日本建築学会構造系論文集 第75巻 第648号, 299-307, 2010年2月
J. Struct. Constr. Eng., AIJ, Vol. 75 No. 648, 299-307, Feb., 2010

連結制振構造を適用した線路上空建築物の設計と実測による性能評価

SEISMIC DESIGN AND EVALUATION OF PERFORMANCE BASED ON MEASUREMENT OF RESPONSE-CONTROLLED AND LINKED STRUCTURAL SYSTEM OF OVER-TRACK BUILDING

林　　篤*, 大迫勝彦**, 和田　章***, 高梨晃一****
岩崎和明*****, 鈴木　勇*
Atsushi HAYASHI, Katsuhiko OSAKO, Akira WADA,
Koichi TAKANASHI, Kazuaki IWASAKI and Isamu SUZUKI

Response-controlled and linked structural system is suggested to over-track buildings as a system with the applicability. About the example that applied response-controlled and linked structural system to an over-track building, possession performance as the building was identified by earthquake response analysis. At the same time by analysis of the maximum earthquake prescribed in design standard for railway structure, the performance was inspected as the railway structure. By an examination in a station building, vibration characteristic of an over-track building was evaluated and inspected the effectiveness of the adopted system.

Keywords : *Over-truck buildings, Response-controlled and linked structural system, Viscous damper, 3D Space Flame model, Vibration Tests, Seismic Response Characteristics*
線路上空建築物，連結制振，粘性ダンパー，立体フレームモデル，振動実験，応答特性

1. 序論

線路上空空間高度利用のニーズの高まりを受け，鉄道建築物では合理的な設計，施工法の確立が急務となっている。鉄道施設は列車運行を継続しながらの施工を強いられることから多くの制約条件があるため，コスト，工期等の面で不利となるが，線路上空建築物は，地上を走る軌道を跨ぐようにして建築されるため，特に2階(コンコース階)レベル以下(線路直上直下)において計画，施工上の制約が多い。筆者らはこれを解決する方法として，軽微なシステムで効率的に構造性能を向上することのできる連結制振の適用を検討した[1)]。連結制振に関してはこれまで多くの研究[2)~7)]がなされており，振動系の組み合わせで制振効果が決定する特徴があることが明らかになっているが，線路上空建築物への適用を想定し，主としてシステムの冗長性に関して検討を行った。その結果，ある適用範囲においては相応の効果が期待できること，あるいはそれを超えた場合にもシステムを複合させることにより合理的な設計が可能となることを示した。本システム適用により構造合理化が図られ，計画，設計，施工面で優位性のある構造物の構築が可能になると考える。

一方，線路上空建築物は基礎梁を省略した架構形式となる場合が多く，モデル上基礎固定とならないため，地盤特性の影響を大きく受ける。また通常，駅舎には滞留するよりも通過するための機能が求められるため，水平のみならず鉛直方向の導線が大きく確保されるなど，計画上からも 一般建築物と異なる特徴を持つ建築物となっている。しかしながら，既存の線路上空建築物に関する実測等データの蓄積は必ずしも十分ではない。新技術などにより効率的に耐震性能を満足させるためには実際の線路上空建築物の構造特性解明が不可欠である。

また，駅などの鉄道構造物が建築基準法上の用途に供される場合には，当然ながら建築物としての取り扱いが求められるが，それとともに列車の運行を掌る土木構造物としての機能が求められる。土木，建築では設計仕様に違いがあるため，同時に土木構造物としての必要性能も満足するためには，建築物としての検証に加えて別途の検討を行う必要がある。

本論では，線路上空建築物に連結制振構造を適用した事例について，その保有性能を立体フレームモデルによる地震応答解析によって検証する。同時に土木構造物としての性能確保を目的として，鉄道土木の耐震基準[8)] (以下，土木耐震標準)に規定される最大級地震時の地震応答解析を実施し，建築，土木耐震標準それぞれの要求性能の違いについて検証する。さらに，実駅舎において加力・振動実験

本論文は参考文献14)，15)をもとに修正，加筆を行ったものである。

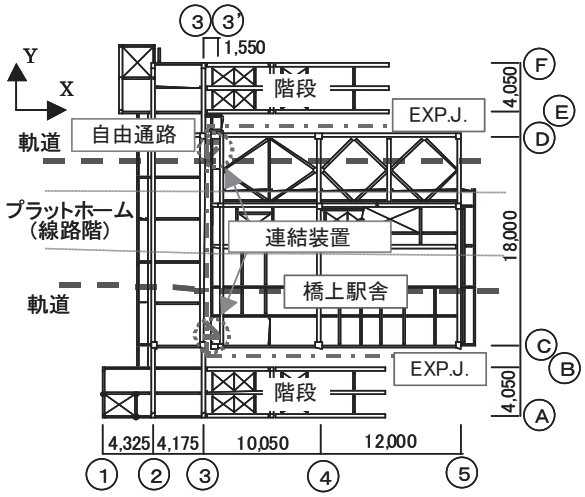
* ㈱ジェイアール東日本建築設計事務所　JR East Design Corporation
** 東日本旅客鉄道㈱建設工事部　博士(工学)　Construction Dept., East Japan Railway Company, Dr. Eng.
*** 東京工業大学　教授・工博　Prof., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.
**** 東京大学　名誉教授・工博　Prof. Emeritus, the University of Tokyo, Dr. Eng.
***** 東日本旅客鉄道㈱研究開発センター　Research & Development Center, East Japan Railway Company

を実施し，実際の線路上空建築物の振動特性を再評価することにより，採用した連結制振システムの有効性を検証する。

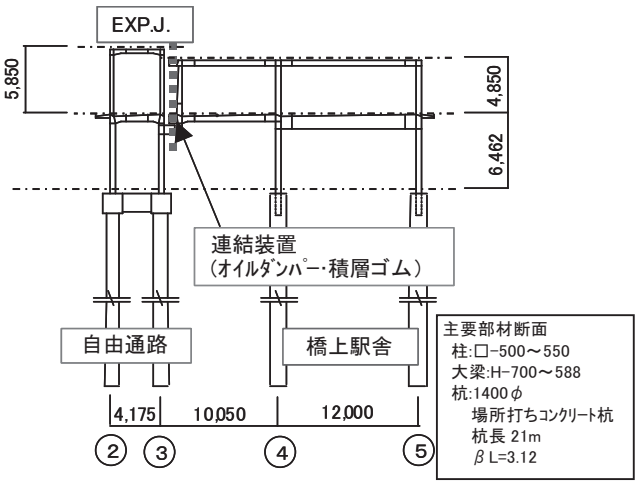
2．連結制振を適用した線路上空建築物の解析的検討

2.1　建物概要

図 1，2 に建物の概要を示す。本建物は鉄骨造 2 階建で，平面的に自由通路と橋上駅舎に区分される。自由通路は Y(線路直交)方向に 3 スパンの構成となっており，更地部分に基礎梁を設けている。橋上駅舎部は線路直交，平行方向共に 1 スパンで基礎梁を省略している。振動特性上は自由通路が剛，橋上駅舎が柔という組み合わせとなる。重量比は自由通路：駅舎＝1：1.6 程度である。なお，自由通路には駅前広場に通じる階段が 2 本，橋上駅舎にはプラットホームとの導線となる階段が共に X 方向に設けられている。これらを構造的に分離し，連結部にダンパーを設置しエネルギー吸収を図る。連結部のオイルダンパーは X，Y 両方向に作動するよう図 3 に示す配置とした。オイルダンパーは過大な反力の発生を防止するため，リリーフ機構により一定以上の速度域では減衰力一定となるよう設定する。各ダンパーの諸元を表 1 に示す。ダンパーの減衰係数の設定については，連結ディバイスとしてのエネルギー吸収効果とともに，駅舎部の重量偏心に対して水平応答のバランスをとるように設定した。



(a)2 階床梁伏図



(b)軸組図

図 1　建物概要

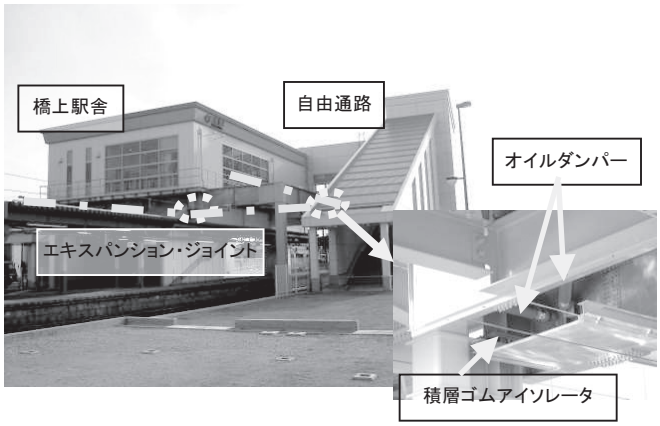
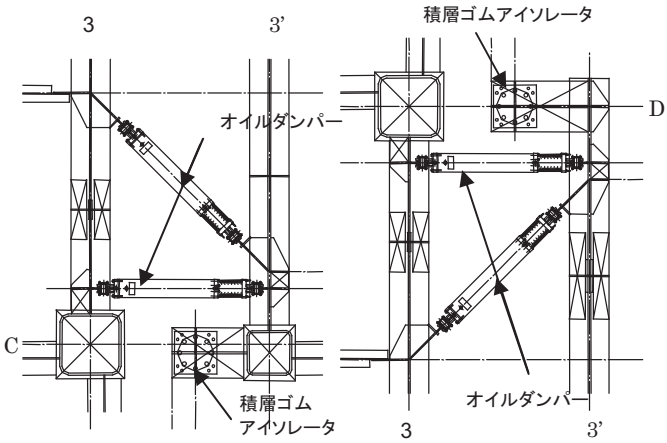
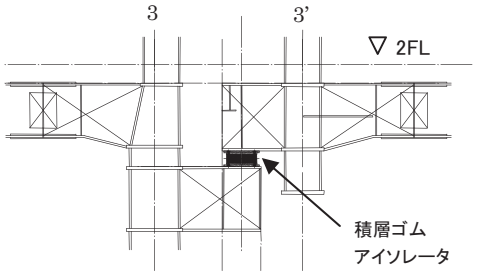


図 2　建物全景



(a) 平面



(b) 断面

図 3　連結部詳細

表 1　オイルダンパーの設定値

名称	減衰係数 α (kN/kine)	最大減衰力 F (kN)	ストローク (cm)	設置角度
Cx	10.0	200	15	90°
Cy	20.0	200	15	45°
Dx	5.0	200	15	90°
Dy	20.0	200	15	45°

表 2　積層ゴムアイソレータの諸元

ゴム外径 D0	300mm
ゴム内径 Di	15mm
ゴム層厚 H	58.5mm
二次形状係数 S2	5.1
ゴムのせん断弾性率 G	0.29N/mm²
水平剛性 kh	357kN/m
基準面圧 σ0	10N/mm²

また，駅舎部の自由通路側は 1 階(線路階)の柱を省略し，積層ゴムアイソレータにより自由通路側に荷重を伝達している。表 2 に積

層ゴムアイソレータの諸元を示す。鉛直荷重による面圧はC通り側で10N/mm²，D通り側で4N/mm²程度である。

2.2 解析モデル

本建物は部分的に基礎梁を省略した構造形式となることから，杭頭が拘束されず，その変形が地上部の柱の変形に直接影響する。さらに各杭の杭頭変位も同一とはならない。そこで解析モデルには図4に示す地盤，杭，構造物を連成させた立体フレームモデル用いる。柱，梁，杭等の耐震部材は梁要素に置換し，杭には周辺地盤との相互作用を考慮した水平離散バネを1mピッチで配置した。質量は上部架構のみ考慮し，節点に集中荷重として与えた。解析モデルへの入力方法は，主として地上部の応答に着目することから，文献8)に基づき杭基礎のばねの効果のみを考慮し，図5に示すように単一入力とした。本モデルは杭の密度も低く，根入れも少ないことから，杭等の入力損失はほとんど生じず地盤の応答がそのまま構造物に作用すると考えられるため，入力地震動には地表面の応答を適用した。このモデルはSRモデルにおける集約した地盤ばねを梁要素と地盤ばねでより詳細にモデル化したものと解釈できる。なお，地盤ばねは表層部で微小変形領域から塑性化する可能性があるため非線形性を考慮するが，杭は線形とした。連結部は，水平方向はオイルダンパーの減衰特性と積層ゴムアイソレータのせん断剛性とを考慮し，鉛直荷重は積層ゴムアイソレータによって伝達されると評価している。

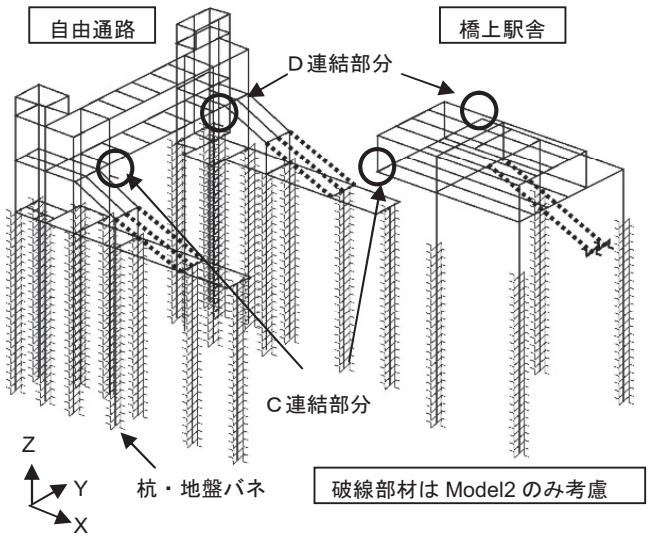


図4　解析モデル

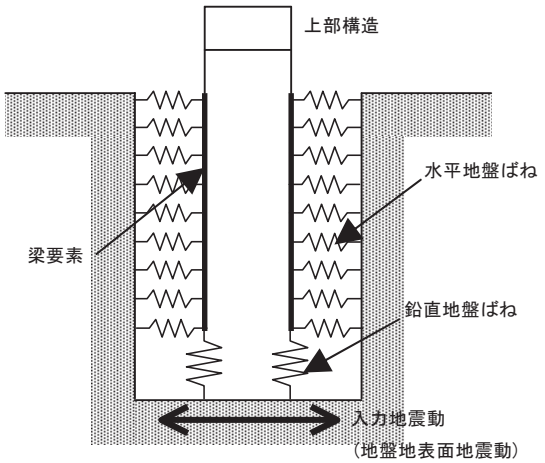


図5　地盤のモデル化

2.3 入力地震動

建物の終局状態を想定したレベルの検討に用いる地震動波形として，建設省告示 1461 号に規定されるスペクトルを目標スペクトルとして工学的解放基盤における極稀レベルの模擬地震動(以下，告示極稀波)を作成した[9]。位相特性は一様乱数とし[10]，継続時間および包絡関数は，参考文献10)が提案するレベル2 とした。

同時に土木構造物としての耐震性能確保を目的として，土木耐震基準が定めるスペクトルⅡに適合する地震波に対しても検討する[8]。その際の設計クライテリアは，1 階を構成する柱部材が局部座屈や破断などにより鉛直支持能力を失い，線路を覆う部分の層崩壊がないこととする。地震波の作成方法は規定された基盤面の地震動を告示波と同様に取り扱い，等価線形解析により表層地盤の増幅特性を評価したGLレベルの模擬地震動(以下，土木L2波)を作成した。図6に工学的基盤における目標加速度応答スペクトルを示す。土木L2波では弾性応答加速度の最大値で告示極稀スペクトルの1.6倍程度の地震動を想定していることになる。

表3に検討に用いた地盤モデルを示す。建設地付近の地質調査結果から GL-130m の砂礫層上面を工学的基盤とし，基盤の Vs を400m/s と仮定した。GL から GL-47m までの Vs は検討地点の N 値から文献 11)による方法を用いて設定した。GL-47m から GL-130m の Vs 及び層厚は計画地近傍における土質柱状図を参照した。密度は Vs と密度の関係[13]から設定した。工学的基盤以浅の減衰定数は

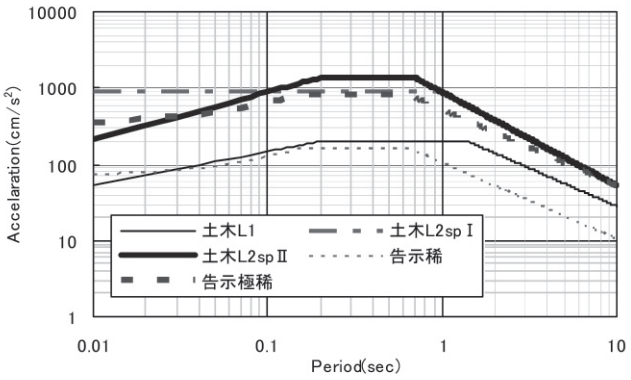
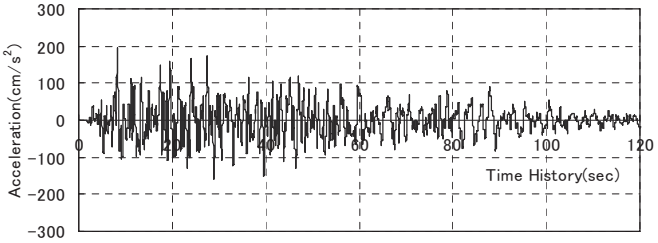


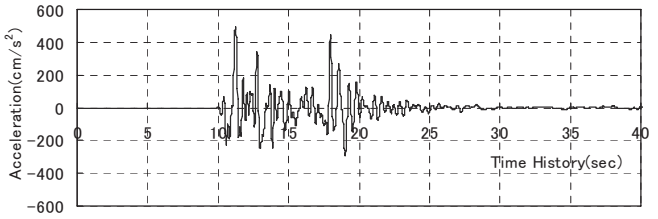
図6　工学的基盤における加速度応答スペクトル(h=5%)

表3　検討用地盤モデル

	層厚(m)	Vs(m/s)	ρ(t/m³)	非線形モデル
1	6.0	147	1.7	告示(砂)
2	2.9	200	1.9	告示(砂)
3	1.0	150	1.7	告示(粘土)
4	1.25	163	1.8	告示(砂)
5	0.6	152	1.7	告示(粘土)
6	1.0	205	1.9	告示(砂)
7	0.7	168	1.8	告示(粘土)
8	1.3	188	1.9	告示(砂)
9	1.0	173	1.9	告示(粘土)
10	5.25	249	1.9	告示(砂)
11	0.5	249	1.9	告示(砂)
12	4.8	264	1.9	告示(砂)
13	20.7	268	1.9	告示(砂)
14	19.0	280	1.9	告示(砂)
15	38.0	300	2.0	告示(粘土)
16	26.0	340	2.0	告示(砂)
17	∞	400	2.0	線形



(a)告示極稀波



(b)土木 L2 波

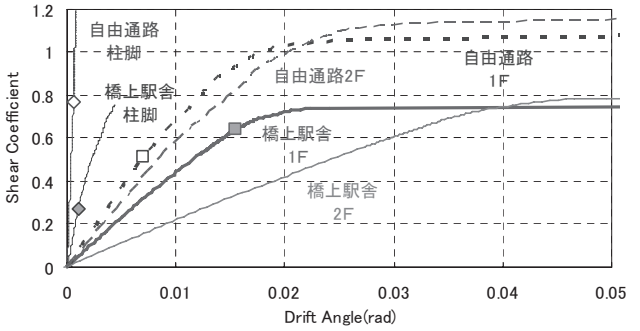
図 7　入力地震波

各層に適用した非線形モデル [9]の低歪み時の値を，工学的基盤の減衰定数は h=7.5/Vs(Q 値で表現すると Q=Vs/15，h=1/2Q)より設定し [11]，地盤の非線形性を考慮した [12]。

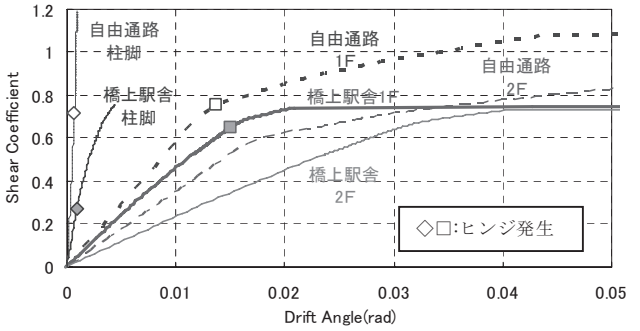
作成した入力地震動を図 7 に示す。ここで用いた土木 L2 波(spⅡ)は内陸型地震を想定しているため継続時間は 40 秒と比較的短い。

2.4　静的弾塑性解析

橋上駅舎，自由通路をそれぞれ独立の構造体として静的弾塑性解析を行った。解析モデルは図 4 の立体フレームモデルからダンパーを省略したものである。荷重－変形関係を図 8 に示す。X,Y 方向とも自由通路の方が初期剛性，最大耐力とも橋上駅舎を上回っている。また，基礎梁を全て省略した橋上駅舎では地表面近傍の地盤バネが早期に降伏し，1 階柱脚の変位が大きくなる。



(a)X 方向



(b)Y 方向

図 8　荷重－変位関係

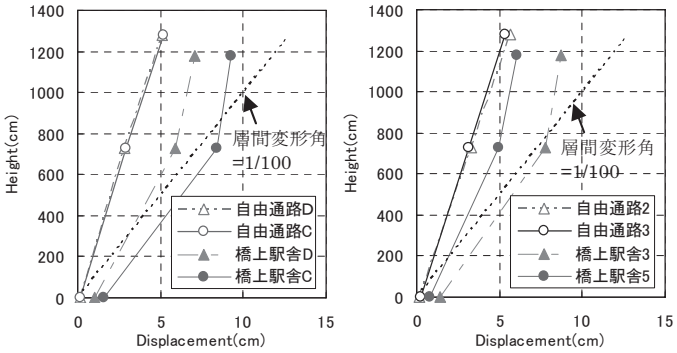
表 4　固有周期および比率

	自由通路(sec)	橋上駅舎(sec)	モード	比率
1 次	0.570	0.974	Y 方向並進	1.70
2 次	0.516	0.782	X 方向並進	1.62
3 次	0.499	0.629	ねじれ	－

2.5　告示極稀波入力時の応答

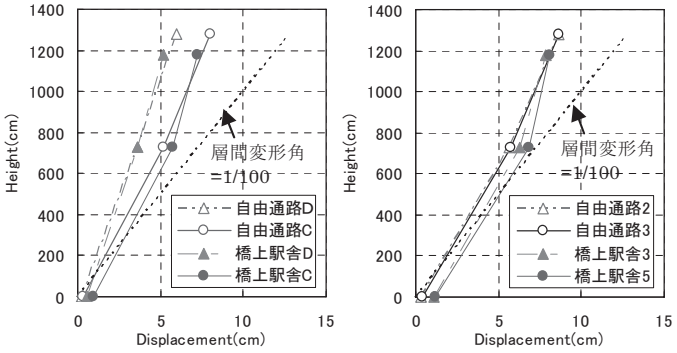
解析モデルの固有周期を表 4 に示す。自由通路，橋上駅舎の 1 次モードの周期比率は 1.7 程度(橋上駅舎／自由通路)となっている。

図 9 に告示波入力時の応答変位を示す。X 方向入力時では非連結時には相対的に長周期の橋上駅舎の応答変位が大きい。また重量偏心により C 通り，D 通りの変位量が異なっている。剛連結時には変位の絶対値は小さくなるが，橋上駅舎からの負担増により自由通路の変位量は大きくなり，かつ通り毎の応答の違いが見られ，ねじれの影響は建物全体に現れる。これに対して，制振連結時は応答変位の絶対値が小さくなるだけでなく，自由通路，橋上駅舎ともに通り毎の変位量の差は小さくなっており，ねじれ応答を抑制する効果が



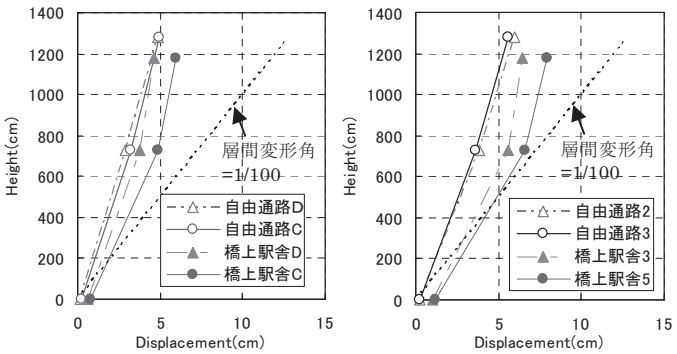
(a)X 方向入力(非連結)

(b)Y 方向入力(非連結)



(c)X 方向入力(剛連結)

(d)Y 方向入力(剛連結)



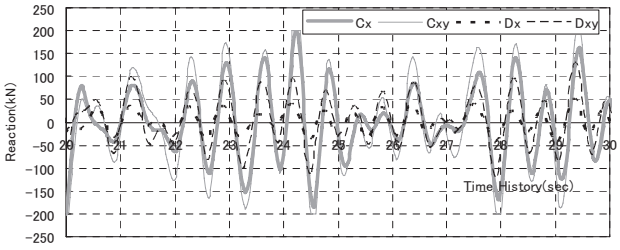
(e)X 方向入力(制振連結)

(f)Y 方向入力(制振連結)

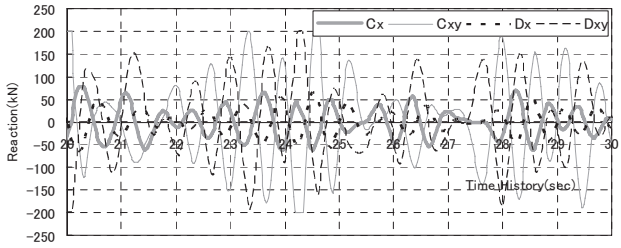
図 9　最大応答変位(告示極稀波入力)

見られる。これは平面的にダンパーをバランス良く配置することにより，地震時に水平バネ剛性が調整され建物のねじれを抑制することを示している。Y 方向入力時も同様の傾向を示すが，剛連結時には各通りの応答変位の違いは小さく，ねじれの影響が小さくなっている一方，非連結時と比較した場合の絶対値の低減は X 方向入力時と比較して大きくない。制振連結では自由通路の大きな応答増幅を伴わずに橋上駅舎の応答低減を図れているが，低減量はX方向入力時と比較して小さくなる傾向がある。

図 10 にダンパーの時刻歴応答を示す。X 方向入力時は C 通り側のダンパーCx，Cxy の応答値が大きいが，Y 方向入力時には 45 度方向に配置した Cxy，Dxy の応答が大きくなっている。X,Y 方向入力いずれの場合も，主として制御機能を発揮するダンパーのみがリリーフ荷重に達する程度である。また，X 方向入力時には 4 基のダンパーは同位相で動いているのに対し，Y 方向入力時には入力方向と直交する Cx，Dx がそれぞれ異なる位相で動いており，ダンパーが建物のねじれを制御する働きを示している。なお，最大変位は 10.2cm となり，可動ストローク±15cm に対して 70%以内におさまっている。図 11 にエネルギー時刻歴を示す。X 方向入力時ではダンパーのエネルギー吸収比率は入力に対して 50%程度に達しており，その内訳は C 通り側が D 通り側の 2 倍程度となっている。Y 方向入力時はX方向入力時よりも入力エネルギーそのものが大きく，4 基のダンパーのうち 45 度方向に配置した Cxy，Dxy で過半のエネルギーを吸収している。ダンパー全体のエネルギー吸収比率は X 方向入力時と比較してやや小さくなり，その分塑性ひずみエネルギーが大きくなっている。入力エネルギーは制振連結により小さくなる傾向が見られるが，この違いは連結による固有周期の変動によるものと考えられる。

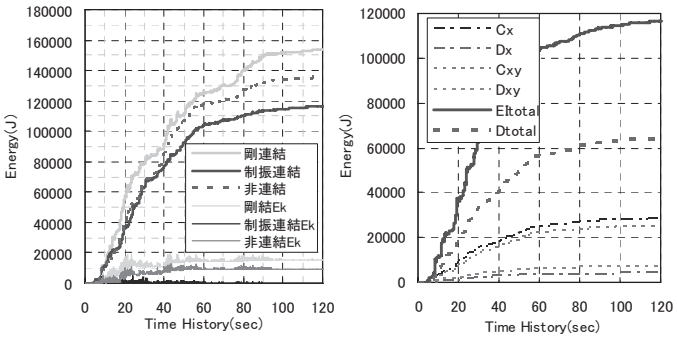


(a)X 方向入力



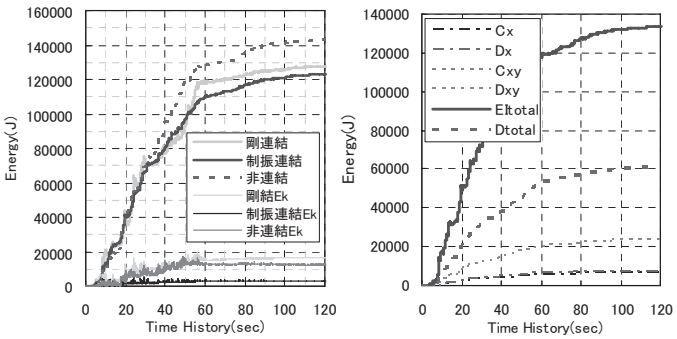
(b)Y 方向入力

図 10　オイルダンパーの時刻歴応答値(告示極稀波入力)



(a)各ケースの比較(X 方向入力)

(b)制振連結(X 方向入力)



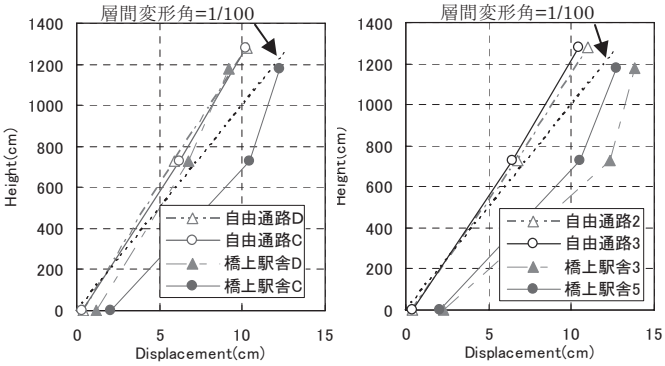
(c)各ケースの比較(Y 方向入力)

(b)制振連結(Y 方向入力)

図 11　エネルギー時刻歴(告示極稀波入力)

2.6　土木 L2 波入力時の応答

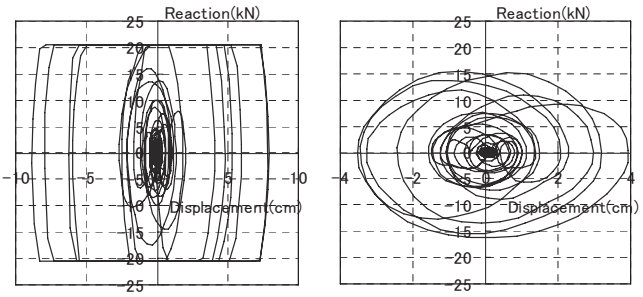
図 12 に土木 L2 波入力時の最大応答変位を示す。最大値は告示極稀波入力時の 2 倍程度となる。通り毎の変位量の差も同様に大きくなり，変位の大きい橋上駅舎 C 通り 1 階において，杭頭変位を除いた場合でも層間変形角に換算して 1/100 を超える応答が発生する。告示極稀波と土木 L2 波では位相特性が異なるため，ダンパーの応答低減効果に違いが現れている。但し，図 8 の荷重－変位関係からも明らかなように，これは一部の部材が塑性化するものの，剛性低下はほとんど見られない領域である。上部構造部材の降伏初発を塑性率の基点とした場合，最大応答塑性率は 1.2 程度に収まる。さらに，橋上駅舎 1 階にはほとんど外壁が設けられず変形追随性の問題もなく，構造安全性は確保されていると考えられる。



(a)X 方向入力

(b)Y 方向入力

図 12　最大応答変位(土木 L2 波入力)

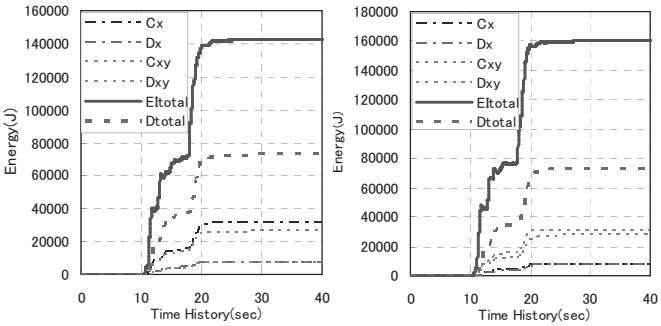


(a) Cx　　(b)Dx

図 13　ダンパー変形－減衰力関係(土木 L2 波 X 方向入力)

ダンパーの変形－減衰力関係を図 13 に示す。ここに示すのは入力方向に配置されたダンパーであるが，C 通り側に設置したダンパーがリリーフ荷重に達して大きく変形しているのに対し，D 通り側のダンパーは線形領域に留まっている。C 通り側のダンパーのみリリーフ荷重に達し，ダンパーの見かけの剛性が低下することにより剛性バランスが変化し，ねじれを抑制する機能が低減すると考えられる。なお，通り毎のダンパーのエネルギー吸収量の比率に関しては大きな変化はない。

図 14 に土木 L2 波入力時のエネルギー時刻歴を示す。告示極稀波入力時と同様， Y 方向入力時は X 方向入力時よりも入力エネルギーそのものが大きくなる。ダンパー全体のエネルギー吸収比率は X 方向入力時と比較してやや小さくなる。告示極稀波入力時と比較して入力エネルギーの増大率は 10～20%程度に留まる。



(a)X 方向入力　　(b)Y 方向入力

図 14　エネルギー時刻歴(土木 L2 波入力)

3．連結制振構造を適用した線路上空建築物の加力･振動実験

3.1　実験概要

前章の連結制振機構を適用した線路上空建築物において加力実験を実施し，実建物の振動特性把握およびシステムの効果を検証した。

実験は施工途上で行った。実験の手順は，まず別構造となっている自由通路と橋上駅舎を互いを反力としてジャッキにより所定の荷重まで漸増載荷し，強制変位を与えた。次に荷重を急速開放し，建物を振動させた。その際に各部位の加速度，変位等を計測した。載荷位置および測定箇所を図 15 に示す。加力点は X 方向において建物に概ね対称となる位置 2 箇所とした。静的加力時は，建物の相対変位をダンパー設置位置において計測し，あわせて各建物の絶対変

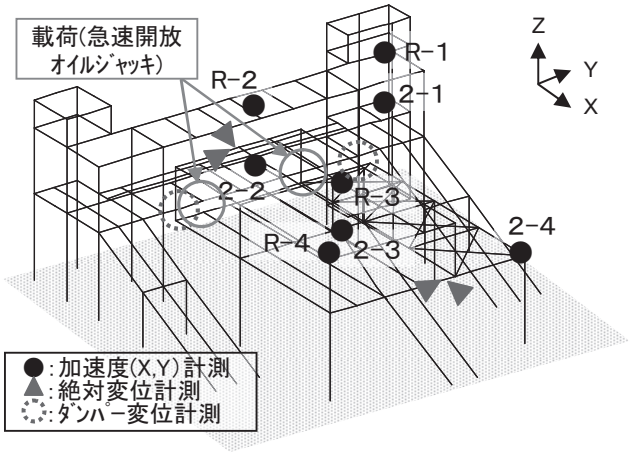


図 15　載荷位置および計測箇所

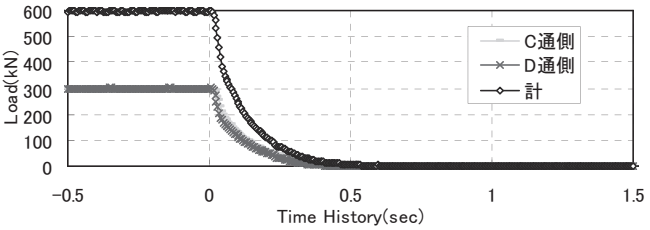


図 16　除荷荷重履歴

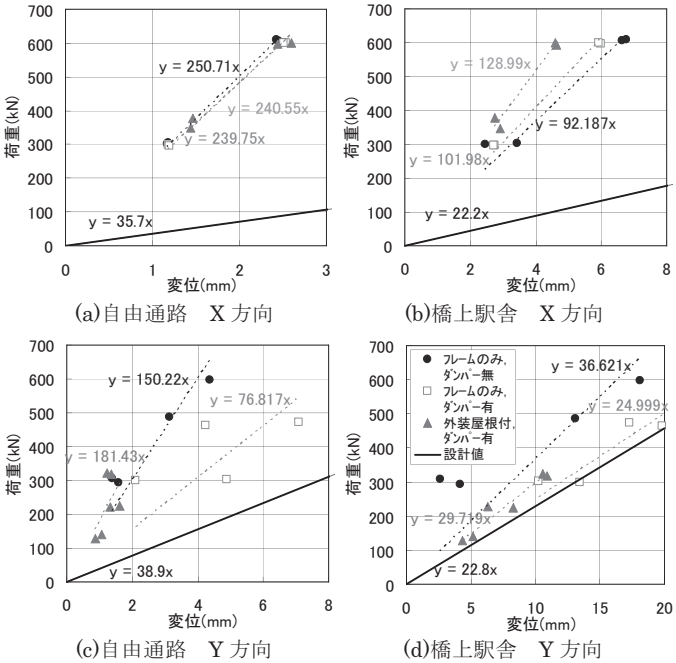
位を 2 階床レベルにおいて計測した。荷重開放後は応答加速度を各階 4 箇所ずつ(自由通路，橋上駅舎それぞれの端部および中央)，計 8 箇所で計測した。

載荷には急速開放オイルジャッキを使用した。2 階床上に載荷用の治具を設置し，これを介して構造物に加力を行った。急速開放オイルジャッキの仕様は最大荷重 300kN，ストローク 250mm，除荷速度 0.1 秒であったが，実際には図 16 に示すように荷重が開放されるまでに 0.4 秒程度を要した。

実験パラメータは①載荷方向(X,Y)，②加力(変位)レベル(300kN,600kN の 2 段階)，③施工段階(Ⅰ.ダンパー設置前(躯体(アイソレータ含む)のみ)，Ⅱ.ダンパー設置後(躯体のみ)，Ⅲ.外壁屋根取付後の 3 段階）とし，計 12 ケースの実験を行った。

3.2　静的加力実験

静的加力実験における最大荷重時の建物変位，および結果から算出した建物の水平剛性を図 17 に示す。なお，載荷荷重の最大値 600kN は建物 1 階のせん断力係数に換算すると 0.15～0.2 程度である。本実験においては，X 方向では建物に対してほぼ均等に載荷されるのに対し，Y 方向の場合は偏心荷重となり，ねじれを伴う。そのため，加力点と建物絶対変位測定点の計測結果から全体の挙動を推測し，変位を並進成分と回転成分に分離している。荷重－変位関係においては，いずれの測定点においてもほぼ線形の挙動を示すが，解析モデルの弾性水平剛性と比較して大きめの値を示す。建物の剛性比率では，橋上駅舎と自由通路の剛性比は X 方向では概ね 1:2,



(a)自由通路　X 方向　　(b)橋上駅舎　X 方向

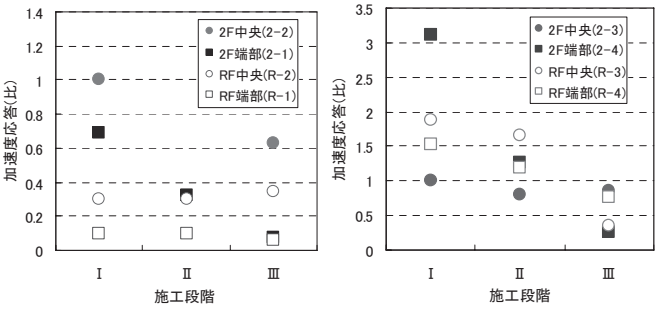
(c)自由通路　Y 方向　　(d)橋上駅舎　Y 方向

図 17　建物の水平剛性

Y方向で1:3～5程度となる。解析モデルとの乖離はX方向においてより顕著である。剛性が大きめの値を示す原因としては，基礎固定度の違い，微小変形領域での地盤バネ剛性の評価，外壁等の仕上材の影響などが挙げられるが，特にX方向での乖離が大きいことから，自由通路，橋上駅舎双方に設けられている階段桁が斜材として建物剛性に寄与していることが考えられる。

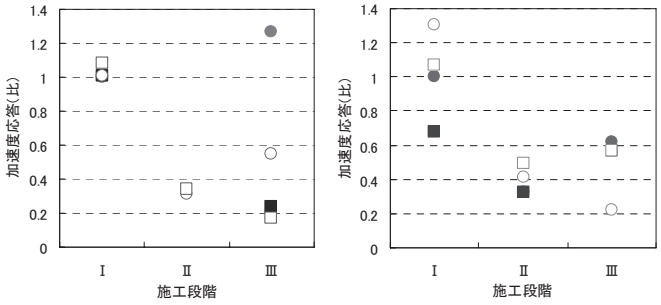
3.3　振動実験

図 18 に各測定点における最大応答加速度を示す。各測定点における加速度の増減率に着目するため，図の縦軸は施工段階 I の応答値に対する比率として表している。その際，自由通路の場合は測定点 2-2(自由通路 2 階中央)，橋上駅舎の場合は測定点 2-3 (橋上駅舎 2 階中央)の計測値で基準化している。X，Y 方向ともダンパーの設置により応答値が低減する傾向が見られる。X 方向では，RF と比較して 2F において応答低減量が大きい。外壁の有無については有意差はみられない。建物位置による増幅率については，ばらつきがあるものの端部，中央の応答低減量に違いが見られる。これは建物がねじれており，これを低減する効果によるものと考えられる。



(a)自由通路　X 方向

(b)橋上駅舎　X 方向



(c)自由通路　Y 方向

(d)橋上駅舎　Y 方向

図 18　最大応答加速度

4．振動実験のシミュレーション

4.1　シミュレーションの概要

実建物レベルでの特性を評価するために，2 章の立体フレームモデルを用いて振動実験のシミュレーションを行った。解析対象とした実験ケースは，ダンパー設置，外壁屋根取付(施工段階Ⅲ)の X および Y 方向載荷である。解析では実験でのジャッキ加力位置に対応する節点に初期応力を与え，実測されたジャッキの除荷時刻歴を節点に作用させた。実験結果から設計時とは建物剛性に違いがあることがわかっているため，主要構造部材の柱・梁・杭等を評価したモデル(Model1)に加えて，図 4 において破線で示す階段桁を考慮したモデル(Model2)の 2 種類で検討した。なお，建物質量は実験を行った段階での工事の進捗状況にあわせて設定した。

4.2　実験結果と解析結果の比較

図 19，20 に実験および解析による時刻歴応答を示す。Model1，Model2 による解析結果とも，実験結果と同様自由通路より橋上駅舎の変位が大きくなる傾向を示すが，実建物では階段桁が振動特性に影響を与えていることから X 方向載荷では Model2 の対応がより良い。橋上駅舎における解析結果は実験と良い対応を示すが，それに比較して自由通路では解析結果がやや大きめの値を示す傾向がある。階段を考慮したモデルでは，C 通側ダンパーの変位は D 通側の 2 倍程度に達していることから，橋上駅舎は完全な並進をしておらず，ねじれを伴っている。これは橋上駅舎の重量偏心の影響と考えられるが，Model2 では通り毎の応答の乖離が大きくなっており，階段桁のねじれ挙動に対する影響を把握することができる。Model2 の解析結果によるダンパー変位はこの点においても対応が良く，実験時のねじれ変形を再現している。また，ジャッキの除荷によって橋上駅舎，自由通路に発生した加速度も，解析結果と概ね対応している。

Y 方向載荷では Model1，Model2 の解析結果で大きな差は見られず，ともに実験結果と良い対応を示す。

以上のことから，本建物では階段桁が振動特性に大きく影響しており，これを考慮することにより実測結果を精度良くシミュレートすることが可能であることがわかる。

5．実測結果を反映した地震時応答の再評価

5.1　解析概要

4 章の検討より，2 章の解析モデルに対して実建物では階段桁が振動特性に影響することがわかった。原設計では階段桁を構造部材としてモデル化していないため，中小地震時には変位を抑制する効果があっても，大地震時には過大な軸力が発生することにより周辺架構を損傷する危険性とともに，振動特性の変化により連結ダンパーの効果が低減する懸念がある。本章では階段桁を考慮したモデルにより地震応答解析を行い，本システムの再評価を行う。

5.2　階段桁を考慮した場合の地震時応答性状

解析モデルは図 4 に示す立体フレームモデルに階段桁を取り付けたもの(Model2)とした。階段桁は両端ピン支持のビーム要素に置換している。なお，ホームへの階段についてはプラットホーム構造物と一体化しているため水平力を全て処理できるものと仮定した。

表 5 に示す通り，固有値解析結果においては自由通路，橋上駅舎の X 方向並進およびねじれモードにおいて階段桁の影響が顕著に表れている。X 方向並進モードではそれぞれ 10%以上短周期側にシフトするが，自由通路と橋上駅舎の周期比は若干大きくなる。

通り毎の最大応答変位を図 21 に示す。総じて自由通路，橋上駅舎とも応答変位は抑制されているが， 1 階の弾性剛性が増大し，固有周期も低域側にシフトするためと考えられる。一方，土木 L2 波入力時は自由通路で高さ方向の応答分布が変化する傾向を示す。階段桁の評価により 1 階の剛性が相対的に増大した結果と考えられる

表 5　固有周期および比率

	自由通路(sec)	橋上駅舎(sec)	モード	比率
1 次	0. 564	0. 960	Y 方向並進	1. 70
2 次	0. 431	0. 698	X 方向並進	1. 62
3 次	0. 412	0. 474	ねじれ	－

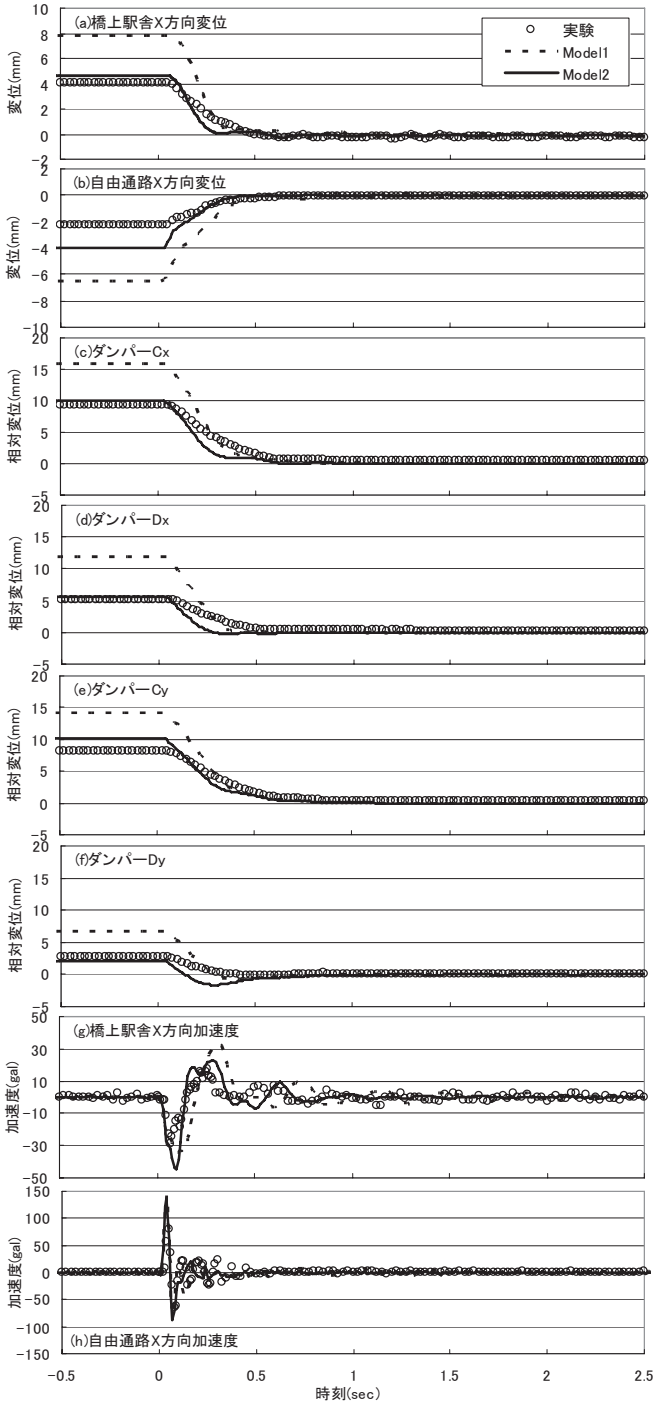


図 19　実験・解析結果時刻歴（X 方向載荷）

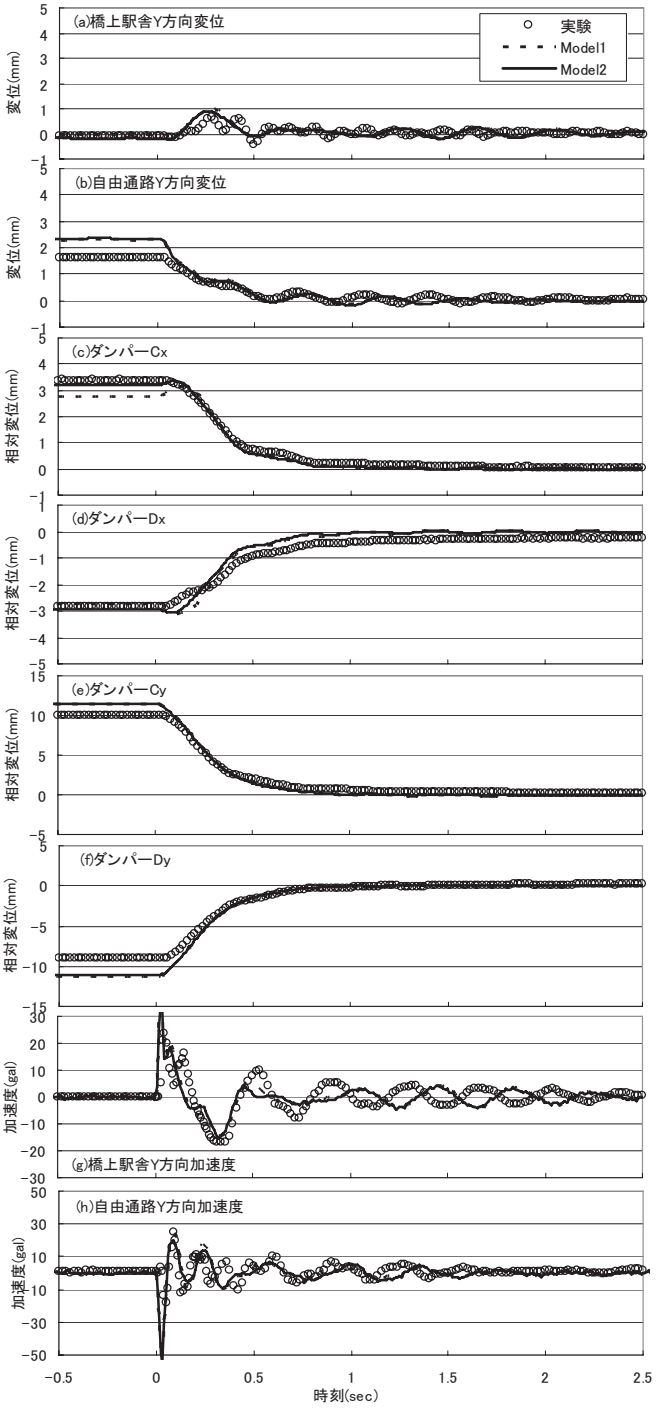
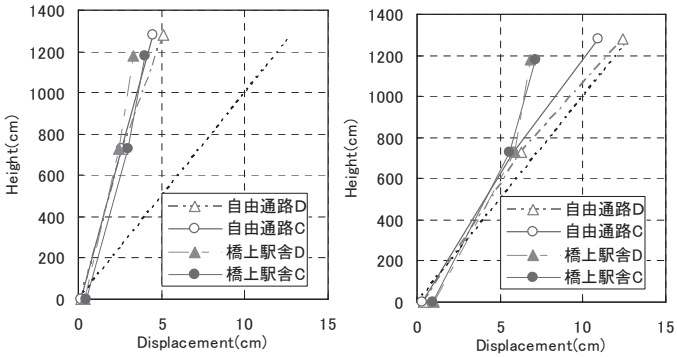


図 20　実験・解析結果時刻歴（Y 方向載荷）



(a) 告示極稀波入力　　(b) 土木 L2 波入力

図 21　最大応答変位(Model2)

が，この傾向は固有周期が相対的に短い自由通路において顕著である。図 22 にエネルギー吸収比率を示す。Model2 では連結部材のエネルギー吸収効果が Model1 よりも小さくなっている。フレームの塑性化はわずかであり，連結部のエネルギー負担率が低下した分を構造物の減衰エネルギーで処理している。このことから周期比率のみでフレームの損傷制御機能を定量的に評価することが困難であることがわかる。図 23 に示す通り橋上駅舎，せん断力負担率が変化することから，連結部材はエネルギー吸収部材としてよりもせん断力伝達部材として機能している。この傾向は土木 L2 波入力時の 2 階で顕著である。2 階はコンコース用途であり外壁が設けられるため，応答が増大することにより地震時に落下の懸念が発生する。こ

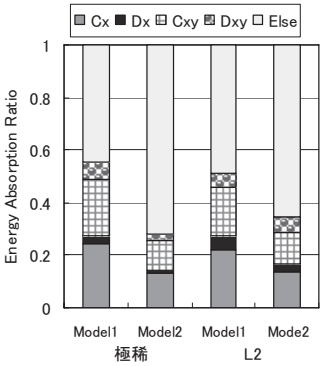


図 22　エネルギー吸収比率

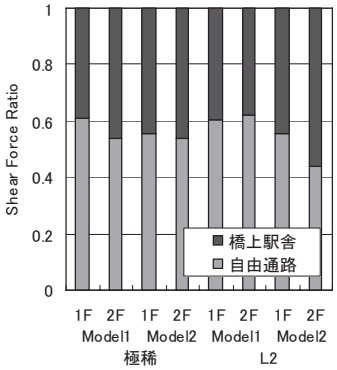


図 23　せん断力負担率

れは高さ方向の剛性バランスが変化するためと考えられ，1 質点モデルにより挙動を正確に把握することが困難になっている。

以上より，極大地震時に階段桁が耐震要素として機能すると，入力地震動によっては必ずしも安全側の評価とはならないことがわかる。なお実駅舎においては，本検討結果を考慮して当該建物の階段基礎と周辺地盤を絶縁し，階段桁が地震時水平力を負担せず設計時の性能を満足する処置を施した。

6．結論

本論では線路上空建築物に連結制振構造を適用した事例について，建築物のみならず土木構造物としての性能を確保することとその検討過程を示した。また，実駅舎において加力･振動実験を実施し，実際の線路上空建築物の振動特性を把握し，実測結果を反映したシミュレーションにより応答性状を評価することにより，採用した連結制振システムの有効性を検証した。これらの検討から以下の知見を得た。

- 対象建物において，非連結時には相対的に長周期側の構造物の応答変位が大きい。これを剛連結した場合には変位の絶対値は小さくなるが，負担せん断力が長周期側から短周期側の構造物に移動し，応答が大きくなる。制振連結時は連結ダンパーの効果により，2 つの構造物に対して剛連結時以上の応答制御効果を発揮する。
- 非連結時の橋上駅舎の応答は重量偏心の影響を受ける。剛連結時にはねじれの影響は建物全体に現れる。平面的にダンパーを適切に配置した制振連結によりねじれ応答の制御が可能である。
- 土木 L2 波入力時の最大応答変位は告示極稀波入力時の 2 倍程度となり，1 階(線路階)において層間変形角が 1/100 を超える応答が発生する。しかし，最大応答時にもフレームの塑性化の進展は小さい。また外壁が設けられず変形追随性の問題もないことから，構造安全性は確保されると考えられる。
- 実建物の加力，振動実験により得られた建物の固有周期は設計値と比較してかなり小さい値を示す。これは設計時と加力試験時の建物水平剛性の違いによるものと考えられ，剛性の乖離が顕著な X 方向でより大きくなる傾向にある。
- 振動実験結果から，オイルダンパーの設置により建物各部位の加速度応答は低減する傾向にある。建物連結による応答低減効果とともに，水平応答のバランスをとるようにダンパーの減衰係数を適切に設定すれば制振連結によりねじれ応答の制御が可能である。一方，建物計画の特殊性のため外壁が設置される部分が少ないため．仕上材等による振動特性の違いは明瞭に現れない。
- 設計で考慮していない階段桁を評価することで振動実験結果を精度良くシミュレートすることが可能である。本事例のような標準的な形状の橋上駅舎では，階段桁が振動特性に大きく影響する。
- 連結する構造物の周期比率，重量比率が一定の場合でも，連結によるフレームの応答低減効果の定量評価には入力地震動の特性評価が必要である。
- 標準的な駅舎では平面計画において階段の占める比率が大きく，設計上考慮していない階段桁が耐震要素として機能すると，連結ダンパーのエネルギー吸収効果は低下し，入力によっては応答が増幅する。また高さ方向の剛性バランスが変化し，1 質点モデルにより挙動を正確に捉えることが困難になる場合がある。

参考文献

1) 林篤, 大迫勝彦, 和田章, 高梨晃一：連結制振構造を適用した線路上空建築物のエネルギーによる応答特性評価, 日本建築学会構造系論文集, No. 635, pp55-63, 2009. 1
2) 小堀鐸二, 佐藤邦昭, 三浦義勝, 坂本光雄, 山田俊一, 前田祥三, 西村功, 石井孝二, 高橋新一, 田上淳, 播繁, 竹中康雄：弾塑性型ジョイント･ダンパに関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp589－596, 1988. 10
3) 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 回日本地震工学シシポジウム, Vol. 2, pp1855-1860, 1994. 12
4) 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
5) 辻聖晃：粘性系のダンパーを用いた既存建築物の耐震補強, 日本建築構造技術者協会関西支部, 木構造分科会資料, p10, 2004. 10
6) 楊貴君, 岩崎良二, 高田毅士：連結構造物における定点理論に基づく質量比－周波数比空間の領域分類と最適パラメータの誘導, 日本建築学会構造系論文集, No. 617, pp71-76, 2007. 7
7) 竹脇出, 辻聖晃：連結制震ダンパーを有する構造物群へ入力される地震エネルギーの基本特性, 日本建築学会構造系論文集, No. 616, pp81-87, 2007. 6
8) (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
9) 建設省：建設省告示第 1461 号,官報(号外第 106 号), 2000. 5. 30
10) 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
11) 鏡味洋史, 後藤典俊, 大田裕：各種土質指標を含む S 波速度推定式の系統的構成, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1976. 10
12) (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
13) 物理探査学会：“土と岩”の弾性波速度　―測定と利用―、物理探査学会、1990. 5
14) 林篤, 大迫勝彦, 鈴木勇, 宮崎賢一：線路上空建物への連結制振の適用に関する研究(その 3)(その 4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2 分冊, pp. 737-740, 2007. 8
15) 林篤, 和田章, 大迫勝彦, 岩崎和明：連結制振を適用した線路上空建物の振動特性(その 1)(その 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2 分冊, pp. 577-580, 2008. 8

(2009年 7 月 9 日原稿受理, 2009年10月27日採用決定)