論文　RC造建物に組み込まれた制震ブレースの履歴特性が地震応答性状に及ぼす影響

宮川　和明[*1]・菊池　健児[*2]・吉村　浩二[*2]・木部　照路[*3]

要旨:制震ブレースとして軸力管に低降伏点鋼を用いた二重鋼管座屈補剛ブレースが組み込まれた中低層RC造建物を対象に，制震ブレースの履歴特性の違いが建物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，設計目標とする主体架構の最大塑性率の範囲によっては，制震ブレースのひずみ硬化特性の影響は地震応答性状に顕著な影響を与えないことが明らかになった。

キーワード：応答制御，履歴型ダンパー，履歴モデル，ひずみ硬化，履歴消費エネルギー

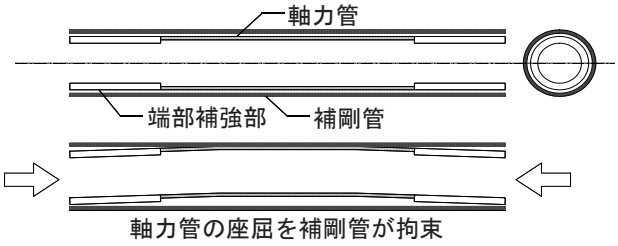
1. はじめに

元来制震ダンパーは，鉄骨造（以下，S造）建物を対象に研究・開発が行われてきたものであり既に実施例も多い[1)]が，近年は鉄筋コンクリート造（以下，RC造）建物への適用事例も高層RC造建物を中心に増加している。また，近年積極的に進められている既存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の研究・開発が進められ，中低層建物に対しても，ダンパーの減衰効果によって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報告されている[2)]。

筆者らは，履歴型ダンパーとして，低降伏点鋼を用いた二重鋼管形式の座屈補剛ブレース[3)]（**図－1**，以下，ブレース）を想定し，ブレースの中低層RC造建物への適用の可能性について，ブレースが組み込まれた建物の地震応答性状を地震応答解析により検討した[4)]。その結果，ブレースを組み込むことにより，主体架構の履歴消費エネルギーを大きく低減することができ，最大応答変位を抑制することが可能であった。また，ブレースの剛性比（ブレースの水平剛性／建物全体の水平剛性）および耐力比（ブレースの降伏水平せん断耐力／建物全体の保有水平せん断力）が，ブレースの減衰効果を大きく支配し，最適なブレースの投入量を決定する重要な要素となるという既往の報告[5)]と同様の結果を得た。

履歴型ダンパーに多く用いられる低降伏点鋼は，繰り返し塑性変形時に歪硬化により応力が上昇する特性を有している。S造建物の実設計においては，低降伏点鋼を用いたダンパーの履歴特性は完全弾塑性型に仮定され，ひずみ硬化特性は考慮されない場合が多い。これは，モデルの簡便性と，一般的にひずみ硬化を無視することは，塑性変形を大きめに算定し安全側の評価が可能と推定されるからである。しかし，設計で想定するダンパーの耐力比がひずみ硬化により変化すること，大きな応力上昇はダンパー接合部や周辺架構の設計を困難にすることなど，著しい硬化特性には問題も指摘されている[6)]。

本論では，このひずみ硬化特性に着目し，ブレースの履歴モデルとして，完全弾塑性型のバイ



図－1　座屈補剛原理（二重鋼管形式）

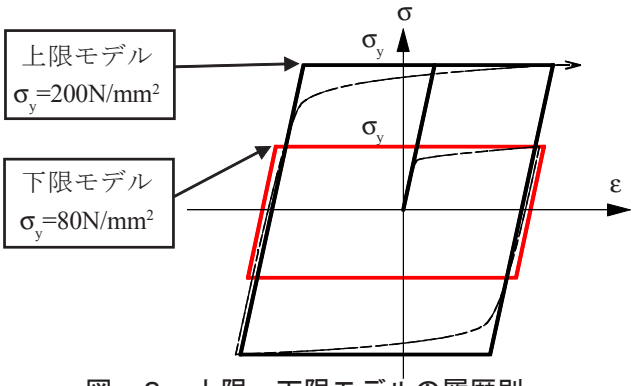
*1　JFEシビル（株）　建築事業本部／大分大学大学院　工学研究科環境工学専攻　（正会員）
*2　大分大学　工学部福祉環境工学科建築コース　教授　工博　（正会員）
*3　大分大学大学院　工学研究科建設工学専攻

リニアモデルとひずみ硬化特性を適切に評価する履歴モデルを用いた場合の地震応答解析により，履歴モデルの違いが中低層RC造建物の応答変形，応答せん断力および履歴消費エネルギーなどに及ぼす影響を検討する。

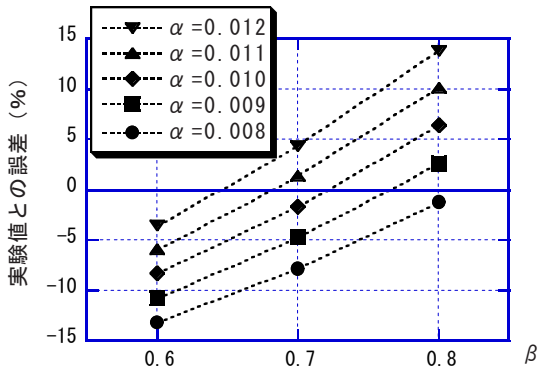
2. ブレースの履歴特性のモデル化

本論では，降伏応力度が100N/mm²級の低降伏点鋼を軸力管とするブレースを対象とする。既往の研究[7]より，低降伏点鋼の降伏応力度の下限値は80N/mm²であり，最大ひずみ度が1%程度の場合には鋼管の径厚比に関わらず最大応力度は200N/mm²程度に上昇する。また，ブレースは軸ひずみ振幅1.0～1.5%程度まで，紡錘形の安定した弾塑性履歴特性を示す。従って，一般的にバイリニアモデルを用いる場合には，**図－２**に示すような2ケースのバイリニアモデルに仮定する場合が多く，本論でも同モデルを適用する。以下，これらの２ケースのモデルを下限および上限モデルという。

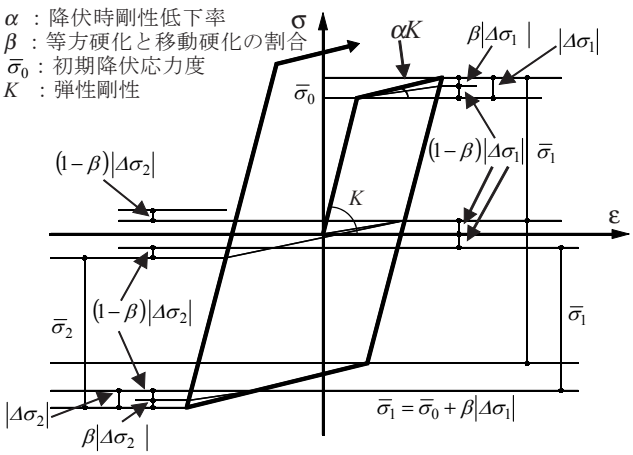
一方，ひずみ硬化を伴う低降伏点鋼を用いたダンパーの履歴特性に対しては，いくつかのモデルが提案されている[6]。そのうち本論では，山田・辻によって提案されたモデル[8]（**図－３**，以下，I-Kモデルという）の適用を試みる。本モデルは，基本的にはバイリニア型の履歴特性を有し，等方硬化と移動硬化を結合したものに，さらに移動硬化の範囲を考慮したものである。このモデルで必要となる２つのパラメータ，降伏時剛性低下率αと移動硬化と等方硬化の割合β（$0.0 \leqq \beta \leqq 1.0$）を，既往の実験[7]で得られたブレースの応力－ひずみ関係の累積履歴面積と解析によるものが等価となるように試行錯誤によって求める。αは0.008～0.012の範囲において0.001刻み，βは0.6～0.8の範囲において0.1刻みとして変化させた場合の誤差を**図－４**に示す。ここで，誤差とは累積履歴面積の解析値と実験値の差を実験値で除して求めた値である。同図より，誤差が小さく安全側に評価しているα=0.010，β=0.7の組み合わせを本解析では採用することにする。この場合の応力－ひずみ関係の解析結果を実験結果と併せて**図－５**に



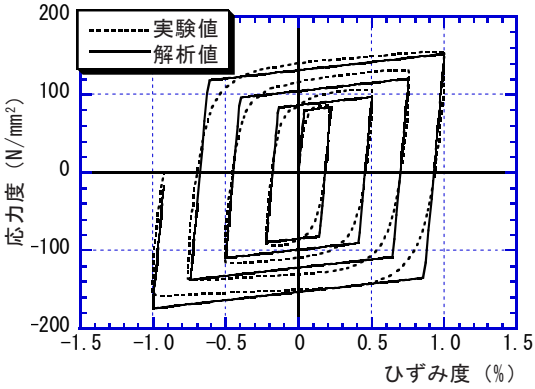
図－２　上限・下限モデルの履歴則



図－４　累積履歴面積の解析値の実験値に対する誤差



図－３　I-Kモデルの履歴則



図－５　履歴モデルの照合

示す。両者の相関は概ね良好であり，本モデルがひずみ硬化特性を適切に表現できることがわかる。なお，解析でのブレースの初期降伏応力度は80N/mm^{2}としている。

3. 解析概要

3. 1　解析対象建物モデル

図－６に解析対象建物のモデル化方法を示す。**図－６（a）**に示すように，ブレースが数スパンおきにK型に配置された無限均等柱・梁骨組を想定する。この骨組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・梁骨組から柱1本を切り出したブレース付きのキの字形単位骨組（**図－６（b）**）にモデル化する。

本論での解析対象建物は3層，6層および10層の3モデルとし，スパン6m，構造階高3.5 m，層重量432kNで各層同一とする。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Ai分布となり，保有水平耐力時のベースシア係数がほぼ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。主体架構の諸元（各層の初期剛性および保有水平耐力）を**表－1**に示す。

RC部材の非線形特性は曲げのみに与え，せん断変形は弾性とする。曲げの復元力特性は，ひび割れ，降伏を考慮しトリリニアで与え，履歴モデルは武田モデル[9]を仮定する。ブレースは軸力のみに抵抗し，履歴モデルは前述の下限・上限モデルおよびI-Kモデルを仮定する。

3. 2　解析変数および解析方法

解析変数は，ブレースの履歴モデル，ブレースの剛性比kならびに地震波とする。剛性比k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定義する。本解析では，応答変形の低減に効果的な剛性比[4), 5)]および現実的なブ

表－１　主体架構諸元

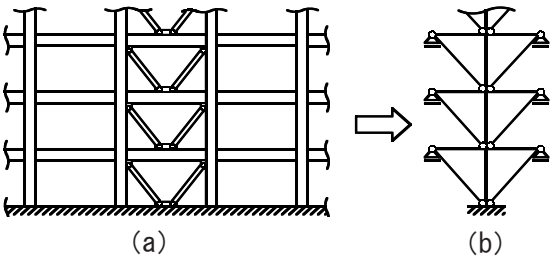
3層モデル	初期剛性 (kN/cm)	保有水平耐力	
		層せん断力 (kN)	層間変形角 (x10^{-2}rad)
3	502.7	185.1	1.128
2	571.1	311.2	1.675
1	660.1	408.1	2.000

6層モデル	初期剛性 (kN/cm)	保有水平耐力	
		層せん断力 (kN)	層間変形角 (x10^{-2}rad)
6	711.8	253.2	1.052
5	739.6	416.4	1.614
4	861.8	550.7	2.002
3	1079.3	661.7	1.992
2	1149.7	751.8	1.652
1	1508.7	822.0	1.036

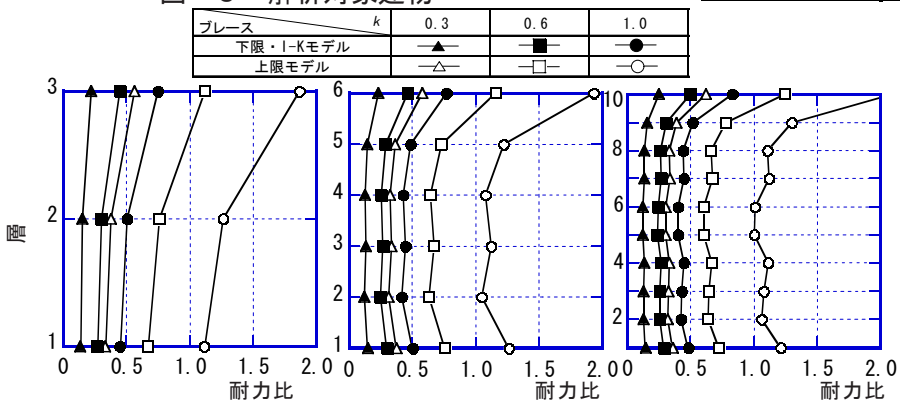
10層モデル	初期剛性 (kN/cm)	保有水平耐力	
		層せん断力 (kN)	層間変形角 (x10^{-2}rad)
10	928.3	307.2	0.496
9	931.9	494.6	1.056
8	1049.0	652.8	1.489
7	1286.8	789.7	1.739
6	1330.6	909.3	1.952
5	1481.4	1013.3	2.005
4	1783.7	1102.1	1.890
3	1841.2	1177.3	1.633
2	1906.9	1237.7	1.231
1	2263.2	1285.3	0.779

表－２　入力地震動

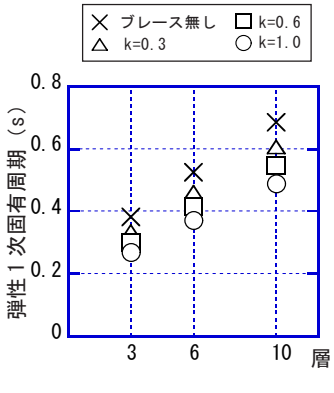
入力地震動	最大速度 (cm/sec)	最大加速度 (cm/sec^2)	継続時間 (sec)
EL CENTRO 1940 NS	50	510.8	15
JMA KOBE 1995 NS	50	446.0	15
TAFT 1952 EW	50	496.5	15



図－６　解析対象建物



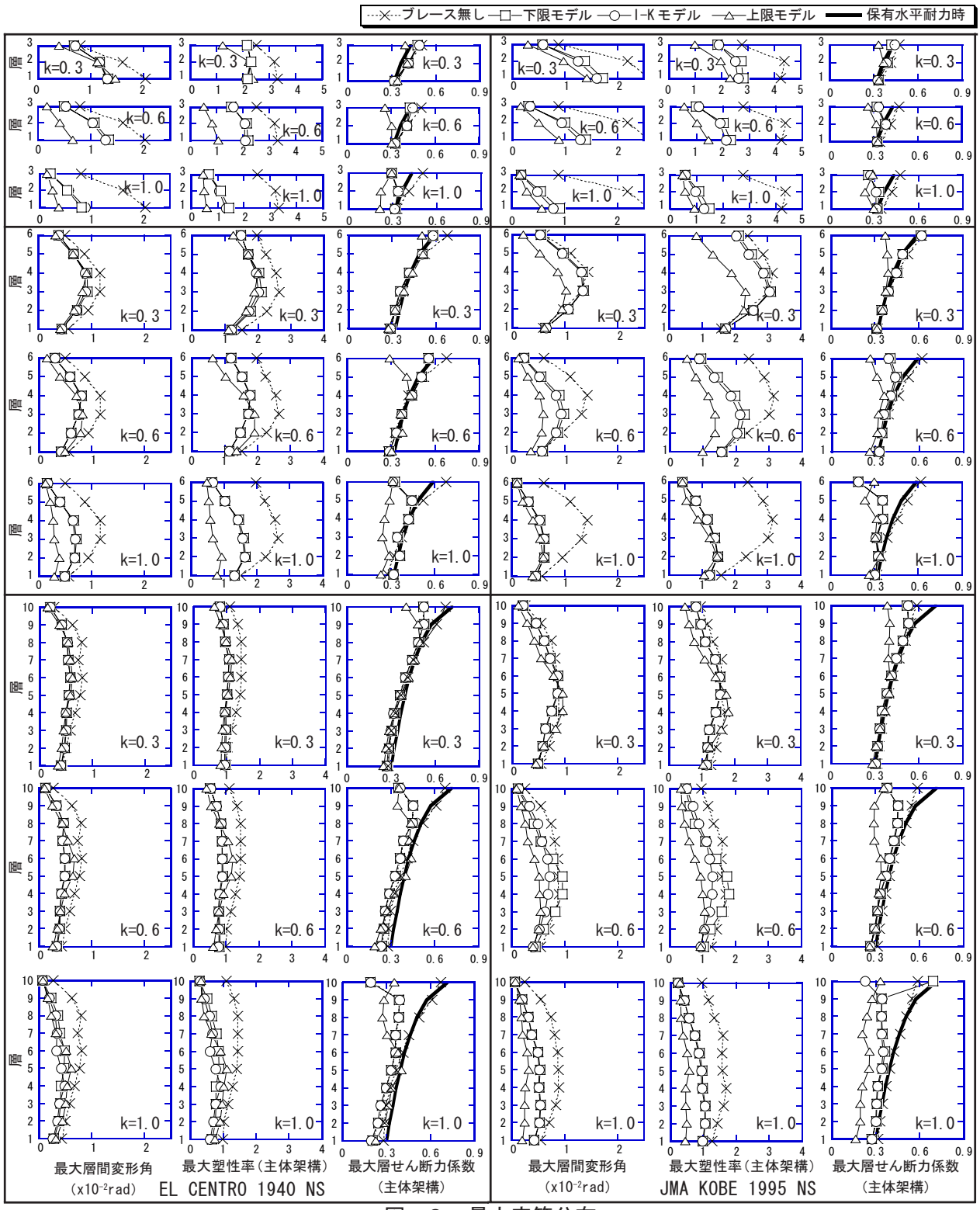
図－７　ブレースの耐力比



図－８　弾性１次固有周期

レースの断面を考慮して，k=0.3，0.6および1.0の3ケースを選択し，各層で同一とする。ブレースの断面および軸耐力は，kから逆算されるブレースの軸剛性により決定され，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（耐力比）は各層で異なる。各ケースの耐力比および弾性1次固有周期を**図－7**および**図－8**に示す。

入力地震動は，**表－2**に示す3種類の地震動を最大地動速度50cm/secに基準化して用いる。地震応答解析の数値積分法はNewmark β法（β=0.25）を用い，積分時間刻みは0.0005秒とする。減衰は



図－9　最大応答分布

瞬間剛性比例型とし，減衰定数は0.05とする。

4. 地震応答解析結果

4. 1　最大応答分布

最大層間変形角，主体架構の最大塑性率および最大層せん断力係数の高さ方向応答分布をEL CENTRO波およびKOBE波の場合について**図－9**に示す。最大塑性率は降伏変形に対する値であり，最大層せん断力係数はブレースの負担分を除いた主体架構の値を示す。同図より，何れの最大応答分布もI-Kモデルと下限モデルによる結果は概ね同等かI-Kモデルの方がやや小さい性状を示す。一方，上限モデルでの最大応答は，他のモデルより小さくなる傾向が認められるが，6層および10層モデルにおいて，下限・I-Kモデルとほとんど等しいケースや，層によっては下限・I-Kモデルより大きくなるケースも見られる。

6層モデルのKOBE波k=0.3や10層モデルのKOBE波k=0.3，0.6のケースのように，応答変形がブレースを組み込まない場合より若干大きくなるケースが見られるが，これは入力地震動の周波数特性の影響やこれらのケースではブレースの剛性比および耐力比が，ブレースの減衰効果を十分発揮するのに最適な組み合わせではなかったためと考えられる。剛性比kの影響は，総じてkが大きいほど応答変形の低減が比較的大きく，主体架構の層せん断力係数も小さくなる傾向を示した。

4. 2　応答履歴曲線

3層および10層モデル代表階の層せん断力の応答履歴曲線をEL CENTRO波（k=1.0）の場合について**図-10**に示す。図中の実線は主体架構の，破線はブレースの応答履歴曲線を示す。I-Kモデルでの主体架構の応答履歴曲線は下限モデルの場合とほぼ同様であるが，ブレースはひずみ硬化の影響により降伏後の負担層せん断力が同図に示すケースでは1.2～1.3倍程度上昇している。I-Kモデルでの全解析ケースにおけるブレース応力度の上昇程度については，4.4節で述べる。

4. 3　エネルギー消費状況

各ケースの総入力エネルギーE_t[10]（ただし，ここでは運動エネルギーは省き，減衰エネルギーと履歴消費エネルギーの和としている。）と主体架構の履歴消費エネルギー$_fE_p$を**図-11**に示す。同図の縦軸はE_tおよび$_fE_p$をブレースを組み込まない場合の値E_{t0}および$_fE_{p0}$で基準化した値（E_t/E_{t0}, $_fE_p/_fE_{p0}$）を，横軸は剛性比kを示す。同図より，E_t/E_{t0}, $_fE_p/_fE_{p0}$ともに下限モデルとI-Kモデルでほぼ同様の値を示す。ブレースを組み込んだ場合，総入力エネルギーE_tは地震波により異なる傾向が見られ，ブレースを組み込まない場合より増加するケースがある。本解析の範囲では下限・I-Kモデルの場合，E_t/E_{t0}の最大値はおよそ1.5である。一方，主体架構の履歴消費エネルギー$_fE_p$は，ブレースを組み込んだ全てのケースで大きく低

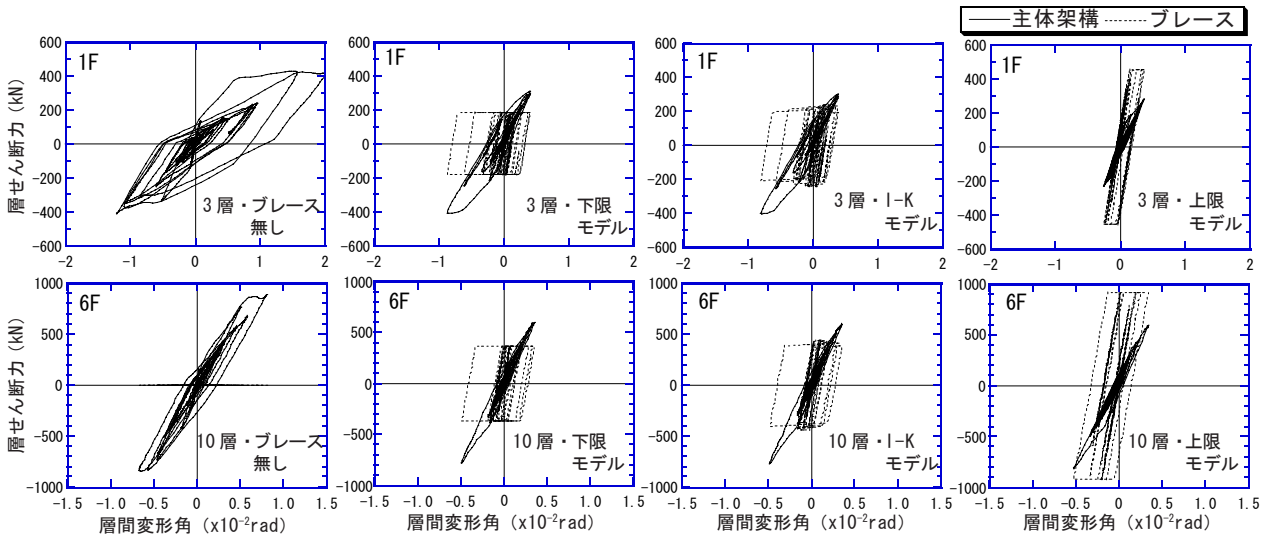


図-10　応答履歴曲線（EL CENTRO 1940 NS, k=1.0）

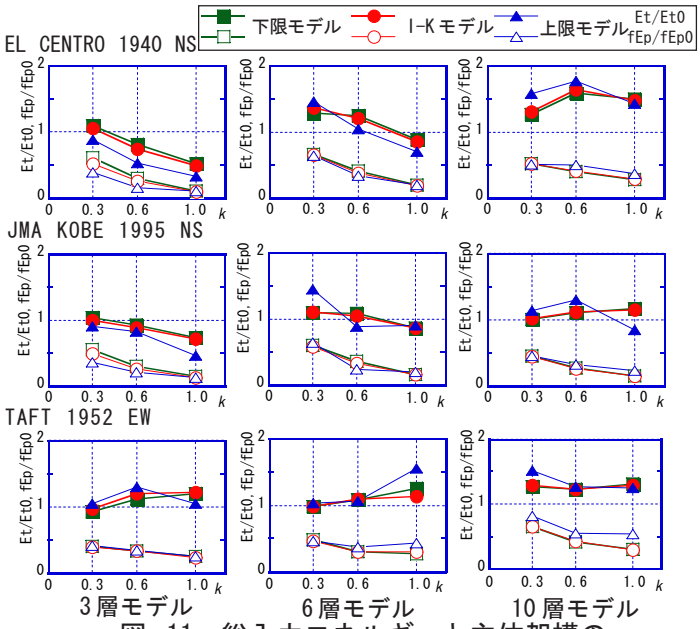


図 -11　総入力エネルギーと主体架構の履歴消費エネルギー

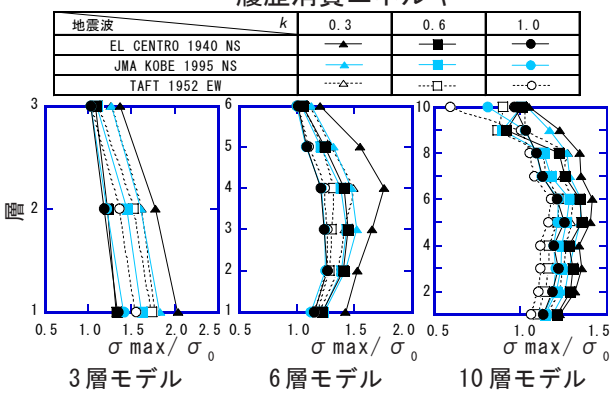


図 -12　ブレースの最大応力

減され，建物層数，地震波によらず剛性比 k が高いほど $_fE_p/_fE_{p0}$ は小さくなる。

4. 4　I-K モデルのブレース応力度

I-K モデルでのブレースの最大軸応力度 σ_{max} を図 -12 に示す。同図の横軸は，σ_{max} を初期降伏応力度 σ_0 (=80N/mm²) で基準化した値 (σ_{max}/σ_0) を示している。同図より，3 層および 6 層モデルは σ_{max}/σ_0=1.0～2.0，10 層モデルでは σ_{max}/σ_0=0.6 ～ 1.4 である。ダンパーによる制震構造物の設計において，本解析での入力地震動レベルに対する主体架構の最大塑性率の目標を1.5以下にする場合を考えて，剛性比 k が 1.0 の場合に着目すると，σ_{max}/σ_0 の最大値は 3 層モデルで 1.6，6 層モデルおよび 10 層モデルでは 1.3 である。前述の解析結果から判断して，ブレースの最大応力度がこの程度であれば，下限モデルと I-K モデルは概ね同様の地震応答を示すといえる。また，ブレース接合部は，ブレースの最大応力度（200N/mm²）[7]を設計用応力とすれば安全側の設計が可能である。

5. まとめ

以上の結果は，制震ブレースが組み込まれた中低層建物の設計において目標とする最大塑性率の範囲を考慮すれば，ブレースのひずみ硬化特性が地震応答性状に及ぼす影響は顕著ではなく，ほぼ同様の地震応答を示す完全弾塑性型（下限）モデルによって概ね評価できることを示唆している。

ひずみ硬化が周辺架構に及ぼす影響については，ブレースが組み込まれることによる影響の検討と併せ今後の課題である。

謝辞

本解析には（株）構造計画研究所の汎用非線形解析プログラム RESP-T/B を使用させて頂いた。解析の実施およびデータ整理には大分大学卒論生野中勇児氏の協力を得た。ここに記して感謝します。

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) 例えば，北嶋，上田，野口，鈴木：ダンパーを用いた既存RC造建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) 例えば，桑原，多田，米山，今井：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
4) 毛利，菊池，吉村，宮川：制震ブレースを組み込んだRC造建物の地震応答，コンクリート工学年次論文集，Vol.24，No.2，pp.1063-1068，2002.7
5) 例えば，西村，松村，渡辺，洪：制震部材・ダンパーによる建築物の耐震性能の向上化（その 1，2），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2 構造Ⅳ，pp.441-444，2000.9
6) 日本鋼構造協会，鋼材倶楽部：履歴型ダンパー付骨組の地震応答性状と耐震設計法，1998.9
7) 清水，藤澤，上村，木下：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 1 ～ 3），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1 構造Ⅲ，pp.669-674，2001.9
8) 辻，山田：鋼材の応力－ひずみ関係に関する研究（Ⅰ：等方＋移動効果モデル），日本建築学会論文報告集，第270 号，pp.17-22，1965.8
9) Takeda T.，M.A.Sozen and N.N.Nielsen：Reinforced Concrete Response to simulated Earthquakes，Journal of the Structural Division，ASCE，Vo1.96，No.ST12，pp.2557-2573，1970.12
10) 秋山：エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計，技報堂出版，1999.11