

エネルギー吸收集約型制振システム（TASMO）の開発と建築物への適用

篠崎 洋三^{*1}・小室 努^{*2}・有山 伸之^{*3}・渡辺 征晃^{*3}・西本 信哉^{*3}・河本 慎一郎^{*3}・武谷 政國^{*3}

Keywords : response control system, low yield steel, oil damper

制振構造, 極低降伏点鋼, オイルダンパー

1. TASMO の原理

1.1 はじめに

免震構造の普及とともに「損傷制御構造」¹⁾に代表される制振構造も一般的となり、基本設計の段階で「エネルギー吸収」という概念を多くの構造設計者が意識するようになった。開発したシステムは、耐震構造の基本要素である連層耐震壁と代表的な制振部材である極低降伏点鋼を組み合わせたものである。連層耐震壁は壁脚部を固定とすると、その高剛性のために地震力分担率が大きくなり設計が困難となることは経験ある設計者にはよく知られている。日本における超高層ビル設計法の確立過程において、それを避けるために諸先輩によって壁のせん断剛性を操作する工夫がなされてきた²⁾³⁾。それらの中には、現在の制振構造の基礎となったものも少なくない。同様に剛性を調整する方法として、耐震壁脚部の固定度を緩める手法も模索されてきた。具体的に実験まで踏み込んだ例として、崎野、日高らの精力的な研究がある⁴⁾⁵⁾。それらは、主に鉄骨フレームの中に「転倒降伏機構」を設定し、制振要素を組み込んだシステムで、他の一般フレームとの並列を前提としている。筆者らは、短周期で地震入力比率が大きくなる中低層建物において、本システムの採用によりエネルギー吸収要素を明快に設定し、大地震後の交換を容易にするとともに、応答の長周期化を図り、入力そのものを低減することを目指している。

1.2 新しい制振システム

1.2.1 概要

- * 1 設計本部構造Ⅱ群統括
- * 2 名古屋支店設計部
- * 3 設計本部構造グループ

地震時のエネルギーを集中的に吸収するような構造架構システムとして、制振システムを開発した。本システムは、地震時のエネルギーを吸収する部位と常時の鉛直荷重を支持する部位を完全に分離するもので、新たな建築空間を創り出す架構形式を目指している。図 1.1 に示すように、通常の制振構造は、制振装置を主体フレームと並列配置することにより、地震力の20%前後を制振装置に負担させ、揺れを低減させる機構となっている。これに対して、本制振システムは、主体フレーム（壁柱）に鋼材ダンパーを直列に配置することにより、ほとんどの地震力が鋼材ダンパーを介する機構としている。

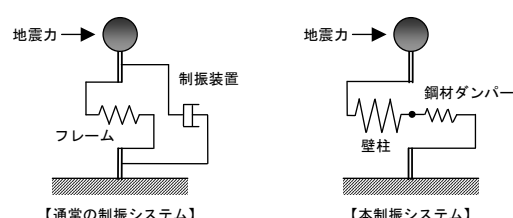


図 1.1 制振システムの概念

Fig.1.1 Concept of control system

図 1.2 に本制振システムを適用した建築物の架構概要を示す。建物の鉛直荷重はポスト柱によって支持され、エレベーターや階段等の縦シャフトを利用して、地震力を負担する制振装置を配置する計画としている。制振装置は剛性の高い壁柱と、これをつなぐ境界梁および壁柱脚部のオイルダンパーより構成されている。制振装置の地震時の機構を図 1.3 に示す。境界梁は、梁中央せん断パネル部分に極低降伏点鋼を用いたせん断型鋼材履歴ダンパーとし、壁柱脚部のオイルダンパーとともに制振装置として機能している。脚部をピン

支持とした壁柱は弾性部材として、地震時の建物の層間変形を抑え同時に各層の変形を一様にする心棒の効果と、鋼材ダンパーに変形を集約させる効果を期待している。

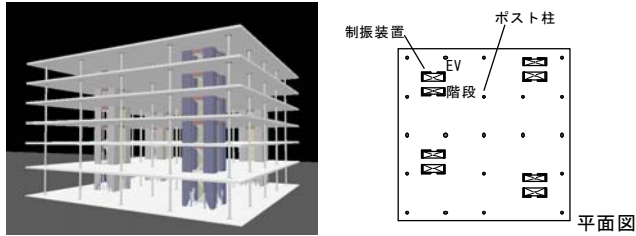


図 1.2 架構概要

Fig.1.2 Schematic figure of TASMO system

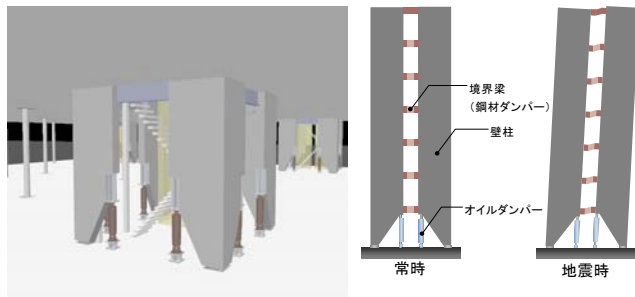


図 1.3 制振装置の機構

Fig.1.3 Mechanism of energy absorbing system

1.2.2 質点モデルによる時刻歴応答解析

1.2.2(1)解析モデル

本制振システムは、境界梁のせん断降伏により架構の剛性を可変させ、脚部のオイルダンパーとあわせて、エネルギー吸収能力を高めた耐震壁を有する構造で、架構に入力される転倒モーメントをコントロールしている。地震による転倒モーメントの処理は、境界梁を介して脚部ピン支持の壁柱で行われる架構であり、弾性体である壁柱の剛性を高めることで、制振装置が集約的にエネルギーを吸収でき、壁柱のスパン長と境界梁のクリアスパン長との比率により、境界梁の変形増幅率を容易に設定することができる。

本システムは剛性の高い壁柱により各層間の変形分布が均一化され 1 次モードが卓越するため、1 質点縮約モデルによる応答変形の把握により、架構全体の性能評価が可能と考える。そこで、1 質点縮約モデルにおいて、剛性と降伏耐力の関係をパラメータとした時刻歴応答解析を行い、地震応答性状を検討する⁶⁾。

図 1.4 に解析モデルを示す。建物の荷重と変形の関係は、脚部回転バネのモーメントー変形角の関係で表現する。この場合、質点の高さ h は建物の外力重心位

置を想定し、建物高さ H の $2/3$ とする。また、壁柱脚部のオイルダンパーのモデル化は、片端を回転中心位置とする剛部材を水平に置き、剛部材の先端の鉛直方向変形に対してダッシュポットを設置している。

建物高さとして $H=30\text{m}$ および 50m の 2 通りを設定した。本検討における主要なパラメータは、建物の剛性（弾性周期）および降伏耐力とし、表 1 に示す範囲で設定した。回転バネの履歴則はノーマルバイリニアとする。減衰は内部粘性減衰とし、1 次モードに対して 2% の瞬間剛性比例型とする。本パラメータスタディでは、システムの定性的な性状を把握することが目的であり、採用地震波は極めて稀に起きる地震動（告示波）の 3 位相（El Centro 1940NS, Hachinohe 1968NS, Random）とする。

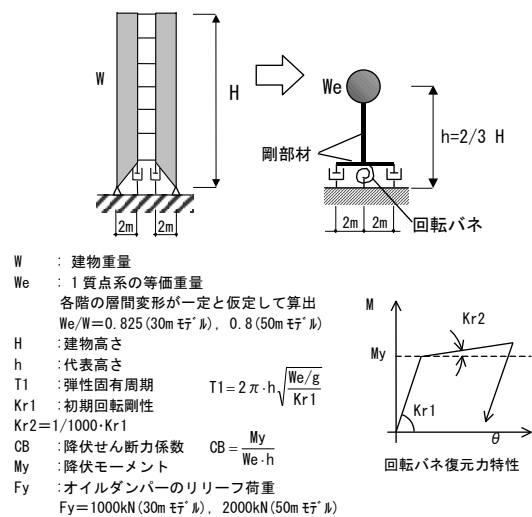


図 1.4 解析モデル

Fig.1.4 Model for analyses

表 1.1 解析パラメータ

Table1.1 Parameters for analyses

建物高さ H m	弾性周期 T1 sec	降伏せん断力係数 CB
30	0.1~1.5 0.1刻み	0.05, 0.10, 0.15, 0.20
50	0.5~2.4 0.1刻み	

1.2.2(2)解析結果

弾性周期と最大応答変形角の関係を入力地震動毎に図 1.5 に示す。図 1.5 より、降伏せん断力係数が概ね 0.1 以上であれば応答変形角は安定していることがわかる。図中には 1 質点系の応答変形角（建物変形角）の目標値として、多層モデルによる目標最大応答層間変形角を $1/100$ とし、変形分布のばらつき $1.3 \sim 1.5$ で除した場合のラインを記入している。入力地震動によって若干のばらつきが見られるが、建物周期が $0.02H \sim$

0.03H の範囲では、降伏せん断力係数 CB を 0.1~0.2 の範囲で設定することで変形角を 1/150 以下に制御でき、0.03H~0.04H の範囲（通常建築物と比較し剛性がやや低い範囲）においても、変形角を 1/130 以下に制御できることが示されている。

弾性周期と塑性率の関係を図 1.6 に示す。弾性周期が 0.03H~0.04H、降伏せん断力係数 $CB=0.10$ 以上の範囲においては塑性率は 5 以下である。オイルダンパーの効果を設置しない場合と比較して図 1.7 に示す。図は $CB=0.15$ 、Hachinone 位相波のケースである。オイルダンパーを設置することにより応答変形角を 10~20% 程度低減することが可能となっている。

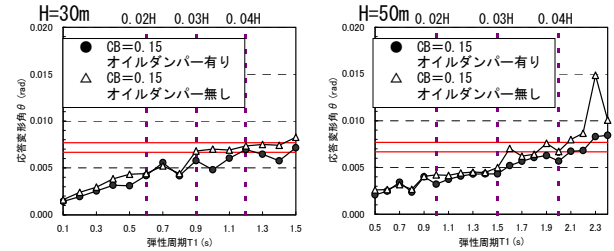


図 1.7 オイルダンパーの有無の比較

Fig.7 Responses with and without oil damper

1.3 建築物への実施

今までに本システムを採用した建物とその特徴を表 1.2 に示すとともに、以下に各建物ごとに概要を示す。

表 1.2 TASMO 採用建物と特徴

Table 1.2 Application to buildings

建物名称	建物規模	用途	特徴
大成建設札幌支店ビル	B1F-8F-P0 延 6,970 (m ²)	事務所	RC 造 柱脚半固定
広島ビジネスタワー	B0F-21F-P1 延 28,423 (m ²)	事務所	RC 造超高層
TX 秋葉原駅開発ビル	B2F-18F-P0 延 14,706 (m ²)	物販・ホテル	鉄骨造
みなとみらいセンタービル	B2F-21F-P1 延 95,220 (m ²)	事務所	RC 造超高層 免震構造

2. 大成建設札幌支店ビル

2.1 建築概要

地上 8 階、地下 1 階の建築物に TASMO を適用した（写真 2.1）。地下階から 3 階までが店舗、4 階から 8 階が事務所の用途である。平面形状は約 40×20m の整形な長方形である（図 2.1）。

通常の事務所ビルでは、鉄骨造等の長スパンに対応できる構造を採用し、外壁は PCa 版やカーテンウォールとして、開口部を大きくとることが一般的である。



写真 2.1 建物外観

Photo 2.1 Taisei Sapporo office building

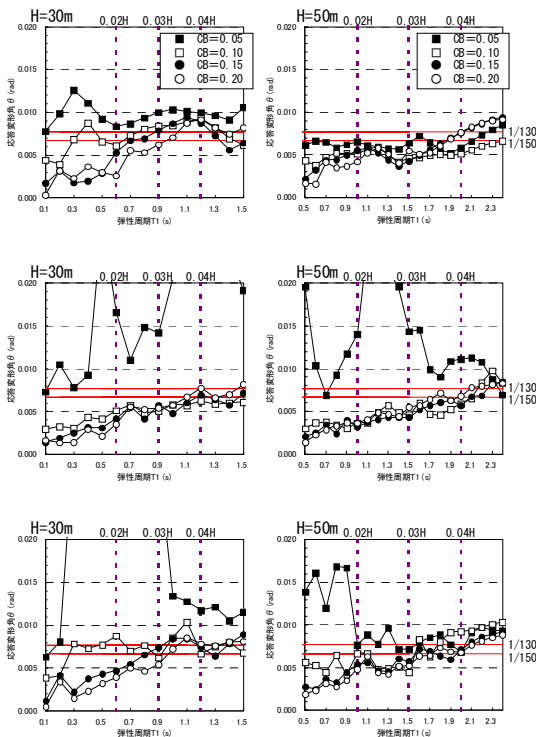


図 1.5 弾性周期と最大応答変形角

Fig.1.5 Maximum deformation angle vs. natural frequencies

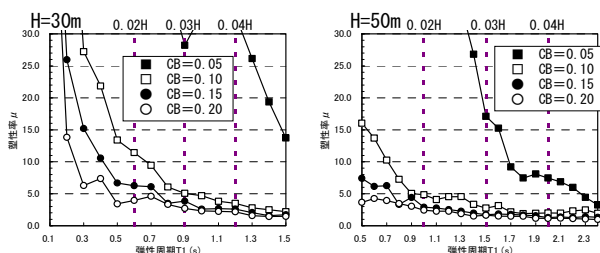


図 1.6 弾性周期と最大応答塑性率

Fig.1.6 Maximum ductility factors vs. natural frequencies

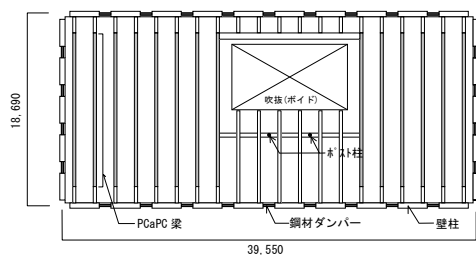


図 2.1 基準階伏図
Fig.2.1 Typical floor plan

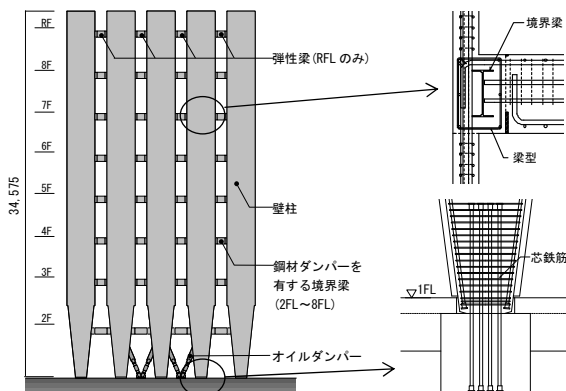


図 2.2 短辺方向軸組図
Fig.2.2 Structural framing elevation

それに対して本建物は、環境配慮型の建築を目指し、北国の地域環境特性を検討した結果、熱負荷効率の向上を図る目的で外壁開口率の低減が計画された。

そこで本建物では、外壁をデザイン性および断熱性に優れた RC 造とし、これを構造躯体として利用して外壁構面に地震力を負担させることにした。また、スパン約 19m の内部空間には PCaPC 梁 (T-POP) を適用し、柱のないオフィス空間を実現すると共に、天井仕上材を使わずコンクリート躯体を直接表現した。これにより、建築計画および内外装の建築デザインと構造架構が融合した明快な架構システムの構築を目指した。

2.2 構造計画

基準階伏図を図 2.1 に、短辺方向軸組図を図 2.2 に示す。建物外周にチューブ状に配置された外壁を壁柱に利用して、本制振システムの適用を行った。剛性の高い RC 造壁柱を建物周囲に設置し、壁柱同士は四隅を除き、鋼材ダンパーを有する境界梁で連結している。境界梁には中央部ウェブに極低降伏点鋼材 (LY100) を使用し、壁柱に埋め込んだ鉄骨ブラケットとボルト接合することで交換可能な方式とし、大地震を数回経験した後も限定した部分のみを交換することで、半永久的な構造を持続できる長寿命な架構システムとした。

最上階の境界梁は、基準階の境界梁が降伏した後の剛性確保のため、極低降伏点鋼材を用いない弾性梁とした。外周を取り囲む壁柱は、ダンパーが効率良くエネルギー吸収するように壁柱脚部と地下階との接合を半固定としており、地震の曲げモーメントは下方に向かって小さくなる。これにあわせて 2 階の中間部から下方に向かって壁柱の幅を細くし、外壁デザインとの整合性を図った。また、スラブが壁柱や境界梁の動きを拘束しないよう、境界梁上端とスラブ下端に空間を設けて縁を切り、壁柱とスラブの接合部の一部にスリットを設けている。短辺方向の壁柱脚部には、1 辺あたり 4 台のオイルダンパーを V 字型に設置した。損傷部位を限定したシステムを採用している為、建物全体および鋼材ダンパーの健全性を遠隔地においても監視できるようにモニタリングシステムを設置した。

2.3 解析モデル

解析モデルを図 2.3 に示す。固有値解析の結果、長辺方向は $T1=0.725\text{sec}$ 、短辺方向は $T1=0.951\text{sec}$ であった。地震抵抗架構が各方向で独立していること、および鋼材ダンパーとオイルダンパーの地震時の性能と効果をより正確に把握するため、耐震保有性能の確認は、おのおの別途に平面フレームモデルによる非線形時刻歴応答解析を行った。RC 造の壁柱はひび割れ考慮の非線形の材端ばねを有する線材に置換し、鉄骨造の境界梁の端部には線形弾性部材、中央部の曲げ変形には線形弾性、せん断変形には図 2.4 に示す鋼材の降伏およびひずみ硬化を考慮した非線形特性を与え、履歴則はノーマルトリリニア型とした。境界梁端部と壁柱を水平な剛部材で接続することで剛域を考慮した。また、壁柱脚部にオイルダンパーを設置した短辺方向は、図 2.5 に示すリリーフ機構を有する特性のダンパーを設定した。壁柱の構造減衰は内部粘性型で、1 次振動数に対し $h=0.02$ とし、境界梁の構造減衰は見込まない。

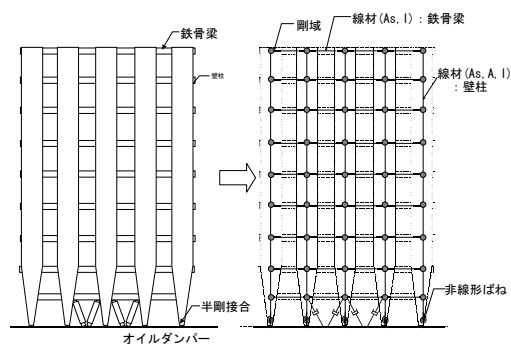


図 2.3 解析モデル
Fig.2.3 Model for response analyses

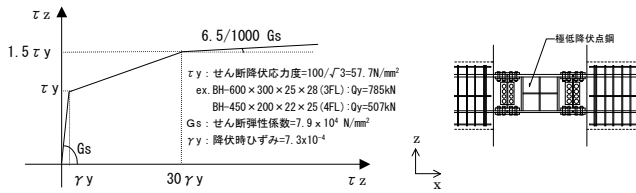


図 2.4 極低降伏点鋼を使用したせん断パネルの履歴則
Fig.2.4 Load-shear strain relationships of LYP

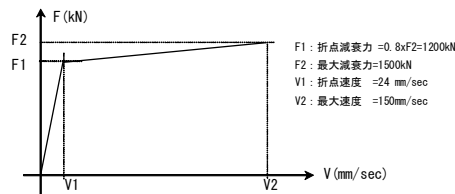


図 2.5 オイルダンパーの特性
Fig.2.5 Characteristics of oil damper

2.4 耐震性能の確認

告示波[El Centro 位相] (レベル 2) に対する短辺方向の時刻歴応答解析結果を図 2.6 に示す。比較として、別途作成した耐震モデルと免震モデルの結果も合わせて図中に示す。TASMO の最大応答層間変形角は 1/125 程度であり、また最大応答加速度も増幅傾向は見られない。図 2.7 に短辺方向のエネルギー吸収状況を示す。オイルダンパーの減衰エネルギー吸収が 15%、極低降伏点鋼の履歴エネルギー吸収が 73%と、制振装置で総地震入力エネルギーの約 90%を吸収しており、本制振システムが効率良く地震エネルギーを吸収している。

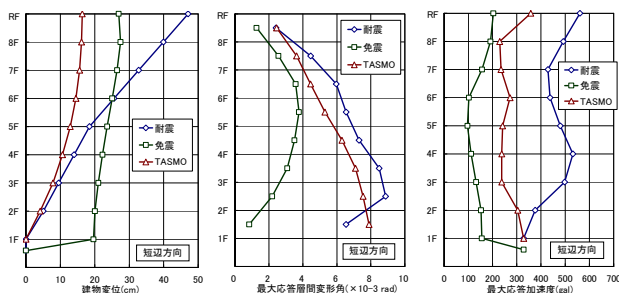


図 2.6 時刻歴応答解析結果
Fig.2.6 Maximum responses

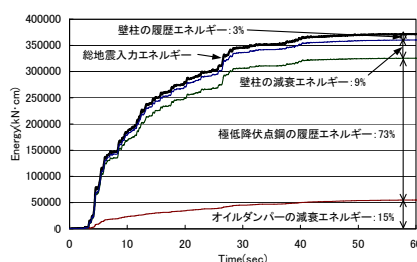


図 2.7 エネルギー吸収状況
Fig.2.7 Energy absorbing characteristics

3. 広島ビジネスタワー

3.1 建築概要

本建物は広島市に建設される地上 21 階、建物高さ 90.8m の事務所ビルである。1 階がエントランス、5 階までが駐車場、6 階から 21 階が事務所として計画された。基準階の平面形状は図 3.2 に示す通り、南北 (Y) 方向約 27m、東西 (X) 方向約 52m の長方形で、北側の約 18m スパンの空間に事務室を配置する片側コア形式となっている。



図 3.1 建物パース

Fig.3.1 Hiroshima business tower

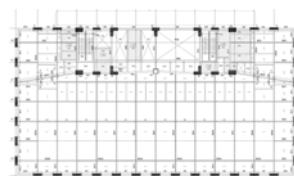


図 3.2 基準階伏図

Fig.3.2 Typical floor plan

3.2 構造計画

本建物の低層部は RC 造耐震壁付きラーメン構造、高層部 (6 階から 21 階) は RC 造として計画を行った。高層部は、外周部の壁柱 (3.6m ピッチ) と境界梁 (制振梁) からなる制振フレームと、コア部のラーメンフレームから構成される。制振梁は、H 形断面のウェブの一部に低降伏点鋼 (LY225) を用いたもので、地震時に早期に降伏することでエネルギー吸収を行い地震応答を低減する。

3.3 時刻歴応答解析結果

設計用入力地震動は告示波 3 波および観測地震波 3 波の合計 6 波の水平動を使用した。

図 3.3 に解析モデルを示す。1 階から 5 階までは等価

せん断ばねに置換する。6 階から 21 階までは壁柱および鉄骨梁を線材に置換した平面フレームモデルとし、各通りのモデルを並列に配置する。X 方向の 1 次固有周期は 1.87 秒、Y 方向の 1 次固有周期は 2.19 秒である。

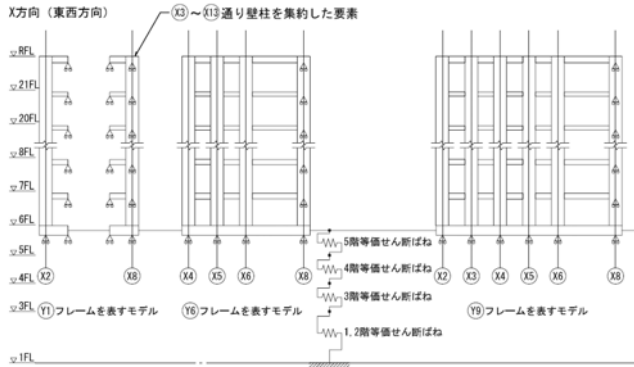
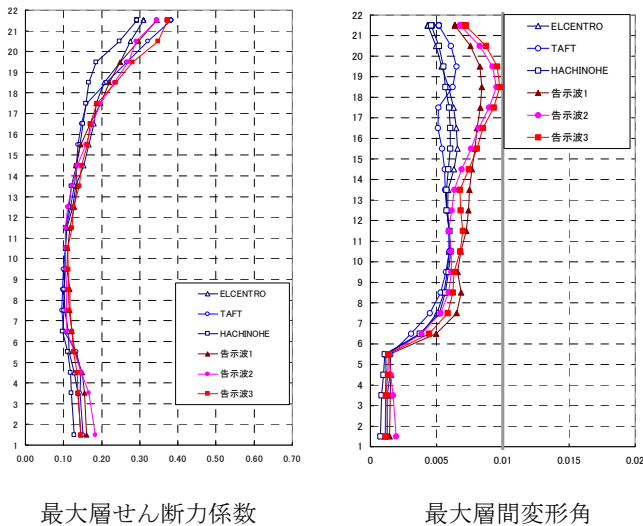


図 3.3 動的解析モデル (X 方向)

Fig.3.3 Model for analyses

図 3.4 にレベル 2 地震動時の応答結果を示す。最大応答層間変形角は各層とも設計クライテリアの 1/100 以下となっている。

低降伏点鋼を用いた制振部材に対しては、累積疲労損傷度 D 値を求める。レベル 2 地震動時の制振部材の累積疲労損傷度は最大で $D=0.104$ となり、設計クライテリアの 0.2 以下になった。



最大層せん断力係数

最大層間変形角

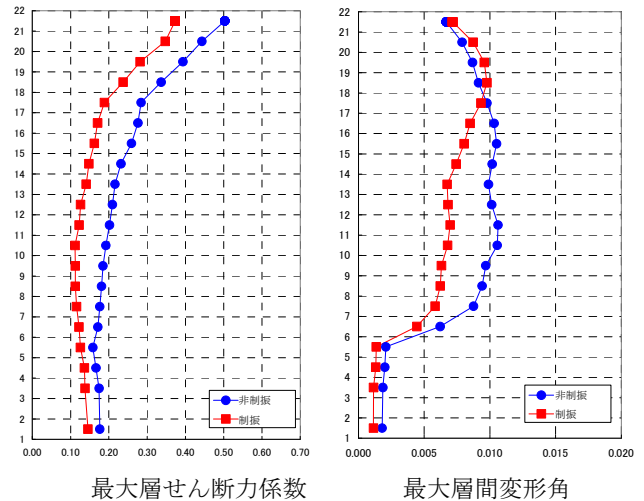
図 3.4 レベル 2 地震動時応答結果 (Y 方向)

Fig.3.4 Maximum responses in Y-direction

3.4 耐震性能の比較

エネルギー吸収能力の有効性を確認するために、境界梁のウェブを低降伏点鋼ではなく SN490 材と仮定した場合の建物の挙動との比較を行った。この場合、鉄

骨梁端での曲げ降伏が支配的となる。告示波 3（レベル 2）を入力した場合の時刻歴応答解析結果を図 3.5 に示す。各階の層せん断力および層間変形角が大きくなっている。この比較により、制振梁によるエネルギー吸収が建物の揺れの低減に有効であることが確認された。



最大層せん断力係数

最大層間変形角

図 3.5 非制振構造とのエネルギー吸収効果の比較

Fig.3.5 Maximum responses with and without control

壁柱（心棒）と境界梁から構成される制振フレームによりエネルギー吸収能力に優れた耐震性の高い建物が設計できる。本システムの高層建物への有効性を確認することができた。

4. TX 秋葉原駅開発ビル

4.1 建築概要

本建物は JR 秋葉原駅と TX 秋葉原駅に隣接する敷地に建設された地上 18 階地下 2 階の物販・ホテルからなる複合ビルで、敷地内に既設建物として TX 秋葉原駅からの出入口があり、その上部にまたぐ形で建設されている。構造種別は鉄骨造とし、連層耐震ブレースと極低降伏点鋼を組み合わせた制振構造を採用している。



写真 4.1 建物写真

Photo.4.1 TX Akihabara Hankyu building

4.2 構造計画

本建物は駅周辺で計画された大規模商業ビル等であり、地震被害による長期間の営業停止は、経済的損失だけでなく社会的影響も大きくなるため、地震時の構造体の損傷を最小限に抑え早期営業再開が可能な構造計画が求められた。そのため、計画地において想定される最も確率の高い地震（サイト波）に対し、適所に配置した制振部材に地震エネルギーを集中させ、主架構の損傷を弾性限に抑える構造計画とした。

長辺(X)方向は制振ブレースと制振間柱を組み合わせた計画としたが、短辺(Y)方向はアスペクト比が7あり、曲げ変形が卓越しているため、制振ブレース等では制振効果が小さい。そのため、曲げ変形にも効果的に性能が発揮できる連層耐震ブレースと低降伏点鋼による「制振フレーム」を4構面配置する計画とする。外周に面する構面は1～17階、建物内部の構面はホテル階の廊下を利用し7～17階に制振フレームを設けている。

制振フレーム内の境界梁（制振梁）はウェブ材にLY225を用いたせん断パネルを採用し、レベル1地震動での降伏を許容している。付帯するブレースは耐震ブレースとし、せん断パネル降伏時は弾性となるように計画した。R階梁は、地震後の残留変形を抑えるために弾性梁としている。また制振梁の変形を拘束させないように、制振梁廻りの床スラブとは縁を切った納まりとしている。

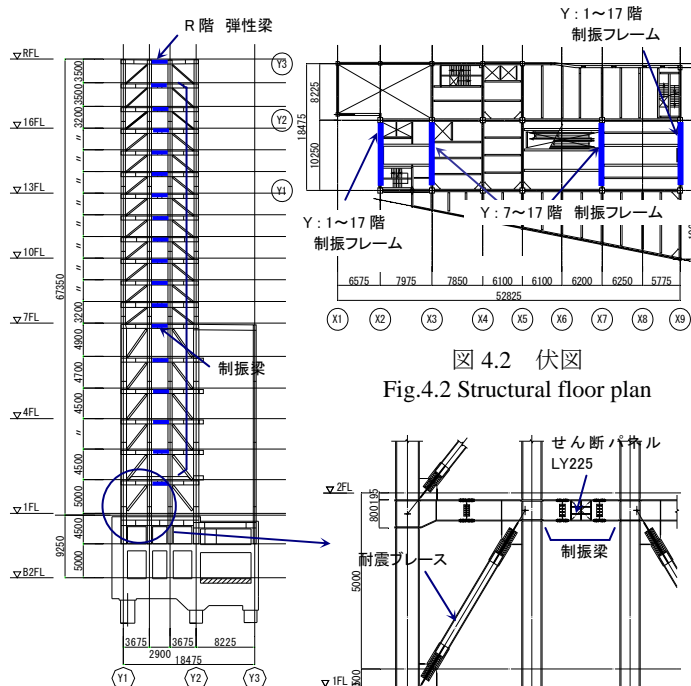


図 4.2 伏図
Fig.4.2 Structural floor plan

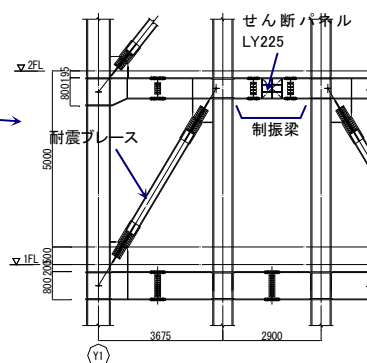


図 4.3 詳細図
Fig.4.3 Detail

図 4.1 軸組図
Fig.4.1 Framing elevation

4.3 耐震性能の検証

耐震性能の検証として、境界梁のせん断パネルにLY225を使用している「制振構造」とせん断パネルにSM490Aを使用した「耐震構造」との比較を行った。

応答解析モデルは、制振フレームの曲げ変形、および鉛直軸まわりの捩れ変形を評価できる擬似立体モデルを採用する。長辺(X)方向フレームは通り毎に等価せん断バネに置換する。短辺(Y)方向は、制振フレーム部については柱・梁・ブレースをそれぞれ線材置換し、その他のフレームは等価せん断バネに置換する。各層とも剛床とし、各層の重心位置に質点を設け、並進質量と鉛直軸まわりの回転慣性を与える。せん断バネの減衰は、1次固有振動数に対して減衰定数 $h = 2\%$ の瞬間剛性比例型とする。一次固有周期はX方向で1.98秒、Y方向で2.00秒となっている。

入力地震動は計画地で想定される確率の高い南関東地震を想定したサイト波を採用する。

表 4.1 耐震性能目標

Table 4.1 Response criteria

地震動レベル	レベル1地震動	サイト波	レベル2地震動
設計 クライテリア	許容応力度以内 層間変形角 1/200 以下	弾性限耐力以内 層間変形角 1/130 以下	層間変形角 1/100 以下
制振部材	累積疲労損傷度 $D \leq 0.4$		

時刻歴応答解析結果（Y方向）を図4.4に示す。

制振フレームが2構面の1～6階までは制振構造と耐震構造に大きな差は見られないが制振フレームが4構面となる7～18階については、応答せん断力係数及び応答変位が、耐震構造に比べ制振構造の方が約20%程度低減しており、制振効果が発揮されている。

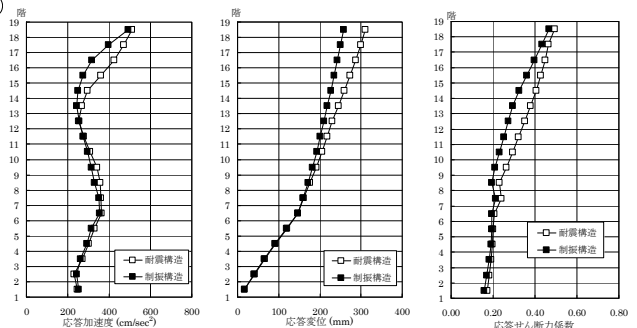


図 4.4 時刻歴応答解析結果(Y方向)
Fig.4.4 Maximum responses in Y-direction

制振構造におけるレベル2地震に対する制振梁せん断パネル部の最大ひずみは6.60%(14階)、低降伏点鋼

制振部材の低サイクル疲労実験の結果を基に、レインフロー法より算定した累積疲労損傷度 D の最大値は 0.267 (5 階) となっており、同規模の地震を数度経験しても取り替えの必要がないことを確認した。

図 4.6 にレベル 2 地震時のエネルギー時刻歴を示す。建物入力エネルギーに対する制振部材のひずみエネルギーは約 50% となっている。

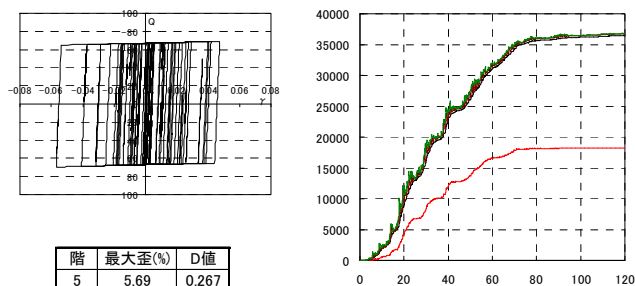


図 4.6 エネルギー吸収状況
Fig.4.6 Energy absorbing characteristics

5. みなとみらいセンタービル

5.1 建築概要

本建物は横浜市に建設される地上 21 階、高さ 98.2m の事務所ビルである。基準階平面は 80.4×54.8m の整形な形状でセンターコア両側に 22.8m 長スパンを有している。



写真 5.1 建物外観

Photo.5.1 External view of the building

5.2 構造計画

本建物では、大地震後においても建物機能を維持するため、上部構造の揺れを低減することを目的として、免震構造（積層ゴム支承と弾性すべり支承）を採用した。

上部構造のロングスパン部には、プレキャスト工法

によるプレストレスト梁（PCaPC 梁）を 3.2m ピッチで配置し、鉛直荷重のみを負担させるようにしている。一方、地震時水平力は建物外周及びコア部に配された壁柱とそれを貫通する鉄骨梁からなるフレームに負担させている。鉄骨梁の梁中央部ウェブパネルには極低降伏点鋼（LY100）を採用し、地震時にせん断降伏することにより地震エネルギーを吸収させるとともに、壁柱に作用する力を制御することにより厚さ 400×幅 1400mm の外装材兼用の壁柱を実現した。また免震構造と制振構造の組み合わせにより、全層にわたって応答層せん断力と応答加速度の低減を行い、高い耐震性能と地震時の居住性・安心感を確保している。尚、17 階以上の鉄骨梁は弾性とし建物全体の復元力を確保するとともに、地震後の残留変形を抑えることに寄与している。

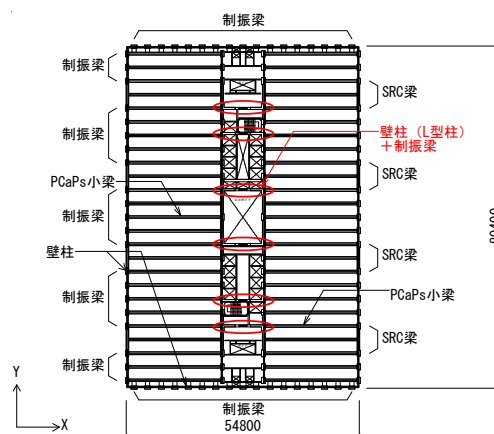


図 5.1 基準階伏図

Fig.5.1 Standard floor plan

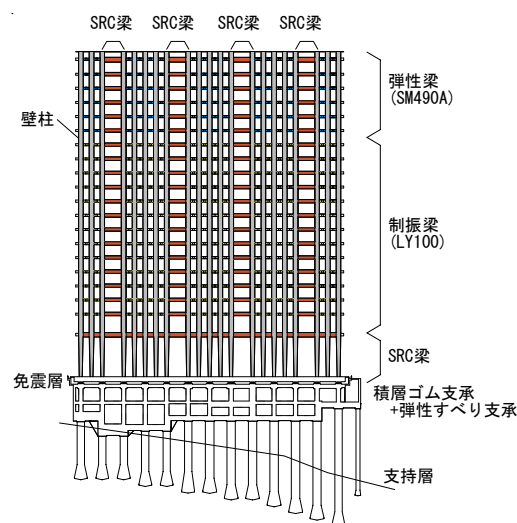


図 5.2 長辺方向軸組図

Fig.5.2 Framing plan

5.3 耐震性能の検証

本建物では、免震構造と TASMO 構造を組み合わせた構造形式となっており、その組み合わせの効果についてケーススタディによる検証を行った。検討ケースを表 5.1 に示す。

ケース①の解析モデルは、上部構造の地上 21 層に免震層を加えた 22 質点のモデルとし、最下層床位置を固定とする。復元力特性は、SRC 梁部の 1、2 層及び弾性梁部の 16～21 層は武田モデル、制振部の 3～15 層はノーマルトリリニア型としている。ケース②は、①において上部構造を弾性としたモデル、ケース③は①において非免震としたモデルとする。減衰定数は、上部構造 1 次モード振動に対して $\eta=2\%$ の瞬間剛性比例型とした。免震支承の減衰は考慮しない。入力地震動は告示波 E (エルセントロ位相) を採用し、入力レベルはレベル 2 とレベル 3 (レベル 2×1.5 倍) とした。

表 5.1 検討ケース

Table5.1 Study cases

ケース	① 免震+制振	② 免震のみ (上部弾性)	③ 制振のみ
制振効果	有り	無し	有り
免震装置	有り	有り	無し

表 5.2 入力地震動 (告示波 E)

Table5.2 Horizontal earthquake motion

加速度 (cm/s^2)	速度 (cm/s)	変位 (cm)	継続時間 (s)
368.5	53.7	44.1	120.0

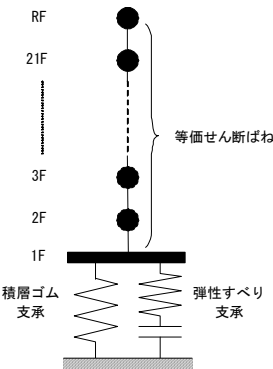


図 5.3 解析モデル

Fig.5.3 Response analysis model

5.4 解析結果

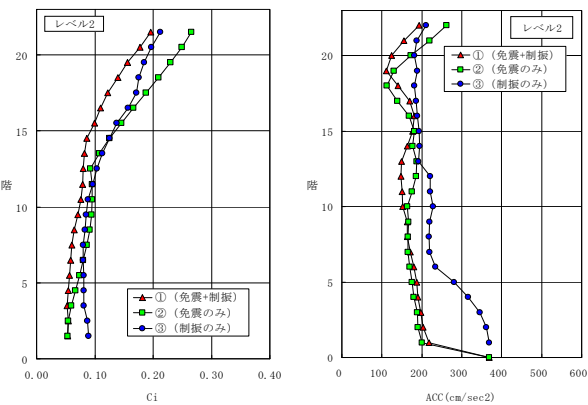
建物総重量は約 108 万(kN)である。基礎固定時の固有周期は、X 方向 2.78 秒、Y 方向 2.17 秒となった。図 5.4 及び表 5.3 に応答解析結果を示す。免震と制振を組合わせたケース①は、ケース② (免震のみ)、ケース③ (制振のみ) に比べて応答層せん断力が低減されている。レベル 2 時で②の約 7 割程度、レベル 3 時ではさらに低層部の低減が見られる。転倒モーメントも②に比べてレベル 2 時で 8 割程度に低減され、上部構造の制振効果により免震装置への付加軸力低減効果が期待できる。

最大応答加速度は、ケース② (免震のみ) では建物頂部付近が、ケース③ (制振のみ) では低層部付近が 200cm/s^2 を超えているが、免震と制振を組み合わせたケース①では全層にわたって応答加速度が低減されて

いる。

最大応答変位は、レベル 2 時でケース①と②に差はないが、レベル 3 時ではケース①の免震層応答変位は②に比べて 2 割程度低減されており、免震と制振を組合わせた場合、大きな入力レベルにおいて上部構造のエネルギー吸収が免震層の変形を抑える効果を果たしている。

表 5.4 にエネルギー吸収割合を示す。ケース①では制振部材で約 2 割、免震層で約 7 割、ケース②では免震層で 8～9 割、ケース③では制振部材で約 8 割となっている。制振効率が高い本システムにおいて免震と組合わせた場合でも十分制振効果が期待できる。



(a)最大応答層せん断力係数 (b) 最大応答加速度

図 5.4 応答解析結果

Fig.5.4 Results of case study

表 5.3 応答解析結果の比較

Table5.3 Results of response analysis

	レベル	① 免震+制振	② 免震のみ	③ 制振のみ
層せん断力 係数	18階	0.14 (0.67)	0.21 (1.00)	0.18 (0.84)
		0.16 (0.70)	0.23 (1.00)	0.21 (0.90)
	1階	0.05 (1.00)	0.05 (1.00)	0.09 (1.68)
		0.07 (0.78)	0.09 (1.00)	0.11 (1.25)
()内は割合	21階	155 (0.70)	220 (1.00)	187 (0.85)
		203 (1.07)	190 (1.00)	362 (1.90)
	1階	26.0 (42.6)	27.3 (53.2)	-
		3.22E+06 (0.83)	3.88E+06 (1.00)	3.93E+06 (1.01)
1階転倒 モーメント ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	レベル2	4.23E+06 (0.64)	6.62E+06 (1.00)	4.87E+06 (0.74)
	レベル3			

表 5.4 地震エネルギー吸収割合(%)

Table5.4 Seismic energy absorption ratio

レベル	吸収部位	① 免震+制振	② 免震のみ	③ 制振のみ
レベル2	上部履歴	19	0	76
	上部粘性	15	18	24
	免震層	66	82	0
レベル3	上部履歴	19	0	80
	上部粘性	9	12	20
	免震層	72	89	0

5.5 極低降伏点鋼の累積損傷度

前述の札幌支店ビルと同様のフレームモデルの下部に免震層を組み込んだ解析モデルを用い、極低降伏点鋼の累積損傷度の算定を行った。検討に用いた地震波は告示波 E（エルセントロ位相）の他、長周期・長時間地震動を想定した東海波（継続時間 350 秒）を用いた。算定結果を表 5 に示す。最大せん断ひずみは 1.2%、累積損傷度の最大値は 0.003（5FL）であり、設計クライテリアの許容累積損傷度 $D=0.2$ 以内となっている。

表 5.5 極低降伏点鋼の累積損傷度.

Table 5.5 Damage degree of steel dampers

	地震波	X方向	Y方向
最大せん断ひずみ γ_{max} (rad)	告示波E	0.012	0.012
	東海波NS	0.004	0.001
	東海波EW	0.006	0.002
最大累積損傷度D	告示波E	0.0030	0.0020
	東海波NS	0.0003	0.0000
	東海波EW	0.0002	0.0000

5.6 超高層免震建物へ適用した場合の耐震性能

超高層免震建物にエネルギー吸收集約型制振システムを適用した場合の比較検討を行い、以下のような有効性が確認された。

- ・超高層免震建物に本制振システムを適用した場合、応答せん断力の更なる低減と、全層にわたる応答加速度の低減が確認できた。
- ・高層部の応答層せん断力、転倒モーメントの低減効果により、免震装置への付加軸力を低減できることを確認した。
- ・入力地震レベルが大きくなるほど制振による免震層の応答変位の低減効果が確認できた。

6. TASMO の今後の可能性

TASMO は制振部材の変形によるエネルギー吸収を自由に設定できることから、耐震性能を明確にした構

造設計が可能となる。また、地震力による力の流れと鉛直荷重による力の流れが明快となることから、外周壁柱やロングスパン梁などの採用が可能となり、実際に使用できる床面積が広がるなどの建築計画上の付加価値向上にも貢献できる。

一方で、薄型の壁柱の採用による、梁との偏心による応力の処理、長期の使用性への考慮なども必要となる。

今後は、これらの課題への対応、更なる実績の積み重ね、設計法の一般化・高度化を行うことで、性能とコストの両面で優位性の高い構造形式として、都市の耐震安全性にこれからも貢献できると考えている。また、1章で示したようなコア部分に制振部材を集約させた透明度の高い建物の計画も是非行いたい。

謝辞

本制振システムを適用し、完成した建築物は、無柱空間を有し、構造形式を直接外壁デザインとして表現することができ、さらに安全性と地球環境配慮を兼ね備えることができた。開発および実施適用にご協力いただいた関係各位に感謝し、謝意を表します。

参考文献

- 1) 和田章他：建築物の損傷制御設計，丸善，1998
- 2) 須藤福三他：壁体を用いた超高層建屋構造の計画，建築技術，1968
- 3) 辻井剛他：鉄筋コンクリート耐震壁の可撓仕口に関する実験的研究，日本建築学会大会梗概集，1974
- 4) 崎野健治：転倒降伏耐震壁に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集 vol26，2004
- 5) 日高桃子他：制振壁フレームの必要変形能力と設計用応力に関する解析的研究，日本建築学会構造系論文集，2007.03
- 6) 村瀬 正樹，他：エネルギー吸收集約型制振システムの開発（その1～3），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造II，P.825～830，2006年（関東）