T2R2 東京工業大学リサーチリポジトリ
Tokyo Tech Research Repository

# 論文 / 著書情報
# Article / Book Information

| | |
|---|---|
| 論題(和文) | 極大地震を想定した鋼構造建物のH-SA700と従来鋼を用いた高耐震架構設計手法 |
| Title(English) | DESIGN METHOD OF ENHANCE SEISMIC PERFORMANCE STEEL STRUCTURE BY USING HIGH AND NORMAL STRENGTH STEEL SUBJECT TO EXTREME EARTHQUAKE GROUND MOTION |
| 著者(和文) | 佐藤大樹, 北村春幸, 藤澤一善, 高山洋平, 野村尚史 |
| Authors(English) | Daiki Sato, Haruyuki Kitamura, Kazuyoshi Fujisawa, Yohei Takayama, Naoshi Nomura |
| 出典(和文) | 構造工学論文集, Vol. 60B,  , pp. 471-478 |
| Citation(English) | Journal of Structural Engineering, Vol. 60B,  , pp. 471-478 |
| 発行日 / Pub. date | 2014, 3 |
| 権利情報 | 日本建築学会 |

Powered by T2R2 (Tokyo Institute Research Repository)

# 極大地震を想定した鋼構造建物の H-SA700 と従来鋼を用いた高耐震架構設計手法

# DESIGN METHOD OF ENHANCE SEISMIC PERFORMANCE STEEL STRUCTURE BY USING HIGH AND NORMAL STRENGTH STEEL SUBJECT TO EXTREME EARTHQUAKE GROUND MOTION

佐 藤 大 樹*, 北 村 春 幸**, 藤 澤 一 善***, 高 山 洋 平****, 野 村 尚 史*****
*Daiki SATO, Haruyuki KITAMURA, Kazuyoshi FUJISAWA, Yohei TAKAYAMA and Naoshi NOMURA*

This paper propose the design method of enhance seismic performance steel structure by using high and normal strength steel subject to extreme earthquake ground motion. High strength steels are used for the column and beam. Normal strength steels are utilized at beam, and it is allowed to yield subject to extreme earthquake. Steel strength of normal strength steels are decided by existing stress obtained from time history analysis results. The validity of this design method is investigated via numerous time history analyses.

***Keywords :*** *High Strength Steel, Extreme Earthquake Ground Motion, Enhance Seismic Performance Structure , Existing Stress, Time History Response Analysis*
高強度鋼，極大地震，高耐震架構，存在応力，時刻歴応答解析

## １．はじめに

我が国では近い将来に発生が懸念される直下型地震動や海溝型の地震に対する対策が急務となっている。1995 年に発生した兵庫県南部地震では，M6～M7 クラスの直下型地震が大阪，兵庫周辺の都市部を襲い，周期帯が 1～２秒程度のパルス波によって，低層から中高層に至る多くの建物に甚大な被害が生じた。そのため，今後想定される首都圏直下を震源とする首都直下型の地震動に対する対策が必要と考えられる。更に，海溝型の地震動として，東海・東南海・南海地震等の M8～M9 クラスの地震が想定されているが，この地震により東京，大阪，名古屋等の都市部に存在する超高層建物が長周期地震動に襲われ，大きな被害を生む可能性が指摘されている [1)]。

これに対し, 現行の耐震設計法では, 震度 6 程度の地震動に対し，人命の保全を前提として，建物は倒壊を免れる範囲で主架構を塑性化させる事で地震エネルギーを吸収する事を意図されている。このように規定された耐震設計法では，大地震に対し必ずしも主架構を弾性範囲に留める必要がないため，耐震性能の極めて高い超高層建物以外で使用されている構造用鋼材の引張強さは最大でも 490 N/mm$^2$ 程度であった。一方，東京，大阪，名古屋周辺には，わが国の政治，経済を支えている多様な建物が存在し，大地震が発生した場合も機能を保全する事が社会的な要求となってきている。これに対し，現行の耐震設計法は上述した様に，建物の機能保全を目的としておらず, 主架構に損傷を負った建物は復旧が困難な場合が多く，仮に復旧できたとしても，復旧作業に多大な時間と労力を要することが考えられる。そのため，南海トラフ地震などの大地震の発生が想定される現代において，主架構を無損傷とする，すなわち弾性に保つ設計が求められている。このことは，現在地球環境問題が世界規模で深刻化している中で，建設や解体時に多大なエネルギーを消費する建築物を複数回の大地震に対しても無損傷とし， 100 年単位で使用可能な長寿命建築物を実現することになり，非常に有意義と考えられる。

以上に述べた建築物に対する社会的要求を受け, 平成 16 年度から 20 年度に府省連携プロジェクト「新構造システム建築物研究開発」[2)] が実施され，またこのプロジェクトと並行して，平成 17 年度から 20 年度に，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」[3)]（以降，総プロと呼ぶ）が実施された。新構造システム建築物は，降伏耐力の大きい高強度鋼の特性を活用することにより，震度 7 クラスの大地震に対しても主架構を弾性に保持し，機能を維持できる建築物である。このプロジェクトで新たに開発された高強度鋼が「建築構造用高強度 780 N/mm$^2$ 鋼材 H-SA700」である。H-SA700 は，降伏点または 0.2%オフセット耐力が 700～900 N/mm$^2$，引張強さが 780～1000 N/mm$^2$ と従来鋼の 2 倍程度であることと，弾性状態での使用を前提としていることから降伏比の上限が 98%と高いという特徴を有する。これらの開発プロジェクトでは主架構にこの H-SA700 を用

*　(独)防災科学技術研究所　研究員 博士（工学）　Researcher，EERC，NIED，Dr. Eng.
**　東京理科大学理工学部建築学科　教授 博士（工学）　Prof., Dept. of Architecture, Tokyo University of Science, Dr. Eng.
***　JFE スチール株式会社　部長 修士（工学）　Staff General Manager, JFE Steel Corporation, M.Eng.
****　東京大学　大学院生（元　東京理科大学）　Graduate Student, The University of Tokyo
*****　戸田建設　（元　東京理科大学 大学院生）修士（工学）　TODA Corporation, M.Eng.

い，制振部材としてエネルギー吸収性能の優れた履歴減衰型ダンパーを組み合わせた構造システムが開発された。また，筆者らは，文献 6)において，主架構全てに，主架構に使われる鋼材の中で強度の低い 400 級の鋼材（以降 NS400 に代表させる）および H-SA700 を用いた建物の応答性状を比較した。H-SA700 と座屈拘束ブレースを組合せることで，SN400 を用いた場合と比較して鋼材重量を低減でき，レベル 2 の 2 倍の地震動に対しても主架構は弾性となることを確認した。しかし，鋼材量の低減に伴う主架構剛性の低下により，ダンパー効率が低下し変形が低減しにくくなったことや，柱・梁の応力に余裕がある部材があったこと等の課題が確認された。

現在，大阪府域を震源として発生の可能性が指摘されている極大地震 [4] に対しても主架構を弾性範囲に留めることを目指すと，経済的にも合理性を欠く設計となりうる。また，H-SA700 を用いて極大地震のみに特化した設計を行うと，通常の設計レベルの地震動への対策が別途必要になる可能性がある。

そこで，設計レベルの地震動や建物の存置期間中に遭遇する可能性のある巨大地震に対しては主架構を弾性に保つとともに，極めて発生確率の低い極大地震に対しては継続使用を可能とする程度の損傷を許容するような設計が経済的にも合理的である。例えば，柱に H-SA700 を使用して大変形時においても弾性範囲に保ちつつ，従来鋼を用いた梁に塑性化を集中させるといった，鋼材強度や塑性変形性能等の性質の異なる各種鋼材を適切に用いた設計が考えられる [8), 9)]。

本論文では，弾性変形性能の高い建築構造用高強度 780 N/mm$^2$ 鋼材 H-SA700 と，塑性化によるエネルギー吸収性能の高い従来鋼を一つの架構内で組合せて用いる高耐震架構の設計手法を提案し，さらに提案した設計手法に基づき 8 層鋼構造建物の設計例題を示す。本設計は，設計で想定される入力レベルの地震だけでなく建物の存置期間中に遭遇する可能性のある巨大地震に対しても鋼製の履歴減衰型ダンパーによるエネルギー吸収によって主架構を弾性範囲に留め，さらにそれらを上回る極大地震に対しては，建物機能維持が担保される程度の梁の塑性化を許容することを目指すものである。

## ２．高耐震架構設計手法

### ２．１　設計方針

高耐震架構の設計方針を以下に示す。

① 履歴減衰型の鋼製ダンパーを設置することで地震エネルギーを吸収し応答低減を行う。設計で想定するレベルを超える巨大地震に対して主架構が弾性範囲に留まるようにダンパー量・配置を決定する。

② 建築構造用高強度 780 N/mm$^2$ 鋼材 H-SA700 を柱に用いることで，設計で想定する入力レベルだけでなく，巨大地震を上回る極大地震に対しても柱を弾性範囲内に留める。

③ 梁には従来鋼を用いて，設計で想定する入力レベルおよび巨大地震に対して弾性範囲に留め，極大地震に対して建物機能を維持出来る範囲で梁の塑性化を許容する。

### ２．２　主架構の断面選定フロー

以下に，具体的な設計フローを述べる。

**（１）SN400 を用いた架構設計およびダンパー量の決定**

標準せん断力係数 $C_0$ = 0.2 に対する許容応力度設計により断面を選定する。その際，幅厚比を FA ランクとし，接点における柱梁耐力比は 1.5 を満足するものとする。また，巨大地震として，通常の設計に対して 2 倍程度（$S_v$ = 160 cm/s 程度）の告示スペクトルを有する模擬地震動による時刻歴解析を行い，主架構の損傷が最も小さくなるダンパー量を決定する。

**（２）変形分担率を用いた柱・梁断面の再検討**

極大地震時に梁の塑性変形が過大にならないように，柱と梁の変形分担率 [5)] を調整する。内柱については梁の変形分担率と概ね同程度，外柱については梁の変形分担率との差が概ね 30%となるように柱・梁の断面を調整する。その際，柱・梁の幅厚比は FA ランクとなるようにする。

**（３）存在応力を考慮した鋼材強度の決定**

（２）で決定した断面を有する主架構を弾性としたモデルに（１）で決定したダンパー量を用いて，（１）で使用した模擬地震動による時刻歴解析を行う。柱・梁に発生する応力（存在応力）に基づき，安全率を確保しながら柱･梁の使用鋼材の強度を決定する。その際，塑性化を許容する梁に作用する応力度が，従来鋼の基準強度を大きく超える場合は，ダンパー量および柱・梁の断面を再調整する。

**（４）時刻歴解析による応答評価**

極大地震を想定した地震動による時刻歴解析を行い，主架構およびダンパーの応答（最大値・累積値）が想定したクライテリア（目標性能）を満足することを確認する。目標性能を満足できない場合は，架構計画・ダンパーの配置計画を見直した上で（１）に戻り，架構断面の再設計を行う。

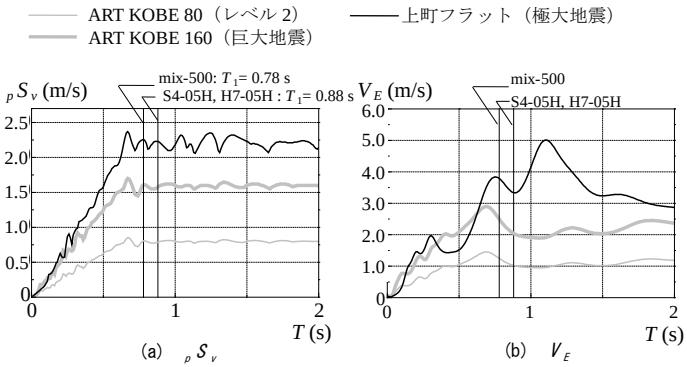



図１　検討用入力地震動のスペクトル

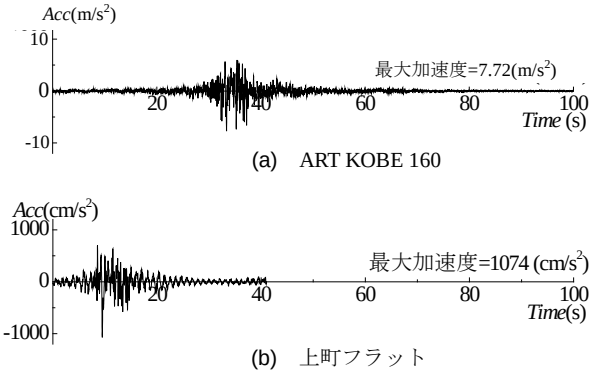



図２　入力地震動の時刻歴波形

## ３．設計例題

本章では，建物モデルを用いて高耐震架構設計の具体的なプロセスを例題として示し，極大地震に対して梁の一部の塑性化を許容する本設計手法の経済性と耐震性能について評価する。本検討では，本論文で提案する部材ごとに鋼材強度を変えた高耐震モデルだけでなく，従来の主架構全てに SN400 を用いたモデルと，主架構全てに H-SA700 を用いたモデルでの解析結果も合わせて示すことで，高耐震モデルの耐震性能および有用性を示す。ここでは X 方向（図 3）のみの検討結果を示す。

### ３．１　入力地震動の概要

図 1 に検討用入力地震動の擬似速度応答スペクトル $_pS_v$ およびエネルギースペクトル $V_E$ を，図 2 に加速度時刻歴波形を示す。なお，図 1 には，ダンパー設置時の弾性 1 次固有周期（3.8 節，後述）を併記している。検討用入力地震動は，設計時に想定する地震動（レベル 2）として JMA KOBE を位相とするコーナー周期以降で $_pS_v$ = 80 cm/s の告示波（以降，ART KOBE 80 と呼ぶ)を用いる。本研究では巨大地震として ART KOBE 80 の 2 倍のレベルの告示波（以降，ART KOBE 160 と呼ぶ）を採用する。さらに，巨大地震を上回る地震動（極大地震）として，大阪府域直下を震源に想定した上町断層帯地震動のうち, A4 ゾーン 3C レベルのフラットタイプ UMTA4_C1EW2 [4]（以降，上町フラットと呼ぶ）を用いる。図 1 より，上町フラットはコーナー周期以降で $_pS_v$ が約 240 cm/s，$V_E$ が 300 cm/s 以上となっており，通常の設計で用いられるレベル 2 地震動の ART KOBE80 に対して 3 倍以上の大きさの地震動であることが分かる。

### ３．２　検討建物の概要

図 3 に検討対象建物の基準階伏図と軸組図を示す。検討建物は，地上 8 階，高さ 33 m（1 階 5 m，2～8 階 4 m），長辺方向（X 方向）8 m×2 スパン+ 6 m×5 スパン= 46 m，短辺方向（Y 方向）8 m×4 スパン= 32 m（3 ~ 6 通りは 16 m×2 スパン= 32 m のロングスパン）の鋼構造建物とする [6]。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 次固有周期に対し $h$ = 2%となる剛性比例型とした。なお，X 方向を本検討での解析対象とする。

使用する鋼製の履歴減衰型ダンパーは軸材に LY225 材を用いた座屈拘束ブレースとし，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 $_d\alpha_{y1}$ が与えられた場合，第 1 層のダンパー塑性化部の断面積 $_dA_1$ は以下の式で求められる。

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

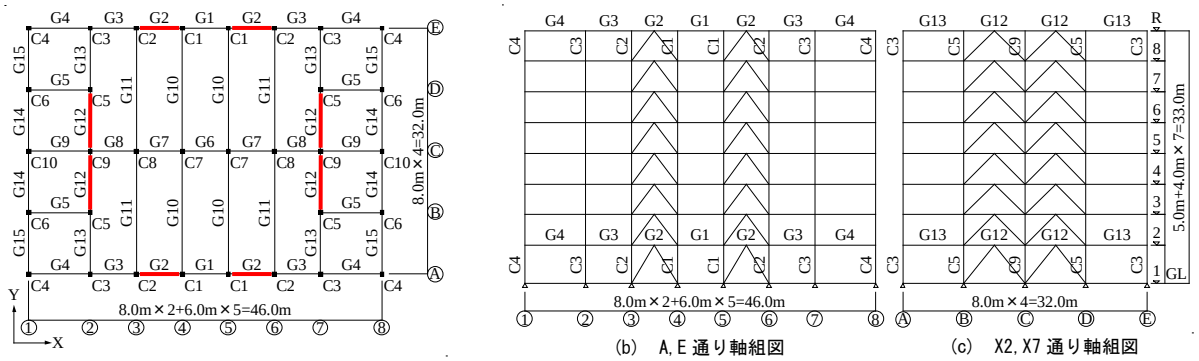
ここに，$_dQ_{y1}$：ダンパーの降伏層せん断力，$m_i$：質量，$g$：重力加速度，$_dN_{y1}$：ダンパーの降伏軸力，$_d\theta_1$：ダンパーの取付け角度，$_d\sigma_y$：ダンパーの降伏応力度（= 225 N/mm$^2$）である。なお，各層のダンパー降伏耐力 $_dQ_{yi}$ は 1 層と同じ値を用いた。以降，$_d\alpha_{y1}$ をダンパー量と呼ぶこととする。ダンパーの塑性化部長さ $L_{pi}$ を柱・梁芯間長さ $L_i$ の 0.25 倍とすると，$i$ 層のダンパーの軸方向の初期剛性 $_d\hat{k}_i$ は $i$ 層のダンパー塑性化部の断面積 $_dA_i$ を用いて次式で求められる。

$$ {}_d\hat{k}_i = \frac{{}_sE \cdot {}_dA_i}{0.25\,L_i} \qquad (2) $$

ここで，$_sE$：鋼材の弾性係数である。なお，ダンパーの復元力特性は完全弾塑性型とした。

### ３．３　目標性能マトリックス

表 1 に巨大地震および極大地震に対する高耐震架構が満足すべきクライテリア（目標性能）のマトリクスを示す。評価指標は層間変形角 $R$，従来鋼および H-SA700 を用いた梁の最大塑性率 $_G\mu_{max}$ およ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。巨大地震に対しては，主架構が弾性となることを想定した文献 2) に示されている設計クライテリアの一部を引用し，H-SA700 は弾性範囲での使用に限定している。一方，上町フラットのような極大地震に対しては，H-SA700 も多少の塑性化を認めている。なお，表 1 に示す H-SA700 の目標性能 $_G\mu_{max}$ および $_G\eta_{max}$ は文献 7) に示す H-SA700 柱梁接合部実験における梁端で破断した試験体の塑性率，累積塑性変形倍率の数値であり，柱部材の場合はこれよりも大きく




(a)　基準階伏図　　(b)　A, E 通り軸組図　　(c)　X2, X7 通り軸組図

図 3　対象建物の基準階伏図と軸組図　　ダンパー設置位置

表 1 目標性能マトリクス

| 地震動レベル | $R_{max}$ | 従来鋼 | | H-SA700 | | ダンパー |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | $_G\mu_{max}$ | $_G\eta_{max}$ | $_G\mu_{max}$ | $_G\eta_{max}$ | $_d\mu_{max}$ |
| 巨大地震 | 1/75 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 5.0 |
| 極大地震 | 1/55 | 3.0 | 15.0 | 2.0 | 3.0 | 11.0 |

なることが想定される。なお，極大地震における H-SA700 の塑性率の目標性能は，絶対値として非常に小さく地震後の残留変形も小さいと考えられることから，継続使用についても問題ないレベルと想定される。

### ３．４　SN400 を用いた架構設計およびダンパー量の決定

本節では，主架構全てに SN400 を用いたモデルの作成方法およびダンパー量の決定方法について述べる。主架構全てに SN400 を用いたモデルは，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。以降，このモデルを S4-05H [5] と呼ぶ。表 2 に S4-05H の部材断面を示す。なお，S4-05H と同断面で材種を H-SA700 に変更したモデルを H7-05H と呼ぶ。

S4-05H に対して図 3 に示す位置にダンパーを設置した。つづいて ART KOBE 160 を用いてダンパーの降伏せん断力係数 ${}_d\alpha_{y1}$（ダンパー量）をパラメータに時刻歴解析を行い，主架構の損傷が最も小さくなるダンパー量を決定する。図 4(a)～(c)に S4-05H モデルにおけるダンパー量 ${}_d\alpha_{y1}$ の変化による最大層間変形角 $R$，エネルギー分担率 ${}_dW_p/E$，${}_fW_p/E$，ベースシア係数 $C_b$ を示す。ここで，${}_dW_p$：ダンパーの塑性歪エネルギー，${}_fW_p$：主架構の塑性歪エネルギー，$E$：入力エネルギーである。図には，ダンパー量を決定する ART KOBE 160 以外にも，参考値として ART KOBE 80 と後述する上町フラットの結果も併記している。なお，ART KOBE 160 の ${}_d\alpha_{y1}$ = 0.3 は，過大な応答により解析を行うことが出来なかったため，ART KOBE 160 については ${}_d\alpha_{y1}$ = 0.1 と 0.2 の結果のみを示している。図 4(a), (b)より，ART KOBE 80 の場合，${}_d\alpha_{y1}$ の増大とともに層間変形角 $R$ は低下するが，主架構の損傷を意味する ${}_fW_P/E$ は増大していることが確認できる。これは，架構の耐力に比べてダンパーの降伏耐力が大きくなっているため，ダンパーを設置している構面との境界梁が塑性していることが原因である。ART KOBE 160 ではさら入力が増大しているので，同じ ${}_d\alpha_{y1}$ であってもダンパーのエネルギー分担 ${}_dW_p/E$ が ART KOBE 80 の場合に比べて低下し，主架構の損傷 ${}_fW_P/E$ および層間変形角 $R$ が増大していることが分かる。これは，S4-05H が標準せん断力係数 $C_0$ = 0.2 に対する許容応力度設計から断面を算定しているため，レベル 2 の 2 倍の ART KOBE 160（$S_v$ = 160 cm/s）のような巨大地震に対して主架構の耐力が相対的に小さいためである。つまり，巨大地震に対してダンパー量を増大させて応答を低減させるためには，主架構の耐力を増大させる必要があることが分かる。図 4(c)のベースシア $C_b$ は，ダンパー量の増加に比例するように増加し，かつ，いずれの入力においても同じ値となっている。これは最も入力の小さい ART KOBE 80 においても主架構は塑性化しているためである（図 4(b)）。図 4(a)～(c)の検討より，ここでは，ART KOBE 160 に対すダンパー量として ${}_d\alpha_{y1}$ = 0.10 と決定した。

### ３．５　変形分担率を用いた柱・梁断面の再検討

本節では，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許容する高耐震架構の断面検討方法を述べる。高耐震架構は柱の曲げ剛性を小さくし，従来鋼のみを用いている通常の架構設計に比べて柱の変形分担率を大きくすることで，地震時に降伏変位の大きな H-SA700 に変形を負担させ，従来鋼を用いた梁の損傷を最小限に抑える。柱梁変形分担率を確認しながら，S4-05H から柱・梁の断面変更を行った。以上のようにして決定した高耐震架構の H-SA700 を用いる柱幅の最大値を 500 mm まで縮小していることから（後述），本検討で用いる高耐震モデルを mix-500 と呼ぶこととする。

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 $\delta$ は，柱・梁に生じる曲げ変形（${}_c\delta_b$, ${}_G\delta_b$），せん断変形（${}_c\delta_s$, ${}_G\delta_s$）およびシアパネルのせん断変形（${}_p\delta_s$）の和で表せ，式(3a~e)でそれぞれ算定できる [5]。

表 2　S4-05H，H7-05H モデルの部材断面

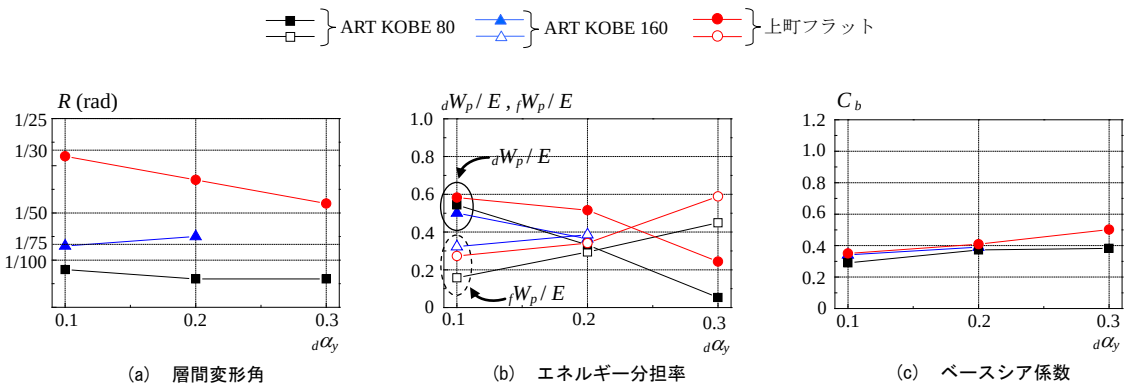
(a)　梁断面

| | 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)　柱断面

| | C1~10 |
|---|---|
| 7~8F | □-500×500×19×19~□-550×550×36×36 |
| 4~6F | □-500×500×19×19~□-550×550×40×40 |
| 1~3F | □-500×500×19×19~□-550×550×50×50 |

建物重量：78,009 kN




(a)　層間変形角　(b)　エネルギー分担率　(c)　ベースシア係数

図 4　ダンパー量の変化に基づく応答値の比較（S4-05H）

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

$$ {}_G\delta_s = \frac{l}{AG}\left(\frac{H}{L}\right)^2 Q_c, \quad {}_p\delta_s = \frac{h^2}{BDtG}\left(\frac{1-BD/lh}{1+B/l}\right)^2 Q_c \quad \text{(3a~e)} $$

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，$I$：断面二次モーメント，$E$：ヤング係数，$G$：せん断弾性係数，$Q_c$：柱のせん断力である。なお，梁の断面二次モーメント $I$ はスラブの効果による剛性増大率$\phi$を用いて，$\phi I$ を用いる。本検討では，シアパネルを剛域として扱い（${}_p\delta_s = 0$），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$\delta$に対する割合を変形分担率と呼び，それぞれ ${}_cr_b$，${}_Gr_b$，${}_cr_s$，${}_Gr_s$ と呼ぶ（式(4)）。

$$ {}_cr_b = \frac{{}_c\delta_b}{\delta}, \quad {}_Gr_b = \frac{{}_G\delta_b}{\delta}, \quad {}_cr_s = \frac{{}_c\delta_s}{\delta}, \quad {}_Gr_s = \frac{{}_G\delta_s}{\delta} \qquad \text{(4a-d)} $$

ここで，

$$ \delta = {}_c\delta_b + {}_G\delta_b + {}_c\delta_s + {}_G\delta_s + {}_P\delta_s \qquad (5) $$

極大地震時に梁の塑性変形が過大にならないように，柱と梁の変形分担率を調整する。内柱については梁の変形分担率と概ね同程度，外柱については梁の変形分担率との差が概ね 30%となるように柱・梁の断面を調整する。その際，柱・梁の幅厚比は FA ランクとなるようにする。図 5 に各モデル A 構面 2 通りの，柱および梁の曲げ変形に対する変形分担率 ${}_cr_b$，${}_Gr_b$ をそれぞれ示す。また，図 6 に，各モデル A 構面 2 通りにおける柱梁耐力比を示す。図 5 より，S4-05H と比べ mix-500 は全ての層で柱の曲げに対する変形分担率 ${}_cr_b$ が大きくなっていることが分かる。また，mix-500 は 1~3 層に比べて 4~7 層での ${}_cr_b$ が大きくなっていることも確認できる。これは，1~3 層に比べて梁の基準強度の小さい 4~7 層で（図 7，後述），柱梁耐力比 1.5 を確保しながら柱断面を低層部に比べて小さくしたことによる。mix-500 の柱梁耐力比の下限値は 1.5 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 より大きいことが確認できる（図 6）。以上のようにして決定した mix-500 の部材断面

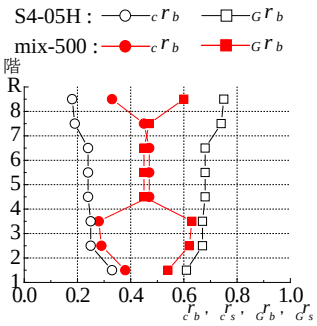



図 5　柱梁変形分担率
（A 構面 2 通り）

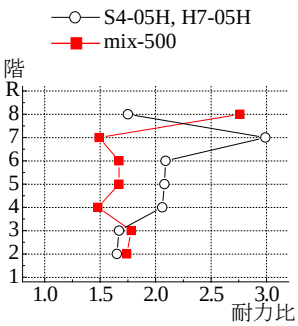



図 6　各柱梁耐力比
（A 構面 2 通り）

を表 3 に示す。表 3 より，mix-500 は S4-05H に比べ柱の断面は小さくなり，逆に梁の断面は大きい値となっていることが分かる。

### ３．６　存在応力を考慮した鋼材強度の決定

前節で断面変更を行ったモデルの主架構を弾性設定として ART KOBE 160 を再度入力し，柱・梁に発生する応力（存在応力）に基づき，安全率を確保しながら柱・梁の使用鋼材の基準強度を決定する。その際のダンパー量は，3.4 節の S4-05H で決定した ${}_d\alpha_{y1}$ = 0.10 を用いる。

図 7(a), (b)に mix-500 における A, E 構面および C 構面の各部材に用いた鋼材の基準強度をそれぞれ示す。2.1 節の設計方針で述べたように，大変形時においても柱を弾性範囲に留めるため，H-SA700 を柱に用いるが，A, E 構面（図 7(a)）について，最上層 1 および 8 通りの柱は，存在応力が小さいため H-SA700 ではなく 440 N/mm$^2$ の従来鋼を用いることとした。図 7(a)のダンパーを設置している構面である A, E 構面については，ダンパーの荷重によって主架構に大きな応力が作用する 4-5 通り間の境界梁および 6 層までの 2-3 通と 6-7 通り間の梁の 3 層までに H-SA700 を使用することとした。それ以外の梁については存在応力に基づき使用する鋼材の基準強度を決定した。C 構面については図 7(b)に示すように，存在応力の大きい 1～3 層の全ての梁および 3～6 通りの 4～6 層での梁に H-SA700 を用いる

表 3　mix-500 モデルの部材断面

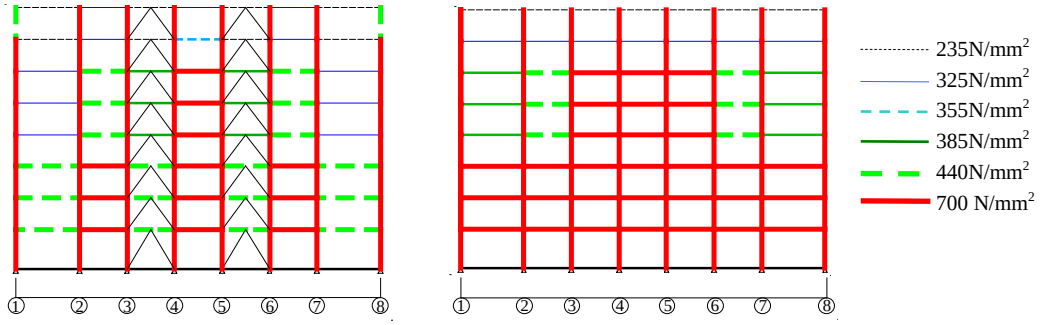
(a)　梁断面

| | 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 |

(b)　柱断面

| | C1~10 |
|---|---|
| 7~8F | □-400×400×16×16~□-400×400×35×35 |
| 4~6F | □-400×400×22×22~□-450×450×45×45 |
| 1~3F | □-450×450×30×30~□-500×500×50×50 |

建物重量：79,771 kN




(a)　A, E 構面　　(b)　C 構面

図 7　mix-500 の使用鋼材の基準強度

こととした。それ以外の梁については，それぞれの存在応力に基づき基準強度を決定した。図 8 に mix-500 の全鋼材重量に対する H-SA700 の重量割合を表す。図 8 より，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%まで低減できていることが分かる。

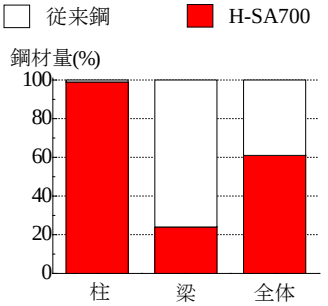



図 8　mix-500 における H-SA700 の重量割合

部材断面と基準強度の異なる各モデルについて，各モデルで用いている鋼材の基準強度を，使用鋼材量（重量）で重み平均した $\overline{F_m}$ を次式で定義する。

$$\overline{F_m} = \left( \sum_{j=1}^{6} \frac{F_{(j)} \cdot {}_sW_{(j)m}}{{}_sW_m} \right) \times \left( \frac{{}_sW_m}{{}_sW_1} \right) \tag{6}$$

ここで，$m$：解析モデル番号，$j$：鋼材番号，$F_{(j)}$：鋼材 $j$ の基準強度，${}_sW_{(j)m}$：解析モデル番号 $m$ における鋼材 $j$ の重量，${}_sW_m$：解析モデル番号 $m$ における主架構全体の鋼材重量，${}_sW_1$：基準モデル（S4-05H）における主架構全体の鋼材重量である。$\overline{F_m}$ は各モデルにおける重み平均した基準強度を表し，かつ鋼材の値段が基準強度に比例すると仮定すれば $\overline{F_m}$ は，高強度鋼を用いた建物の経済性を相対的に比較できる指標として利用することもできる。図 9 に各モデルの $\overline{F_m}$ を示す。図 9 より，mix-500 は全てを SN400 材で設計した S4-05H に比べて $\overline{F_m}$ が高いものの，主架構全てに H-SA700 を用いている H7-05H と比べ，$\overline{F_m}$ が約 84%となっていることが分かる。

次に，各モデルの耐力や剛性を比較する。図 10 に主架構の静的弾塑性解析結果により得られた，各モデルにおける 1 層の主架構の層せん断力 ${}_fQ_1$ と層間変形角 $R_1$ の関係を示す。なお，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）を表す。図 10 より，S4-05H や H7-05H に比べ，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。S4-05H と H7-05H の 1 次固有周期 $T_1$ は 1.40 s, それに対して mix-500 は $T_1$ = 1.31 s と僅かに短い。mix-500 の弾性限界時の $R_1$ は 1/114 rad であり，S4-05H の約 2.4 倍と，通常の架構に比べて弾性変形性能の高い架構となっていることが確認できる。また，mix-500 の弾性限界時の ${}_fQ_1$ は S4-05H の約 3.2 倍，H7-05H の約 1.1 倍となっている。mix-500 は主架構全てに H-SA700 を用いている H7-05H と同等以上の耐力を有することが分かる。

表 4　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 |

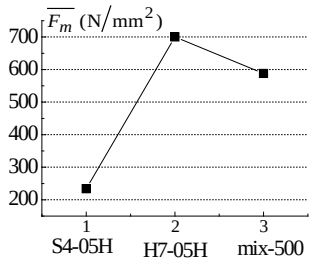



図 9　解析モデルごとの $\overline{F_m}$ の比較

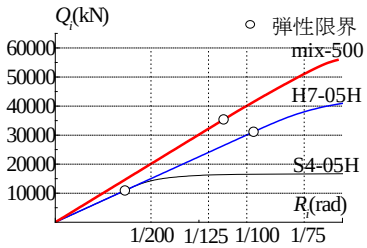
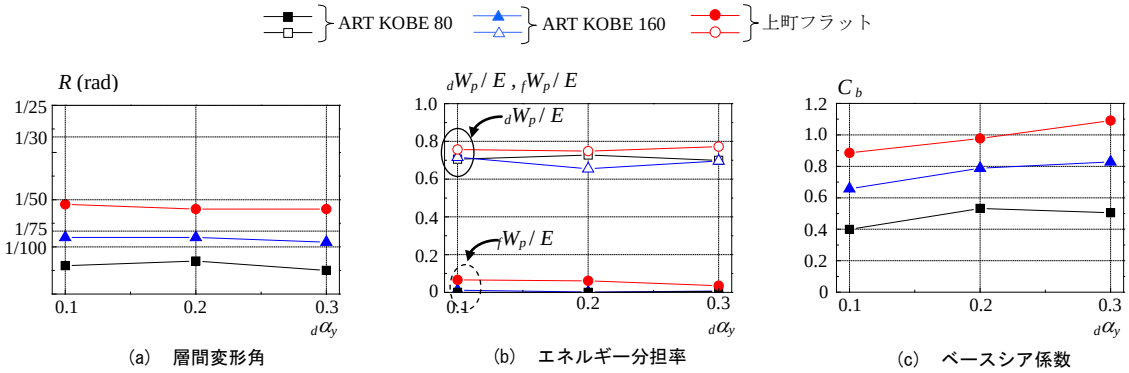



図 10　静的解析結果による $Q$-$R$ 関係

## 3．7　上町フラットに対するダンパー量の決定

mix-500 のダンパー量は上町フラットを入力地震動とした時刻歴解析を行い，主架構の損傷が表 1 の目標性能を満足するダンパー量を決定する。図 11(a)～(c)に mix-500 モデルにおけるダンパー量 ${}_d\alpha_{y1}$ の変化による最大層間変形角 $R$，エネルギー分担率 ${}_dW_p/E$，${}_fW_p/E$，ベースシア係数 $C_b$ を示す。図 4 の S4-05H と同様に，上町フラットだけでなく，ART KOBE 80 および ART KOBE 160 の結果についても併記している。図 11(a)～(c)の上町フラットの結果に着目する。図




(a)　層間変形角　　(b)　エネルギー分担率　　(c)　ベースシア係数

図 11　ダンパー量の変化に基づく応答値の比較（mix-500）

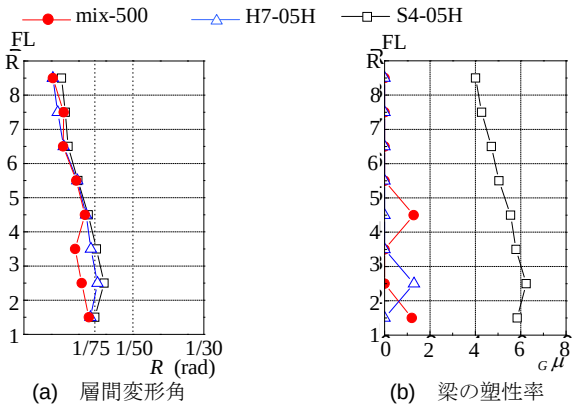
11(a)の ${}_d\alpha_{y1}$ = 0.20 での層間変形角 $R$ は，${}_d\alpha_{y1}$ = 0.10 に比べ僅かに低減しているが ${}_d\alpha_{y1}$ = 0.30 に増加させても層間変形角 $R$ の低減はほとんど確認できない。図 11(b)のエネルギー分担率 ${}_dW_p/E$，${}_fW_P/E$ も同様に，ダンパー量の違いよる変化は殆ど確認できない。だだし，mix-500 は S4-05H に比べて梁の基準強度を上げさらに断面も増大させていることから，ダンパーの降伏耐力に対して架構の耐力が十分な余裕があるため，図 4(b)に示した S4-05H のように，${}_d\alpha_{y1}$ の増大に伴って ${}_fW_P/E$ が増大することはない。図 11(c)のベースシア係数ではダンパー量の増加に伴い増加しており，${}_d\alpha_{y1}$ = 0.30 では $C_b$ が約 1.1 と大きな値となっていることが確認できる。これは前節で述べたように，mix-500 の耐力が S4-05H に比べ 3 倍以上あるためである（図 10 参照）。図 11(a)～(c)の検討より，ここでは，上町フラットに対する mix-500 のダンパー量として ${}_d\alpha_{y1}$ = 0.20 と決定した。

### ３．８　時刻歴解析による応答評価

本節では，前述した手法により設計した高耐震架構（mix-500）による時刻歴解析結果から耐震性能を評価する。ここでは，比較のため S4-05H と H7-05H の結果についても示す。なお，いずれのモデルにおいても，ダンパー量は 3.7 節で決定した，上町フラットに対して mix-500 の損傷を最も低減できる ${}_d\alpha_{y1}$ = 0.20 を用いる。なお，ダンパー設置時の弾性 1 次固有周期は，S4-05H と H7-05H で 0.88 s，mix-500 では 0.78 s である（図 1）。

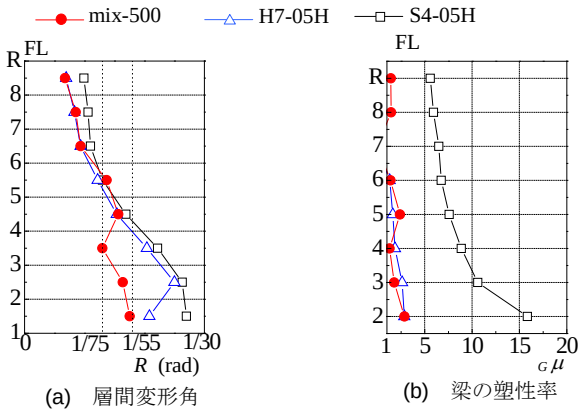
はじめに，巨大地震である ART KOBE160 を入力地震動とした場合における時刻歴解析結果について述べる。図 12(a), (b)に ART KOBE160 おける各層の最大層間変形角 $R$ および梁の最大塑性率 ${}_G\mu$ を示す。また，表5に ART KOBE160 に対する最大層間変形角 $R_{max}$，従来鋼および H-SA700 を用いた梁の最大塑性率 ${}_G\mu_{max}$ と累積塑性変形倍率 ${}_G\eta_{max}$，ダンパーの最大塑性率 ${}_d\mu_{max}$ の最大値を示す。表3において大地震における目標性能（表1）を超えた値について表を塗り潰している。図 12(a)より，いずれのモデルにおいても最大層間変形角 $R$ に大きな違いは確認できない。図 12(b)および表 5 の梁の塑性率 ${}_G\mu$ より，従来鋼のみを用いた S4-05H で大きな損傷が発生していることが確認できる。H7-05H においても 3 階の梁で H-SA700 が僅かに塑性化していることが確認できる。一方，mix-500 においても 1 階と 4 階の梁で塑性化が確認できるが（図 12(b)），塑性化しているのは全て従来鋼であり，かつ塑性化の程度は十分に小さいことが表 5 より確認でき，mix-500 は巨大地震に対して主架構を概ね無損傷に留めることができていると言える。

次に，上町フラットを入力地震動とした時刻歴解析による各層の最大層間変形角 $R$ および梁の最大塑性率 ${}_G\mu$ の高さ方向分布を図 13(a), (b)に示す。先ほどと同様に，表6には上町フラットに対する最大層間変形角 $R_{max}$，従来鋼および H-SA700 を用いた梁の最大塑性率 ${}_G\mu_{max}$ と累積塑性変形倍率 ${}_G\eta_{max}$，さらに，ダンパーの最大塑性率 ${}_d\mu_{max}$ の最大値を示す。図 13(a)より，上町フラットに対し S4-05H モデルと H7-05H モデルは低層部で層間変形角 $R$ が増大し，目標性能である 1/55 rad を上回ったが，mix-500 モデルの $R$ は小さく目標性能を満足していることが確認できる。これは，mix-500 モデルは 3 層以下の梁の断面を大きくして層剛性を高めた為であると考えられる。図 13(b)と表 6 より，上町フラットに対し S4-05H モデルは従来鋼の梁部材が大きく塑性化し目標性能を満足できなかった。また，H7-05H モデルの H-SA700 を用いた梁が目標とする塑性率を超えたのに対し，mix-500 モデルの H-SA700 を用いた梁は僅かに塑性化するものの，表 1 に示した極大地震に対する目標性能を満足している。さらに，ダンパーの塑性率も mix-500 モデルのみ目標性能を満足していることが確認できる。以上より，本手法を用いることで，設計レベルを大幅に上回る極大地震に対して，主架構およびダンパーの全てについて，目標性能（表 1）を満足することができた。




(a)　層間変形角　　(b)　梁の塑性率

図 12　ART KOBE 160 に対する応答値の高さ方向分布




(a)　層間変形角　　(b)　梁の塑性率

図 13　上町フラットに対する応答値の高さ方向分布

表 5　ART KOBE 160 に対する最大応答値の比較

| | | 従来鋼 | | H-SA700 | | ダンパー |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | $R_{max}$ | ${}_G\mu_{max}$ | ${}_G\eta_{max}$ | ${}_G\mu_{max}$ | ${}_G\eta_{max}$ | ${}_d\mu_{max}$ |
| 目標性能 | 1/75 | 0 | 0 | 0 | 0 | 5 |
| S4-05H | 1/68 | 6.24 | 23.4 | - | - | 10.50 |
| H7-05H | 1/74 | - | - | 1.3 | 0.28 | 7.96 |
| mix-500 | 1/84 | 1.28 | 0.25 | 0 | 0 | 7.22 |

表 6　上町フラットに対する最大応答値の比較

| | | 従来鋼 | | H-SA700 | | ダンパー |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | $R_{max}$ | ${}_G\mu_{max}$ | ${}_G\eta_{max}$ | ${}_G\mu_{max}$ | ${}_G\eta_{max}$ | ${}_d\mu_{max}$ |
| 目標性能 | 1/55 | 3.0 | 15.0 | 2.0 | 3.0 | 11.0 |
| S4-05H | 1/37 | 15.8 | 56.0 | - | - | 20.2 |
| H7-05H | 1/40 | - | - | 2.8 | 1.8 | 15.4 |
| mix-500 | 1/57 | 2.8 | 3.2 | 1.9 | 0.9 | 10.7 |

## ４．まとめ

弾性変形の大きい建築構造用高強度 780 N/mm$^2$ 鋼材 H-SA700 と，塑性化によるエネルギー吸収性能の高い従来鋼を一つの架構内で用いることで，設計で想定される入力レベルの地震だけでなく，建物の存置期間中に遭遇する可能性のある巨大地震に対して鋼製の履歴減衰型ダンパーによるエネルギー吸収によって主架構を弾性範囲に留め，さらにそれらを上回る極大地震に対しては，建物機能維持が担保される程度の梁の塑性化を許容する高耐震架構の設計手法を提案した。また，提案した設計手法に基づき 8 層鋼構造建物の設計例題を示した。

本論文で示した高耐震架構は，極大地震に対して最も損傷を低減できるように設計されているため，全ての地震動に対して最適な設計となっているわけではない。しかし，本研究では，巨大地震やさらに大きい極大地震に対しても目標性能を満足する，高耐震架構設計への可能性を示すことができたと考える。今後は，様々な地震動や建物モデルを用いて本手法を検証･改善する必要がある。さらに，表 1 に示した目標性能マトリックスについても H-SA700 に関する実験を充実させることで目標値を再設定するとともに，残留変形や応答加速度といった新たな評価指標なども追加する必要があると考えられる。


## 謝辞

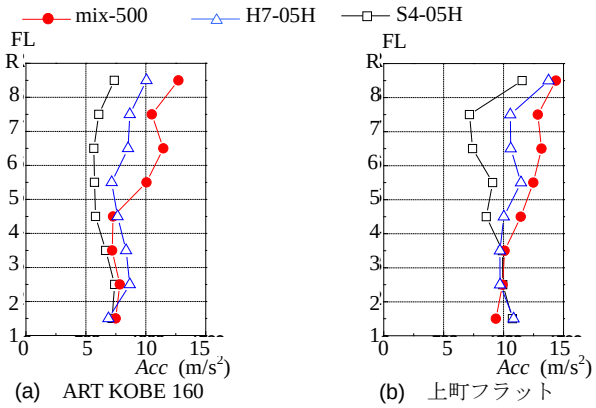
本研究は「日本鉄鋼連盟　鋼構造研究・教育助成金事業」による研究助成を受けたものです。また，上町断層帯地震動は「大阪府域内陸直下型地震に対する建築設計用地震動および設計法に関する研究会」から提供を受けたものです。ここに深く感謝の意を表します。


## 参考文献


1) 内閣府・中央防災会議，地震対策，http://www.bousai.go.jp
2) 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:報告書，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
3) 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
4) 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市域編），2011.7
5) 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，建築技術，pp.159-173，1980.8
6) 野村尚史，佐藤大樹，北村春幸，藤澤一善：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
7) 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，C-1，pp1009-1010，2008.9
8) 野村尚史，佐藤大樹，北村春幸，藤澤一善：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
9) 小早川拓，多賀謙蔵：柱に高強度材，梁に相対的に強度の低い鋼材を用いた架構による高耐震性構造の研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，pp.1037-1038，2012.9
10) 添田幸平，佐藤大樹，北村春幸，古谷慶，石井正人，吉江慶祐，宮崎充，佐々木和彦，岩崎雄一：連層配置した履歴型ダンパーと粘性型ダンパーが超高層建物の制振効果に与える影響，日本建築学会技術報告集，第 18 巻，第 39 号，pp.477-482，2012.6


## 付録　応答加速度分布

付図(a), (b)に，ART KOBE160 および上町フラットを入力した際の加速度応答分布を示す。図より，mix-500 は S4-05H や H7-05H に比べ加速度が最も大きくなっていることが確認できる。これは mix-500 が S4-05H や H7-05H に比べ固有周期が短いことが要因だと考えられる。本論文で示した目標性能マトリクス（表 1）には変形に関する値のみを示しているが，今後は加速度に関する目標性能を設定するとともに，文献 10)に示すように,鋼製ダンパーだけでなく粘性系のダンパーを併用することで目標性能を満足できる高耐震架構の設計法も必要になると思われる。




**附図 1**　応答加速度の高さ方向分布