

鋼製ダンパー・ブレースを有するRC鉄道高架橋下部工の開発（その2）

- 振動台実験による性能評価と設計スペクトルの提案 -

岡野素之 大野了

Development of RC Railway Viaducts with Steel Damper and Braces (Part 2)
-Seismic Behavior by Shaking Table Tests and Design Spectrum-

Motoyuki Okano Satoru Ohno

Abstract

A previous report has proposed a new railway viaduct structure aiming at high seismic performance in addition to improvement of running safety during earthquake. The structure is a RC rigid frame with high damping braces inside it. The damping braces consist of shear yielding type steel panels and elastic diagonal members. Shaking table tests on 1/2.5 scale specimens were carried out, focusing on the seismic performance of the structure. The test specimens were 1) an un-braced model and 2) a braced model. The ultimate lateral strength of both specimens was almost the same. After the tests, a time-dependent non-linear response analysis was conducted to evaluate the test results. Then, a non-linear design spectrum was produced.

The following results were obtained. 1) The damping braces contribute significantly to the lateral stiffness and reduction of lateral deflection. 2) Design lateral strength can be reduced by damping brace.

概要

地震時における列車の走行安全性を向上し高耐震性能を実現するため、RCラーメン架構の内部に高減衰性のダンパー・ブレースを有する新型高架橋を提案した。ダンパー・ブレースは、せん断降伏型パネルと弾性の斜めブレースで構成されている。既報（その1）では静的構造実験ならびに解析により評価した。引き続き本報では、本構造形式の動的耐震性能に着目し1/2.5模型を用いた振動台実験を実施した。実験にはブレースの有無をパラメータとした2試験体を用い、両方の水平強度をほぼ同じに設定した。さらに実験結果を非線形時刻歴応答解析により評価し、設計用の非線形スペクトルを試作した。

その結果、1)ダンパー・ブレースは強度増と応答変位の低減に顕著に寄与すること、2)ダンパー・ブレースを用いることにより、設計水平力の低減が可能であることなどがわかった。

1. まえがき

兵庫県南部地震においては、鉄筋コンクリート造（以下RCと呼ぶ）ラーメン高架橋に甚大な被害が発生し、その後より高い耐震性能を確保するじん性設計が用いられている。また、同地震では高架橋上の走行中の車両において、橋軸直角方向の振動が原因とみられる脱線の事例が報告¹⁾され、地震時における列車走行性の配慮も重要となった。

これを受け、鉄道車両の振動特性に関する解析的研究²⁾、及び構造物と鉄道車両の相互作用を含めた全体系の解析的研究³⁾が行われ、高架橋の固有周期が短い方が、地震時の走行安全性に関して有利であることが示された。これらは新しい耐震設計標準⁴⁾に盛り込まれた。

以上の背景の下、高剛性、高減衰性が期待できる形式として、RC高架橋内部の橋軸直角方向にダンパー・ブレースを用いる構造（Photo 1）を提案し、構造実験によりその高剛性・高減衰性を把握し^{5)~8)}、動的解析により走行安全性

に関する有効性を示した⁹⁾。そしてこれらの結果をふまえて設計指針¹⁰⁾をまとめた。



Photo 1 構造概要
Outline of The Structure

しかし、同設計指針では、暫定的に上記鉄道標準の設計スペクトルを準用しているため、ダンパーの高減衰性が適切に評価されていない。また、架構全体の固有周期の評価にも検討すべき点がある。

そこで、これらの地震応答性状を確認することを目的とし、1/2.5モデルの振動台実験を行い、実験結果を質点系の非線形時刻歴応答解析により評価した。そしてダンパー・ブレース高架橋の履歴モデルを提案し、降伏震度スペクトルを試作し検討した。

2. 振動台実験の概要

2.1 相似則

本実験の相似則の一覧を Table 1 に示す。縮尺を 1 / 2.5 とし、加速度と柱の軸応力度が実高架橋と同じになるように相似率を定めた。

2.2 試験体

試験体は 1 / 2.5 の縮尺の模型(合計 2 体)で、Fig. 1 に示すように柱 2 本のRC架構と鋼製ダンパーおよびブレース材で構成されている。試験体BODはRC架構だけで降伏震度を0.4程度に設定した。試験体BLDは、BODより低強度のRC架構(降伏震度:0.2)に、履歴減衰型ダンパーとブレース(同:0.2)を加え、全体の降伏震度をBODと同程度に設定した。

試験体BODの柱部分は断面 280 x 280 mm、引張鉄筋比 $pt=1.1\%$ 、せん断補強筋比 $pw=0.3, 0.5\%$ とし、はり部分は、断面 360 x 800 mm、引張鉄筋比 $pt=1.0\%$ 、せん断補強筋比 $pw=0.4\%$ とした。

試験体BLDは柱部分が断面 200 x 200 mm、引張鉄筋比 $pt=1.3\%$ 、せん断補強筋比 $pw=0.25, 0.5\%$ である。鋼製ダンパーは、せん断パネル型を用いた。

柱の軸応力度はBODで実高架橋を参考に 2.1N/mm^2 とし、断面の小さいBLDは 4.0N/mm^2 となった。

Table 1 相似則 Law of Similarity

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

Table 2 鋼材の性質 Properties of Steel

使用部位	材質	降伏点*1 fy N/mm ²	引張強度 fu N/mm ²	ヤング係数 Es x 10 ⁵ N/mm ²	
鉄筋	D4	SD345	366*2	569	1.92
	D6	SD345	348	473	1.95
	D13	SD345	351	500	1.86
	D19	SD345	370	542	1.87
アンカーボルト	M16	S45C	851*2	989	1.92
	M20	S45C	707*2	935	1.89
ダンパー	ウエブ t2.3	YP-235	253	333	2.05
	フランジ t9	SMA490	396*2	574	2.06

*1 下降伏点で評価。 *2 0.2% オフセットで評価。

Table 3 コンクリートの性質 Properties of Concrete

試験体	基部・柱・はり		
	圧縮強度 f'c N/mm ²	ヤング係数 Ec x 10 ⁴ N/mm ²	引張強度 ft N/mm ²
B O D	32.9	2.40	3.26
B L D	37.2	2.50	3.46

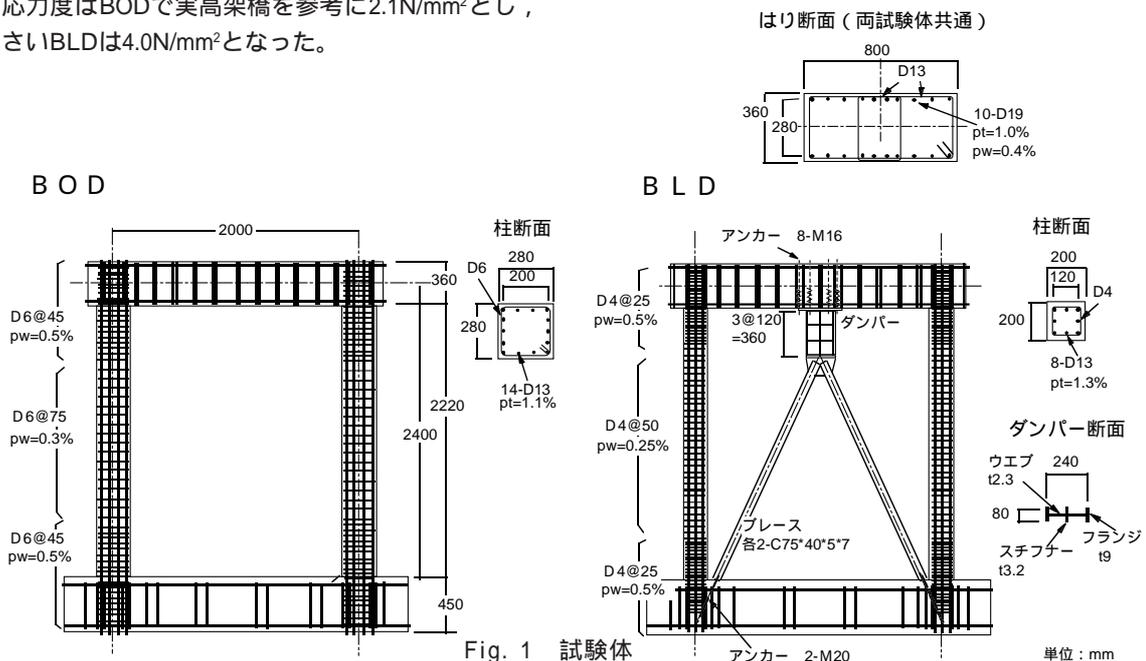


Fig. 1 試験体 Details of Specimens

2.3 使用材料

使用した材料の性質をそれぞれ Table 2, Table 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、呼び強度18,スランプ12cm,粗骨材最大寸法13mmの普通ポルトランドセメントを用いたレディーミクストコンクリートである。

2.4 入力波と加振プログラム

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

- 1) 1978新菊川(EW)
- 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

これらの地震波形を Fig. 2 に示す。入力波は、最大加速度を調整(BOD: 150 ~ 550gal, BLD: 150 ~ 700gal)し段階的に加振した。元の地震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て終わりの部分を省略した。時間軸は相似率にしたがって圧縮した。

2.5 加振システムと測定

加振の状況を Fig. 3 に示す。振動台上に試験体をボルトで固定し、柱頭部に付加マスをボルトで取り付けた。入力は一方向とし、加振面外を拘束するためパンタグラフを取り付けた。

振動台の性能を Fig. 4 に示す。加振システムは反力補償機能¹¹⁾を有している。塑性化する構造物の振動実験は、試験体の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。本システムでは、加振中に入力を逐次フィードバックさせ、連続的に入力を補正し、破壊に至るまで入力波を精度よく再現することができる。

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。

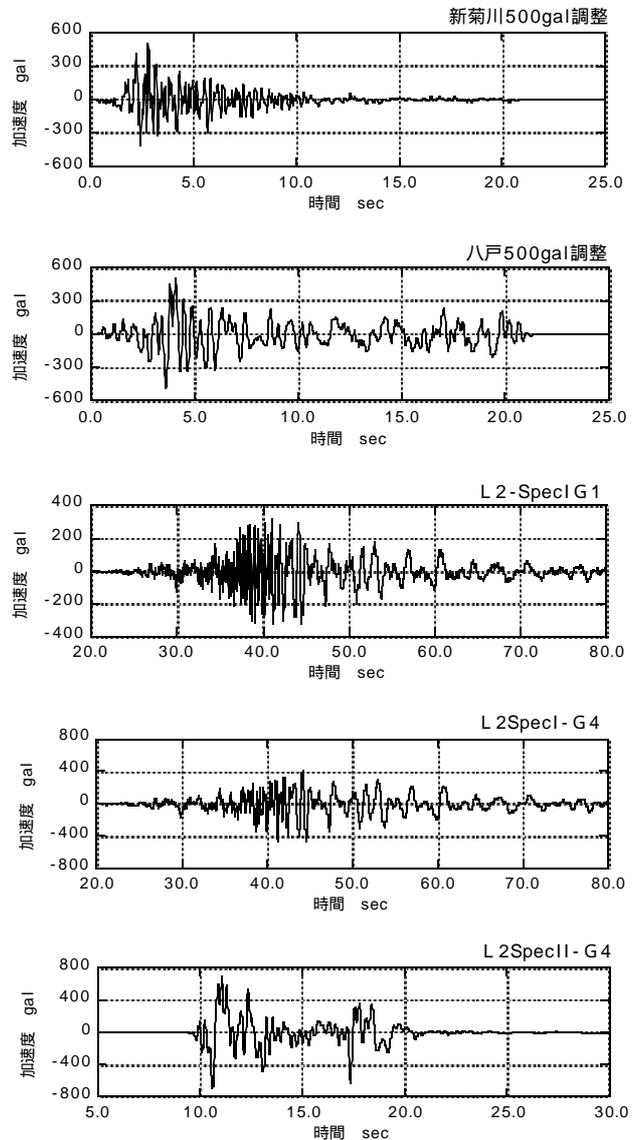


Fig. 2 地震波の種類
Variety of Earthquake wave

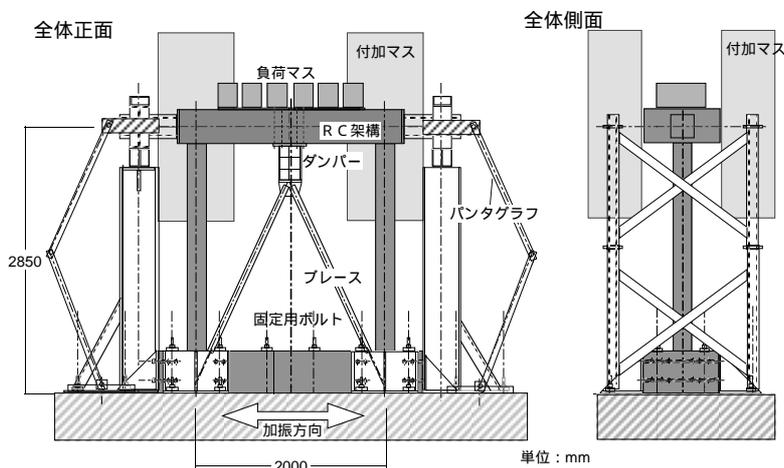


Fig. 3 加振の状況
Shaking Apparatus

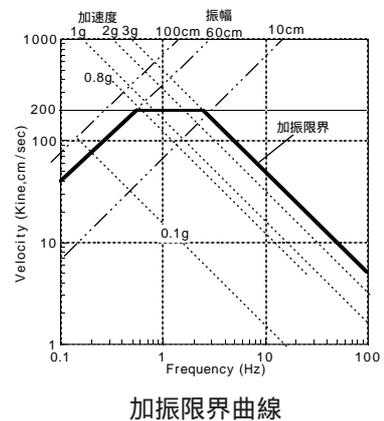


Fig. 4 振動台の性能
Capacity of Shaking Table

3. 実験結果と評価

3.1 破壊性状

各試験体の性状をそれぞれ Table 4, Table 5 に示す。

試験体 BOD は, 新菊川波 160gal でひびわれが発生(鉄筋のひずみから判断)し, 八戸波 271gal で片方の柱の鉄筋が降伏した。次の L2SpecIG1 波 347gal で柱の上下 4 箇所が降伏した。その後 L2SpecIG4 波 549gal で柱上下端のコンクリートが剥落し主筋が座屈した。このとき最大応答変位は 111mm で, 部材角 1/20 に達し加振を終了した。

試験体 BLD は, 新菊川波 197gal でひびわれが発生し, L2SpecIG4 波 197gal でダンパーのウェブが一部せん断降伏し, その後, 新菊川波 379gal で全てのウェブが降伏した。L2SpecIG4 波 791gal ではダンパーのウェブに塑性座屈が観察された。さらに L2SpecIG4 波 1117gal でブレースを固定するボルトが一部破断し, 加振を終了した。ダンパーの最終状況を Photo 2 に示す。

3.2 固有周期の変化

各加振後の固有周期の変化を Fig. 5 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, 及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。

試験体 BOD では, 固有周期は降伏時で降伏割線剛性に一致しその後長周期化している。一般的な RC の挙動である。

試験体 BLD は, 加振前は接合部の隙間などの影響で計算値より長い傾向である。ダンパー降伏後も, 最大応答塑性

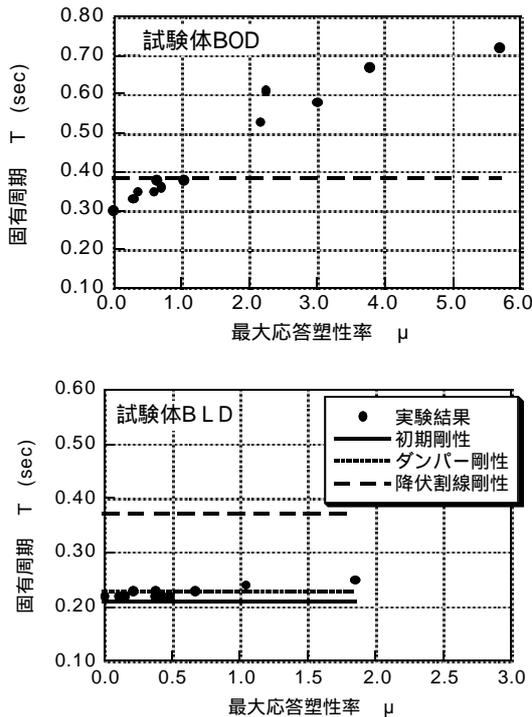


Fig. 5 固有周期の変化
Variation of Natural Period

Table 4 試験体 BOD の性状
Behavior of Specimen BOD

加振No.	入力		所見	最大応答変位 mm	加振後の固有周期 Hz
	地震波	最大加速度測定 / 目標 gal			
実験前				0.0	0.30
1	新菊川	160 / 150	主筋 max=791 μ 曲げCr発生	5.5	0.33
2	八戸	156 / 150	主筋降伏未滿	7.0	0.35
3	L2 SplG1	169 / 150	主筋降伏未滿	11.5	0.35
4	L2 SplG4	166 / 150	主筋降伏未滿	12.3	0.38
5	新菊川	326 / 300	主筋降伏未滿	13.6	0.36
6	八戸	271 / 300	主筋 max=2640 μ 片柱上下端降伏	20.1	0.38
7	L2 SplG1	347 / 300	両柱上下端降伏	42.3	0.53
8	L2 SplG4	349 / 300		58.5	0.58
9	L2 SplIG4	293 / 300	Con圧壊・剥落	43.7	0.61
10	L2 SplIG4	446 / 450	付着Cr発生	73.5	0.67
11	L2 SplIG4	549 / 550	片柱上下端Con圧壊, 剥落 最大荷重低下	111.0	0.72

Table 5 試験体 BLD の性状
Behavior of Specimen BLD

加振No.	入力		所見	最大応答変位 mm	加振後の固有周期 Hz
	地震波	最大加速度測定 / 目標 gal			
実験前				0.0	0.22
1	新菊川	197 / 150	ダンパー弾性 曲げCr発生	2.1	0.22
2	八戸	186 / 150	ダンパー弾性	2.8	0.22
3	L2 SplG1	197 / 150	ダンパー max=1300 μ 一部降伏	3.0	0.22
4	L2 SplG4	203 / 150	ダンパー max=1280 μ 一部降伏	2.8	0.22
5	新菊川	379 / 300	ダンパー max=4950 μ パネル全て降伏	4.2	0.23
6	八戸	379 / 300	主筋降伏未滿	7.2	0.22
7	L2 SplG1	433 / 300	主筋降伏未滿	8.1	0.22
8	L2 SplG4	395 / 300	主筋降伏未滿	9.4	0.22
9	L2 SplIG4	356 / 300	主筋降伏未滿	7.4	0.23
10	L2 SplIG4	545 / 450	主筋降伏未滿 ダンパーウェブ座屈発生	13.0	0.23
11	L2 SplIG4	659 / 550	主筋降伏未滿	20.3	0.24
12	L2 SplIG4	791 / 700	両柱上下端降伏	36.1	0.25
13	L2 SplIG4	1117 / 1000	ブレース固定ボルト破断 ダンパーウェブ破断発生 柱上下端Con圧壊・剥落	> 80	-



Photo 2 ダンパー最終状況 (BLD)
Ultimate Circumstances of Damper

率で $\mu = 2.0$ 程度まで固有周期はほとんど変化しない。また、固有周期はダンパー剛性により評価した値に近似する。これは、鋼製ダンパーは降伏に至る加振終了後も、弾性範囲では初期剛性が保持されること、また剛性はRC架構に比較しダンパー・ブレースが支配的なことによる。本実験結果は $\mu = 2.0$ 程度の最大応答塑性率の範囲であるが、同様のダンパー付き試験体を用いた振動実験⁸⁾で、 $\mu = 4.0$ 程度まで固有振動数に変化しない事が報告されており、ダンパー・ブレース付き架構の安定した振動性状が示されている。

3.3 動的解析による実験値との比較

時刻歴応答非線形解析(使用ソフト:ERA)を実施し、各試験体における履歴性状を比較した。入力波は振動台上で計測された加速度を用いた。試験体BODでは鉄筋降伏以降、BLDではダンパー降伏以降、各加振を連続解析した。

3.3.1 解析モデル

RC架構とダンパー・ブレースをバネとした1質点系せん断バネモデル(Fig. 6)を用いた。減衰定数は瞬間剛性比例型でダンパー・ブレース、RC架構とも2.5%を仮定した。

3.3.2 履歴モデル

RC架構のスケルトンカーブは、主筋の抜けだしを考慮したファイバーモデルによる静的非線形解析結果(使用ソフト:FINAL)を用い、Fig. 7に示すように決めた。履歴則は武田モデルとし、剛性低下の係数は $\alpha = 0.4$ とした。

ダンパーの降伏付近の実測値としてFig. 8に新菊川波

379gal 入力時のダンパー・ブレースの応答とスケルトンカーブを示した。荷重はブレースの軸ひずみから算出した。Fig. 9には、ダンパー・ブレースのスケルトンカーブについて、設計指針から算出した場合と、動的解析に用いたものを示した。ここでは、降伏点をFig. 8の加振結果にしたがい、二次勾配は設計指針と同じ弾性の1%、塑性座屈を、静的試験結果¹⁰⁾の下限値でせん断パネルの部材角8%としてモデル化した。第一折れ点(せん断降伏)は設計指針に比較して入力モデル(加振結果)の方が明らかに高く、鋼材の降伏点の速度依存性が示唆される。履歴則は、鋼材で一般的な移動硬化則と、既往の実験結果¹²⁾を参考として等方硬化則を一部考慮した。Fig. 10にその履歴則を示す。

3.3.3 全体架構の履歴

代表的な加振における全体架構の履歴について、実験と解析の比較をFig. 11(試験体BOD)、およびFig. 12(試験体BLD)にそれぞれ示す。荷重は柱中央以上の全質量にはりの水平加速度を乗じて求めた。

試験体BODでは、降伏前から終局に至る各加振において、解析は実験を精度よく評価している。

試験体BLDは、両者は整合する傾向だが、全般に実験値の方が解析値よりも小さく、最大応答に関しては解析値は安全側の評価を与えている。

両試験体を比較すると、BLDは最大応答変位が小さく、例えば550gal程度の入力では1/5以下である。ダンパーによる変位低減効果が明らかである。



Fig. 6 解析モデル
Analysis Model

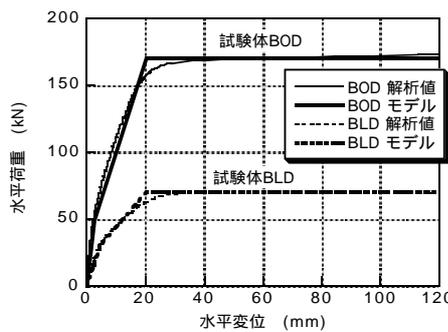


Fig. 7 RC架構のスケルトンカーブ
Skeleton Curve of RC Frame

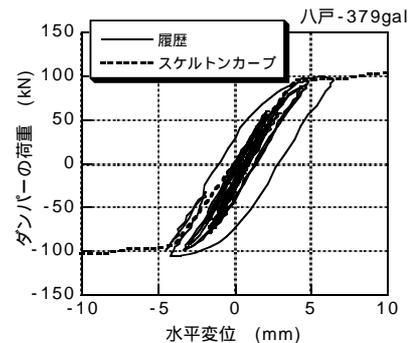


Fig. 8 降伏付近のダンパーの履歴
Hysteresis of Damper at Yielding

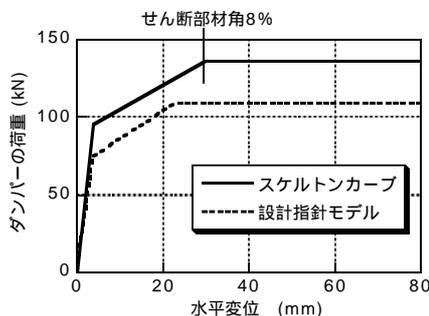


Fig. 9 ダンパー・ブレースの
スケルトンカーブ
Skeleton Curve of Damping Braces

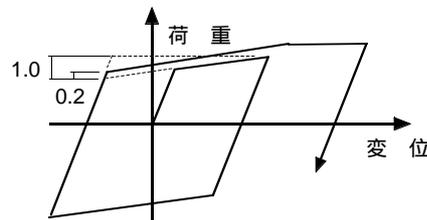


Fig. 10 ダンパーの履歴則
Hysteresis Rule of Damper

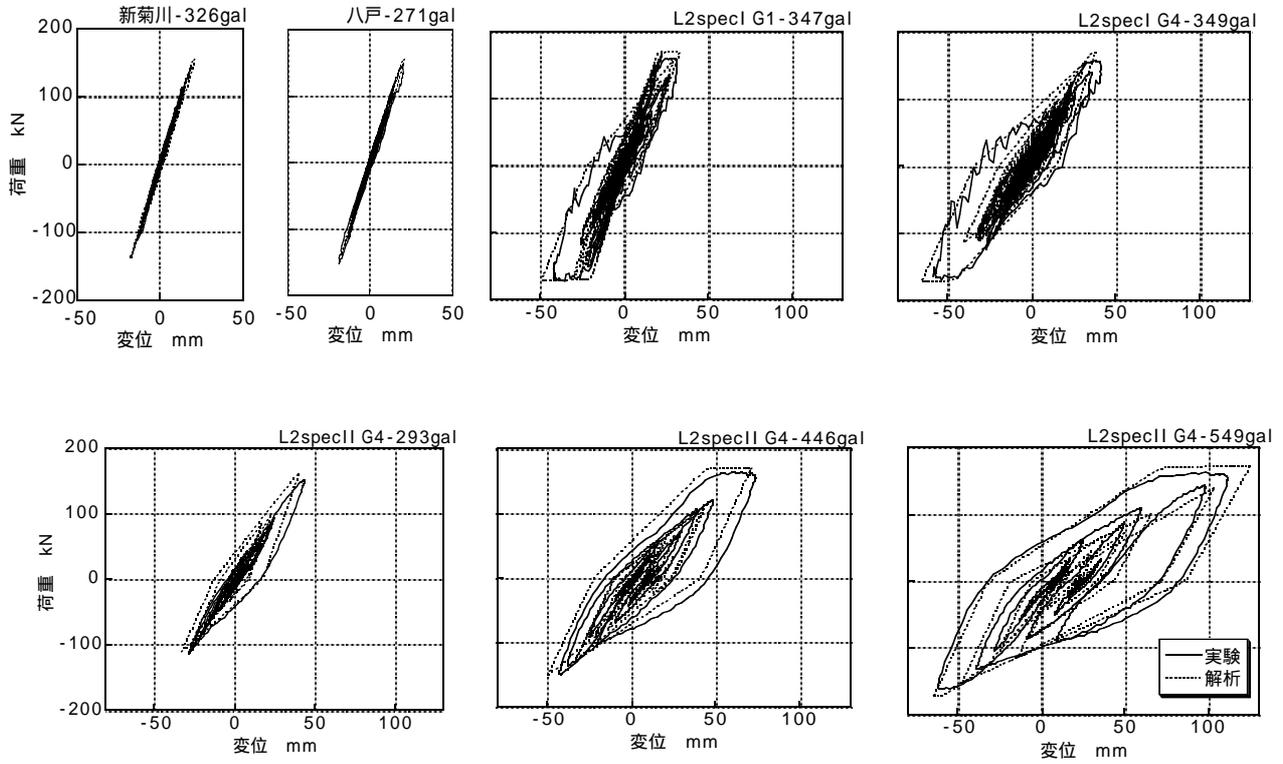


Fig. 11 全体架構の履歴 (BOD)
Hysteresis of Hole Structure(BOD)

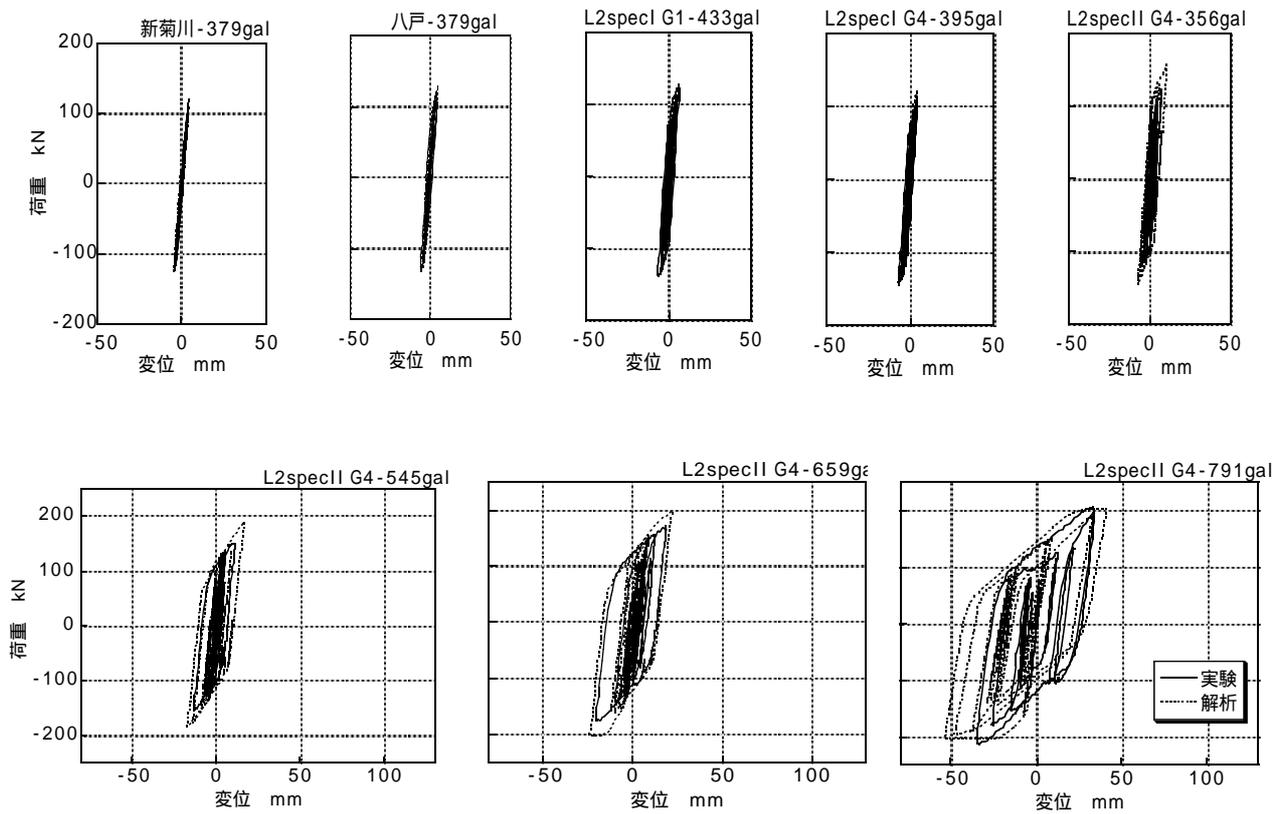


Fig. 12 全体架構の履歴 (BLD)
Hysteresis of Hole Structure(BLD)

3.3.4 ダンパー・ブレースの履歴

代表的な加振におけるダンパー・ブレース分担荷重の履歴を、実験と解析の比較で Fig. 13 に示す。八戸 -379gal, L2specII G4-659gal加振では解析値は実験を精度よく評価するが, L2specII G4-791gal加振では, 解析値の方が応答が大きい。この加振では全般に実験値の方がエネルギー吸収の高い履歴性状を示している。Fig. 11 で想定した履歴則よりも鋼材の等方硬化則が作用しているものと考えられる。

以上から, ダンパーの降伏荷重の増大を考慮し, 既往の実験結果を用いたモデルで試験体の履歴を適切に評価できた。また, 指針モデルは強度を低めに評価しているため安全側のモデルと判断できる。

3.4 ダンパーのエネルギー吸収

試験体BLDにおけるダンパーの累積エネルギー吸収量を, ダンパーのせん断変位とせん断力の積で算出し Fig. 14 に示した。ダンパーが降伏した後エネルギー吸収量が増大している。RC架構の主筋が降伏するまでの11回の加振で, ダンパーは降伏以降まで変形・損傷している。しかし, 直後の12回目の加振(L2specII G4-791gal)では, この波の原波(700.3gal)以上の加速度の入力に対して十分なエネルギー吸収性能を示している。直前の11回の加振にはL2地震動クラスの地震波が相当数含まれていること, 及び本試験体は降伏震度が0.4程度で比較的低いことを考慮すると, L1地震動時にダンパーの塑性化を許しても, L2地震動に対して破壊せず耐震性能が確保されていると言える。

4. 設計用降伏震度スペクトルの試算

4.1 基本方針

鉄道標準(耐震設計)では, L1地震動では耐震性能Iとして, 地震後補修せずに機能を保持でき, かつ過大な変位を生じないことをチェックする。ダンパー高架橋は, 被災後も固有周期が変化せず, 降伏後数回に及ぶ加振の後もL2レベルの入力に対して有効に機能し, ダンパー降伏後も架構全体の機能は保持されている。また, 応答変位は大幅に抑制できるため, 過大な変位の生ずる可能性は低い。このような観点から, L1地震動時にダンパーが降伏しても耐震性能Iを満たすと評価し, 降伏震度スペクトルで設計することを考えた。ここでは, L1地震動, L2地震動スペクトルIIの2種類について, G4地盤の降伏震度スペクトルを試作した。

4.2 スペクトルの試算モデル

設計スペクトルの解析モデルは鉄道標準(耐震設計)に準じ, Fig. 6 に示したモデルに, 地盤の逸散減衰を固有周期依存型で付加した。

スケルトンカーブは過去の実験結果等^{9), 10)}を参考に Fig. 15 に示すように決めた。ここではダンパーの降伏変位はRC架構の降伏変位の1/4とし, 降伏後のダンパーの耐力上昇を2倍とした。ダンパーの塑性座屈はRC降伏変位の3倍とした。なおこのダンパーのモデルは3.3.2項(Fig. 9)で

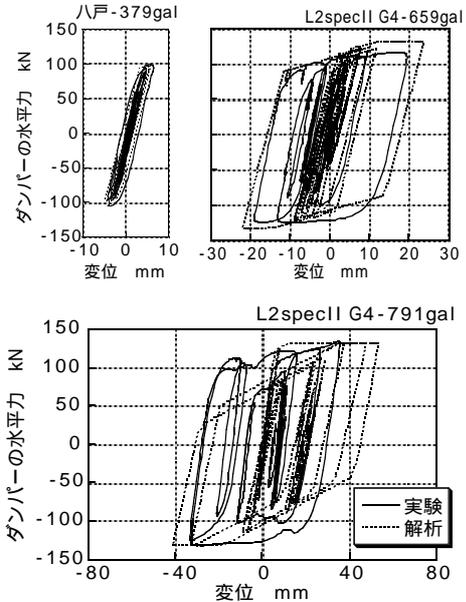


Fig. 13 ダンパー・ブレース分担荷重の履歴 Hysteresis of Damping Braces

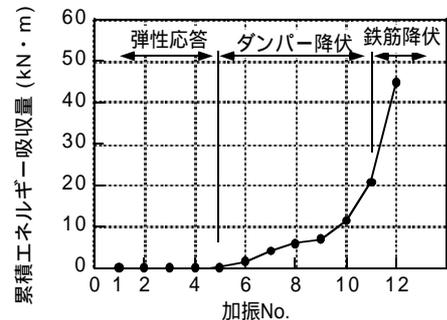


Fig. 14 ダンパーの累積エネルギー Cumulative Energy of Damper

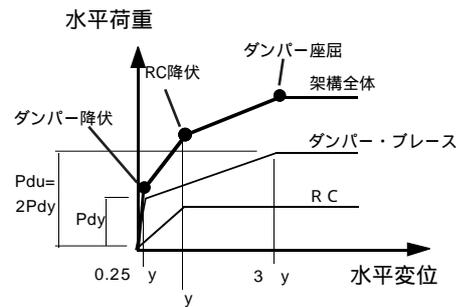


Fig. 15 ダンパー付き架構のスケルトンカーブ Skeleton Curve of Frame with Damping braces

用いた動的解析の入力モデルより低い耐力評価である。履歴則並びに地盤の逸散減衰は同様に鉄道標準(耐震設計)にしたがった。せん断パネル型ダンパーは3.3.2頁(Fig. 10)で示したように実際には一部等方硬化則が作用するが, 安全側のモデルとして移動硬化則だけを考えた。固有周期は3.2節にしたがってダンパー剛性を用いた。

4.3 降伏震度スペクトル

L1地震動とL2時震動スペクトルII(共にG4地盤)における試算の結果をFig. 16, Fig. 17に示す。L1地震動ではダンパー降伏後で主筋降伏前を想定し $\mu = 1$ に相当する応答変位となる場合を, L2地震動では $\mu = 3$ の場合をそれぞれプロットした。この図には, ダンパーが全体の終局耐力の50, 75%を分担する場合, 並びにRC架構単独の場合を示した。降伏震度はRC架構の降伏時点で評価した。

ともに, RC架構単独に比較してダンパー付はダンパーの分担が大きいほど降伏震度が低下する。L2地震動でRC架構を降伏させる設計の場合, ダンパー付き高架橋は固有周期が短くなるので, RC高架橋に比較して一概に降伏震度が低下するとは言えないが, L1地震動では降伏震度の大幅な低下が可能とみられる。

5. まとめ

鋼製ダンパー・ブレースを有するRC架構において振動台実験により地震応答性状を調査し, 動的非線形解析で評価し, 評価モデルをもとに降伏震度スペクトルを試作した。以下に知見をまとめる。

- 1) 全体架構の固有周期は, RC単独では応答変位が大きくなると長くなるが, ダンパー付きの場合はダンパーが破壊しない限り一定で長周期化しない。
- 2) 応答変位は, 鋼製ダンパーの履歴減衰により同程度の降伏震度のRC架構に比較して大幅に低減される。
- 3) 履歴はダンパー・ブレースとRC架構をそれぞれバネで評価した質点系モデルで評価可能である。
- 4) RC架構の降伏までは, ダンパーの損傷は軽微であり, L1地震動に対し塑性化を許すことにより, 降伏震度を低減した経済設計が可能である。
- 5) ダンパーの履歴減衰によりL2地震動に対して降伏震度を低減させる可能性がある。

謝辞

本研究は財団法人鉄道総合技術研究所と共同で実施しました。同所構造力学研究室長松本信之氏, ならびに関係各位に深謝します。

参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所: 兵庫県南部地震鉄道被害調査報告書, 鉄道総研報告特別4号, 1996.4.
- 2) 鉄道総合技術研究所: 鉄道施設の耐震基準に関する調査報告書, 1996.3.
- 3) 宮本岳史, 石田弘明, 他: 地震時の鉄道車両の挙動解析(上下, 左右に振動する軌道上の車両運動シミュレーション), 日本機械学会学会論文集(C編), 64巻, 626号, pp.236-243, 1998.10.
- 4) (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

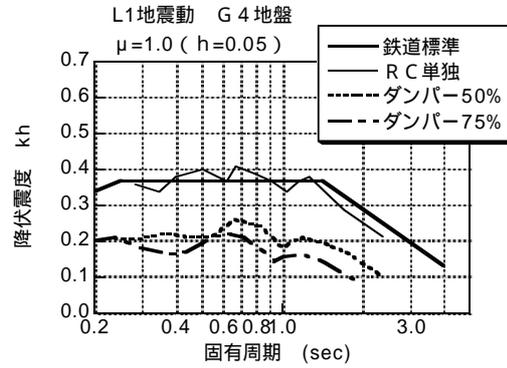


Fig. 16 L1 降伏震度スペクトル Design Spectrum of L1

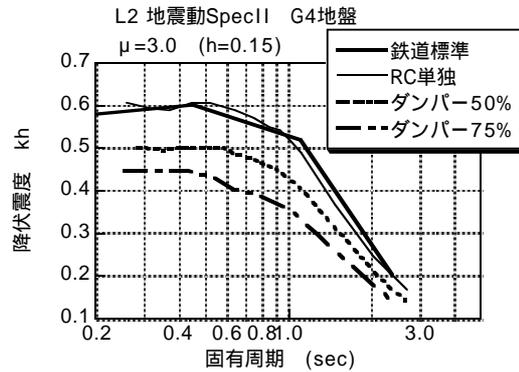


Fig. 17 L2 降伏震度スペクトル Design Spectrum of L2

- 5) 岡野素之, 大内一: 鋼製ダンパー・ブレースを有するRC鉄道高架橋下部工の開発(その1), せん断降伏型ダンパー付き架構の性能評価試験, 大林組技術研究所報 No.59, 1999.7) pp.13-18.
- 6) 松本信之, 岡野素之, 他: 鋼製ダンパー・ブレースを用いたRC鉄道高架橋の水平交番載荷試験, コンクリート工学年次論文集 Vol.22, No.3, 2000, pp.1465-1470.
- 7) 岡野素之, 松本信之, 他: 鋼製ダンパーで耐震補強されたRC鉄道高架橋の水平交番載荷試験, コンクリート工学年次論文集 Vol.23, No.1, 2001, pp.1033-1038.
- 8) 松本信之, 岡野素之, 他: 鋼製ダンパーブレースを用いたRC橋脚の載荷試験, 鉄道総研報告 Vol.15, No.12, 2001, pp.33-38.
- 9) 松本信之, 曾我部正道, 他: 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 (2000年3月) pp.547-554.
- 10) 鉄道総合技術研究所, 大林組: ダンパー・ブレースを用いた鉄道高架橋の設計指針, 2000.1.
- 11) 堂園美礼, 堀内俊彦, 他: 非線形供試体反力の実時間補償による振動台制御, 第2回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム論文集, 2001年3月, pp.53-58
- 12) 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 1997年4月, pp.107-114.