

縦型鋼製ダンパーを有する RC 高架橋の振動台実験と解析

Shaking Tests and Analytical Study of RC Viaduct using Vertical Type Steel Damper

岡野 素之*・大野 了**・松本 信之***

Motoyuki OKANO, Satoru OHNO, Nobuyuki MATSUMOTO

* 大林組技術研究所 土木構造研究室 副主事 (〒 204-8558 清瀬市下清戸 4-640)

** 工修 大林組技術研究所 土木構造研究室 副主査 (〒 204-8558 清瀬市下清戸 4-640)

*** M.S. 鉄道総合技術研究所 鉄道力学研究部 室長 (〒 185-8540 国分寺市光町 2-8-38)

A railway RC viaducts with steel damping braces has been proposed aiming at high seismic performance in addition to improvement of running safety during earthquake. This report describe about the new varieties of those viaduct which is RC rigid frame with vertically installed steel damper inside of it. Focusing on the seismic performance of the structure, shaking tests of 1/2.5 scale specimen were carried out. After the tests, time dependent non-linear response analysis was conducted to evaluate test results, then, parametric study by FEM analysis was conducted. The following results were obtained ; 1) Vertically installed damper significantly contribute on seismic behavior. 2) Proposed new viaduct is practical in case of high viaduct.

Key Words : railway viaduct, steel damper, shaking tests, dynamic non-linear analysis, FEM

1. まえがき

高耐震性能と地震時走行安全性の確保を目標に、RC ラーメンの内側に逆V型の鋼製ダンパー・ブレースを有する新型高架橋を提案し、その高剛性・高耐震性を確認し^{1)~3)}、これらの結果を設計指針⁴⁾にまとめた。しかしながら、同高架橋形式を背の高い高架橋で適用すると、水平変位が大きいためダンパーのせん断変形が大きくなって図-1 (a) に示すようにダンパーが長く設計上無理が生じたり、ブレース軸力の増大により断面が大きくなり実用的でない。また、図-1 (b) に示すように中層ばりを設け2層構造とすると工費・工期がかかる。

一方、図-1 (a) の構造のバリエーションとして、ブレースの端部を柱の中間位置に接合する方法を考案し、静的、動的実験により検討し、柱が接合部で降伏しない設計であれば、柱は上下で塑性ヒンジをもつ剛な部材として評価可能であることを示した⁵⁾。そこで、この考え方を適用し、左右の柱間に鉛直方向に変位するダンパーを設け、壁・ブレースなどで柱中間部に接続する新構造形式(図-2)を考案した。幾何学的性質を利用して、ダンパーの変位を架構の水平変位より小さくでき、上記課題を解決できる。

本研究では、まずこの構造形式の成立性を検証するために振動台実験を実施し、地震応答性状、履歴モデルの考え方の妥当性などを検討した。そして架構の高さやダンパー強度などをパラメータとした解析的研究により、新構造形式の適用性を検討した。

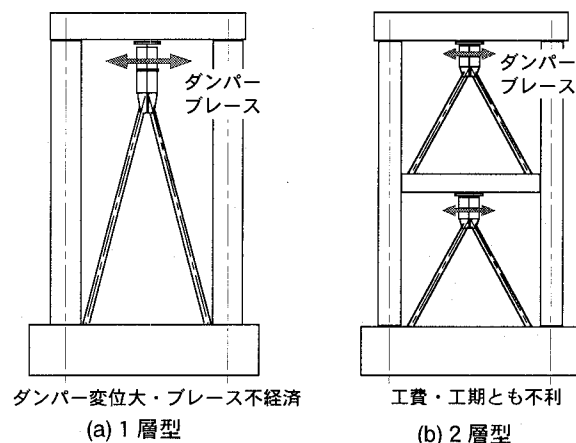


図-1 逆V型ダンパー

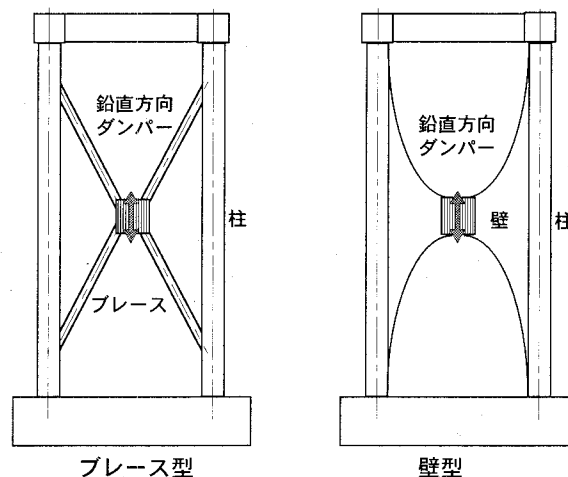


図-2 縦型ダンパー

2. 縦型ダンパーを有する高架橋の概念

架構の水平変位とダンパーの変位の考え方を図-3に示す。架構の高さと幅をそれぞれ h , b 、架構の変位、ダンパーの変位および部材角をそれぞれ d , s , θ とし、部材自身の变形並びに接点の剛性を無視すると、幾何学的性質により $s/d = b/h$ となる。したがって、架構形状が縦長になるほど全体変位 (d) に対するダンパー変位 (s) が小さくなる。

水平荷重の考え方を図-4に示す。全体水平力： P を、ダンパーの成分： P_{db} とRC架構の成分： P_{rc} に分割し、 P_{db} はピンで接合された仮定の剛な架構を考え、ダンパーせん断力： Q との釣合条件から計算する。架構形状が縦長になるほど b/h が小さくなるので、ダンパーせん断力の水平成分への寄与は小さくなる。しかしながら、鋼製ダンパーは高い荷重への対応は比較的容易である。またRC架構はラーメン単独の抵抗力として評価する。

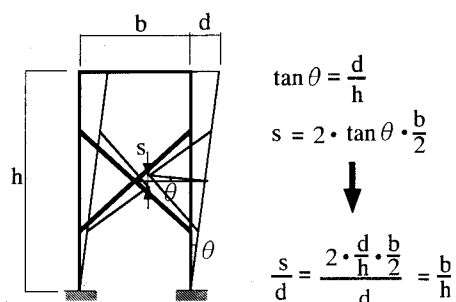


図-3 架構変位とダンパー変位の関係

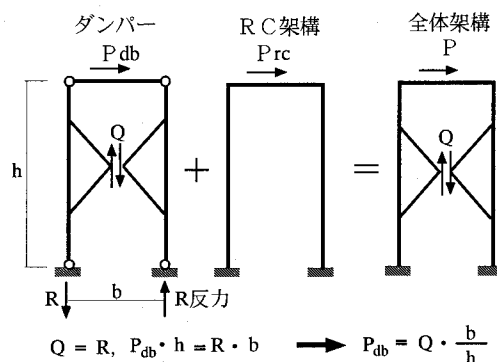


図-4 水平荷重の考え方

3. 振動台実験

3.1 実験の概要

3.1.1 相似則

本実験における相似則の一覧を表-1に示す。縮尺は施設の能力から $1/\lambda = 1/2.5$ とし、各相似率は、加速度と応力度の相似率が1になるように決めた。

3.1.2 試験体

試験体の概要を図-5に示す。試験体は1/2.5縮尺の模型（1体）で、柱2本のRC架構と鋼製ダンパー、鋼製の補強材、および短いブレースで構成されている。負荷マス上載時の初期降伏震度はRC架構成分が約0.4、ダンパー成分は0.2を目処とした。補強材の端部にはひずみゲージを貼り付けたブレースを設け、実験前に検定し軸力を検出した。ブレースはRC柱の塑性ヒンジ部を避け柱途中にアンカーボルトで定着されている。

RC架構の柱部分は断面 $280 \times 280\text{mm}$ 、引張鉄筋比 $p_t=1.1\%$ 、せん断補強筋比 $p_w=0.29$, 0.57% とし、はり部分は、断面 $360 \times 800\text{mm}$ 、引張鉄筋比 $p_t=1.0\%$ 、せん断補強筋比 $p_w=0.40\%$ とした。減衰効果を期待する鋼製ダンパーは、せん断パネル型ダンパーを用い、補強材とブレースは終局に至るまで弾性範囲で挙動するよう設計している。

柱の軸圧縮応力度は、実高架橋を参考とし、付加マス（質量 31.3t ）と試験体有効重量を合わせて 2.1N/mm^2 とした。

表-1 相似則の一覧

項目	記号	単位	相似率
長さ	a	mm	$1/\lambda$
応力度	σ	N/mm^2	1
加速度	a	m/sec^2	1
質量	m	t	$1/\lambda^2$
力	Q	kN	$1/\lambda^2$
剛性	K	kN/m	$1/\lambda$
時間	T	sec	$1/\lambda^{0.5}$
固有振動数	f	1/sec	$\lambda^{0.5}$

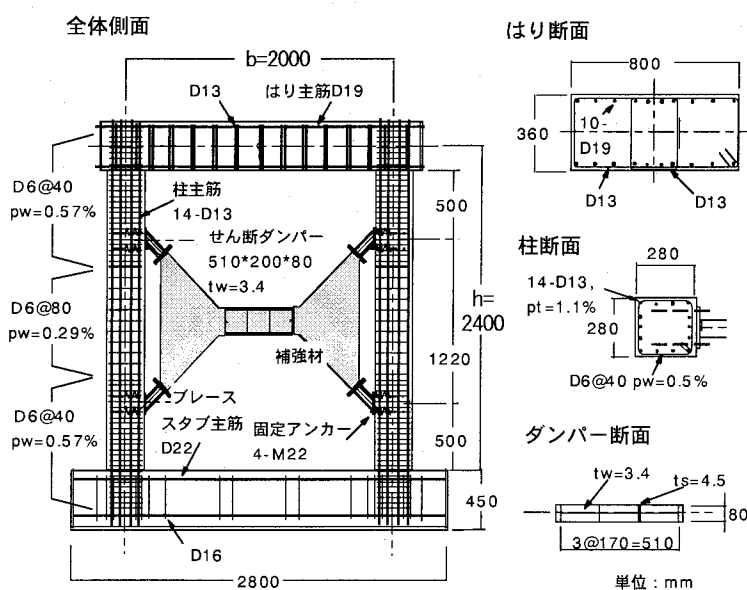


図-5 試験体

3.1.3 使用材料

使用した材料の性質をそれぞれ表-2, 3に示す。ダンパーのウェブには低降伏点鋼材：YP235を用いた。

コンクリートは、普通ポルトランドセメントを用いた、粗骨材最大寸法13mmのレディーミクストコンクリートである。

3.1.4 入力波と加振プログラム

入力地震波は、観測された地震波と、鉄道標準（耐震設計）⁶⁾で示された以下の人工地震波を用いた。

- 1) L1 G4 地盤
- 2) 1968 八戸 NS
- 3) L2 地震動スペクトル I G1 地盤
- 4) L2 地震動スペクトル I G4 地盤
- 5) L2 地震動スペクトル II G4 地盤
- 6) 1995 神戸 NS

入力波は、最大加速度を調整し段階的に加振した。元の波の継続時間が長い場合には、加速度の大きな主要動を中心とし、終わりの部分は省略した。時間軸は相似率にしたがって圧縮した。

3.1.5 加振システムと測定

加振装置を図-6に示す。台上に試験体をPC鋼棒で固定し、柱頭部に付加マス（合計31.3 t）をボルトで設置した。ラーメンが面外に揺れる可能性があり、試験体にとって弱軸方向となるため、面外拘束を目的として付加マスにパンタグラフを取り付けた。

加振中200Hzのステップで、各部位の加速度、変位、鉄筋・ブレースおよびダンパーのひずみを測定した。

3.2 実験結果と評価

3.2.1 入力波の確認

一般に塑性化する構造物の振動実験は、固有周期が連続的に変化するため、目的とする入力波を正確に再現することが難しい。そこで本加振システムでは反力補償機能として、加振中に計測した加速度を逐次フィードバックさせて、連続的に入力を補正している。代表的な入力波（目標）と振動台上で実測された波との比較をその主要動部分で図-7に示す。入力波形が精度よく再現されている。

3.2.2 破壊に至る性状

各加振における性状を表-4に、実験終了時のRC架構のひび割れ発生状況を図-8に示す。八戸300gal入力でダンパー内の左右のせん断パネルが降伏した。その後、L2Spec IIG4-450gal入力まで主筋は弾性状態であった。L2Spec IIG4-600gal入力では、柱上下端の主筋の一部が降伏ひずみに達した。柱上下端は次のL2Spec IIG4-800gal入力で左右4個所で明瞭に降伏した。この時最大応答変位は16.5mm程度で、RCだけの実験結果¹⁾の約20mmに比較し、明らかに小さな変位で降伏している。

表-2 鋼材の性質

使用材料	種類	材質	降伏点 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	降伏ひずみ μ	ヤング係数 *10 ⁵ N/mm ²
鉄筋	D6	SD345	348	473	1780	1.95
	D13	SD345	351	500	1890	1.86
	D19	SD345	370	542	1980	1.87
アンカーボルト	M22	S45C	706	890	3760	1.88
ダンパー	ウェブ I3.4	YP235	253	333	1230	2.05
	フランジ I9	SMA490	383	557	1830	2.09

表-3 コンクリートの性質

使用部位	圧縮強度 N/mm ²	ヤング係数*10 ⁴ N/mm ²	引張強度 N/mm ²
柱・はり・スタブ	50.9	2.78	3.96

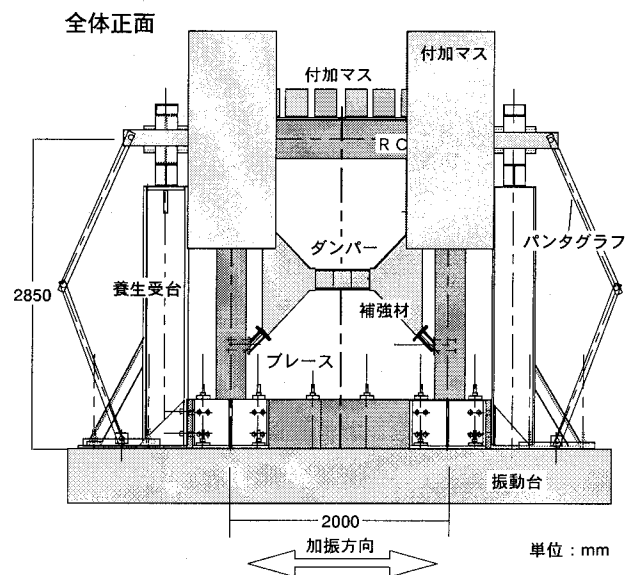


図-6 加振装置

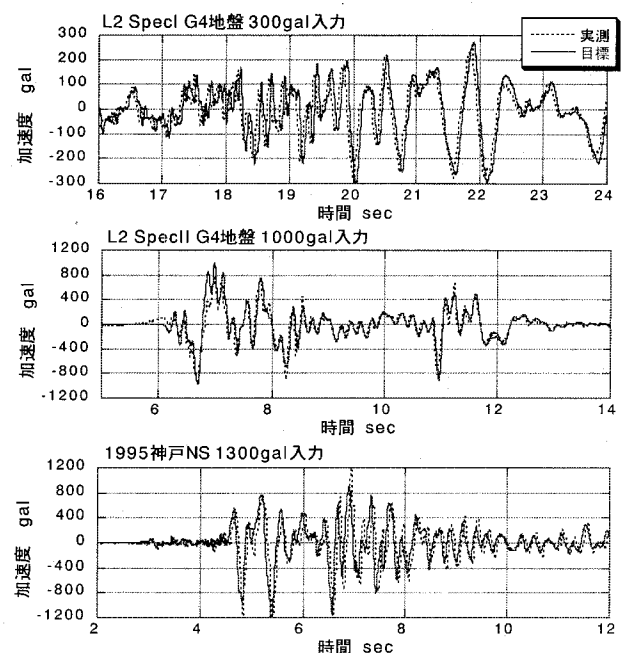


図-7 目標とする波の実測値との比較（部分）

ただし、全柱の主筋で最大ひずみは 4600μ であり、大きな曲率に達したとは考えにくい。この時点では柱端部に曲げひび割れが $1.5D$ (D : 柱断面高さ) 区間でそれぞれ3本発生した。その後L2SpecII G4-1000galではさらに大きな変位を示しダンパーのウェブの塑性座屈が観察された。次の1995神戸NS-1300gal入力ではダンパーのフランジが破断し最終破壊に至った。また柱上端でせん断ひび割れが発生した。この加振でブレースを固定した位置4個所での主筋のひずみは最大で 1760μ であり降伏に達していない。

3.2.3 固有周期の変化

各加振後の固有周期の変化を図-9に示す。これは一般的な共振検索加振により測定した。図中にRCの降伏割線剛性、ダンパー・ブレース剛性およびこれらを合わせた初期剛性で評価したそれぞれの計算値を示した。

固有周期はダンパー降伏後数回の加振の後も、最大応答塑性率で $\mu=1.0$ 程度までほとんど変化せず、弾性固有周期計算値に近似している。また、 $\mu=1.0$ すなわち柱主筋降伏以降は、1回の加振であるがダンパー剛性による計算値付近となる。これは既往の研究成果³⁾と同様に、降伏後のRC架構は剛性が低下するのに対し、鋼製のダンパー・ブレースは塑性変形に至る加振終了後も弾性剛性を保持するため、ダンパー・ブレースの剛性が支配的であること、およびRC柱は降伏後柱の曲げひび割れが残留し、大幅に初期剛性が低下するためと考えられる。

3.2.4 非線形応答解析による評価

(1) 解析モデル

1質点系モデルの質点系の非線形時刻歴応答解析(ソフト名: ERA)により実験結果を評価した。モデルは、図-4に示したようにダンパーとRC架構をそれぞれ独立のパネと見なした(図-10)。前報³⁾と同様に速度によって降伏強度に違いがでるため、ダンパーの降伏点は実験結果から図-11に示すように決めた。ダンパーのスケルトンは、図-11の降伏点を元に既往の評価式⁴⁾を用い、図-4の計算方法にしたがって架構の b/h を乗じて水平成

表-4 試験体の性状

加振 No.	地震波	最大加速度 (gal)		最大応答 変位 (mm)	所見
		目標	測定		
1	L1 G4	189	178	-2.45	弾性
2	1968八戸NS	300	336	-4.69	左右パネルが降伏
3	L2 SpecI G1	300	286	-5.22	中央パネル降伏
4	L2 SpecI G4	300	280	-4.94	
5	L2 SpecII G4	450	447	5.86	
6	L2 SpecII G4	600	568	10.42	柱主筋降伏前後
7	L2 SpecII G4	800	730	16.48	柱4端降伏
8	L2 SpecII G4	1000	885	31.09	ダンパーウェブ座屈
9	1995神戸NS	1300	1360	-52.55	ダンパーフランジ破断

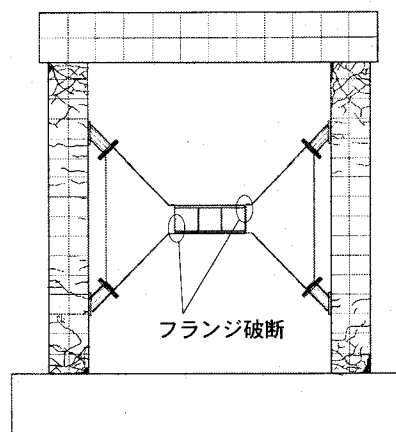


図-8 最終ひび割れ発生状況

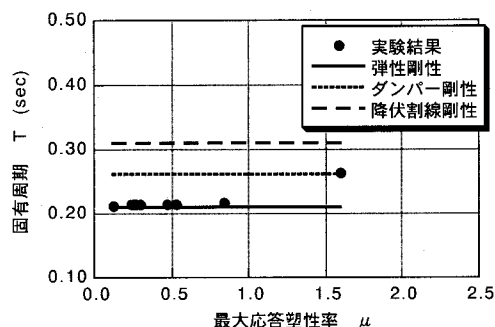


図-9 固有周期の変化

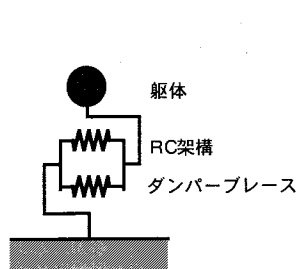


図-10 解析モデル

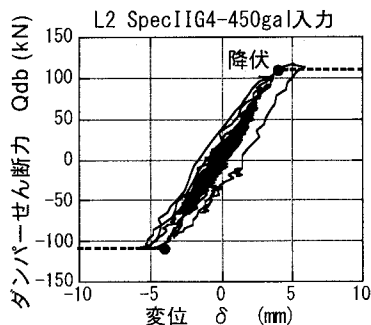


図-11 降伏点の評価

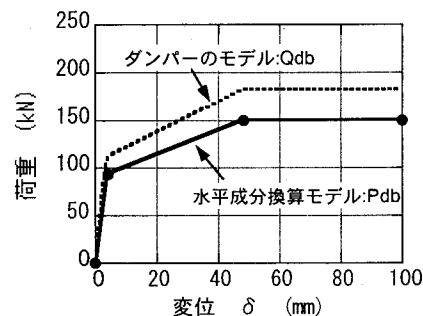


図-12 ダンパーのスケルトン

分に換算した(図-12)。また、RC架構のスケルトンはファイバーモデルによるプッシュオーバー解析結果(ソフト名:FINAL)から決めた(図-13)。減衰定数は、既往の文献⁷⁾を参照に瞬間剛性に対して、RC:2.5%、ダンパー:2%とした。履歴則はRCが武田モデル、ダンパーはトリリニア(移動硬化則、等方硬化則考慮)とした。

(2) 全体架構の履歴

L2SpecIIIG4-600, 800および1000gal加振について、架構全体の荷重変位関係の実験と解析の比較を図-14に示す。荷重(P)ははり前後の平均水平加速度に質量を乗じて求めた。600gal入力では荷重は正負とも実験値の方が低い傾向である。変位も同様に小さい。800gal入力では、負側では荷重、変位とも整合している。これらの場合は、全般的な履歴性状が解析と実験でほぼ整合している。一方1000gal入力の場合は、正側の荷重が実験値の方が小さく、負側の変位は実験値の方が大きい。

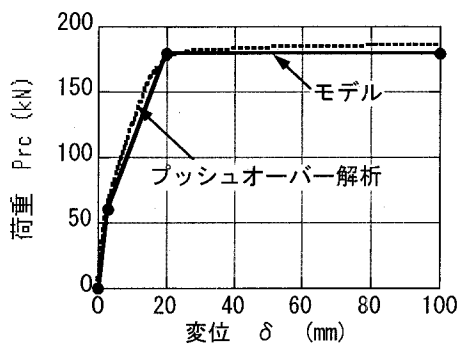


図-13 RC架構のスケルトン

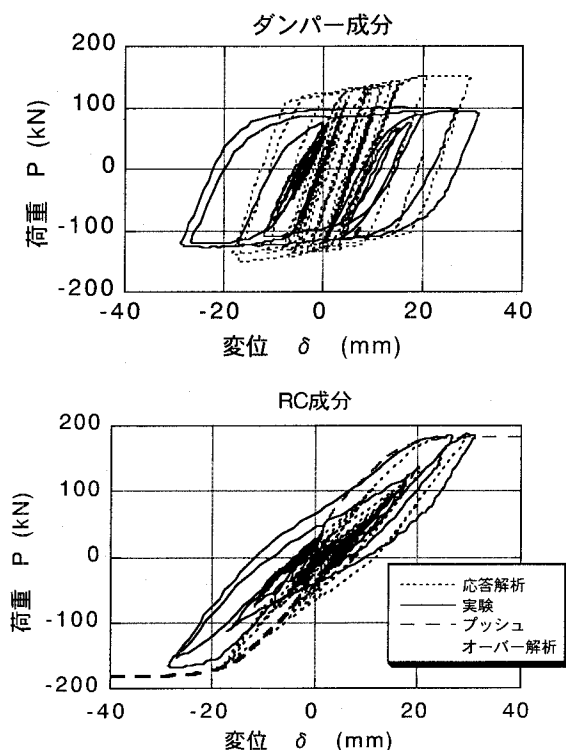


図-15 各成分の履歴 (L2SpecII1000gal 入力時)

(3) 各成分の履歴

上記1000gal入力時におけるダンパーとRC架構の各成分を図-15に示す。事前に検定したブレースのひずみからダンパーのせん断力成分を算出し、図-4で示したように架構のb/hを乗じてダンパー成分(Pdb)を算出した。RC成分(Prc)は荷重からダンパー成分を減じた。

ダンパー成分は、実験値の方が全般に荷重が小さく応答変位が大きい。実験終了後、ダンパーのフランジの破断断面に溶接溶け込みが不十分な部位が発見された。したがって、ダンパーは、せん断パネルが降伏(ひずみから確認)したものの、耐力上昇にしたがってフランジ部分が降伏し想定した機能を発揮しなかったと推察される。

一方RC架構の成分は、応答解析結果と比較するとダンパーの機能低下のため応答変位が大きくなるが、プッシュオーバー解析の結果と比較すると強度・剛性など、整合する傾向にある。

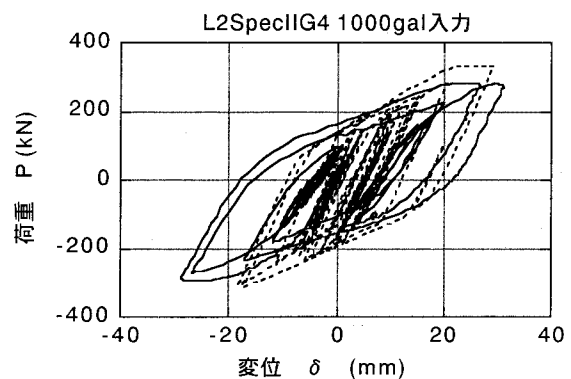
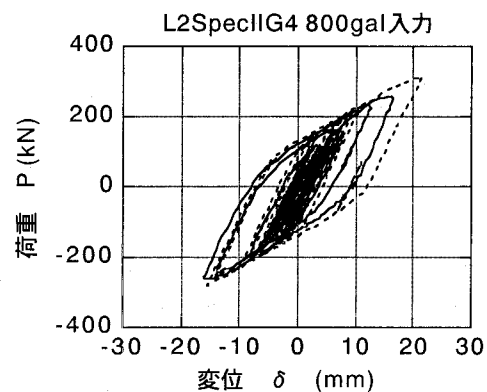
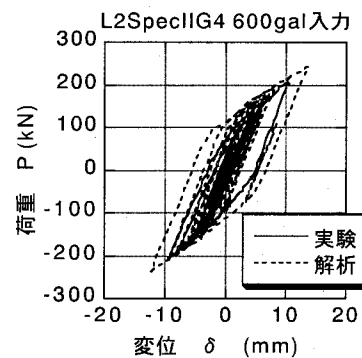


図-14 全体架構の履歴

3.2.5 柱の変位挙動

各加振における最大応答変位時の右側柱の水平変位の分布を図-16に示す。ここでは各加振で正・負両方向の最大応答をプロットした。接合部での若干の折れ曲がりみられるものの、RC架構の降伏（16.5mm）を越える大変位領域では、ほぼ直線状のまま挙動しているのがわかる。これは接合部で柱主筋が降伏していないため、曲率が柱上下端部で卓越することによる。このことは、限られた実験の範囲だが、2章で示した仮定の剛な架構の妥当性を意味する。

3.2.6 変位低減効果

各加振の最大応答時における、ダンパーのせん断変位と架構の水平変位との関係を図-17に示す。同図には架構の幅の高さに対する比 b/h を記入した。最大応答時の値はほぼ b/h の直線上にプロットされる。これは架構の水平変位の b/h 倍がダンパーのせん断変位となっていることを意味し、前述した変位低減効果が成立することを示している。

3.2.7 全体架構におけるRC架構の評価

各加振の最大応答時におけるRC架構の成分の実験値と、RC架構単独でのプッシュオーバー解析結果との比較を図-18に示す。ブレースは予め検定してあるので、ダンパー成分は、たとえ機能を発揮できなかったとしても測定値の精度に問題はない。またRC架構の成分は、全体荷重からダンパー成分を減じて算出しているので十分な精度で算出されている。応答値は架構降伏以降も、終局付近までRC架構単独の解析結果上にプロットされる。したがって、実質的にRC架構は単独の架構として評価可能である。また、間接的ではあるが、ダンパーのせん断荷重が b/h を用いて全体架構の水平成分に換算できることが理解できる。また、このように荷重成分を分離することにより、各成分に対して履歴モデルを適用することが示唆される。

4. パラメトリック解析による考察

4.1 目的とパラメータ

前章において本構造形式の成立性が評価されたが、実用化するためには、架構とダンパーの相互の強度の関係や、架構の形状などによる構造性能への影響を把握することが必要である。そこでファイバーモデルによる全体系のプッシュオーバー解析によりこれらを考察した。解析ケースの一覧を表-5に示す。基本となるモデルは実験に用いた1/2.5縮尺のMBと、それを実物に戻したFW-D02である。比較パラメータは、ブレースと壁、ダンパー強度比および架構の高さである。

4.2 構造解析モデル

構造解析モデルは、図-5の試験体を基本として、

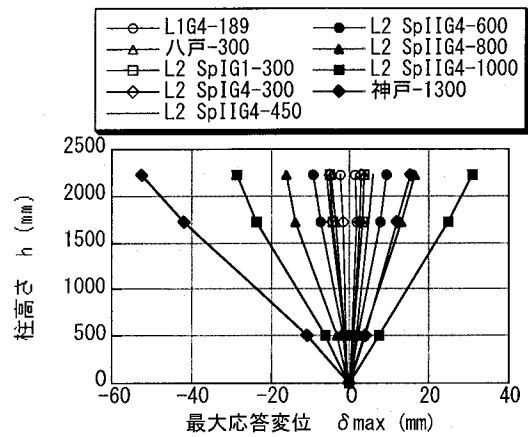


図-16 柱における水平変位の分布

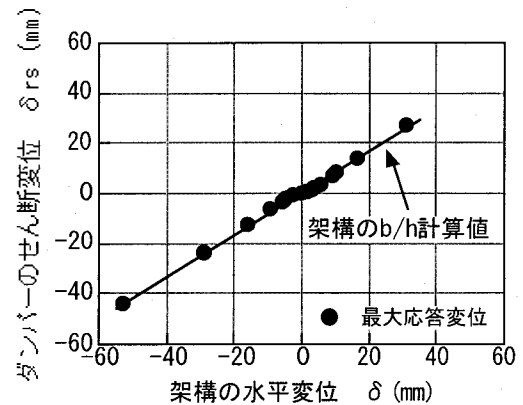


図-17 ダンパー変位と架構変位の関係

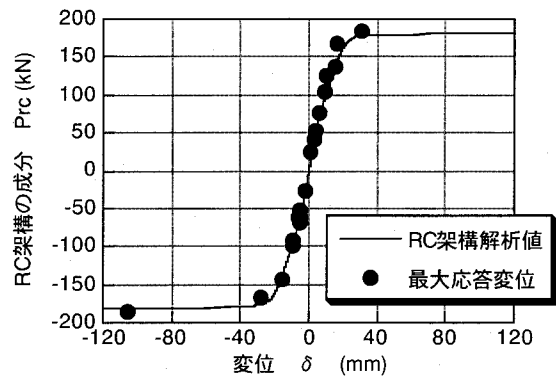


図-18 RC架構の最大応答と解析値との比較

表-5 解析ケースの一覧

case	構造モデル		断面 (cm)		架構の寸法 (m)		降伏震度の分担	
	縮尺	接合材	柱	はり	b	h	RC架構	ダンパー
MB	1/2.5 模型	ブレース 壁	28×28	36×80	2.0	2.4	0.40	0.20
MW								
FW-D00	実物	壁	70×70	90×200	5.0	6.0	0.40	0.00
FW-D02								0.20
FW-D04								0.40
FW-D06								0.60
FW-h9						9.0	0.27	0.13
FW-h12						12.0	0.20	0.10
FW-h18						18.0	0.13	0.07
FW-h24						24.0	0.10	0.05

図-19に示すように決めた。ここではMB, MWの各解析ケースについて記した。柱、はりおよびブレースはファイバーモデルとし、柱の上下端に鉄筋の抜け出しによる回転バネ⁶⁾を考慮した。壁は平面要素で150mmの厚さとし、降伏しないように鉄筋層を考慮した。ダンパーは図-12で示したスケルトンのバネモデルとした。これは初期剛性の高いせん断パネル型ダンパーを意図している。ブレースおよび壁の柱への接合は柱図心で1.5D(柱断面高さ)の位置とした。柱とはりの主筋比は、模型実験と同一としている。

材料強度は実験時の試験結果を用いた。コンクリートの応力-ひずみ関係は修正 Ahmad⁸⁾、テンションスティフニングは出雲⁹⁾のモデルを用いた。降伏後の鉄筋の剛性は、ひずみ硬化を考慮し弾性の1%とした。

荷重は、柱の軸応力度を 2.1N/mm^2 とした状態で、左右の柱頭部に水平力を漸増させた。

4.3 接合材による比較

試験体規模における、ブレース補強材と壁式補強材との比較を荷重(水平荷重の合計、以下同じ.)とはりの水平変位の関係で図-20に示す。RC壁モデル(MW)の方がブレースモデル(MB)よりわずかに剛性が高い。これは壁がとりつく柱が曲げ変形しないことが理由と考えられる。しかしながら両者は近く、同様な性状を示すと評価できる。

4.4 ダンパー強度による比較

1/2.5試験体と同じプロポーション(主筋比、柱断面、接合位置など)で、かつ柱の軸応力度で実物を想定し、壁式接合でダンパー強度を変化させて比較した。ダンパーは強度を基準(FW-D02)の2倍(FW-D04)および3倍(FW-D06)である。参考のためダンパー無しも加えた(FW-D00)。これらの荷重変位関係を図-21に示す。この図には柱上下端での初降伏と壁接合部での降伏を記入した。

柱降伏後一定となる荷重は、ダンパーの強度レベルとリニアに近い関係で対応している。しかしながらダンパー強度の最も高いケース(FW-D06)は荷重変位関係に差がみられた。柱が壁接合部で降伏し、その後の荷重上昇が緩やかで、その他の全ケースと別な挙動である。

水平変位200mm付近における代表的な全体の変形モードを図-22に示す。(a)はFW-D02の場合であるが、柱上下端でヒンジが発生し2章の図-4で示した機構が成立しているのに対し、(b)FW-D06では、明らかに成立していない。ダンパー強度が相対的に高すぎ、柱が接合部で先に曲げ降伏するためである。したがって、ダンパーの強度に実用的な範囲を設定することにより(本解析ではRC架構と同程度以下)、本構造形式が成立する可能性が高いが、接合部の強度に留意する必要がある。

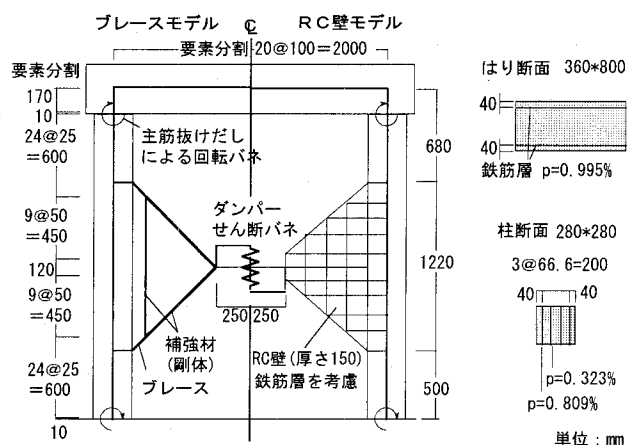


図-19 構造解析モデル

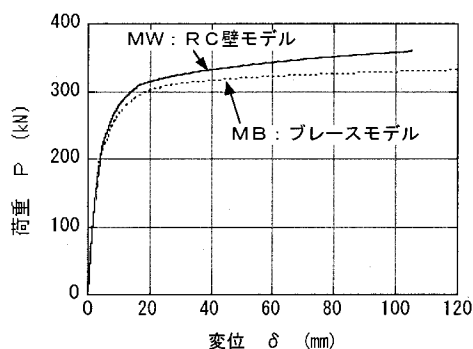


図-20 接合材による比較

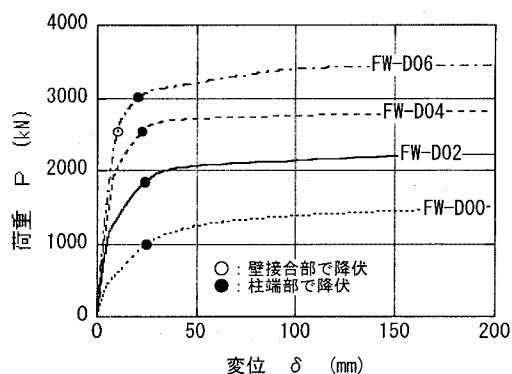


図-21 ダンパー強度による比較

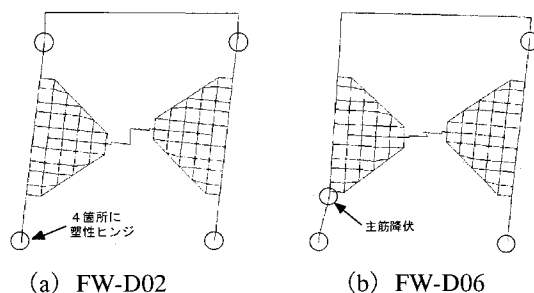


図-22 変形モードの比較

4.5 架構高さによる比較

実物を想定し、壁式接合で架構の高さを変化させて比較した。高さは、基準 (FW-D02) の1.5倍 (FW-h9)、2倍 (FW-h12)、3倍 (FW-h18) および4倍 (FW-h24) とした。要素分割数は基準と同じで節点座標を変更した。接合位置は基準と同じプロポーションとした。これらの荷重変位関係を図-23に示す。この図にはダンパーと柱端部での降伏を記入した。各ケースとも安定した性状であり、高さに応じて荷重が低くなる。また変形モードは全て図-22 (a) と同じであり、本構造形式が成立している。本解析では低い降伏震度で考察しているが、柱、ダンパーとも強度 (せん断、曲げとも) を高く設計することと、接合部の強度も上昇するので、高い降伏震度においても成立する可能性が高い。

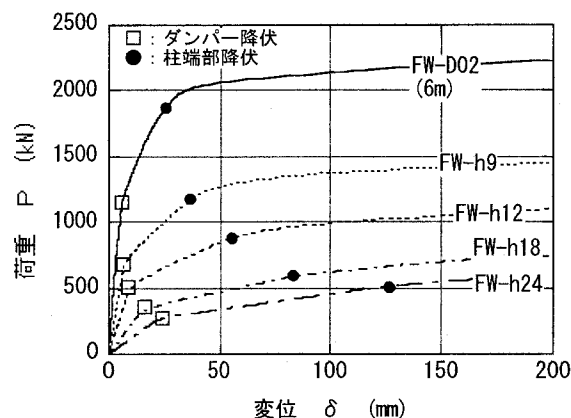


図-23 架構高さによる比較

5. 課題

本構造形式には、検討したパラメータ以外にも、例えば接合部の位置や柱端部のせん断の評価など、解明すべきさまざまな要因が考えられる。適用の範囲や設計方を提案するためには今後さらに検討が必要である。

6. まとめ

縦型ダンパー・ブレースを有する新型RC架構において、その成立性を検証するため、1/2.5模型の振動台実験により地震応答性状を調査し、静的非線形解析によるパラメトリックスタディーを実施した。知見を以下にまとめる。

- (1) 縦型ダンパーはRC架構の柱を介して制振ダンパーとして機能する。
- (2) RC柱が接合部で降伏しない場合、端部での降伏変位以降は、架構降伏以降ではほぼ剛な柱として挙動し、ダンパーの変位は、架構の幅に対する高さの比に応じて、架構の水平変位から低減される。
- (3) RC柱は柱端部だけに塑性ヒンジができるため、全体架構をRC架構とダンパーの付いたピン結合の仮想架構の重ねあわせで評価し、各成分に履歴モデルを適用できる可能性がある。
- (4) ダンパーの強度が高いと接合部で柱が降伏し、仮想架構が成立しない場合がある。
- (5) ダンパーの接合材はRC壁を用いた場合、ダンパーの場合に比べ剛性がやや高い。
- (6) 本構造形式は、条件を適切に設定すると幅の4.8倍の高さまでの架構形状まで成立する可能性がある。

謝辞

非線形動的応答解析ソフト「ERA」開発者の大林組技術研究所勝俣英雄副主事、並びに非線形FEMソフト「FINAL」開発者の同所長沼一洋博士に深謝します。

参考文献

- 1) 松本信之、岡野素之、在田浩之、曾我部正道、涌井一、大内一、高橋泰彦：鋼製ダンパー・ブレースを有するRC鉄道高架橋の耐震性能、構造工学論文集 Vol.45A, pp.1411-1422, 1999.3.
- 2) 松本信之、曾我部正道、岡野素之、涌井一、大内一：鋼製ダンパー・ブレースを用いた鉄道高架橋の振動性状改善に関する研究、構造工学論文集 Vol.46A, pp.547-554, 2000.3.
- 3) 岡野素之、松本信之、曾我部正道、室野剛隆、大内一、大野了：振動台実験による鋼製ダンパー・ブレース付き高架橋の振動応答性状、構造工学論文集 Vol.49A, pp.963-970, 2003.3.
- 4) 鉄道総合技術研究所編：ダンパー・ブレースを用いた鉄道高架橋の設計指針, 2000.1.
- 5) 松本信之、岡野素之、曾我部正道、小林俊彦：柱中央部定着型ダンパー・ブレースを有するRC高架橋の耐震性能、コンクリート工学年次論文集 Vol.25, No.2, pp.1357-1362, 2003.7.
- 6) (財) 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 1999.10.
- 7) 大崎順彦著：新・地震動のスペクトル解析入門、鹿島出版会、1994.5.
- 8) 長沼一洋：三軸圧縮下のコンクリートの応力～ひずみ関係、日本建築学会構造系論文集、第474号, pp.163-170, 1995.8.
- 9) 出雲惇一、島弘、岡村甫：面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル、コンクリート工学論文、No.87, 9-1, pp.73-83, 1983.11.

(2003年9月12日受付)