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）

アーチ橋の地震時挙動予測に基づく3方向荷重を用いた鋼支柱の繰り返し載荷試験と再現解析

海老澤　健正[1]・野中　哲也[2]・山田　忠信[3]・馬越　一也[4]

[1]正会員　工修　名古屋工業大学大学院助教　工学専攻（〒466-8555 愛知県名古屋市昭和区御器所町）
[2]正会員　博(工)　名古屋工業大学大学院教授　工学専攻（〒466-8555 愛知県名古屋市昭和区御器所町）
[3]正会員　博(工)　株式会社IHIインフラシステム（〒590-0977大阪府堺市堺区大浜西町３番地）
[4]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）

1. はじめに

既設の上路式鋼アーチ橋に対して，現行のレベル2地震動またはそれ以上の地震動を作用させると，対傾構やアーチ下横構以外に，支柱が塑性化することが多く見られる．支柱は，補剛桁を支える部材であるため，耐震設計上，塑性化は許されていない．しかし，塑性化が生じないように支柱を補強した場合には，当該支柱の耐力が上昇し，周辺の部材が塑性してしまい，補修設計が不可能あるいは可能であっても現実的ではない規模の補修を要する結果となる懸念がある．

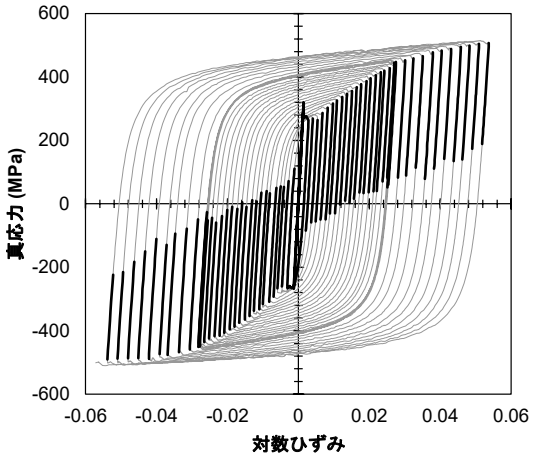
既設橋において，支柱の塑性化を許容できることが実験で確認でき，それが再現できる解析モデルによる照査であれば，支柱の塑性化を許容できる可能性が出てくる．本研究では，まず，学会示方書[1)]の上路式鋼アーチ橋を対象に，確実に支柱を塑性化する場合を想定してレベル2地震動の1.5倍の地震動を与えたアーチ橋全体の3次元骨組モデルによる動的応答解析を実施し，塑性化の生じる支柱の挙動予測を行う．塑性化の生じた支柱部材に着目し，部材に作用する鉛直軸力および，部材両端の水平2方向相対変位を抽出し，それを支柱模型供試体に繰り返し履歴として載荷することで，アーチ橋支柱の地震時の損傷状態を実験的に確認する．

そして，実験で得られた支柱挙動に対して再現解析を実施する．支柱の耐力は局部座屈の発生に大きく依存することから，再現解析では支柱供試体をシェル要素でモデル化する．また，予想される支柱の応答特性から，材料構成則については多軸応力に対応したものが必要となる．本研究では，実務設計への適用を念頭に，出来るだけ簡便な材料モデルとして，著者らがH形鋼の繰り返し履歴挙動を再現するために開発した構成則[2)]（以下，多軸マルチリニアモデルと呼ぶ）を適用し，その再現精度を確認する．その際，本研究で対象とする支柱は，SM400圧延鋼板から溶接により作成した無補剛箱型断面であるため，機械的性質が同等のSS400鋼板から製作した材料試験片による一軸繰り返し載荷材料試験を実施し，解析に用いる材料パラメータを同定する．

2. 多軸応力下での鋼材の繰り返し材料構成則

(1) 新たな材料構成則の必要性

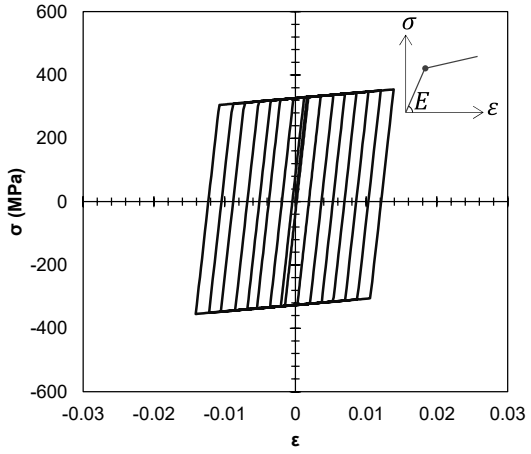
鋼支柱の地震時挙動を数値解析により再現するには，材料構成則は，まず，繰り返し荷重に対して適切に履歴挙動を表現できる必要がある．鋼材の一軸の引張・圧縮の漸増載荷材料試験での真応力－対数



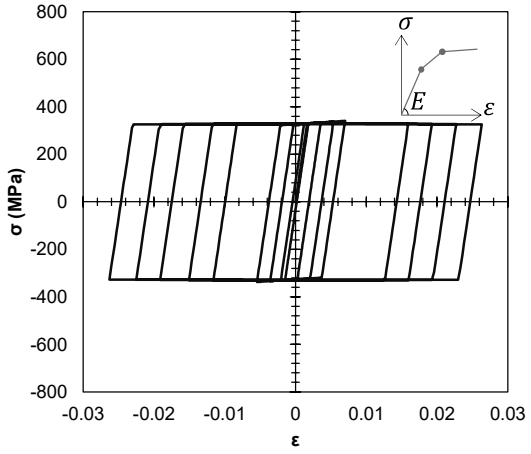
ひずみ関係の例を図-1に示すが，繰り返し載荷の進行に伴い，圧縮・引張とも応力－ひずみ曲線が等方的に膨らむような挙動を示す一方，オフセット法で同定した弾性域は縮小する傾向を持つ．局部座屈を伴う鋼製橋脚を主に対象とする精緻な材料構成則である修正二曲面モデル[3]，三曲面モデル[4]，BMCモデル[5]等はこのような鋼材の材料特性と整合する挙動を表現することができるが，実務設計で用いるにはやや複雑すぎるという課題がある．

一方，現時点で実務設計で用いられている一般的な移動硬化則では，必ずしもこの特性を適切に表現できていないのが実情である．図-2に，バイリニアの移動硬化則に，一軸の繰り返し履歴を与えた際の応力－ひずみ関係の例を模式的に示す．また，塑性後の応力上昇を引張強度にて頭打ちとしたトリリニアモデルについても合わせて示す．これを見ると，バイリニア移動硬化則では第2，第4象限の膨らみは小さい．さらに，単調引張挙動ではバイリニア移動硬化則よりも実挙動に近いと考えられるトリリニア移動硬化則では，載荷が進むと応力が全体的に低下してしまう挙動となり，実際の材料特性とは定性的にも乖離が生じている．

そこで本検討では，応力－ひずみ関係の等方的な膨らみや弾性域の縮小を考慮できる多軸応力下の材料構成則として， 多軸マルチリニアモデル[2]を若干修正して，溶接構造の無補剛箱型断面の鋼支柱への適用性を検討する．



(a)　バイリニア移動硬化則



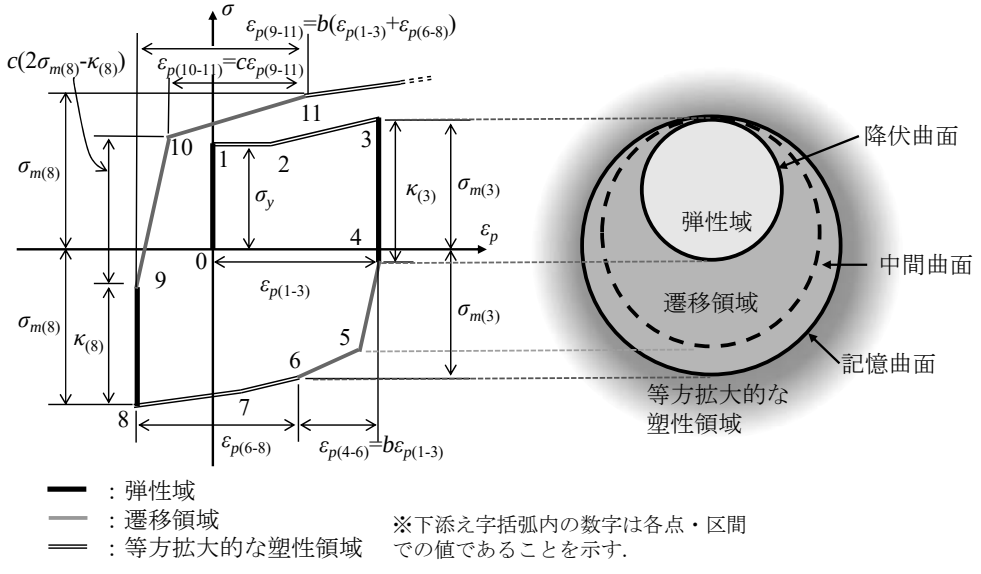
(b)　トリリニア移動硬化則

図-2　一般的な移動硬化則の一軸繰り返し挙動

(2) 多軸マルチリニアモデル

a) 概要

多軸マルチリニアモデルの概要として，図-3に一軸繰り返し下での挙動と，図-3(a)中の点3での多軸応力空間での状態を示す．多軸マルチリニアモデルは弾性域と，塑性域での2つの領域（遷移領域，等方拡大的な塑性領域）の計3つの領域を持ち，降伏



(a) 一軸繰り返しでの応力－ひずみ関係　　(b) 多軸応力空間での状態

図-3　多軸マルチリニアモデル

曲面，記憶曲面がそれぞれの境界となる．

b）記憶曲面と等方拡大的な塑性領域

記憶曲面は半径を履歴最大の相当応力として等方的に拡大するものとし，中心は原点のまま移動しない．すなわち，初期の記憶曲面は降伏曲面と一致し，降伏後は移動する降伏曲面を常に包含するように拡大する．これにより，繰り返し塑性により鋼材の応力が等方的に上昇することを表現する．記憶曲面の外側である等方拡大的な塑性領域での硬化係数は，**図-3**の繰り返し履歴から等方拡大的な塑性領域のみを取り出して，**図-4**の相当応力$\bar{\sigma}$－塑性ひずみ（有効相当塑性ひずみ$\bar{\varepsilon}_p^{ef}$）関係としたものが単調引張載荷曲線の真応力－塑性ひずみ関係と一致するように，硬化係数を決定する．ここで，有効相当塑性ひずみとは，等方拡大的な塑性領域のみでの塑性ひずみ増分の和として定義する．なお，数値解析では単調載荷での真応力－塑性ひずみ関係を多直線近似して与えている．

c）降伏曲面と弾性域

降伏曲面半径を以下の式(1)のように，有効相当塑性ひずみの関数として表現することにより，弾性域の縮小を表現する．

$$\kappa = \kappa_\infty + (\kappa_0 - \kappa_\infty)\exp\left(-\frac{\bar{\varepsilon}_p^{ef}}{a\varepsilon_y}\right) \tag{1}$$

ここで，

κ_0：初期の弾性域の大きさ（初期降伏応力の 2 倍）

κ_∞：弾性域の大きさ収束値

a：弾性域の減少度合いを表す係数

ε_y：初期降伏ひずみ

d）遷移領域

遷移領域は降伏曲面と記憶曲面の間の領域であり，除荷時や再載荷時において，弾性域を超えた後，履歴最大応力に到達するまでの領域である．図-3(a)に示すこの領域での塑性ひずみ$\Delta\varepsilon_p^t$は有効相当塑性ひずみに比例すると仮定する．

$$\Delta\varepsilon_p^t = b\bar{\varepsilon}_p^{ef} \tag{2}$$

また，**図-1**に示したように実挙動としては徐々に剛性が連続的に低下するが，モデルを簡易化するため**図-3**のように2直線による折れ線として表現し，中間点の位置は，係数cにより与える．これを多軸空間で表すと中間点は中間曲面として表現され，中間曲面内外での硬化係数H_1^t，H_2^tはそれぞれ，以下の式で表される．

$$H_1^t = \frac{c}{1-c}\frac{\Delta\sigma^t}{\Delta\varepsilon_p^t} \tag{3a}$$

$$H_2^t = \frac{1-c}{c}\frac{\Delta\sigma^t}{\Delta\varepsilon_p^t} \tag{3b}$$

ここで，係数cは文献2)では一定としていたが，載荷の進行に伴い値が上昇する傾向が見られたため，c_0，c_1をパラメータに持つ1へ漸近する指数関数として表すよう修正を行った．

$$c = 1 - (1 - c_0)\exp\left(-\frac{\bar{\varepsilon}_p^{ef}}{c_1\varepsilon_y}\right) \tag{4}$$

なお，中間曲面は等方拡大的な塑性領域からの除荷時の毎に設定され，再度記憶曲面へ到達するまでは半径は一定である．降伏曲面が中間曲面の内側にあるときは移動せず，降伏曲面が中間曲面に接したのちは常に降伏曲面を包含するように記憶曲面内を移動する．

3. 一軸材料試験に基づく繰り返し載荷に関する材料パラメータの同定

(1) 概要

実験の再現解析や実構造物の地震応答解析には，本来，供試体に用いた鋼材の材料試験により構成則のパラメータを定めるべきであるが，単調引張試験はともかく，繰り返し材料試験を毎回実施するのは現実的ではない．また，板厚の薄い鋼材では圧縮時に早期に座屈が生じて実験そのものが困難である．

そこで，本研究では，実務設計での使用を考慮して，鋼材の種類を選定すれば構成則のパラメータが

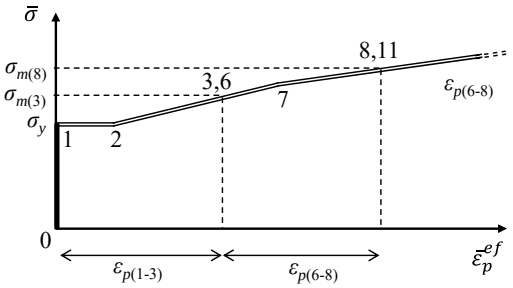


図-4 等方拡大的な塑性領域での相当応力－有効相当塑性ひずみ関係

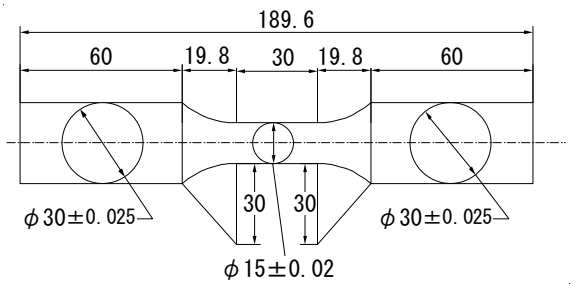


図-5 一軸繰り返し材料試験片

設定できるように，既往の一軸の片振り・両振り繰り返し材料試験[6]の結果を整理して繰り返しパラメータの同定を行うことを進めている．

(2) 材料試験片

材料試験に用いた試験片は，5章での支柱模型実験での鋼種SM400と溶接性以外の機械的性質が同等な鋼板（SS400，板厚35mm）から切削加工して製作した．形状は**図-5**に示す円形断面のダンベル型試験片とし，一軸繰り返し試験での圧縮時の座屈を抑制するため，中央の平行部をJIS4号試験片よりも太く短いものとしている．

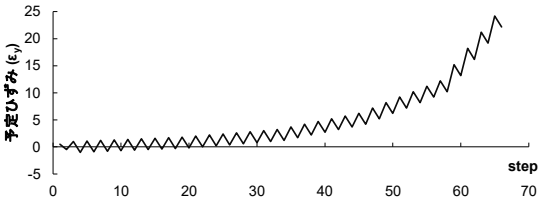
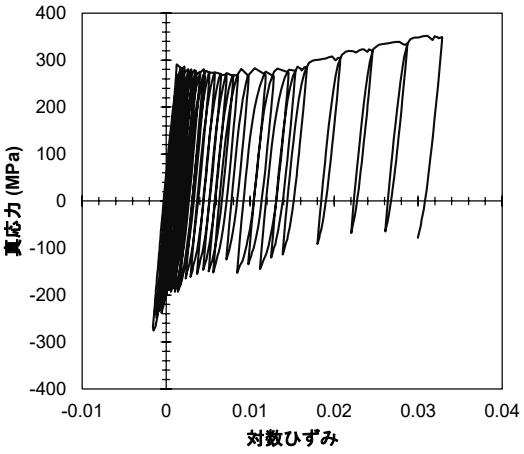
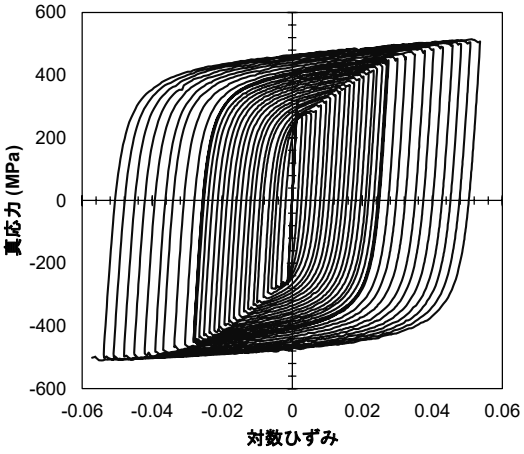


図-6 小振幅の繰り返しを伴う引張試験で与えるひずみ履歴



(a) 小振幅の繰り返しを伴う引張試験



(b) 両振り漸増載荷試験

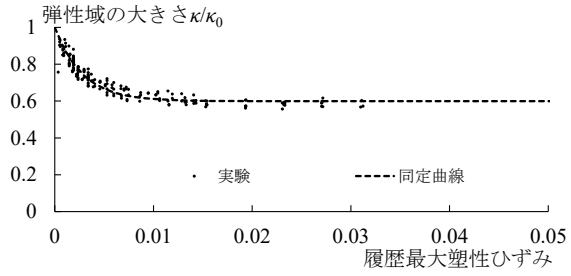
図-7 繰り返し材料試験で得られた真応力－対数ひずみ関係

(3) 載荷方法

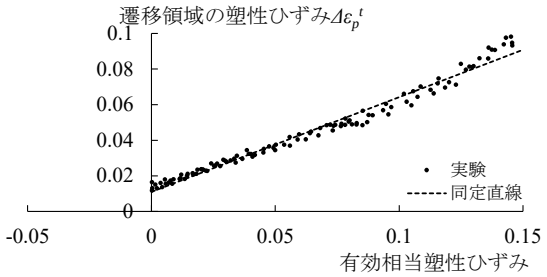
繰り返し載荷試験としては，引張と圧縮ひずみを等しく漸増させる両振り漸増載荷試験と，小振幅の繰り返しを伴いながら引張側へと載荷を行う試験の2種類を実施した．両振り漸増載荷試験では，降伏ひずみε_yを基準振幅として，その整数倍に振幅を漸増させる．小振幅の繰り返しを伴う引張試験では，**図-6**に示すように，圧縮時のひずみ振幅は$2\varepsilon_y$と固定し，引張時のひずみ振幅を$2.2\varepsilon_y$～$5\varepsilon_y$として圧縮時のひずみ振幅よりも大きくし，全体として引張側に推移していく載荷としている．なお，降伏ひずみε_yおよびパラメータ同定に必要となるヤング率，降伏応力等は，同ロットの鋼板から製作したJIS4号試験片による引張試験より同定している．

(4) 実験結果および繰り返し材料パラメータの同定

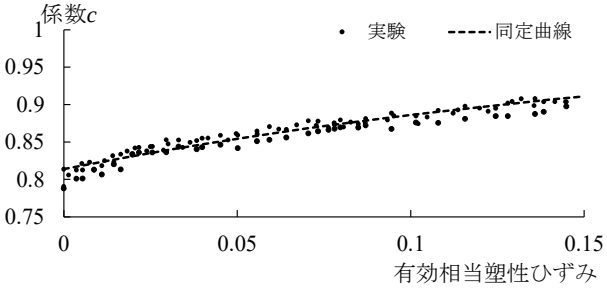
図-7に各繰り返し載荷試験により得られた真応力



(a) κ/κ_0－有効相当ひずみ関係



(b) 遷移領域の塑性ひずみ－有効相当ひずみ関係



(c) 係数c－有効相当ひずみ関係

図-8 繰り返し材料パラメータの同定

ー対数ひずみ関係を示す．**図-7(a)**の小振幅の繰り返しを伴う引張試験結果において，オフセット法により弾性域を同定し，無次元化した弾性域の大きさκ/κ_0と有効相当ひずみの関係を**図-8(a)**のように求め，κ/κ_0とaを同定した．

また，**図-7(b)**の両振り漸増載荷試験から，遷移領域の塑性ひずみー有効相当塑性ひずみ関係（**図-8(b)**）および中間曲面位置を表す係数cー有効相当塑性ひずみ関係（**図-8(c)**）を整理し，材料パラメータb，c_0，c_1を同定した．これらのパラメータはいずれも無次元量であり，同定値を**表-1**に整理して示す．

表-1　同定された材料パラメータ

弾性域	弾性域の大きさの収束値 κ/κ_0*)		0.600
	縮小の係数 a		2.15
遷移領域	ひずみの大きさに関する係数 b		0.535
	中間点位置に関する係数	c_0	0.814
		c_1	148

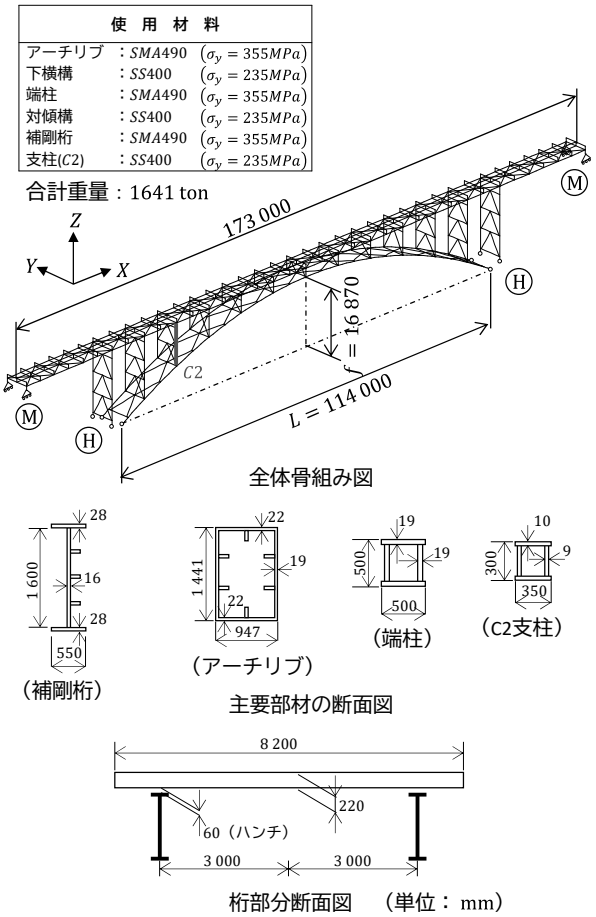


図-9　対象橋梁と3次元骨組モデル

4. アーチ橋支柱の地震時挙動

(1) 対象橋梁とモデル化

研究対象のアーチ橋は，**図-9**に示すような上路式鋼アーチ橋であり，文献 1)で提示されている橋梁である．本研究で着目しる支柱は，図内に赤線で示している箱形断面の鋼部材である．モデル化についても，文献 1)を参考にして，はり要素（ファイバー要素）による 3 次元骨組モデル（**図-9**）とし，塑性化する鋼部材を細かく要素分割した．なお，鋼材の材料構成則については，ここではバイリニアモデルの移動硬化則とした．

(2) 解析条件

作用させる地震動として，兵庫県南部地震の観測波形 JMA を用いて，NS 成分の波形を橋軸方向（X 軸方向），EW 成分の波形を橋軸直角方向（Y 軸方向）に作用させる同時 2 方向加震とした．着目する支柱を明確に塑性化させるため，観測波形を 1.5 倍にして加震した．その他の解析条件の解析手法（動的弾塑性有限変位解析）や減衰等についても，文献 1)の通りとした．

(3) 解析結果

同時 2 方向載荷の地震応答解析結果を**図-10** に示す．この図は，変形状態をわかり易くするため変形表示倍率を10倍して，応答ひずみを降伏ひずみで正規化した色（降伏は赤色）で示している．着目している支柱は，上下端で塑性化しているのが確認でき，支柱上部付近で最大圧縮ひずみが $3.47\varepsilon_y$，最大引張ひずみが $2.73\varepsilon_y$となった．この支柱の上端と上端から 2.5m 位置の相対変位の時刻歴グラフを**図-11** に示

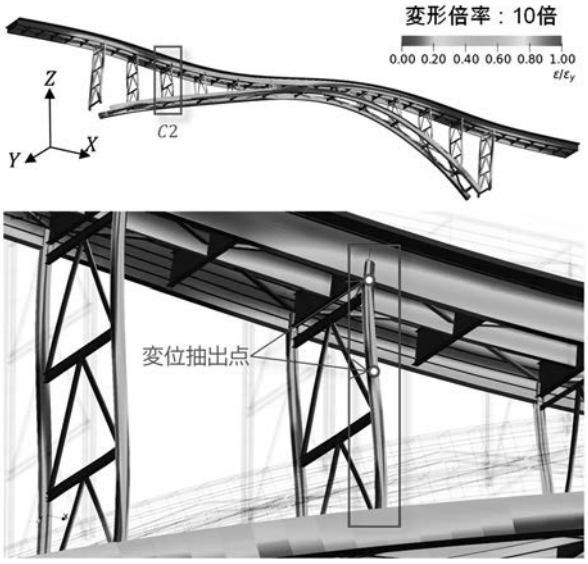
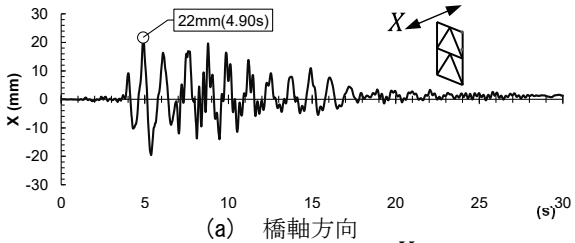
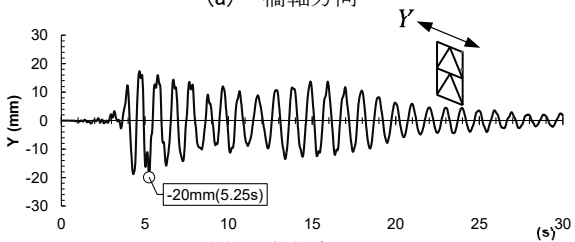


図-10　ひずみコンター変形図

す．同図(a)の橋軸方向（X 軸方向）に最大 22mm，同図(b)の橋軸直角方向（Y 軸方向）に最大 20mm 変位していることがわかる．また，それらの 2 方向の応答変位をグラフにすると，**図-12** のようになり，支柱が 2 方向に変位していることも確認できる．最後に支柱の軸力の応答履歴を示すと，**図-13** のようになる．この図から，軸力が大きく変動し（引張力も生じ），最大圧縮軸力が降伏軸力 N_y の 0.4 倍にも達していることがわかる．以上ら，直目している支柱は，大きく変動する高軸力作用下で，同時水平 2 方向に変位することによって塑性化したことになる．すなわち，支柱が多軸応力状態にて塑性化したといえる．



(a)　橋軸方向



(b)　直角方向

図-11　応答変位の時刻歴

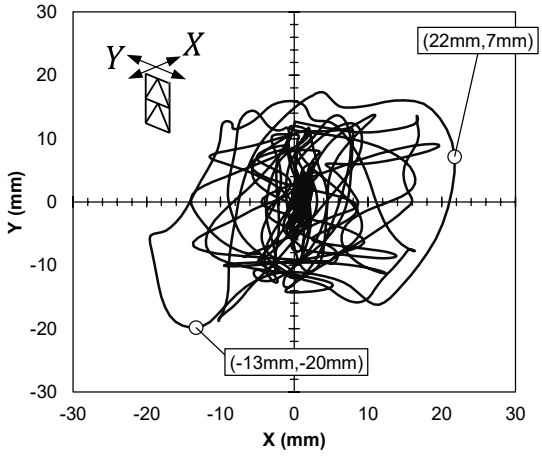


図-12　2 方向応答変位

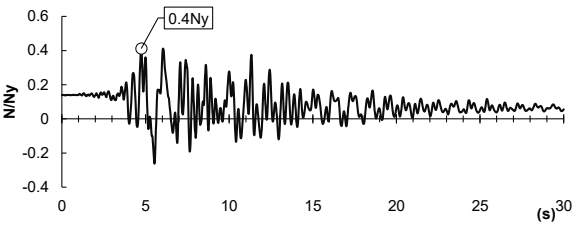


図-13　垂直材の全断面降伏軸力比時刻歴

5.　地震時の荷重履歴に基づく支柱の 3 次元載荷試験

(1) 供試体および載荷方法

試験供試体は，**図-14** に示す実構造の 1/2 スケールとし，セットアップ状況を**写真-1** に示す．載荷装置の境界条件としては，図中供試体の左端が固定端であり，**図-10** でのアーチ橋支柱の上端に対応する．また，供試体の図中右側に荷重載荷点があり，供試体と荷重載荷点の間は十分剛な治具により連結されている．ヒンジ構造である載荷点はモーメント 0 点であり，近似的に **4** 章での実大アーチ橋解析での支柱の変曲点に相当し**図-10** での上端から 2.5m の点近傍に対応するものである．

載荷方法としては，**4** 章のアーチ橋全体の地震時応答解析から得られた支柱の変位・荷重履歴をそのまま静的に与えた．すなわち，鉛直荷重は**図-13** での値を縮尺比に従い 1/4，水平 2 方向変位は**図-11** での値を 1/2 として 3 軸制御を行った．なお，載荷時間の短縮のため，比較的応答の大きい 2.7s～12.0s での応答を約 2mm/min の静的載荷となるようステップを調整した．また，供試体は取り付け部等が多少変形するため，載荷点に与えた変位と比べて支柱部に実質的に作用する変位が減少してしまうことから，

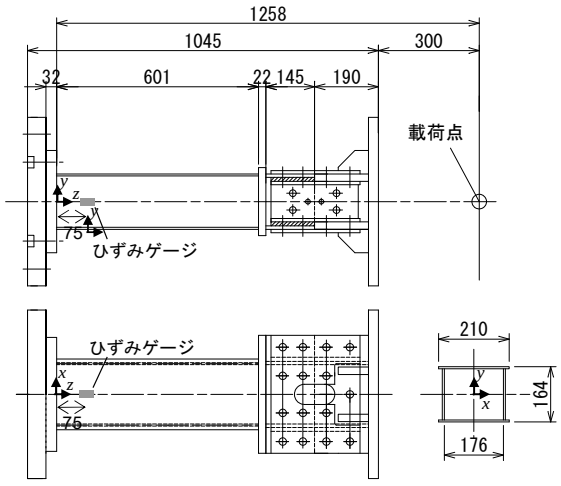


図-14　支柱試験供試体

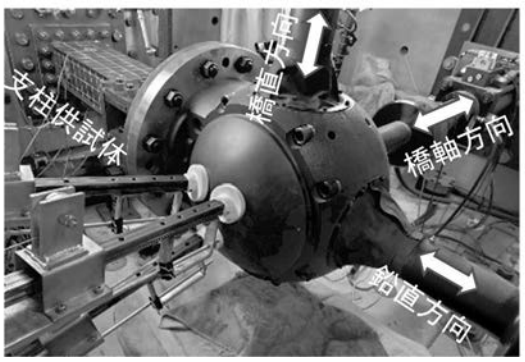
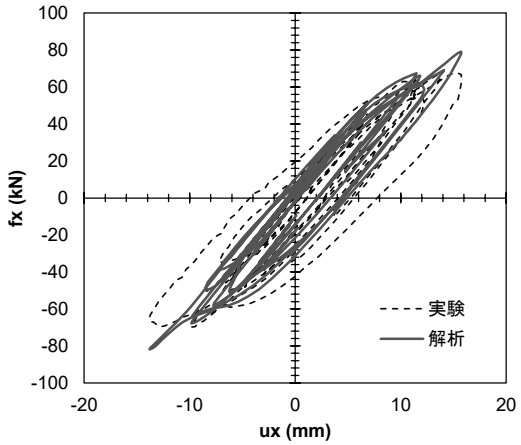


写真-1　支柱試験セットアップ状況

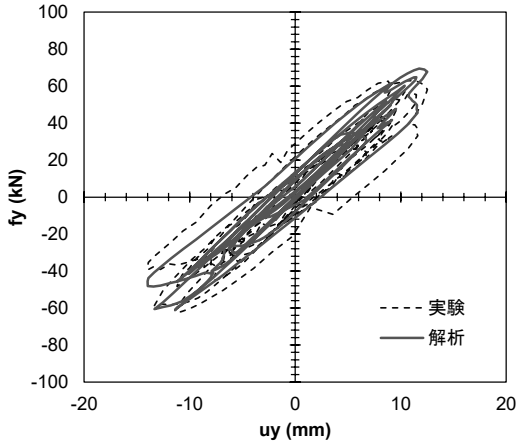
事前の弾性載荷おける供試体剛性と 6 章での解析モデルによる弾性剛性を比較して，載荷点の制御変位を 1.4 倍として与えることとした．

(2) 実験結果

実験で得られた水平荷重－水平変位を，6 章での解析結果と合わせて**図-15** に示す．この図の実験結果から，橋軸方向（X 軸方向），橋軸直角方向（Y 軸方向）ともに履歴挙動を描き塑性化していることが確認できる．ただし，明確な荷重低下には至らなかった．また，固定端から 75mm の位置に貼付したひずみゲージでは，最大圧縮ひずみが，橋軸方向の＋X 方向面で $4.8\varepsilon_y$，－X 方向面で $14.1\varepsilon_y$，橋軸直角方向の＋Y 方向面で $1.5\varepsilon_y$，－Y 方向面で $3.7\varepsilon_y$を計測しており，両面とも塑性化が生じているのを確認した．前述した地震応答解析結果も塑性化し，ひずみ値（はり要素であるため平均化された値）は，これらの値より低めになっている．実験終了後に，塑性化した供試体の表面を観察，計測を行ったが，局部的な凹凸は明確には観察できなかった．



(a)　橋軸方向(X 軸方向)



(b)　橋軸直角方向(Y 軸方向)

図-15　支柱実験の荷重－変位関係

6. 支柱実験の再現解析

(1) 解析モデルおよび載荷条件

再現解析の解析モデルを**図-16** に示す．供試体に対応する部分をシェル要素で，載荷治具等の部分を剛体はり要素でモデル化した．供試体のシェルモデルの材料構成則は，前述した多軸マルチリニアモデルとし，単調引張挙動については支柱供試体素材の引張試験結果を多直線近似した**図-17** を用い，繰り返しに関する材料パラメータは 3 章にて同定した**表-1** の値を使用した．要素分割については，局部座屈が表現できる程度に要素分割した．本解析モデルの境界条件として，解析モデルの下端を拘束し，上端には実験と同様に鉛直方向に荷重履歴，水平方向に同時 2 方向で強制変位履歴を与えた．

(2) 再現解析結果（荷重－変位曲線）

解析結果の載荷荷重と載荷点変位の関係を，前述した**図-15** に実験結果と合わせて示している．この図から，橋軸方向（X 軸方向），橋軸直角方向（Y 軸方向），両方向ともほぼ実験結果を再現できているといえる．実験の方が多少荷重が小さいのは，載荷治具の変形やガタ等によるものと考えられる．次に，多軸マルチリニアモデルモデルが繰り返し塑性履歴を表現できているかを確認するため，橋軸方向

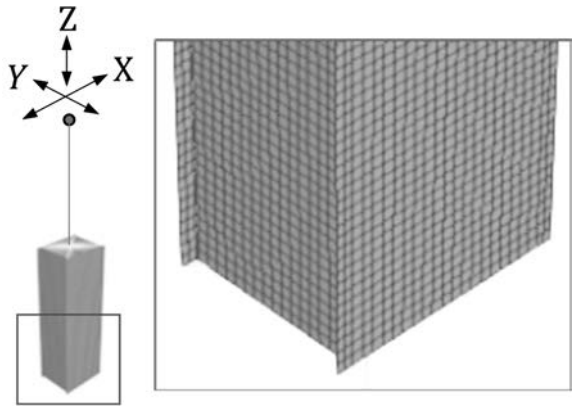


図-16　供試体の解析モデル

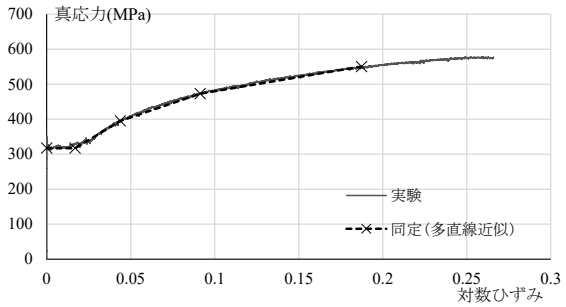
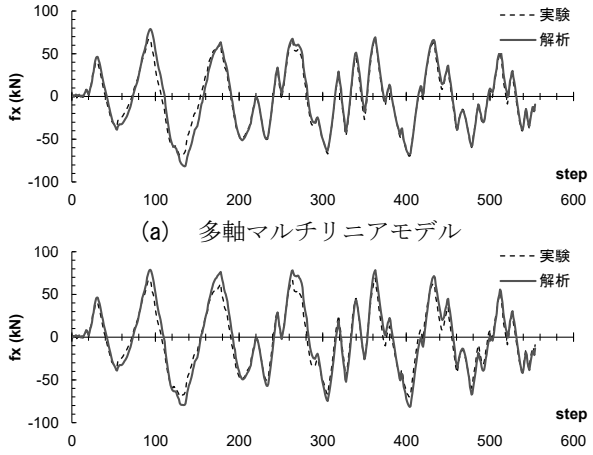


図-17　解析に用いた真応力－対数ひずみ関係

の荷重履歴を載荷 step でグラフにすると，**図-18(a)**のようになった．この図から，正負最大荷重は前述したように多少解析の方が高くなっているが，実験で最大荷重を示した 130step 以降の解析結果はかなりの精度で実験を再現できているといえる．比較のために，材料構成則としてバイリニアモデル＋移動硬化則に変更して解析した結果を同図(b)に示す．この図から，バイリニアモデル＋移動硬化則では実験の最大荷重以降，多軸マルチリニアモデルと比較して，実験の再現性が悪いことがわかる．両モデルの差から，多軸マルチリニアモデルが，繰り返し塑性履歴を考慮できていると考えられる．

(3)再現解析結果（変形状態）

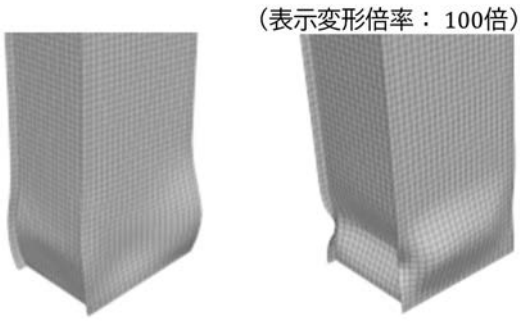
解析結果の局部座屈等の変形が，実験と同様に見た目上，確認できなかったので，変形表示倍率を 100 倍にして表示させると，**図-19(a)**のようになった．この図から，支柱基部付近においてフランジ面（橋軸方向に対して垂直な面）が外側へ変形し，ウェブ面では中央部が内側へ凹んでいるのが確認できる．比較のために，荷重条件について，一定軸力下で 1 方向繰り返し漸増載荷へ変更した解析結果を同図(b)に示す．1 方向載荷では，フランジ面が内側に凹んで，ウェブ面全体が外側へ局部座屈するという一般的な変形挙動を示している．本実験では，明確な変形が確認できなかったが，通常行われている一定軸力下での繰り返し漸増載荷の場合と異なる変形状態になると考えられる．



(a)　多軸マルチリニアモデル

(b)　バイリニアモデル

図-18　X 軸方向水平力の推移



(a) 実験再現解析　　(b) 1 方向載荷解析(参考)

図-19　変形形状

7．まとめ

本研究では，特殊橋梁における支柱やブレース材の塑性化を伴う地震時挙動を実験的に確認し，その挙動評価への多軸マルチリニアモデルの適用性について検討を行った．

鋼支柱の模型供試体による実験では，アーチ橋全体の地震時動的解析から得られた軸力および水平2方向変位を同時に制御し，塑性化が起こる際の支柱挙動を確認した．また，1軸繰り返し材料試験により定めた材料パラメータを用いた多軸マルチリニアモデルによる再現解析を行い，バイリニア移動硬化則と比べて妥当な解析結果を得ることができた．

参考文献

1) 土木学会：2018 年制定　鋼・合成構造標準示方書 耐震設計編，丸善，2018.
2) 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，Vol. 69A，2023.
3) Shen, C., Mizuno, E. and Usami, T.：A generalized two-surface model for structural steels under cyclic loading, Proc. of JSCE. Structural Eng. / Earthquake Eng., Vol.10, No.2, pp.22-33, 1993.
4) 後藤芳顯，江坤生，小畑誠：2方向繰り返し荷重を受ける薄肉円形断面鋼製橋脚柱の履歴特性，土木学会論文集，No.780/I-70，pp.181-198，2005.
5) 西村宣男，小野潔，池内智行：単調載荷曲線を基にした繰り返し塑性履歴を受ける鋼材の構成式，土木学会論文集，No.513/I-31，pp.27-38，1995.
6) 後藤 芳顯, 海老澤 健正, 佐々木 克仁, 神田 信也, 松原 拓朗, 田嶋 仁志：コンクリートを充填した SM570 材による鋼製橋脚の繰り返し荷重下の終局挙動の FE 解析，土木学会論文集A1，Vol.75，No.2，pp.175-191，2019.