

## H形鋼組柱を外殻に使用した超高層架構システムの開発 その4 つづり材を制振デバイスとした架構の制振効果

田原 健一 佐々木 聡  
永雄 健一\*<sup>1</sup> 平松 剛\*<sup>1</sup>  
森 貴久\*<sup>1</sup>

### 概 要

超高層建物に用いることを主眼に置いた、従来のラーメン構造とは異なる架構形式を開発した。この架構システムは外周構面のせん断剛性を増大させ水平力を集中させることを意図し、2本のH形鋼を短い梁状の部材で接合した組柱を外周部の柱として配置している。既報その1では、1層の柱をモデル化した試験体に対して逆対称曲げ加力実験について、その2では外周構面のうち柱梁接合部周辺を十字形にモデル化した試験体による実験について報告した。

本稿では、テームストラクチャーを対象として以下の検討を行う。初めに、立体モデルの静的解析により架構の応力状態について確認する。続いて、つづり材を塑性化させて制振ダンパーとして用いた場合について時刻歴応答解析により制振効果を確認する。次に、魚骨モデルを用いて、静的解析によりつづり材の剛性や耐力が層剛性へ与える影響を確認し、応答解析によりつづり材の性能が制振効果に与える影響について検討する。

### Study on structural system for high-rise buildings using coupled H-shaped columns on exterior frames

#### Part 4: Response control effect of frames using short beam dampers between coupled columns

### Abstract

A structural system for high-rise buildings that is different from the conventional moment resisting frame is proposed in this paper. In this system, for the purpose of concentrating the lateral force into the exterior frames, coupled H-shaped columns are placed on the exterior frames joined with short beams. A series of loading tests has been carried out to reveal the characteristics of this system.

In this paper, the vibration control capacities of this system are examined analytically. First, the stress state of the column joiner was confirmed by static analysis using a 3D model. Next, the damping effects were confirmed by time history analyses when using the column joiners as dampers. Finally, the effects of the column joiners on the story stiffness and damping effect were demonstrated by analyses using a partial frame.

キーワード: 超高層建物, H形鋼組立柱  
制振構造, パネルダンパー

\*<sup>1</sup>大和ハウス工業 総合技術研究所

§1. はじめに

超高層建物を対象に H 形鋼組立柱を外殻に利用した構法を開発している。本構法は 2 本の H 形鋼柱を階レベルおよび階中間レベルで、つなぎ梁、つづり材でそれぞれ連結している(図 1)。既報<sup>1,2)</sup>では本構法の基本性能を実験に基づき検証し、報告した。

本稿では、本構法の制振構造としての挙動について解析的に検討する。初めに、立体モデルを用いた静的解析によりつづり材の応力状態を確認する。次に、つづり材をダンパーとして用いたモデルの時刻歴解析により、制振効果を確認する。最後に、部分架構を用いてつづり材の断面性能が、層剛性や制振効果に与える影響を検討する。なお、本稿は既報<sup>3,4)</sup>をもとに再検討したものである。

§2. 検討対象建物

本稿では以下の建物モデルを用いて検討を進める。文献<sup>5)</sup>内で用いられている「テーマストラクチャー(20層モデル)」(以下、在来架構)および、在来架構の外周柱の一部を本構法組立柱に置き換えたもの(以下、本構法架構)を用いる。図 2 に建物モデルの梁伏図と軸組図を示す。なお、本稿では、X 方向(長辺方向)のみを検討対象とする(図中の Y 方向に関する標記は省略した)。階高についてはいずれも 1 階を 6 m、2~20 階を 4 m とする。

在来架構を本構法架構に置き換えるにあたり、以下のように部材を定める。

柱については、隅柱を除く外周の角形鋼管柱を本構法組立柱に置き換えた。鋼材量と長期軸力比を揃える目的で、組立柱の軸断面積を在来架構の角形鋼管柱と等しくする。H形鋼柱のせいと幅を 500 mm に統一し、フランジとウェブの厚さを等しくする条件で板厚を変えることで軸断面積を調整する。2 本の柱芯の間隔は 1500 mm とする。

大梁断面については在来架構と同じである。本構法の組立柱(C1\*、C2\*)と直交梁の接合部はピン接合とする。

つなぎ梁については、同一階の大梁と同じ断面とする。接合部パネルは剛域とし、柱梁のせん断変形は考慮する。長期荷重とスラブによる梁の合成効果は文献 5)のテーマストラクチャーと同様に合成割増係数  $\phi=1.5$ (スラブ片側)、 $\phi=2.0$ (スラブ両側)と設定する。

つづり材については材芯高さを階高中央とする。つづり材の長さは全て一定(内法 1000 mm)である。梁せい、フランジ幅、フランジ厚は直上のつなぎ梁と同一とした。X 方向加力を対象に、つづり材の剛性比  $\alpha$ (つづり材の弾性剛性の水平方向換算値を主架構の弾性水平剛性で除した値、つづり材の曲げ変形は無視)を全層で概ね 0.15 となるようつづり材のせん断断面積(ウェブ厚)を調節する。

材料は SN490 級とする。部材リストを表 1 に示す。

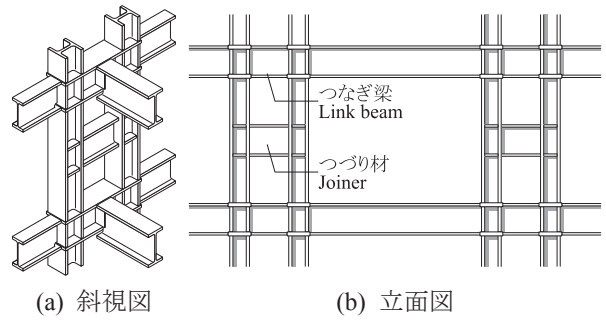
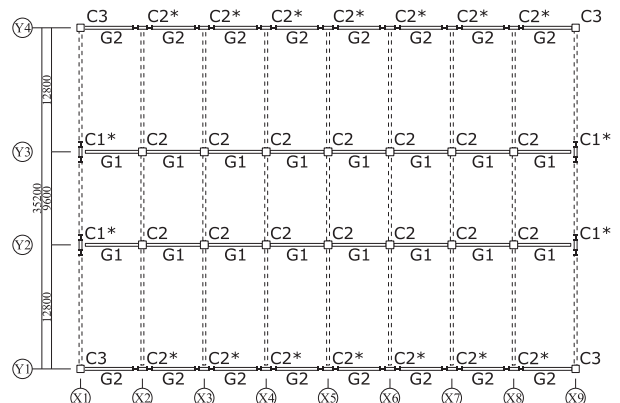
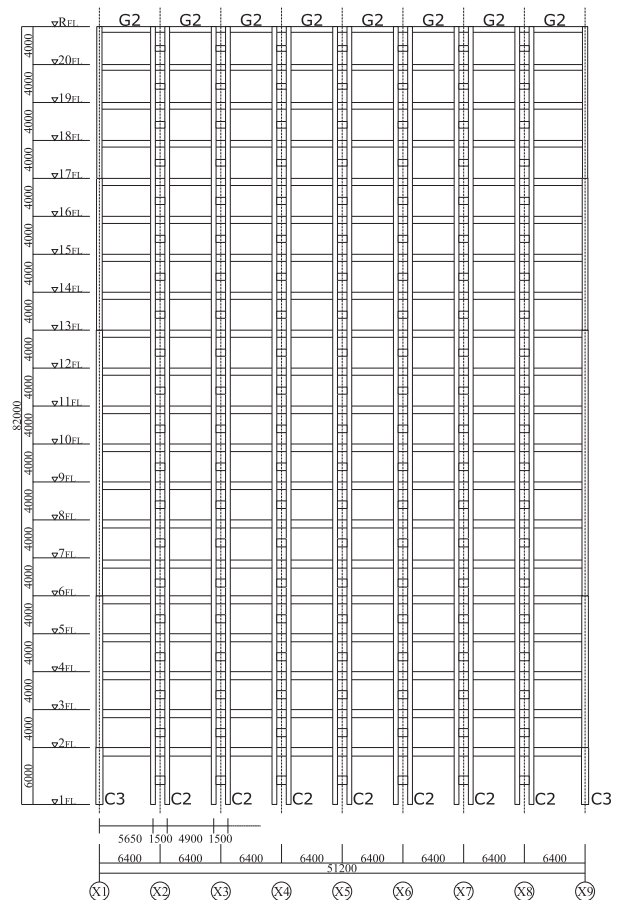


図 1 架構概要



(a) 梁伏図



(b) 軸組図(Y1, Y4)

図 2 対象建物

表 1 部材リスト

(a) 柱

層	C1	C2	C3
17-20	□-550×550×25	□-500×500×22	□-500×500×19
13-16	□-600×600×28	□-550×550×25	□-500×500×19
9-12	□-650×650×28	□-600×600×28	□-550×550×22
6-8	□-650×650×32	□-600×600×28	□-600×600×25
4-5	□-700×700×32	□-650×650×28	□-650×650×28
2-3	□-750×750×36	□-700×700×28	□-700×700×32
1	□-800×800×36	□-750×750×36	□-750×750×32

層	C1*	C2*
17-20	2BH-500×500×16×16	2BH-500×500×9×16
13-16	2BH-500×500×20×20	2BH-500×500×16×16
9-12	2BH-500×500×22×22	2BH-500×500×20×20
6-8	2BH-500×500×25×25	2BH-500×500×20×20
4-5	2BH-500×500×28×28	2BH-500×500×22×22
2-3	2BH-500×500×35×35	2BH-500×500×30×30
1	2BH-500×500×36×36	2BH-500×500×35×35

(b) 梁

層	G1	G2・つなぎ梁
20-R	H-600×300×14×25	H-600×300×14×25
18-19	H-700×300×14×22	H-700×300×14×22
15-17	H-750×300×16×25	H-750×300×16×25
12-14	H-750×300×16×32	H-750×300×16×25
9-11	H-800×300×16×32	H-800×300×16×25
6-8	H-850×300×16×32	H-850×250×16×25
3-5	H-850×300×16×32	H-850×300×16×25
2	H-900×300×19×32	H-900×300×19×25

(c) つづり材

層	つづり材	層	つづり材
10	H-800×300×14×22	20	H-600×300×48×22
9	H-800×300×15×22	19	H-600×300×38×22
8	H-800×300×16×22	18	H-700×300×17×22
7	H-850×250×15×22	17	H-700×300×16×22
6	H-850×250×14×22	16	H-750×300×14×22
5	H-850×250×15×22	15	H-750×300×11×22
4	H-850×300×12×22	14	H-750×300×11×22
3	H-850×300×14×22	13	H-750×300×10×22
2	H-850×300×10×22	12	H-750×300×15×22
1	H-900×300×8×22	11	H-750×300×15×22

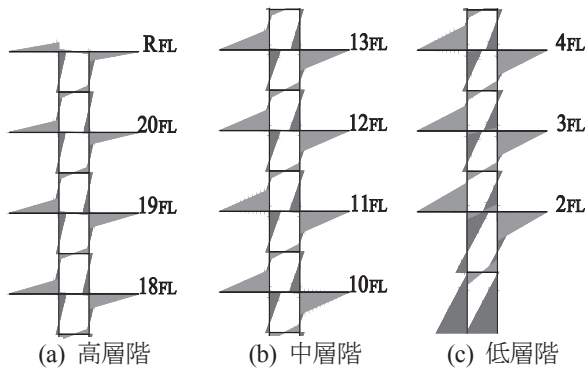


図 3 X5-Y1柱のモーメント図

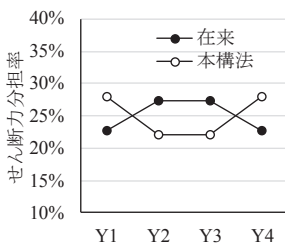


図 4 構面のせん断力分担

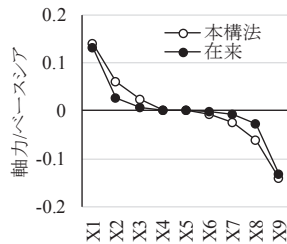


図 5 軸力分布

### §3. 架構の応力状態

#### 3.1 解析方法

はじめに、架構の応力状態について検討を行う。対象は前章に示す「在来架構」と「本構法架構」とする。本章では、各層の層間変形角が概ね1/200 radとなるよう変形制御した解析を行う。解析方法は静的弾性解析とする。

#### 3.2 組立柱の応力状態

本構法架構の X5-Y1 柱(図 2 参照)についてのモーメント図を図 3 に示す。

つなぎ梁の曲げモーメントは概して小さく、また、中層部以上ではつづり材や大梁と逆方向の応力となっていることが分かる。通常の均等ラーメンでは左右の梁から柱に伝わるせん断力は相殺されるため、水平力により生じる柱の軸変形は通りの両端の柱以外では無視できるが、本構法架構では、組立柱としての曲げ挙動の影響により個々の柱に生じる軸変形が大きく、無視することができない。図 3 中の位置関係でいえば、つなぎ梁の左側の柱と接合する節点が上方向に移動し、右側の柱が下方向に移動することで、つなぎ梁には図 3 に示すような大梁とは逆方向のせん断力が生じたと考えられる。

一方、つづり材には比較的大きな応力が生じており、制振ダンパーとして用いるのに適していることが分かる。

#### 3.3 せん断力負担

次に、各構面のせん断力の負担について検討する。

在来架構と本構法架構について、Y1通りからY4通りの各フレームの1層の水平力負担率を図 4 に示す。在来架構では、内構面(Y2、Y3通り)の方が外周構面(Y1、Y4)よりせん断力負担の割合が大きかったが、本構法架構では外周構面のせん断力の負担割合が大きいたことが分かる。在来架構と比べて本構法架構では、外周構面で組立柱の効果によって水平剛性が増加したことに加え、内構面で最外列柱への梁の接合がピン接合になったことで水平剛性がやや減少したことで、外周構面へのせん断力負担が増えた。

#### 3.4 柱の変動軸力

水平力により生じた柱の変動軸力について検討する。

Y1通りの1層に注目して、それぞれの柱の軸力を架構全体の1階層せん断力(ベースシア)で基準化した値の分布を図 5 に示す。在来架構と比べ、本構法架構では、X2、3通りおよびX7、8通りの柱変動軸力が増加していることが分かる。組立柱と組立柱の間の梁のスペンが短くなったことで、柱と柱の間の鉛直方向の力の伝達に関する剛性が高まったことで、在来架構と比較して最外列の柱と内側の列の柱の力の伝達が大きくなったためであると考えられる。これにより、建物全体の転倒モーメントに対して、柱の軸力により抵抗力が増し、建物全体の曲げ剛性が大きくなったと考えられる。

§4. 動的解析による制振効果の確認

4.1 解析方法

次に、本構法架構のつづり材を履歴ダンパーとして用い、制振架構とする場合について検討する。

始めに、制振効果を確認するため「本構法架構」のみを対象に、弾塑性時刻歴応答解析を行う。なお、X 方向の応答のみを検討する。

つづり材については、剛性比  $\alpha$  を 0.15 とする。また、耐力比  $\beta$  (つづり材の降伏耐力の水平方向換算値を主架構の降伏耐力で除した値) が 0.10 となるよう、つづり材の耐力を断面形状や材料強度にかかわらず定めた。つづり材のせん断力に関する履歴は完全弾塑性とする。

比較対象として、つづり材のないものについても解析を行い、応答について比較する。

架構の内部粘性減衰は 2% (瞬間剛性比例型) とする。入力地震動には BCJ-L2 波 (PGV = 50 cm/s) を用いる。

つづり材あり、なしそれぞれの場合の固有周期を表 2、つづり材ありの場合の固有モードを図 6 に示す。

表 2 架構の固有周期 [s]

	つづり材なし	つづり材あり
1 次	2.43	2.27
2 次	0.866	0.805
3 次	0.512	0.471

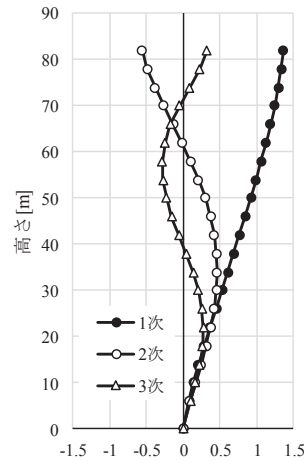


図 6 つづり材ありモデルの固有モード

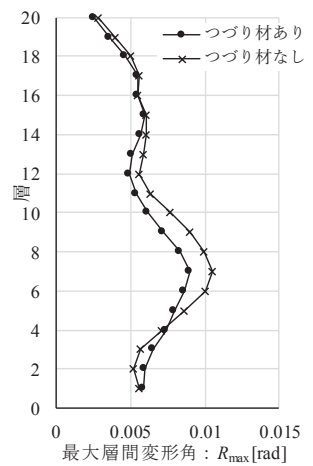


図 7 最大層間変形角分布

4.2 解析結果

図 7 につづり材ありの場合となしの場合について、最大層間変形角  $R_{max}$  の分布を示す。つづり材無しモデルでは 6 から 8 層の最大層間変形角が大きい、つづり材によって 15 % 程度低減した。

図 8 につづり材ありの場合となしの場合の、最大層せん断力係数  $C_{max}$  の分布を示す。つづり材があることによるせん断力係数  $C_{max}$  は低減がわずかであった。これは、つづり材によって剛性が高くなり、固有周期が短くなったことで入力加速度がやや増加したことが主要因であると考えられる。

つづり材ありの場合について、つづり材の累積塑性変形倍  $\eta_{max}$  (各層におけるつづり材のうち、最大の累積塑性変形倍が生じたものの値) の分布を図 9 に示す。つづり材の累積塑性変形倍率は建物上部でやや大きかった。また、最も大きい 18 階で、つづり材の累積塑性変形は 300 程度であった。

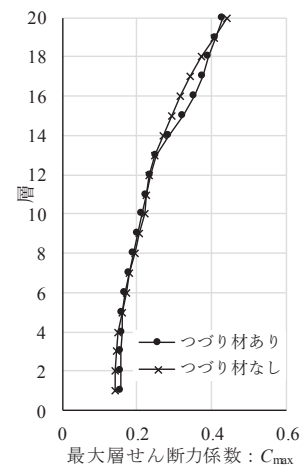


図 8 最大層せん断力係数分布

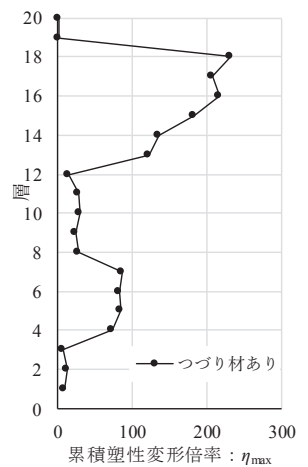


図 9 つづり材の累積塑性変形倍率分布

図 10 につづり材ありの場合の架構全体のエネルギー吸収割合について示す。つづり材による塑性ひずみエネルギーは加工全体の塑性ひずみエネルギーの 24 % 程度であった。

§5. つづり材の性能と制振効果

5.1 解析モデル

本章以降は、在来架構と本構法架構を対象とし、部分架構モデル (魚骨モデル) を用いて検討を行う。魚骨モデルは X5-Y1 の柱 (図 2 参照) と、この柱に接続する梁のスパン中央までの部分を取り出した架構とする (図 11)。

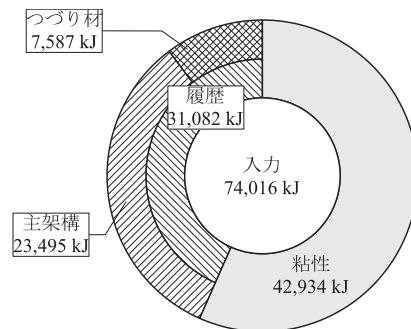


図 10 つづり材付きモデルのエネルギー吸収割合

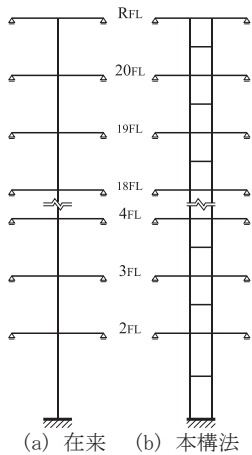


図 11 魚骨解析モデル

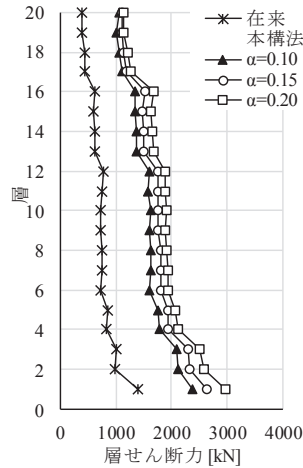


図 12 層せん断力の比較

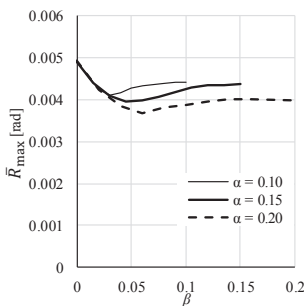


図 13 最大層間変形角と剛性・耐力

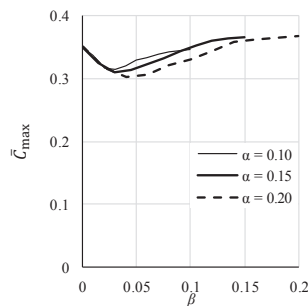


図 14 最大層せん断力係数と剛性・耐力

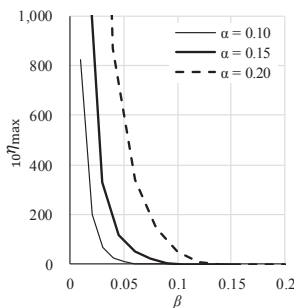


図 15 つづり材の累積塑性変形倍率と剛性・耐力

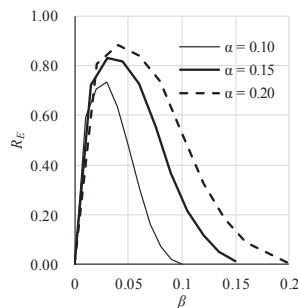


図 16 つづり材のエネルギー分担率と剛性・耐力

在来架構については 1 ケースのみ、本構法架構については、つづり材の断面を調整して剛性比  $\alpha$  が 0.10、0.15、0.20 となる 3 つのケース、合計 4 ケースについて解析を行う。なお、X 方向のみを対象とした静的弾性解析とし、各層の層間変形角が 1/200 rad となるような変形制御の解析を行う。

## 5.2 せん断力負担

在来架構と本構法架構の層せん断力の分布を図 12 に示す。剛性比  $\alpha$  がいずれの場合においても、本構法架構は在来架構と比較してすべての階において層せん断力が大きい。1 階層せん断力係数で比較すると  $\alpha = 0.10$

で 1.72 倍、 $\alpha = 0.15$  で 1.90 倍、 $\alpha = 0.20$  で 2.14 倍となった。本解析では 3 ケースとも層間変形角は等しい (1/200 rad) ので、この負担せん断力の違いはすなわち層剛性の違いであるが、つづり材が層の剛性に与える影響は大きく制振ダンパーとして使用するのに適した部材であると言える。

## 5.3 制振効果とつづり材の性能

次に、つづり材の剛性比  $\alpha$  と耐力比  $\beta$  を変数とした弾塑性時刻歴応答解析を実施する。 $\alpha$  と  $\beta$  は以下のように設定する。

$$\alpha: 0.10 \quad \beta: 0 \sim 0.10$$

$$\alpha: 0.15 \quad \beta: 0 \sim 0.15$$

$$\alpha: 0.20 \quad \beta: 0 \sim 0.20$$

なお  $\alpha$ 、 $\beta$  とも、部分架構魚骨モデルを取り出す前の段階の立体モデルの架構の剛性および耐力に基づき計算した値である。

各モデルについて最大層間変形角の全層平均値  $\bar{R}_{\max}$ 、せん断力係数の全層の平均値  $\bar{C}_{\max}$ 、代表として 10 階のつづり材の累積塑性変形倍率  ${}_{10}\eta_{\max}$ 、つづり材の塑性歪みエネルギーのモデル全体の塑性歪みエネルギーに対する割合  $R_E$  について検討する。地震動とモデル詳細は前章と同じである。

図 13 から図 16 に  $\bar{R}_{\max}$ 、 $\bar{C}_{\max}$ 、 ${}_{10}\eta_{\max}$ 、 $R_E$  と、つづり材の剛性比  $\alpha$  と耐力比  $\beta$  の関係を示す。図 13 から図 15 より分かる通り、それぞれの  $\alpha$  に対して  $\bar{R}_{\max}$ 、 $\bar{C}_{\max}$ 、 $R_E$  の極値をおおよそ同時に生じさせる  $\beta$  が存在していることが分かる。また、 $\alpha$  が大きいほど  $\bar{R}_{\max}$  と  $\bar{C}_{\max}$  の極小値は小さく、 $R_E$  の極大値は大きかった。なお、極値が生じる  $\beta$  の値は  $\alpha$  が小さいほど小さかった。極値を上回る  $\beta$  のもとでは、 $\alpha$  が大きいほど  $\bar{R}_{\max}$  と  $\bar{C}_{\max}$  は小さく、 $R_E$  は大きくなる傾向となった。

一方、図 15 から分かるとおりの  $\beta$  が大きいほどつづり材は降伏しにくくなっており、 ${}_{10}\eta_{\max}$  は小さくなった。また同じ  $\beta$  の値に対して  ${}_{10}\eta_{\max}$  は  $\alpha$  が大きいほど大きかった。これは  $\alpha$  が大きいほど、つづり材への応力集中が顕著になることと対応する。なお、鋼材のパネルダンパーの性能保証限界については既往の研究<sup>3)</sup>の評価式から計算すると、ウェブの補強や幅厚比により異なるが、累積塑性変形倍率に換算して 1000 程度である。 $\bar{R}_{\max}$ 、 $\bar{C}_{\max}$ 、 $R_E$  の極値を与える  $\beta$  に対しては、 ${}_{10}\eta_{\max}$  は 1000 以下であり限界以下であったと言える。

## §6 まとめ

H 形鋼組立柱を外殻に利用した構法について、2 本の H 形鋼柱を階中間レベルで連結するつづり材を、履歴ダ

ンパーとする外殻制振効果について検討した。結論を以下に示す。

- 1) 本構法の応力状態について確認した。在来のラーメン構造と比較して構面の剛性が大きく上昇した。つづり材に比較的大きい応力が生じていることが確認された。
- 2) 立体解析を用いた時刻歴応答解析により、つづり材を履歴ダンパーとして用いた架構の制振効果について確認した。つづり材がある場合は、つづり材がない場合と比較して最大層間変形角が低減し、制振効果が確認された。
- 3) 魚骨型の部分架構モデルに対して、つづり材の断面性能を変化させて行った静的解析により、つづり材の断面性能が層の剛性に大きく影響することを確認した。
- 4) 魚骨型の部分架構モデルに対して行った時刻歴応答解析により、最大層間変形角、最大層せん断力係数、つづり材の歪みエネルギー吸収の分担率について、おおよそ同時に極値を与える耐力比が存在した。またその極値を与える耐力比は、つづり材の剛性比が小さいほど小さかった。
- 5) 同じ耐力比の場合で比較すると、つづり材の剛性比が大きいほど、制振効果が上昇した。また、極値を与える耐力比を用いた場合の制振効果についても、つづり材の剛性比が大きいほど上昇した。

## 参考文献

- 1) 田原健一、佐々木聡、桐山尚大、森貴久、平松剛、永雄健一：H形鋼組柱を外殻に使用した超高層架構システムの開発 その1 柱の逆対象曲げ実験、フジタ技術研究報告、第54号、pp. 49-54、2018
- 2) 桐山尚大、佐々木聡、田原健一、森貴久、平松剛、永雄健一：H形鋼組柱を外殻に使用した超高層架構システムの開発 その2 柱梁接合部の十字型実験、フジタ技術研究報告、第54号、pp. 55-60、2018
- 3) 佐々木聡、田原健一、森貴久、平松剛、永雄健一、桐山尚大：H形鋼組柱を外殻に使用した超高層架構システムの研究 その1 構法概要と構造的特性、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅲ、pp. 831-832、2018.9.
- 4) 佐々木聡、田原健一、森貴久、平松剛、永雄健一、桐山尚大：H形鋼組柱を外殻に使用した超高層架構システムの研究 その7 つづり材による外殻制振効果、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅲ、pp. 813-814、2019.9.
- 5) パッシブ制振構造設計・施工マニュアル第3版、一般社団法人日本免震構造協会、pp.341-348、2013.
- 6) 田中清、佐々木康人、米山真一朗：鋼種が異なるせん断型パネルダンパーの静的履歴特性に関する実験研究、日本建築学会構造系論文集、第520号、pp. 117-124、1999.6

## ひとこと

新たな架構システムの開発という未経験の研究テーマでしたが、3年間を経て、本構法の開発に一区切りがつけました。今後、本構法を適用した超高層鋼構造建物が世に出ることを期待して止みません。



田原健一