

## 隣接建物を利用した橋上 駅舎耐震補強工法の 実用化検討



岩崎 和明\*



林 篤\*



増田 達\*

新たな既存橋上駅舎の耐震補強工法として、同時施工されるバリアフリー工事などによって増床される隣接建物を利用し、地震時応答を低減して相対的に耐震性能を向上させる方法を考案した。これにより補強量は削減され、コストダウン、工期短縮を図ることが可能となる。対象プロジェクトをモデルケースとして、簡易な質点系モデルによる応答解析により性能を評価した。その結果、非線形挙動する振動系に対して付加振動系をダンパー連結するだけでは十分な効果が得られず、その対案としてダンパーを有する付加振動系を連結することにより、顕著な応答低減効果があることがわかった。さらに詳細な検討として建物を立体フレームモデルに置換して地震応答解析を行い、応答性状を把握した。

●キーワード：橋上駅舎、耐震補強、地震応答解析、質点系モデル、立体フレームモデル、オイルダンパー

### 1. はじめに

線路上空に建つ橋上駅舎の耐震補強には、ブレースなどを設置することにより耐力を増大させ、地震力に抵抗する方法が多く用いられてきた。しかしながら、駅舎という建物の性格上、その機能を維持しながらの施工となるため、設置位置の制約や計画位置や代替施設の確保などが伴い、困難な工事を余儀なくされてきた。

一方、耐震補強工事はバリアフリー工事と同時施工されることが多い。バリアフリー工事の目的はエレベーターまたはエスカレーターの設置であるが、設置スペースがないために増床を伴う場合も少なくない。そこで、増床される隣接建物を利用し、既存建物の地震時応答を低減して相対的に耐震性能を向上させることができれば、補強量の軽減を図ることが可能となる。

### 2. 隣接建物を利用した耐震補強工法の概要

本開発の目的は、従来の方法によらず、既存建物に隣接して建築される増築建物を利用して耐震性能を向上させることにある。図1に示すように、隣接建物を既存建物の付加振動系とし、その運動エネルギーあるいはデバイスでのエネルギー吸収などにより、当該建物への地震時応答を低減する方法が考えられる。このシステムが有効に機能すれば、既存建物に必要とされる耐力は軽減され、補強量を削減することができる。

この手法に適用可能なシステムとして、振動特性の異なる

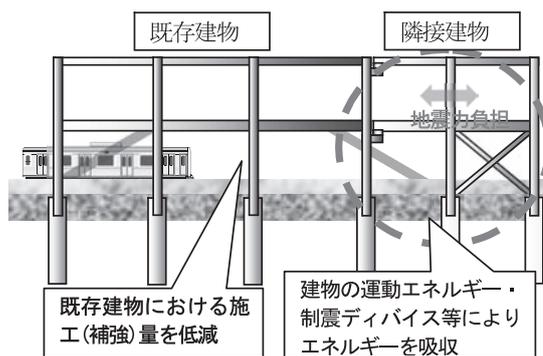


図1 隣接建物を利用した耐震補強工法のイメージ

る2つ以上の独立した構造物をエネルギー部材（ダンパー）などにより連結する「連結制震工法」が提案されている<sup>1)2)3)</sup>。しかし、耐震補強に適用する場合には、振動系の組み合わせの最適化が困難であるばかりでなく、振動系の非線形化を許容しなければならないこともあるため、このような場合にも有効なシステムに改良する必要がある。

### 3. 対象プロジェクトにおける適用検討

#### 3.1 与条件と最適システムの提案

##### 3.1.1 計画概要

本プロジェクトは、既存橋上駅舎のバリアフリー化を目的としてエレベーターを設置する計画であるが、この駅舎は現行基準である新耐震設計法以前の建物であり、耐震性能不足の懸念がある。

既存建物の構造概要を表1に示す。図2には建物平面図およびバリアフリー工事の概要を示す。コンコースから各ホー

ムへの計画導線としてエレベーターを設置するが、スペースがないため、既存エスカレーターを線路平行方向に移動して床を増築し、新たに生み出した階段、エスカレーター間のスペースにエレベーターを設置する計画となっている。

既存建物と増築建物の構造模式図を図3に示す。既存建物の構造的な特徴としては、線路直交方向の地中梁がない。また、柱はY方向を強軸方向としたH形断面であり、X方向（弱軸方向）の線路階（1階）にはブレースが設けられている。増築部は現行の設計標準<sup>4)</sup>に準拠した設計とする。フレームは上下ホームごとにブロック化され、形状はほぼ同様である。杭はホームごとに線路平行方向に1列、柱は階段の両側に2列、既存建物側では1列のみ配置する。各々の構造物は既存建物側の構面で接続する。

表1 既存橋上駅舎の構造概要

建築年時	昭和47年 新築
用途	2階 コンコース 1階 線路階（ホーム）
規模	地上2階 高さ : 12.5 m 軒高 : 10.0 m 建築面積 : 917.2 m <sup>2</sup> 延床面積 : 909.7 m <sup>2</sup>
構造概要	構造種別：鉄骨造 骨組形式： 線路平行方向(X方向) ブレース付ラーメン構造 線路直交方向(Y方向) ラーメン構造
基礎種別	杭基礎（場内杭φ600、PC杭φ350, 300） 線路平行方向のみ地中梁配置

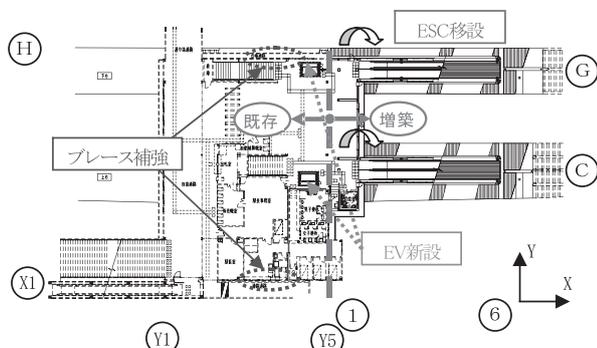


図2 耐震補強（当初計画）・バリアフリー工事概要

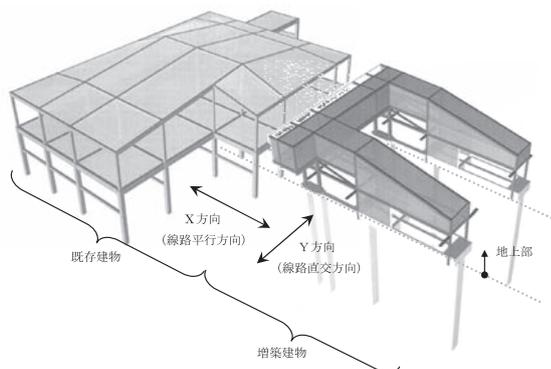


図3 構造模式図

### 3.1.2 既存建物の耐震性能

耐震診断<sup>5) 6)</sup>の結果、X方向コンコース階（2階）で耐震

性能不足となった。そのほかについては所定の要求性能を満足している。この要因としては、コンコース階柱がH形鋼で構成されており、その強軸方向をすべてY方向に配置していることから、方向による性能の差異が顕著に表れたと考えられる。

静的弾塑性解析によって得られた各階X方向の荷重-変形関係を図4に示す。この結果からもX方向コンコース階の耐震性能が劣っていることがわかる。

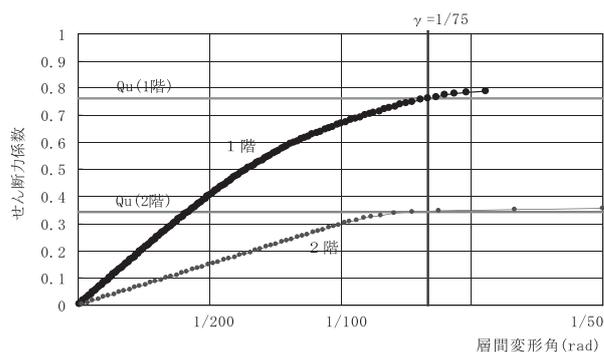


図4 既存建物X方向の荷重-変形関係

### 3.1.3 ブレース増設による当初の補強計画

図2には当初計画の在来補強案をあわせて示しており、建物外周部の対称位置2箇所にブレースを増設する計画となっている。本補強を行った場合の荷重-変形関係を図5に示す。補強によりコンコース階の耐震性能は大きく向上する。

しかし、ブレースを図2の位置に設置する場合、既存建物の水回りに支障する。そのため、仕上材などの撤去復旧、工事期間中の代替施設の確保などに加え、給排水配管の切回しが発生するなどの課題を有している。

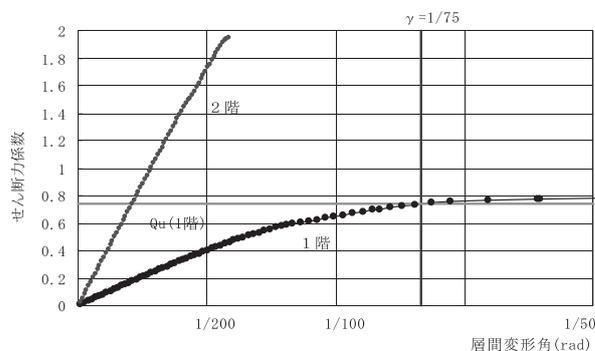


図5 既存建物（ブレース補強）X方向の荷重-変形関係

### 3.2 増築建物を利用した補強方法の提案

増築建物は新設であり十分な耐震性能を持たせることができることから、既存橋上駅舎の耐震性能を向上させる手法として、既存建物と増築建物を協同させ、地震力を両者で負担する方法を検討する。その際、必要に応じ

て減衰装置の設置による構造物の制震化も図る。

その具体的な方法として①剛床間連結ダンパー、②増築部層間ダンパーの検討を行う。屋根レベルについては、ダンパーなどの設置が建物計画上困難なことから、剛結として既存部の剛性不足を補う。なお、増築部コンコース階には水平剛性を向上させ、かつ既存、増築部を協同させる目的で履歴系ダンパーを配置する。図6に架構形式概念図を示す。

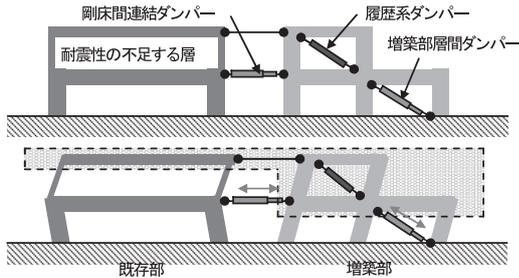


図6 架構形式の概念図

## 4. 質点系モデルによる基礎的検討

### 4.1 剛床間ダンパーモデルの応答低減効果

まず、Model 1として剛床間を連結する方法について検討する。図7に解析モデルを示す。既存建物と増築建物の屋根レベル（①部分）は剛結とし、さらに③部分には履歴系ダンパーを設置している。ここでは②部分のダンパー種別・性能をパラメータとし、以下のケースについて時刻歴応答解析を行った。

- ・ Model 11：無し（フリー）
- ・ Model 12：履歴系ダンパー（4パターン）
- ・ Model 13：オイルダンパー（10パターン）

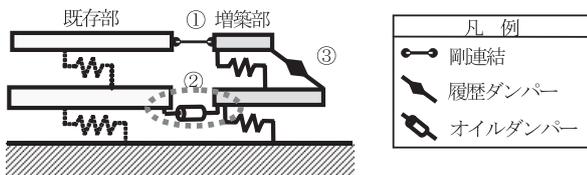


図7 剛床間ダンパーモデル

なお、各建物の復元力特性は静的弾塑性解析により得られた荷重-変形関係から、トリリニア型のバネに置換した。

各モデルにおいて、履歴系ダンパーの最大減衰力は100～600kN、オイルダンパーの最大減衰力は300～1000kNとし、それぞれ初期剛性（減衰係数）や降伏（リリーフ）荷重を変化させている。

入力地震動は極めて稀に発生する地震動を想定し、建設省による告示<sup>7)</sup>に示される加速度応答スペクトルを目標スペクトルとして作成した基盤波に普通地盤相当の表層増幅率 $G_s=1.5$ を乗じたGLレベルの模擬地震動波形（位相：

一様乱数、最大加速度：552gal）を用いた。構造物の減衰定数は、初期剛性比例型として $h=2\%$ を与えている。

解析結果を図8、9に示す。②部分の接合方式やその性能を変えたいずれのモデルにおいても、目標とした層間変形角 $1/100$ 以下の設計クライテリアを満足していない。各ケースの比較では、応答せん断力および応答変位低減という観点では、オイルダンパー連結の方が履歴ダンパー連結を上回る効果を示しているが、低減の絶対量は大きくない。特に既存建物、増築建物とも線路階の変形が大きくなるが、これは線路階における増築建物の質量が既存建物に比べて小さく、十分な制震効果が発揮されていないためと考えられる。本計画の場合では、既存建物の全重量8707kNに対して、増築建物の全重量は1735kNであり、比率としては20%程度である。

また、そのほかの要因として、線路階の変形が降伏変位を大きく超えており、応答レベルではその変形が非線形領域に到達しているため、変形量によって固有周期も変わり、最適な減衰量の同定が難しく、制震効果を発揮させるのに十分な制御ができていないこと、および塑性化によるひずみエネルギーが支配的となるため、ダンパーのエネルギー吸収効果が明瞭に表れないことなどが考えられる。

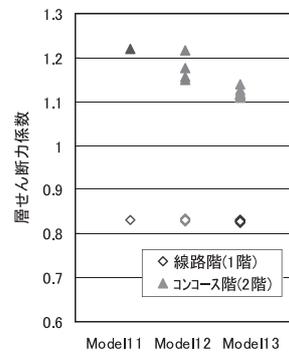


図8 層せん断力係数（全体系）

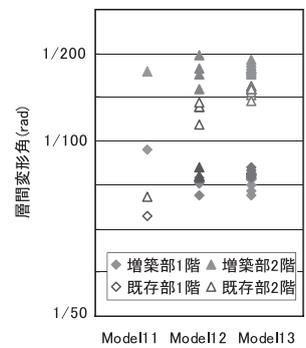


図9 層間変形角

### 4.2 層間ダンパーモデルの応答低減効果

次にModel 2として付加振動系の層間にダンパーを設置する方法を検討する。解析モデルを図10に示す。剛床間ダンパーモデルからの変更点は、②部分に設置していたダンパーを④部分に設置し、②部分は剛結またはフリーとする。増築建物内（③および④部分）に、既存建物補強用のダンパーを設置する。本解析では④のダンパーをバ

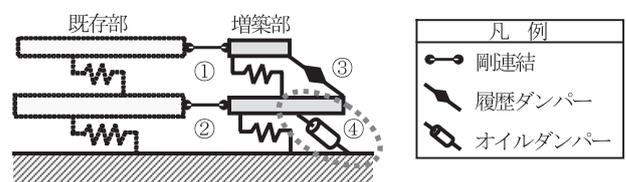


図10 層間ダンパーモデル

ラメータとする。また、①と②部分を剛結した場合、2質点系モデルとして扱うことも可能である。解析ケースを表2に示す。解析パラメータとした②、④部分に配置するダンパーの諸元を表3に示す。なお、①および③部分は前節の解析条件と同様である。

表2 解析ケース

モデル	②部分	④部分
Model 21	無し(フリー)	履歴系ダンパー
Model 22	無し(フリー)	オイルダンパー-1
Model 23	無し(フリー)	オイルダンパー-2
Model 24	剛結	履歴系ダンパー
Model 25	剛結	オイルダンパー-1
Model 26	剛結	オイルダンパー-2

表3 ダンパー諸元

モデル	初期剛性 K1 (kN/cm)	降伏変位 xy (cm)	降伏荷重 Qy (kN)	二次勾配 係数 $\alpha$
履歴系ダンパー	197	1.65	325	0.00
	減衰係数 C1 (kN*sec/m)	リフ速度 vy (cm/sec)	リフ荷重 Qy (kN)	二次勾配 係数 $\alpha$
オイルダンパー-1	30	20	600	0.05
オイルダンパー-2	30	10	300	0.05

解析結果を図11~13に示す。②部分の違いによる結果を比較すると、コンコース階の応答値に有意差はみられないが、線路階の応答値には明確な差があり、特に増築部の線路階においては、②部分をフリーにするとコンコース階よりも大きな加速度が発生する。②部分を剛結とすると応答加速度、層間変位とも低減され、層間変形角は1/100以下におさまる。また、応答値の高さ方向の分布が異なる。

剛床間連結ダンパーモデルと層間ダンパーモデルに関する時刻歴応答解析によるパラメトリックスタディの結果をまとめると以下の通りである。

- ・剛床間連結ダンパーモデルでは、両棟とも線路階の変形が大きく層間変形角の目標性能を満足しない。
- ・層間ダンパーモデルでは、②部分を剛結として、④部分にオイルダンパーを設置することにより、目標性能を満足することができる。
- ・最も制震効果があったModel 25の補強方法による応答性

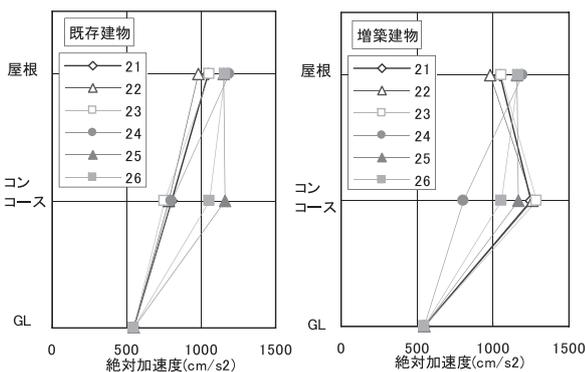


図11 最大応答絶対加速度 (Model 2)

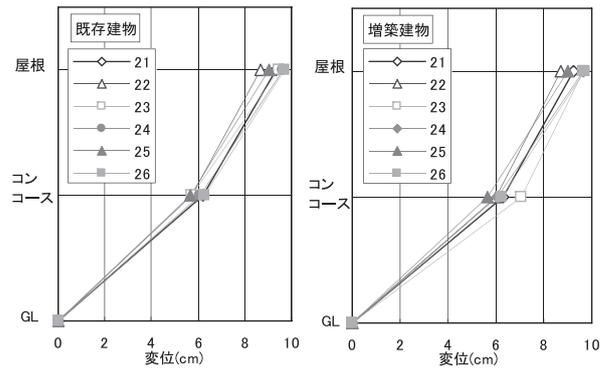


図12 最大応答層間変位 (Model 2)

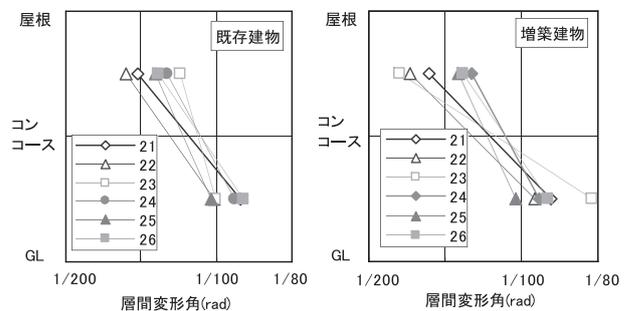


図13 層間変形角の最大応答値 (Model 2)

状は、在来工法による補強と比較して同等以上の性能が得られ、線路階、コンコース階の変形がバランスよく制御できている。

## 5. 立体フレームモデルによる地震応答解析

前章の検討により既存部、増築部を連結(剛結)したうえで増築部内に層間ダンパーを設置することにより、効果的に応答低減を図ることが可能であることがわかった。次に、さらに詳細に構造性能を把握することを目的として立体フレームモデルによる時刻歴応答解析を行った。

### 5.1 解析概要

#### 5.1.1 解析モデル

解析モデルを図14に示す。解析ケースとして既存建物単体 (Model A)、既存建物にブレース補強を行った場合 (Model B)、既存、増築部を連結させた場合 (Model C)、Model Cの増築部分に層間ダンパーとしてオイルダンパーを設置した場合 (Model D) の4ケースを設定した。

既存部のモデル化は、柱脚の構造形式および線路直交方向に基礎梁がないことを考慮し、ロッキングスウェイモデルとした。

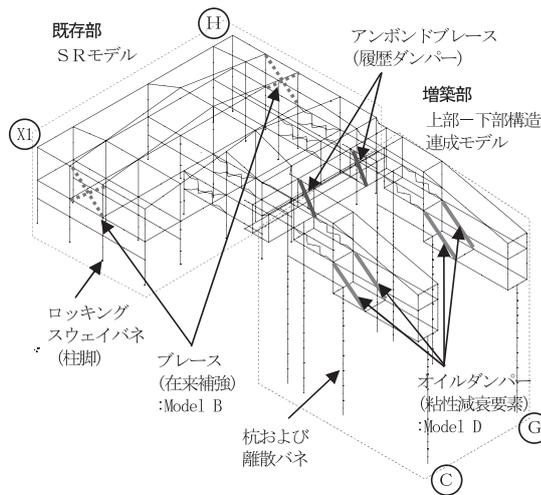


図14 立体フレームモデル

増築部の構造形式は、線路直下部分のみ基礎梁が省略されている。それぞれのホームごとに柱から剛に接続された基礎梁を介して杭へ応力伝達している。これを上部-下部構造を連成したモデルに置換した。杭には水平地盤反力をバイリニアにモデル化した離散バネを設ける。杭は弾性要素とし、先端はピン支持とした。減衰定数は剛性比例型として上部構造は2%、既存部の柱脚バネおよび増築部の水平離散バネには地盤の逸散減衰を考慮して10%とした。

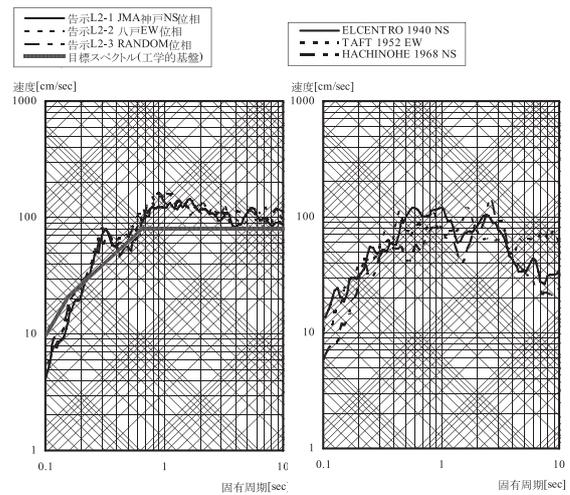
### 5.1.2 検討用地震動波形

入力地震動は、解放工学的基盤における地震動に、表層地盤の等価線形解析により得られた増幅特性を考慮して作成したGLレベルの模擬地震動波形とした。

解放工学的基盤における模擬地震波は、告示<sup>7)</sup>に示される極めて稀に発生する地震動の加速度応答スペクトルを目標スペクトルとし、位相をJMA KOBE 1995 NS、HACHINOHE 1968 EW、一様乱数とした3波を作成した(それぞれ告示波L2-1、L2-2、L2-3と呼称)。なお、乱數位相を用いるときの包絡関数はレベル2用を使用した<sup>8)</sup>。図15に5%減衰定数の応答スペクトルと目標スペクトルとの適合性を示す。地盤調査結果からGL - 48.5m以深の砂質土層上面を工学的基盤とし、基盤のVsを450m/secとした。工学的基盤以浅の減衰定数は、各層に適用した非線形モデルの低歪み時の値より設定した。地盤調査結果より、地盤の卓越周期はT=0.72秒と算定される。

なお、地盤の応答解析は非線形性を考慮し、一様均質で平行な地層(成層地盤)からなる表層とその下方に広がる基盤で構成された地盤モデルに対し、重複反射理論に基づく一次元弾性波動解析で計算した。

あわせて既往観測波のEl Centro 1940 NS、Taft 1952 EW、Hachinohe 1968 NSを採用する。これらについては、



(a) 模擬地震波 (b) 観測波  
図15 目標スペクトルと検討用地震波の加速度応答スペクトル

レベル2地震動として最大速度を50cm/secに基準化したものを用いる。図15には5%減衰定数の応答スペクトルを合わせて示した。

## 5.2 解析結果

### 5.2.1 既存(補強前)・増築単体モデル (Model A)

固有値解析による1次固有周期はX方向並進モードで0.755秒となる。これは地盤の卓越周期に接近しており、共振による増幅の懸念がある。

表4にModel Aにおける各地震波入力時の最大応答値を示す。「告示波L2-1」入力時に最大値を示している。線路階重心位置の層間変形角はいずれも1/100以下におさまっているが、外郭フレームの層間変形角は最大1/80程度となっており、ねじれを伴っていることがわかる。コンコース階では耐震性能不足のため最大応答層間変形角が1/20と大きな値となっているが、ねじれの影響はあまり見られない。

部材の最大応答塑性率はコンコース階では4以上、線路階でも3以上の値を示し、フレームの損傷が大きいことがわかる。

表4 最大応答値 (Model A)

	階	層間変位 (柱脚)(cm)	層間変形角(rad)			部材 塑性率	層せん断 力係数
			重心	X1通り	H1通り		
告示波 L2-1	2	25.11	1/20	1/20	1/21	4.25	0.757
	1	10.10(4.38)	1/100	1/80	1/84	3.10	0.815
告示波 L2-2	2	23.11	1/23	1/23	1/23	3.82	0.757
	1	8.56(3.75)	1/119	1/94	1/101	1.72	0.716
告示波 L2-3	2	24.24	1/24	1/24	1/24	3.66	0.756
	1	8.59(3.73)	1/118	1/94	1/101	1.71	0.718
El	2	15.99	1/33	1/32	1/33	2.69	0.752
Centro	1	6.67(2.92)	1/153	1/121	1/130	0.00	0.561
	2	18.65	1/31	1/31	1/31	2.84	0.753
Taft	1	8.27(3.61)	1/122	1/98	1/105	1.43	0.698
	2	13.20	1/59	1/58	1/61	1.50	0.740
Hachi nohe	1	5.87(2.57)	1/174	1/138	1/148	0.00	0.491

## 5.2.2 ブレース補強モデル (Model B)

固有値解析による1次固有周期はX方向並進モードで0.679秒となる。

表5にModel Bにおける各地震波入力時の最大応答値を示す。重心位置においては、「告示波L2-3」および「El Centro」入力時の応答値が大きい。補強によりコンコース階の変形が小さくなっており、層間変形角1/100を大きく下回る。一方、線路階の層間変形角は重心位置で1/90、外郭フレームでは1/72となっており、ねじれを伴っている。

部材塑性率については、コンコース階において降伏する部材はないが、線路階では最大塑性率が4程度に達する部材がある。

表5 最大応答値 (Model B)

入力	階	層間変位 (柱脚)(cm)	層間変形角(rad)			部材 塑性率	層せん断 力係数
			重心	X1通り	H通り		
告示波 L2-1	2	10.06	1/458	1/484	1/444	0.00	0.760
	1	9.12(3.98)	1/111	1/89	1/95	2.16	0.743
告示波 L2-2	2	10.76	1/410	1/434	1/397	0.00	0.794
	1	9.70(4.26)	1/105	1/83	1/88	2.86	0.826
告示波 L2-3	2	11.92	1/368	1/384	1/360	0.00	0.860
	1	11.0(4.67)	1/90	1/72	1/76	4.04	0.814
El	2	12.00	1/375	1/398	1/363	0.00	0.855
	1	10.9(4.67)	1/92	1/73	1/78	3.82	0.631
Taft	2	9.25	1/482	1/514	1/465	0.00	0.704
	1	8.34(3.67)	1/122	1/97	1/104	1.56	0.433
Hachi nohe	2	6.62	1/701	1/746	1/677	0.00	0.504
	1	5.99(2.65)	1/172	1/136	1/146	0.00	0.669

## 5.2.3 増築部連結モデル (Model C)

固有値解析による1次固有周期はX方向並進モードで0.623秒となる。

表6にModel Cにおける各地震波入力時の最大応答値を示す。「El Centro」入力時に最大値を示す。増築建物が地震力を負担することによってコンコース階の変形が小さくなっている。重心位置のコンコース階における層間変形角は1/100以下となっている。一方、線路階の重心位置において層間変形角が1/99となっている。さらに、線路階の外郭フレームの層間変形角は1/77となっており、ねじれを伴っている。

最大塑性率に着目すると、コンコース階において塑性化する部材はなく、線路階においては降伏する部材があるが、いずれも目標値の4以下となっている。アンボンドブレースの応答最大変位は3.61cm、ひずみに換算すると2.7%程度におさまっている。

## 5.2.4 ダンパー付増築部連結モデル (Model D)

表7にModel Dにおける各地震波入力時の最大応答値を示す。線路階、コンコース階とも「El Centro」入力時に最大値を示す。増築部分にダンパーを設置した効果によ

表6 最大応答値 (Model C)

### (a) 既存建物

入力	階	層間変位 (柱脚)(cm)	層間変形角(rad)			部材 塑性率	層せん断 力係数
			重心	X1通り	H通り		
告示波 L2-1	2	9.84	1/193	1/159	1/241	0.00	0.745
	1	7.77(3.40)	1/131	1/104	1/112	1.03	0.700
告示波 L2-2	2	9.99	1/170	1/141	1/210	0.00	0.846
	1	7.65(3.34)	1/133	1/105	1/115	0.00	0.704
告示波 L2-3	2	11.28	1/144	1/119	1/177	0.00	0.986
	1	8.23(3.60)	1/123	1/98	1/106	1.46	0.761
El	2	13.90	1/116	1/97	1/142	0.00	1.232
	1	10.3(4.48)	1/99	1/77	1/84	3.32	0.919
Taft	2	9.19	1/187	1/154	1/232	0.00	0.773
	1	6.85(3.02)	1/150	1/117	1/128	0.00	0.638
Hachi nohe	2	6.03	1/335	1/268	1/436	0.00	0.449
	1	5.10(2.86)	1/202	1/161	1/171	0.00	0.476

### (b) 増築建物およびダンパー

入力	階	層間変位 (柱脚)(cm)	層間変形角(rad)		アンボンドブレース (上:変形下:ひずみ)
			C通り	G通り	
告示波 L2-1	2	10.02	1/165	1/211	2.14 cm
	1	7.96(3.83)	1/133	1/144	1.577%
告示波 L2-2	2	9.99	1/145	1/184	2.44 cm
	1	7.65(3.34)	1/122	1/131	1.797%
告示波 L2-3	2	11.50	1/123	1/155	2.90 cm
	1	8.47(3.96)	1/110	1/118	2.133%
El	2	14.20	1/99	1/124	3.61 cm
	1	10.6(4.03)	1/86	1/93	2.653%
Taft	2	9.38	1/159	1/203	2.23 cm
	1	7.05(2.93)	1/133	1/143	1.636%
Hachi nohe	2	6.13	1/285	1/383	1.22 cm
	1	5.20(2.86)	1/186	1/201	0.894%

表7 最大応答値 (Model D)

### (a) 既存建物

入力	階	層間変位 (柱脚)(cm)	層間変形角(rad)			部材 塑性率	層せん断 力係数
			重心	X1通り	H通り		
告示波 L2-1	2	9.47	1/217	1/177	1/271	0.00	0.663
	1	7.50(3.29)	1/136	1/108	1/117	0.00	0.637
告示波 L2-2	2	9.06	1/197	1/162	1/246	0.00	0.713
	1	6.83(3.01)	1/150	1/118	1/128	0.00	0.597
告示波 L2-3	2	9.48	1/176	1/145	1/219	0.00	0.796
	1	7.43(3.25)	1/137	1/109	1/118	0.00	0.647
El	2	12.50	1/128	1/106	1/158	0.00	1.107
	1	9.25(4.08)	1/110	1/85	1/95	2.45	0.818
Taft	2	7.47	1/241	1/196	1/306	0.00	0.589
	1	5.94(2.62)	1/172	1/134	1/149	0.00	0.524
Hachi nohe	2	5.39	1/491	1/379	1/672	0.00	0.306
	1	4.61(2.04)	1/223	1/177	1/189	0.00	0.398

### (b) 増築建物およびダンパー

入力	階	層間変位 (柱脚)(cm)	層間変形角(rad)		アンボンドブレース (上:変形下:ひずみ)	オイルダンパー (上:変位下:速変)
			C通り	G通り		
告示波 L2-1	2	9.65	1/185	1/238	1.90 cm	2.30 cm
	1	7.68(4.13)	1/164	1/175	1.400%	21.0 cm/sec
告示波 L2-2	2	9.22	1/169	1/215	2.09 cm	2.38 cm
	1	7.01(3.43)	1/158	1/170	1.539%	24.7 cm/sec
告示波 L2-3	2	9.65	1/151	1/192	2.35 cm	2.54 cm
	1	7.62(4.02)	1/146	1/157	1.727%	31.5 cm/sec
El	2	12.78	1/109	1/139	3.25 cm	3.53 cm
	1	9.55(4.02)	1/106	1/114	2.393%	32.3 cm/sec
Taft	2	7.64	1/206	1/269	1.70 cm	2.00 cm
	1	6.11(3.17)	1/187	1/202	1.252%	24.3 cm/sec
Hachi nohe	2	5.49	1/418	1/592	0.81 cm	1.37 cm
	1	4.79(2.63)	1/277	1/299	0.593%	17.0 cm/sec

りコンコース階の変形が小さくなり、重心位置の層間変形角は1/100以下におさまる。線路階外郭フレームの層間

変形角は1/85となっており、ねじれを伴っている。

コンコース階に塑性化する部材はないが、線路階では「El Centro」入力時のみ一部の部材が降伏する。しかし、そのいずれも塑性率は4以下におさまる。また、アンボンドプレースの最大変形は325cm、ひずみも最大で2.4%程度である。オイルダンパーについては、最大応答速度は35cm/sec以下、応答変位は4cm以下におさまっており、設計限界値(50cm/sec、8cm)に対して余裕のある値となっている。

### 5.2.5 各モデルの解析結果の比較

各モデルの解析結果を比較すると、Model Aに比べてModel B、C、Dいずれの場合もコンコース階の応答変位は改善される。しかし、Model Bでは高さ方向の剛性、耐力のバランスが悪化し、入力によっては線路階の応答が増幅する場合がある。一方、Model C、Dでは高さ方向のバランスを大きく変化させることなく既存建物の応答性を改善できるが、Model Cでは一部の入力に対して応答値が許容値以下におさまらないケースがある。これをさらにオイルダンパーで制御したものがModel Dであり、応答変位を抑制するとともに、そのエネルギー吸収によってフレームの塑性化も同時に抑制していることがわかる。

また、告示波L2-1～L2-3入力時の応答性状はほぼ同様の傾向を示しているが、強震観測波入力時は傾向が異なる。この原因を入力地震波の応答スペクトルで考えると、告示波ではフィッティングさせた解放工学的基盤上の地震動波形をある地盤物性において増幅させたものであり、3波とも図15に示した応答スペクトルは同様の形状である。一方、強震観測波は最大速度のみを50cm/secに基準化しているため、スペクトル上の各周期の成分が、地震動波形ごとに異なるものとなっており、地震動によってバラツキが出る。解析結果はこの山谷の影響を受けたと考えられる。

次にModel C、Dのエネルギー収支の比較により、オイルダンパーの効果を定量評価する。図16に一例として告示波

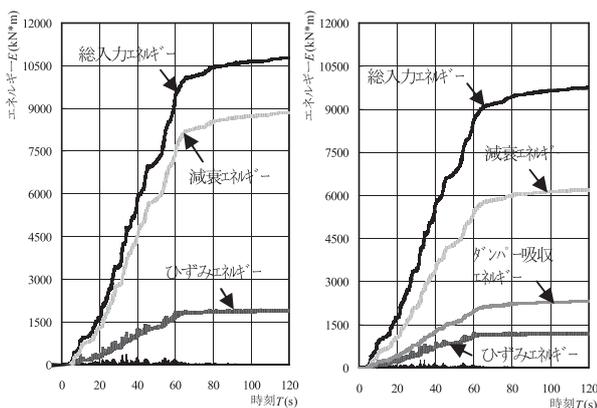


図16 エネルギー時刻歴(告示波L2-3入力時)

L2-3入力時のエネルギー時刻歴を示す。Model Dの総入力エネルギーが減少しているが、これはオイルダンパーの見かけの剛性により固有周期が短周期側にシフトしたためと考えられる。一方、フレーム変形と相関のあるひずみエネルギーはModel Cに比べて2/3程度に低減しており、その分をオイルダンパーが吸収している。表8には総入力エネルギーに対するひずみエネルギーの比率を示す。入力地震動6波に対して、Model Cでは全体のエネルギーに対して平均16.11%を歪みエネルギーが負担しており、Model Dでは平均10.95%を全体のエネルギーに対してひずみエネルギーが吸収している。これらの差分エネルギー割合は45～6%程度である。オイルダンパーの設置により、建物の損傷に寄与するひずみエネルギーの吸収比率が5%程度低減されている。

表8 ひずみエネルギーの比率

入力地震動波形	ひずみエネルギー/総入力エネルギー		
	Model C	Model D	差分(C-D)
告示波L2-1	16.80%	11.97%	4.83%
告示波L2-2	15.22%	10.04%	5.18%
告示波L2-3	17.75%	12.40%	5.35%
El Centro NS	17.71%	11.75%	5.96%
Taft EW	15.54%	10.44%	5.10%
Hachinohe NS	13.64%	9.08%	4.56%
平均	16.11%	10.95%	5.16%

## 6. おわりに

既存駅舎の耐震補強を速やかに進めることは鉄道施設の安全性確保のために必要不可欠である。その設計施工の合理化のために、本工法を含めて損傷制御機構の適用は有効な手法になり得る。今後も地震対策プロジェクトの合理化に資するよう工法のさらなる改良、提案を継続していきたい。

### 参考文献

- 1) 蔭山満, 吉田治, 安井譲: 複合構造物の最適制振に関する研究, 第9回日本地震工学シポジウム, Vol.2, pp1855-1860, 1994.12
- 2) 蔭山満, 安井譲, 背戸一登: 連結制振の基本モデルにおける連結バネとダンパーの最適解の誘導, 日本建築学会構造系論文集, NO.529, pp97-104, 2000.3
- 3) 林篤: 線路上空建物における連結制震工法の開発, JR EAST Technical Review 2007年春号
- 4) (財) 鉄道総合技術研究所: 線路上空建築物(低層)構造設計標準2002, 2002.6
- 5) 「建築物の耐震改修の促進に関する法律」, 2005年11月7日改正, 法律第120号
- 6) (財) 鉄道総合技術研究所: 線路上空建築物耐震診断および耐震改修指針, 1998年5月
- 7) 建設省: 建設省告示第1461号, 官報(号外第106号), 平成12年5月30日
- 8) 建設省建築研究所・(財) 日本建築センター: 設計用入力地震動作成手法技術指針(案), 本文解説編, 1992