

鋼種の違いに着目した地震荷重を受ける高架橋への 鋼製ベローズの適用性に関する研究

Study on Applicability of the Steel Bellows made of Different Steel Grades to Viaducts subjected to Seismic Load

橋梁工学分野 平原 慎也

兵庫県南部地震以降、高架橋の免震化が積極的に採用されてきたが、免震化による長周期化に伴い地震時の上部構造の応答変位の増大が桁衝突や落橋を引き起こすとして問題視されている。エネルギー吸収型桁連結装置として開発された鋼製ベローズは地震時に安定したエネルギー吸収性能を発揮し、上部構造の応答変位を抑制することが示されている。本研究では、鋼製ベローズに用いる鋼材の応力ひずみ関係に着目し、その力学的特性や制震装置として的高架橋への適用性について検討している。

The steel bellows was investigated adaptabilities as girder connectors and reported that it has effective for damage mitigation of the bridge due to stable energy absorbing capacities. In this study, the influence of stress-strain relationship of the steel bellows on vibration control effect of elevated bridge is investigated by FEM analysis. 5 span continuous girder bridge modeled in easy is used in the analysis and the steel bellows made of 3 types steel materials are installed at the both ends of the girder ends. The steel bellows is modeled by spring elements, of which the load-displacement relationship and an equivalent damping coefficient were decided by referring to cyclic loading tests results in the axial direction of the steel bellows. It is concluded that all the steel bellows can provide stable vibration controlling effects.

1. 研究背景と目的

兵庫県南部地震により、多くの都市高架橋が甚大な被害を受けた。上部構造の落下につながりかねない隣接する桁同士の衝突による伸縮装置の損傷、落橋につながる橋脚、基礎等の下部構造の被害もあった。これらの被害をうけて、免震設計により上部構造の地震慣性力を下部構造の橋脚・基礎等へ作用させないような対策が重要とされている。免震設計とは、主に免震支承を用いることで橋梁の固有周期をある程度長周期化させ大地震との共振を防ぐとともに、減衰性能の向上を図る設計法である。都市高架橋において免震支承を用いる免震設計が積極的に採用されているが、免震支承による橋梁の長周期化に伴い地震時における上部構造の応答変位が増大し、強地震時には隣接する桁間あるいは桁と橋台間で衝突が生じやすくなるという問題が指摘されている。

これまで、頭井らによって考案されたエネルギー吸収型桁連結装置をもちいて、桁間に発生する衝撃力を低減し、橋全体としての安全性を確保する耐震システムの開発が進められている¹⁾。そこでは、桁連結装置として、**写真-1**に示す曲げ加工した鋼板を2枚1組に組み合わせた鋼製ベローズを用いている。既往の研究の中で実施してきた鋼製ベローズの力学特性に関する実験や有限要素解析により、橋軸方向および橋軸直角方向の鋼製ベローズ単体での基本的な力学性状が明らかにされ、初期剛性や降伏強度・降伏変位などを求める設計式が提案されている。また単純桁や連続桁を対象に、数値解析により、鋼製ベローズの制震効果について検討し、新設橋の

制震法に加え、既設橋の耐震補強法としても有効であることが示されている²⁾。



写真-1 鋼製ベローズ

既設橋に用いる鋼製ベローズを設計するとき、桁端部と橋台あるいは桁同士の遊間が制限されると鋼製ベローズの形状はその遊間に収まる大きさに限定される。そのとき鋼製ベローズの荷重変位関係は鋼材の応力ひずみ関係によって調節される。また、鋼製ベローズは製作時に冷間曲げ加工されている。そこで、本研究では種々の鋼材を用いた鋼製ベローズの軸方向変位載荷実験を行い、鋼材の応力ひずみ関係が鋼製ベローズの荷重変位関係に及ぼす影響を明らかにすることを目的とする。また、引張試験結果から鋼製ベローズ製作時の曲げ加工に伴う塑性変形を降伏点の上昇により考慮したFEM解析を行い、実験値と比較することでその影響についても検討する。加えて、種々の鋼製ベローズをばね要素でモデ

ル化し高架橋の簡易モデルに設置した地震時応答解析を行い、鋼製ベローズのモデル化による高架橋の制震効果の違いを検討する。

2. 鋼製ベローズの軸方向変位載荷実験

2.1 実験供試体および使用鋼材

SM400, SM570 および LYP225 の 3 鋼種を選定し、引張試験より得られた鋼材の応力-ひずみ関係を図-1 に、材料特性を表-1 に示す。

各鋼材はそれぞれ JIS で定められた規格値を満足しており、降伏点、降伏比は異なるがヤング率はほぼ同じ値である。図-2 に、桁端部の床版遊間に収納できるサイズを想定した実験供試体の形状を示す。

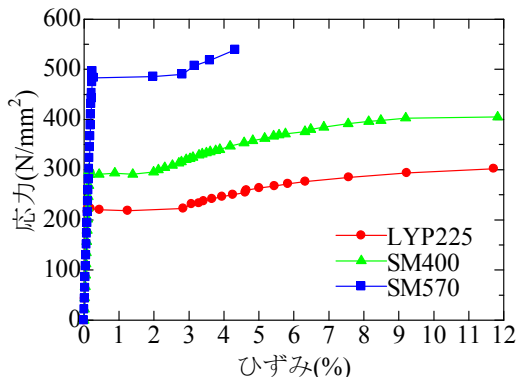


図-1 各鋼材の応力 - ひずみ関係

表-1 材料定数 (N/mm²)

鋼種	降伏点	引張強度	ヤング率
SM400	288	437	2.00×10^5
SM570	517	617	2.05×10^5
LYP225	227	320	2.07×10^5

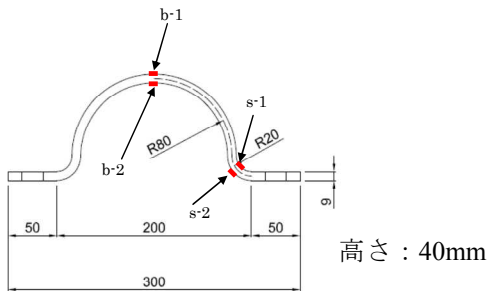


図-2 実験供試体 (単位: mm)

2.2 繰返し変位載荷実験

図-3 に示すように実験供試体は H 形治具間に設置し、軸方向に繰返し強制変位を載荷する。荷重は供試体の固定治具に貼付したひずみゲージにより計測し、変位は巻取型変位計により計測した。

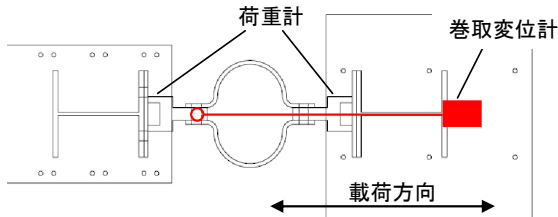


図-3 実験概要

実験では、 $\pm 10\text{mm}$, $\pm 30\text{mm}$, $\pm 50\text{mm}$ の繰返し振幅を各 3 回与える。このとき、載荷速度の影響がないよう 1~3mm の強制変位を与えた後、ひずみの値が変動しない十分な時間経過後に計測する。表に実験パターンを示す。

表-2 実験パターン

パターン名	鋼種	載荷パターン
SM400	SM400	$\pm 10\text{mm} \times 3$, $\pm 30\text{mm} \times 3$, $\pm 50\text{mm} \times 3$
SM570	SM570	
LYP225	LYP225	

2.3 実験結果

図-4 には、鋼製ベローズの荷重-変位関係を示す。各繰返し振幅における 3 回の繰返しでは耐力の低下は認められず、安定した履歴ループを描いている。また、いずれの鋼材を用いる場合にも、圧縮側では荷重はほぼ一定の値で頭打ちとなり、引張側では繰返し振幅が大きくなるにしたがって荷重が上昇する傾向が認められる。

つぎに、図-5 には、鋼材ごとに、各サイクルのエネルギー吸収量を示す。縦軸がエネルギー吸収量、横軸がサイクル数であり、エネルギー吸収量は荷重-変位曲線で囲まれたサイクルごとの面積として算出している。

振幅が増加するにつれてエネルギー吸収量が大きくなるが、 $\pm 10\text{mm}$ 程度の振幅では降伏点の低い LYP225 のエネルギー吸収量が他の鋼材よりも大きい。

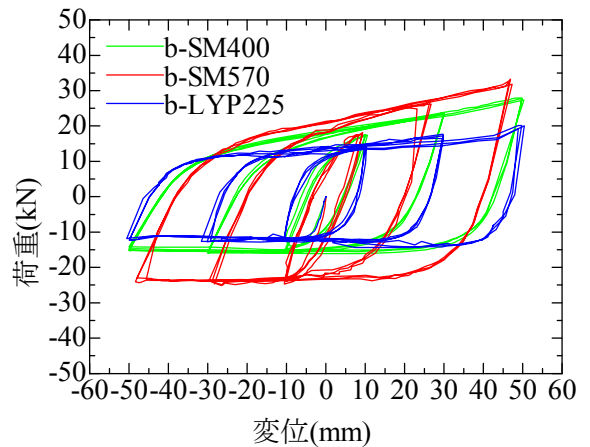


図-4 荷重-変位関係

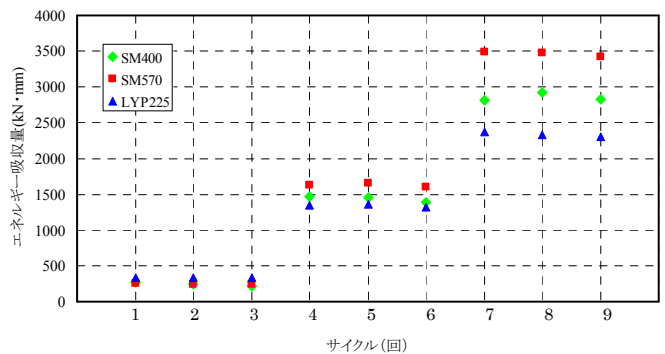


図-5 エネルギー吸収量

3. 鋼製ペローズの軸方向大変位载荷実験

3.1 実験方法

本実験では2.1と同じ供試体を用いる。実験には100tアクチュエータを使用する。図-6 実験の概要を示す。試験床に固定した治具とアクチュエータに固定した治具の間に鋼製ペローズを1体、高力ボルトにより設置する。アクチュエータと鋼製ペローズの軸の回転を防ぐためにガイドレールを設置した。図-6 に示す载荷方向に $\pm 100\text{mm}$ の変位を3回与える。表-3に実験パターンを示す。载荷は静的とし、载荷速度の影響を与えないように鋼製ペローズの荷重変位履歴曲線のグラフを確認しながら1~3mmの強制変位を与え、荷重の変動がなくなったときに計測するという手順を繰り返した。荷重はアクチュエータに内蔵されたロードセルで、変位は図-6の治具の右に設置した変位計で計測した。なお、変位計の値は事前に鋼製ペローズ設置位置との変位の差がほぼゼロであることを確認しており、治具は供試体に比べて十分に断面が大きいことから剛体とみなしている。

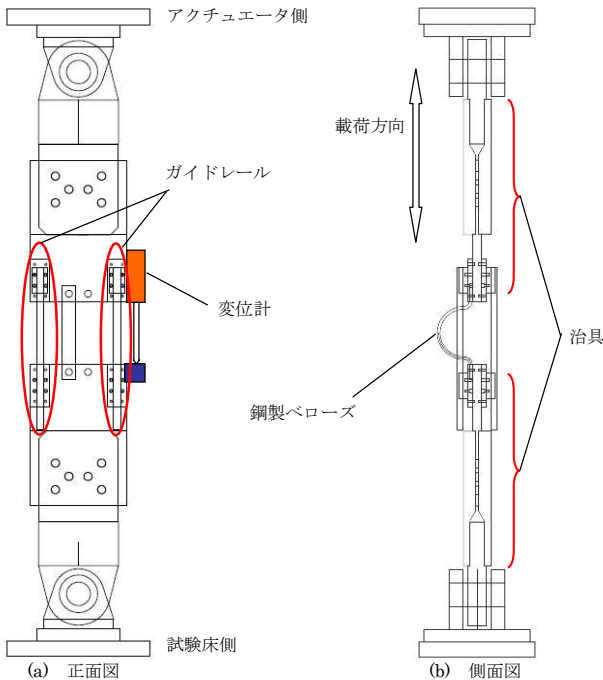


図-6 実験概要

表-3 実験パターン

実験パターン名	鋼種	载荷パターン
e-SM400	SM400	静的 $\pm 100\text{mm} \times 3$
e-SM570	SM570	
e-LYP225	LYP225	

3.2 実験結果

図-7 に各鋼材における荷重変位履歴曲線を示す。全ての鋼材において引張側の変位 $+80\text{mm}$ から荷重が急に上昇している。また、引張側の最大変位 $+100\text{mm}$ から圧縮に転じるときに荷重は急激に減少し $+90\text{mm}$ 付近で緩やかになり $+80\text{mm}$ 付近でまた少し上がる。 $+100\text{mm}$ から $+90\text{mm}$ までは大円部に軸方向の荷重が作用しているが $+80\text{mm}$ から $+70\text{mm}$ にかけて荷重が大円部を曲げる方向に作用していると考えられる。サイクルを重ねるごとに耐力は低下している。

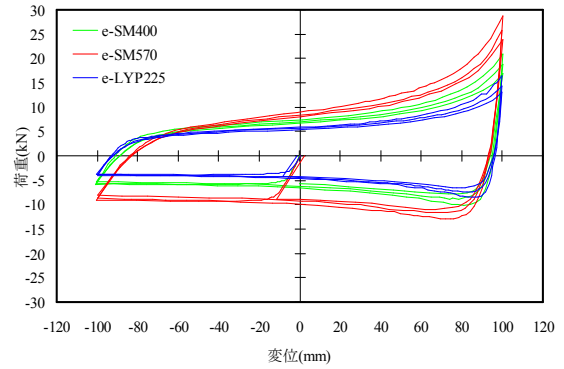
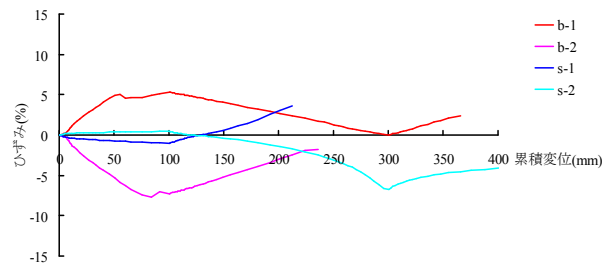
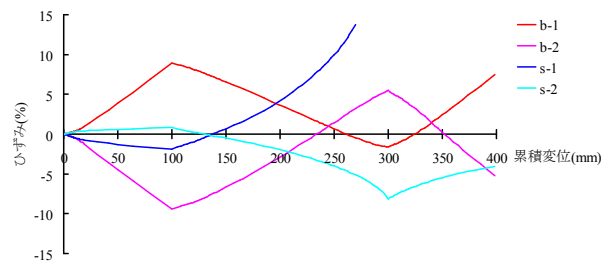


図-7 荷重変位履歴曲線

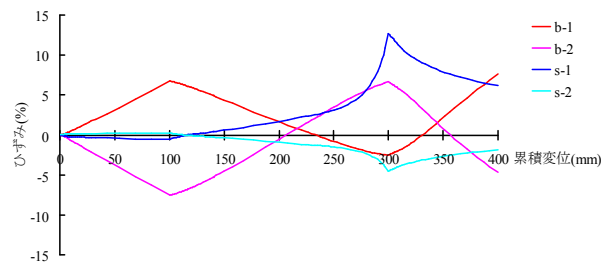
図-8 には1サイクルにおけるひずみと累積変位の関係を示す。縦軸はひずみで横軸は累積変位で 0mm から 100mm までが圧縮、 100mm から 300mm までが引張、 300mm から 400mm までが圧縮となる。ひずみの位置はそれぞれ図-2に示す位置のひずみゲージの値を用いた。図-8より、圧縮側では小円部の変形は小さく、大円部の変形が大きいことがわかる。逆に累積変位 280mm 、つまり引張側の変位 $+80\text{mm}$ 付近では鋼製ペローズの扁平化に伴い、小円部の変形が大きくなっている。また、累積変位 400mm つまり1サイクルした状態では、大円部の外側に引張、大円部の内側に圧縮のひずみが残っており曲げの変形が残っていることがわかる。



(a) e-SM400



(b) e-SM570



(c) e-LYP225

図-8 ひずみと累積変位の関係

4. 鋼製ペローズのFEM解析

4.1 解析モデル

図-9に鋼製ペローズの解析モデルを示す。2章で示した実験供試体の寸法を用い、ボルト接合部から大円部中央までをモデル化し、高さ方向に40分の1とした。すべて三角形板要素を用い、要素分割は高さに合わせて、三角形板要素2つでできる正方形の1辺が1mmとなるようにした。大円部中央には対称となるよう境界条件を設定した。また、鋼製ペローズの高さ方向の縮尺は荷重にそのままの割合で影響するため解析結果は荷重を40倍し実験結果と比較できるようにする。2章の鋼製ペローズの軸方向荷重実験の結果と比較できるように、端部に±25mmの強制変位を与えた。

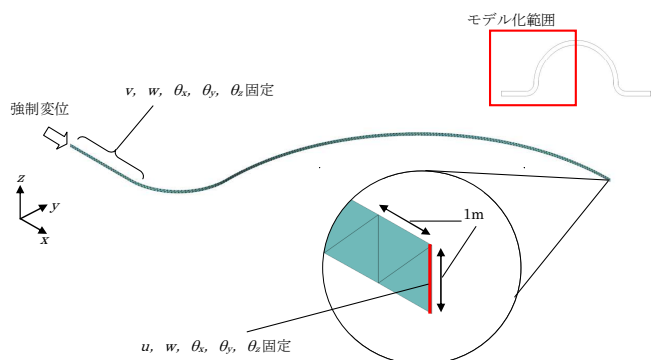


図-9 解析モデル

4.2 曲げ加工を簡易的に考慮した応力-ひずみ関係

3章で変位+50mmにおいては、小円部に比べて大円部の変形が大きいことを示した。よって、解析では大円部の変形によるひずみから曲げ加工の影響を鋼材の降伏点を上昇させることにより考慮する。図-10にSM400の引張試験結果と解析で設定した応力-ひずみ関係を示す。表-4には解析パターンを示す。降伏点は、引張試験の結果と大円部の曲げ加工によるひずみ5.5%での応力、2次勾配はE/100とE/400とし、それらを組み合わせ各鋼材で3パターンずつの解析を行った。

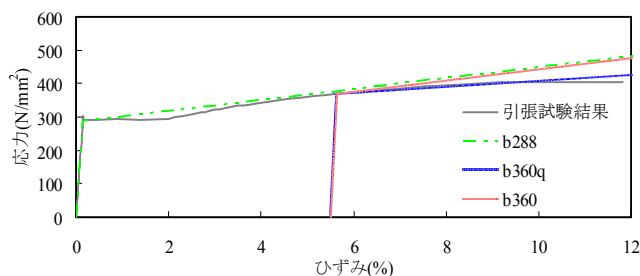


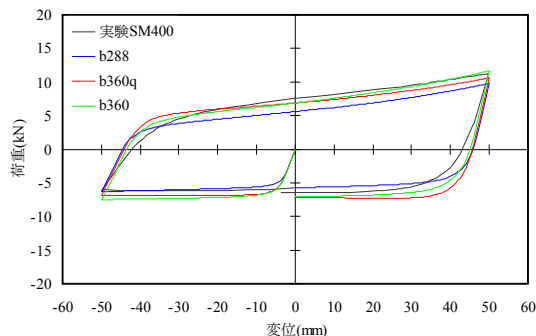
図-10 応力-ひずみ関係

表-4 解析パターン

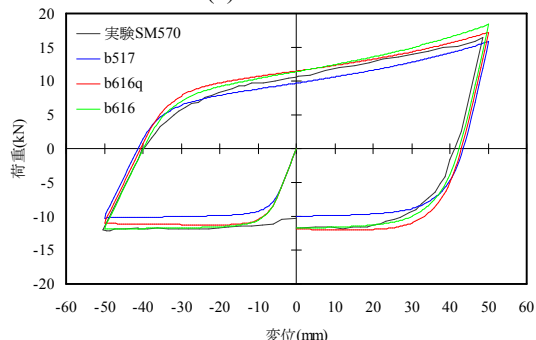
パターン名	鋼種	ヤング率 E (N/mm ²)	降伏点 σ_v (N/mm ²)	2次勾配
b298	SM400	2.00×10^5	288	E/100
b360			360	
b360q			360	
b517	SM570	2.05×10^5	517	E/100
b616			616	
b616q			616	
b227	LYP225	2.07×10^5	227	E/100
b270			270	
b270q			270	

4.3 解析結果

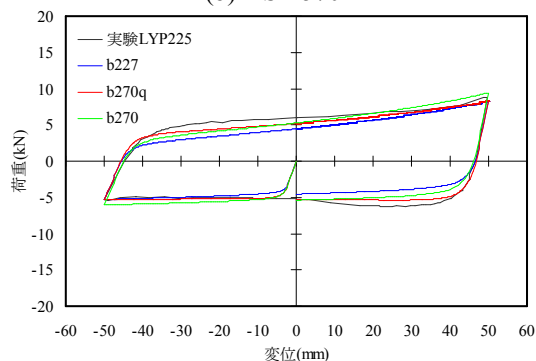
振幅±25mmにおける荷重点の荷重変位履歴曲線を鋼材ごとに図-11に示す。図中の変位は実験結果と比較しやすいように変位を2倍しており、2.2の実験結果の7サイクル、つまり振幅±50mmの最初のサイクルの結果も示している。また、荷重変位履歴曲線から得られた鋼材ごとのエネルギー吸収量を図-12に示す。エネルギー吸収量で比較すると全ての鋼材において降伏点の上昇を考慮していないパターンのエネルギー吸収量が実験値に比べて小さく、FEM解析において鋼製ペローズを再現するためには曲げ加工の影響を降伏点の上昇によって考慮する必要がある。また、2次勾配の違いはエネルギー吸収量には大きい影響はないが、荷重変位履歴曲線においては耐力や降伏荷重に影響を及ぼしていることがわかる。



(a) SM400



(b) SM570



(c) LYP225

図-11 荷重変位履歴曲線 (±50mm)

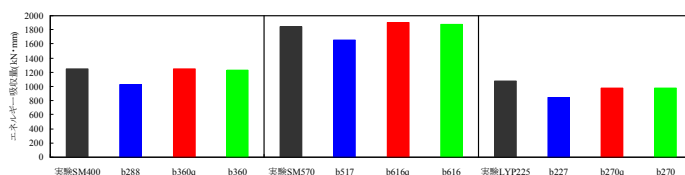


図-12 エネルギー吸収量 (±50mm)

5. 鋼製ペローズの高架橋への適用

5.1 鋼製ペローズのばね要素によるモデル化

ばね要素に用いる荷重変位関係は 3 章の実験結果をもとに決定する。3 章の結果より、鋼製ペローズの荷重変位履歴曲線の主な特徴は、引張側大変位領域で荷重が上昇することと圧縮側で一定の値で荷重が頭打ちとなることである。引張側と圧縮側の荷重変位関係の違いと引張側の大変形領域の荷重の上昇が橋梁の地震時応答変位にどのように影響するかを検討するために鋼製ペローズのばね要素モデルを作成した。図-13 に一例として SM400 材で製作された鋼製ペローズのばね要素の骨組曲線を示す。縦軸が荷重、横軸が変位を示しており、実験は 3 章の大変位載荷実験の結果を対象バイリニアモデルは引張側と圧縮側の荷重を平均化し、引張側の大変位領域における荷重の上昇は考慮していない。非対称トリリニアモデルは引張側大変位領域を第 3 勾配によって再現し、圧縮側は一定の値で頭打ちとなるよう完全弾塑性とした。SM570, LYP225 についても同じ方法でモデル化した。表-5 に各鋼材のばね要素の特性値を示す。表の値は鋼製ペローズの軸方向変位載荷実験の実験結果を、鋼製ペローズの高さで除した値であり、鋼材名の後のアルファベットの b が対称バイリニアモデルを、t が非対称トリリニアモデルを示す。

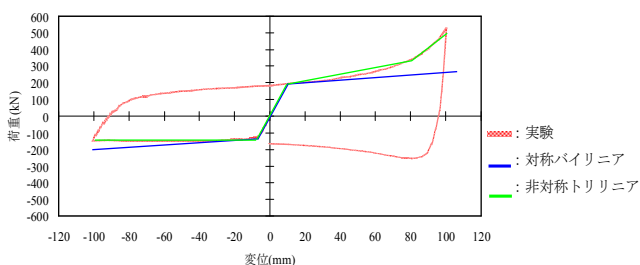


図-13 ばね要素の骨組曲線

表-5 ばねの剛性

(a) SM400-b			(b) SM400-t		
項目	値	単位	項目	値	単位
正側第1勾配	20.8	N/mm	正側第1勾配	20.8	N/mm
正側第1勾配終端の力	166.3	N	正側第1勾配終端の力	182.5	N
正側第2勾配	0.62	N/mm	正側第2勾配	1.02	N/mm
正側第2勾配終端の力	255.2	N	正側第2勾配終端の力	255.2	N
負側第1勾配	20.8	N/mm	正側第3勾配	9.25	N/mm
負側第1勾配終端の力	166.3	N	負側第1勾配	20.8	N/mm
負側第1勾配	0.62	N/mm	負側第1勾配終端の力	-150	N
			負側第2勾配	0	N/mm

(c) SM570-b			(d) SM570-t		
項目	値	単位	項目	値	単位
正側第1勾配	20.8	N/mm	正側第1勾配	20.8	N/mm
正側第1勾配終端の力	232.5	N	正側第1勾配終端の力	240	N
正側第2勾配	0.66	N/mm	正側第2勾配	1.32	N/mm
正側第2勾配終端の力	330	N	正側第2勾配終端の力	330	N
負側第1勾配	20.8	N/mm	正側第3勾配	11.4	N/mm
負側第1勾配終端の力	232.5	N	負側第1勾配	20.8	N/mm
負側第1勾配	0.66	N/mm	負側第1勾配終端の力	-225	N
			負側第2勾配	0	N/mm

(e) LYP225-b			(f) LYP225-t		
項目	値	単位	項目	値	単位
正側第1勾配	20.8	N/mm	正側第1勾配	20.8	N/mm
正側第1勾配終端の力	125	N	正側第1勾配終端の力	150	N
正側第2勾配	0.29	N/mm	正側第2勾配	0.58	N/mm
正側第2勾配終端の力	192.2	N	正側第2勾配終端の力	192.2	N
負側第1勾配	20.8	N/mm	正側第3勾配	6.97	N/mm
負側第1勾配終端の力	125	N	負側第1勾配	20.8	N/mm
負側第1勾配	0.29	N/mm	負側第1勾配終端の力	-100	N
			負側第2勾配	0	N/mm

5.2 高架橋の簡易モデル

ばね要素でモデル化した鋼製ペローズを設置した簡易高架橋モデルを図-14 に示す。この簡易モデルは 5 径間連続高架橋を等価な要素でモデル化し、地震時の応答変位に元の高架橋との差がほとんどないことを確認している。このモデルに図-15 の地震動を入力する³⁾。減衰は鋼製ペローズのばね要素の等価剛性と等価減衰定数を用いた元の高架橋モデルで固有値解析から求めた。

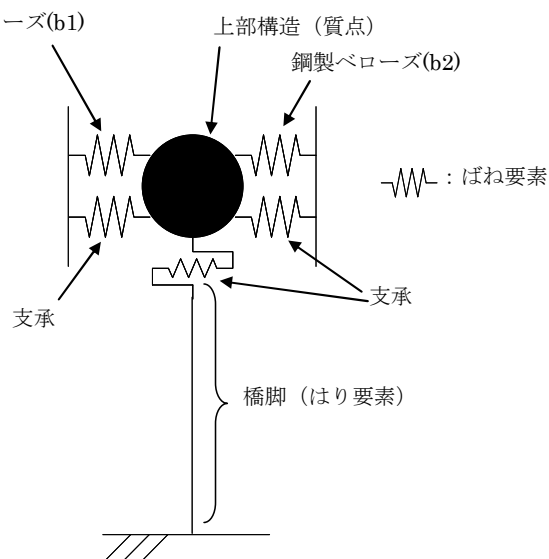


図-14 ばね要素を設置した簡易モデル

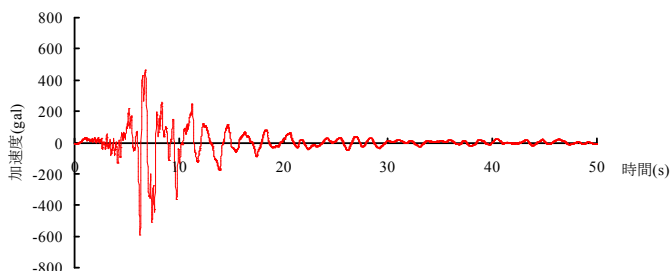
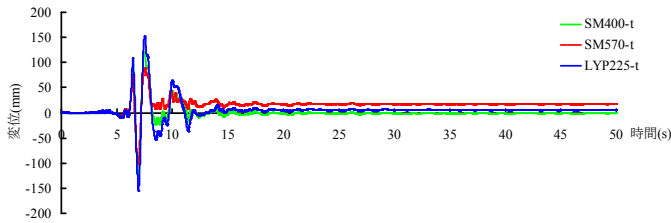


図-15 入力地震動

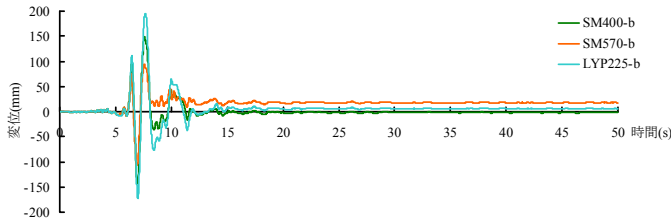
5.3 解析結果

図-16 に時刻歴応答変位を各鋼材で対称バイリニアと非対称トリリニアの結果を示している。SM400 と LYP225 においては応答変位が大きい部分で対称バイリニアモデルと非対称トリリニアモデルに差が生じた。一方、SM570 はばね要素のモデル化手法による差はほとんどなく、鋼製ペローズの荷重変位関係を簡易的に再現した対称バイリニアモデルでも地震時の挙動を再現できるといえる。また、モデル化手法に関係なく鋼材の降伏点が高い鋼材ほど応答変位が小さい。

表-6 には各モデルの最大応答変位と残留変位を示している。最大応答変位は時刻歴応答変位において絶対値が最大の値を、残留変位は時刻歴応答変位の最終値を示す。鋼製ペローズを設置していないモデルでの最大応答変位が 714mm であったため全てのモデルで高い制震効果を示している。



(a) 非対称トリリニアモデル

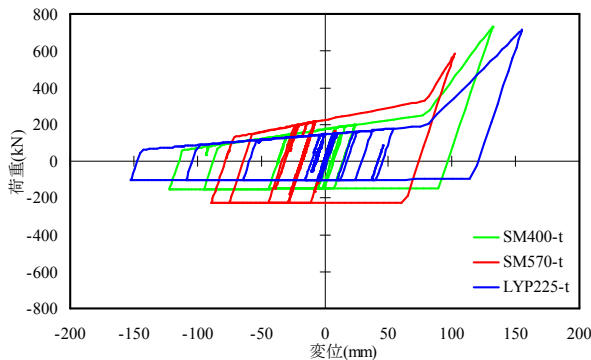


(b) 対称バイリニアモデル

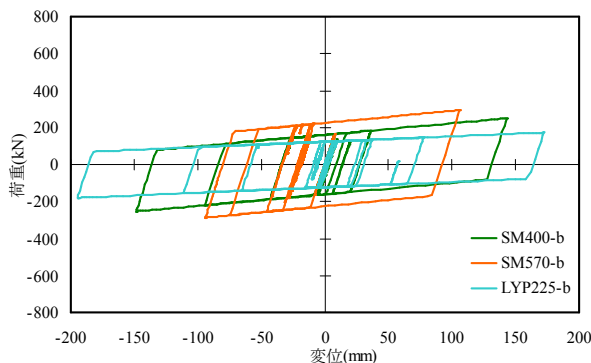
図-16 時刻歴応答変位

表-6 最大応答変位と残留変位 (単位: mm)

モデル名	最大応答変位	残留変位
SM400-t	161.1	3.1
SM400-b	148.3	-1.6
SM570-t	102.0	17.5
SM570-b	106.3	17.9
LYP225-t	155.0	5.9
LYP225-b	194.5	5.9



(a) 非対称トリリニアモデル



(b) 対称バイリニアモデル

図-17 荷重変位履歴曲線

表-7 最大荷重と総エネルギー吸収量

モデル名	最大荷重(N)	総エネルギー吸収量(N・mm)
SM400-t	773.9	118226
SM400-b	253.0	139512
SM570-t	583.8	100962
SM570-b	295.3	110421
LYP225-t	715.3	136415
LYP225-b	179.7	156509

図-17には各鋼材における鋼製ベローズ(図-14のb2)のばね要素の荷重変位関係を示している。全ての鋼材で引張側大変形領域における荷重の上昇が応答変位を抑制しているため、対称バイリニアモデルに比べ、非対称トリリニアモデルの応答変位が小さいと考えられる。圧縮側でも、もう一方の鋼製ベローズ(b1)が引張側で高い荷重が作用していることから変位が抑制されていると考えられる。非対称トリリニアモデルにおいてSM570は降伏点が高いが、その分変位が小さい領域でのエネルギー吸収量が高く変位が抑制されているため最大荷重は小さい。

表-7には各モデルにおける最大荷重と総エネルギー吸収量を示す。最大荷重は絶対値が最大の値を示している。非対称トリリニアモデルでは、引張側の大変形領域での荷重が高く対象バイリニアモデルとの差が大きく、その差は鋼材の降伏点が高いほど大きい。また、総エネルギー吸収量ではLYP225が大きい値を示しているが、最大応答変位は大きい。

6. 結論および今後の課題

本研究では、鋼製ベローズの鋼種に着目し鋼材の応力-ひずみ関係が鋼製ベローズの荷重-変位関係に及ぼす影響を実験と解析から明らかにし、それをもとに鋼製ベローズをばね要素でモデル化し高架橋への適用性について非線形時刻歴地震応答解析より示した。本研究で得られた結果を以下に示す。

- 1) 鋼製ベローズは繰返し変位の载荷に対して安定した履歴ループを描く。このとき、ひずみ硬化の影響により、引張側では振幅が大きくなるにつれて荷重が大きくなる。
- 2) FEM解析で鋼製ベローズのエネルギー吸収量を求めるには曲げ加工に伴う塑性変形を考慮することが必要である。
- 3) 鋼製ベローズをばね要素でモデル化するとき応答変位が100mmを超える場合、非対称トリリニアモデルでのモデル化が必要である。

今後の課題は、板要素でモデル化した鋼製ベローズの非線形時刻歴地震応答解析を行い、ばね要素モデルの妥当性を検証することである。

参考文献

- 1) 頭井洋・大谷修・岡本安弘：エネルギー吸収型桁連結装置としての鋼製ベローズの力学特性，鋼構造論文集 第9巻，第34号，日本鋼構造協会，pp.77-86，2002.6.
- 2) 頭井洋・中野将志・大谷修・岡本安弘：エネルギー吸収型桁連結装置の鋼連続桁橋への適用，鋼構造論文集 第8巻，第31号，日本鋼構造協会，pp.107-117，2001.9.
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V. 耐震設計編，2012.3

討議

討議 [吉中 進准教授]

高架橋の減衰はどのように決めているのか。

回答

高架橋の解析モデルの固有値解析結果に基づいてレリー減衰を用いている。

討議 [吉中 進准教授]

簡易モデルの応答変位は振動モードに大きく依存するのか。

回答

対象とする高架橋の橋脚は4本とも同じであり、橋軸方向のみに着目しているため、簡易モデルでの再現は可能である。

討議 [谷口 与史也教授]

実験において引張側で小円部のひずみが増加するのはなぜか。

回答

大変形時に大円部は既にほぼ扁平化しているため引張側の小円部に変形が集中するためである。

討議 [谷口 与史也教授]

どのように破断するか。また、取り替える目安は？

回答

小円部のボルト接合部側もしくは大円部中央が低サイクルな繰り返しにより破断する。取り替える目安は鋼製ペローズの耐力が健全な状態から10~20%低下したときと考えている。

討議 [谷口 徹郎准教授]

実物で累積変位はどのように計測するのか。

回答

基本的にレベル2地震動が発生した後には取替えを行うが、累積変位を求める場合は、周辺で計測された地震波を用いた動的解析により求めることを想定している。

討議 [角掛 久雄講師]

鋼種はどのように使い分けるのか。

回答

降伏点が高い鋼種で製作した鋼製ペローズは、大きい

エネルギー吸収量を期待できる一方で作用荷重も大きい。したがって、鋼製ペローズ設置位置の耐力および地震時の最大変位量によって適切な鋼種の鋼製ペローズを用いることが考えられる。

討議 [山口 隆司教授]

実験においてガイドレールが荷重を分担しているのではないか。

回答

実験中、ガイドレールは手で動かすことができたため実験結果に影響するような荷重はガイドレールで分担されていない。