

極低降伏点鋼制震パネルを用いた被害レベル制御構造の鉄骨造高層建物への適用

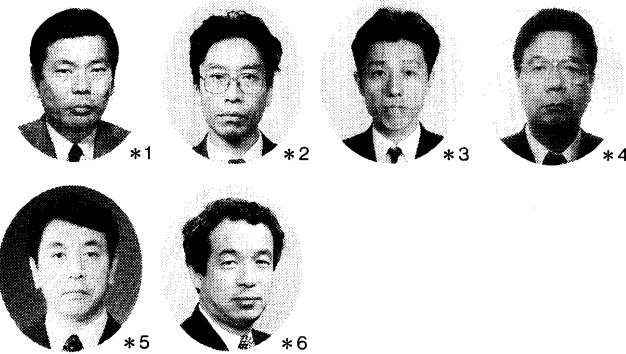
STUDY ON PRACTICAL APPLICATION OF DAMAGE TOLERANT STRUCTURES WITH SEISMIC CONTROL PANEL USING LOW-YIELD-POINT STEEL TO A HIGH-RISE STEEL BUILDING

田中 清 ——*1 佐々木康人 ——*3 岩田 衛 ——*5
鳥居次夫 ——*2 川合廣樹 ——*4 和田 章 ——*6

Kiyoshi TANAKA
Tsugio TORII

Yasuhiro SASAKI
Hiroki KAWAI

Mamoru IWATA
Akira WADA



A damage tolerant structure (DTS), which is primarily aimed to control structural damages during large earthquakes, has been developed as a new seismic-damage-controlled structure.

A practical design application of DTS to a high-rise steel building in Oita city, Japan is investigated. DTS has a main frame whose allowable elastic-deformation is aimed to be larger, and also has seismic control panels using low-yield-point steel as dampers. As results of response analyses on DTS against large (level II) earthquakes, dampers can well work to keep main frame within elastic response and also can exhibit enough energy absorbing capacity to sustain required performance even after earthquake.

キーワード：
鋼構造, 高層建物, 耐震設計, 被害制御, 極低降伏点鋼, 履歴型ダンパー

Keywords:
Steel structure, High-rise building, Seismic design, Damage control, Low-yield-point steel, Hysteretic damper

1. はじめに

大地震時にも柱・梁などの主体構造を塑性化が伴う損傷から守り、地震後に最小限の費用で構造物を再使用可能な状態にすることを意図した「被害レベル制御構造(Damage Tolerant Structure) (以下、DTSと呼ぶ)」が、新たな耐震構造として、和田・岩田・川合・黄¹⁾により提案されてきている。この構造の特徴は、鉛直荷重を支持する柱や梁などの主体構造の弾性限水平変形量を可能な限り増大させ、かつ鉛直荷重を支持しない耐震部材¹⁾ (ダンパーであり、以下では主体構造と区別するため、制震部材と呼ぶ) に地震エネルギーを集中的に吸収させる点にある。この構造が実現できれば、地震終了後にダンパーのみを点検すれば良く、仮に交換する場合でも他部材に比して容易である。

同様な提案の例としては次のものがある。秋山²⁾は「柔剛混合構造」を提案し、柔構面に鉛直荷重を支持させ剛構面にダンパーを配することにより、エネルギー吸収性能の高い構造物を造れるとしており、また井上³⁾はブレースなどの履歴ダンパーが鉛直支持機構でもあるフレーム (柱、梁) の損傷を抑制するのに効果的であるとしている。

ダンパーは、その力学特性から履歴減衰型と粘性減衰型の2つに大別できるが、本研究では履歴減衰型のダンパーを対象としている。主体構造の中に組み込む履歴減衰型のダンパーとしては、軟鋼や極

低降伏点鋼を使用したものが既に実用化されてきており、せん断変形型と軸変形型に大別できる⁴⁾。本研究で示すダンパー⁵⁾は、極低降伏点鋼パネルを用いたせん断変形型である。

本研究では、地震時の応答低減と主体構造の損傷回避を目的に、現在建設中の鉄骨造高層建物^{6,7)}にDTSを適用する場合に必要なとなる、主体構造および制震部材の設計法の検討とDTSの耐震性能評価を行った。



図1 対象建物の全景パース

*1 ㈱フジタ技術研究所 主席研究員・工修
(〒224 横浜市都筑区大瀬町74)
*2 ㈱フジタエンジニアリング設計部 リーダー
*3 ㈱フジタ技術研究所 研究員・工修
*4 ㈱日建設計東京本社構造設計室 室長・博士(工学)
*5 新日本製鐵㈱建築事業部 部長・工博
*6 東京工業大学建築物理研究センター 教授・工博

*1 Fujita Corporation, Technical Research Institute, Head Research Engineer, M. Eng.
*2 Fujita Corporation, Department of Engineering Design, Leader
*3 Fujita Corporation, Technical Research Institute, Research Engineer, M. Eng.
*4 Nikken Sekkei Ltd., Tokyo Office, Structural Engineering Dept., General Manager, Dr. Eng.
*5 Nippon Steel Corporation, Building Construction Division, General Manager, Dr. Eng.
*6 Tokyo Institute of Technology, Structural Engineering Research Center, Professor, Dr. Eng.

2. 適用対象建物

2.1 建物・構造概要

対象とした鉄骨造高層建物は、大分市に建つ複合施設の中のホテル棟である。建物全景パースを図1に、構造概要(伏図、軸組図)を図2に示す。本建物は地下3階、地上21階、塔屋1階、最高高さ101.17mの規模を有し、地上部は立面的には8階より上部の高層部と7階より下部に広がりを持つ低層部からなる。地下部は他施設と共有させているが、地上部は構造上キープジョイントにより他の施設と独立させている。また基礎は、ベタ基礎形式の直接基礎である。

ホテル棟の地上部の構造架構は、柱、梁ともに鉄骨造よりなるラーメン架構で構成し、床版はデッキプレート捨て型枠による鉄筋コンクリート造である。耐震要素として、X方向の1~5階には鉄骨造のブレースを配し、剛性および耐力を確保した。またY方向のM11階およびX・Y方向のPH階はベルトトラス、ハットトラスとし剛性を高めた。またDTSに用いる制震部材をX方向7~21階、Y方向1~21階のコア廻りを中心に設置した。

3. 耐震設計

3.1 設計目標と方針

本建物に用いるDTSの設計目標を、地震動の強さと被害レベルの関係⁶⁾として、表1に示すように設定した。同表には、現行設計法の場合に想定される被害レベルも併せて示している。

「使用限界」は、部材を取り替えなくても建物使用が可能な限界状態であり、本研究においてはレベル2に目標値を置く。「被害限界」は、制震部材のみの交換によって建物を元通りにして再使用できる限界状態を指す。この被害限界の設定がDTSの設計上の特徴であり、目標値をレベル3に設定する。また「終局限界」は、レベル3を超える地震動の強さに設定する。

上記の設計目標を達成できるDTSを実現するため、主体構造および制震部材として下記のものを使用する。

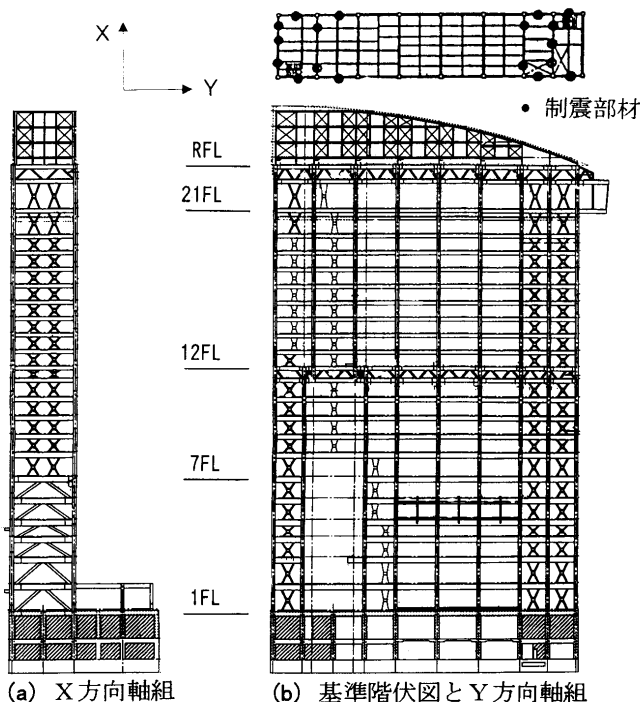


図2 構造概要

(1)主体構造は、普通鋼を使用し、主として梁剛性を調整することにより、その弾性限変形量を大きくする。その理由は、柱、梁部材の塑性化を期待しないためである。ただし、常時の鉛直荷重・振動に対して十分な健全性を確保する。

(2)制震部材は、中央部の極低降伏点鋼せん断パネル(以下、ダンパーとしての役割を明確にするため、制震パネルと呼ぶ)とパネルを上下の大梁に取り付け支持する普通鋼部材(以下、支持部と呼ぶ)により構成する。図3(a),(b)に制震部材を示す。2種類の制震部材(P型とB型)の違いは支持部の形状の違いにある。制震部材の初期剛性は高いほど履歴減衰性能が増大することを確認しており、この観点からは、B型の制震部材を数多く使用の方が望ましい。しかし、B型は空間の遮蔽率が大きく適用箇所が限定される。P型はB型に比して履歴減衰性能はやや減少するものの、空間の遮蔽率が小さい利点を有している。これらの特徴を考慮し、P型は主として内部構面に、B型は主として外周構面に配置する。

また、制震パネルに極低降伏点鋼を使用する理由は、降伏比が小さいため、伸び能力に優れていると共に各制震部材間において応力の再配分が円滑に行われ易いことを期待したためである。さらに、同パネルにおける履歴減衰性能の劣化要因の一つである降伏後のせん断歪屈に関し、見かけ上の幅厚比が同じ場合には、相対的に降伏点の低い鋼種のパネルの方が座屈発生時の(累積)変形量は増大する特性を有している。従って、大きな繰返し変位履歴を要求されるダンパー材としての適性を有している。

3.2 構造設計

地上部の構造設計は、制震部材を弾塑性部材として行った静的応力解析と耐震性能評価を目的とした動的解析により構成する。

a) 主体構造の設計

主体構造は溶接組立箱形断面柱と溶接組立H型断面梁で構成し、柱・梁仕口部は柱通し型とし内ダイヤフラムを設ける。使用鋼材は、柱がSM520B、梁フランジがSM520B、梁ウェブをSM490Aとする。

表1 DTSの設計目標値(地震動の強さと被害レベルの関係)

層間変形角	1/200	1/100	1/50
地震動の強さ(最大速度)	レベル1 22.5cm/s	レベル2 45cm/s	レベル3 67.5cm/s
現行設計法	柱・梁: 弾性 → 使用限界 → 終局限界 → 塑性		
被害レベル制御設計法	柱・梁: 弾性 → 使用限界 → 終局限界 → 塑性		
	制震部材: 弾性 → 使用限界 → 被害限界 → 終局限界 → 塑性		

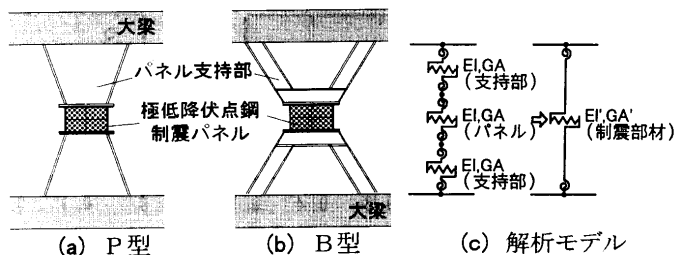


図3 制震部材の形状と解析モデルの概要

主体構造のみの設計用地震荷重は、弾性予備応答解析を基に設定した。また同荷重に対し各部材を弾性限耐力内に止め塑性ヒンジを発生させないようにA i 分布を用いて耐力分布を定め、剛性分布も同様に予備応答解析により定めた。主体構造のみの一次固有周期は、2.55 秒 (X方向)、2.25 秒 (Y方向) であり、後述するDTSの一次固有周期に比して、約24%増となる。

b) 制震部材の設計

制震パネルは、図4に示す形状・寸法のパネルを全層共通に使用する。また本研究で使用する極低降伏点鋼の機械的性質の規格値を表2に示す。実施設計に先立ち、DTSの設計に必要な以下に示す2つの指標⁸⁾の設計目標値を定めるため、弾塑性予備応答解析を行った。なお文献1)、3)他でも同種の検討が行われている。

- ・剛性指標 (κ) : 弾性域でのDTS各層における、制震部材の負担せん断力の、主体構造である柱の負担せん断力に対する比
- ・耐力指標 (α) : 制震部材の降伏せん断耐力の、主体構造の(前述したレベルI地震動に対する)設計用せん断力に対する比

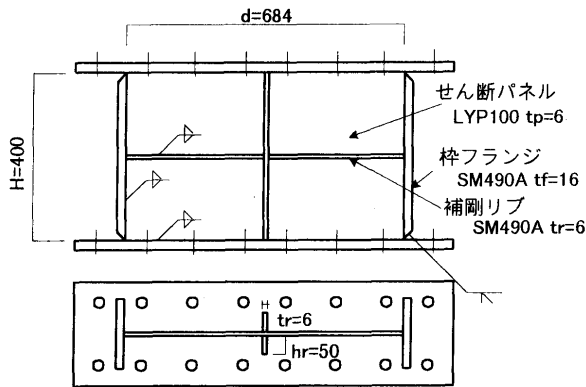


図4 制震パネルの形状寸法

表2 極低降伏点鋼の機械的性質

0.2%耐力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)
90~130	200~300	50以上

規格: BT-LYP100(新日本製鐵(株))

[凡例]

- $\kappa=0.50$
- △ $\kappa=0.75$
- $\kappa=1.00$
- ▽ $\kappa=1.25$
- $\kappa=1.50$

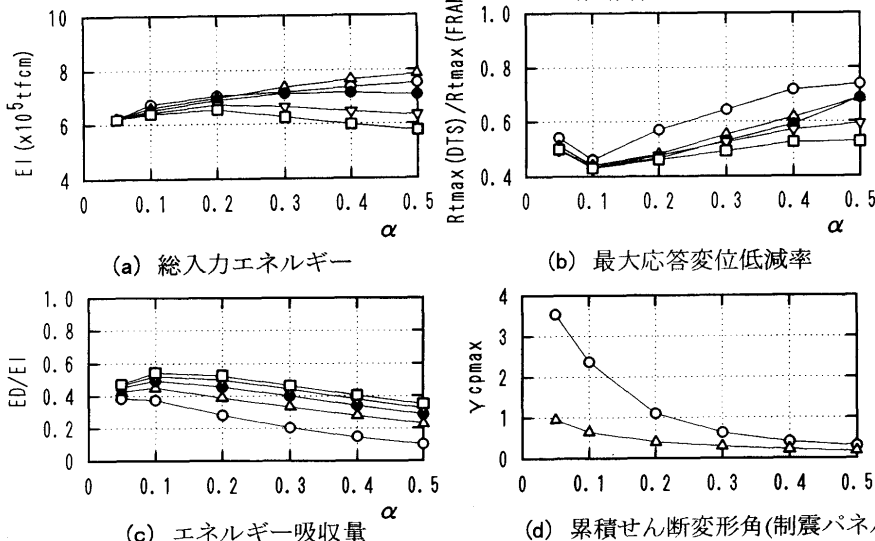


図6 予備応答解析結果 (その1: 制震部材の設計指標目標値の検討結果)

① 弾塑性予備応答解析

弾塑性予備応答解析の概要は以下の通りである。

- (1) 入力地震動 : 敷地地盤の特性を考慮し、周期1秒以上で速度応答スペクトル(h=0.05)が一定となるように作成した模擬地震動を使用した。入力地震動の諸元を表3に示し、速度応答スペクトルを図5に示す。本地震動は弾塑性予備応答解析にのみ使用している。
- (2) 解析モデル : 各層を1質点とした2質点の直列曲げせん断型モデルを使用した。主体構造を弾性曲げパネルと弾塑性せん断パネルに分離してモデル化し、さらにせん断パネルを主体構造と制震部材に分離し、それぞれの履歴特性を定めた。減衰は主体構造のみに考慮し、剛性比例型で1次振動数に対して減衰定数を2%とした。制震部材の履歴特性は後述の修正 Ramberg-Osgood 型履歴モデルを使用した。
- (3) 応答解析 : ニューマーク-β法(β=1/4)による直接積分を行い、時間刻みを0.005秒、継続時間は90秒とした。
- (4) 解析パラメータ : κ と α を各階一定として、表4に示す各値の組合せを30ケース設定した。

② 予備応答解析結果

解析結果を図6(a)~(d)、図7(a)~(c)に示す。解析結果をまとめると以下ようになる。

- (1) 総入力エネルギー : 各モデルの解析終了時の総入力エネルギーを図6(a)に示すが、 α の値が大きくなるほど総入力エネルギーにばらつきが見られるようになるが、 $0.05 \leq \alpha \leq 0.3$ の範囲では、 κ に関係なくほぼ一定の値を示した。
- (2) 最大層間変形角 : 主体構造のみ最大応答値に対する各ケースの最大応答値の比である応答低減率を、図6(b)に示す。 $\kappa \geq 1.0$ の場合、 α が0.1付近で低減率が最小値(極値)となった。ただし、 $0.1 \leq \alpha \leq 0.3$ の範囲では低減効果に明瞭な違いは見られない。

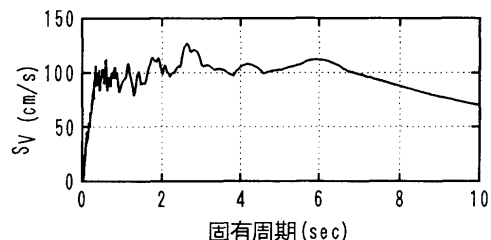


図5 模擬地震動の速度応答スペクトル (h=0.05)

表3 入力模擬地震動の諸元

最大加速度 (cm/s ²)	最大速度 (cm/s)	時間刻み (sec)	継続時間 (sec)
479.4	60.7	0.01	163.84

表4 解析パラメータ

κ	α
0.50	0.05
0.75	0.1
1.00	0.2
1.25	0.3
1.50	0.4
	0.5

(3)制震部材の減衰効果と必要性能：図6(c)に示すように、最大層間変形角の変動とほぼ同一の傾向を示した。従って、制震部材の減衰効果が最適化されれば、最大層間変形角が最小となる結果を得た。また第4章に示すように本制震パネルの保証性能はその累積塑性せん断変形角により規定される。予備解析より得られた図6(d)に示す同変形角最大-最小応答値と α との関係より、同図中に示す保証性能を満足するためには、 $\alpha \geq 0.2$ とする必要がある。

(4)以上の結果より、本研究における制震部材の2つの設計指標目標値を、 $\kappa = 1.0$ 、 $\alpha = 0.2$ に設定する。

(5)見かけの減衰定数：この目標指標値は、中間階(13層)における指標値として設定した。制震部材は各階ほぼ同一のものを使用するため、 α および κ の鉛直方向分布は図7(a)、(b)ようになる。この分布形を有するDTSの応答解析を実施し、見かけ上の減衰定数を検証した。結果を図7(c)に示す。同図中には、主体構造が弾性で1次固有振動数に対する内部粘性減衰定数を変化させた場合の応答結果を併せて示している。この結果より、設計目標とするDTSは約10%の減衰定数を有するものと見做せる。

4. 制震部材の保証性能

4.1 制震パネルの性能^{5,7)}

本研究で使用する制震パネルに要求される変形性能は、累積塑性せん断変形角に換算しておよそ数十%に達する。これは、平均階高とパネル高さの比が約10対1となっているため、パネルの変形角は層間変形角に比して、数倍に増幅されるためである。

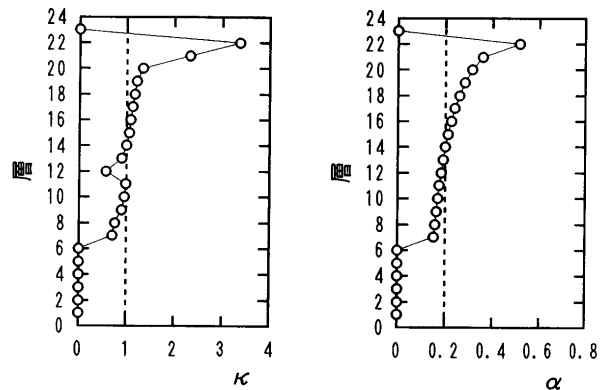
制震パネルの履歴減衰性能の劣化要因としては、せん断降伏後のせん断座屈に起因する局部的剛性軟化を伴う耐力低下とそれ以降の

大変形時に生じる座屈波の反転に伴うパネルの繰返し板曲げによる割れである。これらの現象は、パネルの履歴減衰性能を急激には劣化させないことを実験により確認しているが、本研究では保証性能としては許容していない。図8(a)~(c)には、本DTSで使用する実大制震パネルの静的加力実験概要、せん断応力度-せん断ひずみ関係履歴曲線とせん断応力度-累積塑性せん断変形角関係履歴曲線の例を示す。

- (1)保証性能：履歴曲線上に局部的耐力低下が生じるまでを保証性能とする。性能値は累積塑性せん断変形角(γ_{cp})で表す。この変形角を図8(c)に▽印で示す。なおレベルII地震動を対象とした設計保証性能($d\gamma_{cp}$)として、 γ_{cp} の1/2の値(46%)を採用している。
- (2)最大せん断強度(τ_m)：極低降伏点鋼は降伏比が小さいため、図8(c)に▼印で示すように、繰返し履歴によりそのせん断耐力が上昇する。なお、この強度は支持部や周辺梁の設計の際に使用する。
- (3)履歴特性モデル：本制震パネルの履歴曲線は、前述したように、繰返しにより明瞭な耐力上昇を示す。このような履歴特性を表現するには、孟・大井・高梨が提案する修正Ramberg-Osgood型のモデル^{8,9)}が適切である。本モデルによる計算結果は、図8(b)に破線で示すように、実験値と良く一致している。

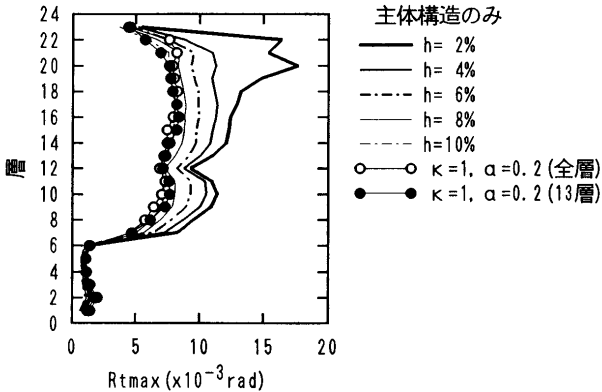
4.2 パネル支持部の性能

パネル支持部に要求される性能は、制震部材としての剛性・耐力を確保することにある。従って、上記の制震パネルの最大強度時においても弾性限耐力を保持するよう設計を行う。



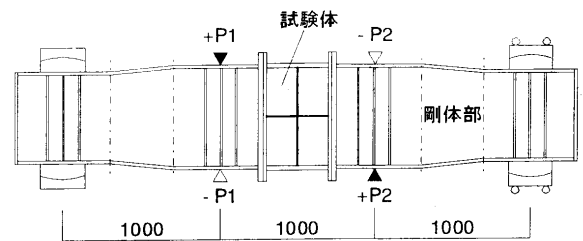
(a) κ の鉛直方向分布

(b) α の鉛直方向分布

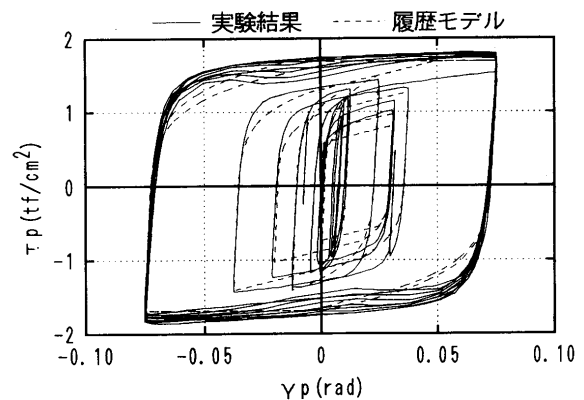


(c) 減衰定数の違いによる応答比較

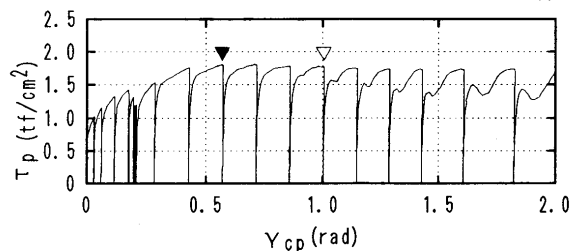
図7 予備応答解析結果 (その2: 見かけの減衰定数)



(a) 実験概要



(b) せん断応力度-せん断ひずみ関係履歴曲線



(c) せん断応力度-累積塑性せん断変形角関係履歴曲線

図8 実大制震パネルの加力実験と実験結果

5. 動的解析（設計結果の検証）

DTSの地震応答性状を把握しその耐震性能を検証するため、地震応答解析を行った。解析モデルは第3章に示したモデルと同一である。ただし入力地震動として、表5に示す3つの著名な地震動 (El Centro NS 1940, Taft EW 1952, Hachinohe NS 1978) を使用した。それらの地震動の強さは最大速度で規準化し、地域特性を考慮して、22.5cm/sec(レベル I 相当)、45cm/sec(レベル II 相当) および 67.5cm/sec(安全余裕度検討用)とした。

応答結果を、地震動レベル毎に、最大層間変形角・主体構造の塑性率・残留変形角および制震パネルの累積せん断変形角について、図9～11に、それぞれ示す。またモデルの固有周期を表6に示す。

(1) レベル I 相当の地震動に対する応答結果：最大層間変形角は1/200rad.以下で、主体構造のみの応答に比較して約 1/2 まで小さくなっている。制震パネルの累積せん断変形角は設計保証値に比して十分小さな値であり、また残留変形角は 1/3000rad.以下で、施工誤差範囲内の値であり、地震終了後の建物性能に及ぼす影響は無い。なお残留変形角は、解析終了時での制震パネルの正負累積せん断変形角の解析値（絶対値）の差分を用いて算定している。

(2) レベル II 相当の地震動に対する応答結果：最大層間変形角は

1/100rad.以下で、主体構造のみの応答に比較して約 2/3 まで小さくなっている。同様に、各層の最大塑性率はほぼ 1.0 以下であり、主体構造が概ね弾性耐力力内であることが示された。制震パネルの累積せん断変形角は、約 20%程度であり、設計保証性能に対し約 1/2 の応答結果に止まった。なお、最大残留変形角は約 1/1500rad.であり、部分的に地震終了後に接合ボルトの締め直し等により残留変形の軽減を図る必要があるものの、制震パネルの交換の必要はない。即ち、ほぼ使用限界にあることを確認した。

(3) 安全余裕度検討用地震動に対する応答結果：El Centro NS 1940 地震の応答が最も大きな値を示したが、最大変形角が約 1.5/100rad.以下、主体構造の最大塑性率が約 2.0 程度以下、パネルの累積塑性変形角が約 40%であった。従って、パネルはほぼその設計保証性能に達しており被害限界状態にあるが、主体構造は終局限界には達しないことを確認した。

以上より、本DTSはほぼ所期の設計方針をほぼ満足しており、新たな耐震構造としての有効性が立証された。また主体構造のみの応答との比較により、本制震部材が明瞭な応答制御効果を発揮していることが確認された。更に、本制震パネルは実験より得られた性能保証値に対し十分な安全余裕度を有していることも確認された。

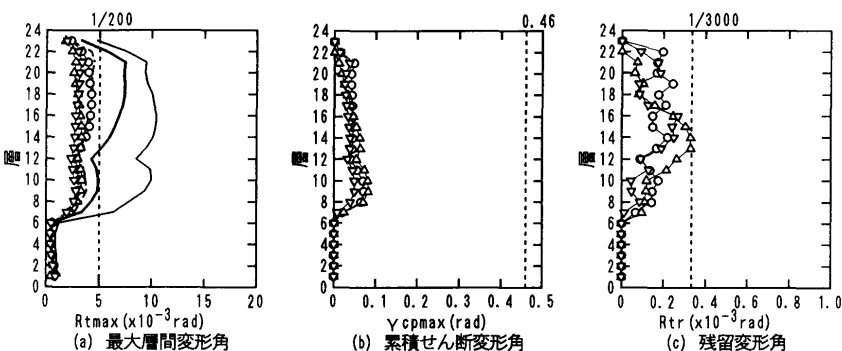


図9 レベル I 相当の地震動に対する応答結果

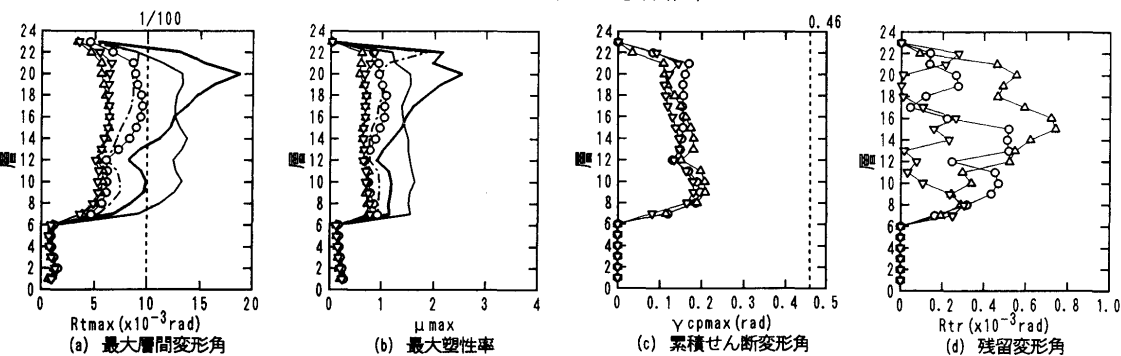


図10 レベル II 相当の地震動に対する応答結果

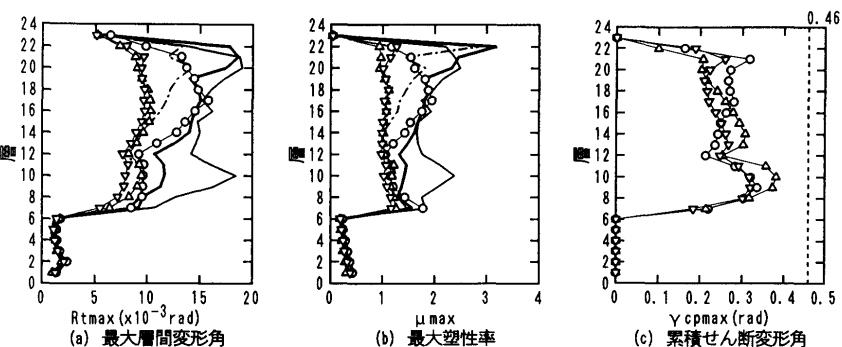


図11 安全余裕度検討用地震動に対する応答結果

表5 動的解析用地震動と強さ

地震動名	最大加速度(cm/sec ²)		
	レベル1相当	レベル2相当	安全余裕度検討用
EL CENTRO NS 1940	229.9	459.7	689.6
TAFT EW 1952	223.5	447.0	670.7
HACHINOHE NS 1968	148.5	297.0	445.6

[凡例]

- 主体構造のみ
- EL CENTRO NS
- HACHINOHE NS
- - - TAFT EW
- DTS
- EL CENTRO NS
- △ HACHINOHE NS
- ▽ TAFT EW

表6 解析モデルの固有周期 (sec)

		1次	2次	3次
X	主体構造のみ	2.55	0.53	0.49
	DTS	2.05	0.64	0.36
Y	主体構造のみ	2.25	0.86	0.54
	DTS	1.84	0.69	0.43

表7 使用鋼材量の比較検討(中間層1層あたりの大梁、制震部材の鋼材量)

構造モデル	大梁寸法		制震部材	構面数	部材重量 (tf, 1 構面分)		部材重量合計(tf) (DTS/ 従来モデル)
	端部	中央部			大梁	制震部材	
DTS	端部	BH-825x350x16x32	あり	5	3.05	1.06	31.53 (0.953)
	中央部	BH-825x350x14x28					
従来モデル	端部	BH-825x350x16x28	なし	4	2.74	-	33.08 (1.000)
	中央部	BH-825x350x14x22					
従来モデル	端部	BH-900x400x16x32	なし	9	3.68	-	33.08 (1.000)
	中央部	BH-900x400x16x32					

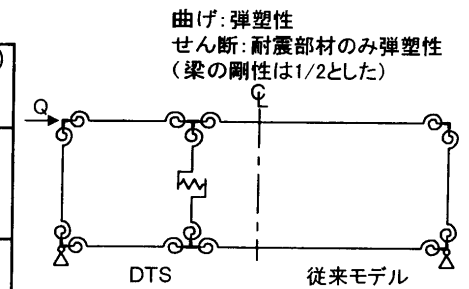
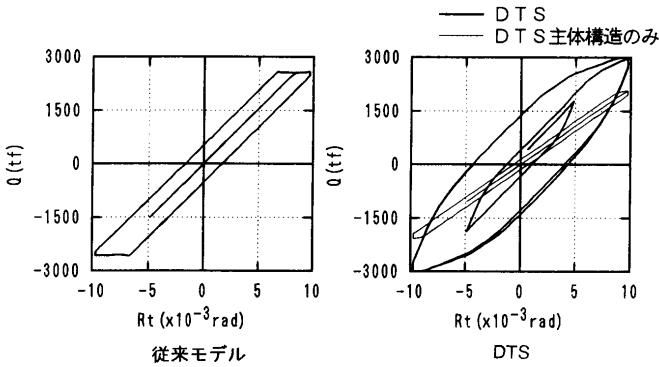
図12 1層フレーム解析モデル¹⁰⁾

図13 エネルギー吸収性能の比較

6. 使用鋼材量に対する検討

構造インシヤルコストの概算検討を目的に、本DTSの大梁および制震部材の鋼材量と、従来の梁降伏型で設計される構造の大梁の鋼材量を比較した。梁降伏型のモデル(以下、従来モデルと呼ぶ)は、現行の1次設計時に層間変形角 $1/200\text{rad}$ を確保するものとした。建物短辺方向の中間層1層当たりの比較結果を表7に示す。DTSの鋼材量の方が約4.7%減少する結果を得た。

また両モデルについて、図12に示す1層1スパンモデルを設定し、静的繰返し弾塑性解析¹⁰⁾を実施した。解析の目的は、層間変形角が $1/200$ と $1/100\text{rad}$ 時の定常ループを求め、その履歴減衰性能を比較することにある。解析結果を図13に示す。両変形角時において、DTSの方が大きなエネルギー吸収量を示している。

以上より、本DTSは、良好なエネルギー吸収性能を保有し、かつ構造インシヤルコストを軽減できる構造であることを確認した。

7. むすび

極低降伏点鋼制震パネルを用いたDTSを、鉄骨造高層建物へ適用し、その耐震性能について検証を行った結果、以下の知見を得た。

- (1) 柱、梁によりなる主体構造は、主として梁剛性を調節することにより、弾性層間変形角を約 $1/100\text{rad}$ 程度まで増大できた。
- (2) 本論の対象建物の場合、制震部材の設計において重要な役割を持つ剛性指標(κ)および耐力指標(α)は、それぞれ1.0および0.2に設定すれば、安定した応答制御効果が発揮される結果を得た。
- (3) 既往の著名地震動を用いた地震応答解析により、上記の特性を有するDTSの耐震性能を検証した結果、レベルII相当の地震動に対し、最大層間変形角は $1/100\text{rad}$ 以下に留まり、主体構造に損傷は殆ど生じなかった。また制震パネルの損傷程度は設計保証性能に比して約 $1/2$ 程度と小さく、交換の必要はないと判断でき、「使用限界」にあることを確認した。また安全余裕度検討用の地震動に対する解析結果では、主体構造の最大塑性率は2.0以下、制震パネル

の損傷程度はほぼ設計保証性能レベルであり、「被害限界」にあることを確認した。以上の結果は所期の設計目標とほぼ一致するものであり、本建物においてDTSを具現化することができたと考える。

(4) 建物短辺方向の鋼材量に関する概算検討結果より、本DTSは想定した梁降伏型の従来構造に比して、鋼材量を約5%程度低減できることを確認した。この値はベルトトラスやハットトラスなど長期荷重により決まる部材を含む実建物の鉄骨量の部掛かりより推定される低減量には近い値であった。従って、DTSとしたことによる実質的低減効果は概算値よりさらに大きいと考えられる。なお、文献1)の設計例では約20%の低減効果があると報告されている。

(5) なお設計用風荷重に対しては、制震パネルの応答は弾性範囲内に止め塑性化を許容していない。また設計用風荷重を超える過大風に対しては、風向方向の応答において、一部塑性化を許容するが塑性域における正負両ぶりの繰返し応答は許容していない。

謝辞

本研究に際し、大井康敬、石井勝氏(株)フジタ、エゾエブリック設計部)、三山剛史、佐々木聡、米山真一朗、高崎芳夫氏他の各氏(同技術研究所)の協力を得ました。また山口種美氏(新日本製鐵(株)、建材開発技術部)には多大なご助言を戴きました。記して謝意を表します。

注) 本論文は、日本建築学会大会学術講演梗概集(1996)に発表された参考文献7) (その1、2)に加筆したものである。

参考文献

- 1) 岩田衛、黄一華、川合廣樹、和田章:被害レベル制御構造「Damage Tolerant Structure」に関する研究、日本建築学会技術報告集第1号、建築雑誌1995、Vol.110、No.1382、1995.12、pp.82-88.
- 2) 秋山宏:建築物の耐震極限設計、東京大学出版会、1987.9.
- 3) 井上一朗:履歴型ダンパーを用いた耐震設計、シンポジウム「耐震設計の新しい方向」論文集、1995.9、pp.96-111.
- 4) 計良光一郎、山口種美:弾塑性ダンパー/低降伏点鋼・極低降伏点鋼、日本建築学会近畿支部耐震研究部会シンポジウム、1993.12、pp.1-9.
- 5) 田中清、山本浩二、三山剛史、孟令樺、佐々木康人、園部隆夫、鳥居次夫:極低降伏点鋼制震パネルを用いた耐震設計法に関する研究(その1)、フジタ技術研究所報、NO.32、1996.9、103-108.
- 6) 日経アーキテクチャ:被害制御設計法、実用化へ、1995.10/2号、pp.158-161.
- 7) 鳥居次夫、田中清、和田章、川合廣樹、岩田衛ほか7名:極低降伏点鋼制震パネルを用いた被害レベル制御設計法の鉄骨造高層建物への適用(その1-5)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1996.9、pp.691-700.
- 8) 孟令樺、田中清、三山剛史、平澤光春:極低降伏点鋼を用いた制震構造に関する研究、その4;日本建築学会大会学術講演梗概集、1994.9、pp.1045-1046.
- 9) 孟令樺、大井謙一、高梨晃一:鉄骨細地震応答解析のための耐力劣化を伴う簡易非線形モデル、日本建築学会構造系論文集、No.437、1992年7月、pp.115-124.
- 10) 加藤泰正、佐々木聡、田中清、平澤光春ほか3名:Multi-Springモデルによる立体骨組解析プログラムの開発、日本建築学会、第17回情報システム利用技術シンポジウム、1994、pp.73-78.

[1997年6月20日原稿受理 1997年9月1日採用決定]