HOKKAIDO UNIVERSITY

Title	建物地震応答制御用の摩擦ダンパーの性能向上と摩擦機構の応用方法に関する研究
Author(s)	佐野, 剛志
Degree Grantor	北海道大学
Degree Name	博士(工学)
Dissertation Number	甲第14241号
Issue Date	2020-09-25
DOI	https://doi.org/10.14943/doctoral.k14241
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/79418
Type	doctoral thesis
File Information	Takeshi_Sano.pdf

Hokkaido University Collection of Scholarly and Academic Papers : HUSCAP

建物地震応答制御用の摩擦ダンパーの性能向上と摩擦機構の応用方法に関する研究

（Study on Performance Improvement of a Friction Damper and Application Method of a Friction Mechanism for Building Earthquake Response Control）

令和 ２年 ８月

北海道大学大学院工学院建築都市空間デザイン専攻

佐 野 剛 志

目次

第１章　序論　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　1
１．１　研究の背景　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　2
１．２　既往の研究　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　4
（１）架構内に設置する摩擦ダンパーに関する既往の研究　・・・・・・・・・・　4
（２）ＴＭＤのフェイルセーフ機構に関する既往の研究　・・・・・・・・・・・　6
１．３　研究の目的と概要　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　8
１．３．１　研究の目的　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　8
（１）大容量かつ安定した摩擦力を発揮する摩擦ダンパーの開発　・・・・・・　8
（２）摩擦機構を利用した超高層建物用ＴＭＤのフェイルセーフ機構の開発・　8
１．３．２　各章の実施内容の概要　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　10
（１）第１章の概要　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　10
（２）第２章の概要　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　10
（３）第３章の概要　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　10
（４）第４章の概要　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　10
（５）第５章の概要　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　10
（６）第６章の概要　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　11
（７）第７章の概要　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　11
（８）第８章の概要　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　11
（９）第９章の概要　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　11
１．４　第１章のまとめ　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　12
参考文献（第１章）　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　13

第２章　開発したマルチユニット摩擦ダンパーの概要　・・・・・・・・・・・・・　23
２．１　摩擦ユニットの基本構成（２面摩擦，４面摩擦）　・・・・・・・・・・・　24
２．２　開発した摩擦ダンパーの特長　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　29
（１）摩擦力の安定性　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　29
（２）高い摩擦力の設計自由度　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　29
（３）大容量摩擦ダンパーの実現　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　29
（４）剛性と耐力（摩擦力）を独立に設計可能　・・・・・・・・・・・・・・・　30
（５）温度・速度依存性が少なく力学特性が明解　・・・・・・・・・・・・・・　32
（６）建設現場や製造工場で容易に組み立て可能　・・・・・・・・・・・・・・　32
（７）コストダウンを実現　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　32
２．３　第２章のまとめ　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　33

参考文献（第２章）　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 34

第３章　摩擦ダンパー基本ユニットの要素実験　・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 37
３．１　要素試験体　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 38
３．２　実験方法（載荷方法と載荷プログラム）　・・・・・・・・・・・・・・・・ 39
３．３　実験結果　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 41
３．４　第３章のまとめ　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 43
参考文献（第３章）　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 44

第４章　ブレース型摩擦ダンパーの実大架構実験　・・・・・・・・・・・・・・・・・ 45
４．１　載荷装置と試験体　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 46
４．２　載荷プログラム　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 50
４．３　実験結果　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 51
４．４　第４章のまとめ　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 56
参考文献（第４章）　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 57

第５章　間柱型摩擦ダンパーの実大架構実験　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 59
５．１　載荷装置と試験体　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 60
５．２　載荷プログラム　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 66
５．３　実験結果　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 68
５．４　第５章のまとめ　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 76
参考文献（第５章）　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 77

第６章　ブレース型摩擦ダンパーを用いた超高層建物の制振効果　・・・・・・・・・ 79
６．１　解析方法　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 80
６．１．１　解析モデルの概要　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 80
６．１．２　ＭＦモデル（Main Frame モデル）　・・・・・・・・・・・・・・・ 82
６．１．３　ＦＤモデル（Friction Damper モデル）と制振目標　・・・・・・・ 84
６．１．４　入力地震動　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 86
（１）告示スペクトル適合波　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 86
（２）継続時間の長い長周期地震動　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 86
（３）長周期パルス地震動　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 87
６．１．５　地震応答解析の条件　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 90
６．２　解析結果　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 91
６．２．１　固有値解析結果　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 91
６．２．２　最大応答値　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 91

（1）最大応答変位 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 91
（2）最大応答層間変形角 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 91
（3）最大応答層せん断力 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 92
（4）最大応答加速度 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 92
6．2．3 各部のエネルギー吸収量 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 97
6．2．4 残留層間変形角 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 99
6．3 第6章のまとめ ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 101
参考文献（第6章） ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 102

第7章 間柱型摩擦ダンパーを用いた超高層建物の制振効果 ・・・・・・・・・・・ 105
7．1 解析方法 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 106
7．1．1 解析モデルの概要 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 106
7．1．2 MFモデル（Main Frame モデル） ・・・・・・・・・・・・・・・・ 108
7．1．3 FDモデル（Friction Damper モデル）と制振目標 ・・・・・・・ 110
7．1．4 入力地震動 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 112
7．1．5 地震応答解析の条件 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 112
7．2 解析結果 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 113
7．2．1 固有値解析結果 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 113
7．2．2 最大応答値 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 113
（1）最大応答変位 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 113
（2）最大応答層間変形角 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 113
（3）最大応答層せん断力 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 114
（4）最大応答加速度 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 114
7．2．3 各部のエネルギー吸収量 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 119
7．2．4 残留層間変形角 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 121
7．3 第7章のまとめ ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 123
参考文献（第7章） ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 124

第8章 摩擦装置を用いたTMDのフェイルセーフ機構 ・・・・・・・・・・・・・ 127
8．1 はじめに ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 128
8．2 フェイルセーフ機構の概要 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 130
8．2．1 フェイルセーフ機構の動作と期待する効果 ・・・・・・・・・・・ 130
8．2．2 TMDとフェイルセーフ機構の地震時挙動 ・・・・・・・・・・・・ 130
8．3 解析方法 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 132
8．3．1 建物モデル ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 132
8．3．2 解析モデルの概要 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 137

（1）Model U ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 137
（2）Model C ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 137
（3）Model F ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 138
（4）Model V ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 138
（5）Model D ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 138
8．3．3　入力地震動 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 142
8．4　TMDを搭載した1自由度建物モデルの地震応答性状 ・・・・・・・・・ 143
8．4．1　TMDとフェイルセーフ機構の最大応答変位 ・・・・・・・・・・ 143
8．4．2　摩擦フェイルセーフ機構付きTMDのエネルギー吸収量 ・・・・ 145
8．4．3　建物の最大応答値 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 146
（1）最大応答加速度 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 146
（2）最大応答変位 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 146
8．5　TMDを搭載した30自由度建物モデルの地震応答性状 ・・・・・・・・ 149
8．5．1　TMDとフェイルセーフ機構の最大応答変位 ・・・・・・・・・・ 149
8．5．2　摩擦フェイルセーフ機構付きTMDのエネルギー吸収量 ・・・・ 151
8．5．3　建物の最大応答値 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 152
（1）最大応答加速度 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 152
（2）最大応答変位 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 152
8．5．4　建物の上下方向の最大応答値分布 ・・・・・・・・・・・・・・ 154
（1）最大応答層せん断力分布 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 154
（2）最大応答層間変形角分布 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 154
（3）最大応答加速度分布 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 154
8．6　結論 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 157
参考文献（第8章） ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 158

第9章　結論 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 161
9．1　本研究の結論 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 162
9．2　今後の課題と展望 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 165

謝辞 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 167

発表文献 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 169

第１章　序論
　１．１　研究の背景
　１．２　既往の研究
　１．３　研究の目的と概要
　　１．３．１　研究の目的
　　１．３．２　各章の実施内容の概要
　１．４　第１章のまとめ
　参考文献（第１章）

第１章　序論

１．１　研究の背景

日本の耐震設計の基本的な考え方は，頻度の高い中地震に対して建物が概ね無損傷で，極めて稀に遭遇する大地震に対しては，建物の多少の損傷は許容し，建物の崩壊や人身の危機を防ぐというものである。この考えに基づき，耐震設計法は，十勝沖地震（1968 年）やサンフェルナンド地震（1971 年），宮城県沖地震（1978 年）等の被害地震の教訓を取り入れながら進歩を遂げたが [1)]，メキシコ地震（1985 年）では長周期地震動で建物が倒壊し，兵庫県南部地震（1995 年）では都市の壊滅的な被害を経験することとなる。これらの地震は，地震動による建物への入力エネルギーと比較し，建物の損傷（ＲＣ躯体のひび割れ，鉄筋・鉄骨の降伏など）に伴う弾塑性エネルギー吸収能力が，十分大きければ耐震性が確保でき，建物の継続使用も可能であることを実証したが，損傷が大きく建物全体に及ぶと，損傷の調査や復旧に多大な労力を要することや，損傷（塑性化）が特定箇所に集中すると，ブレース材や梁端部の破断，建物の倒壊といった甚大な被害に繋がり，従来の耐震設計の考え方だけでは必ずしも十分でないことを認識させられた。

1980 年代半ばから 1990 年代にかけて，地震時に建物の自重を支える柱や梁を損傷（多くの塑性化エネルギーを蓄積）させるのではなく，柱や梁の損傷は最小限（できれば弾性変形範囲内）に止めて，地震エネルギーは建物内に計画的に配置した損傷を許容する部材（変形性能を高めたブレース材や制振部材）に吸収させる，いわゆる損傷制御構造の研究が本格化し [2)]，兵庫県南部地震の発生で，研究が更に加速した。当時，日本の制振部材の研究開発の主流は，塑性変形性能を高めた鋼材を用いるダンパーや，粘弾性ゴム等を用いたダンパー，オイルダンパー，摩擦ダンパーなどを対象としたものであった。

これらの制振部材は，優れた長所がある一方，技術を普及させる上で幾つかの課題を抱えていた。例えば，鋼材ダンパーは低価格で調達可能だが，地震エネルギーの吸収を繰り返すと交換の要否を見極める必要があることや，粘弾性ダンパーは小さな揺れから大きな揺れまで幅広い振幅でエネルギー吸収能力を発揮するが，環境温度の変化や地震エネルギーの吸収に伴う温度上昇の影響などを評価するために専門的な知識を要した。オイルダンパーは高価で，Ｖ字型ブレースの先端部に取り付けるシアリンク型などでの適用形態に制限されるなどの課題を抱えていた。また，摩擦ダンパーは，繰り返し作動すると摩擦力が低下するなど，エネルギー吸収性能の安定性に課題があった。また，制振ダンパー共通の課題として，超高層建物等の大地震時の応答を，設置箇所が限定された中で，効果的に低減するために必要な，大きな制振力を発揮できるダンパーが少ないと

いう課題があった。

一方，近年日本では，南海トラフ沿いで発生する巨大地震に伴う継続時間の長い長周期地震動によって，大都市圏の超高層建物で振幅の大きな揺れが長時間続くことが懸念されている。古い設計基準で設計された既存超高層建物の中には，改修が必要な耐震性能の低い超高層建物が存在する[3)]。既存超高層建物の耐震安全性を向上させる技術のうち，制振ダンパーなどのエネルギー吸収装置で減衰性能を付加する制振補強工法には，架構内制振工法（既存架構や新設付加架構内に配置した制振ダンパーで，建物の振動エネルギーを吸収して揺れを低減する工法）と，頂部制振工法（上層階に大容量のＴＭＤを設置し，建物の振動エネルギーを吸収する工法）に大別することができる。後者の頂部制振工法は，上層階が中心の補強工事となるため，建物内部への影響が少ないという利点がある。しかし，建物の固有周期変動に対する制振性能のロバスト性の確保や，ＴＭＤ装置を構成する部材（振子や積層ゴム，ダンパー）の最大変形を部材製作や性能検証可能な±200㎝程度に止める必要性から，大地震動対応のＴＭＤの付加質量は，建物質量の２％程度（概ね１フロア分の質量に相当）と大型なものが必要となる。

この様な大容量ＴＭＤを上層階に取り付けた建物が，ＴＭＤの設計限界を超える過大な地震動に遭遇した場合，ＴＭＤ構成部材の損傷や，付加質量の脱落などに伴う急激な応答の増大といった重大事故に繋がる可能性がある。このためＴＭＤの設計限界を超える地震動に遭遇した場合でも，人命保護を確実にするため，ＴＭＤの損傷や付加質量の脱落を防止できるフェイルセーフ装置が必要となる。しかし，ＴＭＤが設計限界に近づく時，すなわち大速度・大振幅で作動する時に，起動させるフェイルセーフ装置の製作ならびに性能検証などは容易ではない，という課題がある[4)]。

１．２　既往の研究

本節では，架構内に設置する摩擦ダンパーと，大地震用ＴＭＤのフェイルセーフ機構に関する既往の研究について述べる。

（１）架構内に設置する摩擦ダンパーに関する既往の研究

架構内に設置する摩擦ダンパーに関する研究は，日本国内外で数多く実施されている。摩擦ダンパーは，摩擦面を構成する材料や，摩擦面の形状，摺動方向，摩擦面への面圧の導入方法等で多様な構成方法が提案されている。

日本の，既往の摩擦ダンパーに関する研究では，主に以下に示す２通りの構成方法が報告されている。

１つ目の摩擦ダンパーの構成方法は，直線的に摺動する高力ボルト摩擦接合部型のもので，摩擦面を構成する摩擦材として，非金属摩擦材[5)~12)]，アルミ溶射鋼板[13),14)]，アルミニウム板[15)~22)]，焼結金属[23),24)]，潤滑シート[25)~28)]などが提案されている。また，滑動板として鋼板やステンレス板などが使用されている。摩擦面を締結する方法では，摩擦面の面圧を安定させるため，大型ワッシャー[25)~28)]や，ゴムワッシャー[19)]，皿ばね[9),10)]などに挿通した高力ボルトを使用する方法が提案されている。高力ボルトの導入軸力の管理では，ボルトナットの締め付けトルク値による管理方法や，ボルト締結時に使用する油圧テンショナーの油圧値による管理方法が用いられている。このようにして構成した摩擦接合部型の摩擦ダンパーを，ブレースの端部や，間柱・壁の内部，壁と大梁の間などに設ける形態で，建物に組み込む方法が提案されている。

２つ目の摩擦ダンパーの構成方法は，摩擦面が円筒形状で，直線的に摺動するシリンダ型とするもので，摩擦面を構成する摩擦材には，各種の合金材料[29)~38)]や，非金属摩擦材などが，滑動面側にはステンレス材などが使用されている。摩擦面の面圧は，皿ばねの反発力や[29)~33)]，ロッドを嵌入したダイス[34)~37)]，外筒ボルトの締め付け[38)]によって付加されている。

海外論文でも，直線的に摺動する摩擦ダンパーや[39)~46)]，回転方向に摺動する摩擦ダンパー[47)~49)]，柱梁接合部に設ける摩擦ダンパー[50)~52)]だけでなく様々なタイプの摩擦ダンパー[53),54)]に関する数多くの研究が報告されている。残留変形を少なくする目的などで，フラッグ型の復元力特性を利用した原点復帰性能を備えたいくつかの摩擦装置や構造システムも研究されている[42),50),55)~61)]。その他，摩擦ダンパーを備えた構造物の地震応答制御効果を振動台実験[62)~64)]で検証した例も報告されている。また，実建物への適用事例[65),66)]の報告や，様々な設計・解析的な手法[67)~74)]も報告されている。

摩擦ダンパーに関する日本の主な既往研究を以下に述べる。

１）木村・東端・井ノ上らによる研究[25)～28)]

鋼板の摩擦力を利用する場合，摩擦力の安定性や，耐久性，発音などが課題となることを指摘している。これらの課題を解決するため，本摩擦ダンパーは，潤滑シートを接着したインナープレートを２枚のアウタープレートで挟み込み，大型ワッシャーを介して高力ボルトで締め付ける手法を採用している。高力ボルトの締め付けトルクは事前検討で決定している。

単体性能実験によると，振幅５㎜から 15㎜の範囲では，ほぼ同様な摩擦力が確認されたが，振幅が２㎜と小さい時には，大振幅に比べて摩擦力が 15％程度大きく，振動数が 1.0Hz の時の摩擦力と比べて，0.05Hz の時には 25％～35％程度摩擦力が大きくなることが報告されている。

また，ＰＣａ板と大梁の間に摩擦ダンパーを組み込んだ架構実験の結果が報告されている。載荷装置の容量に制限があるため小規模な実験ではあるが，摩擦ダンパーがスムーズに作動することなどが報告されている。

２）井上・桑原・中平らによる研究[13),14)]

膜厚が 100μm～150μm で研磨・脱脂を施したアルミ溶射膜を有する外板で，研磨仕上げを施した中板鋼板を挟み込み，板座金を介したボルトで摩擦面を締結する摩擦ダンパーを提案している。板座金は，摩擦面の接触圧分布の均等化と，ボルトを長くして軸力の変動を抑制するため使用されていて，高力ボルトの初期導入軸力は 98kN である。

振動数１Hz，振幅 15㎜，繰り返し数 100 サイクルの単体要素実験の結果，摺動初期段階の数サイクルの摩擦係数は小さいが，その後の摩擦係数は 0.85～1.0 程度で安定する。繰り返し数が 80 サイクルを超えると若干エネルギー吸収能力は低下するが極端な低下はないと報告されている。また載荷直後にボルトの軸力が２～３割増大し安定したと報告されている。

ダンパー付き縮小架構の静的繰り返し載荷実験の結果によると，荷重－変形関係は剛塑性性状を示し，摩擦係数やボルト軸力は単体要素実験の結果とほぼ同じ特性であったと報告されている。

３）北嶋・横内・安達らによる研究[34)～37)]

中筒に固定された合金工具鋼製のダイスに，外筒に固定された銅合金製ロッドを挿通して摩擦力を発揮するダンパーが提案されている。ダイスとロッドの摩擦面には，被膜潤滑剤が塗布されている。摩擦ダンパー単体の性能試験と，同摩擦ダンパーをＨ形鋼（H-350×350×12×19）のブレース軸芯に４基並列に組み込んだ制振ブレースの試験結果によると，履歴性状は完全弾塑性型の安定した性能を示し，制振ブレースの総摩擦力は概ね 1600kN で，摩擦ダンパー単体の

摩擦力 400kN の４倍の値を示し，摩擦ダンパー単体の摩擦力と，摩擦ダンパーの並列基数で，摩擦制振ブレースの総摩擦力が評価できると報告している。

また，制振ブレースで補強したＲＣ造３階建ての学校校舎の仮動的実験を実施し，小振幅の実験から履歴形状がエネルギー吸収能力を有する紡錘形を示し，応答変位が低減できると報告している。

（２）ＴＭＤのフェイルセーフ機構に関する既往の研究

近年，南海トラフ沿いの巨大地震などの発生に伴う長周期地震動による超高層建物の揺れを低減するため，大地震対応のＴＭＤの開発が進められており，超高層建物への適用が始まっている。建物の固有周期の変動に対するＴＭＤの制振性能のロバスト性の確保や，ＴＭＤ装置を構成する部材（振子や積層ゴム，ダンパー）の最大変形を部材製作や性能検証が可能な±200㎝程度に止める必要があるため，大地震動対応のＴＭＤの付加質量は，建物質量の２％程度（概ね１フロア分の質量に相当）と大型なものが必要となる。この様な大容量ＴＭＤを上層階に取り付けた建物が，ＴＭＤの設計限界を超える過大な地震動に遭遇した場合，ＴＭＤ構成部材の損傷や付加質量の脱落などに伴う急激な応答の増大などの重大事故に繋がる可能性がある。このためＴＭＤの設計限界を超える地震動に遭遇した場合でも，人命保護を確実にするため，ＴＭＤの損傷や付加質量の脱落を防止できるフェイルセーフ装置が必要となる。

ＴＭＤのフェイルセーフ装置には，主として以下に示す２通りの方法が提案されている。

１つ目のフェイルセーフ装置は，ＴＭＤの作動速度（建物頂部とＴＭＤ付加質量との間の相対速度）が所定の速度を超過した時，ＴＭＤの減衰装置（オイルダンパー）の減衰係数が大きくなり，ＴＭＤが過大に作動するのを防止するストローク制御機能を有するオイルダンパーを採用する方法[75)～77)]である。

２つ目のフェイルセーフ装置は，ＴＭＤの作動変位が設計限界変位に近づくと，オイルバッファーや鋼製ストッパーに付加質量を衝突させることで，ＴＭＤが過大に作動するのを防止する方法[78), 79)]である。オイルバッファーなどに衝突させる方法は，風揺れや小地震動による超高層建物の揺れを低減するため適用されてきた頂部制振装置などでも用いられてきた手法である。

既存超高層建物で提案されている主な大地震動対応ＴＭＤと，そのフェイルセーフ装置の研究や実施例を以下に述べる。

１）栗野・狩野らによる研究・実施例[75)～77)]

長周期地震動対策として，既存超高層建物に１基あたり 3000kN の付加重量を有するＴＭＤを６基搭載する建物頂部制振補強工法を提案している。各ＴＭＤは付加質量を８本のワイヤーで懸垂した振り子構造で，減衰装置としてストローク制御機能を内蔵したオイルダンパーを４基使用している。オイルダンパーは，速度が 164cm/s（減衰力 102kN）に達すると回路が切り替わり減衰係数が急増（ハードニング）する仕組みである。

オイルダンパーの作動状況を確認するため，実物のＴＭＤを用いて，加力ジャッキにより付加質量に初期変位を与え，ジャッキを急速開放する自由振動実験を実施し，初期変位が 190cm の時に設計通りオイルダンパーの減衰定数が急増することを確認している。また，シミュレーション解析によって最大振幅やハードニング性状，減衰状況などのＴＭＤの挙動を再現できると報告している。

２）変位ストッパーを用いた実施例[78)]

長周期地震動対策として，既存超高層建物に１基あたり 700t の付加質量を有するＴＭＤを２基搭載する建物頂部制振補強工法を提案している。各ＴＭＤは，小振幅時には付加質量を８基の多段積層ゴム（２段）で支持し，振幅が大きくなると付加質量の支持機構が積層ゴムからリニアスライダーに移行する方式を採用している。減衰装置にはオイルダンパーが４基使用されている。

ＴＭＤに過大変形が生じると，付加質量がオイルバッファーに衝突してＴＭＤの損傷等を回避する方法が採用されている。

１．３　研究の目的と概要

１．３．１　研究の目的

１．１節，１．２節で述べたように，既往の架構内制振部材には，優れた長所がある一方，幾つかの課題を抱えていた。1990 年代に提案されていた摩擦ダンパーは，摩擦性能のバラつきが大きく，繰り返し作動すると摩擦力が低下するなど，エネルギー吸収性能の安定性に課題があった。

しかし，これらの課題が解決できれば，摩擦ダンパーは，速度や変位，温度などに対する依存性が小さく，力学モデルが明解なバイリニア型となり，評価も容易であること，構成部材の標準化や工場生産化，量産化，ユニット化を実現すれば，様々な適用形態が選択可能となり，普及に必要なコストダウンも実現できる。

また，摩擦ダンパーは静止時には固定状態を保持し，作動（摺動）時に一定の応力を伝達しながら変形するという性質を有する。この性質を活用することで建物の耐震安全性の維持に資する様々な応用方法を考えることができる。

そこで本研究では，以下の（１），（２）の２つを研究の全体目的に選定した。

（１）大容量かつ安定した摩擦力を発揮する摩擦ダンパーの開発

超高層建物の架構内制振部材に要求される，大容量かつ安定した摩擦力を実現する摩擦ダンパーを考案し，その性能を要素実験と，実大架構実験で確認する。

また，30 層鉄骨造超高層建物に，提案する摩擦ダンパーをブレース型と間柱型で適用し，様々な地震動入力に対して高い制振効果を有することを解析的に検証する。

（２）摩擦機構を利用した超高層建物用ＴＭＤのフェイルセーフ機構の開発

既存超高層建物の耐震性能向上を目的に設置するＴＭＤを，摩擦機構を利用したフェイルセーフ機構を介して建物に搭載する方法を示し，その効果を解析的に検証する。

研究の全体目的（１），（２）を達成するため，以下に示す（ａ）～（ｆ）を研究の具体的目標に設定した。

（ａ）摩擦ダンパー基本ユニットの考案と要素実験による性能評価

考案した摩擦ダンパー基本ユニット（摩擦ダンパーの最小単位）の構成について説明し，要素実験で摩擦ダンパー基本ユニットの基本的な性能を示す。

（本具体的目標に対する検討は，第２章および第３章で実施）

（ｂ）ブレース型摩擦ダンパーの考案と実大架構実験による性能評価

摩擦ダンパー基本ユニットを複数組み合わせてブレース型摩擦ダンパーを構築し，実大架構実験によってブレース型摩擦ダンパーが基本ユニットの数量に応じた大容量の摩擦性能を発揮できることを示す。

（本具体的目標に対する検討は，第４章で実施）

（ｃ）ブレース型摩擦ダンパーを適用した建物の地震応答制御効果の検証

地震応答解析によって，大容量ブレース型摩擦ダンパーを適用した超高層建物の応答制御効果を検証する。

（本具体的目標に対する検討は，第６章で実施）

（ｄ）間柱型摩擦ダンパーの考案と実大架構実験による性能評価

摩擦ダンパー基本ユニットを複数組み合わせて間柱型摩擦ダンパーを構築し，実大架構実験によって間柱型摩擦ダンパーが基本ユニットの数量に応じた大容量の摩擦性能を発揮できることを示す。

（本具体的目標に対する検討は，第５章で実施）

（ｅ）間柱型摩擦ダンパーを適用した建物の地震応答制御効果の検証

地震応答解析によって，大容量間柱型摩擦ダンパーを適用した超高層建物の応答制御効果を検証する。

（本具体的目標に対する検討は，第７章で実施）

（ｆ）摩擦機構を応用したＴＭＤのフェイルセーフ機構の考案と有効性の検証

摩擦ダンパーの摩擦装置を，超高層建物に搭載する大地震対応ＴＭＤのフェイルセーフ機構に応用し，地震応答解析によって摩擦フェイルセーフ機構の効果を検証する。

（本具体的目標に対する検討は，第８章で実施）

１．３．２　各章の実施内容の概要

各章の実施内容の概要と特徴は，以下の通りである。

（１）第１章の概要

第１章は，序論として，研究の背景と関連する既往研究について述べる。また本研究の目的を明記し，研究の特徴と各章の概要について整理して述べる。

（２）第２章の概要

２．１節では，本研究で考案した摩擦ダンパーの基本構成について説明する。考案した摩擦ダンパーは，ブレースと主架構を接続する高力ボルト接合部や，間柱の内部に設けた高力ボルト接合部などに，摩擦ダンパーの最小単位である摩擦ダンパー基本ユニットを，ブレース型や間柱型の摩擦ダンパーで実現したい総摩擦力となるまで必要数量組み込んで構成する。

また，皿ばねを介した高力ボルトで摩擦面を締結することで，摩擦板の摩耗や，鋼材の板厚のバラツキなどによる軸力変動を小さくし，摩擦面の面圧の安定化を図る。摩擦面は，摩擦係数の安定性が高く，経年劣化の少ない材料で構成する。

２．２節では，考案する摩擦ダンパーの特長について概説する。

（本章の内容は，１．３．１項で示した具体的目標（ａ）に対応）

（３）第３章の概要

第３章では考案した摩擦ダンパーの最小単位である基本ユニットの要素実験について述べる。摩擦ダンパー基本ユニット２セットで構成した要素試験体を用いて要素実験を実施し，摩擦ダンパー基本ユニットが安定した摩擦性能を有することを確認する。

（本章の内容は，１．３．１項で示した具体的目標（ａ）に対応）

（４）第４章の概要

第４章では，考案したブレース型摩擦ダンパーの実大架構実験について述べる。摩擦ダンパー基本ユニット 10 セット（２面摩擦）を組み込んだブレース型摩擦ダンパーを対象に実大架構実験を実施し，考案したブレース型摩擦ダンパーが，安定した摩擦性能を有し，基本ユニットの摩擦性能と，組み込んだ摩擦ダンパー基本ユニットの数量で総摩擦力が評価できることを実証する。

（本章の内容は，１．３．１項で示した具体的目標（ｂ）に対応）

（５）第５章の概要

第５章では，考案した間柱型摩擦ダンパーの実大架構実験について述べる。摩

擦ダンパー基本ユニットを５～７セット間柱内部に組み込んだ高さや摩擦面数の異なる３タイプの間柱型摩擦ダンパーを対象に実大架構実験を実施し，考案した間柱型摩擦ダンパーが，安定した摩擦性能を有し，基本ユニットの摩擦性能と，組み込んだ摩擦ダンパー基本ユニットの数量で総摩擦力が評価できることを実証する。

（本章の内容は，１．３．１項で示した具体的目標（ｄ）に対応）

（６）第６章の概要

第６章では，考案した摩擦ダンパー基本ユニットで実現可能な大容量ブレース型摩擦ダンパーを用いて，30 層の鉄骨造超高層建物を制振化し，多様な地震動に対する応答を，３次元立体フレーム解析モデルを用いた時刻歴応答解析で求め，摩擦ダンパーの適用効果を検証する。

（本章の内容は，１．３．１項で示した具体的目標（ｃ）に対応）

（７）第７章の概要

第７章では，考案した摩擦ダンパー基本ユニットで実現可能な大容量間柱型摩擦ダンパーを用いて，30 層の鉄骨造超高層建物を制振化し，多様な地震動に対する応答を，３次元立体フレーム解析モデルを用いた時刻歴応答解析で求め，摩擦ダンパーの適用効果を検証する。

（本章の内容は，１．３．１項で示した具体的目標（ｅ）に対応）

（８）第８章の概要

第８章では，考案した摩擦ダンパーの摩擦機構を，超高層建物の大地震動対応ＴＭＤに必要不可欠なフェイルセーフ装置に応用する方法について述べる。摩擦装置を利用したフェイルセーフ機構を介してＴＭＤを建物に搭載する方法を考案し，その効果を 1 自由度と 30 自由度の建物モデルの地震応答解析で検証する。検討では既往のフェイルセーフ装置との比較も試みる。

（本章の内容は，１．３．１項で示した具体的目標（ｆ）に対応）

（９）第９章の概要

第９章では，本論文の結論として，本研究の具体的目標に対して得た知見と，本研究の全体目的に対応する研究成果について述べるとともに，今後の課題と展望を整理する。

１．４　第１章のまとめ

本章では，本研究の背景と本研究が扱う分野の技術的課題を説明し，既往の研究について述べた。また，本研究の全体目的と，全体目的を達成するために設定した研究の具体的目標を示し，これらに対応する各章における実施内容の概要を説明した。

参考文献（第１章）

1）秋山宏，和田章：「耐震設計の一つの新しい方向」シンポジウム，1995.10

2）和田章:身近になったパッシブ制振構造,建築技術,No.667,pp.96-98,2005.8

3） 内閣府：「南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動に関する報告」について，2015 年 12 月

4）佐野剛志，中塚光一：「既存超高層建築物の制震改修，既存超高層建築物の制震補強時の検討項目と実施例」，建築防災，日本建築防災協会，2016 年 4 月

5）矢澤俊介，笠井和彦：ボルト摩擦接合を利用したダンパーの設計と制振構造への適用に関する研究,日本建築学会大会学術講演梗概集,B-2,構造Ⅱ,pp.375-376，2001.7

6）中平和人，桑原進，三宅健，文字哲也，岡田郁夫：ブレーキパッド摩擦ダンパーの動的履歴性状：その 1 摩擦ダンパーの概要および実験計画，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，構造Ⅲ，pp.927-928，2004.7

7）三宅健，桑原進，中平和人，文字哲也，岡田郁夫：ブレーキパッド摩擦ダンパーの動的履歴性状：その 2 第 1 期,第 2 期動的載荷実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，構造Ⅲ，pp.929-930，2004.7

8）桑原進，中平和人，文字哲也，岡田郁夫，三宅健：ブレーキパッド摩擦ダンパーの動的履歴性状：その 3 第 3 期,第 4 期動的載荷実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，構造Ⅲ，pp.931-932，2004.7

9）野中康友，原博，本多徹哉，板尾浩，藤本利昭，川幡栄浴：ピン接合形式による外付け制震補強構法の開発：(その 1)構法概要と試設計，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造Ⅳ，pp.77-80，2008.7

10）樋渡健，野中康友，萩原伸彦，藤本利昭：ピン接合形式による外付け制震補強構法の開発：(その 2)構造性能確認実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造Ⅳ，pp.81-84，2008.7

11）中村哲也，中島隆裕，添田幸平，佐々木和彦：摩擦ダンパーの制振性能および効果　その１　小型フレーム実験によるダンパーモデルの検証，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp.135-136，2016.8

12）添田幸平，中島隆裕，佐々木和彦，中村哲也：摩擦ダンパーの制振性能および効果　その２　超高層鋼構造建物の応答特性，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp.137-138，2016.8

13）小野，中平，辻岡，井上：アルミ溶射摩擦ダンパーの静的および動的履歴特性に関する実験的研究，構造工学論文集，41B，pp.1-8，1995.3

14）井上，桑原，中平，田中，瀬川：アルミ溶射摩擦ダンパーを有する架構の履歴特性，構造工学論文集，43B，pp.119-124，1997.3

15）森田謙吾，吉岡智和，大久保全陸：アルミニウム合金板を挿入したボルト接合摩擦ダンパーのすべり挙動：(その 1)実験方法および結果，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，構造Ⅱ，pp.1033-1034，2000.7

16）吉岡智和，森田謙吾，大久保全陸：アルミニウム合金板を挿入したボルト接合摩擦ダンパーのすべり挙動：(その 2)摩擦力の変動に及ぼす諸要因の影響，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，構造Ⅱ，pp.1035-1036，2000.7

17）緒方崇浩，吉岡智和：2000 系アルミニウム合金板を摺動材とした高力ボルト摩擦ダンパーのすべり実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，構造Ⅲ，pp.763-764，2006.7

18）二島冬太，吉岡智和：Full-width 型鋼-コンクリート摩擦ダンパーを有す RC 制振方立て壁の地震時挙動，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅳ，pp.165-166，2017.7

19）寺井雅和，佐藤孝典，吉岡智和，南宏一：ゴムワッシャーを用いた高力ボルト摩擦すべりダンパーに関する研究：アルミニウム合金板を摺動材に利用した動的加振実験，日本建築学会構造系論文集，第 614 号，pp.107-114，2007.4

20）張蓬勃，須藤寿文，六山恒亮，崔宰赫，福住忠裕，大井謙一：摩擦ダンパーを用いた二棟のせん断質点系構造物の連結制振に関する研究，日本建築学会近

畿支部研究報告集，構造系，pp.109-112，2007.5

21）張蓬勃，六山恒亮，崔宰赫，福住忠裕：構造物群のせん断型摩擦ダンパー連結による耐震リニューアル：その 1 せん断型摩擦ダンパーの性能実験結果，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，構造Ⅱ，pp.779-780，2007.7

22）崔宰赫，張蓬勃，六山恒亮，福住忠裕：構造物群のせん断型摩擦ダンパー連結による耐震リニューアル：その 2 せん断型摩擦ダンパーのサブストラクチャーオンライン実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，構造Ⅱ，pp.781-782，2007.7

23）小澤亨，濱田由記：焼結金属系摩擦材料を用いた摩擦ダンパー，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，構造Ⅱ，pp.531-532，2008.7

24）森下邦宏，平井潤，本田誠，井上幸一：複数摺動面を有する摩擦型ダンパーの実験的研究，日本建築学会構造系論文集，第 574 号，pp.61-68，2003.12

25）木村，東端，井ノ上，中山，高橋，名波：ボルト式摩擦ダンパーの実験的研究:その 1.単体性能実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，B，構造 I，pp.1051-1052，1992.8

26）木村，中山，井ノ上，相沢，東端，嶺脇，名波：ボルト式摩擦ダンパーの実験的研究：（その２）実用単体性能実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，B，構造 I，pp.577-578，1993.7

27）中山，東端，相沢，井ノ上，嶺脇，夜船：ボルト式摩擦ダンパーの実験的研究：（その３）フレーム組込み実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，B，構造 I，pp.579-580，1993.7

28）中山，井ノ上，相沢，嶺脇，遠山：ボルト式摩擦ダンパーの実験的研究：（その４）３層フレーム振動台試験，日本建築学会大会学術講演梗概集，B，構造 I，pp.1037-1038，1994.7

29）寺本隆幸，北村春幸，橋中一誠，荒木健嗣，高田啓一：摩擦ダンパーの超高層建物への適用：その 1.摩擦ダンパーの機構と力学特性，日本建築学会大会学術講演梗概集，B，構造 I，pp.873-874，1987.8

30）寺本隆幸，慶伊道夫，坂本傑，高田啓一，荒木健嗣：摩擦ダンパーの超高層建物への適用：その 2.ダンパーを組込んだ鉄骨フレームの静及び動的載荷実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，B，構造Ⅰ，pp.875-876，1987.8

31）寺本隆幸，慶伊道夫，北村春幸：摩擦ダンパーの超高層建物への適用：その 3.超高層建物の設計例，日本建築学会大会学術講演梗概集，B，構造Ⅰ，pp.877-878，1987.8

32）片山尚人，寺本隆幸，木原碩美，小堀徹，飯田仲男，高田啓一：摩擦ダンパーの超高層建物への適用：その 4.ダンパーを組込んだブレース架構の静及び動的載荷実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，B，構造Ⅰ，pp.665-666，1989.9

33）小堀徹，寺本隆幸，木原碩美：摩擦ダンパーの超高層建物への適用：その 5.超高層建物の設計例，日本建築学会大会学術講演梗概集，B，構造Ⅰ，pp.667-668，1989.9

34）横内基，北嶋圭二，中西三和，安達洋，青山博之：制震補強された実在鉄筋コンクリート造校舎の補強効果に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，第 592 号，pp.145-152，2005.6

35）横内基，北嶋圭二，中西三和，安達洋，青山博之：摩擦ダンパーを用いて制震補強された既存 RC 造建物の地震応答性状に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 628 号，pp.947-955，2008.6

36）上田英明，横内基，斉藤富士雄，北嶋圭二，安達洋：400kN 摩擦ダンパー並列配置による大容量制震ブレースの開発：その 1　400kN 摩擦ダンパーの繰返し限界性能，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，構造Ⅱ，pp.533-534，2008.7

37）斉藤富士雄，横内基，上田英明，北嶋圭二，安達洋：400KN 摩擦ダンパー並列配置による大容量制震ブレースの開発：その 2 1600KN 制震ブレースの性能確認実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，構造Ⅱ，pp.535-536，2008.7

38）深澤協三，長谷川豊，棚橋禎之，三好正和，岡本眞，立花正彦：摩擦ダンパーCFD を用いた戸建て住宅制震構法の開発，日本建築学会技術報告集，第 13 巻，第 26 号，pp.551-556，2007.12

39） Pall AS, Marsh C : Response of friction damped braced frames, Journal of the Structural Division (ASCE) 108(6), pp.1313-1323, 1982

40） FitzGerald TF, Anagnos T, Goodson M, Zsutty T : Slotted bolted connections in aseismic design for concentrically braced connections, Earthq Spectra 5(2), pp.383-391,1989
https://doi.org/10.1193/1.1585528

41）Constantinou MC, Reinhorn AM, Mokha A, Watson R : Displacement control device for base-isolated bridges, Earthq Spectra 7(2) , pp.179-200, 1991
https://doi.org/10.1193/1.1585625

42） Nims DK, Richter PJ, Bachman RE : The use of the energy dissipating restraint for seismic hazard mitigation, Earthq Spectra 9(3), pp.467-489, 1993
https://doi.org/10.1193/1.1585725

43） Grigorian CE, Yang TS, Popov EP : Slotted bolted connection energy dissipators, Earthq Spectra 9(3), pp.491-504, 1993
https://doi.org/10.1193/1.1585726

44） López-Almansa F, de la Cruz ST, Taylor C : Experimental study of friction dissipators for seismic protection of building structures, Earthq Eng Eng Vib 10(4), pp.475-486, 2011
https://doi.org/10.1007/s11803-011-0082-0

45）Wu S, Pan P, Nie X, Wang H, Shen S : Experimental investigation on reparability of an infilled rocking wall frame structure, Earthq Eng Struct Dyn 46(15), pp.2777-2792, 2017
https://doi.org/10.1002/eqe.2930

46） Tsampras G, Sause R, Fleischman RB, Restrepo JI : Experimental study of deformable connection consisting of friction device and rubber bearings to connect floor system to lateral force resisting system, Earthq Eng Struct Dyn 47(4), pp.1032-1053, 2018
https://doi.org/10.1002/eqe.3004

47）Mualla IH, Belev B : Performance of steel frames with a new friction damper device

under earthquake excitation, Eng Struct 24(3), pp.365-371, 2002
https://doi.org/10.1016/S0141-0296(01)00102-X

48) Mirzabagheri S, Sanati M, Aghakouchak AA, Khadem SE : Experimental and numerical investigation of rotational friction dampers with multi units in steel frames subjected to lateral excitation, Arch Civ Mech Eng 15(2), pp.479-491, 2015
https://doi.org/10.1016/j.acme.2014.05.009

49) Wu S, Pan P, Nie X, Wang H, Shen S : Experimental investigation on reparability of an infilled rocking wall frame structure, Earthq Eng Struct Dyn 46(15), pp.2777–2792, 2017
https://doi.org/10.1002/eqe.2930

50) Morgen BG, Kurama YC : A friction damper for post-tensioned precast concrete beam-to-column joints, 13th World Conference on Earthquake Engineering 3189, pp.1-15, 2004

51) Tsai KC, Chou CC, Lin CL, Chen PC, Jhang SJ : Seismic self-centering steel beam-to-column moment connections using bolted friction devices, Earthq Eng Struct Dyn 37(4), pp.627-645, 2008
https://doi.org/10.1002/eqe.779

52) Song LL, Guo T, Chen C : Experimental and numerical study of a self-centering prestressed concrete moment resisting frame connection with bolted web friction devices, Earthq Eng Struct Dyn 43(4), pp.529-545, 2014
https://doi.org/10.1002/eqe.2358

53) Roik K, Dorka U, Dechent P : Vibration control of structures under earthquake loading by three-stage friction-grip elements, Earthq Eng Struct Dyn 16(4), pp.501-521, 1988
https://doi.org/10.1002/eqe.4290160404

54) Qu Z, Ji X, Shi X, Wang Y, Liu H : Cyclic loading test of steel coupling beams with mid-span friction dampers and RC slabs, Eng Struct 203, 2020
https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109876

55） Kar R, Rainer JH, Lefrançois AC : Dynamic properties of a circuit breaker with friction-based seismic dampers, Earthq Spectra 12(2), pp.297–314, 1996
https://doi.org/10.1193/1.1585881

56） Filiatrault A, Tremblay R, Kar R : Performance evaluation of friction spring seismic damper, J Struct Eng-ASCE 126(4), pp.491-499, 2000
https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2000)126:4(491)

57） Christopoulos C, Tremblay R, Kim H, Lacerte M : Self-centering energy dissipative bracing system for the seismic resistance of structures: development and validation, J Struct Eng-ASCE 134(1), pp.96–107, 2008
https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:1(96)

58） Erochko J, Christopoulos C, Tremblay R : Design and testing of an enhanced-elongation telescoping self-centering energy-dissipative brace, J Struct Eng-ASCE 141(6), 04014163, 2015
https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001109

59） Chou C, Wu T, Beato ARO, Chung P, Chen Y : Seismic design and tests of a full-scale one-story one-bay steel frame with a dual-core self-centering brace, Eng Struct 111, pp.435–450, 2016
https://doi.org/10.1016/j.engst ruct.2015.12.007

60） Xu L, Fan X, Li Z : Development and experimental verification of a pre-pressed spring self-centering energy dissipation brace, Eng Struct 127, pp.49–61, 2016
https://doi.org/10.1016/j.engst ruct.2016.08.043

61） Xu L, Fan X, Li Z : Cyclic behavior and failure mechanism of self-centering energy dissipation braces with pre-pressed combination disc springs, Earthq Eng Struct Dyn 46(7), pp.1065–1080, 2017
https://doi.org/10.1002/eqe.2844

62） Filiatrault A, Cherry S : Performance evaluation of friction damped braced steel frames under simulated earthquake loads, Earthq Spectra 3(1), pp.57-78, 1987
https://doi.org/10.1193/1.1585419

63） Aiken ID, Nims DK, Whittaker AS, Kelly JM : Testing of passive energy dissipation systems, Earthq Spectra 9(3), pp.335-370, 1993
https://doi.org/10.1193/1.1585720

64） Filiatrault A, Tremblay R, Kar R : Performance evaluation of friction spring seismic damper, J Struct Eng-ASCE 126(4), pp.491–499, 2000
https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2000)126:4(491)

65） Cherry S, Filiatrault A : Seismic response control of buildings using friction dampers, Earthq Spectra 9(3), pp.447-466, 1993
https://doi.org/10.1193/1.1585724

66） Pall A, Vezina S, Proulx P, Pall R : Friction-dampers for seismic control of Canadian space agency headquarters, Earthq Spectra 9(3), pp.547-557, 1993
https://doi.org/10.1193/1.1585729

67） Austin MA, Pister KS : Design of seismic-resistant friction-braced frames, J Struct Eng-ASCE 111(12), pp.2751-2769, 1985
https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1985)111:12(2751)

68） Filiatrault A, Cherry S : Seismic design spectra for friction-damped structures, J Struct Eng-ASCE 116(5), pp.1334-1355, 1990
https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1990)116:5(1334)

69） Ciampi V, De Angelis M, Paolacci F : Design of yielding or friction-based dissipative bracings for seismic protection of buildings, Eng Struct 17(5), pp.381-391,1995
https://doi.org/10.1016/0141-0296(95)00021-X

70） Fu Y, Cherry S : Design of friction damped structures using lateral force procedure, Earthq Eng Struct Dyn 29(7), pp.989-1010, 2000
https://doi.org/10.1002/1096-9845(200007)29:7<989::AID-EQE950>3.0.CO;2-7

71） Moreschi LM, Singh MP : Design of yielding metallic and friction dampers for optimal seismic performance, Earthq Eng Struct Dyn 32(8), pp.1291-1311, 2003
https://doi.org/10.1002/eqe.275

72）Morgen BG, Kurama YC : Seismic design of friction-damped precast concrete frame structures, J Struct Eng-ASCE 133(11), pp.1501-1511, 2007
https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2007)133:11(1501)

73） Nabid N, Hajirasouliha I, Petkovski M : Performance-based optimisation of RC frames with friction wall dampers using a low-cost optimisation method, Bull Earthquake Eng 16(10), pp.5017–5040, 2018
https://doi.org/10.1007/s10518-018-0380-2

74） Shirai K, Kikuchi M, Ito T, Ishii K : Earthquake response analysis of the historic reinforced concrete temple Otaniha Hakodate Betsuin after seismic retrofitting with friction dampers, Int J Archit Herit 13(1), pp.47-57, 2018
https://doi.org/10.1080/15583058.2018.1497222

75）栗野治彦，狩野直樹，矢口友貴：ストローク制御機能を有する超高層ビル用大地震対応ＴＭＤの開発：その１ 所要性能に関する基礎的検討，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp. 748−750，2014. 9

76）狩野直樹，中井武，福田隆介，瀧正哉，栗野治彦：ストローク制御機能を有する超高層ビル用大地震対応ＴＭＤの開発：その２ 高層建物モデルを用いたＴＭＤ構成要素の検討，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp. 751−752，2014. 9

77）小田衛，中井武，狩野直樹，栗野治彦，水谷亮，黒川泰嗣：ストローク制御機能を有する超高層ビル用大地震対応ＴＭＤの開発 ： その３ 実大ＴＭＤの性能確認試験とシミュレーション，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp. 753−754，2014. 9

78） 竹中工務店：「新宿野村ビル 長周期地震動対策工事完了 日本初の制振装置「デュアルＴＭＤ−ＮＴ」にて揺れ幅・揺れ時間低減」，竹中工務店ニュースリリース，2016 年 9 月 30 日
https://www.takenaka.co.jp/news/2016/09/02/20160930.pdf

79） 大林組：「大地震に備え「（仮称）新南海会館ビル」に大型のＴＭＤ制振装置を設置 南海トラフ地震などによる長周期地震動の揺れを大幅に低減し，建物の安全性を向上」，大林組ニュースリリース，2015 年 9 月 4 日

https://www.obayashi.co.jp/news/detail/news20150904_1.html

第２章　開発したマルチユニット摩擦ダンパーの概要

２．１　摩擦ユニットの基本構成（２面摩擦，４面摩擦）

２．２　開発した摩擦ダンパーの特長

２．３　第２章のまとめ

参考文献（第２章）

第２章　開発したマルチユニット摩擦ダンパーの概要

本章では，開発したマルチユニット摩擦ダンパーの最小単位である基本ユニットの概要と，摩擦ダンパーの特長について述べる。

なお，本章の内容は，既発表の文献 1)，2)を翻訳，加筆，再構成したものである。

２．１　摩擦ユニットの基本構成（２面摩擦，４面摩擦）

開発した摩擦ダンパーは，ブレースと主架構を接続する高力ボルト接合部（耐震要素と主架構の接合部）や，上階と下階の大梁の間に設置する間柱内部に設けた高力ボルト接合部（耐震要素内に設けた接合部）などで，ブレース鋼材や間柱鋼材（中板）とスプライスプレートの間に，摩擦板とステンレス板を一対にして挟み込んで構成するもので，文献 [3)~6)]等で報告済みの摩擦ダンパーを改良したものである。

本摩擦ダンパーの最小単位である，基本ユニット（１ユニット）の構成を Fig. 2.1.1 に示す。本摩擦ダンパーは，ブレースや間柱などの高力ボルト摩擦接合部で，鋼材（中板：H形鋼やＩ形鋼など）とスプライスプレートの間に，摩擦板とステンレス板を挟み込み，これらを皿ばねを介した高力ボルトで締め付けて構成する。

本研究では，摩擦面の数が異なる２種類の基本ユニットを開発した。1 つは摺動面が２つある２面摩擦ダンパー基本ユニット（Fig. 2.1.1(a)）で，もう１つは摺動面が４つある４面摩擦ダンパー基本ユニット（Fig. 2.1.1(b)）である。４面摩擦ダンパー基本ユニットは，２面摩擦基本ユニットの２倍の摩擦力を発揮し，大容量摩擦ダンパーのコンパクト化やコストダウンを実現する目的で開発した。

Fig. 2.1.2 に摩擦ダンパー基本ユニットを構成する，高力ボルト（Fig. 2.1.2(a)），皿ばね（Fig. 2.1.2(b)），ステンレス板（Fig. 2.1.2(c)），摩擦板（Fig. 2.1.2(d)）の写真を示す [7)]。

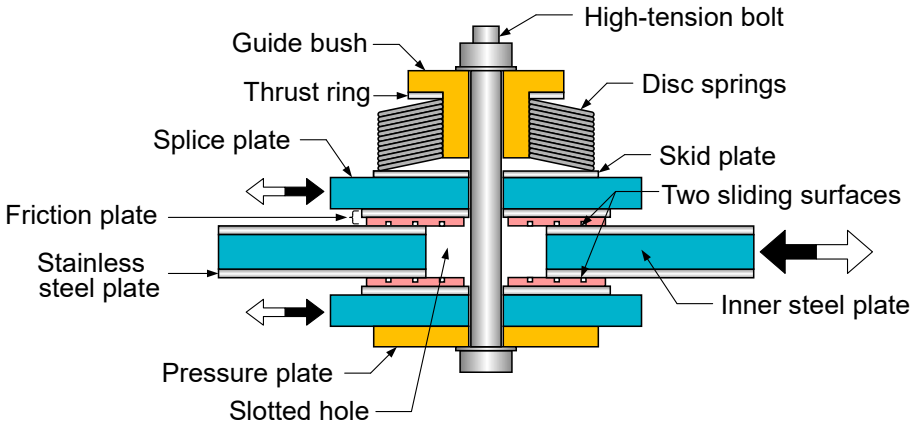
摩擦ダンパーが安定した摩擦力を発揮するためには，摩擦摺動面の面圧と，摩擦摺動面の摩擦係数を一定に保つ必要がある。提案する摩擦ダンパーは，高力ボルトと皿ばねを直列に組み合わせた締付け機構を採用することで，摩擦摺動面の面圧を，ほぼ一定に維持する構造とした。

Fig. 2.1.3 に皿ばね（外径 130㎜，内径 65㎜，板厚 3. 6㎜）の復元力（反発力）と皿ばねの垂直方向（高力ボルトの軸方向）のたわみ量の関係を示す。青の実線と緑の破線は，実験で求めた 13 枚並列重ねと 12 枚並列重ねの皿ばねの復元力（反発力）と垂直方向のたわみ量の関係を示している。同図には比較のため，第４章，第５章で示すブレース型の２面摩擦ダンパー試験体の接合部のボルト締付長さ（98. 6㎜）と間柱型の４面摩擦ダンパー試験体の接合部のボルト締付長さ

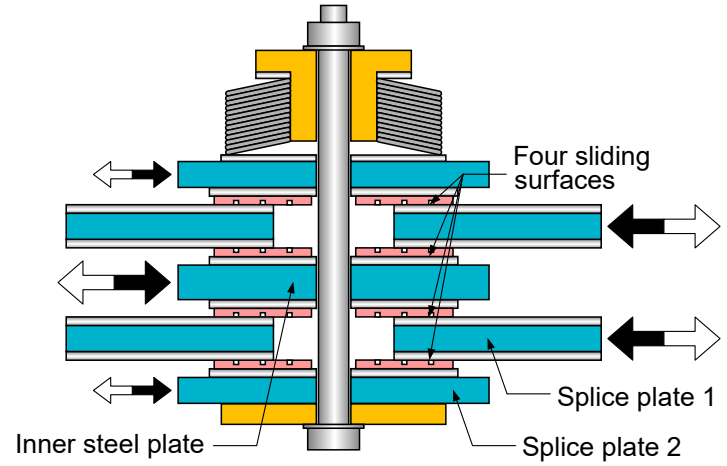
（121.2㎜）に相当するM27 高力ボルト単体の軸力とボルト軸部の変形の関係を黒の実線と赤い破線で併記した。ブレース型２面摩擦ダンパー接合部のボルト締付長さ（98.6㎜）は，皿ばねを介さずに高力ボルトのみで締め付けることを仮定したもので，中板１枚（厚さ：22㎜），スプライスプレート２枚（厚さ：16㎜×２），プレッシャープレート２枚（厚さ：16㎜×２），摩擦板２枚（厚さ：4.3㎜×２）とステンレス板２枚（厚さ：2.0㎜×２）で構成した合計厚さに相当する。同様に，間柱型４面摩擦ダンパー接合部のボルト締付長さ（121.2㎜）も，皿ばねを介さずに高力ボルトのみで締め付けることを仮定したもので，中板１枚（厚さ：16㎜），スプライスプレート１が２枚（厚さ：12㎜×２），スプライスプレート２が２枚（厚さ：12㎜×２），プレッシャープレート２枚（厚さ：16㎜×２），摩擦板４枚（厚さ：4.3㎜×４）とステンレス板４枚（厚さ：2.0㎜×４）で構成した合計厚さに相当する。

同図より，皿ばねを介した高力ボルトを用いた締め付け部材の剛性に対する高力ボルト単体の剛性の比率は，25 倍～30 倍となることがわかる。一般的な高力ボルト摩擦接合部を用いた摩擦ダンパーの場合，ダンパーが繰り返し作動した時の摩擦板の摩耗や，中板やスプライスプレート等の鋼材の製造誤差に伴う板厚のバラツキなどに起因する締め付け長さの変化に伴い，高力ボルトの締結力が変動する。一方，開発した摩擦ダンパーでは，皿ばねを介した高力ボルトを用いた締付機構を採用することで，軸力変動量を，高力ボルト単体で締結した場合と比較し，1/25～1/30 に低減することができ，摩擦面の面圧を概ね一定に保つことが可能で，摩擦力の安定化に繋がっている。

摺動面は，摩擦板とステンレス板で構成する。摩擦板には，自動車等のブレーキ技術を応用し，繊維をフェノール系樹脂で結合した複合摩擦材を採用した。本摩擦板は，安定した摩擦係数を発揮すること，経年変化による劣化が少ないことを目標に設計し，建物耐用年数中の，摩擦ダンパー構成材料に関するメンテナンスの省力化を目指した。



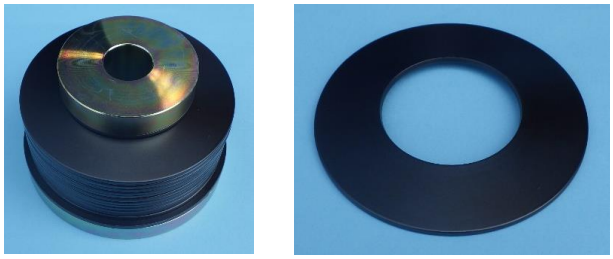
(a)



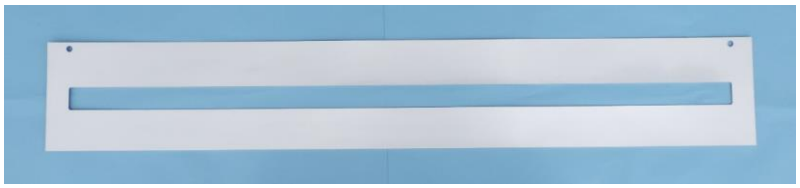
(b)

Fig. 2.1.1 Configuration of a friction unit of the proposed damper with (a) two and (b) four sliding surfaces[2)]

(a)



(b)



(c)

(d)

Fig. 2.1.2 Components of a friction unit: (a) high-tension bolt, (b) disc springs, (c) stainless steel plate, and (d) friction plate[1), 2)]

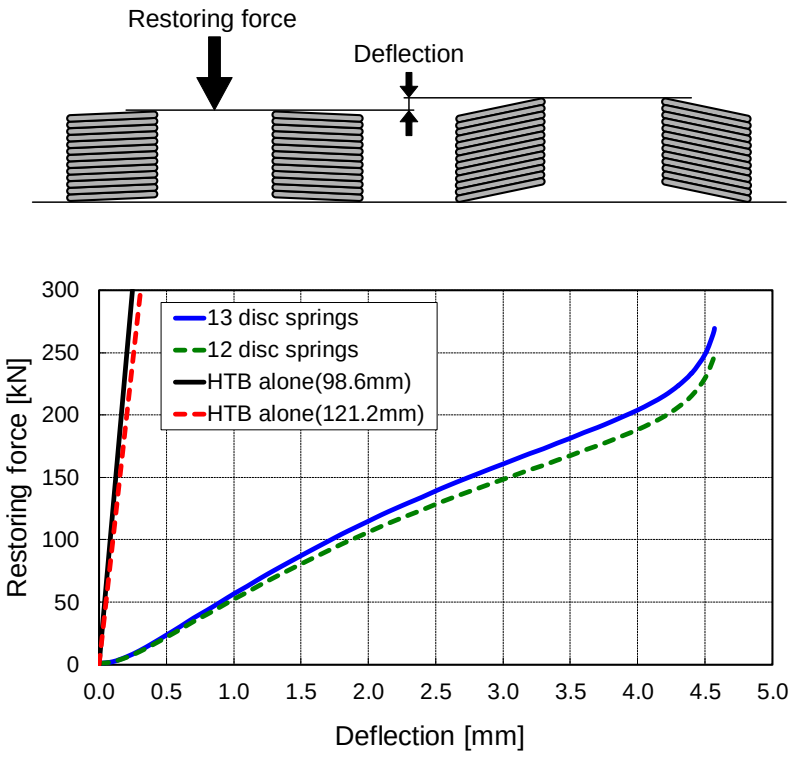


Fig. 2.1.3 Restoring force versus deflection in the axial direction for disc springs and high-tension bolt (M27) alone
(Reprinted from References 2 and added figures)

２．２　開発した摩擦ダンパーの特長

第３章～第７章で示す検討結果によって，開発した摩擦ダンパーが，下記（１）～（７）に示す特長を有する制振ダンパーであることを示す。

（１）摩擦力の安定性

２．１節で説明したように，開発した摩擦ダンパーは，皿ばねを介した高力ボルトで摩擦板とステンレス板を締め付ける手法と，安定した摩擦係数を発揮し経年変化による劣化が少ない摩擦板を用いることで，締付け軸力（摺動面の面圧）と摺動面の摩擦係数を概ね一定に保持することができ，安定した摩擦性能（復元力特性）を発揮する。これにより近い将来，発生が危惧されている南海トラフ沿いで発生する巨大地震に伴う継続時間の長い長周期地震動等によって引き起こされる建物の繰り返す揺れに対しても，安定した摩擦性能を発揮し，建物の振動エネルギーを吸収することができる。

（２）高い摩擦力の設計自由度

摩擦ダンパーの総摩擦力を，組み込んだ基本ユニットの総数で評価することができる。この特長を活用することで，構造設計段階で要求される多様な摩擦力を容易に実現することが可能である。

（３）大容量摩擦ダンパーの実現

一般的な制振ダンパーの最大減衰力は，ダンパー組み立て後に性能試験機で性能を確認するため，最大減衰力が性能試験機の能力によって制限されることがある。例えば，完成品で性能試験を実施するオイルダンパー等は，動的性能試験機の最大加振能力に上限があるため，ダンパーの最大減衰力が 2000kN 程度に制限され，最大減衰力の大きな制振部材を採用することは容易ではない。

本摩擦ダンパーは，摩擦ダンパー基本ユニットを用いた要素試験で性能を確認し，ダンパーの総摩擦力を，要素試験結果と基本ユニットの組み込み数で評価するため，性能試験機の能力を上回る大容量摩擦ダンパーの実現が可能である。

例えば，ブレース型摩擦ダンパーの場合，複数の摩擦ダンパー基本ユニットをH鋼のフランジ，ウェブに材軸方向に並べて配置することで，大容量のブレース型摩擦ダンパーを構築することができる。Fig. 2.2.1 に超高層建物への適用事例を示す。Fig. 2.2.1(a)は，２面摩擦基本ユニットをフランジとウェブに 22 セット組み込んだ総摩擦力 2200kN のブレース型摩擦ダンパーの適用例で，Fig. 2.2.1(b)は，２面摩擦ユニットを 45 セット組み込んだ総摩擦力 4500kN のブレース型摩擦ダンパーの適用例である。Fig. 2.2.2 は，２面摩擦基本ユニットを 11 セット組み込んだ総摩擦力 1100kN の間柱型摩擦ダンパーの適用例である。

(a) **(b)**

Fig. 2.2.1 Application examples of high-capacity brace-type multi-unit friction dampers in an actual high-rise building: (a) total sliding force of 2200 kN; and (b) total sliding force of 4500 kN[1)]

Fig. 2.2.2 Example of the developed stud-type damper with multiple friction units (total sliding force of 1100 kN) installed in an actual building[2)]

（４）剛性と耐力（摩擦力）を独立に設計可能

ダンパーを用いて建物を架構内制振化した時の応答低減効果は，Fig. 2.2.3 に示すように定点理論で説明[8)~11)]することができる。定点理論によると，粘性ダンパー（粘性減衰係数 C_D のダッシュポット）とダンパー支持部材（剛性 K_D）が直列結合されたダンパー部材を用いた架構内制振構造の伝達関数 T のピーク値は，粘性ダンパーの粘性減衰係数 C_D が C_D=0 の時（Fig. 2.2.3 の h_D=0）と C_D=∞の時（Fig. 2.2.3 の h_D=∞）の伝達関数の交点（定点）T_{opt} を下回ることはできない。すなわち粘性ダンパーの粘性減衰係数 C_D が C_D=0 の時と C_D=∞の時で固有周期の差が大きいほど定点が低くなり応答低減効果が高いといえる。言い換えると，高い制振効果を得るには，制振ダンパー支持部材の剛性 K_D が高いことと，ダンパー性能を自在に最適値に近づけることができる必要があるといえる。

既往の研究では，定点理論が説明する制振効果に関する上記のような性質は，ダッシュポットとバネの直列結合で表現できる線形のオイルダンパーなどだけでなく，弾塑性性状を示す履歴系ダンパーを用いた架構内制振構造の応答性状も概ね説明可能なことが報告されている[12)～13)]。

この様な定点理論による制振効果に関する性状を鑑みると，Maxwell 型（ダッシュポット C_D＋内部剛性 K_D）で表現されるオイルダンパーは，封入したオイルの体積（受圧断面積とダンパーのストローク）で概ね内部剛性 K_D が決定するため，剛性 K_D の向上には限界がある。

また，材料の塑性変形能力を利用する座屈拘束ブレース（ＢＲＢ）などの鋼材系ダンパーは，降伏強度と降伏部の軸断面積で制振力（最大耐力）を決定するが，所定の累積塑性変形能力を確保するために許容できるひずみ度に制限を設ける必要があり，塑性化域をある程度長く設定する必要がある。すなわち支持剛性が耐力や累積塑性変形性能と連動するため，高剛性で，変形性能が高く，最大耐力を自在に設定できる鋼材系ダンパーの実現は容易ではない。

これらに対し開発した摩擦ダンパーは，ブレースや間柱等の部材の断面性能を上げることでダンパーの支持部材の剛性を確保し，摩擦ダンパー基本ユニットの数量を調整することで摩擦力を決定するため，摩擦ダンパーの剛性と耐力（摩擦力）を独立かつ自在に設計することが可能で，高剛性かつ最適な制振力によって高性能な減衰性能を備えた制振架構を構築できると考える。

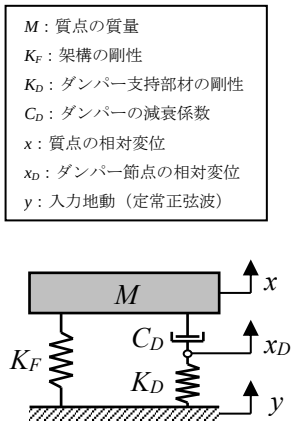


図-1　検討対象モデル

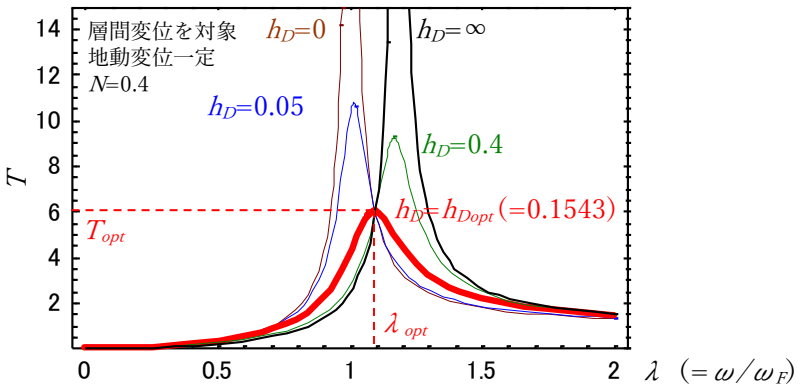


図-2　伝達関数の例

Fig. 2.2.3　Research by Shirai et al.
(Reprinted from References 11)

（５）温度・速度依存性が少なく力学特性が明解

せん断抵抗を使う粘性ダンパーや粘弾性系のダンパーに見られる温度依存性が少なく，作動速度や作動変位が変化しても摩擦力の変動が少ない。また，力学特性が明解なバイリニア型で表現でき評価も容易である。

（６）建設現場や製造工場で容易に組み立て可能

提案する摩擦ダンパーは，Fig. 2.2.4 に示すような皿ばねたわみ測定器を利用して，高力ボルトの軸力管理を行う。皿ばねたわみ測定器にはダイヤルゲージが組み込まれており，測定器で皿ばねとガイドブッシュを覆うことで，皿ばねのたわみ量を測定し，高力ボルトの導入軸力を容易かつ高精度で管理することができる。本軸力管理方法の採用によって，建設現場やダンパーの製造工場（鉄骨ファブリケーター等）で，容易に摩擦ダンパーを組み立てることが可能である。

Fig. 2.2.4　Control and management of axial force of high-strength bolt via disc spring using deflection measuring instrument
(Reprinted from References 14)

（７）コストダウンを実現

本摩擦ダンパーは，建設現場などで皿ばね高力ボルトセットの軸力導入を容易かつ高精度で実現したことと，摩擦ダンパー基本ユニットの標準化・工場生産化・量産化や，ダンパー構成部品で建設現場に搬入することによる輸送コストの削減などの効果により，大容量摩擦ダンパーのコストダウンを実現した。これにより本摩擦ダンパーは，費用対エネルギー吸収能力の向上を実現している。

２．３　第２章のまとめ

本章では，開発したマルチユニット摩擦ダンパーの基本ユニットの構成について概説し，提案する摩擦ダンパーが，皿ばねを介した高力ボルトを用いた締付機構を採用することで，軸力変動量を高力ボルト単体と比較し１/25～１/30 に低減できること，摩擦板に繊維をフェノール系樹脂で結合した複合摩擦材を用い，ステンレス板と組み合わせることで，経年変化が少なく安定した摩擦性能を発揮できること等を説明した。

また，提案する摩擦ダンパーの特長として，継続時間の長い長周期地震動によって引き起こされる繰り返す揺れに対しても安定した摩擦性能を発揮すること，摩擦ダンパー基本ユニットの組み込み総数で総摩擦力が算定できること，大容量の摩擦ダンパーが容易に構築できること，ダンパー部材の剛性と耐力を独立に設定でき高い制振性能を有する架構が構築できることを説明した。

更に，建設現場で高精度な軸力管理を実現したことが，大容量摩擦ダンパーのコストダウンに繋がることを説明した。

参考文献（第２章）

1）Sano T, Shirai K, Suzui Y, Utsumi Y : Loading tests of a brace-type multi-unit friction damper using coned disc springs and numerical assessment of its seismic response control effects, Bull Earthquake Eng 17(9), pp.5365-5391, 2019
https://doi.org/10.1007/s10518-019-00671-8

2） Sano T, Shirai K, Suzui Y, Utsumi Y : Dynamic loading tests and seismic response analysis of a stud-type damper composed of multiple friction units with disc springs, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2020
https://doi.org/10.1002/eqe.3289

3）高橋泰彦，鈴井康正：高力ボルト摩擦接合滑りダンパーの開発 ： その１ ダンパー概要と要素単体の基礎動的実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，構造Ⅲ，pp. 979-980，2000. 7

4）鈴井康正，高橋泰彦：高力ボルト摩擦接合滑りダンパーの開発 ： その２ 実大ダンパー付きブレースの大型振動台実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，構造Ⅲ，pp. 981-982，2000. 7

5）鈴木貴博，鈴井康正，高橋泰彦：高力ボルト摩擦接合滑りダンパーの開発 ： その３ 改良型ダンパーの動的加力実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，構造Ⅲ，pp. 1-6，2006. 12

6）佐野剛志，野村潤：高力ボルト摩擦接合滑りダンパー（ブレーキダンパー®）の開発（その２）実物大ブレース型・間柱型ブレーキダンパーの性能確認試験，大林組技術研究所報，No. 70，pp. 1-6，2006

7） 鈴井康正，佐野剛志，野村潤，内海良和：改良型ブレーキダンパーの開発，大林組技術研究所報，No. 73，pp. 1-6，2009

8）蔭山満，背戸一登：定点理論に基づく制振計画法に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，構造Ⅱ，pp. 1007-1008，2005. 7

9）蔭山満：層間ダンパーを用いた減衰設計法に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，構造Ⅱ，pp. 721-722，2007. 7

10）安井譲:Maxwell 型の層間ダンパーを有する多質点系モデルの定点に関する一考察，日本建築学会構造系論文集，第 620 号，pp.27-34，2007.10

11）白井和貴，蔭山満，吉田治，佐野剛志：定点理論に基づく層間ダンパーの最適減衰設計に関する基礎的検討，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，構造Ⅱ，pp.575-576，2008.7

12）白井和貴，蔭山満，五十子幸樹，井上範夫：伝達関数に基づく履歴型ダンパー付き等価線形架構の制震設計に関する検討，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，構造Ⅱ，pp.497-498，2009.07

13）白井和貴，蔭山満，五十子幸樹，井上範夫：履歴型ダンパーを有する鉄筋コンクリート造架構の等価線形系伝達関数に基づく最適ダンパー降伏耐力に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 666 号，pp.1433-1422，2011.8

14）佐野剛志，鈴井康正，勘坂幸弘：制震・免震用ブレーキダンパーの紹介と実建物への適用事例，大林組技術研究所報，No.67，pp.1-4，2003

第３章　摩擦ダンパー基本ユニットの要素実験

３．１　要素試験体

３．２　実験方法（載荷方法と載荷プログラム）

３．３　実験結果

３．４　第３章のまとめ

参考文献（第３章）

第３章　摩擦ダンパー基本ユニットの要素実験

本章では，提案する摩擦ダンパーの基本的な性能を確認するため，２面摩擦ダンパー基本ユニット２セットで構成した要素試験体を用いて性能確認実験を実施し，その実験結果について報告する。

なお，本章の内容は，既発表の文献 1)を翻訳，加筆，再構成したものである。

３．１　要素試験体

２面摩擦ダンパー基本ユニット２セットで構成した要素試験体を用いて性能確認実験を実施した。

各基本ユニットは，２枚の摩擦板（厚さ：各 4.3㎜），２枚のステンレス板（厚さ：各 2.0㎜），中板（厚さ：19㎜），および２枚のスプライスプレート（厚さ：9.0㎜）を，皿ばねを介した高力ボルトで締結したものである。皿ばねボルトセットは，外径 130㎜，内径 65㎜，厚さ 3.6㎜の皿ばねを 13 枚並列に重ねたものに，M27 高力ボルトを挿通したものを用いた。

摩擦板とステンレス板は，摺動面の摩擦係数が μ_T＝0.32（μ_T：目標摩擦係数）となることを目標に設計，製作したものを使用した。皿ばねボルトセットの目標締め付け軸力は N_T＝166.6kN で，摩擦ダンパー基本ユニット２セットで構成した要素試験体の目標摩擦力は P_{dT}＝213.2kN（＝0.32×166.6kN×２面摩擦×２セット）である。

皿ばねボルトセットの軸力管理に先立ち，実験で使用する皿ばね（13 枚並列重ね）の復元力（反発力）と皿ばねの垂直方向（高力ボルトの軸方向）のたわみ量の関係を確認した。この皿ばね復元力－たわみ量の関係を元に，２．２節（６）で示した本摩擦ダンパー専用の皿ばねたわみ測定器の計測値を利用して，高力ボルトの軸力を管理した。

３．２　実験方法（載荷方法と載荷プログラム）

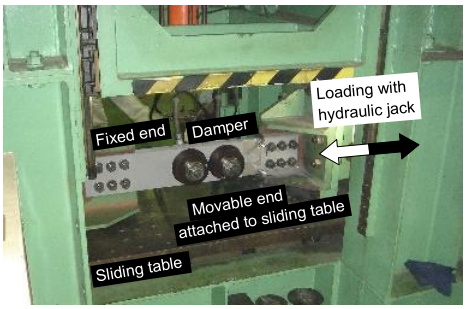
２面摩擦ダンパー基本ユニット２セットで構成した要素試験体を用いた性能試験の状況を Fig. 3.2.1 に示す。載荷は，要素試験体のスプライスプレートの端を載荷治具に固定し，中板を動的油圧ジャッキに接続し，変位制御で強制変位を与える方法で実施した（Fig. 3.2.1(a)および Fig. 3.2.1(b)）。

要素試験体の摩擦力は Fig. 3.2.1(b)に示すロードセル（荷重計）で計測した。また，摺動変位はワイヤー式変位計で計測した。

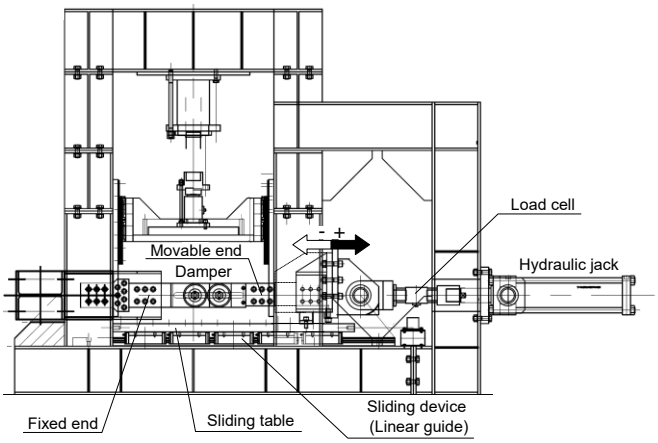
Table. 3.2.1 に，要素実験の載荷プログラムを示す。実験は，Case E1 と Case E2 の２種類で実施した。

Case E1 は，大地震動によって最大層間変形角 1/100 程度の建物の揺れが複数回生じることを想定したもので，20 サイクルの三角波（周期 3.2s，振幅±40㎜，継続時間 64s）による載荷を，間隔を空けて８回（合計 160 サイクル）繰り返す断続載荷試験である。載荷と載荷の間は，摩擦熱で温度が上昇した要素試験体が常温まで冷却されるまで，間隔を空けて載荷を行った。目標載荷速度は 50㎜/s（＝160㎜/3.2s）である。

Case E2 は，南海トラフ沿いの巨大地震などの発生に伴う継続時間の長い長周期地震動による超高層建物の揺れ（最大層間変形角 1/100 程度）を想定したもので，100 サイクルの三角波（周期 5.3s，振幅±40 ㎜，継続時間 530s）で載荷する連続載荷試験である。目標載荷速度は 30㎜/s（＝160㎜/5.3s）である。



(a)



(b)

Fig. 3.2.1 Experimental setup of elemental tests of dampers composed of two friction units: (a) photograph; and (b) elevational drawing[1)]

Table 3.2.1 Loading programs of elemental tests[1)]

Case	Waveform	Loading period T [s]	Number of cycles N_c	Target displacement of damper δ_d [mm]	Target Velocity of damper V_d [mm/s]
E1	Triangular wave	3.2	160 (= 20 cycles × 8 iterations)	±40	±50
E2	Triangular wave	5.3	100	±40	±30

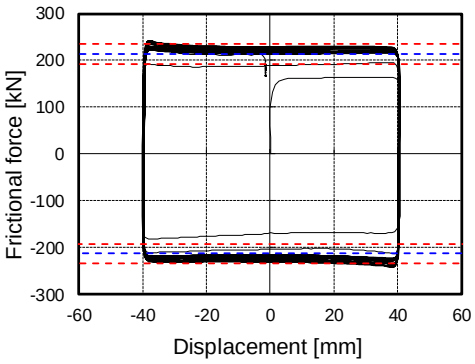
３．３　実験結果

実験結果を, Fig. 3.3.1 と Fig. 3.3.2 に示す。図中の青の破線は目標摩擦力(213. 2 kN)，赤の破線は目標摩擦力±10%を示す。

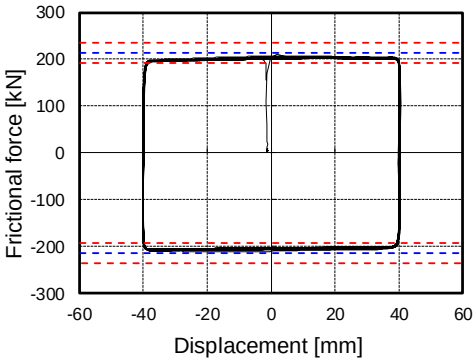
実験 Case E1 の全 160 サイクルの内，最初の 20 サイクル（１～20 サイクル）の摩擦力と変位の関係を Fig. 3.3.1(a)に示す。載荷開始直後の１サイクルは，摩擦板が新品のため，摩擦板とステンレス板の真実接触面積[2)]が小さく，摩擦力がやや小さい値を示すが，その後，摩擦力は 200kN を超え，目標摩擦力の P_{dT}＝213. 2kN（青の破線）近傍まで摩擦力が上昇し，概ね目標摩擦力±10%（赤の破線内）の安定した摩擦力を示すことが確認できる。この実験結果から，摩擦板とステンレス板との間の摩擦係数が，設計目標摩擦係数に設定した μ_T＝0. 32 程度であることがわかる。

実験 Case E1 の最後の 20 サイクル（141～160 サイクル）の摩擦力と変位の関係を Fig. 3.3.1(b)に示す。Fig. 3.3.1(a)で示した最初の 20 サイクルの実験結果と比較すると，提案する摩擦ダンパーが，20 サイクルの三角波（周期 3. 2s，振幅±40㎜，継続時間 64s）を，８回（合計 160 サイクル）断続載荷しても摩擦力の顕著な低下は発生せず，摺動開始直後を除くと、断続載荷試験全体を通して概ね目標摩擦力±10%（赤の破線内）の安定した摩擦力を示した。また，摩擦板等の構成部材に破損等が生じないことを確認した。

実験 Case E2 の全 100 サイクルの摩擦力と変位の関係を Fig. 3.3.2 に示す。Case E1 と比較して，Case E2 は，周期が 5.3s で載荷速度が遅いため，最初の数サイクルの摩擦力は目標摩擦力＋10%より若干高めの値を示し，100 サイクル連続載荷した影響で，最後の数サイクルの摩擦力は目標摩擦力－10%程度に近い低めの値を示した。すなわち，最初の数サイクルを除けば，目標の摩擦力（213. 2kN）±10%程度の摩擦力を示すことを確認した。また，摩擦板等の構成部材に破損等が生じないことを確認した。



(a)



(b)

Fig. 3.3.1 Relationship between frictional force and displacement in Case E1 obtained from elemental tests (along with target frictional force and ±10% variation): (a) loops for the first 20 cycles (i.e., cycles 1–20); and (b) loops for the last 20 cycles (i.e., cycles 141–160)[1)]

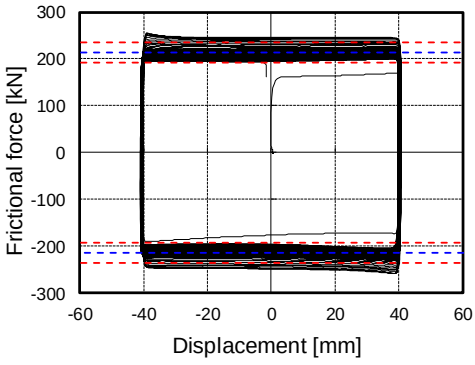


Fig. 3.3.2 Relationship between frictional force and displacement in Case E2 obtained from elemental tests (along with target frictional force and ±10% variation)[1)]

３．４　第３章のまとめ

本章では，提案する摩擦ダンパーの基本的な性能を確認するため，２面摩擦ダンパー基本ユニット２セットで構成した要素試験体を用いて性能確認実験を実施し，実験結果について報告した。

実験の結果，提案する摩擦ダンパー基本ユニットは，大地震動による建物の揺れに複数回遭遇することを想定した断続載荷試験や，南海トラフ沿いの巨大地震などの発生に伴う継続時間の長い長周期地震動による超高層建物の揺れを想定した連続載荷試験に対して，概ね目標摩擦力±10%の安定した摩擦力を示すこと，摩擦板等の構成部材に破損等が生じないことを確認した。

参考文献（第３章）

1）Sano T, Shirai K, Suzui Y, Utsumi Y : Loading tests of a brace-type multi-unit friction damper using coned disc springs and numerical assessment of its seismic response control effects, Bull Earthquake Eng 17(9), pp.5365-5391, 2019
https://doi.org/10.1007/s10518-019-00671-8

2）田中久一郎：摩擦のおはなし，日本規格協会，第１版，第 22 刷，2005.5

第４章　ブレース型摩擦ダンパーの実大架構実験

４．１　載荷装置と試験体

４．２　載荷プログラム

４．３　実験結果

４．４　第４章のまとめ

参考文献（第４章）

第４章　ブレース型摩擦ダンパーの実大架構実験

本章では，第３章の要素実験で性能を確認した摩擦ダンパー基本ユニットを複数組み込んで構成したブレース型摩擦ダンパーの実大架構実験を実施し，ブレース型摩擦ダンパーに組み込んだ摩擦ダンパー基本ユニットの数量とブレース型摩擦ダンパーの摩擦性能（総摩擦力等）の関係や，ブレース部材の挙動などを確認する。

なお，本章の内容は，既発表の文献 1)，2)を翻訳，加筆，再構成したものである。

４．１　載荷装置と試験体

ブレース型摩擦ダンパー試験体を組み込んだ載荷装置の立面図と写真を Fig. 4.1.1 と Fig. 4.1.2 に示す。Fig. 4.1.1 に示すように，ブレース型摩擦ダンパー部材を，実大架構を模擬した，柱と梁で構成した載荷装置に組み込んで実験を行った。

ブレースと水平軸（上部載荷梁，下部基礎梁）との角度 θ は 38.4° である。載荷装置の２本の柱は，上端と下端がピン構造で，それぞれ上部載荷梁と下部基礎梁に接続した。下部基礎梁は実験棟の反力床に固定した。上部載荷梁の一端に動的アクチュエータを接続し，水平方向に変位制御で強制変位を与えながら，アクチュエータ内蔵ロードセルで荷重を計測する載荷装置である。動的アクチュエータの最大載荷荷重は 1000kN，最大載荷速度は 230㎜/s である。

ダンパー部分の詳細図を Fig. 4.1.3 に示す。ブレース材（中板）の形状は，H-400×362×13×21 で，H形鋼（H-400×400×13×21）のフランジの小口を 19㎜ずつ切断して製作した。スプライスプレートの厚さは 12㎜ である。ブレース材の下端のボルト接合部に摩擦ダンパー基本ユニットを 10 セット組み込んだ摩擦ダンパー試験体である。各摩擦ダンパー基本ユニットは，３．１節で説明した要素実験で使用したものと同一の仕様で，皿ばねボルトセットは，外径 130㎜，内径 65㎜，厚さ 3.6㎜ の皿ばねを 13 枚並列に重ねたものに，M27 高力ボルトを挿通したものを使用した。

摩擦ダンパー基本ユニット１セットの目標摩擦力を 100kN，基本ユニット 10 セットからなるブレース型摩擦ダンパーの材軸方向の目標総摩擦力を 1000kN に設定した。

３．１節の要素実験で，摩擦板とステンレス板との間の摩擦係数が 0.32 程度と評価できることを確認したため，皿ばねボルトセットの目標導入軸力は，156.3kN（=100kN/（0.32×２面摩擦））に決定した。本導入軸力で基本ユニット 10 セットの皿ばねボルトセットを全て締結することで目標総摩擦力 1000kN（=0.32×156.3kN×２面摩擦×10 ユニット）となることを実大架構実験で確認する。

３．１節と同様で，予め実験で使用する皿ばね（13 枚並列重ね）の復元力（反発力）と皿ばねの垂直方向（高力ボルトの材軸方向）のたわみ量の関係を確認し，２．２節（６）で説明した本摩擦ダンパー専用の皿ばねたわみ測定器を用いて，皿ばねの垂直方向のたわみ量が目標導入軸力に対応する値と一致するように導入軸力を管理した。

皿ばねボルトの導入軸力を，摩擦板とステンレス板の公称接触面積（見かけの接触面積）[3]で除して求めた公称面圧は，約 10N/㎜^{2} である。

ブレース材軸方向のダンパーの摩擦力 P_d は，Fig. 4.1.1 中の枠内にも示すように下記 1)～4)の手順で評価した。

1) ブレースの材軸方向の２か所のフランジに貼付したひずみゲージの値から曲げモーメントを求め，モーメント勾配からブレースのせん断力 P_s を算出する。

2) ブレースせん断力 P_s の水平方向成分 P_{sh} を，$P_{sh} = P_s \cdot \sin\theta$ で算出する。

3) アクチュエータ内蔵ロードセルで計測した載荷荷重 P から P_{sh} を減じて，ブレース材軸方向の摩擦力 P_d の水平方向成分（$P - P_{sh}$）を算出する。

4) ブレース材軸方向の摩擦力 P_d を $P_d = (P - P_{sh}) / \cos\theta$ を算出する。

ダンパー部の摺動変位 δ_d は，Fig. 4.1.1，Fig. 4.1.2 に示すように摩擦ダンパー部のH形鋼上下フランジ部（中板）と下端ブラケットのH形鋼上下フランジ部との間を２つのレーザー変位計（δ_{d1}，δ_{d2}）で計測し，両者の平均値 $\delta_d = (\delta_{d1} + \delta_{d2})/2$ とした。動的アクチュエータの載荷変位 δ は，アクチュエータに内蔵された線形可変差動変圧器（LVDT）で計測した値を用いた。

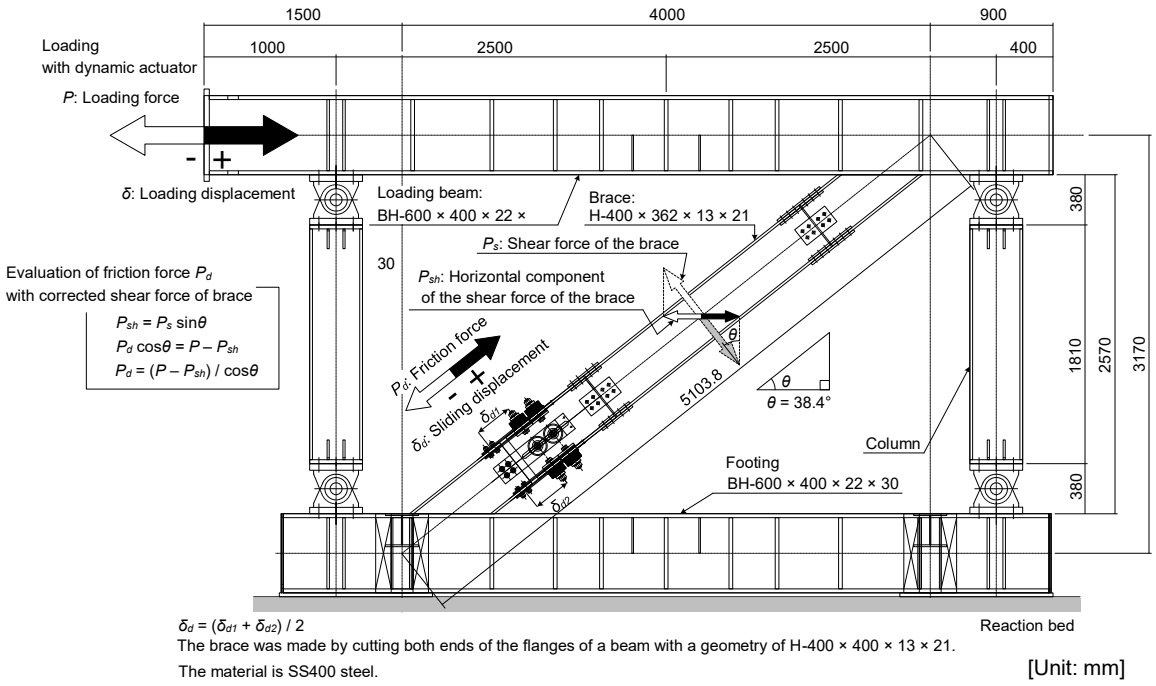


Fig. 4.1.1 Steel beam–column loading frame incorporating a brace-type multi-unit friction damper in full-scale tests[1)]

Fig. 4.1.2 Experimental setup for full-scale tests[1)]

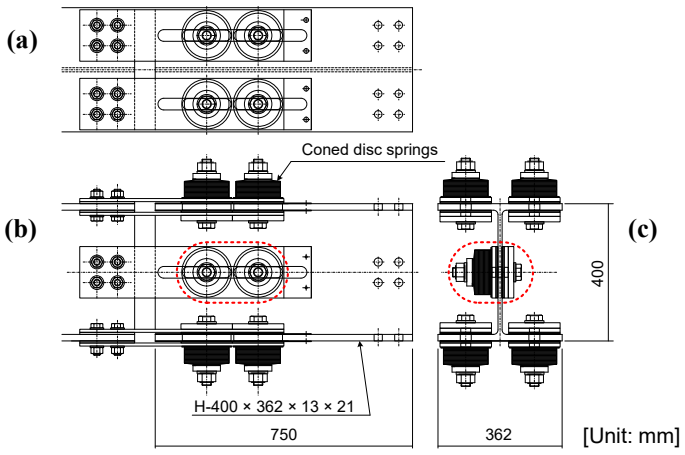


Fig. 4.1.3 Drawings of the brace-type multi-unit friction damper used in full-scale tests: (a) plan view; (b) elevation view; and (c) sectional view[1)]

４．２　載荷プログラム

実大架構実験の載荷プログラムを Table 4.2.1 に示す。載荷プログラムは，実大架構に組み込んだブレース型摩擦ダンパーの基本的な摩擦性能を評価することを目的とし，正弦波を組み合わせた載荷波形を採用した。

Case F1 は, 動的アクチュエータの強制変位が 10 サイクルの正弦波（周期 2.0s，振幅±10㎜，継続時間 20s）となるよう載荷する実験で，Case F2 から Case F4 までは，載荷振幅を 10㎜ 刻みで±40㎜ まで増加させた断続載荷実験である。

Case F5 は，巨大地震の発生に伴う継続時間の長い長周期地震動による超高層建物の応答層間変形を想定した波形で，100 サイクルの正弦波（周期 4.0s，振幅±40㎜，継続時間 400s）で載荷する連続載荷実験である。更に，Case F5 の実験は, ウェブに組み込んだ摩擦ダンパー基本ユニット２セットの皿ばねボルト（Fig. 4.1.3(b) ，Fig. 4.1.3(c) に赤い破線で示す）を完全に緩めた状態とし，フランジに配置した摩擦ダンパーの面圧変動などが摩擦力の安定性に与える影響や，フランジのスプライスプレートがブレースのせん断力を通常より多く負担した時の影響を確認することも実験目的とした。このため Case F5 の目標総摩擦力は 800kN（=0.32×156.3kN×2 面摩擦×８ユニット）で，Case F1～Case F4 の目標摩擦力 1000kN より小さい。

Table 4.2.1　　Loading programs of full-scale tests[1)]

Case	Waveform	Loading period T [s]	Loading frequency f [Hz]	Number of cycles N_c	Amplitude of dynamic actuator δ [mm]	Target displacement of damper δ_d [mm]	Target velocity of damper V_d [mm/s]
F1	Sine wave	2.0	0.5	10	±10	±7.84	±24.6
F2	Sine wave	2.0	0.5	10	±20	±15.7	±49.2
F3	Sine wave	2.0	0.5	10	±30	±23.5	±73.9
F4	Sine wave	2.0	0.5	10	±40	±31.4	±98.5
F5	Sine wave	4.0	0.25	100	±40	±31.4	±49.2

４．３　実験結果

全実験ケース（Case F1～Case F5）のブレース型摩擦ダンパーの材軸方向の摩擦力 P_d と摺動変位 δ_d の関係（履歴ループ）と，摩擦力 P_d の時刻歴を Fig. 4.3.1～Fig. 4.3.3 に示す。

Case F1～Case F4 のダンパー材軸方向摩擦力 P_d と摺動変位 δ_d の関係を Fig. 4.3.1～Fig. 4.3.2 に示す。各図には，目標摩擦力（1000kN）と目標摩擦力±10%（900kN，1100kN）の値を，それぞれ青の破線と赤の破線で示した。ダンパー材軸方向摩擦力 P_d は，Case F1～Case F4 で安定した剛塑性型の復元力特性を示すことが確認できる。摩擦板が新品の状態で，ダンパー部の振幅が小さく，摩擦板とステンレス板の間の真実接触面積がまだ小さい状態と推察される Case F1 では摩擦力が小さく，Case F2 でも摩擦力が若干小さめの値となるが，振幅の大きい Case F3, Case F4 では，ダンパー材軸方向摩擦力 P_d は目標摩擦力 1000kN±10%以内の値を示した。

Case F5 は，ウェブの摩擦ダンパー基本ユニット２セットの皿ばねボルトを完全に緩め，目標総摩擦力を 800kN とし，フランジのスプライスプレートがブレースのせん断力を通常より多く負担する試験体である。Fig. 4.3.3 に示す Case F5 のダンパー材軸方向摩擦力 P_d と摺動変位 δ_d の関係には，目標摩擦力（800kN）と目標摩擦力±10%（720kN，880kN）の値を，それぞれ青の破線と赤の破線で示した。同図から，提案したブレース型摩擦ダンパーは，継続時間の長い長周期地震動による超高層建物の応答層間変形を想定した波形に対しても，目標摩擦力近傍で安定した剛塑性型の復元力特性を示すことが確認できる。ダンパー材軸方向摩擦力 P_d の時刻歴（Fig. 4.3.3(b)）も非常に安定しており，100 サイクルの載荷で生じる摩擦力 P_d の低下は僅かである。また，フランジのスプライスプレートがブレースのせん断力を通常より多く負担する状態であったが，摩擦力の変動や，スプライスプレートに座屈などの不安定な挙動や，摩擦板等のダンパー構成部材に損傷が生じないことを確認した。

Table 4.3.1 に，ダンパー材軸方向摩擦力 P_d の平均値 $P_{d,mean}$ と摩擦係数の平均値 μ_{mean} をまとめて示す。摩擦力の平均値 $P_{d,mean}$ は，ブレース型摩擦ダンパーが消費した総摩擦エネルギーを総摺動変位（ブレース材軸方向摺動変位 δ_d の累積値）で除して算出した。摩擦係数の平均値 μ_{mean} は，$P_{d,mean}$ および皿ばねボルトの導入軸力 156.3kN を用いて，Case F1～Case F4 は $\mu_{mean} = P_{d,mean}$ ／（156.3kN×２面摩擦×10 セット），Case F5 は $\mu_{mean} = P_{d,mean}$ ／（156.3kN×２面摩擦×８セット）で算出した。

Case F1，Case F2 では，摩擦板が新品で，累積変位が小さいため，$P_{d,mean}$，μ_{mean} の値は，目標摩擦力（1000kN）±10%（900kN, 1100kN）や，摩擦係数（0.32）±10%（0.29, 0.35）を下回る値を示すが，その後，総摺動変位が多くなるに従い，

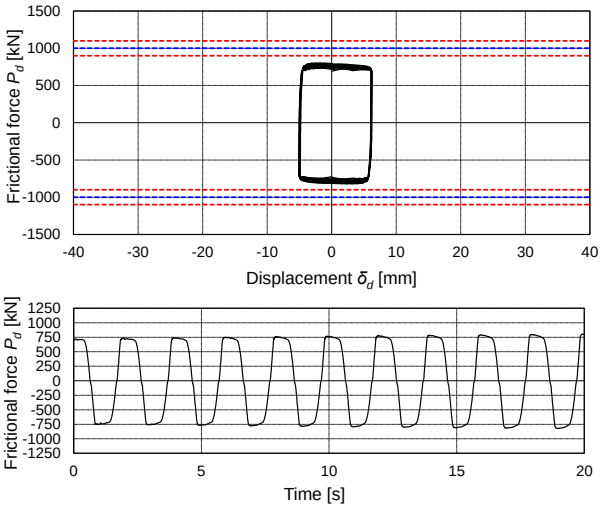
摩擦板とステンレス板の間の真実接触面積が増加したことで，$P_{d,mean}$，μ_{mean} の値も増加し，Case F3，Case F4 では目標摩擦力，目標摩擦係数に近い実験結果となった。

また，100 サイクル連続載荷実験の Case F5 で，20 サイクル毎のごとの $P_{d,mean}$，μ_{mean} の値を評価すると，載荷サイクルが多くなるに従い，$P_{d,mean}$，μ_{mean} は僅かに減少するが，減少幅は５％程度であった。

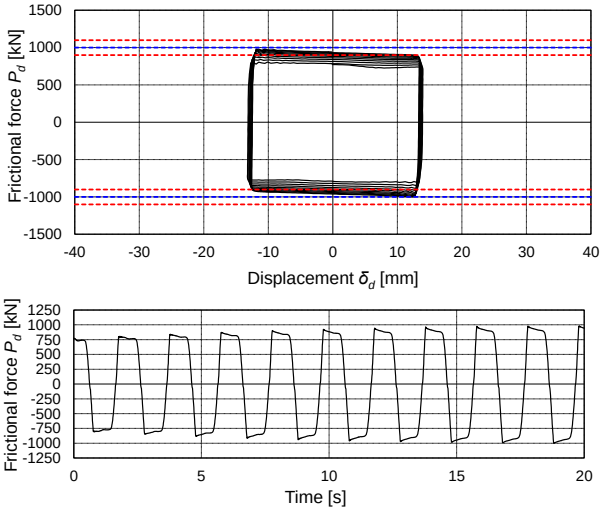
要素実験（第３章）および実大架構実験（本章）で得た結果から，摩擦ダンパー基本ユニットを複数組み込んで構築したブレース型摩擦ダンパーの総摩擦力は，摩擦ダンパー基本ユニットの摩擦力と組み込んだ基本ユニット数の積で精度よく評価可能なことが確認できた。

要素実験（第３章）および実大架構実験（本章）の実験結果は，大容量のブレース型摩擦ダンパーの実建物への適用に合理性があることを実証する結果の一つであると考える。この様な実験結果が得られたことで，２．２節で示した，大容量のブレース型摩擦ダンパーの実建物への適用が実現した。

また，本実大架構実験の載荷装置では，摩擦ダンパー付きブレースの上端と下端が，それぞれ上部載荷梁と下部基礎梁に剛接合されており，載荷によってブレースには４．１節で説明した面内せん断力が発生する。このせん断力は，特にフランジに組み込んだ摩擦ダンパーの摺動面圧に影響を与えると考えられるが，摩擦力 P_d は安定した値を示し，せん断力による明確な影響は認められなかった。この様な安定した摩擦力が発揮できたのは，各フランジに構築した２つの摩擦面のうち，一方の面圧が増加した場合，もう一方の摩擦面の面圧が同じ程度減少し，面圧変動の影響が相殺できていたためと推察できる。

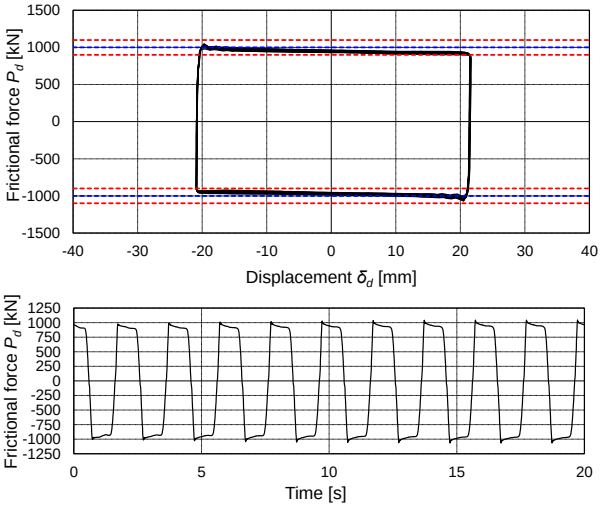


(a)

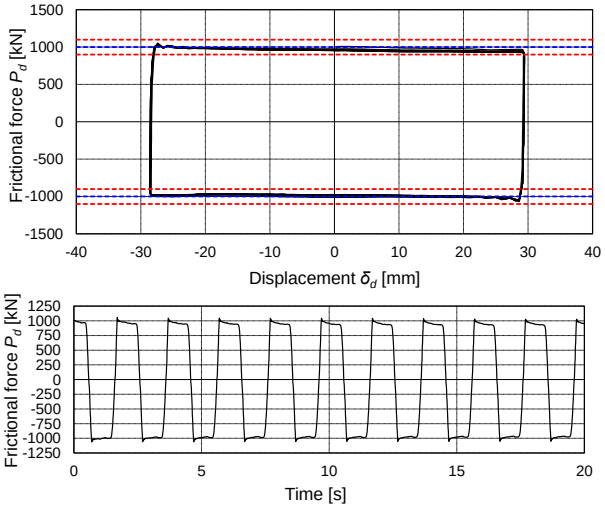


(b)

Fig. 4.3.1 Experimentally obtained hysteresis loops (along with target frictional force and ±10% variation; upper figure) and friction force time history (lower figure) along the brace axis for Cases F1–F2 obtained from full-scale tests: (a) Case F1; and (b) Case F2[1)]

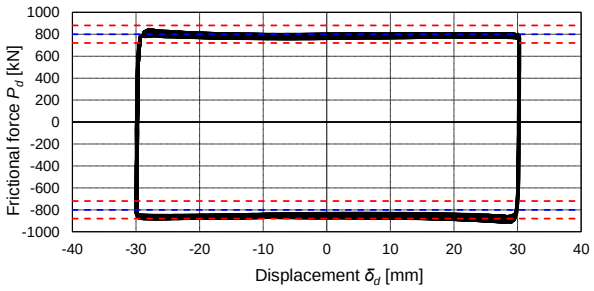


(c)

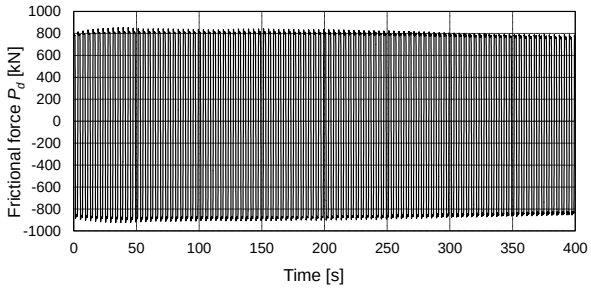


(d)

Fig. 4.3.2 Experimentally obtained hysteresis loops (along with target frictional force and ±10% variation; upper figure) and friction force time history (lower figure) along the brace axis for Cases F3–F4 obtained from full-scale tests: (c) Case F3; and (d) Case F4[1)]



(a)



(b)

Fig. 4.3.3 Results of full-scale tests for Case F5: (a) experimentally obtained hysteresis loops along the damper brace axis (along with target frictional force and ±10% variation); and (b) friction force time history along the damper brace axis[1)]

Table 4.3.1 Results of full-scale tests[1)]

Case	Number of cycles N_c	Amplitude of dynamic actuator δ [mm]	Frictional force of damper $P_{d,mean}$ [kN]		Friction coefficient per sliding surface μ_{mean}	
F1	10	±10	756		0.242	
F2	10	±20	877		0.280	
F3	10	±30	959		0.307	
F4	10	±40	974		0.312	
F5	100	±40	826 (all cycles)	841 (cycles 1–20) 840 (cycles 21–40) 833 (cycles 41–60) 818 (cycles 61–80) 800 (cycles 81–100)	0.330 (all cycles)	0.336 (cycles 1–20) 0.336 (cycles 21–40) 0.333 (cycles 41–60) 0.327 (cycles 61–80) 0.320 (cycles 81–100)

４．４　第４章のまとめ

本章では，提案する摩擦ダンパー基本ユニットを複数組み込んだブレース型摩擦ダンパーの実大架構実験を実施し，ブレース型摩擦ダンパーに組み込んだ摩擦ダンパー基本ユニットの数量とダンパー全体の摩擦性能の関係や，ブレースの挙動などを確認した。実験結果の概要は以下の通りである。

１）摩擦ダンパー基本ユニットを 10 セット組み込んだブレース型摩擦ダンパー付き実大架構を対象に，様々な振幅の正弦波載荷実験を実施し，提案する摩擦ダンパーが，安定した摩擦性能を発揮することを確認した。また，ウェブに組み込んだ摩擦ダンパー基本ユニットの皿ばねボルトを完全に緩め，フランジ摩擦面の摺動面圧の変動や，スプライスプレートの応力負担が大きい状態で 100 サイクル連続載荷実験を実施したが，摩擦力の安定性が低下する現象等は認められなかった。

２）提案する摩擦ダンパー基本ユニットを複数組み込んで構築したブレース型摩擦ダンパーの総摩擦力は，基本ユニット単体の摩擦力と，組み込んだ基本ユニットの数量で精度よく評価することができた。この様な方法で大容量のブレース型摩擦ダンパーを評価し、実建物に適用することに合理性があることを示せたと考える。

参考文献（第４章）

1）Sano T, Shirai K, Suzui Y, Utsumi Y : Loading tests of a brace-type multi-unit friction damper using coned disc springs and numerical assessment of its seismic response control effects, Bull Earthquake Eng 17(9), pp.5365-5391, 2019
https://doi.org/10.1007/s10518-019-00671-8

2） 鈴井康正，佐野剛志，平田寛，野村潤，内海良和：多様な要求性能を実現する「ブレーキダンパー®」，大林組技術研究所報告，No.76，pp.1-6，2012

3）田中久一郎：摩擦のおはなし，日本規格協会，第１版，第 22 刷，2005.5

第５章　間柱型摩擦ダンパーの実大架構実験

５．１　載荷装置と試験体

５．２　載荷プログラム

５．３　実験結果

５．４　第５章のまとめ

参考文献（第５章）

第５章　間柱型摩擦ダンパーの実大架構実験

本章では，摩擦ダンパーの基本ユニットを複数組み込んだ間柱型摩擦ダンパーの実大架構実験を実施し，間柱型摩擦ダンパーに組み込んだ摩擦ダンパー基本ユニットの数量と間柱型摩擦ダンパーの摩擦性能（総摩擦力等）の関係や，間柱部材の挙動などを確認する。

なお，本章の内容は，既発表の文献 1)，2)，3)を翻訳，加筆，再構成したものである。

５．１　載荷装置と試験体

間柱型摩擦ダンパーは，間柱中央部にダンパーのせん断摩擦機構を組み込むため，ダンパー作動時に間柱に横座屈が生じないことや，間柱部材や間柱部材が接続する上下大梁の弾性変形の影響などを観察することを考慮し，タイプの異なる３体の間柱型摩擦ダンパー試験体を準備し，２種類の載荷装置で実大架構実験を実施した。

間柱型摩擦ダンパー試験体 S-1，試験体 S-2 の実験で使用した載荷装置の立面図と写真を Fig. 5.1.1 と Fig. 5.1.2 に示す。Fig. 5.1.1 は，背の高い試験体 S-2 実験時の載荷装置の状況であるが，試験体 S-1 の実験時には上部載荷梁の高さを低く変更して実験を実施した。間柱型摩擦ダンパーの下端は下部載荷梁に接続した。下部載荷梁の一端に動的アクチュエータを接続し，水平方向に変位制御で強制変位を与えながら，アクチュエータ内蔵ロードセルで荷重を計測する載荷装置である。下部載荷梁は水平方向に移動可能なスライドレール（リニアガイド）を介して実験棟の反力床と接続した。動的アクチュエータの最大載荷荷重は，1000kN，最大載荷速度は 230㎜/s である。

試験体 S-3 の実験で使用した載荷装置の立面図と写真を Fig. 5.1.3 と Fig. 5.1.4 に示す。載荷装置は第４章の実大架構実験で使用したものと同一で，間柱型摩擦ダンパー部材の上端と下端を，それぞれ上部載荷梁と下部基礎梁に接続した。載荷装置の２本の柱は上端と下端がピン構造で，それぞれ上部載荷梁と下部基礎梁に接続した。下部基礎梁は実験棟の反力床に固定し，上部載荷梁の一端に動的アクチュエータを接続し，水平方向に変位制御で強制変位を与えながら，アクチュエータ内蔵ロードセルで荷重を計測する載荷装置である。動的アクチュエータの最大載荷荷重は 1000kN，最大載荷速度は 230㎜/s である。

試験体 S-1，S-2 の詳細図と写真を Fig. 5.1.5 と Fig. 5.1.7 に，試験体 S-3 の詳細図を Fig. 5.1.6 に示す。

試験体 S-1（Fig. 5.1.5(a)）と試験体 S-3（Fig. 5.1.6）の高さはいずれも 2150 ㎜で，標準的な建物の階高さに対応する間柱型摩擦ダンパーを想定したものである。試験体 S-2（Fig. 5.1.5(b)）の高さは 3400㎜ で，階高の高い箇所に適用する

間柱型摩擦ダンパーを想定したものである。

試験体 S-1，試験体 S-2 は摺動面が２つある２面摩擦ダンパー基本ユニットを使用した試験体で，第３章の要素実験と同様の２面摩擦ダンパー基本ユニットの要素実験を事前に実施し，摩擦係数が 0.33 程度であると評価した。このため，基本ユニット１セットあたりの摩擦力が 100kN となるよう皿ばねボルトセットの導入軸力を 150.0kN（=100kN/（0.33×２面摩擦））に設定した。２面摩擦ダンパー基本ユニットの要素実験状況を Fig. 5.1.8(a)に示す。

試験体 S-1 は，２面摩擦ダンパー基本ユニット６セットで構成し目標総摩擦力は 600kN，試験体 S-2 は，基本ユニット７セットで構成し目標総摩擦力は 700kN である。なお，試験体 S-1 と試験体 S-2 では，新品の状態から目標摩擦力が発揮できるように，摩擦板とステンレス板の間の真実接触面積を大きくした改良型摩擦板を採用した。

試験体 S-3 は摺動面が４つある４面摩擦ダンパー基本ユニットを使用した試験体で，基本ユニット１セットあたり 200kN（２面摩擦ダンパー基本ユニットの２倍）の摩擦力を発揮する性能があるが，動的アクチュエータの最大載荷荷重が 1000kN であるため，目標摩擦力を引き下げて実験を行った。事前に実施した４面摩擦ダンパー基本ユニットの要素実験の状況を Fig. 5.1.8(b)に示す。要素実験結果から摩擦係数が 0.32 程度と評価できることを確認し，皿ばねボルトセットの導入軸力を通常より 12.5%引き下げ，136.5kN に設定した。１セットあたりの摩擦力は 175kN（=0.32×136.5kN×４面摩擦）で，４面摩擦ダンパー基本ユニット５セットで構成した試験体 S-3 の目標総摩擦力は 874kN（=0.32×136.5kN×４面摩擦×５セット）である。なお，試験体 S-3 で使用した摩擦板は，第３章の要素実験で使用したものと同じ仕様で，試験体 S-1 と試験体 S-2 で使用した改良型摩擦板ではない。

皿ばねボルトの導入軸力を，摩擦板とステンレス板の公称接触面積（見かけの接触面積）[4]で除して求めた公称面圧は，試験体 S-1，S-2 が約 12N/mm^2 で，試験体 S-3 が約 11N/mm^2 である。

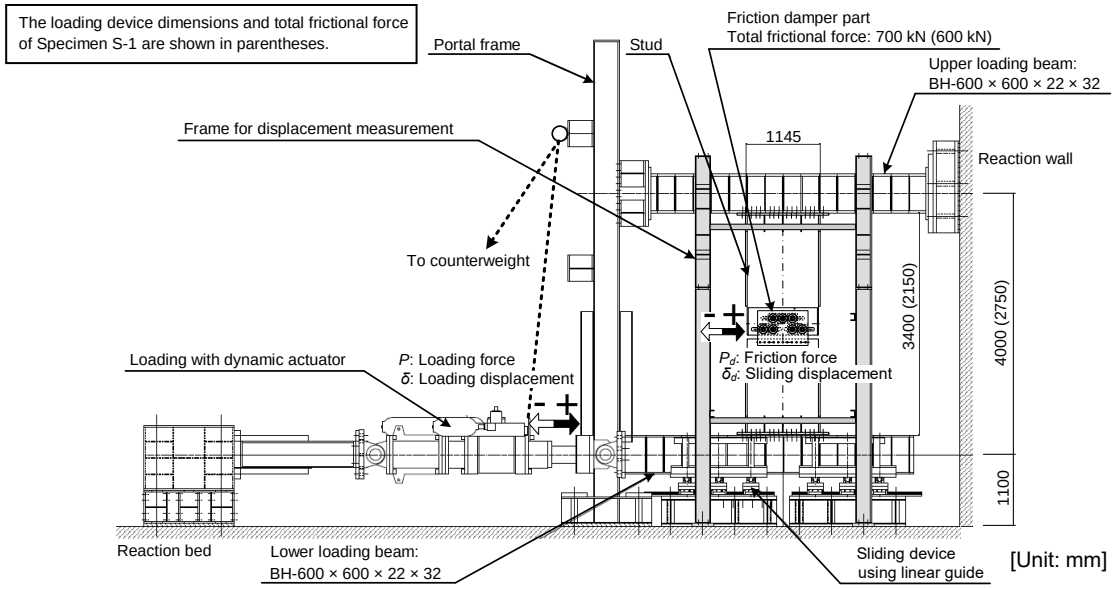


Fig. 5.1.1 Elevation drawing of the loading system in full-scale tests for Specimen S-2 (S-1)[1)]

(a) **(b)**

Fig. 5.1.2 Experimental setup for full-scale tests: (a) Specimen S-1 and (b) Specimen S-2[1)]

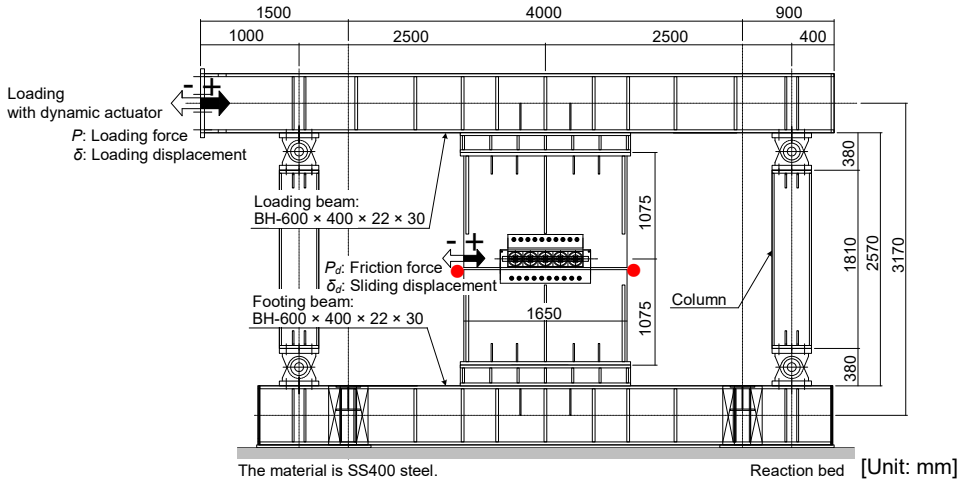


Fig. 5.1.3 Elevation drawing of the steel beam–column loading frame in full-scale tests for Specimen S-3[1)]

Fig. 5.1.4 Experimental setup for full-scale tests of Specimen S-3[1)]

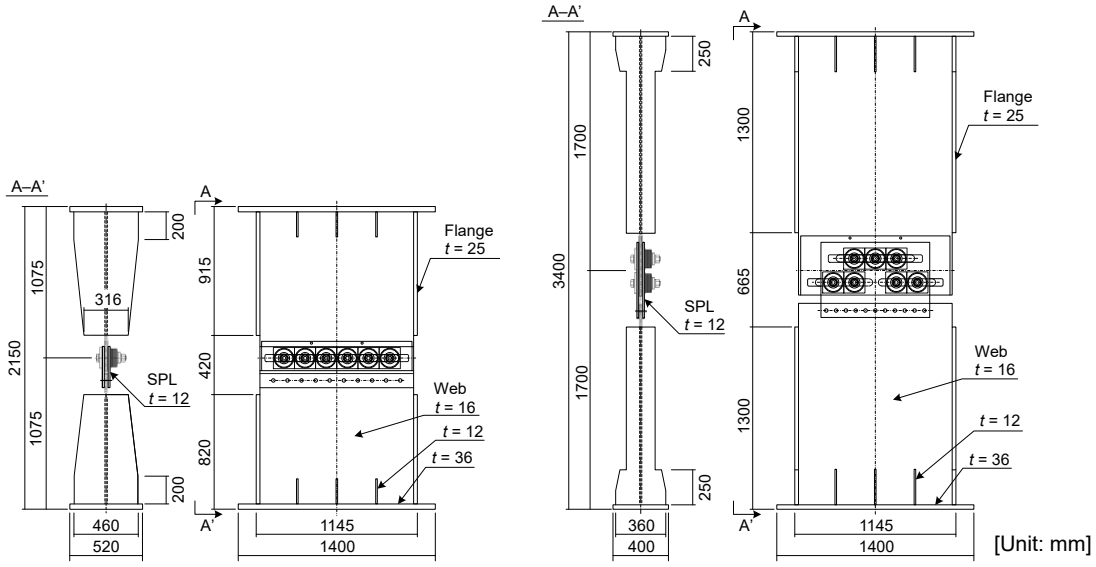


Fig. 5.1.5 Elevation drawings of stud-type multi-unit friction damper specimens used in full-scale tests: (a) Specimen S-1 and (b) Specimen S-2[1)]

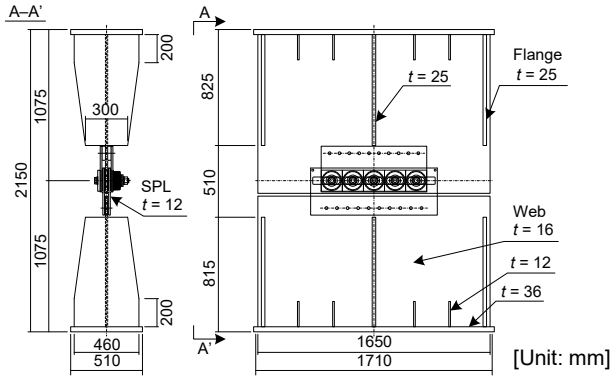
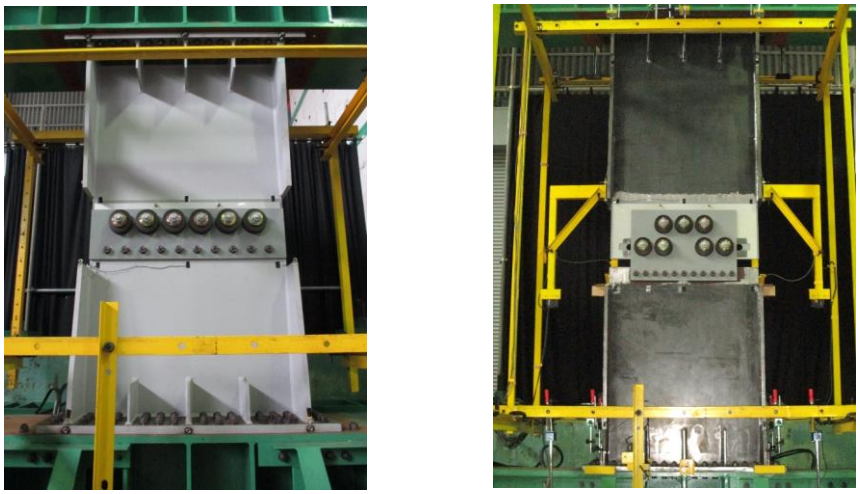
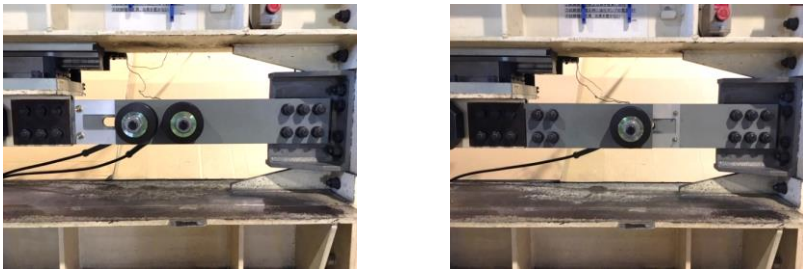


Fig. 5.1.6 Elevation drawings of a stud-type multi-unit friction damper specimen, Specimen S-3, used in full-scale tests[1)]



(a) **(b)**

Fig. 5.1.7 Photographs of stud-type dampers in full-scale tests: (a) Specimen S-1 and (b) Specimen S-2[1)]



(a) **(b)**

Fig. 5.1.8 Experimental setup in elemental tests: (a) elemental specimen consisting of two friction units with two sliding surfaces and (b) elemental specimen consisting of a single friction unit with four sliding surfaces[1)]

５．２　載荷プログラム

試験体 S-1，試験体 S-2 の載荷プログラムを Table 5.2.1 に示す。

試験体 S-1 では，提案する間柱型摩擦ダンパーを超高層建物に適用した際の，建物 1 次固有周期に対応する作動状況を確認することを考慮し，Case 1 は動的アクチュエータの強制変位が 10 サイクルの正弦波（周期 4.3s，振幅±10㎜，継続時間 43s）となるよう載荷し，Case 2，Case 3 は載荷振幅を 10mm 刻みで±30mm まで増加させた断続載荷実験である。

試験体 S-2 では，様々な周期の建物の階高の高い箇所に，間柱型摩擦ダンパーを適用することを想定し，振幅や周期が異なる５サイクルと 10 サイクルの正弦波で載荷する実験を実施した。

Fig. 5.2.1(a)は，10 サイクルの正弦波載荷で使用した載荷波形（周期 2.0s，振幅は±1 に正規化）である。

試験体 S-3 の載荷プログラムを Table 5.2.2 に示す。

試験体 S-3 では，振幅と周期が異なる正弦波，応答層間変形波，継続時間の長い長周期地震動による超高層建物の揺れを想定した 100 サイクルの正弦波（周期 4.3s，振幅±40㎜，継続時間 430s）などで載荷する実験を実施した。応答層間変形波は，建物の１次と２次の固有周期がそれぞれ 4.3s と 1.7s の超高層建物の地震応答解析で計算したもので Fig. 5.2.1(b)に波形を示す。

Table 5.2.1　Full-scale test loading programs for Specimens S-1 and S-2[1)]

Specimen	Case	Waveform	Loading period T [s]	Number of cycles N_c	Amplitude of dynamic actuator δ [mm]	Target velocity of damper V_d [mm/s]
S-1	1	Sine wave	4.3	10	±10	±14.6
	2				±20	±29.2
	3				±40	±58.4
S-2	1, 2	Sine wave	2.0	10	±10	±31.4
	3		4.0		±20	±31.4
	4, 5, 6, 7, 8, 9		2.0		±20	±62.8
	10, 11		2.0		±10	±31.4
	12		2.0		±20	±62.8
	13		2.0		±10	±31.4
	14		2.0		±20	±62.8
	15		0.7		±20	±179.5
	16		1.0		±30	±188.5
	17		4.0		±20	±31.4
	18		2.0		±40	±125.7
	19		2.0	5	±60	±188.5
	20		2.5		±80	±201.1
	21		3.0		±100	±209.4

Table 5.2.2 Full-scale test loading program for Specimen S-3[1)]

Specimen	Case	Waveform	Loading period T [s]	Number of cycles N_c	Target amplitude of damper δ_d [mm]	Target velocity of damper V_d [mm/s]
S-3	0	Sine wave	4.3	10	±5	±7.3
	1				±10	±14.6
	2				±20	±29.2
	3				±30	±43.8
	4				±40	±58.4
	5		1.7		±10	±37.0
	6				±20	±73.9
	7	Assumed response wave				
	8	Sine wave	4.3	100	±40	±58.4

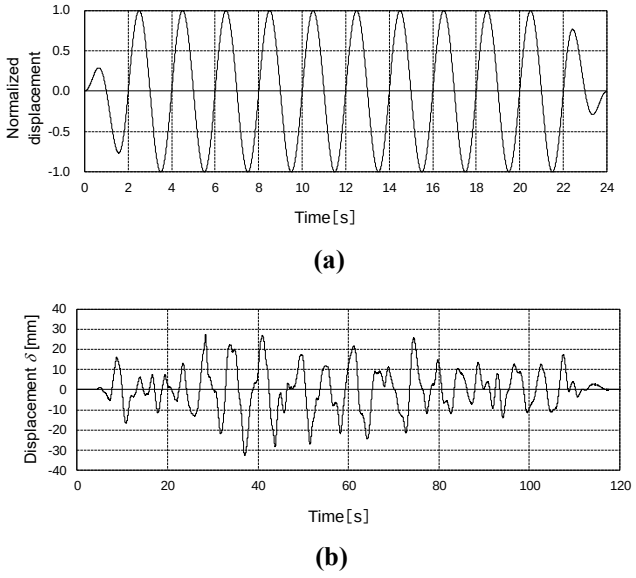


Fig. 5.2.1 Example displacement waveforms for loading tests: (a) normalized 10-cycle sinusoidal wave with a period of 2.0 s and (b) assumed response wave[1)]

５．３　実験結果

試験体 S-1 の実験 Case 1～Case 3 の間柱型摩擦ダンパーのせん断方向の摩擦力 P_d と摺動変位 δ_d の関係（履歴ループ）と，摩擦力 P_d の時刻歴を Fig. 5.3.1 に示す。ダンパー摩擦力 P_d と摺動変位 δ_d は，Fig. 5.1.1 で定義した通りで，ダンパー摩擦力 P_d は，アクチュエータの載荷荷重 P と等しいと考えた。Fig. 5.3.1 には目標摩擦力（600kN）と目標摩擦力±10％（540kN，660kN）の値を，それぞれ青の実線と赤の破線で示す。試験体 S-1 では，新品時から真実接触面積が大きい改良型摩擦板を採用したため，すべての実験 Case で，間柱型ダンパーの摩擦力は概ね目標摩擦力±10％の範囲で安定しており，概ね剛塑性型の復元力特性を示すことが確認できた。

試験体 S-2 の実験 Case 14，Case 19，Case 21 の間柱型摩擦ダンパーのせん断方向摩擦力 P_d と摺動変位 δ_d の関係と，ダンパー摩擦力 P_d の時刻歴を Fig. 5.3.2 に示す。P_d は，アクチュエータの載荷荷重 P と等しいと考えた。同図には目標摩擦力（700kN）と目標摩擦力±10％（630kN，770kN）の値を，それぞれ青の実線と赤の破線で示す。試験体 S-1 と同様で，改良型摩擦板を採用したため，作動開始直後から間柱型摩擦ダンパーは安定した摩擦性状を示し，概ね剛塑性型の復元力特性を示すことが確認できる。ただし，試験体の高さが大きいため，間柱部材と上部載荷梁の弾性変形が大きく，ダンパー摺動時の変位 δ_d は，動的アクチュエータの作動変位 δ よりも 10㎜ 程度小さい値を示した。

試験体 S-3 の実験 Case 4，Case 7，Case 8 の間柱型摩擦ダンパーのせん断方向の摩擦力 P_d と摺動変位 δ_d の関係と，摩擦力 P_d の時刻歴を Fig. 5.3.3 に示す。P_d は，試験体 S-1，試験体 S-2 と同様で，アクチュエータの載荷荷重 P と等しいと考えた。同図には目標摩擦力（874kN）と目標摩擦力±10％（786kN，961kN）の値を，それぞれ青の実線と赤の破線で示す。4 面摩擦間柱型ダンパーを，応答層間変形波で載荷した実験結果（Fig. 5.3.3(b)）は，正弦波で載荷した実験結果（Fig. 5.3.3(a)）と同様の安定した挙動を示し，概ね剛塑性型の復元力特性を示すことが確認できた。100 サイクルの正弦波（周期 4. 3s）で載荷した連続載荷実験結果（Fig. 5.3.3(c)）によると，最初の 35 サイクル程度，載荷時間 150s 程度までは，安定した摩擦性状を示すが，摩擦面の温度上昇に伴い，載荷終了間際の摩擦力は 20%程度小さくなった。試験体 S-3 では，間柱型摩擦ダンパーのダンパー部の左右両端部（Fig. 5.1.3 の赤い丸の位置）でダンパーの鉛直相対摺動変位を計測した。この鉛直相対変位によると，載荷荷重反転時に摺動部は水平に相対変位しながら，ダンパー両端部で±0. 5㎜ 程度の鉛直相対変位（回転角換算で±0. 001rad 程度の変位）が生じていることを確認した。この様な回転挙動が原因で，試験体 S-1～試験体 S-3 の摩擦力 P_d と摺動変位 δ_d の関係（Fig. 5.3.1～Fig. 5.3.3）の荷重折り返し点近傍が若干曲線状になったと推察したが，今後も更なる詳細な検討

が必要と考える。

Table 5.3.1 と Table 5.3.2 に，せん断方向摩擦力 P_d の平均値 $P_{d,mean}$ と摩擦係数の平均値 μ_{mean} をまとめて示す。平均摩擦力 $P_{d,mean}$ は，間柱型摩擦ダンパーが消費した総摩擦エネルギーを総摺動変位（ダンパーの水平方向摺動変位 δ_d の累積値）で除して算出した。試験体 S-1 の摩擦係数の平均値 μ_{mean} は，$P_{d,mean}$ と皿ばねボルトの導入軸力 150.0kN を用いて，$\mu_{mean} = P_{d,mean}$ /（150.0kN×２面摩擦×６セット）で，試験体 S-2 の摩擦係数の平均値は，$\mu_{mean} = P_{d,mean}$ /（150.0kN×２面摩擦×７セット）で算出した。試験体 S-3 の摩擦係数の平均値は，皿ばねボルトの導入軸力 136.5kN を用いて，$\mu_{mean} = P_{d,mean}$ /（136.5kN×４面摩擦×５セット）で算出した。

改良型摩擦板を採用した試験体 S-1 の平均摩擦力 $P_{d,mean}$ と摩擦係数の平均値 μ_{mean} は，全 Case で目標の総摩擦力（600kN）±10%（540kN, 660kN）の範囲内，摩擦係数は 0.33±10%（0.30, 0.36）の範囲内の値を示した。

同じく改良型摩擦板を採用した試験体 S-2 も平均摩擦力 $P_{d,mean}$ と摩擦係数の平均値 μ_{mean} は，目標総摩擦力（700kN）±10%（630kN, 770kN）の範囲内，摩擦係数は 0.33±10%（0.30, 0.36）の範囲内の値を示した。試験体 S-2 は，試験体の高さが大きいため，間柱部材と上部載荷梁の弾性変形が大きく，ダンパーの摺動変位 δ_d は，動的アクチュエータの変位 δ よりも 10㎜程度小さく，動的アクチュエータの変位 δ が 10㎜以下の場合，摩擦ダンパーは摺動しない結果となった。

試験体 S-3 は改良型摩擦板を採用していない。このため摩擦板が新品時には摩擦板とステンレス板の真実接触面積が小さく，Case 0 の平均摩擦力 $P_{d,mean}$ は，目標総摩擦力より小さな値となった。その後は，載荷によって真実接触面積が増加し，目標総摩擦力（874kN）±10%（786kN, 961kN）の範囲内，摩擦係数は 0.32±10%（0.29, 0.35）の範囲内の値を示した。

載荷速度に着目し，試験体 S-2 で変位振幅 δ_d が±20㎜と等しく，速度が異なる Case 3，Case 12，Case 15 を比較すると，目標載荷速度 V_d が 31.4㎜/s から 62.8 ㎜/s，179.5 ㎜/s と増加しても摩擦係数 μ_{mean} はそれぞれ 0.337，0.341，0.333 で変動はほとんど確認できない。試験体 S-3 で変位振幅 δ_d が±20㎜で等しい Case 2 と Case 6 を比較すると，目標載荷速度 V_d が 29.2㎜/s から 73.9㎜/s に増加すると摩擦係数の平均値 μ_{mean} は 0.337 から 0.312 へと僅かに減少した。試験体 S-1 で，載荷周期 T が 4.3s で等しく，変位振幅 δ_d の変化に伴い目標載荷速度 V_d が 14.6㎜/s から 29.2㎜/s，58.4㎜/s と増加する Case 1，Case 2，Case 3 を比較すると摩擦係数 μ_{mean} は，それぞれ 0.355，0.362，0.352 で変動は，ほとんど確認できない。これらの結果から，開発した摩擦ダンパーは，載荷速度が増加しても摩擦力は，ほとんど同じか僅かに減少する程度であることがわかる。

本章で示した実験結果から，摩擦ダンパー基本ユニットを複数組み込んで構

築した間柱型摩擦ダンパーの総摩擦力は，摩擦ダンパー基本ユニットの摩擦力と組み込んだ基本ユニット数の積で精度よく評価可能なことが確認できた。

本章の実験結果は，大容量の間柱型摩擦ダンパーの実建物への適用に合理性があることを実証する結果の一つであると考える。この様な実験結果が得られたことで，２．２節で示した，大容量の間柱型摩擦ダンパーの実建物への適用が実現した。

また，全試験体（S-1，S-2，S-3）の実験を通して，間柱の横座屈などの不安定な挙動は発生しなかった。

試験体 S-3 の全実験終了後に，摩擦ダンパー構成部材を確認したが摩擦性能に影響が及ぶような目立った損傷は確認できなかった（Fig. 5.3.4）。

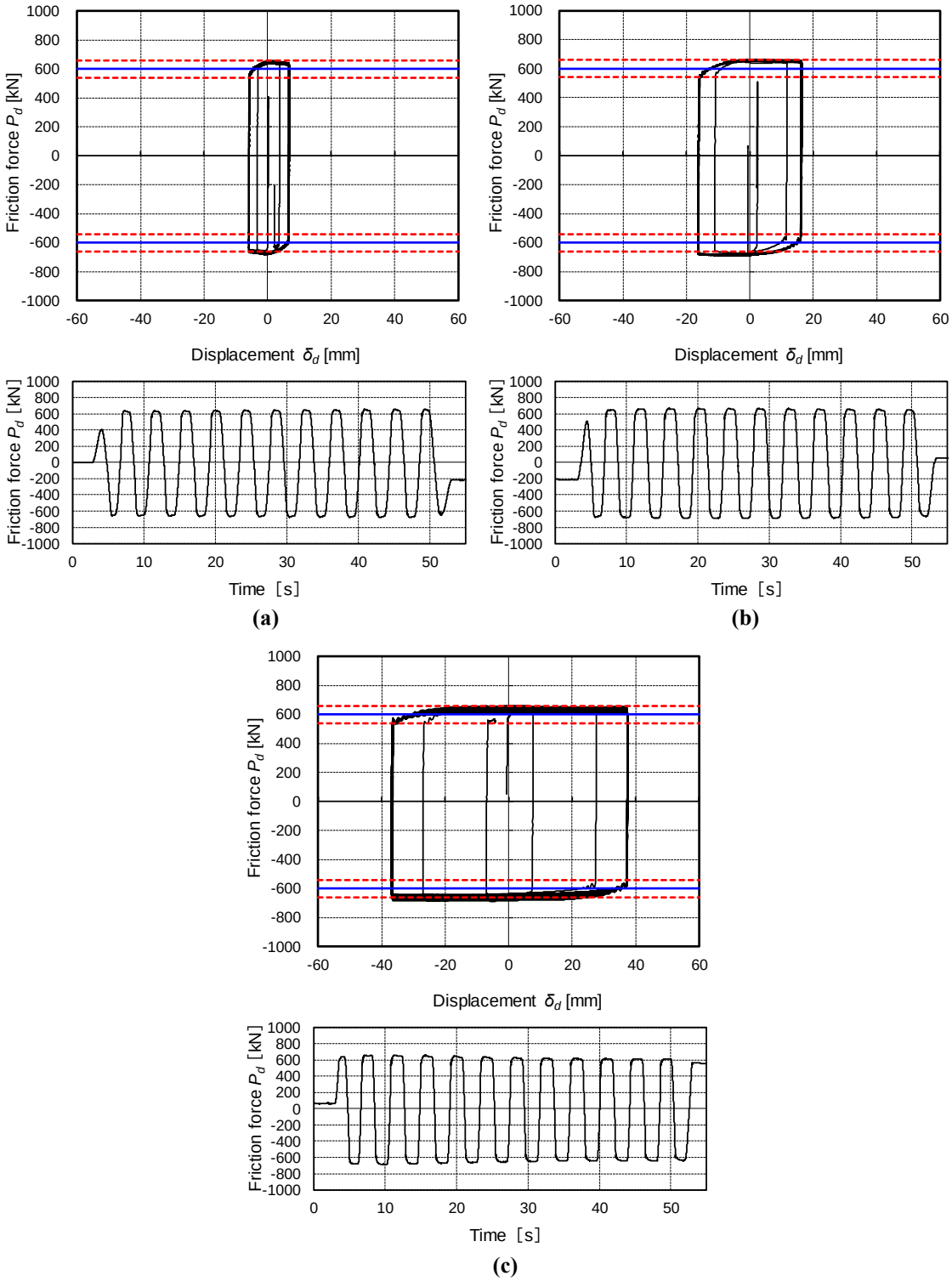


Fig. 5.3.1 Experimentally obtained hysteresis loops (along with target friction force and ±10% variation; upper figure) and friction force time history (lower figure) for Specimen S-1: (a) Case 1, (b) Case 2, and (c) Case 3[1)]

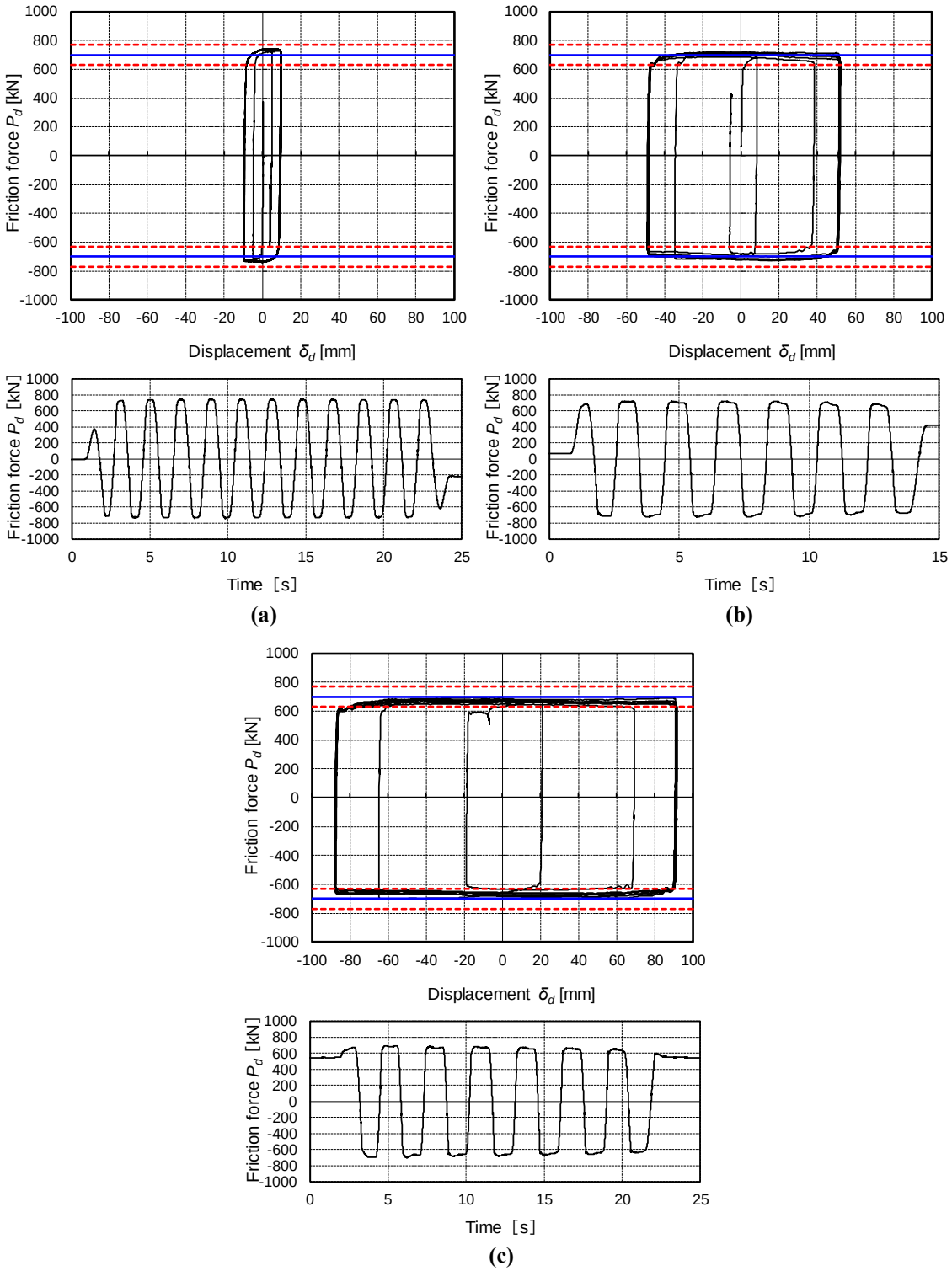


Fig. 5.3.2 Experimentally obtained hysteresis loops (along with target friction force and ±10% variation; upper figure) and friction force time history (lower figure) for Specimen S-2: (a) Case 14, (b) Case 19, and (c) Case 21[1)]

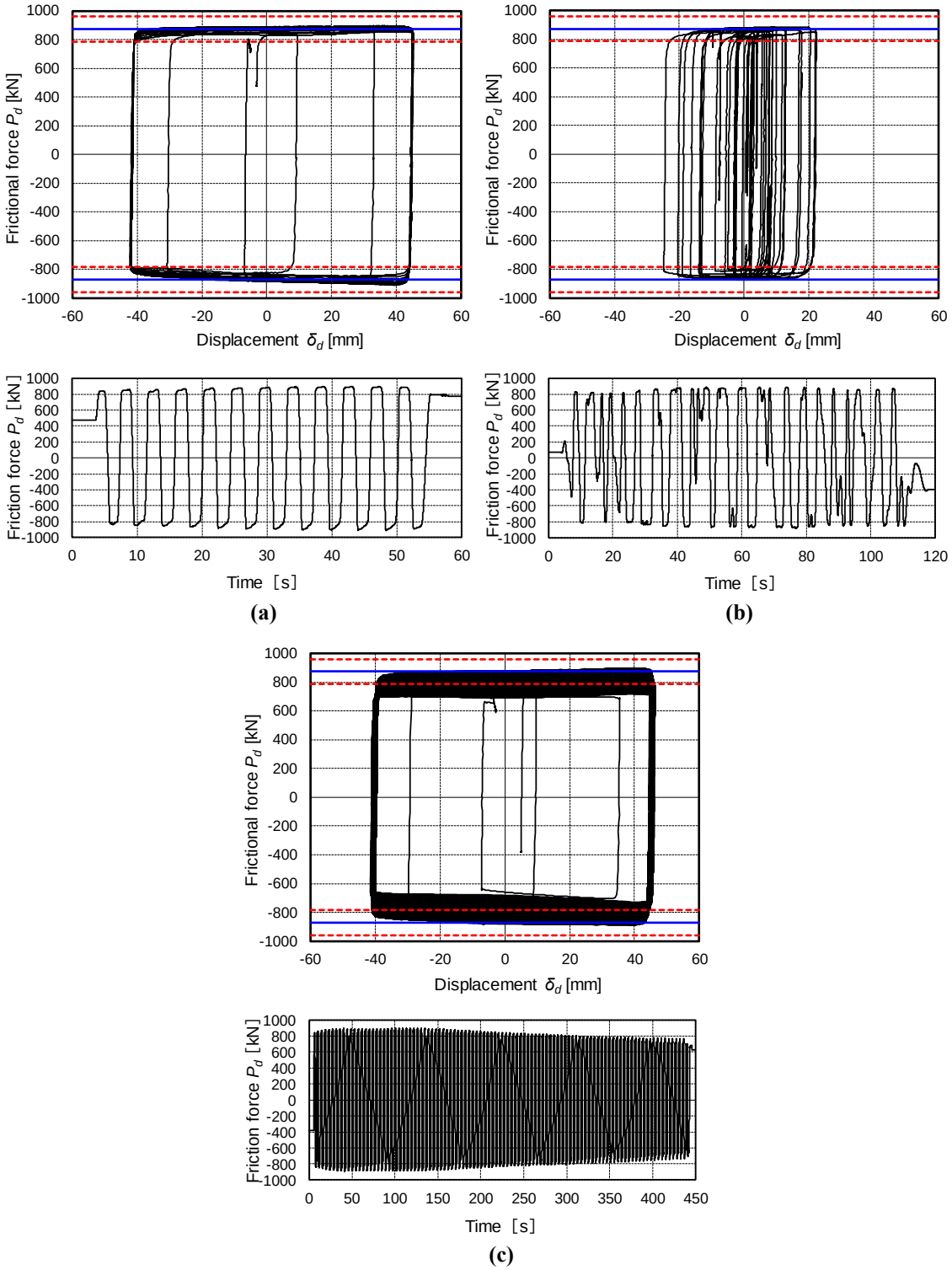


Fig. 5.3.3 Experimentally obtained hysteresis loops (along with target friction force and ±10% variation; upper figure) and friction force time history (lower figure) for Specimen S-3: (a) Case 4, (b) Case 7, and (c) Case 8[1)]

Table 5.3.1 Results of full-scale tests for Specimens S-1 and S-2[1)]

Specimen	Case	Number of cycles N_c	Amplitude of dynamic actuator δ [mm]	Average friction force of damper $P_{d,mean}$ [kN]	Friction coefficient per sliding surface μ_{mean}
S-1	1	10	±10	639	0.355
	2		±20	652	0.362
	3		±40	634	0.352
S-2	1, 2	10	±10	-	-
	3		±20	707	0.337
	4, 5, 6, 7, 8, 9		±20	741	0.353
	10, 11		±10	-	-
	12		±20	716	0.341
	13		±10	-	-
	14		±20	711	0.339
	15		±20	700	0.333
	16		±30	698	0.332
	17		±20	713	0.340
	18		±40	715	0.340
	19	5	±60	696	0.331
	20		±80	680	0.324
	21		±100	661	0.315

Table 5.3.2 Results of full-scale tests for Specimen S-3[1)]

Specimen	Case	Number of cycles N_c	Target amplitude of damper δ_d [mm]	Average friction force of damper $P_{d,mean}$ [kN]	Friction coefficient per sliding surface μ_{mean}
S-3	0	10	±5	601	0.220
	1		±10	829	0.304
	2		±20	920	0.337
	3		±30	875	0.321
	4		±40	865	0.317
	5		±10	831	0.304
	6		±20	853	0.312
	7	Assumed response wave		835	0.306
	8	100	±20	809	0.296

Fig. 5.3.4 Components of Specimen S-3 disassembled after all loading tests[1)]

５．４　第５章のまとめ

本章では，提案する摩擦ダンパー基本ユニットを複数組み込んだ間柱型摩擦ダンパーの実大架構実験を実施し，間柱型摩擦ダンパーに組み込んだ摩擦ダンパー基本ユニットの数量とダンパー全体の摩擦性能の関係や，間柱の挙動などを確認した。実験結果の概要は以下の通りである。

１）２面摩擦ダンパー基本ユニットを６セットおよび７セット組み込んだ高さの異なる間柱型摩擦ダンパーや，４面摩擦ダンパー基本ユニットを５セット組み込んだ間柱型摩擦ダンパーを取り付けた実大架構を対象に，様々な振幅の正弦波載荷実験や応答層間変形波を用いた載荷実験を実施し，提案する間柱型摩擦ダンパーが，安定した摩擦性能を発揮し，横座屈など不安定な挙動も生じないことを確認した。ただし，高さの大きい間柱型摩擦ダンパーでは，間柱や上部載荷梁の弾性変形が大きく，ダンパーの摺動変位が小さくなる現象が生じた。

２）提案する摩擦ダンパー基本ユニットを複数組み込んで構築した間柱型摩擦ダンパーの総摩擦力は，基本ユニット単体の摩擦力と，組み込んだ基本ユニットの数量で精度よく評価することができた。この様な方法で大容量の間柱型摩擦ダンパーを評価し、実建物に適用することに合理性があることを示せたと考える。

参考文献（第５章）

1） Sano T, Shirai K, Suzui Y, Utsumi Y : Dynamic loading tests and seismic response analysis of a stud-type damper composed of multiple friction units with disc springs, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2020
https://doi.org/10.1002/eqe.3289

2）鈴井康正，佐野剛志，平田寛，野村潤，内海良和：４面摩擦「ブレーキダンパー®」の開発と実用化」，大林組技術研究所報告，No.75，pp.1-6，2011

3）鈴井康正，佐野剛志，平田寛，大出大輔，内海良和，後閑章吉：面外変形が「ブレーキダンパー®」の構造性能に及ぼす影響，大林組技術研究所報告，No.81，pp.1-6，2017

4）田中久一郎：摩擦のおはなし，日本規格協会，第１版，第 22 刷，2005.5

第６章　ブレース型摩擦ダンパーを用いた超高層建物の制振効果

６．１　解析方法

６．１．１　解析モデルの概要

６．１．２　ＭＦモデル（Main Frame モデル）

６．１．３　ＦＤモデル（Friction Damper モデル）と制振目標

６．１．４　入力地震動

６．１．５　地震応答解析の条件

６．２　解析結果

６．２．１　固有値解析結果

６．２．２　最大応答値

６．２．３　各部のエネルギー吸収量

６．２．４　残留層間変形角

６．３　第６章のまとめ

参考文献（第６章）

第６章　ブレース型摩擦ダンパーを用いた超高層建物の制振効果

本章では，第４章で説明したブレース型摩擦ダンパーを用いた超高層建物の地震応答低減効果を，告示波などの設計用地震動や南海トラフ沿いで発生する巨大地震に伴う継続時間の長い長周期地震動，長周期パルス地震動などの入力地震動に対する立体骨組みの地震応答解析を実施して検証する。

開発したブレース型摩擦ダンパーは，高剛性で大容量化が可能であるが，ダンパーを設置した構面で動線が遮られることから，ダンパーを集中的に配置した検討モデルを用いて制振効果を確認する。

なお，本章の内容は，既発表の文献 1)を翻訳，加筆，再構成したものである。

６．１　解析方法

６．１．１　解析モデルの概要

開発したブレース型マルチユニット摩擦ダンパーを組み込んだ 30 層鉄骨造超高層建物の非線形３次元立体解析モデルを用いて地震応答解析を行い，制振効果を評価する。ブレース型摩擦ダンパーを組み込んだ制振対象建物の基準階伏図，軸組図，透視図を Fig. 6.1.1 に示す。

検討は，２種類の解析モデルで実施した。１つ目の解析モデルは，ブレース型摩擦ダンパーの無いＭＦモデル（Main Frame モデル）で，２つ目の解析モデルは，ブレース型摩擦ダンパーを組み込んだＦＤモデル（Friction Damper モデル）である。

ＭＦモデルは，基本的に既往の研究 [2)~5)]で使用された主架構モデルと同じであるが，Ｙ２通りのブレース型摩擦ダンパーを取り付けたスパンの両側の柱は，ダンパー制振力による付加軸力で柱が軸方向に弾性変形し，制振効果が低下することを避ける目的と，超高層建物の曲げ変形成分低減のため，断面性能を向上させた点が，既往の研究 [2)~5)]で使用された主架構モデルと異なる。

応答解析の方向（地震動入力方向，Ｘ方向）を Fig. 6.1.1(a)に示す。平面プランがＸ方向に平行な中心線（Fig. 6.1.1(a)のＣＬ）に対して対称のため，ＣＬから片側半分だけをモデル化し，計算負荷を軽減した。

解析モデルのＸ方向のアスペクト比は，3. 16 である（Fig. 6.1.1(b)）。

ＦＤモデルは，Fig. 6.1.1(a)と Fig. 6.1.1(b)に示す様に，ブレース型摩擦ダンパーを，ＭＦモデルの全階で Y2 フレームの２スパンに組み込んだモデルである。この様なブレース型制振ダンパー配置は，一般的なダンパーの配置方法の一つである。前述した通り，ＦＤモデルでもブレース型ダンパーを取り付けたスパンの両側の柱は，断面性能を向上させたものである。

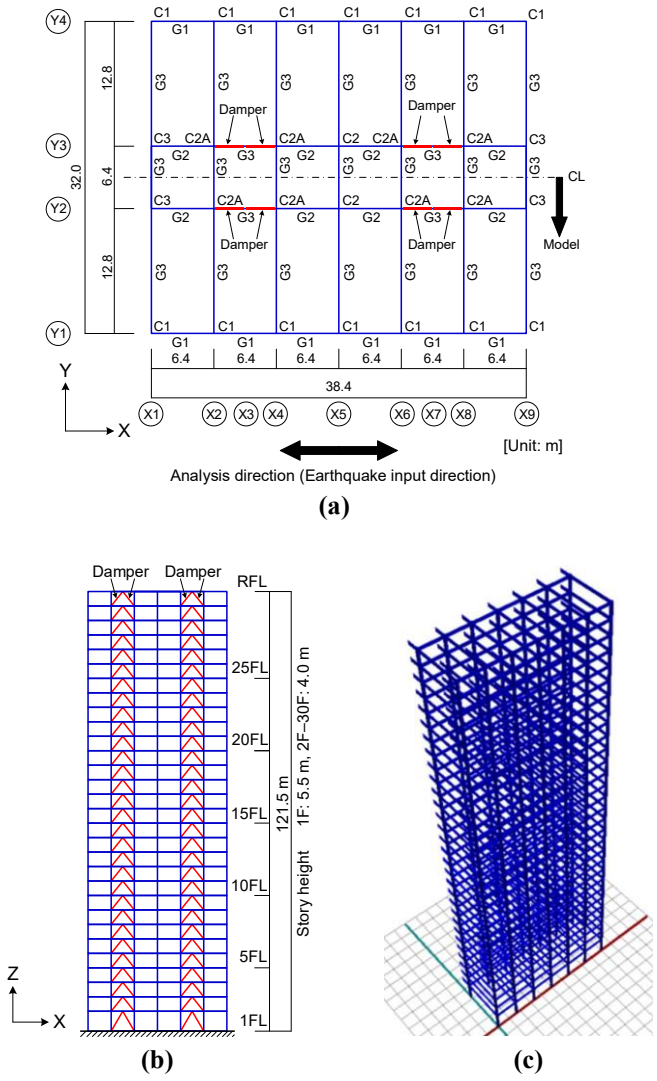


Fig. 6.1.1 Analytical high-rise building model: (a) plan view of typical floor (half model divided at the CL), (b) framing elevation view of the Y2 frame, and (c) perspective view[1)]

６．１．２　ＭＦモデル（Main Frame モデル）

ＭＦモデルの柱と大梁の断面リストを Table 6.1.1 と Table 6.1.2 に示す。

１階の柱脚は固定とし，各階の床は面内剛床（Ｘ，Ｙ，および θ_Z 方向で剛床）を仮定した。

最上階（RFL）の重量は 6912kN で，その他の階は全て 4608kN に設定した。

鋼材（柱，大梁，ブレース型摩擦ダンパー部材）の弾性係数（ヤング係数）は，2.0×10^5N/mm^2 に設定した。柱と大梁の鋼材は材料非線形性を考慮し，降伏応力度は，板厚 t_s が $t_s\leqq40$mm の場合は 357.5N/mm^2，$t_s>40$mm の場合は 324.5N/mm^2 に設定した。

柱は，軸・曲げ・せん断変形が考慮できる部材とし，柱頭・柱脚に軸方向マルチスプリングばねを配置し，曲げモーメントと軸力の影響を評価する。解析ソフト[6)]の機能を使用し，合計 50 個～52 個のマルチスプリングばね（解析ソフト[6)]のタイプ SS3）を生成した。各マルチスプリングばねには，剛性低下型でバイリニア型のスケルトンカーブを有する応力－ひずみ関係を設定し，降伏剛性比は 0.001，再荷重時降伏応力比（リロード降伏応力比パラメーター）は 0.7 に設定した。

大梁は，曲げ・せん断変形が考慮できる部材とし，非線形挙動を評価するため大梁両端部に，回転ばね要素（解析ソフト[6)]のタイプ BL2）を配置した。大梁両端部の曲げモーメント－回転角関係は，バイリニア型のスケルトンカーブを有する応力－ひずみ関係を設定し，降伏剛性比は 0.001 に設定した。文献 2)～5)を参考にし，片側または両側に床スラブがある大梁の曲げ剛性は，それぞれ 1.2 倍または 1.4 倍とし，スラブの合成効果を考慮した。なお，曲げ降伏強度には影響を与えない設定とした。

柱梁接合部の非線形性は考慮していない。

また，２．２節の（４）で説明したように，６．１．３項で述べるＦＤモデルで，ブレース型ダンパーの制振性能を向上させるには，ブレース型ダンパーを取り付けたスパンの両側の柱は，ダンパー制振力による付加軸力で弾性変形する量を抑制するため，断面性能を向上させ，ブレース型ダンパーを備えたＦＤモデルの固有周期を，ダンパーの無いＭＦモデルの固有周期よりできるだけ短くすることが有効である。本検討では，ＦＤモデルの固有周期がＭＦモデルの概ね 83％以下（ＦＤモデルの固有振動数がＭＦモデルの概ね 1.2 倍以上）となるように，ブレース型摩擦ダンパーを取り付けたスパンの両側の柱の断面性能を向上させた。

Table 6.1.1 Column list for the analytical model (unit: mm)[1)]

Story	C1	C2	C2A	C3
22–30	□-600 × 600 × 19 × 19	□-600 × 600 × 19 × 19	□-600 × 600 × 36 × 36	□-600 × 600 × 19 × 19
19–21	□-600 × 600 × 19 × 19	□-600 × 600 × 22 × 22	□-600 × 600 × 45 × 45	□-600 × 600 × 22 × 22
16–18	□-600 × 600 × 22 × 22	□-600 × 600 × 25 × 25	□-600 × 600 × 50 × 50	□-600 × 600 × 25 × 25
13–15	□-600 × 600 × 25 × 25	□-600 × 600 × 32 × 32	□-600 × 600 × 65 × 65	□-600 × 600 × 32 × 32
10–12	□-600 × 600 × 28 × 28	□-600 × 600 × 32 × 32	□-600 × 600 × 65 × 65	□-600 × 600 × 32 × 32
7–9	□-600 × 600 × 32 × 32	□-600 × 600 × 32 × 32	□-600 × 600 × 65 × 65	□-600 × 600 × 32 × 32
4–6	□-600 × 600 × 36 × 36	□-600 × 600 × 40 × 40	□-600 × 600 × 80 × 80	□-600 × 600 × 40 × 40
1–3	□-600 × 600 × 50 × 50	□-600 × 600 × 45 × 45	□-600 × 600 × 90 × 90	□-600 × 600 × 45 × 45

Table 6.1.2 Girder list for the analytical model (unit: mm)[1)]

Floor	G1	G2	G3
26–R	H-850 × 200 × 16 × 19	H-850 × 200 × 16 × 19	H-850 × 200 × 16 × 19
20–25	H-850 × 200 × 16 × 19	H-850 × 250 × 16 × 19	H-850 × 250 × 16 × 19
17–19	H-850 × 250 × 16 × 19	H-850 × 250 × 16 × 22	H-850 × 250 × 16 × 22
14–16	H-850 × 250 × 16 × 19	H-850 × 300 × 16 × 22	H-850 × 300 × 16 × 22
11–13	H-850 × 250 × 16 × 22	H-850 × 300 × 16 × 25	H-850 × 300 × 16 × 25
2–10	H-850 × 250 × 16 × 25	H-850 × 300 × 16 × 25	H-850 × 300 × 16 × 25

６．１．３　ＦＤモデル（Friction Damper モデル）と制振目標

ＦＤモデルは，ＭＦモデルの Fig. 6.1.1(a)と Fig. 6.1.1(b)に赤い線で示す位置にブレース型摩擦ダンパーを設置したモデルである。制振ダンパーは，分散配置するほど制振効果は向上するが，ブレース型ダンパーは動線や視界を妨げるため，建物モデルの限定したスパン（Ｙ２フレームの Ｘ２～Ｘ４通り間および Ｘ６～Ｘ８通り間のスパン）に逆Ｖ字型で設置した。

各ブレース型摩擦ダンパー部材は，両端にピン構造を有するバイリニア型の非線形軸方向ばねでモデル化した。４．１節で説明したブレースに発生するモーメントやせん断力の影響は小さいと判断し，両端をピン構造でモデル化した。

ブレースばねの初期剛性は，Table 6.1.3 に示すブレース部材の断面積とブレース長さから求まる値に設定した。

各ブレース型摩擦ダンパーの摩擦力とブレース部の断面リストを Table 6.1.3 に示す。一般的に，日本の超高層建物は，６．１．４項で説明する告示スペクトル適合波（オリジナル告示波）に対して，最大応答層間変形角が１％(=1/100rad)以内となるように設計するが，本研究では，各ダンパーの設計摩擦力は，ＦＤモデルが，告示スペクトル適合波×1.5 倍の入力地震動（強化告示波）に対して，最大応答層間変形角と最大残留層間変形角が，それぞれ約１％（=1/100rad）以内と 0.1%（=1/1000rad）以内になることを目標に設定し，予備応答解析によってダンパーの摩擦力とブレース部材の断面寸法を決定した。

一般的に，高さ方向のダンパーの耐力分布は，特定の階に応答層間変形が集中することを避けるため，主架構の層剛性や応力分布を考慮して，下層階ほど大きく設定する。本検討では，ＭＦモデルを用いた予備応答解析で，２階から６階で大きな最大応答層間変形となったことから，ＦＤモデルの１階のブレース型ダンパー摩擦力の水平方向成分を２階から６階の摩擦力より若干小さく設定した。１階と 15 階の，ブレース型摩擦ダンパーのブレース軸方向摩擦力は，それぞれ 3200kN と 2000kN，ブレース部材の断面形状は，それぞれH-500×350×22×28とH-500×350×19×22 に設定した。

Table 6.1.3 Specifications of brace-type dampers in the analytical model[1)]

Story	Frictional force of each damper in axial direction [kN]	Horizontal component of total frictional force of four dampers [kN]	Cross-sectional geometry of each brace member [mm]
29–30	1000	2499	H-350 × 350 × 12 × 19
26–28	1200	2999	H-350 × 350 × 12 × 19
22–25	1400	3498	H-350 × 350 × 12 × 19
19–21	1600	3998	H-350 × 350 × 16 × 19
16–18	1800	4498	H-350 × 350 × 19 × 22
14–15	2000	4998	H-500 × 350 × 19 × 22
11–13	2200	5497	H-500 × 350 × 19 × 22
9–10	2400	5997	H-500 × 350 × 19 × 22
7–8	2600	6497	H-500 × 350 × 19 × 22
5–6	2800	6997	H-500 × 350 × 19 × 22
3–4	3000	7496	H-500 × 350 × 19 × 22
2	3200	7996	H-500 × 350 × 19 × 22
1	3200	6437	H-500 × 350 × 22 × 28

６．１．４　入力地震動

地震応答解析は，３つのグループの入力地震動で実施した。

１つ目のグループは，告示スペクトル適合波５波（Ｍ１～Ｍ５）で構成した。

２つ目のグループは，南海トラフ沿いの巨大地震の発生に伴う継続時間の長い長周期地震動（ＬＰＬＤ）３波（ＣＨ１，ＯＳ１およびＳＺ１）で構成した。

３つ目のグループは，上町断層帯の予測地震動と 2016 年熊本地震の観測波の計３波（３ＣＰ，３ＣＦおよびKM）の長周期パルス地震動で構成した。

本章と第７章の検討では，国土交通省が技術的助言で示した設計検討用長周期地震動 [9),10)]や，大阪府域内陸直下型地震に対する建築設計用地震動及び設計法に関する研究会が作成した上町断層地震に伴い発生が予測される長周期パルス地震動 [12)]，2016 年熊本地震時に熊本県が観測した地震波形 [14)]を使用した。

各グループの入力地震動の説明を以下に示す。

（１）告示スペクトル適合波

１つ目のグループの告示スペクトル適合波は，日本の超高層建物や免震建物の構造設計で使用されている地震動で，2000 年に建設省の告示第 1461 号で示されたターゲット加速度応答スペクトル(建築基準法施行令)[15)]に適合するもので，本検討で使用する告示スペクトル適合波５波（Ｍ１波～Ｍ５波）は，文献 7)で作成された設計用模擬地震動である。減衰定数５％のターゲット加速度応答スペクトルは，周期が 0.64 秒より大きい領域で，一定の疑似速度応答を示すもので，全てランダム位相で作成された地震動である。告示波の特性を Table 6.1.4 に，速度応答スペクトルを Fig. 6.1.2(a)に，Ｍ１波の時刻歴波形を Fig. 6.1.3(a)に示す。これら５つの告示波（Ｍ１波～Ｍ５波）と，これらの振幅を 1.5 倍に拡大した告示波の２組の模擬地震動を使用する。これらを以降，オリジナル告示波，強化告示波と称する。「建築物荷重指針」（日本建築学会 2004）[8)]に記載の 100 年および 500 年再現期間の加速度と比較すると，オリジナル告示波および強化告示波の再現期間は，それぞれ約 475 年および約 2500 年と考えることができる。また対応する 50 年超過確率は，それぞれ約 10％と約２％である。

（２）継続時間の長い長周期地震動

２つ目のグループの継続時間の長い長周期地震動は，「超高層建築物等における南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動対策について（技術的助言）」（国土交通省 2016）[9),10)]で示された設計検討用模擬地震動で，発生間隔が 100 年～150 年で，今後 30 年以内の地震発生確率が 70％～80％と予測 [11)]されている南海トラフ沿いの巨大地震（Ｍｗ８～Ｍｗ９クラス）を想定し，告示スペクトル適合波（オリジナル告示波）の強度を超える可能性が非常に高いと考えられる特定

の領域，中京地区，大阪地区，および静岡地区を対象に計算された設計検討用模擬地震動３波（これら３波を以降，ＣＨ１波，ＯＳ１波，ＳＺ１波と称する）で，当該地区に計画される超高層建物の構造設計の検討対象波として使用されている。速度応答スペクトルを Fig. 6.1.2(b)に，時刻歴波形を Fig. 6.1.3(b)に示す。

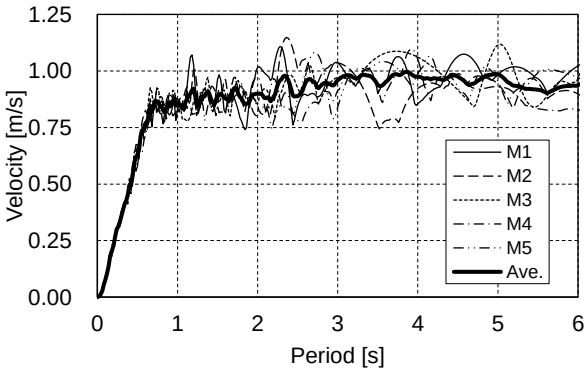
（３）長周期パルス地震動

３つ目のグループの長周期パルス地震動３波の，速度応答スペクトルを Fig. 6.1.2(c)に，時刻歴波形を Fig. 6.1.3(c)に示す。３波のうち，３ＣＰ波と３ＣＦ波は，上町断層地震の予測地震動に基づいて「大阪府域内陸直下型地震に対する建築設計用地震動および設計法に関する研究会」がレベル３Ｃ，ゾーンＡ３の設計地震動として示した波である [12),13)]。速度応答スペクトルは，３ＣＰ波が周期３s～５s で卓越するのに対し，３ＣＦ波は周期 0.5s～５s でフラットな特性を示す [13)]。上町断層地震の平均活動間隔は約 8000 年で，30 年以内の地震発生確率は２%～３%と計算されている（地震研究推進本部 2020）[11)]。

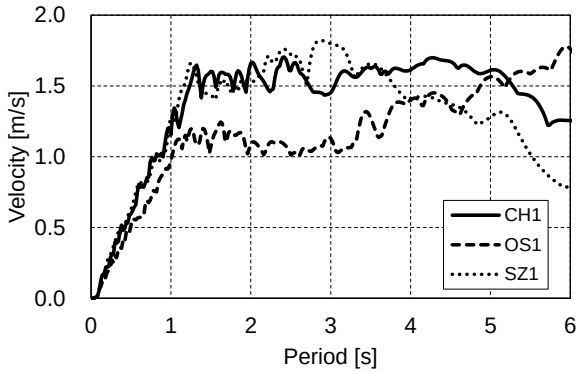
ＫM波は，2016 年の熊本地震本震で観測された西原村小森のＥW方向の地震記録である [14)]。速度応答スペクトルが，周期 0.8s と３s 付近で卓越する応答特性を示す [13)]。

Table 6.1.4　Properties of Kokuji waves[1),7)]

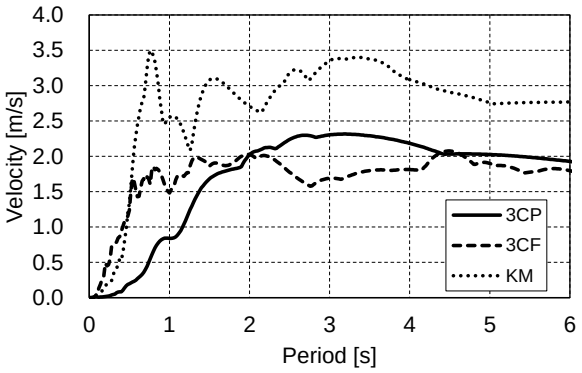
Wave name	M1, M2, M3, M4 and M5
Corner period of pseudo-velocity spectrum	0.64 s
Phase angles	Random numbers
Duration time of main motion in time envelope function	30 s
Input amplitude	1.0 (original) and 1.5 (enhanced)



(a)



(b)



(c)

Fig. 6.1.2 Input motions: velocity response spectra (damping factor = 0.05) [1), 7)]

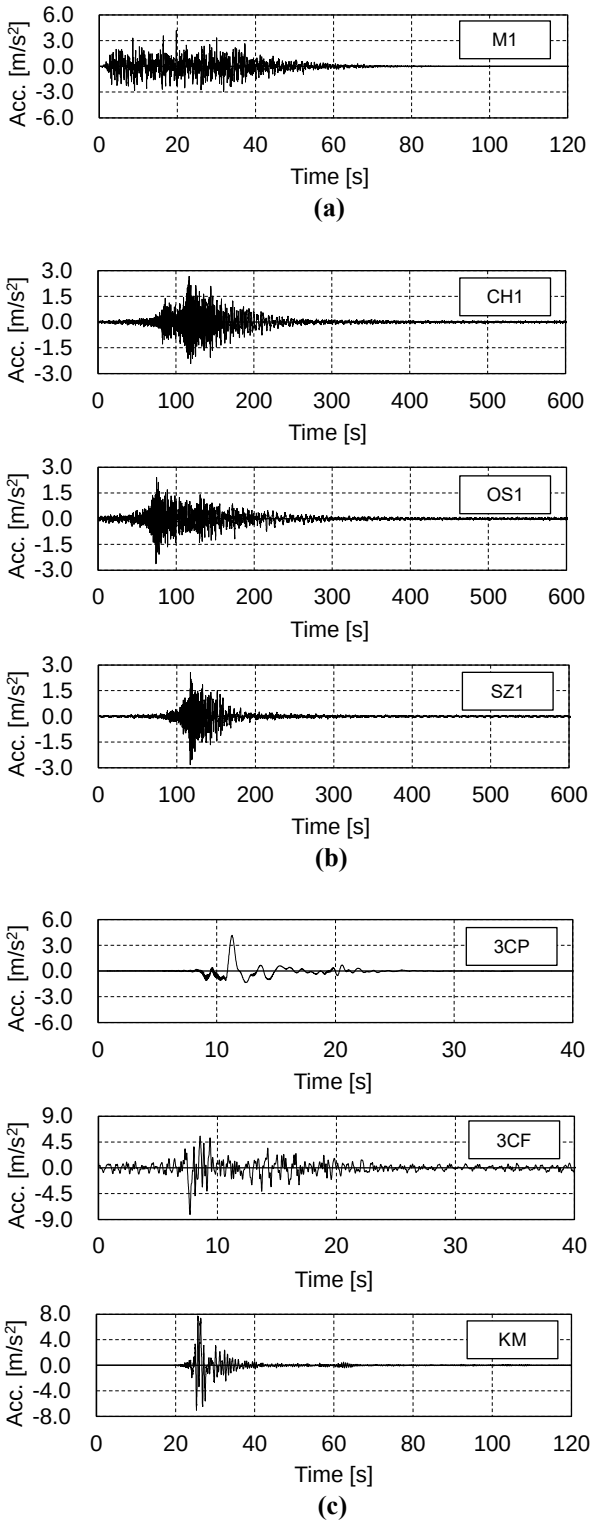


Fig. 6.1.3 Input motions: time histories of the accelerations[1), 7)]

６．１．５　地震応答解析の条件

地震応答解析で，地震動の入力方向と応答の評価方向は，Fig. 6.1.1(a)で定義したＸ方向とした。入力地震動は建物モデルの基礎（Fig. 6.1.1(b)の１FL）に入力した。

解析モデルの減衰は，レーリー型とし，１次モードと２次モードの両方に対して $h_1=h_2=0.015$ となるよう設定した。数値積分は Newmark-β 法（$\beta = 1/4$）で実施し，解析時間刻みは 0.005s とした。

解析ソフトは，SNAP（ver. 7）（構造システム 2015）[6)]を使用した。

６．２　解析結果

６．２．１　固有値解析結果

ＭＦモデルとＦＤモデルの固有値解析を実施した。

ＭＦモデルの１次～３次の固有周期は，それぞれT_1＝3.56ｓ，T_2＝1.22ｓ，T_3＝0.69ｓである。

一方，ブレース型摩擦ダンパーで制振化したＦＤモデルの１次～３次の固有周期は，T_1＝2.96ｓ，T_2＝0.94ｓ，T_3＝0.50ｓで，ＭＦモデルのＦＤモデルに対する１次固有周期の比率は約 83%，１次固有振動数の比率は約 1.2 倍である。

６．２．２　最大応答値

地震応答解析で求めた最大応答値を Fig. 6.2.1～Fig. 6.2.4 に示す。告示スペクトル適合波（オリジナル告示波，強化告示波）の結果は，５波（Ｍ１波～Ｍ５波）の平均値で示した。

（１）最大応答変位

各階の最大応答変位（１FL に対する相対変位の最大値）を Fig. 6.2.1 に示す。ＦＤモデルの最上階（31FL）の最大応答変位は，ＭＦモデルと比較し，オリジナル告示波，強化告示波，継続時間の長い長周期地震動，長周期パルス地震動で，それぞれ約 25%，15%，15%～35%，15%～20%低減した。

（２）最大応答層間変形角

各階の最大応答層間変形角を Fig. 6.2.2 に示す。

オリジナル告示波入力時の，ＦＤモデルの最大応答層間変形角の全階平均値は，ＭＦモデルと比較して約 30%低減した。20 階～21 階間の最大応答層間変形角はＭＦモデルでは 1.00%生じていたが，ＦＤモデルでは 0.72%まで減少し，主架構の塑性変形（損傷）が抑制され，弾性応答に近い応答レベルを達成できたといえる。

強化告示波入力時の，ＦＤモデルの最大応答層間変形角の全階平均値は，ＭＦモデルと比較して約 25%低減した。20 階～21 階間の最大応答層間変形角はＭＦモデルでは 1.33%生じていたが，ＦＤモデルでは 0.98%まで減少し，６．１．３項で示した制振化目標（強化告示波に対する最大応答層間変形角が約１%以内）を達成できている。

継続時間の長い長周期地震動入力時の最大応答層間変形角は，ＭＦモデルの中層階で 1.73%に達したが，ＦＤモデルでは 1.07%まで低減できた。ＦＤモデ

ルの最大応答層間変形角の全階平均値は，ＭＦモデルと比較して 25%～30%低減した。

長周期パルス地震動入力時の最大応答層間変形角は，ＭＦモデルの下層階で非常に大きく 3. 84%に達した。ＦＤモデルでは制振化によって応答が大幅に低減したにもかかわらず 2. 41%の最大応答層間変形角が生じた。特にＫＭ波入力時では，ＭＦモデル（Fig. 6.2.2(d)）は下層階で極端に大きな変形が生じたため，中層階と上層階の応答層間変形角が相対的に小さくなった。これに対しＦＤモデルでは下層階の変形が低減できているが，ダンパーを設置したことで中高層階に地震力が伝わり，中層階の最大応答層間変形角がＭＦモデルより若干上回った。しかしＦＤモデルでは特定層に応答変形（損傷）が集中するのを防止できており建物の耐震性能は向上したと考えることができる。

（３）最大応答層せん断力

各階の最大応答層せん断力を Fig. 6.2.3 に示す。

中下層階では，制振化による最大応答層間変形角の減少に伴う主架構の層せん断力の低下分より，ダンパー設置による付加せん断力の影響が上回り，ＭＦモデルと比較しＦＤモデルの最大応答層せん断力が大きくなった。

一方，上層階は，制振化による最大応答層間変形角の減少に伴う主架構の層せん断力低下分と，ダンパーによる付加せん断力が概ね同程度となったため，ＦＤモデルはＭＦモデルと同等か，それよりわずかに小さい最大応答層せん断力となった。

（４）最大応答加速度

各階の最大応答加速度を Fig. 6.2.4 に示す。

全ての解析ケースでＦＤモデルの最大応答加速度は，ＭＦモデルと比較し，同等か，若干小さくなった。

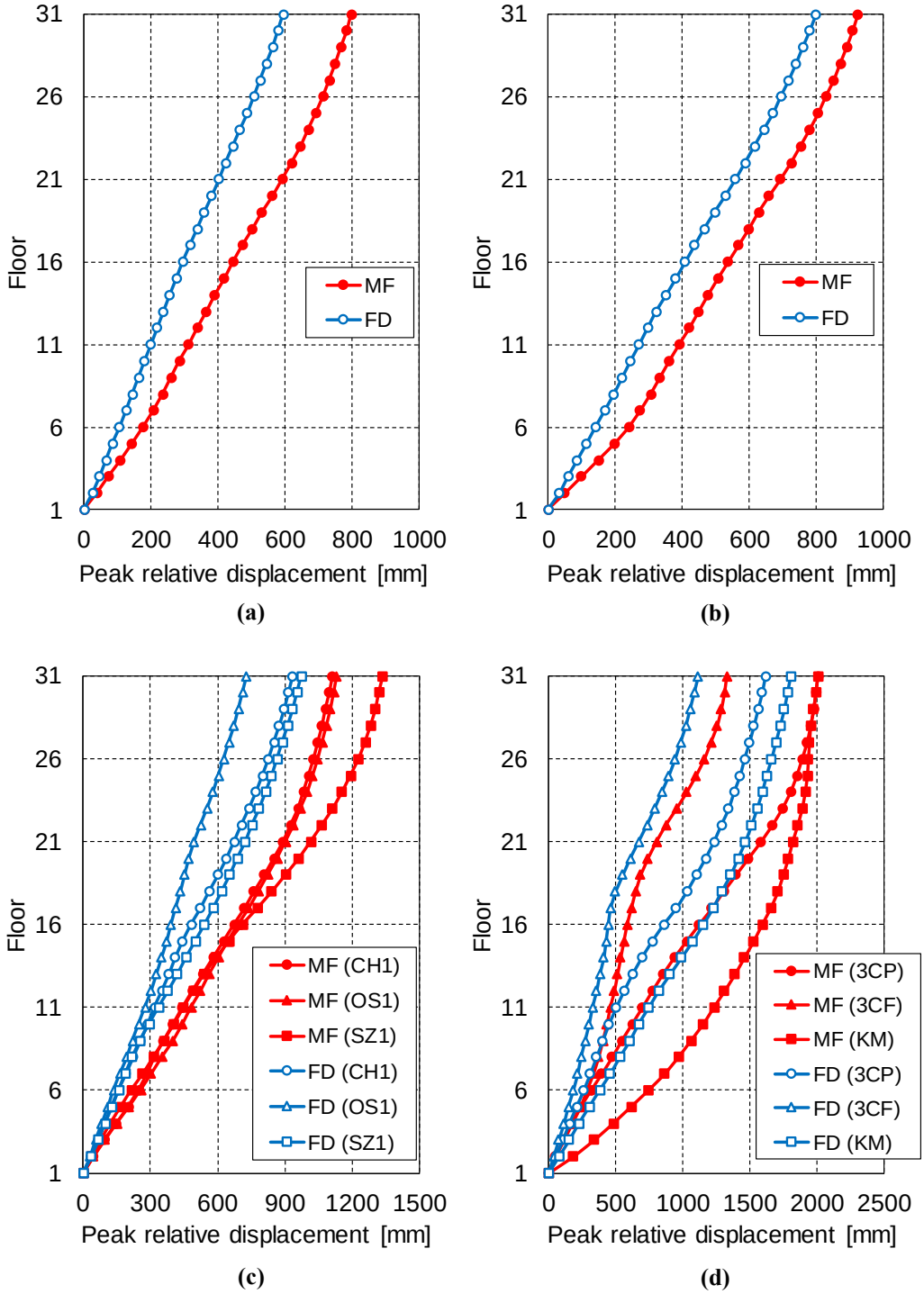


Fig. 6.2.1 Peak displacement response relative to the ground: (a) mean for original Kokuji waves (amplitude × 1.0), (b) mean for enhanced Kokuji waves (amplitude × 1.5), (c) LPLD motions, and (d) pulse-like motions[1)]

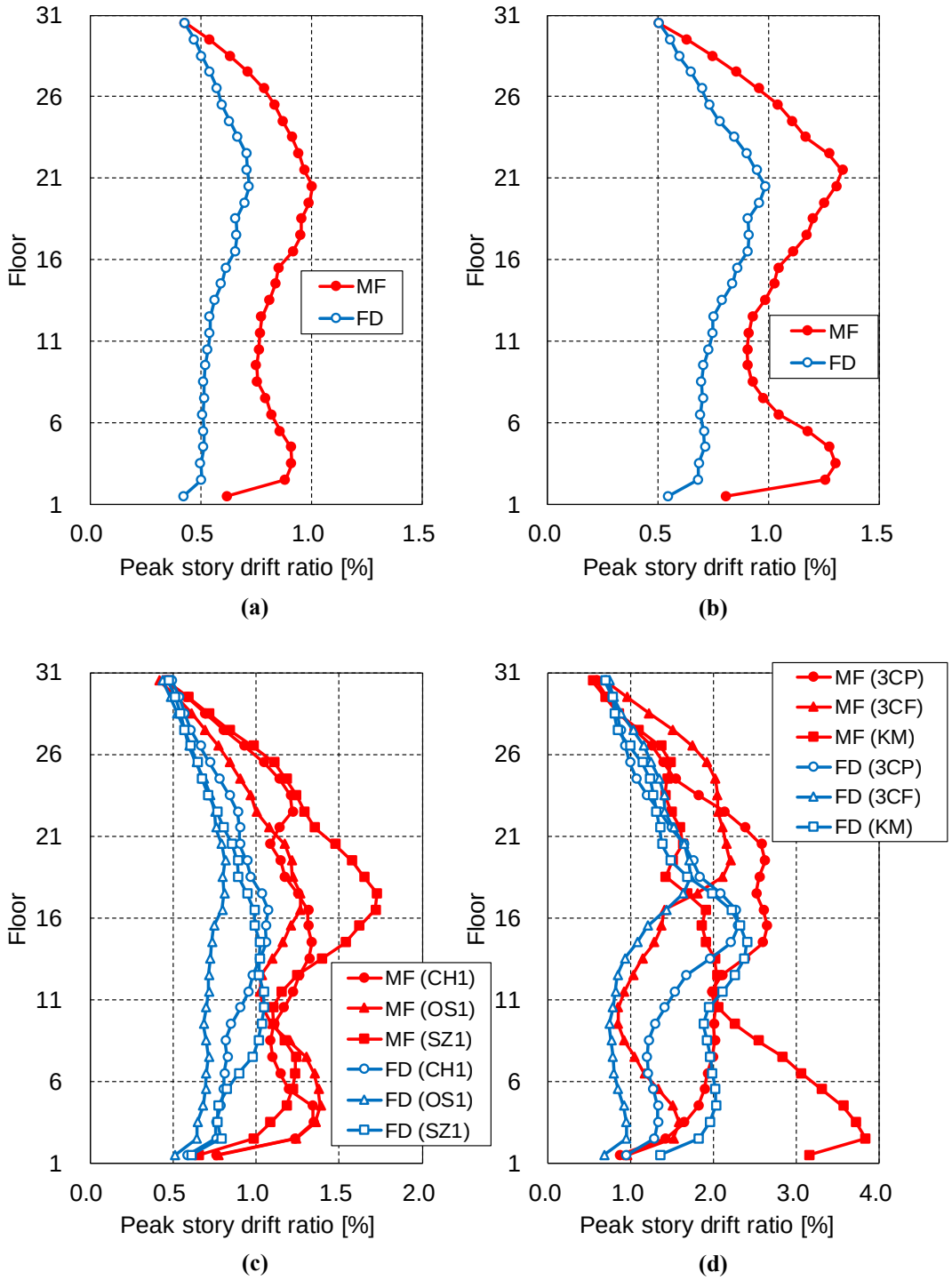


Fig. 6.2.2 Peak story drift ratio response: (a) mean for original Kokuji waves (amplitude × 1.0), (b) mean for enhanced Kokuji waves (amplitude × 1.5), (c) LPLD motions, and (d) pulse-like motions[1)]

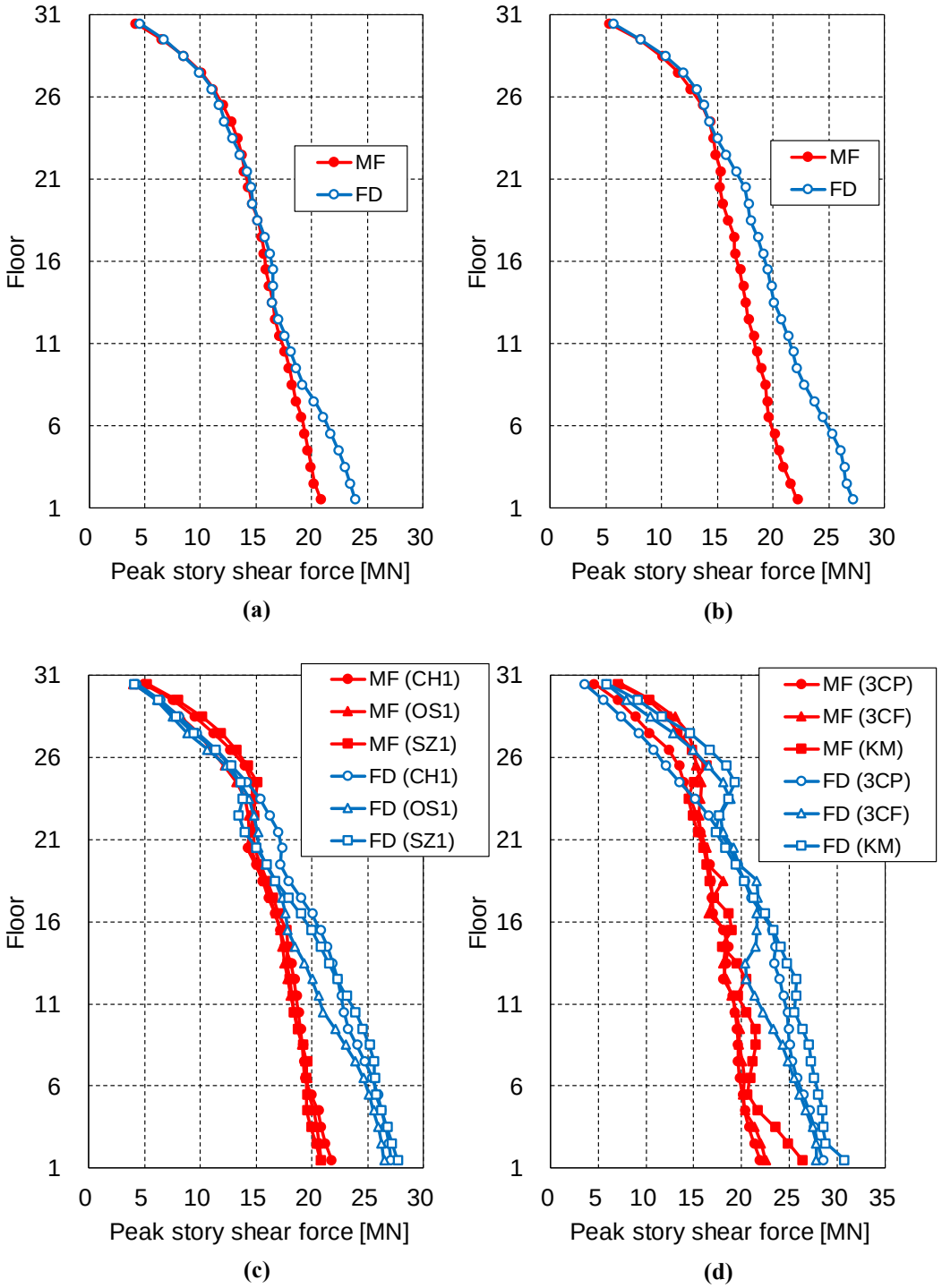


Fig. 6.2.3 Peak story shear force response: (a) mean for original Kokuji waves (amplitude × 1.0), (b) mean for enhanced Kokuji waves (amplitude × 1.5), (c) LPLD motions, and (d) pulse-like motions[1)]

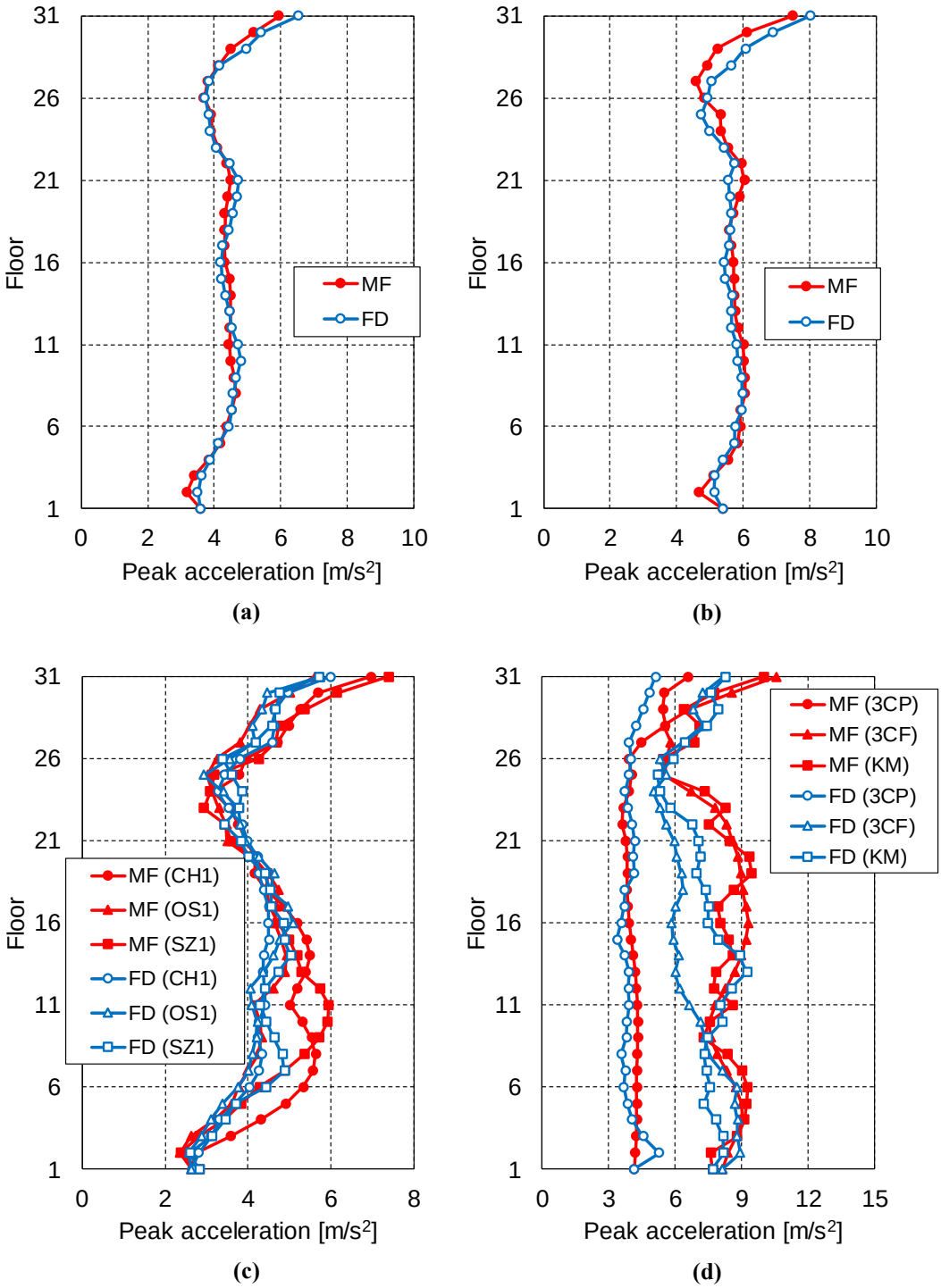


Fig. 6.2.4 Peak acceleration response: (a) mean for original Kokuji waves (amplitude × 1.0), (b) mean for enhanced Kokuji waves (amplitude × 1.5), (c) LPLD motions, and (d) pulse-like motions[1)]

６．２．３　各部のエネルギー吸収量

各入力地震動に対するＭＦモデルとＦＤモデルの各部のエネルギー吸収量（主架構の塑性吸収エネルギー量，摩擦ダンパーの吸収エネルギー量，レーリー減衰によって吸収されたエネルギー量）を Fig. 6.2.5 に示す。

制振ダンパーが地震エネルギーを吸収し，建物応答が低減したことで，ＦＤモデルの主架構の塑性吸収エネルギー量（主架構の損傷エネルギー吸収量）は，ＭＦモデルの値と比較して，Fig. 6.2.5(a) ～Fig. 6.2.5(e)に示すオリジナル告示波・強化告示波と継続時間の長い長周期地震動入力時で約 55%～80%，Fig. 6.2.5(f)～Fig. 6.2.5(h)に示す長周期パルス地震動入力時で約 20%～50%減少した。

また，ＦＤモデルで摩擦ダンパーが吸収したエネルギー量の総エネルギー吸収量に対する比率は，オリジナル告示波・強化告示波と継続時間の長い長周期地震動入力時で約 40%～50%，長周期パルス地震動入力時で約 30%～40%であった。

これらの解析結果からダンパーのエネルギー吸収による主架構の損傷低減効果は，長周期パルス地震動入力時と比較し，オリジナル告示波・強化告示波と継続時間の長い長周期地震動入力時の方が大きいことがわかる。制振ダンパーのように減衰を付加して応答を低減するような技術は，超高層建物などにおいて共振現象で揺れが徐々に増大するような場合に効果が高いと考えることができる。本解析結果はこの様な認識と一致した結果を示している。

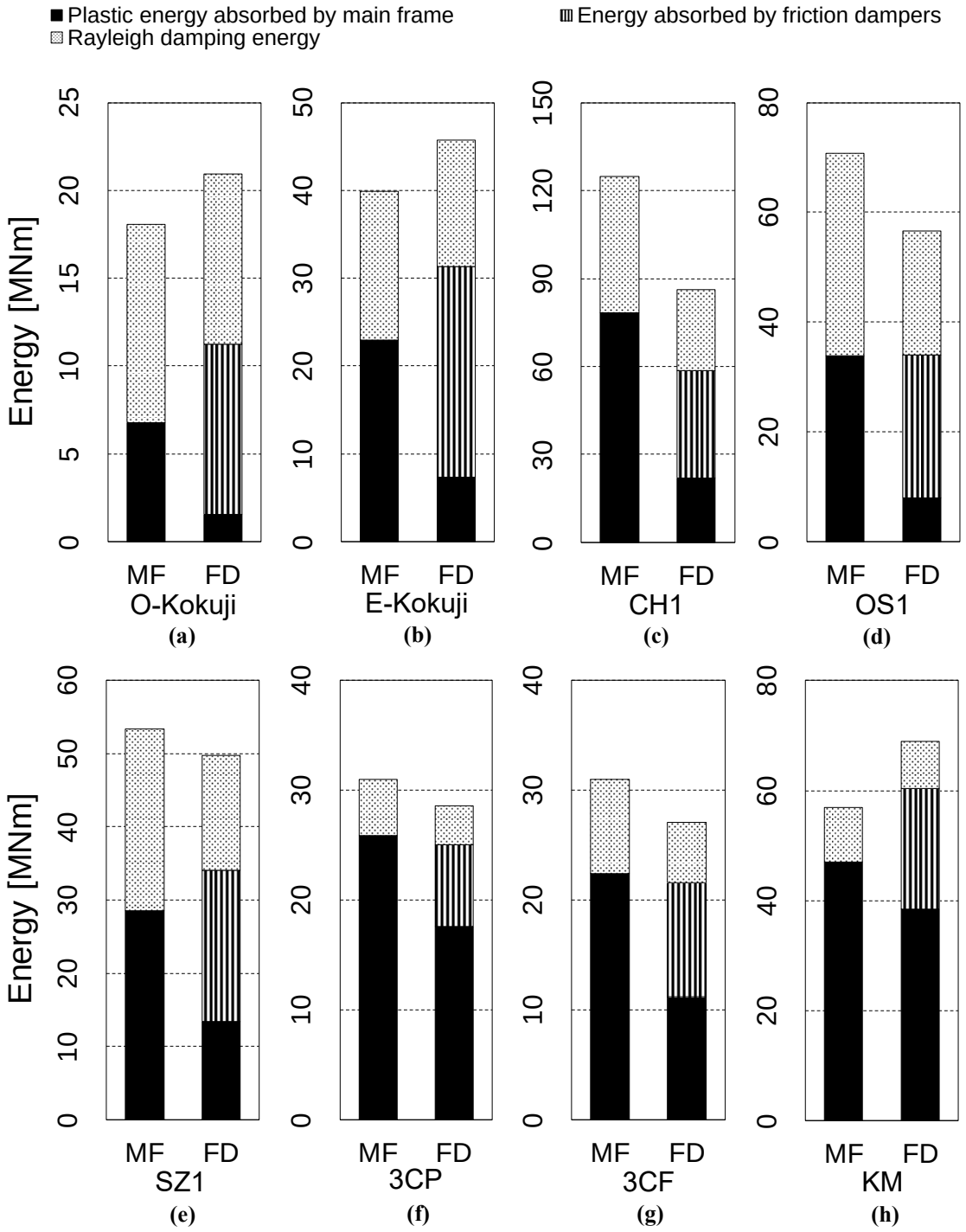


Fig. 6.2.5 Energy absorbed during earthquake response: (a) mean for original Kokuji waves; (b) mean for enhanced Kokuji waves; (c) wave CH1 (LPLD motion); (d) wave OS1 (LPLD motion); (e) wave SZ1 (LPLD motion); (f) wave 3CP (pulse-like motion); (g) wave 3CF (pulse-like motion); and (h) wave KM (pulse-like motion)[1)]

６．２．４　残留層間変形角

各階の残留層間変形角を Fig. 6.2.6 に示す。

残留層間変形角は，６．１．４項で示した各入力地震動の後に，地震動が入力しない時間を 300s 加えて地震応答解析を行い，最終ステップの層間変形角とした。

ＦＤモデルの残留層間変形角は，オリジナル告示波入力時には 0.03%以下，強化告示波入力時は 0.07%以下，継続時間の長い長周期地震動入力時には 0.17%以下で比較的小さな値にとどまった。一方，長周期パルス地震動入力時には 0.83%以下と大きな値となった。

ＭＦモデルと比較して，ＦＤモデルの残留層間変形角の低減率は，オリジナル告示波入力時が最も大きく約 85%で，強化告示波入力時と継続時間の長い長周期地震動入力時が約 70%，長周期パルス地震動入力時には約 60%であった。

この様な摩擦ダンパーの設置に伴う残留層間変形角を低減する方法として，摩擦ダンパーとアラミド繊維の張力要素を組み合わせた原点復帰機能を持つ制振ブレース [16]や同ブレースを並列に組み合わせて変形性能を大きくした制振ブレース [17]，摩擦ダンパーと予備圧縮された皿ばねを利用した原点復帰機能を有する制振ブレース [18),19)]などが研究されている。

この様に原点復帰機能を有する制振ブレースを用いることで，残留層間変形角を低減する効果が期待できるが，大容量で高剛性で，摩擦力の設計自由度が高く，低価格で実現するには課題もあり，本研究では原点復帰機能の検討を実施していない。摩擦ダンパーと原点復帰機構の組み合わせや，その効果の検討は今後の研究課題である。

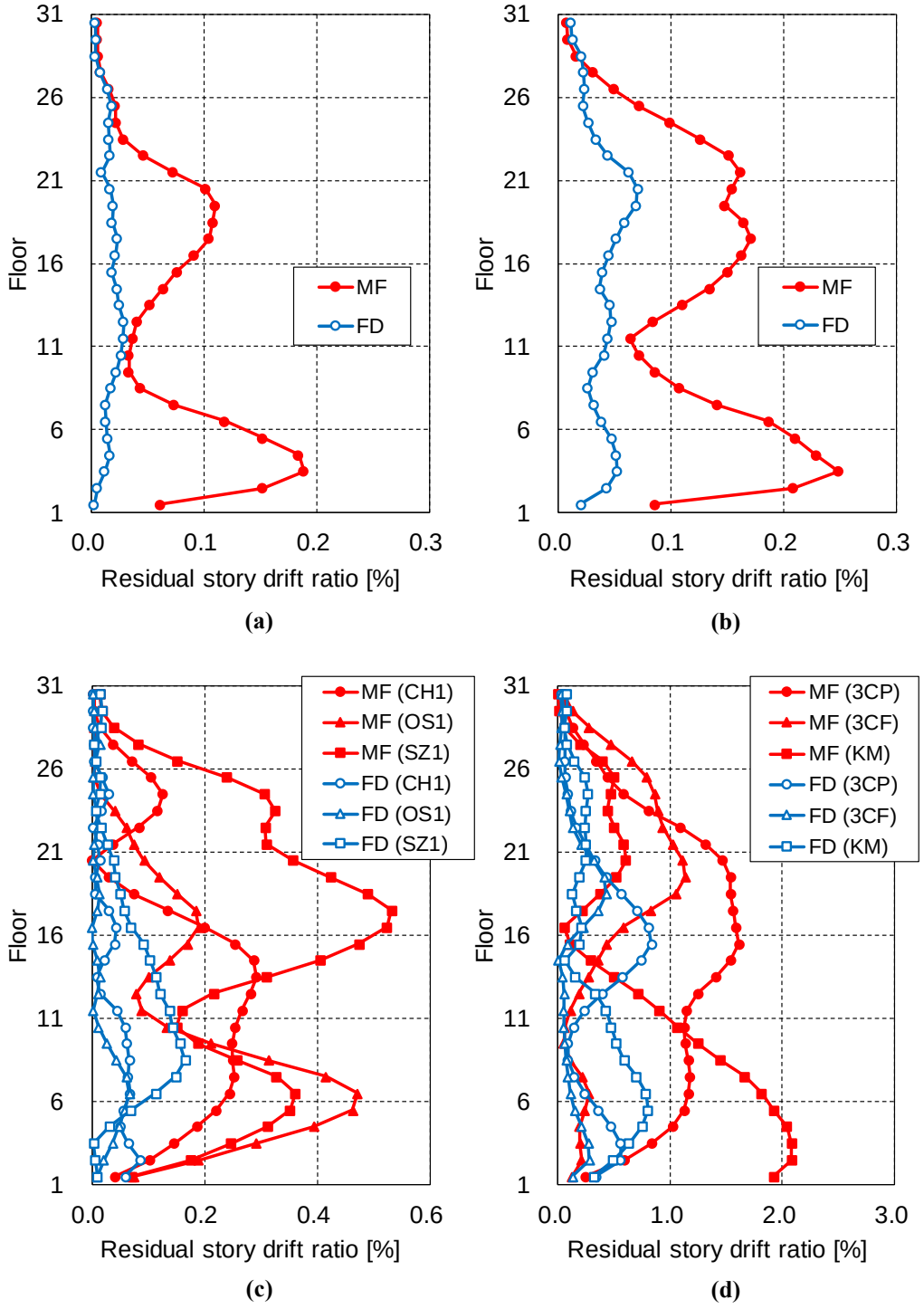


Fig. 6.2.6 Residual story drift ratio after earthquake response convergence: (a) mean for original Kokuji waves (amplitude × 1.0), (b) mean for enhanced Kokuji waves (amplitude × 1.5), (c) LPLD motions, and (d) pulse-like motions[1)]

６．３　第６章のまとめ

本章では，30 層鉄骨超高層建物を対象に，ブレース型ダンパーの設置構面が動線を遮り建物の使用性を低下させることを考慮し，摩擦ダンパー基本ユニットを複数組み込んで実現できる逆Ｖ字型の大容量ブレース型摩擦ダンパーを，各階の全 24 スパンのうち４スパンに設置箇所を限定して適用し，告示波や継続時間の長い長周期地震動，長周期パルス地震動などが入力した際の制振効果を，３次元立体モデルを用いた時刻歴応答解析で検討した。検討結果の概要は以下の通りである。

１）制振部材の適用箇所が限定された場合でも，大容量ブレース型摩擦ダンパーを用いることで，建物の最大応答値を大幅に低減することができた。ＦＤモデルの最大応答層間変形角は，強化告示波（告示波の 1.5 倍）の入力時でも，現行の設計クライテリアと同等レベルの最大応答層間変形角約１％（=1/100rad）以内を達成できた。同様に，継続時間の長い長周期地震動入力時の最大応答層間変形角も 1.07%まで低減できた。長周期パルス地震動入力時の最大応答層間変形角は，入力地震動が非常に大きいため制振化によって大幅に低減したにもかかわらず 2.41%と大きな値となったが，特定層に応答変形が集中することは防止できており建物の耐震性能は向上したといえる。

２）ＦＤモデルの主架構の塑性吸収エネルギー量（主架構の損傷エネルギー吸収量）は，ＭＦモデルの値と比較して，オリジナル告示波・強化告示波と継続時間の長い長周期地震動入力時で約 55％～80％，長周期パルス地震動入力時で約 20％～50％減少した。ダンパーのエネルギー吸収による主架構の損傷低減効果は，長周期パルス地震動入力時と比較し，告示波・強化告示波と継続時間の長い長周期地震動入力時の方が大きい。

３）ＦＤモデルの残留層間変形角は，オリジナル告示波入力時には 0.03%以下，強化告示波入力時は 0.07％以下，継続時間の長い長周期地震動入力時には 0.17%以下で比較的小さな値にとどまった。一方，長周期パルス地震動入力時には 0.83％と大きな値となった。

参考文献（第６章）

1）Sano T, Shirai K, Suzui Y, Utsumi Y : Loading tests of a brace-type multi-unit friction damper using coned disc springs and numerical assessment of its seismic response control effects, Bull Earthquake Eng 17(9), pp.5365-5391, 2019
https://doi.org/10.1007/s10518-019-00671-8

2）小鹿，鈴木：長周期地震動対策に関する公開研究集会 日本建築学会 構造委員会 高機能社会耐震工学ワーキンググループ，pp. 56-60，2008. 3

3）小鹿，鈴木：長周期地震動対策に関する公開研究集会 日本建築学会 構造委員会 高機能社会耐震工学ワーキンググループ，pp. 84-87，2009. 3

4）小鹿，鈴木：長周期地震動対策に関する公開研究集会 日本建築学会 構造委員会 長周期建物地震対応ワーキンググループ，pp. 139-140，2011. 2

5）白井和貴，李イ科，石井歩，菊地優：過大変位抑制機構付き可変摩擦ダンパーによる鋼構造超高層建築の地震応答制御効果に関する解析的研究，構造工学論文集，63B，pp. 153-160，2017. 3

6）構造システム：SNAP Ver. 7，テクニカルマニュアル，2005

7） Shirai K, Inoue N : A seismic response estimation method for RC structures using random vibration theory, J Adv Concr Technol 12(2), pp. 62-72, 2014
https://doi.org/10.3151/jact.12.62

8） 日本建築学会：建築物荷重指針・同解説(2004)，日本建築学会，第４版第１刷，2004. 9

9）国土交通省住宅局建築指導課長：平成 28 年 6 月 24 日国住指第 1111 号 超高層建築物等における南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動対策について（技術的助言）
http://www.mlit.go.jp/common/001136168.pdf（参照 2017. 12. 05）

10） 国土交通省：超高層建築物等における南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動対策について

http://www.mlit.go.jp/jutakukentiku/build/jutakukentiku_house_fr_000080.html（参照 2017. 12. 05）

11） 地震調査研究推進本部：今までに公表した活断層及び海溝型地震の長期評価結果一覧，2020. 1. 24
https://www.jishin.go.jp/main/choukihyoka/ichiran.pdf

12） 大阪府域内陸直下型地震に対する建築設計用地震動及び設計法に関する研究会：大阪府域内陸直下型地震に対する建築設計用地震動および耐震設計指針，2015. 2

13）杉野，林：大振幅地震動に対する超高層建物の応答，日本建築学会近畿支部耐震構造研究会シンポジウム「大振幅地震動に対する設計と地震対策の最新動向」，pp. 27-36，2017. 11

14） 気象庁：地方公共団体震度計の波形データ（2016 年 4 月 16 日 1 時 25 分に発生した 2016 年熊本地震本震で熊本県が観測した波形），2016
http://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/kyoshin/jishin/1604160125_kumamoto/index2.html#chui

15）日本建築センター：建築基準法（CD-ROM 版），2016. 5

16）Christopoulos C, Tremblay R, Kim H, Lacerte M : Self-centering energy dissipative bracing system for the seismic resistance of structures: development and validation, J Struct Eng-ASCE 134(1), pp.96–107, 2008
https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:1(96)

17） Erochko J, Christopoulos C, Tremblay R：Design and testing of an enhanced-elongation telescoping self-centering energy-dissipative brace, J Struct Eng-ASCE 141(6), 04014163, 2015
https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001109

18） Xu L, Fan X, Li Z：Development and experimental verification of a pre-pressed spring self-centering energy dissipation brace, Eng Struct 127, pp.49–61, 2016
https://doi.org/10.1016/j.engst ruct.2016.08.043

19） Xu L, Fan X, Li Z : Cyclic behavior and failure mechanism of self-centering energy dissipation braces with pre-pressed combination disc springs, Earthq Eng Struct Dyn 46(7), pp.1065–1080, 2017
https://doi.org/10.1002/eqe.2844

第７章　間柱型摩擦ダンパーを用いた超高層建物の制振効果

７．１　解析方法

７．１．１　解析モデルの概要

７．１．２　ＭＦモデル（Main Frame モデル）

７．１．３　ＦＤモデル（Friction Damper モデル）と制振目標

７．１．４　入力地震動

７．１．５　地震応答解析の条件

７．２　解析結果

７．２．１　固有値解析結果

７．２．２　最大応答値

７．２．３　各部のエネルギー吸収量

７．２．４　残留層間変形角

７．３　第７章のまとめ

参考文献（第７章）

第７章　間柱型摩擦ダンパーを用いた超高層建物の制振効果

本章では，第５章で説明した間柱型摩擦ダンパーを用いた超高層建物の地震応答低減効果を，告示波などの設計用地震動や南海トラフ沿いで発生する巨大地震に伴う継続時間の長い長周期地震動，長周期パルス地震動などの入力地震動に対する立体骨組みの地震応答解析を実施して検証する。

開発した間柱型摩擦ダンパーは，ブレース型ほどではないが比較的大容量化が容易で，設置構面の動線がある程度確保できるため，ダンパーを分散配置した検討モデルを用いて制振効果を確認する。

なお，本章の内容は，既発表の文献 1)を翻訳，加筆，再構成したものである。

７．１　解析方法

７．１．１　解析モデルの概要

開発した間柱型マルチユニット摩擦ダンパーを組み込んだ 30 層鉄骨造超高層建物の非線形３次元立体解析モデルを用いて地震応答解析を行い，制振効果を評価する。間柱型摩擦ダンパーを組み込んだ制振対象建物の基準階伏図，軸組図，透視図を Fig. 7.1.1 に示す。

検討は，２種類の解析モデルで実施した。１つ目の解析モデルは，間柱型摩擦ダンパーの無いＭＦモデル（Main Frame モデル）で，２つ目の解析モデルは，間柱型摩擦ダンパーを組み込んだＦＤモデル（Friction Damper モデル）である。

ＭＦモデルは，基本的に既往の研究 [2)~5)] で使用された主架構モデルと同じであるが，Ｙ２通りの間柱型摩擦ダンパーが取り付く大梁は，ダンパー制振力による付加曲げモーメントで弾性変形し，制振効果が低下することを避けるため，断面性能を向上させた点が，既往の研究 [2)~5)] で使用された主架構モデルと異なる。

応答解析の方向（地震動入力方向，Ｘ方向）を Fig. 7.1.1(a)に示す。平面プランがＸ方向に平行な中心線（Fig. 7.1.1(a)のＣＬ）に対して対称のため，ＣＬから片側半分だけをモデル化し，計算負荷を軽減した。

解析モデルのＸ方向のアスペクト比は，3. 16 である（Fig. 7.1.1(b)）。

ＦＤモデルは，Fig. 7.1.1(a)と Fig. 7.1.1(b)に示す様に，間柱型摩擦ダンパーを，ＭＦモデルの全階で Y2 フレームの全スパンに組み込んだモデルである。この様な間柱型制振ダンパー配置は，動線を遮らないという間柱型制振ダンパーの特長を活かした配置方法である。前述した通り，ＦＤモデルでも間柱型ダンパーが取り付く大梁は，断面性能を向上させたものである。

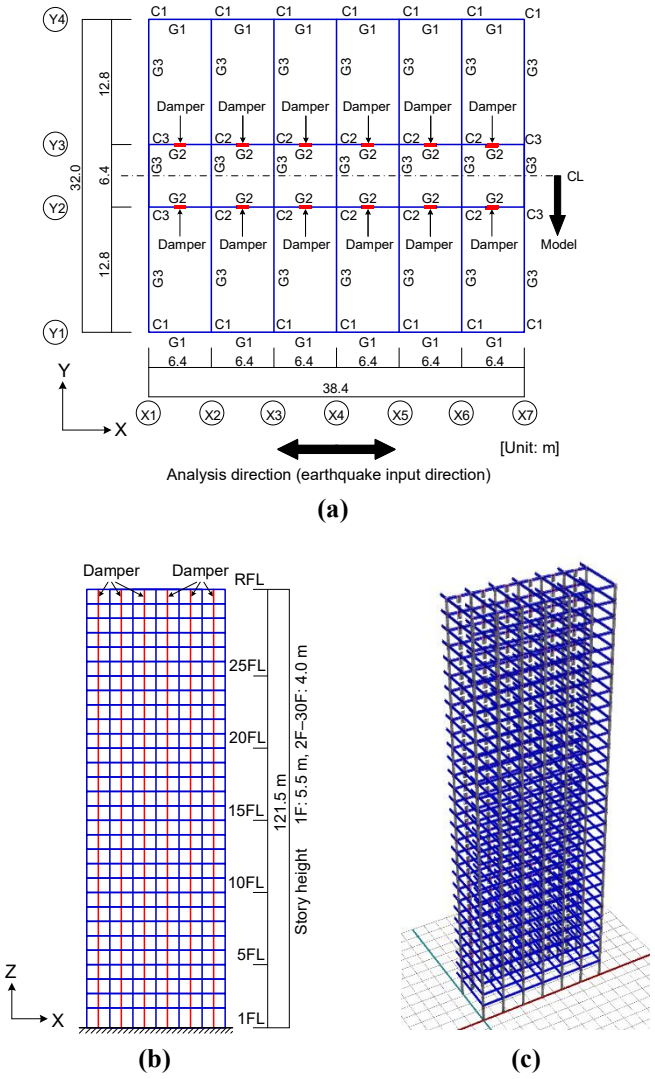


Fig. 7.1.1 Analytical high-rise building model: (a) plan view of typical floor (half model divided at the CL), (b) framing elevation view of the Y2 frame, and (c) perspective view[1)]

７．１．２　ＭＦモデル（Main Frame モデル）

ＭＦモデルの柱と大梁の断面リストを Table 7.1.1 と Table 7.1.2 に示す。

１階の柱脚は固定とし，各階の床は面内剛床（Ｘ，Ｙ，および θ_Z 方向で剛床）を仮定した。

最上階（RFL）の重量は 6912kN で，その他の階は全て 4608kN に設定した。

鋼材（柱，大梁，間柱型摩擦ダンパー部材）の弾性係数（ヤング係数）は，2.0×10^5N/mm^2 に設定した。柱と大梁の鋼材は材料非線形性を考慮し，降伏応力度は，板厚 t_s が $t_s\leqq40$mm の場合は 357.5N/mm^2，$t_s>40$mm の場合は 324.5N/mm^2 に設定した。

柱は，軸・曲げ・せん断変形が考慮できる部材とし，柱頭・柱脚に軸方向マルチスプリングバネを配置し，曲げモーメントと軸力の影響を評価する。解析ソフト[6)]の機能を使用し，合計 50 個～52 個のマルチスプリングばね（解析ソフト[6)]のタイプ SS3）を生成した。各マルチスプリングばねには，剛性低下型でバイリニア型のスケルトンカーブを有する応力－ひずみ関係を設定し，降伏剛性比は 0.001，再荷重時降伏応力比（リロード降伏応力比パラメーター）は 0.7 に設定した。

大梁は，曲げ・せん断変形が考慮できる部材とし，非線形挙動を評価するため大梁両端部に，回転ばね要素（解析ソフト[6)]のタイプ BL2）を配置した。大梁両端部の曲げモーメント－回転角関係は，バイリニア型のスケルトンカーブを有する応力－ひずみ関係を設定し，降伏剛性比は 0.001 に設定した。文献 2)～5)を参考にし，片側または両側に床スラブがある大梁の曲げ剛性は，それぞれ 1.2 倍または 1.4 倍とし，スラブの合成効果を考慮した。なお，曲げ降伏強度には影響を与えない設定とした。

柱梁接合部の非線形性は考慮していない。

また，２．２節の（４）で説明したように，７．１．３項で述べるＦＤモデルで，間柱型ダンパーの制振性能を向上させるには，間柱型ダンパーが接続している上下大梁と間柱に，十分な曲げ剛性とせん断剛性を有する部材を使用し，間柱型ダンパーを備えたＦＤモデルの固有周期を，ダンパーの無いＭＦモデルの固有周期よりできるだけ短くすることが有効である。このことを考慮し本検討では，ＦＤモデルの固有周期がＭＦモデルの概ね 77%以下（ＦＤモデルの固有振動数がＭＦモデルの概ね 1.3 倍以上）となるように，Ｙ２フレームの大梁の断面を向上させた。

Table 7.1.1 Column list for the analytical model (unit: mm)[1)]

Story	C1	C2	C3
22–30	□-600 × 600 × 19 × 19	□-600 × 600 × 19 × 19	□-600 × 600 × 19 × 19
19–21	□-600 × 600 × 19 × 19	□-600 × 600 × 22 × 22	□-600 × 600 × 22 × 22
16–18	□-600 × 600 × 22 × 22	□-600 × 600 × 25 × 25	□-600 × 600 × 25 × 25
13–15	□-600 × 600 × 25 × 25	□-600 × 600 × 32 × 32	□-600 × 600 × 32 × 32
10–12	□-600 × 600 × 28 × 28	□-600 × 600 × 32 × 32	□-600 × 600 × 32 × 32
7–9	□-600 × 600 × 32 × 32	□-600 × 600 × 32 × 32	□-600 × 600 × 32 × 32
4–6	□-600 × 600 × 36 × 36	□-600 × 600 × 40 × 40	□-600 × 600 × 40 × 40
1–3	□-600 × 600 × 50 × 50	□-600 × 600 × 45 × 45	□-600 × 600 × 45 × 45

Table 7.1.2 Girder list for the analytical model (unit: mm)[1)]

Floor	G1	G2	G3
26–R	H-850 × 200 × 16 × 19	H-850 × 200 × 16 × 22	H-850 × 200 × 16 × 19
20–25	H-850 × 200 × 16 × 19	H-850 × 250 × 16 × 22	H-850 × 250 × 16 × 19
17–19	H-850 × 250 × 16 × 19	H-850 × 250 × 16 × 25	H-850 × 250 × 16 × 22
14–16	H-850 × 250 × 16 × 19	H-850 × 300 × 16 × 25	H-850 × 300 × 16 × 22
11–13	H-850 × 250 × 16 × 22	H-850 × 300 × 16 × 28	H-850 × 300 × 16 × 25
2–10	H-850 × 250 × 16 × 25	H-850 × 300 × 16 × 28	H-850 × 300 × 16 × 25

７．１．３　ＦＤモデル（Friction Damper モデル）と制振目標

ＦＤモデルは，ＭＦモデルの Fig. 7.1.1(a)と Fig. 7.1.1(b)に赤い線で示す位置に間柱型摩擦ダンパーを設置したモデルである。間柱型ダンパーはブレース型ダンパーと異なり，動線や視界を遮ることがないため，建物のモデルのＹ２フレームの全てのスパン中央位置にＩ字型で分散設置した。

各間柱部材は，階高の中間点で高さ 500㎜ のギャップを設けて分離し，このギャップ部分に摩擦ダンパー部を非線形せん断ばね要素でモデル化した。せん断ばねのＸ方向の初期剛性は 2000kN/㎜ に設定した。

各間柱型摩擦ダンパーの摩擦力と間柱部の断面リストを Table 7.1.3 に示す。一般的に，日本の超高層建物は，６．１．４項で説明した告示スペクトル適合波（オリジナル告示波）に対して，最大応答層間変形角が１％（=1/100rad）以内となるように設計するが，本研究では，各ダンパーの設計摩擦力は，ＦＤモデルが，告示スペクトル適合波×1.5 倍の入力地震動（強化告示波）に対して，最大応答層間変形角と最大残留層間変形角が，それぞれ約１％（=1/100rad）以内と 0.15％（=1/667rad）以内になることを目標に設定し，予備応答解析によってダンパーの摩擦力と間柱部材の断面寸法を決定した。

一般的に，高さ方向のダンパーの耐力分布は，特定の階に応答層間変形が集中することを避けるため，主架構の層剛性や応力分布を考慮して，下層階ほど大きく設定する。本検討では，ＭＦモデルを用いた予備応答解析で，２階から６階で大きな最大応答層間変形となったことから，ＦＤモデルの１階の間柱型ダンパーの摩擦力を２階から６階の摩擦力より若干小さく設定した。１階と 15 階の，間柱型摩擦ダンパーのせん断方向摩擦力は，それぞれ 1100kN と 800kN，間柱部材の断面形状は，それぞれH-1400×300×19×25 とH-1200×300×16×25 に設定した。

間柱部材は，曲げ・せん断変形が考慮できる部材とし，非線形挙動を評価するためバイリニア型（解析ソフト[6)]のタイプ MN）でモデル化した。

間柱と大梁の接合部（パネルゾーン）の非線形性は考慮していない。

間柱型摩擦ダンパーを備えたＹ２フレームとダンパーの無いＹ１フレームは，いずれも梁降伏先行型メカニズムとなるよう設計した。Ｙ２フレームでは，間柱部材と大梁の間柱接合点側が弾性範囲内となるよう設計し，大梁の柱側端部の降伏ヒンジは許容した。

なお，ＭＦモデルは，ＦＤモデルの間柱型摩擦ダンパーのダンパー部のせん断ばね要素の剛性をゼロに近い値（＝0.01kN/㎜）に設定したモデルで，ＦＤモデルと同じ方法で作成した。

Table 7.1.3 Specifications of stud-type dampers in the analytical model[1)]

Story	Sliding force of each friction damper in the horizontal direction [kN]	Total sliding force of six dampers in the horizontal direction [kN]	Cross-sectional geometry of each stud member [mm]
29–30	400	2400	H-1200 × 200 × 16 × 25
26–28	500	3000	H-1200 × 200 × 16 × 25
22–25	600	3600	H-1200 × 250 × 16 × 25
16–21	700	4200	H-1200 × 250 × 16 × 25
14–15	800	4800	H-1200 × 300 × 16 × 25
12–13	900	5400	H-1200 × 300 × 16 × 25
10–11	1000	6000	H-1200 × 300 × 16 × 25
7–9	1100	6600	H-1400 × 300 × 19 × 25
3–6	1200	7200	H-1400 × 300 × 19 × 25
2	1300	7800	H-1400 × 300 × 19 × 25
1	1100	6600	H-1400 × 300 × 19 × 25

７．１．４　入力地震動

入力地震動は，６．１．４項で示したブレース型摩擦ダンパーの適用効果の検討で使用したものと同一である。

第６章と同様で，本章の検討では，国土交通省が技術的助言で示した設計検討用長周期地震動[7),8)]や，大阪府域内陸直下型地震に対する建築設計用地震動及び設計法に関する研究会が作成した上町断層地震伴い発生が予測される長周期パルス地震動[9)]，2016 年熊本地震時に熊本県が観測した地震波形[10)]を使用した。

７．１．５　地震応答解析の条件

地震応答解析で，地震動の入力方向と応答の評価方向は，Fig. 7.1.1(a)で定義したＸ方向とした。入力地震動は建物モデルの基礎（Fig. 7.1.1(b)の１FL）に入力した。

解析モデルの減衰は，レーリー型とし，１次モードと２次モードの両方に対して $h_1=h_2=0.015$ となるよう設定した。数値積分は Newmark-β 法（$\beta = 1/4$）で実施し，解析時間刻みは 0.005s とした。

解析ソフトは，SNAP（ver. 7）（構造システム 2015）[6)]を使用した。

７．２　解析結果

７．２．１　固有値解析結果

ＭＦモデルとＦＤモデルの固有値解析を実施した。

ＭＦモデルの１次～３次の固有周期は，それぞれT_1＝3.64ｓ，T_2＝1.25ｓ，T_3＝0.70ｓである。

一方，間柱型摩擦ダンパーで制振化したＦＤモデルの１次～３次の固有周期は，T_1＝2.76ｓ，T_2＝0.91ｓ，T_3＝0.50ｓで，ＭＦモデルのＦＤモデルに対する１次固有周期の比率は約 76%，１次固有振動数の比率は約 1.3 倍である。

７．２．２　最大応答値

地震応答解析で求めた最大応答値を Fig. 7.2.1～Fig. 7.2.4 に示す。告示スペクトル適合波（オリジナル告示波，強化告示波）の結果は，５波（Ｍ１波～Ｍ５波）の平均値で示した。

（１）最大応答変位

各階の最大応答変位（１FL に対する相対変位の最大値）を Fig. 7.2.1 に示す。ＦＤモデルの最上階（31FL）の最大応答変位は，ＭＦモデルと比較し，オリジナル告示波，強化告示波，継続時間の長い長周期地震動，長周期パルス地震動で，それぞれ約 20%，25%，5%～45%，20%～25%低減した。

（２）最大応答層間変形角

各階の最大応答層間変形角を Fig. 7.2.2 に示す。

オリジナル告示波入力時の，ＦＤモデルの最大応答層間変形角の全階平均値は，ＭＦモデルと比較して約 20%低減した。20 階～21 階間の最大応答層間変形角はＭＦモデルでは 0.87%生じていたが，ＦＤモデルでは 0.70%まで減少し，主架構の塑性変形（損傷）が抑制され，弾性応答に近い応答レベルを達成できたといえる。

強化告示波入力時の，ＦＤモデルの最大応答層間変形角の全階平均値は，ＭＦモデルと比較して約 25%低減した。20 階～21 階間の最大応答層間変形角はＭＦモデルでは 1.36%生じていたが，ＦＤモデルでは 1.01%まで減少し，７．１．３項で示した制振化目標（強化告示波に対する最大応答層間変形角が約１%以内）を達成できている。

継続時間の長い長周期地震動入力時の最大応答層間変形角は，ＭＦモデルの 22 階～23 階間で 1.60%に達したが，ＦＤモデルでは 1.20%まで低減できた。ＦＤモデルの最大応答層間変形角の全階平均値は，ＭＦモデルと比較して 20%～35%低減した。

長周期パルス地震動入力時の最大応答層間変形角は，ＭＦモデルの下層階で非常に大きく 4.22%に達した。ＦＤモデルでは制振化によって応答が低減したにもかかわらず 3.26%と大きな最大応答層間変形角となった。

（３）最大応答層せん断力

各階の最大応答層せん断力を Fig. 7.2.3 に示す。

制振化による最大応答層間変形角の減少に伴う主架構の層せん断力の低下分より，ダンパー設置による付加せん断力の影響が上回り，ＭＦモデルと比較しＦＤモデルの最大応答層せん断力が全階で大きくなった。

（４）最大応答加速度

各階の最大応答加速度を Fig. 7.2.4 に示す。

ＭＦモデルと比較し，ＦＤモデルの最大応答加速度は，全ての解析ケースで15%～35%大きい値となった。

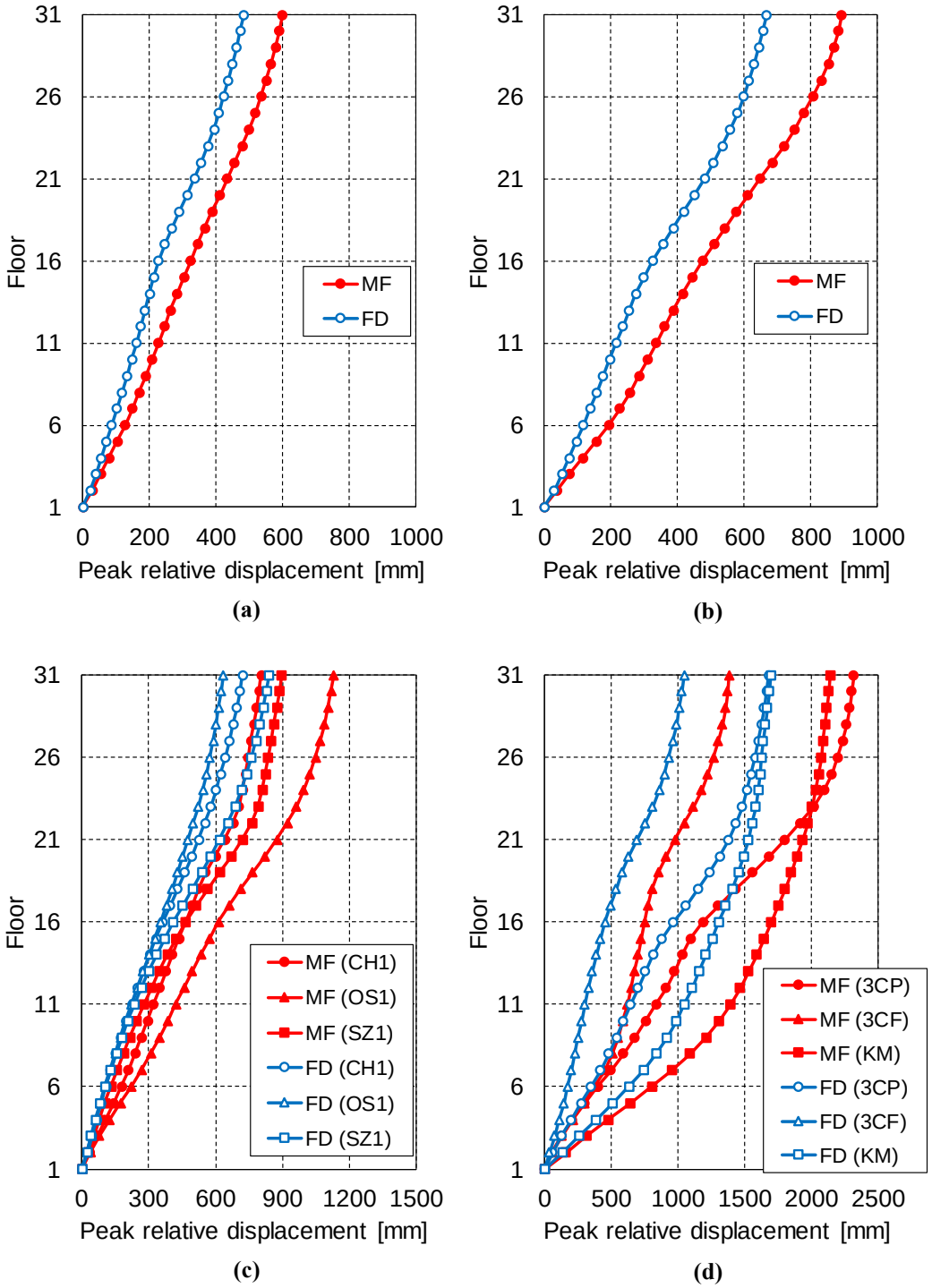


Fig. 7.2.1 Peak displacement response relative to the ground: (a) mean for original Kokuji waves (amplitude × 1.0), (b) mean for enhanced Kokuji waves (amplitude × 1.5), (c) LPLD motions, and (d) pulse-like motions[1)]

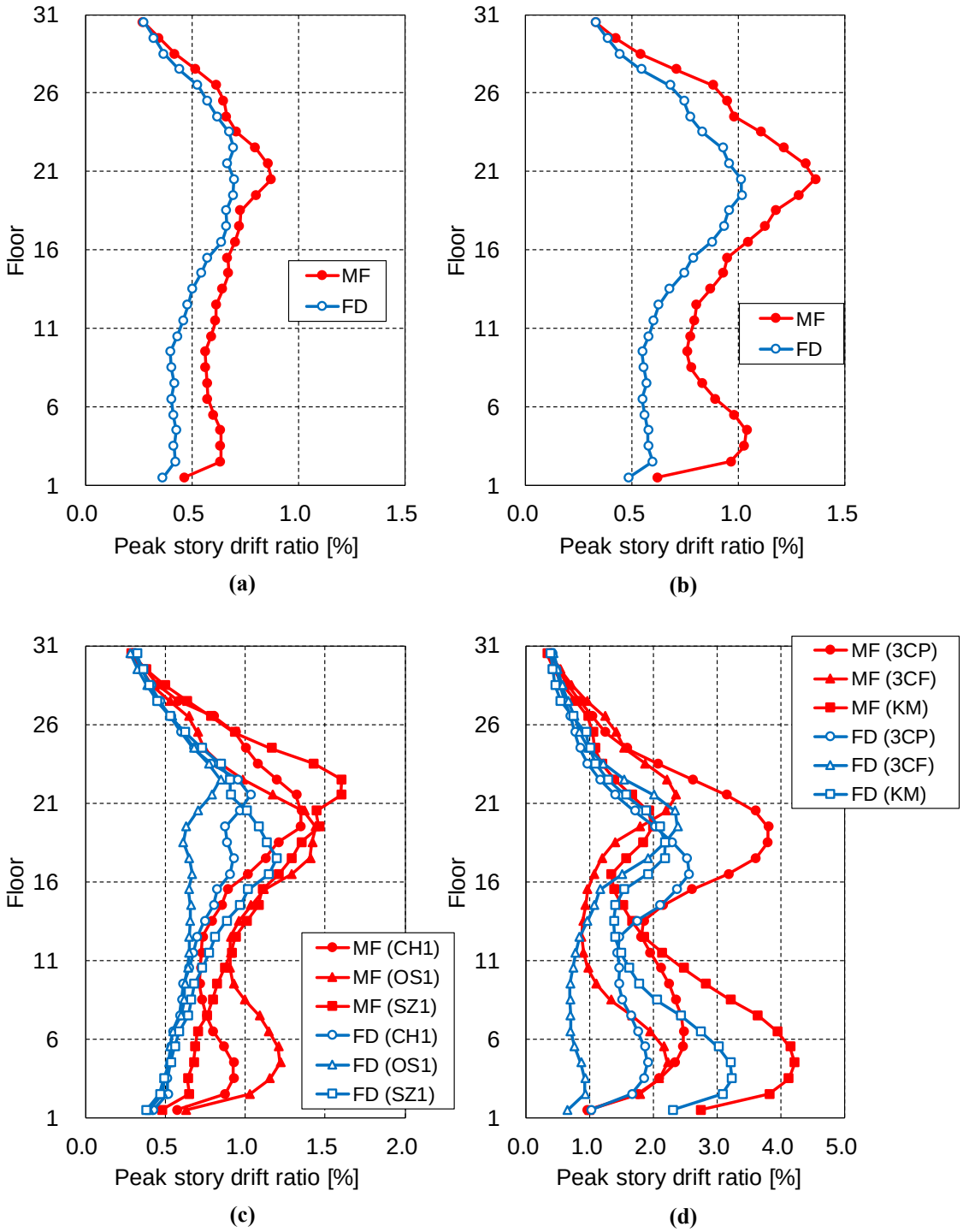


Fig. 7.2.2 Peak story drift ratio response: (a) mean for original Kokuji waves (amplitude × 1.0), (b) mean for enhanced Kokuji waves (amplitude × 1.5), (c) LPLD motions, and (d) pulse-like motions[1)]

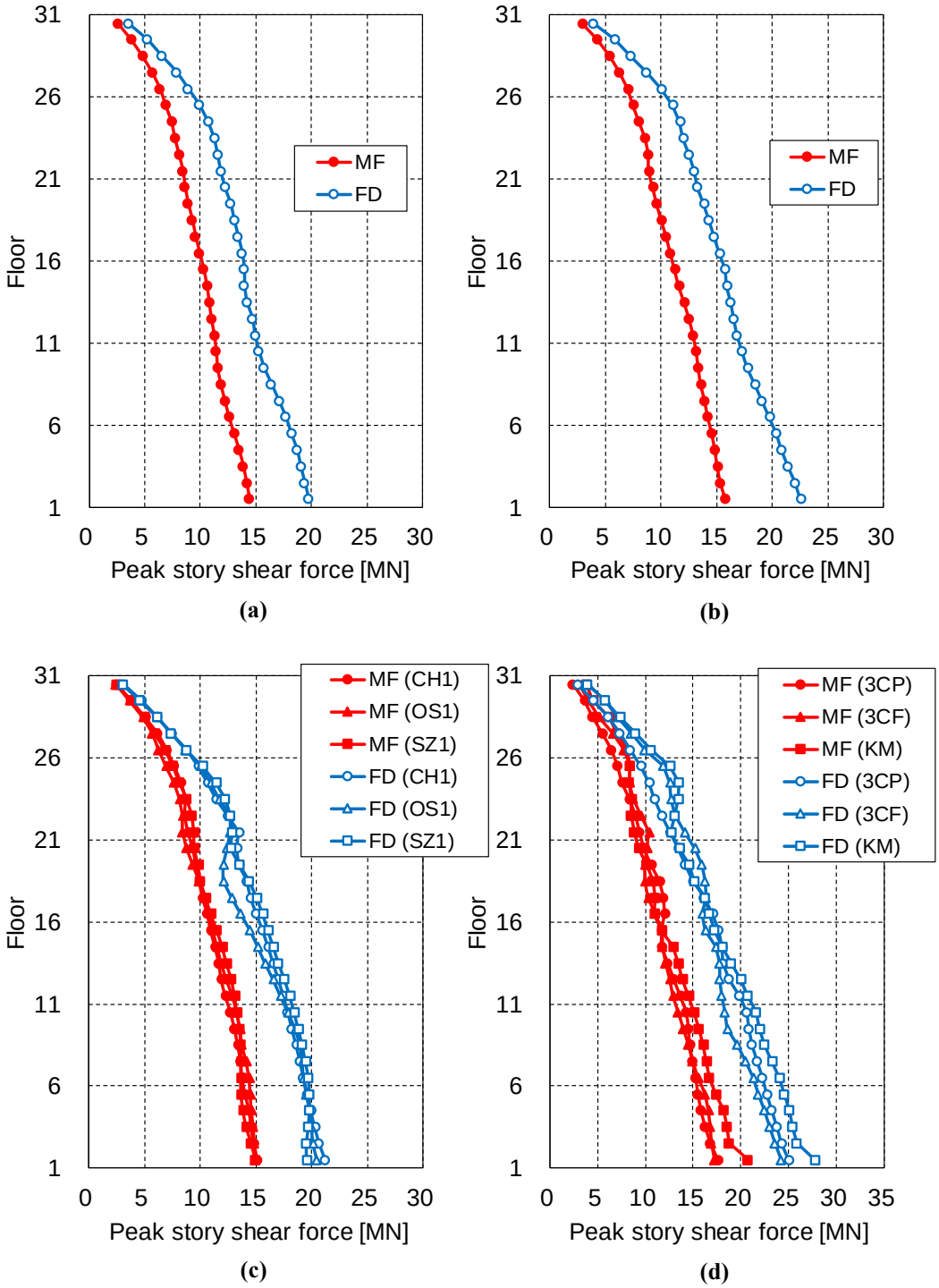


Fig. 7.2.3 Peak story shear force response: (a) mean for original Kokuji waves (amplitude × 1.0), (b) mean for enhanced Kokuji waves (amplitude × 1.5), (c) LPLD motions, and (d) pulse-like motions[1)]

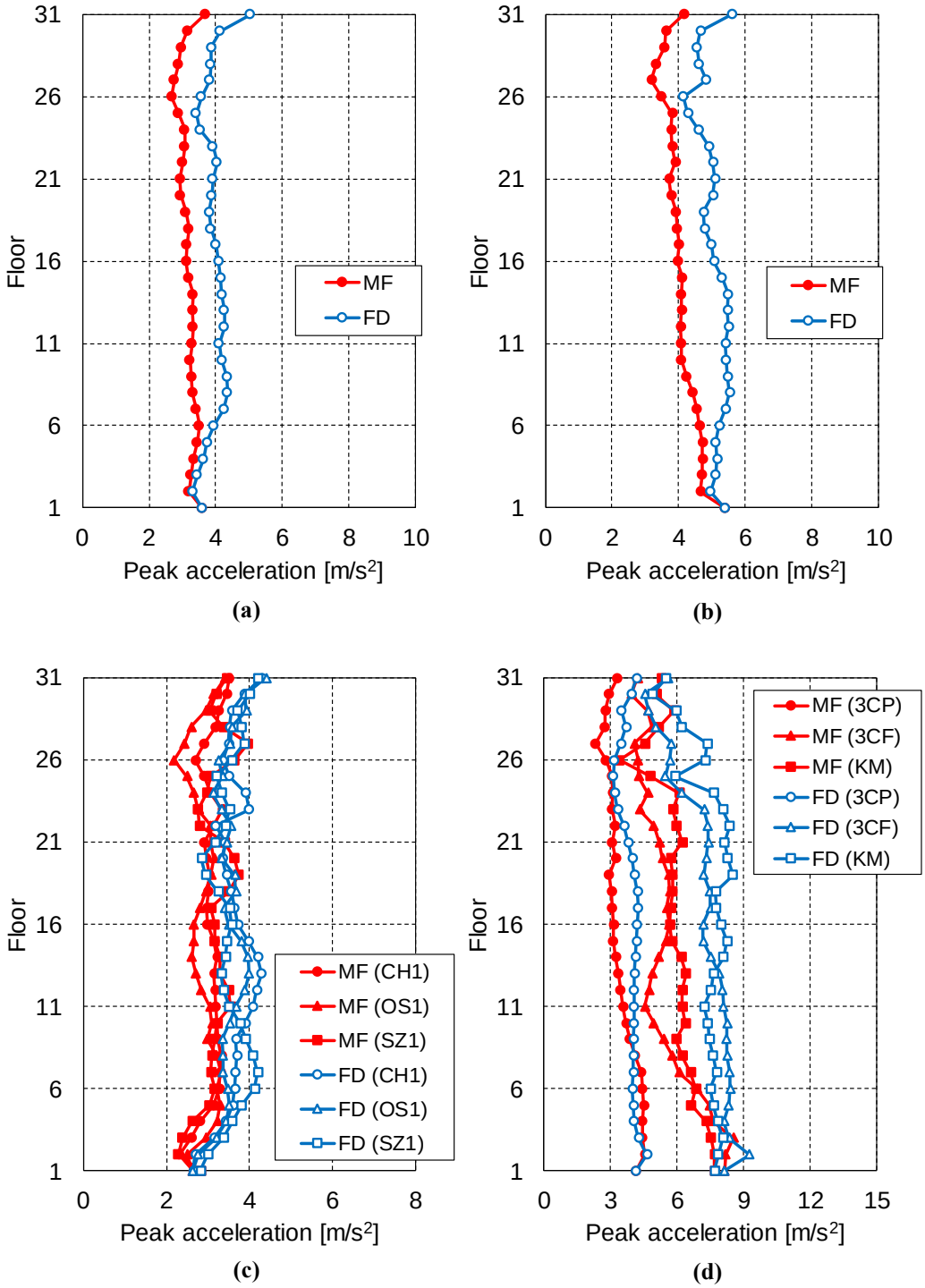


Fig. 7.2.4 Peak acceleration response: (a) mean for original Kokuji waves (amplitude × 1.0), (b) mean for enhanced Kokuji waves (amplitude × 1.5), (c) LPLD motions, and (d) pulse-like motions[1)]

７．２．３　各部のエネルギー吸収量

各入力地震動に対するＭＦモデルとＦＤモデルの各部のエネルギー吸収量（主架構の塑性吸収エネルギー量，摩擦ダンパーの吸収エネルギー量，レーリー減衰によって吸収されたエネルギー量）を Fig. 7.2.5 に示す。

制振ダンパーが地震エネルギーを吸収し，建物応答が低減したことで，ＦＤモデルの主架構の塑性吸収エネルギー量（主架構の損傷エネルギー吸収量）は，ＭＦモデルの値と比較して，Fig. 7.2.5(a) ～Fig. 7.2.5(e)に示すオリジナル告示波・強化告示波と継続時間の長い長周期地震動入力時で約 55%～85%，Fig. 7.2.5(f)～Fig. 7.2.5(h)に示す長周期パルス地震動入力時で約 30%～65%減少した。

また，ＦＤモデルで摩擦ダンパーが吸収したエネルギー量の総エネルギー吸収量に対する比率は，オリジナル告示波・強化告示波と継続時間の長い長周期地震動入力時で約 45%～50%，長周期パルス地震動入力時で約 40%～45%であった。

これらの解析結果から，６．２．３項のブレース型摩擦ダンパーを適用したＦＤモデルと同様で，ダンパーのエネルギー吸収による主架構の損傷低減効果は，長周期パルス地震動入力時と比較し，オリジナル告示波・強化告示波と継続時間の長い長周期地震動入力時の方が大きいことがわかる。

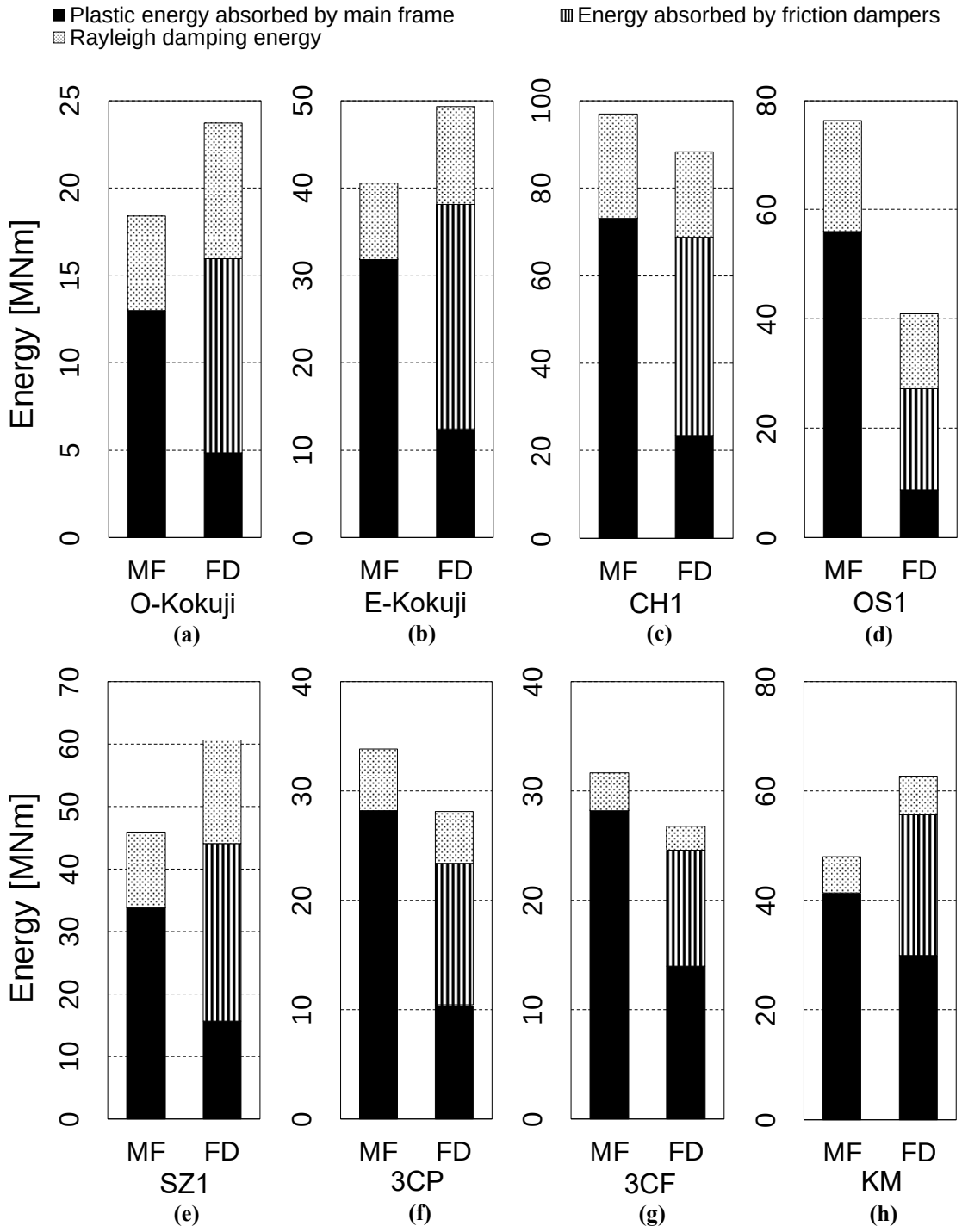


Fig. 7.2.5 Energy absorbed during earthquake response: (a) mean for original Kokuji waves; (b) mean for enhanced Kokuji waves; (c) wave CH1 (LPLD motion); (d) wave OS1 (LPLD motion); (e) wave SZ1 (LPLD motion); (f) wave 3CP (pulse-like motion); (g) wave 3CF (pulse-like motion); and (h) wave KM (pulse-like motion)[1)]

７．２．４　残留層間変形角

各階の残留層間変形角を Fig. 7.2.6 に示す。

残留層間変形角は，７．１．４項で示した各入力地震動の後に，地震動が入力しない時間を 300s 加えて地震応答解析を行い，最終ステップの層間変形角とした。

ＦＤモデルの残留層間変形角は，オリジナル告示波入力時には 0.04%以下，強化告示波入力時は 0.15%程度，継続時間の長い長周期地震動のうち，ＣＨ１とＯＳ１入力時には 0.1%以下，ＳＺ１入力時には 0.3%程度である。一方，長周期パルス地震動入力時には１％～２％と大きな値となった。

ＭＦモデルと比較して，ＦＤモデルの残留層間変形角の低減率は，オリジナル告示波・強化告示波入力時で約 60%～65%，継続時間の長い長周期地震動のうち，ＣＨ１とＯＳ１入力時には約 70%～80%と比較的大きい。一方，継続時間の長い長周期地震動のうち，ＳＺ１入力時は約 35%，長周期パルス地震動入力時には約 15%～45%減少とやや小さめの低減率となった。

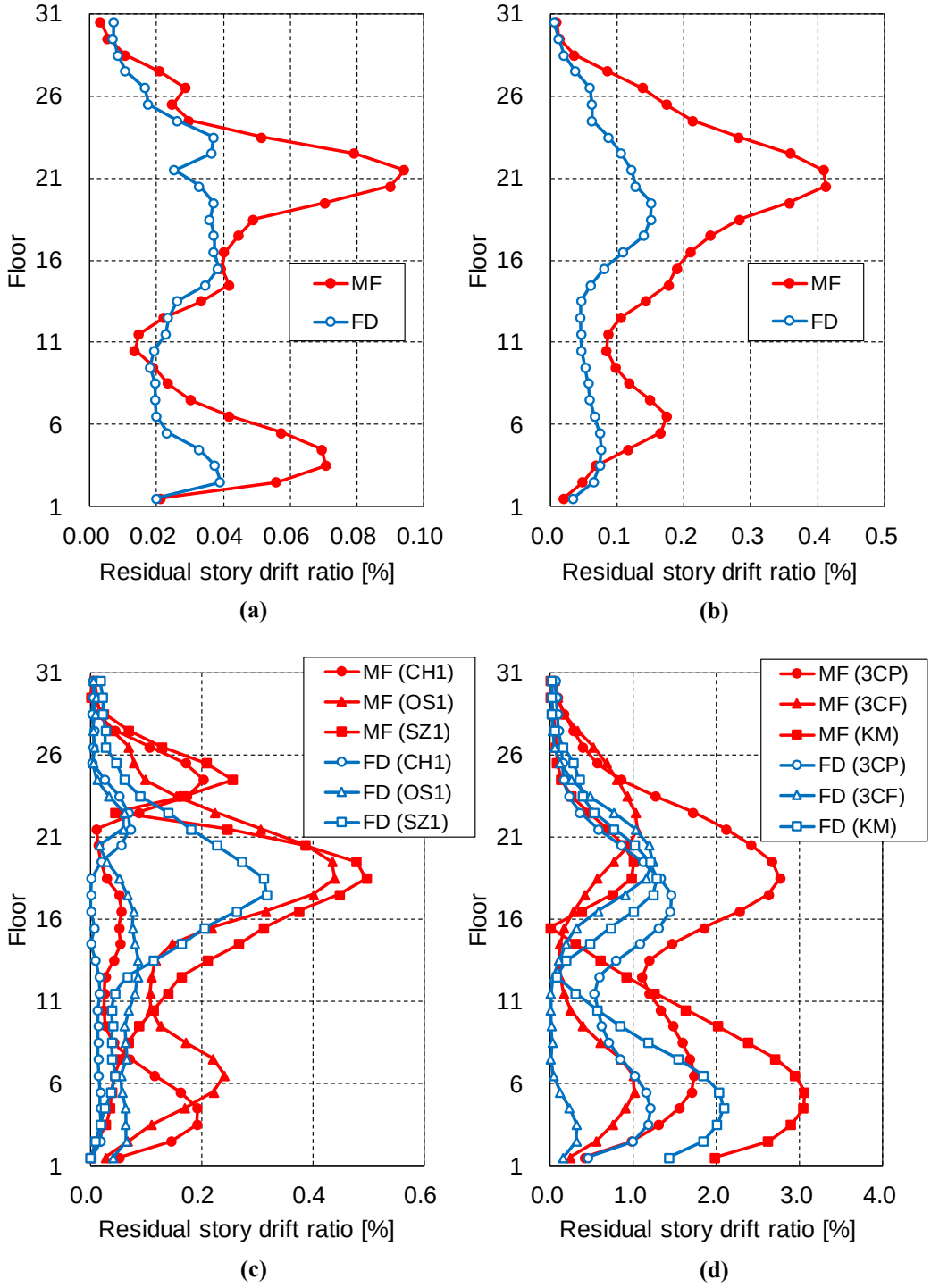


Fig. 7.2.6 Residual story drift ratio after earthquake response convergence: (a) mean for original Kokuji waves (amplitude × 1.0), (b) mean for enhanced Kokuji waves (amplitude × 1.5), (c) LPLD motions, and (d) pulse-like motions[1)]

７．３　第７章のまとめ

本章では，30 層鉄骨超高層建物を対象に，間柱型ダンパーが動線を遮らないことを考慮し，摩擦ダンパー基本ユニットを複数組み込んで実現できる間柱型の大容量ブレース型摩擦ダンパーを，各階の全 24 スパンのうち 12 スパンに分散配置して適用し，告示波や継続時間の長い長周期地震動，長周期パルス地震動などが入力した際の制振効果を，３次元立体モデルを用いた時刻歴応答解析で検討した。検討結果の概要は以下の通りである。

１）大容量間柱型摩擦ダンパーを分散配置することで，建物の最大応答値を大幅に低減することができた。ＦＤモデルの最大応答層間変形角は，強化告示波（告示波の 1.5 倍）の入力時でも，現行の設計クライテリアと同等レベルの約 1%（=1/100rad）を達成できた。同様に，継続時間の長い長周期地震動入力時にＭＦモデルで 1.60%生じていた最大応答層間変形角をＦＤモデルでは 1.20%まで低減できた。長周期パルス地震動入力時の最大応答層間変形角は，制振化によって低減したにもかかわらず，入力地震動が非常に大きいため 3.26%と大きな値となった。

２）ＦＤモデルの主架構の塑性吸収エネルギー量（主架構の損傷エネルギー吸収量）は，ＭＦモデルの値と比較して，オリジナル告示波・強化告示波と継続時間の長い長周期地震動入力時で約 55～85%，長周期パルス地震動入力時で約 30%～65%減少した。ダンパーのエネルギー吸収による主架構の損傷低減効果は，長周期パルス地震動入力時と比較し，告示波・強化告示波と継続時間の長い長周期地震動入力時の方が大きい。

３）ＦＤモデルの残留層間変形角は，オリジナル告示波入力時には 0.04%以下，強化告示波入力時は 0.15%程度，継続時間の長い長周期地震動のうち，ＣＨ１とＯＳ１入力時には 0.17%以下，ＳＺ１入力時には 0.3%程度である。一方，長周期パルス地震動入力時には１%～２%と大きな値となった。

参考文献（第 7 章）

1） Sano T, Shirai K, Suzui Y, Utsumi Y : Dynamic loading tests and seismic response analysis of a stud-type damper composed of multiple friction units with disc springs, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2020
https://doi.org/10.1002/eqe.3289

2）小鹿，鈴木：長周期地震動対策に関する公開研究集会 日本建築学会 構造委員会 高機能社会耐震工学ワーキンググループ，pp. 56-60，2008. 3

3）小鹿，鈴木：長周期地震動対策に関する公開研究集会 日本建築学会 構造委員会 高機能社会耐震工学ワーキンググループ，pp. 84-87，2009. 3

4）小鹿，鈴木：長周期地震動対策に関する公開研究集会 日本建築学会 構造委員会 長周期建物地震対応ワーキンググループ，pp. 139-140，2011. 2

5）白井和貴，李イ科，石井歩，菊地優：過大変位抑制機構付き可変摩擦ダンパーによる鋼構造超高層建築の地震応答制御効果に関する解析的研究，構造工学論文集，63B，pp. 153-160，2017. 3

6）構造システム：SNAP Ver. 7，テクニカルマニュアル，2005

7）国土交通省住宅局建築指導課長：平成 28 年 6 月 24 日国住指第 1111 号 超高層建築物等における南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動対策について（技術的助言）
http://www.mlit.go.jp/common/001136168.pdf（参照 2017. 12. 05）

8）国土交通省：超高層建築物等における南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動対策について
http://www.mlit.go.jp/jutakukentiku/build/jutakukentiku_house_fr_000080.html（参照 2017. 12. 05）

9） 大阪府域内陸直下型地震に対する建築設計用地震動及び設計法に関する研究会：大阪府域内陸直下型地震に対する建築設計用地震動および耐震設計指針，2015. 2

10） 気象庁：地方公共団体震度計の波形データ（2016 年 4 月 16 日 1 時 25 分に発生した 2016 年熊本地震本震で熊本県が観測した波形），2016
http://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/kyoshin/jishin/1604160125_kumamoto/index2.html#chui

第８章　摩擦装置を用いたＴＭＤのフェイルセーフ機構
８．１　はじめに
８．２　フェイルセーフ機構の概要
８．２．１　フェイルセーフ機構の動作と期待する効果
８．２．２　ＴＭＤとフェイルセーフ機構の地震時挙動
８．３　解析方法
８．３．１　建物モデル
８．３．２　解析モデルの概要
８．３．３　入力地震動
８．４　ＴＭＤを搭載した１自由度建物モデルの地震応答性状
８．４．１　ＴＭＤとフェイルセーフ機構の最大応答変位
８．４．２　摩擦フェイルセーフ機構付きＴＭＤのエネルギー吸収量
８．４．３　建物の最大応答値
８．５　ＴＭＤを搭載した３０自由度建物モデルの地震応答性状
８．５．１　ＴＭＤとフェイルセーフ機構の最大応答変位
８．５．２　摩擦フェイルセーフ機構付きＴＭＤのエネルギー吸収量
８．５．３　建物の最大応答値
８．５．４　建物の上下方向の最大応答値分布
８．６　結論
参考文献（第８章）

第８章　摩擦装置を用いたＴＭＤのフェイルセーフ機構

第２章～第７章では，大容量かつ安定した摩擦力を実現する摩擦ダンパーを開発し，要素実験と，実大架構実験で性能を実証した。また，30 層鉄骨造超高層建物に，摩擦ダンパーを適用し，制振効果を解析的に明らかにした。

本章では，摩擦フェイルセーフ機構を介してＴＭＤを建物に搭載する方法を提案し，摩擦フェイルセーフ機構の効果を，地震応答解析によって評価する。検討ではフェイルセーフ機構がないＴＭＤや既往のフェイルセーフ機構付きＴＭＤとの比較も試みた。

なお，本章の内容は，投稿中の文献 1)を翻訳，加筆，再構成したものである。

８．１　はじめに

大地震動対応で，既存超高層建物の耐震安全性を向上させる技術のうち，頂部制振工法（上層階に大容量のＴＭＤを設置し，建物の振動エネルギーを吸収する工法）を用いる場合，固有周期の変動に対する制振性能のロバスト性の確保や，ＴＭＤ装置を構成する部材（振子や積層ゴム，ダンパー）の最大変形を，部材の製作や性能検証が可能な±200㎝程度に止める必要性から，ＴＭＤの付加質量は，建物質量の２％程度（概ね１フロア分の質量に相当）が必要となる。この様な大容量ＴＭＤを上層階に取り付けた建物で，ＴＭＤの設計想定を超える過大な地震動が発生した場合，ＴＭＤ構成部材の損傷や付加質量の脱落などに伴う急激な応答の増大などの重大事故に繋がる可能性がある。このためＴＭＤが設計想定を超える地震動に遭遇した場合でも，人命保護を確実にするため，ＴＭＤの損傷や付加質量の脱落を防止できるフェイルセーフ機構が必要となる。

フェイルセーフ機構とは，ＴＭＤの付加質量変位が設計限界変位に近づいた時，付加質量の動きを制限するもので，主として以下に示す２通りの方法が用いられている。

一つ目のフェイルセーフ機構は，ＴＭＤの作動速度（建物頂部とＴＭＤ付加質量との間の相対速度）が所定の速度を超過した時，ＴＭＤの減衰装置の減衰係数が大きくなり，ＴＭＤが過大に作動するのを防止する，ストローク制御機能を有するオイルダンパーなどをＴＭＤの減衰装置として採用する方法である[2)~4)]。

二つ目のフェイルセーフ機構は，ＴＭＤの作動変位が設計限界変位に近づくと，鋼製ストッパーやオイルバッファーに衝突することで，ＴＭＤが過大に作動するのを防止する方法である[5)]。オイルバッファーなどに衝突させる方法は，風揺れや小地震動による超高層建物の揺れを低減するため適用されてきた頂部制振装置などでも用いられてきた手法である。

しかし，一つ目のフェイルセーフ機構は，適用する前に，高速作動時に起動するオイルダンパーの制御切り替え機能の性能を検査する必要があり，二つ目の

フェイルセーフ機構は，フェイルセーフ機構の作動後にＴＭＤの制振機能が低下し，建物応答の増加に繋がる可能性がある。

本章では，摩擦フェイルセーフ機構を介してＴＭＤを建物に搭載する方法を提案し，摩擦フェイルセーフ機構の効果を，建物モデル（１自由度モデルと 30 自由度モデル），ＴＭＤ，および提案する摩擦フェイルセーフ機構を組み合わせた解析モデルを使用した地震応答解析によって評価する。検討ではフェイルセーフ機構がないＴＭＤや既往のフェイルセーフ機構付きＴＭＤとの比較も試みる。

８．２　フェイルセーフ機構の概要

８．２．１　フェイルセーフ機構の動作と期待する効果

提案するフェイルセーフ機構は，ＴＭＤの重量を支持しながら，地震時にはＴＭＤの水平方向振動制御力を所定の範囲内で建物に伝達する。Fig. 8.2.1 に摩擦装置を利用したフェイルセーフ機構を介して建物に搭載したＴＭＤの，水平方向の動作概念を示す。

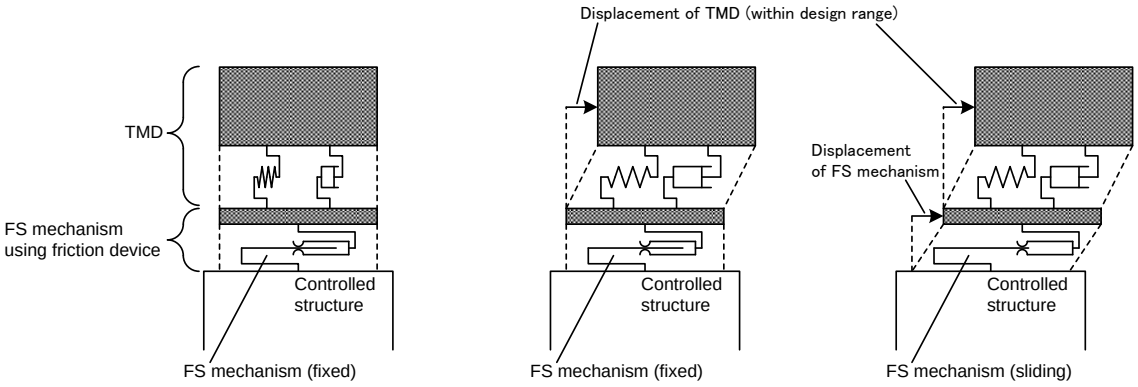
フェイルセーフ機構には，所定の力が加えられると水平に摺動する摩擦装置が組み込まれており，摺動開始摩擦力を，ＴＭＤの設計限界変位に対応する最大許容制御力よりも小さく設計することで，ＴＭＤの損傷を回避することを期待する装置である。

８．２．２　ＴＭＤとフェイルセーフ機構の地震時挙動

Fig. 8.2.1 にＴＭＤとフェイルセーフ機構の地震時挙動の概念図を示す。設計地震動の範囲内（すなわちＴＭＤの応答がＴＭＤの設計範囲内）では，Fig. 8.2.1(b)に示すように，摩擦装置を使用したフェイルセーフ機構は固定状態で摺動せず，ＴＭＤのみが作動して効果を発揮する。

設計地震動を超えて建物に大きな応答が生じ，ＴＭＤの変位が設計限界変位に近づくと，Fig. 8.2.1(c)に示すように，摩擦フェイルセーフ機構が摺動を開始し，ＴＭＤは摩擦フェイルセーフ機構の摩擦力に相当する制御力を建物に伝達しながら移動する。このとき，フェイルセーフ機構が摺動することで，建物からＴＭＤに作用する力（およびＴＭＤから建物に作用する制御力）が制限される。このため，ＴＭＤの付加質量の衝突や，ＴＭＤの付加質量の脱落等による損傷を回避しようとする装置である。

更に，フェイルセーフ機構は，作動時に累積摺動変位に比例して振動エネルギーを摩擦熱に変換して吸収する。このため，ＴＭＤのエネルギー吸収能力が制限されても，制振効果が急激に低下することがなく，建物応答の急増を抑制する効果も期待できる。



(a) Before the earthquake

(b) During an earthquake within the design range

(c) During an earthquake exceeds the design range

Fig. 8.2.1 Concept of a tuned mass damper (TMD) incorporating the proposed fail-safe (FS) mechanism[1)]

８．３　解析方法

以下に示す地震応答解析によって，摩擦装置を用いたフェイルセーフ機構の挙動とＴＭＤの制振効果を検証する。

８．３．１　建物モデル

検討対象建物を Fig. 8.3.1 に示す。検討対象建物モデルには，第６章，第７章の検討でも使用した文献 6)～9)に記載されている 30 層鉄骨造建物モデルを選定した。第６章，第７章の検討では，架構内制振ダンパーの効果を高めるため，制振ダンパー設置部周辺の架構の断面性能を向上させたが，本章の検討では，架構の断面性能の向上は行わずオリジナルの架構モデルを用いた。柱と大梁の断面形状を Table 8.3.1 と Table 8.3.2 に示す。

最初に，第６章，第７章と同様の手法で，ＣＬの片側（1/2）をモデル化し，静的荷重増分解析に基づいて線形の 30 自由度の等価せん断型モデルを作成した。等価せん断型モデルの諸元を Table 8.3.3 に示す。各階の重量は，文献 6)～9)に記載された重量の 1/2 で，建物総重量は 140544kN である。等価せん断型モデルの固有周期と減衰を，Table 8.3.4 に示す。減衰はレーリー型とし，１次モード，２次モードに対してそれぞれ h_1=0.015，h_2=0.015 に設定した。

刺激関数を Fig. 8.3.2 に示す。１次モードの刺激関数を基に，最上階（ＴＭＤ設置階，31FL）が１になるように正規化した１次モードベクトルを作成し，このモードベクトルと Table 8.3.3 に示す各階重量から，最上階で評価した 30 自由度等価せん断型モデルの１次モードの有効重量 w_1（58612kN）を求めた。１自由度モデルは，重量が１次モードの有効重量 w_1 で，固有周期が Table 8.3.4 で示した 30 自由度等価せん断型モデルの１次固有周期 3.69s と等しくなるよう設計した。

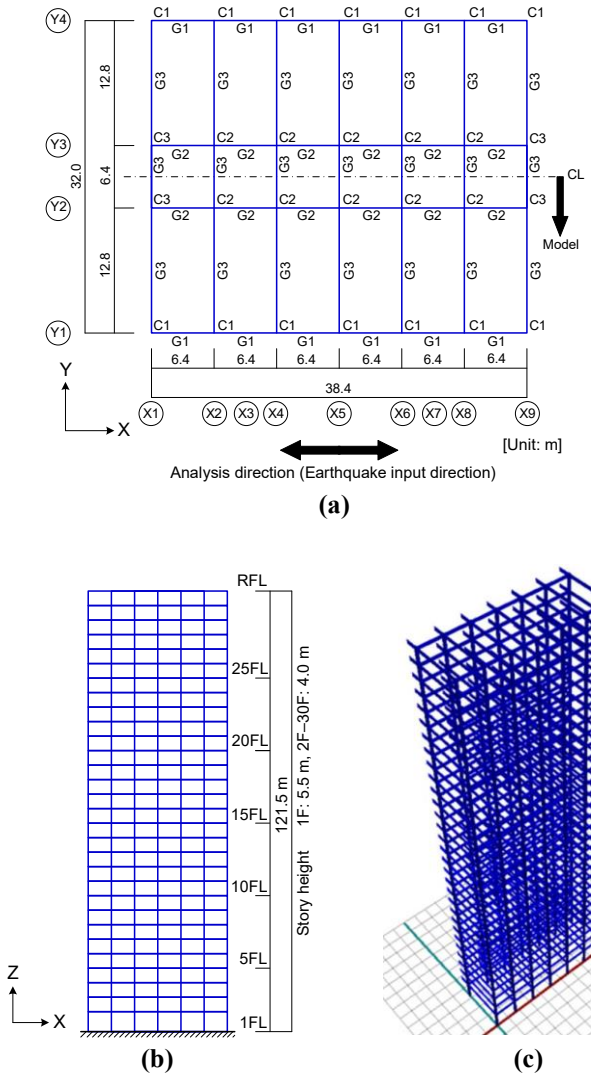


Fig. 8.3.1 Analytical high-rise building model: (a) plan view of typical floor (half model divided at the CL), (b) elevation view of the Y2 frame, and (c) perspective view[6)~9)]

Table 8.3.1 Column list for the analytical model (unit: mm)[6)～9)]

Story	C1	C2	C3
22–30	□-600 × 600 × 19 × 19	□-600 × 600 × 19 × 19	□-600 × 600 × 19 × 19
19–21	□-600 × 600 × 19 × 19	□-600 × 600 × 22 × 22	□-600 × 600 × 22 × 22
16–18	□-600 × 600 × 22 × 22	□-600 × 600 × 25 × 25	□-600 × 600 × 25 × 25
13–15	□-600 × 600 × 25 × 25	□-600 × 600 × 32 × 32	□-600 × 600 × 32 × 32
10–12	□-600 × 600 × 28 × 28	□-600 × 600 × 32 × 32	□-600 × 600 × 32 × 32
7–9	□-600 × 600 × 32 × 32	□-600 × 600 × 32 × 32	□-600 × 600 × 32 × 32
4–6	□-600 × 600 × 36 × 36	□-600 × 600 × 40 × 40	□-600 × 600 × 40 × 40
1–3	□-600 × 600 × 50 × 50	□-600 × 600 × 45 × 45	□-600 × 600 × 45 × 45

Table 8.3.2 Girder list for the analytical model (unit: mm)[6)～9)]

Floor	G1	G2	G3
26–R	H-850 × 200 × 16 × 19	H-850 × 200 × 16 × 19	H-850 × 200 × 16 × 19
20–25	H-850 × 200 × 16 × 19	H-850 × 250 × 16 × 19	H-850 × 250 × 16 × 19
17–19	H-850 × 250 × 16 × 19	H-850 × 250 × 16 × 22	H-850 × 250 × 16 × 22
14–16	H-850 × 250 × 16 × 19	H-850 × 300 × 16 × 22	H-850 × 300 × 16 × 22
11–13	H-850 × 250 × 16 × 22	H-850 × 300 × 16 × 25	H-850 × 300 × 16 × 25
2–10	H-850 × 250 × 16 × 25	H-850 × 300 × 16 × 25	H-850 × 300 × 16 × 25

Table 8.3.3 Specifications of an equivalent shear-type 30-degree-of-freedom (30DOF) system model[9)]

Story	Story stiffness [kN/mm]	Story height [m]	Weight [kN]
30	196.28	4	6912
29	231.17	4	4608
28	256.74	4	4608
27	276.32	4	4608
26	292.83	4	4608
25	309.27	4	4608
24	324.58	4	4608
23	335.34	4	4608
22	344.93	4	4608
21	360.65	4	4608
20	370.01	4	4608
19	386.31	4	4608
18	415.08	4	4608
17	425.78	4	4608
16	440.32	4	4608
15	474.35	4	4608
14	486.10	4	4608
13	503.63	4	4608
12	527.77	4	4608
11	540.25	4	4608
10	556.05	4	4608
9	580.20	4	4608
8	593.80	4	4608
7	608.32	4	4608
6	647.02	4	4608
5	662.84	4	4608
4	679.43	4	4608
3	725.31	4	4608
2	734.89	4	4608
1	612.01	5.5	4608
		Total weight [kN]	140544

Table 8.3.4 Natural period, natural frequency and damping factor of each mode (Rayleigh damping factor : $h_1=h_2=0.015$)

Mode	Natural period [s]	Natural frequency [Hz]	Damping factor
1st	3.69	0.271	0.0150
2nd	1.37	0.729	0.0150
3rd	0.833	1.20	0.0205
4th	0.601	1.66	0.0267

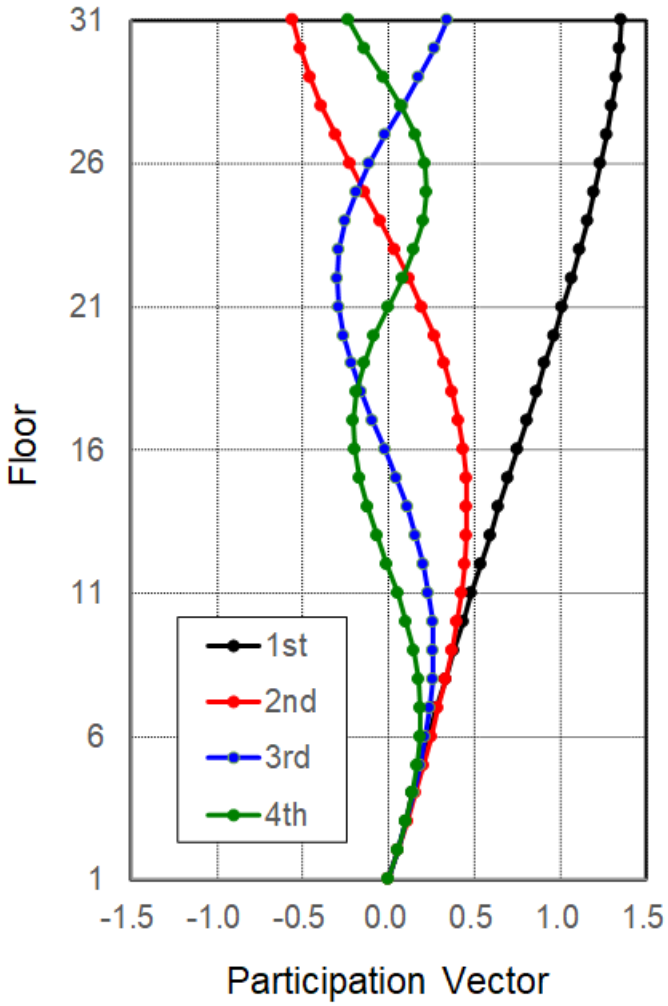


Fig. 8.3.2 Participation vectors of an equivalent shear-type 30-degree-of-freedom (30-DOF) system model

８．３．２　解析モデルの概要

解析は，１自由度建物モデルと 30 自由度建物モデルを対象に実施した。

１自由度建物モデルの検討は，フェイルセーフ機構の作動状況とＴＭＤの挙動，ならびに制御対象モード（１次振動モード）の応答性状の基本的な関係を把握するため実施する。

一方，30 自由度建物モデルの検討では，１自由度建物モデルの検討では確認が困難な，ＴＭＤ設置階近傍の詳細な応答の変化や，高次振動モードへの影響など，実建物への適用時に把握すべき応答性状を理解するために実施する。

１自由度建物モデルを対象とした解析モデルを Fig. 8.3.3 に，30 自由度建物モデルを対象とした解析モデルを Fig. 8.3.4 に示す。

解析モデルは，非制振建物モデル（Model U），ＴＭＤに作動制限の無い（フェイルセーフ機構の無い）従来型ＴＭＤ付き建物モデル（Model C）とフェイルセーフ機構が付いたＴＭＤを搭載する建物モデル（Model F，Model V，Model D）の計５つである。

ＴＭＤの諸元を Table 8.3.5 に示す。ＴＭＤの各諸元は，Fig. 8.3.5 に示す定点理論から導出された同調条件[10]に基づいて設計した。30 自由度建物モデルの有効重量 w_1（58612 kN）に対するＴＭＤの付加質量の重量 w_2 の比率（すなわち質量比）を５％に設定し，w_2 は 2931kN とした。ＴＭＤの最適同調周期 T_d は 3.87s で，最適減衰 h_d は 0.134，ＴＭＤのバネ剛性 k_{d1} は 7.87kN/cm，最適減衰係数 c_{d1} は 1.30kN/(cm/s)である。ＴＭＤの設計限界変位は±200cm と仮定した。Model C，Model F，Model V，Model D に搭載するＴＭＤの諸元は全て同じである。

フェイルセーフ機構の解析モデルを Fig. 8.3.6 に示す。

５つの解析モデルの詳細を以下に示す。

（１）Model U

Fig. 8.3.3(a)，Fig. 8.3.4(a)に示す Model U は，ＴＭＤの無い非制振建物モデルである。

Fig. 8.3.3(a)に示す１自由度建物モデルの剛性 k_s（173.6kN/cm）は，固有周期（3.69s）と有効重量 w_1（58612kN）から算出した。仮定した減衰定数 1.5％に対応する粘性減衰係数は，c_s=3.06kN/(cm/s)である。

（２）Model C

Fig. 8.3.3(b)，Fig. 8.3.4(b)に示す Model C は，非制振建物モデル（Model U）にフェイルセーフ機構の無い従来型ＴＭＤを搭載した解析モデルである。本モデルは，入力レベルが大きくなってもＴＭＤが際限なく作動でき制振性能が低下することがないモデルで，本モデルとフェイルセーフ機構がある建物モデルを

比較することで，フェイルセーフ機構作動時のＴＭＤによる制振性能の低下状況を把握する。

（３）Model F

Fig. 8.3.3(c)，Fig. 8.3.4(c)に示す Model F は，提案する摩擦フェイルセーフ機構を介してＴＭＤを搭載する建物モデルである。摩擦フェイルセーフ機構とＴＭＤはフェイルセーフ架台（プラットフォーム）で接続する。

フェイルセーフ機構の諸元を Table 8.3.5，Fig. 8.3.6(a)に示す。フェイルセーフ架台（プラットフォーム）の重量 w_3 は，ＴＭＤの重量の 10%に相当する 293kN と仮定した。フェイルセーフ機構の摩擦装置の初期剛性 k_{f1} は，ＴＭＤの質量 m_2 とフェイルセーフ架台の質量 m_3 が一体と仮定した質点と k_{f1} から成る１質点振動系の固有振動数が 10Hz 程度となるように，$k_{f1}=(m_2+m_3)\times(2\pi\times10)^2$ に相当する大きな値（12986kN/cm）に設定した。摩擦装置は，ＴＭＤのバネが 160cm（設計限界変位の 80%）まで変形したときの復元力 1259kN（=7.87kN/cm×160cm）で摺動するように設計した。摩擦装置摺動後の２次剛性 k_{f2} はゼロとした。

（４）Model V

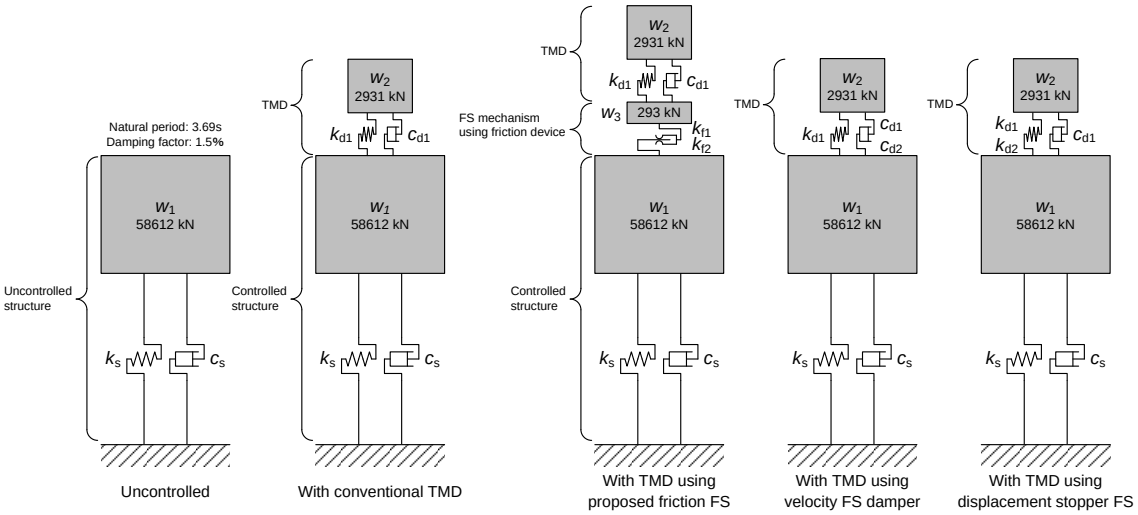
Fig. 8.3.3(d) ，Fig. 8.3.4(d)に示す Model Ｖ は，ＴＭＤの作動速度が大きくなり設計限界速度に近づくと，ＴＭＤの減衰装置の減衰係数が急増してＴＭＤの付加質量を制動するフェイルセーフ機構付きＴＭＤを搭載した建物モデルで，Model F と比較するためのモデルである。

フェイルセーフ機構の諸元を Table 8.3.5，Fig. 8.3.6(b)に示す。ＴＭＤの減衰装置は，低速域では最適減衰係数で c_{d1}=1.30kN/(cm/s)だが，ＴＭＤの変位が 160cm（設計限界変位の 80%）を超えると減衰係数が急増して付加質量を制動するように，高速域（238cm/s 以上）の減衰係数 c_{d2} を，最適減衰係数の 100 倍の 1300kN/(cm/s)に設定した。

（５）Model D

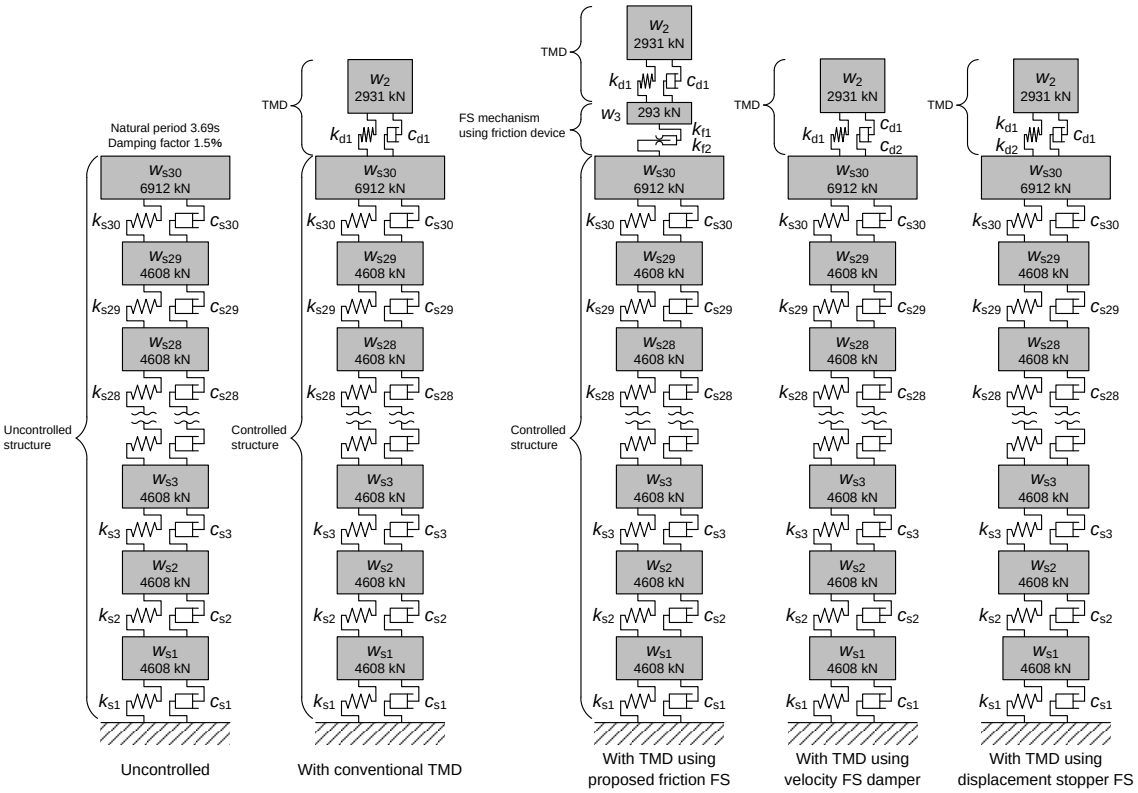
Fig. 8.3.3(e) ，Fig. 8.3.4(e)に示す Model D は，ＴＭＤの作動変位が大きくなり設計限界変位に近づくと，変位ストッパーに付加質量が衝突して，付加質量を制動するフェイルセーフ機構付きＴＭＤを搭載した建物モデルで，Model F と比較するためのモデルである。

フェイルセーフ機構（変位ストッパー）の諸元を Table 8.3.5，Fig. 8.3.6(c)に示す。ＴＭＤのバネは，低振幅範囲では初期剛性 k_{d1}=7.87kN/cm で，変位が 160 cm（設計限界変位の 80%）を超えると，ＴＭＤのバネ剛性が 100 倍の k_{d2}=787kN/cm に増加するよう設定してストッパー効果を与えた。



(a) Model U (b) Model C (c) Model F (d) Model V (e) Model D

Fig. 8.3.3 Analytical models for a 1-DOF system model[1)]

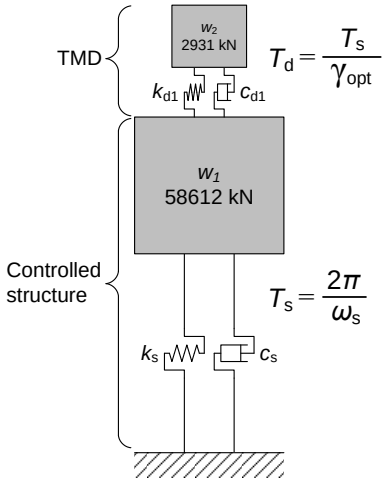


(a) Model U (b) Model C (c) Model F (d) Model V (e) Model D

Fig. 8.3.4 Analytical models for a 30-DOF system model

Table 8.3.5 Specifications of tuned mass damper and fail-safe mechanism models[1)]

Model	Parameter	Symbol	Value	Unit
TMD (C,F,V,D)	Weight of additional mass of TMD	w_2	2931	kN
	Mass ratio	μ	0.05	
	(Initial) stiffness of TMD spring	k_{d1}	7.87	kN/cm
	(Initial) viscous damping coefficient of TMD damper	c_{d1}	1.3	kN/(cm/s)
	Optimal tuning period	T_d	3.87	s
	Optimal damping factor	h_d	0.134	
F	Weight of FS mechanism platform	w_3	293	kN
	Initial stiffness of friction device of FS mechanism	k_{f1}	12896	kN/cm
	Second stiffness of friction device of FS mechanism	k_{f2}	0	
V	Second viscous damping coefficient of TMD damper	c_{d2}	1300	kN/(cm/s)
D	Second stiffness of TMD spring	k_{d2}	787	kN/cm



Weight of controlled structure : $w_1 = 58612\text{kN}$
Mass ratio : $\mu = 0.05$
Weight of additional mass of TMD : $w_2 = \mu \cdot w_1 = 2931\text{kN}$
Additional mass of TMD : $m_2 = 299\text{kN}\cdot\text{s}^2/\text{m} = 2.99\text{kN}\cdot\text{s}^2/\text{cm}$

Optimal tuning condition

$$\gamma_{opt} = \frac{1}{1+\mu} = 0.952$$

Optimal damping condition

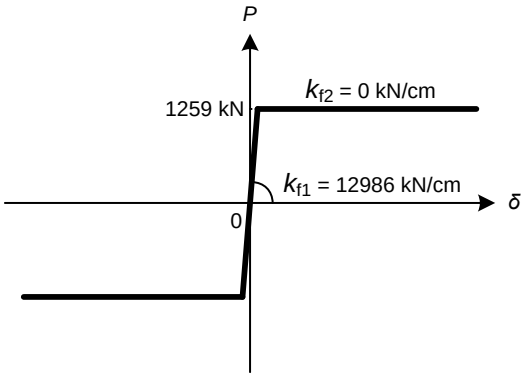
$$\zeta_{opt} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1+\mu)}} = h_d = 0.134$$

$$T_d = \frac{T_s}{\gamma_{opt}}$$

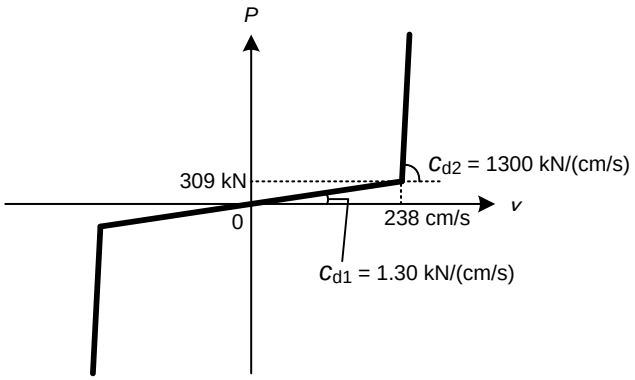
$$k_{d1} = m_2 (\gamma_{opt} \cdot \omega_2)$$

$$c_{d1} = 2\,\zeta_{opt} \cdot \gamma_{opt} \cdot \omega_2 \cdot m_2$$

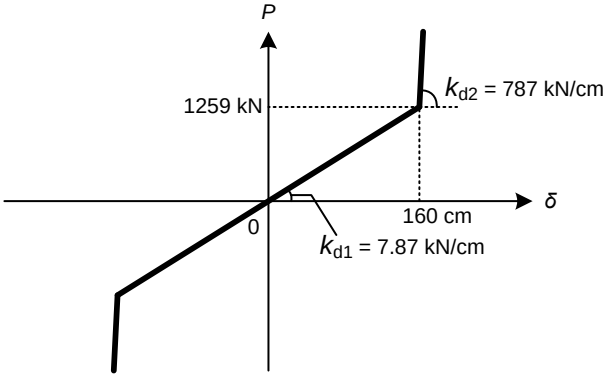
Fig. 8.3.5 Design and specifications of tuned mass damper[10)]



(a) Force-displacement relationship of the friction FS mechanism in Model F



(b) Force-velocity relationship of the viscous damper of the TMD in Model V



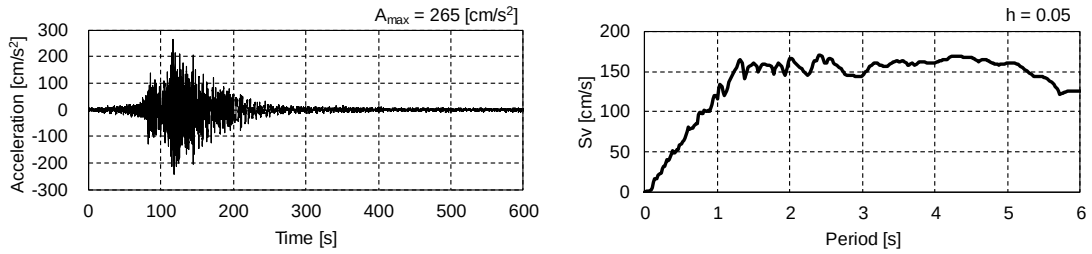
(c) Force-displacement relationship of the TMD spring in Model D

Fig. 8.3.6 Force-displacement or force-velocity characteristics of the elements in Models F, V, and D[1)]

８．３．３　入力地震動

入力地震動には，2016 年に国土交通省が「超高層建築物等における南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動対策について（技術的助言）」（国土交通省 2016）[11),12)]で示した中京地方で計算された地震動ＣＨ１を使用した。地震動の波形と減衰定数５％で計算した速度応答スペクトルを Fig. 8.3.7 に示す。

応答解析は，ＣＨ１波形の入力倍率を 0.1 倍から 2.0 倍まで 0.1 倍刻みでスケーリングして用いた。ＣＨ１×0.5，ＣＨ１×1.0，ＣＨ１×1.5，およびＣＨ１×2.0 入力に対応する最大入力加速度は，それぞれ 132.5cm/s^2，265.0cm/s^2，397.5cm/s^2，および 529.9cm/s^2 である。



(a) Time history acceleration　　(b) Velocity response spectrum

Fig. 8.3.7　　Input motion (input magnification: ×1.0)[11),12)]

８．４　ＴＭＤを搭載した１自由度建物モデルの地震応答性状

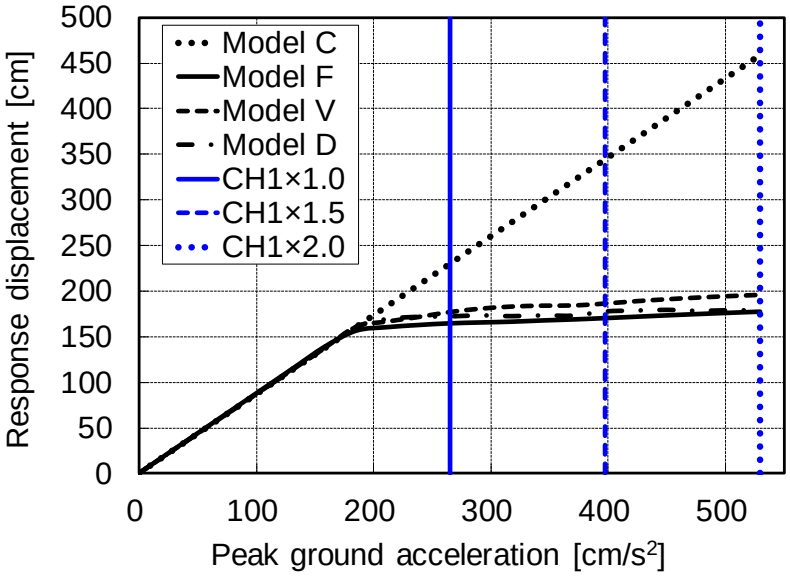
８．４．１　ＴＭＤとフェイルセーフ機構の最大応答変位

ＴＭＤ付加質量の最大応答変位と入力地震動の最大値（スケーリングしたＣＨ１波の最大加速度）との関係を Fig. 8.4.1(a)に示す。

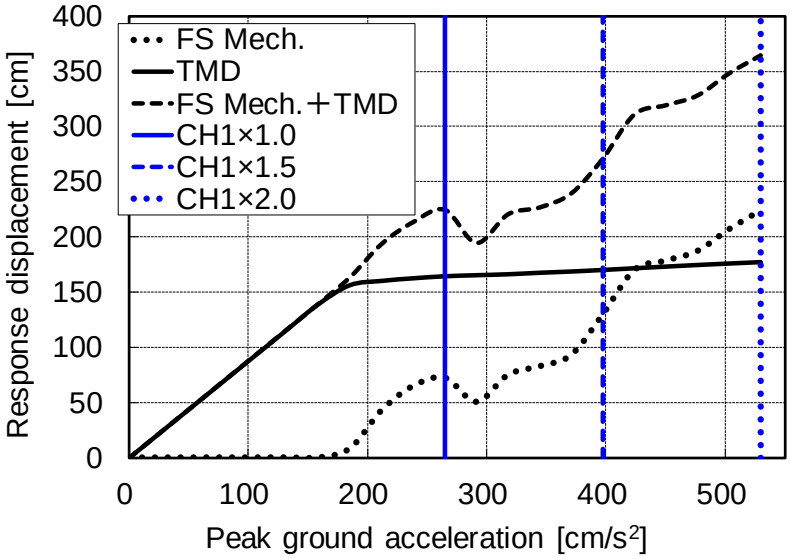
入力地震動が原波（ＣＨ１波×1.0）の時，フェイルセーフ機構の無い従来型のＴＭＤ（Model C）の最大応答変位は，設計限界変位（200㎝）を超過して 230㎝に達し，ＴＭＤに損傷などが生じる可能性がある。

一方，摩擦フェイルセーフ機構付きＴＭＤを搭載した Model F，ＴＭＤの応答速度に応じて減衰装置（ダンパー）の減衰係数を急増させる Model V，ＴＭＤの応答変位が大きいとストッパーで制動する Model D は，ＴＭＤ付加質量の応答変位が 160㎝ 程度になると応答変位が過大にならないよう制御されており，いずれのモデルもＣＨ１波×2.0 入力までＴＭＤ付加質量の応答変位は 200㎝ 以内に制限できている。これらの結果から，Model F，Model V および Model D の TMD 付加質量の応答変位制御効果が同程度であることがわかる。

Model F の摩擦フェイルセーフ機構の最大応答変位（FS Mech.），ＴＭＤ付加質量の最大応答変位（TMD），摩擦フェイルセーフ機構とＴＭＤ付加質量を組み合わせた部分の最大応答変位（FS Mech.＋TMD）と入力地震動の最大値との関係を Fig. 8.4.1(b)に示す。ＴＭＤ付加質量の応答変位が 160㎝ 程度になると，フェイルセーフ機構が作動し，ＴＭＤ付加質量の応答変位（TMD）の増大が抑制できている。フェイルセーフ機構の最大応答変位（FS Mech.）は，地震動の入力倍率の増加に伴い大きくなるが，摩擦装置の特性がバイリニア型の非線形特性を有するため，摩擦フェイルセーフ機構の最大応答変位（FS Mech.）や摩擦フェイルセーフ機構とＴＭＤ付加質量を組み合わせた部分の最大応答変位（FS Mech.＋TMD）の増加傾向も非線形特性を示している。



(a) Response displacement of the TMD for each TMD model



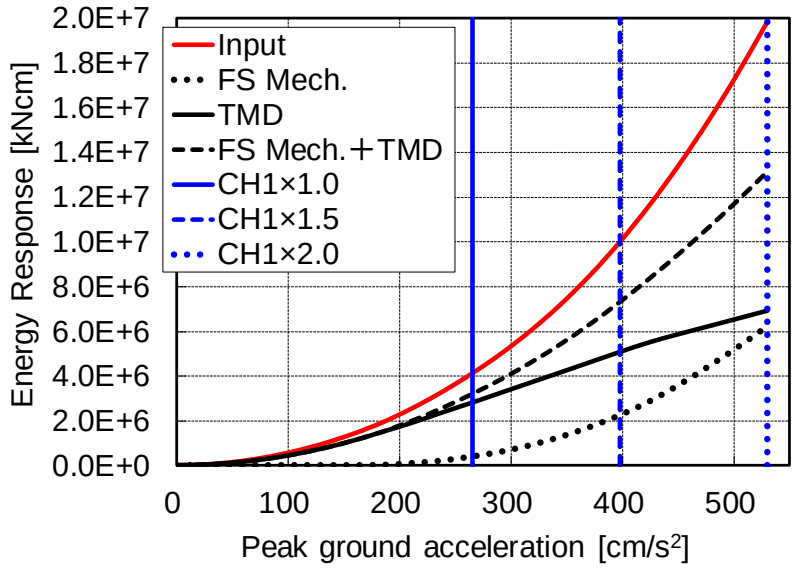
(b) Response displacement at each part in Model F

Fig. 8.4.1 Obtained earthquake response of the TMD with respect to peak ground acceleration[1)]

８．４．２　摩擦フェイルセーフ機構付きＴＭＤのエネルギー吸収量

Model F の地震入力エネルギー（Input），摩擦フェイルセーフ機構のエネルギー吸収量（FS Mech.），ＴＭＤ減衰装置（ダンパー）のエネルギー吸収量（TMD），摩擦フェイルセーフ機構とＴＭＤ減衰装置（ダンパー）のエネルギー吸収量の和（FS Mech.＋TMD）と入力地震動の最大値との関係を Fig. 8.4.2 に示す。同図で，地震入力エネルギー（Input）と，摩擦フェイルセーフ機構とＴＭＤの減衰装置のエネルギー吸収量の和（FS Mech.＋TMD）との差は，建物の減衰定数 1.5％によるエネルギー吸収量である。

ＴＭＤ付加質量の応答変位量が 160cm 程度となる時の入力加速度 185cm/s^2 を超えると，ＴＭＤの減衰装置のエネルギー吸収量（TMD）の増加が抑制され，摩擦フェイルセーフ機構の摺動が始まりエネルギー吸収量（FS Mech.）が徐々に増加する。フェイルセーフ機構が作動していないＣＨ１×0.5 入力時の，地震入力エネルギー（Input）に対する，摩擦フェイルセーフ機構とＴＭＤのエネルギー吸収量の和（FS Mech.＋TMD，ただし FS Mech.分はゼロ）の比率は 78％である。一方，フェイルセーフ機構作動後のＣＨ１×1.0 入力時，ＣＨ１×1.5 入力時およびＣＨ１×2.0 入力時の同比率はそれぞれ 78％，73％および 66％で，摩擦フェイルセーフ機構が作動した後も，摩擦フェイルセーフ機構とＴＭＤのエネルギー吸収量の和（FS Mech.＋TMD）の急激な減少は防止できたと考える。



Energy response at each part in Model F

Fig. 8.4.2　Obtained earthquake response of the TMD with respect to peak ground acceleration[1)]

８．４．３　建物の最大応答値

（１）最大応答加速度

Fig. 8.4.3(a)に，各建物モデルの最大応答加速度を比較して示す。

非制振建物モデル（Model U）と比較し，ＴＭＤに作動制限の無い従来型ＴＭＤ付き建物モデル（Model C）の最大応答加速度は，線形システムであるため入力倍率に関わらず約 65％減少する。

ＴＭＤに変位ストッパーのフェイルセーフ機構を備えた建物モデル（Model D）では，ＴＭＤ付加質量の応答変位が 160cm 程度となる時の入力加速度 185cm/s^2 を超えると変位ストッパーへの衝突で制振効果が減少し始め，ＣＨ１×1.0 入力時の建物最大応答加速度の低減率は約 60％となった。

一方，摩擦フェイルセーフ機構付きＴＭＤを搭載した建物モデル（Model F）とＴＭＤのダンパーの減衰係数を急増させる建物モデル（Model V）は，ＣＨ１×1.0 入力時には Model C と同程度の応答加速度低減効果を示している。入力加速度がＣＨ１×1.0 を超えると，Model F，Model V，Model D の全てで応答加速度の低減効果は低下するが，ＣＨ１×2.0 でも応答加速度は Model U と比較し約 50％低減できている。

（２）最大応答変位

Fig. 8.4.3(b)に，各建物モデルの最大応答変位を比較して示す。

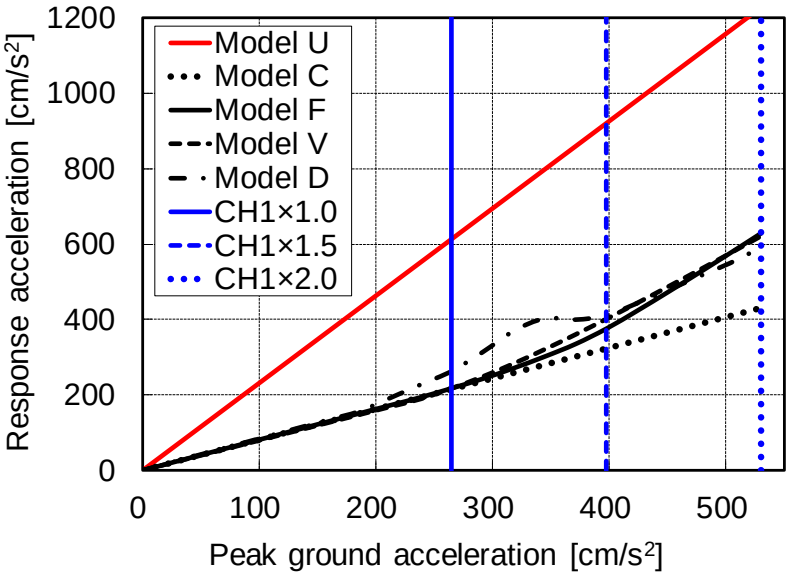
建物の最大応答変位は，Fig. 8.4.3(a)で示した最大応答加速度とほぼ同じ応答低減性状を示している。

非制振建物モデル（Model U）と比較し，ＴＭＤに作動制限の無い従来型ＴＭＤ付き建物モデル（Model C）の最大応答変位は，線形システムであるため入力倍率に関わらず約 65％減少する。

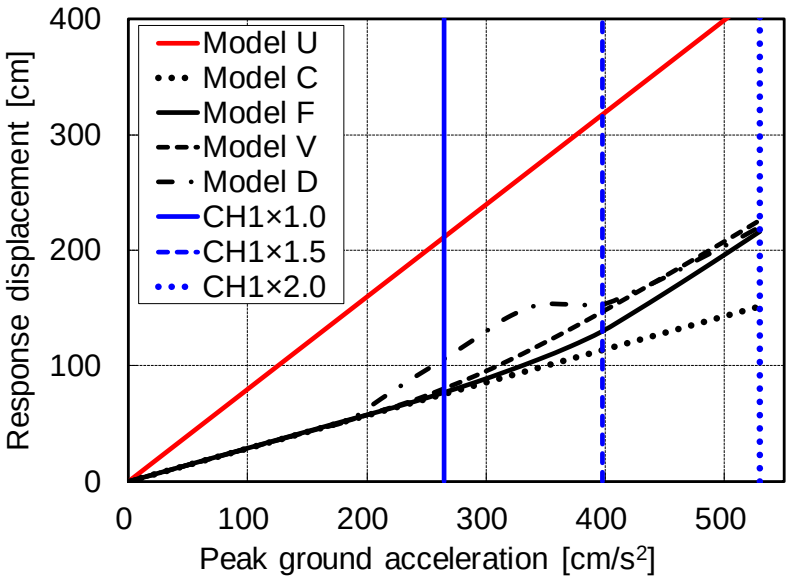
ＴＭＤに変位ストッパーのフェイルセーフ機構を備えた建物モデル（Model D）では，ＴＭＤ付加質量の応答変位が 160cm 程度となる時の入力加速度 185cm/s^2 を超えると制振効果が減少し始め，ＣＨ１×1.0 入力時の建物最大応答変位の低減率は約 50％となる。

一方，摩擦フェイルセーフ機構付きＴＭＤを搭載した建物モデル（Model F）とＴＭＤのダンパーの減衰係数を急増させる建物モデル（Model V）は，ＣＨ１×1.0 入力時には Model C と同程度の応答変位低減効果を示すことがわかる。入力加速度がＣＨ１×1.0 を超えると，Model F，Model V，Model D の全てで応答変位の低減効果は低下するが，ＣＨ１×2.0 でも応答変位は Model U と比較し約 50％低減できている。また，Model F，Model V，Model D の中では，Model F がフェイルセーフ機構作動後の応答変位が最も小さいことがわかる。ただし，提案する摩擦フェイルセーフ機構は，作動後に残留変位が生じる。大きな残留変位が

残る場合には，復元作業が必要になる。残留変位を自動的に解消したい場合には，摩擦装置と同等の特性を有する油圧装置と低剛性の復元ばねを組み合わせたフェイルセーフ機構[13)]を用いることもできる。



(a) Response acceleration of the building for each model



(b) Response displacement of the building for each model

Fig. 8.4.3 Obtained earthquake response of the building with respect to peak ground acceleration[1)]

８．５　ＴＭＤを搭載した３０自由度建物モデルの地震応答性状

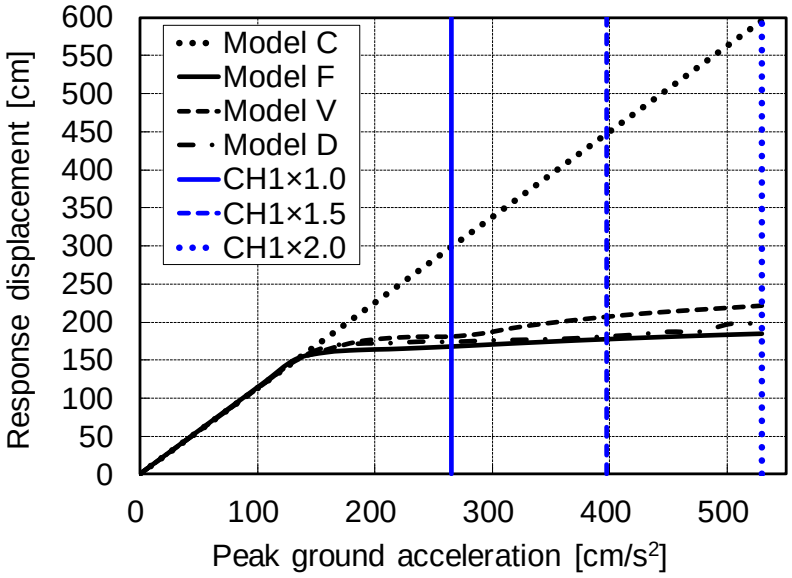
８．５．１　ＴＭＤとフェイルセーフ機構の最大応答変位

ＴＭＤ付加質量の最大応答変位と入力地震動の最大値（スケーリングしたＣＨ１波の最大加速度）との関係を Fig. 8.5.1(a)に示す。

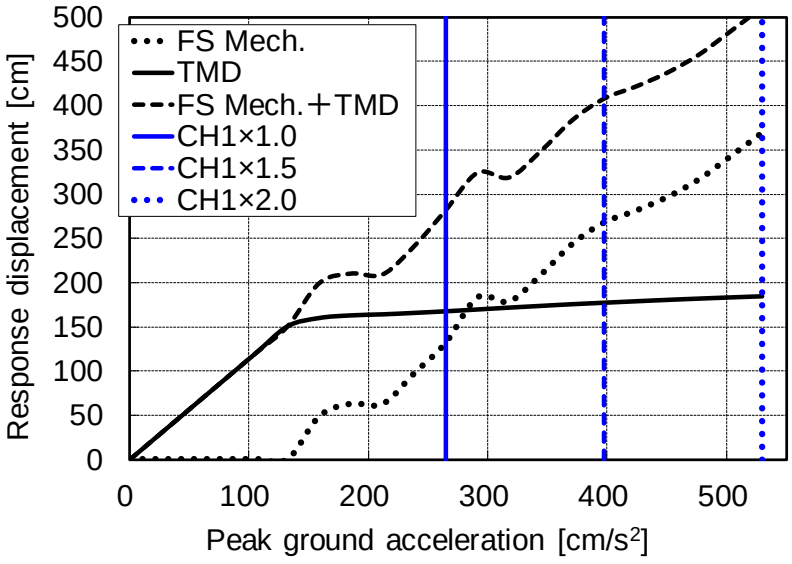
入力地震動が原波（ＣＨ１波×1.0）の時，フェイルセーフ機構の無い従来型のＴＭＤ（Model C）の最大応答変位は，設計限界変位（200㎝）を大幅に超過して約 300㎝に達し，ＴＭＤに損傷などが生じる可能性がある。

一方，摩擦フェイルセーフ機構付きＴＭＤを搭載した Model F，ＴＭＤの応答速度に応じて減衰装置（ダンパー）の減衰係数を急増させる Model V，ＴＭＤの応答変位が大きいとストッパーで制動する Model D は，ＴＭＤ付加質量の応答変位が 160㎝ 程度になると応答変位が過大にならないように制御されており，いずれのモデルもＣＨ１波×1.0 入力時まで，すべてのモデルでＴＭＤ付加質量の応答変位は 200㎝以内に制限できている。ＣＨ１波×1.5 入力時には Model V の応答変位が若干 200㎝ を超え，ＣＨ１波×2.0 入力時には Model D の応答が 200㎝ 近傍に達しているが Model F，Model V および Model D の TMD 付加質量の応答変位制御効果は，同程度であることがわかる。８．４節の１自由度モデルの応答と比較し，応答が全体的に大きくなっているのは，30 自由度モデルの建物頂部の応答が，１自由度モデルの応答より大きいことに起因する。

Model F の摩擦フェイルセーフ機構の最大応答変位（FS Mech.），ＴＭＤ付加質量の最大応答変位（TMD），摩擦フェイルセーフ機構とＴＭＤ付加質量を組み合わせた部分の最大応答変位（FS Mech.＋TMD）と入力地震動の最大値との関係を Fig. 8.5.1(b)に示す。ＴＭＤ付加質量の応答変位が 160㎝ 程度になると，フェイルセーフ機構が作動し，ＴＭＤ付加質量の応答変位（TMD）の増大が抑制できている。フェイルセーフ機構の最大応答変位（FS Mech.）は，地震動の入力倍率の増加に伴い大きくなるが，摩擦装置の特性がバイリニア型の非線形特性を有するため，摩擦フェイルセーフ機構の最大応答変位（FS Mech.）や摩擦フェイルセーフ機構とＴＭＤ付加質量を組み合わせた部分の最大応答変位（FS Mech.＋TMD）の増加傾向も非線形特性を示している。フェイルセーフ機構に必要な変形量は，ＣＨ１×1.0 入力対応で 150㎝ 程度，ＣＨ１×1.5 入力程度で 300㎝ 程度，ＣＨ１×2.0 入力対応で 400㎝ 程度である。



(a) Response displacement of the TMD for each TMD model



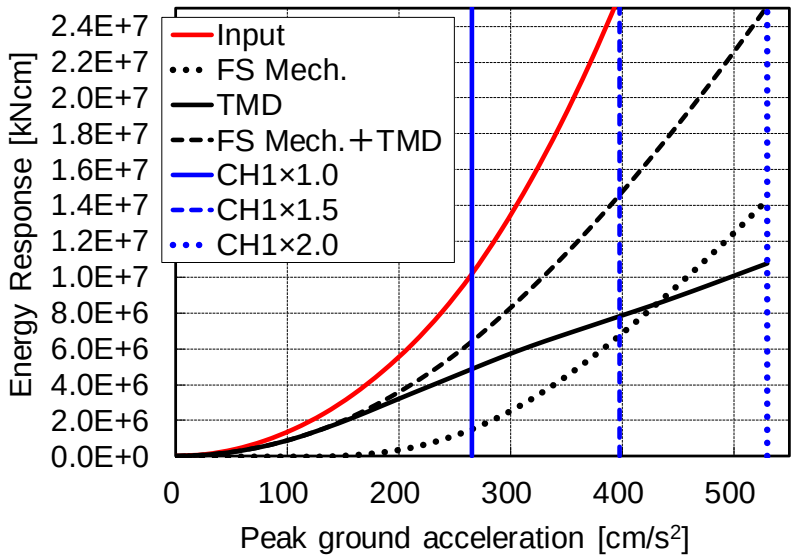
(b) Response displacement at each part in Model F

Fig. 8.5.1 Obtained earthquake response of the TMD with respect to peak ground acceleration

８．５．２　摩擦フェイルセーフ機構付きＴＭＤのエネルギー吸収量

Model F の地震入力エネルギー（Input），摩擦フェイルセーフ機構のエネルギー吸収量（FS Mech.），ＴＭＤ減衰装置（ダンパー）のエネルギー吸収量（TMD），摩擦フェイルセーフ機構とＴＭＤ減衰装置（ダンパー）のエネルギー吸収量の和（FS Mech.＋TMD）と入力地震動の最大値との関係を Fig. 8.5.2 に示す。

ＴＭＤ付加質量の応答変位量が 160cm 程度となる時の入力加速度 140cm/s^2 を超えると，ＴＭＤの減衰装置（TMD）のエネルギー吸収量の増加が抑制され，摩擦フェイルセーフ機構の摺動が始まりエネルギー吸収量（FS Mech.）が徐々に増加する。フェイルセーフ機構が作動していないＣＨ１×0.４入力時の，地震入力エネルギー（Input）に対する，摩擦フェイルセーフ機構とＴＭＤのエネルギー吸収量の和（FS Mech.＋TMD，ただし FS Mech.分はゼロ）の比率は 65％である。一方，フェイルセーフ機構作動後のＣＨ１×1.０入力時，ＣＨ１×1.５入力時およびＣＨ１×2.０入力時の比率はそれぞれ 63％，57％および 50％で，８．４．２項で示した１自由度建物モデルの結果と比較すると，エネルギー吸収量の比率は，30 自由度建物モデルのため低下するが，摩擦フェイルセーフ機構が作動した後も，摩擦フェイルセーフ機構とＴＭＤのエネルギー吸収量の和（FS Mech.＋TMD）の急激な減少は防止できたと考える。



Energy response at each part in Model F

Fig. 8.5.2　Obtained earthquake response of the TMD with respect to peak ground acceleration

８．５．３　建物の最大応答値

（１）最大応答加速度

Fig. 8.5.3(a)に，各建物モデルの頂部最大応答加速度を比較して示す。

非制振建物モデル（Model U）と比較し，ＴＭＤに作動制限の無い従来型ＴＭＤ付き建物モデル（Model C）の最大応答加速度は，線形システムであるため入力倍率に関わらず約 22%減少する。

ＴＭＤに変位ストッパーのフェイルセーフ機構を備えた建物モデル（Model D）では，ＴＭＤ付加質量の応答変位が 160cm 程度となる時の入力加速度 140cm/s^2 を超えると，変位ストッパーに衝突することで建物の応答加速度が急激に上昇し，ＣＨ１×1.0 入力時の建物最大応答加速度は 1.6 倍に増加する。１自由度モデルと比較し顕著な増加となるのは，30 自由度モデルでＴＭＤを設置した質点が１自由度モデルと比較して大幅に小さくなるためと解釈でき，実建物に変位ストッパー付きＴＭＤを適用する際に留意すべき点である。

一方，摩擦フェイルセーフ機構付きＴＭＤを搭載した建物モデル（Model F）とＴＭＤのダンパーの減衰係数を急増させる建物モデル（Model V）は，ＣＨ１×2.0 入力時まで Model C と同程度の応答加速度低減効果を示している。１自由度モデルでは入力加速度がＣＨ１×1.0 倍を超えると，Model F，Model V，Model D の全てで応答加速度の低減効果が低下したが，30 自由度モデルでは Model F と Model V で，この様な傾向は現れなかった。

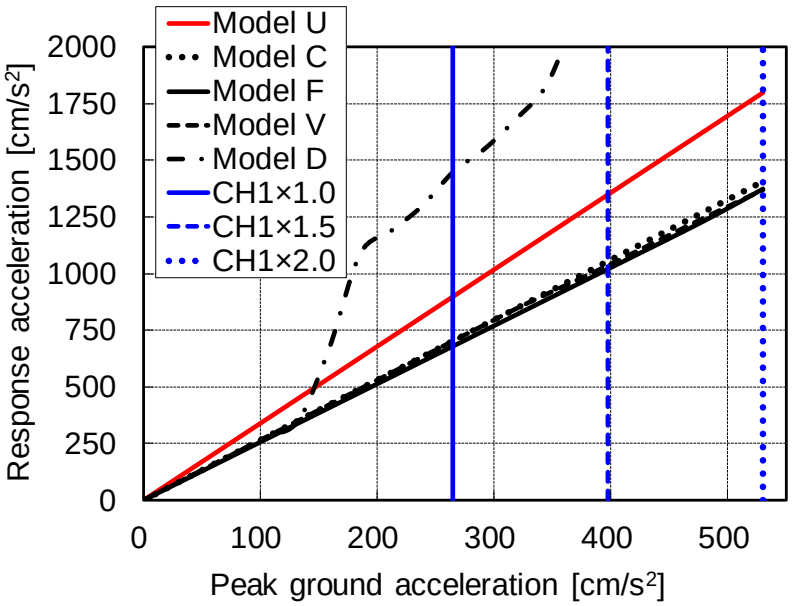
これは，30 自由度モデルの応答加速度が，高次モードの影響が支配的で，Model F，Model V のフェイルセーフの作動が，高次モードの建物応答加速度に影響を与えないためと考えられる。

（２）最大応答変位

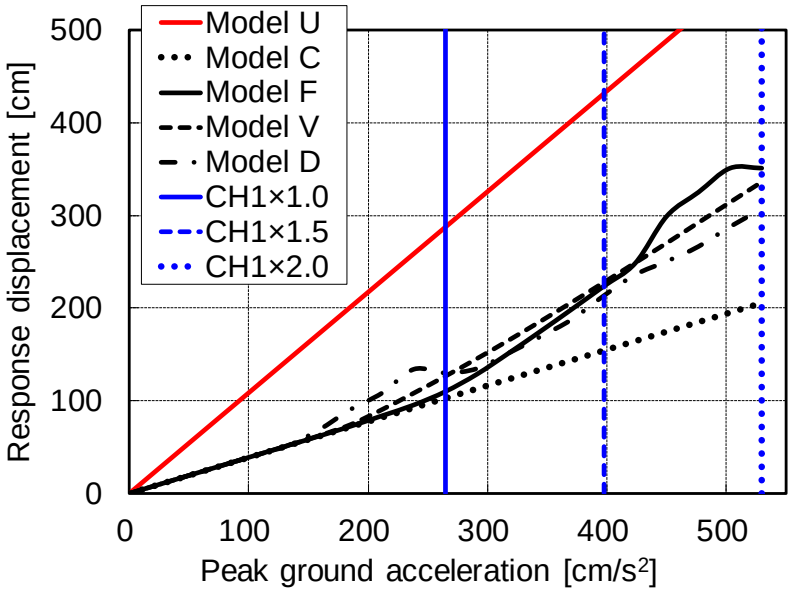
Fig. 8.5.3(b)に，各建物モデルの頂部最大応答変位を比較して示す。

非制振建物モデル（Model U）と比較し，ＴＭＤに作動制限の無い従来型ＴＭＤ付き建物モデル（Model C）の最大応答変位は，線形システムであるため入力倍率に関わらず約 65%減少する。

一方，摩擦フェイルセーフ機構付きＴＭＤを搭載した建物モデル（Model F），ＴＭＤダンパーの減衰係数を急増させる建物モデル（Model V），およびＴＭＤに変位ストッパーのフェイルセーフ機構を備えた建物モデル（Model D）の建物応答変位の性状は概ね類似しており，ＴＭＤ付加質量の応答変位が 160cm 程度となる時の入力加速度 140cm/s^2 を超えると制振効果が減少し始める。建物最大応答変位は，ＣＨ１×1.0 入力時，ＣＨ１×1.5 入力時およびＣＨ１×2.0 入力時でそれぞれ約 55%～60%減少，約 45%～50%減少および約 40%～45%減少となる。



(a) Response acceleration of the building for each model



(b) Response displacement of the building for each model

Fig. 8.5.3 Obtained earthquake response of the building with respect to peak ground acceleration

８．５．４　建物の上下方向の最大応答値分布

30 自由度建物モデルは，１自由度建物モデルと比較しＴＭＤが接続している最上部の質点が小さい。このことに起因する，フェイルセーフ機構作動時の影響を建物上下方向の最大応答値分布で確認する。

（１）最大応答層せん断力分布

Fig. 8.5.4(a)，Fig. 8.5.5(a)および Fig. 8.5.6(a)に最大応答層せん断力の上下方向の分布を示す。

従来型ＴＭＤの付いた建物モデル（Model C）と比較し，入力倍率が大きくなると，フェイルセーフ機構付きＴＭＤを搭載した建物モデル（Model F, Model V, Model D）はフェイルセーフ機構の作動による影響が大きくなり，中層階から下層階にかけて最大応答せん断力が大きくなる傾向が確認できる。特にＴＭＤに変位ストッパーのフェイルセーフ機構を備えた建物モデル（Model D）では，上層階の最大層せん断力が，非制振建物モデル（Model U）より大きくなるため，過大地震時に架構の甚大な損傷に繋がらないよう留意する必要がある。

（２）最大応答層間変形角分布

Fig. 8.5.4(b)，Fig. 8.5.5(b)および Fig. 8.5.6(b)に最大応答層間変形角の上下方向の分布を示す。

最大層せん断力分布と同様で，従来型ＴＭＤ付き建物モデル（Model C）と比較し，入力倍率が大きくなると，フェイルセーフ機構付きＴＭＤを搭載した建物モデル（Model F，Model V，Model D）は，中層階から下層階にかけて最大層間変形角が大きくなる傾向が確認できる。特にＴＭＤに変位ストッパーのフェイルセーフ機構を備えた建物モデル（Model D）では，上層階の層間変形角が，非制振建物モデル（Model U）より大きくなるため，過大地震時に架構の甚大な損傷に繋がらないよう留意する必要がある。

（３）最大応答加速度分布

Fig. 8.5.4(c)，Fig. 8.5.5(c)および Fig. 8.5.6(c)に最大応答加速度の上下方向の分布を示す。

フェイルセーフ機構付きＴＭＤを搭載した建物モデルのうち，摩擦フェイルセーフ機構付きの Model F とダンパーの減衰を急増させる Model V は入力倍率が大きくなっても Model C と同等の加速度低減効果が確認できる。一方，Model D はストッパーに衝突するため Model U より応答加速度は大きくなり，特に上層階と下層階では，非制振建物モデル（Model U）より応答加速度が大きくなる。

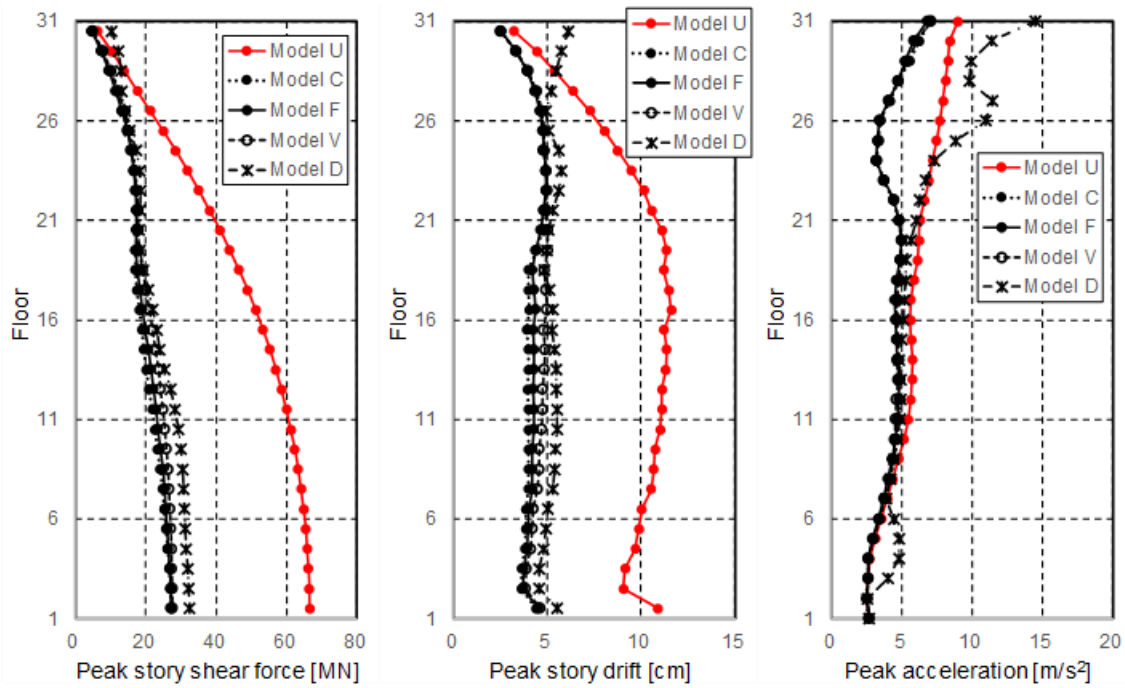


Fig. 8.5.4 Peak response (under CH1 × 1.0 input)

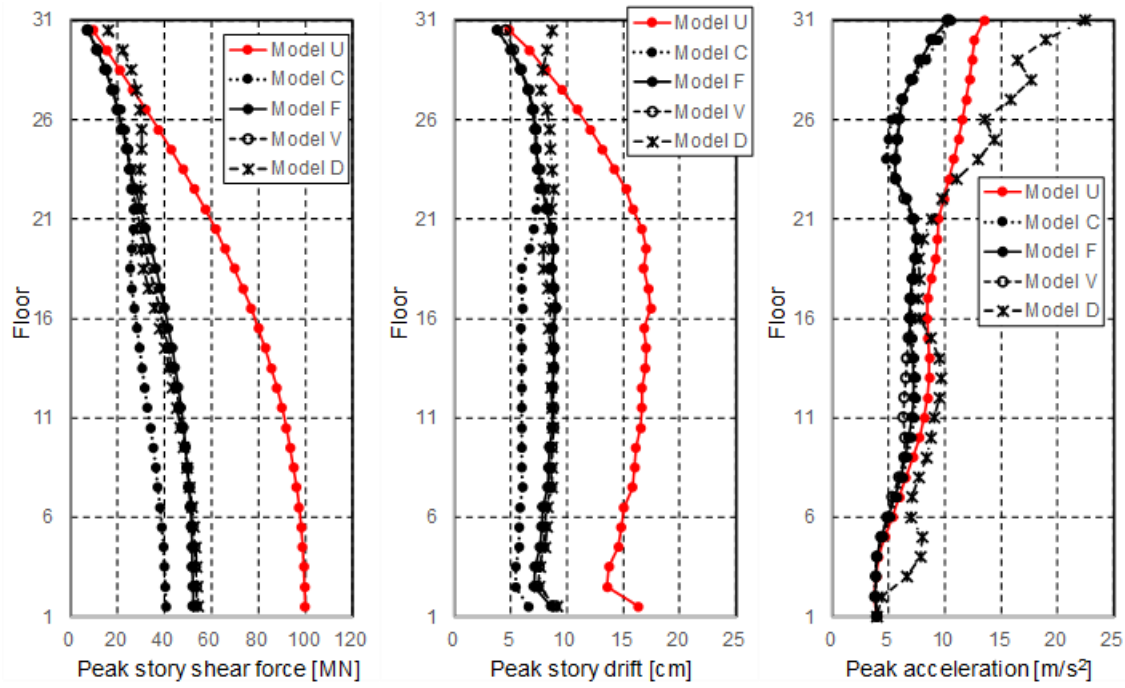


Fig. 8.5.5 Peak response (under CH1 × 1.5 input)

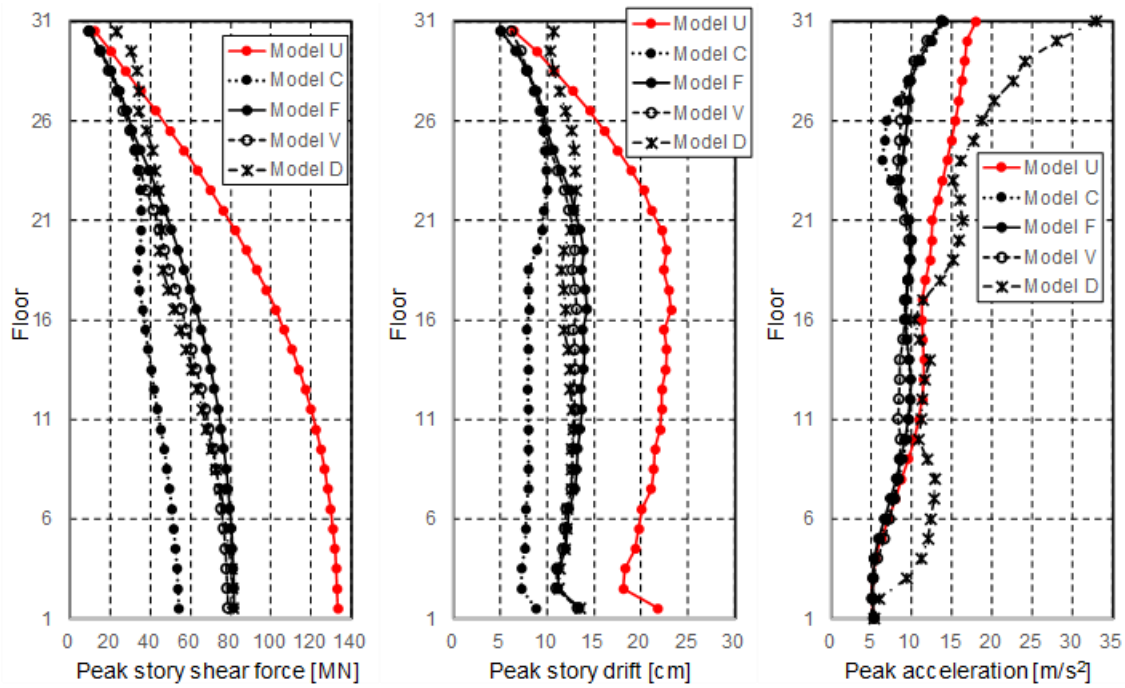


Fig. 8.5.6 Peak response (under CH1 × 2.0 input)

８．６　結論

ＴＭＤの設計限界を超える過大な強震動に対するＴＭＤの損傷防止対策として，摩擦フェイルセーフ機構を介してＴＭＤを建物に搭載する方法を提案し，フェイルセーフ機構の効果を，１自由度建物モデルと 30 自由度建物モデルの地震応答解析によって検証した。検証結果の概要を以下に示す。

１）摩擦機構を使用したフェイルセーフ機構を介してＴＭＤを建物に取り付けると，ＴＭＤが設計限界を超えて作動するのを防ぐことができ，ＴＭＤ付加質量の衝突による損傷を防止できる。

２）摩擦フェイルセーフ機構が作動した後は，入力地震動の増加に伴い，ＴＭＤダンパーのエネルギー吸収量の増加は抑制されるが，フェイルセーフ機構のエネルギー吸収量は増加する。このため摩擦フェイルセーフ機構とＴＭＤの減衰装置のエネルギー吸収量の和で評価すると減衰性能は急激に低下しない。また，建物の応答も急激に増加することはない。

３）摩擦フェイルセーフ機構付きＴＭＤは，フェイルセーフ機構作動後に残留変形が生じる。このため残留変形が大きくなった場合は，復元作業が必要になる。

参考文献（第８章）

1） Takeshi Sano, Osamu Yoshida, Taketomo Nishikage, Kazutaka Shirai : CONTROL EFFECT OF A TUNED MASS DAMPER INCORPORATING A FAILSAFE MECHANISM USING A FRICTION DEVICE, The 17th World Conference on Earthquake Engineering, September 13-18, Sendai, Japan, 2020（投稿中）

2）栗野治彦，狩野直樹，矢口友貴：ストローク制御機能を有する超高層ビル用大地震対応 TMD の開発：その 1　所要性能に関する基礎的検討，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp. 748-750，2014. 9

3）狩野直樹，中井武，福田隆介，瀧正哉，栗野治彦：ストローク制御機能を有する超高層ビル用大地震対応 TMD の開発：その 2　高層建物モデルを用いた TMD 構成要素の検討，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp. 751-752，2014. 9

4）小田衛，中井武，狩野直樹，栗野治彦，水谷亮，黒川泰嗣：ストローク制御機能を有する超高層ビル用大地震対応 TMD の開発　：　その 3　実大 TMD の性能確認試験とシミュレーション，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp. 753-754，2014. 9

5） 竹中工務店：「新宿野村ビル　長周期地震動対策工事完了　日本初の制振装置「デュアル TMD-NT」にて揺れ幅・揺れ時間低減」，竹中工務店ニュースリリース，2016 年 9 月 30 日
https://www.takenaka.co.jp/news/2016/09/02/20160930.pdf

6）小鹿，鈴木：長周期地震動対策に関する公開研究集会 日本建築学会 構造委員会 高機能社会耐震工学ワーキンググループ，pp. 56-60，2008. 3

7）小鹿，鈴木：長周期地震動対策に関する公開研究集会 日本建築学会 構造委員会 高機能社会耐震工学ワーキンググループ，pp. 84-87，2009. 3

8）小鹿，鈴木：長周期地震動対策に関する公開研究集会 日本建築学会 構造委員会 長周期建物地震対応ワーキンググループ，pp. 139-140，2011. 2

9）白井和貴，李イ科，石井歩，菊地優：過大変位抑制機構付き可変摩擦ダンパーによる鋼構造超高層建築の地震応答制御効果に関する解析的研究，構造工学

論文集，63B，pp. 153-160，2017. 3

10）Den Hartog JP : Mechanical vibrations (4th ed.), McGraw-Hill, New York, 1956

11） 国土交通省住宅局建築指導課長：平成 28 年 6 月 24 日国住指第 1111 号 超高層建築物等における南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動対策について（技術的助言）
http://www.mlit.go.jp/common/001136168.pdf （参照 2017.12.05）

12） 国土交通省：超高層建築物等における南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動対策について
http://www.mlit.go.jp/jutakukentiku/build/jutakukentiku_house_fr_000080.html （参照 2017.12.05）

13）佐野剛志，吉田治，海老原和夫，西影武知，藤田政也，渡邉真吾：倒立振子を有する大地震対応振子型ＴＭＤ技術の開発　その２　フェールセーフ架台を用いた過大地震動対策，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp. 179-180，2016. 8

第９章　結論

９．１　本研究の結論

９．２　今後の課題と展望

第９章　結論

９．１　本研究の結論

１．３．１項で示した通り，本研究では，超高層建物の架構内制振部材に要求される，大容量かつ安定した摩擦力を発揮する摩擦ダンパーの実現と，既存超高層建物の耐震性能の向上を目的に設置するＴＭＤを，摩擦機構を利用したフェイルセーフ機構介して建物に搭載することの有効性の立証を目的に掲げ，検討を実施した。

１．３．１項で掲げた本研究の具体的目標に対して，検討で得た知見は以下の通りである。

（ａ）摩擦ダンパー基本ユニットの考案と要素実験による性能実証

開発した摩擦ダンパー基本ユニットの構成と軸力管理方法を示した。摩擦ダンパーの最小単位である基本ユニットは，高力ボルト摩擦接合部に安定した摩擦係数を実現する摩擦板とステンレス板を挿入し，皿ばねを介した高力ボルトで締結して構築した。摩擦ダンパーの基本ユニットは，皿ばねを直列配置した高力ボルトによる締結方法を採用したことで，ダンパーの作動に伴う摩擦板の摩耗や鋼材の製造誤差に起因するボルト締め付け長さの変動に対して軸力（摺動面の面圧）を安定させる効果が高いこと，更に皿ばねのたわみ量を計測することで精度の高い導入軸力の管理を容易に実現できることを示した。

次に，摩擦ダンパーの基本ユニット２セットで構成した要素試験体を対象に，動的油圧ジャッキを用いて三角波で載荷する要素実験を実施し，開発した摩擦ダンパーが安定した摩擦性能を発揮することを実証した。また試験体製作時に，皿ばねのたわみ量を用いた導入軸力管理方法を採用し，その妥当性を実証した。（第２章および第３章に対応）

（ｂ）ブレース型摩擦ダンパーの考案と実大架構実験による性能実証

摩擦ダンパーの基本ユニットを 10 セット組み込んだブレース型摩擦ダンパーを対象に，様々な振幅や継続時間の異なる正弦波で載荷する実大架構実験を実施した。実験の結果，要素実験で確認した基本ユニット１セットあたりの摩擦力と，摩擦ダンパーに組み込んだ基本ユニットのセット数の積に応じた安定した摩擦性能を発揮すること，ブレースダンパー部材に座屈等の不安定な挙動が生じないことを実証した。また，この様な方法で大容量のブレース型摩擦ダンパーを評価し、実建物に適用することに合理性があることを示した。

本実大架構実験によって，組み立て後の性能評価が容易ではない大容量ブレース型摩擦ダンパーの総摩擦力の確認を，要素実験で代用できること，建設現場

での摩擦ダンパーの組み立て締結が可能であることを実証した。（第４章に対応）

（ｃ）ブレース型摩擦ダンパーを適用した建物の地震応答制御効果の評価

実現が可能であることを示した大容量のブレース型摩擦ダンパー（最大3200kN）で 30 層の鉄骨造超高層建物モデルを制振化し，設計地震動（告示スペクトル適合波）や，南海トラフ沿いの巨大地震の発生に伴う継続時間の長い長周期地震動，上町断層地震の発生に伴う長周期パルス地震動などに対する建物応答を，３次元立体フレーム解析モデルを用いた地震応答解析で評価した。

その結果，大容量ブレース型摩擦ダンパーを用いることで，適用箇所が限定された場合でも，大地震動に対する，建物の最大応答変位や残留変形角などを大幅に低減できることを解析的に明らかにした。（第６章に対応）

（ｄ）間柱型摩擦ダンパーの考案と実大架構実験による性能実証

摩擦ダンパーの基本ユニットを５セット～７セット組み込んだ間柱型摩擦ダンパーを対象に，様々な振幅の正弦波や超高層建物の応答層間変形波で載荷する実大架構実験を実施した。実験の結果，要素実験で確認した基本ユニット１セットあたりの摩擦力と，摩擦ダンパーに組み込んだ基本ユニットのセット数の積に応じた安定した摩擦性能を発揮すること，間柱に横座屈等の不安定な挙動が生じないことを実証した。また，この様な方法で大容量の間柱型摩擦ダンパーを評価し、実建物に適用することに合理性があることを示した。

本実大架構実験によって，組み立て後の性能評価が容易ではない大容量間柱型摩擦ダンパーの総摩擦力の確認を，要素実験で代用できること，建設現場での摩擦ダンパーの組み立て締結が可能であることを実証した。（第５章に対応）

（ｅ）間柱型摩擦ダンパーを適用した建物の地震応答制御効果の評価

実現が可能であることを示した大容量の間柱型摩擦ダンパー（最大 1300kN）で 30 層の鉄骨造超高層建物モデルを制振化し，設計地震動（告示スペクトル適合波）や，南海トラフ沿いの巨大地震の発生に伴う継続時間の長い長周期地震動，上町断層地震の発生に伴う長周期パルス地震動などに対する建物応答を，３次元立体フレーム解析モデルを用いた地震応答解析で評価した。

その結果，ブレースと比較し動線を遮りにくい大容量間柱型摩擦ダンパーを分散配置することで，大地震動に対する，建物の最大応答変位や残留変形角などを大幅に低減できることを解析的に明らかにした。（第７章に対応）

（ｆ）摩擦機構を応用したＴＭＤのフェイルセーフ機構の考案と効果の評価

開発した架構内摩擦ダンパーの摩擦装置を，超高層建物の大地震動対応ＴＭ

Ｄのフェイルセーフ機構（付加質量の過大変形防止装置）に応用する方法を考案し，フェイルセーフ機構付きＴＭＤを適用した 1 自由度建物モデルと 30 自由度建物モデルの地震応答解析によって，ＴＭＤ部やフェイルセーフ機構の作動性状，制振効果を確認した。その結果，摩擦フェイルセーフ機構を介してＴＭＤを建物頂部に搭載する方法が，設計限界を超える地震動に対してもＴＭＤの付加質量の過大変形を防止できること，フェイルセーフ機構作動時に建物応答の急増などが生じないことを解析的に明らかにした。

上記（ａ）～（ｆ）で示した本研究の具体的目標に対する検討で得た知見より，１．３．１項で示した本研究の全体目的（１），（２）に対応する研究成果は，以下の通りである。

（１）大容量かつ安定した摩擦力を発揮する摩擦ダンパーを実現

超高層建物の架構内制振部材に要求される，大容量かつ安定した摩擦力を実現する摩擦ダンパーを開発し，その性能を要素実験と，実大架構実験で実証した。

また，30 層鉄骨造超高層建物に，提案する摩擦ダンパーをブレース型と間柱型で適用し，様々な地震動入力に対して高い制振効果を有することを解析的に示した。

（２）摩擦機構を利用した超高層建物用ＴＭＤのフェイルセーフ機構の有効性の解析的検証

既存超高層建物の耐震性能向上を目的に設置するＴＭＤを，摩擦機構を利用したフェイルセーフ機構を介して建物に搭載する方法を示し，その効果を解析的に明らかにした。

以上より，本研究が掲げた，超高層建物の架構内制振部材に要求される，大容量かつ安定した摩擦力を発揮する摩擦ダンパーの実現と，摩擦機構を利用したフェイルセーフ機構介してＴＭＤを建物に搭載することの有効性を示すことができたと考える。

９．２　今後の課題と展望

最後に，今後の課題と展望について述べる。

１）面外変形が摩擦ダンパーの性能に及ぼす影響に関する検討

本研究では，摩擦ダンパーに面内変形を生じさせる実大架構実験を通じて性能を実証した。しかし，実建物は３次元的な挙動をするため，ダンパー設置架構は面外方向にも変形する。すでに研究はスタートさせているが，面外方向の変形が摩擦ダンパーの性能に及ぼす影響に関する検討は，今後の課題といえる。

２）摩擦ダンパー付き主架構の残留変形低減に関する検討

本研究で実施した，摩擦ダンパーを備えた 30 層鉄骨造超高層建物の地震応答解析による検討では，長周期パルス地震動など非常に大きな地震動の後には，建物の継続使用に影響が及ぶ可能性の高い大きな残留変形が生じた。この様な地震後の残留変形低減に関する検討は，今後の課題といえる。

３）大容量ダンパーの性能を活かす架構形式の検討

本研究では，30 層鉄骨造超高層モデル建物に大容量摩擦ダンパーを適用した時の制振性能を検討する際，制振効果を高めるためにダンパー設置箇所周辺の柱や大梁の断面性能を向上させたが，制振性能の向上を目的とした架構の断面性能向上方法に関する理論的な検討までは実施できていない。また，架構の断面性能の向上と架構降伏メカニズムの安全性や，大容量ダンパーの採用に伴う設置箇所の集約と架構の耐震性能の冗長性低下等に関する詳細な検討もできていない。この様な大容量ダンパーの性能を活かす架構形式の検討は，今後の課題といえる。

４）立体骨組みを対象とした制振ダンパーの最適配置に関する検討

本研究では，30 層鉄骨造超高層モデル建物に大容量摩擦ダンパーを適用した時の制振性能を検討する際，各階ダンパーの平面的な配置方法や，ダンパー性能の上下方向の配分などは，過去の解析経験や，応答解析の試行結果を拠り所に決定した。立体骨組みを対象とし，ダンパーの設置に伴う周辺架構の変形の影響も考慮した制振ダンパーの最適配置に関する検討は，実務的にも有益で，今後の課題といえる。

５）大速度・大変形時に安定した性能を発揮できる摩擦機構の研究

本研究では，大容量ＴＭＤのフェイルセーフ機構に開発した摩擦ダンパーを応用する方法を提案したが，大速度・大変形時の摩擦性能の詳細な検証は，十分

実施できていない。今後，摩擦機構の応用範囲を拡大するには，大速度・大変形時の摩擦性能の確認や，摩擦装置の改良に関する継続的な検討が必要である。

６）今後の展望

本研究で示した成果を，幅広く活用することで，今後新築される超高層建物の耐震性能の向上と，既存超高層建物の制振改修の促進につながることが期待でき，個々の建物の耐震安全性の向上だけでなく，大地震発生後の都市機能の維持・継続に貢献できるものと期待する。

謝辞

本研究を行うにあたり，多くの方々に多大なるご指導ご支援を頂きました。

著者が本研究を纏めるにあたり，ご指導を快諾いただいた，白井和貴先生（北海道大学大学院工学研究院 准教授）には，数多くの有益なご指導・ご教授を賜りました。また，白井先生が大林組技術研究所にご在籍時に，本摩擦ダンパーの研究に貴重なアドバイス・ご助力を頂き，査読付き論文の執筆時に粘り強くご指導・ご協力を賜りました。心より感謝申し上げます。

岡崎太一郎先生（北海道大学大学院工学研究院 教授），千歩修先生（北海道大学大学院工学研究院 特任教授）には，本論文を纏めるにあたり大変貴重なご指導を賜りました。謹んで感謝申し上げます。

勝俣英雄氏（大林組技術研究所 所長）および中村充氏（大林組技術研究所 部長）には，社会人博士課程にて本論文を纏めることへのご理解とご協力を賜りました。謹んで感謝申し上げます。

高橋泰彦氏（元大林組）には，著者が本摩擦ダンパーの開発に携わる機会を与えて下さり，本技術の研究開発を支援頂くとともに，技術開発全般にわたり示唆に富んだご助言，ご指導を頂戴いたしました。心より感謝申し上げます。

鈴井康正氏（大林組技術研究所 主席技師）は，著者が本摩擦ダンパーの開発に携わる前から今日に至るまで，本摩擦ダンパーの開発に携わられ，摩擦ダンパーの構成方法や，摩擦ダンパーの実験計画・実験実施，実験結果の考察や査読付き論文の執筆で，多大なご助力，ご助言，ご指導を頂戴いたしました。心より感謝申し上げます。

野村潤氏（元大林組・特殊構工法計画研究所 担当部長），内海良和氏（大林組ロボティクス生産本部 担当部長）には，摩擦ダンパーの構成方法や，摩擦ダンパーの実験計画・実験実施，実験結果の考察，実建物に適用するために必要な技術の改良，施工品質の確保，査読付き論文の執筆などで，多大なご助力，ご助言，ご指導を頂戴いたしました。心より感謝申し上げます。

吉田治氏（大林組技術研究所 主席技師）には，フェイルセーフ機構付きＴＭＤの有効性検証解析ならびに解析結果の考察，査読付き論文の執筆で，多大なご助力を賜り，ご助言，ご指導を頂戴いたしました。心より感謝申し上げます。

野畑有秀氏（大林組技術研究所 上級主席技師）には，社会人博士課程における課題の解決や研究に用いる地震動に関して貴重な助言を頂き，諏訪仁氏（大林組技術研究所 副部長），田中清和氏（大林組技術研究所 副部長）には，査読付き論文の執筆時に地震動に関して貴重な助言を頂きました。厚く御礼申し上げます。

大林組の構造設計部門の多くの方々には，著者が本摩擦ダンパーの開発に携

わる前から今日に至るまで，本摩擦ダンパー技術の開発や，実建物への適用方法，摩擦ダンパーの設計方法，論文発表などで多大なご指導を賜ってきました。厚く御礼申し上げます。

大林組技術研究所 研究支援推進部の皆様には，精度の高い実証実験を実施いただき，本研究を纏めることができました。ここに厚く御礼申し上げます。

大同精密工業，スターライト工業の皆様には，摩擦ダンパーの構成部材の開発に多大なご協力を頂きました。ここに厚く御礼申し上げます。

本論文は，多くの皆様と協働で取り組んできた技術開発の成果を纏めたものです。改めて心より感謝申し上げます。

最後に，本論文で実施した地震応答解析では，国土交通省が技術的助言で示した設計検討用長周期地震動や，大阪府域内陸直下型地震に対する建築設計用地震動及び設計法に関する研究会が作成した上町断層地震に伴い発生が予測される長周期パルス地震動，2016 年熊本地震時に熊本県が観測した地震波形を使用させていただきました。ここに記して感謝申し上げます。

令和 ２年 ８月

佐 野 剛 志

発表論文

（Ⅰ）本論文に関する発表論文

1） Takeshi Sano, Hideo Katsumata : Development of advanced friction sliding damper. The 14th World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, Beijing, China, 2008

2） Takeshi Sano, Osamu Yoshida, Taketomo Nishikage, Kazutaka Shirai : CONTROL EFFECT OF A TUNED MASS DAMPER INCORPORATING A FAILSAFE MECHANISM USING A FRICTION DEVICE, The 17th World Conference on Earthquake Engineering, September 13-18, Sendai, Japan, 2020（投稿中）

3）Sano T, Shirai K, Suzui Y, Utsumi Y : Loading tests of a brace-type multi-unit friction damper using coned disc springs and numerical assessment of its seismic response control effects, Bull Earthquake Eng 17(9), pp.5365-5391, 2019
https://doi.org/10.1007/s10518-019-00671-8

4） Sano T, Shirai K, Suzui Y, Utsumi Y : Dynamic loading tests and seismic response analysis of a stud-type damper composed of multiple friction units with disc springs, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2020
https://doi.org/10.1002/eqe.3289

5）佐野剛志：高力ボルト摩擦接合滑りダンパーの開発：その 8 焼結金属摩擦材を用いた改良型ダンパーの動的加力実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，構造Ⅲ，pp. 639-640，2001. 7

6） 佐野剛志，勘坂幸弘，橋本康則，太田博之：4 面せん断高力ボルト摩擦接合滑りダンパーの開発：(その 4)実大制震建物用ダンパーの性能，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，構造Ⅱ，pp. 575-576，2003. 7

7）佐野剛志：高力ボルト摩擦接合滑りダンパーの開発：その 9 継続時間の長い地震応答を考慮した耐久性，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，構造Ⅱ，pp. 981-982，2005. 7

8） 佐野剛志：高力ボルト摩擦接合滑りダンパーの開発：その 10 実物大間柱型

FSD の性能確認実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，構造Ⅱ，pp.777-778，2006.7

9）佐野剛志，白井和貴，鈴井康正，蔭山満：可変減衰力ブレーキダンパーの開発:その 1 ダンパーの基本構成と要素試験,日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，構造Ⅱ，pp.791-792，2011.7

10）佐野剛志，内海良和，鈴井康正，平田寛，野村潤：可変減衰力ブレーキダンパーの開発：その 3 改良型ダンパーの要素試験と実大動的載荷実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp.857-858，2013.8

11）佐野剛志，吉田治，海老原和夫，西影武知，藤田政也，渡邉真吾：倒立振子を有する大地震対応振子型ＴＭＤ技術の開発　その 2　フェールセーフ架台を用いた過大地震動対策,日本建築学会大会学術講演梗概集,構造Ⅱ,pp.179-180，2016.8

12）佐野剛志，鈴井康正，野村潤，内海良和，平田寛，後閑章吉，芹澤丈晴，花村浩嗣：高力ボルト摩擦接合滑りダンパーの開発　その 17　面外変形下のダンパー部材の構造性能（動的載荷実験計画），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅲ，pp.1261-1262，2017.7

13）佐野剛志，鈴井康正，平田寛，大出大輔，内海良和，芹澤丈晴，花村浩嗣：高力ボルト摩擦接合滑りダンパーの開発　その 20　面外変形下のダンパー部材の構造性能（ブレースタイプの追加実験計画），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅲ，pp.781-782，2018.7

14）佐野剛志，鈴井康正，日野泰成，高橋泰彦：高力ボルト摩擦接合滑りダンパー（ブレーキダンパー）の開発　ブレーキダンパーの性能確認実験と実建物への適用 ，大林組技術研究所報告，No.62，pp.13-20，2000

15）佐野剛志，鈴井康正，勘坂幸弘：制震・免震用ブレーキダンパーの紹介と実建物への適用事例，大林組技術研究所報告，No.67，pp.1-4，2003

16）佐野剛志,野村潤:高力ボルト摩擦接合滑りダンパー（ブレーキダンパー®）の開発（その 2）　実物大ブレース型・間柱型ブレーキダンパーの性能確認試験，大林組技術研究所報告，No.70，pp.1-6，2006

17）佐野剛志，勝俣英雄，野村潤：ブレーキダンパー®を用いた鉄筋コンクリート建物の耐震補強工法の開発，大林組技術研究所報告，No.71，pp.1-6，2007

（Ⅱ）制振構造に関する発表論文

18）佐野剛志，高橋泰彦，鈴木哲夫，関松太郎：変形拡大ダンパーによる構造物の制振，日本建築学会大会学術講演梗概集，B，構造Ⅰ，pp.1033-1034，1992.8

19）佐野剛志，鈴木哲夫，関松太郎：応答スペクトルを用いたモーダルアナリシスによる減衰装置の効率配置手法について，日本建築学会大会学術講演梗概集，B，構造Ⅰ，pp.1011-1012，1994.7

20）佐野剛志，鈴木哲夫，関松太郎：応答スペクトルを用いたモーダルアナリシスによる減衰装置の効果的配置手法について：(その 2)最急勾配法の適用性に関する検討，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，構造Ⅱ，pp.721-722，1995.7

21）佐野剛志：Maxwell 型ハイブリッド粘弾塑性ダンパーによる制震効果に関する検討，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，構造Ⅱ，pp.831-832，1996.7

22）佐野剛志，高橋泰彦：Maxwell 型ハイブリッド粘弾塑性ダンパーによる制震効果に関する検討(その 2)：Y-O ダンパーの性能確認実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，構造Ⅱ，pp.857-858，1997.7

23）佐野剛志，時野谷浩良，鈴井康正，勘坂幸弘，秋山猛，山中昌之：せん断降伏型履歴ダンパーとオイルダンパーを並列配置した架構の動的実験 ：（その 2）線材置換モデルと縮約モデルの検討，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，構造Ⅲ，pp.875-876，1999.7

24）佐野剛志，山中昌之，勘坂幸弘，秋山猛，八木貞樹，橋本康則：(仮)電通新社屋建設プロジェクト：(その 7)振動解析モデルの作成と減衰の評価，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-1，構造Ⅰ，pp.311-312，2000.7

25）佐野剛志，高橋泰彦，鈴木哲夫：高性能複合型制震装置の開発　Ｙ-Ｏダンパーの性能確認実験および制震効果の検討，大林組技術研究所報告，No.56，pp.37-42，1998

26）佐野剛志，時野谷浩良，勘坂幸弘，鈴井康正，山中昌之，高橋泰彦：履歴ダンパーとオイルダンパーを並列配置した制震システムの開発 PYO ダンパーの性能確認実験と実建物への適用例，大林組技術研究所報告，No.61，pp.1-8，2000

（Ⅲ）免震構造に関する発表論文

27）佐野剛志，勘坂幸弘，花村浩嗣，橋本康則，杉山公一：積層ゴム用引抜き力制御ベースプレートの開発：その 1 引張特性確認試験，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，構造，pp.497-498，2002.8

28）佐野剛志，杉山公一，勝俣英雄，野畑有秀，中村嶽，海老原和夫，橋本康則：免震建物の維持管理に関する研究：その 4：免震層の静的強制変形試験と自由振動試験，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，構造Ⅱ，pp.889-890，2007.7

29）佐野剛志，白井和貴，矢花修一，北村誠司：大型震動台を用いた FBR 水平免震システムの終局挙動把握試験：(その 2)設計地震動レベル加振における応答性状，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，構造Ⅱ，pp.1065-1066，2009.7

30）佐野剛志，三輪田吾郎，勝俣英雄，小巻潤平，佐藤浩太郎，多幾山法子，林康裕：実大免震建物の擁壁への衝突実験：(その 1)静的加力試験，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，構造Ⅱ，pp.427-428，2010.7

（Ⅳ）その他の発表論文

31）佐野剛志，是永健好，関松太郎，柴田明徳，久保哲夫，秋野金次：原子炉建屋耐震壁の動的性能に関する試験 ：（その 14)復元力特性確認試験のうち RB シリーズの仮動的試験，日本建築学会大会学術講演梗概集，B，構造 I，pp.1565-1566，1993.7

32）佐野剛志，津田和明，高田香織，江戸宏彰：フラットプレート構造の高層建物への適用に関する研究：その 4 ： 高層建物の試設計，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造Ⅳ，pp.687-688，1998.7

33）佐野剛志，高原浩輔，木村雅一，鳥井信吾：本格的に長寿命を追求した高層鉄骨造建築の構造設計：その 5.非構造部材の振動実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，構造Ⅲ，pp.1041-1042，2004.7