

座屈拘束波形鋼板(BRRP) 制震ダンパーの開発

～橋梁向け制震ストッパーの開発～

Development of buckling-restrained rippled plate (BRRP) dampers
～Development of BRRP for bridge seismic control stopper～

山崎 伸介 Shinsuke YAMAZAKI
技術開発第一研究所 構造商品開発室
シニアマネジャー

野呂 直以 Tadayuki NORO
建築・鋼構造事業部 エンジニアリング商品部
免制震デバイス営業室 シニアマネジャー

櫻井 信彰 Nobuaki SAKURAI
技術開発第一研究所 構造商品開発室
室長

抄 録

座屈拘束波形鋼板(BRRP)制震ダンパーと呼ぶ新たなダンパーを開発した。座屈拘束波形鋼板(BRRP)制震ダンパーは座屈拘束ブレース(アンボンドブレース)と同様に圧縮時の変形を拘束することにより座屈させることなく振動エネルギーを吸収する制震ダンパーであるが、芯材が平板ではなく、波形鋼板を使用する点に特長がある。本報では座屈拘束波形鋼板(BRRP)制震ダンパーを橋梁用の制震ストッパーとして使用するために、波形形状の解析検討とその静的・動的制震特性の把握について検討を行ってきたので報告する。

Abstract

New Seismic dampers named Buckling-Restrained Rippled Plate(BRRP)dampers have been developed. BRRP is similar in shape to BRB(Buckling-Restrained Brace, or, Un-Bonded Brace), but its core member is a 2D rippled plate instead of a 1D narrow flat plate. The efficient curvature of ripple plate for the application of bridges and the elasto-plastic behavior of BRRPs have been investigated using analyses and static, dynamic cyclic loading tests to acquire the fundamental knowledge of their performances.

1 緒言

当社は、これまで鋼材ダンパーとして、座屈拘束ブレース(アンボンドブレース)、鋼棒ダンパー(免震U型ダンパー)、せん断パネルダンパー(制震壁)などを開発し、経済性と優れた性能を併せ持つことにより、多くの建築・鋼構造物に採用され耐震性の向上に大きく貢献してきた。東日本太平洋沖地震以降、継続時間が長い地震動に対する安全性も検討されるようになり、特に、大都市近郊で発生が予想される大規模地震に備え、より耐久性の高いダンパーが望まれている。

さて、橋梁分野においては地震時の輸送路の確保が最も重要な点であることから、落橋を防止することが最重要課題となっている。これまではチェーンや、ケーブル等により地震作用力により逸脱した橋桁の落下を防止する方策が取られることが一般的であった。しかし、地震時の制震機能を併せ持たないため、地震の衝撃力による取り付け部の損傷や、橋桁が支承部から脱落した通行阻害も発生し、落橋は阻止できたものの復旧作業に手間取る例も見受けられた。今後は、緊急輸送路の確保、事業継続性の確保といった点から、耐震性能向上において復旧性がより重要なポイントとなってきている。

以上より、本開発においては、橋桁と橋脚等を結び、耐久性があり、かつ、地震の衝撃力を大きく吸収する橋梁向け制震ストッパーとして、新たに座屈拘束波形鋼板(Buckling-Restrained Rippled Plate damper、BRRP と呼ぶ)制震ダンパーの開発を行ってきた^{1)、2)、3)、4)}ので本報にて報告する。

2 座屈拘束波形鋼板(BRRP)制震ダンパー

2.1 座屈拘束波形鋼板(BRRP)制震ダンパーの考案

座屈拘束ブレース(アンボンドブレース)は平板である芯材をエネルギー吸収部材とし圧縮変形時に座屈しないように拘束したものであり、当社が他社に先駆けて開発したダンパーである。芯材断面を有効に利用できることから経済性と高い制震性能を両立できる優れた制震部材である。一方、繰り返し変形時における局部ひずみの集中から、部材の伸縮量から算出した公称ひずみに対する繰り返し許容ひずみの最大値が3%程度であり、橋梁の制震ストッパーへの適用を考えた場合、長期繰り返し変形に対する制限から部材長が大きくなり設置スペース等の制約を受ける。

せん断パネルダンパーは、平板に補剛リブを溶接しせん断座屈を抑制したもので、パネルのせん断変形によりエネルギーを吸収するダンパーである。幅厚比を小さくすることでコンパクトな形状な割に大きなダンパー荷重が得られ、その構造特性から桁端部の制震ストッパーとして用いられている例がある。一方、繰り返し変形時におけるひずみ硬化の影響によるダンパー荷重の上昇や補剛リブ溶接部における局部ひずみの集中といった課題もある。

当社としては、これまで蓄積された座屈拘束ブレースの技術をさらに展開応用していくことが得策、有用であることから、新たに座屈拘束波形鋼板(BRRP)制震ダンパーを考案した。

座屈拘束波形鋼板(BRRP)制震ダンパーは振動エネルギーを吸収する芯材をこれまでの平板から波形とし、芯材の座屈防止に鋼製の拘束材を芯材周囲に配置した構造である。芯材を波形とすることにより、大きな伸縮と、局部ひずみの集中の抑制による

繰り返し変形性能の向上を狙ったものである。また、波形形状(板厚、波長、波高)を変更すれば、ダンパー荷重と変形特性を自由に設定できる。ここで、座屈拘束波形鋼板(BRRP)制震ダンパーが機能する上での重要なポイントとして、座屈拘束部材と波形芯材との隙間の設定が挙げられる。芯材である波形鋼板は圧縮変形時においてその波形部が膨らむため、予めその分の隙間を設けないと圧縮時に波形が詰まる現象が予備実験等により確認された(図-1)。

2.2 橋梁向け制震ストッパーへの適用

この座屈拘束波形鋼板(BRRP)制震ダンパーを橋梁向け制震ストッパーとして機能させるために、上部橋桁と橋脚等の橋桁支持部との2点間を連結させる構造とする。そのために、波形端部を拘束材に固定し、拘束材下部にベースプレートを設け橋脚等に設置し、もう一方の波形端部を橋桁と連結させる(図-2、図-3)。この制震ストッパーは常時およびレベル1地震動時までは固定あるいは準固定とし、レベル2地震動時には制震部材として地震動エネルギーを吸収し、それを超える地震動に対しては、拘束材が橋桁と干渉しストッパーとしての効果を果たす。この2段階フェールセーフ機能(図-4)により、仮に想定を上回る地震外力が作用した場合でも、地震動エネルギーを十分低減することが可能なため、橋梁への損傷を大きく低減できる。

2.3 鋼材ダンパーにおける性能検討

こうした鋼材ダンパーにおいては、主に以下の1)、2)に着目した性能確認が必要となる^{5)、6)}。

- 1) 限界ひずみ(最大変形)照査

$$\gamma \cdot \varepsilon)_{amax} \leq \varepsilon_u$$

- 2) 低サイクル疲労(繰り返し载荷)照査

$$\gamma \cdot CID \equiv \gamma \sum_{i=1}^n |\varepsilon_{pi}| \leq CID)_{lim}$$

$$CID = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{pi} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta_{pi}}{L_0}$$

ここで、 $\varepsilon)_{amax}$ は平均応答ひずみの最大値、 ε_u は終局ひずみ、CID (Cumulative Inelastic Deformation) は累積塑性変形、 ε_{pi} は平均応答ひずみの塑性成分、

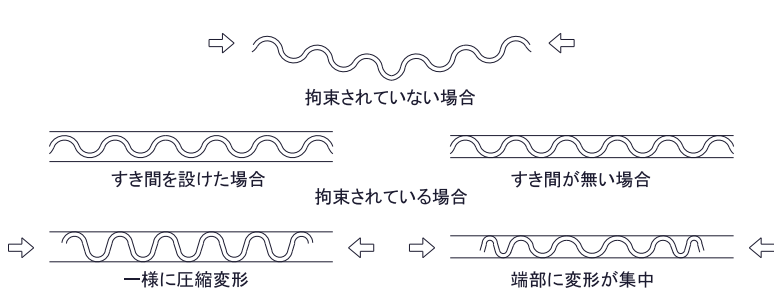


図-1 座屈拘束の原理
Fig.1 The Principle of Buckling-Restrained

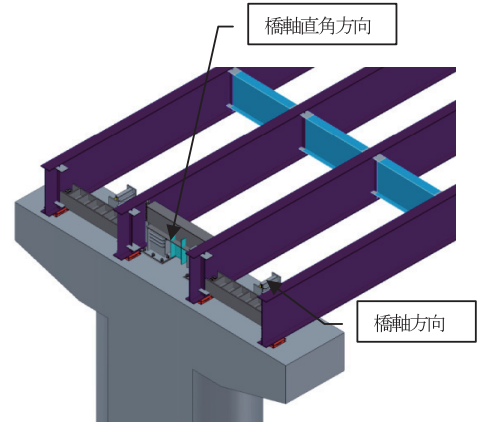


図-2 制震ストッパー設置例
Fig.2 Installation Example of Seismic Stopper

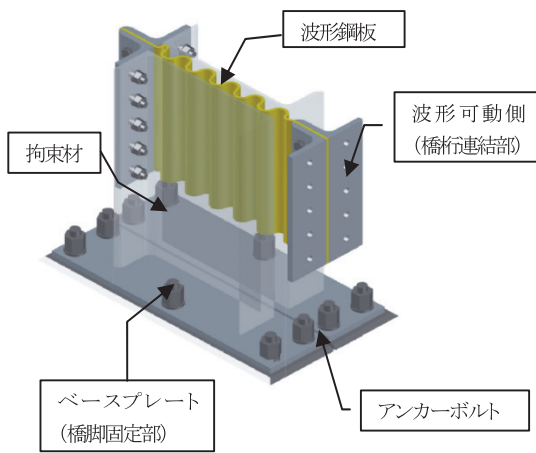


図-3 制震ストッパー概要
Fig.3 Overview of Seismic Stopper

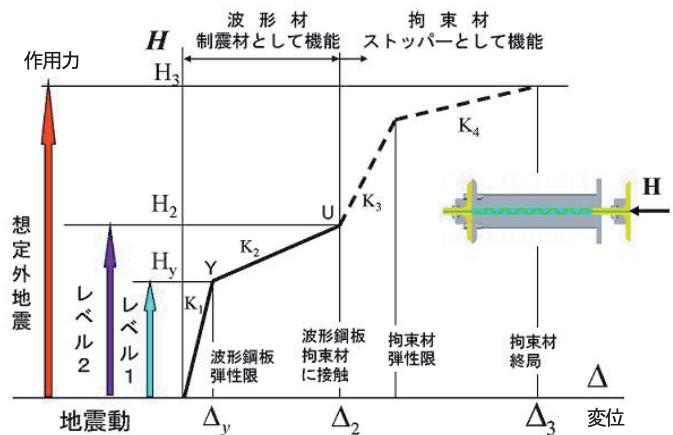


図-4 2段階フェールセーフ機構
Fig.4 Two-step fail-safe mechanism

$CID)_{lim}$ は累積塑性変形の限界値、 γ は安全率を表す(図-5 ひずみの定義、図-6塑性ひずみの定義参照)。

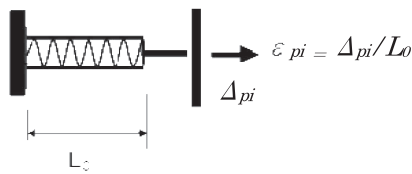


図-5 ひずみの定義
Fig.5 Definition of strain

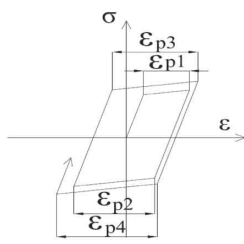


図-6 塑性ひずみの定義
Fig.6 Definition of plastic strain

一般的に、橋梁等に適用する鋼材ダンパーにおいては、最大ひずみ $\epsilon_u = 0.03$ 、累積塑性変形として $CID)_{lim} = 0.7$ を満たせばレベル2地震動3回程度に対して機能を確保できると考えられている^{5),6)}。

これらに加え座屈拘束波形鋼板(BRRP)制震ダンパーに要求される固有の課題として、圧縮変形時における荷重-変位履歴の安定化が挙げられる。前述したように波形鋼板と拘束材には所定隙間を設け、圧縮時に波形芯材が詰まらないような方策を施しているが、それにもかかわらず波形形状によっては圧縮時の履歴が安定せず必要な繰り返し性能が得られない。

以上より、本検討においてはまず波形形状による履歴特性を把握するための解析検討を実施し、次に静的載荷実験により性能検討を行った。さらに静的性能に加え動的載荷実験を実施し、動的性能、速度依存性の有無について検討を行った。

3 波形形状の解析検討

3.1 波形パラメータの設定と解析モデル

波形形状は、1)安定した履歴、2)局部ひずみの最小化、3)高いダンパー耐力、を有する形状を抽出することを目的に、等しい円弧を凹凸に並べた形状とし、その曲率と円弧高さをパラメータとして形状を検討した^{2),3)}。

解析は板厚 $t=9\text{mm}$ とし、内径と板厚の比 $r/t=$

2.5、3.5、4.5の3ケース、波高さ $2A=15、25、35、45$ の4ケースの計12パターンについて検討した。解析モデルの高さは実際に橋梁に設置するダンパーの1/10サイズ($h=50\text{mm}$)とし、ダンパー長さを $L_0=約450\text{mm}$ (厳密にはダンパー長さは上記パラメータの設定により多少長くなったり短くなったりする。)と設定した(図-7、8)。波形芯材の材料は降伏応力度 $\sigma_y=335\text{MPa}$ 、弾性係数 $E=2.06\times 10^5\text{MPa}$ 、ポアソン比 $\nu=0.3$ とし、拘束材は変形を防止する

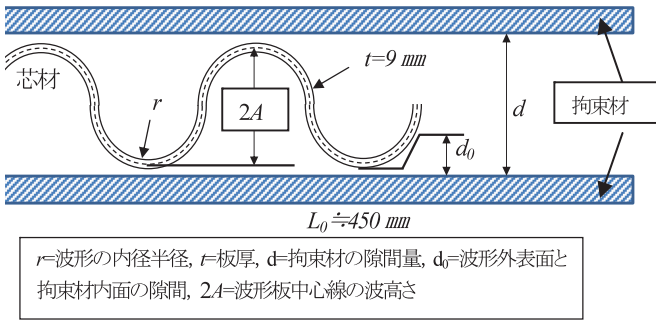


図-7 解析モデルパラメータ
Fig.7 Parameters of the analysis model

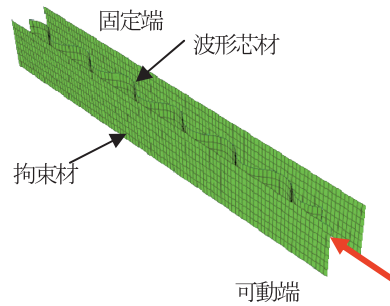


図-8 解析モデル
Fig.8 Analysis Model

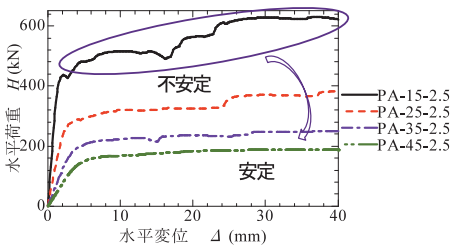


図-9 圧縮時の荷重-変位曲線
Fig.9 Load-Displacement Curve

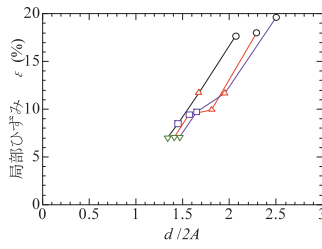


図-10 圧縮時の局部ひずみとd/2Aの関係
Fig.10 Local Strain-d/2A

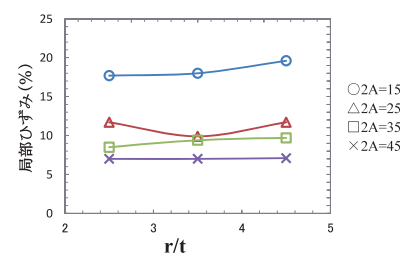


図-11 圧縮時の局部ひずみとr/tの関係
Fig.11 Local Strain-r/t

表-1 各種解析モデルと解析結果
Table1 Model Specification and Results of Analysis

モデル名 PA-2A-r/t	2A (mm)	r/t	拘束材間隔 d(mm)	d/2A	Δ=40mm時の 荷重(kN)	Δ=40mm時 局部ひずみ(%)	Δ=40mm時 公称ひずみ(%)	波形形状
PA-15-2.5	15	2.5	31.1	2.07	622	17.7	8.9	
PA-15-3.5		3.5	34.3	2.29	589	18.0	7.3	
PA-15-4.5		4.5	37.5	2.50	523	19.6	8.9	
PA-25-2.5	25	2.5	41.7	1.67	381	11.7	8.8	
PA-25-3.5		3.5	45.3	1.81	342	9.9	9.2	
PA-25-4.5		4.5	48.7	1.95	324	11.7	9.2	
PA-35-2.5	35	2.5	51.0	1.46	250	8.5	8.8	
PA-35-3.5		3.5	54.9	1.57	248	9.4	9.2	
PA-35-4.5		4.5	57.9	1.65	241	9.7	9.4	
PA-45-2.5	45	2.5	60.4	1.34	186	7.0	9.4	
PA-45-3.5		3.5	63.6	1.41	181	7.0	8.6	
PA-45-4.5		4.5	65.0	1.24	235	7.1	8.6	

ために剛性を芯材の1000倍とした。解析は、材料構成則を Bi-linear 型の移動硬化則(二次剛性は $E/100$)と仮定した大変形弾塑性解析とし、芯材に単調軸圧縮力を作用させて芯材表面と拘束材表面が接触した後は接触問題として扱った。

3.2 解析結果

表-1に各解析パラメータと圧縮変形40mm時のダンパー荷重、最大局部ひずみおよびダンパー長と圧縮変形量40mmから算出した公称ひずみ、波形形状について示す。また、圧縮時の荷重-変位曲線を図-9、局部ひずみと $d/2A$ の関係を図-10、局部ひずみと r/t の関係を図-11に示す。なお、ダンパー荷重については、解析モデルが実際のダンパー高さの1/10を想定しているため、出力した値を10倍している。

表-1より、 $2A$ の値が小さいほどダンパー荷重は大きく局部ひずみも大きくなることわかる。図-9より、 $2A$ の値が小さいと圧縮時の荷重-変位履歴が不安定となり、大きくなると履歴に安定がみられる。また、表-1、図-10より、 $d/2A$ が大きくなると、局部ひずみが大きくなる。また、表-

1より $d/2A$ が1.24~1.46であれば局部ひずみが公称ひずみよりも小さくなる。また、図-11より、局部ひずみは r/t には因らず $2A$ の値が小さいほど大きい。

低サイクル疲労特性を示す Manson-Coffin 則を参照すれば、くり返し特性を向上させるためには、局部ひずみを小さくすることが好ましいことから^{7),8)}、 $d/2A=1.2\sim 1.5$ 、 $r/t=2.5\sim 3.5$ 程度に設定することで、安定した履歴特性の確保と局部ひずみの抑制を期待でき、くり返し载荷に対する耐久性の向上が期待できることが推察された。

4 静的载荷実験

4.1 実験供試体

前述した解析結果を確認するために静的载荷実験を実施した。

実験供試体としては、橋梁向け制震ストッパーとして、支間30~40m程度の桁端部に、3~4基設置することを想定し、伸縮装置等との干渉を考慮し設計限界変位を40mmと設定し、1基当りダンパー最大荷重が約400kNとなるような波形形状を選定し

表-2 静的载荷実験供試体
Table2 Test Specimens of static Loading

Case1 (PA-151-2.5)	Case2 (PA-26-2.5)
$d/2A=1.27$	$d/2A=1.58$
$r/t=2.5$	$r/t=2.5$
$d=191.8\text{mm}$	$d=41.2\text{mm}$
$2A=151\text{mm}$	$2A=26\text{mm}$
$t=25\text{mm}, B=90\text{mm}\times 5$	$t=9\text{mm}, B=500\text{mm}$

た。ここでは Case1として板厚 $t=25\text{mm}$ 、 $d/2A=1.27$ 、 $r/t=2.5$ 、 $d=191.82\text{mm}$ 、 $2A=151\text{mm}$ (PA-151-2.5)としたものと、Case2として $t=9\text{mm}$ 、 $d/2A=1.58$ 、 $r/t=2.5$ 、 $d=41.2\text{mm}$ 、 $2A=26\text{mm}$ 、板幅 $B=500\text{mm}$ (PA-26-2.5)としたもの2ケースについて述べる。なお、Case1については加工性、施工性の点から板幅 $B=90\text{mm}$ を高さ方向に5枚並列に重ねたもの ($90\text{mm} \times 5\text{枚} = 450\text{mm}$)とした(表-2)。供試体材料としてはSS400材を使用し、供試体は曲げ加工後にSR処理(焼鈍し)を実施し加工による残留ひずみを極力除去した。

4.2 静的載荷実験

実験は名城大学大型構造物実験施設で行った。用いた実験装置の全体図を図-12に示す。水平方向荷重は載荷フレームの柱に固定されたアクチュエータ ($\pm 1000\text{kN}$)により、供試体高さ方向の中心線上に載荷されている。

実験は徐々に変位を増大していく漸増載荷実験と

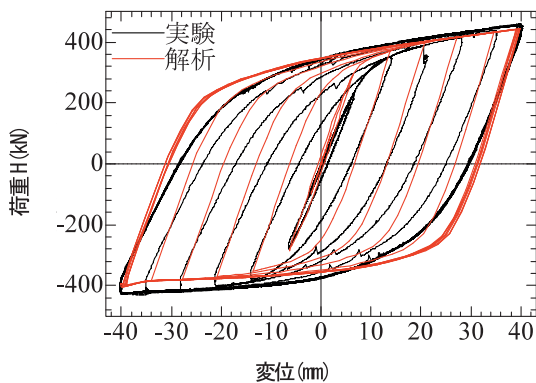


図-13 Case1 漸増載荷実験結果
Fig.13 Increment Loading Test Result Case1

した。実験結果を解析結果と合わせて図-13、図-14に示す。

図-13、図-14の漸増載荷実験より、Case1は極めて安定した履歴特性を示すことが確認できたが、Case2については、圧縮変形時に履歴の乱れが生じ、くり返し載荷途中で変形状が乱れ、凹凸部の一部にクラックが生じ荷重が低下したので載荷をストップした。Case1より $d/2A$ が大きく、かつ、 $2A$ が小さいことから前節の解析結果を裏づける結果となった。

安定した履歴を示す Case1については、低サイクル疲労試験を実施した(図-15)。累積塑性変形性能 $CID)_{lim} = 6.8$ が得られ、鋼材ダンパーとして目標とされる0.7を大きく上回る結果が得られた。

5 動的載荷実験

5.1 実験供試体

最近では静的性能の確認に加え動的性能確認も求

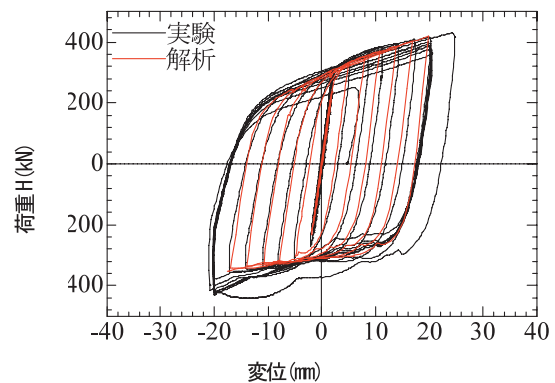


図-14 Case2 漸増載荷実験結果
Fig.14 Increment Loading Test Result Case2

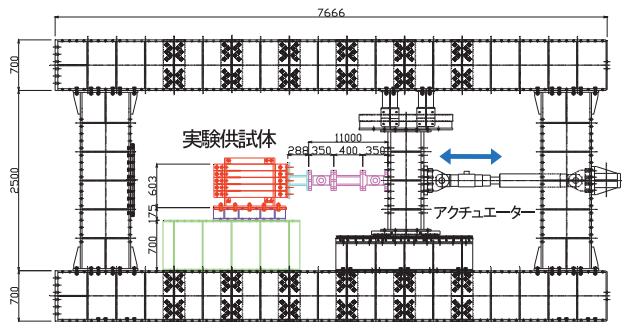


図-12 静的水平載荷実験装置
Fig.12 Test Equipment of Static Horizontal Loading

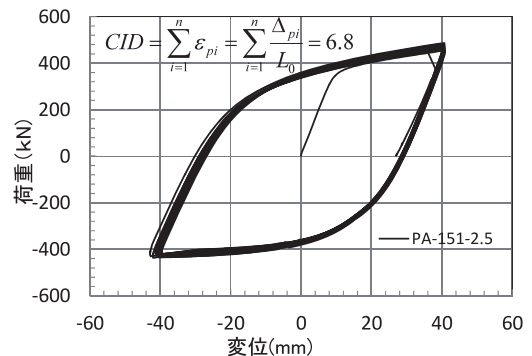


図-15 Case1 低サイクル疲労試験結果
Fig.15 Result of Low Cycle Fatigue Test Case1

められつつあり、本開発においても静的载荷検討に加え、動的载荷実験を実施し、速度依存性の有無について確認した⁴⁾。

動的载荷実験においては、静的载荷実験において極めて安定した履歴特性を示した Case1 の実験供試体で実施した。また、载荷装置の動的载荷能力から、本波形供試体を高さ方向に5枚から2枚に変更し(幅90mm×2枚=180mm)、ダンパー最大荷重は約190kN(振幅±40mm)とした。

供試体には SN400B 材を使用し、冷間曲げ加工後に SR 処理し、その後、溶融亜鉛めっき (HDZ55) を施した(写真-1、表-3)。

5.2 実験方法

実験は、当社保有の動的载荷が可能な水平载荷装置を用いた。

水平载荷装置フレーム内にある移動架台上に制震ストッパーを設置し、動的な水平载荷が可能なアクチュエーターにより移動架台にくり返し荷重を与えた。計測はアクチュエーターに設置されたロードセルと波形試験体に設置した変位計により、それぞれ荷重と変位を計測し、動的载荷時の荷重-変位履歴特性について把握した(写真-2)。

実験方法は、文献9)を参照し、3つの異なる振動数により、それぞれ11サイクルずつ所定の変位(±

40mm)で载荷し、それぞれの振動数毎の荷重-変位履歴特性から、平均等価剛性、平均等価減衰定数を算出した。なお、動的な载荷振動数については、载荷装置の能力から、载荷振動数を0.2、0.3、0.6 Hz(周期5.2、3.1、1.6sec)とし、かつ、静的载荷と比較するために、動的载荷の前後に1サイクルずつ静的载荷を行った。また、実験供試体の凹部内側表面には载荷軸方向測定用のひずみゲージを貼付した。ひずみゲージ貼付位置を図-16に、载荷ステップ手順を図-17に示す。

5.3 実験結果

5.3.1 荷重履歴曲線

図-18に全静的载荷の荷重変位履歴曲線(1サイクル分毎)を示し、図-19には全動的载荷時の荷重変位履歴曲線(11サイクル分毎)を示す。図-20は図-18の静的载荷時と図-19の動的载荷時の荷重変位履歴曲線を全て重ねて図示したものである。

図-18の静的载荷-荷重変位曲線より最大変位時のダンパー荷重が载荷ステップに伴い徐々に小さくなっているものの、安定した紡錘形の履歴曲線が得られていることがわかる。図-19の動的载荷-荷重変位曲線より、振動数が大きくなるにつれ試験機のガタの影響と思われる圧縮側無負荷時のスリップや履歴の乱れが発生しているが、各動的载荷時におい

表-3 実験供試体材料
Table3 Material of Test Specimens

	σ_y^u (MPa)	σ_y^l (MPa)	$\sigma_y^{0.2}$ (MPa)	σ_u (MPa)	δ_u (%)	E (J)
SN 400 B 板材	334	275	278	448	35	226
めっき 後凸部	309	302	308	460	33	171

Note : σ_y^u = 上降伏点、 σ_y^l = 下降伏点、 $\sigma_y^{0.2}$ = 0.2%耐力、 σ_u = 引張強さ、 δ_u = 伸び率、E = シヤルピー吸収エネルギー

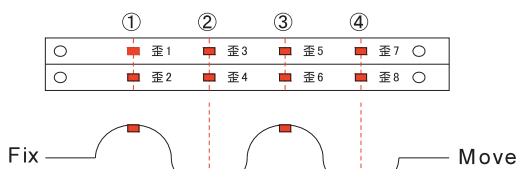


図-16 ひずみゲージ貼付位置
Fig.16 Position of Strain Gauge



写真-1 実験供試体外観
Photo1 Overview of Test Specimens

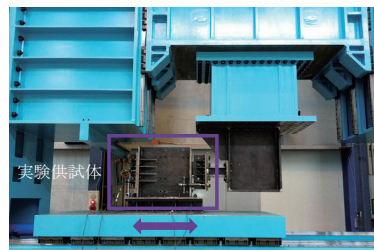


写真-2 動的水平载荷実験装置
Photo2 Test Equipment of Dynamic Horizontal Loading

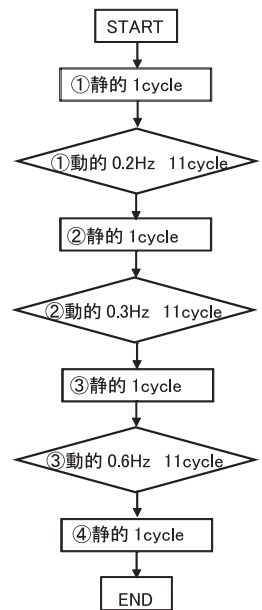


図-17 载荷フロー
Fig.17 Loading Flow

て概ね同様な履歴曲線が得られていることがわかる。また、図-20より、静的载荷と動的载荷においては、ほぼ同等の履歴曲線が得られており、静的载荷と動的载荷の相違は無いといえる。図-21に第1回目の静的载荷時における荷重ひずみ履歴曲線を示す。この図より波形中央部(歪番号4、5、6)のひずみは波形端部(歪番号1、2、7、8)のひずみよりも大きく、その値は最大±約40000μ(4%)程度であり、波形変形量から算出した公称ひずみ $\epsilon = 40\text{mm}/699\text{mm} \times 100 = 6\%$ よりも小さいことが判る。

5.3.2 履歴性状の安定化

図-22に全動的载荷時における最大引張・圧縮変位時のダンパー荷重値(Peak-Valley 曲線)を示す。この図より、各動的载荷に対して、極端なダンパー荷重値の変動はなく、ダンパー荷重値が徐々に減少して安定した特性を示していることがわかる。

また、表-4に静的および動的各载荷ステップにおける吸収エネルギーを算出した値を、図-23には横軸に累積くり返し回数を示し、縦軸に累積吸収エネルギーを示したグラフを示す。これらの表およびグラフより全载荷に渡ってほぼ均等なエネルギー吸収が得られていることがわかる。

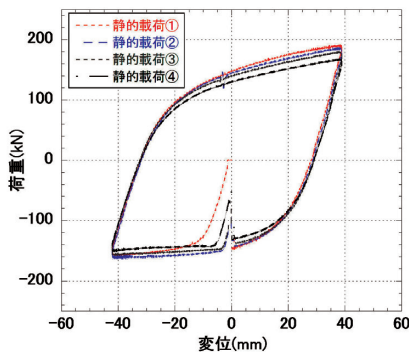


図-18 静的载荷-荷重変位履歴曲線
Fig.18 Static Loading-Load Displacement Curve

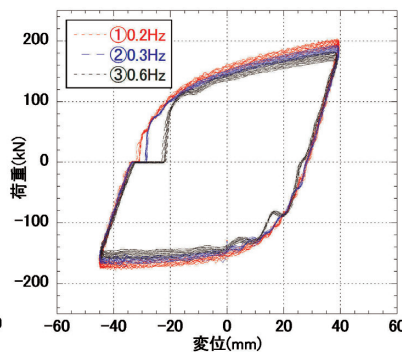


図-19 動的载荷-荷重変位履歴曲線
Fig.19 Dynamic Loading-Load Displacement Curve

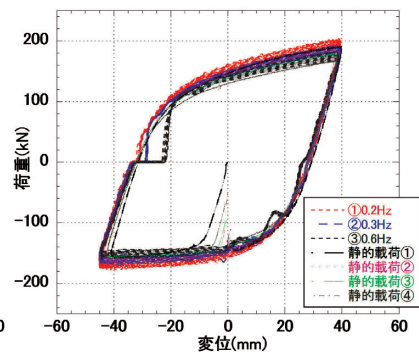


図-20 動的及び静的载荷-荷重変位履歴曲線
Fig.20 Dynamic and Static-Load Displacement Curve

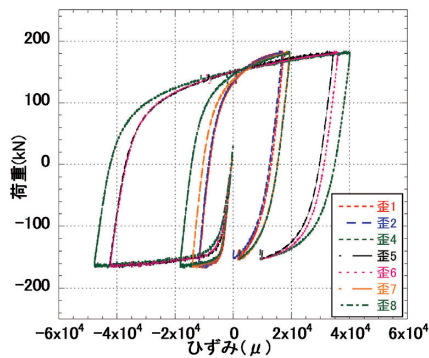


図-21 初期静的载荷時-荷重ひずみ履歴曲線
Fig.21 Initial Static Loading-Load Strain Curve

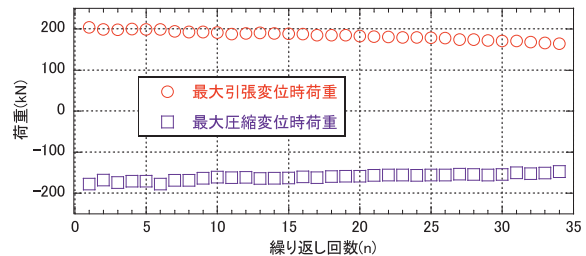


図-22 全载荷ステップに対する Peak-Valley 曲線
Fig.22 Peak-Valley Curve for All Loading Steps

表-4 各载荷ステップに対する吸収エネルギー (kN・m)
Table4 Energy Absorption of Each Step

①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	
静的 1 cycle	0.2Hz 11cycle	静的 1 cycle	0.3Hz 11cycle	静的 1 cycle	0.6Hz 11cycle	静的 1 cycle	合計
17	210	17	199	17	180	16	656

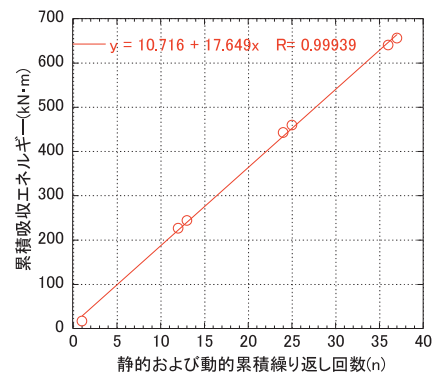


図-23 累積载荷ステップおよび累積吸収エネルギー
Fig.23 Cumulative Energy Absorption

表-5 速度依存性の照査
Table5 Checking of Velocity Dependence

	0.3Hz 載荷時	0.2Hz 載荷時	0.6Hz 載荷時
平均等価剛性 (kN/m)	K_{Bm1}	K_{Bm2}	
	3870	4056	3713
①式		0.05	0.04
判定		OK	OK
平均等価減衰定数	h_{Bm1}	h_{Bm2}	
	0.375	0.376	0.364
②式		0.00	-0.03
判定		OK	OK



写真-4 実験終了後の供試体凹部
Photo4 Inner Surface of Specimen After the Test

また、文献9)を参照し平均等価剛性および平均等価減衰定数を求め、①、②式に基づき速度依存性の照査をした(表-5)。この結果、速度依存性はほとんど見られないことを確認できた。

5.3.3 載荷後実験供試体の観察

最後に、実験終了後に供試体を取り出し、その損傷状況を確認した。その結果、波形凹凸面の凸部には全く損傷が見られなかったが、中央凹部の表面には筋状のひび割れが見られた(写真-4)。くり返し曲げ変形を受けた結果と思われるが、十分な耐力特性を示すことができた。

6 制震ストッパーの適用検討

6.1 検討概要

制震ストッパーを橋梁に適用するための概略検討を行った。検討は2径間連続I桁橋とし、支点上を滑り支承として、橋脚に地震作用力がほとんど働かないようにし、河川内橋脚を補修せずに耐震化することを想定した。そのため、橋桁両端部に制震ストッパーを設置した。橋梁諸元を図-24、表-6に示す。

検討フローを図-25に示す。ここでの検討は制震

$$R_{kf} = \frac{|K_{Bm2} - K_{Bm1}|}{K_{Bm1}} \leq 0.2 \quad \text{①式}$$

$$R_{hf} = \frac{|h_{Bm2} - h_{Bm1}|}{h_{Bm1}} \geq -0.2 \quad \text{②式}$$

$$K_B = \frac{F(U_B) - F(-u_B)}{2u_B} \quad \text{③式}$$

$$h_B = \frac{\Delta W}{2\pi W} \quad \text{④式}$$

ストッパーの Demand すなわち、応答変位、および累積塑性変形を照査することを目的とした。

6.2 解析検討

制震ストッパーは、降伏耐力がレベル1地震動時の設計水平反力以上となるようにし、これまで検討してきた実験供試体 Case1 の波形芯材90mm×6枚用いる構造とした。これを橋桁端部に3基ずつ設置することとし、解析上は実験結果より得られた履歴特性からバイリニア近似した解析モデルとした。入力地震動はレベル2地震動 JR 鷹取 EW 成分 (TYPE II T2-II-2)¹⁰⁾とし、橋軸方向の時刻歴応答解析を行った。解析モデルを図-26に、入力地震動を図-27に示す。

6.3 検討結果

制震ストッパー3基分の応答履歴を図-28に、累積塑性変形を図-29に示す。これらより最大応答変位は限界変位±40mm以下であり、累積塑性変形CIDも低サイクル疲労実験結果より得られた累積塑性限界値 $CID)_{lim} = 6.8$ 以下であり問題ないことがわかる。

$$\gamma CID = 3 \times 0.145 = 0.435 < CID)_{lim} = 6.8, \quad \gamma: \text{安全率}$$

7 結言

今回開発した新たな鋼材ダンパーである座屈拘束波形鋼板(BRRP)制震ダンパーについて、その解析検討、静的・動の実験検討を行い、最後に橋梁への概略適用検討を行った。

静的載荷実験において安定した履歴特性が確認された波形形状は、動的載荷においても静的載荷と比較してほぼ同等の履歴曲線を描き、速度依存性がないことを確認した。また、本ダンパーは載荷に対し

て安定したエネルギー吸収性能があり、急激な荷重低下など発生しないことがわかった。また、橋梁への概略適用検討によりダンパー要求性能に対する検証を行った。

今後は、さらに波形形状の改良や履歴特性の安定

化検討について進め、座屈拘束波形鋼板(BRRP)制震ダンパーの一般化について検討していきたいと考えている。

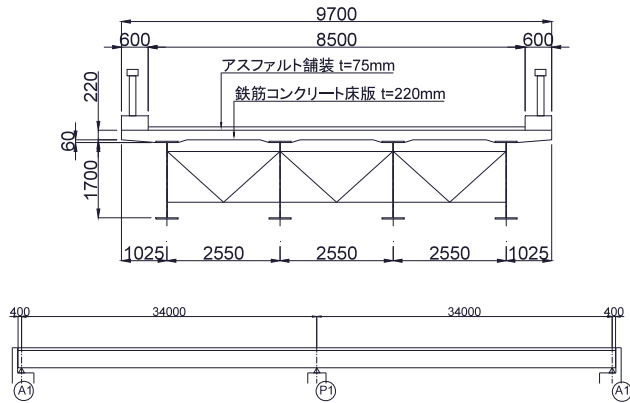


図-24 橋梁断面図
Fig.24 Bridge Cross-Section

表-6 橋梁諸元
Table6 Bridge Specifications

橋梁形式	2径間連続非合成鈹桁橋
橋長	68m
支間長	34m+34m
地域区分	A2地域 地域補正係数 $c_z=1.0$
地盤種別	II種地盤
設計方向	橋軸方向
上部工重量	7450kN

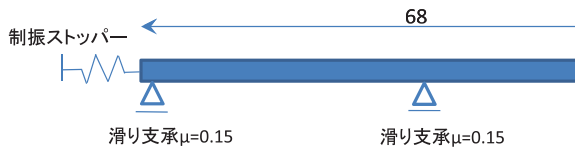


図-26 解析モデル
Fig.26 Analytical model

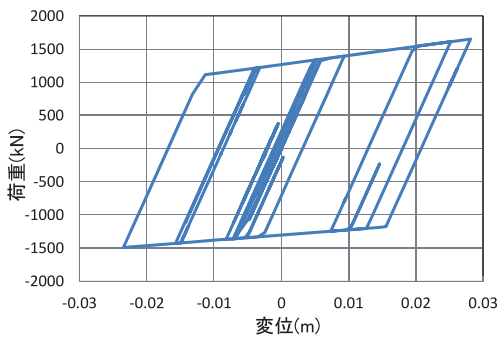


図-28 荷重-変位履歴結果
Fig.28 Load-Displacement Hysteresis

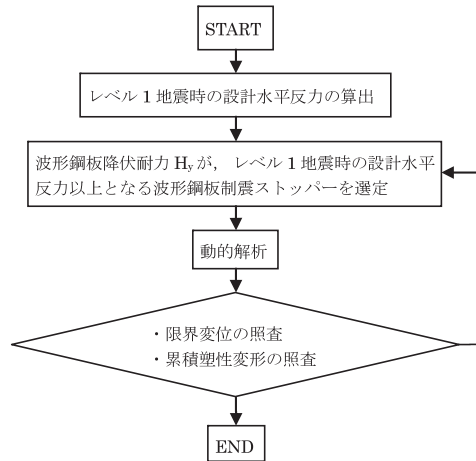


図-25 検討フロー
Fig.25 Design Flow

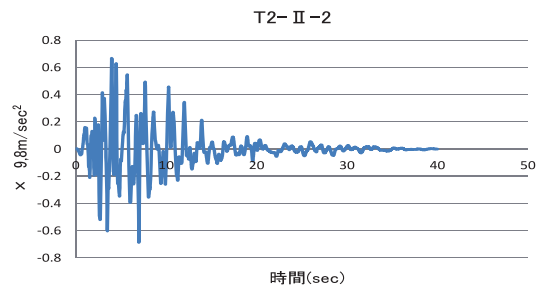


図-27 入力地震波
Fig.27 Input Seismic Motion

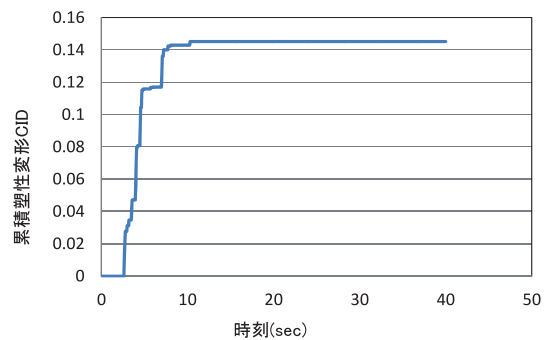


図-29 累積塑性変形
Fig.29 Time History of Cumulative Inelastic Deformation

参考文献

- 1) 宇佐美勉, 山崎伸介, 森翔梧, 野呂直以, 今瀬史晃, 野中哲也: 座屈拘束波形鋼板(BRRP)ダンパーの繰り返し弾塑性挙動, 構造工学論文集, Vol. 60A, pp. 335-348, 2014. 3
- 2) 宇佐美勉, 山崎伸介, 森翔梧, 野呂直以, 今瀬史晃, 野中哲也: 座屈拘束された波形鋼板制震ダンパーの繰り返し弾塑性挙動に関する解析的検討, 第33回地震工学研究発表会, 2013, 10
- 3) 森翔梧, 加藤弘務, 宇佐美勉, 山崎伸介, 野呂直以, 葛 漢彬: 数値計算を用いた BRRP ダンパーの芯材設計に関する一提案, 土木学会中部支部研究発表会, 2014, 3
- 4) 山崎伸介, 野呂直以, 宇佐美勉: 座屈拘束波形鋼板(BRRP)ダンパーの動的性能確認実験, 第17回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp. 447-450, 2014. 7
- 5) 宇佐美勉: 高機能制震ダンパーの開発研究(特別講演), 第10回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会, pp. 11-22, 2007. 2
- 6) 宇佐美勉編著: 鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン, 日本鋼構造協会, 技報堂, 2006. 9
- 7) 頭井 洋, 大谷 修, 岡本安弘: エネルギー吸収型連結装置としての鋼製ペローズの力学特性, 鋼構造論文集, 第9巻, 第34号, 2002. 6
- 8) 倉持伸伍, 田中賢太郎, 頭井洋, 平島知弥, 北原武嗣, 松村政秀, 吉田雅彦: 上部構造桁の温度伸縮の影響を受けるエネルギー吸収型桁連結装置の疲労寿命に関する検討, 土木学会 第67回 年次学術講演会, pp. 835-836, 2012. 9
- 9) 財)土木研究センター, 道路橋の免震・制震設計法マニュアル(案), 道路橋の免震構造研究委員会, 2011, 12
- 10) 日本道路協会, 道路橋示方書・同解説, V耐震設計編, 丸善, 2012. 3