

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	建築構造用高強度鋼材H-SA700と制振部材を組合せた高耐震化中低層鋼構造建物の応答性状
Title	RESPONSE PERFORMANCE FOR THE HIGH EARTHQUAKE-PROOFING LOW AND MEDIUM-RISE STEEL STRUCTURE WITH H-SA700 HIGH-STRENGTH STEEL AND HYSTERETIC DAMPER
著者(和文)	野村尚史, 佐藤大樹, 北村春幸, 藤澤一善
Authors	Daiki Sato, Haruyuki Kitamura
出典 / Citation	構造工学論文集, Vol. 58B, , pp. 179-187
Citation(English)	Journal of structural engineering, Vol. 58B, , pp. 179-187
発行日 / Pub. date	2012, 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/110009706518

建築構造用高強度鋼材 H-SA700 と制振部材を組合せた 高耐震化中低層鋼構造建物の応答性状

RESPONSE PERFORMANCE FOR THE HIGH EARTHQUAKE-PROOFING LOW AND MEDIUM-RISE
STEEL STRUCTURE WITH H-SA700 HIGH-STRENGTH STEEL AND HYSTERETIC DAMPER

野村尚史*, 佐藤大樹**, 北村春幸***, 藤澤一善****

Naoshi NOMURA, Daiki SATO, Haruyuki KITAMURA, Kazuyoshi FUJISAWA

There is a damage control design method in which the one of absorbing the seismic energy only to the energy-dissipation braces at the earthquake, and fixing a mainframe within the range of elasticity. As a result, the longevity life buildings where the function can be maintained after the earthquake can be achieved. In the collaborative project by cabinet and ministries executed, new building system where mainframe stays within the range of elasticity was developed with the large earthquake by the use of the new development of H-SA700 high strength steel and the hysteretic damper. The objective of this study is to aim at the practical use of the seismic vibration system with high seismic performance. As an early stage of the study in this paper, vibration system to use H-SA700 for all mainframe is made, and response performance is understood. 32% of the amount of the steel material was able to be decreased compared with the case to use SN400 by utilizing H-SA700 for all mainframes, and a mainframe was able to be fixed for the large earthquake within the range of elasticity.

Keywords : *High Strength Steel, Low And Medium-rise Steel Structure, Member-to-Member Model, Time History Response Analysis, Hysteretic Damper*

高強度鋼, 中低層鋼構造建物, 部材レベルモデル, 時刻歴応答解析, 履歴減衰型ダンパー

1. はじめに

近年、海溝型巨大地震や内陸型直下地震等への巨大災害に対する建築物の対応策が求められている¹⁾³⁾。また、我が国は経済発展を遂げ、東京・横浜、名古屋、大阪などの都市部には新しい性能や機能を備えた建築物が数多く建設されている。さらに、地球環境問題は益々深刻さを増し、解体や新築に伴う環境負荷の大きい建築物は、これまで以上に100年単位で長く使い続けることが必須の条件になってきた。このように長寿命を考慮した建築物の設計にあたっては、複数の大地震動に遭遇することを想定し、被災後も引き続き機能を維持できる耐震設計が必要となる。

我が国における建築物の耐震設計は、地震に対して人命を保全することを目標として倒壊はさせないが、塑性化により地震エネルギーを吸収することは許容している。しかし、これは言い換えれば、大地震後には復旧できないほどの被害を受ける可能性があるということである。これに対して、構造物を主架構と制振部材が組合わせたシステムとし、地震時に制振部材のみに地震力を吸収させ、主架構である梁・柱を弾性範囲に留めるという損傷制御設計法⁴⁾がある。これにより、地震後も機能を維持できる長寿命建築物を実現できる。

この損傷制御設計法に基づいて、平成16年度から20年度にか

て“府省連携 革新的構造材料を用いた新構造システム建築物研究開発プロジェクト”「革新的構造材料を用いた新構造システム建築物研究開発」(以降、新構造システム建築物開発プロジェクト)⁵⁾が実施された。ここでは、主架構に新たに開発された建築構造用高強度780 N/mm²鋼材(H-SA700)⁶⁾、制振部材に小さな層間変形から塑性化しエネルギーを吸収できる履歴減衰型ダンパーを用いることで、大地震に対して主架構は弾性範囲に留まる新構造システム建築物の開発が行われた。過去、建築物に適用されていた780 N/mm²鋼材は、降伏比を低く抑えるために熱処理を多数行う必要があり高価であったが、H-SA700は、耐力が700~900 N/mm²、引張強さが780~1000 N/mm²、降伏比を98%以上と高く設定することで、製造工程を簡略化し、経済合理性が追求された鋼材となっている⁷⁾。H-SA700は弾性範囲で使用されることを前提にしているため、降伏比が高いことは問題とならない。

このように、H-SA700は780 N/mm²の高強度鋼としては経済合理性が追求された鋼材であるが、普通鋼と比較すると高価であるため、H-SA700を普及させるためには、普通鋼を用いた場合と比較して鋼材量を低減させ、かつ大地震に対しても主架構が損傷しない設計例を示す必要がある。

* 東京理科大学大学院理工学研究科 大学院生

** 東京理科大学理工学部建築学科 助教・博士(工学)

*** 東京理科大学理工学部建築学科 教授・博士(工学)

**** JFE スチール株式会社

Graduate Student, Faculty of Science and Eng., Tokyo Univ. of Science

Assistant Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Science and Eng., Tokyo Univ. of Science, Dr. Eng.

Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Science and Eng., Tokyo Univ. of Science, Dr. Eng.

JFE Steel Corporation.

本研究は、長寿命建築物として100年以上使い続けるために、対象とする地震動レベル、鋼構造建物の使用材料、架構計画、耐震性判定基準を提案することを目的とする。具体的には、設計事例の多い中低層鋼構造建物を対象として、H-SA700を用いた主架構に制振部材を組合せた高耐震化建物を、一般的な普通鋼(SN400)を使用した制振構造と比較する。さらに、複数の大地震動に遭遇することを想定したライフサイクル累積損傷評価法^{8),9)}を用いて評価することを本研究の最終目的としている。

以上の研究目的を達成するため、初期段階として、本論文では8階建ての中低層鋼構造建物を対象として高強度鋼と制振部材を組合せた建物の応答性状を確認する。本論文の構成は次の通りである。2章では、検討対象建物の概要及びモデル化、ダンパー諸元の決定、入力地震動の概要について述べる。3章では、主架構全てにSN400及びH-SA700を用いる場合の部材断面を決定し、鋼材量や1次固有周期について比較を行う。また、増分法による主架構の静的弾塑性解析を行い、主架構の弾性耐力と終局耐力、その層間変形角の比較について述べる。4章では、主架構に座屈拘束型制振ブレース(LY225)を取り付けた制振構造を対象として、観測波・模擬波を入力地震動とした時刻歴応答解析を行い、鋼材強度の違いによる応答性状や損傷、残留変形について検討する。また、設計クライテリアに対する比較について述べる。

2. 検討建物、ダンパー諸元及び入力地震動の概要

2.1 建物概要及びモデル化

図1に検討対象建物の基準階伏図と軸組図を示す。検討対象建物は、地上8階、高さ33.0m(1階5.0m, 2~8階4.0m)、長辺方向(X方向)8.0m×2スパン+6.0m×5スパン=46.0m、短辺方向(Y方向)8.0m×4スパン=32.0m(3~6通りは16.0m×2スパン=32.0mのロングスパン)の鋼構造建物とする。

本解析には、部材の曲げと軸方向力に対する弾塑性挙動を、材端部の2平板間に複数の完全弾塑性の軸ばね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で表現し、剛床を仮定した3次元部材レベルモデルを用いた。スラブの合成効果は梁の曲げ剛性のみ考慮し、剛性増大率 ϕ を両側スラブの場合は $\phi = 1.8$ 、片側スラブの場合は $\phi = 1.5$ と設定した。減衰定数は主架構の1次固有周期 T_1 に対して $h = 2\%$ となる剛性比例型とした。

2.2 ダンパー諸元の決定

ダンパーは軸材にLY225材を用いた座屈拘束型制振ブレースを使用し、図1に示す位置に1層当たり8基付与する。1層部分のダンパーの降伏層せん断力係数 ${}_d\alpha_{y1}$ が与えられた場合、1層部分のダンパーの断面積 ${}_dA_1$ は以下の式で求められる。

$${}_dQ_{y1} = {}_d\alpha_{y1} \cdot \sum_{i=1}^N m_i g, \quad {}_dN_{y1} = \frac{{}_dQ_{y1}}{8\cos\theta_1}, \quad {}_dA_1 = \frac{{}_dN_{y1}}{{}_d\sigma_y} \quad (1a \sim c)$$

ここで、 ${}_dQ_{y1}$: 1層部分のダンパーの降伏層せん断力、 N : 全層数、 m_i : 質量、 g : 重力加速度、 ${}_dN_{y1}$: 1層部分のダンパーの降伏軸力、 θ_1 : 1層部分のダンパーの取付け角度、 ${}_d\sigma_y$: ダンパーの降伏応力度(=225 N/mm²)である。 ${}_d\alpha_{y1}$ の変化によって ${}_dA_1$ が決定されるため、本論文では、 ${}_d\alpha_{y1}$ をダンパー量と呼ぶこととする。なお、対象建物は中低層であることから、本論文では各層のダンパーの降伏層せん断力 ${}_dQ_{y1}$ を ${}_dQ_{y1}$ と同じ値とした。また、ダンパーの塑性化部長さ

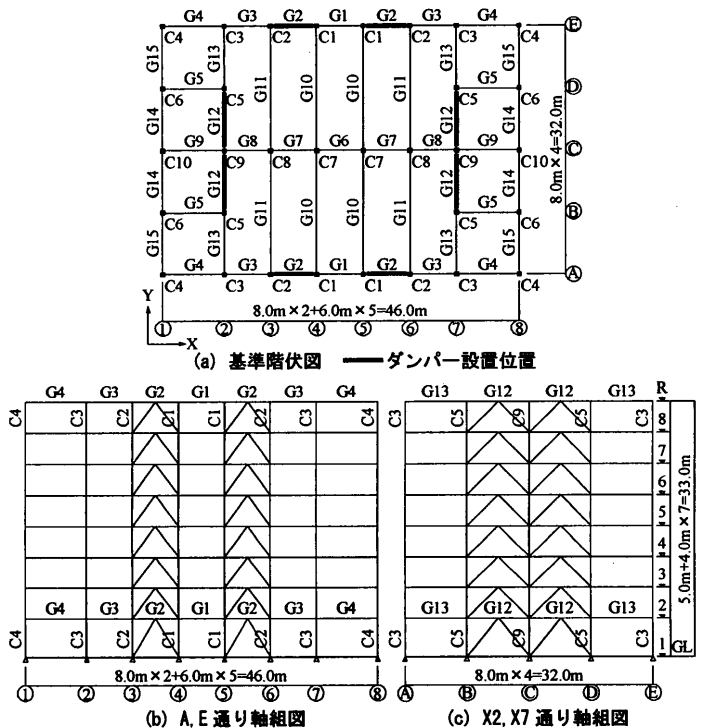


図1 対象建物の基準階伏図と軸組図

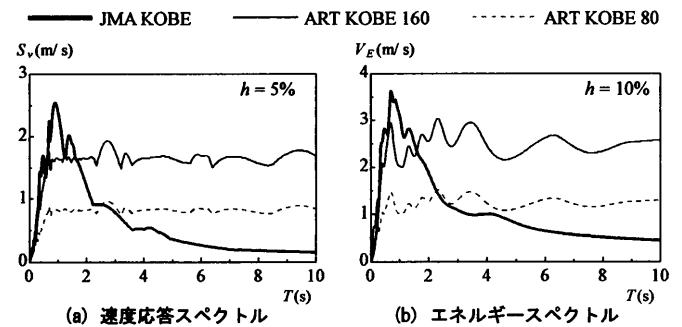


図2 地震動のスペクトル

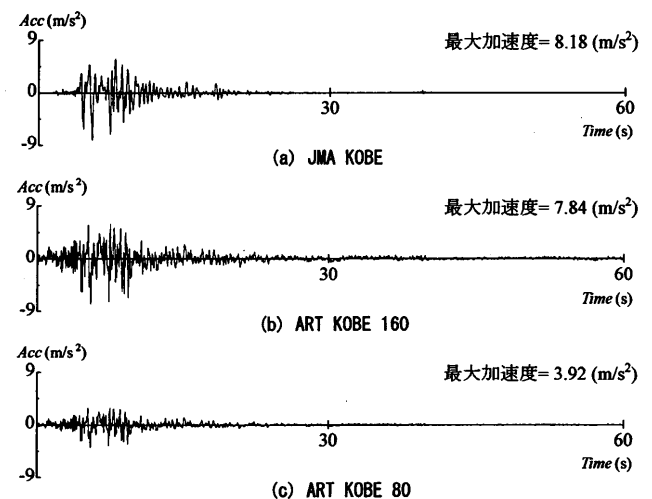


図3 入力地震動の加速度時刻歴波形

L_{pi} を柱・梁芯間長さ L_i の1/4としているので、ダンパーの軸方向の初期剛性 ${}_d\hat{k}_i$ は、 ${}_dA_1$ を用いて次式で求められる。

$${}_d\hat{k}_i = \frac{{}_dE_s {}_dA_1}{0.25L_i} \quad (2)$$

ここで、 E ：鋼材の弾性係数である。なお、ダンパーの履歴形状は完全弾塑性で設定している。

2. 3 解析用入力地震動

図2(前頁)に速度応答スペクトル S_v ($h=5\%$)とエネルギースペクトル V_E ($h=10\%$)を示し、図3(前頁)に地震動の加速度時刻歴波形を示す。本論文では、設計事例の多い中低層鋼構造建物を対象とするため、研究の初期段階として、震度7を観測し、高さ30m程度の10階建て建物に大きな被害を与えた1995年兵庫県南部地震における観測波JMA KOBE 1995 NS(以降JMA KOBE)を想定最大地震動と設定する。しかし、JMA KOBEは建物周期の変動によるスペクトルの変動が大きいため、建物に入力されるエネルギーは大きく影響される。よって、告示スペクトルに一致するように作成された模擬波ART KOBE(コーナー周期 $T_c \geq 0.64$ sで S_v が0.8 m/sで一定、位相特性：JMA KOBE 1995 NS, 以降, ART KOBE 80)をレベル2地震動として採用し、ART KOBE 80の2倍の大きさの地震動として、ART KOBE 160を採用する。

3. 主架構及び解析モデルの概要

3. 1 主架構の部材断面の決定方針

SN400及びH-SA700を用いた主架構の部材断面の決定方針を述べる。SN400を用いた主架構の部材断面は、標準せん断力係数 $C_0=0.2$ に対して許容応力度設計を行い決定する。ここでは、幅厚比をFAランク、柱梁耐力比の下限値を1.5とすることで、地震動に対し梁の塑性化を許容する。主架構に降伏比が高いH-SA700を用いた場合は、大地震に対しても弾性範囲であることが前提となる。そのため、H-SA700の幅厚比は部材として降伏するまで局部座屈が発生しないための条件 η であるFCランクまで許容できる。また、梁崩壊を保障する必要がないため、柱梁耐力比は1.5以上となる必要はない。そこで、本論文では柱梁耐力比の下限値を1.2とした。なお、H-SA700の基準強度は規定されていないため、本論文では、幅厚比制限値の算定に用いる基準強度である700 N/mm² η を採用した。

3. 2 主架構の部材断面

前節の方針に従い、SN400及びH-SA700を用いた主架構の部材断面を決定する。始めに、SN400を用いた主架構の部材断面は、梁せい500, 550 mm(ロングスパンは800, 850 mm)、柱幅500, 550 mm、小梁せい396, 496 mmとした(付録A参照)。この部材断面における fT_1 は、X方向で1.538 s、Y方向で1.455 sであり、建物高さ H と fT_1 の関係はそれぞれ、 $fT_1=0.047H, 0.044H$ で表される。なお、1次設計の設計層せん断力に対しては、X,Y方向共に層間変形角は1/200以下となることを確認している。以降、この部材断面の解析モデルを、使用鋼材SN400と $fT_1=0.05H$ (X,Y方向の平均)からS4-05Hと表記する。

次に、H-SA700を用いた主架構の部材断面を決定する。まず、S4-05Hと同じ部材断面の解析モデルを作成し、以降、H7-05Hと表記する。採用したH-SA700の基準強度(700 N/mm²)はSN400の基準強度(235 N/mm²)と比較して約3倍であるため、幅厚比の制限値は大きく低減する。そのため、H7-05Hにおける大半の部材がFDランクとなったが、鋼材強度による違いを見るためH7-05Hも解析対象として用いることとする。H7-05Hを基に、鋼材量を低減させるため梁せいを徐々に小さくしていき、主架構の部材断面を決定し

た。本論文では、H-SA700を用いた主架構として、H7-05Hの他に部材断面の異なる3つの解析モデルを作成した。これらの解析モデルは1次固有周期が短い順にH7-06H, H7-07H, H7-08Hと表記する。H7-08Hが fT_1 が最も長く鋼材量が最も低減した解析モデルである。なお、鋼材量を低減させたこの3つの解析モデルにおいては、1次設計の設計層せん断力に対する層間変形角が最大で1/50程度となり、1/200以下とならなかった。しかし、本論文では、大地震に対しても主架構は弾性範囲となることを目的として部材断面を決定したため、これを容認する。

H-SA700を用いた主架構の部材断面は以下のようにになっている。H7-06Hは梁せい400 mm(ロングスパンは700 mm)、小梁せい300, 350 mmとし、柱幅を400, 450 mmとした。H7-07Hは梁せい350, 400 mm(ロングスパンは650, 700 mm)、小梁せい298, 346 mmとし、柱幅を400, 450 mmとした。H7-08Hは梁せい300, 350 mm(ロングスパンは600, 650 mm)、小梁せい248, 298 mmとし、柱幅を350, 400 mmとした(付録A参照)。小梁断面は大梁断面に合わせて小さくしている。どの主架構においても、ロングスパン梁のせいとロングスパン梁を支える中柱は、他の梁・柱より断面を大きく設定した。小梁はS4-05Hにおいて横座屈の検討を行い、横座屈が生じず鋼材の曲げ耐力を十分に発揮できる本数を配置している。なお、全ての主架構において、小梁配置はS4-05Hと同じとしている。

3. 3 鋼材量及び1次固有周期の比較

表1に各解析モデルの重量 W 、鉄骨重量 sW 、全フロア面積 A_{area} (=1フロア面積 $A_{area,i} \times 8$ フロア)に対する sW の割合、 sW から小梁重量 bW を引いた重量 ccW (= $sW-bW$)、 A_{area} に対する ccW の割合、各評価指標のS4-05H(H7-05H)に対する割合、 fT_1 を示す。本論文では、解析モデルごとに小梁断面を変更しており、小梁には主架構の鋼材強度に関らずSN400を用いているため、主架構のみの重量として ccW も示し、これに着目して鋼材量の比較を行う。

表1より、S4-05Hにおいては1 m²当たり0.779 kNの鋼材を使っているのに対し、H-SA700を用いることでH7-06Hにおいては0.764 kN(4%減)、H7-07Hにおいては0.535 kN(31%減)、H7-08Hにおいては0.526 kN(32%減)と少ない鋼材量となっていることがわかる。なお、括弧内にはH4-05Hに対する低減率を示している。 fT_1 に着目すると、最も fT_1 が長いH7-08HはH7-05Hと比較してX方向で1.64倍(1.538 s \rightarrow 2.529 s)、Y方向で1.69倍(1.455 s \rightarrow 2.452 s)となっていることがわかる。

表1 各解析モデルの重量と主架構の1次固有周期

		$A_{area,i} = 1472$ (m ²)						
		S4-05H H7-05H	H7-06H		H7-07H		H7-08H	
			/(S4-05H)		/(S4-05H)		/(S4-05H)	
W (kN)		78009	76802	0.985	73920	0.948	73920	0.948
sW (kN)		11474	10267		7580		7211	
sW / A_{area} (kN/m ²)		0.974	0.872	0.895	0.644	0.661	0.612	0.629
ccW (kN)		9175	8785		6303		6196	
ccW / A_{area} (kN/m ²)		0.779	0.746	0.957	0.535	0.687	0.526	0.675
fT_1 (s)	X	1.538	1.951	1.269	2.207	1.435	2.529	1.644
	Y	1.455	1.913	1.315	2.173	1.493	2.452	1.685

3. 4 主架構の静的弾塑性解析による比較

図 4(a), (b)に、各解析モデルにおける主架構の静的弾塑性解析より得られた 1 層部分の主架構の層せん断力 fQ_i と層間変形角 R_i の関係を示す。図中の●は 1 層部分のいずれかの部材が全塑性モーメントに達した時（弾性限界時）を示している。静的弾塑性解析の外力分布は、 A_i 分布を基にした 1 次設計用地震力とする。H-SA700 は弾性範囲での使用であるため、H-SA700 を用いた解析モデルの解析は弾性限界時までとしている。

同じ部材断面で鋼材強度の違う S4-05H と H7-05H に着目して比較を行う。この 2 つの解析モデルは部材断面が同じであるため、弾性剛性は同じである。S4-05H における、弾性限界時のベースシア係数 C_b に fT_1 を乗じた $C_b \cdot fT_1$ は、X 方向で 0.260、Y 方向で 0.271 である。また、保有水平耐力時（最大層せん断力時）の $C_b \cdot fT_1$ は X 方向で 0.386、Y 方向で 0.489 である。H7-05H において、弾性限界時の fQ_i は X 方向で 40811 kN、Y 方向で 49306 kN であり、S4-05H と比較すると、X 方向で 3.09 倍、Y 方向で 3.40 倍となっている。なお、1 層以外の層においても、H-SA700 を用いることで弾性耐力力は SN400 を用いた場合の約 3 倍となることを確認している。

H-SA700 を用いた部材断面の違う H7-05H, H7-06H, H7-07H, H7-08H に着目して比較を行う。鋼材量の低減に伴い弾性剛性も低減していくことがわかる。最も鋼材量が低減した H7-08H における弾性限界時の fQ_i は X 方向で 22674 kN、Y 方向で 23338 kN であり、H7-05H と比較すると、X 方向で 0.56 倍、Y 方向で 0.47 倍となっている。ま

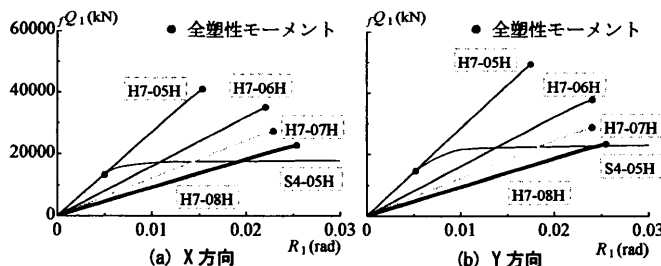


図 4 主架構の静的弾塑性解析の結果（1 層部分）

た、H7-08H における弾性限界時の R_i は H7-05H と比較して X, Y 方向で 1.67 倍（1/65 → 1/39）となっており、部材断面を小さくすることで大きな変形まで弾性範囲となっていることがわかる。

S4-05H と H7-08H に着目して比較を行う。H7-08H は S4-05H と比較して、弾性剛性は X 方向で 0.33 倍、Y 方向で 0.28 倍、弾性限界時の fQ_i は X 方向で 1.72 倍、Y 方向で 1.61 倍、弾性限界時の R_i は X 方向で 5.18 倍（1/202 → 1/39）、Y 方向で 4.92 倍（1/192 → 1/39）となっている。これより、H7-08H は S4-05H と比較して柔な主架構となり、弾性範囲が広がっていることがわかる。

4. 制振構造における時刻歴応答解析

4. 1 ダンパー量の違いによる応答の変化

本章では、X 方向を対象として検討を行う。図 5 に、パラメータである $d\alpha_{y1}$ を横軸に取り 0.02~0.30 まで変化させた時の (a) 1 層部分の層せん断力係数 α_1 、(b) 最大層間変形角 R_{max} 、(c) 入力エネルギーに対する主架構の累積塑性歪エネルギーの割合 fW_p/E 、(d) 入力エネルギーに対するダンパーの累積塑性歪エネルギーの割合 dW_p/E を示す。入力地震動は、周期変動によるスペクトルの影響が小さい (i) ART KOBE 160、(ii) ART K OBE 80 とし、入力倍率の大きい ART KOBE 160 の入力に対して応答の低減するダンパー量を、各解析モデルにおける最適なダンパー量として決定する。表 2 に制振構造の 1 次固有周期 T_1 を示す。図 5 より、S4-05H において解析結果が得られていない部分があるが、これは、主架構の鋼材強度に対して入力地震動が過大であり、局所的に部材の塑性化が進み解析を行うことができなかったためである。

表 2 各ダンパー量を付与した制振構造の 1 次固有周期

$d\alpha_{y1}$	0.00	0.02	0.04	0.06	0.08	0.10	0.12	0.15	0.20	0.25	0.30
T_1 (s)											
S4-05H	1.538	1.131	1.013	0.954	0.919	0.896	0.879	0.861	0.843	0.831	0.823
H7-05H											
H7-06H	1.951	1.278	1.126	1.057	1.017	0.991	0.974	0.955	0.935	0.923	0.915
H7-07H	2.207	1.424	1.284	1.224	1.191	1.170	1.155	1.140	1.124	1.115	1.108
H7-08H	2.529	1.503	1.346	1.281	1.246	1.223	1.208	1.192	1.176	1.166	1.159

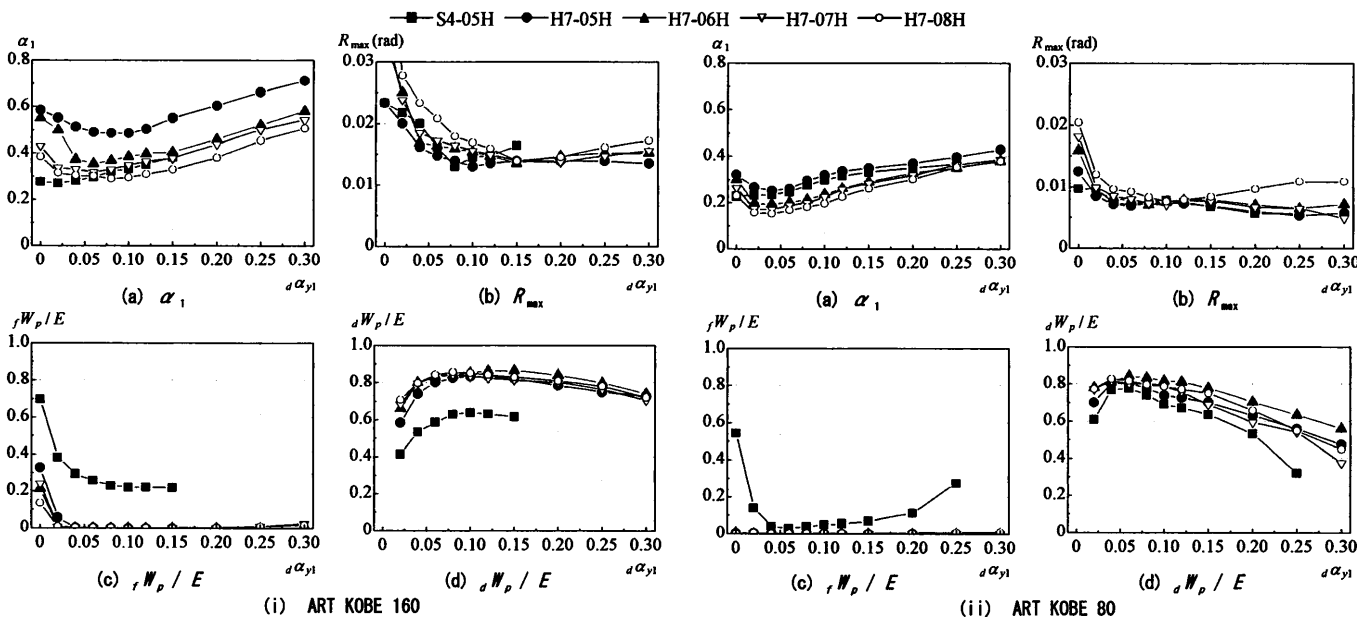


図 5 ダンパー耐力による応答の変化

α_1 に着目すると、ART KOBE 160 入力時では、S4-05Hにおいて $d\alpha_{y1}$ の増加に伴い増加傾向にあり、H-SA700を用いた解析モデルにおいては、明確な極値を取らず、 $d\alpha_{y1} = 0.20$ 以降で増加傾向にあることがわかる。また、固有周期が長くなるに従い α_1 は小さい値となる傾向にあることがわかる。ART KOBE 80 入力時では、部材断面が同じS4-05HとH7-05Hでは同程度の応答となっていることがわかる。これは、S4-05Hにおける主架構の塑性化の程度が小さいことが要因である。これに関して、主架構の塑性率はART KOBE 80 入力時では3程度であったのに対し、ART KOBE 160 入力時では9程度となることを確認している。

R_{max} に着目すると、ART KOBE 160 入力時では、S4-05Hにおいて $d\alpha_{y1} = 0.08$ で最小値となり、H7-05Hにおいては $d\alpha_{y1}$ の増加に伴い一定の値となる傾向にあることがわかる。H7-06H, H7-07H, H7-08Hにおいては極値を取った後、増加傾向となることがわかる。H-SA700を用いた解析モデルにおいて、 R_{max} の最小値を取るダンパー量を見ていくと、H7-05Hでは $d\alpha_{y1} = 0.10$, H7-06Hでは $d\alpha_{y1} = 0.15$, H7-07Hでは $d\alpha_{y1} = 0.20$, H7-08Hでは $d\alpha_{y1} = 0.15$ である。ART KOBE 80 入力時では、 α_1 と同様にS4-05HとH7-05Hでは同程度の応答となっていることがわかる。

fW_p/E と dW_p/E に着目すると、ART KOBE 160 入力時では、S4-05Hにおいて $d\alpha_{y1}$ の増加に伴い一定の値となる傾向にあり、H-SA700を用いた解析モデルにおいては、ほとんどのダンパー量で fW_p/E はゼロに近い値となることがわかる。しかし、H7-07HとH7-08Hにおいて、 $d\alpha_{y1}$ を極端に大きくしていくと応答が増加傾向となり、それに伴い R_{max} も増加傾向となっていることがわかる。これらの傾向を理解するにあたって、ダンパーが層せん断力を負担する際に架構に生じる現象について述べる。ダンパーの降伏せん断力係数 $d\alpha_{y1}$ の増加すなわちダンパー軸力の増加に伴い現れる現象として、まずはダンパーの付帯柱の軸力が増加し、それにより付帯柱の軸伸縮量が増加する。次に付帯柱の軸伸縮量の増加に伴い、ダンパー付き架構の上層部での曲げ変形が増加する。もう一つは付帯柱とその隣の一般の柱との間に鉛直変位差が生じ、その影響で境界梁に強制的なせん断変形と境界梁端の曲げモーメントが大きくなる。 $d\alpha_{y1}$ を極端に大きくしていくと、ダンパーが弾性挙動を示す時間帯が増え制振効果が減少して R_{max} の減少が鈍る。しかし、部材断面を小さくし $d\alpha_{y1}$ が極端に大きくなると、 R_{max} が増加傾向を示す。これは、ダンパーの軸力が大きくなると付帯柱の軸伸縮量が増加し架構の曲げ変形が増加するためである。これより、鋼材量を低減させた解析モデルでは部材断面が小さくなるため付帯柱の軸伸縮量が他よりも大きくなることから、上層部分の層間変形角 R_{max} が大きくなったためと説明される。これに関しては、高さ方向の応答分布で確認している(4.2節、後述)。なお、H7-05Hにおいては $d\alpha_{y1} = 0.02$ 以降で、H7-06Hにおいては全ダンパー量で、H7-07HとH7-08Hにおいては $d\alpha_{y1} = 0.02 \sim 0.20$ で主架構は弾性範囲に留まっていることを確認している。ART KOBE 80 入力時では、 fW_p/E はH-SA700を用いた解析モデルにおいて全てのダンパー量でゼロに近い値となるが、S4-05Hにおいては $d\alpha_{y1} = 0.20$ 以降で増加傾向にあり、それに伴い dW_p/E が低減していることがわかる。これらの傾向は、ART KOBE 160 入力時と同様に、ダンパー量が多くなるとダンパー設置架構の曲げ変形が増加し、架構のせん断変形成分が減少してダンパーのエ

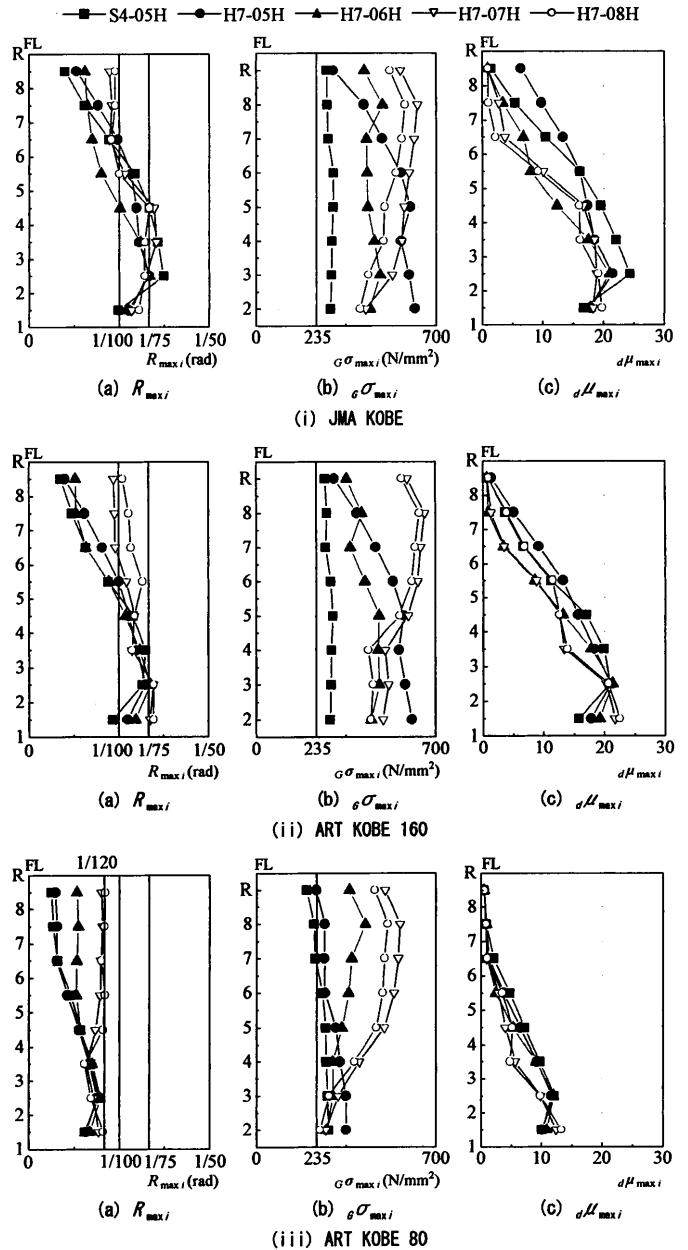


図6 最適ダンパー量付与時の高さ方向の応答分布

ネルギー吸収量が減少したことが要因である。なお、H-SA700を用いた解析モデルにおいては、ダンパー非設置時を含め、全ダンパー量において主架構は弾性範囲に留まっていることを確認している。

以上より、最適なダンパー量として、S4-05Hにおいては $d\alpha_{y1} = 0.08$, H7-05Hにおいては $d\alpha_{y1} = 0.10$, H7-06H, H7-07H, H7-08Hにおいては $d\alpha_{y1} = 0.15$ を採用する。

4. 2 高さ方向の応答分布

各解析モデルに前節で決定した最適ダンパー量 (S4-05H : $d\alpha_{y1} = 0.08$, H7-05H : $d\alpha_{y1} = 0.10$, H7-06H, H7-07H, H7-08H : $d\alpha_{y1} = 0.15$) を付与した制振構造における高さ方向の応答分布を示す。図6に、(i) JMA KOBE 入力時, (ii) ART KOBE 160 入力時, (iii) ART KOBE 80 入力時の解析結果として、(a)最大層間変形角 $R_{max,i}$, (b)各層で最大となった梁端の曲げ応力度 $G\sigma_{max,i}$, (c)各層で最大となったダンパーの塑性率 $d\mu_{max,i}$ を示す。 $G\sigma_{max,i}$ は鋼材の基準強度 (SN400 : 235 N/mm², H-SA700 : 700 N/mm²) に対して比較を行い、 $G\sigma_{max,i}$ が基準強度以下

となった場合に主架構は弾性範囲とみなす。

R_{max_i} に着目すると、S4-05H, H7-05H, H7-06Hにおいては下層部分で大きな応答となる傾向にあるが、H7-07HとH7-08Hにおいては上層部分でも応答が大きくなる傾向にあることがわかる。最大値で見ると、全ての解析モデルにおいて、JMA KOBE及びART KOBE 160入力時では1/75程度、ART KOBE 80入力時では1/120程度とそれほど違いは見られないことがわかる。

σ_{max_i} に着目すると、いずれの地震動に対しても、H-SA700を用いた解析モデルの σ_{max_i} は700 N/mm²以下で弾性範囲となっているが、S4-05Hの σ_{max_i} は235 N/mm²以上となり塑性化していることがわかる。X方向では、いずれの解析ケースにおいても、全層で境界梁である4-5通りの梁の曲げ応力度が最大となった。これは、ダンパー付帯柱の軸力増加に伴う軸伸縮の影響により、境界梁に強制的なせん断変形が加わったことが要因である。これに関しては、梁端の応答値の平面分布を確認している(4.3節、後述)。境界梁に応力が集中する傾向は、H7-07HとH7-08Hの上層部分において顕著に見られる。これは、全層同じダンパー量を付与しているため、S4-05Hと比較して部材断面を特に小さくしたH7-07HとH7-08Hの上層部分においてダンパーが塑性化せず、かつダンパーの剛性が主架構の剛性に対して相対的に高くなった。そのためダンパー設置架構の曲げ変形が大きくなり、境界梁に大きな強制変形を与えたことが要因である。なお、境界梁がないY方向では、上層部分において σ_{max_i} と R_{max_i} は増加傾向とならないことを確認している(付録B参照)。鋼材量を低減させると、上層部分の応答が地震動によらず同程度となっているが、これは、上層部分の主架構が負担するせん断力が地震動によらずほぼ一定であることが要因である。

$d_{\mu_{max_i}}$ に着目すると、ART KOBE 80入力時の応答はJMA KOBE入力時やART KOBE 160入力時の応答の半分程度となっており、上階になるにつれ応答は低減し、上層部分ではほとんどダンパーが有効に機能していないことが予想できる。しかし、JMA KOBE入力時のH7-05Hにおいては、上層部分でも他の解析ケースと比較して大きな応答を示していることがわかる。これは、H7-05Hに $d_{\alpha_{y1}}=0.10$ のダンパー量を付与した際の1次固有周期がJMA KOBEのスペクトルピークに重なったこと、また、H-SA700を用いた他の解析モデルと比較して剛性が大きいため、ダンパーが有効に機能したことが要因である。 R_{max_i} の応答と共に見ていくと、S4-05H, H7-05H, H7-06Hにおいては R_{max_i} の増加に伴い大きくなるが、H7-07HとH7-08Hにおいては上層部分で R_{max_i} が大きくなっても小さな応答値となっていることがわかる。これに関して、水平方向の層間変形に対するダンパー変形の水平方向成分の割合を、ダンパー周辺の架構の影響を反映したダンパーの実効変形比と呼ぶこととし、ダンパー効率に着目して考察する。

図7(a)~(c)に、ダンパーの実効変形比の高さ方向の分布を示す。JMA KOBE入力時とART KOBE 160入力時では、ART KOBE 80入力時と比較して大きな応答となり、地震動の入力レベルが大きいかほどダンパー効率は良くなることわかる。いずれのモデルにおいても、上階になるにつれ実効変形比は小さくなり、上層部分のダンパー効率は悪くなっていることがわかる。図7と図6(a) R_{max_i} の結果を見ると、S4-05H, H7-05H, H7-06Hにおいては R_{max_i} の減少に伴い実効変形比は小さくなっているが、H7-07HとH7-08Hにおいては上層

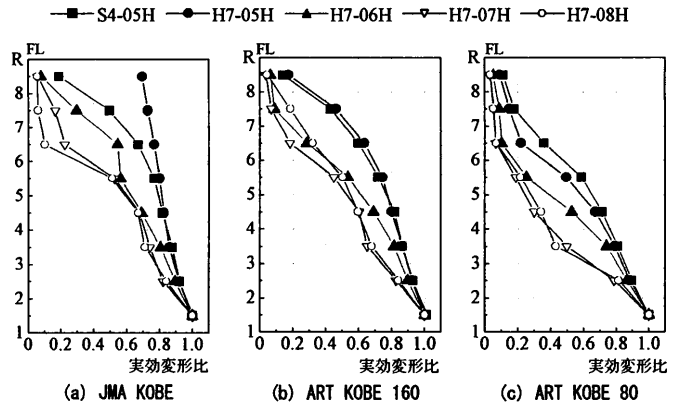


図7 実効変形比の高さ方向の応答分布

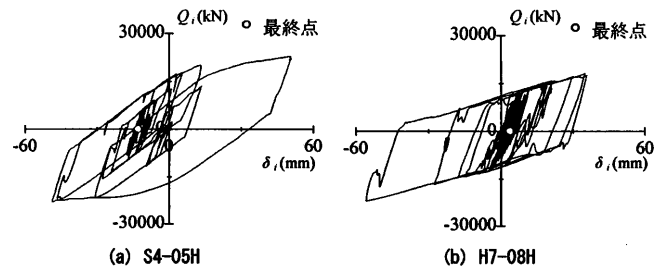


図8 ART KOBE 160入力時における Q_i - δ_i の履歴曲線

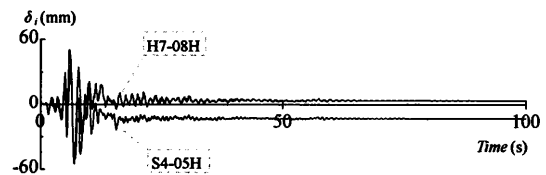


図9 ART KOBE 160入力時における δ_i の時刻歴波形

部分で R_{max_i} が大きくなっているにも関わらず実効変形比は小さく、ダンパー効率が悪くなっていることがわかる。これは、鋼材量の低減により柱の軸剛性が低減し、架構の全体曲げ変形が増加することによって、上層部のダンパーにおけるエネルギー吸収量が減少したことが要因である。なお、X方向に付与したダンパー量と同じダンパー量をY方向に付与した際に、Y方向の方がX方向と比較して実効変形比が大きくなり、ダンパー効率が良いことを確認している(付録B参照)。

4.3 残留変形と梁端損傷

SN400を用いたS4-05Hと鋼材量が最も低減したH7-08Hに着目し、残留変形と梁端損傷について検討する。着目する層は、図6(i)ART KOBE 160入力時の結果より、H7-08Hにおいて層間変形角が最大となっている2層部分とし、入力地震動はART KOBE 160とする。

図8(a), (b)に、S4-05H及びH7-08Hの2層部分における層せん断力 Q_i と層間変形 δ_i の履歴曲線を示し、図9に2層部分における δ_i の時刻歴波形を示す。なお、図8の○は解析の最終点を示している。図8, 9より、いずれの解析モデルにおいても残留変形が生じているが、H7-08Hの方が小さい残留変形となっていることがわかる。残留変形はS4-05Hにおいては12.95 mm ($R_i=1/308$ rad), H7-08Hにおいては3.67 mm ($R_i=1/1090$ rad)である。S4-05Hにおいては主架構とダンパーの塑性化により残留変形が生じ、H7-08Hにおいては

主架構が弾性範囲に留まっても、ダンパーの塑性化によりわずかに残留変形が生じたのだと考えられる。

図 10 に、ダンパー設置構面 (A 構面) に着目した場合の梁端の曲げ応力度 ${}_G\sigma_i$ (上段) と塑性率 ${}_G\mu_i$ (下段) の平面分布を示す。ここでは、S4-05H における ${}_G\sigma_i$ が全ての梁で同程度の応答となったため、 ${}_G\mu_i$ の平面分布も示している。また、H7-08H において ${}_G\mu_i$ はゼロとなっているが、これは、主架構が弾性範囲に留まっていることを示している。図 10 より、S4-05H における ${}_G\mu_i$ と H7-08H における ${}_G\sigma_i$ の分布は同様の傾向を示し、いずれの場合も境界梁である 4-5 通り間の梁において最大値を取っていることがわかる。次に、図 11(a), (b) に、図 10 で応答が最も大きくなった 4-5 通り間の梁の左端に着目した時の、S4-05H 及び H7-08H の梁端の曲げモーメント ${}_GM_i$ と回転角 ${}_G\theta_i$ の履歴曲線を示す。図 11 より、S4-05H においては大きく塑性化しているのに対し、H7-08H においては弾性範囲に留まっていることがわかる。これより、図 9 において H7-08H で残留変形が生じているのは、上述したようにダンパーの塑性化によるものだとわかる。なお、H7-05H, H7-06H, H7-07H においても H7-08H と同様に、主架構が弾性範囲に留まっても残留変形はわずかに生じることを確認している。各解析モデルにおける ART KOBE 160 入力時での 2 層部分の残留変形は、H7-05H においては 3.21 mm ($R_i = 1/1246$ rad), H7-06H においては 3.89 mm ($R_i = 1/1029$ rad), H7-07H においては 5.48 mm ($R_i = 1/730$ rad) となることを確認している。

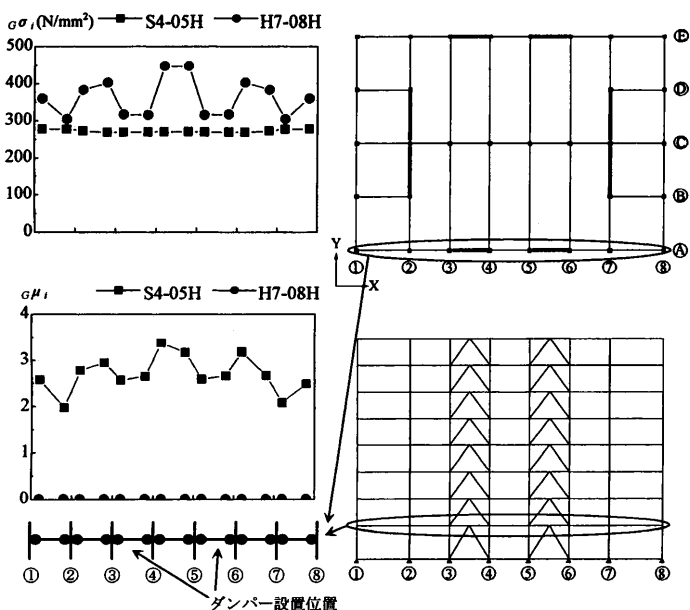


図 10 ART KOBE 160 入力時における梁端の応答値の平面分布

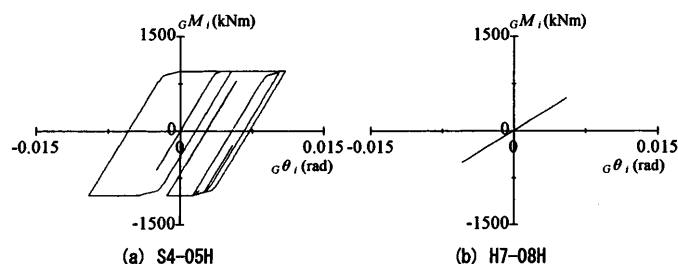


図 11 ART KOBE 160 入力時における ${}_GM_i$ 、 ${}_G\theta_i$ の履歴曲線

4. 4 設計クライテリアに対する応答比較

耐震性判定基準を提案するための初期段階として、本研究は新構造システム建築物開発プロジェクト³⁾において設定された設計クライテリアの一部を引用し、それに対して図 7 における H-SA700 を用いた解析モデルの最大応答値を比較する。表 3 に文献 5) に示されている設計クライテリアの一部を示す。対象とする評価指標は、層間変形角、部材応力度、ダンパー塑性率である。表 3 中の YS は使用鋼材の弾性限耐力を示し、SN400 は 235 N/mm², H-SA700 は 700 N/mm² を採用する。

本論文では、「震度 6 強～震度 7 設計用地震動 (シナリオ型)」に相当する地震動として JMA KOBE と ART KOBE 160, 「極めて稀に発生する大規模な地震 (レベル 2)」として ART KOBE 80 を対象とする。表 4 に、図 6 での最大応答を設計クライテリアと比較したものを示す。表 4 より、いずれの地震動に対しても全ての解析モデルにおいて、部材応力度は弾性限耐力以下となりクライテリアを満足するが、ダンパー塑性率は満足しないことがわかる。層間変形角に着目すると、H7-05H においてはいずれの地震動に対してもクライテリアを満足するが、H7-06H においては ART KOBE 160 入力時、

表 3 設計クライテリア

	震度	層間変形角 (rad)	部材応力度 (N/mm ²)	ダンパー塑性率
震度 6 強～震度 7 設計用地震動 (シナリオ型)	6 強～7	≤ 1/75	≤ YS*	≤ 11 程度
極めて稀に発生する大規模な地震 (レベル 2)	5～6 強 下限	≤ 1/120	≤ YS*	≤ 5.0

* YS: 使用鋼材の弾性限耐力 (降伏点)

YS = 235 N/mm² (SN400), 700 N/mm² (H-SA700)

表 4 設計クライテリアに対する最大応答の比較

(a) H7-05H	層間変形角 (rad)	部材応力度 (N/mm ²)	ダンパー塑性率
JMA KOBE	1/75 (OK)	616 (OK)	21.4 (NG)
ART KOBE 160	1/77 (OK)	608 (OK)	21.0 (NG)
ART KOBE 80	1/133 (OK)	350 (OK)	11.6 (NG)
(b) H7-06H	層間変形角 (rad)	部材応力度 (N/mm ²)	ダンパー塑性率
JMA KOBE	1/75 (OK)	481 (OK)	21.0 (NG)
ART KOBE 160	1/74 (NG)	480 (OK)	21.3 (NG)
ART KOBE 80	1/127 (OK)	372 (OK)	12.0 (NG)
(c) H7-07H	層間変形角 (rad)	部材応力度 (N/mm ²)	ダンパー塑性率
JMA KOBE	1/71 (NG)	627 (OK)	18.9 (NG)
ART KOBE 160	1/72 (NG)	656 (OK)	21.7 (NG)
ART KOBE 80	1/123 (OK)	560 (OK)	12.4 (NG)
(d) H7-08H	層間変形角 (rad)	部材応力度 (N/mm ²)	ダンパー塑性率
JMA KOBE	1/75 (OK)	578 (OK)	19.7 (NG)
ART KOBE 160	1/72 (NG)	636 (OK)	22.5 (NG)
ART KOBE 80	1/119 (NG)	511 (OK)	13.3 (NG)

H7-07HにおいてはJMA KOBE入力時とART KOBE 160入力時、H7-08HにおいてはART KOBE 160入力時とART KOBE 80入力時にクライテリアを満足しないことがわかる。これより、鋼材量の低減に伴いクライテリアを満足しない解析ケースが多くなることがわかる。よって、主架構を弾性範囲に留めるだけでなく、変形やダンパー塑性率を考慮した部材断面の算定が必要である。

5. おわりに

8階建ての中低層鋼構造建築物を対象として、主架構全てにSN400及びH-SA700を用いる場合の部材断面を決定し、鋼材量や1次固有周期について比較した。また、3次元部材レベルモデルを用いた静的弾塑性解析や時刻歴応答解析から、その建築物の主架構及び制振構造の応答性状を比較した。以下に得られた知見を示す。

- (1) H-SA700を用いることで、SN400を用いた場合と比較して、主架構(梁、柱)の鋼材量は最大で32%低減し、その際、主架構の1次固有周期は約1.7倍となることを確認した。
- (2) 主架構の静的弾塑性解析より、部材断面が同じで、SN400及びH-SA700を用いた主架構において、H-SA700を用いることで弾性限耐力はSN400を用いた場合の約3倍となることを確認した。また、H-SA700を用い鋼材量を32%低減させた主架構の降伏層間変形角は、SN400を用いた場合の約5倍となり、弾性限範囲が広がることを確認した。
- (3) 制振構造の時刻歴応答解析より、H-SA700とダンパーを組合せることで、JMA KOBEやART KOBE 160に対して主架構は弾性範囲に留まることを確認した。ただし、ダンパー付き架構の境界梁の断面設定に当たっては、ダンパー降伏せん断力を増大させると付帯柱の軸伸縮量が増加する。それに伴い境界梁に強制的なせん断変形が加わり境界梁端の曲げモーメントが大きくなるため、注意が必要である。また、部材断面を小さくできることから柱の軸剛性が低減し、架構の全体曲げ変形が増加するため、上層部のダンパーにおけるエネルギー吸収量が減少する。部材の断面設定時には応力だけでなく変形に対する注意が必要である。
- (4) 制振構造の時刻歴応答解析より、SN400を用いた場合は主架構とダンパーの塑性化により大きな残留変形が生じ、H-SA700を用いた場合は主架構が弾性範囲となっても、ダンパーの塑性化によりわずかに残留変形が生じることを確認した。
- (5) 新構造システム建築物開発プロジェクトにて示された設計クライテリアに対する、H-SA700を用いた制振構造における最大応答値の比較より、部材応力度は弾性限耐力以下となりクライテリアを満足することを確認したが、変形やダンパー塑性率でクライテリアを満足しないことを確認した。

本論文の検討で作成した解析モデルのうち、H-SA700を用いて鋼材量を低減させた解析モデルは、大地震に対しても主架構は弾性範囲となることを目的として作成したため、1次設計の設計層せん断力に対して過大な変形となった。また、時刻歴応答解析において、新構造システム建築物開発プロジェクトで設定された設計クライテリアを満足できなかった。しかし、兵庫県南部地震での観測波やレベル2の2倍の地震動に対して、主架構を弾性範囲に留めるという本論文の目的は達成できた。今後は、設計クライテリアに対する検

討を行いながら、震度7クラスの極大地震に対して、H-SA700を利用した際の新たな耐震性判定基準を提案する予定である。

謝辞

本研究は「日本鉄鋼連盟 鋼構造研究・教育助成金事業」による研究助成を受けたものである。ここに深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会・日本建築学会巨大地震対応共同研究連絡会：海溝型巨大地震による長周期地震動と土木・建築構造物の耐震性に関する共同提言，2006.11
- 2) 日本建築学会：長周期地震動と建築物の耐震性，丸善株式会社，2007.12
- 3) 内閣府・中央防災会議，地震対策，
<http://www.bousai.go.jp/5jishin/index.html>
- 4) 和田章，清水敬三，川合広樹，岩田衛，安部重孝：建築物の損傷制御設計，丸善株式会社，1998
- 5) 府省連携 革新的構造材料を用いた新構造システム建築物研究開発プロジェクト：新構造システム建築物設計・施工指針(案)，新都市ハウジング協会，日本鉄鋼連盟，日本鋼構造協会，2009.3
- 6) 日本鉄鋼連盟：建築構造用高強度780N/mm²鋼材(H-SA700)，2009.2
- 7) 国土交通省 総合技術開発プロジェクト：高強度鋼等の革新的構造材料を用いた新構造建築物の性能評価手法の開発 報告書，国土交通省 国土技術政策総合研究所，2009.3
- 8) 北村春幸，馬谷原伴恵，川崎恵：時刻歴応答解析をもとにエネルギーの釣合に基づく耐震設計法を適用した建築物の耐震性評価法の提案，日本建築学会構造系論文集，第73号，pp.1755-1763，2008.10
- 9) 北村春幸，野村綾，川崎恵，壇一男，佐藤俊明：長寿命鋼構造建築物が遭遇する複数の強震動を想定した累積損傷評価法の提案 - 名古屋三の丸地区で想定される強震動を対象として - ，日本建築学会構造系論文集，第642号，pp.1443-1452，2009.8

付録A 各モデルの部材断面

付表1(a)~(d)(次頁)に各モデルの部材断面を示す。

付録B Y方向を対象とした高さ方向の応答分布

入力地震動をJMA KOBEとし、X方向を対象とした検討(4.2節)で用いたダンパー量(S4-05H： $d\alpha_{y1}=0.08$ ，H7-05H： $d\alpha_{y1}=0.10$ ，H7-06H，H7-07H，H7-08H： $d\alpha_{y1}=0.15$)を各解析モデルに付与した制振構造における、Y方向を対象とした高さ方向の応答分布を示す。付図1(次頁)に、(a) $R_{max,i}$ ，(b) $G\sigma_{max,i}$ ，(c) $d\mu_{max,i}$ を示す。付図2(次頁)には実効変形比の結果として、(a) Y方向の結果、(b) Y方向の結果をX方向の結果で割ったものを示す。

付図1の $R_{max,i}$ と $G\sigma_{max,i}$ に着目すると、図6でのX方向の結果のように、部材断面を小さくしたことで上層部分において応答が大きくなるような傾向は見られないことがわかる。 $d\mu_{max,i}$ に着目すると、上階になるにつれ応答は低減するが、S4-05HとH7-05Hにおいては他の解析モデルと比較して、上層部分でも大きな応答を示していることがわかる。また、付図2(a)の実効変形比の結果を見ても、上層部分でも大きな応答を示していることから、S4-05HとH7-05Hにおいては全層でダンパー効率は良いことがわかる。付図2(b)より、X方向とY方向での実効変形比を比較すると、全ての解析モデルにおいて、全層でY方向の方が大きな応答を示していることがわかり、Y方向の方がダンパー効率は良いことがわかる。これは、Y方向では、ダンパー設置架構に挟まれた境界梁を作らないようなダンパー配置としていること、ダンパーの取付け角度がX方向と比較して小さいことが要因である。

付表1 各モデルの部材断面

(a) S4-05H, H7-05H

大梁符号	G1~9, G12~15	G10, 11
2~4F	WH-550×300×12×19 ~ WH-550×300×12×25	WH-850×300×16×32
5~7F	WH-550×250×9×19 ~ WH-550×250×12×28	WH-800×300×16×32
8F	WH-500×200×9×16 ~ WH-500×200×12×19	WH-800×250×16×25
RF	WH-500×200×9×12 ~ WH-500×200×9×19	WH-800×300×14×25
柱符号	C1~6, C9~10	C7, 8
1~3F	□-500×500×19×19 ~ □-500×500×28×28	□-550×550×50×50
4~6F	□-500×500×19×19 ~ □-500×500×25×25	□-550×550×40×40
7~8F	□-500×500×19×19 ~ □-500×500×25×25	□-550×550×36×36

(b) H7-06H

大梁符号	G1~9, G12~15	G10, 11
2~4F	WH-400×300×9×19 ~ WH-400×300×12×40	WH-700×300×16×25
5~7F	WH-400×300×9×19 ~ WH-400×300×12×36	WH-700×300×16×22
8F	WH-400×200×9×16 ~ WH-400×200×9×22	WH-700×200×16×22
RF	WH-400×200×9×16 ~ WH-400×200×9×16	WH-700×200×16×22
柱符号	C1~6, C9~10	C7, 8
1~3F	□-400×400×25×25 ~ □-400×400×40×40	□-450×450×50×50
4~6F	□-400×400×25×25 ~ □-400×400×36×36	□-450×450×45×45
7~8F	□-400×400×25×25 ~ □-400×400×36×36	□-450×450×40×40

(c) H7-07H

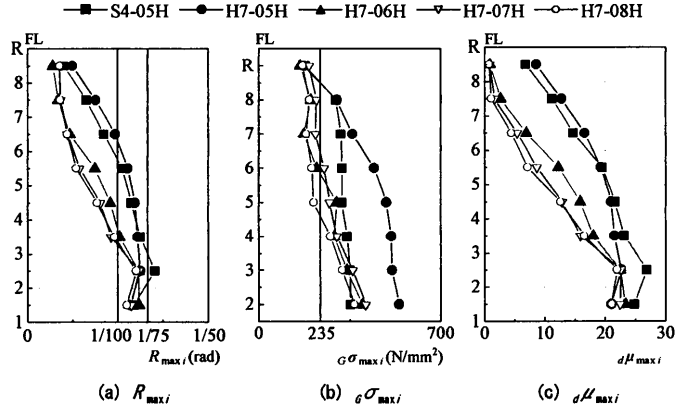
大梁符号	G1~9, G12~15	G10, 11
2~4F	WH-400×250×9×19 ~ WH-400×250×12×32	WH-700×250×16×22
5~7F	WH-400×200×9×16 ~ WH-400×200×12×32	WH-700×200×16×25
8F	WH-350×200×9×16 ~ WH-350×200×9×19	WH-650×200×16×19
RF	WH-350×200×9×12 ~ WH-350×200×9×12	WH-650×200×16×19
柱符号	C1~6, C9~10	C7, 8
1~3F	□-400×400×16×16 ~ □-400×400×22×22	□-450×450×28×28
4~6F	□-400×400×16×16 ~ □-400×400×19×19	□-450×450×22×22
7~8F	□-400×400×16×16 ~ □-400×400×16×16	□-450×450×22×22

(d) H7-08H

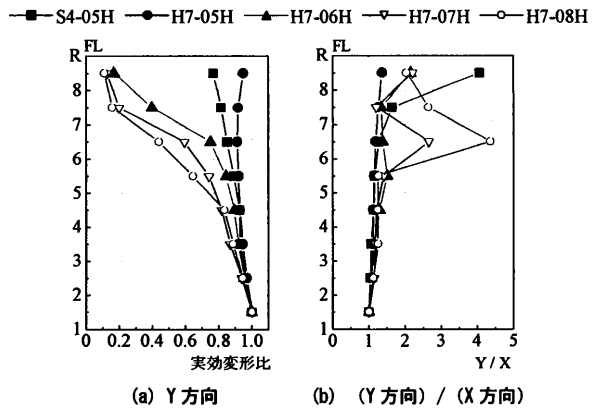
大梁符号	G1~9, G12~15	G10, 11
2~4F	WH-350×250×9×19 ~ WH-350×250×12×32	WH-650×250×16×22
5~7F	WH-350×250×9×16 ~ WH-350×250×12×25	WH-650×250×16×19
8F	WH-300×200×9×16 ~ WH-300×200×9×19	WH-600×200×16×19
RF	WH-300×200×9×12 ~ WH-300×200×9×12	WH-600×200×14×19
柱符号	C1~6, C9~10	C7, 8
1~3F	□-350×350×19×19 ~ □-350×350×28×28	□-400×400×36×36
4~6F	□-350×350×19×19 ~ □-350×350×22×22	□-400×400×28×28
7~8F	□-350×350×16×16 ~ □-350×350×19×19	□-400×400×28×28

付録C 記号リスト

- A_{area} : 全フロア面積
- dA_i : ダンパーの断面積
- C_0 : 標準せん断力係数
- E : 入力エネルギー
- ${}_sE$: 鋼材の弾性係数
- g : 重力加速度
- h : 減衰定数
- $d\hat{k}_i$: ダンパーの軸方向の初期剛性
- L_i : 柱・梁芯間長さ
- L_{pi} : ダンパーの塑性化部長さ
- m_i : 質量
- GM_i : 梁端の曲げモーメント
- N : 全層数
- dN_{yi} : ダンパーの降伏軸力
- Q_i : 架構全体の層せん断力
- dQ_{yi} : ダンパーの降伏層せん断力
- ${}_fQ_i$: 主架構の層せん断力
- R_{max} : 最大層間変形角



付図1 Y方向を対象とした高さ方向の応答分布 (JMA KOBE)



付図2 実効変形比の高さ方向の応答分布 (JMA KOBE)

- $R_{max,i}$: 各層で最大となった層間変形角
- T_1 : 制振構造の1次固有周期
- ${}_fT_1$: 主架構の1次固有周期
- $d u_{yi}$: ダンパーの降伏変形
- W : 建物の重量
- ${}_B W$: 小梁重量
- $d W_p$: ダンパーの累積塑性歪エネルギー
- ${}_f W_p$: 主架構の累積塑性歪エネルギー
- ${}_G C W$: 鉄骨重量から小梁重量を引いた重量
- ${}_s W$: 鉄骨重量
- α_1 : 1層部分の層せん断力係数
- $d \alpha_{y1}$: 1層部分のダンパーの降伏層せん断力係数
- δ_i : 層間変形
- ${}_G \mu_i$: 梁端の塑性率
- $d \mu_{max,i}$: 各層で最大となったダンパー塑性率
- θ_i : ダンパーの取付け角度
- ${}_G \theta_i$: 梁端の回転角
- $d \sigma_y$: ダンパーの降伏応力度
- ${}_G \sigma_{max,i}$: 各層で最大となった梁端の曲げ応力度
- ${}_G \sigma_i$: 梁端の曲げ応力度