

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	柱に高強度鋼を用いた中低層制振構造建物の耐震性能評価
Title(English)	
著者(和文)	渡辺泰成, 佐藤利昭, 佐藤大樹, 北村春幸, 宮川和明, 植木卓也, 村上行夫, 戸張涼太
Authors(English)	Toshiaki Sato, Daiki Sato, Haruyuki Kitamura, Kazuaki Miyagawa, Takuya Ueki, Yukio MURAKAMI, Ryota TOBARI
出典 / Citation	日本建築学会関東支部研究報告集, , , pp. 553-556
Citation(English)	, , , pp. 553-556
発行日 / Pub. date	2016, 3

柱に高強度鋼を用いた中低層制振構造建物の耐震性能評価

構造—振動

高強度鋼 中低層建物 履歴減衰型ダンパー
等価線形化法 時刻歴応答解析

正会員 ○ 渡辺泰成^{*1} 同 佐藤利昭^{*1} 同 佐藤大樹^{*2}
正会員 北村春幸^{*1} 同 宮川和明^{*3} 同 植木卓也^{*4}
正会員 村上行夫^{*4} 同 戸張涼太^{*3}

1. はじめに

鋼構造建物では、全体崩壊系を担保するために、梁を柱より先行して降伏させる設計がされている。2011年に発生した東北地方太平洋沖地震では、事業の中断による間接的な被害が問題視され、早期の事業復旧の必要性が示唆された。首都直下地震や南海トラフを震源とする巨大地震の発生が危惧される中では、超高層建物に限らず、物流倉庫等の中低層建物にも事業継続性が求められ、この要求性能を満足する鋼構造建物の開発が望まれる。

これらの背景から、著者らは、長期荷重により断面を定めたモデルの柱に、引張強さが780 N/mm²の高強度鋼を用いた制振構造建物を対象に検討を行い、柱に大きな断面を用いて、柱の降伏耐力を増大させるよりも、主架構の損傷を低減できることを示した¹⁾。前報は、長期設計されたモデルの柱の断面に高強度鋼を用いたが、本報は、柱の断面を小さくし、高強度鋼を用いて柱の降伏耐力を約1.5倍増大させた場合について検討を行う。また、モデルごとにダンパーの投入量を変え、応答変位を揃えた場合に、柱の降伏耐力を増大させる方法の違いによる平均減衰定数や主架構の損傷等の差異を明らかにする。

2. 検討対象建物の概要およびモデル化

2.1 検討対象建物の概要

検討対象建物は、物流倉庫のような積載荷重が大きい建物の一部を切り出した、平面：67.2 m×41.6 m、高さ：30 m、階高：7.5 mの地上4階建ての鋼構造建物である。検討は長辺方向を対象に行う。図1に、検討対象建物の基準階伏図、長辺方向のダンパー設置構面の軸組図を示す。

積載荷重の大きい建物は、長期荷重が支配的となるた

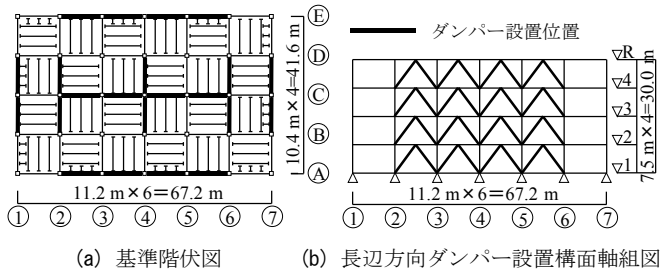


図1 検討対象建物の基準階伏図および軸組図

め、長期荷重によって決定した断面を最小断面と位置づけられる。したがって、本報の建物モデルは、長期荷重を主架構、水平荷重をダンパーに負担させ、ダンパーの履歴減衰による応答低減効果を期待する設計とし、基準モデルの主架構断面を以下の条件により決定する。

- ① 長期許容応力度設計を満たす。
- ② SN490を用い、幅厚比をFAランクとする。
- ③ 梁は、両端ピン支持の中央の曲げモーメントに対して、短期許容応力度以下とする。
- ④ 柱は、中柱の長期軸力に対する降伏軸力比が1/3程度(100 N/mm²)とする。
- ⑤ 節点位置での柱梁耐力比を1.0以上とする。

梁は、全層で同一、柱は各層で同一の断面とした。以降、基準モデルはSD-1.0と呼ぶ。

SD-1.0を基に、柱に高強度鋼を用いる方法と、大きな断面を用いる方法で柱の降伏耐力を約1.5倍増大させたモデルを作成し、柱の降伏耐力を増大させる方法が異なることによる、各応答値の違いを比較する。

柱の断面係数がSD-1.0の約0.6倍小さい断面に、引張強さが780 N/mm²級の高強度鋼を用いたモデルHD-0.6と、柱の断面係数が基準モデルの約1.5倍大きい断面を用いたモデルSD-1.5を作成した。表1に、SD-1.0、SD-1.5およびHD-0.6の主架構断面を示す。なお、梁は、すべてのモデルで同じ断面を用いた。

表1 主架構断面

モデル名	梁（長辺方向）	柱
SD-1.0	H-700×300×14×22	□-500×500×19~25
SD-1.5	H-700×300×14×22	□-550×550×25~32
HD-0.6	H-700×300×14×22	□-400×400×22~28

ダンパーは、降伏応力度が225 N/mm²の低降伏点鋼を軸材とする座屈拘束ブレースとし、長辺方向に1層あたり24基設置する。

2.2 検討対象建物のモデル化

解析モデルは、部材端に複数の弾塑性バネを設置した立体骨組モデルとした。スラブは剛床とし、スラブによる

曲げ剛性増大率は 1.5 とした。基礎梁は弾性とする。時刻歴応答解析時における構造減衰は、主架構のみの 1 次固有周期 T_1 に対して初期減衰定数 h_0 が 0.02 となる初期剛性比例型の減衰を主架構のみに与えた。固有値解析から得た T_1 、建物全質量および鉄骨量を表 2 に示す。

表 2 モデル諸元

モデル名	T_1 (s)	建物全質量(ton)	鉄骨量(ton)
SD-1.0	2.54	14,607	1,291
SD-1.5	2.23	14,738	1,444
HD-0.6	3.07	14,562	1,248

ダンパーは、両端をピン支持とし、軸方向変形のみを考慮した弾塑性モデルとする。第 i 層のダンパーの降伏層せん断力 dQ_{yi} 、水平方向の初期剛性 K_{di} は、

$$dQ_{yi} = d\alpha_y \cdot \sum_{j=1}^4 m_j \cdot g \cdot \frac{Q_i}{Q_1}, \quad K_{di} = \frac{dQ_{yi}}{d\delta_{yi}} \quad (1, 2)$$

と表す。ここで、 $d\alpha_y$ ：第 1 層のダンパーの降伏層せん断力係数、 m_j ：第 j 層の質量、 g ：重力加速度、 Q_i ：外力分布を A_i 分布とした場合の第 i 層の主架構の層せん断力、 $d\delta_{yi}$ ：第 i 層のダンパーの水平方向の降伏変位である。解析上は、等価なヤング係数を用いて、ダンパーの弾性部と塑性化部を一要素でモデル化した¹⁾。ダンパーの塑性化部長さを構造心間長さの 0.5 倍、ダンパーの塑性化部断面積を弾性部断面積の 2 倍としたとき、 $d\delta_{yi}$ は 0.0129 m となる。ダンパーの復元力特性は完全弾塑性型とした。 $d\alpha_y$ は、0.02 から 0.10 まで 0.02 刻みで変動させる。

3. 検討用のダンパーの降伏層せん断力係数の設定

3.1 検討用入力地震動の概要

検討用入力地震動は、周期変動により応答値に大きな差異が生じることを避けるため、入力レベルをコーナー周期 0.64 s 以降で擬似速度応答スペクトル pS_v が一定となる告示波を用いた。位相特性は、1995 年兵庫県南部地震－神戸海洋気象台記録(JMA KOBE)NS 成分とした。減衰定数 h が 0.05 で、 pS_v が 0.8 m/s となる地震動を ART KOBE 80 と呼び、レベル 2 の地震動とする。ART KOBE 80 の入力レベルを 1.5 倍した地震動を ART KOBE 120 と呼ぶ。図 2 に、検討用入力地震動の $pS_v(h = 0.05)$ とエネルギースペクトル $V_E(h = 0.10)$ を示す。

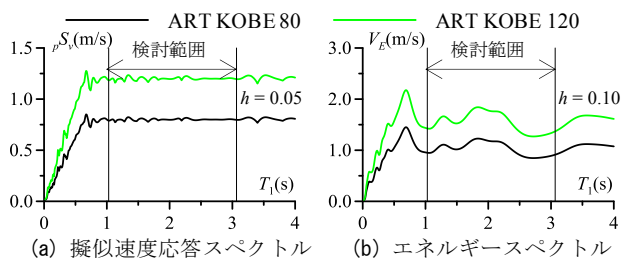


図 2 検討用入力地震動のスペクトル

3.2 検討用のダンパーの降伏層せん断力係数の決定

検討用の第 1 層のダンパーの降伏層せん断力係数 $d\alpha_y$ をモデルごとに定める。検討用の $d\alpha_y$ は ART KOBE 80 が入力した場合に、

- ① 最大層間変形角 R が 1/100 rad 以下であること。
- ② ダンパーの累積塑性歪エネルギー dW_p が、入力エネルギー E の 60 % 以上であること。

を条件に決定した。図 3 に、ART KOBE 80 が入力した場合の最大層間変形角 R 、ダンパーのエネルギー吸収率 dW_p/E を縦軸、 $d\alpha_y$ を横軸にした図を示す。

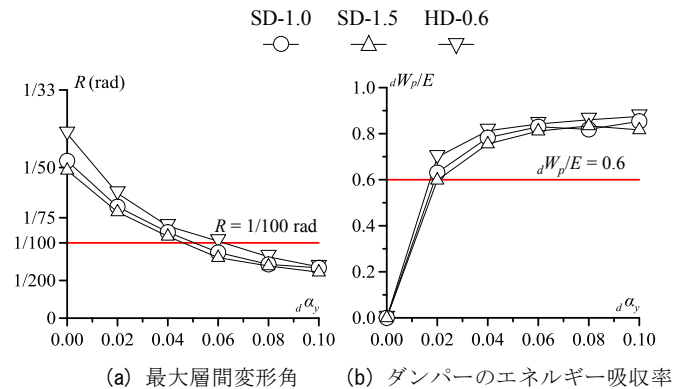


図 3 レベル 2 の地震動入力時の応答値

図 3 より、基準モデル SD-1.0 と柱に大きな断面を用いたモデル SD-1.5 は $d\alpha_y$ が 0.06 以上、柱に高強度鋼を用いたモデル HD-0.6 は $d\alpha_y$ が 0.08 以上で、 R が 1/100 rad 以下となった。 $d\alpha_y$ が 0.04 以上で、各モデルの dW_p/E が 60 % 以上となった。したがって、今後の検討では、 $d\alpha_y$ を SD-1.0 と SD-1.5 で 0.06、HD-0.6 で 0.08 とする。

3.3 静的増分解析による比較

ダンパーを付与したことによる主架構の降伏変位に与える影響、主架構がダンパーの降伏変位に与える影響を調べるために、主架構のみの場合と、前節で定めた検討用の $d\alpha_y$ のダンパーを付与した場合の静的増分解析を行う。図 4 に外力分布を A_i 分布とした静的増分解析より得られた第 1 層の層せん断力 Q_1 と層間変位 δ_1 の関係を示す。図 4(a)には、等価バイリニアの復元力特性を併記した。等価バイリニアの初期剛性は静的増分解析結果の初期剛性、主架構の降伏変位はその層のいずれかの梁が全塑性モーメントに達したときの層間変位、2 次剛性は最大層間変位が 0.10 m (層間変形角が 1/75 rad) とした場合に歪エネルギーが静的増分解析結果と等しくなるように決定した。

図 4(a)より、主架構の初期剛性は、SD-1.5、SD-1.0、HD-0.6 の順で高いことがわかる。一方で、主架構の降伏変位は、HD-0.6、SD-1.0、SD-1.5 の順に大きい。これは、すべてのモデルの梁断面が同じため、初期剛性が高いモデルのほうが、小さな層間変位で梁が全塑性モーメントに達することが原因である。図 4(b)より、主架構の降伏変位が、主架

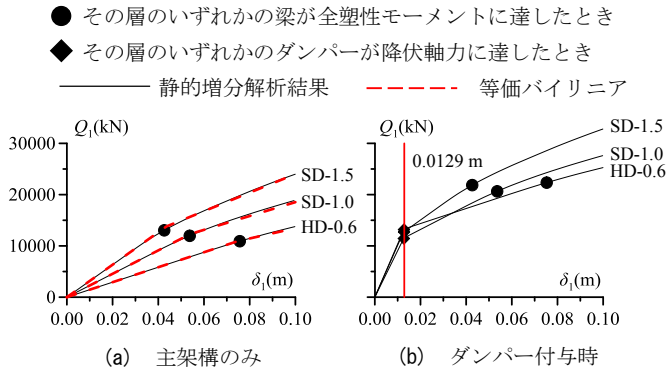


図4 第1層のせん断力と層間変位の関係

構のみの場合と同程度であることから、本報のモデルにおいて、ダンパーが付与することによる、主架構の降伏変位に与える影響は小さいと言える。 $d\delta_{y1}$ が、前章で述べた0.0129 mと概ね一致していることから、本報のモデルは、柱の軸伸縮による建物の曲げ変形が小さいと考えられる。

4. 応答値による評価

4.1 最大応答値とエネルギー吸収率による評価

図5に最大絶対加速度 A と最大層間変形角 R 、図6に主架構のエネルギー吸収率 fW_p/E とダンパーのエネルギー吸収率 dW_p/E を示す。図5には、JSCA耐震性能メニュー性能判断基準値²⁾(以降、JSCA基準値と呼ぶ)を併せて示す。

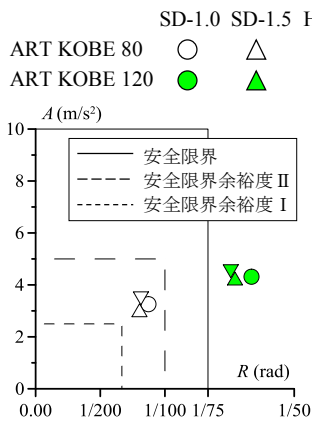


図5 最大応答値

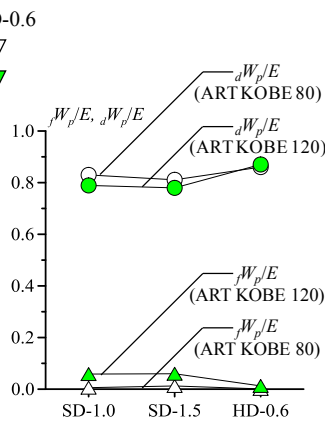


図6 エネルギー吸収率

図5より、第1層のダンパーの降伏層せん断力係数 $d\alpha_y$ をモデルごとに定めたことで、地震動の入力レベルによらず、すべてのモデルの A と R が同程度となる。ART KOBE 120を入力した場合は、すべてのモデルの R が1/75 rad以上となり、JSCA基準値の安全限界を上回る。しかし、 A は、5.0 m/s²以下であり、安全限界余裕度IIを下回っている。

図6より、 dW_p/E は、HD-0.6が最も大きい。これは、前章で述べたように、HD-0.6の主架構の降伏変位が最も大きいためである。ART KOBE 120を入力した場合にART KOBE 80と比較して dW_p/E が小さいのは、主架構が塑性化することにより、エネルギーを吸収するためである。

4.2 平均減衰定数の導出と評価

4.2.1 平均減衰定数の導出

一質点系の等価線形化理論に基づき、主架構と弾塑性ダンパーで構成されるシステムの平均減衰定数を求める。本報の主架構は塑性化するため、主架構の塑性化による履歴減衰定数の増加を考慮する。塑性化する主架構と弾塑性ダンパーで構成されるシステムの平均減衰定数は、蒲らにより、RC架構と弾塑性ダンパーで構成されるシステムを対象に、近似式によって提案されている³⁾。本報は、主架構とダンパーの最大塑性率比 γ を用いることで、最大塑性率時の平均減衰定数を算出する。主架構が弾性的場合は、笠井らが提案する式⁴⁾と一致する。

主架構は、初期剛性 K_f 、降伏変位 u_{fy} 、2次剛性比 α_f となるバイリニア、ダンパーは初期剛性 K_d 、降伏変位 u_{dy} となる完全弾塑性型でモデル化し、ダンパーが先行降伏するシステムとする。主架構、ダンパーの最大塑性率 μ_f, μ_d 、主架構とダンパーの剛性比 r_d, γ を、

$$\mu_f = \frac{u_{\max}}{u_{fy}}, \mu_d = \frac{u_{\max}}{u_{dy}}, r_d = \frac{K_d}{K_f}, \gamma = \frac{\mu_d}{\mu_f} \quad (3 \sim 6)$$

と定義する。ここで、 $u_{\max}$ ：最大変位である。主架構の割線剛性 K_{eqf} と K_f の比を p とすると、 p は、

$$p = \frac{1 - \alpha_f + \alpha_f \cdot \mu_f}{\mu_f} : \mu_f > 1 \quad (7)$$

と表せる。 $\mu_f \leq 1$ で、 p は1である。

定常応答時の最大変位サイクルにおける主架構、ダンパーの履歴減衰定数 h_f, h_d は、 μ_f を用いて、

$$h_f = \frac{2(1-p)}{\pi\mu_f(p + \frac{r_d}{\mu_d})} = \frac{2(1-p)}{\pi\mu_f(p + \frac{r_d}{\gamma \cdot \mu_f})} : \mu_f > 1 \quad (8)$$

$$h_d = \frac{2r_d(\mu_d - 1)}{\pi\mu_d^2(p + \frac{r_d}{\mu_d})} = \frac{2r_d(\gamma \cdot \mu_f - 1)}{\pi\beta^2\mu_f^2(p + \frac{r_d}{\gamma \cdot \mu_f})} : \mu_d > 1 \quad (9)$$

と表せる。 h_f は、 $\mu_f \leq 1$ で、 h_d は $\mu_d \leq 1$ で0である。定常応答時の最大変位サイクルにおけるシステムの履歴減衰定数は、 h_f と h_d の和である。

ランダム応答では、主架構の塑性率 μ_f' は0から最大塑性率 μ_f までである。したがって、 μ_f 時のシステムの平均減衰定数 h_{eq} を、蒲ら³⁾と同様に、各サイクルの定常応答の履歴減衰定数を平均し、初期減衰定数 h_0 を加えた、

$$h_{eq} = h_0 + \frac{1}{\mu_f} \int_0^{\mu_f} (h_f(\mu_f') + h_d(\mu_f')) d\mu_f' \quad (10)$$

で導出する。

4.2.2 平均減衰定数による評価

時刻歴応答解析から得られた最大層間変位と等価バイリニアから得られた諸元、前節で示した式を用いて、平均

減衰定数による評価を行う。本報の建物モデルは、柱の軸伸縮による建物の曲げ変形が小さい建物と考えられるため、(2)式によって、ダンパーの初期剛性 K_d を算出した。建物全体の平均減衰定数 h_{eq} は、各層の平均減衰定数に、弾性エネルギー比例分配則を用いることで算出する⁵⁾。図7に、 h_{eq} を初期減衰定数 h_0 成分、主架構の履歴減衰定数 h_f 成分、ダンパーの履歴減衰定数 h_d 成分ごとに示す。

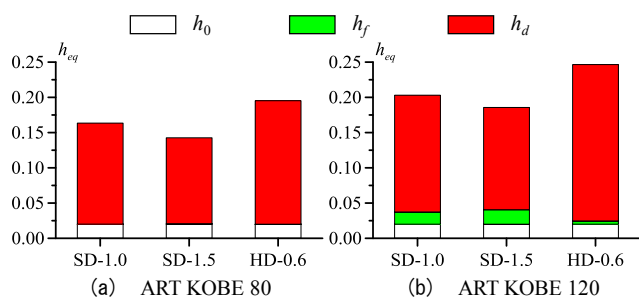


図7 平均減衰定数

図7より、 h_{eq} は、 h_d の成分が大部分であることがわかる。 h_{eq} 、 h_d は、柱に高強度鋼を用いたモデル HD-0.6 が最も大きく、柱に大きな断面を用いたモデル SD-1.5 が最も小さい。図7(b)より、 h_f は、HD-0.6 が最も小さく、SD-1.5 が最も大きい。 h_{eq} の評価において、図6のエネルギー吸収率の評価と同様の結果が得られた。

4.3 主架構の損傷状態による評価

解析終了時の建物の損傷状態に着目する。塑性化した梁と柱位置を図8に示す。部材端の弾塑性バネが一部降伏した梁を○、すべて降伏し、塑性ヒンジが形成された梁を●で表す。●の大小は、最大塑性率 μ の大きさを表す。対象は、ダンパーが設置されているC構面とする。

図8(a)より、ART KOBE 80 が入力した場合、基準モデル SD-1.0 と柱に高強度鋼を用いたモデル HD-0.6 の梁は、降伏するが、塑性ヒンジは形成されない。柱に大きな断面を用いたモデル SD-1.5 の梁は、2階と3階で塑性ヒンジが形

成された。柱はすべてのモデルで弾性範囲に留められた。

図8(b)より、ART KOBE 120 が入力した場合は、すべてのモデルの梁に塑性ヒンジが形成された。SD-1.0 と SD-1.5 の柱は塑性化した。HD-0.6 の柱は弾性範囲に留められた。柱の断面を小さくし高強度鋼を用いることで、主架構の負担せん断力を小さくできるため、HD-0.6 は、SD-1.5 よりも、 μ が小さく、塑性ヒンジが形成された梁の数が少ない。

5. まとめ

本報は、長期荷重によって断面が決定した主架構の柱の断面係数を約0.6倍し、引張強さが 780 N/mm^2 の高強度鋼を用いたモデルと、柱の断面係数が約1.5倍大きい断面を用いたモデルを作成し、レベル2、レベル2の1.5倍の地震動を入力した場合の最大応答値、平均減衰定数、主架構の損傷状態を評価した。限られた範囲の検討ではあるが、以下に得られた知見を示す。

- 1) ダンパーの投入量をモデルごとに定めることで、柱に高強度鋼を用いた場合と大きな断面を用いた場合の応答加速度と変位が同程度となった。
- 2) 柱に高強度鋼を用いた場合のほうが、柱に大きな断面を用いた場合より、ダンパーの履歴減衰定数、平均減衰定数が大きくなった。
- 3) 柱に高強度鋼を用いた場合のほうが、柱に大きな断面を用いた場合より、レベル2の1.5倍の地震動が入力した際に、梁の最大塑性率を小さく、梁の塑性ヒンジの数を少なく、柱を弾性範囲に留められた。

参考文献

- 1) 渡辺泰成, 佐藤利昭, 北村春幸, 宮川和明, 植木卓也: 高強度鋼と履歴減衰型ダンパーを用いた高耐震中低層建物の耐震性能評価, 構造工学論文集, Vol.61B, 2015.3
 - 2) 北村春幸, 宮内洋二, 浦本弥樹: 性能設計における性能判断基準値に関する研究—JSCA 耐震性能メニューの安全限界値と余裕度レベルの検討—, 日本建築学会構造系論文集, 第604号, pp.183-191, 2006.6
 - 3) 蒲武川, 笠井和彦: 弾塑性ダンパーを用いた多層RC構造の地震応答制御設計法, 日本建築学会構造系論文集, 第78巻, 第685号, pp.461-470, 2013.3
 - 4) 笠井和彦, 伊藤浩資: 弾塑性ダンパーの剛性・降伏力・塑性率の調整による制振構造の応答制御手法, 日本建築学会構造系論文集, 第595号, 45-55, 2005.9
 - 5) 日本振振構造協会: パッシブ制振構造設計・施工マニュアル 第3版, 2013.7
- *1 東京理科大学 *2 東京工業大学 *3 JFE シンボル株式会社
*4 JFE スチール株式会社

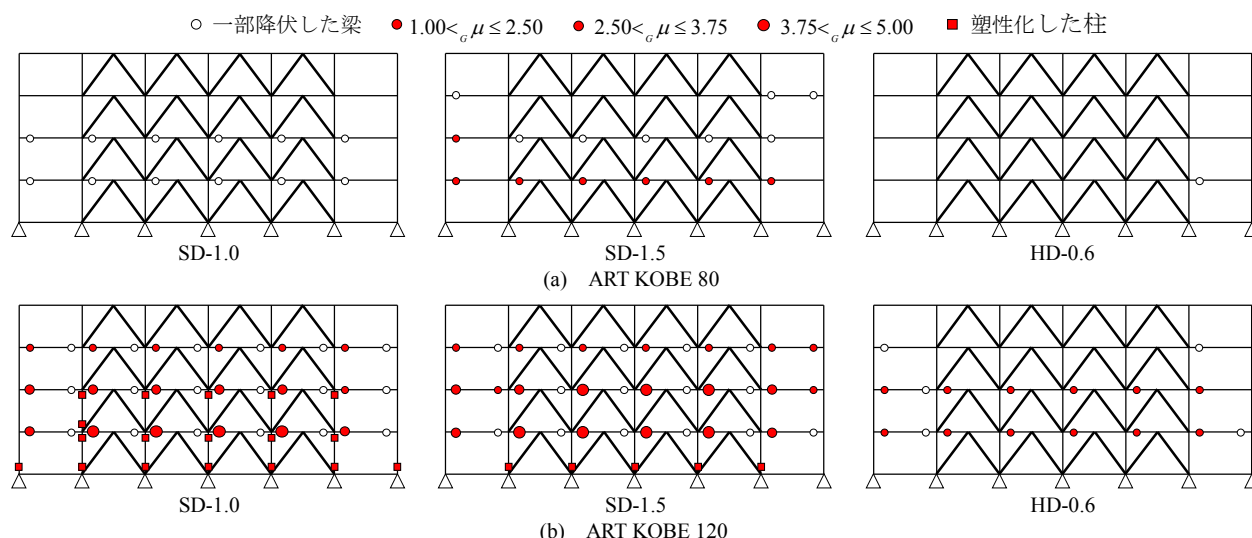


図8 時刻歴応答解析終了時の主架構の損傷状態