

B-25

超弾性柔要素部材を用いた次世代制震構造システムに関する研究
(その 18 損傷制御設計スタディー概要)

New Generation Energy Dissipation Structural System using Super-Elastic Member

Part18. Outline of Damage Control Study Design

○竹内健一², 黒澤諒¹, 波田雅也², 北嶋圭二³, 中西三和³, 安達洋³

Kenichi Takeuchi², Ryo Kurosawa¹, Masaya Hada², Keiji Kitajima³, Mitsukazu Nakanishi³, Hiromi Adachi³

This paper shows the outline of damage control study design using column's top and bottom pin joints.

1. はじめに

本研究は、連層耐震壁脚部をピン接合とし、壁脚部に軸剛性と弾性限変形が制御可能な折返し方式の超弾性部材を設置することで、弾性復元特性を維持できる連層耐震壁を組み込んだ架構の制震構造システム(以下、次世代制震構造システムと称す)¹⁾に関する研究である。本システムを用いれば、連層耐震壁により各層の変形分布を一様に制御した上で、ダンパーの耐力と剛性による減衰制御と、超弾性部材による主架構の剛性制御を各々独立して設定することができ、応答制御の観点から合理的な制震構造の計画が可能となる。

本報では、柱頭柱脚をピン接合とした本システムによる無損傷構造建物(Fig.1)の損傷制御設計スタディー概要について述べる。

2. 設計スタディー

(a) 建物概要 設計スタディー建物は、既報(その 15)で用いた、現行の基準法を満足する 5 階(21.0m)・10 階(41.0m)・15 階(61.0m)建てのセンターコア方式の鉄骨造事務所ビルを基本建物とした。Table1 に建物概要を、Fig.2 に一般階平面図を、Fig.3 に 10 階建の軸組図を示す。Table2 に検証対象建物諸元を示す。構造形式は、純ラーメン構造、次世代非制震 K_w (次世代制震 $K_w + K_d$ の設計過程)、次世代制震 $K_w + K_d$ の 3 形式とした。次世代建

物は、全ての柱の柱頭柱脚をピン接合として、水平力を負担させないようにし、柱梁断面は、長期応力を負担できる程度の断面に設定した。このピン接合の柱梁フレームに、壁脚部に超弾性部材を組んだ連層耐震壁を設置した建物が、次世代非制震 K_w である。この次世代非制震 K_w に境界梁ダンパーを組込んだ建物が、今回設計を行う次世代制震 $K_w + K_d$ である。Fig.4 に次世代制震構造建物形状を示す。なお、次世代制震 $K_w + K_d$ の全ての水平力は、連層耐震壁架構が負担する。連層耐震壁はカップリングウォール形式とし、連層耐震壁が周辺架構により弾性回転挙動を拘束されないように、構面外に設けた。10 階および 15 階建ては、一部のスパンを 6.0m から 8.0m に変更した。Table3 に代表的な断面、使用鋼材量、地震用重量を示す。10 階建において次世代建物の柱梁フレームの使用

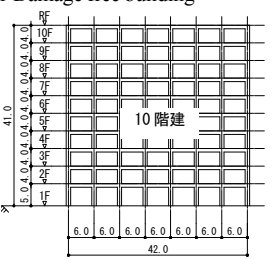
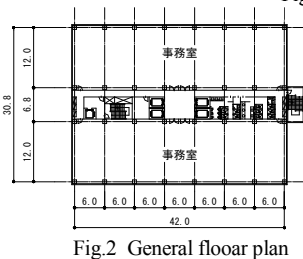
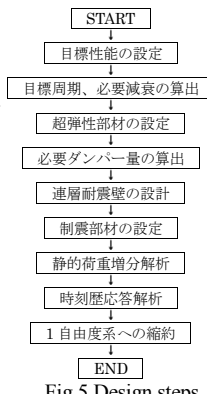
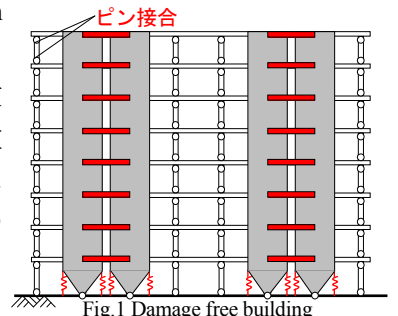


Table3 Typical cross sections, steel volume, weight for earthquake

階数	純ラーメン構造	次世代建物(壁なし)
5階建	□-500x500x22	□-300x300x16
10階建	□-550x550x36	□-450x450x19
15階建	□-750x750x32	□-500x500x22
5階建	H-600x300x12x22	H-346x174x6x9
10階建	H-750x300x16x32	H-346x174x6x9
15階建	H-800x300x14x28	H-346x174x6x9
柱梁フレーム使用鋼材量(kN/m ²)		
5階建	0.83	0.51
10階建	1.06	0.56
15階建	1.14	0.60
地震用重量(kN)		
5階建	50,870	48,563
10階建	104,298	97,199
15階建	157,954	146,358

Table1 Building data

構造形式	S造
用途	事務所
各階床面積	1,300m ²
桁方向スパン	42.0m (6.0m x 7)
張間方向スパン	30.8m (12.0, 6.8, 12.0m)
階高	1階 5.0m 一般階 4.0m

Table2 Building parameter

名称	純ラーメン構造	次世代非制震 K_w	次世代制震 $K_w + K_d$
構造形式	純ラーメン構造	フレーム(柱頭・柱脚ピン)	次世代非制震 K_w + 連層耐震壁(超弾性部材込み) + 境界梁ダンパー

*次世代非制震 K_w は次世代制震 $K_w + K_d$ の設計過程

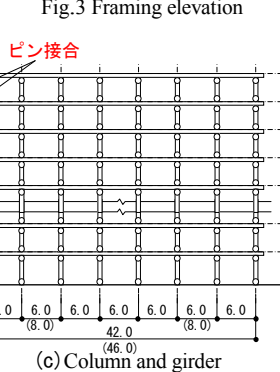
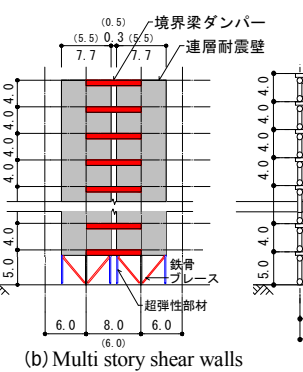
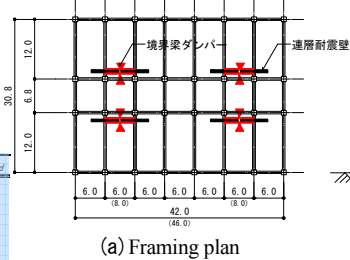


Fig.4 Building data of new generation energy dissipation structural system

鋼材量は、純ラーメン構造と比較して、1.06kN/m²から0.56kN/m²に削減された。

(b)設計方針 建物の目標性能は、告示で規定される極稀地震動の入力に対し、主架構が弾性性能を維持することとし、いずれの建物も、目標の最大応答層間変形角を1/100radとした。Fig.5に設計フローを示す。本設計は、Sa-Sdスペクトル上で、目標周期、必要減衰を算出し、超弾性部材の設定、等価1自由度系の必要ダンパー量の算出を行う。その後、多層建物での壁厚、制震部材を設定し、静的荷重増分解析、時刻歴応答解析を行う。そして、最終的に静的解析結果、応答解析結果を等価1自由度系に縮約^{1),2)}し、縮約1自由度系での応答評価を行う。

(c)次世代制震構造建物の設計

i)目標周期及び必要減衰 10階建を例に、Fig.6に設計目標となる、目標周期と必要減衰の関係をSa-Sdスペクトル上に示す。図中の数字の周期は、①目標変形時に5%スペクトルと交わる周期(強度指向型)、②目標変形時に20%スペクトルと交わる周期(これまでの次世代制震構造建物の設計目標)、③目標変形時にSa=200Galとなる周期(一次設計時の必要耐力)である。本システムは、超弾性部材による剛性制御によって周期を任意に設定することができるため、本設計においては、③目標変形時にSa=200Galとなる周期を、次世代非制震K_wの目標周期に設定した。なお、次世代制震K_w+K_dの耐力は、次世代非制震K_wの耐力にダンパー耐力分が加わった耐力となる。Table4に目標周期、必要減衰定数を示す。必要減衰は、Sa-Sdスペクトルから5%応答スペクトルと目標周期の交点より代表変位Sdを求め、式(1)より最大応答変位δ_{max}が目標変位となるように応答低減係数Fhを求め、入力地震動特性を反映させて定義した式(2)¹⁾より必要な等価粘性減衰定数h_{eq}を求めた。

$$\delta_{max} = Sd \times Fh \dots (1) \quad Fh = \frac{1 + 5h_0}{1 + 5h} \dots (2)$$

δ_{max}: 最大応答変位, Fh: 応答低減係数, Sd: 1次の代表変位(h=5%), h: 減衰定数(h₀+h_{eq}), h₀: 構造減衰(0.05), h_{eq}: 等価粘性減衰定数

ii)超弾性部材 目標周期から連層耐震壁架構剛性を式(3)により求め、壁脚部に設置する超弾性部材1本当たりの軸剛性は、超弾性部材取付け位置を壁幅位置として式(4)により求めた。Table5に超弾性部材(2回折返し方式3重構造の中鋼管断面)を示す。

$$k_w' = \frac{1}{n} \left(\frac{1}{T^2} \cdot 4\pi^2 \cdot M_{eq} \right) \dots (3) \quad k_c' = \left(\frac{H_{eq}}{S} \right) k_w' \dots (4)$$

k_w' : 壁1セット当たりの連層耐震壁架構剛性, M_{eq} : 等価質量
n : カップリングウォールのセット数, T : 目標周期, H_{eq} : 等価高さ
S : 壁幅(超弾性部材取付け位置)
k_c' : 超弾性部材1本当たりの軸剛性

Table4 Desired natural period, damping ratio

	5階建	10階建	15階建
次世代非制震K _w 目標周期[sec]	1.73	2.35	2.87
必要減衰定数h(h ₀ +h _{eq})[%]	54	34	25

iii)必要ダンパー量 等価1自由度系における必要ダンパー量を式(5)により求めた。なお、ダンパー塑性率はμ_d=10と仮定した。

$$Q_d = \frac{h_{eq}}{0.8 \times \frac{2}{\pi} \times \left(1 - \frac{1}{\mu_d} \right)} \times Q_w \dots (5)$$

Q_d: ダンパーせん断力,
Q_w: 連層耐震壁せん断力,
μ_d: ダンパー塑性率

iv)連層耐震壁 連層耐震壁は、解析を行う前に作用せん断力を推定し、壁厚を設定する。連層耐震壁の作用せん断力は、1次モード(₁Q_w)と高次モード(₂Q_w)のせん断力を各々個別に算定¹⁾し、両者を足し合わせて算定する。1次モードにおいては、1質点上にて求めたベースシアを用いて、各層の層せん断力をA_i分布に基づく外力分布によって算出した。高次モードにおいては、高次モードの次数は2次モードのみを考慮することとし、2次モードの絶対加速度は地動加速度に比例すると仮定して、式(6)に示した各層の2次モードの慣性力を、上階から累積(式(7))して₂Q_{wi}を算定する。Table6に連層耐震壁の壁厚を示す。壁厚は、せん断応力度τが短期許容せん断応力度以下となるよう設定した。

$${}_2P_{wi} = m_i \times \alpha_2 \beta_2 u_i \times \ddot{y}_0 \dots (6) \quad {}_2Q_{wi} = \sum_{j=2}^N P_{wj} \dots (7)$$

m_i: i層の質量
β₂: 2次モードの刺激係数, u_i: i層の2次固有ベクトル, y₀: 入力加速度

v)制震部材 境界梁ダンパーは、各層に同部材を均等に設置する。境界梁ダンパー1本あたりの必要せん断耐力は、式(8)より求めた。Table7に境界梁ダンパー諸元を示す。境界梁ダンパーは低降伏点鋼LY225を用い、必要ダンパー量および仮定した塑性率が確保されるように、曲げ変形成分を考慮して、可撓長さおよびダンパー断面を設定した。

$$q_d = \frac{H_{eq}}{\alpha S} \times Q_d \times \frac{1}{n_d} \dots (8)$$

q_d: 境界梁ダンパー1本あたりのせん断耐力,
αS: 壁芯間隔, n_d: ダンパー総本数

3. まとめ

以上、損傷制御設計スタディー概要について述べた。

【参考文献】その19にまとめて示す。

Table6 Wall thickness

階	連層壁 壁厚 [mm]		
	5階建 Fc30	10階建 Fc36	15階建 Fc45
15	—	—	120
14	—	—	140
13	—	—	160
12	—	—	180
11	—	—	200
10	—	130	230
9	—	150	260
8	—	160	290
7	—	200	310
6	—	240	330
5	180	270	340
4	260	330	380
3	280	390	420
2	320	430	450
1	—	—	—

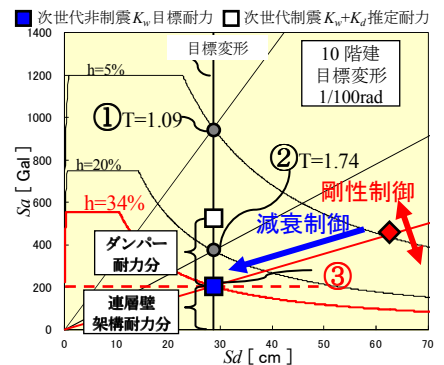


Fig.6 Desired designs

Table7 Damper parameter

断面	材質 LY225				せん断耐力 [kN/本]	曲げ耐力 [kNm/本]	可撓長さ [cm]	ダンパー 総本数		
	H	B	tw	tf						
5階建	700	300	9	19	60	153965	702	990	237	40
10階建	700	200	6	28	39	139871	456	899	322	80
15階建	700	200	6	28	39	139871	456	899	322	120

Table5 Super-elastic member

断面積 [cm ²]	超弾性部材 中鋼管		
	材質	断面積	
5階建	BCR295	□-250x250x12	75
10階建	BCP325	□-400x400x9	137
15階建	BCP325	□-450x450x19	309