T2R2 東京科学大学 リサーチリポジトリ
Science Tokyo Research Repository

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	超高層免震建物の風応答観測記録に基づく免震ダンパーの疲労損傷評価
Title(English)	
著者(和文)	佐藤大樹, 村上智一, 田村哲郎, 普後良之, 吉江慶祐, 笠井和彦, 北村春幸
Authors(English)	Daiki Sato, Tomokazu Murakami, TETSURO TAMURA, Yoshiyuki Fugo, Keisuke Yoshie, KAZUHIKO KASAI, Haruyuki Kitamura
出典(和文)	第12回日中建築構造技術交流会論文集, , ,
Citation(English)	, , ,
発行日 / Pub. date	2017, 9

Powered by T2R2 (Science Tokyo Research Repository)

超高層免震建物の風応答観測記録に基づく免震ダンパーの疲労損傷評価

佐藤大樹 [1)]　村上智一 [2)]　田村哲郎 [1)]　普後良之 [3)]　吉江慶祐 [4)]　笠井和彦 [2)]　北村春幸 [5)]
Daiki SATO[1)], Tomokazu MURAKAMI [1)], Tetsuro TAMURA [1)], Yoshiyuki FUGO[1)], Keisuke YOSHIE [1)], Kazuhiko KASAI [1)] and Haruyuki KITAMURA[2)]
1）東京工業大学，2）JFE エンジニアリング，3）風工学研究所，4）日建設計，5）東京理科大学

Abstract
The number of the isolated building has been gradually increasing after Kobe earthquake in 1995. The wind resistant design of the building is done so that the primary members become the elastic-region even if the strong wind forces are acted. In the high-rise seismic isolated building with the low natural frequency, the seismic isolation layer may become plasticity against the strong wind. This paper discusses about the fatigue damage evaluation method for the steel damper of high-rise seismic isolated building based on wind-induced response observation data.
Keywords: seismic isolated building, fatigue damage, wind-induced response, observation data

１．はじめに

近年，超高層建物にも免震構造が積極的に採用されるようになってきた。建物が高層化すると地震力に対して相対的に風荷重が大きくなるのに加え，風荷重は地震に比べ継続時間が長いといった特徴があるため，免震ダンパーの疲労損傷の評価が重要になってきている。現行の日本の耐風設計は，原則として構造物の弾性範囲に対する設計となっており，構造物の風応答時の最大荷重効果（各部の変形や応力）を評価して行われている。この時，風速の変動を平均化時間 10 分とした統計データをもとにしているため，耐風設計もこれに従って評価時間 10 分間として構築されている。しかし，疲労損傷等の累積的な荷重効果を考える場合には，当然ながら風の作用時間や 10 分を超える変動に関する情報が必要になる。1 台風の風速変動を考慮した疲労評価は吉田らの研究があるが[1]，建物の供用期間中の風応答による疲労評価は，評価期間中の風速別累積作用時間を確率統計的方法と台風シミュレーションを組合せて評価し，各風速に対する単位時間当たりの疲労損傷との積により行われている[2],[3]。いわば，平均化時間 10 分での応答を評価して，それらの累積によって疲労損傷を評価する方法であり，建物の供用期間中の累積疲労損傷の評価には実用的な方法であるが，強風や台風の 1 イベント中の経時変化と 10 分間での疲労損傷の対応を確認する必要がある。この点について，比較検討した例は殆ど無く、特に観測記録を用いた検討は皆無であるといえる。

そこで本報では，実観測記録に基づき検討を行い，10 分間毎に分割した免震層変位の時刻歴波形を用いて，平均成分を有する強風イベント全体における免震ダンパーの疲労損傷評価が出来る手法を提案する。はじめに，東京工業大学すずかけ台キャンパス（神奈川県横浜市）J2 棟（以後，

J2 棟）で観測された 5 つの強風イベント[4],[5]を対象として，強風イベント全体の疲労損傷度と 10 分毎のデータの疲労損傷度の合計を比較する。次に，強風イベント全体の免震層変位波形における，10 分を超える周期をもつ振幅の存在を明らかにし，実観測記録に基づき 10 分間毎に分離した時刻歴波形のみを用いて強風イベント全体の免震ダンパーの疲労損傷を簡易に評価できる実用的な方法を提案する[1]。最後に，平均風速も複雑に上下する実際の台風イベントの風観測データを元に，免震層が弾塑性挙動する風速として最大風速が再現期間 500 年になるような模擬波形を作成する。また解析モデルに対しても固有周期および鋼材ダンパーの降伏せん断力係数を変化させたパラメータスタディを行なう。

２．建物および観測概要

J2 棟（図 1）では複数層における応答加速度，免震層変位および建物頂部北側の風向風速が常時観測されている。J2 棟は，2005 年竣工，地上 20 階，塔屋 2 階，高さ 91.35m の総合研究棟であり，搭状比約 5.3，辺長比 3 の非常に扁平な形状の超高層免震建物である[6]。表 1 に鋼製ダンパー概要を示す。図 2 に免震層の概要を示す[7]。免震層は天然ゴム系積層ゴム支承（NRB1100, NRB1200）計 16 基，U 型鋼製ダンパー計 14 基，オイルダンパー 2 基から構成されている（図 2）。免震層には，小変形用（±100 mm レンジ）の変位計が X 方向（短辺）に 2 箇所，Y 方向（長辺）に 1 箇所設置されている。X 方向では，捩れ中心が 2 つの変位計の中央にあることを確認しているため[8]，両変位計の平均を用いることで捩れ成分を除き，並進成分を算出している。建物頂部の北側には三杯式風速計、矢羽根式風向計が設置されている。風速データは 3 秒ごとに平均し，瞬間風速として記録される。風向は正 16 方位で記録される（図 3）。本報では，caseA～caseE の 5 つの強風イベントに対して検討を行なう（図 4）[4],[5]。本報では，観測記録より頂部風速 5m/s 以下を免震層が変位しない微風と判断し，風速 5m/s から再び風速が 5m/s 以下になるまでを 1 つの強風イベントとして疲労損傷評価の対象時間としている。なお，免震層の時刻歴波形は各強風イベントの開始直前の 10 分間の平均値を初期値のずれとしてゼロ点補正（オフセット）を行っている。図 5 に免震層変形の時刻歴を示す。

表１　鋼製ダンパー概要

ダンパー基数			降伏変位	降伏荷重	ダンパー部
一体型	別置型	計	(mm)	(kN)	高さh (mm)
12	2	14	31.7	304	374

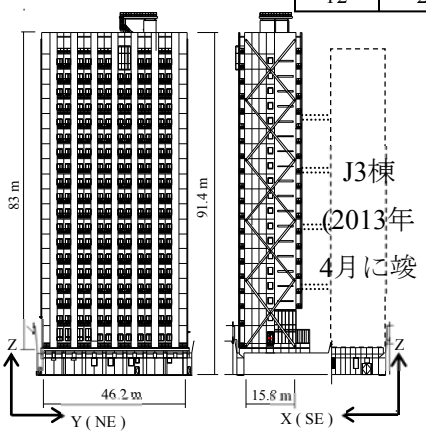


図２　J2 棟立面図

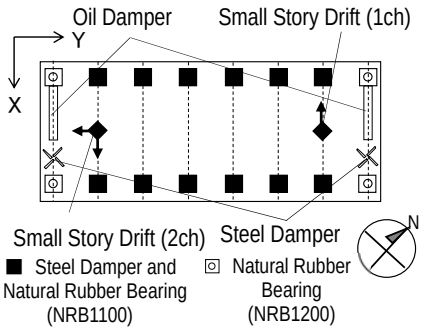


図２ 免震層の概要

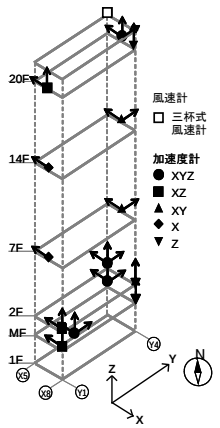
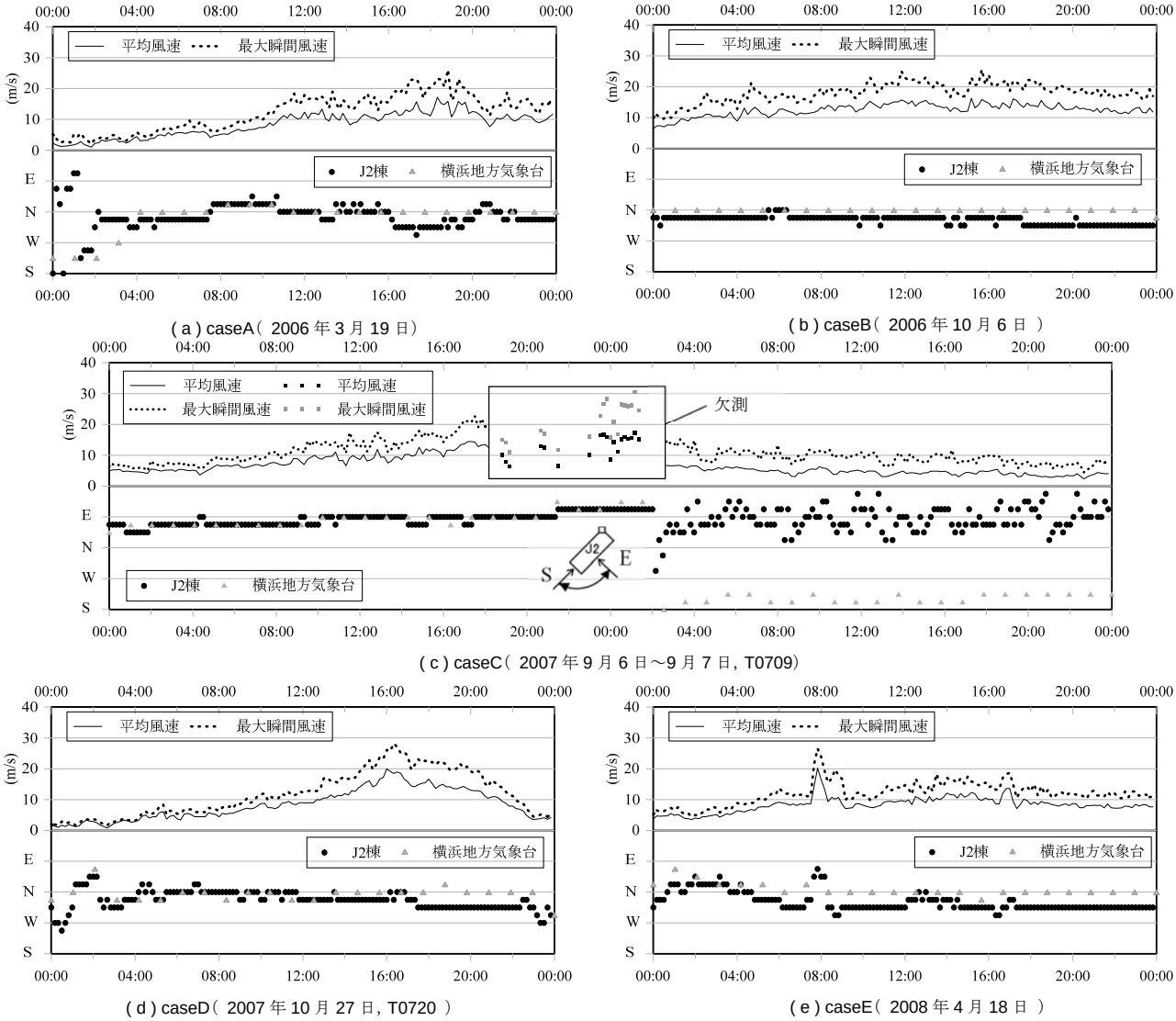


図３　加速度計の設置位置



(a) caseA（ 2006 年 3 月 19 日）

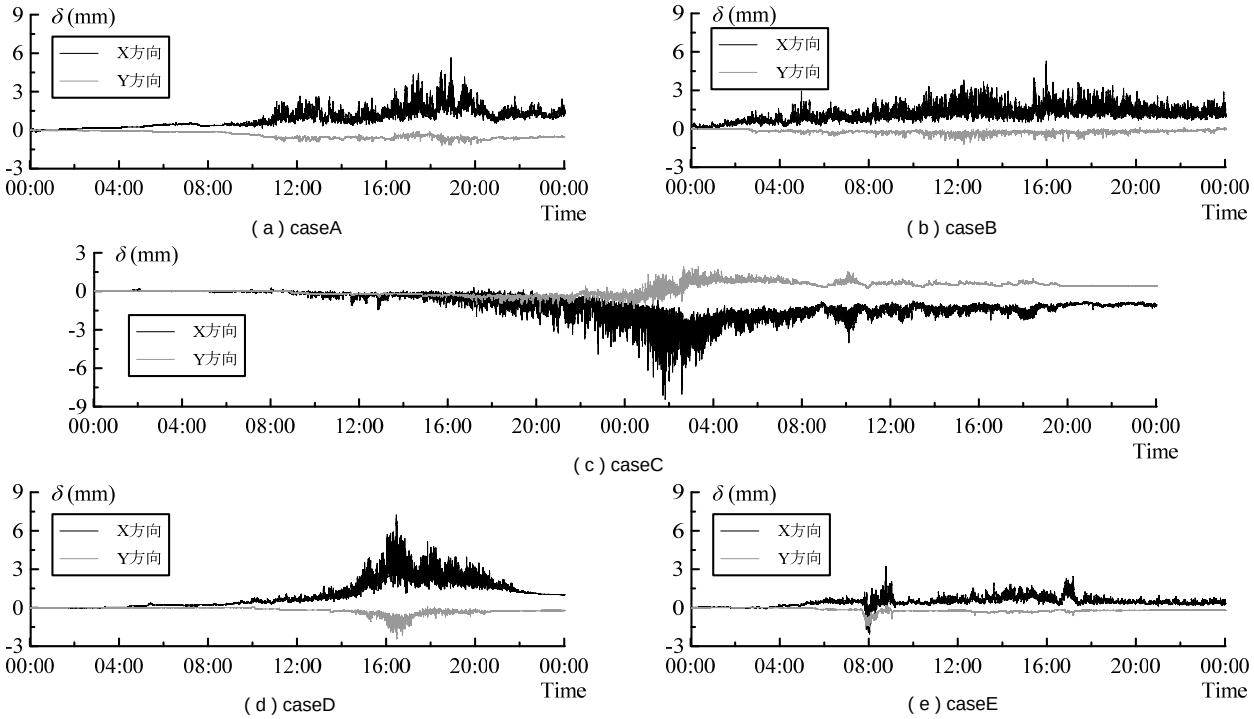
(b) caseB（ 2006 年 10 月 6 日 ）

(c) caseC（ 2007 年 9 月 6 日～9 月 7 日, T0709）

(d) caseD（ 2007 年 10 月 27 日, T0720 ）

(e) caseE（ 2008 年 4 月 18 日 ）

図 4　各強風イベントの風速風向



(a) caseA

(b) caseB

(c) caseC

(d) caseD

(e) caseE

図 5　免震層変位の時刻歴波形

３．疲労損傷度算出方法

本報では，X 方向および Y 方向それぞれに対して損傷評価を行う。疲労損傷度（D 値）は，Rainflow 法[9],[10]より算出した免震層変位の全振幅δ_k毎に，Miner 則を用いて算出する。

$$D = \sum D_k = \sum_{k=1}^{np} \frac{N_k}{N_{f(\delta_k)}} \qquad (1)$$

ここで，D_k：全振幅δ_kの疲労損傷度，np：全振幅δ_kの総数，N_k：全振幅δ_kのサイクル数（1 または 1/2 サイクル），$N_{f(\delta_k)}$：δ_kにおける破断回数である。

鋼材ダンパーの疲労性能を評価する疲労曲線として，Manson-Coffin 式を適用する。破断回数 N_f は免震層の平均せん断変形角γ_k（%）との関係（式(2)）に，Newton 法を用いて数式を回帰することで算出する。なお，γ_k は，全変位振幅 δ_kを免震ダンパー高さ h（表 1）で除した（式(3)）で表される[11]。

$$\gamma_k = 35 N_{f(\delta_k)}^{-0.15} + 3620 N_{f(\delta_k)}^{-0.80} \qquad (2), \qquad \gamma_k = \frac{\delta_k}{h} \times 100 \qquad (3)$$

本報では変位計の分解能[6]より，0.1 mm 以下を除いた全てのδ_kを対象として D 値の評価を行なう。

４．周期が 10 分を超える変動による疲労損傷の分析

図 6 に caseD における免震層変位の時刻歴波形を示す。図 6 より免震層変位波形は平均成分および変動成分が時々刻々と変化している様子が確認できる。また，最大変位発生時刻付近に着目すると，変動成分の最大振幅は，5mm 程度に対し，平均成分を含む変位は 7mm 程度である。全振幅に対する破断回数は式(3)に示すように対数的な変化をするため平均成分が D 値に与える影響は無視できないことが伺える。図 7 に caseD の X 方向における免震層変位のピークファクタを示す。図 7 より，免震層変位のピークファクタは正側と負側で大きく差が生じている箇所が存在することが確認できる。これは実際の免震層変形の変動成分の最大値と最小値が異なることを表している。図 8 に caseD における強風イベント全体の免震層変位波形から全振幅ごとに算出した D 値と波形の周期の分析を示す。ここでの D 値は平均成分の影響が加味されている。波形の周期は，Rainflow 法により各全振幅に分解した波形を，1 または 1/2 サイクルとしてカウントし，それぞれの開始と終了時間の差から算出している。図 8 より，平均成分を有する強風イベント全体の免震

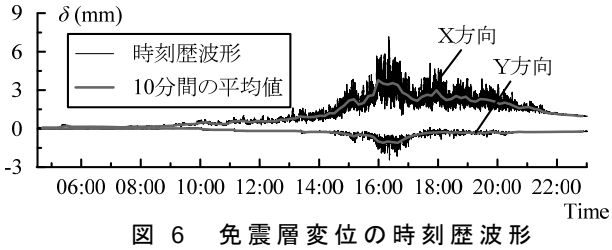


図 6　免震層変位の時刻歴波形

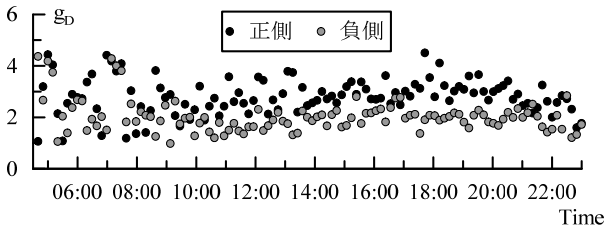
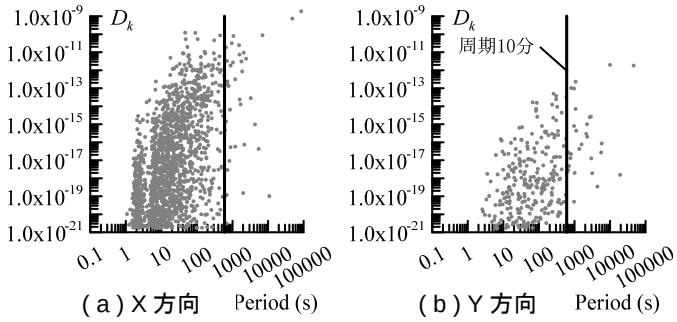


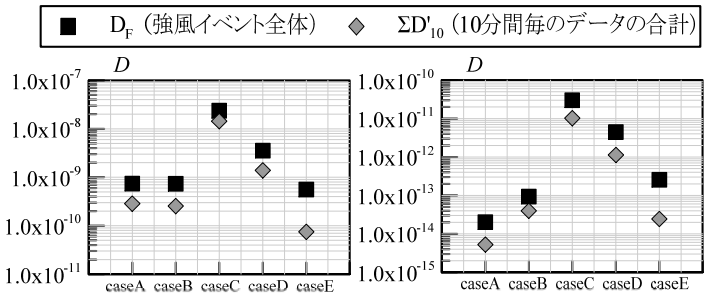
図 7　免震層変位のピークファクタ（caseD，X 方向）



(a) X 方向　(b) Y 方向

図 8　D 値と波形の周期の分析

層変位波形には 10 分以上の周期をもつ波形が数多く存在しており，かつ比較的 D 値が大きいものも多いことが確認できる。図 9 に各強風イベントにおける。強風イベント全体の D 値（D_F）と 10 分間毎のデータの D 値の合計（$\Sigma D'_{10}$）を示す。図 9 より，強風イベント，方向で異なるが，$\Sigma D'_{10}$ が，D_F に対して約 0.1～約 0.6 倍と小さい値を示した。この差は図 8 に示す 10 分以上の周期をもつ全振幅の D 値によって生じたものである。つまり，10 分間の時刻歴波形に基づき算定した D 値を足し合わせる手法では，平均成分を有する強風イベント内に存在する周期が 10 分以上の波形による D 値を評価出来ておらず，過小評価をしていることを確認した。



(a) X 方向　　(b) Y 方向

図 9　D 値の算出結果

５．10 分間毎のデータを用いた疲労損傷度評価手法

前章では，強風イベント全体の疲労損傷度（以後，D 値）と 10 分間毎のデータの疲労損傷度の合計を比較した。10 分間毎のデータの D 値の合計は強風イベント全体の D 値に対してイベント，方向により異なるが約 0.1 倍～約 0.6 倍と小さい値を示した。つまり，10 分間の時刻歴波形に基づき算定した D 値を足し合わせる手法では，平均成分を有する強風イベント内に存在する周期が 10 分以上の波形による D 値を評価出来ておらず過小評価をしていることを確認した。そこで本章では，10 分間毎のデータを用いて周期が 10 分以上の波形の影響を考慮した平均成分を有する強風イベント全体の疲労損傷評価手法の提案を行なう（表 2）。

平均成分を有する強風イベント内に存在する周期が 10 分以上の波形による D 値を $\tilde{D}$ と定義し，評価手法の D 値（D_E）を，10 分間毎のデータの D 値の合計（$\Sigma D'_{10}$）を用いて式(4)で算出する[5]。

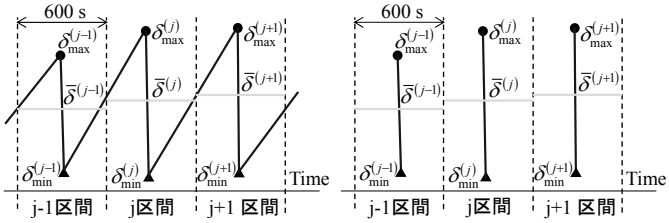
$$D_E = \tilde{D} + \sum_{j=1}^{n'} D'_{10} \qquad (4)$$

ここで，j：10 分間のステップ数

$\tilde{D}$ は，10 分間毎の最大値（$\delta_{\max}$）と最小値（$\delta_{\min}$）をつなげて作成した波形（図 10(a)）を用いて算出される。なお，ここで用いる $\delta_{\max}$ と $\delta_{\min}$ は平均成分を含んだ値である。まず，図 10(a)の波形に対して Rainflow 法[9],[10]で評価した全振幅を用いて算出した D 値を $\hat{D}$ と定義する。この $\hat{D}$ には，式(1)の $\Sigma D'_{10}$ を算出する際にすでにカウントしている部分が図 10(b)に示すように，10 分間毎に 1/2 サイクルずつ含まれる。この重複部分の D 値を D''_{10} と定義し，$\tilde{D}$ を式(5)により算出する。

表 2 10 分間における最大値最小値波形の算出方法

	最大値・最小値	発生時刻
手法1	観測記録	観測記録
手法2	観測記録	必ず最大値が最初に発生する



(a)波形の作成方法($\hat{D}$)　　(b) 重複している振幅

図 10 評価手法の概要（$\tilde{D}$）

$$\widetilde{D} = \hat{D} - \sum_{j=1}^{n'} D''_{10} \qquad (5)$$

ここでは免震層変位の観測記録において，10 分間毎の最大値，最小値およびその発生時刻が既知であるとし，10 分間毎のデータを用いて全体の D 値を算出する手法を手法 1 と呼ぶ（表 2）。具体的には 10 分間における発生時刻を考慮し，作成した波形（図 11）を用いて $\hat{D}$ を求める。図 12 に手法 1 の最大値最小値波形の一例として caseD の X 方向における最大変位発生時周辺の 50 分間の結果を示す。

図 13 に強風イベント全体の D 値（D_F）に対する手法 1 による D 値（D_{E1}）の割合を示す。図 13 より，D_{E1} は D_F に比べ，強風イベント，方向で異なっているが，約 1 ～約 1.1 倍と大きく評価できていることが分かる。

６．耐風設計法に準じた評価手法

前章では，10 分間毎の最大値，最小値およびその発生時刻が既知である場合において，10 分間毎のデータを用いて強風イベント全体の D 値を算出する手法を示した。しかし，スペクトル法により最大値，最小値を推定する場合にはそれらの発生時刻を規定することは出来ない。そこで，観測記録における最大値，最小値の発生時刻を無視し，必ず最大値が先に発生すると仮定し，つないだ波形（図 14，15）を用いる評価手法を手法 2 とする（表 2）。なお，作成する波形の形状より手法 2 の D 値は手法 1 の D 値に比べ必ず大きい値を示すことが分かる。

図 16 に各強風イベントの全体の D 値（D_F）と手法 1 の D 値（D_{E1}），手法 2 の D 値（D_{E2}）を示す。図 16 より，D_{E2} は強風イベント，方向によらず D_F より大きく評価できていることが分かる。また，その値は D_F に対して約 1 倍～約 1.2 倍になることが確認できた。以上のことから，10 分間毎のデ

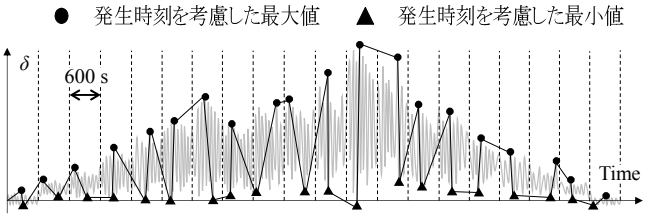


図 11 最大値最小値波形の模式図（手法 1，$\hat{D}$）

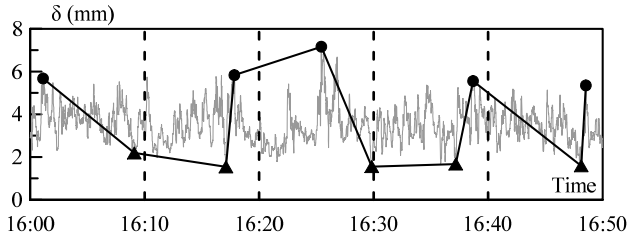


図 12 手法 1 の最大変位発生時周辺 50 分間の最大値最小値波形

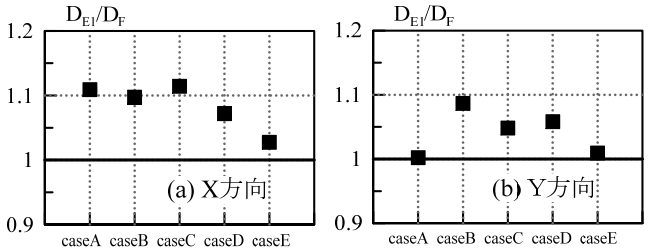


図 13　強風イベント全体と手法 1 の比較

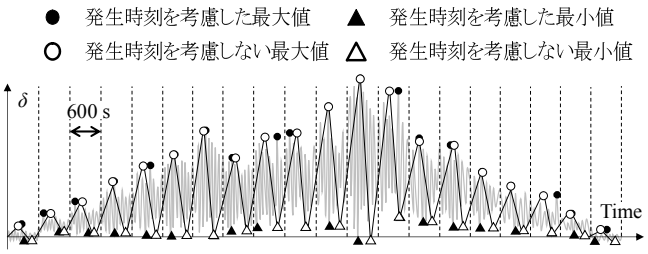


図 14 最大値最小値波形の模式図（手法 2，$\hat{D}$）

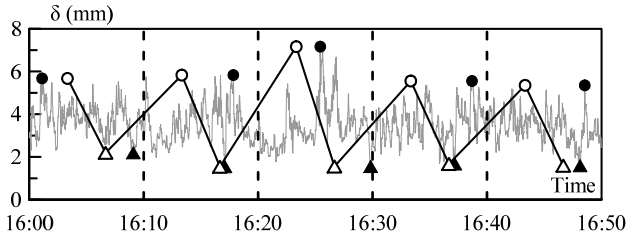


図 15 手法 2 の最大変位発生時周辺 50 分間の最大値最小値波形

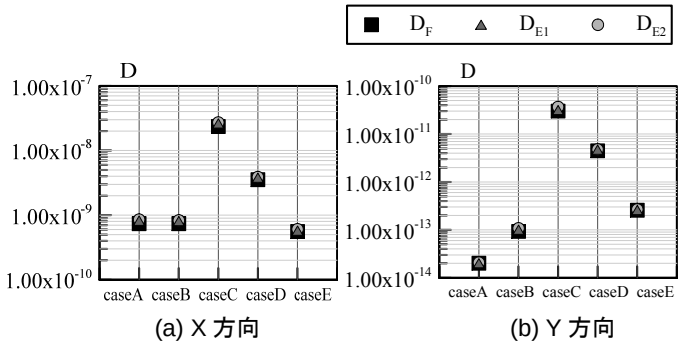


図 16　D 値の算出結

ータの最大値，最小値の発生時刻が不明な場合においても 10 分間毎のデータから強風イベント全体の D 値が評価できることが分かった。以上の結果より，耐風設計においても最大値，最小値を適切に予測することができると強風イベント全体のデータを用いずとも強風イベント全体の D 値を評価することが可能であるということが分かった。

7．弾塑性風応答解析モデルを用いた提案手法の妥当性の検討

前章までは，強風イベント全体の免震層変位波形における，10 分を超える周期をもつ振幅の存在を明らかにし，実観測記録に基づき 10 分間毎に分離した時刻歴波形のみを用いて強風イベント全体の免震ダンパーの疲労損傷を簡易に評価できる実用的な方法を提案した[13],[14]。しかし，免震層が弾塑性挙動をする風速は観測されておらず，提案手法の検証は弾性範囲のみに留まっているという課題が残った。そこで本章では平均風速も複雑に上下する実際の台風イベントの風観測データを元に，免震層が弾塑性挙動する風速として最大風速が再現期間 500 年になるような模擬波形を作成する。また解析モデルに対しても固有周期および鋼材ダンパーの降伏せん断力係数を変化させたパラメータスタディを行なう。

7.1 解析モデルの概要

本報では前章までとは別の超高層免震建物を検討する。検討対象建物の解析モデルを図 17 に示す。解析モデルは，超高層免震建物を対象とした高さ H = 120m の 11 質点せん断型モデルとした。上部構造は，1 次固有周期 ${}_uT_0$ = 2.4s，建物密度 ${}_u\rho$ = 1715 N/m^3 の総重量 246960 kN とし，重量は高さ方向に一様であると想定した。図 18 に上部構造の刺激関数を示す。上部構造の各層の剛性 ${}_uk_i$ は，1 次固有モードが直線となるように式(6)により決定した[14]。

$$ {}_uk_i = \frac{{}_{us}\omega^2 \cdot m_i \cdot {}_{us}\phi_i + {}_uk_{i+1}\left({}_{us}\phi_{i+1} - {}_{us}\phi_i\right)}{{}_{us}\phi_i - {}_{us}\phi_{i-1}} \quad \{i = 1 \sim n\} \qquad (6) $$

ここで，${}_{us}\omega$：上部構造のみの s 次固有円振動数（$= 2\pi / {}_{us}T$），m_i：i 層の質量，${}_{us}\phi_i$：上部構造 i 層の s 次モードベクトルを表す。ただし，${}_uk_{i+1} = 0$，${}_{us}\phi_0 = 0$ とする。上部構造の構造減衰は上部構造の 1 次固有周期に対して ${}_{u1}\zeta$ = 1%の剛性比例型とし，免震層には内部粘性を考慮しない。図 20 にダンパー，アイソレータ，およびそれらを組み合わせた免震層の復元力特性を示している。ここで，免震層の諸元は式(7)～(9)を用いて決定する。なお，ダンパーの 2 次剛性比は 0 としている。

$$ {}_dQ_y = \left({}_uW + {}_bW\right) \cdot {}_d\alpha_y \qquad (7) $$

$$ {}_dk_1 = {}_dQ_y \cdot {}_d\delta_y \qquad (8) $$

$$ {}_fk = \frac{4\pi^2\left({}_uW + {}_bW\right)}{{}_fT \cdot g} \qquad (9) $$

ここで，${}_dQ_y$：免震層ダンパーの降伏耐力，${}_uW$：上部構造の重量，${}_bW$：免震層の重量，${}_dk_1$：ダンパーの初期剛性，${}_d\delta_y$：ダンパーの降伏変位（= 3.17cm），${}_d\alpha_y$：ダンパー降伏せん断力係数（= 0.02，0.03）

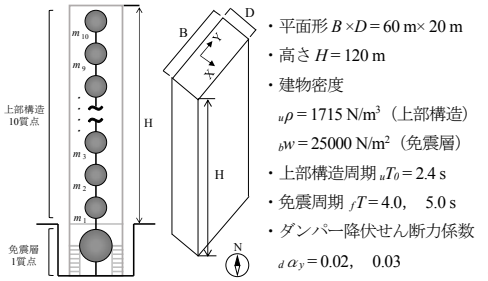


図 17　弾塑性解析モデル概要

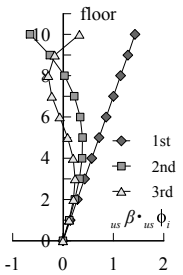


図 18　刺激関数

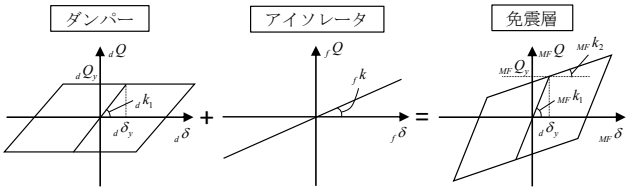


図 19　免震層復元力特性

$_fk$：免震層におけるアイソレータの 1 次剛性，g：重力加速度を表す。

7.2 風外力の概要

強風イベントの風外力は，台風の観測値を用いて平均風速のイベント全体の時刻歴を作成し，10 分毎の変動風力に風洞実験結果[15]を用いた。

平均風速のイベント全体の時刻歴は caseD の風速を増幅させたものを使用する。風向は caseD と同じとする。図 20 に caseD の観測記録および再現期間 500 年レベルに増幅した風速と風向を示す。なお，図中の矢印は建物に対する風向を示している。風速は，「建築物の荷重指針・同解説」[16]の神奈川県における地表面粗度区分Ⅲに則し，再現期間 500 年相当の頂部風速 U_H = 54.9 m/s が caseD の最大平均風速になるように全体の風速を一律に増幅した。

10 分毎の変動風力は 10 分毎に風洞実験の相似則に基づき風洞実験結果を換算した時刻歴を用いるが，10 分毎のデータのつなぎ目において不連続な接続により特異な応答が生じないように，10 分間の風力波形の最後尾と始まりの部分に三角関数を 50 秒間分（2500 ステップ）乗じて重ね合わせることで，それぞれの風力波形の負担率を徐々に変化させながら繋いでいる[17]。また，解析開始時および終了時においての過渡応答を避けるため，強風イベントの各風力波形の先頭および後尾 50 秒間に三角関数のエンベロープを設けた[14]。強風イベントは，10 分間において使用するユニットを入れ替えることで X 方向，Y 方向ともに 3 波を作成した。図 21 に解析モデルの頂部層風力の時刻歴波形の一例を示す。X 方向においては，強風イベント全体を通して概ね建物の風方向の風力のため（図 20）平均風力が時々刻々と変化している様子が分かる。一方で，Y 方向は平均風力を殆どもたないことが分かる。

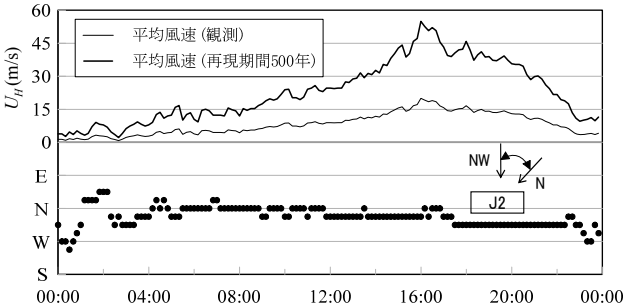


図 20　caseD（T0720）の風速風向および再現期間 500 年の風速

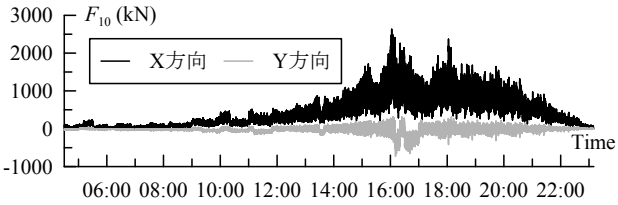


図 21　頂部層風力の時刻歴波形例（第 1 波）

7.3 免震層変位波形

図 22 に免震層変位の時刻歴波形の一例を，図 23 に最大平均風速発生時の 10 分間の免震層履歴曲線をダンパー降伏せん断力係数 $_d\alpha_y$ ごとに示す。図 22 より，X 方向においては，平均風力の影響（図 21）を受け，平均変位が時々刻々と変化していることが分かる。図 23 より，Y 方向においては殆ど 0 点を中心に履歴を描いているが，X 方向においては $_d\alpha_y$ によらず平均風力の影響で $_fT$ = 5.0 s のとき約 35cm オフセットした状態で免震層が履歴を描いていることが分かる。

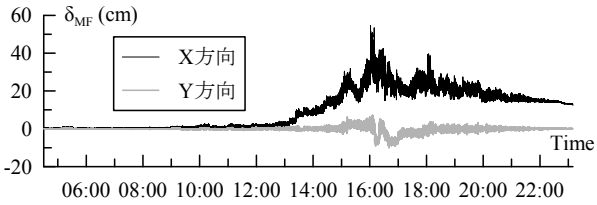


図 22　免震層変位の時刻歴波形例
（$_d\alpha_y$ = 0.02，$_fT$ = 5.0s，第 1 波）

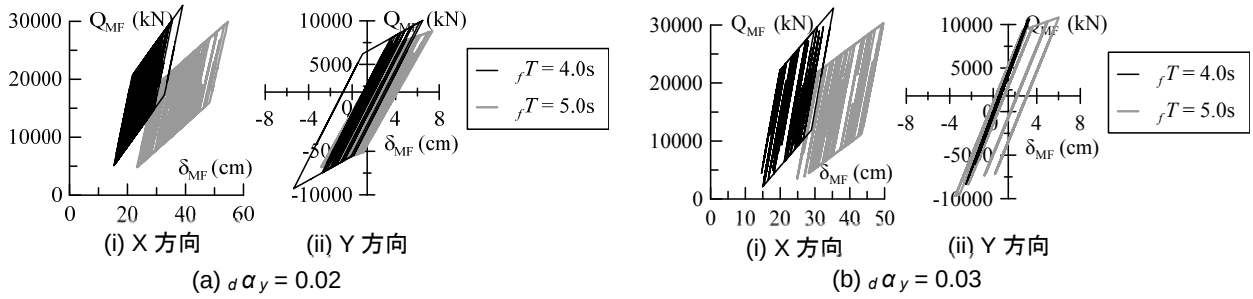


図 23　最大平均風速発生時 10 分間の免震層履歴曲線(第 1 波)

7.4 提案手法の妥当性の検討

図 24 に解析により算出した再現期間 500 年の強風イベントによる免震ダンパーの D 値（D_F）と提案手法[1]の D 値（D_{E1}，D_{E2}）を示す。提案手法 1 の D 値（D_{E1}）は解析ケース，方向により違いが見られるが強風イベント全体の D 値に対して約 1.01～1.03 倍と安全側を示していることが分かる。また，提案手法 2（D_{E2}）においても約 1.03～1.08 倍を示していることが分かる。以上より，本報で検討した範囲では，免震層が弾塑性挙動を示す変位波形においても，提案手法が妥当であることを示した。

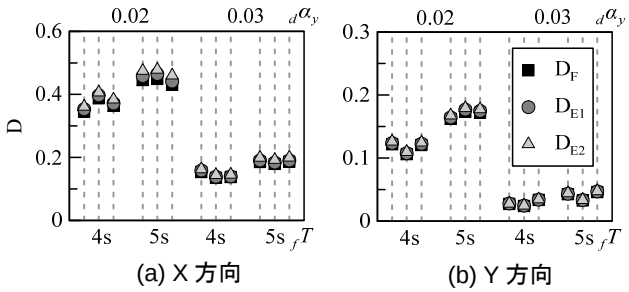


図 24　再現期間 500 年の強風イベントによる D 値と提案手法による D 値（左から第 1，2，3 波）

８．まとめ

本報では，超高層免震建物の実観測記録を用いて，平均成分を有する 5 つの強風イベントを対象に，強風イベント全体の疲労損傷度と 10 分毎のデータの疲労損傷度の合計を比較した。さらに，10 分間毎のデータ用いて周期が 10 分以上の波形の影響を考慮した平均成分を有する強風イベント全体の評価手法の提案を行い，観測記録および解析結果を用いて本手法の妥当性を検証した。以下に知見を示す。

(1) 強風イベント全体の免震層変位波形には 10 分以上の周期をもつ波形が数多く存在しており，かつ比較的 D 値が大きいものも多いことが確認された。

(2) 10 分間毎のデータの D 値の合計は強風イベント全体の D 値に対してイベント，方向で異なるが約 0.1～約 0.6 倍と小さい値を示した。つまり，10 分間の時刻歴波形に基づき算定した D 値を足し合わせる手法では，平均成分を有する強風イベント内に存在する，周期が 10 分以上の波形による D 値を評価出来ないことを確認した。

(3) 最大値および最小値の発生時刻が既知である場合において，本報での提案手法 1 による D 値は，全成分の D 値に比べ，強風イベント，方向により異なるが，約 1 倍～約 1.1 倍と安全側に評価できていることが分かった。また，10 分間毎のデータの最大値および最小値の発生時刻が規定出来ない場合においても（手法 2），10 分間毎のデータから全成分の D 値が評価で

きることが分かった。つまり，最大値，最小値を適切に予測することが出来ると強風イベント全体のデータを用いずとも強風イベント全体の D 値を評価することが可能であるということが分かった。

(4) 弾塑性解析モデルを用いて，10 分間毎のデータを用いた強風イベント全体の免震ダンパーの疲労損傷評価手法を，免震層が塑性化するレベルの風応答に対しても検討を行い提案手法が妥当であることを示した。

謝辞

本研究は，東京工業大学田村研究室，（株）風工学研究所，東京理科大学北村研究室，東京工業大学佐藤研究室による研究会の成果の一部です。本研究で用いた J2 棟の加速度・変位観測データは, 東京工業大学 GCOE プログラムから提供して頂いたものであります。厚く御礼申し上げます。

参考文献

[1] 吉田正邦他, 風振動による鋼製部材の疲労損傷評価（その 1～3）, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.79-84, 1992

[2] 成原弘之，泉満，浅見豊：風荷重に対する高層鋼構造骨組みの疲労設計，日本建築学会構造系論文集，第 465 号，pp.129-137，1994.11

[3] 島岡俊輔，安井八紀，大熊武司，北村春幸，LRB 免震建物の風による疲労損傷の試算，日本建築学会技術報告集，第 21 巻，第 49 号，pp.961-966，2015.10

[4] 村上智一，佐藤大樹，田村哲郎，普後良之，吉江慶祐，笠井和彦，佐藤利昭，北村春幸：強風時の観測記録に基づく超高層免震建物の実挙動の分析，構造工学論文集，Vol.62B，pp.329-337，2016.3

[5] 村上智一，佐藤大樹，田村哲郎，普後良之，吉江慶祐，笠井和彦，佐藤利昭，北村春幸：強風時の観測記録に基づく超高層免震建物の免震ダンパーの疲労損傷評価法の分析―その 1～その 2，日本建築学会関東支部研究報告集（CD-ROM），2044～2045，2016.3

[6] 菊地岳志，藤森智，竹内徹，和田章：メガブレースを用いた超高層免震鋼構造建築物の設計，日本建築学会技術報告集，第 22 号，pp.217-222，2005.12

[7] 大木洋司，山下忠道，盛川仁，山田哲，坂田弘安，山中浩明，笠井和彦，和田章：超高層免震建物の長期観測システム構築に関する具体的取り組み，日本建築学会技術報告集，第 21 号，pp.73-77，2005.6

[8] 市原義孝，佐藤大樹，大木洋司，盛川仁，山田哲，坂田弘安，山中浩明，笠井和彦，和田章，北村春幸：観測記録に基づく超高層免震建物の応答特性に関する研究　その 2　風応答特性および振動数の変化，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.311-312，2008.9

[9] 遠藤達雄, 安在弘幸 : 簡明にされたレインフローアルゴリズム「P/V 差法」について, 材料, Vol.30, No.328, pp.89-93，1981.1

[10] 日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説　2012 年改訂版，pp.95-98，技報堂，2012.6

[11] 吉敷祥一, 大河原勇太, 山田哲, 和田章 : 免震構造用 U 字形鋼材ダンパーの繰返し変形性能に関する研究, 日本建築学会構造系論文集，第 73 巻，第 624 号，pp.333-340，2008.2

[12] 吉江慶祐，村上智一，佐藤大樹，田村哲郎，普後良之，笠井和彦，佐藤利昭，北村春幸：風応答観測記録に基づく超高層免震建物の免震ダンパーの疲労損傷評価　その 1　免震層変形および疲労損傷度の分析，日本建築学会大会学術講演梗概集（九州），pp.269-270，2016.8

[13] 村上智一，佐藤大樹，吉江慶祐，田村哲郎，普後良之，笠井和彦，佐藤利昭，北村春幸：風応答観測記録に基づく超高層免震建物の免震ダンパーの疲労損傷評価　その 2　10 分間のデータを用いた疲労損傷評価手法の提案，日本建築学会大会学術講演梗概集（九州），pp.271-272，2016.8

[14] 佐藤大樹，笠井和彦，田村哲郎：粘弾性ダンパーの振動数依存性が風応答に与える影響，日本建築学会構造系論文集，第 635 号，pp.75-82，2009.1

[15] 村上智一，佐藤大樹，田村哲郎，普後良之，吉江慶祐，笠井和彦，北村春幸：強風時の観測記録に基づく超高層免震建物の免震ダンパーの疲労損傷評価法の分析－その 3　弾塑性風応答解析モデルを用いた提案手法の妥当性の検討－，日本建築学会関東支部研究報告集(CD-ROM)，2040，pp.421-424，2017.3

[16] 日本建築学会：建築物荷重指針・同解説，2015

[17] 鈴木雅靖，竹中康雄，近藤明洋，飯場正紀，大熊武司，松井正宏：高層免震建築物の風応答時刻歴解析による検討（その 3 風向変化を伴う 3 方向風力時刻歴波形の作成），日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），pp.613-614，2011.8