高強度小断面部材を用いた RC 造柔高層骨組の制震設計

DAMAGE CONTROL DESIGN OF FLEXIBLE RC TALL BUILDINGS USING HIGH-STRENGTH MATERIALS

近藤一平 — * 1 鈴木敏夫 — * 1
杉野英治 — * 1

Ippei KONDO — * 1 Toshio SUZUKI — * 1
Hideharu SUGINO — * 1

キーワード:

低降伏点鋼ダンパー, 損傷制御設計, 高強度小断面 RC 造柔高層骨組, 加力実験

Keywords:

Damper using the low yield strength steel, Damage control design, Flexible RC tall building using high-strength materials, Loading test

This paper reports damage control design of flexible RC tall buildings using high-strength materials. This study first outlines the points of damage control design. Then, it further outlines experimental study to confirm the effectiveness on damage control design of flexible RC frame using damper and high-strength materials and to study the joints between damper and RC frame. Lastly it outlines comparison of the damage control design and ordinary design of a high-rise RC building. It was confirmed that the joints between damper and RC frames have enough capacity to create the damping effects and the damage control design is effective for economical aseismic design.

1. はじめに

近年、構造材料の高強度化が進み、高強度材料を用いて設計を行うことにより構造部材がスレンダーになり、建物の軽量化が進む反面、構造部材の弾性変形範囲が広がることで地震時のエネルギー吸収量が乏しくなり、変形が過大になりやすい。この短所を補い、耐震安全性能を高める方法として制震ダンパーの適用が考えられる。構造部材の弾性変形範囲が広いことから、制震ダンパーで地震時の変形を抑制し、主架構に損傷（降伏）を生じさせないような損傷制御¹⁾が容易になる。

制震ダンパーと高強度材料を有効に用いた損傷制御設計は、S 造建物では行われるようになってきたが、RC 造建物では少ない。一方、阪神大震災では、現行基準で設計されたいくつかの RC 造建物が、倒壊は免れたものの梁降伏等の損傷が生じ、建て替えを余儀なくされた。そこで、我々は低降伏点鋼ダンパー（以下ダンパー）を採用し、在来設計より経済的で、かつ、損傷制御設計により地震時の損傷を抑制して建物の資産価値が維持できるような高強度小断面部材から成る RC 造柔高層骨組構造の開発を行った。本報告では、開発のポイントと関連して行った実験的検証の概要、さらに試設計による在来設計との比較検討の概要を示す。

2. 開発のポイント

2.1 RC 造建物の損傷制御設計

在来設計では主架構の降伏を許容しているのに対し、損傷制御設計では、主架構を高強度コンクリートおよび高強度鉄筋により小断面化して柔骨組みにすることで、ダンパーのエネルギー吸収効果を高め、弾性変形範囲を大きくして主架構を降伏させない設計を行う。ここで、RC 造建物の損傷制御設計の有効性を 1 質点系地震応答解析により示す。

図 1 に在来設計建物として、履歴特性は D-tri-linear 型で、建設省告示 1461 号に規定する極めて稀に発生する地震動の加速度応答スペクトル²⁾に基づき作成した模擬地震波に対し、応答履歴率³⁾が 1.0~2.0 になるように第 2 折れ点耐力を決めた 1 質点系モデルを設定する。図 2 に損傷制御設計建物を想定し、ダンパーばねと主架構ばねを並列させた 1 質点系モデルを示す。主架構の履歴特性は D-tri-linear 型で、第 2 折れ点変位を在来設計の応答変位と同程度にし、第 2 折れ点耐力を在来設計の 60% になるように初期剛性を決定した。この結果、初期剛性は在来設計の 45% となり、弾性変形範囲は在来設計よりも大きくなる。ダンパーは履歴特性を Bi-linear 型、降伏変位を在来設計の降伏変位の 1/4 に固定した。損傷制御設計と在来設計にダンパーを付加的に設置する場合で、ダンパーの降伏耐力の総重量に対する比 C_{db} を変化させて応答解析を行った。

図 3 に C_{db} と応答変位最大値、応答履歴率最大値、および総降伏耐力の総重量の比 C_b の関係を比較して示す。応答変位は在来設計（ダンパー無し）の応答変位 δ_0 で規準化した。損傷制御設計の主架構だけでは応答変位および応答履歴率は、ともに在来設計（ダンパー無し）よりも大きい。しかし、ダンパーを設置することで、 $C_{db}=0.01$ 付近で応答履歴率は 1.0 以下となり、応答変位も在来設計（ダンパー無し）よりも若干小さくなる。その際の C_b は在来設計よりも小さく、小さな耐力でより大きな損傷抑制効果を持たせることができる。在来設計で履歴率を 1.0 以下にするためには $C_{db}=0.03$ 程度のダンパー量が必要となり、主架構の剛性・耐力が小さい損傷制御設計の方がより少ないダンパー量で応答履歴率を 1.0 以下にできる。

2.2 ダンパーおよび接合方法

ダンパーは図 4 に示すように普通鋼の H 形鋼ウェブ中央部を切り取り、低降伏点鋼パネル（以下ダンパーパネル）を溶接したもので、ダンパーパネルのせん断降伏によりエネルギー吸収を行う³⁾。

*1 佐藤工業㈱中央技術研究所
(〒243-0211 神奈川県厚木市三田47-3)

*2 Technical Research Institute, Satokogyo Co., Ltd.

図1 在来設計モデル

図2 損傷制御設計モデル

C_{db}と応答変位の関係

C_{db}と応答塑性率の関係

C_{db}と構造系全体のベースシアの関係

--- 在来設計にダンパーを付加した場合 ——— 損傷制御設計

図3 ダンパーのベースシアと応答の関係

図4 ダンパー

図5 ダンパー接合部

図6 ダンパー接合部の支圧抵抗

フランジ幅の小さなH形鋼を用いることにより、ダンパーを間仕切り壁内に納めることが可能になる。また、横方向に連結することでダンパーの耐力と剛性を調整することができる。

接合方法は、図5に示すようなダンパーを梁に貫通させる方法を考案した。ダンパーと梁の応力伝達は、貫通させるだけではコンクリートの支圧力に支配される。このため、接合部の梁上面および下面にエンドプレートを設ける。さらに、この作用により接合部パネルの抵抗モーメントを大きくするためにエンドプレートから両側に拡張エンドプレートを張り出させ、上下面の拡張エンドプレート間をウェブで補強する。

接合部の設計は、ダンパーの負担する最大せん断力に対して、せん断破壊もしくは支圧破壊しないように、接合部に生じるせん断力、支圧力がそれぞれ短期許容応力度に基づく支圧耐力、せん断耐力以内になるように設計する。支圧耐力は、接合部パネルフランジ面およびエンドプレート面に図6に示すような支圧応力ブロック（三角形分布）を仮定し、有効幅をフランジ幅、エンドプレート幅として、その合力の接合部中心に対する支圧抵抗モーメントとして評価する。この際、コンクリートの支圧強度は $2/3 F_c$ とする。短期せん断耐力の評価にはSRC式⁴⁾を用いる。

表 1 試験体の諸元

		コンクリート設計 基準強度 (N/mm ²)	幅×せい (mm)	主筋 (梁は上下筋 同じ)	Pt (%)	せん断耐力筋 Pw (%)	被り (mm)
RF 試験体	梁	35.3	240×320	1段2-D22 2段2-D22 (SD295)	2.6	2-S13@60 (KSS785)	20
	柱		270×270	3-D22 (SD490)	1.9	2-S13@60 (KSS785)	20
RFD 試験体	梁		240×250	2-D22 (SD490)	1.6	2-S13@60 (KSS785)	20
	柱		270×270	3-D22 (SD490)	1.9	2-S13@60 (KSS785)	20

RF 試験体

図 7 試験体

RFD 試験体

図 8 ダンパー詳細

図 9 加力装置

表 2 加力スケジュール

全体変形角	1/800	1/400	1/200	1/150	1/100	1/50	1/33
Rt(rad)	(3.75)*	(7.5)	(15.0)	(20.0)	(30.0)	(60.0)	(90.0)
繰り返し数	1	1	2	2	2	2	1

*()内は変形(mm)

3. ダンパー付 RC 架構の加力実験

3.1 実験目的および試験体

ダンパーと RC 梁の接合方法の構造安全性の確認とダンパーと高強度小断面の RC 造柔骨組みによる損傷制御設計の有効性を確認するための実験的検討を行った⁴⁾。

表 1 に試験体の諸元を示し、図 7 に試験体、図 8 にダンパー詳細を示す。試験体は、高層 RC 造住宅の中間層部分を想定した縮小 1/3 の 1 スパン 3 層のダンパー付 RC 架構(RFD 試験体)と非制震純ラーメン構造の RC 架構(RF 試験体)である。

RFD 試験体では、ダンパーを 2 層と 3 層に設け、梁せいを落として層剛性を小さくし、梁主筋に高強度鉄筋 (SD490) を用いて主架構の降伏変位が大きくなるような設計を行った。RF 試験体では、柱断面は同じであるが、RFD 試験体に比べて梁せいを大きくし、梁主筋には SD295 を用いた。梁主筋量は保有水平耐力が RFD 試験体とほぼ同程度となるように設計した。両試験体ともにメカニズムが梁崩壊形になるように設計したが、RFD 試験体では、ダンパーの降伏が梁の曲げ降伏に先行するようにし、ダンパーの最大せん断耐力

に対してダンパー両側の梁端部を曲げ降伏させない設計とした。

ダンパーには BH-400×60×6×9 (SM490) を用い、ウェブ中央部を切り取り、厚さ 2mm の低降伏点鋼 (LY100 : NKK 製) パネルを溶接した。ダンパーと梁の接合部には BH-250×85×6×9 (SM490) を用い、ダンパーと溶接接合して一体化した。

3.2 加力装置と加力パターン

図 9 に試験体の加力装置を示す。試験体最上部の左右の梁柱接合部にアクチュエータ (押し引き 100tf) を取り付け、変位制御で正負交番繰り返し载荷を行った。柱軸力は柱材軸にあらかじめ設けた貫通穴に PC 鋼棒を通し、柱 1 本につき 490.0kN (6.70N/mm²) を導入した。このような方法では柱の軸変形により軸力が変動するので、PC 鋼棒の上端に皿ばねを 3 枚重ね二組として設置し、軸力を安定させた。

表 2 に加力スケジュールを示す。両試験体ともに試験体最上部の梁端位置で変位制御 (水平方向) し、全体変形角 R_t が $R_t=1/33\text{rad}$ (以下単位を省略) まで漸増载荷した。各層の層間変形角 R_1 , R_2 および R_3 は、左右の柱の上下接合部間の層間変位を平均して求めた。

3.3 実験結果

表 3 に材料試験結果を示す。図 10 に各試験体の 2 層の層せん断力-層間変形角関係を示す。両者を比較すると履歴ループ形状の違いが見られ、RF 試験体では、履歴ループ形状がやせているに対し、RFD 試験体では、紡錘形でループ面積が大きい。

ダンパーに作用するせん断力は、RC 柱の主筋が、1 層柱脚が曲げ降伏するまで弾性挙動を示していることから、柱頭柱脚主筋の計測ひずみから平面保持およびコンクリートのひずみ分布(三角形分布)を仮定して計算した RC 柱の曲げ応力に基づき求めた。図 11 に全体変形角 R_t が 1/100 の加力サイクルまでの 2 層のダンパーパネルのせん断応力度 τ -せん断変形角 γ 関係を実験で示す。 γ はパネル上下の変位を計測し、その相対変位をパネル高さで除して求めた。 τ - γ 関係は、破線で示す実大ダンパー単体の加力実験結果 Φ とほぼ対応しており、ダンパーパネル自体の履歴特性はダンパー単体と RC 架構内に設置した場合で大きな変化がないことを確認できた。

図 12 に各加力サイクル最大変形時の 2 層の層間変形と層間変形に対するダンパーパネルせん断変形の比率の関係を示す。比率は 30% 程度の値から設計範囲となる全体変形角 $R_t=1/100$ 以内の範囲で急激に増加し、それ以上の全体変形角の範囲では 75~100% と比率の増加度合いは小さくなる。急激な増加はダンパーパネルの降伏によるものと考えられる。梁にはダンパーパネルの降伏よりも早く曲げひび割れが生じ、全体変形角 R_t が 1/100 時には図 13 に示すように多くの曲げひび割れが生じているが、1/100 までの比率の急激な増加傾向を見る限り、曲げひび割れがダンパーパネルのせん断変形量におよぼす影響は小さいと考えられる。

3.4 ダンパー接合部

図 13 に全体変形角 R_t が 1/100 の加力サイクル終了時の RFD 試験体のダンパー接合部を含む 2 層梁のひび割れ状況と、写真 1 に 2 層のダンパー接合部の最終状況を示す。全体変形角 R_t が 1/100 までの加力サイクルを通して、ダンパー両側の梁端には曲げひび割れが生じたもののダンパーの RC 梁への固定度に影響をおよぼすと考えられる接合部側面のせん断ひび割れやエンドプレートおよび拡張エンドプレートまわりの支圧によるひび割れは生じておらず、最終加力サイクル終了時も健全な状態であった。

3.5 損傷制御設計の有効性

図 14 に設計で考える変形範囲(R_t が 1/100 以内)での各試験体の 2 層の層間変形角と層せん断力関係を梁の曲げひび割れおよび降伏の点とともに示す。RFD 試験体では RF 試験体よりも履歴面積が大きく、エネルギー吸収効果が全変形領域で見るとも顕著である。RFD 試験体では梁の剛性が小さく、かつ、高強度鉄筋を用いていることから梁の曲げ降伏時層間変形は RF 試験体よりも大きく、RF 試験体では層間変形角 1/100 で既に降伏しているのに対し、RFD 試験体では降伏していない。

図 15 に 2 層の層間変形角と等価減衰定数 h_{eq} の関係を示す。RFD 試験体では層間変形角の増大に伴い h_{eq} も大きくなり、層間変形角 1/100 で RF 試験体の 3 倍の約 18% の値を示している。動的な応答を想定すると、RF 試験体では、層間変形角応答が 1/100 以内でも梁が降伏する可能性があるのに対し、RFD 試験体はダンパーの応答抑制効果により層間変形角が 1/100 以内に抑制されると考えられ、梁は降伏しない。RFD 試験体のように主架構の剛性を小さくし、梁曲

a) コンクリート 表 3 材料試験結果

圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	ポアソン比
42.3	2.96	29.2	0.167

b) 鋼材

材質	径厚	弾性係数 (kN/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	降伏歪 ($\times 10^{-6}$)	引張強度 (N/mm ²)	伸び率 (%)
鉄筋	SD295 D13	161	377	2350	550	16.6
	SD295 D22	179	374	2090	556	18.4
	SD490 D22	184	549	2981	738	17.4
	KSS785 S13	185	1003*	3139*	1197	8.6
鋼材	SM490 9	192	415	2170	563	9.6
	LY100 2	146	111*	2773*	263	14.2

* 0.2% オフセット値

図 10 各試験体の層せん断力-層間変形角関係(2 層)

図 11 ダンパーパネルのせん断応力度 τ -せん断変形角 γ 関係(2 層) 図 12 層間変形-ダンパーパネルのせん断変形の比率(2 層)

写真 1 ダンパー接合部の最終状況

図 13 2 層梁のひび割れ状況($R_t=1/100$ 時)

図 14 各試験体の層せん断力-層間変形角関係(2 層)

げ降伏時の降伏変形が大きくなるように設計することで、ダンパーの応答抑制効果により主架構を降伏させないことが可能になる。

4. 試設計による在来設計との比較

4.1 建物概要および設計方針

試設計で想定した建物は、地上 20 階、高さ 70m(1~4 階：階高 4.6~5.4m、基準階：階高 3.1m)の RC 造共同住宅である。図 16 に基準階梁伏せ図を示す。試設計はダンパーを適用した損傷制御設計と在来設計の両方で行った。損傷制御設計では図 4 に示したダンパーを 2 連結したもの(降伏耐力：490kN)を 5~20 階に各方向 6 ユニットづつ配置した。X 方向では、ダンパーが偏心配置されているが、ダンパー降伏前の偏心率は 0.1 以下で、ねじれに対する問題はないと判断した。両設計の耐震クライテリアは、表 4 に示すように設定した。レベル 2 地震入力に対して損傷制御設計では主架構の層塑性率を 1.0 以下(在来設計では 2.0 以下)とし、損傷を極力抑制することを目標とした。

静的設計はダンパーを含む立体骨組みによる弾塑性解析結果に基づき行った。1 次設計は、レベル 1 地震入力に対するダンパーの応答層せん断力の低減効果を考慮して定めた設計用層せん断力時の応力に対して許容応力度設計を行った。2 次設計は、各方向で設定した終局限界変形時において、架構の全体降伏機構を保証するための部材の強度と靱性について終局強度設計を行った。

設計用層せん断力のベースシア係数は在来設計で 0.12、損傷制御設計で 0.1 であり、中間層の層せん断力係数は在来設計に対して最大 40%減程度になっている。ダンパーの負担せん断力比は 0.18~0.35 の範囲で、主架構の初期剛性に対する剛性は 0.25~0.54 の範囲である。S 造では、応答抑制効果を十分発揮できる適正な剛性比は 1.0 以上³⁾とされており、それと比較すると小さいが、ひび割れにより主架構の剛性が低下することを考えると、ひび割れ後はほぼ適正な剛性比になると考えられる。

表 5 および表 6 に両設計の梁柱の断面の大きさの範囲と使用した主筋およびコンクリートの強度の範囲を比較して示す。損傷制御設計では、降伏時変形を大きくするために、主筋にはすべて SD490 の高強度鉄筋を用いた。梁せいで在来設計より 200mm 小さく、柱断面で 150mm 小さくなっている。表 7 に代表的な梁柱の断面を示す。鉄筋量が在来設計に対して大幅に少なくなっている。

4.2 地震応答解析

地震応答解析は、静的弾塑性解析結果に基づく曲げせん断型質点系モデルより行う。損傷制御設計の場合では、ダンパーは層間変形せん断成分のみに効くとし、全体系を曲げ・せん断棒にモデル化し、せん断に関して主架構とダンパーのスケルトンを分離し、一方に D-tri-Linear 型、一方に歪硬化による降伏耐力の上昇を考慮できる修正 Bi-Linear 型³⁾の履歴特性を与えた。図 17 に静的弾塑性解析より評価した主架構とダンパーのせん断に関するスケルトンモデルを在来設計と比較して示す。

地震波は、EL CENTRO-NS、TAFT EW、および HACHINOHE NS をそれぞれ最大速度 25kine (レベル 1)、50kine (レベル 2) に基準化したものと、建設地近辺の断層データより評価した模擬地震波(最大速度 52.4kine：レベル 2)である。表 8 に固有周期を在来設計と比較して示す。損傷制御設計では、主架構の梁柱断面が小さ

いので、ダンパーを考慮しても固有周期は在来設計よりも長い。

図 18、19 および 20 にレベル 2 地震入力に対する Y 方向の応答層間変形角、応答層塑性率および応答加速度を比較して示す。在来設計とともに設計クライテリアを満足しており、在来設計ではレベル 2 の変形クライテリアを満足させるために塑性率を 1.0 以内に収める結果となった。塑性率と加速度に関しては損傷制御設計の応答が小さく、ダンパーの最大累積塑性変形倍率の限界塑性変形倍率に対

図 15 各試験体の等価減衰定数の推移

図 16 試設計対象建物の基準階梁伏図

表 4 耐震クライテリア

入力レベル	層せん断力	層間変形角	層の塑性率	ダンパーの累積塑性変形倍率 η_d
レベル 1	弾性限耐力以下	1/200 以下程度 (使用限界変形角)	1.0 以下	—
レベル 2	架構設計変形時せん断耐力以下	1/100 以下程度 (応答限界変形角)	1.0 以下 (在来設計 2.0 以下)	限界塑性変形倍率 η_{limit} (=2800) 以下

表 5 使用構造材料の比較

	在来設計	損傷制御設計
コンクリート強度	Fc30~Fc48	Fc36~Fc60
主筋強度	SD345~SD490	SD490
せん断補強筋	SD295A	SD295A

表 6 梁柱断面の比較

	在来設計(mm×mm)	損傷制御設計(mm×mm)
梁断面(梁幅×梁せい)	600×800~1400	600×700~1300
柱断面(柱幅×柱せい)	850~1050×850~1050	750~900×750~900

表 7 代表的梁柱断面の比較

	代表的梁		代表的柱	
	在来	損傷制御	在来	損傷制御
断面	600×950	600×750	950×950	800×800
主筋	上 7-D38	上 6-D35	20-D35	16-D32
	下 7-D38	下 4-D35		
補強鉄筋	St. 4-D13@125	St. 4-D13@125	Hp. 4-D16@90	Hp. 5-D13@100

表 8 1 次固有振動数の比較

	在来設計(sec)	損傷制御設計(sec)
X 方向	1.11	1.36
Y 方向	1.26	1.52

図 17 主架構とダンパーの復元力特性モデル

する安全余裕度は 5.2 となり、十分に安全である。図 21 に模擬地震波レベル 2 入力に対するひずみエネルギー応答分布を比較して示すが、損傷制御設計では主架構のひずみエネルギーが在来設計の 1/2 以下程度になっている。以上より両設計ともに耐震クライテリアを満足する設計であるが、加速度応答、層塑性率応答および主架構のひずみエネルギー応答の比較では、損傷制御設計の方が応答が小さく、耐震安全性能の面で優位であると考えられる。

4.3 躯体数量の比較

表 9 に試設計による在来設計と損傷制御設計の主架構上部のみの躯体数量を比較して示す。損傷制御設計ではコンクリート量は 11%、鉄筋量では 33% 在来設計よりも少ない。損傷制御設計ではダンパーの分がコストアップになるが、主架構の躯体のコストダウンにより相殺され、在来設計に対してコスト的に同等もしくは経済的な設計が可能になる見通しが立てられる。

5. まとめ

本報告では、履歴ダンパーを用いた損傷制御設計を RC 造建物に導入し、在来設計より経済的で、かつ、耐震安全性能の高い高強度小断面部材から成る制震化高層骨組構造の開発に関し、本開発のポイント、それに関連して行った実験的検証の概要、さらに試設計による在来設計との比較検討概要について述べた。

ダンパー付 RC 架構の加力実験を行い、ダンパーの接合方法の構造安全性および RC 造における損傷制御設計の有効性を確認できた。さらに、20 階建て高層 RC 造建物を想定し、在来設計およびダンパーを用いた損傷制御設計を行った。在来設計に対して躯体数量を少なくでき、RC 造建物でも経済的に耐震安全性能を向上できる見通しを立てることができた。

謝辞

本開発の実施に際し、御指導を頂いた東京工業大学和田教授に深謝します。

参考文献

- 1) 和田, 岩田他: 建築物の損傷制御設計, 丸善, 平成 10 年 9 月 19 日
- 2) 国土交通省住宅局建築指導課: 2001 年版建築物の構造関係技術基準解説書, 平成 13 年 3 月
- 3) 近藤, 鈴木他: 制震を適用した SHRC 住宅構造システムの開発 その 2 間柱型低降伏点鋼ダンパー付 RC 架構の加力実験, 佐藤工業(株)技術研究所報, pp.39-52, 2000
- 4) 近藤, 鈴木他: 制震を適用した SHRC 住宅構造システムの開発 その 1 制震デバイスの性能確認, 佐藤工業(株)技術研究所報, pp.27-34, 1999
- 5) 日本鋼構造協会: 鋼構造新設計法小委員会耐震要素の効果と耐震設計法の研究 WG 報告書, 1998.4

図 18 層間変形角応答の比較(レベル 2,Y 方向)

図 19 層塑性率応答の比較(レベル 2,Y 方向)

図 20 加速度応答の比較(レベル 2,Y 方向)

図 21 ひずみエネルギー応答の比較(模擬波, レベル 2,Y 方向)

表 9 躯体数量の比較

	在来設計(a)	制震設計(b)	減少率(1-b/a)
コンクリート(m³)	7915	7109	0.1
鉄筋(t)	1286	860	0.33

[2001年 4 月 19 日原稿受理 2001年 7 月 27 日採用決定]