

ベローズ型伸縮可撓管と免震支承を利用した 水管橋の免震効果に関する考察

A Study on the Seismic Isolation of Aqueduct
using Bellows Type Expansion Joints and Isolation bearing

大塚 久哲*、竹内 貴司**、山内 邦博***、栗木 茂幸****

Hisanori OTSUKA, Takashi TAKEUCHI, Kunihiro YAMAUCHI, Shigeyuki KURIKI

*工博 九州大学大学院 工学研究院 建設デザイン部門 教授 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

**工修 新日本製鐵(株) 水道施設部 (〒100-8071 東京都千代田区大手町2-6-3)

(九州大学大学院 工学府 建設システム工学専攻 博士課程)

***九州大学大学院 工学府 建設システム工学専攻 修士課程 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

****工修 九州大学大学院 工学府 建設システム工学専攻 博士課程 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

It is important to keep the performance of aqueduct lines after strong earthquake. Seismic isolation is considered to be the key to improve the seismic capability of aqueduct lines. Bellows type expansion joint has the properties of large deformation and hysteresis damping, thus, it is considered to be effective to decrease acceleration during strong earthquake. This paper describes the experimental results of cyclic loading test regarding Bellows type expansion joints, and the formulations of the skeleton are proposed using regression analysis. After this, seismic response analyses of a longer type aqueduct using these formulations are conducted. As a result, the proposed isolation model indicates the effectiveness for decreasing seismic responses of the aqueduct line.

Key Words: Bellows Type Expansion Joint, Aqueduct, Seismic Isolation

キーワード: ベローズ型伸縮可撓管、水管橋、免震

1. 緒言

平成7年1月17日に発生したマグニチュード7.3(上方修正値)の兵庫県南部地震は直下型地震であり、その大きな地震力は、各種構造物に大きな被害をもたらした。震災の復旧作業や人命救助において欠かせない存在である、道路橋やライフラインにも、多くの被害報告がなされている。都市機能を形成するライフラインの一端を担う、重要な施設の1つに水管橋がある。水管橋は、水道管が河川等を横断するための橋梁であり、道路橋と同様に種々の形式があるが、独立水管橋(水道専用橋)と添架水管橋(道路橋等に添架されるもの)に大別される。先の震災では、水管橋にも多くの被害報告がなされている^{1), 2)}。

水管橋は、道路橋に比べると死荷重が小さく、桁幅も小さいものの、大規模な構造物であり、その代替対策も取り難いため、埋設管路等と比べ、厳しい機能確保が求められる。しかしながら、従来基準^{3), 4), 5)}においては、死荷重が小さいため、水平荷重として、風荷重が地震荷重よりも大きくなることから、水平荷重に対する検討は風荷重による静的なものに対して行われてきた。そのため、動的挙動に関する研究が少なく、不明な点が多い。著者らの一部

は、文献6)、7)において、種々の形式の水管橋の地震時挙動に関し、実験及び地震応答解析を実施しているが、大地震時に大きな支承反力が発生し、その結果、支承が破壊されて、伸縮可撓管が脱管する可能性があることがわかっており、耐震性の向上が課題となっている。

ところで、水管橋の端部に設置される伸縮可撓管は、本来、水管橋等の温度伸縮を吸収する目的で取付けられており、「水管橋に設置する伸縮可撓管は、常時及び地震時に生じる変位量に対して、安全な構造としなければならない。^{3), 5)}」と規定されているものの、大変形時の挙動に関する研究は少ない。

そこで、本研究では、まず最初にベローズ型伸縮可撓管(以下、ベローズ)の基礎的な性能を明らかにすることを目的とし、口径が300mm～600mmのベローズの交番載荷実験を行い、管軸方向、管軸直角方向それぞれの骨格曲線及び履歴曲線を得た。また実験に際し、口径以外にも、肉厚、山の高さ、ピッチ、山数をパラメータとして16体(管軸方向、管軸直角方向それぞれ8体ずつ)の供試体を用い、各パラメータが履歴特性に及ぼす影響について調べた。このような実験により得られたベローズの特性値を用いて重回帰分析を行い、ベローズの初期剛性、降伏点、剛性低下率

等の重回帰式を求めた。

次に、水管橋の耐震性向上の手段として、水管橋の支承を鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)とし、地震時における、免震支承の大変形に伴う水道管の変位を吸収する手段として、橋軸方向、橋軸直角方向ともに変位を吸収できるベローズを水道管の端部に組み込むことを考えた。そこで、重回帰式を用いて口径900mmのベローズの特性を予測し、LRBとともに既設水管橋に組込んで、地震応答解析を行い、その耐震性の向上効果を確かめた。その際、地震時におけるLRBとベローズのエネルギー吸収量に注目し、両者の免震効果の割合についても検討した。

2. ベローズの交番载荷実験

2. 1 実験用供試体

表-1に実験用供試体(ベローズ)の諸元を、写真-1にベローズの例として450A_6cの写真を、図-1にベローズ部分の詳細図を示す。ただし、表-1に示される値は公称値で、供試体によっては多少のばらつきがあり、例えば、実際の供試体の肉厚は、平均して0.1mmほど厚くなっている。ベローズ部分の材料はステンレス(SUS304)で、その他の部分はSS400となっており、ベローズ部分は他の部分に比べ非常に薄く、柔らかい構造となっている。

供試体名の最初の数字は口径(公称口径)を示しており、平均径は外径(内径+肉厚+山高)と内径の平均値である。供試体は、各パラメータが及ぼす影響をみるために8種類を準備した。具体的には、300A_3c、6c、9cは山数のみ変えたものであり、300A_6c_t、B、Hは、300A_6cを基準にそれぞれ肉厚のみ、ピッチのみ、山高のみ変えたもの、450A_6cと600A_6cは口径のみ変えたものとなっている。

今回の実験に用いた供試体は、管軸方向载荷用8体、管軸直角方向载荷用8体の、全16体である。

2. 2 実験装置

図-2に管軸方向载荷時のセットアップ状況を示す。反力梁は供試体長さに合わせて、载荷フレーム内の任意の位置で固定できる構造になっており、パンタ式拘束装置は载荷板を水平に保つためのものである。供試体の管軸方向に载荷用ジャッキを取付けて载荷し、ジャッキにかかる荷重を測定するとともに、载荷板に設置した変位計で管軸方向の変位を読み取る。荷重漸増による交番载荷で実験を行い、供試体に大破壊が生じるか、もしくはジャッキのストロークの限界で実験終了とした。ジャッキのストロークは押し引き200mmである。

図-3に管軸直角方向载荷時のセットアップ状況を示す。この場合は、供試体の管軸方向、管軸直角方向ともにジャッキを取付け、管軸直角方向ジャッキに载荷するが、その際、管軸方向ジャッキは、管軸直角方向自由にスライドする構造になっており、载荷板の回転防止のために取り付けている。このジャッキには初期軸力はかけず、あくまでも供試体のヘッドの回転防止を目的としたものである。

表-1 供試体諸元

供試体	口径 Db(mm)	平均径 Dm(mm)	山数 n	肉厚 t(mm)	ピッチ B(mm)	山高 H(mm)
300A_3c	300	347.0	3	2.0	40	45
300A_6c	300	347.0	6	2.0	40	45
300A_9c	300	347.0	9	2.0	40	45
300A_6c_t	300	346.5	6	1.5	40	45
300A_6c_B	300	347.0	6	2.0	50	45
300A_6c_H	300	342.0	6	2.0	40	40
450A_6c	450	518.0	6	3.0	60	65
600A_6c	600	668.0	6	3.0	60	65

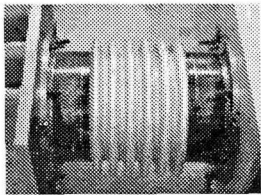


写真-1 ベローズ型伸縮可撓管

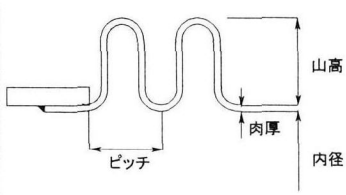


図-1 ベローズ部詳細

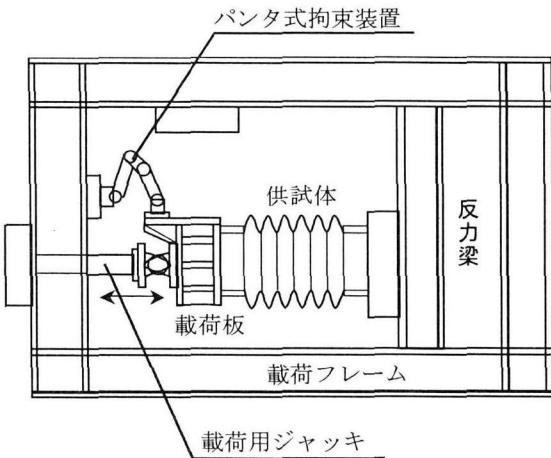


図-2 管軸方向実験装置

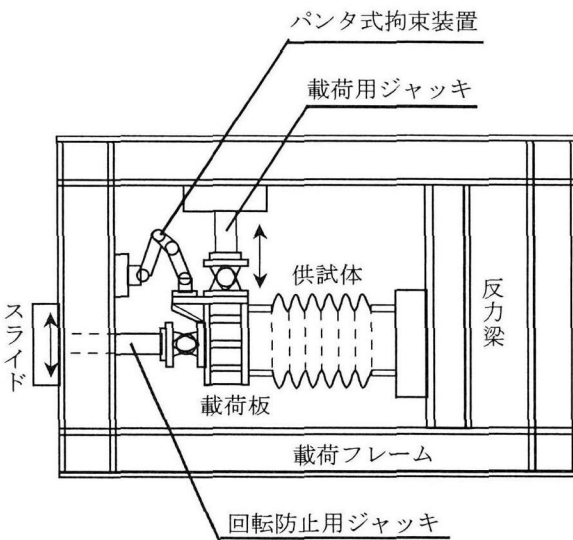


図-3 管軸直角方向実験装置

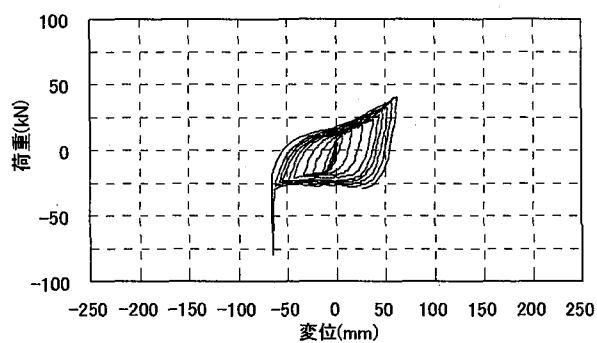


图-4 管轴方向300A_3c

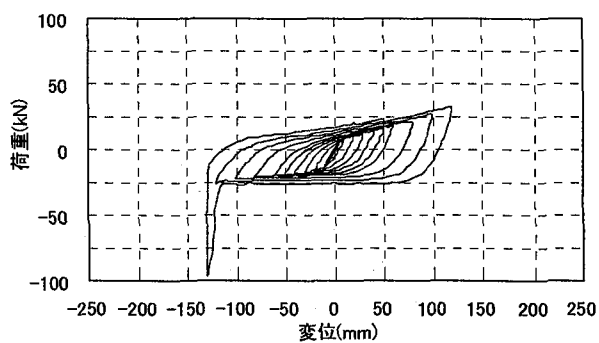


图-5 管轴方向300A_6c

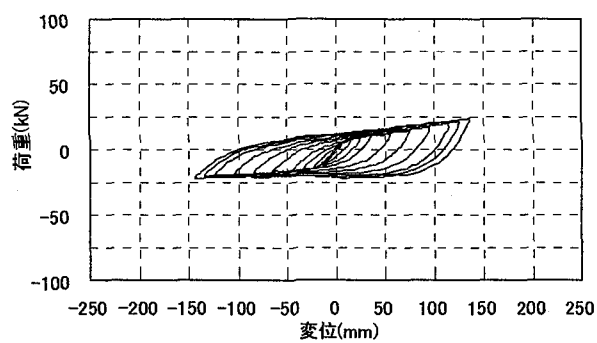


图-6 管轴方向300A_9c

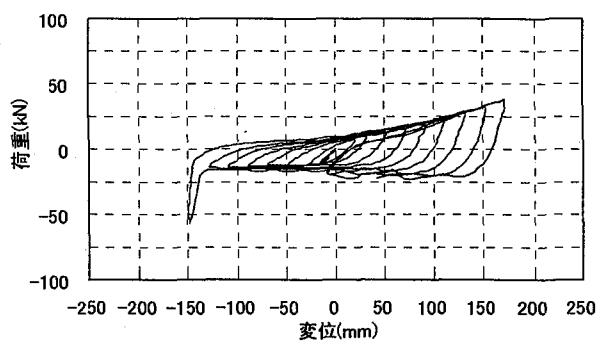


图-7 管轴方向300A_6c_t

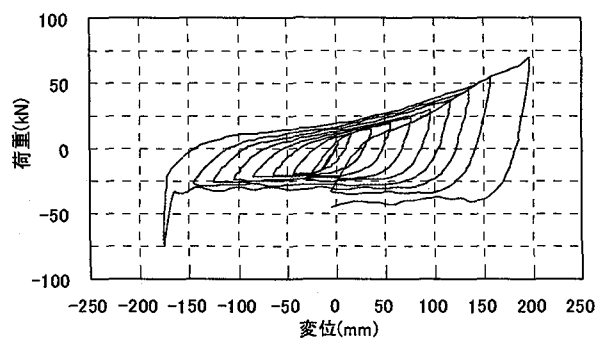


图-8 管轴方向300A_6c_B

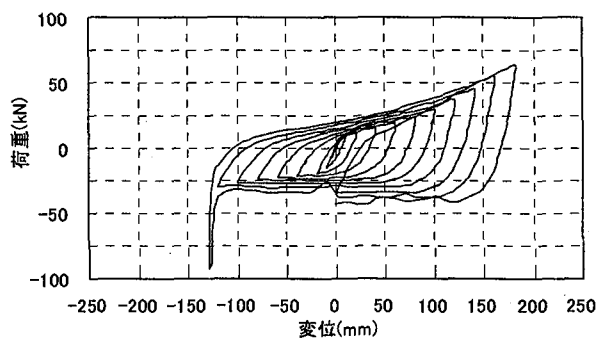


图-9 管轴方向300A_6c_H

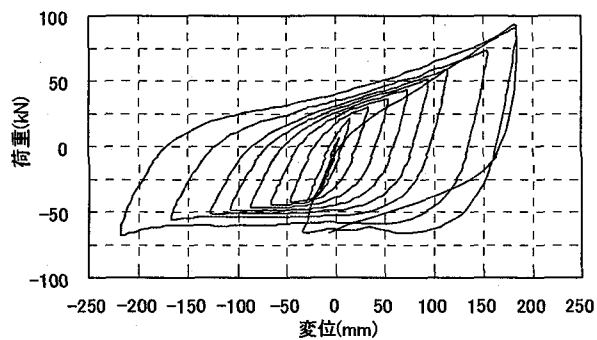


图-10 管轴方向450A_6c

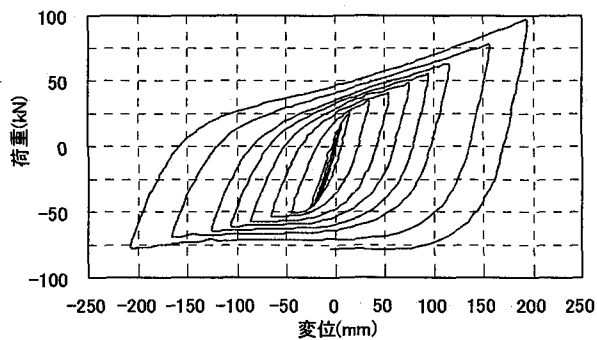


图-11 管轴方向600A_6c

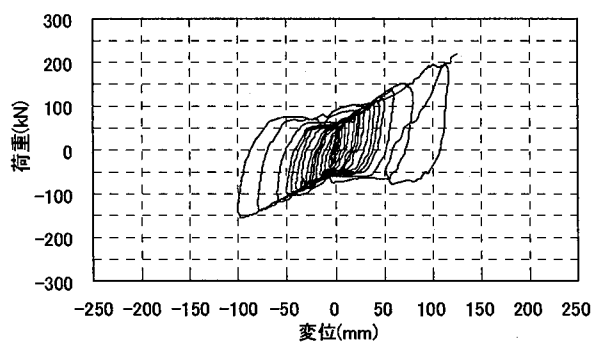


图-12 管軸直角方向 300A_3c

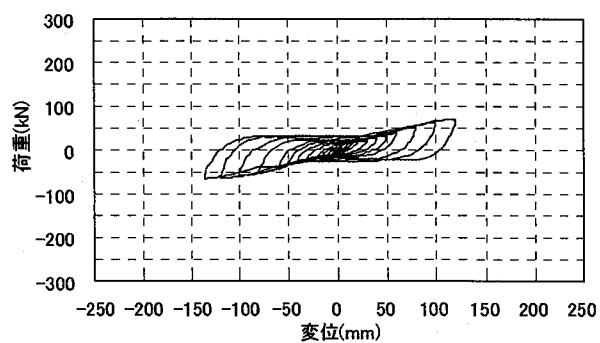


图-13 管軸直角方向 300A_6c

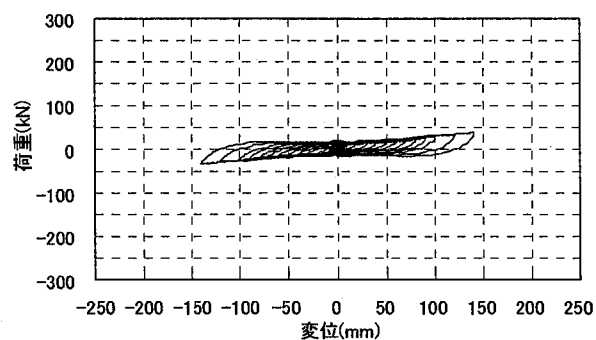


图-14 管軸直角方向 300A_9c

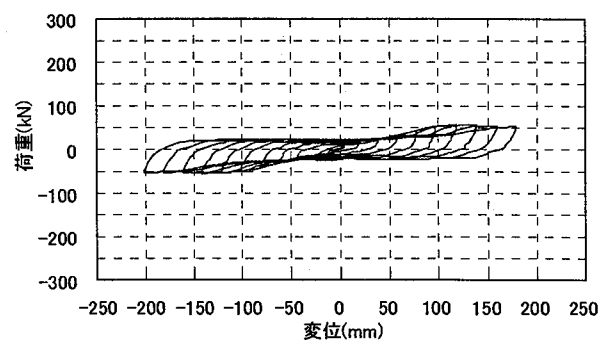


图-15 管軸直角方向 300A_6c_t

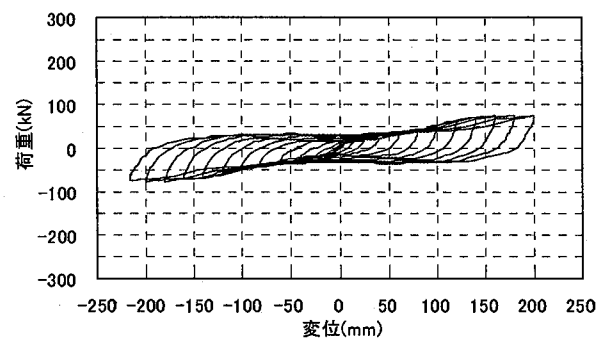


图-16 管軸直角方向 300A_6c_B

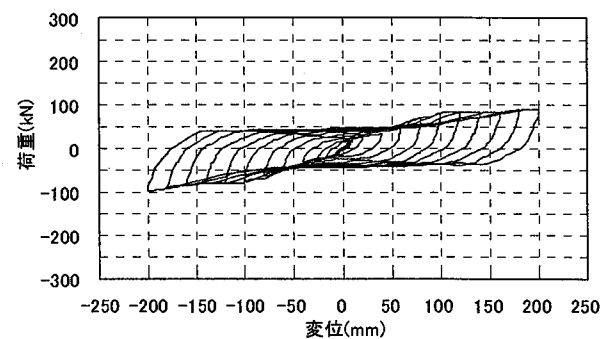


图-17 管軸直角方向 300A_6c_H

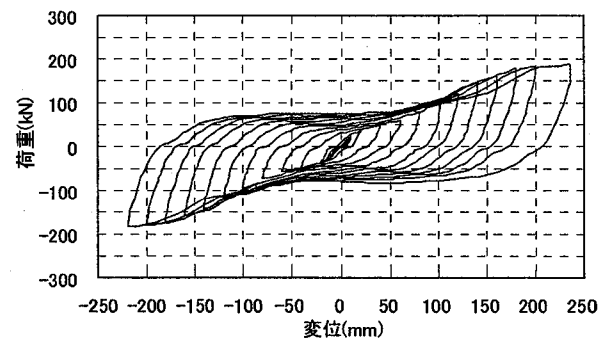


图-18 管軸直角方向 450A_6c

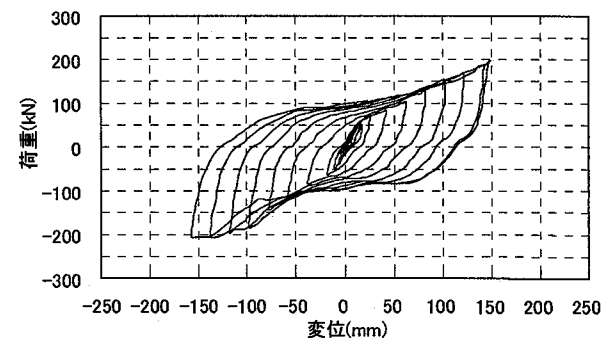


图-19 管軸直角方向 600A_6c

表-2 管軸方向実験結果

供試体	引張側 降伏変位 (mm)	圧縮側 降伏変位 (mm)	引張側 降伏荷重 (kN)	圧縮側 降伏荷重 (kN)	初期剛性 (kN/mm)	引張側 剛性 低下率	圧縮側 剛性 低下率
300A_3c	3.03	-5.97	8.72	-14.41	2.57	0.201	0.088
300A_6c	5.95	-11.19	6.76	-14.41	1.24	0.185	0.084
300A_9c	8.93	-18.08	6.37	-14.01	0.75	0.180	0.087
300A_6c_t	8.80	-16.30	5.88	-10.98	0.67	0.246	0.043
300A_6c_B	9.19	-17.98	9.41	-18.33	1.02	0.210	0.072
300A_6c_H	5.32	-10.75	8.82	-17.84	1.66	0.121	0.093
450A_6c	9.71	-21.46	19.40	-39.69	1.90	0.198	0.057
600A_6c	9.72	-18.76	23.32	-44.98	2.40	0.153	0.070

表-3 管軸直角方向実験結果

供試体	+側 降伏変位 (mm)	-側 降伏変位 (mm)	+側 降伏荷重 (kN)	-側 降伏荷重 (kN)	初期剛性 (kN/mm)	+側 剛性 低下率	-側 剛性 低下率
300A_3c	3.18	-3.27	37.24	-24.50	9.57	0.308	0.306
300A_6c	4.98	-5.25	9.80	-9.80	1.92	0.275	0.245
300A_9c	9.33	-9.81	7.84	-7.84	0.82	0.283	0.248
300A_6c_t	4.70	-5.70	8.80	-6.90	1.51	0.242	0.232
300A_6c_B	4.80	-4.80	9.80	-9.80	2.04	0.190	0.174
300A_6c_H	7.40	-7.60	14.70	-14.70	1.96	0.306	0.285
450A_6c	15.50	-14.50	34.01	-31.56	2.19	0.305	0.291
600A_6c	12.40	-13.20	53.97	-57.37	4.35	0.254	0.271

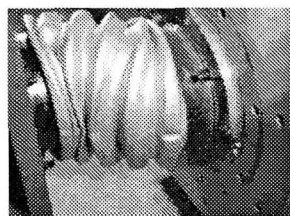


写真-2 300A_6c_tの
せん断方向変位160mm

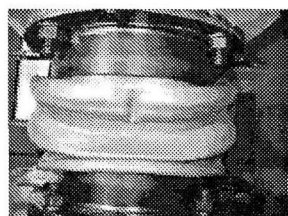


写真-3 300A_3cの
せん断方向変位100mm

2. 3 実験結果と考察

(1) 管軸方向

管軸方向交番载荷実験により得られた荷重-変位特性曲線を図-4から図-11に、管軸方向交番载荷実験結果を表-2に示す。図は荷重、変位ともに引張側を正とする。1次剛性は、引張側と圧縮側は概ね等しい。圧縮側は引張側に比べて降伏荷重、降伏変位が共に大きく、2次剛性は引張側の方が大きい。このように、圧縮側と引張側の変形特性が異なる理由は、ペローズ成形時の残留応力によるものと考えられる。また、圧縮側に大きな変位を与えると、荷重が急激に増加する現象が見られるが(例えば、図-4の圧縮側)、これは隣接するペローズ部分同士が接触して起こるものであり、どの場合もペローズ長さの1/2程度の圧縮変位の時に発生している。管軸方向の圧縮側では、このときの変位を最大変位とする。山数のみの違いによっては、引張側、圧縮側の剛性低下率はそれほど変化が見られなかった。板厚、ピッチ、山高が変わるとともに、ペローズの剛性も変化するため、降伏荷重、降伏変位等に変化が見られた。

(2) 管軸直角方向

管軸直角方向交番载荷実験により得られた荷重-変位特性曲線を図-12から図-19に、管軸直角方向交番载荷実験結果を表-3に示す。純せん断の実験であるため、降伏荷重、降伏変位、1次剛性、2次剛性は+側、-側でほぼ等しい。また、せん断方向に大きな変位を与えると、写真-2、3に示すような局部座屈(へこみ)がペローズの端部に生じ、さらに载荷を続けると、その座屈部分が進展して、管に亀裂

が発生した。管軸直角方向では、この局部座屈が生じるまでの変位を最大変位とする。

3. 重回帰分析による骨格曲線のモデル化

前頁で示したペローズの履歴曲線から、地震応答解析において必要となる骨格曲線は、バイリニア型で近似できるものと考え、初期剛性、降伏変位、剛性低下率を重回帰分析によって以下のように求めた。

3. 1 実験値から求めた重回帰式

ペローズの管軸方向、管軸直角方向それぞれについて、実験結果から得られた重回帰式と、決定係数 R^2 (R は重相関係数)を以下に示す。ただし、管軸方向の初期剛性については、既往の研究成果である、M. W. Kellogg社の式⁸⁾が実験値とよく一致していたのでこれを用い、最大変位は圧縮側、引張側共にペローズ長の半分とする(本研究では、ジャッキのストローク不足により、引張側の最大変位を実験結果から判断することはできなかった)。管軸直角方向は原点对称であるので、片側のみを示す。

(1) 管軸方向

・初期剛性(M. W. Kellogg式)

$$K_0 = \frac{2 \times E \times Dm \times t^3}{3 \times b^{0.5} \times H^{2.5} \times n} \quad (1.1)$$

ただし、 E はSUS304のヤング率で193kN/mm²、 b はペローズピッチの1/2の値である。

・引張側降伏変位(決定係数 $R^2=0.9995$)

$$\delta_+ = 0.00013 \times \frac{n^{0.98} \times B^{1.92} \times H^{0.80}}{t^{1.47}} \quad (1.2)$$

・圧縮側降伏変位($R^2=0.9896$)

$$\delta_- = 0.00056 \times \frac{n \times B^{1.94} \times H^{1.03}}{Db^{0.36} \times t^{1.13}} \quad (1.3)$$

・引張側剛性低下率($R^2=0.9087$)

$$G_+ = 0.0049 \times \frac{B^{0.40} \times H^{2.71}}{Db^{1.27} \times t^{1.26}} \quad (1.4)$$

・圧縮側剛性低下率($R^2=0.9011$)

$$G_- = 726.2 \times \frac{Db^{0.14} \times t^{2.16}}{B^{0.92} \times H^{2.12}} \quad (1.5)$$

(2) 管軸直角方向

・初期剛性($R^2=0.9578$)

$$K_0 = 0.411 \times \frac{Db^{1.94}}{n^{2.28} \times H^{1.43}} \quad (2.1)$$

・降伏荷重($R^2=0.9909$)

$$P_0 = 0.0099 \times \frac{Db^{2.49} \times t^{1.77}}{n^{0.76} \times H^{1.88}} \quad (2.2)$$

・剛性低下率($R^2=0.7334$)

$$G = 4.44 \times \frac{Db^{0.06} \times t^{0.90} \times H^{0.74}}{n^{0.12} \times B^{1.73}} \quad (2.3)$$

・最大変位($R^2=0.9188$)

$$\delta_{\max} = 14.967 \times n^{1.19} \times t^{0.65} \quad (2.4)$$

3. 2 重回帰式で求めた値と実験値との比較

表-4、5にそれぞれ管軸方向、管軸直角方向の、重回帰式により求めた値を、また、表-6、7には実験値との比(重回帰値/実験値)を示す。これらの表から、管軸方向、管軸直角方向ともに実験値と重回帰値とは、かなり近い値となっていることがわかる。ただし、管軸直角方向の300A_3cは他の供試体に比べ、その変形状が特異であるため、分析のサンプルから除外してある。これは、写真-4、5を比較すると分かるように、山数が9山の供試体の変形は、端部のベローズ部分が管として曲げ変形をしており、ベローズの山の部分に大きな変形は見られないのに対し、山

表-4 管軸方向重回帰値

供試体	引張側 降伏変位 (mm)	圧縮側 降伏変位 (mm)	引張側 降伏荷重 (kN)	圧縮側 降伏荷重 (kN)	初期剛性 (kN/mm)	引張側 剛性 低下率	圧縮側 剛性 低下率
300A_3c	3.01	5.91	8.80	15.18	2.27	0.182	0.082
300A_6c	5.94	11.84	7.25	15.18	1.14	0.182	0.082
300A_9c	8.83	17.78	6.47	15.18	0.76	0.182	0.082
300A_6c.t	8.87	16.12	5.68	10.41	0.50	0.256	0.046
300A_6c.B	9.10	18.24	9.94	19.60	1.02	0.199	0.067
300A_6c.H	5.41	10.49	8.17	15.18	1.50	0.132	0.105
450A_6c	9.74	21.06	18.28	41.47	1.77	0.212	0.063
600A_6c	9.74	18.97	24.16	41.47	2.29	0.147	0.066

表-5 管軸直角方向重回帰値

供試体	+側 降伏変位 (mm)	-側 降伏変位 (mm)	+側 降伏荷重 (kN)	-側 降伏荷重 (kN)	初期剛性 (kN/mm)	+側 剛性 低下率	-側 剛性 低下率
300A_3c	3.23	3.23	18.14	18.14	8.94	0.312	0.312
300A_6c	6.31	6.31	10.68	10.68	1.84	0.286	0.286
300A_9c	9.33	9.33	7.84	7.84	0.73	0.272	0.272
300A_6c.t	3.83	3.83	6.60	6.60	1.84	0.224	0.224
300A_6c.B	6.31	6.31	10.68	10.68	1.84	0.195	0.195
300A_6c.H	6.31	6.31	13.34	13.34	2.18	0.262	0.262
450A_6c	12.90	12.90	29.27	29.27	2.38	0.272	0.272
600A_6c	12.90	12.90	59.93	59.93	4.15	0.277	0.277

表-6 管軸方向(重回帰値/実験値)

供試体	引張側 降伏変位 (mm)	圧縮側 降伏変位 (mm)	引張側 降伏荷重 (kN)	圧縮側 降伏荷重 (kN)	初期剛性 (kN/mm)	引張側 剛性 低下率	圧縮側 剛性 低下率
300A_3c	99.4%	99.0%	100.9%	105.4%	117.4%	90.5%	93.2%
300A_6c	99.8%	105.8%	107.2%	105.4%	77.8%	98.3%	97.6%
300A_9c	98.9%	98.3%	101.5%	108.3%	90.6%	101.0%	94.2%
300A_6c.t	100.8%	98.9%	96.5%	94.8%	73.8%	104.3%	106.0%
300A_6c.B	99.1%	101.5%	104.6%	107.0%	100.1%	94.9%	92.8%
300A_6c.H	101.6%	97.6%	92.6%	85.1%	90.4%	109.5%	113.6%
450A_6c	100.3%	98.1%	94.2%	104.5%	102.8%	107.3%	110.4%
600A_6c	100.2%	101.1%	103.6%	92.2%	95.5%	96.0%	94.3%

表-7 管軸直角方向(重回帰値/実験値)

供試体	+側 降伏変位 (mm)	-側 降伏変位 (mm)	+側 降伏荷重 (kN)	-側 降伏荷重 (kN)	初期剛性 (kN/mm)	+側 剛性 低下率	-側 剛性 低下率
300A_3c	101.5%	98.7%	48.7%	74.0%	93.4%	101.3%	102.0%
300A_6c	126.6%	120.1%	109.0%	109.0%	95.9%	104.1%	116.9%
300A_9c	100.0%	95.1%	100.0%	100.0%	88.9%	96.2%	109.8%
300A_6c.t	81.4%	67.1%	75.0%	95.6%	121.7%	92.7%	96.7%
300A_6c.B	131.4%	131.4%	109.0%	109.0%	90.0%	102.5%	112.0%
300A_6c.H	85.2%	83.0%	90.7%	90.7%	111.0%	85.7%	92.0%
450A_6c	83.2%	89.0%	86.1%	92.8%	108.4%	89.1%	93.4%
600A_6c	104.1%	97.7%	111.0%	104.5%	95.4%	109.0%	102.1%

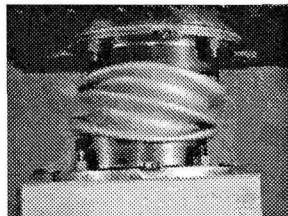


写真-4 300A_3cの
せん断方向変位 40mm

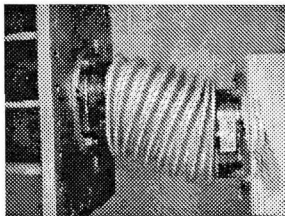


写真-5 300A_9cの
せん断方向変位 120mm

数が3山の供試体の変形は、中央の山部の変形の影響を受けて端部の山が大きく変形しているからである。

今回の分析精度は、決定係数 R^2 を参考にしており、かなり精度の良い分析ができたものと思われる。ただし、管軸直角方向の剛性低下率のみ $R^2 = 0.7334$ と、かなり小さな値となっており、分析の精度にやや不安が残るが、実験値との比較でも大きな差はなく、これ以上の改善は見られなかったもので、本分析結果を用いることとする。この分析により、実験を行っていない仕様のベローズについても、その特性の推測が可能となった。

4. 水管橋の地震応答解析

4. 1 対象橋梁

図-20に対象橋梁のモデル図を、図-21に支承と伸縮管の設置状況を示す。対象橋梁は支間長84.7m、幅員4.0m、アーチ高10.5m、鋼材自重979kN、通水時自重2026kNのランガー形式独立水管橋で、口径900mmの2本の水道管自体が橋の下弦材となった構造である。また、水道管のA端ジョイント部には、管の温度伸縮を吸収する目的で、伸縮管(クローザー型:管軸方向の変位を吸収するタイプ)が設置されている。A端の支承(4体)は可動支承であり、B端は固定支承(4体)である。著者らの既往の研究^{8), 7)}により、この種の水管橋の固定支承には、地震応答解析時に、設計基準値を大きく上回る反力が生じることがわかっている。そこで本研究では、現存橋のモデルをモデル1とし、新たに、支承全て(8体)を鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)に取替え、水道管のジョイント部全て(4箇所)に、ベローズを組み込んだモデルをモデル2、さらに、モデル2における片側(A端及びB端)の支承4体のうち、中央の2体を取除き、外側の2体で上部工を支持するモデルをモデル3として、地震応答解析を行う。

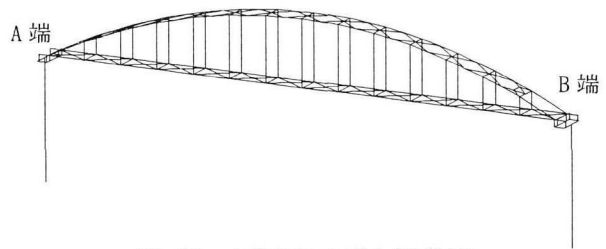


図-20 水管橋梁モデル(全体図)

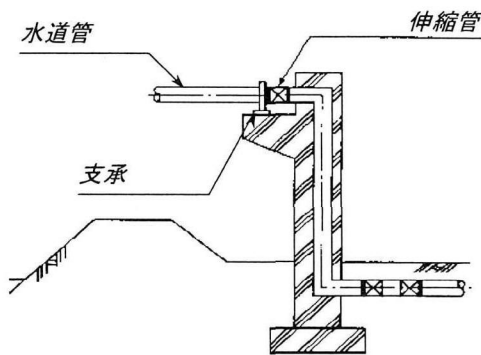


図-21 支承と伸縮管の設置状況

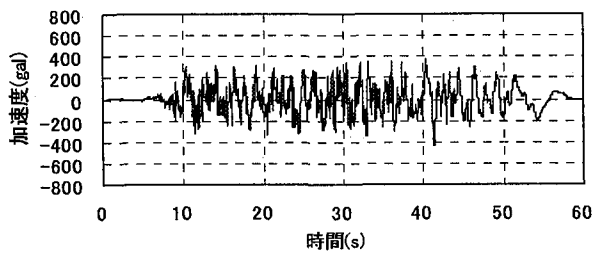


図-22 Type I 地震波 津軽大橋 TR

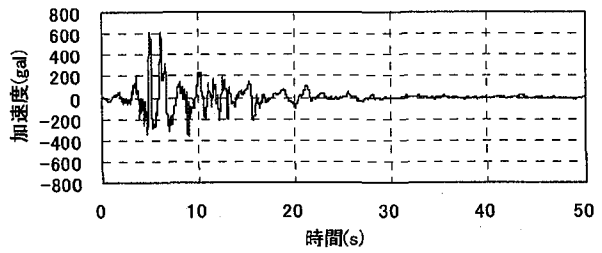


図-23 Type II 地震波 ポートアイランド EW

表-8 ベローズの仕様

供試体	口径 Db(mm)	平均径 Dm(mm)	山数 n	肉厚 t(mm)	ピッチ B(mm)	山高 H(mm)
900A_9c	900	968.0	9	3.0	80	65
		管軸方向		管軸直角方向		
初期ばね定数		1.91kN/mm		3.61kN/mm		
引張側降伏荷重		48.1kN		±120.7kN		
圧縮側降伏荷重		82.2kN				
引張側降伏変位		25.1mm		±33.5mm		
圧縮側降伏変位		42.9mm				
引張側剛性低下率		0.098		0.164		
圧縮側剛性低下率		0.054				
終局変位		±360mm		±420mm		

表-9 LRBの仕様

		モデル2	モデル3
積層ゴムの直径		24cm	34cm
鉛プラグの直径		7cm	10cm
ゴム層総厚		14.4cm	14.4cm
一次形状係数		4.7	7.5
二次形状係数		1.7	2.4
水平方向	初期剛性	1.75kN/mm	3.50kN/mm
	降伏荷重	32.0kN	65.5kN
	降伏変位	18.3mm	18.7mm
	剛性低下率	0.154	0.154
鉛直方向	引張側剛性	5.1kN/mm	23.7kN/mm
	圧縮側剛性	25.6kN/mm	119kN/mm

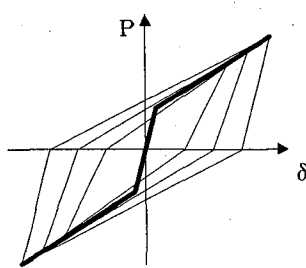


図-24 最大点指向型非対称
バイリニアモデル

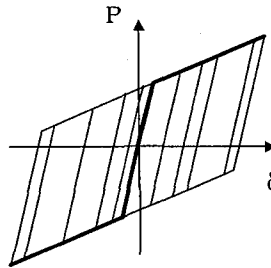


図-25 対称
バイリニアモデル

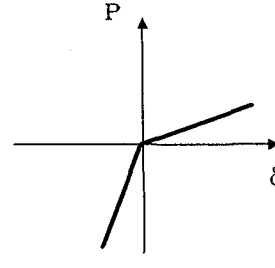


図-26 非線型
弾性モデル

4. 2 解析条件

(1) 諸条件

- ①地盤種別：Ⅲ種地盤。
- ②初期条件：通水時自重解析後の系の状態を初期状態とする。
- ③入力地震波：
 - Type I 地震波として津軽大橋標準波形TR成分(最大加速度：433gal、図-22 参照)を用いた。
 - Type II 地震波としてポートアイランド標準波形EW成分(最大加速度：619gal、図-23 参照)を用いた。
- ④加震方向：橋軸方向もしくは橋軸直角方向のいずれか1方向加震とした。
- ⑤通水重量の取扱い：水管橋の場合、橋軸方向の解析では、通水重量を無視するのが一般的であるが、橋軸方向の通水重量を考慮した方が、対象橋梁(実橋梁)の振動実験結果と固有値解析結果がよく一致した(文献6、表-10参照)ことから、橋軸方向、橋軸直角方向ともに通水重量を考慮することとした。
- ⑥減衰定数：剛性比例型減衰とし、減衰定数は、水管橋(桁部、橋脚部)を0.4%、基礎及び地盤を20%とした。

(2) ベローズの仕様

表-8にベローズの仕様を示す。ベローズの特性は重回帰式(式(1.1)～(2.4))により求めた。また、履歴モデルは実験結果を参考にして、管軸方向は最大点指向型非対称バイリニアモデル(図-24)とし、管軸直角方向は対称バイリニアモデル(図-25)とした。

(3) 免震支承(LRB)の仕様

表-9に、モデル2及びモデル3のLRBの仕様を示す。1支承担たりにかかる自重からLRBの断面を決定し、鉛プラグの断面は、設計風荷重で降伏しないように決定した。また、橋軸直角方向の固有周期2倍程度を目安に、水平方向の剛性を決定した。ただし、モデル2、3においてはベローズも組込んでいることから、実際の固有周期は1.6倍程度となっている。鉛直方向の剛性は、水平方向の剛性決定後、LRBの仕様を元に計算した。鉛直方向の剛性は、水平方向の剛性決定後、LRBの仕様を元に計算した。履歴モデルは、水平方向は対称バイリニアモデル(図-25)とし、鉛直方向は非線型弾性モデル(図-26)とした。

4. 3 解析結果と考察

(1) 固有値解析結果

表-10に、モデル1～3の固有周期を示す。固有周期は

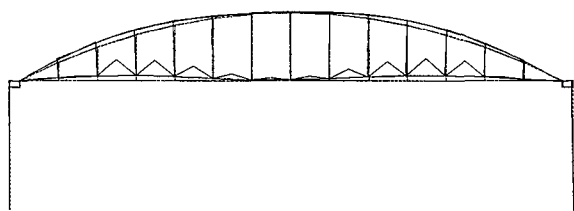


図-27 モデル1の橋軸方向1次モード

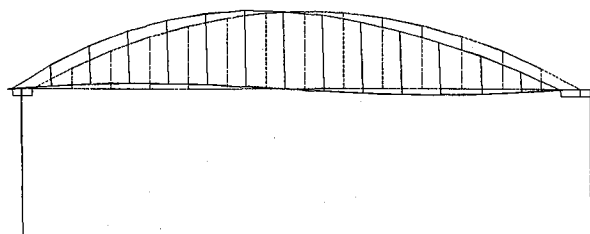


図-28 モデル3の橋軸方向1次モード



図-29 モデル1の橋軸直角方向1次モード



図-30 モデル3の橋軸直角方向1次モード

橋軸方向で0.41秒から1.37秒(モデル2)、1.38秒(モデル3)に、また、橋軸直角方向で0.98秒から1.54秒(モデル2、モデル3)にのびており、水管橋の長周期化が図られている。また、図-27～30に、モデル1及びモデル7の橋軸方向、橋軸直角方向の固有1次モードを示す。モデル7はモデル1に比べ、支承部がLRBであるため、上部工全体が加震方向に水平移動するようなモードになっている。

(2) 動的解析結果

表-11、12にそれぞれ橋軸方向、橋軸直角方向の解析結果を示す。モデル2、モデル3いずれの場合も、Type I、Type IIそれぞれの場合において、応答値にかなりの低減がみられ、特に、橋軸直角方向加震時においては、固定支承の応答反力が、橋軸方向、橋軸直角方向ともに大きく下がっている(ただし、モデル3の鉛直方向支承反力については、支承の数を減らしているため、応答が大きくなっているものもある)。橋軸直角方向加震時の、橋軸方向B端支承反力が極端に小さくなるのは、そもそも、モデル1の場合に大きな反力が発生することが原因である。モデル1の場合に、このような大きな反力が発生する理由は、橋軸直角方向加震時に、固定支承部の鉛直軸周りに大きなモーメントが発生し、それに抵抗するため、固定支承に橋軸方向の大きな反力(偶力)が発生するためである。さらに、水管橋の幅員が狭いことが、偶力をより大きくしていると考えられる。

表-12の鉛直方向支承反力で、括弧書きで示されているのは、支承に働く鉛直引張力である。対象橋梁はアーチ形式(アーチ高10.5m)の水管橋であるため、重心が高い位置にあり、橋軸直角方向加震時に大きな転倒モーメントが働き、支承に鉛直引張反力が働くことになる。モデル1の場合、支承に大きな引張反力が発生しており、支承のボルトが引張破断する危険がある。また、モデル2においても、特にType II地震波入力時に、免震支承に大きな鉛直引張力が働いている。免震支承の設計では、通常、支承に鉛直引張

表-10 固有周期

	橋軸方向	橋軸直角方向
モデル1	0.41秒	0.98秒
モデル2	1.37秒	1.54秒
モデル3	1.38秒	1.54秒

力が働かないように設計すべきであり、仮に引張力が働くような場合でも、面圧で $196\text{N}/\text{cm}^2$ (モデル2では 79kN 、モデル3では 142kN の反力に相当)以内とするのが望ましいとされている⁹⁾。モデル2の場合、最大でおよそ $258\text{N}/\text{cm}^2$ の引張面圧(反力としては 103.9kN)が働いており、免震支承の機能が著しく損なわれる危険がある。一方、モデル3においては、支承に鉛直引張反力は働いておらず、安全な設計であると言える。モデル3において、支承に鉛直引張反力が働いていないのは、外側の支承が転倒モーメントに抵抗し、上部工全体が水平移動の挙動をしているためであると考えられる。

また、Type II地震波によるモデル3のベローズ及びLRBの履歴応答図として、橋軸方向加震時のものを図-31、32に、橋軸直角方向加震時のものを図-33、34に示す。図は荷重、変位ともに引張側を正とする。ベローズ及びLRBの橋軸方向の最大変位は、ベローズの圧縮側で 29.3cm 、引張側で 34.6cm であり、橋軸直角方向の最大変位は 31.9cm であった。ベローズは、管軸方向、管軸直角方向ともに最大変位に達しておらず、LRBも、せん断ひずみ250%以内に収まっており、両者とも、その機能を損なうような変位は発生していなかった。

このように、水管橋の耐震性向上の一手段として、ただ単にLRB及びベローズを組み込むだけでなく、その設計と配置を適切に行なうことで、地震時において、LRBとベローズの機能を損なうことなく、水管橋全体の応答を大きく低減することができることがわかった。

表-11 橋軸方向解析結果

解析対象 モデル	入力 地震動	アーチ頂部 橋軸方向応答 加速度(gal)	アーチ頂部 鉛直方向応答 加速度(gal)	B端主部材 応答軸力 (kN)	A端支承 鉛直方向 反力(kN)	B端支承 橋軸方向 反力(kN)	B端支承 鉛直方向 反力(kN)
モデル1	Type I	906.7	1858.4	2078.0	459.7	452.9	361.3
モデル2		628.0	18.1	1084.4	266.4	76.7	268.4
モデル3		622.0	18.6	1083.4	535.6	152.5	538.8
モデル2 /モデル1		69.3%	1.0%	52.2%	58.0%	16.9%	74.3%
モデル3 /モデル1		68.6%	1.0%	52.1%	116.5%	33.7%	149.1%
モデル1	Type II	1556.7	856.4	2503.4	461.1	733.8	429.3
モデル2		861.9	33.6	1132.3	254.2	123.1	255.4
モデル3		858.7	36.6	1135.8	512.9	245.4	515.7
モデル2 /モデル1		55.4%	3.9%	45.2%	55.1%	16.8%	59.5%
モデル3 /モデル1		55.2%	4.3%	45.4%	111.2%	33.4%	120.1%

表-12 橋軸直角方向解析結果

解析対象 モデル	入力 地震動	アーチ頂部 橋直方向応答 加速度(gal)	A端主部材 応答軸力 (kN)	B端主部材 応答軸力 (kN)	A端支承 橋直方向 反力(kN)	A端支承 鉛直方向 反力(kN)	B端支承 橋軸方向 反力(kN)	B端支承 橋直方向 反力(kN)	B端支承 鉛直方向 反力(kN)
モデル1	Type I	4142.3	3117.3	2779.2	433.6	1003.0(-695.2)	5612.6	448.7	992.8(-539.7)
モデル2		1775.7	1701.5	1693.1	66.7	568.4(-46.4)	36.3	66.8	566.6(-45.6)
モデル3		1498.6	1691.4	1693.3	137.3	730.8	73.4	137.4	731.6
モデル2 /モデル1		42.9%	54.6%	60.9%	15.4%	56.7%	0.6%	14.9%	57.1%
モデル3 /モデル1		36.2%	54.3%	60.9%	31.7%	72.9%	1.3%	30.6%	73.7%
モデル1	Type II	3255.1	2897.3	2283.9	367.2	851.2(-580.4)	5534.7	464.5	777.2(-330.6)
モデル2		2046.0	2181.9	2178.8	112.2	708.8(-103.9)	41.5	112.4	702.7(-101.4)
モデル3		1928.9	2184.1	2165.2	227.0	846.1	83.4	227.3	836.1
モデル2 /モデル1		62.9%	75.3%	95.4%	30.6%	83.3%	0.7%	24.2%	90.4%
モデル3 /モデル1		59.3%	75.4%	94.8%	61.8%	99.4%	1.5%	48.9%	107.6%

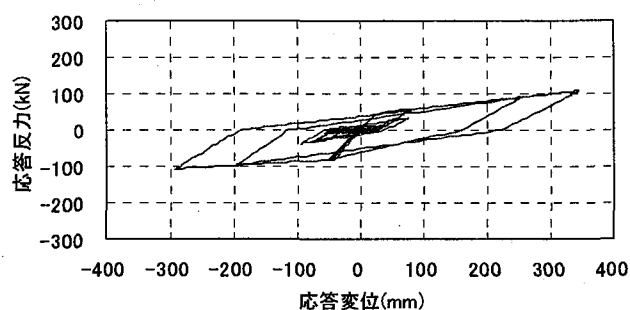


図-31 ペローズの橋軸方向履歴応答

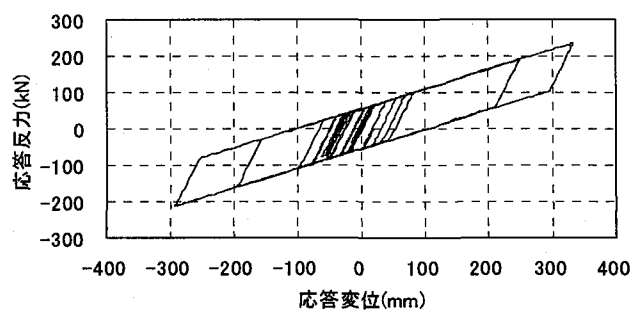


図-32 LRBの橋軸方向履歴応答

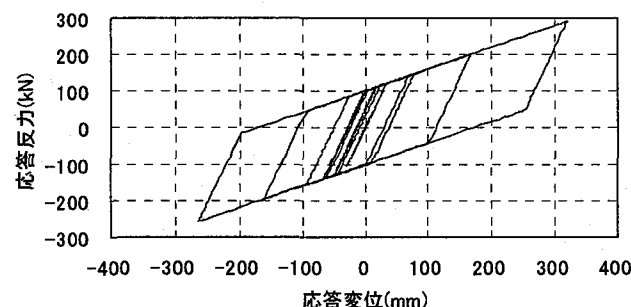


図-33 ペローズの橋軸直角方向履歴応答

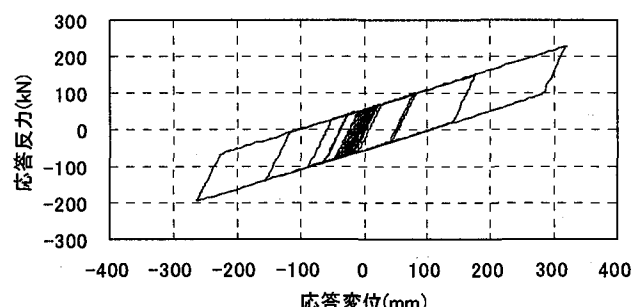


図-34 LRBの橋軸直角方向履歴応答

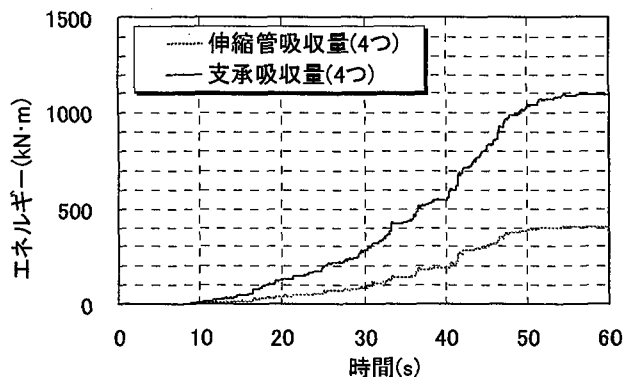


図-35 エネルギー吸収量の推移(Type I、橋軸方向)

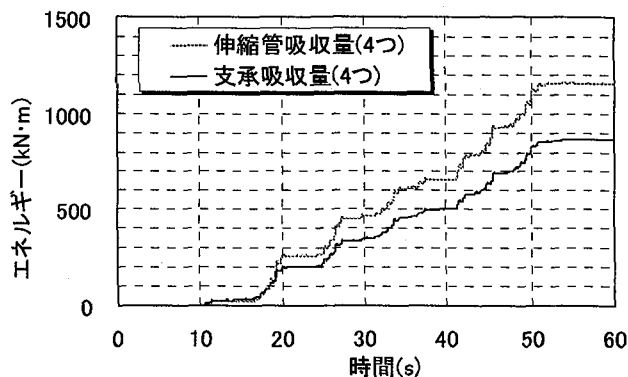


図-36 エネルギー吸収量の推移(Type I、橋軸直角)

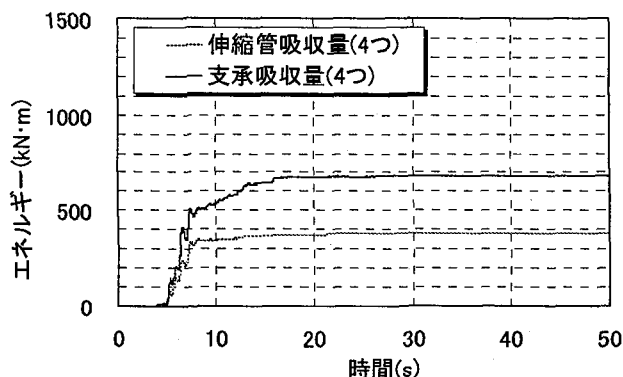


図-37 エネルギー吸収量の推移(Type II、橋軸方向)

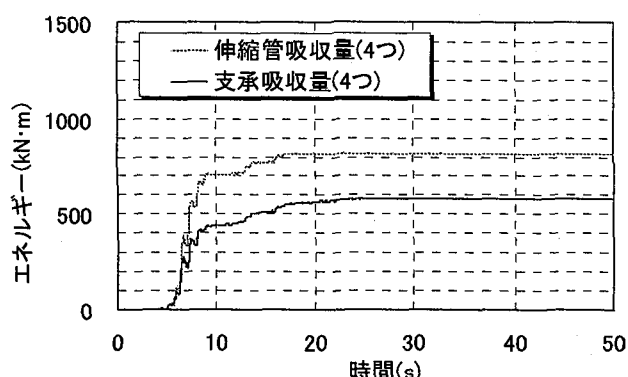


図-38 エネルギー吸収量の推移(Type II、橋軸直角)

5. エネルギー吸収量の検討

本研究により、LRBとベローズの適切な設計と配置を行なうことは、水管橋の耐震性向上に効果的であることがわかった。耐震性向上は、長周期化とエネルギー吸収の2通りによって達成されるが、ここでは、モデル3におけるLRBとベローズのエネルギー吸収量について比較検討してみる。

5.1 エネルギー吸収量の算定

地震応答における、ベローズ及びLRBの弾塑性変形による履歴吸収エネルギーを以下の式により求める。

$$E = \int_0^{t_0} F(y) y dt \quad (5.1)$$

ここで、 $F(y)$ 、 y 、 t_0 は、それぞれ復元力、質点と地盤の相対変位、地震の継続時間を表す。

5.2 エネルギー吸収量の比較

Type I、Type II地震波によるベローズ及びLRBのエネルギー吸収の推移を図-35から38に、解析終了時におけるエネルギー吸収量の総和を表-13に示す。なお、これらはいずれもモデル3の結果である。

橋軸方向加震時において、Type I、Type IIそれぞれの入力地震波に対して、ベローズはLRBの36.7%、55.8%のエネルギーを吸収している。また橋軸直角方向加震時においても同様に、ベローズはLRBの133.2%、140.8%のエネルギーを吸収している。免震支承4体に対してベローズ4体でエネルギー吸収していることを考えると、橋軸方向ではLRBに劣るものの、管軸直角方向では、LRBよりも多くエネルギー吸収していることがわかった。水管橋のような自重の小さい構造物においても、地震時において、LRB及びベローズが効果的にエネルギー吸収することが確認できた。

表-13 エネルギー吸収量

モデル3	橋軸方向加震		橋軸直角方向加震	
	Type I	Type II	Type I	Type II
ベローズ	401.0	378.0	1155.1	815.4
LRB	1092.1	677.6	867.2	579.2
ベローズ/ LRB	36.7%	55.8%	133.2%	140.8%

*単位は(kN·m)

エネルギーを吸収している。また橋軸直角方向加震時においても同様に、ベローズはLRBの133.2%、140.8%のエネルギーを吸収している。免震支承4体に対してベローズ4体でエネルギー吸収していることを考えると、橋軸方向ではLRBに劣るものの、管軸直角方向では、LRBよりも多くエネルギー吸収していることがわかった。水管橋のような自重の小さい構造物においても、地震時において、LRB及びベローズが効果的にエネルギー吸収することが確認できた。

6. 結論

本研究により得られた成果を以下にまとめる。

- ①合計16体のベローズ型伸縮可撓管の管軸方向、管軸直角方向の交番荷重実験を行い、履歴曲線を得た。またその際、ベローズの口径、肉厚、山数、ピッチ、山高の変化が履歴特性に及ぼす影響について確認した。
- ②ベローズの管軸方向圧縮側変位がベローズ長さの半分程度で、隣接するベローズ同士が接触して荷重が急激に増

加する事が確認できた。また、このときの変位を圧縮側の最大変位とした。

- ③ベローズの管軸直角方向の変位が大きくなると、端部ベローズの山部に局部座屈が発生するのを確認した。また、このときの変位を最大変位とした。
- ④交番載荷実験結果に基づき、骨格曲線を多変量解析によって求め、管軸方向と管軸直角方向それぞれの、ベローズ型伸縮可撓管の汎用的な履歴モデルを提案した。
- ⑤現存の水管橋にLRB及びベローズ型伸縮可撓管を組み込み、地震応答解析を行ったところ、LRBの仕様や設置場所によっては、LRBに大きな鉛直引張反力が働くことがわかった。これは、アーチ形式水管橋の重心位置が高く、橋軸直角方向加震時に大きな転倒モーメントが働くためである。
- ⑥LRBに鉛直引張力が働かないような設計が可能であることがわかった。この時、水管橋の上部工全体は水平移動の挙動をしているものと思われる。
- ⑦ベローズのエネルギー吸収量は、特に橋軸直角方向において、LRB以上(1体当たり)であり、LRBとともに水管橋の耐震性向上に十分な効果を発揮することがわかった。

謝 辞

本研究の実施にあたり、(株)オクダソカベ殿ならびに九州大学大学院助手の矢暮亘氏、同技官の山崎智彦氏には多大な支援を頂いた。ここに記して感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 大塚久哲監修: 中径間橋梁の動的耐震設計、九州大学出版会、pp. 259-261、2000年5月
- 2) 土木学会鋼構造委員会構造震災調査特別委員会: 阪神・淡路大震災における鋼構造物の震災の実態と分析、土木学会論文集、No. 647/I-51、pp. 17-30、2000年4月
- 3) (社) 日本水道協会: 水道施設耐震工法指針・解説、1997年3月
- 4) 日本水道鋼管協会: 水管橋設計基準WSP-007、1999年6月
- 5) 日本水道鋼管協会: 水管橋設計基準(耐震設計編) WSP-064、1997年9月
- 6) 竹内貴司、川口周作、水田洋司、大塚久哲: 三角トラス、ランガー形式水管橋の地震時動的挙動、構造工学論文集、Vol. 46A、pp. 997-1004、2000年4月
- 7) 竹内貴司、川口周作、水田洋司、大塚久哲: 斜張形式水管橋の地震時動的挙動、構造工学論文集、Vol. 47A、pp. 861-871、2001年3月
- 8) (株)オクダソカベカタログ: Bellows Type Expansion Joints、pp. 11-13
- 9) 日本免震構造協会編: 免震構造入門、pp. 68-69、オーム社出版、1995年

(2001年9月14日受付)