

アンボンドプレキャストプレストレストコンクリート柱と 制振部材を組合せた架構に関する実験的研究

大庭 正俊 佐々木 仁
高森 直樹

概 要

アンボンドプレキャストプレストレストコンクリート(以下アンボンドPCaPC)圧着工法は、シース管内にグラウト注入をしない工法で、プレストレスト力によるひび割れ制御や残留変形がほとんどない高い原点指向性といった構造性能とプレキャスト部材を建設現場で圧着接合してフレームを構築するため工期短縮、生産性が向上するといった特徴を持っている。超高層建物のコア部分にアンボンドPCaPC柱と壁柱との間に配置した制振部材を配置したセンターコア形式の構造を提案し、試設計建物の地震応答解析を実施した。レベル2地震動で制振部材の効果により、最大層間変形角が1/150以下に抑えることが可能となった。試設計建物架構の一部を取り出し、十字形部分架構の構造実験によってセンターコア架構の弾塑性挙動の把握を試みた。層せん断力の履歴はダンパーを使用した試験体の面積が大きく、エネルギー吸収能力が高いことを確認した。ダンパーの履歴は幅厚比が小さい試験体ほど履歴面積が大きく、せいが大きい試験体ほど履歴面積が大きいことを確認した。ダンパーの降伏耐力および最大耐力について実験値と計算値との適合性は概ね良好であることを確認した。

Experimental study on frames with a combination of damper and unbonded precast prestressed concrete columns

Abstract

Unbonded precast prestressed concrete has the following features: it does not inject grout into the sheath tube; it has structural performance such as high criterion crack control by prestressed force and high origin directivity with little residual deformation; it is assembled in the factory and at the construction site. Construction time will be shortened and productivity will be improved. We proposed a center-core-type structure in which damping members placed between unbonded PCaPC columns and wall columns were deployed in the core part of a super high-rise building, and seismic response analysis of the trial design building was carried out. Because of the vibration control device, it was possible to suppress the maximum interlayer deformation angle to 1/150 or less in level 2 seismic motion. We attempted to understand the elasto-plastic behavior of the center core frame by taking out part of the frame and conducting a structural experiment on the cross-shaped frame. Regarding the history of layer shear force, it was confirmed that the area of a test body using the damper is large and the energy absorption capacity is high. Regarding the hysteresis of the damper, it was confirmed that a specimen with a smaller width-thickness ratio has a larger history area, and a specimen with a larger width has a larger history area. We confirmed that the conformity between the experimental value and calculated value of the yield strength and maximum strength of the damper was generally good.

キーワード:	アンボンドプレストレスト、圧着柱 高強度コンクリート、制振部材
--------	------------------------------------

§1. はじめに

アンボンド・プレキャストプレストレストコンクリート(以下、アンボンド PCaPC)柱とアンボンド PCaPC 壁柱の間に制振部材を組み込んだ構造を考案し超高層建物の試設計を行った。これまでにアンボンド PCaPC 柱の曲げ性能、せん断性能について実験的考察を行った^{1),2)}。ここではアンボンド PCaPC 柱および壁柱を用いた試設計建物の地震応答解析結果を示すととも架構の一部を取り出し、十字形部分架構の構造実験によってセンターコア架構の弾塑性挙動の把握を試みた結果を示す。

§2. 試設計

2.1 試設計建物

図1に試設計建物の基準階伏図を、図2にコア構面軸組図をそれぞれ示す。地上30階・軒高99.2mの超高層建物で、建物の中心(コア)に階段室、EV等共用部を設けコア構面構造とした。コア部分の柱はアンボンドPCaPC、アンボンドPC柱、壁柱の間に設置する制振部材は履歴型ダンパーとし、材質は低降伏点鋼(LY225)とした。周辺フレームはRC構造とした。

2.2 試設計建物

設計は、アンボンドPC柱の部材端部の変形集中領域に無数のばねを設置するMS/Fiber要素とした立体モデルの動的設計で行った。検討した地震波はEL CENTRO NS波、TAFT EW 波、HACHI-NOHE NS波の3波、大きさは最大速度50cm/secに基準化した。図3にその結果の一例を示す。レベル2地震動では制振部材の効果により、最大層間変形角が1/150以下に抑えることが可能となった。

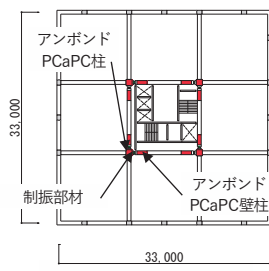


図1 基準階伏図

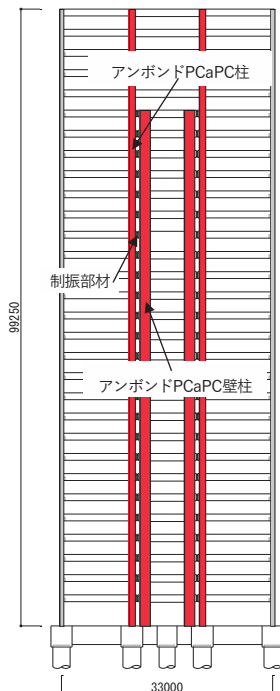


図2 コア構面軸組図

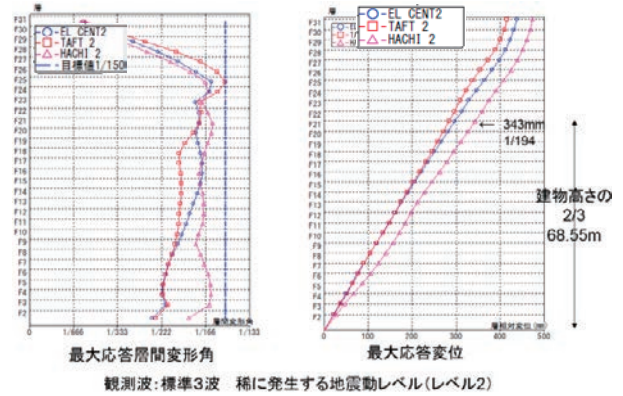


図3 地震応答解析結果例

§3. 実験概要および実験計画

3.1 試験体概要

試験体は1/3縮尺平面十字形部分架構4体とした。平面架構に水平力を加えたときの柱・梁反曲点位置で切り出した。図4に試験体を図5に部材断面をそれぞれ示す。実験パラメータは制振部材(ダンパー)のウェブせい d_s と板厚 t_w とした。制振部材の詳細を表1に示す。SP-1およびSP-3は幅厚比 $d_s/t_w=30.8$ 、SP-2は $t_w=4\text{mm}$ として幅厚比 $d_s/t_w=45.5$ とした。降伏耐力の算定式は4.2節に示す。

試験体SP-1~SP-3は制振部材を組み込んだ架構、SP-0

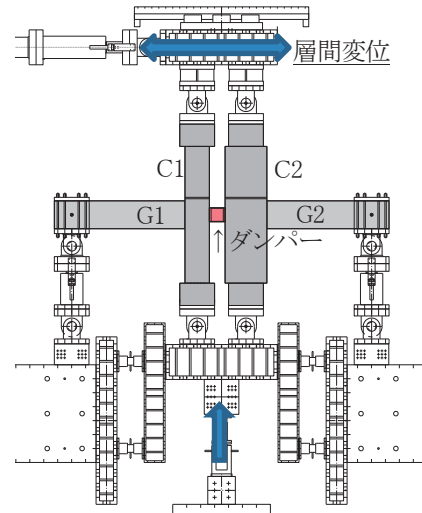


図4 試験体(加力試験装置)

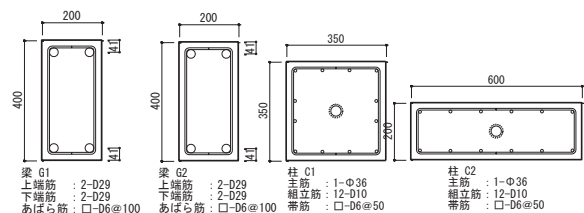


図5 部材断面

表1 制振部材一覧

試験体名	SP-1	SP-2	SP-3
フランジ厚さ t_f	9mm	9mm	9mm
ウェブ厚さ t_w	6mm	4mm	6mm
ウェブ幅 d_s	182mm	182mm	185mm
全幅 d	182mm	182mm	376mm
幅厚比 d_s/t_w	30.3	45.5	30.8
降伏耐力 Q_y	154.9kN	118.8kN	303.7kN

図

表2(a) 試験体諸元(梁部分)

	梁G1	梁G2
内法スパン	1623 mm	1502 mm
幅×せい	200×400 mm	
コンクリート強度	60 N/mm ²	
主筋(材種)	2-D29(SD345)	
引張鉄比 p_t	1.61 %	
あばら筋(材種)	2-D6(SD295A)	

表2(b) 試験体諸元(柱部分)

	柱C1	柱C2
反曲点までの高さ上階, 下階	1600 mm, 1600 mm	
幅×せい	350×350 mm	200×600 mm
コンクリート強度	80 N/mm ²	
組立筋(材種)	12-D10(SD295A)	12-D10(SD295A)
帯筋(材種)	2-D6@50(SD295A)	2-D6@50(SD295A)
PC鋼材(材種)	1-φ36(C種1号)	
軸力N, Pe	N=784, Pe=784 kN	N=784, Pe=784 kN
軸応力比 η_N, η_{Pe}	0.08, 0.08	0.08, 0.08

表3 コンクリートおよび目地モルタルの材料試験結果

		圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	圧縮強度時歪 (%)	ヤング係数 $\times 10^3$ (N/mm ²)	ポアソン比
コンクリート	柱	90.8	0.251	41.54	0.229
	梁	60.2	0.239	35.57	0.165
目地モルタル		138.2	0.426	40.12	0.238

は制振部材がない架構である。アンボンドPCaPC柱の形状は、正方形断面C1(350mm×350mm)と長方形断面C2(200mm×600mm)とし、柱間に225mmの隙間を設け制振部材を組み込んだ。梁G1およびG2はRC構造とし、断面は200mm×400mmとした。柱試験体部ピン支持、長さは3200mmとした。正方形断面柱のせん断スパン比(M/QD)は4.57、長方形断面柱のせん断スパン比は2.67である。梁の支持点から柱芯までの距離は1800mmでせん断スパン比は4.38である。試験体の破壊形式は梁の曲げひび割れ発生後が降伏し、その後梁の主筋が降伏する破壊形式なるよう配筋した。柱はC1、C2ともに軸応力比0.08となるプレストレ

表4 鋼材(棒鋼)の材料試験結果

	材料	使用部位	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	弾性係数 $\times 10^3$ (N/mm ²)	破断伸び (%)
D29	普通強度鉄筋 SD345	梁主筋	394.8	602.2	187.0	20.5
D10	普通強度鉄筋 SD295A	柱組立筋	385.9	512.2	174.0	19.3
D6	普通強度鉄筋 SD295A	柱帯筋 梁あばら筋	382.9	556.4	176.1	21.8
φ36	PC鋼棒 C種1号	柱PC鋼棒	1144.6*	20.32	203.2	11.7

*は0.2%オフセットひずみ時の値

表5 鋼材(板材)の試験結果

鋼種	試験片	使用部位	板厚 (mm)	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	降伏比 (%)	伸び (%)
SN400B	JIS 5号	フランジ	9	321.6	455.6	71	44.3
		スチフナ	6	337.2	484.7	70	37.4
LY225	JIS 5号	ウェブ	6	221.4	319.5	69	48.4
		ウェブ	4	246.1	337.4	73	42.8

スト力で圧着接合した。

表2に試験体諸元を示す。また、表3にコンクリートおよび目地モルタルの材料試験結果、表4~5に鋼材の試験結果をそれぞれ示す。

3.2 載荷方法

図4に加力装置を示した。試験体の梁の両端はローラー支持、上下柱はピン支持とし、下加力点には鉛直方向のジャッキを取り付けた。鉛直ジャッキは荷重制御、柱頭ジャッキは変位制御とした。鉛直ジャッキで柱に軸応力比0.08の一定圧縮軸力を導入(有効プレストレストと合わせて軸力比0.16)後、図6に示すように地震応答解析結果から層間変形角0.125%を1サイクル、0.25%、0.50%、0.67%で3サイクルずつ加力し、その後1.0%、1.5%、2.0%、4.0%を2サイクル、6.0%を1サイクルとする正負交番繰り返し載荷を行った。層間変形は柱頭に変形を与え、梁端は鉛直方向に変形しないようにしてロードセルで荷重計測した。柱頭部に三分力計を設けそれぞれの柱の軸力、せん断力を計測し、層せん断力は各柱のせん断力の和とした。

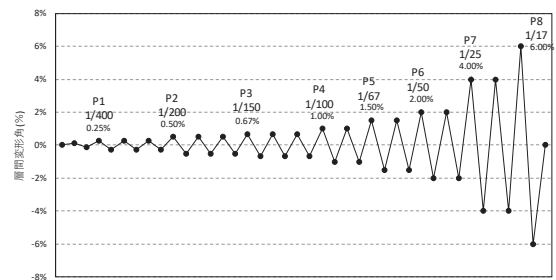


図6 加力サイクル

§4. 実験結果および考察

4.1 層せん断力-層間変形角関係

図7に試験体の層せん断力-層間変形角関係を示す。ダンパーの降伏は4.2節で求めた値を記載した。

試験体SP-1: 層せん断力23.5kN、-23.3kNに梁に曲げひび割れが発生、その後層間変形角0.39%、-0.72%時にダンパーが降伏した。層間変形角0.84%、-0.85%で梁の主筋が降伏した後、最大層せん断力となった。

試験体SP-2: 層せん断力15.1kN、-26.6kNに梁に曲げひび割れが発生、その後層間変形角0.60%、-0.53%時にダンパーが降伏した。層間変形角0.81%、-0.70%で梁の主筋が降伏した後、最大層せん断力となった。

試験体SP-3: 層せん断力19.9kN、-21.0kNに梁に曲げひび割れが発生後、ダンパーの降伏せん断力が試験体SP-1およびSP-2よりも大きいためダンパー降伏前に梁の主筋が降伏し、降伏した時の層間変形角は0.78%、-0.67%であった。ダンパー降伏時の層間変形角は0.88%、-1.07%であった。

試験体SP-0: ダンパーがない試験体SP-0は、層せん断力14.1kN、-18.4kNに梁に曲げひび割れが発生、層間変形角0.75%、-0.65%で梁の主筋が降伏した。ダンパーのせん断耐力分、最大層せん断力が他の試験体よりも面積の小さい履歴であった。

4.2 ダンパーのせん断力-せん断変形関係

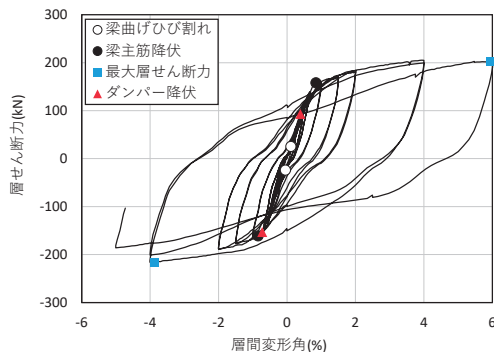
(1) せん断力-せん断変形関係

図8にダンパーのせん断力-せん断変形関係と4.3節で求めたダンパーの降伏耐力および最大耐力の計算値を示す。

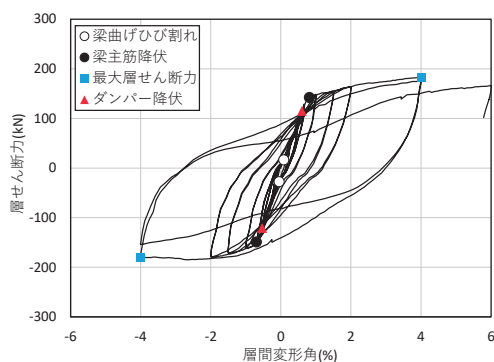
試験体SP-1はウェブ厚 $t_w=6\text{mm}$ 、幅厚比 $d_s/t_w=30.3$ 、試験体SP-2は $t_w=4\text{mm}$ 、幅厚比 $d_s/t_w=45.5$ である。試験体SP-1と試験体SP-2を比較すると幅厚比が小さい試験体SP-1のほうが降伏後の耐力上昇が大きい履歴を得た。試験体SP-3は試験体SP-1とウェブの厚さが同じであるが、ウェブの全幅が約2倍となっている。ウェブの面積が大きいため試験体SP-1に比較して降伏耐力が大きくなる履歴を得た。

(2) 試験体のダンパー降伏耐力の実験値

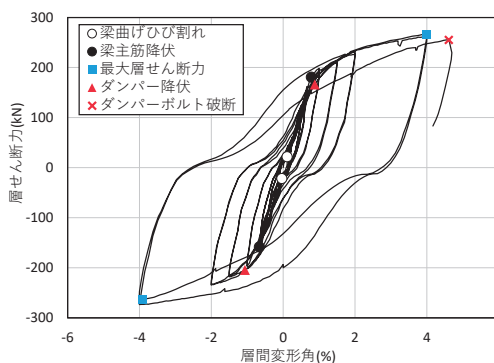
実験結果のダンパーの降伏耐力は、せん断力をウェブ面積で割った平均せん断応力度-せん断ひずみ度関係スケルトン曲線に対し、General-Yield-Point法を適用して求めた。降伏耐力実験値の算定方法(試験体SP-1)を図9に示す。本研究では、弾性剛性を近似する直線とせん断ひずみ度が1.0%以内の2次剛性を近似する直線の交点のせん断



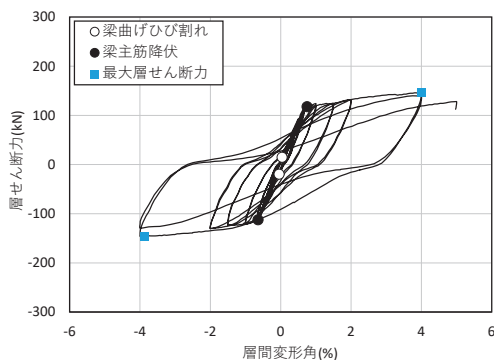
(a) 試験体SP-1



(b) 試験体SP-2



(c) 試験体SP-3



(d) 試験体SP-0

図7 層せん断力-層間変形角

応力度を降伏耐力の実験値とした。表6に各試験体の実験値のせん断応力度および降伏耐力を示す。

表6 実験値と計算値比較(降伏耐力)

試験体名	計算値		実験値			実験値/計算値
	Q_y (kN)	τ_y (N/mm ²)	加力方向	Q_y (kN)	τ_y (N/mm ²)	
SP-1	154.9	141.9	正	190.1	174.1	1.23
			負	143.5	131.4	0.93
SP-2	118.8	163.1	正	162.4	223.1	1.37
			負	87.4	120.1	0.74
SP-3	303.7	134.6	正	393.4	174.4	1.30
			負	331.4	146.9	1.09

表7 実験値と計算値比較(最大耐力)

試験体名	計算値		実験値			実験値/計算値
	Q_u (kN)	τ_{cr} (N/mm ²)	加力方向	Q_u (kN)	τ_u (N/mm ²)	
SP-1	296.2	251.3	正	343.2	339.6	1.16
			負	365.0	334.2	1.23
SP-2	171.3	205.5	正	260.3	357.5	1.52
			負	223.4	306.9	1.30
SP-3	528.8	249.4	正	599.0	265.5	1.13
			負	599.6	265.8	1.13

(3) ダンパーの降伏耐力および最大耐力の検証

表6、表7および図10にダンパーの降伏耐力 Q_y および最大耐力 Q_u を鋼構造制振設計指針³⁾の式で求め、実験結果と実験結果を比較した。ダンパーの降伏耐力の実験値と計算値との比は、0.74~1.37(平均値1.11)の範囲にあり実験値と計算値との適合性は概ね良好だった。ダンパーの最大耐力の実験値と計算値との比は、1.13~1.52(平均値1.25)の範囲にあり実験値と計算値との適合性は概ね良好だった。

ダンパーの降伏耐力計算式

$$Q_y = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \cdot t_w \cdot d + 2 \cdot \frac{M_{fp}}{L}$$

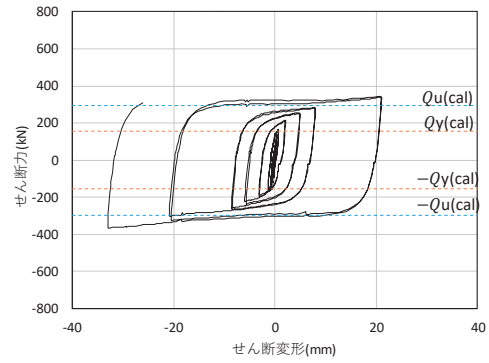
$$M_{fp} = \frac{b \cdot t_f^2}{4} \cdot \sigma_{fy}$$

最大耐力計算式

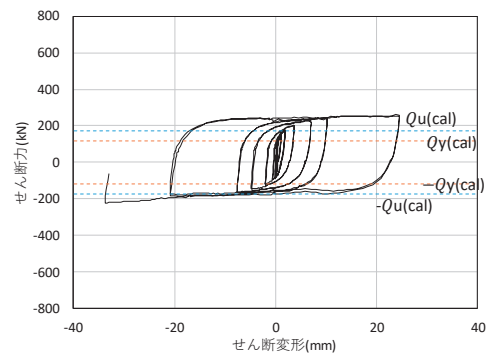
$$Q_u = \tau_{cr} \cdot t_w \cdot d + 2 \cdot \frac{M_{fu}}{L}$$

$$\tau_{cr} = \alpha_2 \cdot \left(\frac{h}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{\tau_u}{\kappa_s \cdot E}} \right)^{-\beta_2} \cdot \tau_u$$

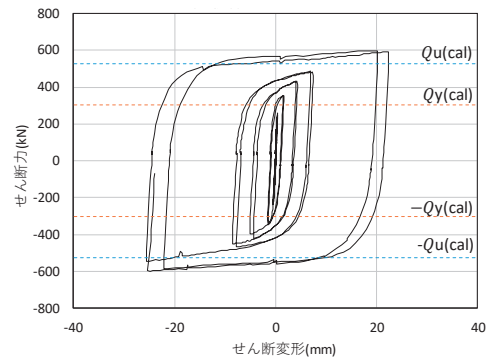
ここで、 σ_y, σ_b :パネル部およびフランジ部の降伏強さ、 b, t_f :フランジ幅および板厚、 L :せん断パネル下端から反曲点までの距離、 M_{fp} :フランジの全塑性モーメント、 E :ヤング係数、 $\tau_u = \sigma_u / \sqrt{3}$ 、 σ_u :引張強さ、 $\alpha_2 = 0.629, \beta_2 = 0.620$ 、 M_{fu} :フランジの全塑性モーメント、 σ_{fu} :フランジの引張強さ、 τ_{cr} :パネルの幅厚比と材料特性により求まる最大せん断応力度



(a) 試験体SP-1



(b) 試験体SP-2



(c) 試験体SP-3

図8 ダンパーのせん断力-せん断変形

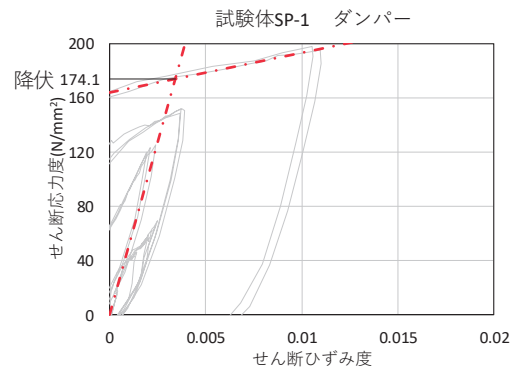


図9 降伏耐力実験値の算定方法(試験体SP-1)

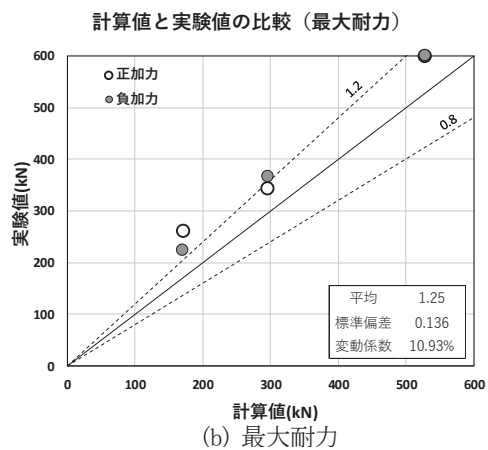
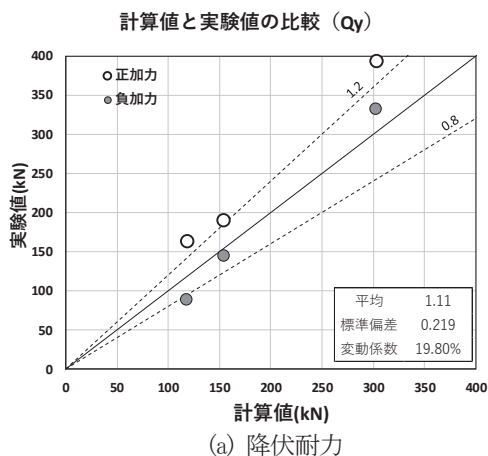


図10 実験値と計算値の比較

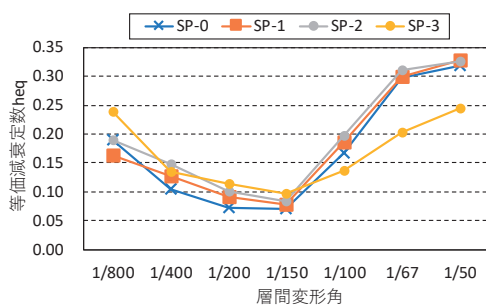


図11 等価減衰定数

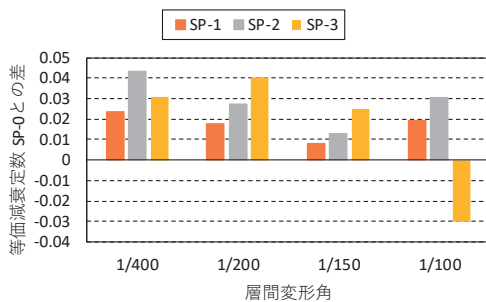


図12 試験体SP-0との差

4.3 等価減衰定数

各载荷サイクルのそれぞれの等価粘性定数を計算した結果を図11に示す。ここでの実験結果は载荷サイクルの一回目の値を用いた。また、図12には等価粘性減衰定数に関してダンパーの無い試験体SP-0の結果とダンパーのある試験体SP-1、SP-2、SP-3の増減を示した。梁の主筋が降伏する層間変形角1/100時以前は、ダンパーの効果により等価減衰定数が大きくなることを確認した。試験体SP-3は試験体SP-1、SP-2に比べ層間変形角1/100では十分に塑性化していないため、等価減衰定数が小さい値となった。

§5. まとめ

本報告ではアンボンドPCaPC柱と壁柱との間に配置したダンパーの構成を超高層建物のコア部分に設けるセンターコア形式の構造を提案し開発を行った結果について下記の知見を得た。

- (1) アンボンドプレキャストプレストレスト柱と制振部材を組合せた構造を考案し試設計を試みた。レベル2地震動で制振部材の効果により、最大層間変形角が1/150以下に抑えることが可能となった。
- (2) 試設計建物の一部を取り出した正負交番载荷加力実験を計画・実施した結果、層せん断力の履歴はダンパーを使用した試験体の面積が大きく、エネルギー吸収能力が高いことを確認した。
- (3) 幅厚比の大きい試験体 (SP-2) でも実験終了まで安定した履歴を示した。
- (4) ダンパーの降伏耐力および最大耐力について実験値と計算値との適合性は概ね良好だった。

参考文献

- 1) 大庭正俊ほか:アンボンドプレキャストプレストレストコンクリート柱の構造性能に関する実験的研究(その1~3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.769-774, 2018.9
- 2) 大庭正俊ほか:アンボンドプレキャストプレストレストコンクリート柱のせん断耐力に関する実験的研究(その1~3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.809-814, 2019.9
- 3) 日本建築学会:鋼構造制振設計指針, 2014

ひとこと



大庭 正俊

アンボンドPC柱・壁柱と制振部材を超高層建物のコア部分に設ける構造を提案した。この構造は大地震時に構造部材を損傷させない安全安心な建物を供給できる。これまでの実験結果をまとめ、実用化に向けて開発を進めていきたい。