

大新合板工業（株）製品倉庫 様邸

常時微動測定報告書

2018年 2月13日（火）

岐阜県立森林文化アカデミー

木造建築スタジオ

准教授 小原 勝彦

目 次

1. 常時微動測定概要	P 1
1. 1 測定一般事項	
1. 2 測定目的	
1. 3 常時微動測定の方法	
1. 4 常時微動測定データの処理方法	
2. 常時微動測定とは	P 4
2. 1 常時微動測定の概要	
2. 2 比較的新しい木造建築物の固有振動数	
2. 3 各建設段階での固有振動数	
2. 4 補強効果	
2. 5 壁量充足率の推定	
2. 6 固有振動数と実大建物の振動実験での破壊概要	
2. 7 建物の弾性剛性と最大耐力の推定	
3. 常時微動測定の結果	P 10
3. 1 固有振動数	
3. 2 壁量充足率の推定	
3. 3 実大建物の振動実験の破壊概要との比較	
3. 4 建物の弾性剛性と最大耐力の推定	

1. 常時微動測定概要

1. 1 測定一般事項

本常時微動測定の概要について表 1.1.1 に示す。

表 1.1.1 常時微動測定概要

測定の名称	大新合板工業（株）製品倉庫 様邸 常時微動測定
測定対象の名称及び住所	大新合板工業（株）製品倉庫 様邸 〒950-0886 新潟県新潟市東区中木戸167番地
測定の申込者の名称及び住所 担当者	大新合板工業（株）製品倉庫 様 〒950-0886 新潟県新潟市東区中木戸167番地 課長 近藤 直人 様
測定責任者 測定担当者	岐阜県立森林文化アカデミー 木造建築スタジオ 岐阜県美濃市曾代88 准教授 小原 勝彦 岐阜県立森林文化アカデミー 木造建築スタジオ 岐阜県美濃市曾代88 学生 玉置 健二、大上 優里恵、坂田 真
測定実施期間	2018年2月10日(土)

1. 2 測定目的

CLT パネル構造の常時微動測定を行い、木造軸組工法の常時微動測定結果による検証を行い、本建物の現況での微小振動レベルでの振動性状を把握することが目的である。

1. 3 常時微動測定の方法

携帯用振動測定機（SPC-51 Ver.4.0.11：（株）東京測振製）を用い、サーボ型速度計（VSE-15-D：同上）を4個使用して常時微動測定を行った。サーボ型速度計の設置位置は、2階床上に設置した。東西方向・南北方向（建物の壁面が近似できる方向で定義）について、同時に測定を行った。測定時の携帯用振動測定機の設定を以下に示す。

常時微動測定時の設定について

測定種類：速度
測定レンジ：10kine
測定チャンネル数：4
サンプリング周波数：100Hz
サンプリング時間：50 秒間
スペクトル解析：FFT（高速フーリエ変換）・1024point
ウインドウ：Hanning Window（サイクル数：2回）

計測パターンについて

計測パターン：4カ所（南北方向2成分、東西方向2成分）同時に測定した。

1. 4 常時微動測定データの処理方法

常時微動測定データである SPC データのアスキー変換後のデータを選択し、FFT 解析をする範囲指定を行ったうえで、フーリエスペクトル表示を行う。FFT(Fast Fourier Transform)解析プログラム「FFTana」for SPC は、岐阜県立森林文化アカデミー小原がデータ処理用に作成したものである。

・利用方法

①FFT.ana を実行すると、図 1.4.1 が表示される。

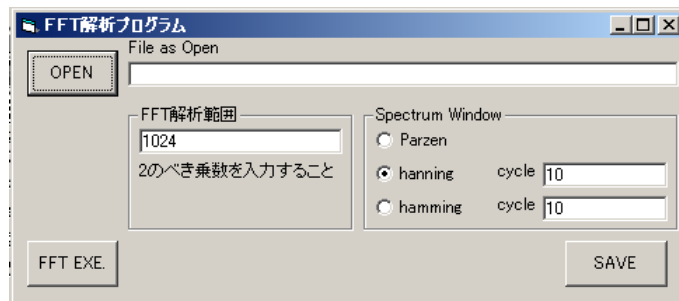


図 1.4.1 FFT 解析プログラム Window 表示

「OPEN」ボタン：解析するファイルを開く

「File as Open」テキスト：解析するファイル名（フルパス表示）

「FFT 解析範囲」テキスト：FFT の解析データ数を入力する。留意点として、入力データは2のべき乗数とする（初期値 1024）。

「Spectrum Window」オプションボタン：フーリエスペクトル表示の際に行う平滑化の方法を選択する。（初期値 Hanning Window）

「cycle」テキスト：Hanning 及び Hamming Window を利用する際の平滑化回数（初期値 10）

「FFT EXE.」ボタン：FFT 解析の実行

「SAVE」ボタン：フーリエスペクトルデータの保存。拡張子.fsd で保存する。

②「OPEN」ボタンをクリックし、解析するデータを選択する。すると、図 1.4.2 の様に解析するデータファイル名「File as Open」テキストに表示される。同時に、そのデータの波形が FFT の範囲指定 Window に表示される（図 1.4.3）。

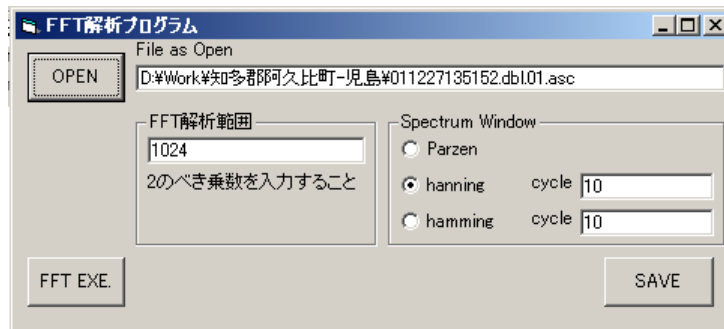


図 1.4.2 解析データの表示

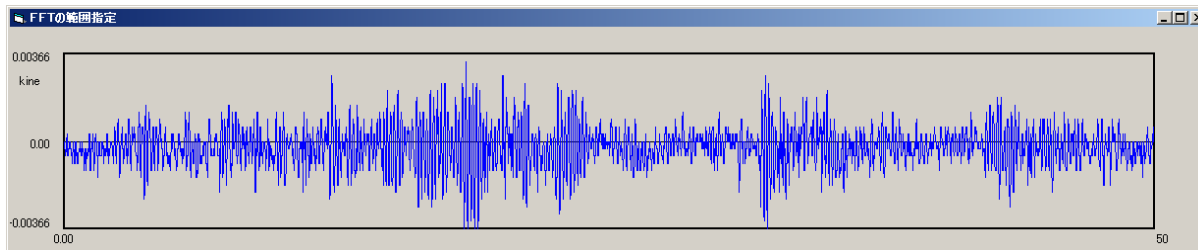


図 1.4.3 FFT の範囲指定 Window

③FFT の範囲指定 Window 内部をクリックして FFT の範囲データを選択する。選択されたデータはピンクの網掛け表示 (図 1.4.4) となる。このときのピンクの網掛け部分は、「FFT 解析範囲」テキストで指定した範囲となる。

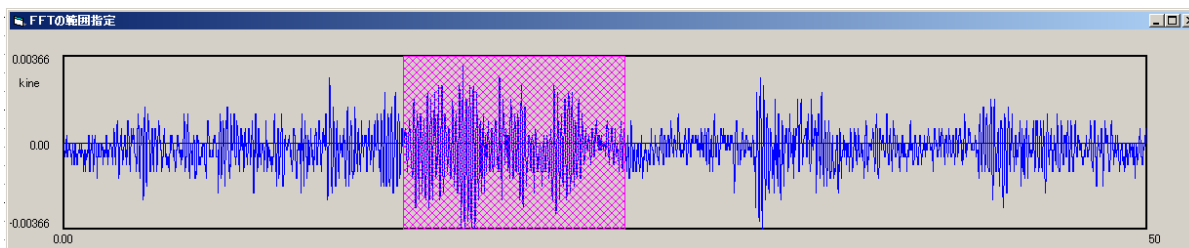


図 1.4.4 FFT の範囲指定 Window (FFT 解析データ範囲の表示)

④「FFT EXE.」ボタンをクリックすると、FFT 解析結果 Window が表示 (図 1.4.5) される。青線は FFT 解析結果の生のフーリエスペクトル、水色丸生の FFT 解析結果の生のフーリエスペクトルのピーク値、ピンク線は FFT 解析結果の平滑後のフーリエスペクトル、ピンク丸は平滑後の FFT 解析結果の生のフーリエスペクトルのピーク値を表示している。ピーク値がとりにくい場合、結果表示の X 軸の数字を入力し、表示範囲をずらすことでピーク値をとることが可能となる。

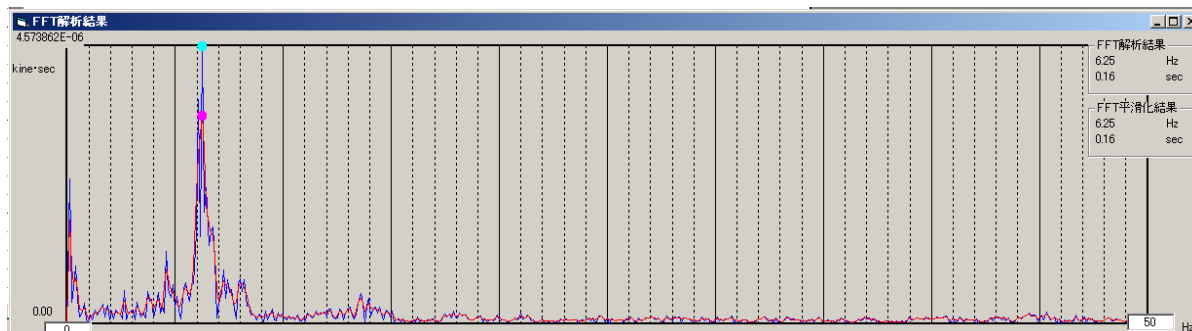


図 1.4.5 FFT 解析結果 Window

2. 常時微動測定とは

2. 1 常時微動測定の概要

建物の振動性状を示す指標の一つに固有振動数がある。建物は常に人間が感じない程度の小さな振動をしていて、その振動をセンサーにより計測することにより、建物の固有振動数を求めることができる。この計測を常時微動測定という。



写真 2. 1. 1 常時微動測定の様子(左)、データロガー(中央)、センサー(右)

2. 2 比較的新しい木造建築物の固有振動数

既に報告されている研究などから木造建築物の建設年と固有振動数の関係を示すと、最近建設された比較的新しい木造建築物の固有振動数は 5.5~6.5Hz 程度であることが分かります。壁量充足率が高い建物は固有振動数が高いことなどが分かっています。

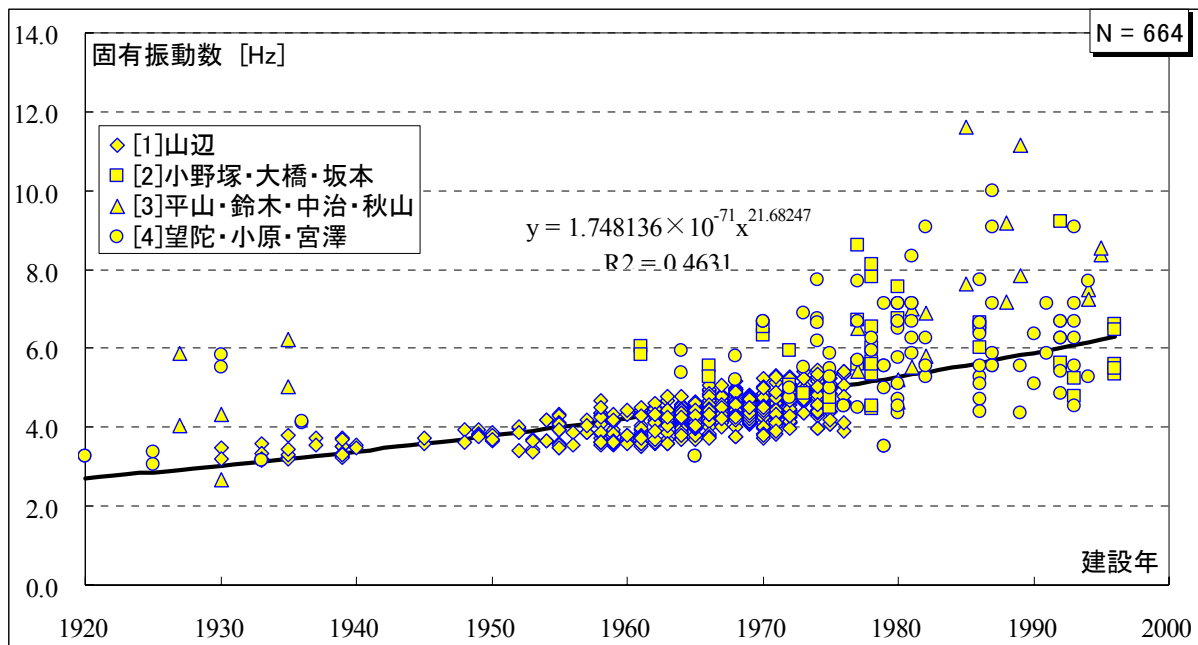


図 2. 2. 1 木造建築物の建設年と固有振動数の関係

2. 3 各建設段階での固有振動数

実大 2 階建て軸組構法住宅の実験用住宅について建設段階での固有周期の変化(図 2. 3. 1)と減衰定数の変化(図 2. 3. 2)を示す。建設段階は、①軸組完成状態、②軸組+内装完成状態、③軸組+内装+外装完成状態の 3 段階である。

建設段階の固有周期の変化では、軸組完成時固有周期は 0.313sec (固有振動数 $f = 3.194\text{Hz}$ 、標準偏差 $\sigma = 0.0640$)、内装完成時では 0.211sec ($f = 4.739\text{Hz}$ 、 $\sigma = 0.0519$)、外装完成時では 0.170sec ($f = 5.882\text{Hz}$ 、 $\sigma = 0.0321$)である。建物の完成と共に固有周期は短くなり、バラツキが小さくなる。

建設段階の減衰定数の変化では、軸組完成時減衰定数は 0.033 (標準偏差 $\sigma = 0.0179$)、内装完成時で

は 0.038 ($\sigma=0.0111$)、外装完成時では 0.070 ($\sigma=0.0190$) であり、建物の完成と共に減衰定数が大きくなる傾向がある。これは、内外装材の設置に伴い剛性及びエネルギー吸収性能が高くなったことを示している。

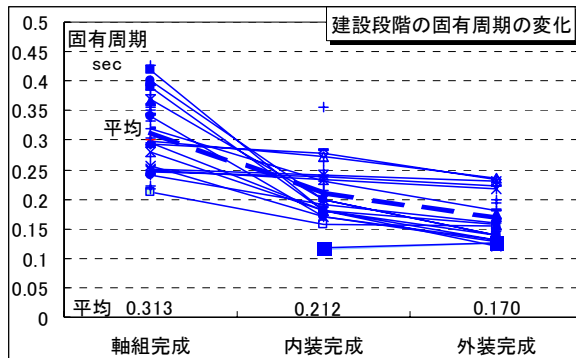


図2.3.1 建設段階の固有周期の変化 (n=42)

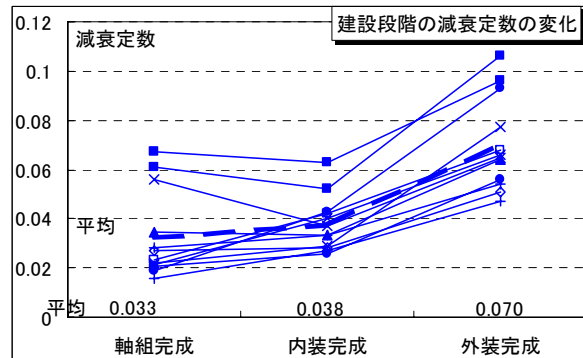


図2.3.2 建設段階の減衰定数の変化 (n=12)

2. 4 補強効果

各測定物件は1階建及び2階建ての木造軸組構法建築である。測定時期は耐震補強工事前後とした。全体的に耐震補強工事前に対して耐震補強工事後では、固有振動数は24%~60%程度高くなっている。これは、耐力壁の設置等の補強により、剛性が高くなったためである。SK 邸では補強前後で固有振動数は6%程度高くなっただけであるが、これは壁長 1365mm の耐力壁を南側開口部に1箇所設置しただけの補強であるためと考えられる。改修前後の固有振動数 [Hz] の変化を図 2. 4. 1 に示す

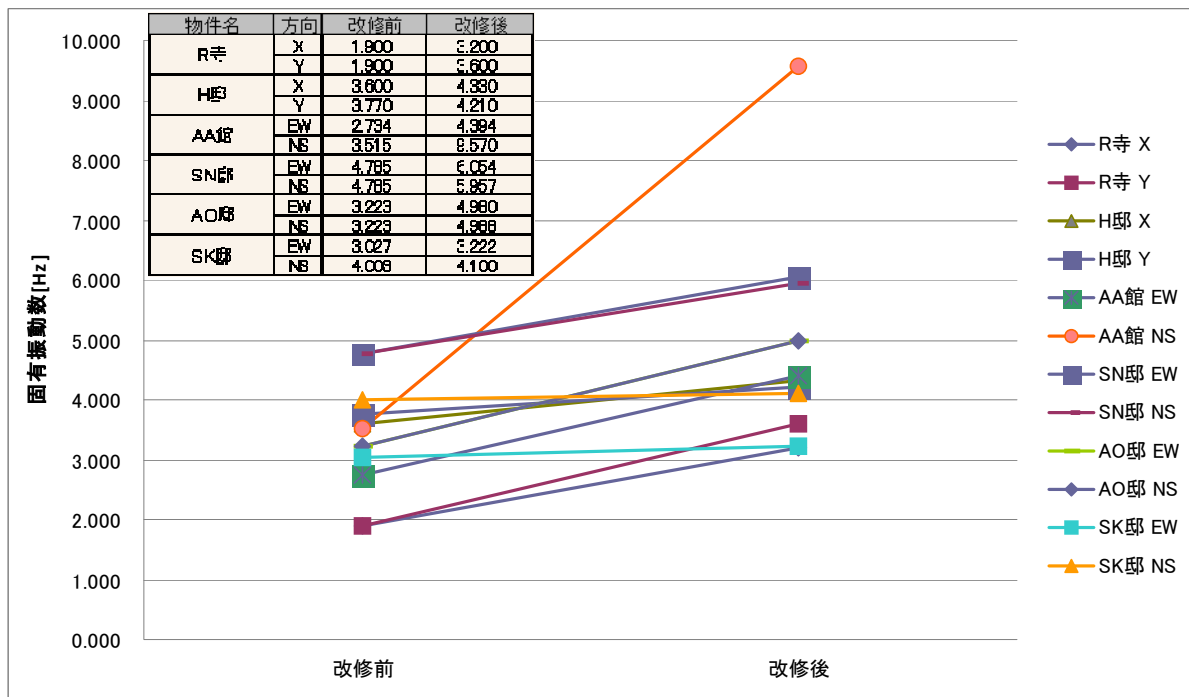


図 2. 4. 1 改修前と改修後の常時微動測定による固有振動数の変化

2.5 壁量充足率の推定

壁量充足率と固有振動数の関係を用いて、壁量充足率の推定をする。結果については、木造建築のバラツキが大きいことを考慮しなければならない。常時微動測定の固有振動数 f_m を用いて壁量充足率 L_d/L_n は、 $L_d/L_n = (f_m/5.5242)^{1/0.29}$ の式（平均値）による。

下限値を推定するならば、 $L_d/L_n = (f_m/7.7824)^{1/0.3498}$ の式（下限値推定式）による。

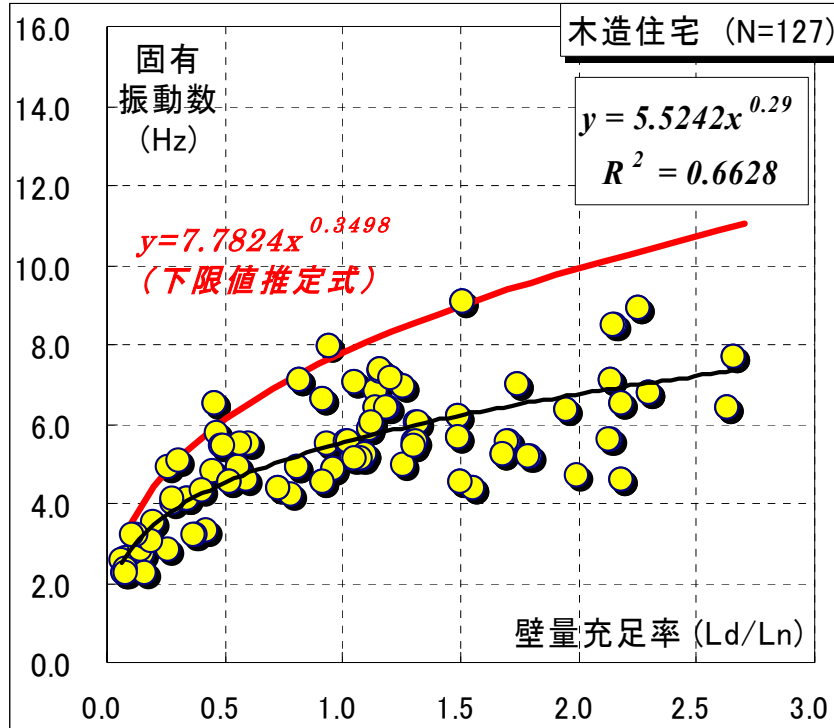


図 2.5.1 壁量充足率と固有振動数の関係




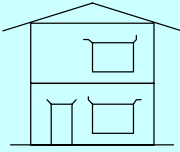
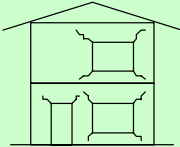
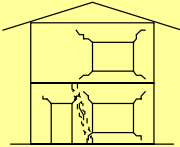
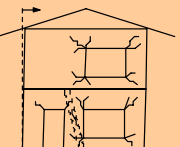
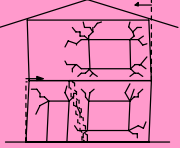
参考(平均値) : $f_m=3.0\text{Hz}$ の場合 : $(3.0/5.5242)^{1/0.29}=L_d/L_n$ 0.121
 $f_m=3.5\text{Hz}$ の場合 : $(3.5/5.5242)^{1/0.29}=L_d/L_n$ 0.207
 $f_m=4.0\text{Hz}$ の場合 : $(4.0/5.5242)^{1/0.29}=L_d/L_n$ 0.328
 $f_m=4.5\text{Hz}$ の場合 : $(4.5/5.5242)^{1/0.29}=L_d/L_n$ 0.493
 $f_m=5.0\text{Hz}$ の場合 : $(5.0/5.5242)^{1/0.29}=L_d/L_n$ 0.709
 $f_m=5.5\text{Hz}$ の場合 : $(5.5/5.5242)^{1/0.29}=L_d/L_n$ 0.984
 $f_m=6.0\text{Hz}$ の場合 : $(6.0/5.5242)^{1/0.29}=L_d/L_n$ 1.329
 $f_m=6.5\text{Hz}$ の場合 : $(6.5/5.5242)^{1/0.29}=L_d/L_n$ 1.752
 $f_m=7.0\text{Hz}$ の場合 : $(7.0/5.5242)^{1/0.29}=L_d/L_n$ 2.262

参考(下限値) : $f_m=3.0\text{Hz}$ の場合 : $(3.0/7.7824)^{1/0.3498}=L_n/L_n$ 0.065
 $f_m=3.5\text{Hz}$ の場合 : $(3.5/7.7824)^{1/0.3498}=L_d/L_n$ 0.101
 $f_m=4.0\text{Hz}$ の場合 : $(4.0/7.7824)^{1/0.3498}=L_d/L_n$ 0.149
 $f_m=4.5\text{Hz}$ の場合 : $(4.5/7.7824)^{1/0.3498}=L_d/L_n$ 0.208
 $f_m=5.0\text{Hz}$ の場合 : $(5.0/7.7824)^{1/0.3498}=L_d/L_n$ 0.282
 $f_m=5.5\text{Hz}$ の場合 : $(5.5/7.7824)^{1/0.3498}=L_d/L_n$ 0.370
 $f_m=6.0\text{Hz}$ の場合 : $(6.0/7.7824)^{1/0.3498}=L_d/L_n$ 0.475
 $f_m=6.5\text{Hz}$ の場合 : $(6.5/7.7824)^{1/0.3498}=L_d/L_n$ 0.597
 $f_m=7.0\text{Hz}$ の場合 : $(7.0/7.7824)^{1/0.3498}=L_d/L_n$ 0.738

2. 6 固有振動数と実大建物の振動実験での破壊概要

固有振動数と実大振動実験での破壊概要の関係をみると、固有振動数 5.0Hz 程度以上の最近の2階建て木造住宅は阪神大震災クラスの地震(1995JMAKOBE 波：最大加速度 818gal)入力後でも軽微な損傷であることが分かる。

表 2.6.1 固有振動数と実大建物の振動実験（阪神大震災クラスの地震動入力）での破壊概要

加振前の固有振動数 Hz	多度津A棟		多度津B棟		多度津F棟		実大振動実験結果を 総じた結果
							
6.5 ~							躯体被害ほとんどなし 内外装材の開口部に亀裂 残留変形無し
6.0 ~ 6.5			躯体被害ほとんどなし 1、2階開口部端部石膏ボードひび割れ 1階北面耐力壁せん断ひび割れ				
5.5 ~ 6.0			躯体被害ほとんどなし 石膏ボード、モルタル亀裂進展 居間のクロスにしわ見られる		躯体被害ほとんどなし 石膏ボード、サイディング開口部若干亀裂 棟瓦移動 残留変形無し		
5.0 ~ 5.5	石膏ボード亀裂北側3箇所 サイディング微細亀裂 南側棟瓦1/2落下 残留変位無し		被害ほとんどなし 亀裂進展せず 残留変位ほとんど認められず				
4.5 ~ 5.0			北側凹部筋かい金物浮き 居間南側山形金物変形、めり込む 土台釘レベルで亀裂 モルタル亀裂急増 居間北面の天井周り縁の破損		石膏ボード、サイディング開口部亀裂進展 棟瓦一部東へ落下 残留変形無し		躯体に被害有り 内外装材の亀裂進展 残留変形無し 
4.0 ~ 4.5							
3.5 ~ 4.0	HD金物変形 筋かいボックス釘浮き 石膏ボード亀裂 サイディング亀裂進展 残留変形東へ4mm		筋かい：1階2/4本座屈変形 1階北面6本中2本座屈破壊 2階北面1本座屈変形後接合部破壊 ナット緩んでいた玄間横HD金物突き上げ変形 アンカーボルト座金のめり込み(9通り) 残留変位無し		1階4隅柱直下土台割れる 北西隅柱浮き上がり9mm 残留変形無し		
3.0 ~ 3.5	筋かい1階X方向14本中： 南1本曲がり、北1本座屈、 1本引張破壊、中通り1本釘抜け 石膏ボード割れ、北1階3箇所 土台割れ多し 残留変位7mm		筋かい：1階2/4本座屈変形 1階北面6本中4部1本座屈破壊 1本は座屈変形後上端接合部引張破壊 2階北面1/2本座屈破壊 柱脚金物変形と釘浮き(9-ス) 小屋束の浮き(2階棟の東側)		加振方向の合板mp釘抜け大 HD金物4本全て引張で少し曲がる 1階残留変形東へ1/33		筋かい座屈破壊、接合部引張 破壊 土台割れ 接合金物の釘浮き 残留変形1/350程度
2.5 ~ 3.0	南西角HD金物緩み ボルトわずかに曲がる 石膏ボード亀裂進展 残留変位東へ6mm		筋かい：1階南面たすき掛け2本座屈変形 1階北面筋かい2本座屈変形、1本接合部釘浮き 中通り1本接合部引張破壊 1階残留変形角1/900		1階EW方向ほとんど筋かい圧縮座屈、引張ボック クス釘抜け 通し柱4本胴差し部分で割れる(亀裂小) 1階残留変形角東へ1/46		
			筋かい：1階南面2/4本座屈破壊、1本接合部引 張破壊 1階北面2/4本引張破壊、1本接合部引張破壊 2階北面1本座屈破壊 北側凹部で柱2本踏み外し 建物隅部(柱直下)の土台亀裂 西側通し柱一梁接合部に亀裂 1階廊下柱一梁接合部の梁に亀裂 1階廊下石膏ボードの胴縁脱落 1階残留変形角1/90		補強用合板17/20枚が釘抜け、その内4枚は剥 落 北面も釘抜けかなり大きい 加速度それほど大きくない CP-L金物全て変形、VP金物南面6箇所、北面2 箇所変形		
~ 2.5	筋かいの座屈、接合部破壊 1階：加振方向、南3/6本、中面2/2本、北5/6本 2階：加振方向、南4/4本、北4/4本 1、2階層間変位逆の傾向有り 残留変位24mm 通し柱4/4本折損(亀裂)						躯体被害甚大 逆位相確認 通し柱折損(亀裂) 

2.7 建物の弾性剛性と最大耐力の推定

限界耐力計算結果と固有振動数の関係を用いて、建物の弾性剛性と最大耐力の推定をする。結果については、木造建築のバラツキが大きいことを考慮しなければならない。

常時微動測定固有振動数 f_m を用いて、

建物の弾性剛性 K_e は、 $K_e = 1658.6 \times f_m^{0.5436}$ の式による。

建物の最大耐力 Q_{max} は、 $Q_{max} = 0.4878 \times f_m^2 + 10.749 \times f_m + 72.039$ の式による。

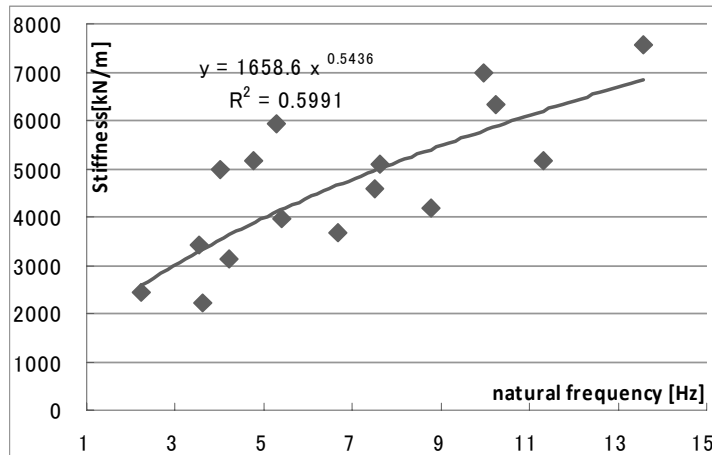


図 2.7.1 限界耐力計算により求めた弾性剛性と固有振動数の関係

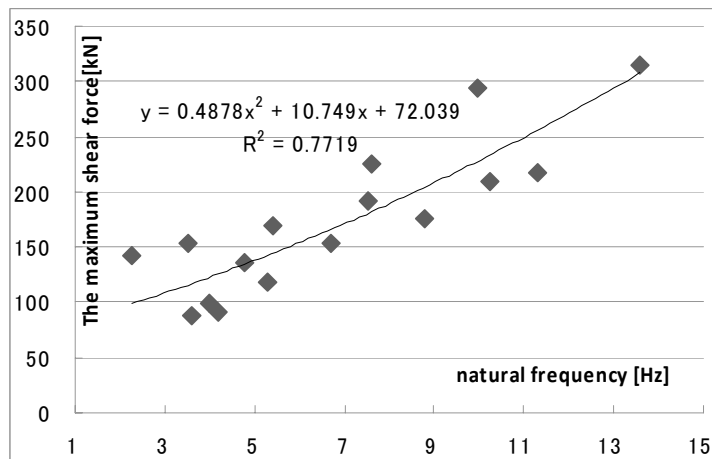


図 2.7.2 限界耐力計算により求めた最大耐力と固有振動数の関係

この推定式を用い、常時微動測定による耐震強度の推定を行った。結果を図 2.7.3、図 2.7.4 に示す。限界耐力計算により求めた設計耐力を曲線で示し、常時微動測定による推定耐力を弾性剛性と最大耐力のバイリニアで示す。実線が東西方向、点線が南北方向である。推定弾性剛性を用い初期剛性を表示し、耐力には推定最大耐に 0.8 を乗じた値とした。安全限界変位は $H_i/30$ に仮定した。

また、この推定式を用い、常時微動測定による耐震強度の推定を、既往の実大振動実験結果が報告されている試験住宅棟 (A-HOUSE) について行った。結果を図 2.7.5 に示す。実大振動実験時の荷重－変形関係を黒色実線の曲線で示し、限界耐力計算により求めた設計耐力を青色曲線で示し、常時微動測定による推定耐力を赤色のバイリニア（弾性剛性と最大耐力）で示す。

およそ限界耐力計算による設計耐力は、実大振動実験の荷重－変形関係を捉えている。常時微動測定による推定弾性剛性は、実大振動実験の荷重－変形関係の初期剛性および限界耐力計算による設計耐力の初期剛性を捉えている。常時微動測定による推定最大耐力は、実大振動実験や限界耐力計算に比較して、この建物の場合には少し低い値であった。

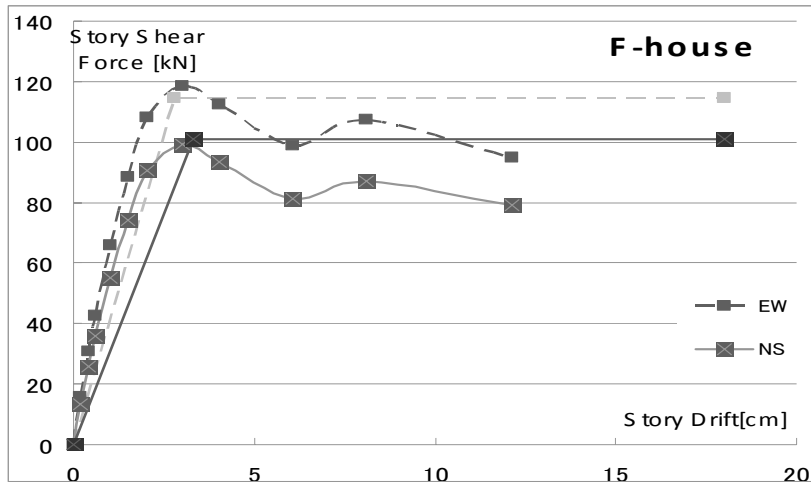


図 2.7.3 常時微動測定による推定耐力と限界耐力計算による耐力 (F 邸)

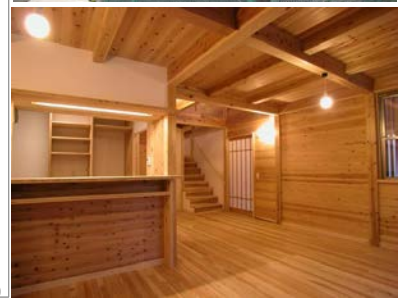
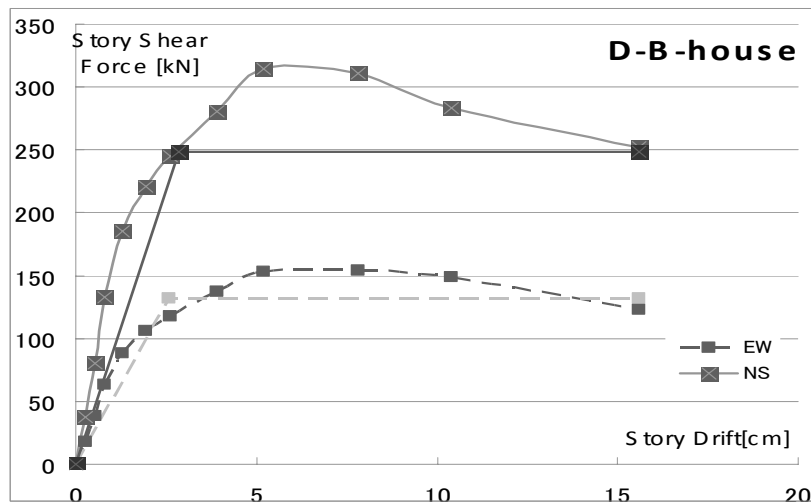


図 2.7.4 常時微動測定による推定耐力と限界耐力計算による耐力 (D-B 棟)

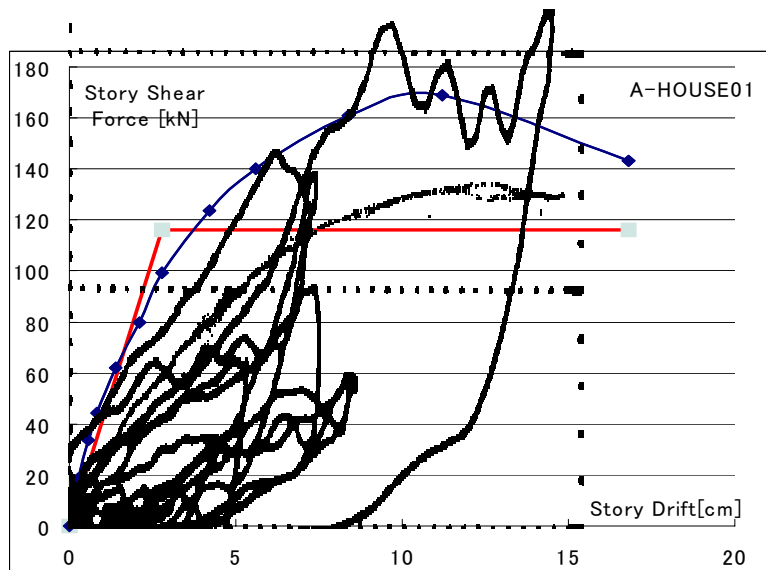


図 2.7.5 常時微動測定による推定耐力と限界耐力計算による耐力 (A-HOUSE・実大振動実験)

3. 常時微動測定の結果

3.1 固有振動数

測定時の各方向について、測定波形および測定データを FFT 解析したものを図 3.1.1～3 に示し、読みとった固有振動数及び固有周期を表 3.1.1 に示す。

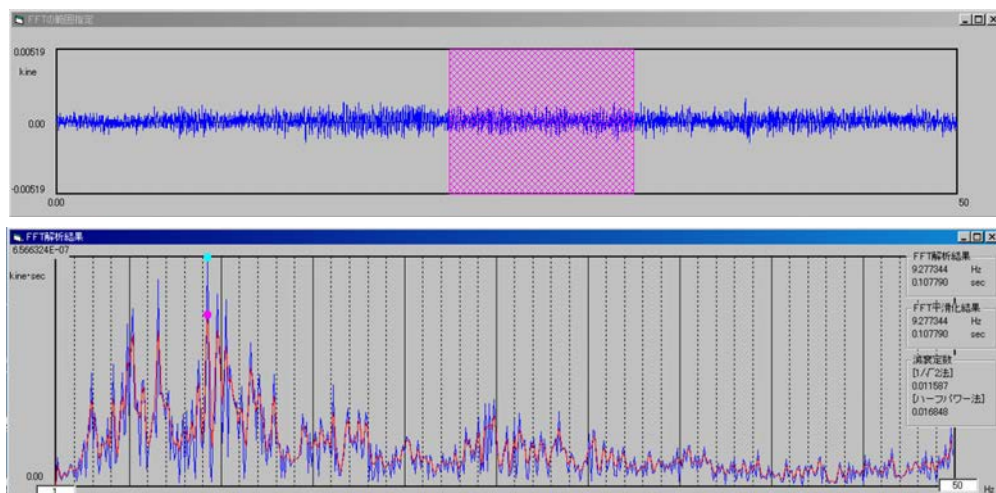


図 3.1.1 東西方向

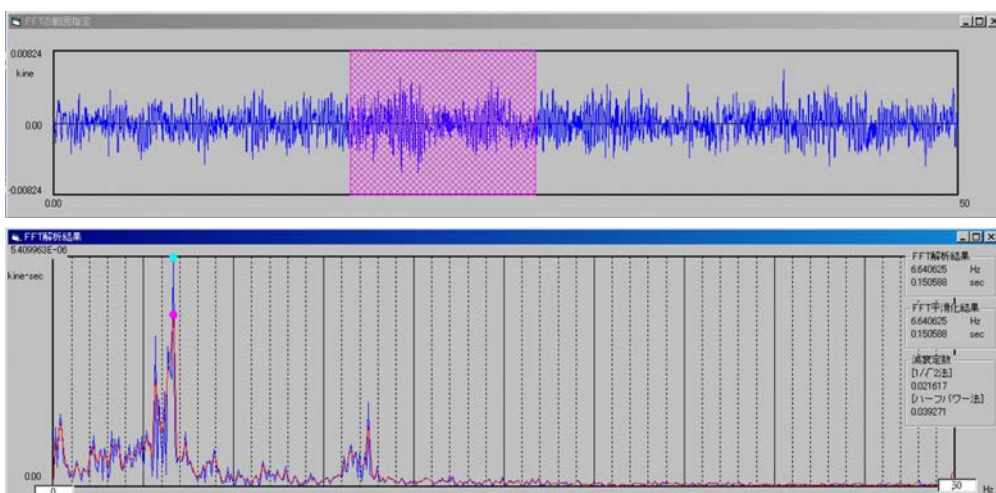


図 3.1.2 南北方向

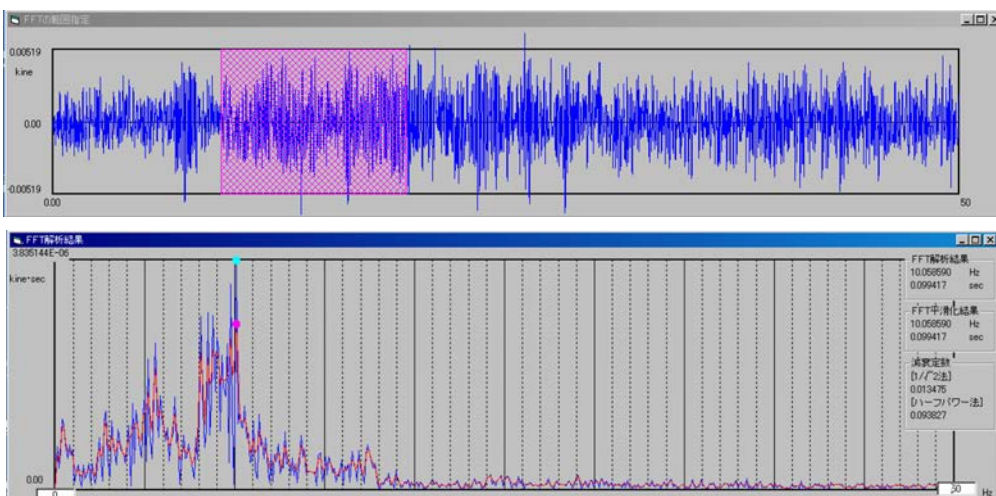


図 3.1.3 ねじれ方向

固有振動数は、東西方向で9.2Hz程度であり、南北方向で6.6Hz程度である。最近の一般2階建て住宅の固有振動数は5.5～6.5Hz程度であることを考えると、新築同等程度の剛性を有する建物である。

表 3.1.1 本物件の常時微動測定の結果(2018.02.10 測定)

各方向	固有振動数 Hz	固有周期 sec	減衰定数
東西方向	9.277	0.108	0.011
南北方向	6.640	0.151	0.021
ねじり方向	10.058	0.099	0.013
一般の木造2階建住宅	5.5～6.5程度	0.15～30.181程度	0.02～0.05程度

3. 2 壁量充足率の推定

(1) 平均値推定による比較

常時微動測定の固有振動数 f_m を用いて壁量充足率 L_d/L_n を、 $L_d/L_n = (f_m/5.5242)^{1/0.29}$ の式 (平均値推定) により推定する。

本物件の固有振動数から推定した壁量充足率

$$\text{東西方向} : L_d/L_n = (9.277/5.5242)^{1/0.29} = 5.975$$

$$\text{南北方向} : L_d/L_n = (6.640/5.5242)^{1/0.29} = 1.886$$

上記より、常時微動測定の固有振動数より推定した壁量充足率は東西方向で5.975、南北方向で1.886となる。これは、現在の建築基準法で必要とされている耐力壁の量を1.0とした時の割合を現している。

(2) 下限値推定による比較

常時微動測定の固有振動数 f_m を用いて壁量充足率 L_d/L_n を、 $L_d/L_n = (f_m/7.7824)^{1/0.29}$ の式 (下限値推定) により推定する。

本物件の固有振動数から推定した壁量充足率

$$\text{東西方向} : L_d/L_n = (9.277/7.7824)^{1/0.3498} = 1.652$$

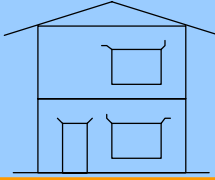
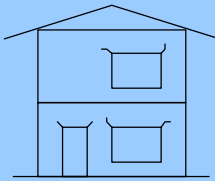
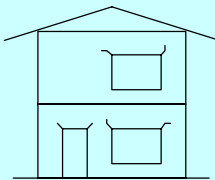
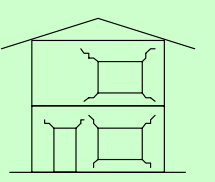
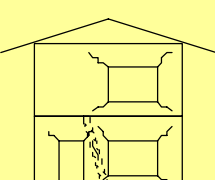
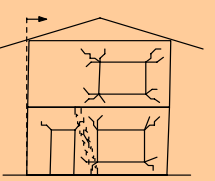
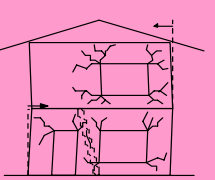
$$\text{南北方向} : L_d/L_n = (6.640/7.7824)^{1/0.3498} = 0.635$$

上記より、常時微動測定の固有振動数より推定した壁量充足率は東西方向で1.652、南北方向で0.635となる。これは、現在の建築基準法で必要とされている耐力壁の量を1.0とした時の割合を現している。

3.3 実大建物の振動実験の破壊概要との比較

実大2階建て建物の振動実験では、固有振動数が5.0Hz以上の建物に対して、阪神大震災レベルの強い地震動を入力した場合に、内外装材に多少亀裂が生じた程度であった。

表 3.3.1 実大振動実験の破壊概要（総じたもの）との比較

加振前の固有振動数 Hz	実大振動実験結果を 総じた結果	模式図	損傷程度
本物件 6.5Hz以上	【新築木造建築を超えている値】 躯体被害ほとんどなし 内外装材の開口部に亀裂 残留変形無し		軽微
5.5～6.5Hz	【新築木造建築の平均的な値】 躯体被害ほとんどなし 内外装材の開口部に亀裂 残留変形無し		軽微
5.0Hz以上	躯体被害ほとんどなし 内外装材の開口部に亀裂 残留変形無し		軽微
4.5～5.0Hz	躯体に被害有り 内外装材の亀裂進展 残留変形無し		小破
3.5～4.5Hz	筋かい座屈破壊、接合部引張破壊 土台割れ 接合金物の釘浮き 残留変形1/350程度		中破
2.5～3.5Hz	躯体被害甚大 接合部破壊、部材亀裂有 残留変形1/50程度		大破
2.5Hz以下	躯体被害甚大 逆位相確認 通し柱折損(亀裂)		大破(倒壊)

3.4 建物の弾性剛性と最大耐力の推定

常時微動測定固有振動数 f_m を用いて、建物の弾性剛性を $K_e = 1658.6 \times f_m^{0.5436}$ の式により、建物の最大耐力を $Q_{max} = 0.4878 \times f_m^2 + 10.749 \times f_m + 72.039$ の式により推定する。また、中地震及び大地震における応答スペクトルを略算により求め必要耐力曲線としたものと、建物の弾性剛性及び最大耐力から建物の荷重－変形関係（変形性能は $1/15\text{rad.}$ と仮定する）を求め、両者を比較する。

本物件の建物の構造性能を推定すると、表 3.4.1 となる。

表 3.4.1 建物の弾性剛性と最大耐力の推定値

各方向	弾性剛性 kN/m	最大耐力 kN	降伏変位 cm
東西方向	11641	427.5	3.67
南北方向	9642	329.8	3.42

これらの性能を2直線（バイリニア）の荷重－変形関係として、中地震及び大地震での必要耐力曲線とともに図 3.4.1 に示す。

建物の東西方向変形は中地震時に降伏変位（東西方向：約 3.6cm）以下であり、1.5cm 程度変形する。東西方向では、大地震時に 9.0cm 程度変形する。

建物の南北方向変形は中地震時に降伏変位（南北方向：約 3.4cm）以下であり、2.0cm 程度変形する。南北方向では、大地震時に 12.0cm 程度変形する。

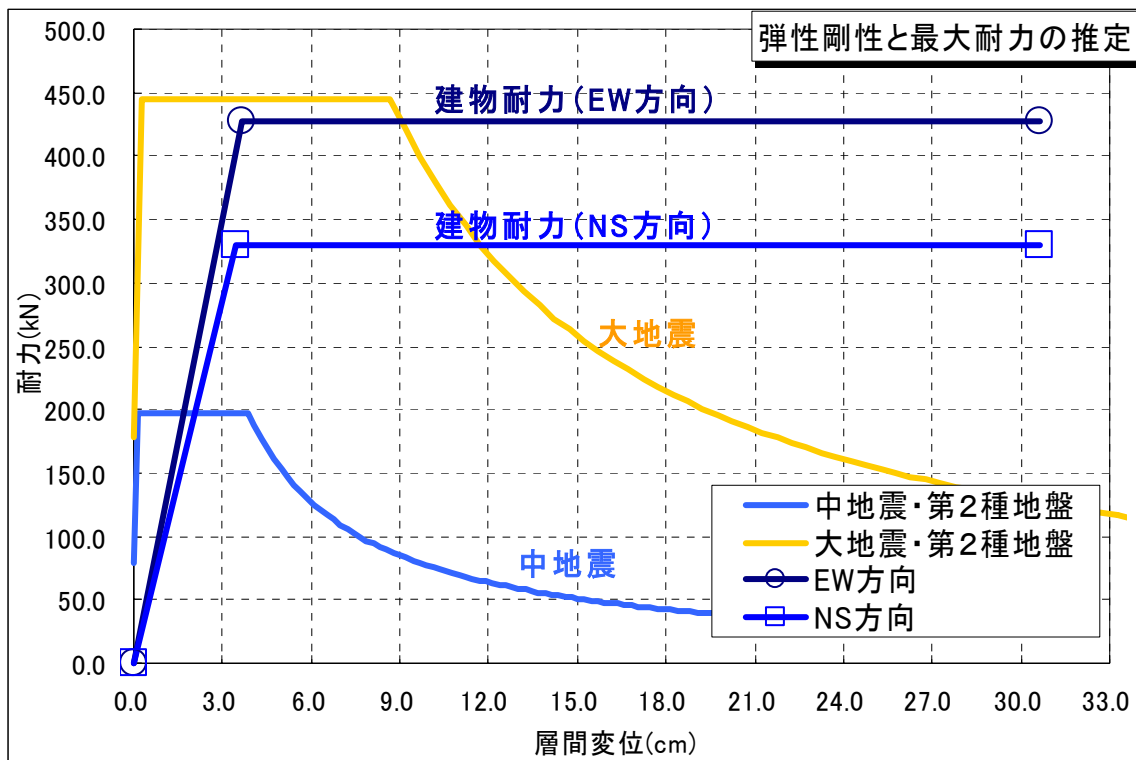
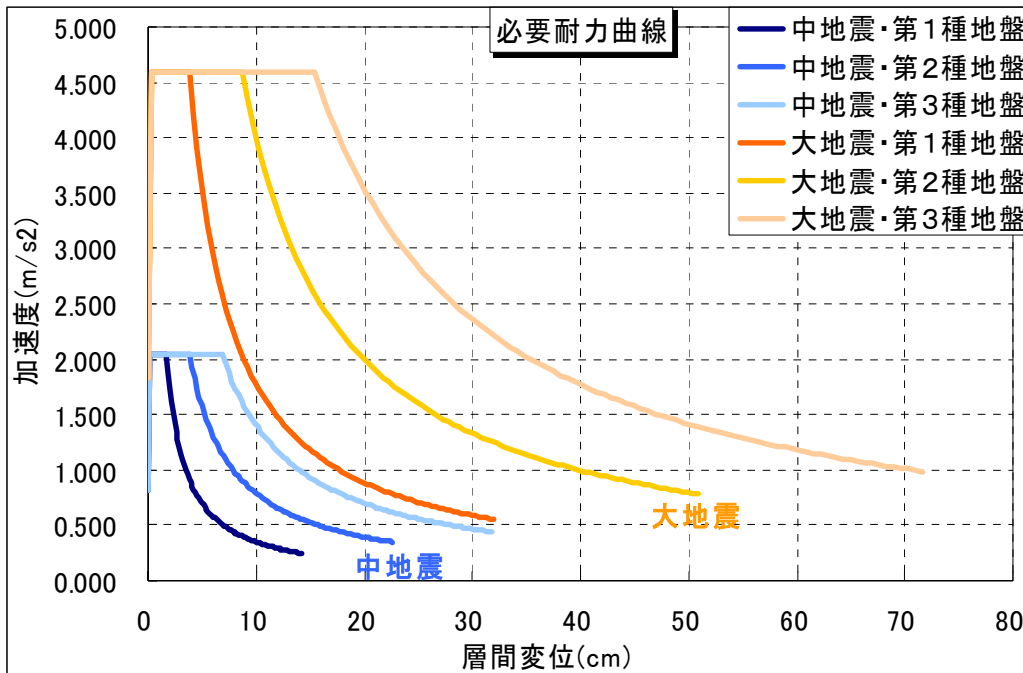


図 3.4.1 建物の荷重－変形関係（バイリニア・推定値）

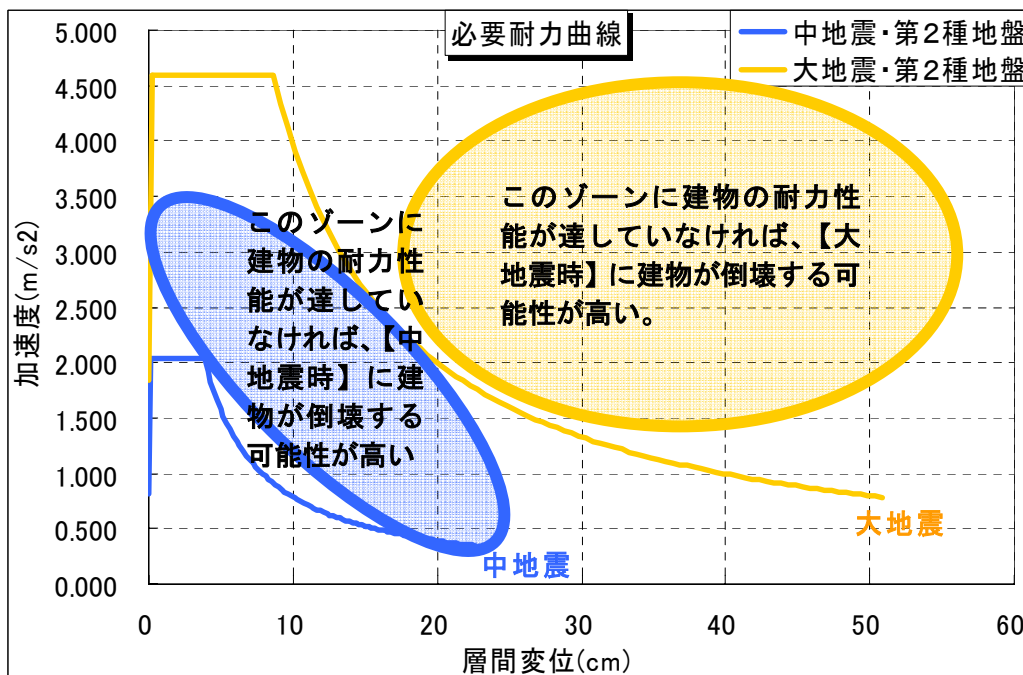
【参考】必要耐力曲線の見方

中地震時および大地震時について、第1種地盤（固い地盤）、第2種地盤（通常の地盤）、第3種地盤（軟弱地盤）、それぞれの必要耐力曲線を参考図1に示す。地震の大きさや地盤の種別により必要耐力曲線は異なる。



参考 図1 加速度－層間変位関係 地盤種別（第1種～第3種）による必要耐力曲線（例）

第2種地盤での必要耐力曲線を用いて見方を説明する。例えば、大地震時には必要耐力曲線の上側もしくは右側のゾーンに建物の耐力性能が達していれば、必要耐力曲線と交わっている点まで建物は変形することを示す。建物の耐力性能が達していなければ、建物の変形性能を超えているため、大地震時に建物が倒壊する可能性が高いことを示す。



参考 図2 加速度－層間変位関係 第2種地盤による必要耐力曲線（例）