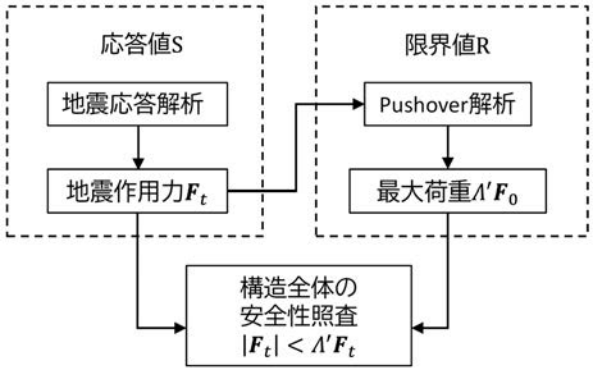


図-11　全体系はりモデルを用いた構造全体の安全性照査フロー[9)]

これら軸力及び曲げモーメントを受ける状態に対して，当て板の効果により応力度又は局所的なひずみの低減し，降伏比を1.0以下に抑えることとした．

(2) 構造全体の安全性照査

図-11に構造全体の安全性照査のフローを示す．ここに，限界値R のPushover 解析[9), 10)]には損傷部材（ここではブレース材）に対して，実験により確証が得られたモデルを組み込んだ橋梁全体系モデルを用いる[3)]ことができるため，応答値S の地震応答解析と同一のモデルを使用している．

地震応答解析の結果より，構造全体が安全限界に近づいたと考えられる時刻（着目時刻t）における構造全体系の地震作用力F_t ($=R_t - F_d$)を設定する．着目した時刻は，塑性化を許容する対傾構を含むアーチリブ下横構及び端支柱対傾構のブレース材パネルの変位が最大となった時刻とした．

図-12に着目時刻の応答変位と荷重ベクトルを示す．Pushover 解析は，地震作用力F_t を基準化したモードベクトル F_t / |F$_t$| に対して，漸増荷重倍率Λ を乗じて実施した．

図-13にPushover 解析から得られた荷重－変位を示す．縦軸に漸増した荷重倍率Λ，横軸に橋梁全体の代表点として，アーチの支間中央部の変位をとっている．着目点においては，荷重倍率1.2 程度で最大荷重点がみられており，最大荷重は地震時(Λ = 1.0)よりも大きい．また，地震時まではほぼ弾性挙動（同図点線）であることからも構造全体の安全性は確保されていると判断できる．

(3) 地震後の使用性・復旧性

地震後の使用性・復旧性の観点より，着目するP1側端支柱のブレース材パネルを対象とした残留変位を確認した．**図-14**にP1 側端支柱のブレース材パネルの応答変位を示す．当該箇所は，入力地震動の最終時刻であるt = 30s において，振動の収束が見られなかった．このため，30s 以降は，外力は自重のみとして，さらに30s （最終時刻 t = 60s）かけて減衰させた結果を用いた．

端支柱は，同図(b)に示すような，ブレース材パネルがユニットとして組み合わさる構造となる．このため，残留変位の着目点もブレース材パネルの1構面を着目した箇所（同図(a)に示す(a)点）と，端支柱のユニットとして着目した際の支柱天端位置（同図(b)に示す(b)点）とした．

残留変位の照査は，着目点(a)と着目点(b)において，最下段のブレース材パネル（着目点(a)）の方が厳しかった．これは，端支柱の部材配置により，

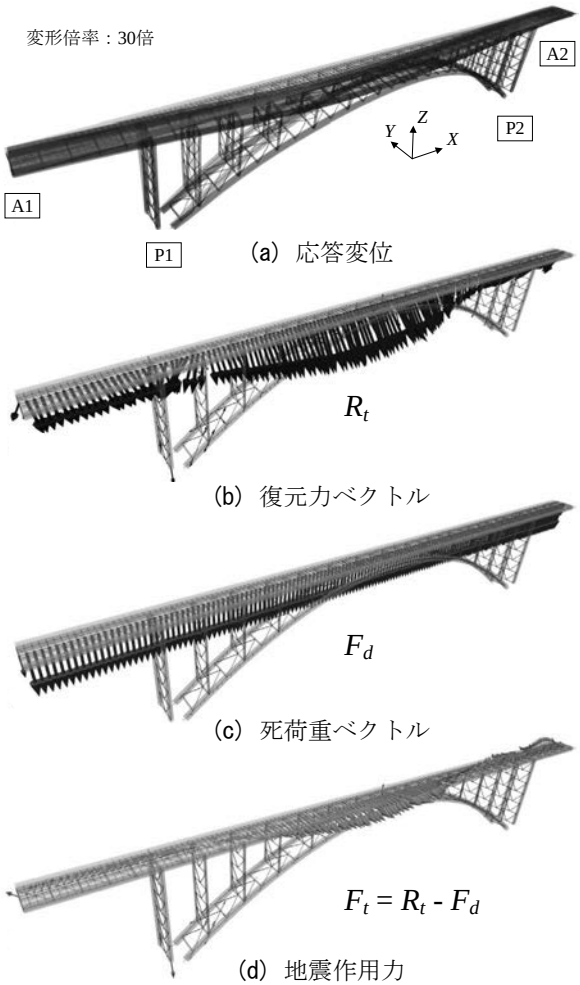


図-12　着目時刻の応答変位と荷重ベクトル

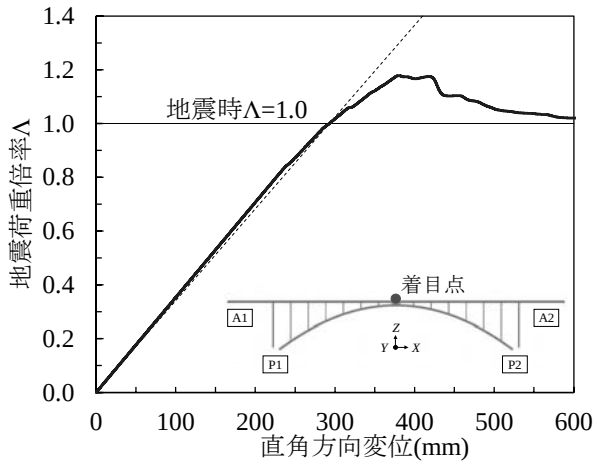
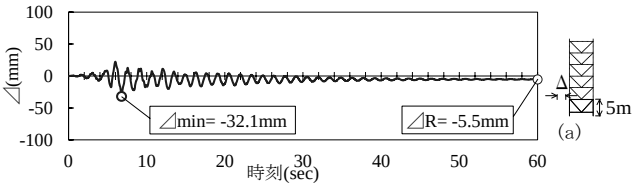
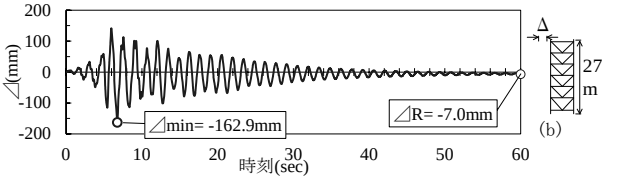


図-13　構造全体の荷重-変位関係



(a) 最下段ブレース材パネル着目



(b) 端支柱天端着目

図-14 P1 側端支柱の応答変位（タイプ II）

最下段の水平材間隔が長く，ブレース材の部材座屈に伴い，この区間の支柱部材の曲げ変形が生じるためである．同図(a)に示す着目点(a)での残留変位は5.5mm であり，パネル高さのh /910（h =5 m）程度であった．このため，残留変位は十分に小さく，地震後の使用性・復旧性については問題ないといえる．

応答変位から算出する残留変位は，塑性化する要素に用いる材料構成則の履歴特性に依存することが課題とされている[4]．材料構成則に対する影響は，馬越ら[7]により確認が行われており，残留変位に対して差が生じることが報告されている．このため，ブレース材の変形状態に応じて，材料構成則を適切に設定していくことが重要である．

6. おわりに

本論文では，これまでに鋼アーチ橋又は鋼トラス橋を対象として行われた実験及び解析結果を参考に，検証が得られたブレース材のモデル化手法の確認を行った．そのうえで，ブレース材のモデル化を鋼アーチ橋の全体系解析に取り入れた耐震性能照査を行った．

耐震性能照査の結果．地震応答解析により，端支柱対傾構及び下横構のブレース材に部材座屈が生じた．合理的な耐震補強を目指すことを目的として，実験で検証されたブレース材の損傷は許容し，補強範囲を最小化したアーチリブの当て板補強に留めることを確認した．ブレース材の非線形挙動に伴い，着目点に残留変位が生じるため，残留変位を用いて，使用性・復旧性の観点での照査を行い，安全性を確認した．

本論文では，ブレース材の材料構成則に一般的なバイリニア型の移動硬化則を用いていることに課題がある．繰り返し履歴の影響を考慮した新しい材料構成則の適用や，ブレース材端部結合部のガセット部のすべり，塑性化は考慮していないことについても留意をし，今後も継続的な検討が必要である．

謝辞：本研究は「土木学会 鋼構造委員会 高精度な数値解析法を用いた鋼橋の耐震性能照査に関する調査研究小委員会（委員長：野中哲也）」における取り組みの一環として行ったものである．ここに記して関係各位に謝意を表する．

参考文献

1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，2017.
2) 山田 忠信，野中 哲也, 馬越 一也，吉山 純平，鈴木 森晶,嶋口 儀之：既設上路式鋼アーチ橋のブレース材の終局強度およびガセットプレート補強方法に関する検討，構造工学論文集，土木学会構造工学委員会，Vol. 68A，pp.69-81，2022.
3) 嶋口 儀之，山田 忠信，野中 哲也，馬越 一也，鈴木 森晶：繰り返し荷重を受ける鋼トラス橋のブレース材の終局挙動に関する実験および再現解析，構造工学論文集，土木学会構造工学委員会，Vol. 68A，pp.59-68，2022.
4) 馬越 一也，山田 忠信，嶋口 儀之，鈴木 森晶，野中 哲也：ブレース材の塑性化を許容した鋼トラス橋の耐震性能照査，第25回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集，pp.221-226，2022.
5) 土木学会：鋼・合成構造標準示方書［耐震設計編］，鋼構造委員会，丸善，2018.
6) 海老澤 健正，野中 哲也，吉野 廣一，馬越 一也，山田 忠信：繰り返し塑性履歴を受けるH形鋼の構成則およびその適用，構造工学論文集，土木学会構造工学委員会，Vol. 69A，pp.373-385，2023.
7) 馬越 一也，海老澤 健正，山田 忠信，野中 哲也：繰り返し塑性履歴を受けるブレース材を有する鋼トラス橋の耐震性能照査，第26回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集，2023.
8) 株式会社耐震解析研究所（現：地震工学研究開発センター）：SeanFEM ver.1.22，理論マニュアルと検証，2007.
9) 馬越 一也，奥村 徹，吉野 廣一，野中 哲也：Pushover解析に基づく高精度な構造全体の安全性照査，土木学会第74 回年次学術講演会概要集，I-71，2019.
10) 奥村 徹，馬越 一也，野中 哲也，吉野 廣一：非エネルギー吸収部材の損傷を伴う上路式鋼アーチ橋の構造全体系の地震時終局挙動，構造工学論文集，土木学会構造工学委員会，Vol. 66A，pp.264-273，2020.