

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

馬越 一也¹・山田 忠信²・嶋口 儀之³・鈴木 森晶⁴・野中 哲也⁵

- ¹正会員 博（工） 株式会社地震工学研究開発センター（〒810-0004 福岡県福岡市中央区渡辺通4-6-20）
- ²正会員 株式会社IHIインフラシステム（〒509-0977 大阪府堺市堺区大浜西町3番地）
- ³正会員 博（工） 愛知工業大学 耐震実験センター（〒470-0356 愛知県豊田市八草町八千草1247）
- ⁴正会員 博（工） 愛知工業大学教授 工学部土木工学科（〒470-0356 愛知県豊田市八草町八千草1247）
- ⁵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

既設鋼トラス橋の支点上の対傾構は、橋軸直角方向にレベル2地震動を入力した際には大きく損傷する場合が多い。道路橋示方書¹⁾の耐震設計に従って、この対傾構を弾性範囲に留めるためには当て板補強や部材取替えを行う必要があるが、一般的に補強後の剛性が高くなるために周囲の上下弦材や垂直材といった主構にまで影響が及ぶことで補強範囲が広がり、結果的に大規模な補強工事につながってしまう。

著者らはこれまで鋼トラス橋や鋼アーチ橋の支点上対傾構を含む構面（以下、パネルと称す）を対象として、写真-1に示すような繰り返し載荷実験を実施し、繰り返し荷重下における終局挙動を明らかにしてきた^{2),3)}。更にそこでは実験結果を精度良く再現することが可能（図-1、文献2）から図を引用）なため、実務設計での使用を前提とした橋梁全体系の解析モデルにおけるブレース材のモデル化を提案し、従来から用いられているファイバー要素での合理的な耐震補強設計法についても述べている。以下、文献2)を前論文と称す。

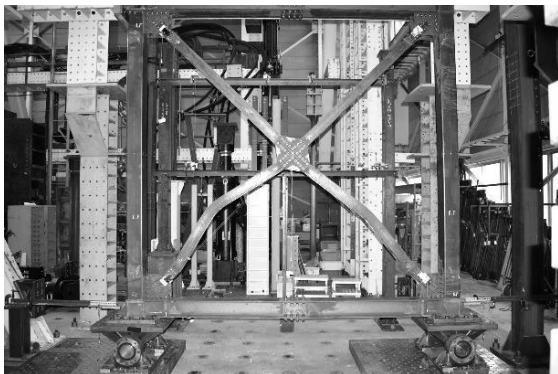


写真-1 鋼トラス橋のブレース材の終局挙動に関する実験風景²⁾

そこで、本論文では前論文の実験結果により確証が得られたモデルによってブレース材の塑性化を許容した合理的な耐震補強設計をすることを目的に、支点上の鉛直材、横支材、対傾構からなるパネルの構成部材の安全性と、構造全体の安全性の観点より一般的な鋼トラス橋の耐震性能照査の実施例を示している。

2. 対象橋梁および解析モデル

(1) 橋梁概要

対象とした橋梁は図-2に示す3径間連続上路式鋼トラス橋で、昭和55年道示で設計された耐震補強が必要とされる一般的な山間部に架かる既設橋梁を想定している。なお、前論文の実験では、このモデル橋の支点上パネルの約1/2供試体が用いられた。

(2) 解析モデル

対象橋梁の鋼部材にファイバー要素を採用して全体系の解析モデルを構築した。そこでは、前論文で実験結果により確証が得られたブレース材の提案モ

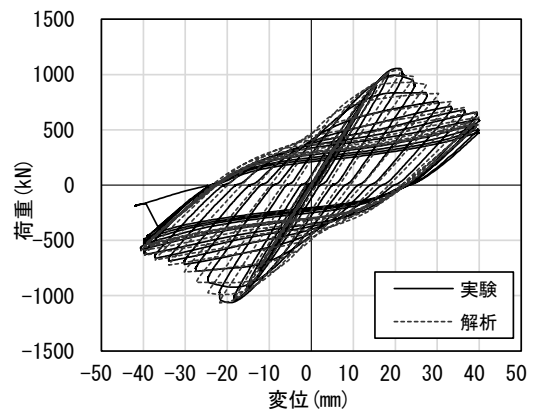


図-1 繰り返し載荷実験と再現解析²⁾

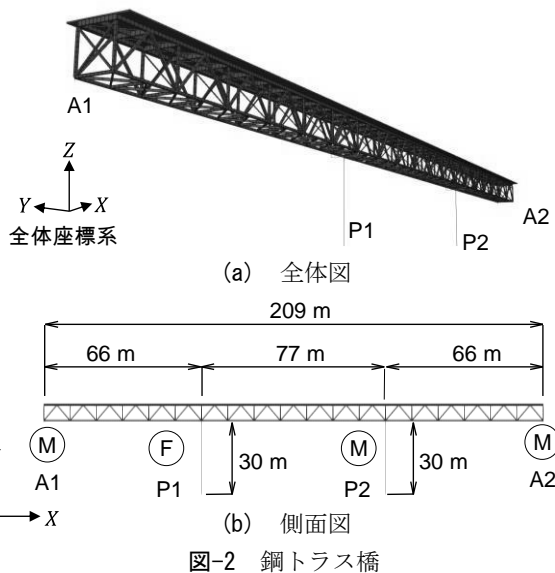


図-2 鋼トラス橋

デルを適用している．具体的には図-3(a)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対傾構を8分割として，端部は剛結合，ガセット端部から垂直材軸心までは剛体要素で繋いだ．また，パネルの支点位置までは図-3(b)に示すように実際の構造と位置関係を合わせるために剛部材でオフセットを考慮した．これは，常時荷重の設計ではパネル下端の格点部に直接支点条件を与えることがあるが，今回のようなレベル2地震動で，部材が塑性化したり部材座屈を幾何学的非線形形で考慮するような非線形性の強い解析を行う場合には，実構造に合わせてオフセットによる付加曲げを考慮するモデル化が必要だと考えたためである．前論文の実験供試体の再現解析において，実験では下段ブレースが座屈した(写真-1)のに対して，このオフセットを考慮しないと上段ブレースが部材座屈する結果となり，実験結果を再現することができなかったことから，オフセットを全体系解析モデルにも考慮することは必要であると考えられる．

ブレース材の材料構成則については降伏点以降 $E/100$ (ここに， E ：弾性係数)のバイリニア型の移動硬化則を用いた．前論文で採用したように引張強さ以降はひずみ硬化しないトリリニア型の構成則も考えられるが，いずれにしても繰り返し履歴の影響が考慮できないため，今後はそれらも考慮できる高精度な構成則を用いる必要がある．更に，ブレース材は非エネルギー吸収部材⁴⁾であるものの，前論文の繰り返し載荷実験により鋼製橋脚に見られるような紡錘形の履歴ループを描いていることから，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．しかしながら，既設のブレース材は制震ダンパーと同等の安定した繰り返し作用によるエネルギー吸収が見込めるとは考え難いため，高精度

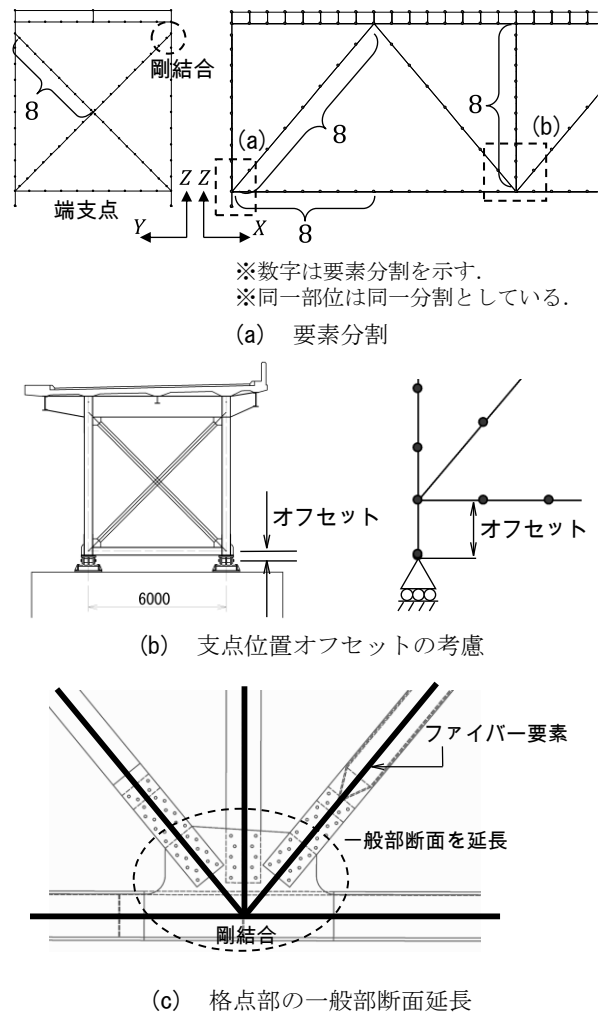


図-3 要素分割と結合部のモデル化

な構成則は必要であると考えられる．

上下弦材，斜材，垂直材の主構についても同様に格点間を8分割とし，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(図-3(c))とした．今回は橋脚に着目しておらず，RC橋脚の弾性はり要素でモデル化した．基礎-地盤系は固定支持として，支承は線形ばね要素で境界条件を与えた．

3. 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¹⁾に示されるタイプI，タイプIIの標準波(1波目)で，入力方向は橋軸直角方向とした．架橋地点の地盤種別はII種地盤，B2地域(地域別補正係数 $c_{zI} = 1.0$ ， $c_{zII} = 0.85$)を想定した．

対象とした鋼トラス橋の低次の橋軸直角方向固有モードは対称1次モード，固有周期 T は0.60s(固有振動数 $f = 1.668$ Hz)であり，入力地震動の応答

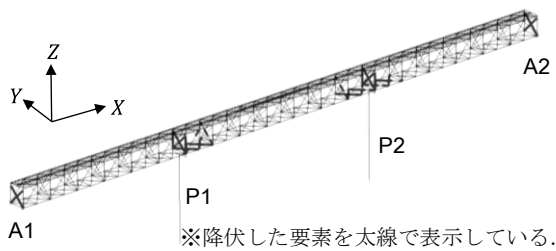
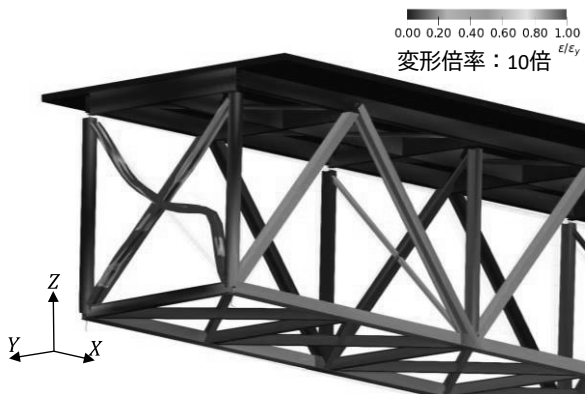


図-4 地震応答解析による降伏箇所 (タイプII)

表-1 部材の降伏比 (タイプII)

		A1	A1-P1	P1	P1-P2	P2	P2-A2	A2
		支点上	径間	支点上	径間	支点上	径間	支点上
主部材	上弦材	-	0.88	-	0.88	-	0.88	-
	下弦材	-	0.65	-	0.87	-	0.69	-
	斜材	-	0.71	-	1.11	-	0.91	-
2次部材	垂直材	1.12	0.30	18.54	0.55	18.59	0.43	1.16
	対傾構	28.61	0.65	4.44	1.32	6.78	0.99	51.66
	下支材	2.17	0.49	3.46	1.44	3.81	0.83	3.73

※ 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 $\varepsilon/\varepsilon_y$ を示している。
 ※ 網掛けは降伏比 $\varepsilon/\varepsilon_y$ が1を超過している (降伏している部位) を示している。



(a) 弾塑性有限変位解析



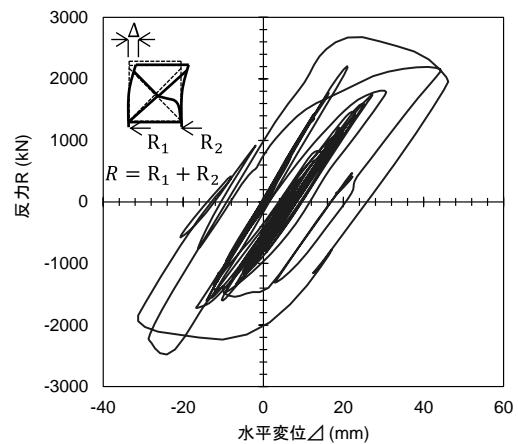
(b) 弾塑性微小変位解析

図-5 ひずみコンター変形図 (タイプII)

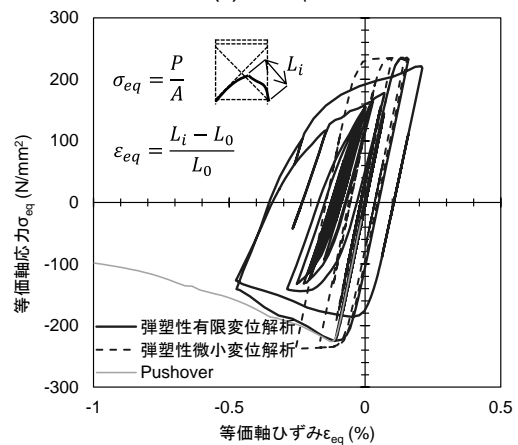
スペクトルの最大域に位置 (タイプ I : 1300 gal, タイプ II : 1488 gal) している。

減衰モデルにはレーリー型減衰モデルを用いている。固有値解析で得られた刺激係数と固有モードから2つの橋軸直角方向卓越モードを選定し、地震応答解析に用いるレーリー型減衰の係数を設定した。

解析プログラムには SeanFEM⁵⁾を用いた。ブレース材の部材座屈を精度良く表現するために優位性のある Updated Lagrange 法を幾何学的非線形性の解法に採用している。この方法は八ツ元⁶⁾により解析プログラムの基礎的な検証が行われ、前論文において繰り返し載荷実験の再現解析によって確認が得られている。



(a) パネル



(b) ブレース材(L側)

図-6 A1側パネル構成部材の応答履歴 (タイプII)

ス材の部材座屈を精度良く表現するために優位性のある Updated Lagrange 法を幾何学的非線形性の解法に採用している。この方法は八ツ元⁶⁾により解析プログラムの基礎的な検証が行われ、前論文において繰り返し載荷実験の再現解析によって確認が得られている。

(2) 地震応答解析結果

ほとんどの部位においてタイプ I 地震動よりもタイプ II 地震動のほうが応答が大きい結果が得られたため、主要な部材損傷に関する結果についてはタイプ II 地震動の結果のみを示す。タイプ II 地震動を橋軸直角方向に入力して降伏した要素を図-4 に、部材の降伏比 $\varepsilon/\varepsilon_y$ (ここに、 ε : 局所最大ひずみ, ε_y : 降伏ひずみ) を表-1 に示す。端支点、中間支点付近に損傷が集中しており、端支点对傾構、中間支点垂直材の降伏比が大きい。A1 側端支点对傾構に着目して、最大の損傷時刻のひずみコンター変形図を図-5 に示す。同図(a)には橋軸直角方向への慣性力作用によって対傾構の部材座屈が表れている。同位置のパネルとブレース材の荷重-変位曲線を図-6

に示す。図-6(a)に示すパネルでは交番载荷で左右のブレース材がそれぞれ抵抗するものの、座屈の程度は左右等しくないため、座屈による残留変位の影響で反力の正負に違いが生じている。図-6(b)の圧縮側（マイナス側）には単調载荷の Pushover 解析の結果も合わせて示しており、地震応答解析の荷重-変位履歴を包括していることがわかる。

幾何学的非線形性の影響を確認するために、図-5(b)と図-6(b)に微小変位解析の結果を示している。微小変位解析では幾何学的非線形性の影響は考慮されていないため、図-5(b)には部材座屈は表れておらず、対傾構端部において局所的に高いひずみが見られる。部材座屈を表現できていないため、図-6(b)に示すように荷重低下はせず、ブレース材軸方向変位は半分程度に小さくなっている。ブレース材の応答が変わると周囲の主構の応答や支承反力に影響が生じるため、ブレース材のモデル化と幾何学的非線形性の精度が要求されると考えられる。

4. 耐震性能照査

2018年制定の学会示方書⁴⁾による耐震性能照査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。前章の結果を用いて対象としている鋼トラス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手法で評価し、主荷重を受け持つ部材（ここでは垂直材）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。

主構である垂直材の損傷状態を図-7に示す。A1端支点上の垂直材は同図(a)に示しているように、上端部の一部要素が降伏しているものの、この部分の実構造はガセット部となっており（同図(a)、a部、b部）、解析モデルにその影響は考慮されていない。さらに降伏比も僅か($\epsilon/\epsilon_y = 1.12$)で、紙面の都合上示していないが、3波平均で降伏ひずみ以下となり、この部位の損傷に対する補強は不要と判断した。一方、中間支点部の垂直材は同図(b)に示すように部材座屈が生じて大きな損傷が見られることから、補強が必要である。支間が橋軸直角方向に変形すると中間支点上のパネルは鉛直軸まわりにねじれるような挙動になり、垂直材がパネル面外方向（橋軸方向）に座屈したと考えられる。このことから、パネル面外方向の曲げ剛性を上昇させる断面補強が

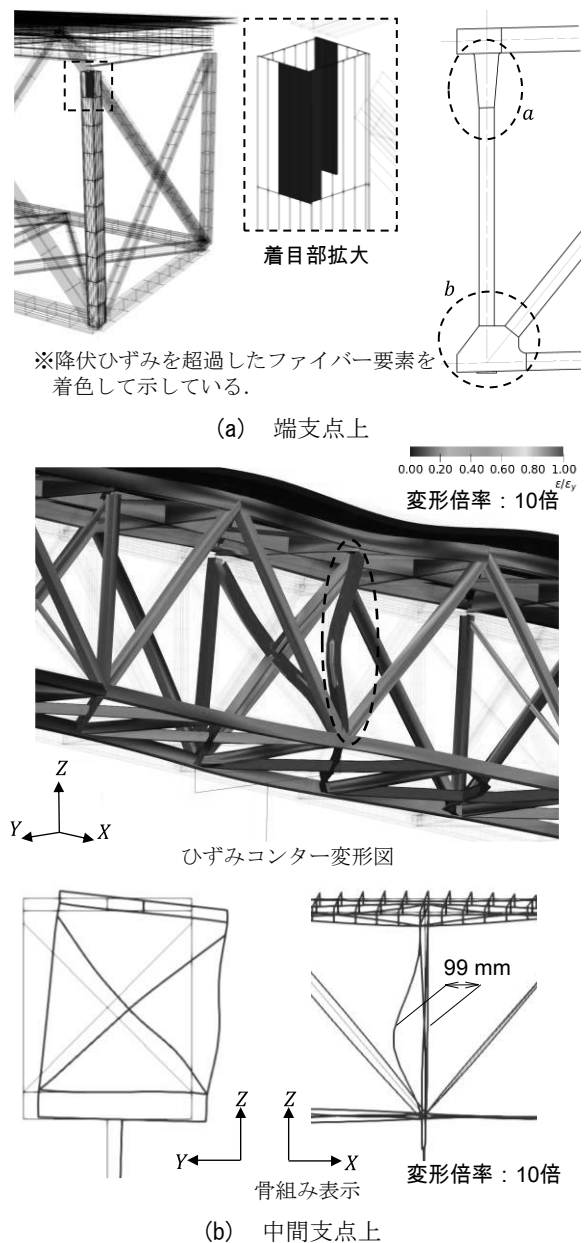


図-7 垂直材の損傷状態（タイプII）

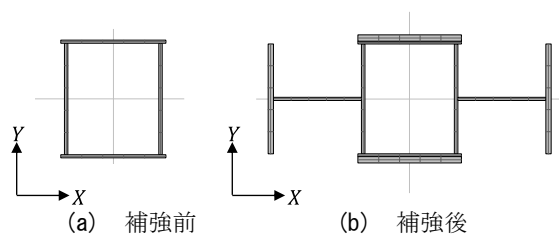


図-8 中間支点上垂直材補強断面

有効だと考えられ、具体的には図-8(b)に示す断面（補強前との断面積比 3.1 倍、曲げモーメント比 13.9 倍）にすることで弾性範囲に抑えることができた。

ブレース材自体の照査は不要であるが、繰り返し塑性変形によって生じる低サイクル疲労破断の懸念があるため、ブレース材の塑性変形の累積値を降伏

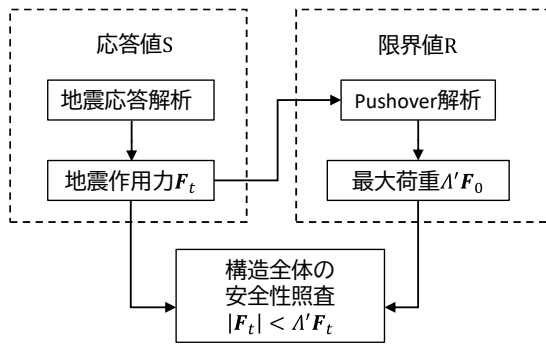


図-9 全体系はりモデルを用いた構造全体の安全性照査フロー

変形で除した累積塑性変形倍率⁴⁾について確認した。着目した A1 側パネルの L 側対傾構において、タイプ I 地震動で 62、タイプ II 地震動で 43 であった。鋼材の累積塑性変形倍率の限界値は概ね 500~1000 とされており、今回の結果はいずれも小さいものであった。但し、実際には材端結合部のガセット部のすべりや塑性化によって不安定な応答になることが考えられるため、累積塑性変形による判定については今後十分な検証が必要である。

(2) 構造全体の安全性照査

構造全体の安全性照査のフローを図-9 に示す。ここに、限界値 R の Pushover 解析^{7), 8)}には損傷部材（ここではブレース材）に、実験により確認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ことができる²⁾ため、応答値 S の地震応答解析と同一のモデルが使用できる。

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。今回着目した時刻は、塑性化を許容する対傾構を含む A1 側パネルの変位が最大となった時刻とした。図-10 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 A を乗じて実施する。

Pushover 解析から得られた荷重-変位を図-11 に示す。図中(a)(b)(c)は挿絵の各記号位置の変位を表している。縦軸に漸増した荷重倍率 A 、横軸に橋梁全体の代表点として各支間中央の点の変位をとっている。着目した A1 側の支間中央(a)において、明確に最大荷重点が見られないものの、最大荷重は地震時 ($A = 1.0$) よりも大きいことは明らかである。また、地震時まではほぼ弾性挙動（同図点線）であることから構造全体の安全性は確保されていると判断できる。

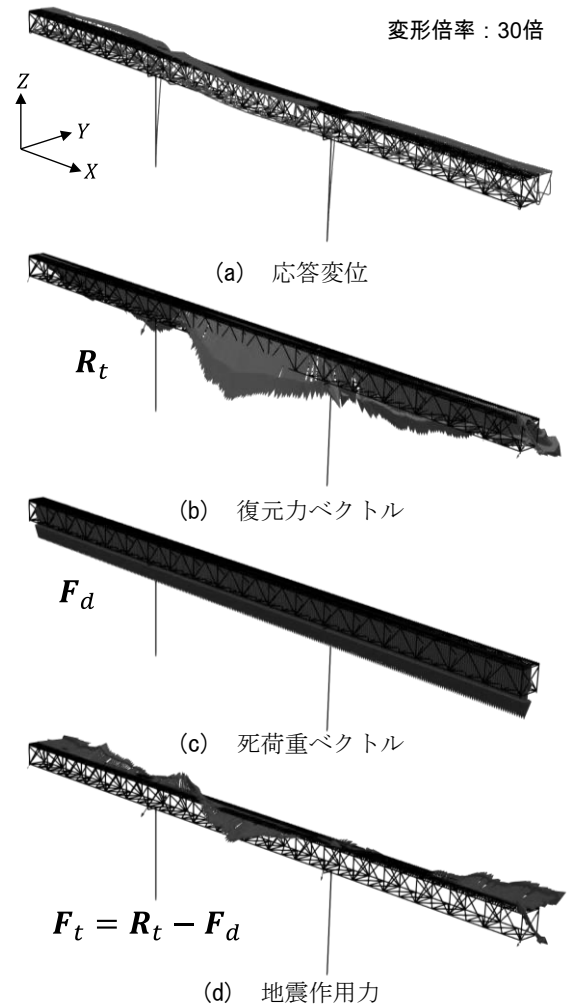


図-10 着目時刻の応答変位と荷重ベクトル

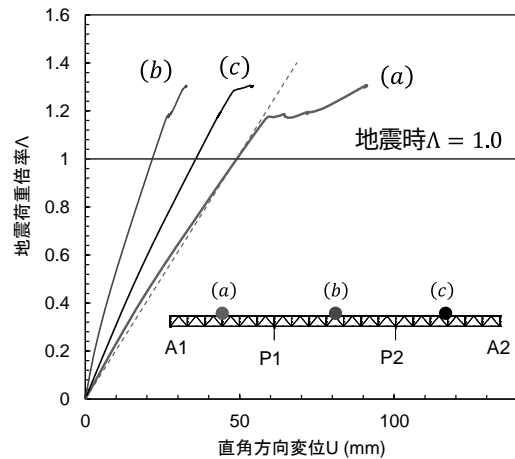


図-11 構造全体の荷重-変位

(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 A1 側支点上のパネルを対象とした残留変位を確認する。A1 側支点上パネルの応答変位を図-12 に示す。同図時刻歴波形より最終時刻で十分に振動は収まっているため、残留変位には最終時刻 40 s の応答変位をとるものとした。残留変位は 7.4 mm であ

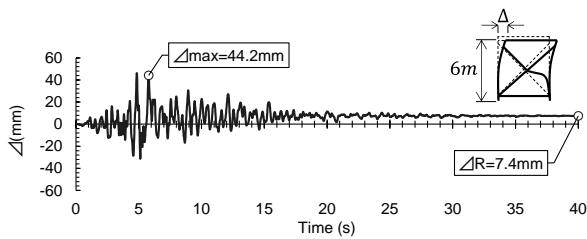


図-12 A1側パネル応答変位（タイプⅡ）

り、パネル高さの $h/810$ ($h = 6 \text{ m}$)程度であった。残留変位は十分に小さいものであるため、地震後の使用性・復旧性については問題無いと考えられる。しかしながら、応答変位から算出した残留変位は塑性化する要素に用いた材料構成則の履歴特性に大きく依存するため、ここにおいても高精度な材料構成則の開発が望まれる。

5. おわりに

本論文では著者らがこれまで実施してきた実験結果により確証が得られたブレース材のモデル化、解析手法によってブレース材の塑性化を許容した合理的な耐震補強設計について検討した。結果的に中間支点上の主構の垂直材を弾性範囲に抑える断面補強だけとなり、ブレース材を弾性範囲に抑えた場合の補強設計よりも補強量は大幅に小さくできたと考えられる。

但し、今回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。今後、繰り返し履歴の影響と、部材座屈後の大きなひずみ領域まで精確に評価することができ、ブレース材の材料構成則の開発が必要である。また、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今後十分な検証が必要である。

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。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，2017.
- 2) 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.
- 3) 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.
- 4) 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.
- 5) 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.
- 6) 八ツ元仁，馬越一也，金治英貞，中村真貴，野中哲也：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，土木学会論文集 A2（応用力学），土木学会，Vol. 73 No. 2（応用力学論文集 Vol. 20），p.I_769-I_780，2017.
- 7) 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.
- 8) 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，Vol. 66A，2020.