

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	極大地震動を想定した鋼構造建物の高耐震化に関する研究
Title	
著者(和文)	高山洋平, 野村尚史, 佐藤大樹, 北村春幸, 藤澤一善
Authors	Naoshi Nomura, daiki sato, Haruyuki Kitamura, Kazuyosi Fujisawa
出典 / Citation	日本建築学会関東支部研究報告集, Vol. 83, , 2034
Citation(English)	, Vol. 83, , 2034
発行日 / Pub. date	2013, 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/110009769780

極大地震動を想定した鋼構造建物の高耐震化に関する研究

準会員 ○ 高山洋平^{*1} 正会員 野村尚史^{*1} 同 佐藤大樹^{*1}
同 北村春幸^{*1} 同 藤澤一善^{*2}

構造—振動

H-SA700 高耐震化 中低層建物

時刻歴応答解析 履歴減衰型ダンパー

1. はじめに

近年、地球環境問題は深刻さを増し、新築や解体に多大なエネルギーを要する建築物は、これまで以上に 100 年単位での使用が必須の条件となってきた。このような長寿命建築物の設計にあたっては、複数回の巨大地震への遭遇を想定し、地震後も主架構を健全に保つ必要がある。平成 16~20 年度に実施された「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」¹⁾では、建築構造用高強度鋼 H-SA700 を用いた主架構に、履歴減衰型ダンパーを用いた制振構造とすることで、大地震時に主架構を弾性に保つ建築物の開発が行われた。H-SA700 は降伏比の上限値が 98% と高いため、弾性範囲での使用を前提としている。

野村ら²⁾は主架構に H-SA700 を用いた制振構造の時刻歴解析により、レベル 2 の 2 倍の地震動に対し主架構を弾性に保つ例を示している。しかし、上町断層帯地震³⁾のような、これまでの想定を超える極大地震の発生が懸念されている。そのため H-SA700 を用いた建物においても、極大地震に対する主架構の塑性化を想定する必要がある。

本報では、主架構に H-SA700 と 400~590N 鋼（以降、従来鋼と呼ぶ）を用い、極大地震時の主架構の塑性化を想定した高耐震化建物とし、3 次元部材レベルモデルでの時刻歴解析から極大地震に対する応答性状の検討を行う。また、主架構全てに従来鋼及び H-SA700 を用いたモデル²⁾と比較し、経済性及び地震動レベルごとの応答性状について考察する。

2. 解析用地震動及び検討対象建物、ダンパー諸元の概要

2.1 解析用入力地震動

図 1 に解析用入力地震動のスペクトルを示し、図 2 に加速度時刻歴波形を示す。本報では、レベル 2 の 2 倍の地震動及び極大地震動を対象とする。レベル 2 の 2 倍の地震動として、JMA KOBE 1995 NS を位相特性とし告示スペクトルと一致するよう作成された模擬波を用い、コーナー周期 $T_c = 0.64$ 秒以上で疑似速度応答スペクトル pS_v が 160 cm/s^2 で一定となるように設定しているため、ART KOBE 160 と表す。一方、極大地震として大阪府域直下を震源として想定した上町断層帯地震動のうち、 $T_c = 0.7$ 秒以上で pS_v が最大の 220 cm/s^2 となる UMTA4_C1EW2³⁾を用い、上町フラットと表す。

2.2 検討対象建物及びモデル化

図 3(次頁)に検討対象建物の基準階図と軸組図を示す。検討建物は、地上 8 階、高さ 33 m (1 階 5 m, 2~8 階 4 m)、

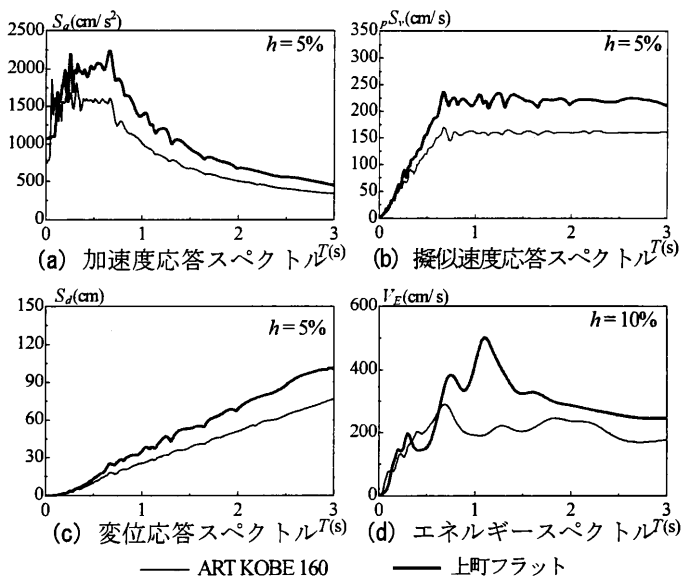


図 1 解析用入力地震動のスペクトル

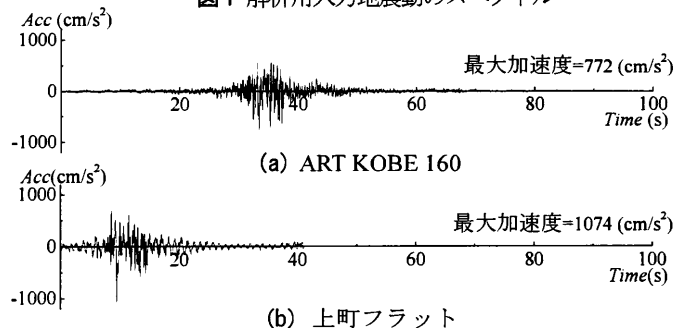


図 2 解析用入力地震動の時刻歴波

長辺方向 (X 方向) $8 \text{ m} \times 2 \text{ スパン} + 6 \text{ m} \times 5 \text{ スパン} = 46 \text{ m}$, 短辺方向 (Y 方向) $8 \text{ m} \times 4 \text{ スパン} = 32 \text{ m}$ (3~6 通りは $16 \text{ m} \times 2 \text{ スパン} = 32 \text{ m}$ のロングスパン) の鋼構造建物とする。本報では、X 方向を解析対象とする。

本検討では、部材の曲げと軸方向力に対する弾塑性解析を、材端の 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。減衰定数は 1 次固有周期 T_1 に対し $h = 2\%$ となる剛性比例型とした。

2.3 ダンパー諸元

ダンパーは軸材に LY225 材を用いた座屈拘束ブレースを使用し、図 3 に示す位置に 1 層当たり 8 基付与する。第 1 層のダンパーの降伏層せん断力係数 α_{y1} が与えられた場合、第 1 層のダンパーの断面積 A_1 は以下の式で求められる。

$${}_d Q_{y1} = {}_d \alpha_{y1} \cdot \sum_{i=1}^N m_i g, \quad {}_d N_{y1} = \frac{{}_d Q_{y1}}{8 \cos \theta_1}, \quad {}_d A_1 = \frac{{}_d N_{y1}}{{}_d \sigma_y} \quad (1a \sim c)$$

ここに、 ${}_d Q_{y1}$:ダンパーの降伏層せん断力、 m_i :質量、 g :重力加速度、 ${}_d N_{y1}$:ダンパーの降伏軸力、 θ_1 :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。 i 層のダンパーの降伏層せん断力係数 ${}_d \alpha_{y1}$ は、地震層せん断力分布(A_i 分布)を ${}_d \alpha_{y1}$ に乘ずることによって求める。 ${}_d \alpha_{y1}$ を決定すると、全層のダンパー断面積が決定するため、以降 ${}_d \alpha_{y1}$ をダンパー量と呼ぶこととする。

3. 高耐震化モデルの概要

3.1 高耐震化モデルの作成方針

本検討では、主架構全てに SN400 及び H-SA700 をそれぞれ用いた2つのモデルと、部材ごとに鋼材強度を変えた高耐震化モデルを用いる。主架構全てに SN400 を用いたモデルとして、幅厚比を FA、柱梁耐力比の下限値を 1.5 とし、標準せん断力係数 $C_0=0.2$ に対する許容応力度設計から断面を算定した S4-05H²⁾を採用し、S4-05H と同断面で主架構全てに H-SA700 を用いたモデルとして H7-05H²⁾を用いる。H7-05H は主架構に H-SA700 を用いたことによって大きな耐力を有する一方で、主架構全体が弾性範囲での挙動を前提とするため、想定を上回る極大地震に対して主架構が塑性化することを許容できない設計となっている。

そこで、H7-05H と同程度の耐力を有し、主に柱に H-SA700、梁に従来鋼を用いることで極大地震時の梁の塑性化を想定したモデルを作成した。H-SA700 を用いることで柱幅の最大値を 500mm に縮小していることから mix-500 と表す。mix-500 は柱の曲げ剛性を小さくすることで、地震時に降伏変位の大きな H-SA700 に変形を大きく負担させ、従来鋼を用いた梁の損傷を最小限に抑えることを目指した(3.2 節後述)。表 1 に各モデルの部材断面を示し、図 4 に mix-500 における A 構面の各部材に用いた鋼材の基準強度を示す。

3.2 柱梁変形分担率及び耐力比の比較

堀井ら⁴⁾によれば、柱梁で構成されるラーメン構造において、水平荷重時に各接点に生じる層間変位 δ は、柱・梁に生じる曲げ変形(${}_c \delta_b, {}_G \delta_b$)と、せん断変形(${}_c \delta_s, {}_G \delta_s$)、シアパネルのせん断変形(${}_p \delta_s$)の和で表せ、それぞれ以下式(2a~e)で算定できる。

$${}_c \delta_b = \frac{h^3}{12EI} Q_c, \quad {}_G \delta_b = \frac{l^3}{12EI} \left(\frac{H}{L} \right)^2 Q_c, \quad {}_c \delta_s = \frac{h}{AG} Q_c$$

$${}_G \delta_s = \frac{l}{AG} \left(\frac{H}{L} \right)^2 Q_c, \quad {}_p \delta_s = \frac{h^2}{BDtG} \left(\frac{1-BD/lh}{1+B/l} \right)^2 Q_c \quad (2a \sim e)$$

ここに、 H :階高、 L :梁スパン、 h :柱の内法長さ、 l :梁の内法長さ、 A :断面積、 B :柱幅、 D :梁成、 t :シアパネルの厚さ、 I :ヤング係数、 G :せん断弾性係数、 Q_c :柱のせん断力である。梁の I はスラブの効果による剛性増大率 ϕ を用いて、 ϕI として算定する。本検討では、シアパネルを剛域として扱い、全ての柱・梁の曲げ変形とせん断変形を上式(2a~d)で算定し、各変形成分の δ に対する割合を変形分担率と呼び、それぞれ ${}_c r_b, {}_G r_b, {}_c r_s, {}_G r_s$ と表す。

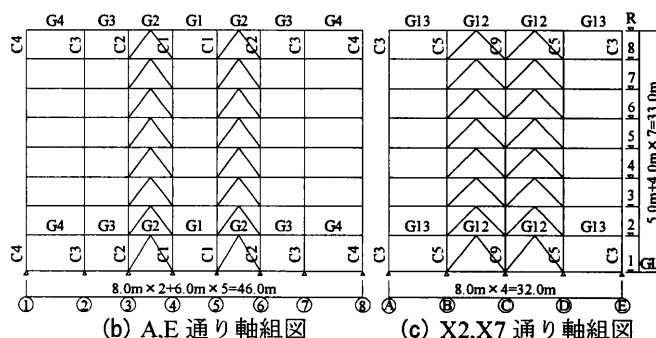
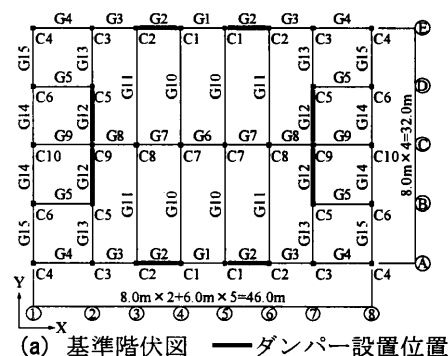


図 3 対象建物の基準階図と軸組図

表 1 各解析モデルの部材断面

(a) S4-05H, H7-05H の梁断面

	G1-9, G12-15	G10, G11
RF	WH-500×200×9×12 ~ WH-500×200×9×19	WH-800×300×14×25
8F	WH-500×200×9×16 ~ WH-500×200×12×19	WH-800×250×16×25
5-7F	WH-550×250×9×19 ~ WH-550×250×12×28	WH-800×300×16×32
2-4F	WH-550×300×12×19 ~ WH-550×300×12×25	WH-850×300×16×32

(b) mix-500 の梁断面

	G1-9, G12-15	G10, G11
RF	WH-550×200×12×16 ~ WH-550×200×12×19	WH-750×250×16×28
8F	WH-600×200×12×16 ~ WH-600×200×12×28	WH-750×250×16×28
5-7F	WH-650×250×14×22 ~ WH-650×250×16×30	WH-800×300×16×25
2-4F	WH-650×300×14×25 ~ WH-650×300×16×32	WH-850×300×19×28

(c) S4-05H, H7-05H 及び mix-500 の柱断面

	S4-05H, H7-05H	mix-500
7-8F	□-500×500×19×19 ~ □-550×550×36×36	□-400×400×16×16 ~ □-400×400×35×35
4-6F	□-500×500×19×19 ~ □-550×550×40×40	□-400×400×22×22 ~ □-450×450×45×45
1-3F	□-500×500×19×19 ~ □-550×550×50×50	□-450×450×30×30 ~ □-500×500×50×50

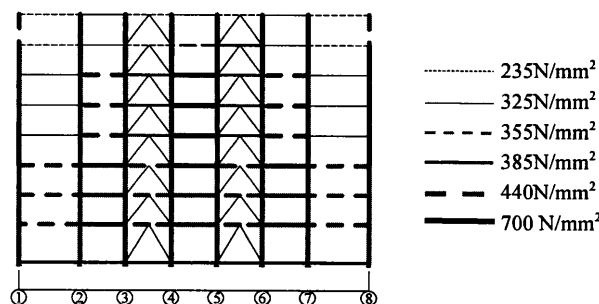


図 4 mix-500 A 構面の使用鋼材の基準強度

図 5 (次頁) に各モデル A2 通りの変形分担率を示し、図 6 に柱梁耐力比を示す。図 5 より、S4-05H と比べ mix-500 は全ての層で ${}_c r_b$ が大きくなっていることがわかる。また mix-500 は 1-3 層と比べ 4-7 層で ${}_c r_b$ が大きくなっている。これは 1-3 層と比べ梁の鋼材強度の小さい 4-7 層では、柱梁耐力比 1.5 程度を確保したうえで柱断面を低層部と比べ小さ

くしたことが要因である。mix-500 の柱梁耐力比の下限値は 1.48 であり、梁と比べ柱の変形分担率が大きい 4~6 層においても、柱梁耐力比は 1.5 程度以上となることが分かる (図 6)。

3.3 経済性の比較

野村ら⁵⁾は部材断面と鋼材強度の異なるモデルの経済性を表す指標として、各モデルにおける鋼材強度の荷重平均に、基準となる S4-05H に対する各モデルの鋼材重量の割合をかけた $\overline{F_m}$ を式(3)で定義している。

$$\overline{F_m} = \left(\sum_{j=1}^6 \frac{F_{(j)} \cdot {}_s W_{(j)m}}{{}_s W_m} \right) \times \left(\frac{{}_s W_m}{{}_s W_1} \right) \quad (3)$$

ここで、 m : 解析モデル番号 (図 8 中で定義)、 j : 表 2 中の鋼材番号、 $F_{(j)}$: 各種鋼材の基準強度、 ${}_s W_{(j)m}$: 解析モデル m における鋼材 j の重量、 ${}_s W_m$: 解析モデル m における主架構全体の鋼材重量、 ${}_s W_1$: S4-05H における主架構全体の鋼材重量である。図 7 に mix-500 の全鋼材重量に対する H-SA700 の重量割合を示し、図 8 に各モデルの $\overline{F_m}$ を示す。mix-500 は梁の 24% を H-SA700 で構成しており、鋼材重量全体のうち H-SA700 の重量は 61% となった。図 8 を見ると、mix-500 は H7-05H と比べ、 $\overline{F_m}$ が H7-05H の約 84% となっている。このことから、mix-500 は H7-05H と比べ経済性に優れたモデルとなっている。

3.4 静的弾塑性解析結果の比較

図 9 に各モデルの主架構の静的弾塑性解析結果により得られた 1 層の主架構の層せん断力 ${}_f Q_1$ と層間変形角 R_1 の関係を示す。図中の○は 1 層部分のいずれかの部材が降伏モーメントに達した時 (弾性限界時) を示す。また、表 3 に各モデルの弾性限界時の ${}_f Q_1$ 、 R_1 を示す。図 9 を見ると、S4-05H と H7-05H は同じ弾性剛性であるのに対し、mix-500 の弾性剛性は S4-05H、H7-05H と比較して約 1.3 倍となっている。mix-500 の弾性限界時の R_1 は 1/114 rad であり、S4-05H の約 2.4 倍、H7-05H の約 0.85 倍となった。また、mix-500 の弾性限界時の ${}_f Q_1$ は 35367 kN であり、S4-05H の約 3.2 倍、H7-05H の約 1.1 倍となり、mix-500 は H7-05H と同等以上の耐力を有することがわかる。

3.5 目標性能マトリクスの設定

表 4 に各地震動レベルに対する 目標性能マトリクスを示す。評価指標は層間変形角 R 、主架構全体及び H-SA700 を用いた梁の最大塑性率 $G\mu_{\max}$ 及び累積塑性変形倍率 $G\eta_{\max}$ 、ダンパーの最大塑性率 $d\mu_{\max}$ である。レベル 2 の 2 倍の地震動に対しては、主架構が弾性となることを想定した文献 1) に示された設計クライテリアの一部を引用している。一方、極大地震動に対しては H-SA700 も塑性化することを想定しており、H-SA700 の $G\mu_{\max}$ 、 $G\eta_{\max}$ は H-SA700 を用いた柱梁接合部の繰り返し載荷実験⁹⁾で示されている塑性変形性状より設定している。

4. 時刻歴解析結果の比較

4.1 高さ方向の応答分布の比較

各モデルの主架構にダンパーを付与した制振構造に対し、

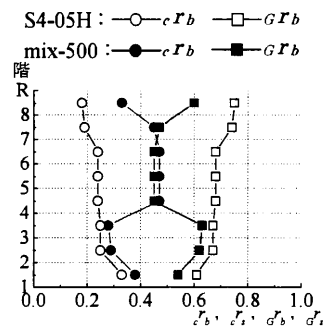


図 5 各解析モデルの柱梁変形分担率

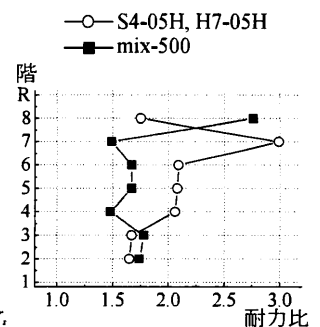


図 6 各解析モデルの柱梁耐力比

表 2 鋼材の基準強度と番号

鋼材種類	400N鋼	490N鋼	520N鋼	550N鋼	590N鋼	780N鋼
鋼材番号j	1	2	3	4	5	6
基準強度 $F_{(j)}$ (N/mm ²)	235	325	355	385	440	700

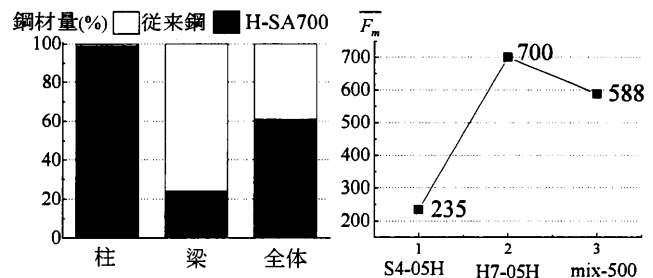


図 7 mix-500 における H-SA700 の重量割合

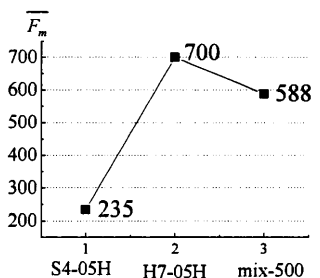


図 8 解析モデルごとの $\overline{F_m}$ の比較

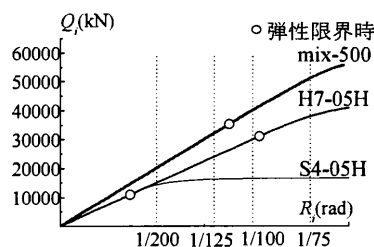


図 9 全モデルの静的解析結果による $Q-R$ 関係

表 3 弾性限耐力及び層間変形角

	${}_f Q_1$ (kN)	R_1 (rad)
S4-05H	10929	1/275
H7-05H	31127	1/97
mix-500	35367	1/114

表 4 目標性能マトリクス

地震動レベル	主架構全体の最大応答			H-SA700の最大応答		ダンパーの最大応答
	$R_{\max}$	$G\mu_{\max}$	$G\eta_{\max}$	$G\mu_{\max}$	$G\eta_{\max}$	
レベル2の2倍	1/75	0	0	0	0	5.00
極大地震	1/55	3.00	15.0	2.00	3.00	11.0

地震動レベルの違いによる時刻歴解析結果の比較を行う。検討用ダンパー量は、 $d\alpha_{y1}$ をパラメータとして 0.1~0.3 の範囲で変化させた検討により決定した。表 5 (次頁) に決定したダンパー量と各モデルの制振構造の 1 次固有周期を示し、図 10 に各モデルに検討用ダンパー量を付与した制振構造における、各地震動入力時の R_i 、 $G\mu_i$ の高さ方向分布を示す。図 10(ii)(b)については、S4-05H が他のモデルと比べ 5 倍以上の応答となったため、ここでは $G\mu_i$ が 0~5 となる範囲に注目し他の 2 モデルについて示す。まず、ART KOBE160 に対する応答分布について示す。図 10(i)(b)より、S4-05H は上層と比べ低層部が大きく塑性化しているのに対し、mix-500 は 4、7、8

層が同程度塑性化しており、上層部においても応力に対し強度に無駄の無い鋼材配置となっている。一方、図 10(i)(a)より、H7-05H は低層部で最大値を示す応答分布となっているのに対し、mix-500 は 4, 7, 8 層で他の層と比べやや大きな応答を示す傾向がある。これは、梁が塑性化した層と一致していることから、4, 7, 8 層では層間変形角の増大に伴い塑性率が増大したと考えられる。次に、上町フラットに対する応答について示す。図 10(ii)(b)より、mix-500 は 6 層を除く全層で主架構が塑性化しているのに対し、H7-05H は 6 層以上の全層が弾性となり、鋼材強度に余裕があると言える。また、図 10(ii)(a)を見ると、H7-05H は 6 層以上と比べ、塑性化した 5 層以下の R_i が増大する傾向を示し、3 層以下で目標性能の 1/55 (rad) を最大約 1.4 倍上回っている。

4.2 目標性能マトリクスに対する応答値の比較

表 6 に各地震動入力時における目標性能マトリクスに対する応答値の比較を示す。表 6(a)より、ART KOBE 160 入力時では、H7-05H は主架構が弾性範囲となるのに対し、他のモデルは塑性化した。mix-500 は主架構全体の $G\mu_{\max}=1.33$ と目標性能を達成できなかったが、S4-05H と比べ主架構全体の $G\mu_{\max}$ を約 0.30 倍に抑えることができた。次に、図 6(b)より、上町フラットに対し H7-05H は H-SA700 の $G\mu_{\max}$ が 2.84 と目標性能の約 1.4 倍となり、H-SA700 の有する塑性変形性能に対し過大な応答である。一方、mix-500 は主架構及び H-SA700 の最大損傷が全て目標性能を満足している。また、S4-05H 及び H7-05H の $R_{\max}$ は 1/40 rad 以上となったのに対し、mix-500 の $R_{\max}$ は 1/57 rad と目標性能を満足していることが分かる。最後に、 $d\mu_{\max}$ を見ると ART KOBE 160 入力時に全モデル目標性能を満足できなかったため、主架構の耐震性能とともにダンパーの性能を改善し目標性能を高めることが必要である。

5. おわりに

極大地震時の主架構の塑性化を想定したモデル mix-500 と主架構全てに SN400 及び H-SA700 をそれぞれ用いたモデルの地震動レベルごとの耐震性状を、静的弾塑性解析及び 3 次元部材レベルモデルを用いた時刻歴応答解析によって検討した。以下に得られた知見を示す。

- (1) 極大地震時に上層部も低層部と同程度の主架構の塑性化を許容し、部材断面、鋼材強度を適切に配置することで、mix-500 は H7-05H と比べ経済性を示す $\overline{F_m}$ を約 84% に削減することができた。
- (2) mix-500 は ART KOBE 160 に対し主架構を弾性に保てなかった。しかし、 $G\mu_{\max}=1.33$ であり S4-05H と比べ $G\mu_{\max}$ を約 30% に抑え損傷を低減することができた。
- (3) H7-05H は上町フラットに対し $G\mu_{\max}=2.84$ と H-SA700 の塑性変形性能を上回る応答を示したのに対し、mix-500 は主架構に対する目標性能を満足する応答となった。
- (4) ART KOB 160 入力時に全モデルで $d\mu_{\max}$ が目標性能を満足できなかったため、今後ダンパーの性能を改善しダンパーに対する目標性能を高めることが課題である。

表 5 検討用ダンパー量と制振構造の 1 次固有周期

解析用地震動	$d \alpha_{y1}$	1次固有周期(s)		
		S4-05H	H7-05H	mix-500
ART KOBE 80	0.10	0.9		0.88
ART KOBE 160				
上町フラット	0.20	0.84		0.78

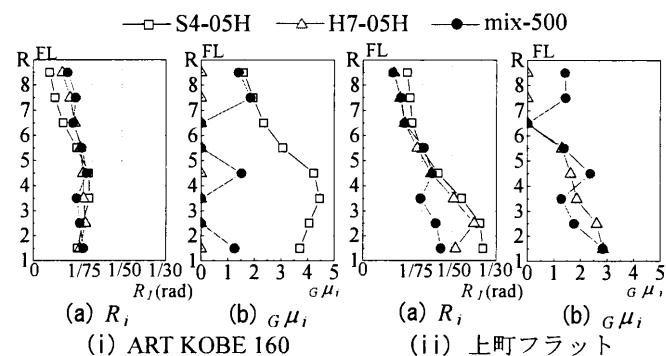


図 10 地震動レベルごとの応答値の高さ方向分布

表 6 目標性能マトリクスに対する応答値の比較

(a) ART KOBE 160

	主架構全体の最大応答			H-SA700の最大応答		ダンパーの最大応答
	$R_{\max}$	$G\mu_{\max}$	$G\eta_{\max}$	$G\mu_{\max}$	$G\eta_{\max}$	$d\mu_{\max}$
目標性能	1/75	0	0	0	0	5
S4-05H	1/79	4.45	14.84	-	-	7.38
H7-05H	1/85	0	0	0	0	7.16
mix-500	1/83	1.33	0.31	0	0	7.25

(b) 上町フラット

	主架構全体の最大応答			H-SA700の最大応答		ダンパーの最大応答
	$R_{\max}$	$G\mu_{\max}$	$G\eta_{\max}$	$G\mu_{\max}$	$G\eta_{\max}$	$d\mu_{\max}$
目標性能	1/55	3	15	2	3	11
S4-05H	1/37	15.84	55.98	-	-	20.21
H7-05H	1/40	2.84	1.79	2.84	1.79	15.44
mix-500	1/57	2.84	3.17	1.94	0.92	10.69

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す。また、上町断層帯地震動は「大阪府域内陸直下型地震に対する建築設計用地震動及び設計法に関する研究会」から提供を受けたものです。ここに深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 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
- 2) 野村尚史, 佐藤大樹, 北村春幸, 藤沢一善:建築構造用高強度鋼 H-SA700 と制振部材を組み合わせた高耐震化中低層建物の応答性状, 構造工学論文集, Vol.58B, pp.179-187, 2012.3
- 3) 大阪府域内陸直下型地震に対する建築設計用地震動及び設計法に関する研究会:大阪府域内陸直下型地震動に対する建築設計用地震動および耐震設計指針(その 1 上町断層帯地震に対する大阪地域編), 2011.7
- 4) 堀井昌博, 和田章:建築設計のためのメモランダム 6, ラーメン架構の変形特性とその要因, 株式会社建築技術, 建築技術, pp.159-173, 1980.8
- 5) 野村尚史, 佐藤大樹, 北村春幸, 藤沢一善:H-SA700 を用いた中低層建物における時刻歴応答解析での存在応力を考慮した適切な鋼材の選定, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp.895-896, 2012.9
- 6) 鈴木康正, 田中直樹, 竹中啓之, 佐々木聡:超高強度鋼を用いた柱梁接合部実験(その 4:ボックス柱-H 型梁接合部実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), C-1, pp.1009-1010, 2008.9

*1 東京理科大学

*2 JFE スチール株式会社