

スリット配置の異なる オイルダンパースリット付ブレースチューブ構造の動的応答特性

NUMERICAL INVESTIGATION OF DYNAMIC RESPONSE CHARACTERISTIC OF DAMPED BRACED TUBE SYSTEM WITH DIFFERENT DAMPED SLIT COMFIGURATION

寺澤 友貴^{*1}, 石橋 洋二^{*2}, 田中 陽 樹^{*3},
横山 亮^{*2}, 水野 紘 貴^{*2}, 竹内 徹^{*4}
*Yuki TERAZAWA, Yoji ISHIBASHI, Haruki TANAKA,
Ryo YOKOYAMA, Hiroki MIZUNO and Toru TAKEUCHI*

This paper investigated the dynamic response characteristic with focus on damped slit configuration of damped braced tube systems with oil dampers. According to the results, 1) damped braced tube system has over 10% 1st to 3rd damping ratio, 2) while the displacement and acceleration responses are simultaneously reduced up to maximized 1st mode damping ratio, the acceleration reduction effect may be getting worse after the peak, 3) while uniform damper distribution contributes to better damping performance, centralized damper distribution contributes to better period reduction.

Keywords: Damped Braced Tube System, Optimal Design, Oil Damper, 3D Frame Model, Complex Eigenvalue Analysis, Response Spectrum Analysis

制振スリット付ブレースチューブ構造, 最適設計, オイルダンパー, 立体モデル, 複素固有値解析, 応答スペクトル解析

1. 序

国際 NPO「高層ビル・都市居住協議会」(CTBUH)の統計¹⁾に示されるように, 2000 年代に 66 棟, 2010 年代に 470 棟の高さ 250m を超える超高層建築が竣工し, その棟数は増加し続けている。これは世界経済の発展だけでなく, TMD や各種制振部材(ダンパー)など応答制御技術の開発が進み, 風・地震地域に超高層建築が実現可能になったためと言われている²⁾。この背景を受け, 近年, 深刻な地震国である日本においても 400m 級超高層建築の機運が高まり, 東京に我が国初の 400m 級超高層建築が計画されている³⁾⁻⁴⁾。

日本の超高層建築の建築計画は, その文化的・経済的背景に依存して決定されている⁵⁾。日本では, (a)間仕切りの無い一体型のオフィスが伝統的であり, (b)欧米と異なりオフィス内の自然採光に関する奥行きスパンの法的制限が無く, (c)都市圏の大口需要があり貸付可能面積(≒テナント賃料)を最大化する不動産開発が好まれる。結果的に避難計画の限界に近いコア部から 18m~20m スパンの大きな平面と, レンタブル比(貸付可能面積/全体面積)が向上するアスペクト比の小さな立面を有する日本特有の超高層建築が生み出される。

一方で, 同様な建築計画の嗜好は世界的には傍流であり, 特に 400m 級超高層建築は, 過去に例が無いほど大規模な計画⁴⁾となるため, 風・地震荷重の両方に抵抗できる応答制御構造は全く確立されていない。従来の日本型重層構造物では, 層間変形に効く制振部材をコア部に集中配置する応答制御構造(Damped core)⁶⁾が主流²⁾で

あるが, アスペクト比が小さくとも全体曲げ応答が卓越する 400m 級超高層建築では効率よく付加減衰性能と地震応答低減効果を得ることが難しい。海外では, 中央コアと外周柱をダンパーとメガトラスで連結するダンパー付アウトリガー構造(Damped outrigger)が普及し広く研究されている⁹⁾⁻¹²⁾。しかし, コア-外周柱スパン約 12m が標準の海外²⁾と比べて, スパン 18m~20m が好まれる日本では, ダンパーの接合部に相当するメガトラスの曲げ剛性はスパンの 3 乗に比例して最大約 20%まで劣化し⁵⁾, 十分な剛性を得るためには非現実的な部材断面が必要になることや, 重量の大きな RC コアを用いることが地震環境を考えると必ずしも有利でないなど, 日本の 400m 級超高層建築に適しているとは言い難い。これに対して石橋らはブレースチューブ構造の立面に密に配置されたメガブレースの一部をダンパーに置き換え, 曲げ応答を効果的に吸収する制振スリットとして利用する制振スリット付ブレースチューブ構造(Damped braced tube)が, 日本の超高層建築においても十分な付加減衰性能と応答低減効果を実現する解決策になると考え, 制振スリットにオイルダンパーの導入が予定されている実物件を基に適用検討を報告^{3)-5), 13)}し, 並行して寺澤らが一般化応答スペクトル解析法¹⁴⁾⁻¹⁸⁾を用いて一般的な有効性を調査⁵⁾してきたが, 汎用的な応答制御構造として更なる基礎情報の整備が望まれる。

本研究では, 既往論文⁵⁾にて提案した制振スリット付ブレースチューブ構造の性能検証を深化すべく, 特にスリットの位置と深さ,

^{*1} 東京工業大学 建築学系 助教・博士 (工学)

^{*2} 三菱地所設計 修士 (工学)

^{*3} 元 東京工業大学 大学院生 修士 (工学)

^{*4} 東京工業大学 建築学系 教授・博士 (工学)

Assist. Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

Mitsubishi Jisho Sekkei Inc., M.Eng.

Former Grad. Student, Tokyo Institute of Technology, M.Eng.

Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

ダンパーの総容量と分布が既往論文と同一のオイルダンパースリット付ブレースチューブ構造の動的応答特性(固有振動特性と地震応答)に与える影響を調査する。まず 2-3 章では数値解析概要を述べる。次の 4-5 章ではダンパーをスリット内部に連続一様配置または特殊解集約配置する場合の動的応答特性を分析する。最後の 6 章では動的応答特性の相関関係に基づき設計方針を議論する。

2. 制振スリット付ブレースチューブ構造と数値解析概要

2.1 制振スリット付ブレースチューブ構造 (Damped braced tube)

Fig.1 に制振スリット付ブレースチューブ構造(Damped braced tube)の概要を示す。Damped braced tube では、ブレースチューブ構造(Braced tube)の外側チューブ面の数スパン分の弾性メガブレースが最上層から下層に向かって一部取り除かれ、ダンパーに置換される。外側チューブ面に設けた鉛直方向の切り欠き(以下、スリットと呼ぶ)の水平剛性が極端に低下することで、スリットを挟むチューブ面の間に Coupled shear wall¹⁾の様な曲げ応答鉛直変位差が生じ、その変位差がダンパーの付加減衰効果と地震応答低減効果に利用される。本検討では、実物件への適用が予定されているオイルダンパーを対象に、このスリットの位置と深さ、ダンパー容量と容量分布が同構造の動的応答特性に与える影響を調査する。

2.2 検討対象の想定建物⁵⁾

Fig.2 に想定建物の概要を示す。想定建物は東京都で計画が進行中の実物件^{3),4)}を想定して、Damped braced tube 構造の検討用に作成した 400m 級超高層建築であり、平面形状は 97.2×97.2m の隅切り正方形、軒高を 396m とし、主要な水平抵抗システムに Damped braced tube 構造が採用され、中央コアから外側チューブまでのスパンは 21.6m、外側チューブの柱スパンは角部を除いて 10.8m、外側チューブ面には 3 層~4 層を跨ぐ弾性メガブレースが密に配置される。架構重量は 1.66GN、床重量は 3.78GN、外壁重量は 0.55GN(外壁面積 97.2m×396m×4 面で除すと 3.58kN/m²)であり、建物全体重量は 5.99GN(97.2m×97.2m×71 層で除すと 8.93kN/m²)である。なお、現状の実物件³⁾では、内側コアにも層間の水平変形に効果を発揮するダンパーを配置することが検討されているが、本研究では序論に述べた目的に沿って Damped braced tube のみをモデル化して検討する。

Table 1 に部材諸元を示す。柱部材は下層から上層に向かって 1400×50mm~900×25mm の溶接箱型断面 CFT、梁部材は同様に H-1000×400×16×28~H-1000×250×16×22 のビルド H 形鋼、弾性ブレースは板厚 65~36mm のフランジに板厚 16mm のウェブをビルド溶接したせい 400mm、幅 1500~900mm の大断面部材(Fig.2(d))を採用する。これらの部材諸元は固定荷重とレベル 1 相当の地震荷重に対して許容応力度設計され、特に弾性メガブレースは後述する Fig.5 に示す極稀地震用の設計用スペクトルの 1.5 倍の地震荷重に対して弾性を維持できるように設計されている。なお、本検討では、2.3 節で述べる 3 種類のスリット配置を検討するため、外側チューブ面のブレース配置は Corner スリット用配置(Fig.2(c1))と、Center または Center&Corner スリット用配置(Fig.2(c2))の 2 種類を用意する。両者はブレース本数を同数とし、3 節の Table 3 に示すように、固有周期や地震応答が同等であることを確認している。

2.3 数値解析モデルと検討パラメータの設定

本検討では、Fig.2 に示す想定建物の G.L.以上の構造体を立体骨組

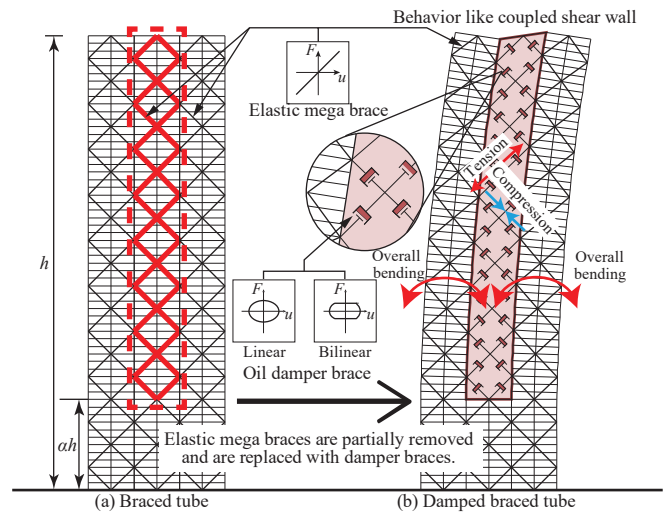


Fig. 1 Schematic diagram of damped braced tube

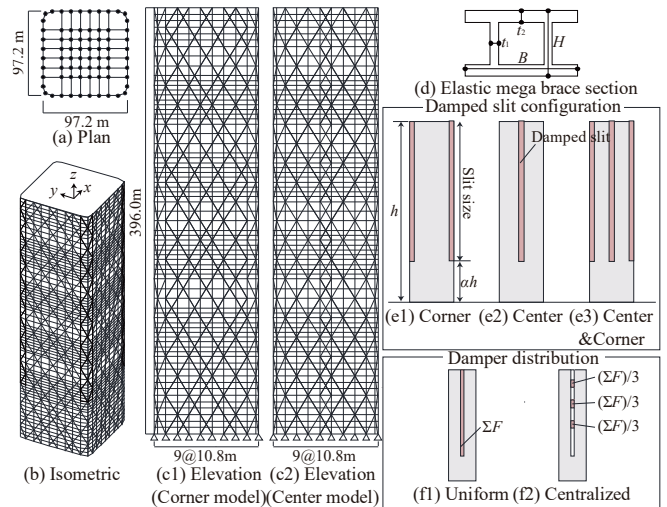


Fig. 2 Numerical models and model parameters

Table 1 Member specifications

Floor	Column (CFT)	Girder (Wide flange)	Floor	Elastic mega brace ($H \times B \times t_1 \times t_2$)
61~71	900×25	1000×250×16×22	61~71	400×900×16×36
51~60	1000×28	1000×300×16×22	47~60	400×1000×16×50
41~50	1100×36	1000×300×16×25	34~47	400×1200×16×60
31~40	1200×36	1000×400×16×25	26~36	400×1300×16×65
21~30	1200×45		7~26	400×1400×16×65
11~20	1300×45	1000×400×16×28	1~7	400×1500×16×65
1~10	1400×50			

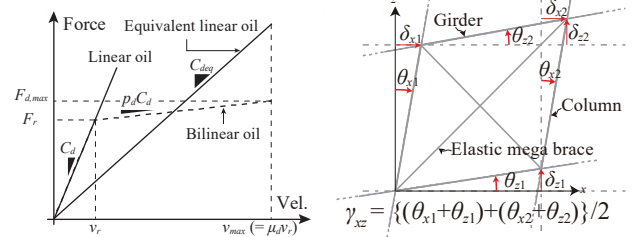


Fig. 3 Force-velocity relationships Fig. 4 Shear angle of panel zone

にモデル化する。CFT 柱と大梁は梁要素、メガブレースはトラス要素でモデル化する。特に CFT 柱は鋼管と充填コンクリートを考慮した等価な断面積と断面二次モーメントを設定する。オイルダンパーは Fig.3 に示す荷重速度関係を有する単純ダッシュポットにモデル化する。各層は面内剛床を設定する。節点には 2.1 節に概要を述べた重量を換算した質量を設定する。剛性要素は全て弾性を仮定する。

Fig.2(e)と Fig.2(f)に検討パラメータの概要を示す。スリット配置³⁾は、立面の角部(Corner, Fig.2(e1)), 中央部(Center, Fig.2(e2)), 中央部+角部(Center&Corner, Fig.2(e3))の3種類を検討し、それぞれ軒高 h に対するスリット底高さ α と導入総ダンパー容量 ΣF の影響を調査する。ただし、実物件の検討¹³⁾では、鉛直スリットが深い程に減衰性能が高まる一方、基礎部との収まりの都合などで鉛直スリットをG.L.まで下げることが実際上難しい点も判明しており、本研究も同知見を考慮して文献¹³⁾と同様の $\alpha=0.22$ を重点的に分析する。

スリット内のダンパー容量分布は、同一性能(リリース荷重 F)のオイルダンパーを連続一様配置する場合(Uniform, Fig.2(f1))と、設備階など特殊階が想定されるフロアに集約配置する場合(Centralized, Fig.2(f2))の2種類を検討し、総容量 ΣF の影響を調査する。Table 2に $\alpha=0.22$ 時のブレース1本または特殊階1区画あたりに導入するオイルダンパー容量を示す。本研究では、市販の製品ラインナップに基づき、総容量 ΣF は実現可能な1200MNまでを検討範囲とする。

2.4 数値解析手法

数値解析手法は一般化応答スペクトル解析法(GRSA¹⁶⁾)と時刻歴応答解析(NLRHA)を用いる。比例減衰行列は初期剛性行列と質量行列に基づくRayleigh型とし、1~2次のモード減衰比は2%とする。

GRSAは複素固有値解析と応答スペクトル法の収斂計算を中核とした一連の数値解析群である。本研究はGRSAを風荷重時と最大地震応答時に対応するDamped braced tubeの動的応答特性(非比例減衰系の固有周期、減衰比、最大地震応答)の評価に用いる。GRSAでは、ダンパー部材の非線形性は等価線形化の収斂計算によって模擬され、地震応答は等価線形化された要素を含む振動系の複素固有値と修正CQC法²⁰⁾によって評価される。主要な減衰比 ξ_0 の応答スペクトル値($\xi_0=1\%, 2\%, 3\%, 5\%, 10\%, 15\%, 20\%, 30\%$)は外部ファイルから0.01秒刻みの離散値データとして与え、減衰比 ξ の応答スペクトル値は、減衰比に近い上記の値に減衰効果係数 D_n ²¹⁾を乗じて換算し、周期刻み間の応答スペクトル値は線形補間する。非線形オイルダンパー(Fig.3)は、最大速度時の吸収エネルギー量の等価性に基づく式(1)を用いて等価線形粘性減衰 C_{deq} ²¹⁾を評価し複素固有値解析に反映する。

$$C_{deq} = \left[\frac{(p_d \mu_d - p_d + 1)^2 + p_d}{(p_d \mu_d)^2} \right] C_d \quad (1)$$

ここに C_d は初期粘性係数、 μ_d はリリース率、 p_d は2次粘性比(1.2%)である。本検討ではリリース速度は一般的な30mm/sとする。

Fig.2に示す立体モデルは約1.5万自由度を有し、CPUの1コアで実行されるGRSAの計算時間は2分(ダンパー線形時)または10分(ダンパー非線形時)である。GRSAは、少ないCPU使用率で、大規模自由度を有する立体モデルの地震応答と固有振動特性を高速評価できるため、多重並列実行を駆使した広範なパラメータ検討^{5), 17), 18)}に適している。等価線形化解析手法はGRSA以外にも存在するものの、本検討では、筆者らの既往研究⁵⁾の継続として統計情報を整理している関係性から、既往研究と同じ手法(GRSA)を用いて応答評価する。これに対してNLRHAはGRSAの精度検証に用い、増分変位の計算はNewmark β 法($\beta=1/4$)を用いる。NLRHAでは座標移動による大変形と付加軸力による部材の幾何剛性は考慮する。

2.5 入力地震動とGRSAの精度

Fig.5に入力地震動の応答スペクトルを示す。本研究では、建設省告示第1457号²²⁾のLevel2極稀地震の設計用スペクトルに適合した模擬地震動3波(告示波)と、長周期地震動の例として南海トラフの

Table 2 Total and unit damper force relationships ($\alpha=0.22$)

ΣF (MN)	Uniform			Centralized
	Center&Corner (kN)	Center (kN)	Corner (kN)	Center&Corner (kN)
300	1103		2206	6250 ($\approx 3000 \times 2$)
600	2206		4412	12500 ($\approx 3000 \times 4$)
900	3309		6618	18750 ($\approx 4500 \times 4$)
1200	4412		8824	25000 ($\approx 6000 \times 4$)

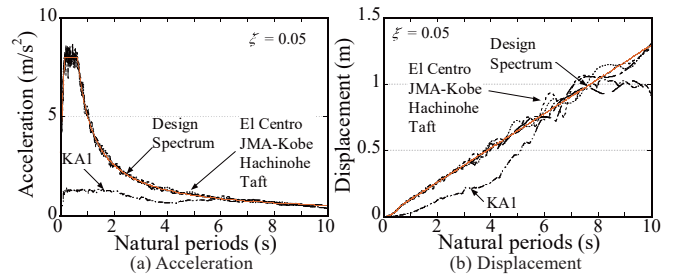


Fig. 5 Response spectra of input ground motions

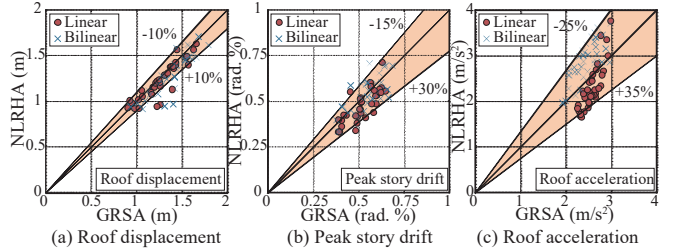


Fig. 6 Comparison of GRSA and NLRHAs

海溝型巨大地震を想定する人工地震波²³⁾(実物件の建設が想定される関東圏KAI波)とする。Fig.6にGRSAとNLRHAの最大応答値の比較を示す。同図に示すように、GRSAはNLRHAを概ね-25%~+35%の範囲の誤差で捉える。既報⁵⁾ではNLRHAの検証を通してGRSAを用いても同構造の動的応答特性の傾向は捉えられることが判明しており、以降はGRSAによる動的応答特性の解析結果(告示波は3波の平均ピーク地震応答)を分析する。

3. ダンパーの無いスリット付ブレースチューブの動的応答特性

Damped braced tubeの動的応答特性の分析に先立ち、まずDamped braced tubeの付加減衰性能と地震応答低減効果の基礎となるダンパーの無いスリット付ブレースチューブ(スリットの無いNo slitまたはスリットだけ設けたBare slit)の動的応答特性を説明する。

Fig.7(a)~(d)に卓越振動モードのモード形状、固有周期と有効質量比を示す。立体骨組モデルの対称性から水平2方向で同じモード形状があるため、同図のモード形状は立面で描画しており、またモード次数毎に表示倍率を揃えている。Fig.7(a)と(b)~(d)の比較に示すように、スリット付Braced tubeでは、スリット部にCoupled shear wallのような曲げ応答変位差が生じる。また、Fig.7(b)~(d)の1次モードの比較に示すように、スリットを設ける位置によって曲げ応答鉛直変位差の卓越度合いがやや異なり、立面の角部のみ(Corner)または角部+中央部(Center&Corner)より、中央部のみ(Center)にスリットを設けた場合の方が、スリット部により大きな曲げ応答鉛直変位差が生じることが分かる。これはスリットを挟んでチューブ面が直交する立面角部(Corner)より、並行する立面中央部(Center)の方が、スリット部により大きなチューブ面の水平剛性差が生じるためと考えられる。同様の観点で言えば、CornerとCenterの両方にスリットを設けるCenter&Cornerは、Centerのみよりチューブ面の水平剛性が低下するため、曲げ応答鉛直変位差の卓越度合いもCenterより緩慢にな

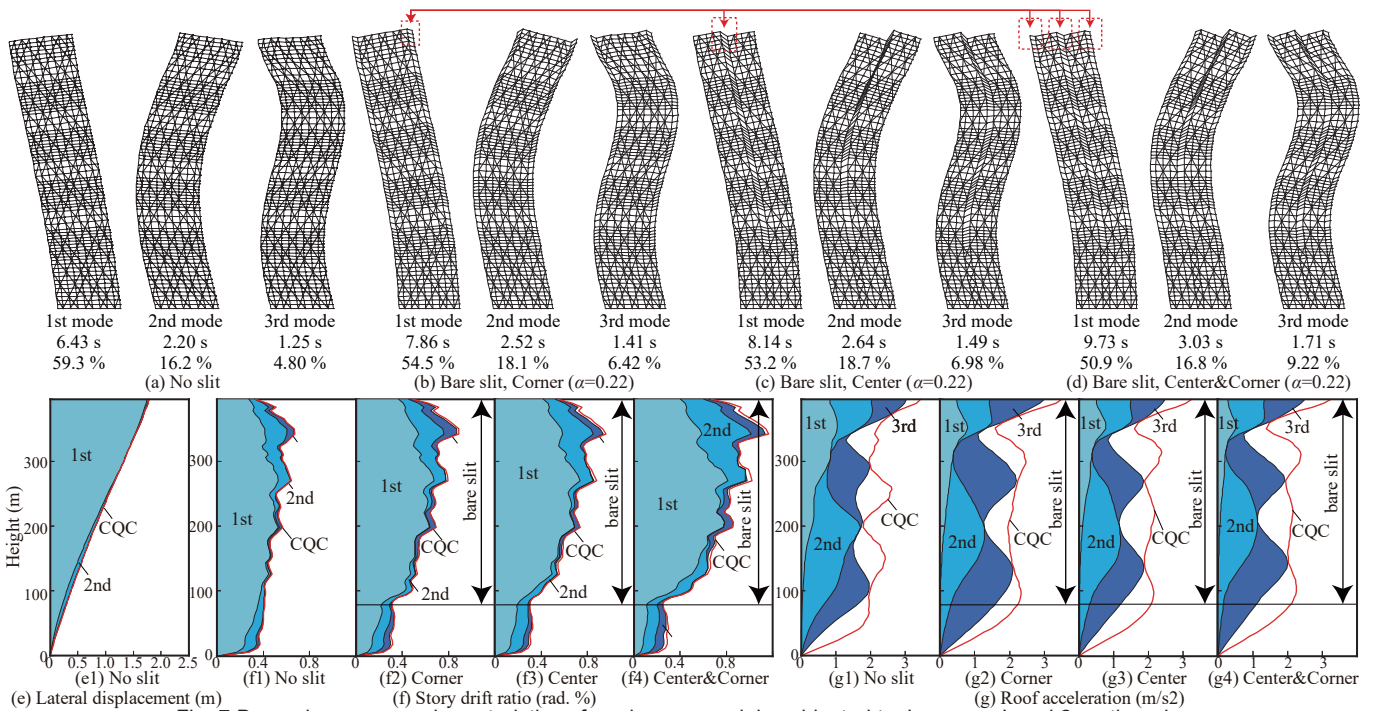


Fig. 7 Dynamic response characteristics of no damper models subjected to Japanese Level 2 earthquake
Table 3 Summary of dynamic response characteristics of no damper models

Slit configuration	No slit ($\alpha=1.0$)			Bare slit ($\alpha=0.22$)			Bare slit ($\alpha=0.0$)		
	Corner	Center	Center&Corner	Corner	Center	Center&Corner	Corner	Center	Center&Corner
T_1 (s)	6.43	6.51	6.51	7.86	8.14	9.73	8.37	9.02	11.08
T_2 (s)	2.20	2.24	2.24	2.52	2.64	3.03	2.64	2.86	3.49
T_3 (s)	1.25	1.26	1.26	1.41	1.49	1.71	1.44	1.54	1.85
Level 2	Peak SDR (rad.%)	0.67	0.65	0.84	0.90	1.07	0.80	0.85	0.99
	Peak panel γ_{ps} (rad.%)	0.91	1.01	1.54	1.58	1.47	1.46	1.60	1.35
	Roof acceleration (m/s^2)	3.54	3.31	3.32	3.24	3.05	3.12	2.94	2.44
	Roof displacement (m)	1.65	1.64	1.88	1.88	1.71	1.88	1.97	2.34
KA1	Peak SDR (rad.%)	0.61	0.60	0.91	0.95	0.93	0.93	0.75	0.45
	Peak panel γ_{ps} (rad.%)	0.87	0.96	1.76	1.76	1.35	1.83	1.55	0.62
	Roof acceleration (m/s^2)	2.35	2.19	2.08	1.88	2.17	1.90	1.59	1.15
	Roof displacement (m)	1.77	1.71	2.48	2.47	3.06	2.67	2.11	0.88

ったと判断できる。以降では、これらが Damped braced tube の付加減衰性能に与える影響も議論する。

Fig. 7(e)~(g)にGRSAによる告示波(Level 2)の地震応答の高さ方向分布を示す。同図は各モードの寄与度(式(2))も重ねて示す。

$$\{(i\text{-th-Modal-Response})/(CQC\text{-Response})\}^2 \times CQC\text{-Response} \quad (2)$$

Fig. 7(e)(f)に示すように、水平変位は1次モードが支配的であるのに対し、層間変形角は1次モードが主体的であるものの、ピーク応答を生じる上層で2~3次モードが3割~4割を占める。Fig. 7(f1)~(f4)の比較に示すように、スリットの数が多くほど層間変形角応答は大きくなるが高次モードの支配比率はあまり変わらない。一方で、Fig. 7(g)に示すように、加速度応答はスリットの位置に関わらず2次以上の高次モードが支配的となり、建物頂部でピークとなる。

Table 3に固有周期とピーク地震応答のまとめを示す。なお、スリット付 Braced tube では、スリット部の梁端部やカーテンウォールに相対的に大きな鉛直・水平変形を受ける。そこで本研究では、スリット部の弾性メガブレースを囲む柱梁をパネルゾーンと見立て、Fig. 4に示すようなピークせん断変形角(Peak panel γ_{ps})も議論する。

同表に示すように、固有周期は、スリットが無い従来の Braced tube (No slit モデル)が最も短く、層間変形角は柱梁主架構が概ね無損傷と判断できる約 1/150radに納まる。しかし、Braced tube のみでは風応答を含めた付加減衰効果は獲得できない。既往検討¹³⁾では、プレ

ース等の部材設計も困難な点も判明している。これに対してスリット付 Braced tube (Bare slit モデル)の固有周期は、スリットが深いほど($\alpha \rightarrow$ 小)またはスリット数が多いほど長周期化し、特に告示波において頂部水平変位(Roof displacement)、層間変形角(Peak SDR)、パネルゾーンのピークせん断変形角(Peak panel γ_{ps})が増大する。このようにスリットを設けることは、却って地震応答の増大も招くため、Damped braced tube においては付加減衰効果と地震応答低減効果の両方を考慮してスリットの位置と深さ、導入総ダンパー容量を決定する必要がある。なお、Fig. 5(b)に示すように、固有周期に比例して変位応答スペクトルが線形増大しない KA1 波のような長周期地震動では、最も長周期化する Center & Corner モデルの方が却って変位応答が小さくなる場合が確認される。

4. スリットにダンパーを連続一様配置する場合の動的応答特性

次にスリットに同一性能のダンパーを連続一様配置(Fig. 2(f1))する場合について、スリットの配置と深さ、導入総ダンパー容量 ΣF が Damped braced tube の動的応答特性に与える影響を分析する。

4.1 スリットの配置と深さ、導入総ダンパー容量と固有振動特性

次項の Fig. 8 と Fig. 9 にスリット底高さ比 α と導入総ダンパー容量 ΣF を軸にとった1次固有周期の等値線図を、Fig. 10 と Fig. 11 に同様な1~3次モード減衰比の等値線図をスリット位置で整理して示す。

ここで同項左側(Fig.8 と Fig.10)がダンパー線形時、右側(Fig.9 と Fig.11)が Level 2 地震荷重時の固有振動特性を示す。また、Fig. 8(b), Fig. 9(b), Fig. 10(d), Fig. 11(d)には、 $\alpha=0.22^{13)}$ の結果を抽出し、モード次数毎に整理して示す。さらに Level 2 地震荷重時の Fig.9(b)と Fig.11(d)には、ダンパー線形時の結果も白抜きマーカーで背面に重ねて示す。なお、後述の通り、KAI 波より Level 2 告示波の方が高次モードも含めて応答が大きくなる傾向があるため、固有振動特性は Level 2 告示波で代表し、単に地震荷重時として記す。

3 章や Fig.8 と Fig.9 に示すように、スリットが深く(α →小)、スリット数が多い(Corner→Corner→Center&Corner)程、固有周期は長周期

化する一方、ダンパー総容量 ΣF に対して逆比例的に低減し、極値を有さない。また、同じ α と ΣF で比較すると、Level 2 地震荷重時の 1 次固有周期は、線形時より最大約 1 秒長周期化する傾向にあり、Damped braced tube の固有周期が、地震荷重レベルに応じて同程度長周期化することを考慮して設計する必要がある。

Fig. 10 と Fig. 11 に示すように、スリットが深く、配置数が多い程、 ΣF の増大に対して各モードの獲得減衰比は高く、そのピーク値もより高くなる。さらに 1 次だけでなく 2~3 次も 10% 以上の高減衰比を獲得することができ、地震荷重時においても同程度の減衰比を獲得するためには、スリット深さは $\alpha < \text{約 } 0.4$ (Corner, Center) または

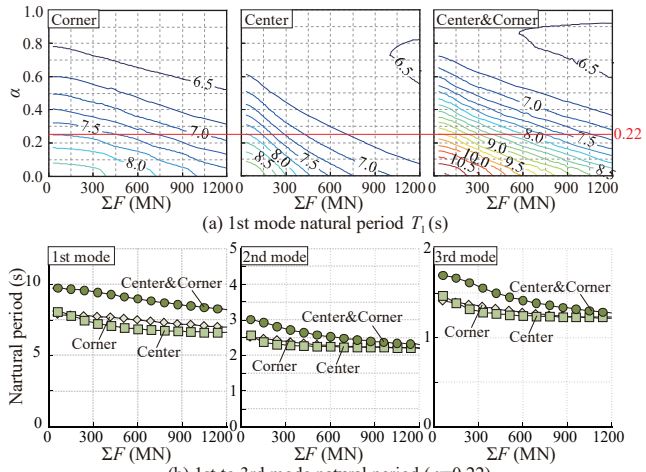


Fig. 8 Natural periods (Uniform, Linear)

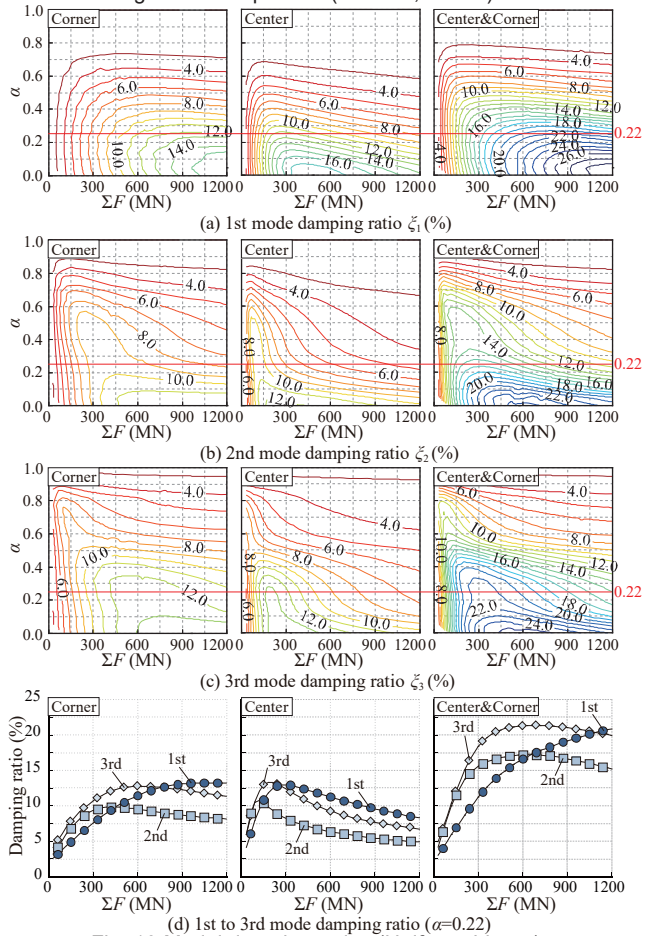


Fig. 10 Modal damping ratios (Uniform, Linear)

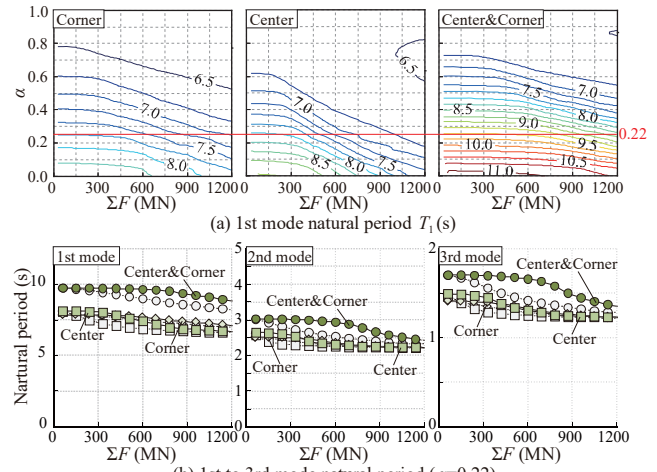


Fig. 9 Natural periods under Level 2 earthquake (Uniform)

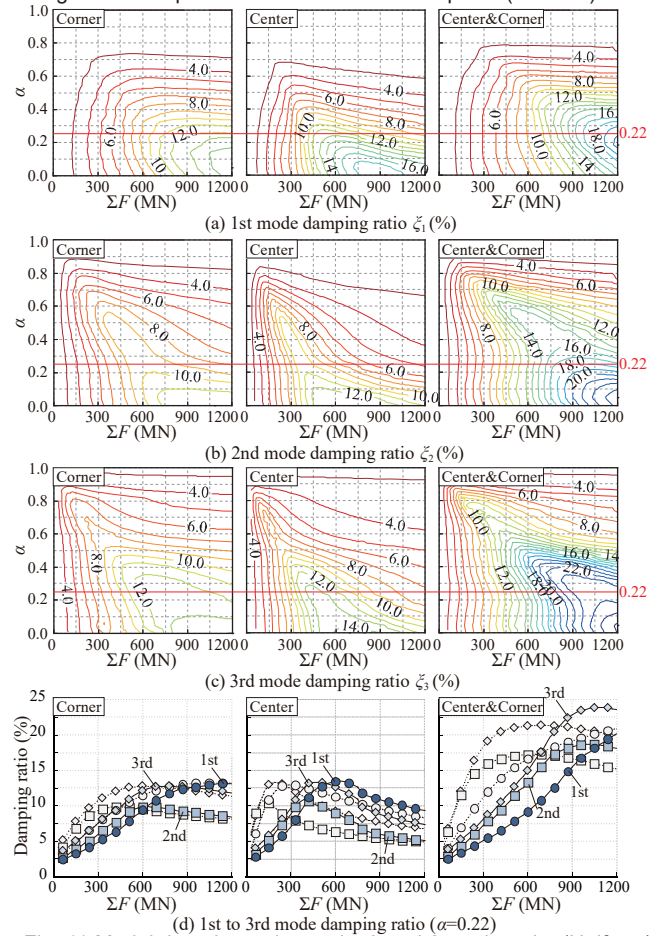


Fig. 11 Modal damping ratios under Level 2 earthquake (Uniform)

約 0.5(Center&Corner)とする必要がある。筆者らの既往研究^{10)~12)}では、国際的に主流の Damped outrigger は効率的に付加減衰を獲得できるものの、その効果は主に 1 次モードに限定される点を明らかにしており、高次モードの付加減衰効果も高い点や、様々なスリット配置で高減衰比を獲得できる点が Damped braced tube の利点である。

立面中央部(Center)のスリット配置は、他のスリット配置よりスリット部の曲げ応答鉛直変位差が卓越しやすく(=ダンパーが効きやすい, Fig.7(b)~(d)参照), Fig.10(d)の例に示すように、最も少ない導入総ダンパー容量 ΣF ($\approx 300\text{MN}$)で 1~3 次モード減衰比は最大化される。ただし、ダンパーが効きやすいため、過大なダンパーを導入した場合の付加減衰効果の劣化は他のスリット配置よりも著しい。Fig.10(d)や Fig.11(d)の範囲では、Center & Corner のモード減衰比は単調荷重または飽和の傾向を示しているが、これは単に同図の ΣF の範囲に極大値が含まれていないためと考えられる。一般的にスリットに生ずるせん断変形角に対し利かせるよう配置したダンパーの容量が一定以上になるとダンパー反力によりせん断変形角自体が抑制され、付加減衰効果が頭打ちとなる現象が生ずるが、本検討モデ

ルでは同じ頂部変形に対し Center が最も発生するスリットせん断角が大きく、早期にピークを迎える。Center & Corner は中央スリットのせん断変形角は大きいものの、中央スリットが頭打ちになった後も隅部のダンパー付加により付加減衰が上昇し、Corner より大きな総容量でピークに達すると考えられる。

Fig.11(d)の例に示すように、1 次モード減衰比のピーク値は、ダンパー線形時と地震荷重時で概ね同等である。一方、Center&Corner のようにスリットを多数配置すると、1 次固有周期(Fig.9)は約 9~10 秒まで長周期化するものの、地震荷重時の 2~3 次モード減衰比のピーク値は長期荷重時・風荷重時より向上する場合がある。なお、Fig.11 に示すように、減衰比が極大となる導入総ダンパー容量 ΣF は入力依存性があり、地震荷重時にダンパー線形時と同等の減衰比を獲得するためには、より大きな ΣF が必要である。この傾向はダンパーが効きやすいスリット配置(Center や Center&Corner)で顕著であり、Fig.11(d)の例に示すように、地震荷重時に線形時と同等の減衰比を獲得するためには、線形時の約 1.5~2.0 倍の ΣF が必要である。

4.2 スリットの配置と深さ、導入総ダンパー容量と地震応答

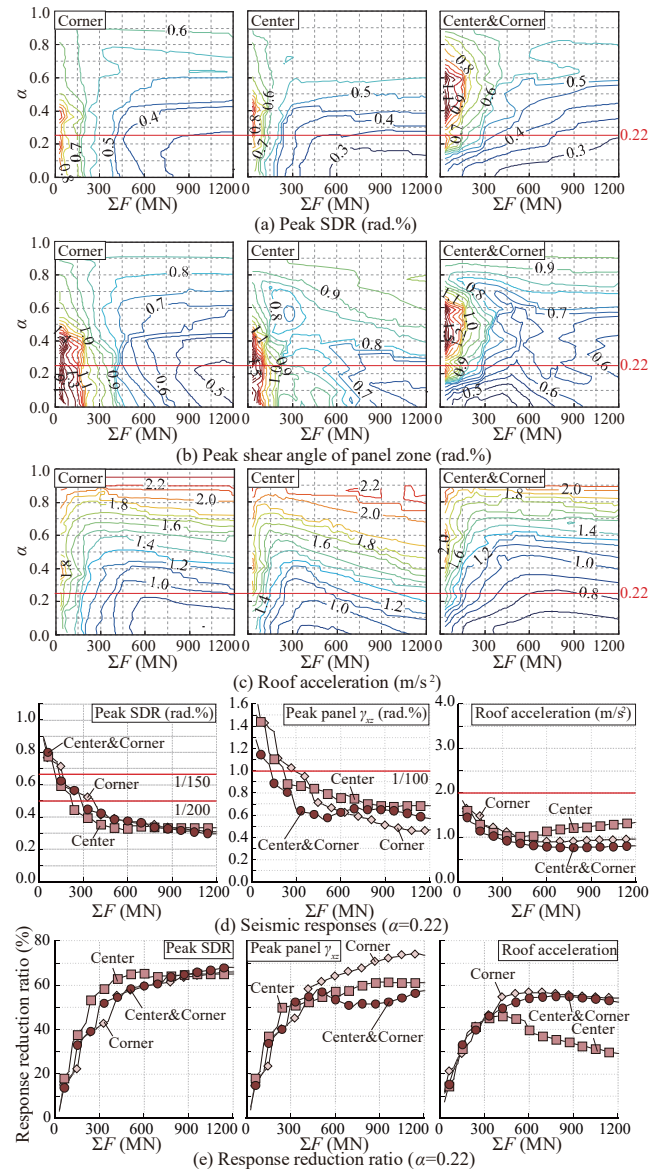
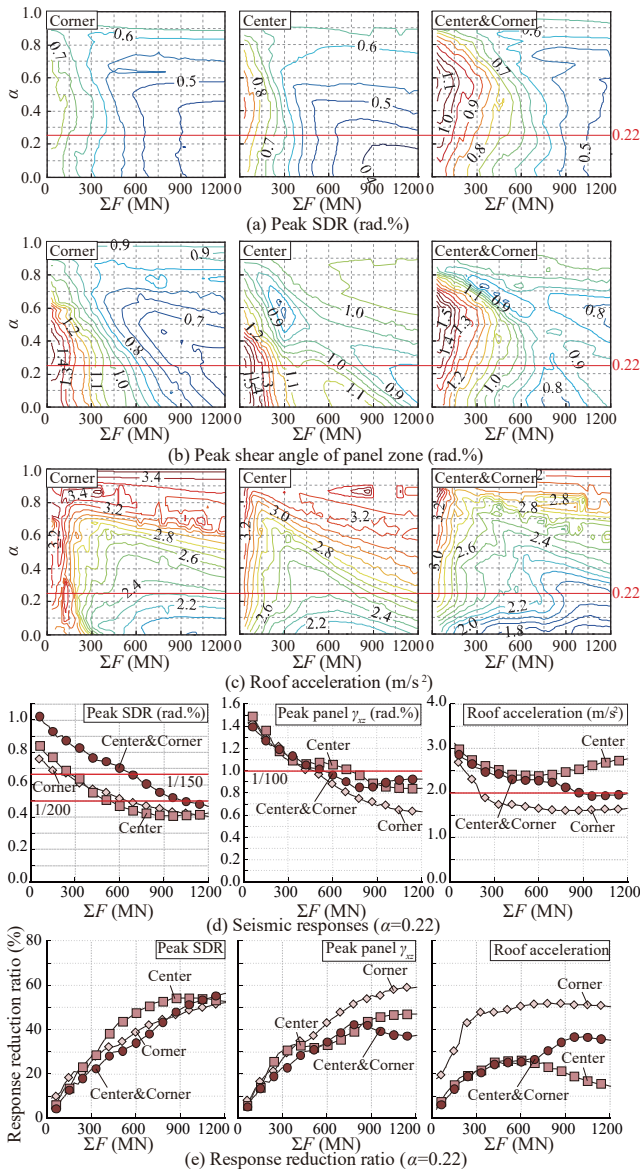


Fig. 12 Seismic responses under Level 2 earthquake (Uniform)

Fig. 13 Seismic responses under Long-period earthquake KA1 (Uniform)

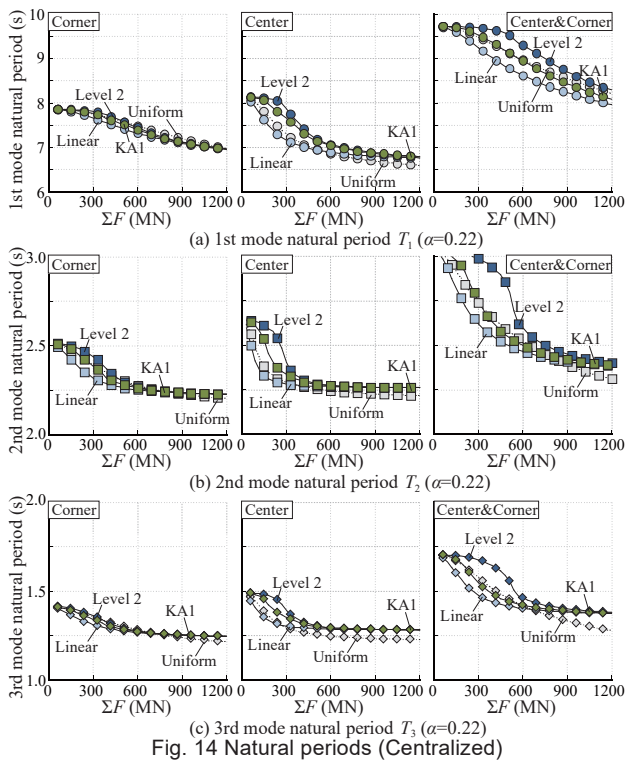


Fig. 14 Natural periods (Centralized)

Fig.12 と Fig.13 にスリット底高さ α と導入総ダンパー容量 ΣF を軸にとったピーク層間変形角(Peak SDR), パネルゾーンのピークせん断変形(Peak panel γ_{xz}), 頂部加速度(Roof acceleration)をスリット位置で整理して示す。また、左側の Fig.12(d)(e)と、右側の Fig.13(d)(e)には、 $\alpha=0.22^{13}$ の応答値とダンパー無し状態からの低減率を抽出して示す。ここで Fig.12 は告示波に対する平均ピーク地震応答, Fig.13 は KA1 波に対するピーク地震応答を示す。

Fig.12 と Fig.13 に示すように、地震応答は、スリットの配置や深さ、導入総ダンパー容量に対する固有振動特性の変動だけでなく、入力地震動の位相特性のバラツキの影響も受けるため、その等値線図の性状は安定しない。しかし、Fig.12(d)(e)と Fig.13(d)(e)の例に示すように、変位応答はダンパー容量の増大に対して概ね逆比例的に低減され、柱梁主架構が概ね無損傷を維持できるピーク層間変形角 $1/150$ rad.以下、カーテンウォールが破損・脱落しないピークせん断変形角 $1/100$ rad.以下に抑えることが可能である。また、Fig.12 と Fig.13 の比較に示すように、ピーク地震応答の観点では、南海トラフ巨大地震発生の際に関東圏で想定される長周期地震動 KA1 波より、短周期帯にも大きな成分を有する告示波の方が、地震荷重に対する各種の検定上支配的となる可能性が示唆される。

その一方、Fig.12(c)-(e)と Fig.13(c)-(e)に示すように、頂部加速度は、 ΣF の増大に対して(1)応答低減効果が頭打ちになる場合(Corner)、(2)極値を迎えたあと応答増大する場合(Center)、(3)応答が低減し続ける場合(Center&Corner)に分岐し、同傾向は入力地震動の特性に依らない。Fig.7(g)に示すように、これは頂部加速度応答において支配的な高次モード成分の低減度合いが原因であり、(1)-(3)の分岐は高次モード減衰比の増減より説明できる。Fig.10(d)と Fig.11(d)に示すように、すなわち 1 次と 3 次モード減衰比が増大する ΣF 範囲では(1)に、1-3 次モード減衰比が全て低減する ΣF 範囲では(2)に、2-3 次モード減衰比が 1 次モード減衰比を超えて増大する ΣF 範囲では(3)

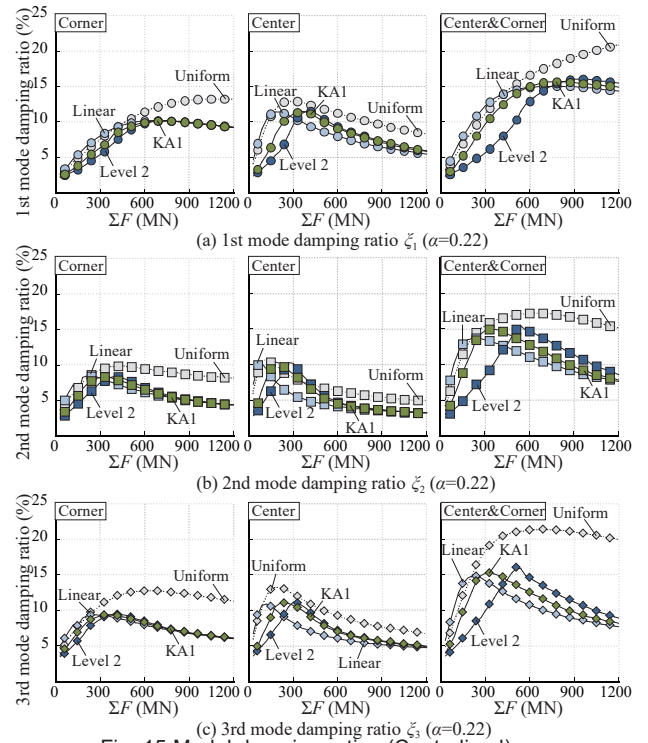


Fig. 15 Modal damping ratios (Centralized)

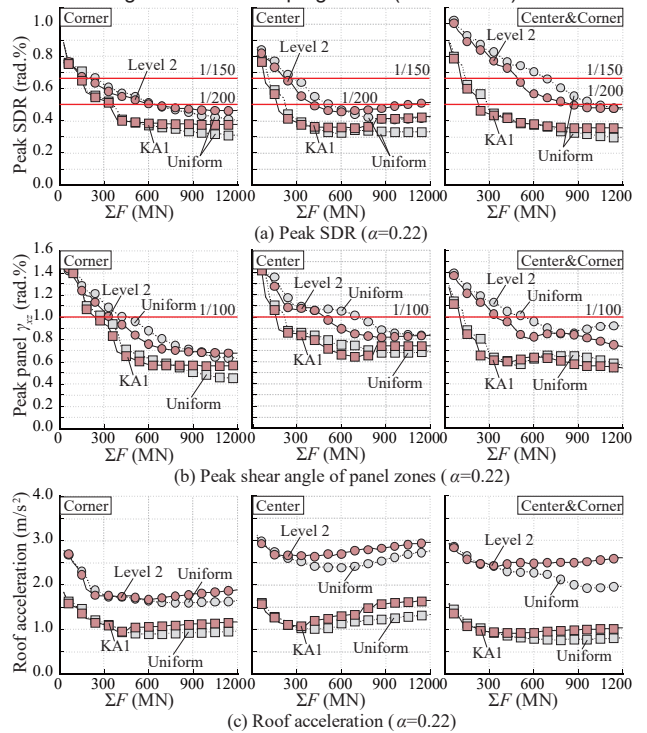


Fig. 16 Seismic responses (Centralized)

に分岐する。なお、本検討では Center のスリット配置のみ(2)に分岐したが、1 次モード減衰比の極値を捉えられるように ΣF 範囲を広げて検討すれば、その他のスリット配置でも同様の頂部加速度応答の増大が確認されると考えられる。

5. スリットの特設階にダンパーを集約配置する場合の動的応答特性

続いて実物件と同様に、建築計画の都合でスリットの特設階にダンパーを集約配置(Fig. 2(f2))する場合について、スリットの配置と深さ、導入総ダンパー容量 ΣF が Damped braced tube の動的応答特性に与える影響を連続一様配置時と比較して分析する。

5.1 スリットの配置と深さ、導入総ダンパー容量と固有振動特性

Fig.14 に固有周期を、Fig.15 にモード減衰比をスリット配置で整理して示す。同図らは全て $\alpha=0.22$ の結果であり、Linear はダンパー線形時、Level 2 と KA1 はそれぞれの入力地震動に対応する地震荷重時であり、Uniform はダンパーを連続一様配置した場合のダンパー線形時を示す。

Fig.14(a)に示すように、スリットの位置に関係なく、ダンパーを集約配置した場合のほうが、少ない ΣF 範囲ではダンパー線形時 (Linear) の 1 次固有周期は連続一様配置時(同図 Uniform)より短くなる。これは集約配置される部材のダンパー容量が大きくなり、ダンパーを模擬するダッシュポットの見かけの損失剛性 $C_d\omega$ (ω は固有円振動数)が大きく発現するためと考えられる。また、集約配置時は連続一様配置時(Fig.9)と比べて、地震荷重時の固有周期の伸びもやや鈍く、Fig.14(a)の青丸と緑丸の周期の比較に示すように、特に長周期化しやすい Center&Corner のスリット配置でも最大約 0.5 秒となった。さらに、Fig.14(b)(c)に示すように、集約配置時と連続一様配置時の 2~3 次モード固有周期は概ね同等である。

Fig.15 に示すように、 ΣF に対する集約配置時の獲得減衰比の増減の傾向は、4.1 節でも述べた連続一様配置の場合と同様であり、高次モードに至るまで 10%以上の減衰比を実現できる。一方で、そのピーク値は連続一様配置時(同図 Uniform)より 1/4~1/2 程度劣化し、Center&Corner スリットの連続一様配置で 2~3 次モード減衰比が地震荷重時に線形時より顕著に向上する性状(Fig.11(d))は確認されない。これは集約配置によるダンパーの損失剛性 $C_d\omega$ の増大は、固有周期の低減効果に寄与するものの、ダンパーを却って変形しにくく(=減衰効果を発揮しにくく)するためと考えられる。

5.2 スリットの配置と深さ、導入総ダンパー容量と地震応答

Fig.16 にピーク層間変形角(Peak SDR)、パネルゾーンのピークセ

ン断変形(Peak panel γ_{pc})、頂部加速度(Roof acceleration)をスリットの位置で整理して示す。同図赤抜きマーカーの Level 2 と KA1 は各入力地震動に対する集約配置時の地震応答を示し、背面の白抜きマーカーは対応する連続一様配置時(Uniform)の応答を示す。

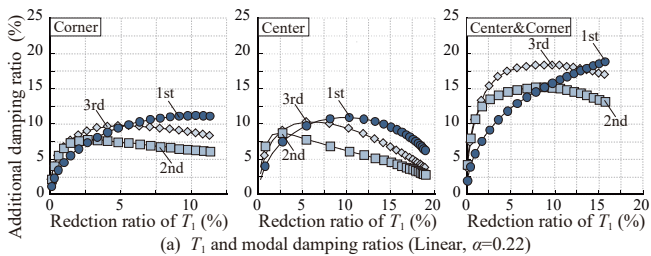
前節で述べたように、特殊階の集約配置は、付加減衰効果が連続一様配置より劣るものの、固有周期の低減効果は連続一様配置より向上するため、Fig.16(a)(b)に示すように、結果として集約配置時の変位応答の低減効果は連続一様配置時と概ね同等となる。一方、全てのスリット配置において、導入総ダンパー容量 $\Sigma F \approx 300\text{MN}$ 前後で 1~3 次モード減衰比がピークとなり、それ以降は低減に転じて 4.2 節第 3 段落(2)の ΣF 範囲に条件一致するため、Fig.16(c)に示すように、特に告示波の頂部加速度応答は連続一様配置時より増大する。

3~5 章の検討より、(a)Damped braced tube が 1 次だけでなく 2~3 次の高次モードまで 10%以上の減衰比の実現が可能であり、付加減衰効果の観点でスリット配置は柔軟に選択できること、(b)固有周期や変位応答はダンパー容量に対して逆比例的に低減し、柱梁主架構やカーテンウォールの無損傷範囲に留められること、(c)1~3 次モード減衰比が同時に減少する ΣF 範囲では、頂部加速度応答は増大すること、(d)付加減衰効果を重視する場合には、連続一様なダンパー容量分布が推奨されること、(e)特殊階の集約配置では、固有周期の低減効果が高くなる反面、付加減衰効果や頂部加速度の応答低減効果は、同じ ΣF を導入した連続一様配置より劣る場合があることが明らかになった。

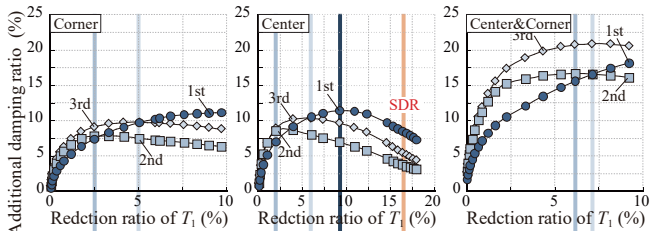
6. 動的応答特性の関係性に基づく Damped braced tube の設計方針

最後に、 $\alpha=0.22$ を例に、前章までの動的応答特性を整理し、その関係性に基づく Damped braced tube の設計方針を議論する。

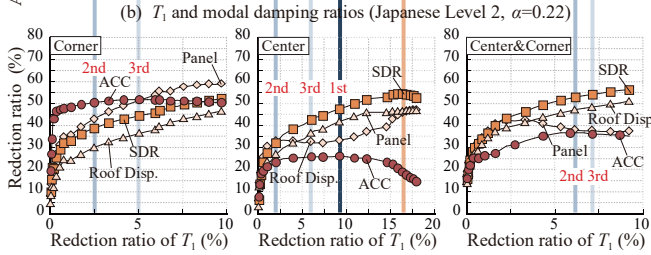
6.1 1 次固有周期低減率とその他の動的応答特性の関係性



(a) T_1 and modal damping ratios (Linear, $\alpha=0.22$)

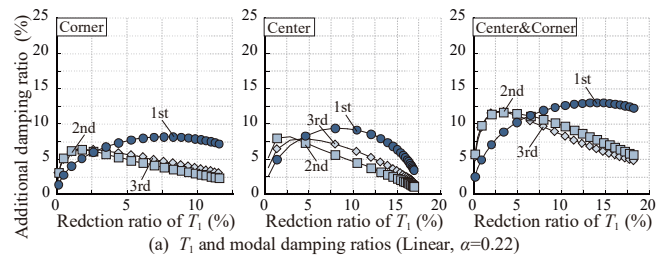


(b) T_1 and modal damping ratios (Japanese Level 2, $\alpha=0.22$)

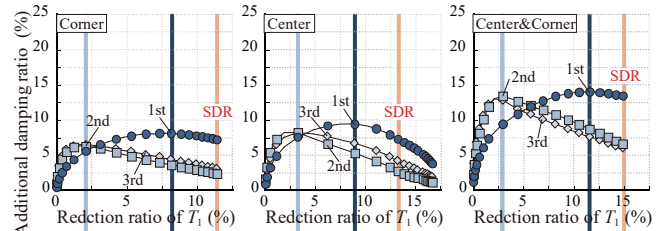


(c) T_1 and seismic responses (Japanese Level 2, $\alpha=0.22$)

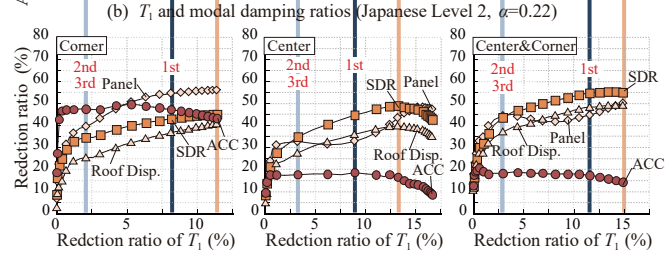
Fig. 17 Reduction ratio relationships (Uniform)



(a) T_1 and modal damping ratios (Linear, $\alpha=0.22$)



(b) T_1 and modal damping ratios (Japanese Level 2, $\alpha=0.22$)



(c) T_1 and seismic responses (Japanese Level 2, $\alpha=0.22$)

Fig. 18 Reduction ratio relationships (Centralized)

Fig.17 と Fig.18 に導入総ダンパー容量 ΣF に対して線形的に減少する 1 次固有周期 T_1 の低減率と、付加減衰比ならびに各種地震応答低減率の関係性をスリットの位置と内部の容量分布で整理して示す。ここで Fig.17(a) と Fig.18(a) はダンパー線形時の付加減衰比を、Fig.17(b) と Fig.18(b) は Level 2 地震荷重時の付加減衰比を、Fig.17(c) と Fig.18(c) は同地震荷重時の各種応答低減率を示している。また、Fig.17(b)(c) と Fig.18(b)(c) の SDR (橙色の□マーカー) はピーク層間変形角、Panel はパネルゾーンのピークせん断変形角、Roof Disp. は頂部変位、ACC (赤色の○マーカー) は頂部加速度の応答低減率を示している。同図らを貫く縦線は、各モード付加減衰比 (青系の線) または SDR 低減率 (橙色の線) がピークとなる T_1 低減率を強調している。

Fig.17(a)(b) と Fig.18(a)(b) に示すように、各モード付加減衰比は T_1 の低減に従って増大し、特に 1 次モード減衰比は 5~15% 程度の T_1 低減率でピークとなり、その後は減少する。Fig.17(b)(c) と Fig.18(b)(c) に示すように、各種地震応答の低減率は、1 次モード減衰比のピークまで同様に T_1 低減率に従って概ね一律増大する。一方、1 次モード減衰比のピーク後では、変位応答 (SDR, Roof Disp., Panel) は固有周期の低減の影響で更に約 10% まで応答低減効果を向上できるが、2~3 次モードの付加減衰比が減少に転じている場合 (Fig.17 の Center または Fig.18 のダンパー集約配置) では、頂部加速度 (ACC) は応答低減効果が約 10% まで劣化する。この時の追加の T_1 低減率は約 5% である。このように変位応答と加速度応答の低減効果は 1 次モード減衰比のピークを起点としてトレードオフ関係となる。

6.2 合理的な制振スリットの設計手順の例

以上の動的応答特性の相関性を考慮すると、Damped braced tube の制振スリットは、例えば次の方針に従って設計すると効率的と考えられる。なお、以下の手順は、実務者が市販のソフトウェアで実行できる範囲の数値解析手法 (振動固有値解析, 時刻歴応答解析) を用いて制振スリットの諸元を検討することを想定している。

Step 1 (スリットの位置と深さ, 内部の容量分布の決定)

建築計画や重視する固有振動特性 (付加減衰比または周期低減率) に基づいてスリット内部の容量分布 (連続一様配置, 特殊階集約配置) を選択する。スリットの位置は柔軟に選択して良いが、1~3 次モードで 10% 以上の減衰比を獲得するためにはスリット深さは $\alpha \leq 0.4\sim 0.5$ とする必要がある。また、ダンパーの無いスリット付 Braced tube のスリット部に Coupled shear wall のような振動モードが卓越することを確認する必要がある。

Step 2 (1 次モード減衰比の最大化を目的とする ΣF の仮決定)

地震荷重時における 1 次モード減衰比の最大化を目標に導入総ダンパー容量 ΣF を仮決定する。高次モード成分を完全に分離することは難しいものの、時刻歴応答解析結果から 1 次モードの内部粘性減衰とダンパーによる累積吸収エネルギー量の比を用いて 1 次モード減衰比を略算¹³⁾ できる。なお、Fig. 10(d) や Fig. 11(d) に示すように、減衰比は ΣF に対して凸であるため、その勾配情報に基づく収斂計算 (ΣF を変動させた際の減衰比の増減の傾向から、減衰比が増大するように次の ΣF の増減を判断する) を用いて、最適 ΣF を決定する。

Step 3 (重視する地震応答値に基づく ΣF の最終決定)

Step 2 で仮決定された ΣF に対する各種の地震応答が、あらかじめ指定した設計クライテリアを満足するか確認する。さらに変位応答を低減したい場合では、地震荷重時の 1 次固有周期が更に 5% 程

度短周期化するまで ΣF を増加させる。ただし、このとき 1~3 次モード減衰比が全て減少する ΣF 範囲では加速度応答は増大する。

7. 結

本研究では、日本の 400m 級超高層建築のために提案した制振スリット付ブレースチューブ構造 (Damped braced tube) のうち、特に実物件に適用が予定されるオイルダンパースリット付ブレースチューブ構造について、スリットの位置と深さ、ダンパーの総容量と容量分布が同構造の動的応答特性に与える影響を広範な数値解析検討から比較分析し、各種応答低減率と付加減衰比の関係性から、その設計方針の一例の提案を試みた。本論の検討範囲で得られた結論を以下に示す。

- 1) Damped braced tube の固有周期はスリットの深さや配置数に比例して長周期化し、導入総ダンパー容量 ΣF に比例して線形に短周期化する。Damped braced tube では、スリットの位置や容量分布に依らず 1~3 次モードで高い付加減衰効果を期待することができ、地震荷重時で約 10% 以上の獲得減衰比を得るためには、スリット底高さ比 α は 0.4~0.5 以下とする必要がある。また、スリットを挟むチューブ面の水平剛性差がスリット部の曲げ応答鉛直変位差 (ダンパーの効きやすさ) に影響し、同応答性状がより卓越するスリット配置の方が少ない ΣF で各モード減衰比がピークを迎える。さらに、減衰比が最大化される最適 ΣF はダンパーの非線形性の影響を受け、極稀な地震荷重時の最適 ΣF は、長期風荷重時の 1.5~2.0 倍となる。
- 2) Damped braced tube では、スリットの深さや配置数に比例してダンパーが無い状態の変位地震応答が増大するものの、実現可能な範囲のダンパー容量の導入によって、ピーク層間変形角を柱梁主架構が概ね無損傷となる 1/150rad 以下、パネルゾーンのピークせん断変形角をカーテンウォールが破損・脱落しない 1/100rad 以下に抑えることが可能である。その一方で、頂部加速度は、1~3 次モード減衰比が全て減少する ΣF 範囲では応答増大し、2~3 次モード減衰比が 1 次モード減衰比を超える ΣF 範囲では応答低減する。
- 3) スリット内部にダンパーを連続一様配置する場合には、スリットが深いほど、また配置数が多いほど獲得減衰比のピーク値は高くなる。これに対して $\alpha=0.22$ のスリットの特設階フロアにダンパーを集約配置する場合には、集約配置される部材のダンパー容量が大きくなり、見かけの損失剛性 $C_d \omega$ が大きく発現するため、同じ ΣF に対して固有周期の低減効果は連続一様配置より向上する一方、ダンパーが効きにくくなるため、このときの付加減衰効果は 1/4~1/2 程度減少する。さらに集約配置時の変位応答低減率は連続一様配置時と同程度であるが、頂部加速度応答低減率は連続一様配置時より減少する。
- 4) Damped braced tube の各種地震応答は、1 次モード減衰比が最大化される最適 ΣF までは一律低減されるが、その後では、変位応答の低減効果は 1 次固有周期が更に約 5% 程度低減されるまで追加で最大約 10% まで向上する。一方で、同様の ΣF 範囲で 1~3 次モード減衰比が減少傾向にある場合では、加速度応答は却って増大する。また、この各種地震応答低減率と付加減衰比の関係性に基づく設計方針を提案した。

なお、本論の広範な数値解析検討が明らかにした知見は実物件と同等の主架構諸元や規模に限られており、異なる主架構諸元やダンパー種類を適用した場合の Damped braced tube の有効性や6章にて提案した設計方針の妥当性の検証は今後の課題²⁴⁾とする。

謝辞

本研究は JSSI 2019 年度「免震・制振構造に関わる研究助成」および JSPS 若手研究 (No. 21K14288) の助成を戴きました。また、本研究は東京工業大学の Tsubame3.0 の計算結果です。ここに謝意を記します。

参考文献

- 1) CTBUH Tall Building Database: <https://www.skyscrapercenter.com/> (accessed 2021.10.14)
- 2) Lago A., Trabucco, D. and Wood, A.: Damping Technologies for Tall Buildings Theory, Design Guidance and Case Studies, CTBUH, Elsevier Inc., 2019.
- 3) Ishibashi, Y.: The structural design of 400m height Damped Diagrid – TOKYO TORCH Torch Tower –, The Steel Structural Technology Magazine, pp.78-79, 2020.10. (In Japanese)
石橋洋二：外殻制振構造を用いた 400m 級超高層建築の検討—TOKYO TORCE (東京駅前常盤橋プロジェクト) Torch Tower (B 棟), 鉄鋼技術, pp.78-79, 2020.10.
- 4) <https://tokyotorch.mec.co.jp/> (accessed 2021.10.14)
- 5) Ishibashi, Y., Terazawa, Y., Tanaka, H., Yokoyama, R., Mizuno, H. and Takeuchi, T.: A novel damped braced tube system for tall buildings in high seismic zones, The Structural Design of Tall and Special Buildings, 2022, e1926, <https://doi.org/10.1002/tal.1926> (accessed 2022.2.16)
- 6) Smith, R. and Willford, M.: The damped outrigger concept for tall buildings, The Structural Design of Tall and Special Buildings, Vol. 16(4), pp. 501-517, 2007. <https://doi.org/10.1002/tal.413>
- 7) Huang, B. and Takeuchi, T.: Dynamic Response Evaluation of Damped-Outrigger Systems with Various Heights, Earthquake Spectra, Vol. 33, No. 2, pp. 665-685, 2017 <http://dx.doi.org/10.1193/051816EQS082M>
- 8) Lin, P.-C., Takeuchi, T. and Matsui, R.: Seismic performance evaluation of single damped-outrigger system incorporating buckling-restrained braces, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Volume 47, No. 12, pages 2343-2365, 2018. <https://doi.org/10.1002/eqe.3072>
- 9) Omika Y., Yamamoto Y., Kawano K. and Fukuda Y.: Study on the structural principle of the flexural deformation response control system, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No.602, pp.111-118, 2006.4 (in Japanese) https://doi.org/10.3130/aajs.71.111_2
- 10) Terazawa Y., Asai T., Ishibashi Y. and Takeuchi, T.: Effect of design parameters on dynamic response characteristic of single damped outrigger system incorporating linear viscous dampers, Journal of Structural and Construction Engineering (Transaction of AIJ), Vol.85, No.774, pp.1067-1077, 2020.8 (in Japanese) <https://doi.org/10.3130/aajs.85.1067>
- 11) Asai, T., Terazawa, Y., Miyazaki, T., Lin, P.C. and Takeuchi, T.: First mode damping ratio oriented optimal design procedure for damped outrigger systems with additional linear viscous dampers, Engineering Structures, Vol.247, 2021.11. <https://doi.org/10.3130/aajs.85.1067>
- 12) Terazawa, Y., Ishibashi, S., Omura, H., Asai, T. and Takeuchi, T.: Non-linear dynamic response characteristic of single-damped outrigger systems with oil dampers or elasto-plastic dampers considering design earthquake levels, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.87, No.791, pp.149-165, 2022.1 (in Japanese) <https://doi.org/10.3130/aajs.87.149>
- 13) Ishibashi et al.: Applicability of damped diagrid structures for 400m-height buildings (Part 1 to Part 5), Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, 2018.7 to 2020.7 (in Japanese)
石橋洋二ほか：400m 級の超高層ビルに対する外郭制振構造の適用 その 1~その 5, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2018.7~2020.7
- 14) Takeuchi, T. and Terazawa, Y.: Recent trends and advances of optimal structural design approach of steel braced frames with dampers The Steel Structural Technology Magazine, pp.44-47 2020.10. (In Japanese)
竹内徹, 寺澤友貴：ブレース材・制振部材を用いた耐震設計の考え方と最新の設計アプローチ, 鉄鋼技術, pp.78-79, 2020.10.
- 15) Terazawa, Y.: Study of optimal layout and distribution of oil dampers on both of 400m-height damped outrigger systems and damped braced tube systems, Report of 2019 research grant of JSSI for seismic isolated structures and structures with dampers, MENSIN, No.109, 2020.7 (in Japanese)
寺澤友貴：400m 級アウトリガー構造および外殻構造のオイルダンパー最適配置・容量分布に関する研究, 2019 年度 (11 回) 免震構造・制振構造に関わる研究助成の成果報告, MENSIN, No.109, 2020.7
- 16) Terazawa Y. and Takeuchi T.: Generalized Response Spectrum Analysis for Structures with Dampers, Earthquake Spectra, EERI, 2018.5., DOI: <https://doi.org/10.1193/092217EQS188M> (accessed 2020.12.1)
- 17) Terazawa, Y. and Takeuchi, T.: Optimal damper design strategy for braced structures based on generalized response spectrum analysis., Jpn Archit Rev., 2019;00:1-17., <https://doi.org/10.1002/2475-8876.12122> (accessed 2020.12.1) (参照日：2020.12.01)
- 18) Terazawa, Y., Sano, W. and Takeuchi, T.: Design method of seismically isolated structures based on generalized response spectrum analysis, Journal of Structural and Construction Engineering (Transaction of AIJ), Vol.85, No.775, pp.1187-1197, 2020.9 (in Japanese) <https://doi.org/10.3130/aajs.85.1187>
- 19) Smith, S. and Coull, A.: Tall Building Structures: Analysis and Design, John Wiley & Sons, Inc., 1991.
- 20) Sinha, R. and Igusa, T.: CQC and SRSS methods for non-classically damped structures, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 24, pp. 615-619, 1995. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290240410>
- 21) The Japan Society of Seismic Isolation: Manual for Design and Construction of Passively-Controlled Buildings 3rd Edition, Daioh Co., Ltd, 2013 (in Japanese)
日本免震構造協会：パッシブ制振構造設計施工マニュアル第3版, 2013
- 22) Notification No. 1457 of the Ministry of Construction, 2000.5 (in Japanese)
建設省告示第1457号, 2000.5
- 23) The task committee of steel structures in AIJ: The state of art of Japanese seismic design of steel structures against large subduction zone earthquakes and large inland earthquakes, Document for the panel discussion of 2015 AIJ annual meeting, 2015.9 (in Japanese)
日本建築学会構造委員会鋼構造運営委員会：巨大海溝型地震・内陸地震に対する鋼構造の取り組み, 2015 年度日本建築学会大会パネルディスカッション資料, 2015.9
- 24) Terazawa Y., Haruki T. and Takeuchi T.: Optimal seismic response control of damped braced tube system with focus on cost performance of introducing energy-dissipation devices, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.87, No.801, pp.1082-1092, 2022.11, <https://doi.org/10.3130/aajs.87.1082> (in Japanese)

(2022年3月5日原稿受理, 2022年7月7日採用決定)