

新砂プラザ 制振補強



人見 泰義
日本設計



井澤 保一
同



西川 大介
同

1 はじめに

「新砂プラザ」は1993年に竣工した高さ83mの超高層のオフィスビルである。本建物の設計時に模擬地震動による動的解析が一般的ではなく、観測波を最大速度で規準化したものを用いていた。

2017年に出された長周期通知で、既存の超高層建築物に対して、詳細検証や必要に応じて制振改修を行うことが推奨され、詳細検討を実施したところ、表層の地盤増幅を考慮した模擬地震動で検証すると、倒壊・崩壊には至らないものの、設計の想定を上回る変形が生じる結果となった。

そこで、地震時の変形を抑制し、揺れの継続時間を短くすることで長時間長周期地震動に対しても安全性を確保することを目的として、制振部材を追加設置する制振改修を行った。また、制振改修工事と併せて、リニューアル工事、BCP対応工事を行うことで、建物のバリューアップを図っている。



写真1 建物全景

2 建物概要

所在地：東京都江東区新砂一丁目6番7号

建築主：JST株式会社

設計監理：株式会社日本設計

施工：大林組・大豊建設共同企業体

改修工事：株式会社大林組

主要用途：事務所

敷地面積：16,846.34m²

延床面積：36,847.91m²

階数：地上17階、棟屋1階

最高高さ：83.2m

3 構造計画概要

3.1 上部構造

本建物は地上17階、塔屋1階のオフィスビルである。1階部分には低層棟が広がっており、構造的には一体となっている。図1に構造概要図を示す。

高層棟の2階柱より上部は鉄骨造で、ブレース付ラーメン構造である。2階床より下部の高層直下は鉄骨鉄筋コンクリート造、その他の部分は鉄筋コンクリート造で、耐震壁付ラーメン構造となっている。高層部は事務室として使用されている。平面的には短辺方向（南北方向）が34.6m、長辺方向（東西方向）に66.2mの長方形であるが、北西および南東の対角の位置で、隅部が雁行した形状となっている（図2）。北西および南東に2つのコアを有している。事務室部分のスパン割は、梁間方向に17.4mと15.0mの2スパン、桁行方向に6.4m×10スパンである。北西および南西のコア部には鉄骨ブレースを配置し、剛性、耐力を確保している。

低層部は、主として駐車場として使用されている。平面的には、高層部より南北に3スパンずつ張り出

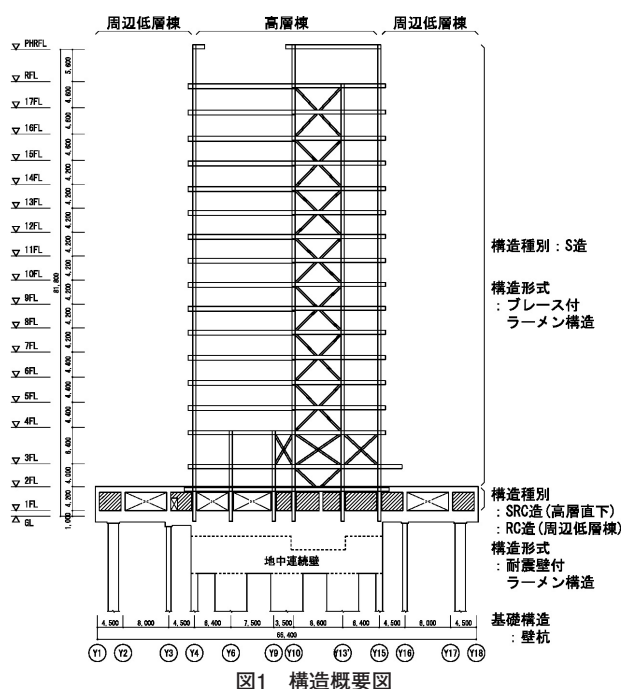


図1 構造概要図

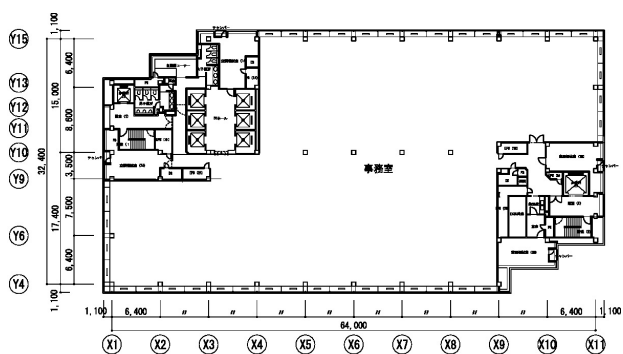


図2 基準階平面図

した形状となっており、南北方向66.4m、東西方向66.2mの正方形の平面をしている。建築計画に合わせて、鉄筋コンクリート造の耐震壁をバランスよく配置して剛性と耐力を確保させた。

3.2 基礎構造

杭はG.L.-52mの上部東京層（砂層）を支持地盤とする、壁杭（WALL FOUNDATION杭）としている（図3）。

高層棟の外周部にある基礎部分を、GL-10m液状化の可能性があるので、高層直下の壁杭を連結し地中連続壁とすることにより、杭頭がG.L.-10m以深となるようにしている。また、杭頭が液状化層に突出する部分は杭の剛性を確保し、-10m以浅の水平抵抗が0になっても安全であるように設計している。

また、周辺低層棟の杭も高層棟の壁杭と同様に水平力に対して設計すると共に、周辺低層棟も含めた建物全体に加わる地震力が、高層棟直下の杭で抵抗できる事も確認している。

建物重心とWALL FOUNDATION杭の剛心が一

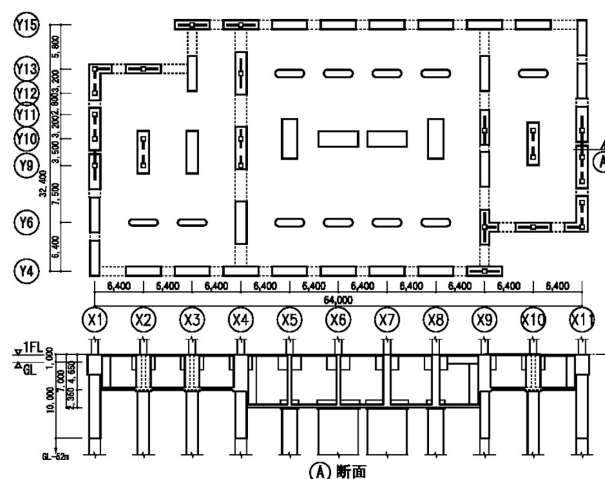


図3 杭伏図（高層直下のみ）

致するように、方向性を考慮して壁杭を配置することにより、ねじれに対して十分な剛性と耐力を確保している。

4 制振改修概要

使用した制振部材は、補強箇所が少なく、かつ、既存躯体の補強が最小限となる同調粘性マスダンパーとした（写真2）。同調粘性マスダンパーは、構造物に生じる層間変位等の直線運動をねじ軸上のボールナットに伝播し、内筒及び付加錘の回転運動に変換する過程で相対変位を増幅させる機構をもつ（図4）。ダンパー内の内筒が回転することにより、内筒と外筒の間に封入された粘性体がせん断変形し、粘性減衰力が発揮される。付加錘の回転に伴う回転慣性により質量増幅効果が得られ、ダンパーの実質量と比べて数千倍程度まで増幅された等価質量となる。



写真2 同調粘性マスダンパー

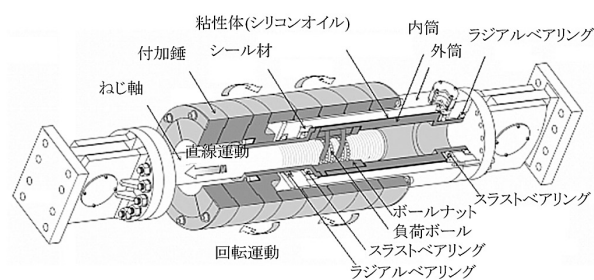


図4 ダンパー模式図

制振部材は4階から11階に追加設置し、箇所数は各階の長辺方向に2箇所、短辺方向に4箇所、計48箇所である。制振部材の総数は86基である（図5、図6、写真2）。

同調粘性マスダンパーおよびダンパー周辺架構部材の設計は以下の手順により行った。まず、ばらつ

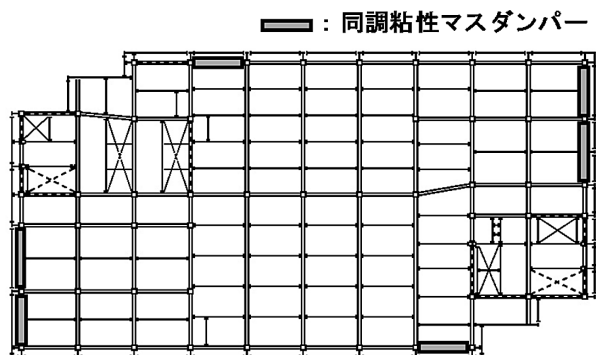


図5 制振部材配置図（伏図）

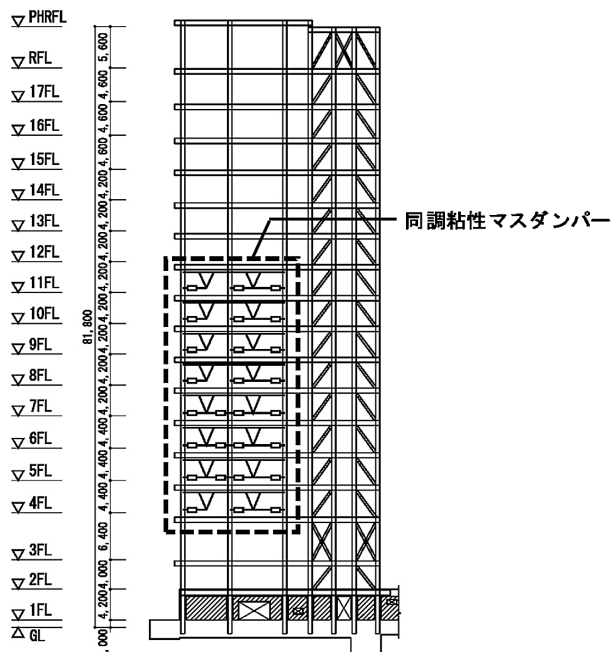


図6 制振部材配置図（軸組図）



写真3 制振部材設置状況

きを考慮した軸力制限荷重に対してダンパー周辺架構部材を設計する。最適制御手法により、ダンパー周辺架構部材の剛性に同調するような同調粘性マスダンパーの等価質量を決定し、粘性減衰係数を求めた。表1に同調粘性マスダンパーの諸元を示す。

図7に同調粘性マスダンパーを設置した1質点系モデルに調和地動を入力したときの変位応答倍率を示す。周辺架構部材の剛性が最適値より低くなる場合にはダンパーの実効変形が小さくなるため、ダンパーが有効に働かない。このため、剛性のばらつき等を考慮して支持部材の剛性が最適値より大きくなるようにダンパーの設定値を決めている。ダンパーを設定値としたときの変位応答倍率は最適値としたときよりも大きくなるが、ダンパーがない場合と比較すると小さくなっており、ダンパーによる応答低減効果を有している。

反力を受ける本体架構の補強が不要となるように、ダンパーに軸力制限を設けている。ダンパーの取付部を部分的にモデル化したFEM解析（図8）により検討し、ダンパーの軸力制限荷重を800kNに設定した。

表1 ダンパー諸元

ストローク(mm)		±100
等価質量(ton)		2,000
目標粘性減衰係数(kNs/m)		2,400
減衰係数 べき乗型	C(kN/(m/s) ^α)	600
	α	0.5
最大軸力制限荷重(kN)		800

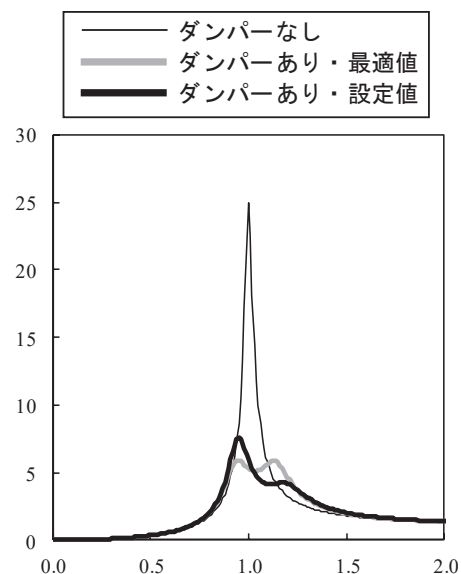


図7 変位応答倍率

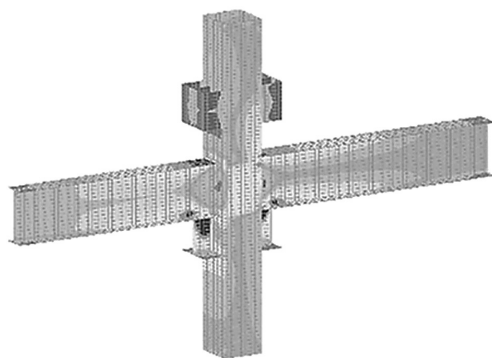


図8 FEM解析



写真4 剛性確認試験

また、ダンパー周辺架構部材の剛性が設計で考慮した所定の範囲にあることを確認するために、施工時に剛性確認試験を行い、補強鉄骨の剛性が設計範囲であることを確認した（写真4）。

5 地震観測

2011年の東日本大震災において、建物には大きな損傷は生じなかったが、固定されていない棚が一部転倒するなどの被害が生じた。近隣の土木技術支援・人材育成センターにおける東日本大震災の観測記録（地盤）の擬似速度応答スペクトルを確認すると、1～2秒で60cm/s程度となっており（図9）、地震動の表層地盤の増幅が大きいと推測できた。

これを受け、表層地盤の影響により、地震動がどの程度増幅されて建物に入力しているかの確認を行うために、2012年5月より建物の地震観測を実施した。

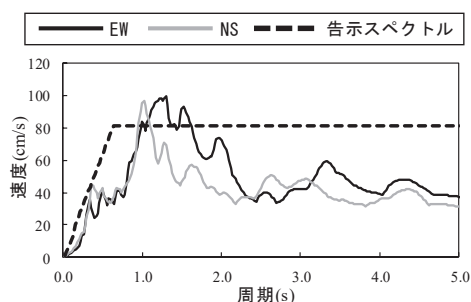


図9 東日本大震災の擬似速度応答スペクトル
（土木技術支援・人材育成センター（地盤））

地震観測結果2012年12月7日三陸沖地震M7.3の例を表2に示す。建物周期は約1.97秒となっており、基礎固定の解析モデルによる固有値解析結果より長くなっている。これは、地盤の影響と思われる。また、RD法により求めた建物の減衰はほぼ2%程度であった。また、地表面の観測フーリエスペクトルおよびH/Vスペクトルによると、地盤の卓越周期は1秒程度であることがわかった。

表2 地震観測による固有周期と減衰定数

方向	X 方向	Y 方向
1 次固有周期(s)	1.97	1.93
2 次固有周期(s)	0.60	0.61
減衰定数(%)	1.7	2.1

表3には解析モデルから得られた固有値解析結果と主な地震観測記録から算定した固有周期を合わせて示している。解析モデルと地震観測記録による固有周期は概ね一致していることを確認した。

表3 固有周期

方向	X 方向		Y 方向	
次数	1 次	2 次	1 次	2 次
固有値解析結果	1.91	0.60	1.88	0.60
千葉県北西部地震 M5.2	2.02	0.58	2.04	0.59
千葉県東北沖地震 M6.3	1.85	0.58	1.84	0.59
三陸沖地震 M7.3	1.97	0.60	1.93	0.61

6 地震応答解析結果

6.1 耐震性能目標および設計用入力地震動

表4に耐震性能目標を示す。設計用入力地震動は観測波3波、告示波5波、基盤促波KA1、サイト波の計10波を考慮した（表5、図10）。観測波を除く設計用入力地震動は表層地盤による増幅を考慮している。

本建物では地震観測を行っており、2012年12月7日に地表面にて観測された地震動（三陸沖・マグニチュード7.3・最大震度5弱）を位相特性として採用した告示波を作成している（新砂位相）。

サイト波の作成においては、地震調査研究推進本部の発表による、相模トラフで発生する元禄関東地震（M8.5）を想定した計算結果を参考としている。これによれば、都庁における相対速度応答スペクトル（減衰定数5%）は、本建物周期となる2秒付近ではKA1のスペクトルを上回る。そのため、東京都が

表4 耐震性能目標

レベル	稀に発生する地震動【震度 5 弱程度】	極めて稀に発生する地震動【震度 6 強程度】
建物の状態	無被害 機能維持	小破 指定機能確保
最大層間変形角	1/200 以内	1/100 以内
部材応力	短期許容応力度 以内	柱のヒンジ発生 なし
部材塑性率	1.0 以下	4.0 以下
梁端の損傷度 D 値	—	1.0 以下

表5 設計用入力地震動（極めて稀に発生する地震動）

種類	地震波名	A_{max} (m/s ²)	V_{max} (m/s)	t_0 (sec)
告示波	告示波 (ランダム位相)	3.50	0.60	120
	告示波 (八戸位相)	2.74	0.62	320
	告示波 (神戸位相)	3.44	0.67	120
	告示波 (新砂 EW 位相)	3.52	0.51	320
	告示波 (新砂 NS 位相)	3.20	0.55	320
観測波	El Centro 1940 NS	5.11	0.50	54
	Taft 1952 EW	4.97	0.50	54
	Hachinohe 1968 NS	3.33	0.50	51
基整促波	KA1	0.65	0.24	650
サイト波	東海・東南海地震 ($M_J8.3$)	3.16	0.58	600

A_{max} ：最大加速度、 V_{max} ：最大速度、 t_0 ：継続時間

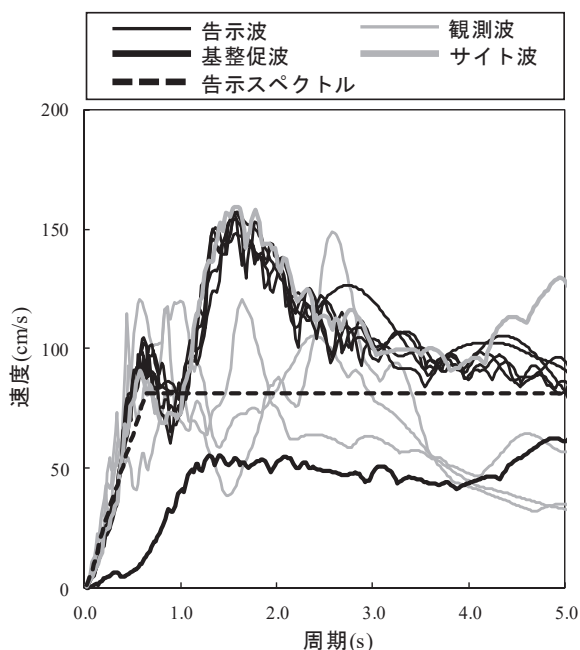


図10 擬似速度応答スペクトル

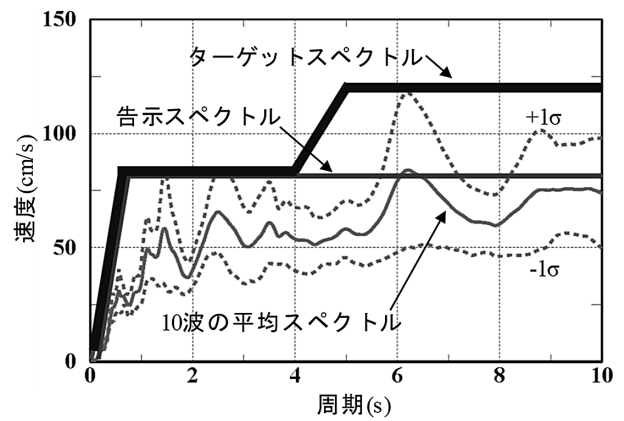


図11 サイト波のターゲットスペクトル

東海・東南海地震 ($M_J8.3$) のばらつきを想定して設定したスペクトルを採用した (図11)。位相特性を乱数として、このスペクトルにフィティングするように基盤波を作成し、表層地盤の増幅を考慮してサイト波を作成した。

6.2 地震応答解析結果

地震応答解析結果の一例として、極めて稀に発生する地震動時における最大層間変形角を図12に示す。最大層間変形角はすべての地震動で、耐震性能目標である1/100以下となった。

同調粘性マスダンパーの履歴性状の一例を図13に示す。最大軸力は最大変位では発生しておらず、建物応答と位相がずれていることが確認できる。

同調粘性マスダンパーのエネルギー吸収に伴う温度上昇は最大で60度程度であり、粘性体の減衰性能の低下率は90%程度と小さく、問題ないことを確認した。

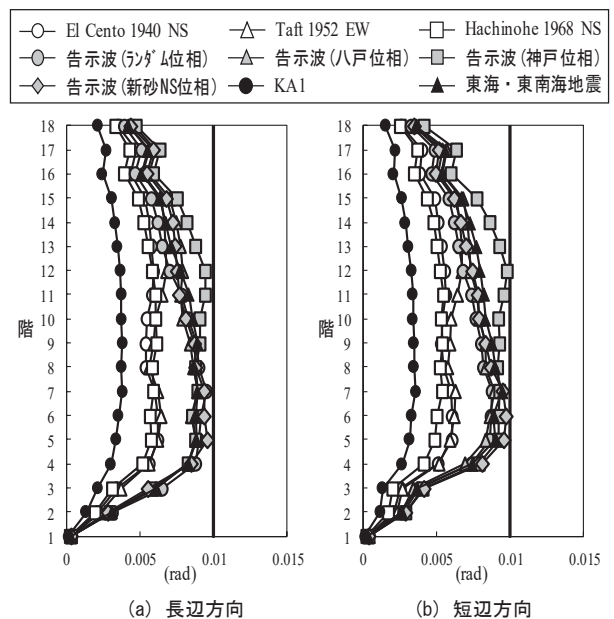


図12 最大層間変形角

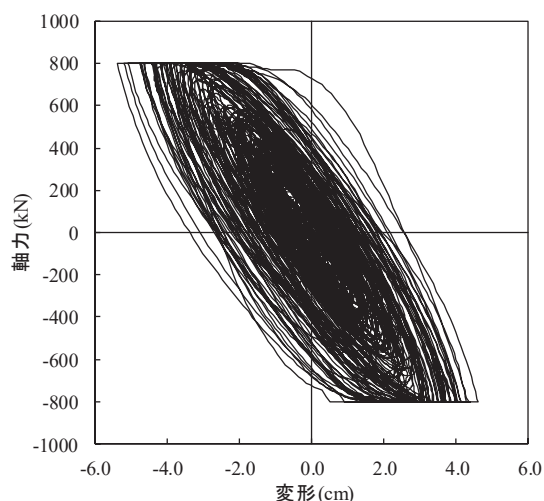


図13 ダンパー履歴性状

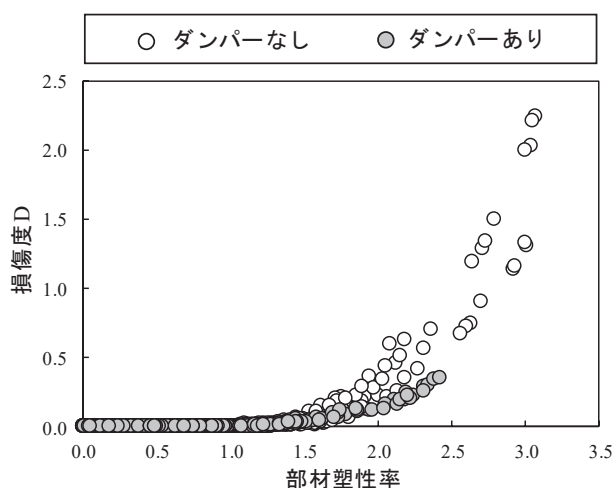
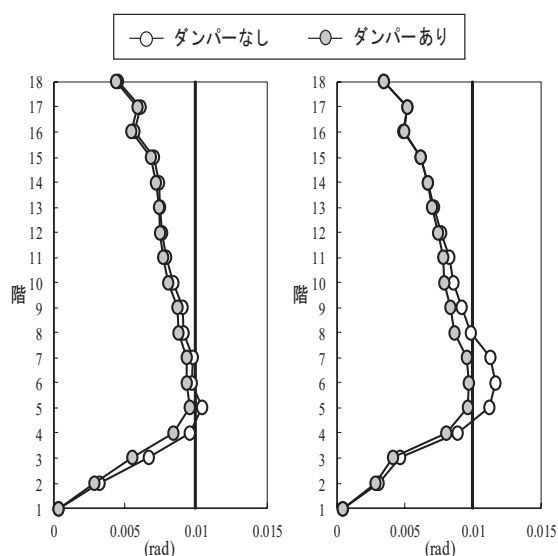


図15 部材塑性率に対する損傷度D
(短辺方向・告示波（新砂NS位相）)



(a) 長辺方向 (b) 短辺方向

図14 応答低減効果

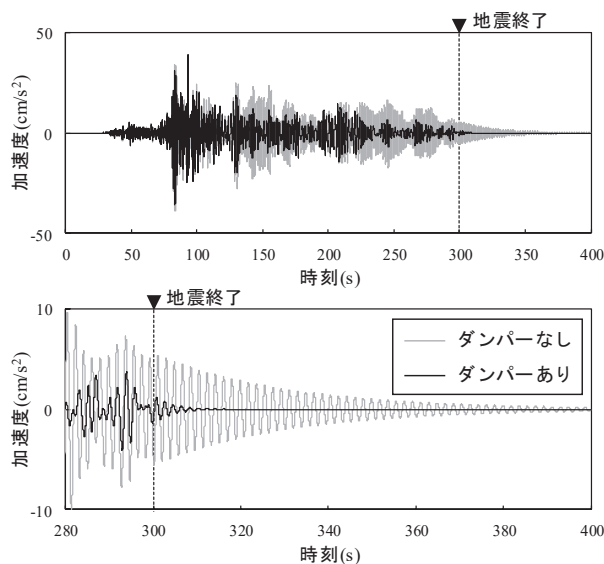


図16 時刻歴応答加速度

6.3 制振効果

ダンパーの有無による告示波（新砂位相）入力時の最大応答層間変形角を図14に示す。ダンパーによる応答低減効果は長辺方向で92%程度、短辺方向で83%程度の結果となった。

全ての梁端における部材塑性率に対する損傷度Dを図15に示す。短辺方向に告示波（新砂NS位相）を入力した場合を示している。ダンパーを設置することにより、部材の塑性率が低減されるとともに、損傷度Dは1.0以下となることを確認している。

地震観測記録（2012年12月7日）を入力としたときの17階の床応答加速度を図16に示す。ダンパーを設置することにより、継続時間中の応答加速度は低減され、後揺れも早期に解消している。

7 おわりに

同調粘性マスダンパーによる制振改修により、極めて稀に発生する地震動や長周期地震動に対して、小規模な修復によってほぼ完全に当初の機能を迅速に回復可能な建物性能とすることが出来た。

制振改修工事は順調に進んでおり、建物全体のリニューアル工事は、2020年6月に竣工予定である。長周期地震動対策として、建物高さ80mクラスの制振改修工事は国内でも初である。この貴重な機会を与えて頂いたJST株式会社をはじめ、日鉄興和不動産株式会社、株式会社大林組ほか関係者の皆様にこの場を借りて感謝申し上げます。