

桁端部に鋼製ベローズを設置した高架橋の地震時挙動に関する研究

橋梁工学分野 津元 辰哉

Abstract

兵庫県南部地震以降、高架橋の免震化により固有周期が長周期化しており、レベル2地震時の上部構造の応答変位が大きくなっている。そのため桁端部や道路伸縮装置の衝突が起りやすくなっており、高架橋の免震機能の阻害される恐れがある。鋼製ベローズを桁端部に制震装置として設置することで上部構造の変位を抑制し、安定したエネルギー吸収性能が得られることがわかっている。しかし、設置時には桁の温度伸縮や地震時の繰返し荷重により疲労損傷が問題となる。本研究では、鋼製ベローズの構造特性を示し、繰返し載荷実験により鋼製ベローズの疲労による制振効果への影響をについて検討する。また鋼製ベローズを5径間連続高架橋モデルに設置した解析モデルを作成して動的応答解析を行い、その有効な設置方法を提案する。

1. はじめに

兵庫県南部地震以降、多くの高架橋が被害を受け、免震支承による上部構造の免震化が積極的に行われてきた。上部構造の免震化に伴い、高架橋の固有周期が長周期化し、下部構造の地震時作用力の低減が期待できるものの、地震時の上部構造の応答変位が大きくなり、高減衰ゴムを用いる免震支承自体のコストと応答変位が増大している。また、応答変位の増大によりレベル2地震時に隣接する桁同士や桁と橋台の間で衝突が生じやすくなっているため、免震支承等の免震機能を阻害する恐れがあり、地震時安全性の低下が懸念される。

一方、上部構造の応答変位を抑制し、かつ地震時のエネルギー吸収を図る部材として、鋼製ベローズが開発され、その有効性が明らかにされている。鋼製ベローズとは、冷間加工により鋼板を曲げ加工したもので、大小2種類の曲部と平行部を有し、必要に応じてその形状、鋼種を柔軟に選択可能である。鋼製ベローズは、桁間やコンクリート床版間を半剛結させることで制振装置として機能させ、地震時には安価かつ安定したエネルギー吸収性能が期待できる。しかしながら、常時に桁の温度伸縮による繰返し荷重や交通荷重による繰返し荷重を受け続けることとなるため、疲労損傷を受け、地震時に十分に機能しない恐れがある。

そこで、本研究では、鋼製ベローズの構造特性を示し、鋼製ベローズの疲労による制振性能への影響を、繰返し載荷実験を行い検討している。また、鋼製ベローズを5径間連続高架橋に設置した解析モデルを作成し、橋軸方向に対して動的応答解析を行う。そして地

震時の上部構造の応答変位や各構造部材への影響を検討し、鋼製ベローズ有効な設置方法について提案する。

2. 鋼製ベローズの構造特性

2.1 概要

鋼製ベローズは鋼板を冷間加工により曲げ加工したもので、図-1に示すように、大小2種類の円筒部 R と小円部 r 、橋軸方向の直線部の a および橋軸直角方向の直線部 b を有し、各パラメーターおよび板厚 t を変化させることによりある程度必要な初期剛性、降伏強度および降伏変位を調整することが可能である。鋼製ベローズを設置する際には2枚一組を組み合わせて用い、桁同士やコンクリート床版内に設置することで、安定したエネルギー吸収性能が得られ、支承の簡素化によりコスト低減や、落橋防止機能および桁端部での干渉を低減する効果が期待できる。図-2に鋼製ベローズの設置例を示す。

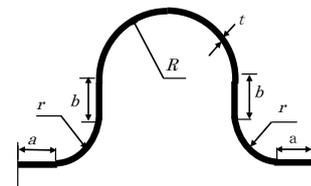


図-1 鋼製ベローズの断面および記号

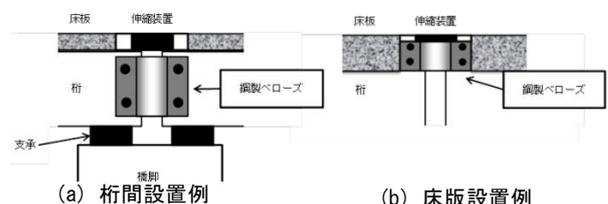


図-2 鋼製ベローズの設置例

2.2 要求性能

鋼製ペローズは(1)常時の温度伸縮や交通荷重により疲労損傷を生じない、(2)レベル1地震動により損傷が生じない、および(3)レベル2地震時に桁や伸縮装置の許容変位内に抑える、という性能が要求される。

2.3 静的繰返し解析

解析モデルにはより詳細な挙動を再現するには3角形板要素によるモデル化を行うが、動的応答解析にはより簡易なバイリニアの非線形ばね要素を用いる。2.3節ではばね要素を用いる際に必要な等価剛性 K_{eq} 、等価減衰定数 h_{eq} を静的繰返し解析により求める。

図-3に板要素モデル、表-1に鋼製ペローズの諸元を示す。この断面形状は桁間に設置する場合の2分の1の縮小モデルに相当し、床板間に設置する場合の等倍モデルに相当する。用いる鋼材の応力ひずみ関係を図-4に示す。载荷には一端を固定端とし、もう一端に橋軸方向の変位を与える。

繰返しの振幅には ± 10 、 ± 30 、 ± 50 mmし、繰返し回数は10回とした。 K_{eq} および h_{eq} は最大変位の時の荷重変位関係から以下の式(1)、(2)で求める。

$$K_{eq} = \frac{P\delta_{max} - P\delta_{min}}{\delta_{max} - \delta_{min}} \quad (1)$$

$$h_{eq} = \frac{W}{2\pi\Delta W} \quad (2)$$

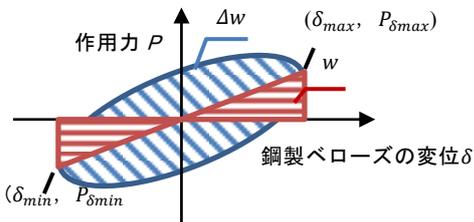


図-5 吸収エネルギーと等価減衰定数

δ_{max} は最大引張変位、 $P_{\delta_{max}}$ はその時の荷重、 δ_{min} は最大圧縮変位 $P_{\delta_{min}}$ を示す。 W は鋼製ペローズの吸収するエネルギーの合計で図-5の青線内側の面積、 ΔW は鋼製ペローズの弾性エネルギーで原点と最大振幅時の荷重と変位が作る三角形の面積で赤線内の面積である。

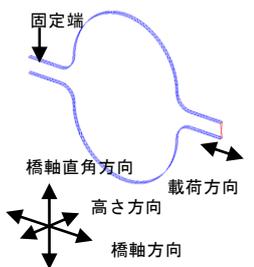


図-3 板要素モデル

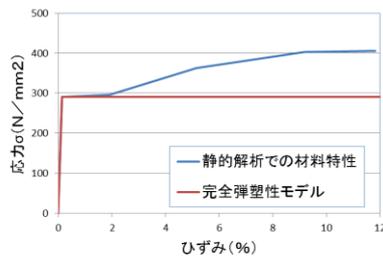


図-4 応力ひずみ関係

図-6に各振幅の荷重変位関係を示す。引張時と圧縮時の2次勾配が異なり、引張勾配は変位が大きくなる

につれて勾配が大きくなっている。また、表-2に各振幅から求めた単位高さあたりの等価剛性 K_{eq} 、等価減衰定数 h_{eq} の平均値を示す。振幅が大きいほど h_{eq} は大きくなる。

表-1 本研究で用いた鋼製ペローズの諸元 (単位: mm)

鋼種	R	r	a	b	t
SM400	80	20	50	0	9

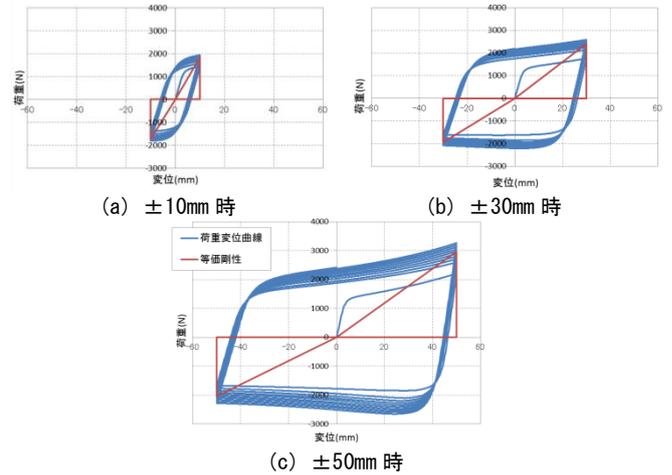


図-6 各振幅の荷重変位関係

表-2 単位高さあたりの等価剛性 K_{eq} と等価減衰定数 h_{eq}

振幅(mm)	等価剛性 K_{eq} (N/mm)	等価減衰定数 h_{eq}
± 10	1.72×10^2	0.30
± 30	70.6	0.48
± 50	48.9	0.50

2.4 動的応答解析

ばね要素によるモデルと板要素によるモデルでの応答値の差異を確認するため、動的応答解析を行った。解析モデルは上部構造の両端に鋼製ペローズを設置したモデルとし、橋台は固定端とする。支承は摩擦のないすべり支承としモデル化していない。上部構造の質量は上部構造の質量は、第4章の高架橋モデルの上部構造の総死荷重(4.67×10^4 kN)を桁1本あたりの鋼製ペローズ高さ $h=2.0$ mとしたときのモデル化した鋼製ペローズが分担する質量(1.7×10^3 kg)を与える。減衰は前節で求めた ± 50 mmでの等価剛性と等価減衰定数を用いて固有値解析により求めた。図-7にモデル図を示す、入力地震波は図-8に示す道路橋示方書のtype131波¹⁾とした。

図-9に上部構造の応答波形と鋼製ペローズの荷重変位関係を示す。振幅が小さいときは板要素の変位が大きく、振幅が大きいときはばね要素の変位が大きく

なった。より結果を近づけるにはトリリニアや非対称モデルを用いる必要がある。

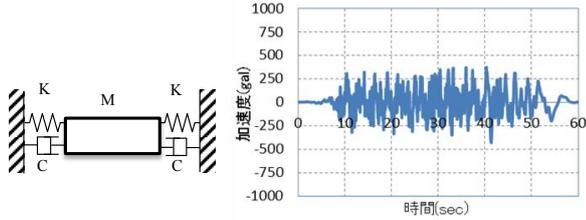
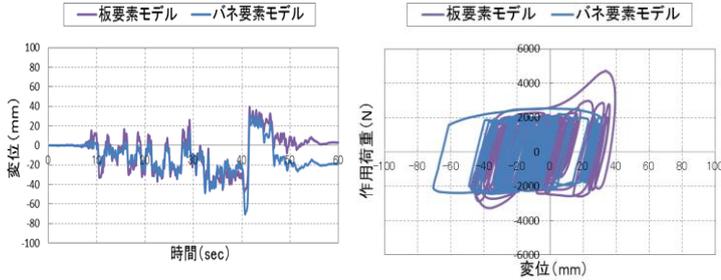


図-7 動的解析モデル

図-8 入力地震波



(a) 上部構造の応答変位

(b) 鋼製ペローズの荷重変位関係

図-9 応答変位と荷重変位関係

3. 繰返し载荷による鋼製ペローズ性能低下についての検証

鋼製ペローズは桁端部に半剛結させる形で設置するため、常時には桁の温度伸縮による繰返し荷重を受け、塑性ひずみが生じることもある。また地震時には上部構造の応答変位による荷重を受けることとなり疲労損傷が問題となる。そこで繰返し载荷実験により、疲労損傷を受けた鋼製ペローズの荷重変位曲線やエネルギー吸収性能を得、疲労損傷の影響を確認する。

3.1 繰返し载荷実験

実験には低速载荷試験機を用い、図-10 に示すように供試体を設置する。実験供試体には表-1 に示す断面形状で高さ $h=100\text{mm}$ の供試体を用いる。载荷パターンは橋軸方向に ± 10 、 ± 30 および $\pm 50\text{mm}$ とし、供試体が破断するまで行っている。表-3 に载荷パターンを示す。

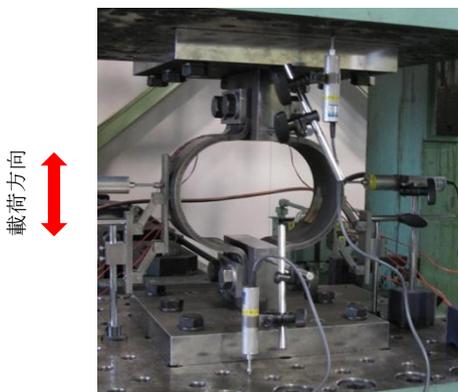


図-10 供試体設置状況

3.2 実験結果

図-11 に繰返し载荷による鋼製ペローズの荷重範囲の変化を示す。荷重範囲は各サイクルの最大引張力と圧縮力との差で、図中の耐力保持率とは各サイクルの荷重範囲を最初のサイクルの荷重範囲で割った値である。図中の数字は破断時の繰返し回数で、 $\pm 10\text{mm}$ では 1187 回、 $\pm 30\text{mm}$ では 107 回、 $\pm 50\text{mm}$ では 35 回で 2 枚とも破断した。鋼製ペローズの耐力は繰返し荷重を受けることで硬化せずに耐力が徐々に低下し続け、80%程度に低下したところで急激に耐力が低下して破断に至っている。図-12 に ± 30 および $\pm 50\text{mm}$ のサイクルごとの荷重変位曲線を示す。荷重の測定間隔は 10mm 毎となっている。どちらの場合も破断前まで安定したエネルギー吸収が期待できることがわかる(図-13)。

表-3 载荷パターン

振幅(mm)	载荷速度(mm/s)	供試体数
± 10	2.00	1
± 30	2.30	1
± 50	2.40	1

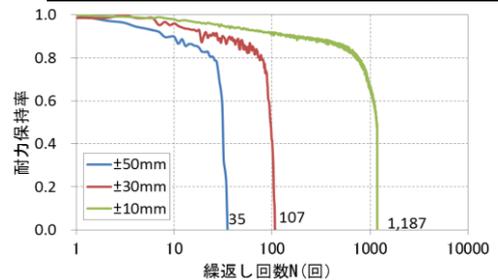
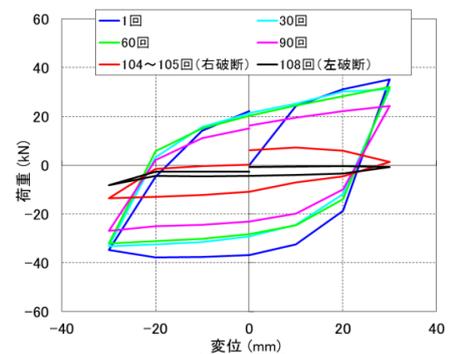
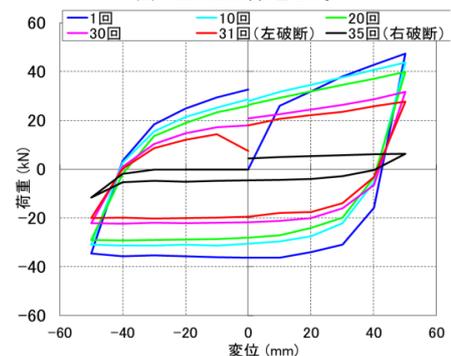


図-11 繰返し载荷による荷重範囲の変化



(a) $\pm 30\text{mm}$ 繰返し時



(b) $\pm 50\text{mm}$ 繰返し時

図-12 サイクルごとの荷重変位曲線

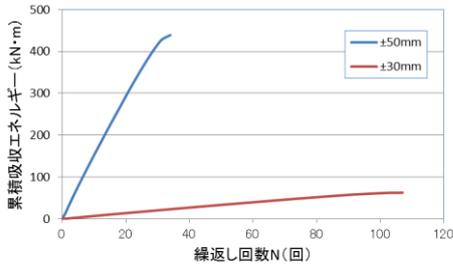


図-13 鋼製ペローズの累積エネルギー吸収量

3.3 耐力低下時の動的解析

繰返し载荷による耐力低下を再現するため、2.4 節で用いたばねモデル、そのモデルから 1 次剛性と降伏荷重を 5%低下させたモデル、10%低下させたモデルの 3 ケースに対して動的応答解析を行った。表-4 に 1 次剛性と降伏荷重を示す。図-14 に上部構造の時刻歴応答変位、図-15 要求性能に荷重変位関係を示す。耐力を低下させたことにより応答変位の最大振幅が 10mm 大きくなっていることが分かった。しかしながら ±50mm を超える繰返し回数自体は耐力低下していないものでも変わらずに 1 回だけである。また、中程度の振幅もおおよそ 20mm 程度と 100 回繰返し载荷に耐えられる ±30mm 実験結果よりも小さい振幅なのでよほど疲労損傷を受けていない限り安全であるといえる。

表-4 鋼製ペローズの諸元

最大耐力(%)	1 次剛性(N/mm)	降伏荷重(N)
100	3.67×10^2	2.70×10^3
95	3.49×10^2	2.56×10^3
90	3.30×10^2	2.43×10^3

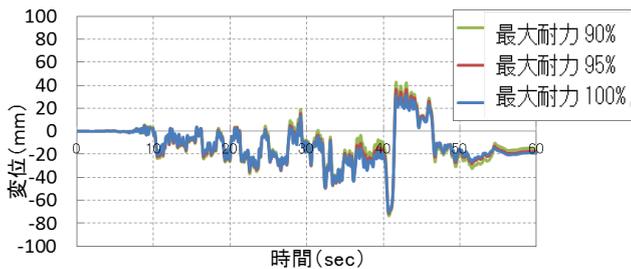


図-14 上部構造の応答変位

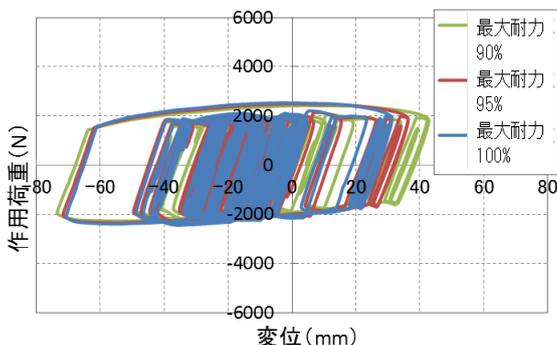


図-15 荷重変位関係

4. 鋼製ペローズの 5 径間連続高架橋への適用性の検討

本章では上部構造を質点、支承や下部構造を省いたモデルではなく、より実際に近い高架橋の解析モデルに鋼製ペローズを設置し、鋼製ペローズの設置効果と地震時の安全性について動的応答解析により検討する。

4.1 対象高架橋

対象とするモデルは 5 径間連続の高架橋で、各支間長は 40m で総支間長は 200m となる。支承には免震支承を用いる。下部構造は鋼製橋脚であり、平成 14 年道路橋示方書・同解説にしたがい設計している。地盤種別はⅢ種地盤を想定する。このモデルを基本モデルとし、桁端部に制振装置として鋼製ペローズを設置した解析モデルを作成する。側面図と橋脚等の記号を図-16 に示す。

上部構造は非合成 I 桁で、主桁間隔は 2.6m の 7 本主桁で、上部構造の断面図を図-17 に、断面諸元を表-5 に示す。解析モデルでは各桁をそれぞれ線形はり要素のモデルとしており、節点は横断位置と断面変化位置にとる。質量は各桁で横断位置に分散させている。

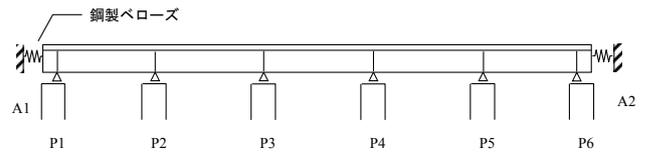


図-16 5 径間連続高架橋モデル

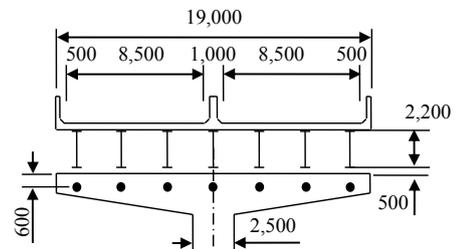


図-17 上部構造の断面図

表-5. 上部構造の断面諸元

項目	値	単位
支間長	40	m
支間長合計	200	m
桁高	2.2	m
幅員	19.0	m
上部構造総死荷重	4.67×10^4	kN

橋脚の形式はコンクリート充填鋼製橋脚とし、橋脚の高さは 12.5m とする。柱部の寸法は、橋軸方向は 3.0m、橋軸直角方向は 2.5m とし、橋脚の側面図および橋脚柱部の断面図を図-18 に示す。コンクリート充填高さは 7.0m とした。解析モデルの鋼材部分は箱型断面は

り-柱要素でモデル化し、コンクリート充填部は箱型断面はり-柱要素と線形はり要素の二重要素としている。

基礎の形式は軟弱なⅢ種地盤に対応可能な鋼管杭形式とし、基礎の寸法は、レベル1地震時および、レベル2地震時の照査により10m（橋軸方向長さ）×10m（橋軸直角方向長さ）×4.5m（高さ）とする。表-6に基礎のばね定数を示す。また、鉛直回転方向は $1.0 \times 10^{13} \text{N} \cdot \text{m}/\text{rad}$ としている。

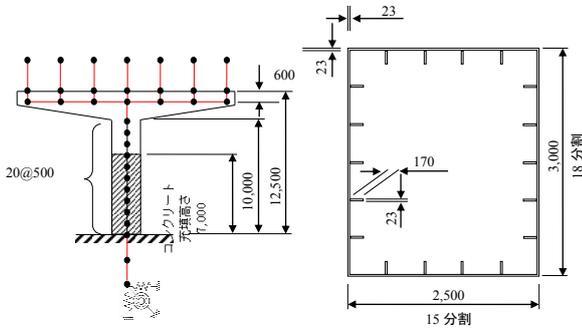


図-18 橋脚の側面図および断面図（単位：mm）

表-6 基礎のばね定数

ばね方向	橋軸・橋軸直角
水平(N/m)	3.60×10^9
連成(N/rad)	4.09×10^9
回転(N・m/rad)	3.39×10^{10}
鉛直(N/m)	3.08×10^9

4.1.2 支承条件

高架橋の免震支承には高減衰ゴム支承（HDR）を用いる。鋼製ベローズを設置するモデルにも鋼製ベローズの制振効果を確認する場合には同じ支承用いることとする。表-7に免震支承の諸元を示す。解析モデルはバイリニアのばね要素でモデル化し、高さを0.50mとしている。

表-7 免震支承の構造諸元

支承位置	1次剛性 k_1 (N/m)	2次剛性 k_2 (N/m)	降伏荷重 P_y (N)
P1, P6	1.75×10^7	1.67×10^6	2.06×10^5
P2, P5	3.82×10^7	3.64×10^6	3.79×10^5

4.1.3 鋼製ベローズの設計と許容変位

鋼製ベローズの設計は設計計算式²⁾により初期剛性、降伏耐力および降伏変位を求める。本解析では実験で用いた断面形状をそのまま使い、設置高さ h のみを変更する。鋼製ベローズが2.2節の要求性能を満たすように設計される必要がある。

要求性能(1)の温度伸縮については、上部構造の温度伸縮量を以下の式(3)により求める。鋼製ベローズは桁の温度伸縮量と同じ大きさの変位 δ を常時に受け続けることとなり、繰返し荷重による疲労の影響が懸念される。

$$\delta = \alpha \Delta T L \quad (3)$$

α ：鋼材・コンクリートの線膨張係数 (12×10^{-6})

ΔT ：温度変化量 ($\pm 30^\circ\text{C}$) L ：上部構造長さ 200(m)

式(3)から遊間が2か所で受け持つので半分の $\pm 36\text{mm}$ を年1回受けることとなる。3章の実験結果から鋼製ベローズは降伏し、耐力低下が生じるが数十年間使用可能である。要求性能(3)のレベル2地震動に対して、今回は許容変位をtype1地震動で繰返し受ける振幅を $\pm 30\text{mm}$ 以内に抑えることとする。（最大変位ではなく10~30secの変位）要求性能(2)については要求性能(3)を満たすように設計することで自動的に満たされることが多いので検討は行っていない。解析モデルは各桁の端部にバイリニアのばね要素を設置し、もう一端を固定端としている。表-8に鋼製ベローズの諸元を示す。解析パターンは桁1本につき高さ1.00, 2.00m設置した場合と免震支承のみを設置する場合を比較する。

表-8 鋼製ベローズの諸元（桁1本あたり）

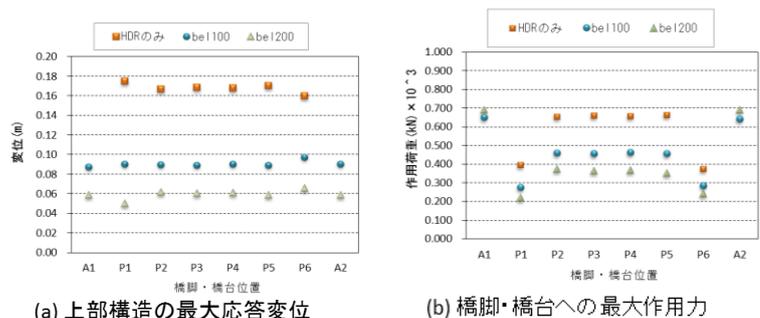
モデル名	設置高さ h (m)	初期剛性 k_1 (N/m)	降伏耐力 P_y (N)	2次剛性 k_2 (N/m)
bel100	1.00	7.34×10^7	2.66×10^5	1.42×10^6
bel200	2.00	1.47×10^8	5.31×10^5	2.84×10^6

4.2 固有値解析結果および入力地震波

基本モデルの固有解析の結果、免震支承のみの基本モデルの橋軸方向の固有振動数は0.56Hzであった。入力地震波は道路橋示方書¹⁾のtype131を橋軸方向に入力する。この地震波は卓越周波数が0.56Hz程度で40回程度の加速度が繰返される。

4.3 動的応答解析結果

図-19に上部構造の最大変位と下部構造が受ける最



(a) 上部構造の最大応答変位

(b) 橋脚・橋台への最大作用力

図-19 上部構造の最大応答値と下部構造の受ける最大作用力

大作用力を示す。鋼製ペローズを設置することで上部構造の変位は1/2～1/3程度、橋脚への作用力は2/3～1/2程度に軽減されている。一方で鋼製ペローズの固定端には設置高さが大きいほど大きな作用力が働く。そのため、橋台は免震支承時よりも強度が必要となる。

図-20に支承・鋼製ペローズの時刻歴応答変位とその時の荷重変位関係を示す。図中bel-は鋼製ペローズを、P1HDRは端部橋脚の免震支承、P2HDRは中間橋脚の免震支承を表す。bel100での鋼製ペローズの振幅は±40～50mm程度で最大が±80mmとなっており、3章の実験結果から桁の温度伸縮による疲労を受けていた場合、破断する可能性が高い。一方bel200では平均で±20mm程度最大で±50mmなので、許容変位内に収まり破断の恐れはないといえる。またbel100では、鋼製ペローズ、免震支承どちらも機能しているが、免震支承のエネルギー吸収は免震支承の場合と比べて小さい。

bel200では免震支承がほとんど機能せず、鋼製ペローズでのみエネルギー吸収が行われている。そのため、免震支承をすべり支承にし、中間橋脚の断面を小さくすることが可能となる。

5. まとめ

本研究では鋼製ペローズの概要や要求性能について述べ、解析のよりその構造的特性を示した。また、繰返し荷重を受ける鋼製ペローズの性能低下を繰返し載荷実験により検討し、5径間連続免震高架橋への鋼製ペローズの適用性を示し、動的応答解析を行い検討した。本研究により得られた主な結果は以下のとおりである。

- 1) 鋼製ペローズを、板要素とバイリニアの非線形ばね要素でモデル化する場合、動的解析結果の違いは、ばね要素を用いる場合に、小変形時の変位が小さく、大変形時の変位が大きくなる傾向がある。
- 2) 鋼製ペローズは繰返し荷重により耐力が低下するものの、低サイクル疲労による破断直前、すなわち20%程度耐力が低下するまで安定した荷重変位の履歴ループを描き、破断直前まで良好なエネルギー吸収性能を保持する。ただし、耐力が低下すると、動的解

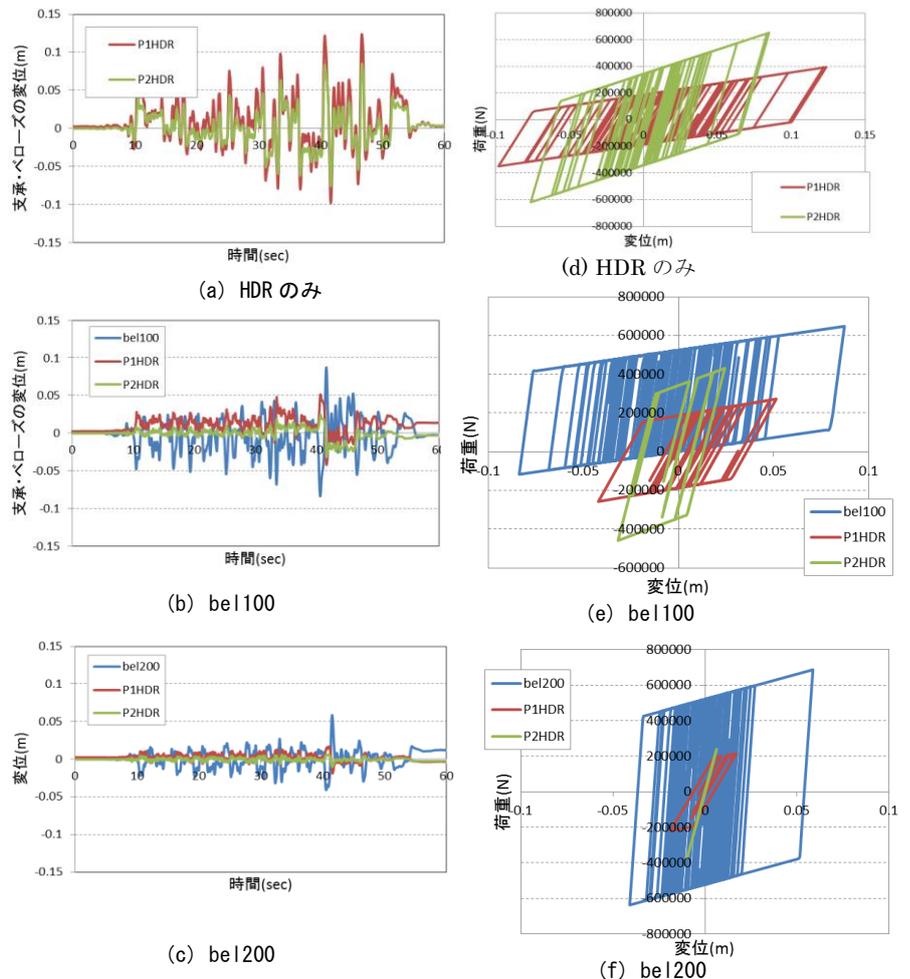


図-20 支承・鋼製ペローズの時刻歴応答値(a-c)と荷重変位関係(d-f)

析時の応答変位が若干大きくなる。

- 3) 5径間連続免震高架橋の桁端部に鋼製ペローズを設置すると、桁の最大応答変位の低減に効果的であり、また、その設置高さを大きくすればレベル2地震時の繰返し荷重で破断しない程度まで変位制限することができた。

以上のとおり、鋼製ペローズ設置時には、橋脚への作用慣性力の低減も期待できるが、鋼製ペローズ固定部には荷重が増加する。鋼製ペローズにより、免震支承の荷重変位関係と橋脚の作用力の配分のバランスを調整できることから、支承や橋脚の簡素化に繋がることを期待できる。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V. 耐震設計編，2002.3
- 2) 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ペローズの力学的特性，鋼構造論文集 第9巻第34号 日本鋼構造協会，pp77-86，2002.6

討議等

討議 [大内 一 教授]

疲労時に耐荷力が低下するメカニズムはどのようなものか

◆回答：繰返し载荷により鋼製ペローズの小円部 r と円筒部 R にひずみが集中し、ひび割れが発生する。このため耐荷力が低下する。

討議 [大内 一 教授]

桁の温度伸縮についてどう考えていて、一日の土の繰返しは弾性、塑性どちらか。また、鋼製ペローズは常時に塑性することを想定しているのか。

◆回答：桁の温度伸縮は一年間の温度変化量 $\pm 30^{\circ}\text{C}$ を想定している。200m の場合 $\pm 36\text{mm}$ となるので常時にも塑性域には達してしまうが、数十年使用可能な計算となる。今回の設計では一日の温度変化については考えていないが、一日の温度変化量が $\pm 10\text{mm}$ 程度とすると一部分が塑性域まで達する。

討議 [谷口 徹郎 准教授]

鋼製ペローズの設計に際しては地震時よりも常時の疲労が形状決定に影響を与えそうだがその点はどう考えているのか。

◆回答：今回の設計では一年の温度変化について考慮して、鋼製ペローズを設置後、数十年使用した後に地震を受けても破断しない程度の変位には収まっている。しかし、一日の桁の温度伸縮量を考えるとより降伏変位が大きい形状にする必要がある。形状の変更自体は容易に可能である。

討議 [松村 政秀 講師]

今回は比較的橋長の長いものを対象としているがより短い橋梁への対応についてはどう考えているのか。
また、常時の温度伸縮が弾性域に収まるような大きな形状についてはどうなのか。

◆回答：小規模の橋梁は上部構造重量、温度伸縮量ともに今回の対象橋梁よりも小さいのでより鋼製ペローズが適用しやすい。鋼製ペローズの断面を変更することで常時の温度伸縮量を弾性範囲に抑えることもより

対応しやすい。

討議 [谷口 徹郎 准教授]

解析ケースの高さととはどの高さのことか。

◆回答：桁 1 本あたりに設置する鋼製ペローズの高さの合計である。対象橋梁は 7 本主桁なので実際はその 7 倍で $h=2.00\text{m}$ では片端に 14m, 合計で 28m 設置している。

討議 [角掛 久雄 助教]

鋼製ペローズを設置している橋台は解析でどのようなモデル化を行っているのか。また、橋台はどの程度地震時の荷重を負担しているのか。

◆回答：橋台は固定端としているため、ばね要素でモデル化した場合よりも過大な荷重がかかっている。固定端だけで設置前の中間橋脚と同程度の最大荷重を受けている。