

高アスペクト比建築の効果的な応答制御



西本 篤史
日建設計



村上 勝英
同

1 概論

本建物は、東京都中央区銀座5丁目中央通り沿いの狭小地に位置する、図1に示す外観のS造（一部SRC造）のテナントビルである。平面形状は扁平かつ一部雁行した形状で、長辺方向約32.5m、短辺方向約6.8～7.5mで雁行部分の幅は2.4mである。地上部分におけるアスペクト比は軒高部分で8.2、最高高さ部分で9.6となっている。

防火地域である銀座界隈は、商業地域で地価が高騰している地域である（2018年における地価公示価格が約5,500万円/m²）。許容建蔽率100%、許容容積率1,100%となっている一方で、銀座地区計画により、中央通り沿いは軒高56m以下・最高高さ66m以下と制限されている。そのため銀座界隈の建築物は、敷地に対して最大限の面積を確保すべく、民法第

234条（外壁後退義務）における「ただし書き」を利用して敷地いっぱいに建設されているものが多い現状がある。

本建築物はクライアントからの要望もあり、以下2点を主な与件として建築・構造計画を行っている。

1. 投資効果を最大限に高めるため、最大限の容積率と利便性のある平面プランを確保すること
2. 大地震においても建物短辺方向の頂部変形が敷地境界線を超えて隣接建物に衝突しないこと

本建築物は敷地境界線までの最小離隔を450mmとして計画しており、平均的な層間変形角に換算して1/145程度に変形を抑えることが求められた。

以下では、本建物の構造計画の概要と、狭小地において上記与件を満足し、かつ建築計画に影響を与えない高アスペクト比建築の効果的な応答制御方法について紹介する。なお、本建物は『大地震時に敷地境界線を越境しない』という設計クライテリアに対し、任意評定により第三者評価を取得することで、その妥当性を確認している。

2 建物概要

建物名称：i liv

所 在 地：東京都中央区銀座5丁目7番地6

建 築 主：中埜産業株式会社

設計／監理者：株式会社日建設計

施 工 者：清水建設株式会社

建築／延床面積：251.75m² / 3,279.28m²

階 数：地下1階、地上14階、塔屋2階

建物／最高高さ：55.950m / 65.973m

構造形式：鉄骨造、鉄骨鉄筋コンクリート造、付加制振構造

基礎形式：場所打ちコンクリート杭



図1 建物外観

3 構造計画概要

3-1. 全体計画

一般に、狭小地において外周に大きなクリアランスを確保できない一方で、変形を小さく制限する必要がある、高い耐震性の確保が必要な場合、免震構造でなく制振構造を採用することが多い。その際、一般的には図2に示すように、全層にわたって制振部材を斜めに配置する例が多く見られる。しかしながら、アスペクト比の大きな骨組では全体曲げ変形が卓越するため、各ダンパーの変形が小さく、特に上層部のダンパーはほとんど効果を発揮しないため非効率的である。また、最も効率よくエネルギー吸収が可能な1階は建築計画上ダンパーを配置することが困難であり、図のような配置はファサードの価値のみならず建築の価値を落とす可能性がある。そこで本建築物では、図3・図4に示す架構概念図に示す、以下3つの構造システムにより効率的なエネルギー吸収を行い、建物頂部水平変形の制御を行う。

- ① 制振シャフト：EVシャフトを利用した耐震ブレースによる心棒架構。1階柱で曲げ変形に追従し2階以上各層水平変形を均一化、水平変形を鉛直変形に変換して1階に変形を集約、高次モードを抑制して1次モードが支配的となるよう制御。
- ② 縦置き粘性ダンパー：制振シャフト直下1階に粘性ダンパーを鉛直配置。制振シャフトの働きにより1階に集約された鉛直変形に対して効率的に作用。この方式は、ステップカラム方式と異なる、安定した鉛直方向支持形式である。
- ③ 同調付加質量機構（Tuned Mass Damper）：屋上に短辺方向および捩れ方向に作用するTMDを配置。建物1次固有周期に併せてチューニングし、制振シャフトの働きで支配的となった1次モードに対し、より効果的に作用。

3-2. 基礎・地下部の構造計画

上部構造短辺方向のアスペクト比が大きいことから、水平荷重時に柱には大きな変動軸力が作用して引抜き力が発生する。引抜き力を処理するため、軸鉄筋を増した場所打ちコンクリート杭を長辺方向の地下外壁、および縦置き粘性ダンパー近傍に沿って密に配置する。支持層はGL-14～15m以深の強固な支持層である東京礫層とし、引抜き力の特に大きな部位に関しては東京礫層を貫通させ、上総層に杭先端位置を設定して摩擦により抵抗している。杭基礎上部は、狭い敷地内で杭施工が可能な限界まで偏心させた杭の偏心曲げを処理するため1,800mm厚のマットスラブとしている。また、地下外壁に飲み込

まれる柱をSRC構造、柱脚および地下外壁の縦筋を密にし、柱脚・壁縦筋の定着長さを十分に確保することで引抜き力を杭まで十分に伝達できる様配慮している。地下構造は $t=500\text{mm}$ の地下外壁と $t=200\text{mm}$ のRC耐震壁、 $1,000\text{mm}\times 800\text{mm}$ （内蔵鉄骨 $500\text{mm}\times 400\text{mm}$ ）のSRC柱で構成し、建物に見合う十分な剛性と耐力を確保している。

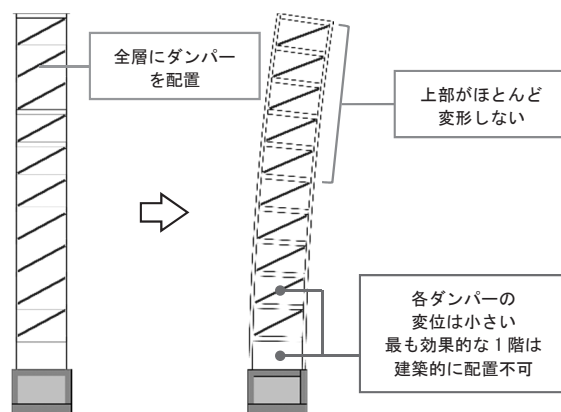


図2 一般的な高アスペクト比建物の制振架構

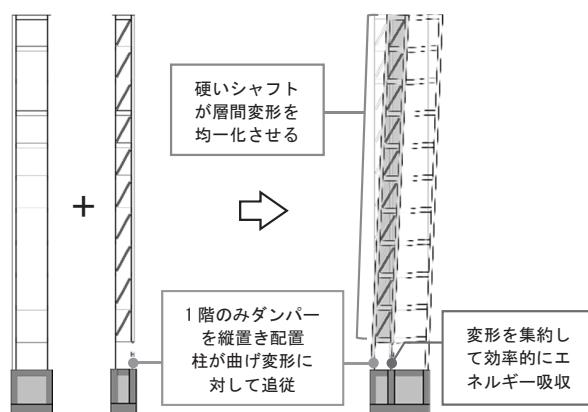


図3 提案する高アスペクト比建物の制振架構

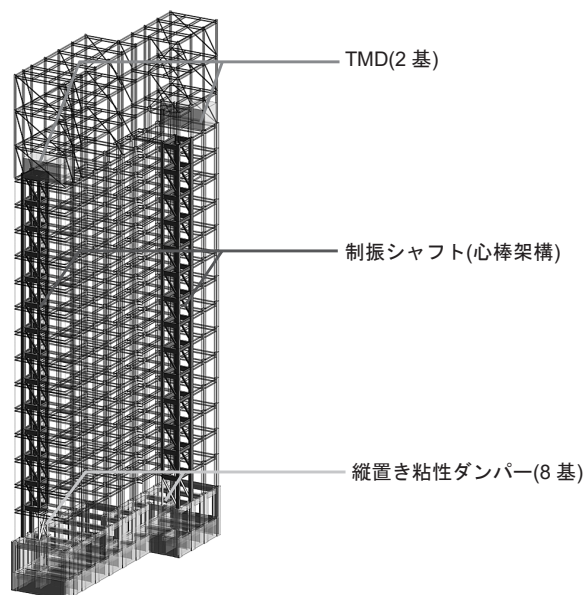


図4 構造システム

使用するオイルダンパーは新規開発したもので、図8に示す履歴を持つ特殊バイリニア機構で構成されている。1次減衰係数C1は最適減衰値、2次減衰係数は最適減衰値の6倍程度の値としている。メインターゲットが地震時である場合、地震荷重時に最適減衰値とするのが望ましいが、その場合ストロークとダンパー速度が過大になる。実際の限界値で性能試験を行うことが困難であり建築計画とも整合しないことから、上記の通り設定した。これに対し、可動マスの質量は、短辺方向における建物の1次固有振動における有効質量に対して約4.9%の質量比とし

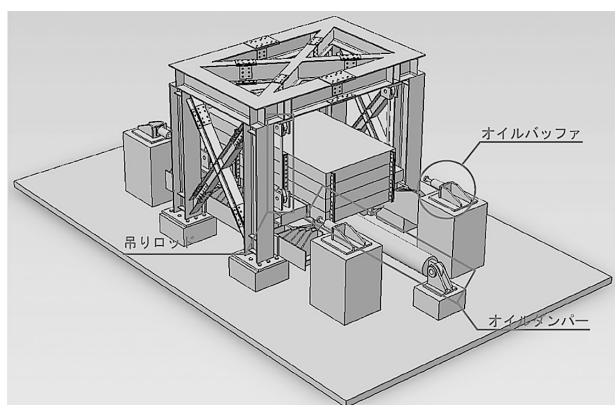
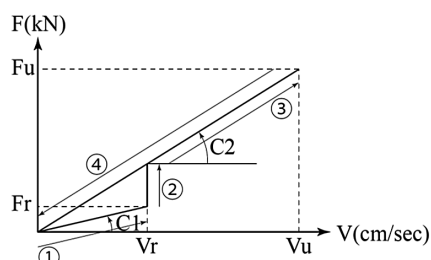


図7 TMD姿図



[減衰切替え機構]

- ① 風荷重(1年再現期間)用の低減衰機構
- ② 一定速度で高減衰機構に切替わる
- ③ 地震荷重用の高減衰機構
- ④ 原点指向型の高減衰機構(一定時間経過後に①に切替わる)

図8 TMD用オイルダンパー構成則

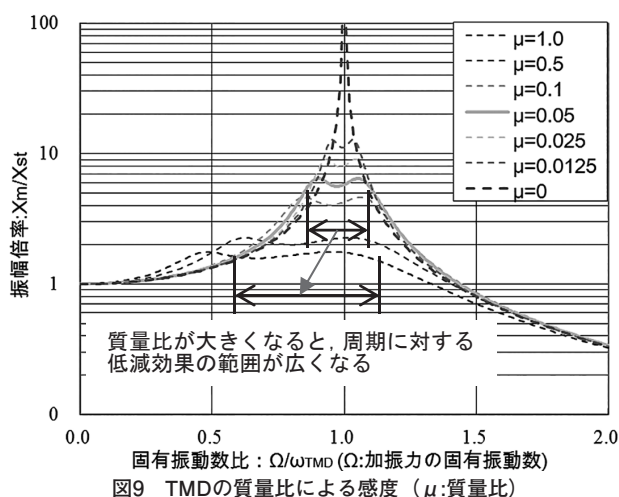


図9 TMDの質量比による感度 (μ :質量比)

て設定した。一般に風荷重を対象としたTMDシステムでは、0.5~1.0%程度の質量を設置してチューニングするものが多い。しかしながら、TMDの質量が大きくなると、図9に示す様に、質量効果による地震低減効果のある周期の広がり（いわゆる中間層免震構造的な効果）が現れ始める。その効果を利用すると、TMDの最適減衰理論から多少ずれた場合であっても、建物の振動低減効果が発揮可能^{1,2)}である。また、地震における振動が風における定常振動とは異なりランダム振動であることを考慮に入れても、上記も併せて質量効果を大きくしてチューニングするのが妥当であると考えられる。

4 振動応答解析

以下では、架構の振動モード性状と水平加振試験結果の比較、採用地震動、解析におけるモデル化、検討方針と応答結果について述べる。

4-1. 架構の振動モード性状と水平加振試験結果

後述の解析モデルに対し、振動固有値解析を行った結果を表1に示す。全体の1次モードは捩れ(RZ)方向で2.2s程度、2次モードは短辺(X)方向で1.9s程度と便宜的に区分しているが、実際は双方とも捩れと短辺方向への並進モードが連成しており、明確に区分は困難である。なお、重量・剛性ともに竣工時と同等となった条件下で常時微動測定と人力加振による水平加振試験を行っており、X方向の1次固有周期が1.67sであることを確認している。これは微小変形時の固有周期であり、実際に各ダンパーが主対象とする極めて稀に発生する地震動レベルの変形時には少し周期が伸びることが予想される。この事実も含め、検討上は後述の通り、固有周期のばらつきをも含めた検討を行っている。

4-2. 採用地震動

大地震を極めて稀に発生する地震動レベルと定義し、告示波3波と基整促波1波を、それらを上回る地震動としてサイト波12波の計16波に対して検討を行った。各詳細は図10に示す。

4-3. 解析におけるモデル化

図11にモデル化の概念図を示す。建物を部材レベルでモデル化した立体解析モデルから、剛床部位のみ各質点3自由度(X, Y, R_z)に縮約した剛性マトリクスを用いる。建物狭窄部を非剛床として床面剛性を評価し、その他は部分剛床として評価する。地下構造も同様とし、杭の伸縮・沈下・浮き上がりによるロッキングを評価するため、各杭位置で鉛直バネ剛性を評価する。粘性ダンパー／TMD用オイルダン

パーは部材位置にてそれぞれMaxwellモデル／Voigtモデルとして評価する。減衰は初期剛性比例型2%とし、 ω は振動固有値解析結果に基づく1次固有振動数を採用する。

4.4. 検討方針

本建物はTMDを使用していることから実固有周期に対して配慮する必要がある。表3に示す様に、杭支持バネの評価・合成梁効果の評価・積載荷重の評価により建物固有周期が最大限安全側に評価して1.58～2.07sとばらつく可能性があることから、制振部材のばらつき以外にも、建物固有周期のばらつきを考慮に入れた幅解析を行った。制振部材は製品検査後の評価であったことから、実際に製品検査で得られた数値を標準値として採用し、検査時の温度ば

表1 各モードの固有周期

	1 次	2 次	3 次
X 方向	1.86 [s]	0.52 [s]	0.31 [s]
Y 方向	1.76 [s]	0.53 [s]	0.27 [s]
R _Z 方向	2.22 [s]	0.63 [s]	0.30 [s]

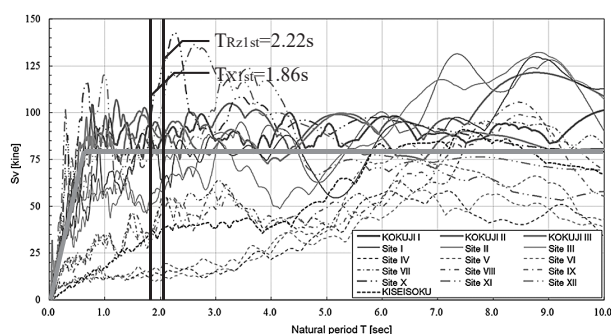


図10 各波の応答スペクトルと建物固有周期

表2 採用地震動

地震動		PGA [gal]	解析時間 [s]	
告示波	Hachinohe EW		507.9	120.00
	Tohoku U.		481.7	60.00
	JMA Kobe NS		531.6	60.00
サイト波	南関東地震 M7.9	北海道留辺蘂 NS 位相	447.8	250.0
		北海道陸別 NS 位相	411.6	250.0
		北海道糠平 NS 位相	406.4	250.00
	南海トラフ 地震 M9.0Love 波	千葉県行徳 NS 位相	93.9	327.68
		福島県猪苗代 NS 位相	101.4	327.68
		東京都辰巳 NS 位相	89.4	327.68
	南海トラフ 地震 M9.0 S 波	茨城県大宮 NS	130.9	327.68
		茨城県那珂湊 NS 位相	158.3	327.68
		福島県勿来 EW 位相	160.5	327.68
	内陸直下型 地震 M7.3	岡山県神郷 NS 位相	475.8	327.68
		島根県美保関 NS 位相	453.6	327.68
		鳥取県赤碕 NS 位相	367.3	327.68
基盤促波		KA1	75.3	655.36

らつきを包絡する様に幅を考慮して-5%(CaseA)～+10%(CaseB)の温度ばらつきを評価した。更に、固有周期に関しても前述の温度ばらつきに加えて表3に示すケースに対するばらつきとして、1.58(CaseC)～2.07[s](CaseD)の幅を評価した。

4.5. 応答結果

表4に応答結果を示す。告示波・基盤促波に関しては、頂部変形が標準状態・Case A・Dのそれぞれで最大367.9mm、376.0mm、384.7mmであった。またそれらを上回るレベルのサイト波に対しても、標準状態・Case B・Dのそれぞれで最大415.3mm、427.6mm、449.6mmであった。これらより、告示波・基盤促波はもとより、サイト波に対しても設計クラ

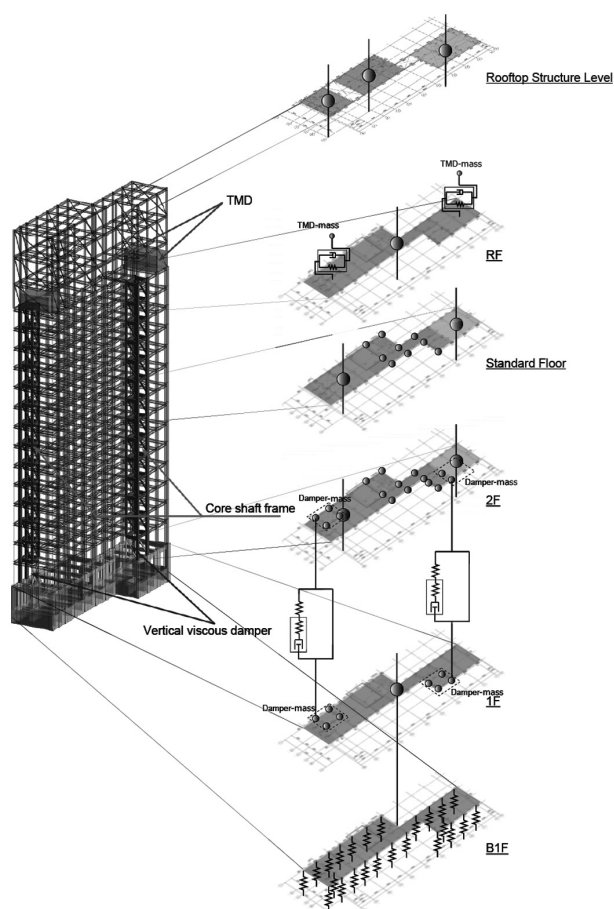


図11 地震応答解析モデル概念図

表3 建物固有周期のばらつき評価

鉛直支持条件	積載荷重	合成梁剛性評価	固有周期 [s]	ケース
ピン支持	ゼロ	+20%	1.58	Case C
		±0%	1.75	-
	フル	±0%	1.81	-
		-20%	2.02	-
バネ支持	ゼロ	+20%	1.62	-
		±0%	1.78	-
	フル	±0%	1.86	-
		-20%	2.07	Case D

イテリアである敷地境界線を越えないための条件である450mm以下の頂部変形にとどまっていることが確認できた。建物実固有周期が幅解析の評価の中に納まっていることも加え、設計与件を満足していることが確認できる。また、建物実周期が幅解析の短周期側よりであることから、十分に余力があることが確認できる。詳細は省略するが、ばらつきはあるものの付加減衰としても、縦置き粘性ダンパーのみで安定して2-3%、TMD用オイルダンパーのみでは5-14%程度付加できていることが確認できた。

5 風応答解析

本建物におけるTMDのサブターゲットとして、風荷重に対する居住性能の向上が挙げられる。そこで、風洞実験により得られた風荷重分布（周辺建物無し）の状態でも最も厳しいケース）に対して、風応答解析を行い、その効果を確認した。

応答解析は3層を1質点に集約した単純化モデルにより、10分間×6区間の風荷重に対して実施し、頂部最大応答加速度を確認した。モデルは微小変形領域であるため弾性とし、粘性ダンパーは効果を十分に発揮しない領域として評価せず、TMD用オイルダンパーのみ評価する。また、構造減衰は初期剛性比例型1%として評価する。図12にTMDの有無による各応答加速度と居住性指標による指標³⁾とを重ねてプロットした結果を示す。TMDが無い場合、応答加速度は20gal程度と非常に大きく、H-90に満たなかったが、TMDを設けることにより、大幅に加速度を低減でき、かなり厳しいケースでもH-70程度にまで居住性を改善出来ていることが確認できており、実際は周辺に建物があることから居住性に関しても問題ないと判断する。

6 まとめ

狭小地に建つ高アスペクト比建築物に対して、以下2つのシステムを提案した。

- ・制振シャフトにより変形を集約し、上部変形を均一化してモード制御を行う。
- ・振動モード制御と付加質量のチューニングにより、より効果的に縦置き粘性ダンパーとTMDの効果を発揮させる。

これにより、平面計画・意匠性を損なわず、従来に比較して非常に高効率な制振構造を実現した。なお、心棒架構は繰り返し変形や塑性化後の大変形時

にも建物の倒壊余裕度を大幅に向上できることが報告⁴⁾されており、本建物でも同様の効果があることが定量的に示せると考える。それにより、高アスペクト比建物の構造計画として更なる提案が可能と考える。

表4 頂部応答変形

	標準状態 [mm]	Case A [mm]	Case B [mm]	Case C [mm]	Case D [mm]
告示波	367.9	376.0	362.3	338.5	384.7
サイト波	415.3	420.6	427.6	394.4	449.6
基盤促波	109.9	112.4	105.3	103.1	116.0

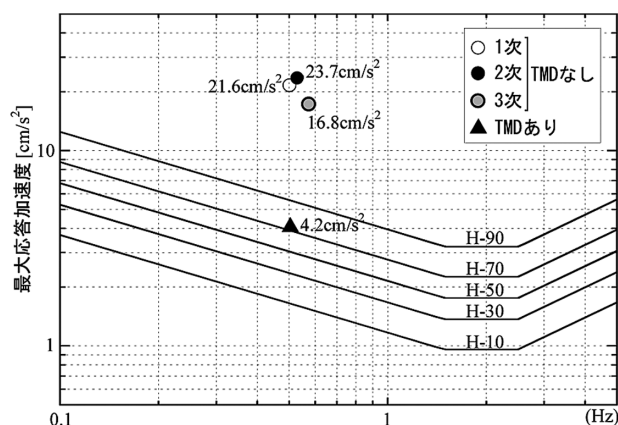


図12 風応答解析結果による振動居住性能評価

謝辞

本建物は繁華街に面する狭小地という厳しい条件のもと、関係者の多大なる協力により成立した。この様な機会を与えていただいた中埜産業株式会社様、施工者の清水建設株式会社様をはじめとする関係者の皆様に、この場を借りて御礼申し上げる。

【参考文献】

- 1) Katsuhide Murakami, et al., Proposal for an Efficient Damping System for High-Rise Buildings in Major Earthquakes, Journal of Disaster Research Vol.10 No.3, 2015
- 2) KURINO Haruhiko, et al., Development of Large Tuned Mass Damper with Stroke Control System for Seismic Upgrading of High-rise Building, Part-1 Requirements for TMD, Part-2 Study on TMD Constitution based on High-rise building model, AIJ Summaries of technical papers of annual meeting, 2014.9
- 3) 日本建築学会、建築物の振動に関する居住性能評価指標・同解説、2004.5
- 4) Yoshikazu ARAKI, et al., Controlling Collapse Mechanism of Tall Steel Frames and Reducing Response to Near-fault Ground Motions by Base-hinged Core Trusses, JSSC: steel construction engineering, Vol.23, No.91, pp.43-52, 2016.