

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	高強度鋼を用いた中低層制振構造建物のスパン長さの違いによる耐震性能の比較
Title	
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	Toshiaki Sato, Daiki Sato, Haruyuki Kitamura, Kazuaki Miyagawa, Takuya Ueki, Ryota Tobar
出典 / Citation	日本建築学会関東支部研究報告集, , ,
Citation(English)	, , ,
発行日 / Pub. date	2015, 3
rights	日本建築学会
rights	本文データは学協会の許諾に基づきCiNiiから複製したものである
relation	isVersionOf: http://ci.nii.ac.jp/naid/110009947869

高強度鋼を用いた中低層制振構造建物のスパン長さの違いによる耐震性能の比較

構造—振動

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}

高強度鋼 中低層建物 履歴減衰型ダンパー

静的増分解析 解析時刻歴応答解析

1. はじめに

1995年に発生した兵庫県南部地震を経て^{1), 2)}, 鋼構造物の設計では、柱の破断や局部座屈を抑制するため、梁の先行降伏が一般的となった。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。今後、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、生産施設や物流倉庫といった中低層建物にも事業継続性が求められ³⁾, これらの要求性能を満足する鋼構造物の開発が望まれる。

これらの背景から、著者らは、柱に引張強さが 780 N/mm^2 の高強度鋼を用いた制振構造建物を対象に検討を進め、レベル2の2倍の地震動を入力した場合でも、柱を弾性範囲に留める設計が可能であることを提示し、各種のクライテリアとの対応関係を確認してきた^{4), 5)}。

本報はこれらの続報で、スパン長さが異なる建物の柱に高強度鋼を用いた場合を対象とし、レベル2およびレベル2の2倍の地震動を入力した際の応答性状と損傷状態について検討した結果を述べる。

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: $67.2 \text{ m} \times 41.6 \text{ m}$, 階高: 7.5 m , 高さ: 30 m の地上4階建て鋼構造物である。本報では、柱の支配面積の変化による高強度鋼の有用性を検討するために、同規模でスパン長さの異なる3種類の基準架構モデルを作成した。基準架構モデルは、主架構断面に降伏応力度 σ_y が 325 N/mm^2 の鋼材を用い、長辺方向を $6.72 \text{ m} \times 10$ スパンとしたSSモデル, $11.2 \text{ m} \times 6$ スパンとしたSMモデル, $16.8 \text{ m} \times 4$ スパンとしたSLモデルの3種類である。梁は全層で同一、柱は各層で同一の断面とする。以下に主架構断面の設計条件を示す。

- 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、中柱が長期軸力に対して降伏軸力比が $1/3$ 程度 (100 N/mm^2)とする。
- ⑤ 節点位置での柱梁耐力比を 1.0 以上とする。

これらの条件により設計された主架構の断面を表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図1に示す。SSモデルの鉄骨重量 W_s は 847 ton , 主架構のみの1次固有周期 fT_1 は 3.62 sec , SMモデルの W_s は 1278 ton , fT_1 は 2.54 sec , SLモデルの W_s は 1821 ton , fT_1 は 2.10 sec である。以降の検討は、長辺方向を対象とする。

ダンパーは、降伏応力度 $d\sigma_y$ が 225 N/mm^2 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SSモデルとSMモデルでは各層24基, SLモデルでは各層16基設置する。

表1 基準架構モデルの主架構断面表

鋼材種: SN490

	梁 (長辺方向)	柱
SSモデル	H-400×200×9×16	□-300×300×16~19
SMモデル	H-700×300×14×22	□-500×500×19~25
SLモデル	H-900×400×19×45	□-600×600×40~50

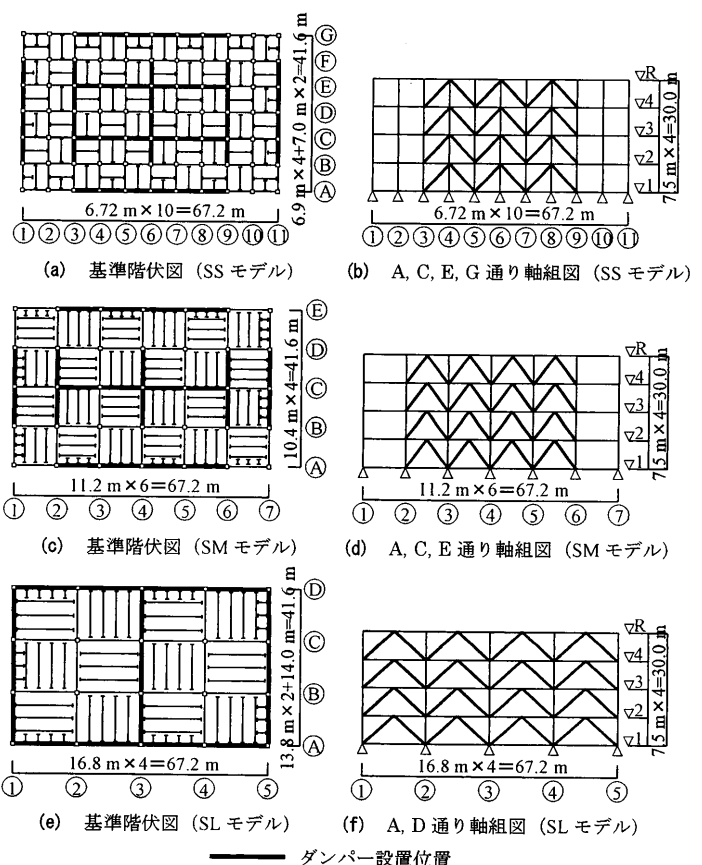


図1 検討対象建物の基準階伏図および軸組図

基準架構モデルである SS モデル, SM モデルおよび SL モデルの柱に降伏応力度 σ_y が 700 N/mm² の鋼材⁵⁾を用いたモデルを高耐震架構モデルとし, それぞれ HS モデル, HM モデルおよび HL モデルと呼ぶ。本報では, 建物の応答性状を評価する際には高耐震架構モデル, 損傷状態を評価する際には基準架構モデルと高耐震架構モデルの両方を用いた。

2.2 検討対象建物のモデル化

解析モデルは, 立体骨組モデルとした。部材は, フェイス位置に複数の弾塑性軸バネを断面形状に合わせて配置するマルチスプリングモデルによりモデル化し, 曲げと軸方向力を評価する。部材の損傷状態は, マルチスプリングを構成する弾塑性軸バネのいずれかが降伏した場合を降伏状態, 引張側あるいは圧縮側の弾塑性軸バネがすべて降伏した場合を全塑性状態と呼ぶ。柱は軸力が変動するため, 中立軸が変化し, 必ずしもすべての弾塑性軸バネが降伏するわけではないが, 上記のように定義する。スラブは剛床とし, スラブによる曲げ剛性増大率 ϕ は, SS モデルと HS モデルで $\phi = 2.0$, SM モデルと HM モデルで $\phi = 1.5$, SL モデルと HL モデルで $\phi = 1.3$ とした。構造減衰は, fT_1 に対して減衰定数 $h = 0.02$ となる初期剛性比例型とし, 基礎梁は弾性とした。

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した。第 i 層のダンパーの降伏層せん断力 dQ_{yi} は, 第 1 層のダンパーの降伏層せん断力係数 $d\alpha_y$ を用いて下式で表される。

$$dQ_{yi} = d\alpha_y \cdot \sum_{j=1}^4 m_j g \cdot \frac{fQ_i}{fQ_1} \quad (1)$$

ここで, m_j : 第 j 層の質量, g : 重力加速度, fQ_i : 第 i 層の主架構の層せん断力を表し, 外力分布は A_i 分布を用いた。ダンパーの復元力特性は完全弾塑性型とした。第 1 層のダンパーの降伏層せん断力係数 $d\alpha_y$ は 0.02 ~ 0.10 まで 0.02 刻み, 0.15 ~ 0.30 まで 0.05 刻みで変動させる。

3. 静的増分解析結果

高耐震架構モデルに対する静的増分解析結果より, 各部材が全塑性状態となる層間変位の差異を検討する。第 2 層の層間変位 δ_2 が全層の中で最大であったため, 第 2 層のせん断力 Q_2 と層間変位 δ_2 の関係を図 2 に示す。図 2 中の $\diamond$ は第 2 層のいずれかのダンパーが降伏状態となる軸力 dN_y に達したとき, $\circ$ は第 2 層のいずれかの梁が全塑性状態となる曲げモーメント $G M_p$ に達したときを示す。高耐震架構モデルの主架構のみの場合と, ダンパーの降伏層せん断力係数 $d\alpha_y = 0.10$ の場合について, 第 2 層の層間変形角 1/50 rad に対応する $\delta_2 = 150$ mm まで示す。

図 2 より, 第 2 層のいずれかの梁が $G M_p$ に達するときの層間変位 $G \delta_{p2}$ は HM モデル, HS モデル, HL モデルの順に大きくなっており, 主架構のみの場合に限らず, ダンパーを設置した場合にも同様の結果が得られた。各モデルの第 2 層のい

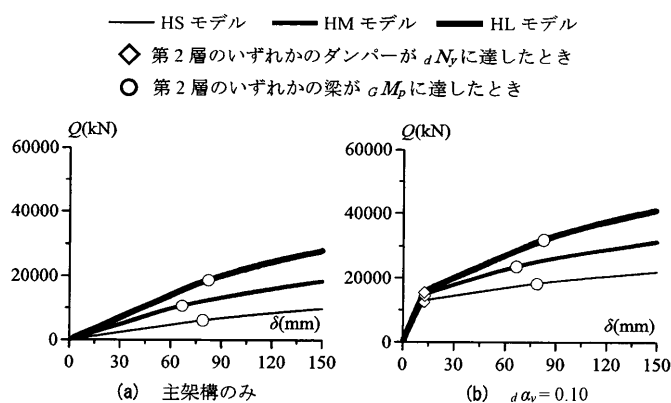


図 2 第 2 層の静的増分解析結果

ずれかのダンパーが dN_y に達したときの層間変位 $d\delta_2$ は, 12 ~ 13 mm 程度で大差がない。 $G \delta_{p2}$ と $d\delta_2$ の差は, 主架構が弾性で, ダンパーのみが塑性化することでエネルギーを吸収する層間変位の範囲を示しており, HL モデルが最も大きくなった。各モデルの柱には高強度鋼を用いたため, 第 2 層の層間変形角 1/50 rad 以下の範囲では, 第 2 層の柱は全塑性状態となる曲げモーメントに達しなかった。主架構のみの場合の第 1 層の柱脚が全塑性状態となる曲げモーメントに達したときの層間変形角は, HS モデルで 1/17 rad, HM モデルで 1/27 rad, HL モデルで 1/29 rad であった。

4. 時刻歴応答解析結果

4.1 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 $T_c = 0.64$ 秒以降で擬似速度応答スペクトル pS_v を 80, 160 cm/sec で一定とした告示波を用いた。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, 1968 年十勝沖地震(HACHINOHE)EW 成分)とした。擬似速度応答スペクトル $pS_v = 80$ cm/sec で位相特性に JMA KOBE NS 成分を用いた地震動を ART KOBE 80, HACHINOHE EW 成分を用いた地震動を ART HACHI 80 と呼び, レベル 2 の地震動とする。 $pS_v = 160$ cm/sec で位相特性に JMA KOBE NS 成分を用いた地震動を ART KOBE 160, HACHINOHE EW 成分を用いた地震動を ART HACHI 160 と呼び, レベル 2 の 2 倍の地震動とする。図 3(a)に検討用入力地震動の pS_v ($h = 0.05$), 同図(b)にエネルギースペクトル V_E ($h = 0.10$)を示す。

4.2 高耐震架構モデルの応答評価

高耐震架構モデルを対象に, 前節で示した検討用入力地震動を用いた時刻歴応答解析の結果を示す。図 4 にレベル 2 の 2 倍の地震動を入力した場合のダンパーの降伏層せん断力係数 $d\alpha_y$ が 0.10 と 0.20 における最大層間変形角 R_{max} の高さ方向分布, 図 5 に R_{max} , 図 6 に主架構の累積塑性歪エネルギー fW_p , ダンパーの累積塑性歪エネルギー dW_p を入力エネルギー E で除した主架構のエネルギー吸収率 fW_p/E , ダンパーのエネルギー吸収率 dW_p/E を $d\alpha_y$ を横軸にして示す。

図4より、 $d\alpha_y$ が0.10の場合は、 $R_{\max}$ は各モデルの第2層が最大値となるが、 $d\alpha_y$ が0.20の場合は、HSモデルのみ第1層が最大値となる。これは、建物の振動モードが変化したためだと考えられる。図5より、レベル2の地震動を入力した場合は $d\alpha_y$ が0.08以上で、すべての高耐震架構モデルの $R_{\max}$ が1/100 rad以下になった。ART HACHI 160を入力した場合は、 $d\alpha_y = 0.15$ 以降で $R_{\max}$ が1/75 rad以下になった。しかし、ART KOBE 160を入力した場合は $R_{\max}$ が最小となる $d\alpha_y = 0.20$ の場合でも、HMモデルとHLモデルで1/75 rad以上となった。 $d\alpha_y$ が大きくなるほど、ダンパーの剛性が主架構の剛性よりも著しく大きくなり、各モデルの $R_{\max}$ の差異が小さくなっていく。

図6より、ダンパーのエネルギー吸収率 dW_p/E は、 $d\alpha_y$ が大きくなるにしたがって大きくなり、ある一定の値となってい

る。入力地震動によらず、HSモデルの dW_p/E が最も大きく、0.9程度であった。静的増分解析結果において、 $G\delta_2$ と $d\delta_2$ の差が最も大きかったHLモデルの dW_p/E がHSモデルより小さくなったのは、HLモデルの主架構の初期剛性が大きく、ダンパーの負担するせん断力が小さくなったためだと考えられる。HMモデルの dW_p/E が最も小さいのは、静的増分解析結果でも示した通り、主架構が弾性で、ダンパーのみが塑性化することでエネルギーを吸収する層間変位の範囲が小さいためである。各モデルにおいて、入力地震動とダンパーの降伏層せん断力係数 $d\alpha_y$ によっては、建物の1次固有周期が図3(b)に示したエネルギースペクトル V_E の低下する固有周期と近くなるため、 dW_p/E が低下している箇所があった。

4.3 基準架構モデルと高耐震架構モデルの損傷評価

基準架構モデルと高耐震架構モデルを比較して、高強度鋼

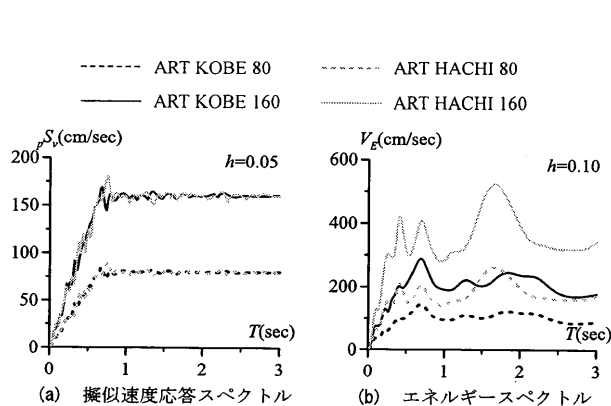


図3 検討用入力地震動のスペクトル

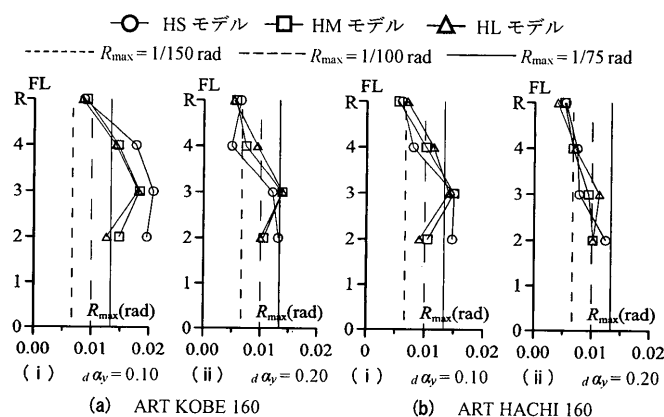


図4 最大層間変形角の高さ方向分布

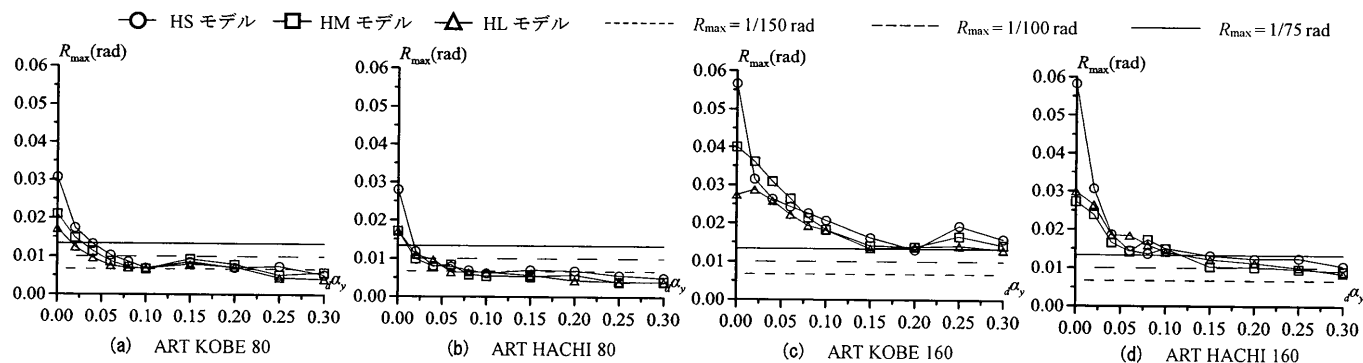


図5 最大層間変形角

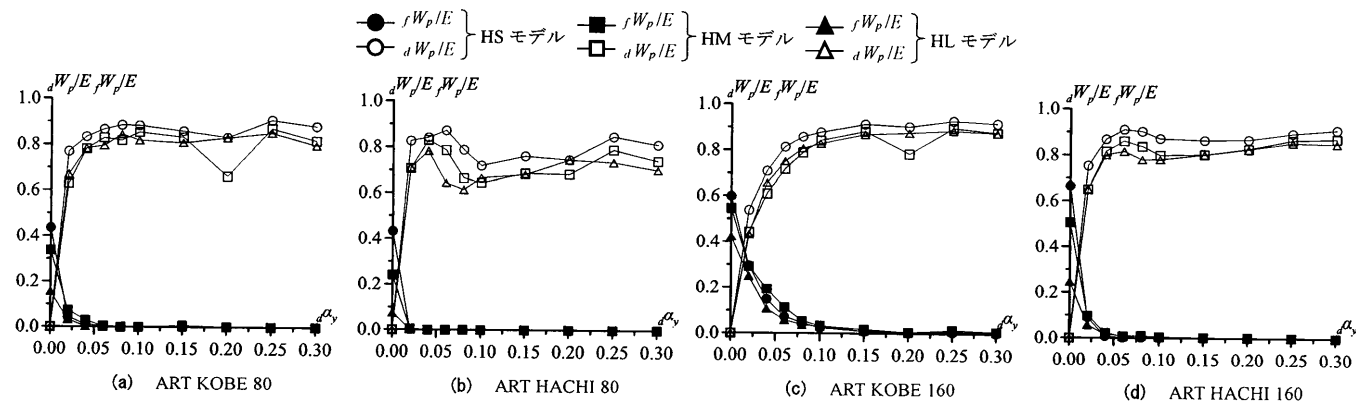


図6 エネルギー吸収率

を用いたことによる柱の損傷が低減する割合を評価する。図7に最も層間変形角が大きくなった ART KOBE 160 を入力した場合の主架構の損傷位置と状態を示す。各モデルのダンパーの降伏層せん断力係数 α_y はレベル2の地震動を入力した場合に R_{max} が 1/100 rad 以下となった 0.10 と ART KOBE 160 を入力した場合に R_{max} が最小となった 0.20 とする。図7中の白の丸は梁フランジが降伏した状態、赤の丸は梁に塑性ヒンジが形成された状態、緑の四角は柱が降伏した状態を示す。検討対象は A 構面とし、損傷した柱頭、柱脚の数を全体の柱頭、柱脚の数で除した柱の損傷率を併記する。

柱に高強度鋼を用いることで、高耐震架構モデルの柱は ART KOBE 160 を入力した場合にも損傷しなかったが、基準架構モデルの柱は損傷した。柱の損傷率は、 α_y が 0.10 の場合に SS モデルの 42.7% が最大で、SL モデルの 30.0% が最小となった。しかし、柱が損傷した層に着目すると、SM モデルと SL モデルは全層の柱が損傷していることから、スパン長さが大きいモデルの方が全層に高強度鋼を用いる利点があると考えられる。 α_y が 0.20 の場合は SM モデルの 23.6% が最大で、SL モデルの 11.3% が最小となった。 α_y が 0.20 の場合の SS モデルの柱の損傷率が 11.9% と小さく、第1層の柱のみが損傷したのは、図4(a)(ii)で確認したように、SS モデルのみが第1層の層間変形角が最大となり、損傷が集中したためだと考えられる。損傷箇所は、ダンパーの軸力を受ける柱に集中し、負担軸力が小さい隅柱には第1層の柱脚を除いて、損傷が生じなかった。

基準架構モデルと高耐震架構モデルでは、梁の損傷に大きな差はなかった。高耐震架構モデル間で比較すると、HS モデルの梁の最大塑性率が最も大きく、 α_y が 0.10 の場合に 4.43、 α_y が 0.20 の場合に 2.59 であった。

5. まとめ

本報では、スパン長さが異なる建物の柱に高強度鋼を用いた場合を対象とし、レベル2およびレベル2の2倍の地震動を入力した際の応答性状と損傷状態について検討を行った。積載荷重が大きく、長期応力によって主架構が決められた建物を対象としたため、限られた範囲での検討ではあるが、以下に得られた知見を示す。

- 1) 柱に高強度鋼を用いることで、スパン長さに拘らず、層間変形角が 1/50 rad 以下の範囲で柱を弾性範囲に留めることができた。
- 2) ダンパーのエネルギー吸収率は、主架構断面が小さいスパン長さの短いモデルが最も大きくなった。
- 3) レベル2の2倍の地震動を入力した場合、従来鋼を用いた基準架構モデルの柱は損傷したが、柱に高強度鋼を用いた高耐震架構モデルの柱は損傷しなかった。
- 4) スパン長さが大きいモデルのほうが高強度鋼の柱を用いる利点があると考えられる。

参考文献

- 1) 日本建築学会近畿支部鉄骨構造部会：1995年兵庫県南部地震 鉄骨造建物被害調査報告書，1995.5
- 2) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告—建築編（3），1997.10
- 3) 中小企業庁：中小企業の事業継続計画(BCP)〈災害対応事例からみるポイント〉，2011.5
- 4) 渡辺泰成，橋本契吾，北村春幸，佐藤利昭，宮川和明，藤澤一善，植木卓也：柱に高強度鋼を用いた中低層制振構造建物の応答性状に関する研究，日本建築学会関東支部研究報告集，2014.2
- 5) 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（掲載予定）

*1 東京理科大学 *2 東京工業大学 *3 JFE シビル
*4 JFE スチール

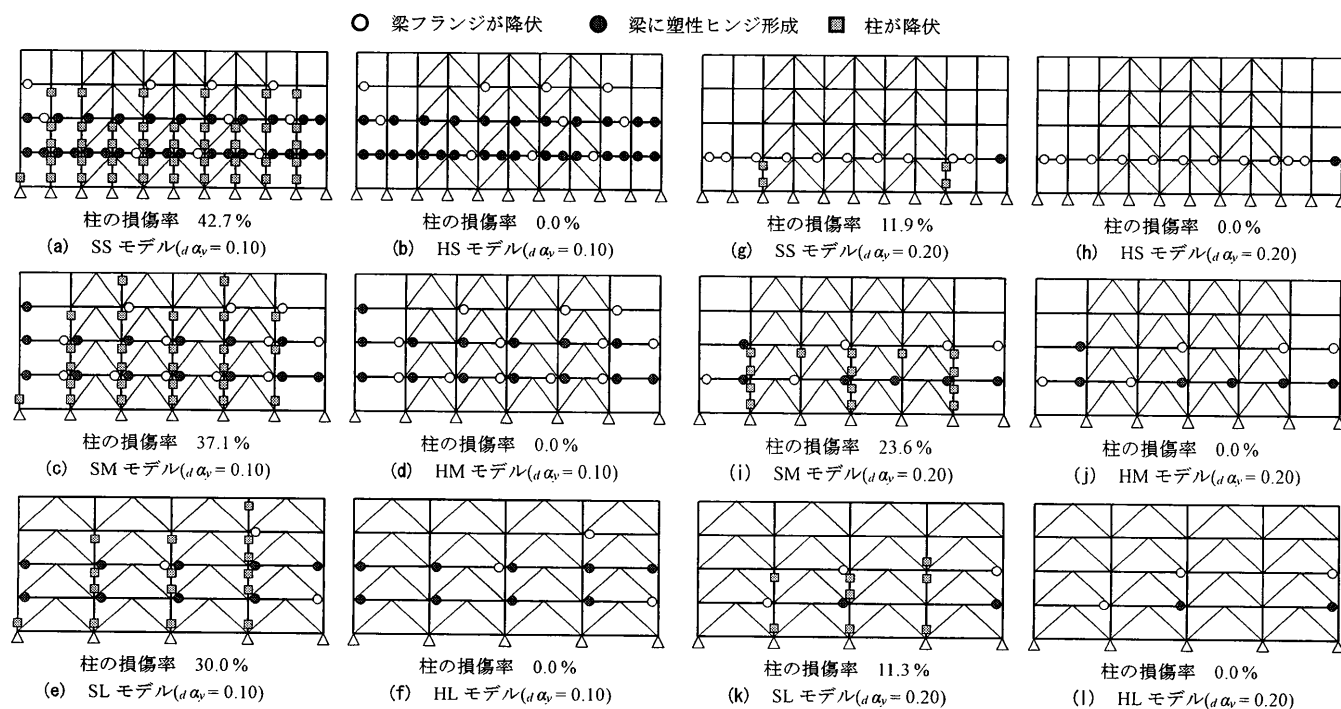


図7 主架構の損傷(ART KOBE 160 入力時)