

圧縮型鋼製ダンパー・ブレースによる RC ラーメン高架橋の補強効果に関する振動台実験及び解析

Shaking table tests and dynamic analysis on the retrofitting effect of compression-type steel damping braces for railway viaducts

吉田幸司*, 喜多直之**, 岡野素之***, 関 雅樹****

Koji YOSHIDA, Naoyuki KITA, Motoyuki OKANO, Masaki SEKI

*工修, 東海旅客鉄道 総合技術本部 技術開発部 (〒485-0801 愛知県小牧市大山 1545-33)

**工修, 大林組 土木技術本部 設計第一部 (〒108-8502 東京都港区港南 2-15-2 品川インターシティ B 棟)

***博(工), 大林組 技術研究所 土木構造研究室 (〒204-8558 東京都清瀬市下清戸 4-640)

****博(工), 東海旅客鉄道 総合技術本部 技術開発部 (〒485-0801 愛知県小牧市大山 1545-33)

For an evaluation of the dynamic retrofitting effectiveness of a compression-type brace method, shaking table tests are carried out using 1/5-scaled specimens modeling the actual railway viaducts with eight columns. Experiments are performed for the two types of columns: the ones subject to shear fracture while the others subject to flexural fracture.

The results show that the retrofit improves the seismic performance for the viaducts of both fracture modes by reducing the response displacement against the seismic motion with Level-2 intensity.

In addition the results of the tests are simulated by dynamic analysis using a modified slip model for a history model of the damping braces.

Key Words: railway viaduct, seismic retrofitting, steel damper, shaking table test, dynamic analysis

キーワード: 鉄道高架橋, 耐震補強, 鋼製ダンパー, 振動台実験, 動的解析

1. はじめに

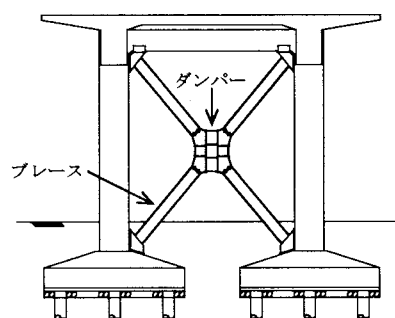
兵庫県南部地震での鉄道高架橋の被害に鑑み, RC ラーメン高架橋柱のせん断先行型に対する補強工事が実施された。一般に, せん断破壊を防止するための耐震補強としては, 不足するせん断補強鉄筋を補う対策が採られ, 鋼板巻き補強工法が主要な工法として採用されている。

一方, これら高架橋区間の内, 高架下空間が店舗や事務所等に有効活用されている高架橋では, 容易に巻立て系の補強工法を採用することが難しい場合がある。

著者らは, このような場合の有効な耐震補強工法として, 図-1 に示す圧縮型鋼製ダンパー・ブレースを提案した¹⁾。本工法は, 柱を個別に補強するのではなく, 方向別に数箇所ダンパー・ブレースを設置して, 高架橋ブロック全体の耐震性能の向上を図るものである。そのため, 支障物により部分的に柱の補強ができない高架橋でも, 本工法を適用して所要の耐震性能を得ることができる。これまでに FEM 解析及び静的交番載荷試験により本工法の変形機構や性能の確認を実施してきた¹⁾。

本稿では, せん断破壊モードおよび曲げ破壊モードの RC ラーメン高架橋を縮尺 1/5 モデル化した試験体を用い,

圧縮型鋼製ダンパー・ブレースの耐震補強効果を振動台実験により確認した結果と, 同実験結果の動的解析によるシミュレーションについて報告する。



ダンパー部詳細

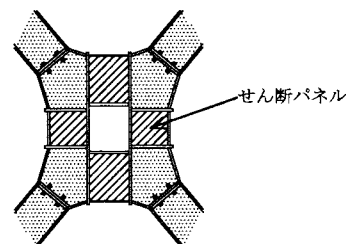


図-1 圧縮型鋼製ダンパー・ブレース

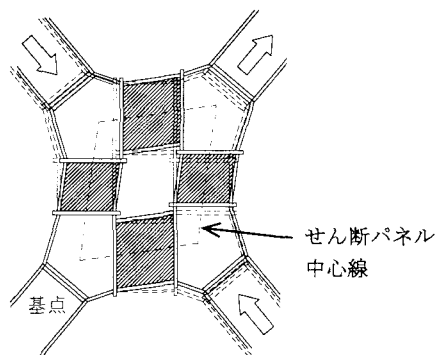


図-2 圧縮型ダンパーの変形イメージ

2. 圧縮型鋼製ダンパー・ブレースの概要

本工法は、図-1に示すように4箇所の鋼製せん断パネルを有するダンパーとX型のブレースからなる構造である。このダンパーは、地震時にブレースに作用する圧縮軸力により、せん断パネルがせん断降伏してエネルギーを吸収する。また、せん断パネルの変形により、図-2のように、RC架構と相似形であるダンパー部が架構の変形に合わせて平行四辺形に変形する。このとき、圧縮力の作用していない側のブレースは軸方向に押し出され、ブレース端部が架構の隅角部に追従する機構を有する。外力の方向が反転した場合も同様である。

その結果、左右交番荷重に対してブレースには圧縮力だけが作用するため、ブレース端部には引張定着アンカーを用いる必要がなく、配筋が密な隅角部に対して無収縮モルタルによる簡易な接続構造とすることができ、既存高架橋を傷めない。

既存高架橋がせん断破壊モードの場合は、ダンパー・ブレースの剛性の高さを利用して、地震時の応答変位をせん断破壊変位以下に抑えることで、せん断破壊を防止する。この場合、ダンパーは塑性化し緩衝装置として機能する。

一方、既存高架橋が曲げ破壊モードの場合は、さらに大きな変形領域（例えば、応答塑性率 $\mu=2\sim3$ 程度）まで許容するダンパー・ブレースを適用することにより、曲げ耐力及びエネルギー吸収性能を改善することで耐震性能の向上を図る。

3. 振動台実験

RC ラーメン高架橋に対する圧縮型鋼製ダンパー・ブレースの動的な補強効果を調べるため、せん断破壊モード及び曲げ破壊モードのモデル高架橋を用いてL2地震動を対象とした振動台実験を実施した^{2),3)}。

3.1 モデル高架橋

モデル化の対象とした実高架橋（標準高架橋）とモデル高架橋の諸元を表-1に、モデル高架橋の使用材料の性質を

表-1 実高架橋とモデルの諸元

		標準高架橋	モデル高架橋
スパン	線路方向	6.0m	1.2m
	線路直角方向	5.2m	1.04m
柱高さ	せん断破壊型	3.8m	0.76m
	曲げ破壊型	5.8m	1.16m
柱断面		600mm×600mm	150mm×150mm
柱主筋		12-D32	16-D6
引張鉄筋比		1.96%	1.79%
せん断補強筋		φ9@300~100mm	φ2@60~20mm
せん断補強筋比		0.07~0.21%	0.07~0.21%
せん断余裕度	せん断破壊型	0.87	0.87
	曲げ破壊型	1.31	1.31

表-2 使用材料の性質

柱鋼材	材質	降伏点 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	ヤング係数 N/mm ²
主筋(D6)	SD295	403	541	1.99×10^5
せん断補強筋(φ2)	SWRM6*	205	291	1.97×10^5
* 焼きなまし材				
コンクリート 24-18-10N		圧縮強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	ヤング係数 N/mm ²
材令45日(CASE-1:せん断型)		30.1	2.46	2.66×10^4
材令135日(CASE-2:曲げ型)		31.0	2.45	2.57×10^4
材令198日(CASE-3:曲げ型)		31.7	2.62	2.52×10^4

表-2に示す。標準高架橋は、東海道新幹線高架橋の標準的なタイプのひとつである柱断面 600mm×600mm、柱高さ 5.8m の 1 層 3 径間高架橋である。この高架橋は曲げ破壊モードであり、せん断破壊モードは高架橋の柱高さを 3.8m とし、せん断スパンを短くして破壊モードを変更した。

モデル化の縮尺は、振動台の性能を考慮して 1/5 とした。なお、柱のせん断余裕度を標準高架橋とモデル高架橋で一致させることを最優先条件と考え、せん断耐力のスケール効果、鉄筋比の大きな柱断面の付着割裂破壊、せん断補強筋のピッチ、モデル製作時の施工性を勘案して柱断面のみ 1/4 とした。その結果、応力度の相似則が一致しないことになるが、入力波形の振幅と時間軸を調整することによって考慮することとする。

また、基礎の影響は考慮せず、フーチングハンチから梁ハンチまでをモデル化し、上下は剛なスラブとした。これは、標準高架橋は、基礎は支持力設計であること、梁部材はスラブと一体化しており柱部材に比べて剛性が大いこと、モデル高架橋のスラブ上には、バラスト軌道、列車荷重相当の付加重量として付加マスを上載する強度が必要であることによる。

以上のように決定したモデル高架橋の概要を図-3、図-4に、柱断面を図-5に示す。図-3、図-4は、付加マス及び次章で述べるダンパー・ブレースを取り付けた状態を示している。

3.2 相似則と入力波

主な物理量の相似則を表-3に示す。 λ は全体架構の寸法

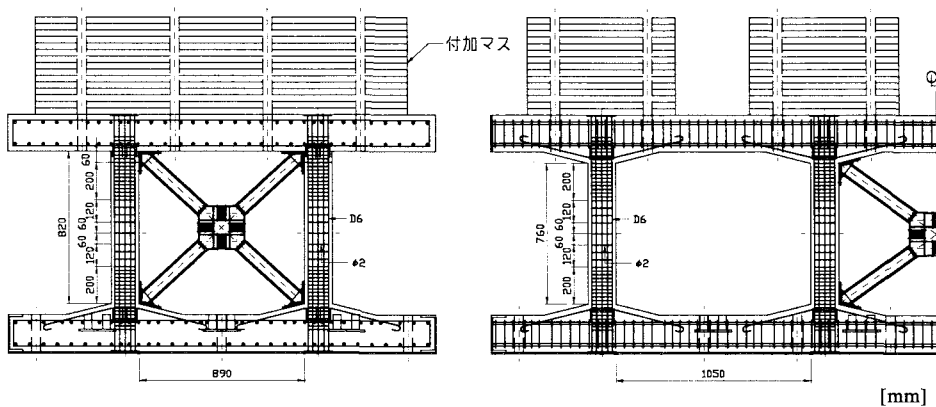


図-3 モデル高架橋（せん断破壊モード）

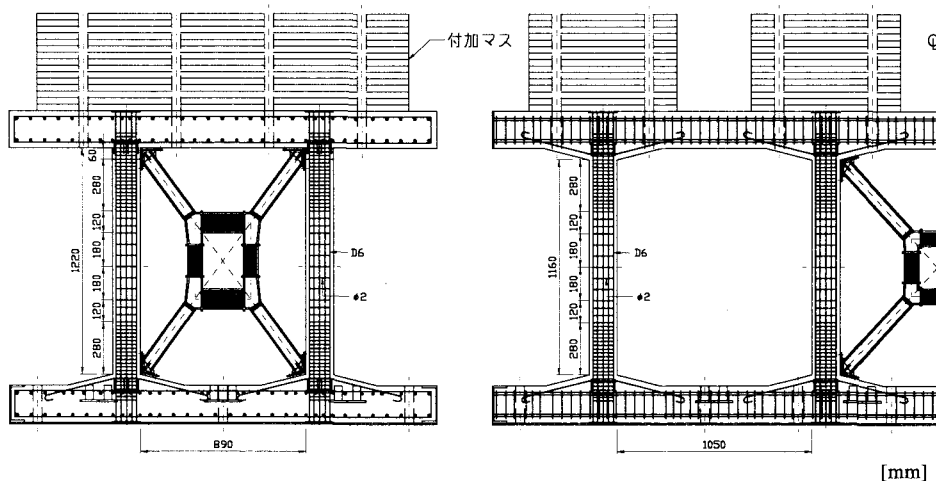


図-4 モデル高架橋（曲げ破壊モード）

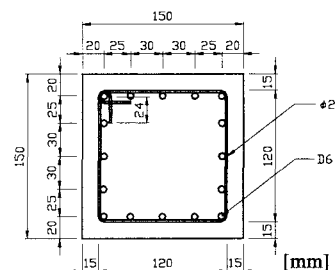


図-5 柱断面

表-3 相似則			
物理量	相似比	物理量	相似比
長さ	$1/\lambda$	剛性	$1/\lambda$
ひずみ	1	固有周期	$1/\sqrt{\beta\lambda}$
応力度	1		
加速度	β	速度	$\sqrt{\beta/\lambda}$
質量	$1/(\beta\lambda^2)$		
力	$1/\lambda^2$		
		$(\lambda=5, \beta=1.84)$	

によるため、柱断面の縮尺を 1/4 にしたことにより一部の相似則は一致しない。入力地震動は、実高架橋及びモデル高架橋のプッシュオーバー解析の結果に基づき、降伏時の割線勾配から求めた固有周期に式(1)の T_m/T を乗じて時間軸調整を、降伏時震度に式(2)の a_m/a を乗じて加速度振幅調整をそれぞれ実施した。

$$\frac{T_m}{T} = \sqrt{\frac{M_m}{G_m}} / \sqrt{\frac{M}{G}} \quad \dots(1)$$

ここで、 T : 固有周期、 M : 重量、 G : 降伏時割線勾配 (サフィックス m : モデルを示す)

$$\frac{a_m}{a} = \frac{Kh_m}{Kh} = \frac{P_{ym}}{M_m} / \frac{P_y}{M} \quad \dots(2)$$

ここで、 a : 加速度、 Kh : 震度、 P_y : 降伏荷重、 M : 質量 (サフィックス m : モデルを示す)

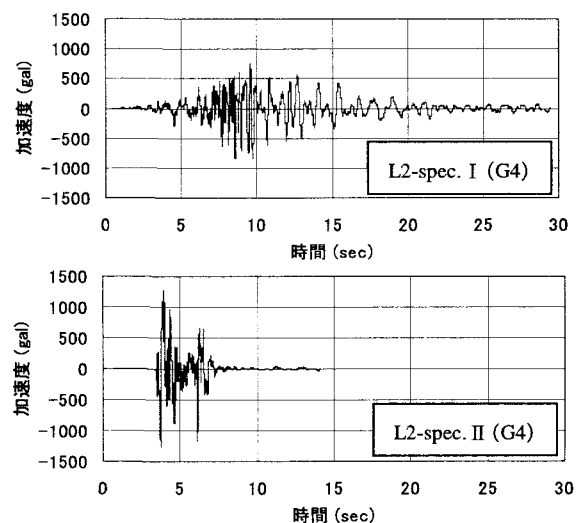


図-6 入力地震波（調整波）

入力波は鉄道標準（耐震設計）⁴⁾によるスペクトル波（G4 地盤）を用い、式(1)および式(2)の値はそれぞれ $T_m/T=1/2.83$ 、 $a_m/a=1.84$ である。入力調整した加速度波形を図-6に示す。

3.3 ダンパー・ブレース

(1) 設計手順

モデル高架橋に設置する圧縮型鋼製ダンパー・ブレースの設計は以下の手順で行った。補強工を設置した際の骨格

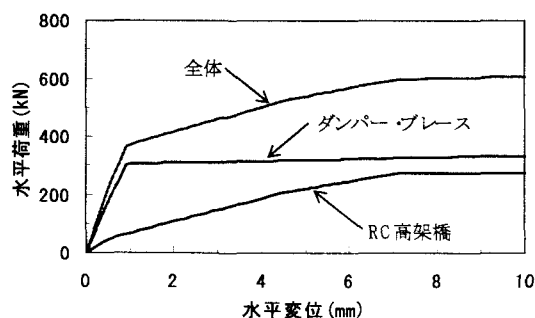


図-7 動的解析に用いる骨格曲線

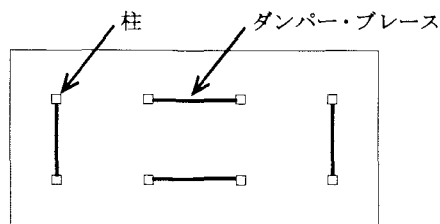


図-8 ダンパー・ブレースの配置

曲線は図-7の全体に示すようなものとなるが、設計上は一体でモデル化せず、RC 高架橋とダンパー・ブレースを各々モデル化し重ね合わせにより設計する。

STEP1: ファイバーモデルを用いたプッシュオーバー解析により RC 高架橋の骨格曲線を求める(図-7:RC 高架橋)。このとき柱主筋の抜け出しを考慮する。骨格曲線はトリリニアでモデル化し、履歴特性は武田モデルとする。

STEP2: ダンパー・ブレース諸元を仮定して、骨格曲線を後述するマクロモデルによって決定し(図-7:ダンパー・ブレース)、パイリニアモデルを適用する。

ここで、諸元の仮定方法は①～⑤による。①RC 架構の許容水平変位を設定する(例えば、せん断型では変形角 $1/250$ により算出)。②鋼材の限界せん断変形角(実験的に定められた値 0.09°)から、せん断パネルの水平変位が許容水平変位以内になるようにせん断パネル高さを定める。③せん断パネルの幅厚比は 40 程度以下、幅が高さの $1/2$ 程度を目安にせん断パネルの諸元を定め、せん断パネルの耐力を決定する。④せん断パネルの中心線を結ぶ矩形と RC 架構の相似条件等を考慮し水平方向、鉛直方向のせん断パネルを設定する。⑤ブレース断面はダンパー降伏に先行して座屈しないように設定する。

STEP3: RC 高架橋とダンパー・ブレースの骨格曲線と履歴特性を有する復元力モデルを用いて、両者の非線形ばねが並列で接続された 1 質点系振動モデルによる動的解析を行う。入力波は図-6 に示す L2 地震動スペクトル波 (Spec.I, Spec.II: G4 地盤) とし、最大応答変位が想定する許容値以内であることを照査する。なお、ダンパー・ブレースは、線路方向及び線路直角方向それぞれ 2 箇所を設置する(図-8)。

表-4 ダンパー・ブレースの性質と諸元

せん断パネル鋼材	材質	降伏点 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	ヤング係数 N/mm ²
せん断型($t=4.7\text{mm}$)	SM490	372	544	2.10×10^5
曲げ型($t=4.6\text{mm}$)	SM490	344	529	2.00×10^5

<線路直角方向>		せん断型	曲げ型
せん断パネル (水平)	長さ	40mm	160mm
	幅	84mm	80mm
せん断パネル (鉛直)	長さ	40mm	220mm
	幅	79mm	110mm
せん断パネル厚さ		4.7mm	4.6mm
ブレース断面		H75x75x9x9	
端部グラウト圧縮強度		52.8N/mm ²	55.3N/mm ²

表-5 実高架橋とモデルの降伏震度

		標準高架橋		モデル高架橋	
		せん断型	曲げ型	せん断型	曲げ型
重量		6778kN	6920kN	317kN	319kN
降伏荷重	線路	2450kN	1660kN	212kN	144kN
	線路直角	2500kN	1700kN	216kN	146kN
降伏震度	線路	0.36	0.24	0.67	0.45
	線路直角	0.37	0.25	0.68	0.46
ダンパー (2個)	耐力	(4606kN)	(3967kN)	339kN	292kN
	降伏震度	(0.68)	(0.57)	1.07	0.92

(2) マクロモデル

ダンパー・ブレースの骨格曲線を決定するマクロモデルは、水平方向に配置された 2 つのせん断パネルのせん断降伏耐力 P_y と降伏時水平変位 δ_y で決まる点を降伏点とするパイリニアとする。降伏時水平変位は、ブレースの軸圧縮変位の水平成分 δ_b と水平方向ダンパーの変形による水平変位 δ_d の和に係数 α を乗じて算出する。 δ_d はダンパーのせん断変形分 δ_{ds} とダンパーの曲げ変形分 δ_{db} の和とする(式(3)～(6))。

ここで、係数 α は、考慮した変位成分以外の要因などを考慮するために導入したものであり、静的交番荷試験の結果¹⁾から、実験でのせん断パネル降伏時の水平変位が式(4)～(6)の和の概ね 2 倍となったことから、 $\alpha=2$ とした。

$$\begin{aligned}\delta_y &= \alpha \times (\delta_b + \delta_d) \\ &= \alpha \times (\delta_b + (\delta_{ds} + \delta_{db}))\end{aligned}\quad \dots(3)$$

$$\delta_b = 2 \times \frac{P_y}{E_b A_b} \times L_b \quad \dots(4)$$

$$\delta_{ds} = \frac{(P_y / 2)}{A_w G} \times L_d \quad \dots(5)$$

$$\delta_{db} = 2 \times \frac{(P_y / 2) \times (L_d / 2)^3}{3 E_d I_d} \quad \dots(6)$$

ここで、E: 弾性係数、G: せん断弾性係数、A: 断面積、L: 長さ (サフィックス b : ブレース、 d : ダンパー、 w : ウェブ、 ds : ダンパーせん断変形分、 db : ダンパー曲げ変形分。)

表-6 加振内容と経過

	入力地震動	加振方向	最大加速度 (gal)		最大応答変位 (mm)	加振後固有振動数 (Hz)		備考
			実現値	目標値		X 方向	Y 方向	
CASE-1 せん断型	(実験前)	-	-	-	-	6.63	7.38	
	L2 Spec. I	線路 (Y)	1015	843	3.24	6.63	7.25	せん断パネル降伏
	L2 Spec. I	線路直角 (X)	1006	843	5.65	6.25	7.25	せん断パネル降伏
	L2 Spec. II	線路 (Y)	1194	1289	3.50	6.25	6.63	
	L2 Spec. II	線路直角 (X)	1085	1289	5.40	6.00	6.63	
	L2 Spec. I	線路直角 (X)	1016	843	28.6	-	-	DBなし：せん断破壊
CASE-3 曲げ型	(実験前)	-	-	-	-	9.25	6.25	
	L2 Spec. I	線路 (Y)	901	843	8.05	7.50	4.50	せん断パネル降伏
	L2 Spec. I	線路直角 (X)	955	843	12.2	4.00	4.63	せん断パネル降伏
	L2 Spec. II	線路 (Y)	1264	1289	8.54	4.13	4.00	
	L2 Spec. II	線路直角 (X)	1230	1289	13.8	3.50	3.89	
CASE-2 曲げ型	(実験前)	-	-	-	-	5.00	4.88	
	L2 Spec. II	線路直角 (X)	1251	1289	133	1.38	2.50	DBなし：曲げ破壊(倒壊せず)

(3)ダンパー・ブレース諸元

(1)の手順によって決定した圧縮型鋼製ダンパー・ブレースを図-3、図-4に示す。また、せん断パネルに用いた鋼材の性質とダンパー・ブレースの諸元を表-4に、標準高架橋とモデル高架橋の降伏震度をまとめて表-5に示す。標準高架橋のダンパー・ブレースは、モデル高架橋に適用したものを相似則に基づいて換算したものである。

3.4 実験結果

(1) 加振内容

せん断破壊モード (CASE-1) 及び曲げ破壊モード (CASE-2,3) それぞれについての加振内容と主な実験経過を表-6に示す。圧縮型鋼製ダンパー・ブレースによる補強を行った状態での加振は、CASE-1、CASE-3とも線路方向及び線路直角方向それぞれについて L2-Spec.I、L2-Spec.IIの順に行った。表-6に固有振動数の測定結果を示しているが、各ケースともより大きな地震動の加振に伴い固有振動数が低下しており、剛性低下が伺える。

モデル高架橋の破壊モードを確認するため、せん断破壊モードの CASE-1 では、最後にダンパー・ブレースを取り外して L2-Spec.I で加振した。一方、曲げ破壊モードについては、ダンパー・ブレース補強を行った状態での加振を行った CASE-3 と同一条件の別のモデル CASE-2 に対して無補強で L2-Spec.II 加振した。

CASE-1 のダンパー・ブレース補強状況を写真-1に示す。

(2) せん断破壊モード (CASE-1)

線路方向及び線路直角方向に L2-Spec.I を入力したときの全体履歴とダンパー履歴を図-9、図-10に示す。全体履歴の水平変位は上スラブ位置の2測点の平均値で、ダンパー履歴の水平変位はダンパー・ブレース設置断面における値で示している。

全体履歴を見ると、いずれの加振方向においても応答変

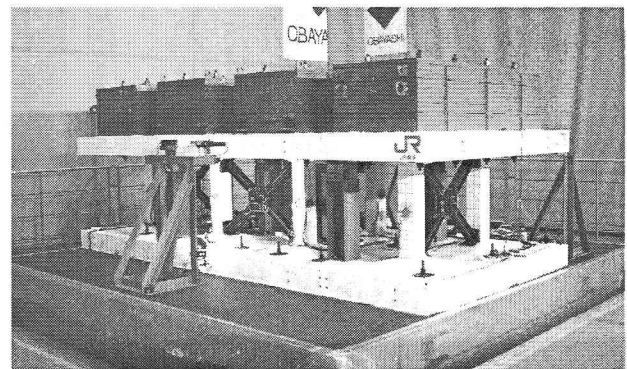
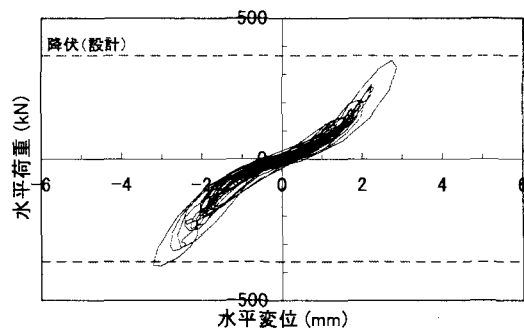


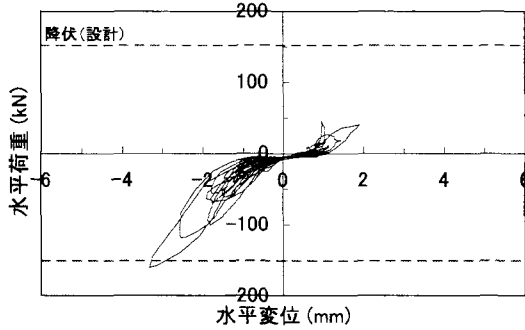
写真-1 補強モデルの試験状況 (CASE-1)

位を抑えることによってせん断破壊を防止し、本工法の補強効果を実証している。最大変位時の部材角は線路方向で 1/235、線路直角方向で 1/135 である。

本工法の特徴でもあるブレースが圧縮力にのみ抵抗する機構のため、圧縮力の作用方向が変化し荷重を負担するブレース方向が変わる際 (荷重ゼロ付近) にスリップが見られる。これは、対角方向の荷重負担の引継ぎが理想的挙動ではないことを示している。そのため、図-7の骨格曲線に示すように、ダンパー・ブレースが圧縮力を負担していると全体挙動として剛性が増加 (図-7：全体) し、荷重ゼロ付近では、RC 架構の剛性 (図-7：RC 高架橋) に近い履歴形状を示すものと考えられる。図-12に示すように、本工法におけるダンパーの履歴は、破線で示す両対角方向ブレースの履歴の重ね合わせとなる。両対角方向ブレースの力の引き継ぎが理想的であると、図-12(a)のようにパイリニア型の全体履歴となるが、引き継ぎにタイムラグがあるとスリップ型となり (図-12(b))、このタイムラグが大きい場合は図-12(c)のようになる。実験結果が図-12(c)タイプであることは、表-6のように複数回の加振を行ったことにより残留スリップが蓄積していることを示すものと考えられる。スリップの原因となるダンパーの変形特性については、別途実施したダンパー部の FEM 解析によって確認

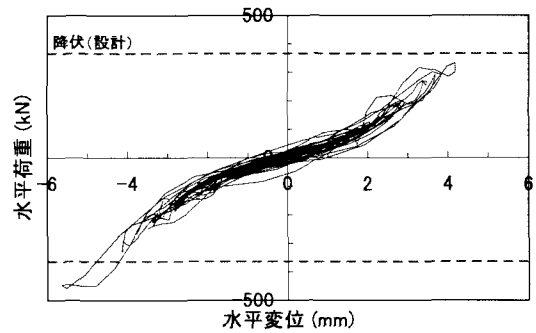


(a)全体履歴

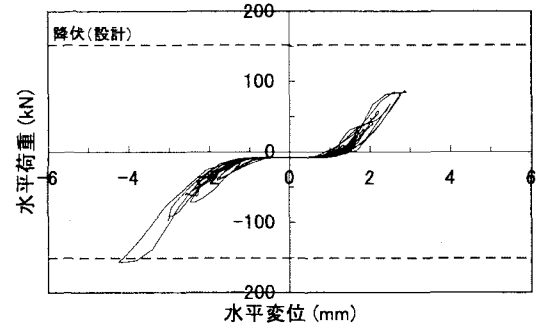


(b)ダンパー履歴

図-9 線路方向履歴 (L2-Spec.I)



(a)全体履歴



(b)ダンパー履歴

図-10 線路直角方向履歴 (L2-Spec.I)

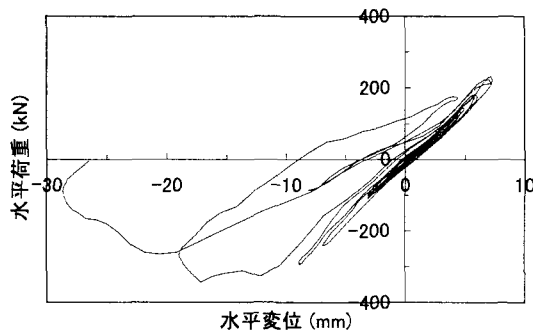


図-11 線路直角方向履歴 (L2-Spec.I)
(ダンパー・ブレース撤去後)

しているが¹⁾、ブレース端部の RC 架構との取付け部を含めた補強工全体でのスリップの蓄積については今後の課題である。

図-11 はダンパー・ブレース撤去後の最終加振の結果を示している。降伏後は Priestley⁶⁾が指摘するようにせん断耐力がじん性の増加とともに低下する傾向が伺える。応答変位 17.2mm (部材角 1/44) 付近で曲げ降伏後のせん断破壊に至り、ダンパー・ブレース補強の効果を裏付ける結果となっている。

(3) 曲げ破壊モード (CASE-3, CASE-2)

補強工を設置した CASE-3 の線路方向及び線路直角方向に L2-Spec.II を入力したときの全体履歴とダンパー履歴を図-13、図-14 に示す。最大変位時の部材角は線路方向で 1/136、線路直角方向で 1/84 である。線路方向、線路直角方向とも、ダンパー・ブレースの効果によって応答変位が応答塑性率で 1.0~1.6 程度に抑制され、柱の曲げ破壊を防

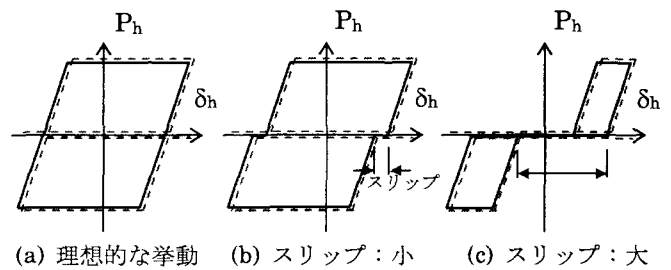


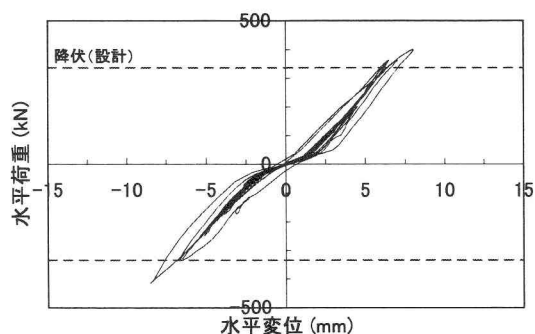
図-12 スリップパターン

止している。また、曲げ破壊モードに適用するダンパーは、RC 架構のより大きな変位まで対応するように設計しているため、ダンパー変形およびエネルギー吸収がせん断破壊モードに比べて大きく、スリップはせん断破壊モードの場合より相対的に小さい。

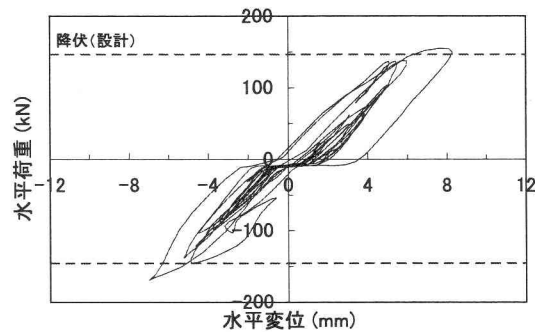
一方、ダンパー・ブレースを設置しない無補強の試験体 (CASE-2) の加振履歴を図-15 に示す。応答変位 133mm (部材角 1/9) まで変位し、かつ強度が 70% 程度まで低下して、一般に破壊領域と考えられる非常に大きな部材角まで達したが、倒壊には至らず自立した状態を保っていた。柱端部の曲げ破壊損傷状況 (写真-2) は、主鉄筋の座屈、かぶりコンクリート剥落が生じる典型的な曲げ破壊の損傷状況を示している。

4. 解析による検証

今回実施した振動台実験の結果を 1 質点系動的解析によってシミュレートすることを試みた。

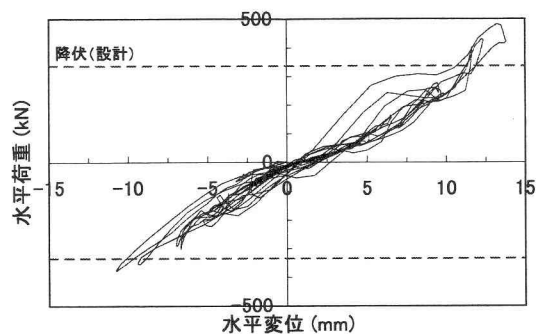


(a)全体履歴

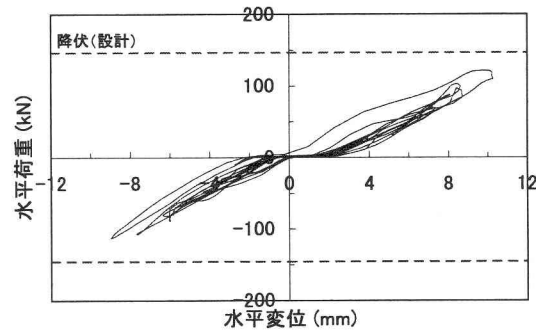


(b)ダンパー履歴

図-13 線路方向履歴 (L2-Spec.II)



(a)全体履歴



(b)ダンパー履歴

図-14 線路直角方向履歴 (L2-Spec.II)

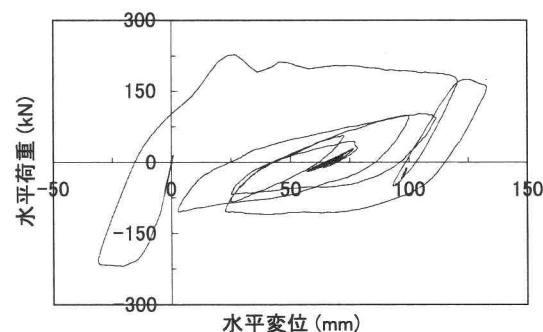


図-15 線路直角方向履歴 (L2-Spec.II)
(無補強試験体: CASE-2)

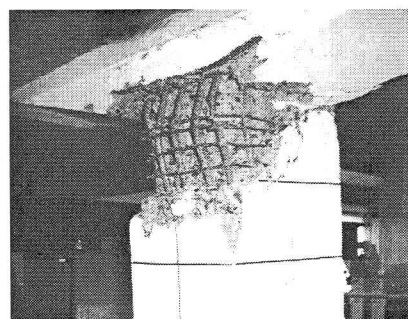


写真-2 柱端部の曲げ破壊損傷 (CASE-2)

4.1 履歴モデル

実験の結果、荷重変位の履歴にはスリップ現象が観察された。このスリップはRC架構とダンパー・ブレースの接触問題として生じるものであるが、ここでは、ダンパー・ブレースの履歴特性として組み込みモデル化することを試みた。実験におけるスリップの発生及び履歴特性を見ると、一般的な経路依存型のスリップモデルによる挙動とは異なると考えられるため、これを表現するダンパー・ブレースの履歴モデルを作成した。新しいモデル（以下、改良スリップモデルと称す）には、①スリップは荷重がゼロのとき変位軸上で生じる、②スリップ量は既往最大の塑性変形量に依存する、の2点を考慮した（図-16）。①は図-12に示すように本工法のダンパー・ブレース履歴が両方向ブレースの挙動の合成として表現されることを表すため、②は材料の塑性変形の不可逆性を表すための要件である。

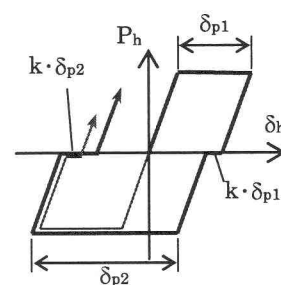
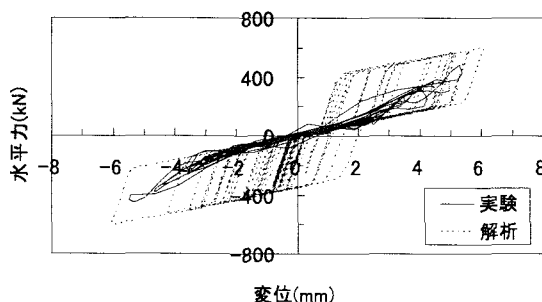


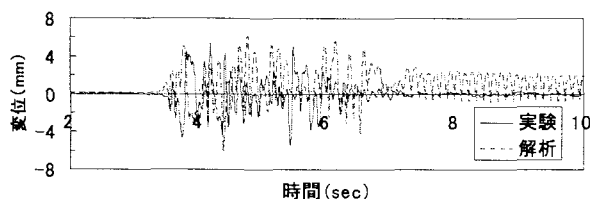
図-16 改良スリップモデル

4.2 実験と解析の比較

解析は、設計と同様に高架橋とダンパー・ブレースそれぞれの復元力モデルを用いて、両者の非線形ばねが並列された1質点系振動モデルの動的解析によった。ダンパー・ブレースの履歴特性には改良スリップモデルを適用した。また、スリップの蓄積を考慮するため、せん断型・曲げ型それぞれについて線路方向及び線路直角方向に加振した入力波を接続して連続解析した。

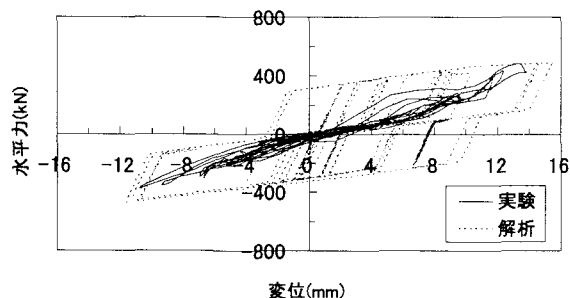


(a) 荷重変位履歴

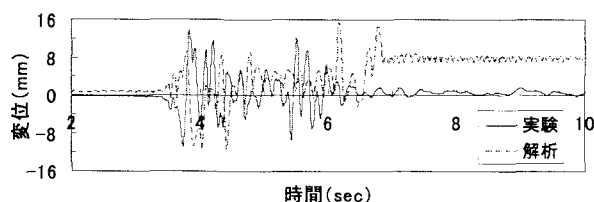


(b) 変位の時刻歴

図-17 せん断型 (CASE-1) の解析結果 (L2-spec.II)



(a) 荷重変位履歴



(b) 変位の時刻歴

図-18 曲げ型 (CASE-3) の解析結果 (L2-spec.II)

図-17,18にCASE-1(せん断型)及びCASE-3(曲げ型)のL2-Spec.II加振時の荷重変位履歴と変位時刻歴を示す。

いずれの荷重変位履歴も最大応答変位は比較的良好に合っているが、エネルギー吸収や変位の時刻歴応答には大きな差がある。これは、スリップ現象について未解明な点があること、そのため、図-16における塑性変形量とスリップ量の関係の決め方や、スリップ量の蓄積がうまく表現できていないことなどが要因として挙げられ、さらに検討を要する。

5. 結論

提案する圧縮型鋼製ダンパー・ブレースに関して行った振動台実験及びそのシミュレーション解析から以下の知

見が得られた。

- (1) せん断破壊モード及び曲げ破壊モードの8柱RC高架橋に対して圧縮型鋼製ダンパー・ブレースを適用することによって、L2地震動に対して適切に応答変位を抑制することができ、構造物の破壊を防止することができる。
- (2) 両破壊モードのモデル高架橋がそれぞれ想定した破壊形態を示したことから、設計法・相似則の考え方は妥当であったと判断される。また、圧縮型鋼製ダンパー・ブレースがほぼ想定通りに機能したことから、その設計についても適切であったと考えられる。
- (3) 圧縮型鋼製ダンパー・ブレースの特性として履歴にはスリップ現象が生じるが、ダンパーとしての機能は十分に保持できる。
- (4) 本工法におけるスリップ現象の特徴を考慮した改良スリップモデルを用いて実験結果のシミュレーションを試みた。最大応答変位は比較的良好な結果を得たが、エネルギー吸収については解析結果が過大評価である。この点については、解析モデルの改良が必要である。

一連の実験を経て、圧縮型鋼製ダンパー・ブレースがRCラーメン高架橋の耐震補強工法として有効であることが明らかになった。現在、これらの実験結果及び実高架橋での施工試験を踏まえた本工法の設計施工指針の作成、実工事への適用を順次進めている。今後、本工法が既存構造物の耐震補強の一助になれば幸いである。

謝辞：本研究を進めるにあたって、埼玉大学工学部建設工学科町田篤彦教授には貴重な助言を賜りました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 吉田幸司, 喜多直之, 岡野素之, 関 雅樹: 圧縮型鋼製ダンパー・ブレースによるRCラーメン高架橋の耐震補強工法, 構造工学論文集 Vol.50A, pp.551-558, 2004.3.
- 2) 吉田幸司, 喜多直之, 岡野素之, 関 雅樹: 圧縮型鋼製ダンパー・ブレースで補強されたせん断破壊型高架橋の振動台実験, 土木学会第59回年次学術講演会, 第V部門, pp.861-862, 2004.9.
- 3) 吉田幸司, 喜多直之, 岡野素之, 関 雅樹: 圧縮型鋼製ダンパー・ブレースで補強された曲げ破壊型高架橋の振動台実験, 土木学会第59回年次学術講演会, 第V部門, pp.863-864, 2004.9.
- 4) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計), 丸善, 1999.10.
- 5) 高橋泰彦, 品部祐児: せん断降伏型薄鋼板の復元力特性に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第494号, pp.107-114, 1997.4.
- 6) M.J.N.Priestley, F.Seible, G.M.Calvi (川島一彦監訳): 橋梁の耐震設計と耐震補強, pp.197-201, 技報堂出版, 1998.

(2004年9月17日受付)