

# 梁端部に弾塑性ダンパーを有する制振構造の設計及び性能

# DESIGN AND PERFORMANCE OF PASSIVELY CONTROLLED BUILDING WITH ELASTO-PLASTIC DAMPER AT BEAM ENDS

竹内 徹 —\*1 津曲 敬 —\*2  
 鈴木一弁 —\*3 佐伯英一郎 —\*4  
 山田 哲 —\*5 和田 章 —\*6

Toru TAKEUCHI —\*1 Kei TSUMAGARI —\*2  
 Kazuaki SUZUKI —\*3 Eichiro SAEKI —\*4  
 Satoshi YAMADA —\*5 Akira WADA —\*6

キーワード：  
 損傷制御設計, 弾塑性ダンパー, 応答予測法, 等価線形化法

Keywords:  
 Damage control design, Elasto-plastic damper, Response estimation, Linearization technique

Damage controlled building incorporating dampers has been popular in Japan, however, few numbers of low-rise buildings are applying this concept. One of the reason is such buildings have difficulty for incorporating brace or wall dampers. To solve this problem, authors have proposed elasto-plastic damper at beam ends, which can be replaced after large earthquake. In this paper, the veridity of this damper is velified using two practical building models, followed by the proposal for simplified response estimation method, which requires no time-history analysis.

## 1. はじめに

大地震においても鉛直荷重を支持する主架構を弾性域に留め、取替え可能で安定した復元力特性を有する制振部材に入力エネルギーを集中させ、建築物の損傷部位を限定することで修復を容易とする損傷制御構造は、高層建物を中心に普及が進み、現在建設されている高層鋼構造建物の大部分が同様の思想で設計されていると言われている。その設計方針は、梁・柱からなるモーメントフレームを地震時においても鉛直支持能力を維持する架構とし、これに剛性の高いブレース型、間柱型、壁型の制振部材を挿入することによりダンパー部位に地震エネルギーを集中させることを意図している。しかし、兵庫県南部地震で大きな被害が見られた商業建築などの中低層鋼構造建物に関しては、このような設計思想があまり普及しておらず、その理由として以下の点が考えられる。

- (a) 商業建築などの中低層建築では一方向に開口部が集中しており、建築計画上ブレース型や間柱型の制振部材を十分に配置できない場合が多い。
- (b) 高層建物の設計は動的設計に拠るのに対し、中低層建物の設計は建築基準法(特に許容応力度設計)に準拠した静的設計に拠ることが多いため、制振部材の減衰効果を設計に十分に反映することができない。

また中低層鋼構造建物には建物の性能上、以下のような問題点を内包していることが過去の地震被害報告から明らかになってきている。

- (c) 中低層骨組が大地震時の入力により塑性化した場合、層間変形角が高層骨組に比べ大きくなる傾向が強い。この現象は現在の保有水平耐力設計では表現されないが、レベル2の地震時には層間変形角が 1/80 ~ 1/40 に達することが多い。このため大地震時の内外装の損壊が顕著になりやすい。

- (d) さらに梁・柱接合部の溶接部分が高層建物に比べて品質信頼性に欠ける場合もあり、大地震時に発生する梁端回転角に耐えられず破断に至る事例が数多く見られる。この場合、建物は内外装の損壊に留まらず倒壊に至る危険性がある。
- (e) 上記のようなフレームに制振部材を挿入したとしても、大地震に対して接合部梁端の塑性化、破断を回避しきれない可能性がある。この場合、建物の修復性は保障されない。

(a)~(e)より中低層鋼構造物は高層建物以上に損傷制御構造の導入が必要であるにも関わらず、普及環境が整備されていないという現状がある。筆者らはその解決策の1つとして梁端塑性化ジョイントを用い、損傷を梁端下フランジの接合要素に限定した損傷制御フレームを提案し、各種の実験により安定した復元力特性が得られることを示した<sup>\*)</sup>。しかしながらこのような梁端部をダンパー化した制振構造物の設計法、及びその効果について検討した研究はほとんど見られない。そこで本研究では梁端部に上記の弾塑性ダンパーを導入した場合の構造設計上の考え方を整理し、規模の異なる2種類の構造物について試設計を行うことでその導入効果を検証し、さらに時刻歴応答解析が不要な簡便な応答評価手法の提案を行う。

## 2. 梁端弾塑性ダンパーを用いた構造計画

文献2)で示された塑性化ジョイントによる損傷制御フレームの概念図を図1および図2に記す。本構造方式は座屈拘束ブレースなどの制振部材とスプリットティ接合などのボルト接合された梁・柱接合部の組み合わせからなり、梁端部下側のスプリットティ(以後、塑性化STと呼ぶ)に安定した復元力特性を有する部材を使用することにより、梁端部に取替え可能なダンパーとしての働きを持たせる。この時、塑性化ジョイ

\*1 東京工業大学理工学研究科建築学専攻 助教授・博士(工学)  
 (〒152-0033 東京都目黒区大岡山2-12-1)

\*2 東京工業大学理工学研究科建築学専攻 大学院生

\*3 新日本製鐵建築事業部 マネージャー・修士(工学)

\*4 新日本製鐵建築事業部 部長・博士(工学)

\*5 東京工業大学建築物理研究センター 助教授・博士(工学)

\*6 東京工業大学建築物理研究センター 教授・工博

\*1 Assoc. Prof., Dept. of Arch. and Building Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

\*2 Graduate Student of Arch. and Building Eng., Tokyo Institute of Technology

\*3 Manager, Nippon Steel Corp., Building Const. Div., M. Eng.

\*4 General Manager, Nippon Steel Corp., Building Const. Div., Dr. Eng.

\*5 Assoc. Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

\*6 Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

ントの全塑性モーメントの上下限値を一定範囲内に制御することで損傷を塑性化ジョイントに限定し、梁・柱などの主架構を弾性域に留めることができる。鉛直支持能力は無損傷の梁・柱および上フランジ側の弾性STによるモーメントフレームにより保障されているため、大掛かりな仮設なしで梁下フランジ側の塑性化STを交換することが可能である。また本接合は柱のダイヤフラムが不要となるため、鉄骨加工の手間が大幅に削減することが可能であり、鉄骨部材のリユースにも対応可能なシステムと言える。こういった梁端接合部を使用した構造形式としては以下の2形式が考えられる。

#### (1) 塑性化ジョイントと制振部材を併用する形式

図3(a)に示すように梁・柱接合部に溶接を用いず、ボルトを使用した半剛接合は溶接接合に比べ品質安定性に優れ、大きな変形追従能力を有しているが、初期剛性が低いため中規模の地震に対しても過大な変形を起こしてしまうことがある。そこで図3(b)のように梁端塑性化ジョイントと初期剛性・変形追従能力が高い制振部材を組み合わせることで、中地震時の変形を抑えつつ、かつ層間変形能力の高いフレームを構成することが可能となる。

#### (2) 塑性化ジョイントのみでエネルギーを吸収する形式

商業建築のように建築計画上海モーメントフレームのみで構造が形成され、ブレース型や間柱型の制振部材が挿入できない建物の場合、塑性化ジョイントを付設する大梁に梁せいが高く剛性の大きな部材を配置することで変形を集中させ、梁端部にダンパーとしての働きを部分的に持たせる。

上記2形式の考え方に基づき、梁端塑性化ジョイントを配置した具体例をそれぞれ図4(i),(ii)に示す。(i),(ii)の構造形式ともに特定層への損傷集中を回避し、残留変形を一定以下に抑えるために、想定される地震入力に対し弾性域内に留まるフレーム要素を残しておくことが望ましい。このためには、

(i) 制振部材回りの梁せいを小さくして弾性要素とし、境界梁に塑性化ジョイントを使用する。- 図4-(i)

この場合、梁端部ジョイントまたは制振ブレースのどちらかは、あるレベルまで弾性に留めることが望ましい。

(ii) 塑性化ジョイントを付設する大梁の梁せいを大きくし、弾性要素の梁せいを小さくして並列させる。- 図4-(ii)

等の構造計画が有効と考えられる。弾性要素の梁・柱接合部には通常の溶接接合を用いたり、塑性化ジョイントに降伏点が高い部材を使用することで、塑性化要素と弾性要素を種別することができる。

(i),(ii)の設計の内、(i)では既往の弾塑性ダンパーを付設する制振構造と同等の性状を有しており、応答予測に関しても既往の研究が応用できる。しかし(ii)の設計については導入効果や応答予測法が示されていない。そこで実在する建物をベースとした鉄骨建物を用いて規模の異なる2つのモデルについて試設計を行い、梁端ダンパーを用いた構造物の地震応答性状や経済性の評価を行う。

### 3. 実在建物モデルを用いた試設計

評価を行う上で7階モデルおよび15階モデルの2種のモデルを設定する。

#### 3.1 7階モデルの応答性状

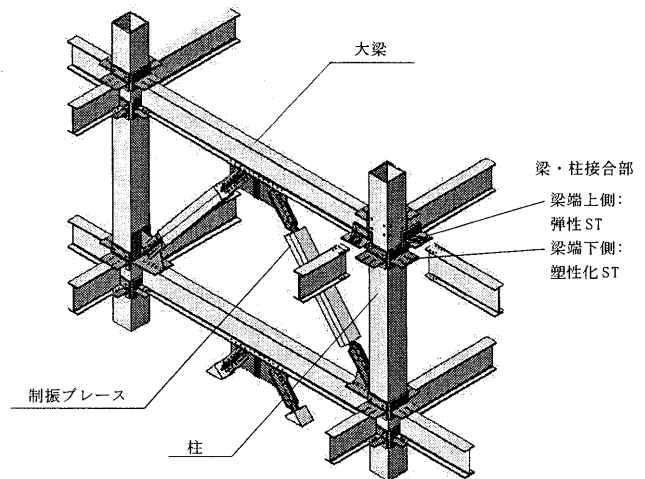


図1 梁端塑性化ジョイント+制振ブレースの組み合わせ

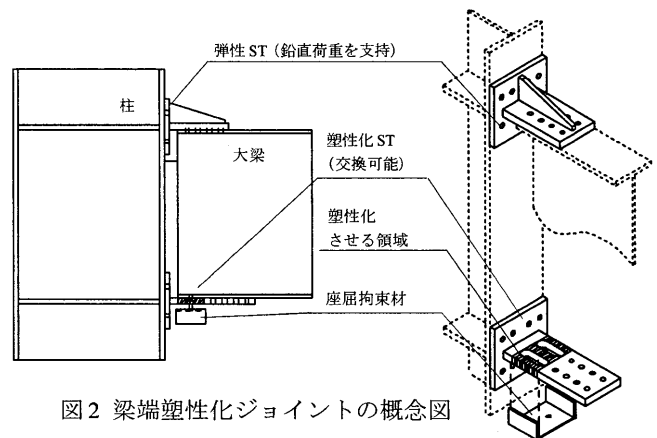


図2 梁端塑性化ジョイントの概念図

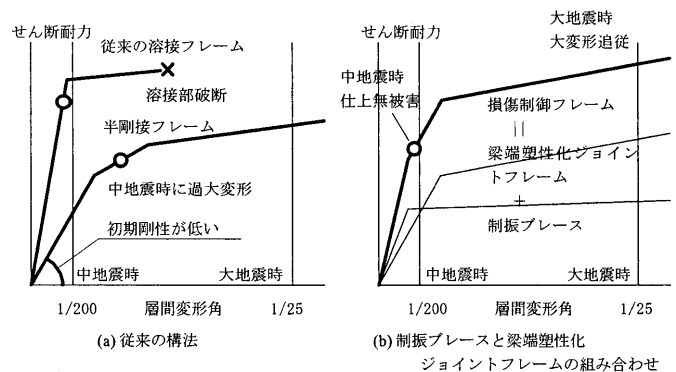


図3 梁端損傷を回避する構造のコンセプト

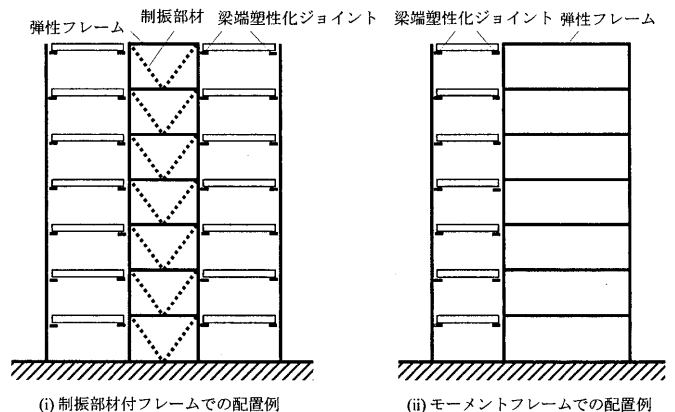


図4 梁端塑性化ジョイントの配置例

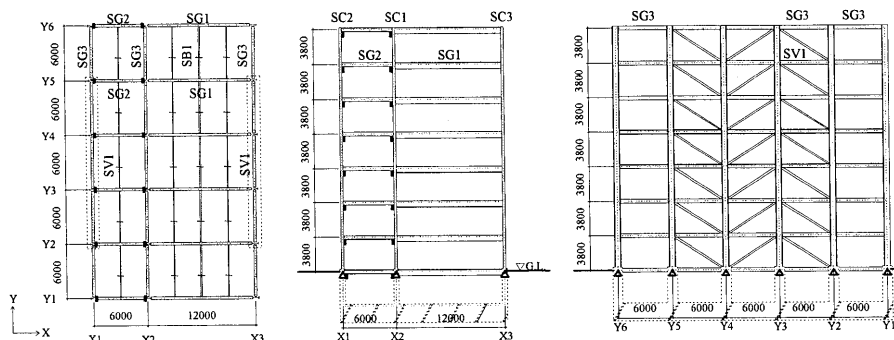


図5 7階モデルの基本図面

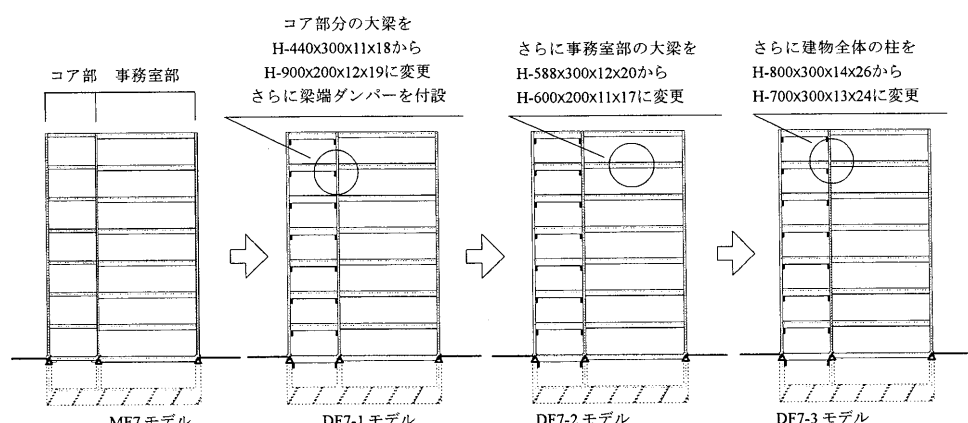


図6 7階モデルの簡略図

7階モデルは図5に示すような、都市部で良く見られる形式の実在建物をベースとした構造物で、側面を隣接する建物と接し、正面と背面を道路に接する片コア式の事務所建築である。このような建物では桁行き方向にはブレース(制振ブレース)を配置できるが、スパン方向には建築計画上ブレースを挿入できないことが多い。そこでスパン方向に塑性化ジョイントを付設した建物を考え、在来のもーメントフレームと比較検討を行う。

検討したモデルは図6に記す4形式とする。MF7は溶接接合を想定した固有周期約1秒程度の在来もーメントフレームである。各部材は基準法設計用せん断力(1次設計)に対し許容応力度設計され、かつ1次設計時の層間変形角が1/200以下になるように設定されている。DF7-1はベースとなる主架構はMF7と同様だがコア部の梁せいを高くし、その梁端部に梁端ダンパーを付設したモデルである。ここで梁端ダンパーは各層の層せん断力が、1次設計用層せん断力より5%高いレベルに達した時点で降伏するように設計されている。DF7-2はDF7-1から事務室部の梁サイズを低減したモデルで、DF7-3はさらに全層の柱サイズを低減したモデルである。各モデルの部材断面の詳細を表1に記す。

主架構の鋼材は主にSM490(F値=325[N/mm<sup>2</sup>])を使用し、DF7シリーズにおいて梁端ダンパーを付設する大梁は剛性のみを必要とするため、経済性を考慮しSS400(F値=235[N/mm<sup>2</sup>])を使用する。梁端ダンパーは予定された地震応答に対し確実に塑性化するように管理降伏応力度幅の狭いLYP225( $\sigma_y=205\sim 245$ [N/mm<sup>2</sup>])を使用し、付設した梁端部に作用する曲げモーメントが700[kN.m]に達した時点で塑性化するように設計した。ま

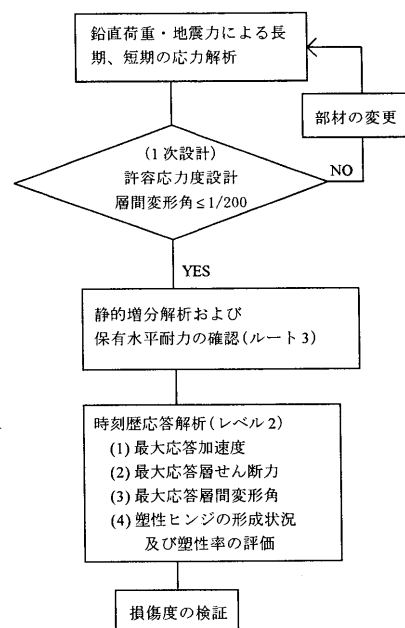


図7 検討モデルの解析手順

表1 7階モデルの構成部材の寸法

| 設置位置   | MF7モデル                                                 | DF7モデル          | DF7-2モデル        | DF7-3モデル        |
|--------|--------------------------------------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| 大梁     | SG1(事務室部)                                              | H-588x300x12x20 | H-588x300x12x20 | H-600x200x11x17 |
|        | SG2(コア部)                                               | H-440x300x11x18 | H-900x200x12x19 | H-900x200x12x19 |
|        | SG3(桁行)                                                | H-440x300x11x18 | H-440x300x11x18 | H-440x300x11x18 |
| 小梁     | SB1                                                    | H-198x99x4.5x7  | H-198x99x4.5x7  | H-198x99x4.5x7  |
| 柱      | SC1                                                    | H-800x300x14x26 | H-800x300x14x26 | H-800x300x14x26 |
|        | SC2                                                    |                 |                 |                 |
|        | SC3                                                    |                 |                 |                 |
| 制振ブレース | SV1                                                    | PL-200x19       | PL-200x19       | PL-200x19       |
| 備考1    | ただし梁端ダンパーを付設する剛性の大きな梁材SG2(H-900x200x12x19)のみSS400を使用する |                 |                 |                 |

表2 7階モデルの試設計結果

|             | MF7   | DF7-1 | DF7-2 | DF7-3 |
|-------------|-------|-------|-------|-------|
| 1次固有周期[sec] | 1.036 | 0.826 | 0.868 | 0.919 |
| 層間変形角(1次設計) | 1/258 | 1/408 | 1/378 | 1/338 |
| 層間変形角(レベル2) | 1/82  | 1/115 | 1/103 | 1/109 |
| 鋼材重量[t]*    | 313   | 313   | 287   | 275   |

\* SS400の鋼材重量はコストを反映し、0.9を乗じて換算

た復元力特性は素材の2次剛性勾配を1次剛性の4%としたバイリニアモデルとして設定した。

以上の4モデルに対し、観測地震波 El Centro NS, Taft EW, Hachinohe NS 及び人工地震波 BCJ-L2 を最大速度 50[cm/s]に規準化して地表より入力し、レベル2の地震応答性状を確認する。表2、図8および図9に上記の4地震波に対する最大応答値を示す。在来のもーメントフレームであるMF7はレベル2の地震に対し、層間変形角が1/82に達し、中低層部では損傷が層全体に広がっている。それに対し、塑性化ジョイントを付設したDF7-1では層間変形角は1/115に抑えられ、損傷箇所はコア部の梁端ダンパーにほぼ限定され、事務室部の損傷は非常に小さい。また梁・柱材のサイズを低減したDF7-2、DF7-3ではレベル2の地震時の損傷が、低層部では事務室側にも広がっているものの、各地震応答値はおおむねDF7-1と同様のレベルになる。

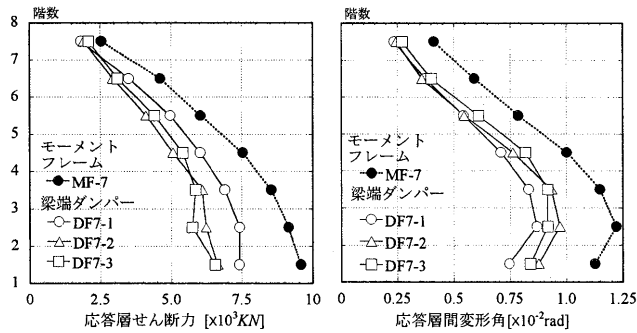
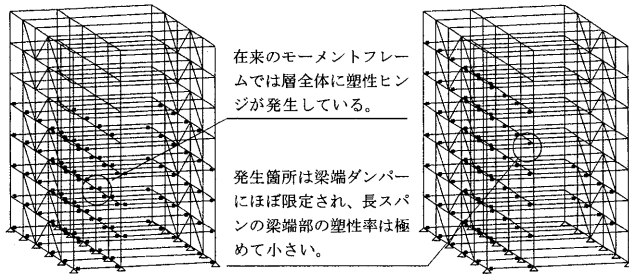


図8 7階モデルの応答性状



モーメントフレーム(MF7) 梁端ダンパー付設フレーム(DF7-1)

図9 7階モデルの塑性ヒンジ機構図

図8および表2よりDF7-1はMF7より性能が向上しているにもかかわらず鋼材重量は同等である。またDF7-2およびDF7-3は低層部のコア部および事務室部、両スパンにおける塑性ヒンジ形成を許容すれば、12%程度の鋼材重量の低減が可能である。この場合低層部の事務室部にも塑性化ジョイントを付設することで修復性は確保できるが、層全体に塑性ヒンジが広がった場合、弾性の柱のみで特定層への損傷集中が回避できているかどうかの検証が必要となる。

### 3.2 15階モデルの応答性状

15階建ての実在中層オフィスビルに梁端ダンパーを付設した建物の耐震性能を評価する。15階モデルは中央部にエレベーターや諸設備を配置するセンターコア型の事務所建築を想定する。図10、表3に示すように在来のモーメントフレームのMF-15、コア部に制振ブレースを配置したUBF-15、外周部に梁端ダンパーを配置したDF-15の3モデルで検討を行う。

表4より1次設計時の層間変形角は3モデルとも同等な数値を示しているが、UBF-15およびDF-15ではダンパーの付設によりMF-15より11～13%程度鋼材重量が低減している。図11には上記の4地震波に対する各モデルの最大応答値を示しており、在来のモーメントフレームであるMF-15はレベル2の地震に対し層間変形角が1/101に達し、中低層部では損傷が層全体に広がっている。制振ブレースを配置したUBF-15では層間変形角は1/100となるものの、制振ブレースの早期降伏により層全体に損傷が広がることは回避できている。しかし剛性の高いブレースと隣接した境界梁との剛性差により、境界梁にも塑性ヒンジが発生している。

表4 15階モデルの地震応答性状など

|             | MF-15 | UBF-15 | DF-15 |
|-------------|-------|--------|-------|
| 1次固有周期[sec] | 1.822 | 1.770  | 1.792 |
| 層間変形角(1次設計) | 1/284 | 1/282  | 1/300 |
| 層間変形角(レベル2) | 1/101 | 1/100  | 1/122 |
| 鋼材重量[t]*    | 1323  | 1176   | 1144  |

\* SS400の鋼材重量はコストを反映し、0.9を乗じて換算

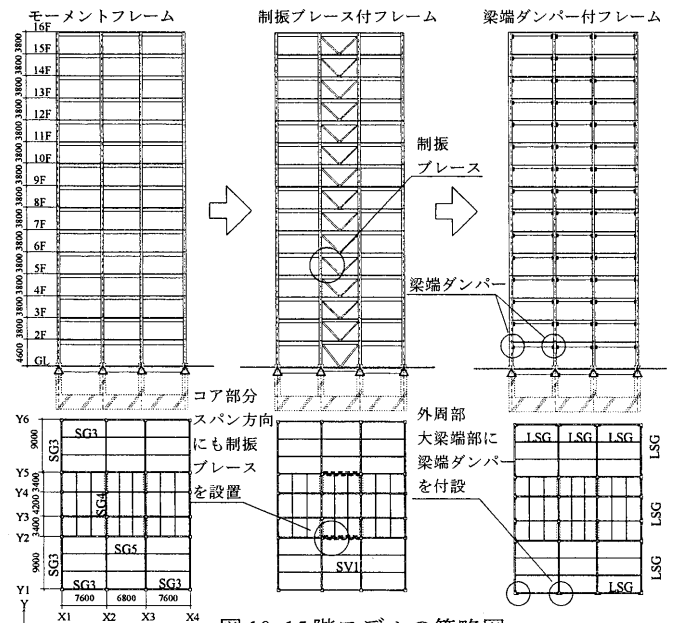


図10 15階モデルの簡略図

表3 15階モデルの構成部材の寸法

| 部材     | 階数     | 設置箇所     | 名称   | MF-15            | UBF-15           | DF-15            |
|--------|--------|----------|------|------------------|------------------|------------------|
| 大梁     | 8階～16階 | コア部以外    | SG1  | H-700x250x12x25  | H-700x200x9x16   | H-700x200x9x12   |
|        |        | コア部      | SG2  | H-450x250x12x22  | H-450x250x9x16   | H-450x250x9x12   |
|        | 3階～7階  | コア部以外    | SG3  | H-700x250x14x28  | H-700x250x9x19   | H-700x200x9x16   |
|        |        | コア部(Y方向) | SG4  | H-450x250x12x22  | H-450x250x9x19   | H-450x250x9x12   |
|        | 2階     | コア部(X方向) | SG5  | H-450x250x9x22   | .....            | H-450x250x9x22   |
|        |        | コア部以外    | 2SG1 | H-900x300x16x28  | H-900x300x16x28  | H-900x300x16x28  |
| 小梁     | 8階～16階 | コア部      | 2SG2 | H-600x300x12x28  | H-600x300x12x28  | H-600x300x12x28  |
|        |        | コア部以外    | GS1  | H-1000x300x16x28 | H-1000x300x16x28 | H-1000x300x16x28 |
| 柱      | 8階～16階 | コア部      | GS2  | H-700x300x14x28  | H-700x300x14x28  | H-700x300x14x28  |
|        |        | 外周部      | SC1  | □-500x500x25x25  | □-500x500x25x25  | □-500x500x25x25  |
| 制振ブレース | 8階～16階 | 芯材       | SV1  | PL-150x19        | PL-150x19        | PL-150x19        |
|        |        | 拘束管      |      | □-200x200x6x6    | □-200x200x6x6    | □-200x200x6x6    |

備考1ただし梁端ダンパーを付設する剛性の大きな梁材LSG(H-1300x200x12x19)のみSS400を使用する

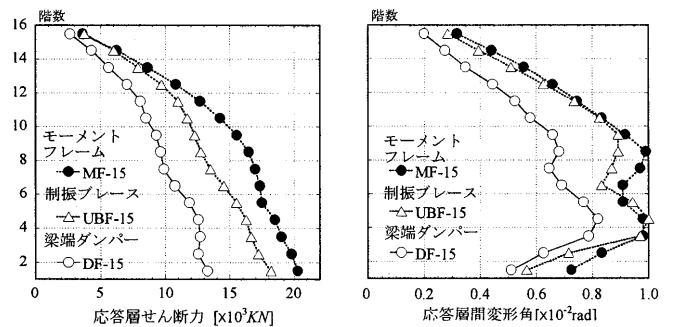


図11 15階モデルの応答性状

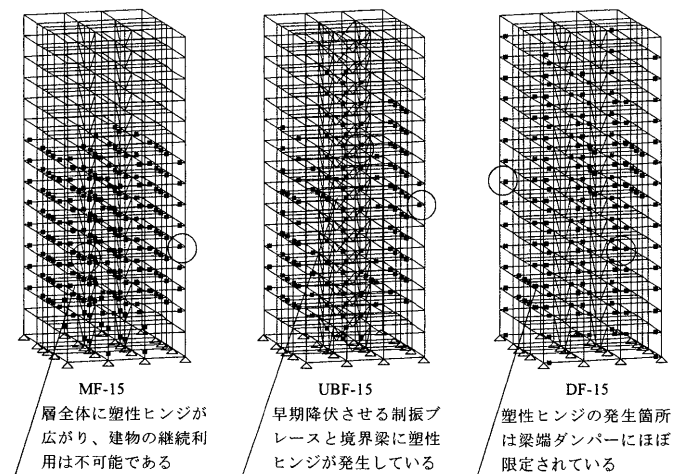


図12 15階モデルの塑性ヒンジ機構図

塑性化ジョイントを付設したDF-15では層間変形角は1/122に抑えられ、損傷箇所は早期降伏した外周部の塑性化ジョイントにはほぼ限定されている。これは梁端ダンパーが従来のブレース型ダンパーに比べ早い段階で塑性化させることが容易であり、より大きな減衰効果を得られるためと考えられる。また境界梁が降伏したUBF-15とは異なり、DF-15では損傷箇所が取替え可能な梁端ダンパーにほぼ限定されているため、大地震後の補修性も確保できている。

#### 4. 等価線形化法による簡易応答予測法の提案

中低層建築物では、動的設計が行われる高層建築物とは異なり、時刻歴応答解析による建物の地震応答評価を行わない場合が多い。そこで本節では文献1), 3), 6)の手法を利用し、梁端部に弾塑性ダンパーを有する建築物の耐震性能を時刻歴応答解析を用いずに評価する、簡易応答予測法の提案とその精度の検証を行う。

本論では応答予測手法として等価線形化法を用い、地震動による弾塑性応答を、復元力特性上の剛性低下とそれに伴う減衰効果の増大を考慮した等価質点系モデルの地震応答で評価する。以下4.1では片持ちせん断柱を用いた1質点系モデル、4.2では各階のせん断応力分布を考慮に入れた $A_i$ 分布則に基づく多質点系モデルにより応答予測を行う。また4.3では減衰定数を近似する式を設定し、より簡便な応答予測法を誘導する。

##### 4.1 1質点系モデルによる応答予測法

図13に示すように各階の層間変形量が一定となる純粋なせん断系と仮定し、建物を等価質量と等価高さをを用いた1質点系モデルに置き換える。計算中に必要とされる7階モデルのダンパー降伏前後の層剛性については図14のモデルよりたわみ角法を利用し、図14中の式および(1)式で変形解析および増分解析を行わずに求められる。

$$K_0 = 12EI_c(t_1 + t_2 + t_3)/h^3 \quad (1)$$

系の等価剛性と等価付加減衰定数は等価線形化法により塑性率 $\mu$ をパラメータとして評価できる。本論では等価剛性 $K_{eq}$ と等価付加減衰定数 $h_{eq}$ が以下の(2)(3)式より表される計算方法<sup>3)</sup>を減衰平均法と呼ぶ。

$$K_{eq} = K_d/\mu + K_f \quad (2)$$

$$h_{eq} = h_0 + \frac{2(1 + K_d/K_f)}{\pi\mu} \ln \frac{\mu + K_d/K_f}{(1 + K_d/K_f)\mu^{1/(1+K_d/K_f)}} \quad (3)$$

ただし、 $K_d$ :ダンパー剛性、 $K_f$ :弾性骨組み剛性、 $\mu$ :塑性率、 $h_0=0.02$ とする。

梁端ダンパーを付設する前後の1次固有周期をそれぞれ $T_0$ 、 $T_{eq}$ とすると、速度応答スペクトル一定の地震入力が仮定できる領域において、ダンパー付加前後で応答せん断力は $T_0/T_{eq}$ の割合で増加すると考える。また梁端ダンパーの降伏による履歴減衰による応答低減効果を(4)式で評価する<sup>4)</sup>。

$$D_h = \sqrt{(1 + \alpha h_0)/(1 + \alpha h_{eq})} \quad \text{ただし、}\alpha=25 \quad (4)$$

以上より構造物のベースシアを(5)式で評価する。

$$Q_{eqb} = M_{eq} \cdot D_h \cdot (T_0/T_{eq}) \cdot a_0 \quad (5)$$

ただし、 $a_0$ はダンパー付加前の加速度応答スペクトルより得られる最大応答加速度である。得られたベースシアを $A_i$ 分

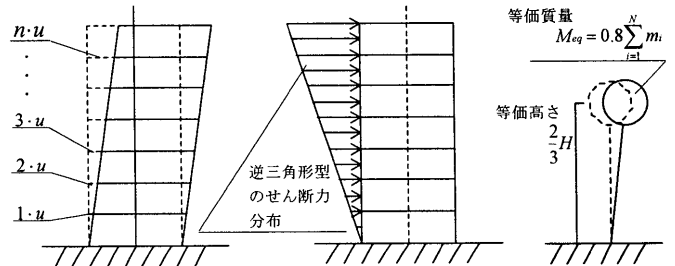


図13 等価1質点系モデルの作成

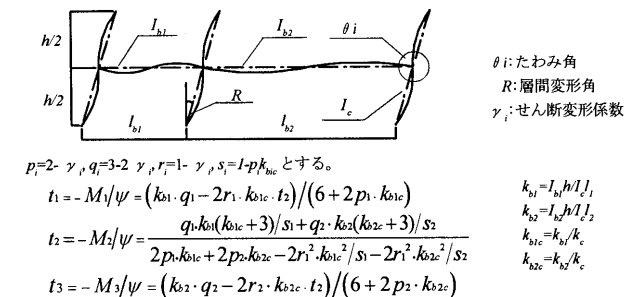


図14 たわみ角法による復元力特性の算出

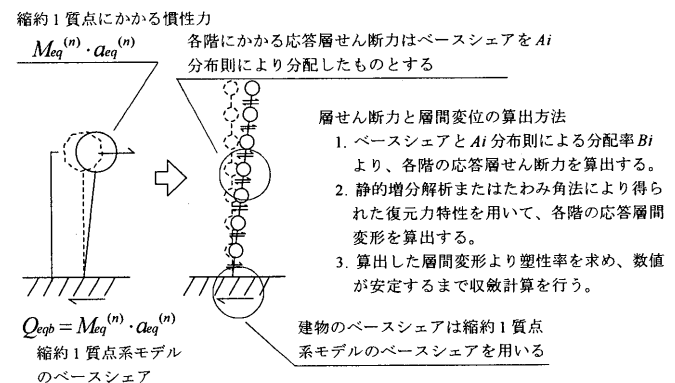


図15 地震応答値の評価手順

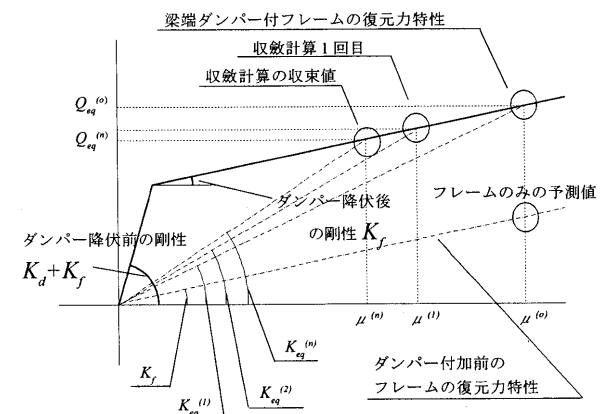


図16 収束計算の過程

布則により各階の応答層せん断力として分配する(図15)。また各階の復元力特性より応答層せん断力に対する層間変位を求め、塑性率 $\mu$ を再計算する。この一連の過程を応答層せん断力が収束するまで収束計算する<sup>1)</sup>(図16)。

##### 4.2 多質点系モデルによる応答予測法

4.1の1質点系モデルでは曲げ変形が卓越する建築では誤差が大き。そこで各階の変形量の違いを考慮した評価を行う。梁端ダンパーを付設する建物では、大地震時も弾性域内に留

まる主架構により各階の応答せん断力分布は $A_i$ 分布則に従うと考えられる。そこで4.1と同様に加速度スペクトルよりダンパー付加前のベースシエアを求め、 $A_i$ 分布則により各階の層せん断力を算出し、静的増分解析による復元力特性を用いて層間変位を算出する。この時、等価質量および等価周期を(6)式で評価する<sup>9)</sup>。

$$M_{eq}^{(n)} = \left( \sum_{i=1}^N m_i \sum_{j=1}^i \frac{B_j}{K_{eq}^{(n)} j} \right)^2 / \sum_{i=1}^N m_i \left( \sum_{j=1}^i \frac{B_j}{K_{eq}^{(n)} j} \right)^2 \quad (6)$$

$$T_{eq}^{(n)} = 2\pi \sqrt{\sum_{i=1}^N m_i \sum_{j=1}^i \frac{B_j}{K_{eq}^{(n)} j}} \quad (7)$$

ただし $K_{eq}^{(n)}$ は $i$ 階の収斂 $n$ 回目における等価剛性、 $B_i$ は $A_i$ 分布則による各階の層せん断力 $Q_i$ とベースシエア $Q_b$ の比で $B_i = Q_i / Q_b$ とする。次に各層で評価した等価付加減衰定数 $h_{eq}^{(n)}$ より、構造物全体の等価付加減衰定数 $h_{eq}^{(n)}$ を(8)式および(9)式で評価する<sup>9)</sup>。

$$h_{eq}^{(n)} = \sum_{i=1}^N h_{eqi}^{(n)} \cdot W_i^{(n)} / \sum_{i=1}^N W_i^{(n)} \quad (8)$$

$$W_i^{(n)} = (B_i Q_b^{(0)})^2 / 2K_{eqi}^{(n)} \quad (9)$$

(4),(5)式で得られた応答層せん断力及び層間変位より、等価線形化法のパラメーターとなる塑性率 $\mu$ を再計算して、応答層せん断力の数値が収束するまで収斂計算を行う。

### 4.3 減衰近似法による応答予測法

4.2の多質点系モデルによる手法は精度良く応答予測できるが計算過程で収斂計算が必要となる。そこで等価減衰定数(3)式に対し、(10)式による近似式を設定する。(10)式により等価減衰定数を仮定する方法をここでは減衰近似法と呼ぶ。

$$h_{eq} = a(1 - 1/\mu)(K_d/K_f)^b \quad \text{ただし} \quad a=0.115 \quad b=0.55 \quad (10)$$

図17に減衰平均法と減衰近似法による等価付加減衰定数を比較したグラフを記す。 $\mu \leq 8$ 程度の範囲では両者は良く似た性状を示している。塑性率の定義(11)式に(2),(4),(10)式を代入して $\mu = \mu^{(lim)}$ とおき、塑性率の収束値 $\mu^{(lim)}$ に関して解くと、 $\mu^{(lim)}$ を(12)式のような陽な形に表現できる。

$$\Delta u^{(lim)} = \mu^{(lim)} \cdot \Delta u_f = \Delta u_f^{(0)} \cdot D_h \cdot \sqrt{K_f/K_{eq}} \quad (11)$$

$$\mu^{(lim)} = \frac{\gamma + \sqrt{\gamma^2 + 4(1 + \alpha\beta^2)[\alpha\alpha\beta^{2+1} + (1 + \alpha h_0)\mu_f^2]}}{2(1 + \alpha\beta^2)} \quad (12)$$

ただし $\beta = K_d/K_f$ ,  $\gamma = \beta - \alpha\alpha\beta^2 + \alpha\alpha\beta^{2+1}$ ,  $\mu_f = \Delta u_f^{(0)} / \Delta u_f$ ,  $\Delta u_f^{(0)}$ :ダンパー付加前の層間変位である。

(12)式を用いると収斂計算を行わずに直接 $\mu^{(lim)}$ を求めることが可能となり、より容易に応答予測値を算出できる。図18, 19に4.1～4.3の各手法を用いた簡易応答予測値と時刻歴応答解析値(上記の4地震波に対する最大応答値)の比較を記す。多質点系モデルは1質点系モデルに比べ精度が良く、減衰近似法は減衰平均法と同等の精度を得ている。

## 5. 結論

梁端部に弾塑性ダンパーを有する制振構造についてその応答低減効果および経済性を検証し、構造計画を行うための簡易応答予測法について提案した。その結果以下のような知見が得られた。

(1)梁端ダンパーのみで入力地震エネルギーを調整する構造計

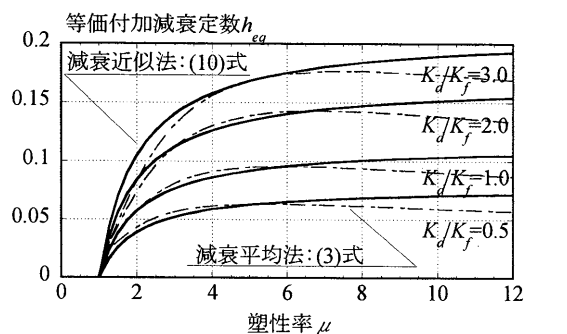


図17 減衰平均法と減衰近似式の等価付加減衰定数 $h_{eq}$

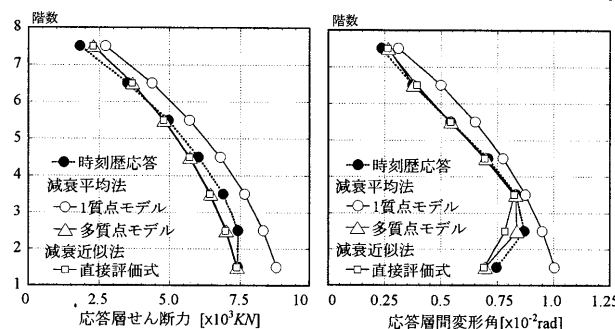


図18 地震応答の解析値と予測値の比較(7階モデル)

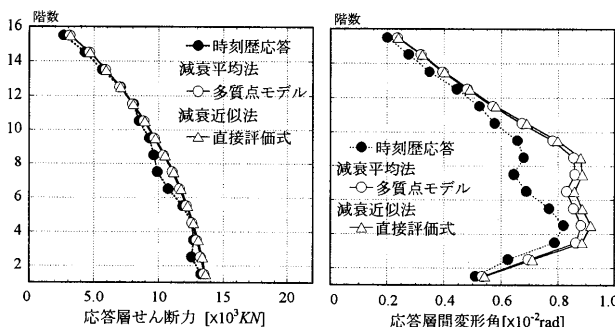


図19 地震応答の解析値と予測値の比較(15階モデル)

画でもダンパーの付く梁剛性を上げることにより、応答の低減および鋼材重量の削減を図ることができる。

(2)検討したような中低層の1次モードが卓越する規模の構造物では、提案した簡便手法での応答予測が可能であった。

## 参考文献

- 1) 日本建築構造技術者協会: 応答制御設計法, 彰国社, 2000.12
- 2) 吉敷祥一, 山田 哲, 竹内 徹, 鈴木一弁, 岡田 健, 和田 章: 損傷を梁端下フランジに限定する新しい鋼構造骨組 その1 ウェブ塑性化スプリットティを用いた柱梁接合部の実験, 日本建築学会構造系論文集, No.575, pp.113-120, 2004.1
- 3) Kasai K., Fu Y., and Watanabe A.: Passive Control Systems for Seismic Damage Mitigation: Journal of Structural Engineering, American Society of Civil Engineers, 122[10], pp.501-512, 1988.5
- 4) 笠井和彦, 伊藤浩資, 渡辺厚: 等価線形化法による一質点弾塑性構造の最大応答予測法, 日本建築学会構造系論文, No.571, pp.53-62, 2003.9
- 5) 柴田明徳: 最新耐震構造解析, 森北出版, 1981
- 6) 竹内 徹, 市川康, 中島秀雄: ダンパーが不均等配置された多質点骨組みへの適用, パッシブ制振構造シンポジウム2002 (東京工業大学), pp.255-259, 2003

[2004年4月20日原稿受理 2004年7月29日採用決定]