

論文 制震ブレースを組み込んだRC造建物の地震応答

毛利邦寛*1・菊池健児*2・吉村浩二*2・宮川和明*3

要旨：梁降伏先行型の中低層RC造建物に制震ブレースを組み込んだ場合において、主体架構に対する制震ブレースの剛性比および耐力比が建物の最大応答や履歴消費エネルギー等の地震応答性状に及ぼす影響について時刻歴応答解析により検討を行った。その結果、主体架構の履歴消費エネルギーが概ね最小化される制震ブレースの剛性比および耐力比の組み合わせが存在し、このとき、建物全体の最大応答変位および最大応答せん断力はともに低減または抑制され、制震ブレースが効果的に機能することが確認された。

キーワード：制震ブレース, RC造建物, 剛性比, 耐力比, 最大応答, 履歴消費エネルギー

1. はじめに

近年、鉄骨造建築物内部にダンパー（制震装置）を組み込んだ応答制御型設計法に関する研究・開発がかなり行われるようになってきており、既に実施例も多い¹⁾。一方、鉄筋コンクリート（以下、RC）造建築物ではダンパーの適用例は少ないが、近年、既存RC造建築物の耐震改修において、ダンパーを用いた制震補強工法についての研究・開発が行われるようになってきており、ダンパーの減衰効果により地震時の損傷を抑えることが可能で、従来の強度型補強工法に較べて小さな付加強度で同等以上の補強効果が得られることなどが明らかにされている²⁾。また、変形性能の小さいRC造建築物に対しては、小さな層間変形時からエネルギー吸収部材を機能させる必要があることから、履歴型ダンパー材料として低降伏点鋼を用いることが有効であることが報告されている^{3), 4)}。

本研究は、中低層RC造建物を対象として、その耐震性を向上させ、構造骨組をより経済的に設計するために、ダンパーとして図-1に示すような二重鋼管形式の座屈補剛ブレース（以下、ブレース）を組み込んだ場合の地震時挙動を明らかにすることを目的としている。ブレースは、軸力を伝達する軸力管と軸力を伝達せず軸力管の全体座屈を防止する補剛管から構成されている⁵⁾。既往

の実験結果より、軸力管に低降伏点鋼を使用したブレースは小変形時からエネルギー吸収を開始し、圧縮時に全体座屈することなく、圧縮および引張に対して弾塑性域にわたり安定した履歴特性と十分な累積塑性変形性能を有していることが明らかにされている⁶⁾。本論では、主体架構に対するブレースの剛性比および耐力比がブレースを組み込んだ建物の地震応答性状に及ぼす影響について、建物階数、ブレースの剛性比および耐力比を解析変数とした地震応答解析を行い、最大応答変形、最大応答せん断力、履歴消費エネルギーを効率的に低減または抑制するためのブレースの剛性比および耐力比の検討を行っている。

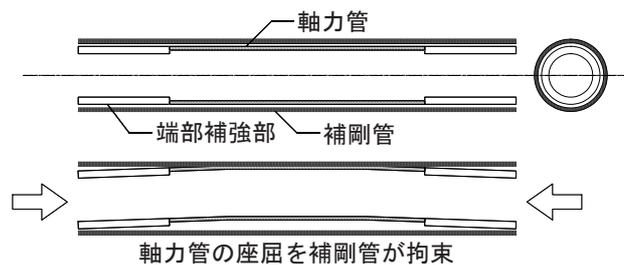


図-1 座屈補剛原理（二重鋼管形式）

2. 解析モデル

図-2に解析建物のモデル化方法について示す。解析建物は中低層RC造建物を対象とし、図-2(a)に示すようにブレースが数スパンおきに組み込

*1 大分大学大学院 工学研究科建設工学専攻（現 株式会社エスパス建築事務所）（正会員）

*2 大分大学教授 工学部建設工学科 工博（正会員）

*3 川鉄シビル株式会社 システム建築事業部（正会員）

まれた無限均等柱・梁フレームを想定する。ここで、この無限均等柱・梁フレームは、ブレースを組み込むことにより保有水平耐力は変化しないと仮定し、無限均等柱・梁フレームから柱1本を切り出したキの字形の単位フレームに置換する。ブレースはブレース部分の水平剛性および水平耐力を有するせん断バネに置換し、解析

架構モデルは、図-2 (b) に示すようにキの字形フレームとせん断バネを結合したモデルとする。図-3 に部材の復元力特性モデルについて示す。柱および梁の非線形性は、曲げのみに与え、せん断変形は弾性とする。柱・梁の曲げ復元力特性はトリリニアにモデル化し、履歴モデルは武田モデル⁷⁾を用いる。ブレースは繰り返し変形による歪硬化により応力上昇することがわかっており⁶⁾、実設計ではその影響を適切に評価する必要があるが、本解析では簡単のため、ブレースに対応するせん断バネの履歴モデルはバイリニアモデルを用いる。

3. 解析変数および解析方法

解析変数は、表-1 に示すように建物階数、ブレース (せん断バネ) の剛性比 k および耐力比 β とする。ここで、剛性比は主体架構の水平弾性剛性に対するブレースの水平弾性剛性の比とし、耐力比は主体架構の保有水平耐力に対するブレースの降伏水平耐力の比とする。建物階数は3, 6階の2タイプとする。剛性比 k は0.2~1.0の範囲において0.2刻み、耐力比 β は0.3~1.2の範囲において0.3刻みとし、各階で同一とする。実際のブレースの剛性と耐力は、軸力管の材質や変形させる部分の長さを調整することにより独立した設定が可能である。なお、剛性比と耐力比の組み合わせにより、ブレースの降伏層間変形が主体

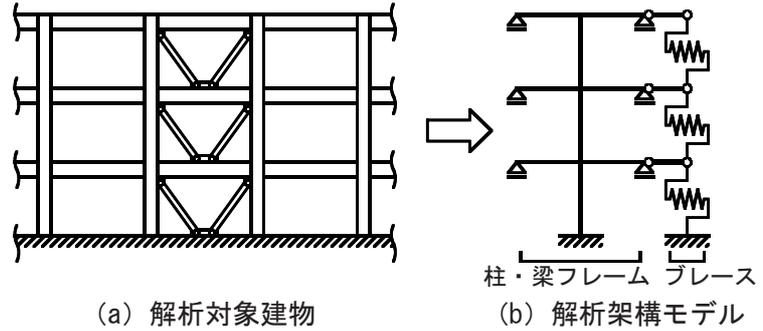


図-2 解析対象建物のモデル化

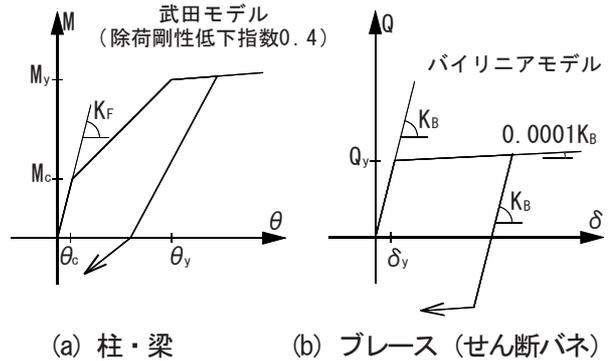


図-3 部材の復元力特性

表-1 解析変数

主体架構	
建物階数	3, 6
保有水平耐力	ベースシア係数にして0.3
崩壊形	全体崩壊形 (梁降伏型)
制震ブレース	
剛性比 k	0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0
耐力比 β	0.3, 0.6, 0.9, 1.2

※ 剛性比 $k = \frac{\text{ブレース (せん断バネ) の水平弾性剛性}}{\text{主体架構の水平弾性剛性}}$
 耐力比 $\beta = \frac{\text{ブレース (せん断バネ) の降伏水平耐力}}{\text{主体架構の保有水平耐力}}$

表-2 断面諸元
(a) 3階建モデル

階	柱				梁			
	F_c (N/mm ²)	$b \times D$ (cm)	主筋	帯筋	F_c (N/mm ²)	$b \times D$ (cm)	主筋 一段筋 二段筋	あばら筋
R	/	/	/	/	21	35×75	4-D19	2-D10@180
3	21	60×60	12-D19	2-D10@100	21	35×80	4-D22	2-D10@180
2	21	60×60	12-D22	2-D10@100	21	35×85	4-D22 1-D22	2-D10@180
1	21	60×60	12-D22	2-D10@100	/	/	/	/

(b) 6階建モデル

階	柱				梁			
	F_c (N/mm ²)	$b \times D$ (cm)	主筋	帯筋	F_c (N/mm ²)	$b \times D$ (cm)	主筋 一段筋 二段筋	あばら筋
R	/	/	/	/	27	40×75	4-D25	2-D13@180
6	27	70×70	20-D29	2-D13@100	27	40×75	4-D25	2-D13@180
5	27	70×70	20-D29	2-D13@100	27	40×75	4-D25 1-D25	2-D13@180
4	27	70×70	20-D29	2-D13@100	30	40×85	4-D29	2-D13@180
3	30	75×75	20-D29	2-D13@100	30	40×85	4-D29 1-D29	2-D13@180
2	30	75×75	20-D29	2-D13@100	30	40×85	4-D29 2-D29	2-D13@180
1	30	75×75	20-D32	2-D13@100	/	/	/	/

架構の降伏層間変形よりも大きくなるケースが存在するが、これらのケースは本解析において

は考慮しないこととする。表-2に主体架構の断面諸元について示す。主体架構は、保有水平耐力時の層せん断力係数の分布形状がほぼ A_1 分布となり、保有水平耐力時のベースシア係数が0.3を満たし、梁降伏型の全体崩壊形となるように断面設計を行った。なお、柱・梁フレームは、スパン6.0m、構造階高3.5m、層重量432kN（柱1本当たりの支配床面積36m²、床単位重量12kN/m²）で各階同一とした。

入力地震動は、表-3に示す3種類の地震動を最大地動速度50cm/secに基準化して用いた。地震応

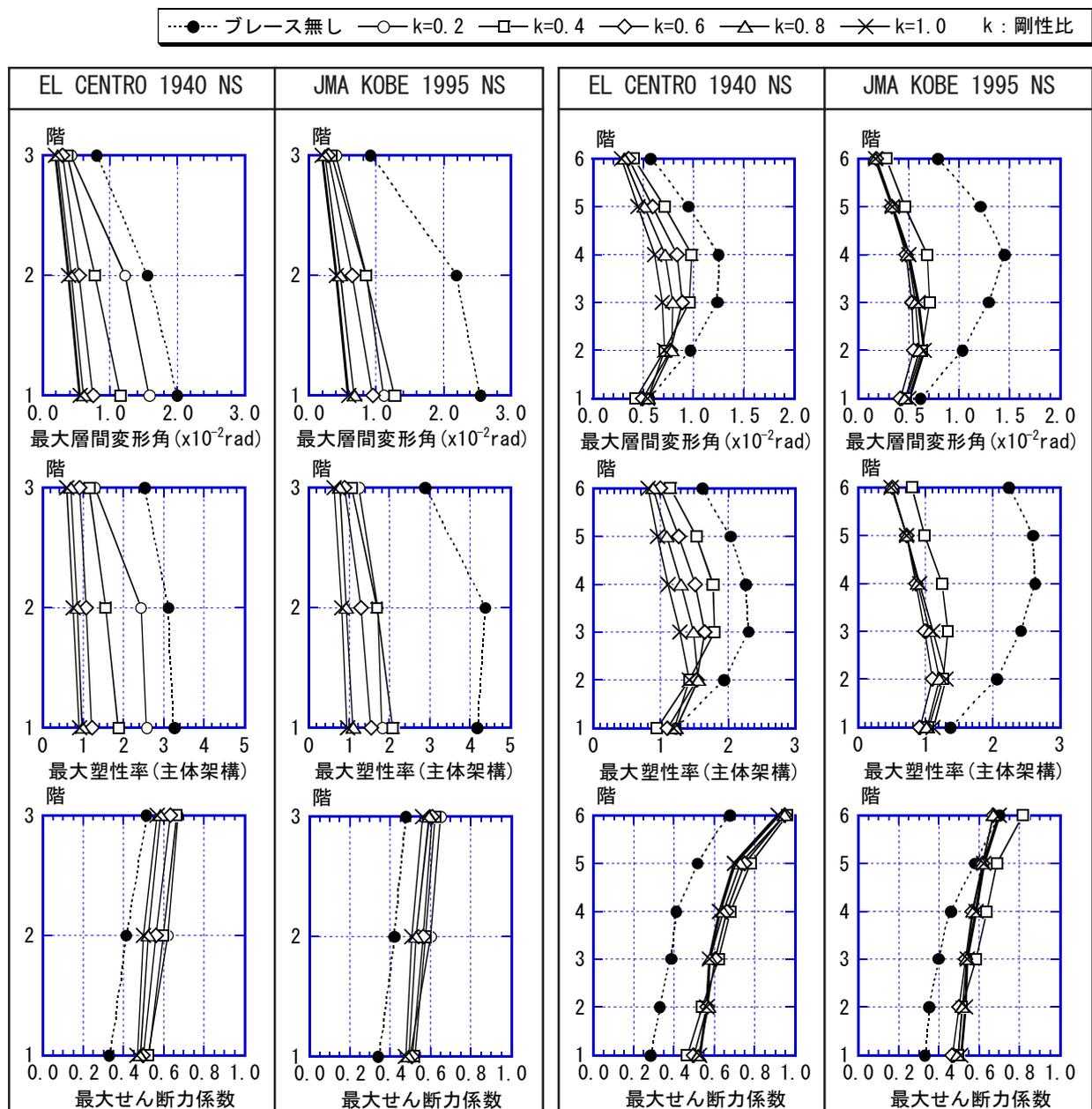
答解析の数値積分法は、Newmark β 法 ($\beta=0.25$)を用い、解析継続時間は15秒とし、積分時間刻みは0.001秒とした。減衰は瞬間剛性比例型とし、減衰定数は1次モードに対し0.05とした。

表-3 入力地震動

入力地震動	最大速度 (cm/sec)	最大加速度 (cm/sec ²)	継続時間 (sec)
EL CENTRO 1940 NS	50	510.8	15
JMA KOBE 1995 NS	50	446.0	15
HACHINOHE 1968 NS	50	330.1	15

4. 地震応答解析結果

地震応答解析結果よりブレースの剛性比 k お



(a) 3階建モデル

(b) 6階建モデル

図-4 最大応答分布（耐力比 $\beta=0.6$ の場合）

よび耐力比 β が地震応答性状に及ぼす影響について述べる。

4.1 最大応答分布

図-4に最大応答分布として、最大層間変形角、主体架構の最大塑性率、最大層せん断力係数を耐力比 $\beta=0.6$ の場合について示す。3階建モデルでは1階、6階建モデルでは3、4階の応答変形が大きくなる。ブレースを組み込むことにより、最大層間変形角、主体架構の最大塑性率は各階において低減されている。また、ブレースの応答変形に対する低減効果は、剛性比 k が高いほど大きく、3階建モデルでは $k=0.8$ 以上で主体架構の最大塑性率は1.0以下となる。6階建モデルでは、ELCENTRO波は剛性比が高くなるほど最大層間変形角は低減されているが、JMA KOBE波は、最大層間変形角は $k=0.6$ 以上で同程度となる。なお、HACHINOHE波は、ブレースを組み込んだ全てのケースにおいて、各階の主体架構の最大塑性率は1.0以下となった。最大層せん断力係数は、3、6階建モデルともにブレースを組み込むことによ

り、いずれのケースにおいても大きくなる。

4.2 最大応答比

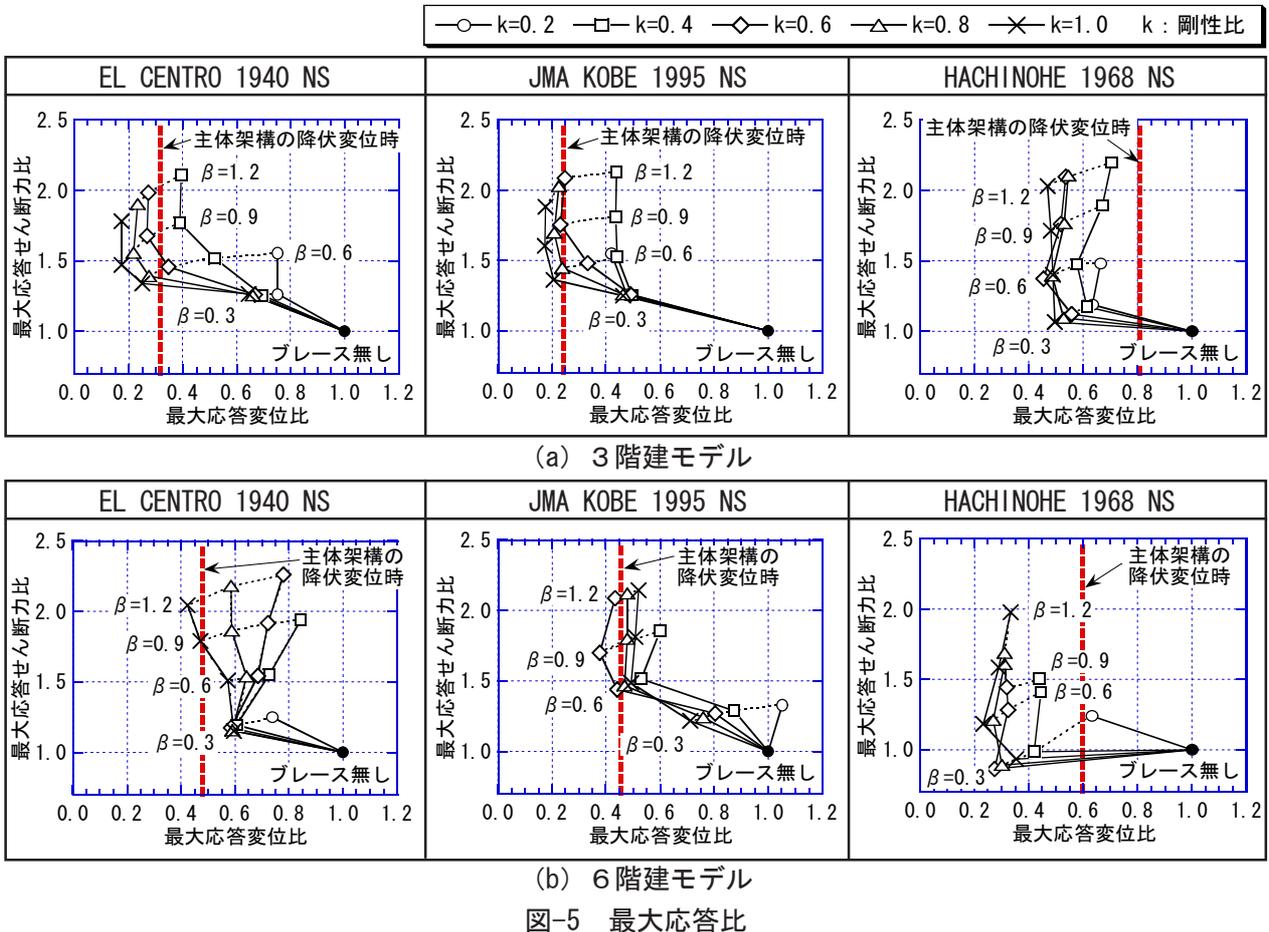
図-5に最大応答せん断力比と最大応答変位比の関係について示す。ここで、最大応答比とはブレースを組み込んだ場合の最大応答をブレースを組み込まない場合の最大応答で除した値である。最大応答せん断力と最大応答変位は、建物全体での地震応答性状を評価するために、(1)、(2)式⁸⁾による等価な応答せん断力および応答変位の最大値とした。

$${}_1Q = {}_1\beta \{u\}^T \{P\} \quad (1)$$

$${}_1\delta = \frac{{}_1\beta \{u\}^T [M] \{\delta\}}{{}_1M} \quad (2)$$

ここに、 ${}_1Q$: 等価せん断力 ${}_1\delta$: 等価変位
 ${}_1\beta$: 1次刺激係数 $\{u\}$: 1次固有ベクトル
 $[M]$: 質量マトリックス ${}_1M$: 等価質量
 $\{P\}$: 外力ベクトル $\{\delta\}$: 変位ベクトル

また、図中には主体架構の降伏変位をブレース無しの場合の最大応答変位で除した値を示す。なお、主体架構の降伏変位は、 A_1 分布によ



る水平外力分布を用いた主体架構の静的漸増載荷解析結果に基づく等価せん断力-等価変位関係上における接線剛性が初期剛性の10%以下に低下したときの変位とした。

3階建モデルでは、最大応答変位はEL CENTRO波、JMA KOBE波では $\beta=0.6$ 以上、HACHINOHE波では $\beta=0.3$ 以上で大きく低減し、剛性比 k が高いほど低減効果は大きい。EL CENTRO波およびJMA KOBE波では $\beta=0.3$ は剛性比によらず同程度の応答となり、耐力比 β が0.3程度では剛性比 k が地震応答性状に与える影響が小さいことがわかる。また、最大応答せん断力は耐力比 β が高いほど大きくなる傾向を示すが、 $\beta=0.6$ 以上では最大応答変位はほとんど変わらないことから、最大応答せん断力および最大応答変位をともに低減または抑制するためには、 $k=1.0$ 程度で $\beta=0.3\sim0.6$ の範囲が適当と考えられる。一方、6階建モデルでは、最大応答変位の低減において地震波による相違がみられる。EL CENTRO波では剛性比 k が高くなるにしたがい最大応答変位は減少するのに対し、JMA KOBE波およびHACHINOHE波では $k=0.6$ において

最も低減が大きい。また、最大応答せん断力は、耐力比 β が高くなるにしたがい大きくなることから、最大応答変位および最大応答せん断力をともに低減または抑制するには、 $k=0.6\sim1.0$ の範囲で $\beta=0.3\sim0.9$ の範囲が適当と考えられる。また、各地震波において最大応答を効率的に低減または抑制できる剛性比および耐力比では、主体架構の最大塑性率は各階において1.5以下であった。

4.3 履歴消費エネルギー

図-6に主体架構の履歴消費エネルギー E_{pf} およびブレースの履歴消費エネルギー率 E_{pb}/E_{pt} と剛性比 k および耐力比 β の関係をEL CENTRO波について示す。ここで、履歴消費エネルギー率とは、ブレースの履歴消費エネルギー E_{pb} を建物全体の履歴消費エネルギー E_{pt} で除した値である。同図より、3、6階建モデルともにブレースを組み込むことで E_{pf} は大きく低減されている。図-7に示す E_{pf} と E_{pb}/E_{pt} の関係より、 E_{pf} は E_{pb}/E_{pt} が最大となる剛性比 k および耐力比 β で最小化されることがわかる。主体架構の履歴消費エネ

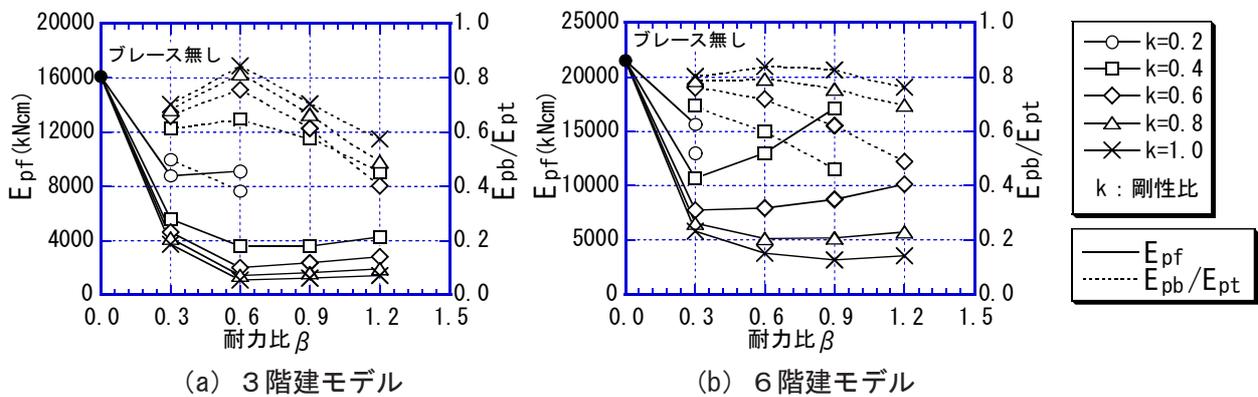


図-6 履歴消費エネルギー (EL CENTRO波)

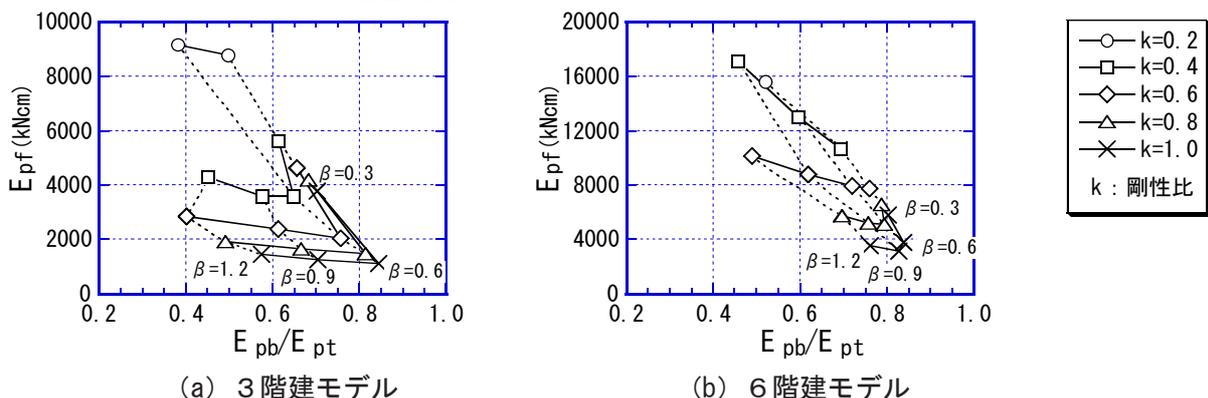


図-7 主体架構の履歴消費エネルギー E_{pf} とブレースの履歴消費エネルギー率 E_{pb}/E_{pt} (EL CENTRO波)

ルギー E_{pf} は、3階建モデルでは $k=1.0$ 、 $\beta=0.6$ 、6階建モデルでは $k=1.0$ 、 $\beta=0.6 \sim 0.9$ で概ね最小となり、4.2項で述べた、最大応答変位および最大応答せん断力をともに低減または抑制する剛性比 k および耐力比 β の範囲に概ね対応する。なお、他の地震波においてもこの対応関係は同様の傾向がみられた。

4.4 応答履歴曲線

図-8に3、6階建モデルの最大層間変形の最も大きくなる階の応答履歴曲線をブレースを組み込まない場合とブレースを組み込んだ場合として、剛性比 $k=1.0$ 、耐力比 $\beta=0.6$ のケースをEL CENTRO波の場合について示す。図中の実線は主体架構の応答履歴曲線、破線はブレースの応答履歴曲線を示している。ブレースを組み込むことにより、主体架構の応答履歴曲線はほぼ線形な挙動を示し、ブレースがエネルギー吸収デバイスとして効果的に機能していることがわかる。

5. まとめ

本解析により、以下の知見を得た。

- (1) 最大応答変位と最大応答せん断力をともに低減または抑制できるブレースの剛性比および耐力比が存在する。本解析においては、3階建モデルでは剛性比1.0程度で耐力比0.3~0.6の範囲、6階建モデルでは剛性比0.6~1.0の範囲で耐力比0.3~0.9の範囲であった。
- (2) 主体架構の履歴消費エネルギーは、ブレースを組み込むことにより大きく低減され、ブレースの履歴消費エネルギー率が最大となる剛性比および耐力比で概ね最小となる。また、このときの剛性比および耐力比は、最大応答変位および最大応答せん断力をともに低減または抑制す

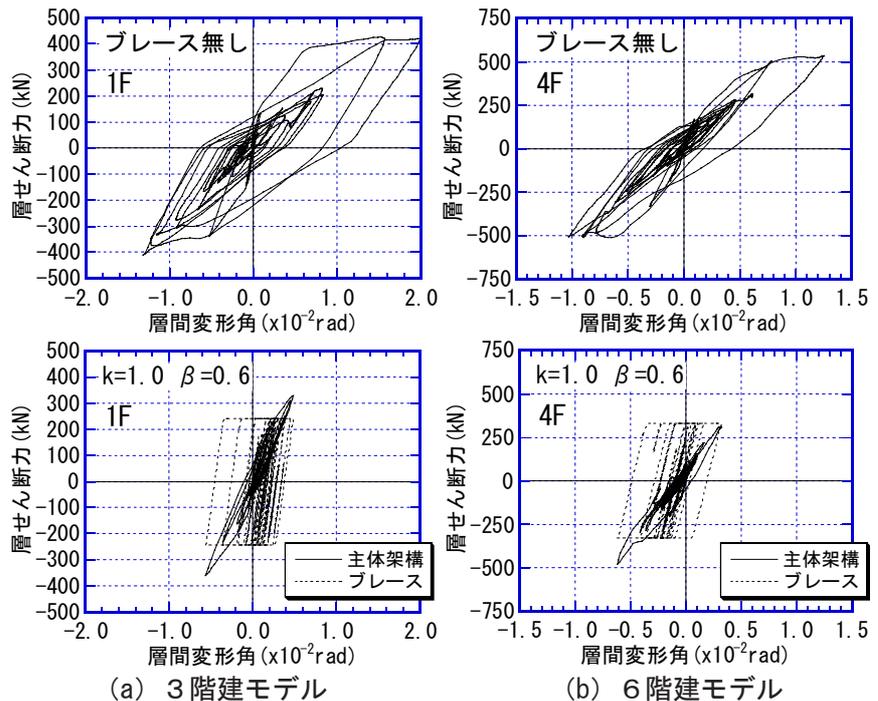


図-8 応答履歴曲線 (EL CENTRO波)

る剛性比および耐力比に概ね対応する。

今後は、本研究で想定している二重鋼管座屈補剛ブレースの実用的な範囲内で、構造骨組をより経済的に設計するための損傷コントロール型性能設計の可能性や簡便な応答予測方法に関する検討を行っていく予定である。

参考文献

- 1) 日本建築構造技術者協会：応答制御構造設計法，2000.12
- 2) 北嶋圭二ほか：ダンパーを用いた既存RC造建築物の耐震補強に関する研究（その4~5），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2構造IV，pp.277-280，1996.9
- 3) 木下陵二ほか：鋼管ブレースを使用した低層RC造建築物の外部補強工法の研究（その1~3），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2構造IV，pp.101-106，1999.9
- 4) 宮川和明ほか：鋼管ブレースを使用した既存RC造建築物の耐震補強工法に関する実験的研究（その4），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2構造IV，pp.767-768，2001.9
- 5) 桑原進ほか：二重鋼管の補剛性能に関する研究，日本建築学会構造系論文報告集，第445号，pp.151-158，1993.3
- 6) 清水孝憲ほか：二重鋼管座屈補剛ブレースの履歴特性に関する研究（その2，3），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1構造III，pp.671-674，2001.9
- 7) Takeda.T., M.A.Sozen and N.N.Nielsen：Reinforced Concrete Response to simulated Earthquakes, Journal of the Structural Division, ASCE, Vo196, No.ST12, pp.2557-2573,1970.12
- 8) 建築研究振興協会：鉄筋コンクリート造建築物の性能評価ガイドライン，技報堂出版，p83，2000.8