

軽量低層構造物の減衰性能評価に関する研究

Damping Properties Evaluation of Lightweight Low-rise Structure

2013年6月

宋 成彬

軽量低層構造物の減衰性能評価に関する研究

Damping Properties Evaluation of Lightweight Low-rise Structure

2013年6月

早稲田大学大学院 創造理工学研究科

建築学専攻 建築構造設計研究

宋 成彬

目 次

第 1 章 序論.....	1
1.1 研究の背景.....	3
1.2 既往の研究の概要.....	4
1.2.1 構造物の減衰機構.....	4
1.2.2 時刻歴地震応答解析における減衰機構.....	5
1.2.3 地震入力エネルギーから損傷に寄与するエネルギーを推定する方法.....	7
1.3 研究の目的.....	8
1.4 本論文の構成.....	9
第 1 章の参考文献.....	10
第 2 章 軽量低層構造物において減衰機構の違いが時刻歴地震応答解析に及ぼす影響..	11
2.1 はじめに.....	13
2.2 木質構造の時刻歴地震応答解析による検討.....	14
2.2.1 木質構造の解析モデル.....	14
2.2.2 解析結果及び考察.....	16
2.3 低層鉄骨造の時刻歴地震応答解析による検討.....	19
2.3.1 低層鉄骨造の解析モデル.....	19
2.3.2 解析結果及び考察.....	20
2.4 まとめ.....	23
第 2 章の参考文献.....	24
第 3 章 エネルギー応答に基づく軽量低層構造物の 粘性減衰係数評価の定式化.....	25
3.1 はじめに.....	27
3.2 基本式.....	28
3.2.1 エネルギーの釣合い.....	28
3.2.2 構造物の損傷に寄与するエネルギー.....	29
3.2.3 粘性減衰係数評価の定式化.....	30
3.3 木質構造の粘性減衰係数の評価の定式化.....	31
3.3.1 木質構造用の V_D/V_E の近似式の導入.....	31
3.3.2 木質構造用の V_D/V_E の近似式の適用性の精度検証.....	37
3.3.3 1 サイクル毎の V_D/V_E	43
3.3.4 近似式を用いた粘性減衰係数の同定.....	49

3.4	低層鉄骨造の粘性減衰係数の評価の定式化.....	56
3.4.1	低層鉄骨造の V_D/V_E の近似式の導入.....	56
3.4.2	低層鉄骨造の V_D/V_E の近似式の適用性の精度検証.....	62
3.4.3	近似式を用いた粘性減衰係数の同定.....	68
3.5	まとめ.....	75
	第 3 章の参考文献.....	76
4	実大振動台実験による軽量低層構造物の減衰性能評価.....	77
4.1	はじめに.....	79
4.2	木質構造の実大振動台実験.....	80
4.2.1	木質軸組架構の実験概要.....	80
4.2.2	実験結果及び粘性減衰係数の同定.....	85
4.2.3	時刻歴地震応答解析における粘性減衰係数と最大応答変形の比較.....	91
4.3	軽量鉄骨造の実大振動台実験.....	96
4.3.1	軽量鉄骨造架構の実験概要.....	96
4.3.2	実験結果及び粘性減衰係数の同定.....	102
4.3.3	時刻歴地震応答解析における粘性減衰係数と最大応答変形の比較.....	111
4.4	まとめ.....	117
	第 4 章の参考文献.....	118
第 5 章	結論.....	119
	附録.....	123
附録 1	実測による軽量低層構造物の減衰データベース.....	125
附録 2	自由振動波形に基づく粘性減衰と摩擦力の同定手法.....	165
附録 3	地盤種別.....	166
	本論文に関する研究発表一覧.....	167
	謝辞.....	171

第 1 章

序 論

1.1 研究の背景

1995年兵庫県南部地震や2007年新潟県中越沖地震及び2011年東北地方太平洋沖地震に至るまで、現行の建築基準法が最低限として定めるレベルを大幅に上回る地震力をひき起こす地震動が日本各地で発生している。特に、大都市を直撃した都市型災害である兵庫県南部地震では人的被害は死者6,432名、負傷者43,792名であり、建物の構造被害は約44万棟程度と甚大な被害が出た¹⁾。その後進められている研究によれば、このような過酷な地震動が再度発生する危険性も高いとされており、それらに対する建築物の備えを高めることが課題となっている。

このようにいつ来るか予測出来ない地震による被害を防ぐための一方法として先進的な制振構造システムを低層の建築物で採用する試みが加速されている。多くの一般低層構造物に固有の減衰性能の特定が難しいのに対して、ある確実な減衰性能を建物に付加することで構造物全体を高減衰化して、地震応答を安定して低減することが目的である。しかしながら、この制振構造システムの地震時挙動を正確に予測するためには、主構造物そのものの固有振動特性と減衰性能をより精度高く評価した上で付加する減衰装置の性能を決定することが重要である。これらの減衰性能は構造物の動的特性を支配する重要なパラメータであり、特に動的な外乱の作用に対する構造物の応答に重要な影響を与えることを考慮する必要がある。また、近年は木質構造住宅及び低層鉄骨造のような軽量低層構造にも性能設計が求められるようになって来ており、2009年6月より長期優良住宅認定制度の導入という形で適切な維持管理を併用しながら住宅を長期使用することを促す施策が開始されている。

制振・非制振を問わずに、構造物の耐震性能を直接的に評価するには、種々の地震動に対する時刻歴応答解析を行うことが有効であるが、最大応答を精確に予測するためには構造形式ごとに復元力特性や減衰機構を適切にモデル化することが重要である。時刻歴地震応答解析を行うときに、減衰モデルとして通常は、内部粘性減衰系として剛性に比例する減衰係数を設定して、1次固有振動に対して構造種別に応じた減衰定数となるように比例定数を定めることが多い。また、塑性域での応答を評価する時の減衰としても上記に準じて弾性剛性から定めた減衰係数を準用するケースが多いが、応答の任意の時点での瞬間剛性に比例させるべきとの考えもある。特に、従来は地震応答解析に基づく耐震設計をすることのほとんど無かった低層の木質構造や軽量鉄骨造に対しては地震応答解析に適した減衰モデルの設定方法について早急に適切な対応を整理する必要がある。

1.2 既往の研究の概要

1.2.1 構造物の減衰機構

減衰機構に関する研究については、金属分野と機械分野では長年にかけて行われて来た。³⁾ 多様な要因により発生する摩擦現象については機械工学の分野で研究され、その摩擦現象が明らかになっている⁴⁾。また、建築工学分野においても部材の種別などの様々な条件により減衰機構が異なり、建築物の減衰を解明するための研究が持続的に行われている。

2000年に出版された「建築物の減衰」⁵⁾では建築物の減衰の原因として表1-1に示すように分類している。運動している物体の内部でのエネルギー消費としては躯体内部での内部摩擦によるエネルギー消費、躯体の塑性化によるエネルギー消費、液体や気体の粘性に起因するエネルギー消費等がある。一方、運動している物体とその外部との関係で生じるエネルギー消費としては接触した物体間の摩擦によるエネルギー消費、振動している物体のエネルギーが他の接触した物体や液体に伝播するエネルギー逸散、物体の運動に対する液体の粘性抵抗によるエネルギー消費、物体と気体との間での空力弾性的相互作用としての空力減衰等がある。このような減衰機構の分類より建物に発生する減衰の要因は以下のように考えられる。構造材の内部摩擦と主要構造間の摩擦、2次部材などの取り付け部の摩擦、構造物の内部粘性減衰、外部粘性抵抗、構造部材の塑性化による履歴減衰、地盤の内部摩擦、地下逸散減衰が挙げられ、各々の基本的メカニズムに関する研究は報告されているが、多様な構造物接合部に関する定量的評価についてはほとんどなされていないことが現状である。

表 1-1 物理的要因による減衰機構の分類

	内部でのエネルギー消費			外部でのエネルギー消費		
	固体	液体	気体	固体-固体	固体-液体	固体-気体
粘性減衰	—	内部粘性減衰	内部粘性減衰		外部粘性減衰	外部粘性減衰
摩擦抵抗	内部摩擦減衰	—	—	外部摩擦減衰		
逸散	—	—	—	逸散減衰	逸散減衰	
相互作用	—	—	—		流力減衰	空力減衰
塑性化	履歴減衰	—	—	—	—	—

1.2.2 時刻歴地震応答解析における減衰機構

構造物の耐震性能を直接に評価するには、時刻歴地震応答解析が有効とされているが、最大応答の予測精度は復元力特性や減衰機構を適切にモデル化することに強く依存している。復元力特性による履歴減衰として木質構造は Bi-linear 型復元力特性と Slip 型復元力特性の組み合わせや拡張 NCL モデルを用いて、低層鉄骨造は Bi-linear 型復元力特性か、Tri-linear 型復元力特性および Slip 型復元力特性を用いている。また、減衰機構のモデル化については、設計者の経験により設定する場合が多く、まだ構造形式ごとに不明確な状況である。以下には、時刻歴地震応答解析に用いられている減衰機構のモデル化の種類を「建築物の減衰」⁶⁾より引用して記す。

(1) 比例減衰

振動系が規準振動形をもつための一般的な条件として質量比例型、剛性比例型、Rayleigh 型の3種類を Caughey and O'Kelly⁷⁾が示した。それぞれの比例型は式(1-1)のとおりである。特に、剛性比例型については初期剛性に比例させるモデルと接線剛性及び割線剛性に比例させるモデルが提案されている。

① 質量比例型	$[C]=\alpha_M[M]$	
② 剛性比例型	$[C]=\beta_K[K]$	式(1-1)
③ Rayleigh 型	$[C]=\alpha_R[M]+\beta_R[K]$	

(2) ひずみエネルギー比例減衰

実構造物は各部材によって減衰が異なり、各部材の減衰より比例減衰を求める方法としてひずみエネルギー比例減衰が用いられている。例えば鉄骨造と鉄筋コンクリート造及び鉄骨鉄筋コンクリート造などの混合形式構造や地盤と建物の連成を考慮して解析する場合のように減衰特性が異なる構造が混合している場合には、ひずみエネルギー比例型の減衰が有効である。この場合、第*i*次モードの減衰定数は、その次数の振動形における構造各部のひずみエネルギーによる重みづけ平均値として、式(1-2)のように定義されている。

$$h_i = \frac{\sum_{m=1}^n h_e^m W_i^m}{\sum_{m=1}^n W_i^m} \quad W_i^m = \Phi_i^T K^m \Phi_i \quad \text{式(1-2)}$$

ここに、 W_i^m ：第*i*次モードにおける部材 *m* に生じる最大ひずみエネルギー

K^m ：部材 *m* の剛性行列

h_e^m ：部材 *m* の減衰定数

Φ_i ：第*i*次モードのモードベクトルである。

第1章 序論

また、各次モードの減衰定数 h_i が既知であれば減衰行列は各次モードの固有振動数と減衰定数を用いて次式のように表すことができる。

$$[C] = [M]\{\Phi\}[\xi]\{\Phi\}^T[M] \quad \text{式(1-3)}$$

ここに、 $[\xi]$ は $2h_i \omega_i / m_i$ の第 i 番目の対角行列である。なお、 $[C]$ の 0 要素が少なくなるため、自由度が大きくなるにつれて連立方程式を解く数値計算では不利になる。ひずみエネルギー比例減衰は振動モードの減衰定数が実験などにより同定された場合にも用いることができる。

(3) 非比例減衰⁸⁾

非比例減衰は例えば鉄骨造と鉄筋コンクリート造及び鉄骨鉄筋コンクリート造などの混合形式構造や粘性系ダンパーが設置された場合、また地盤上の構造物のように、比例減衰の条件を満たさない場合に用いられている。部材または、要素ごとに式(1-4)のように各部比例減衰やダッシュポットより全体減衰行列を組み立てることも可能である。ここで $[M]_e$ は要素質量行列、 $[K]_e$ は要素剛性行列である。非比例減衰の問題としては、部材(要素)ごとの α_e 、 β_e の物理的な意味が不明確であり、設定が困難である。

$$[C] = \sum (\alpha_e [M]_e + \beta_e [K]_e) \quad \text{式(1-4)}$$

第 1 章 序 論

1.2.3 地震入力エネルギーから損傷に寄与するエネルギーを推定する方法

エネルギーの釣合いに基づく耐震設計法は、地震動により建物に作用する外力と構造物の抵抗する性能の両者を共にエネルギーで評価し、その大小関係を直接比較することより耐震安全性を評価する手法である。その考え方は Housner^{9) 10)}のエネルギー入力概念より導入されたもので、地震による入力エネルギーと構造物のエネルギー吸収能力の関係より構造物の耐震性能を評価することができる。なお、構造物の塑性変形に寄与する入力エネルギーは速度スペクトルと直接結びつけられるとの理解である。この Housner の理解に基づいて加藤・秋山^{11) 12)}は建物を単純化した 1 質点完全弾塑性系を用いて地震動の入力による総入力エネルギーは建物の 1 次固有周期と総質量のみに依存するパラメータであることを明らかにした。また、エネルギー応答に基づいて総入力エネルギーは構造物の損傷に寄与するエネルギー E_D (=弾性振動エネルギー W_E +累積塑性歪エネルギー W_p) と減衰により消費されるエネルギー W_h の和で表せ、この関係によれば建物の損傷に寄与するエネルギーを簡潔に評価することが出来る。加藤・秋山のエネルギー法の考え方に基づいて大野ら、平尾ら、桑村、堀らにより減衰定数とそれ以外のパラメータを用いた構造物の損傷評価に関する研究が報告されている。

表 1-2 は、エネルギーの釣り合いによる構造物の損傷を評価する研究の一覧である。大野ら¹³⁾は減衰定数と塑性域と弾性域の剛性比をパラメータとして総入力エネルギーと損傷に寄与するエネルギーの比を求める式を提案した。平尾ら¹⁴⁾は減衰定数と固有周期、弾性剛性比と降伏強度比により総入力エネルギーと累積塑性歪エネルギーの比を推定する式を提案した。桑村¹⁵⁾は秋山の理論を発展させ、秋山の V_D/V_E の関係式に累積塑性変形倍率 η をパラメータとして追加した式を導いた。一方、堀¹⁶⁾は上記の研究とは違い、RC 造用の V_D/V_E の近似式を導くため、復元力特性モデルとして修正武田モデルを用い、減衰定数 h を 5[%] に固定して塑性率 μ により V_D/V_E を推定する近似式を提案している。

表 1-2 損傷に寄与するエネルギーに関する研究一覧

	加藤 勉・秋山 宏(1975)	大野 友則・西岡 隆・藤野 陽三(1983)	平尾 潔・沢田 勉・成行 義文・笹田 修司(1986)	桑村 仁(1988)	堀 則男・井上 範夫・柴田 明德(1996)
使用した復元力特性モデル	完全弾塑性モデル	完全弾塑性モデル	完全弾塑性モデル	完全弾塑性モデル	修正武田モデル
適用構造形式	-	-	-	-	RC造
パラメータ	減衰定数	減衰定数 弾塑性剛性比(塑性域と弾性域の剛性比)	減衰定数 固有周期 弾塑性剛性比 ρ 降伏強度比 R	減衰定数 累積塑性変形倍率	減衰定数($h=5\%$ 固定) 塑性率
推定式	$\frac{V_D}{V_E} = \frac{1}{1 + 3h + 1.2\sqrt{h}}$	$\frac{W_p}{W_E} = \frac{1.0 + (1.16 + 5.03\eta + 1.26(1 - \eta)^2 + 0.12(1 - \eta)^2)h + (0.18 - 1.24\eta + 2.87\eta + 0.11(1 - \eta)^2)\sqrt{h}}{1}$	$\frac{E_p}{E_e} = C_1 + C_2 \log(T) + C_3 T^{-4}$	$\frac{V_D}{V_E} = \frac{\eta/(\eta+0.15)}{1 + 20(3h + 1.2\sqrt{h})/(\eta+10)}$	$\frac{V_D}{V_E} = 0.87 - \frac{0.6}{(\mu + 0.1)^2}$

1.3 研究の目的

本研究では、軽量低層構造物である木質構造と低層鉄骨造を研究対象とし、時刻歴応答解析による最大変形の予測精度を向上させるための基礎的な研究として、塑性域を含む大変形振動時のエネルギー応答の理論に基づいて、それら構造の減衰機構を推定し、応答計算のための減衰モデルを構築することを目的とする。

- (1) 初めに、軽量低層構造物の耐震性能を直接的に評価する時刻歴地震応答解析を行い、減衰モデル（減衰係数の扱い）の違いが最大層間変形に及ぼす影響を検討し、各構造形式ごとの減衰機構とそのモデル化について詳細に検討することの重要性について記す。(2章)
- (2) 軽量低層構造物である木質構造と低層鉄骨造のエネルギー応答に着目して各構造形式ごとの減衰機構を推定する手法を提案する。各構造形式毎の総入力エネルギー E_I と損傷に寄与するエネルギー E_D より換算した等価速度 V_E と V_D の関係を推定する式を導き、粘性減衰係数を算出する手法を数値シミュレーションに基づいて定式化を行う。(3章)
- (3) 木質軸組架構と軽量鉄骨架構の実大振動台実験より得られた応答データを用いて各構造形式毎に3章で提案した粘性減衰係数の推定手法の妥当性を検討する。また、実験と時刻歴地震応答解析による荷重変形関係の整合性の検討より各構造形式毎の実情的な減衰機構の検討を行う。(4章)

1.4 本論文の構成

1.1 節には研究の背景、1.2 節には既往の研究の概要、1.3 節には研究の目的、1.4 節には本論文の構成を記す。

2 章では、軽量低層構造物において時刻歴地震応答解析による耐震安全性能を行う際に減衰機構の違いが最大層間変形に及ぼす影響について記す。解析において減衰機構の模擬は、内部粘性減衰として剛性に比例する減衰係数を用いる。減衰係数は 1 次固有振動数に対して初期剛性に比例する初期剛性比例と剛性の変化に従い接線剛性に比例する瞬間剛性比例とする。2.2 節では、拡張 NCL モデルを用いた木質構造の地震応答解析を行い、減衰モデルの違いが最大層間変形に及ぼす影響について検討した結果を示す。2.3 節では、標準的な Tri-linear 型復元力特性を用いた低層鉄骨造の時刻歴地震応答解析を行い、減衰モデルの違いが最大層間変形に及ぼす影響を検討した結果を示す。

3 章では、構造物の地震応答に関わる入力エネルギーと消費エネルギーの関係に着目して、木質構造と低層鉄骨造の減衰モデルの構築手法を提案する。3.2 節では 1 質点系せん断型モデルの力の釣合いによる運動方程式をエネルギーの釣合いに関する基本式へと変換する。外乱により入力される総入力エネルギー E_I と構造体の損傷に寄与するエネルギー E_D をそれぞれ定義し、その両エネルギーの関係より減衰による消費エネルギー算出の定式化を示す。減衰消費エネルギーを、減衰力が層間変形速度に比例する仮定のもとに粘性減衰系による消費エネルギーと等置する事で粘性減衰係数を算出する手法を示す。3.3 節では、木質構造用の総入力エネルギーによる換算速度 V_E と損傷に寄与するエネルギーの換算速度 V_D の関係を推定する $f_w(h)$ と $f_w(h, \mu)$ の式を導入する。ここに、 h は減衰定数、 μ は塑性率である。提案した手法を用いて数値解析により減衰消費エネルギーと粘性減衰係数の推定を行う。3.4 節では、低層鉄骨造についても 3.3 節と同様な手順より $f_{LS}(h)$ と $f_{LS}(h, \mu)$ の式を導入し、提案した手法を用いて減衰消費エネルギーと減衰係数の推定を行う。

4 章では、木造軸組架構と軽量鉄骨架構の実大振動台実験の応答データを用いて塑性変形領域を含む応答時の粘性減衰係数の推定を行い、本論文で提案する手法の妥当性について検討する。4.2 節では木質軸組架構の実大振動台実験の概要を述べ、構造特性の評価及び 3 章で提案した手法による木造軸組架構の粘性減衰係数の推定を行う。また、実験と時刻歴地震応答解析による荷重変形関係の整合性の検討について記述する。4.3 節では、軽量鉄骨架構の実大振動台実験の概要を述べ、構造特性の評価及び 3 章で提案した手法による軽量鉄骨架構の粘性減衰係数の推定を行う。実験と時刻歴地震応答解析による荷重変形関係の整合性の検討について記述する。

5 章では、各章で得られた結論を総括し、本研究の結論を記す。

第1章 序論

1章の参考文献

- 1) 日本建築学会関東支部：耐震構造の設計「学びやすい構造設計」第3版，技報堂，pp.57-91，2003年7月
- 2) 社団法人 日本建築構造技術者協会：耐震構造設計バンドブック，オーム社，p.108，2008年10月
- 3) 榎本信助：金属材料の疲労と内部摩擦に関する研究(第1報)(第2報)，日本機械学会論文集，第11巻，第41号，pp.1-6，1945年11月
- 4) 横山恭男，岡部 佐規一：静摩擦係数に及ぼす振動の影響(第2報)，精密機械，33巻，8号，pp.509-515，1967年8月
- 5) 日本建築学会：建築の減衰，丸善，pp.2-7，2000年10月
- 6) 日本建築学会：建築の減衰，丸善，pp.40-42，2000年10月
- 7) Caughey, T.K. and M.E.J. O'Kelly: Classical Normal Modes in Damped Linear Dynamic Systems, American Society of Mechanical Engineers, Journal of Applied Mechanics, Vol.32, No.3, 1965, pp.583-588
- 8) 柴田明德：最新耐震構造解析第2版，森北出版，pp.83-90，2003年5月
- 9) Housner, G.W.: Behaviour of Structure During Earthquakes, American Society of Civil Engineers, EM4, October, 1959, pp.109-129
- 10) Housner, G.W.: Limit Design of Structures to Resist Earthquakes, Proceedings of 1st World Conference of Earthquake Engineering, 1956, pp.5-1 - 5-13
- 11) 加藤 勉，秋山 宏：強震による構造物へのエネルギー入力と構造物の損傷，日本建築学会論文報告集，第235号，pp.9-18，1975年9月
- 12) 秋山 宏：建築物の耐震極限設計第2版，東京大学出版会，pp.23-36，2000年7月
- 13) 大野友則，西岡 隆，藤野陽三：構造物が地震時に受ける塑性ひずみエネルギー量の定量的評価，土木学会論文報告集，第333号，pp.91-99，1983年5月
- 14) 平尾 潔，沢田 勉，成行義文，笹田修司：強震下における一自由度系の履歴吸収エネルギーと弾性応答値との関係について，土木学会論文集，第368号，pp.401-410，1986年4月
- 15) 桑村 仁：耐震建築物の限界状態と破壊規範式，日本建築学会構造系論文報告集，第387号，pp.45-54，1988年5月
- 16) 堀 則男，井上範夫，柴田明德：鉄筋コンクリート造建物の地震時エネルギー応答性状及び応答最大塑性率とエネルギー消費に基づく所要耐力の検討，日本建築学会構造系論文集，第481号，pp.17-25，1996年3月

第 2 章

軽量低層構造において減衰機構の違いが
時刻歴地震応答解析に及ぼす影響

第 2 章

軽量低層構造物において減衰機構の違いが時刻歴地震応答解析に及ぼす影響

2.1 はじめに

従来、地震応答解析に基づく耐震設計を行うことがほとんどなかった軽量低層構造物の木質構造と軽量鉄骨造に対しては、地震応答解析に適した減衰の設定方法について明らかにされていない状況である。そのため、本章では軽量低層構造物の時刻歴応答解析を行う際に減衰モデルの違いが最大層間変形に基づく安全性評価に及ぼす影響について検討する。時刻歴地震応答解析における減衰機構の模擬は、剛性比例モデルとしては初期剛性比例、瞬間剛性比例^{1) 2) 3)}と仮定して用いることが多い。本論の減衰機構の設定についても初期剛性比例と仮定した場合と瞬間剛性比例と仮定した場合の 2 種類の減衰モデルを用いた。瞬間剛性比例の場合は、式(2-1)における ω_0 を初期剛性に対する固有円振動数とし、 k は各計算ステップでの接線剛性として減衰係数 c を計算する。

$$c = (2h / \omega_0) k \quad \text{式 (2-1)}$$

2.1 節では本章の概要を述べる。

2.2 節では、木質構造の時刻歴地震応答解析を行った結果を示す。木質構造の解析には、構造用合板等を貼り付けた耐力パネルの荷重変形関係を模擬することに適した復元力特性である拡張 NCL モデルを用い、上記の 2 種類の減衰モデルを設定した。入力波としては任意の地震動の最大速度を 0.25、0.5[m/s]に規準化した地震動を用い、時刻歴地震応答解析において減衰モデルの違いが最大応答変形に及ぼす影響を検討する。

2.3 節では、低層鉄骨造の時刻歴地震応答解析を行った結果を示す。低層鉄骨造の復元力特性モデルには標準的な Tri-linear 型復元力特性を用い、上記の 2 種類の減衰モデルを設定した。2.2 節と同じ地震動に対して最大速度を 0.25、0.5、0.75[m/s]に規準化した地震動を入力波として用い、時刻歴地震応答解析において減衰モデルの違いが最大応答変形に及ぼす影響を検討する。

2.4 節は本章のまとめとする。

2.2 木質構造の時刻歴地震応答解析による検討

2.2.1 木質構造の解析モデル

木質構造の時刻歴地震応答解析は、構造用合板を耐力壁として用いた在来軸組構法の木造住宅を想定した 1 質点系せん断型モデルを用いて行った。復元力特性モデルは拡張 NCL モデル⁴⁾とする。拡張 NCL モデルは構造用合板等を張り付けた耐力パネルを用いた構造の荷重変形関係を模擬することに適した復元力特性である。解析の質量を 20[t]とし、1 次固有周期は 2 階の木質構造の高さ H を 7[m]として 0.2 秒 ($T \approx 0.03 \times H$)⁵⁾とするように初期剛性を定め、降伏点は骨格曲線の層間変形が 1/120[rad]の時の強度が重量の 0.3 倍となるようにした。減衰定数 h は木造で慣用的に用いられている 5[%]³⁾とし、初期剛性比例と瞬間剛性比例の 2 通りを仮定した。なお、瞬間剛性比例における減衰係数は前節と同じ方法で算定した。拡張 NCL モデルのパラメータは表 2-1、骨格曲線は図 2-1 の通りとした。構造用合板壁の骨格曲線は 9×2730×910[mm]の構造用合板壁を貼り付けた木造軸組の正負繰返し漸増載荷実験より得られる荷重変形関係⁶⁾より骨格曲線を求める。拡張 NCL モデルは骨格曲線と固有ループにより復元力特性を構成するものである。固有ループについては式(2-2)の無次元変形 x による関数で表され、基準変形角ごとに各パラメータを設定する。ここで無次元化変形 x は各基準変形角における最大変形で除して得られる値である。A は切片荷重、B は切片荷重におけるスリップ勾配、n1, n2 は除荷後の勾配に関わる指数である。計 4 つの関数で一つの固有ループを表す。図中の 1/30[rad]は木質構造の安全限界の目安の変形角に対応している⁵⁾。入力地震動については表 2-2 に示す。以下、用いる地震動は表 2 の略称で表記する。各地震動は、表記 Lv1 は最大速度 0.25[m/s]、Lv2 は最大速度 0.5[m/s]、Lv3 は最大速度 0.75[m/s]に規準化している。木質構造の応答解析では Lv1 と Lv2 のみ入力を行った。図 2-2 には、用いた地震動の原波の等価速度スペクトル($h=0.159$)⁷⁾を示す。

表 2-1 合板壁の拡張 NCL モデルのパラメータ

変形[rad]	0	1/300	1/120	1/60	1/45	1/30	1/20
A	0	0.145	0.155	0.165	0.17	0.17	0.17
B	0	0.55	0.65	0.72	0.73	0.75	0.77
n1	0	1.1	1.4	1.95	2.3	3	3.7
n2	0	4	6.3	6.95	7.3	8	8.7

$$\text{載荷ループ式 : } L_1(x) = \mp Ax^4 + Bx|x|^{n1} + (1-B)x \pm A$$

式(2-2)

$$\text{除荷後ループ式 : } L_2(x) = \pm Ax^4 + Bx|x|^{n2} + (1-B)x \mp A$$

第 2 章

軽量低層構造物において減衰機構の違いが時刻歴地震応答解析に及ぼす影響

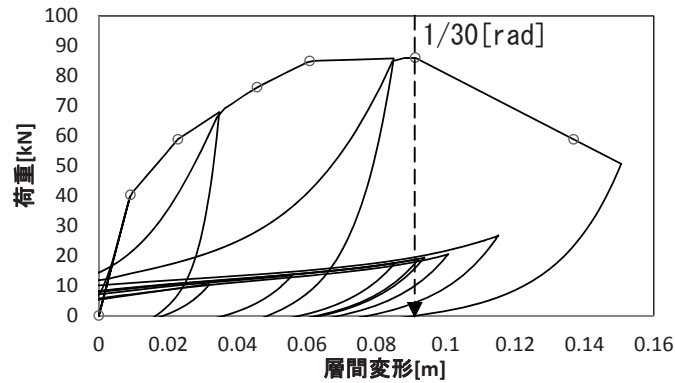
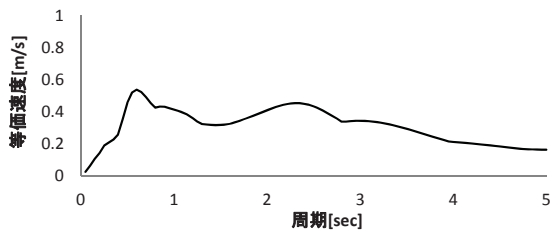


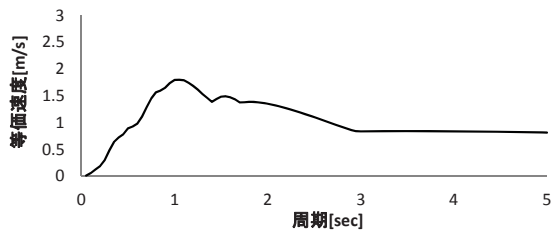
図 2-1 構造用合板の骨格曲線

表 2-2 用いた地震波の諸元

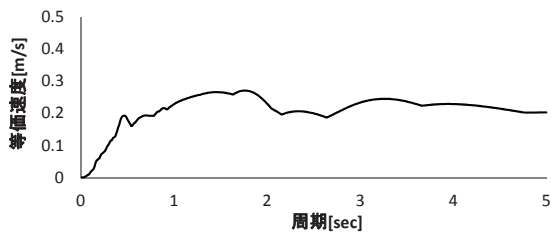
地震名	略称	Acc _{max} (cm/s ²)	Vel _{max} (cm/s ²)	Lv1 Acc _{max} (cm/s ²)	Lv2 Acc _{max} (cm/s ²)	Lv3 Acc _{max} (cm/s ²)
1940年Imperial Vally 地震 El Centro記録NS成分	El Centro	341.7	33.7	253.5	507.0	760.5
1995年兵庫県南部地震 JMA神戸記録NS成分	Kobe	820.6	83.0	247.2	494.3	741.5
1952年Kern County地震 Taft記録EW成分	Taft	175.9	17.1	257.2	514.3	771.5
1968年十勝沖地震 八戸記録NS成分	Hachinohe	182.9	33.9	134.9	269.8	404.7
2004年新潟県中越地震 川口記録EW成分	Kawaguchi	1675.8	133.3	314.3	628.6	942.9
2011年東北地方太平洋沖地震 仙台記録NS成分	Sendai	1517.2	84.3	449.9	899.8	1449.8



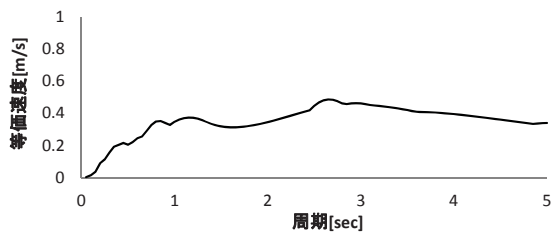
(a) 1940年Imperial vally 地震 El Centro 記録 NS 成分



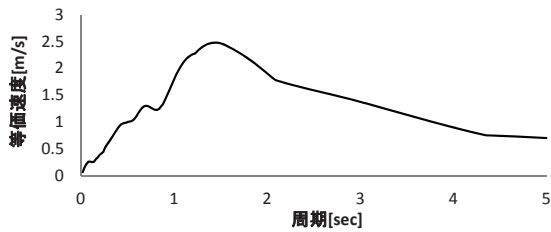
(b) 1995年兵庫県南部地震 JMA 神戸記録 NS 成分



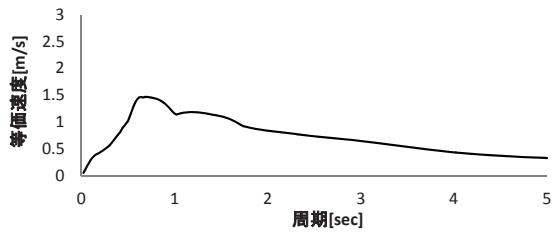
(c) 1952年Kern County 地震 Taft 記録 EW 成分



(d) 1968年十勝沖地震 八戸記録 NS 成分



(e) 2004年新潟県中越地震 川口記録 EW 成分

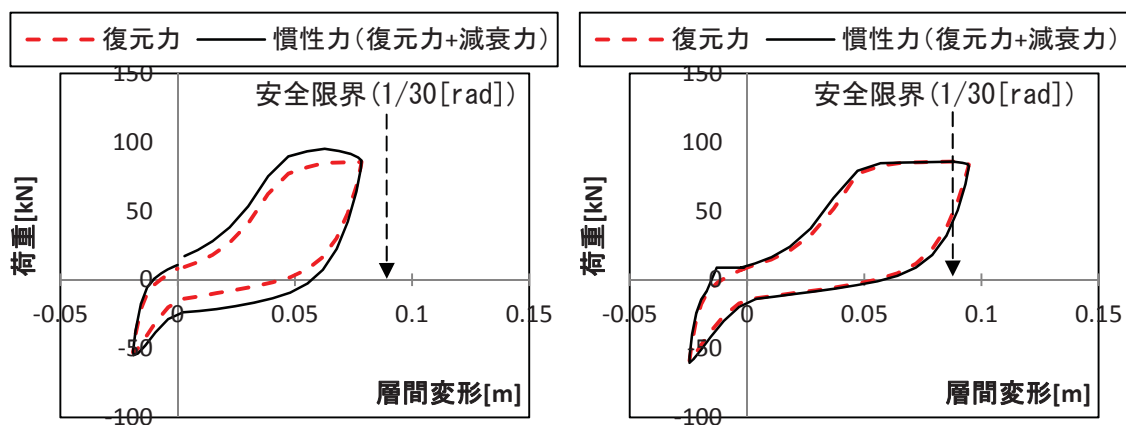


(f) 2011年東北地方太平洋沖地震 仙台記録 NS 成分

図 2-2 各地震動の等価速度スペクトル(減衰定数 $\gamma=0.159$)

2.2.2 解析結果及び考察

木質構造用の拡張 NCL 復元力特性を有する 1 質点モデルに付与する減衰モデルの違いが最大層間変形に及ぼす影響の例を図 2-3 に示す。初期剛性比例とした場合と瞬間剛性比例とした場合それぞれの解析結果について、1995 年兵庫県南部地震における JMA 神戸記録 NS 成分を 50[%]に規準化した地震動に対する地震応答時の最大変形を含む 1 サイクルに対する履歴を描いてある。同じ波の入力であっても減衰モデルの違いが最大層間変形に及ぼす影響は大きく、最大層間変形の差が大きくなる。応答の荷重変形関係は復元力特性と減衰力の和となるが、瞬間剛性比例と仮定したモデルでは塑性化後の剛性低下により減衰力が小さくなり、エネルギー吸収性能も低下する事で変形が大きくなると考えられる。



a. 初期剛性比例と仮定したモデル

b. 瞬間剛性比例と仮定したモデル

図 2-3 Kobe50[%]の入力による荷重変形関係

第2章

軽量低層構造物において減衰機構の違いが時刻歴地震応答解析に及ぼす影響

図 2-4 には、各地震動の Lv1、Lv2 の入力時に各減衰モデルを設定した解析モデルの最大層間変形の比較を示す。また、表 2-3 には各地震動の入力レベルと最大層間変形を示す。各地震動の Lv1 程度の入力では減衰モデルの違いによる最大層間変形の差があまりみられない。一方、入力レベルが Lv2 の地震動に対しては各減衰モデルによる最大層間変形の差が大きくなる。これは Lv1 程度の地震動では構造物が弾性範囲を超え、塑性域まで変形が進んでも剛性の低下があまりなかったため初期剛性比例と仮定した場合と瞬間剛性比例と仮定した場合の減衰モデルの違いによる差が小さい。一方、Lv2 の地震動では剛性低下に従い、瞬間剛性比例と仮定したモデルは減衰力が小さくなり、エネルギー吸収性能も低下することで減衰モデルの違いによる最大層間変形の差が大きくなると考えられる。特に図 2-2 の各地震動の等価速度スペクトルで確認されたように周期 0.6~1[s]の附近で速度が大きい地震動である Kobe 波と Sendai 波は減衰モデルの違いによる最大層間変形の差がより大きい。

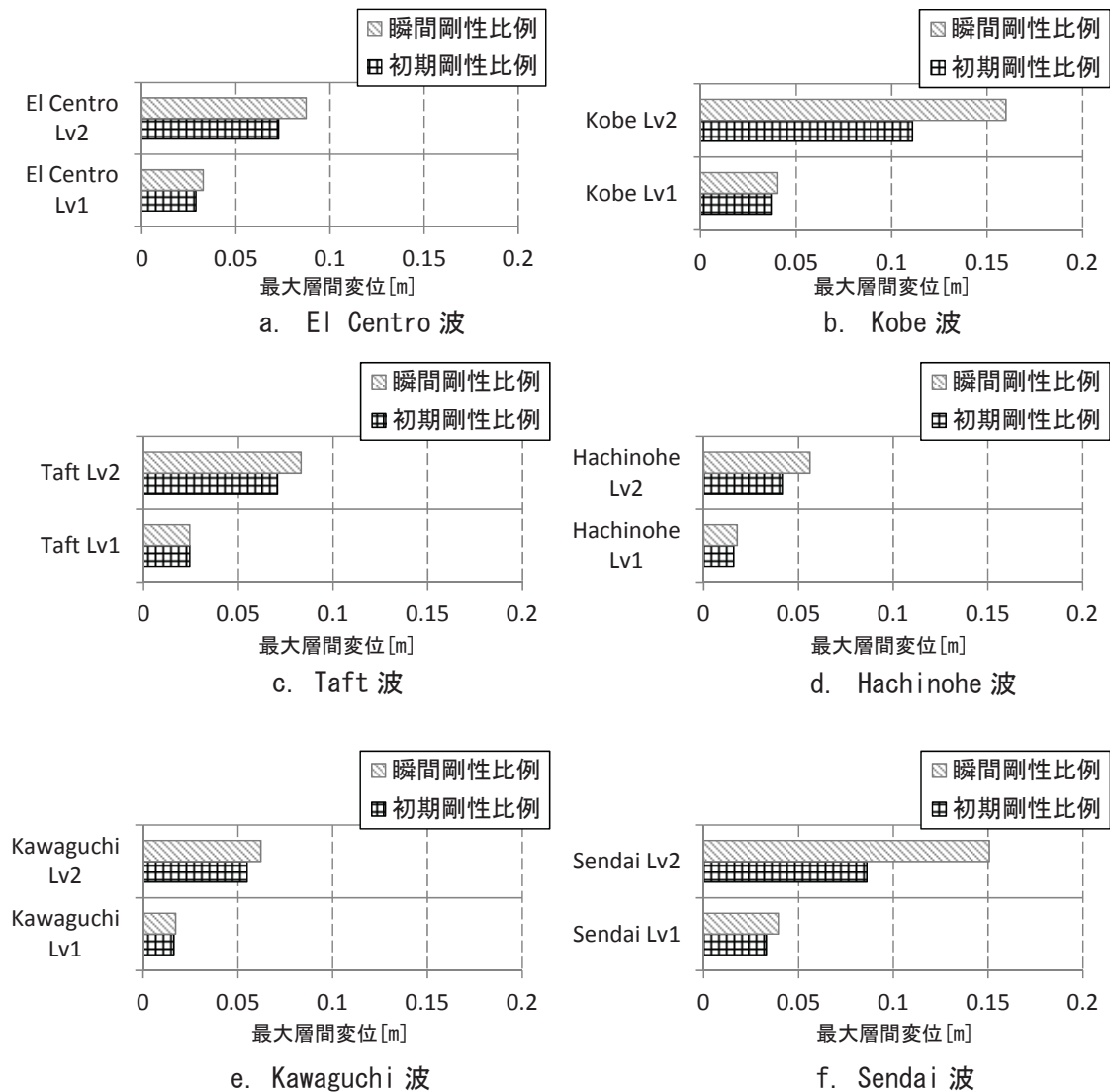


図 2-4 各地震動の入力による最大層間変形の比較

第 2 章

軽量低層構造物において減衰機構の違いが時刻歴地震応答解析に及ぼす影響

表 2-3 入力地震動と最大層間変形

地震動			初期剛性比例		瞬間剛性比例	
地震名	周期[s]	規準化速度	最大層間変形[m]	最大層間変形角[rad]	最大層間変形[m]	最大層間変形角[rad]
El centro	0.6	Lv1	0.032	1/220	0.034	1/203
		Lv2	0.081	1/87	0.090	1/78
Kobe	1.1	Lv1	0.042	1/168	0.045	1/156
		Lv2	0.135	1/52	0.180	1/39
Taft	1.7	Lv1	0.025	1/283	0.025	1/81
		Lv2	0.077	1/91	0.086	1/371
Hachinohe	2.6	Lv1	0.018	1/395	0.019	1/371
		Lv2	0.048	1/145	0.060	1/117
Kawaguchi	1.4	Lv1	0.016	1/429	0.017	1/407
		Lv2	0.055	1/127	0.062	1/112
Sendai	0.7	Lv1	0.033	1/211	0.039	1/177
		Lv2	0.086	1/81	0.151	1/46

2.3 低層鉄骨造の時刻歴地震応答解析による検討

2.3.1 低層鉄骨造の解析モデル

低層鉄骨造の時刻歴地震応答解析は 1 質点系せん断型モデルを用いた。低層鉄骨造の模擬は標準的な Tri-linear 型復元力特性とする。解析の質量を 20[t]とし、1 次固有周期は高さ 10[m]程度の 3 階建ての低層鉄骨住宅の微動測定より同定した 0.2 秒^{附1)}とするように初期剛性を定め、降伏点のせん断力係数(C_y)は 0.3 と設定した。減衰定数 h は鉄骨造の設計時に一般的に使用されている 2[%]⁸⁾とし、初期剛性比例と瞬間剛性比例の 2 通りを仮定した。なお、瞬間剛性比例における減衰係数は前節と同じ方法で算定した。Tri-linear 型復元力特性のパラメータは表 2-4、骨格曲線は図 2-5 の通りとした。入力地震動については表 2-2 の通り入力し、最大速度を 0.25(Lv1)、0.5(Lv2)、0.75(Lv3)[m/s]に規準化した地震動を用いた。

表 2-4 Tri-linear 型復元力特性のパラメータ

T[s]	m[t]	h [%]	第1剛性 [kN/m]	第2剛性 [kN/m]	第3剛性 [kN/m]	第1降伏点 [kN]	第2降伏点 [kN]
0.2	20	2	19739.2	4934.8	19.7	19.6	58.8

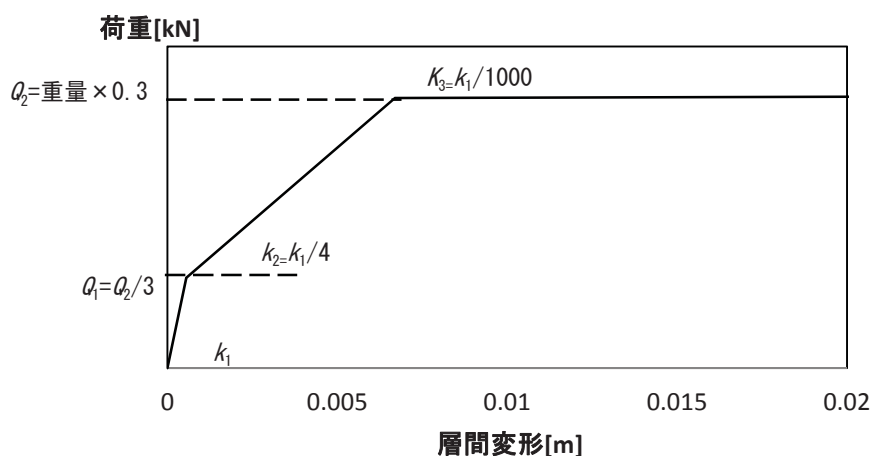


図 2-5 低層鉄骨造の骨格曲線

2.3.2 解析結果及び考察

低層鉄骨造は Tri-linear 形復元力特性を有する 1 質点系せん断型モデルに付与する減衰モデルの違いが最大層間変形に及ぼす影響の例を図 2-6 に示す。初期剛性比例とした場合と瞬間剛性比例とした場合それぞれの解析結果について、1995 年兵庫県南部地震における JMA 神戸記録 NS 成分原波に対する地震応答時の最大変形を含む 1 サイクルに対する履歴を描いてある。同じ波の入力であっても減衰モデルの違いが最大層間変形に及ぼす影響は大きく、最大層間変形の差が大きくなる。応答の荷重変形関係は復元力特性と減衰力の和となるが、瞬間剛性比例と仮定したモデルでは塑性化後の剛性低下により減衰力が小さくなり、エネルギー吸収性能も低下する事で変形が大きくなると考えられる。

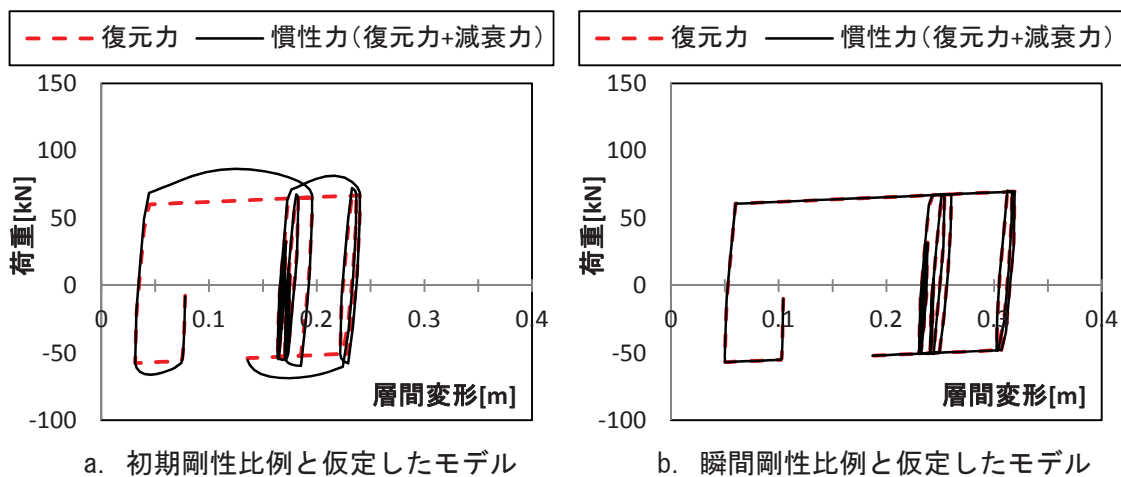


図 2-6 Kobe 原波入力による荷重変形関係

第2章

軽量低層構造物において減衰機構の違いが時刻歴地震応答解析に及ぼす影響

図 2-7 には、各地震動の Lv1、Lv2、Lv3 の入力時に各減衰モデルを設定した解析モデルの最大層間変形の比較を示す。表 2-5 には、各地震動の入力レベルと最大層間変形を示す。Hachinohe 波の以外の入力地震動に対して入力レベルが増大に従い、最大層間変形の差が大きくなる傾向が認められる。特に Kobe 波と Kawaguchi 波のように地震の周期 1~1.5[s] の間に速度が大きい地震動の場合、低層鉄骨造の最大層間変形は減衰モデルの違いにより差がより激しい。

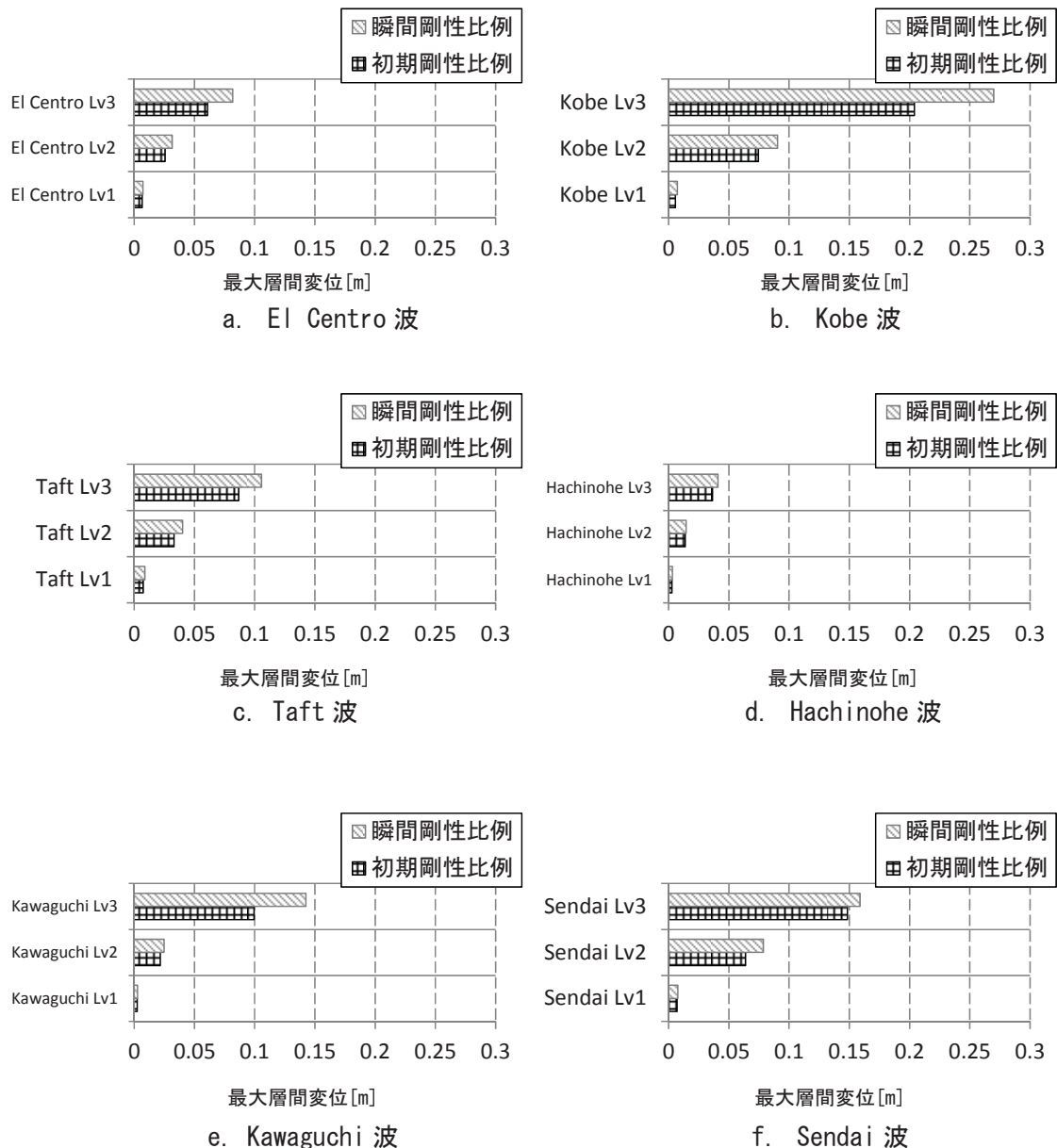


図 2-7 各地震動の入力による最大層間変形の比較

第 2 章

軽量低層構造物において減衰機構の違いが時刻歴地震応答解析に及ぼす影響

表 2-5 入力地震動と最大層間変形

地震動		初期剛性比例			瞬間剛性比例	
地震名	周期[s]	規準化速度	最大層間変形[m]	最大層間変形角[rad]	最大層間変形[m]	最大層間変形角[rad]
El centro	0.5	Lv1	0.007	1/1488	0.007	1/1362
		Lv2	0.026	1/390	0.032	1/316
		LV3	0.061	1/164	0.082	1/122
Kobe	1	Lv1	0.006	1/1754	0.005	1/2037
		Lv2	0.074	1/134	0.091	1/110
		LV3	0.204	1/49	0.270	1/37
Taft	1.7	Lv1	0.008	1/1333	0.009	1/1132
		Lv2	0.033	1/302	0.040	1/248
		LV3	0.087	1/115	0.106	1/94
Hachinohe	2.6	Lv1	0.003	1/3510	0.003	1/3236
		Lv2	0.014	1/722	0.015	1/680
		LV3	0.037	1/274	0.041	1/244
Kawaguchi	1.4	Lv1	0.003	1/3840	0.003	1/3610
		Lv2	0.022	1/461	0.025	1/404
		LV3	0.100	1/100	0.143	1/70
Sendai	0.6	Lv1	0.007	1/1410	0.008	1/1308
		Lv2	0.064	1/157	0.079	1/127
		LV3	0.149	1/67	0.159	1/63

第2章

軽量低層構造物において減衰機構の違いが時刻歴地震応答解析に及ぼす影響

2.4 まとめ

木質構造と低層鉄骨造を模擬する復元力特性モデルを用いて時刻歴地震応答解析を行い、減衰機構を模擬した減衰モデルの違いが最大層間変形に基づく安全性評価に及ぼす影響について検討した。

各構造形式を模擬した時刻歴地震応答解析の結果より、同じ波の入力であっても減衰モデルの違いが最大層間変形に及ぼす影響は大きい。応答の荷重変形関係は復元力特性モデルと減衰力の和となるが、瞬間剛性比例と仮定したモデルでは塑性化後の剛性低下により減衰力が小さくなり、エネルギー吸収性能も低下する事で変形が大きくなると考えられる。地震動の規準化レベルを順次上げた入力より塑性化が進むほど減衰モデルの違いによる最大層間変形の差が大きくなる傾向である。また、構造物の損傷により周期の変化と地震動の周期が接近すると各減衰モデルによる層間変形の差がより大きくなる傾向である。特に木質構造は地震動の周期 0.6~1 秒付近で速度が大きい地震動が、低層鉄骨造の場合は地震動の周期 1~1.5 秒付近で速度が大きい地震動が入力される場合において減衰モデルの違いによる差が激しい。

これらの結果より、構造物の弾塑性応答を対象とするとき、減衰モデルの設定方法の違いが最大層間変形の予測に及ぼす影響は大きく、曾田¹⁰⁾が指摘しているように軽量低層構造物の減衰機構の解明とそのモデル化について詳細に検討することが極めて重要であると考える。

第 2 章

軽量低層構造物において減衰機構の違いが時刻歴地震応答解析に及ぼす影響

第 2 章の参考文献

- 1) 梁川 幸盛, 関口洋平, 宇佐美 祐人: 地震応答解析における瞬間剛性比例減衰についての考察, 日本建築学会学術講演梗概集 B-2, pp.1001-1002, 2004 年 7 月
- 2) QUANG Phan Van, 小谷 俊介, 大網 浩一: 非線形応答解析に用いる瞬間剛性比例型減衰に関する考察, 日本建築学会学術講演梗概集 B-2, pp.439-440, 2007 年 7 月
- 3) 梁川 幸盛, 宇佐美 祐人: 地震応答解析における割線剛性比例型減衰の提案, 日本建築学会学術講演梗概集 B-2, pp.281-282, 2011 年 8 月
- 4) 松永裕樹, 宮津裕次, 曾田五月也: 木造軸組耐力/非耐力壁の汎用モデル化手法に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 639 号、pp.889-896、2009 年 5 月
- 5) 社団法人 日本建築構造技術者協会: 木造建築構造の設計 第 1 版, オーム社, p132, 2011 年 4 月
- 6) 社団法人 日本建築構造技術者協会: 木造建築構造の設計 第 1 版, オーム社, p166, 2011 年 4 月
- 7) 松永裕樹, 宮津裕次, 曾田五月也: 木造軸組耐力/非耐力壁の汎用モデル化手法に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 639 号、pp.889-896、2009 年 5 月
- 8) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会: 建築物の構造関係技術基準解説書, 全国官報販売協同組合, p.144, 2007 年
- 9) 曾田 五月也, 山田 進二, 柿本 和茂: VDRS フォーマットによる建物の最大変形予測手法に関する研究, 日本建築学会学術講演梗概集 B-2, pp.489-490, 2001 年 7 月
- 10) Soda, S: Role of viscous damping in nonlinear vibration of buildings exposed to intense ground motion, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol.59, 1996, pp247-264

第3章

エネルギー応答に基づく軽量低層構造物の 粘性減衰係数評価の定式化

3.1 はじめに

前章では、構造物の減衰機構とそのモデル化（粘性減衰係数の扱い）の違いが最大層間変形に及ぼす影響を検討した。ここでは、一般的には実験により測定したデータを用いて構造物の減衰係数を推定するのが不可能であるため、本章では、構造物のエネルギー応答に着目して木質構造と低層鉄骨造の地震応答解析をするための減衰モデルの構築手法を提案する。なお、第1章で記したように重量鉄骨造と鉄筋コンクリート造についてはエネルギーに着目して損傷に寄与するエネルギーを評価する手法¹⁾²⁾³⁾⁴⁾⁵⁾⁶⁾が提案されているが、軽量低層構造物については研究されていない状況である。

3.1節では、本章の概要を述べる

3.2節では、初めに1質点系せん断型モデルのエネルギーの釣合いに関する基本式を示す。また、総入力エネルギーと損傷に寄与するエネルギーを定義し、その両エネルギーの関係より減衰消費エネルギーを算出する手法の定式化を示す。これは、総入力エネルギーから損傷に寄与するエネルギーを控除した残りとして減衰消費エネルギーを評価するためである。さらに、この消費エネルギーを、減衰力が相対速度に比例する粘性減衰系による減衰消費エネルギーと等置する事で粘性減衰係数を算出する手法を数値シミュレーションに基づいて定式化する。

3.3節では、木質構造用の減衰係数評価の定式化について示す。地震動により入力される総入力エネルギー E_I を換算した等価速度 V_E と構造体の損傷に寄与するエネルギー E_D を換算した等価速度 V_D を推定する関係式 $f_W(h)$ 、 $f_W(h, \mu)$ を導入する。減衰力が相対速度に比例するとの仮定のもとに減衰消費エネルギーと粘性減衰係数の推定を行う。

3.4節では、低層鉄骨造用の減衰係数評価の定式化を示す。地震動により入力される総入力エネルギー E_I を換算した等価速度 V_E と構造体の損傷に寄与するエネルギー E_D を換算した等価速度 V_D を推定する関係式 $f_{LS}(h)$ 、 $f_{LS}(h, \mu)$ を導入し、提案した手法により減衰消費エネルギーを算出し、さらに粘性減衰係数の推定を行う。

3.5節は本章のまとめである。

3.2 基本式

3.2.1 エネルギーの釣合い

粘性減衰力を持つ1質点系せん断型モデルの運動方程式は式(3-1)のようとなる。

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{y} \quad \text{式(3-1)}$$

ここで	m : 質点の質量	x : 質点の相対変位
	kx : 復元力	\dot{x} : 質点の相対速度
	$c\dot{x}$: 粘性減衰力	\ddot{x} : 質点の相対加速度
	$-m\ddot{y}$: 地震外力	\ddot{y} : 地震の加速度

式(3-1)の運動方程式の各項に微小変位 $dx=\dot{x}dt$ を乗じて時間 t で積分すると、時間 t までのエネルギー授受の釣合い式は式(3-2)のようになる。

$$E_I = \underbrace{\int_0^t m\dot{x}\ddot{x}dt + \int_0^t k(x)\dot{x}dt}_{E_D} + \int_0^t c\dot{x}^2 dt = \int_0^t -m\ddot{y}\dot{x}dt \quad \text{式(3-2)}$$

(t : 続時間、 E_I : 累積入力エネルギー、 E_D : 構造物の損傷に寄与するエネルギー、 W_e : 弾性振動エネルギー、 W_p : 累積塑性歪エネルギー、 W_h : 減衰吸収エネルギー)

ここに、 E_I は時間 t までの間の地震動による構造物への累積入力エネルギーを、 W_e は弾性振動エネルギー、 W_p は累積塑性歪エネルギーであり、式(3-3)のように表すことができる。

$$E_I = W_e + W_p + W_h \quad \text{式(3-3)}$$

累積入力エネルギー E_I は構造物の損傷に寄与するエネルギー $E_D (=W_e+W_p)$ ¹⁾²⁾と粘性減衰により損傷には関わらずに吸収消費されるエネルギー W_h との和に他ならない。時間 t を地震終了時間とすれば時間 t までの累積入力エネルギーは総入力エネルギーとなる。

3.2.2 建造物の損傷に寄与するエネルギー

前述のとおり、総入力エネルギー E_I は構造体の損傷に寄与するエネルギー $E_D(=W_e+W_p)$ と粘性減衰により消費されるエネルギー W_h の和として式(3-4)で表せる。

$$E_I = E_D + W_h \quad \text{式 (3-4)}$$

総入力エネルギー E_I と構造体の損傷に寄与するエネルギー E_D のそれぞれを等価速度に換算して式(3-5)のように表すこととする。

$$V_E = \sqrt{\frac{2E_I}{m}} \quad V_D = \sqrt{\frac{2E_D}{m}} \quad \text{式 (3-5)}$$

ここでさらに、 V_E と V_D の間に粘性減衰定数 h の関数 $f(h)$ を用いて式(3-6)の関係が成立するものとする。

$$E_D = \frac{1}{2}mV_D^2 = \frac{1}{2}mV_E^2 f^2(h) \quad \text{式 (3-6)}$$

$f(h)$ を定めることが出来れば、総入力エネルギーから式(3-7)を用いて減衰により消費されるエネルギーを算出することが出来る。また、時間 $t_1 \sim t_2$ 間の地震の累積入力エネルギー ΔW に対する減衰消費エネルギー W_h' を式(3-8)のように表す。 V_E' は時間 $t_1 \sim t_2$ 間の累積入力エネルギー ΔW を換算した等価速度である。

$$W_h = E_I - E_D = \frac{1}{2}mV_E^2 - \frac{1}{2}mV_D^2 = \frac{1}{2}mV_E^2 \{1 - f^2(h)\} \quad \text{式 (3-7)}$$

$$W_h' = \Delta W - \left\{ \int_{t_1}^{t_2} m\ddot{x} + \int_{t_1}^{t_2} k(x) \right\} = \Delta W - E_D' = \frac{1}{2}mV_E'^2 \{1 - f^2(h)\} \quad \text{式 (3-8)}$$

完全弾塑性モデルを用いた $f(h)$ の近似式は報告されているが¹⁾²⁾、ここでは木質構造用の関数 $f_W(h)$ と低層鉄骨造用の $f_{LS}(h)$ を導入することとする。なお、弾塑性応答の場合、 $f_W(h)$ 、 $f_{LS}(h)$ は塑性化の進行度合いにも依存するため、塑性率 μ と減衰定数 h の両者の関数となると考えられる。次節では、 $f_W(h, \mu)$ 、 $f_{LS}(h, \mu)$ の導入について示す。

3.2.3 粘性減衰係数評価の定式化

本論では、粘性減衰力が相対速度に比例すると仮定する。地震継続時間を通じての平均的な粘性減衰係数は式(3-9)より算出できる。ただし、式(3-9)において時間 t は地震の継続時間である。 W_h は減衰により消費される累積吸収エネルギーである。また、時々刻々の減衰係数の時間的な変化は W_h' を式 (3-10) により算出し、式(3-10)により時間 $t_1 \sim t_2$ 間の平均値として求められる。式(3-10)において時間 t_1 、 t_2 は対象の開始時間および終了時間である。

$$c = \frac{W_h}{\int_0^t \dot{x}^2 dt} \quad \text{式 (3-9)}$$

$$c' = \frac{W_h'}{\int_{t_1}^{t_2} \dot{x}^2 dt} \quad \text{式 (3-10)}$$

3.3 木質構造の粘性減衰係数の評価の定式化

3.3.1 木質構造用の V_D/V_E の近似式の導入

木質構造用の V_D と V_E を関係づける関数 $f_W(h)$ 、 $f_W(h, \mu)$ の近似式は、拡張 NCL モデルを用いた時刻歴地震応答解析により導いた。解析用 1 質点モデルの質量を 1[t] とし、1 次固有周期を 0.2 秒とするように初期剛性を定め、降伏点は骨格曲線の層間変形が 1/120[rad] の時の強度が重量の 0.2、0.25、0.3 倍となるように 3 種のモデルとした。減衰定数 h は 0、3、5、8[%] とし、初期剛性比例と瞬間剛性比例の 2 通りを仮定した。なお、瞬間剛性比例における減衰係数は 2 章と同じ方法で算定した。拡張 NCL モデルのパラメータは表 3-1、骨格曲線は図 3-1 の通りとした。図中の 1/30[rad] は木質構造の安全限界の目安の変形角に対応している。本節で導入する関数 $f_W(h)$ 、 $f_W(h, \mu)$ が特定の地震動の影響を受けることを排除するため、入力波としては 0.1~20[Hz] の間でスペクトルが一様なホワイトノイズを用いた。図 3-2 にはホワイトノイズの加速度時刻歴の一例を示す。全ての解析モデルに対して、最大加速度を 100~700[gal] に 50[gal] ずつ増加させて規準化した波を入力した。塑性率 μ は拡張 NCL モデルで用いた骨格曲線からバイリニア近似曲線算定⁷⁾に従って降伏点変形 δ_e を算出し、応答計算で得られた最大層間変形 δ_{max} を δ_e で除した値である。近似したバイリニア特性を図 3-1 に点線で表示してある。

表 3-1 拡張 NCL モデルのパラメータ

変形[rad]	0	1/300	1/120	1/60	1/45	1/30	1/20
A	0	0.145	0.155	0.165	0.17	0.17	0.17
B	0	0.55	0.65	0.72	0.73	0.75	0.77
n1	0	1.1	1.4	1.95	2.3	3	3.7
n2	0	4	6.3	6.95	7.3	8	8.7

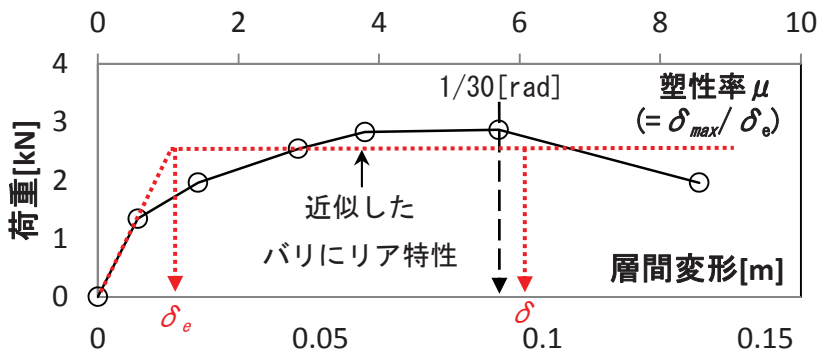


図 3-1 解析モデルの復元力特性の骨格曲線 ($C_\gamma=0.2$ モデルの例示)

第3章

エネルギー応答に基づく軽量低層構造物の粘性減衰係数評価の定式化

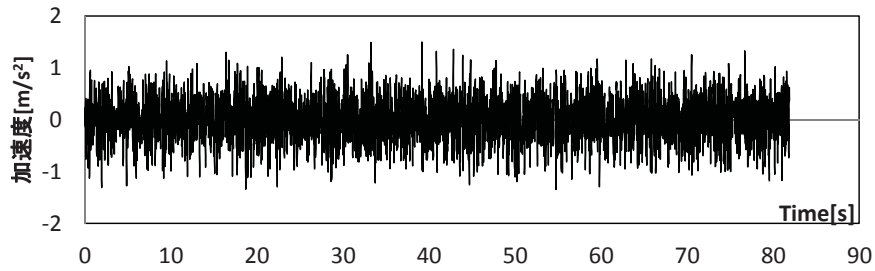


図 3-2 入力したホワイトノイズの加速度時刻歴の一例

図 3-3、3-4、3-5 には $C_y=0.2, 0.25, 0.3$ モデルに粘性減衰を初期剛性比例と瞬間剛性比例と仮定したモデルそれぞれについて、 V_D/V_E を減衰定数 h と塑性率 μ とをパラメータとして表示する。初期剛性比例と仮定した場合には塑性率による違いは小さいので減衰定数のみの関数として式(3-11)により近似した。一方、瞬間剛性比例と仮定したモデルでは、塑性率の増加に伴い V_D/V_E が増大する明確な傾向が認められるので塑性率の影響を考慮して式(3-12)で近似した。

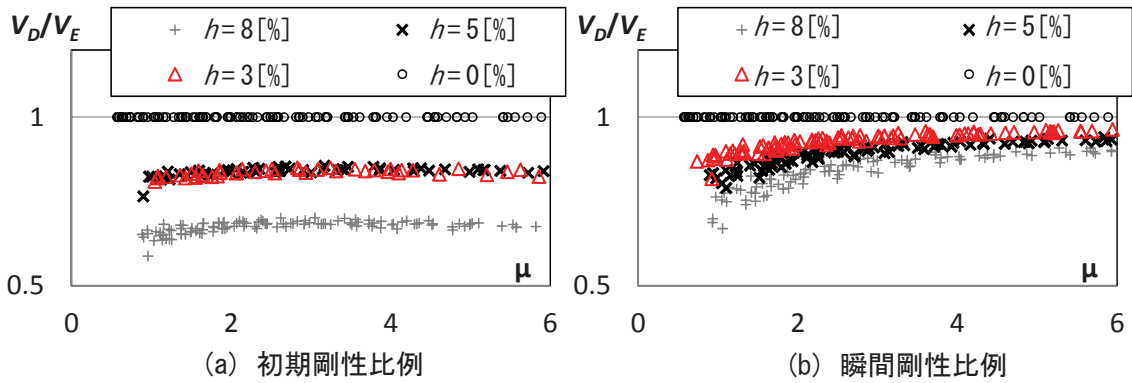


図 3-3 $C_y=0.2$ モデルの V_D/V_E (ホワイトノイズ入力)

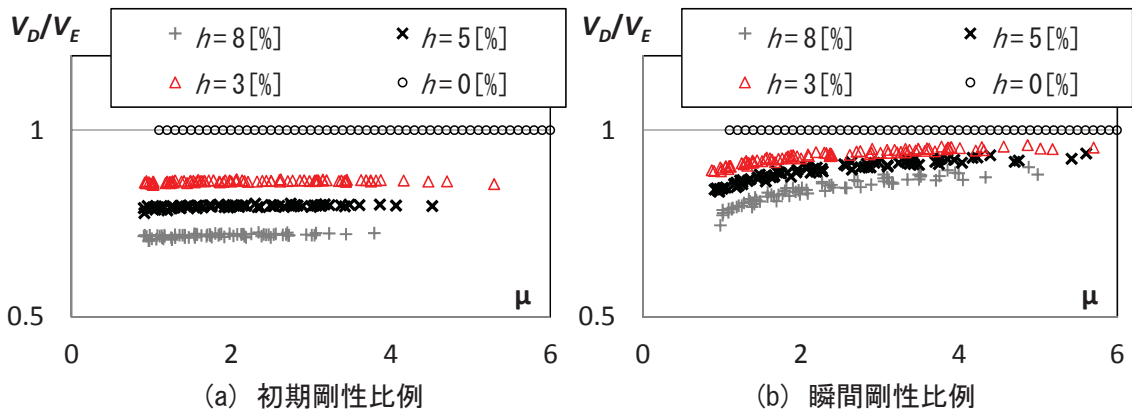


図 3-4 $C_y=0.25$ モデルの V_D/V_E (ホワイトノイズ入力)

第3章
エネルギー応答に基づく軽量低層構造物の粘性減衰係数評価の定式化

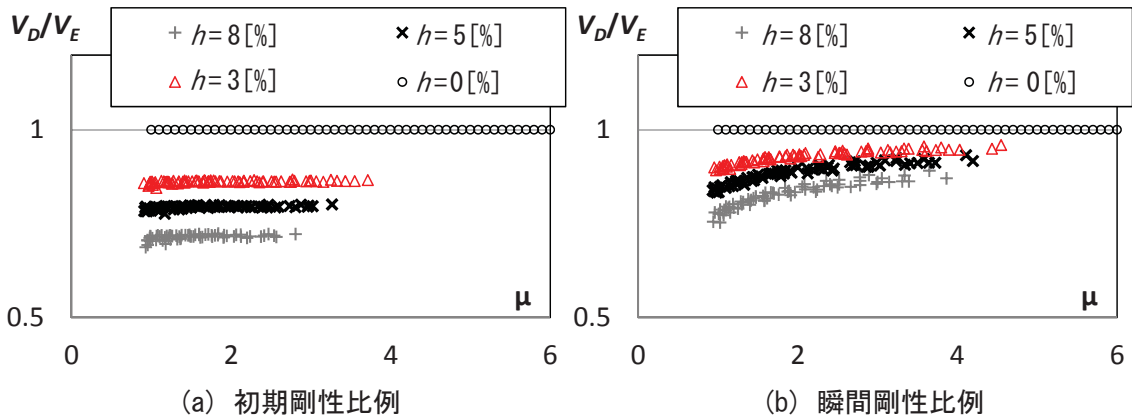


図3-5 $C_D=0.3$ モデルの V_D/V_E (ホワイトノイズ入力)

$$f(h)_W = \frac{1}{1 + 5.56h} \quad \text{式(3-11)}$$

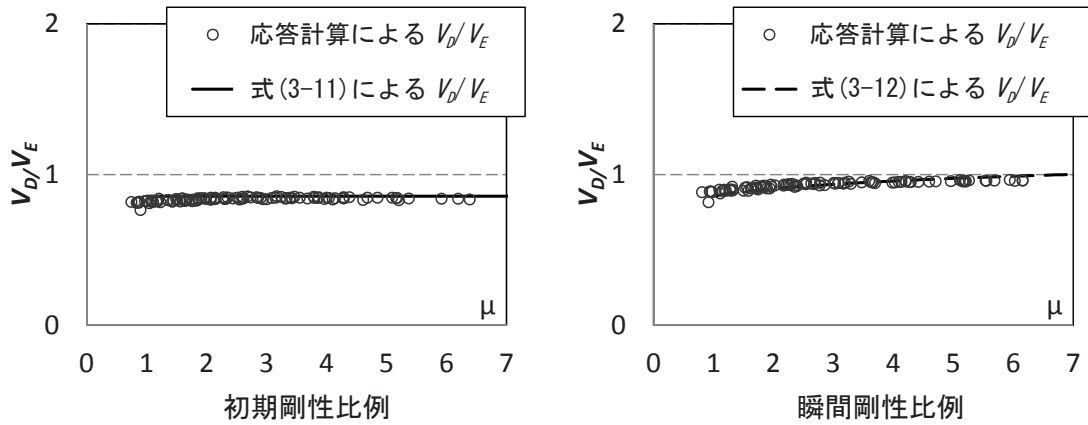
$$f(h, \mu)_W = \frac{1}{(1 + 5.56h) \cdot (\mu^{-0.08})} \quad (\mu \geq 1) \quad \text{式(3-12)}$$

図3-6、3-7、3-8には、式(3-11)と式(3-12)の導入のために用いたホワイトノイズの時刻歴応答解析による V_D/V_E (○印)と上記の近似式により求めた V_D/V_E (細線分)の比較を示す。何れのタイプの減衰であっても減衰定数 h が 8[%]と大きい場合には解析結果と近似式に差があるが、附録1に示すように実測に基づいて同定した木造住宅の減衰定数は 5[%]以下であると考えれば式(3-11)と式(3-12)の両式は減衰機構の違いに応じて時刻歴地震応答解析による V_D/V_E をよく近似できると認められる。

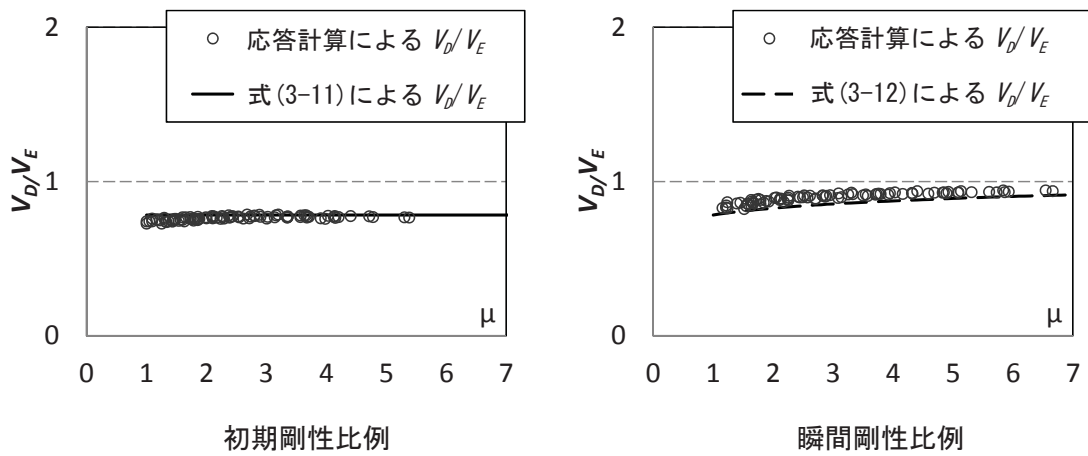
ただし、図3-1で認められたように、変形が塑性率6を超えると骨格曲線に負勾配が生じて、一般的には建物の安全限界変形を超えるので塑性率1から6までを検討範囲とする。

第3章

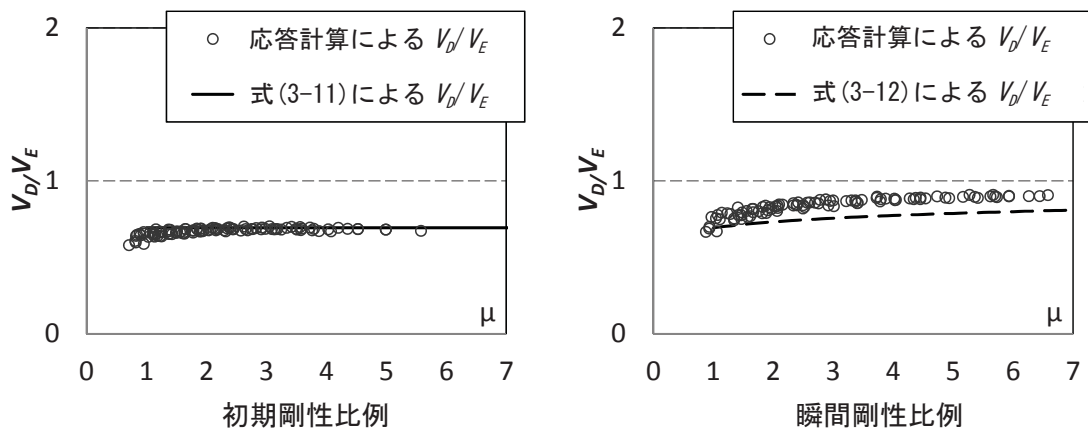
エネルギー応答に基づく軽量低層構造物の粘性減衰係数評価の定式化



(a) 減衰定数 $h=3\%$ のモデル



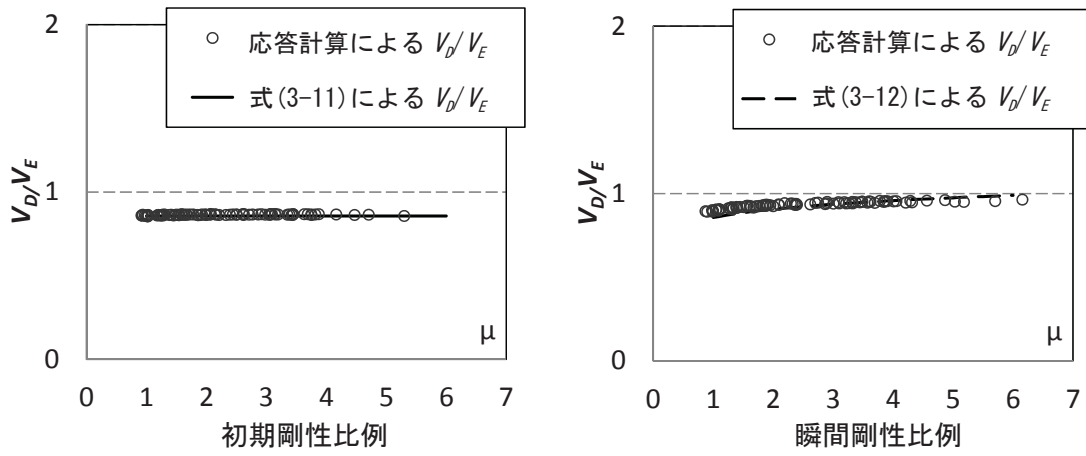
(b) 減衰定数 $h=5\%$ のモデル



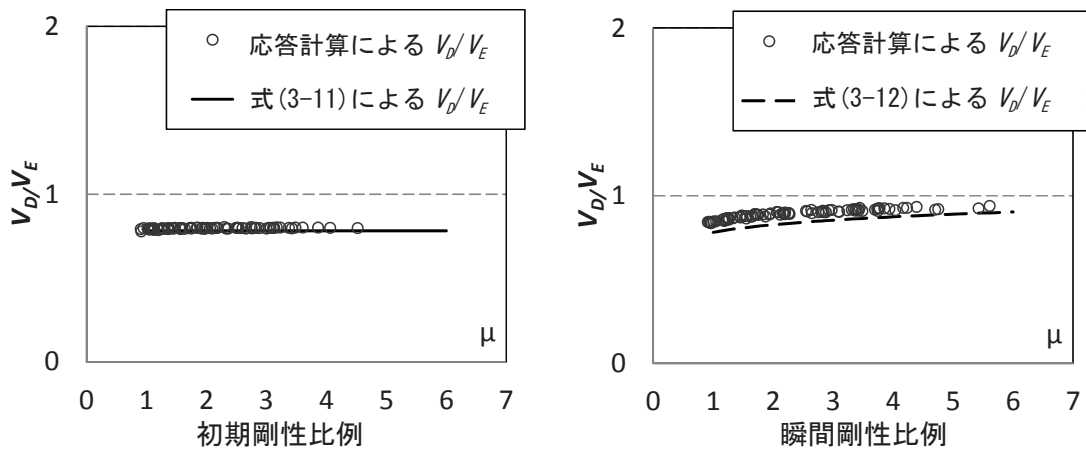
(c) 減衰定数 $h=8\%$ のモデル

図 3-6 減衰定数の異なる応答計算による V_D/V_E と近似式 $f_W(h)$ 、 $f_W(h, \mu)$ の比較
($C_D=0.2$ モデル)

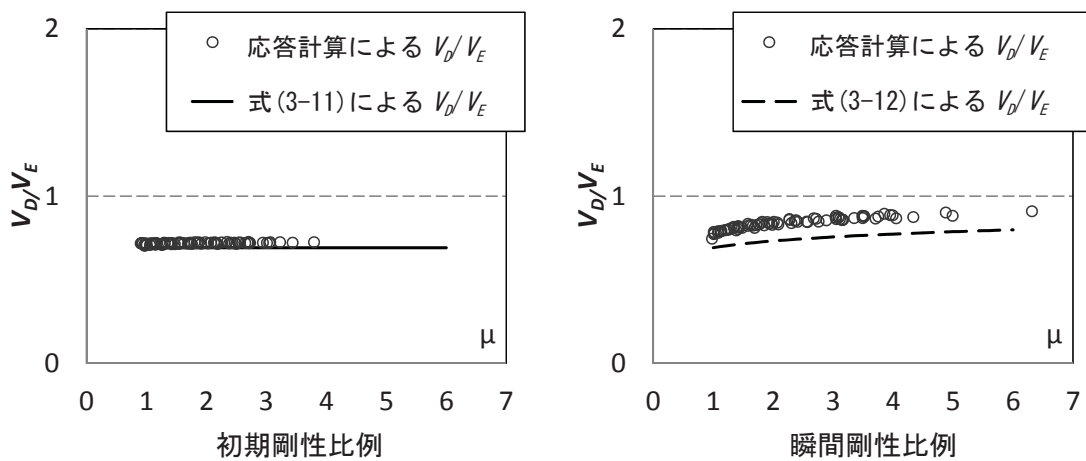
第3章
エネルギー応答に基づく軽量低層構造物の粘性減衰係数評価の定式化



(a) 減衰定数 $h=3[\%]$ のモデル



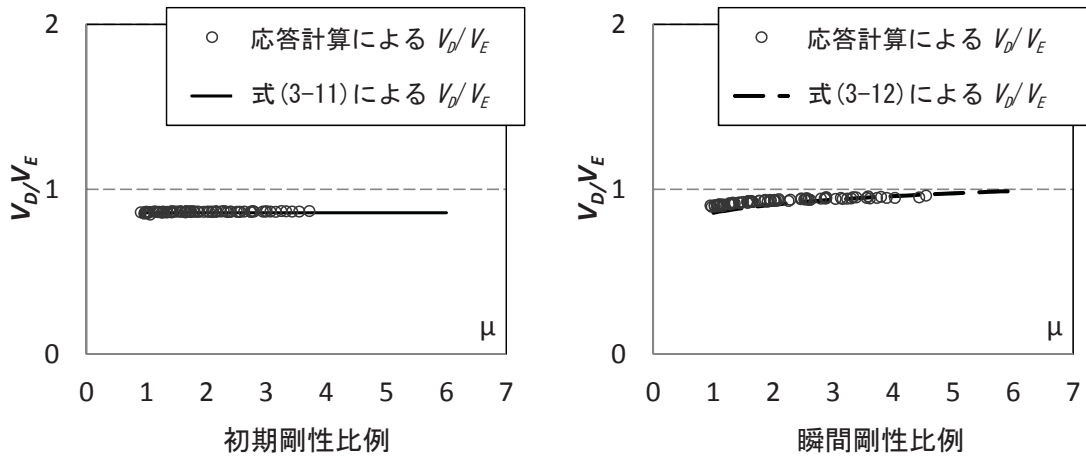
(b) 減衰定数 $h=5[\%]$ のモデル



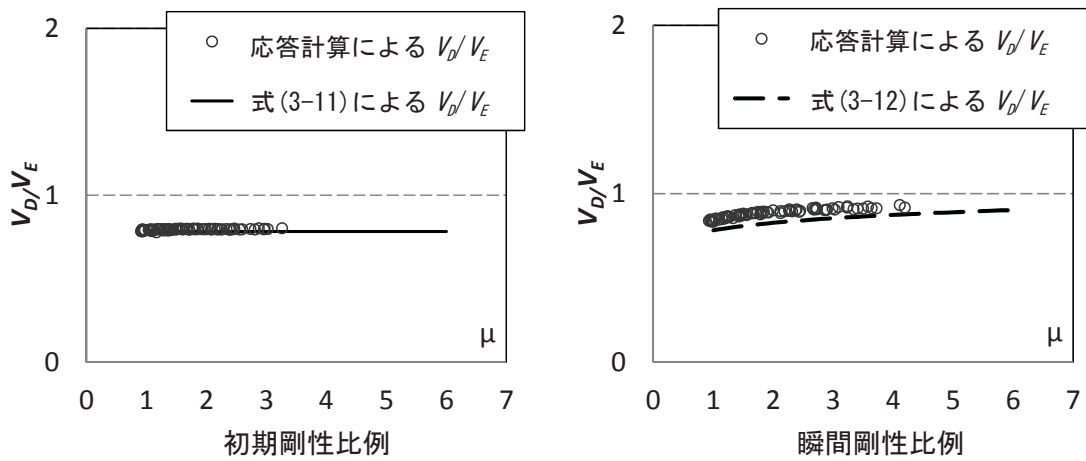
(c) 減衰定数 $h=8[\%]$ のモデル

図 3-7 減衰定数の異なる応答計算による V_D/V_E と近似式 $f_w(h)$ 、 $f_w(h, \mu)$ の比較
($C_y=0.25$ モデル)

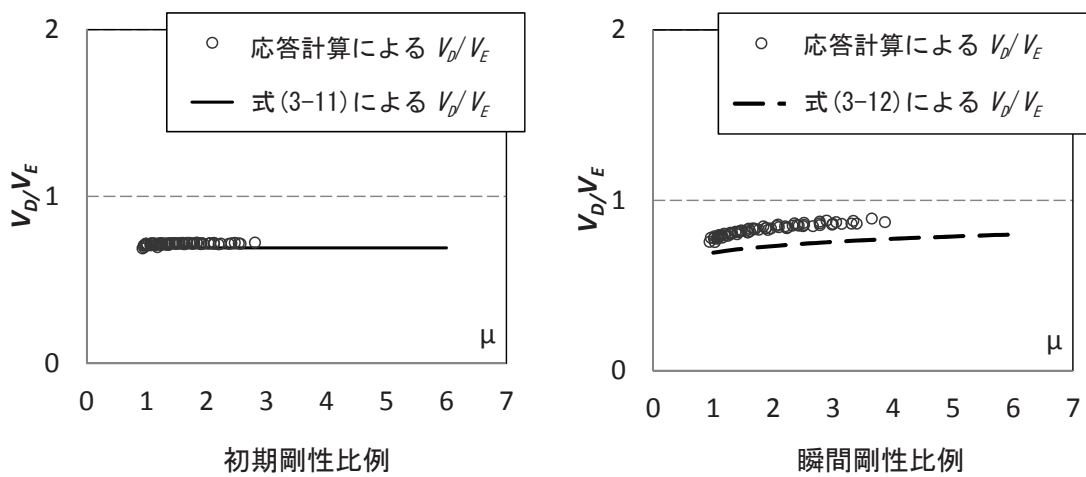
第3章
エネルギー応答に基づく軽量低層構造物の粘性減衰係数評価の定式化



(a) 減衰定数 $h=3[\%]$ のモデル



(b) 減衰定数 $h=5[\%]$ のモデル



(c) 減衰定数 $h=8[\%]$ のモデル

図 3-8 減衰定数の異なる応答計算による V_D/V_E と近似式 $f_W(h)$ 、 $f_W(h, \mu)$ の比較
($C_D=0.3$ モデル)

3.3.2 木質構造用の V_D/V_E の近似式の適用性の精度検証

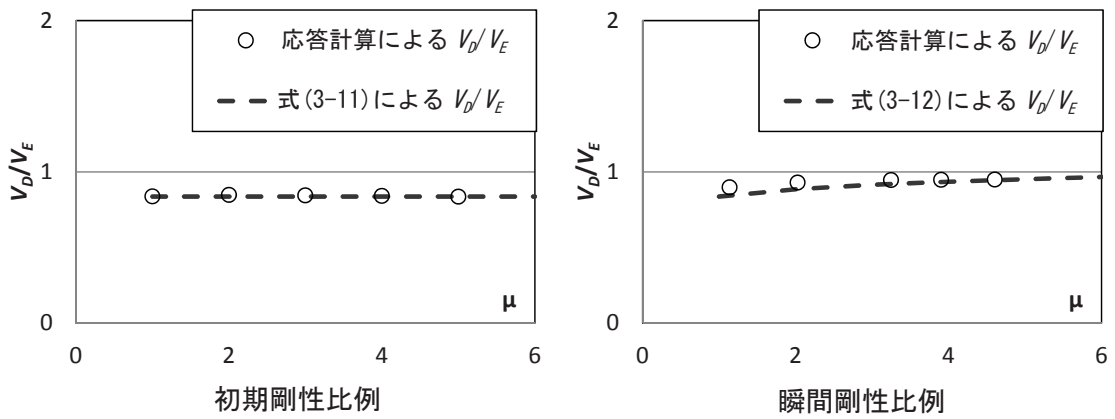
ここでは、前項でホワイトノイズ入力による解析に基づいて導入した式(3-11)および(3-12)を記録地震動入力に対する応答の評価にも適用可能であることを示す。解析モデルの復元力特性は前項で用いたモデルと同じとし、 $C_y=0.2, 0.25, 0.3$ の 3 種を設定した。減衰定数 h は 3.5[%]とした。入力波は最大加速度を次のように規準化して用いた。1940 年 Imperial Valley 地震 El Centro 記録 NS 成分を 30、50、80、90、100[%]に規準化した波形、1995 年兵庫県南部地震 JMA 神戸記録 NS 成分を 12、20、25、28、32[%]に規準化した波形、1952 年 Kern County 地震 Taft 記録 EW 成分を 90、120、160、220、250[%]に規準化した波形、1968 年十勝沖地震での八戸記録 NS 成分を 70、100、110、130、140、200 ($C_y=0.3$ モデルのみ) [%]に規準化した波形、第 2 種地盤を想定し作成した模擬地震動 Lv2 を 19、27、35、41、47[%]に規準化した波形を用いた。以下、地震動の略称の後に規準化[%]の数字を添えて表示する。地震動の規準化については減衰を瞬間剛性比例と仮定した $C_y=0.2$ モデルの塑性率が 1 程度から 5 程度まで 1 程度ずつ増加するように設定した。以下、用いる地震波は表 3-2 の略称で表記する。

表 3-2 地震動の略称

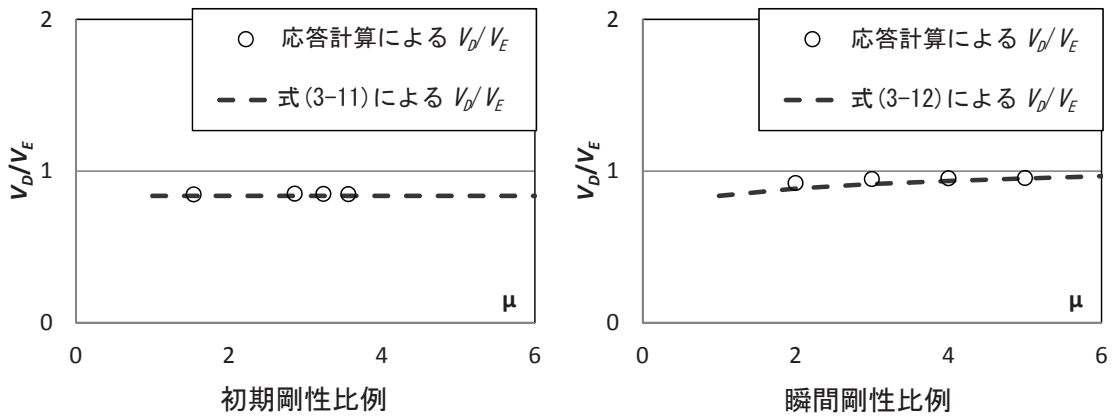
地震名	略称
1940年Imperial Valley地震 El Centro記録NS成分	El Centro
1995年兵庫県南部地震 JMA神戸記録NS成分	Kobe
1952年Kern County 地震 Taft 記録EW成分	Taft
1968年十勝沖地震 八戸記録NS成分	Hachinohe
第2種地盤を想定し作成した模擬地震動 Lv2	2Shu Lv2

図 3-9、3-10、3-11、3-12、3-13 には、応答計算による V_D/V_E と式(3-11)と式(3-12)による V_D/V_E とを比較して示す。入力地震動の違いによらず、提案式による V_D/V_E は建造物の強さと外乱強度の組み合わせ、初期剛性比例・瞬間剛性比例の種別にかかわらず解析結果を良く近似出来ている。

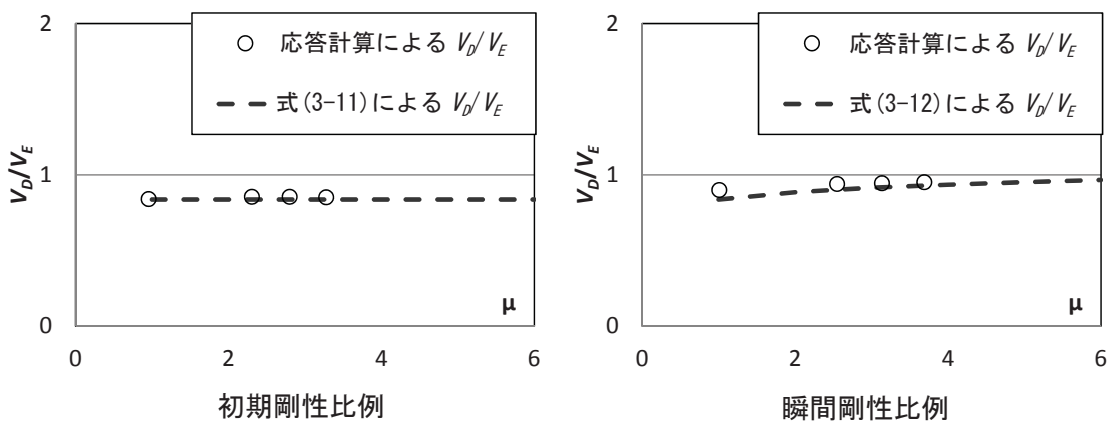
第3章
エネルギー応答に基づく軽量低層構造物の粘性減衰係数評価の定式化



(a) $C_y=0.2$ モデル



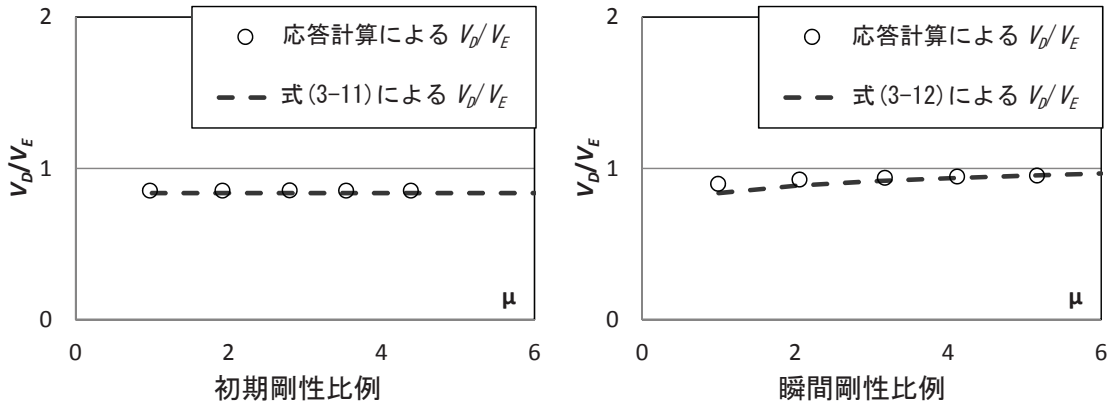
(b) $C_y=0.25$ モデル



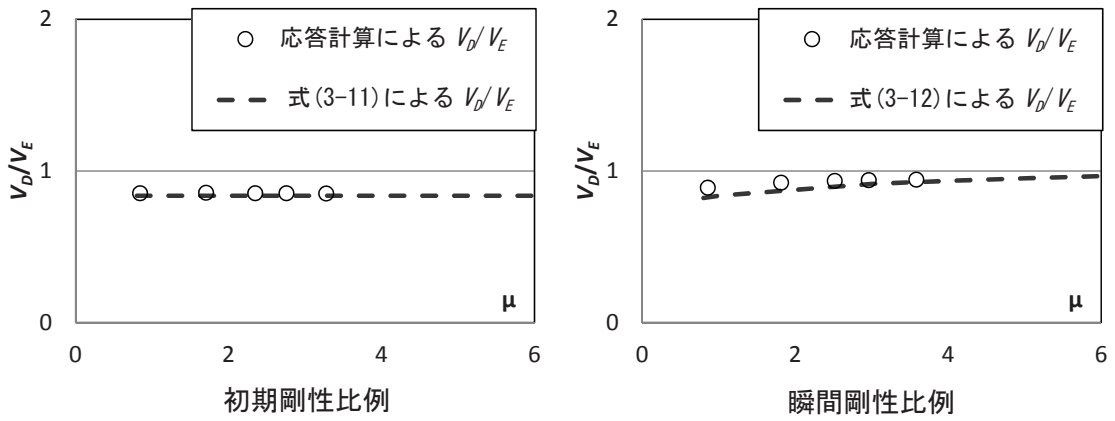
(c) $C_y=0.3$ モデル

図 3-9 時刻歴地震応答解析と近似式 $f_W(h)$ 、 $f_W(h, \mu)$ の V_D/V_E の比較
(El Centro 波)

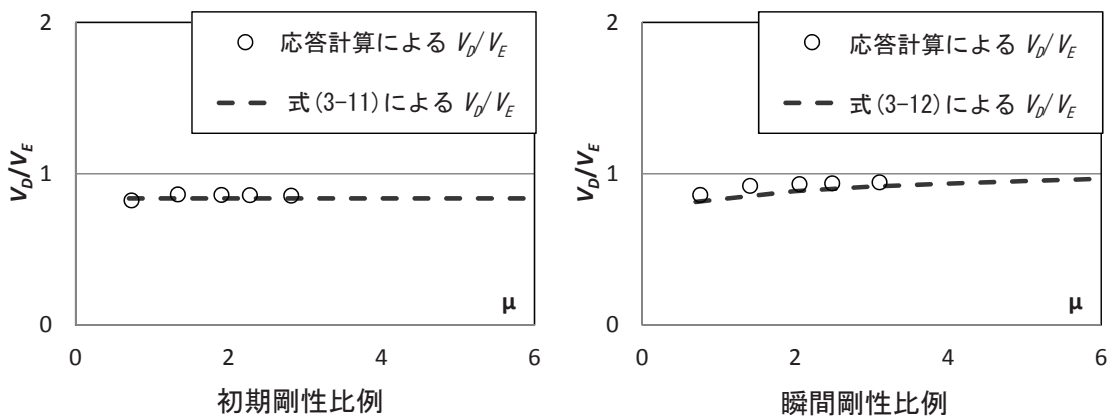
第3章
エネルギー応答に基づく軽量低層構造物の粘性減衰係数評価の定式化



(a) $Cy=0.2$ モデル



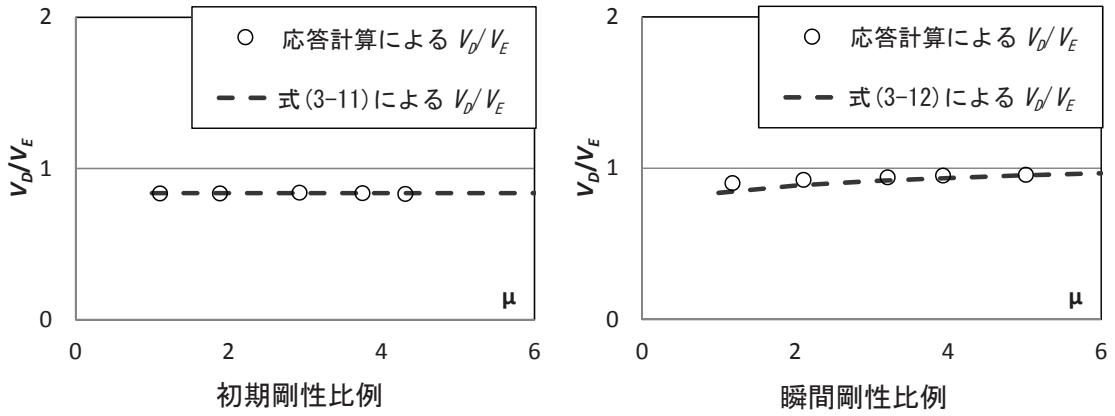
(b) $Cy=0.25$ モデル



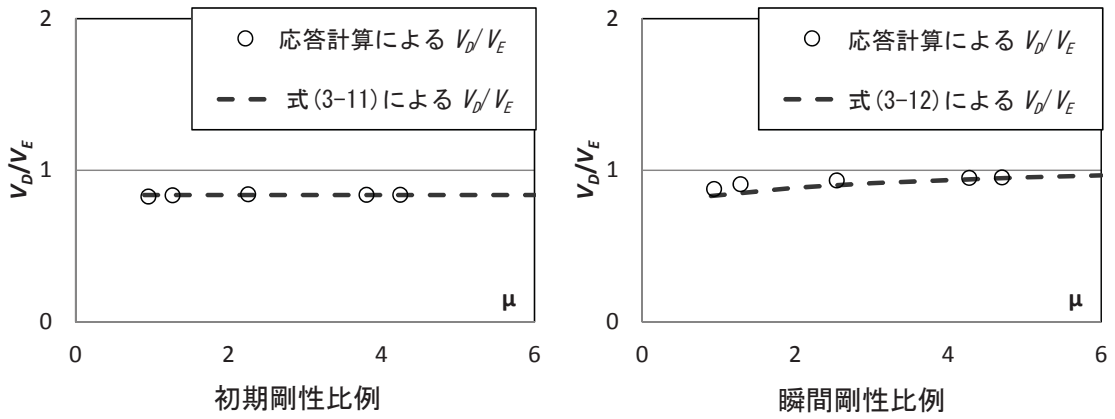
(c) $Cy=0.3$ モデル

図 3-10 時刻歴地震応答解析と近似式 $f_W(h)$ 、 $f_W(h, \mu)$ の V_D/V_E の比較 (Kobe 波)

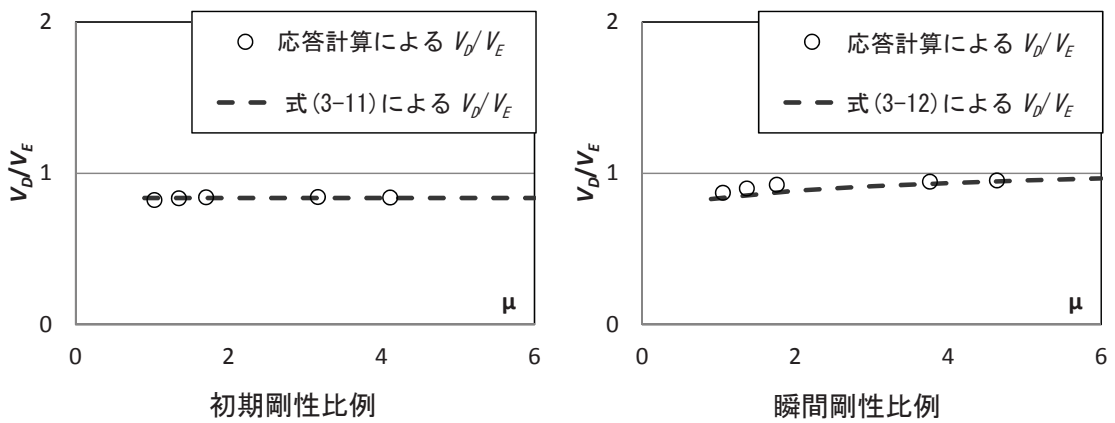
第3章
エネルギー応答に基づく軽量低層構造物の粘性減衰係数評価の定式化



(b) $Cy=0.2$ モデル



(b) $Cy=0.25$ モデル



(c) $Cy=0.3$ モデル

図3-11 時刻歴地震応答解析と近似式 $f_W(h)$ 、 $f_W(h, \mu)$ の V_D/V_E の比較 (Taft 波)

第3章
エネルギー応答に基づく軽量低層構造物の粘性減衰係数評価の定式化

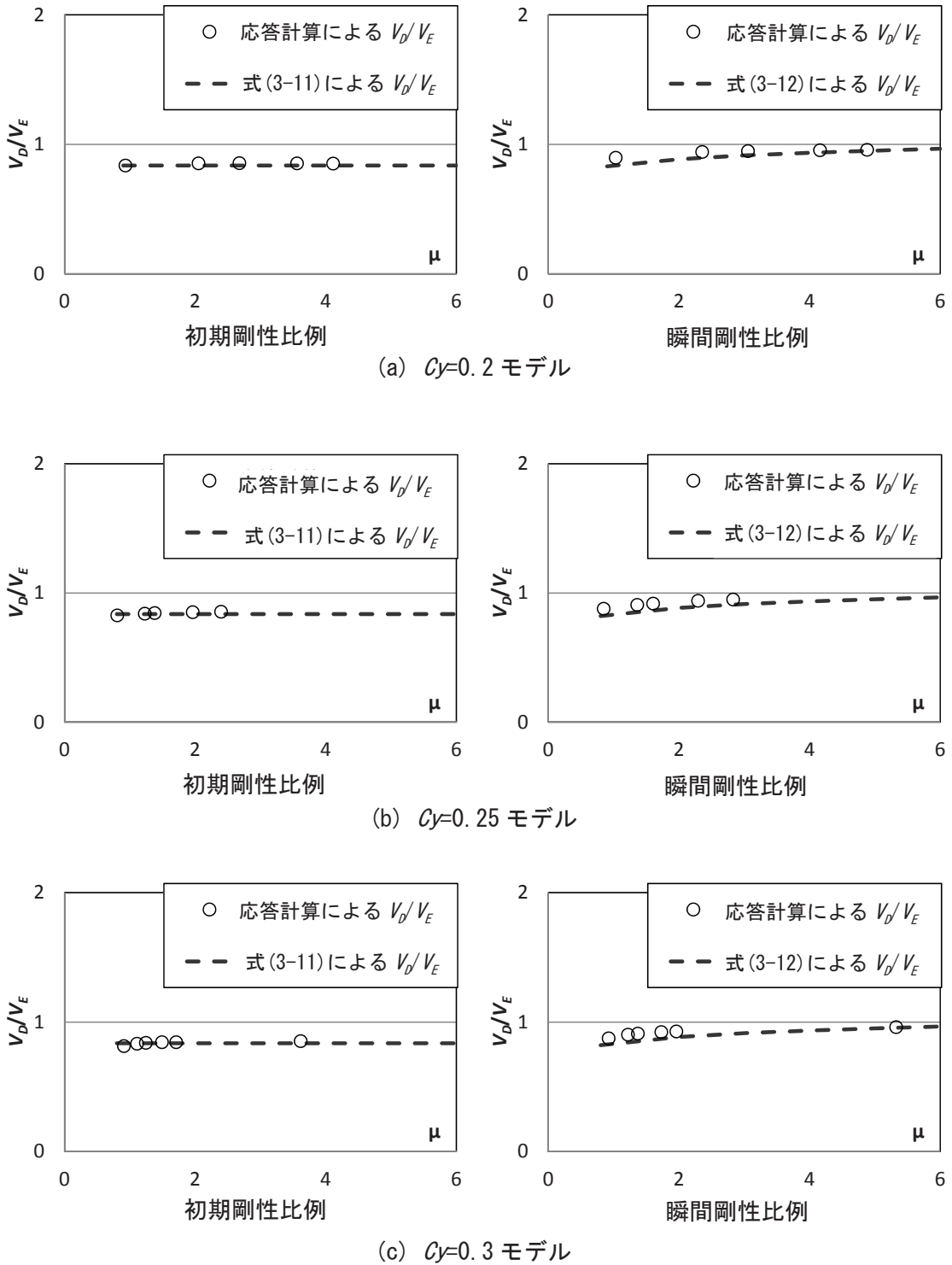
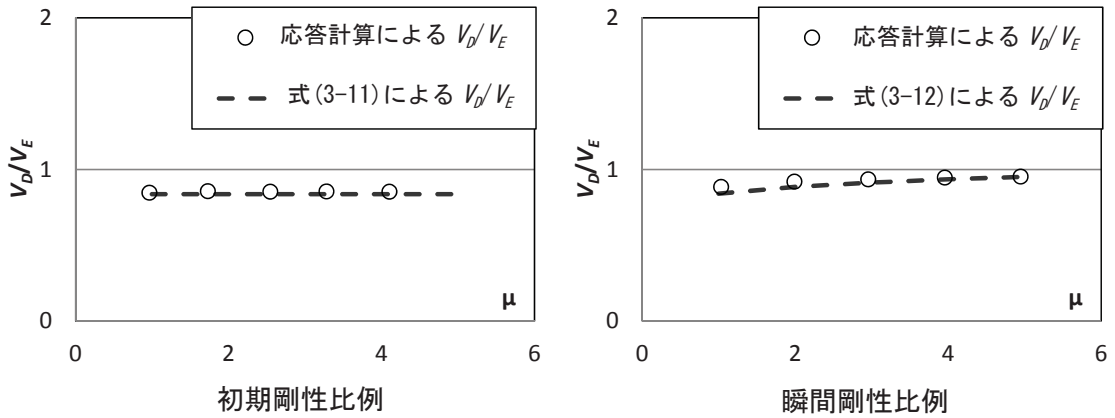
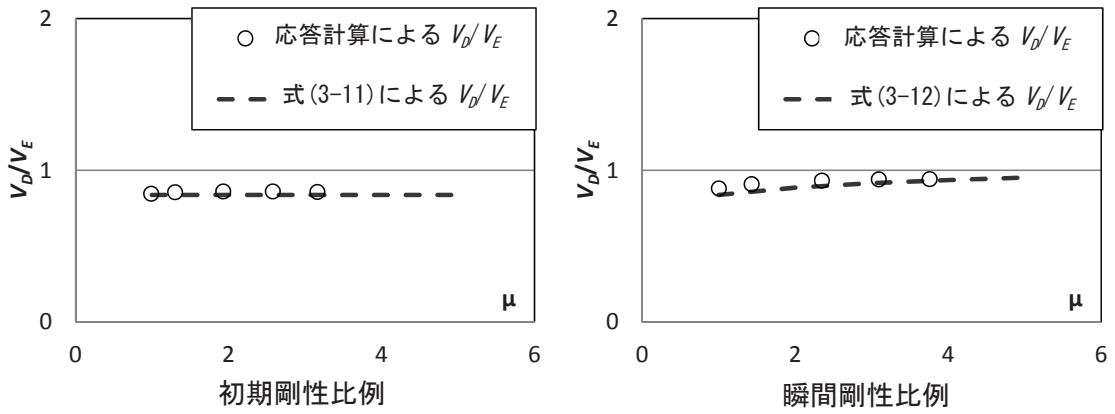


図 3-12 時刻歴地震応答解析と近似式 $f_W(h)$ 、 $f_W(h, \mu)$ の V_D/V_E の比較 (Hachinohe 波)

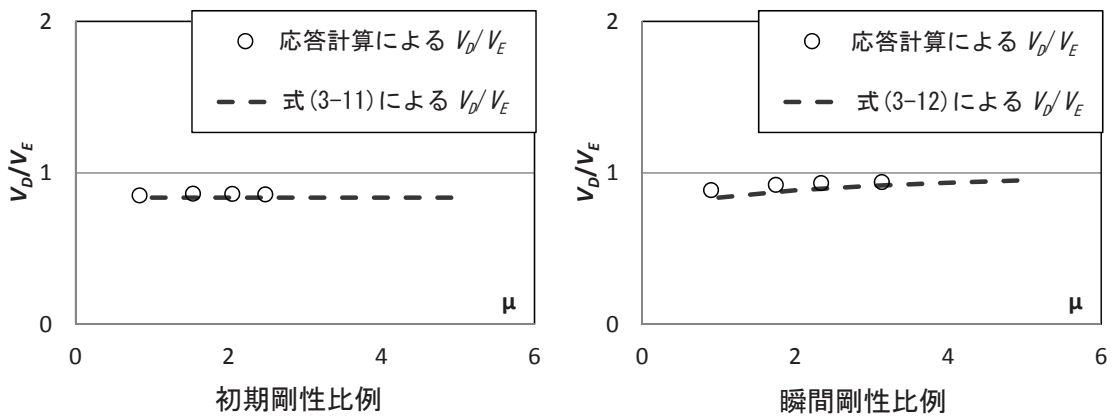
第3章
エネルギー応答に基づく軽量低層構造物の粘性減衰係数評価の定式化



(a) $C_\gamma=0.2$ モデル



(b) $C_\gamma=0.25$ モデル



(c) $C_\gamma=0.3$ モデル

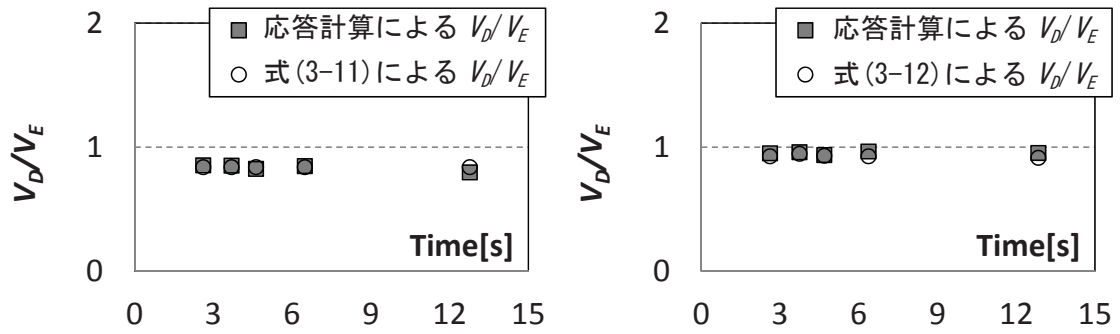
図 3-13 時刻歴地震応答解析と近似式 $f_W(h)$ 、 $f_W(h, \mu)$ の V_D/V_E の比較 (2Shu Lv2 波)

3.3.3 1 サイクル毎の V_D/V_E

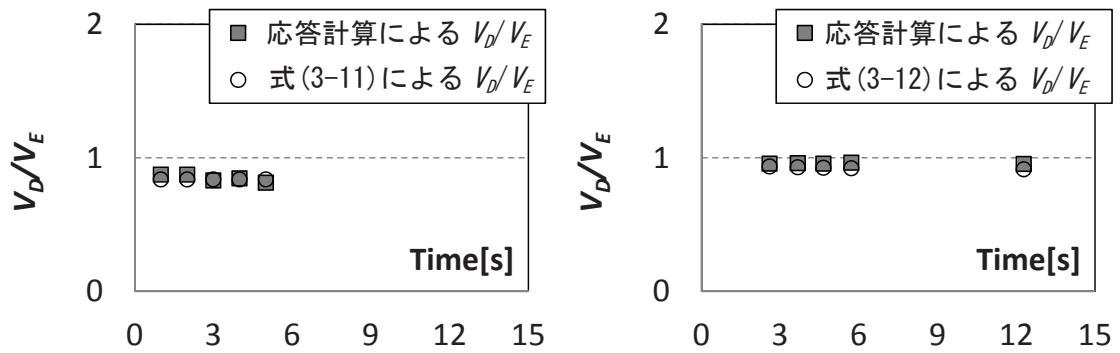
前項で導入した V_D/V_E の式(3-11)と式(3-12)は地震時終了時の総入力エネルギーの応答を用いて近似した式である。一方で地震動が入力されている間の時々刻々の減衰係数の変動を推定するために、履歴を描く各サイクル毎の累積入力エネルギー $\triangle W$ と損傷に寄与するエネルギーそれぞれの換算速度の比 V_D/V_E と式(3-11)と式(3-12)により求める V_D/V_E との比較により1サイクル間のエネルギーに関する式(3-11)と式(3-12)の適用性について検討する。応答計算で用いた地震動については、地震動の略称の後に最大加速度の規準化[%]の数字を添えて表示する。

図3-14、3-15、3-16、3-17、3-18には、減衰定数 $h=3.5[\%]$ の $C_y=0.2$ 、 0.25 、 0.3 のモデルにおける El Centro100、Kobe30、Taft200、Hachinohe150、2Shu Lv2 50 それぞれの入力による応答で比較的大きな振幅を伴うサイクル毎の比較を示す。減衰のタイプ、地震波の違い、ピークの発生時間の違いにより若干の差があるが、両者の値は概ね一致していることより、各サイクル毎の V_D/V_E に関しても近似式(3-11)と式(3-12)は適用できると考えられる。

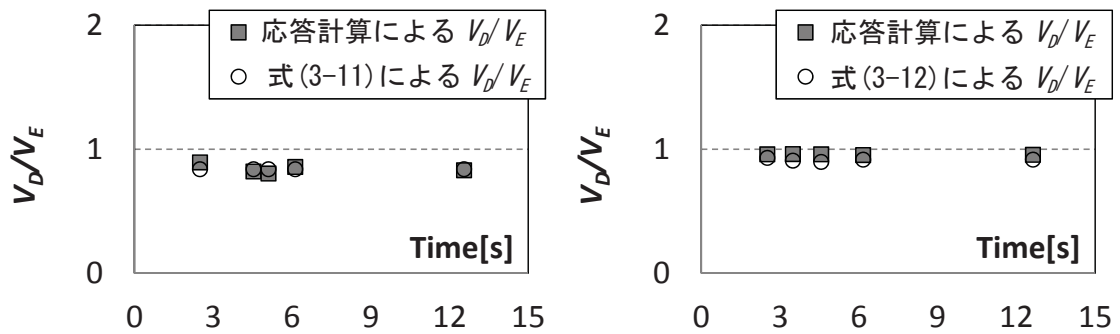
第3章
エネルギー応答に基づく軽量低層構造物の粘性減衰係数評価の定式化



(a) $C_y=0.2$ モデル



(b) $C_y=0.25$ モデル



(c) $C_y=0.3$ モデル

図 3-14 地震応答計算による各サイクル毎の V_D/V_E と各推定式による V_D/V_E の比較
(El Centro100)

第3章
エネルギー応答に基づく軽量低層構造物の粘性減衰係数評価の定式化

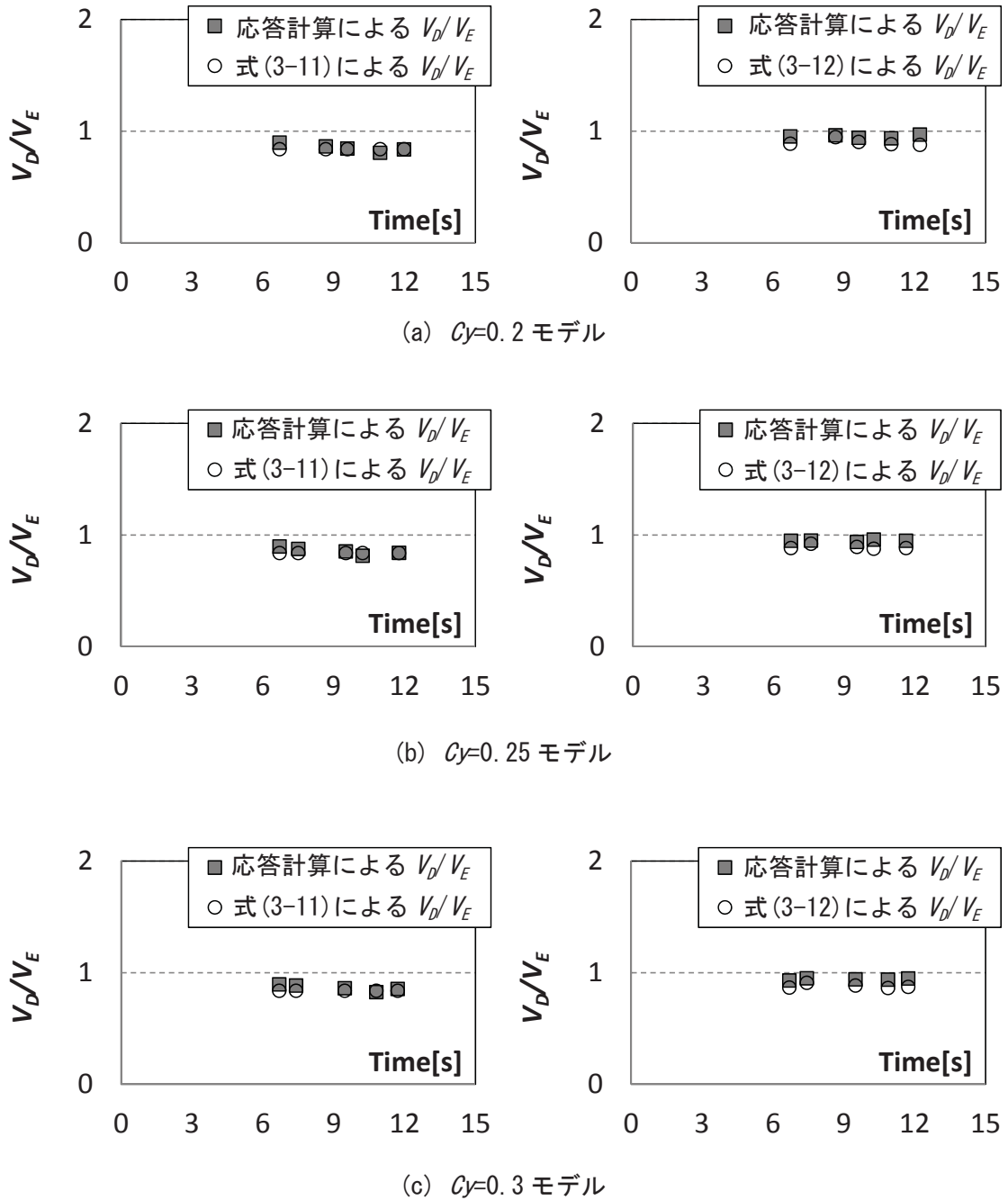
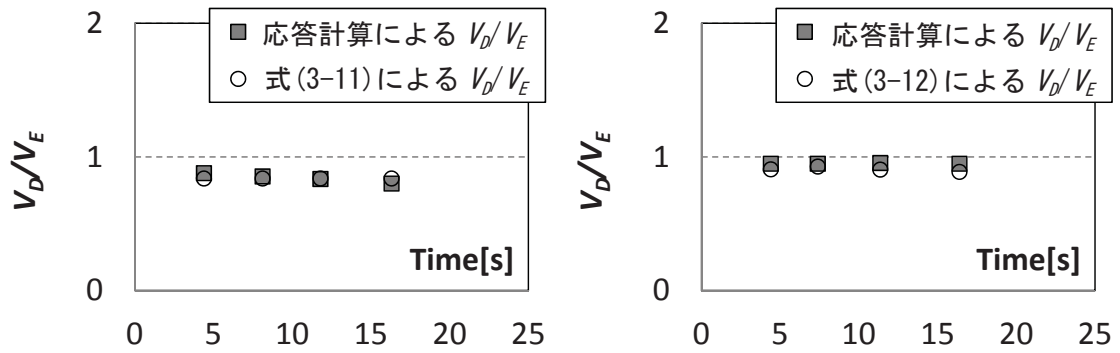
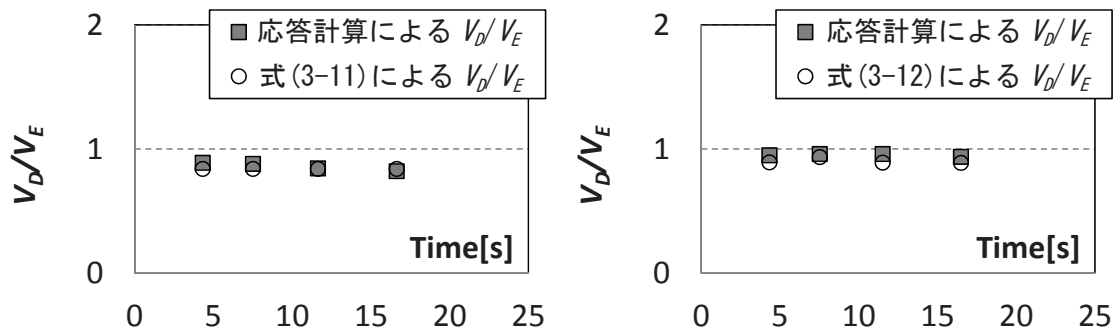


図 3-15 地震応答計算による各サイクル毎の V_D/V_E と各推定式による V_D/V_E の比較
(Kobe30)

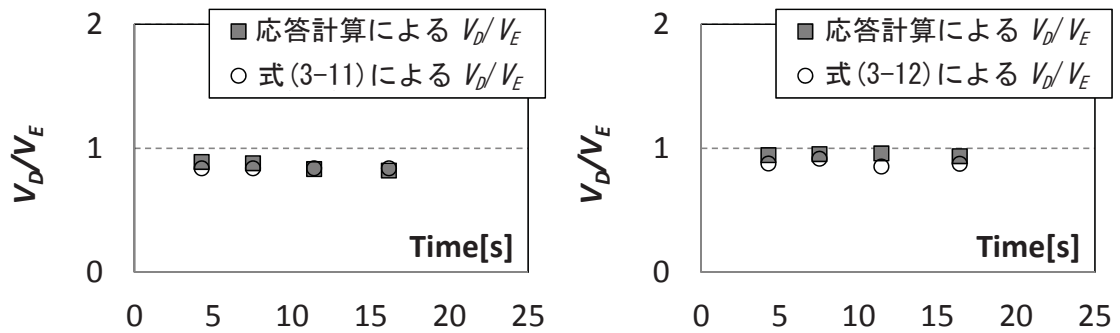
第3章
エネルギー応答に基づく軽量低層構造物の粘性減衰係数評価の定式化



(a) $C_\gamma=0.2$ モデル



(b) $C_\gamma=0.25$ モデル



(c) $C_\gamma=0.3$ モデル

図 3-16 地震応答計算による各サイクル毎の V_D/V_E と各推定式による V_D/V_E の比較
(Taft200)

第3章
エネルギー応答に基づく軽量低層構造物の粘性減衰係数評価の定式化

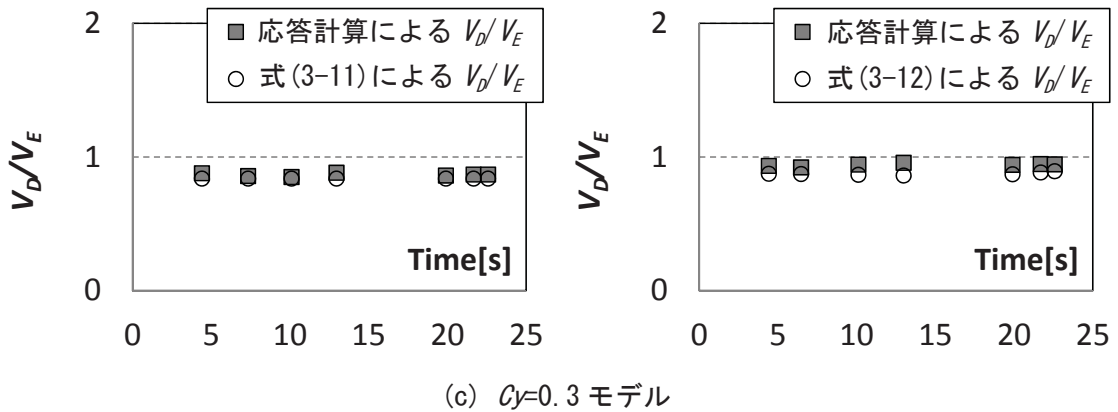
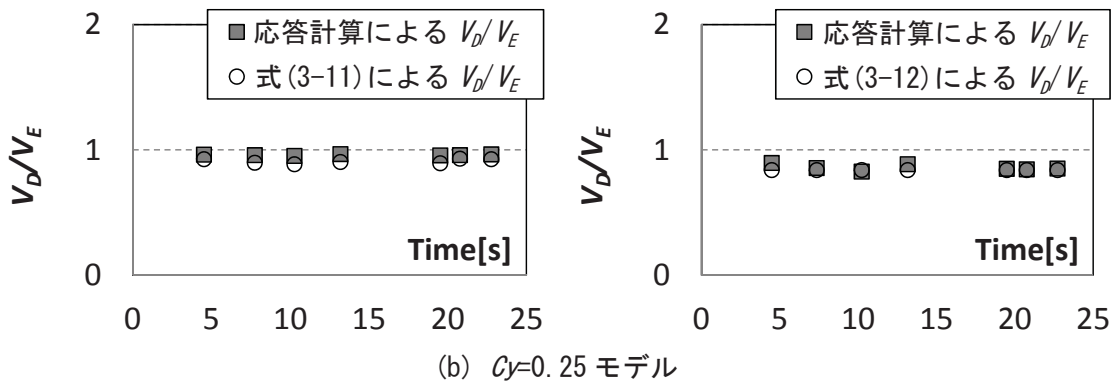
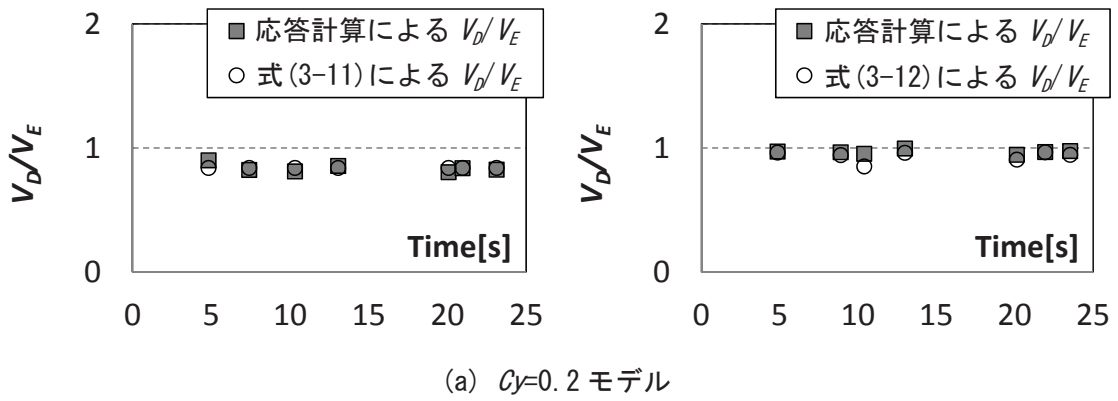
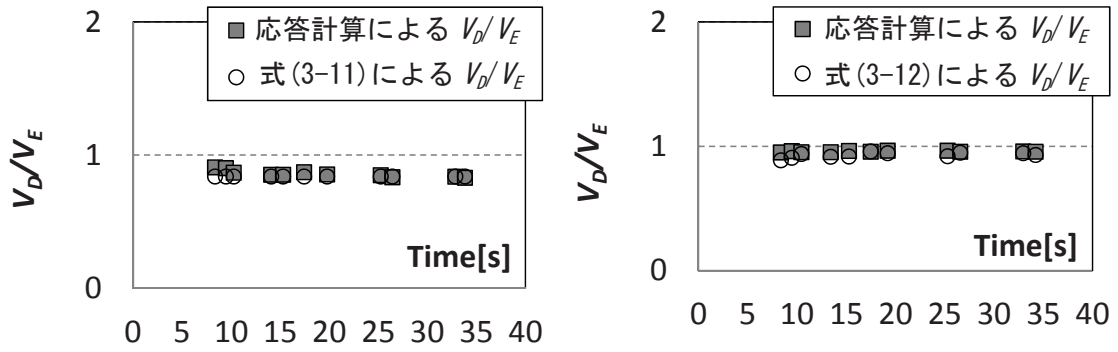
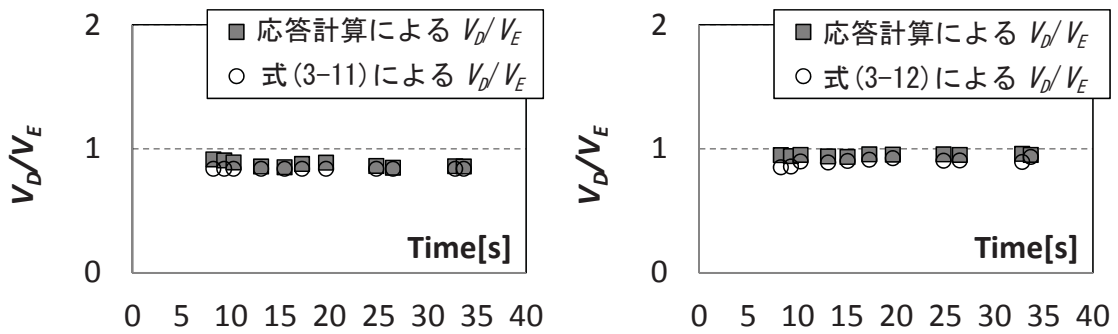


図 3-17 地震応答計算による各サイクル毎の V_D/V_E と各推定式による V_D/V_E の比較
(Hachinohe150)

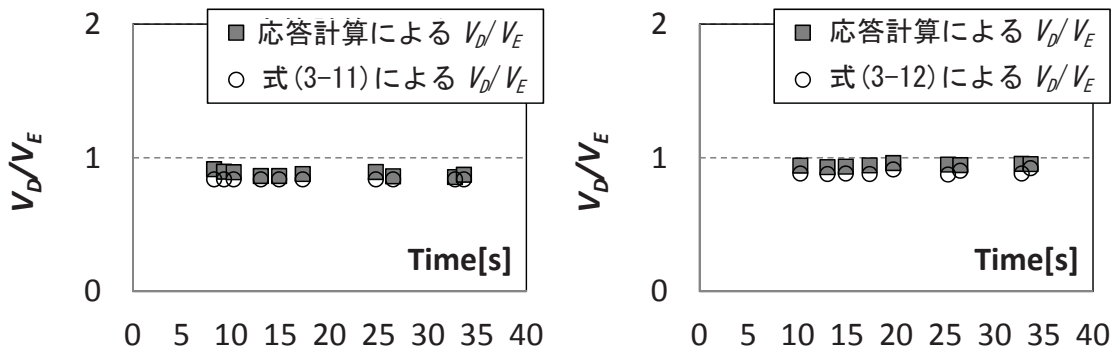
第3章
エネルギー応答に基づく軽量低層構造物の粘性減衰係数評価の定式化



(a) $C_y=0.2$ モデル



(b) $C_y=0.25$ モデル



(c) $C_y=0.3$ モデル

図 3-18 地震応答計算による各サイクル毎の V_D/V_E と各推定式による V_D/V_E の比較
(2Shu Lv2 50)

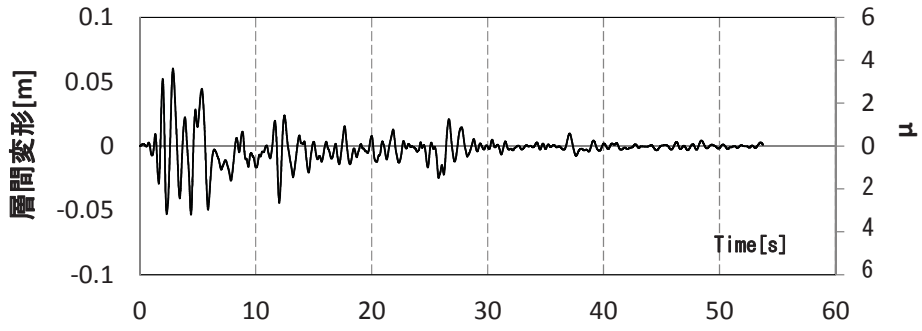
3.3.4 近似式を用いた粘性減衰係数の同定

粘性減衰力が速度に比例すると仮定より地震継続時間を通じての平均的な粘性減衰係数は式(3-9)より算出する。 W_h は減衰により消費される累積吸収エネルギーであり、式(3-7)と式(3-8)中の $f(h)$ を減衰機構の設定の違いに応じて $f_W(h)$ 、もしくは $f_W(h, \mu)$ に置き換えて求められる。また、減衰係数の時間的な変化は式(3-8)により荷重変形履歴の1サイクル毎に W_h' を算出し、式(3-10)によりサイクル間の平均値として求められる。

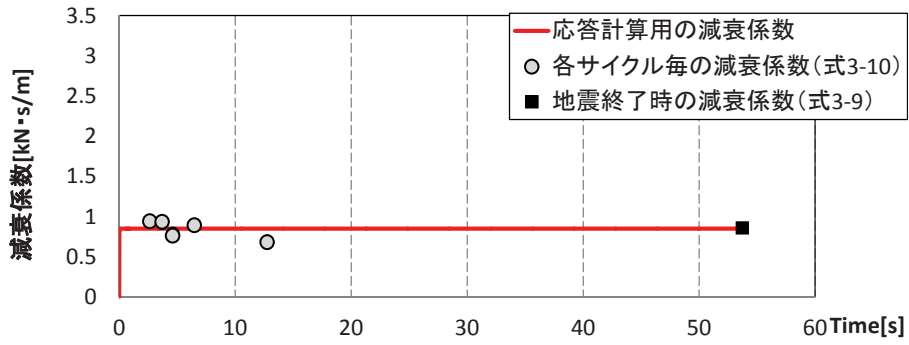
以下に、エネルギー特性に基づいて式(3-9)および式(3-10)により求めた減衰係数と時刻歴地震応答解析における各サイクル毎の減衰係数との比較を行う。解析モデルは前項と同じく $C_y=0.2, 0.25, 0.3$ (減衰定数 $h=3.5[\%]$)のモデルによる結果を示す。図 3-19、3-20、3-21、3-22、3-23、3-24 には、El Centro100 を入力したときを、図 3-25、3-26、3-27、3-28、3-29、3-30 には、2Shu Lv2 50 を入力したときの応答計算に用いられた減衰係数の時刻歴と式(3-9)、(3-10)により求めた減衰係数の比較を示す。層間変形の時刻歴に示す塑性率 μ は、時々刻々変化する層間変形を前節で算出した降伏点変形 δ_e で除した値である。応答履歴の非対称性が顕著な区間の以外は、近似式を用いて求めた減衰係数と解析で設定した減衰係数がほぼ等しい。瞬間剛性比例と仮定した場合には、式(3-10)により求めた減衰係数の推定値が解析中の減衰係数の変動のサイクル毎の移動平均値(図中の黒実線)に近い値となっている。

第3章

エネルギー応答に基づく軽量低層構造物の粘性減衰係数評価の定式化

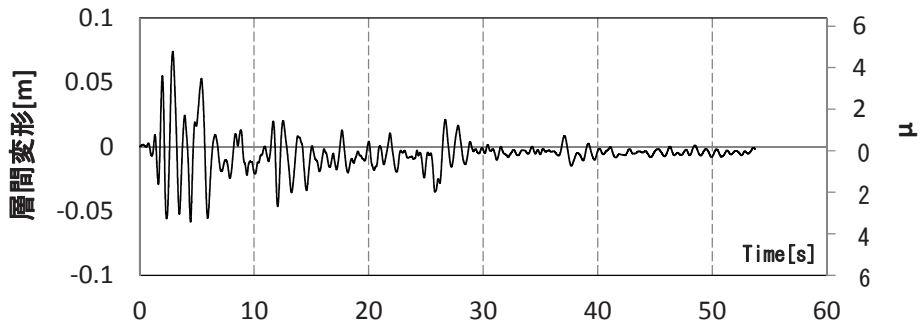


(a) 層間変形時刻歴

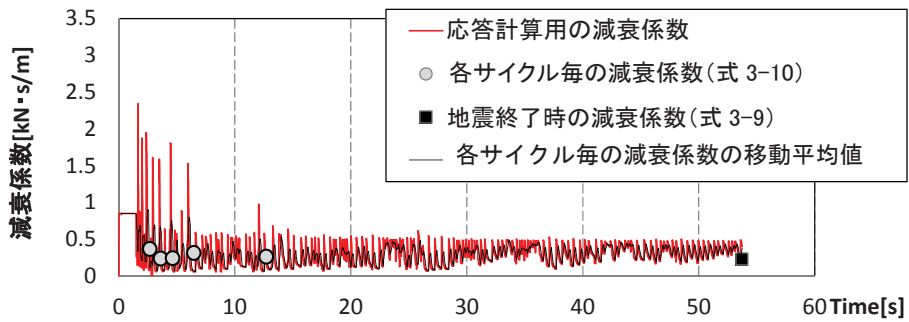


(b) 減衰係数の推定

図 3-19 $C_y=0.2$ モデルの初期剛性比例の場合 (El Centro100)



(a) 層間変形時刻歴

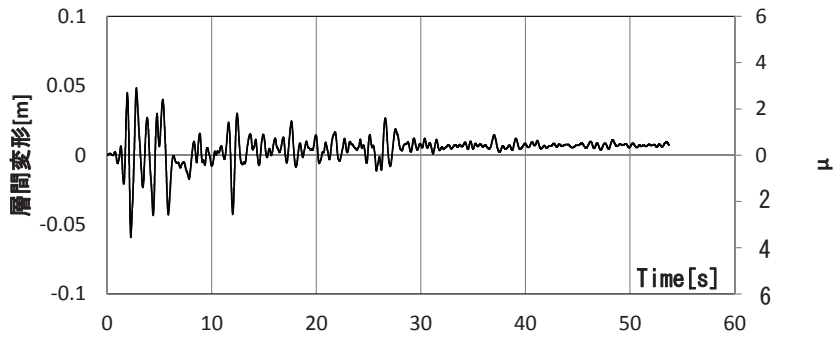


(b) 減衰係数の推定

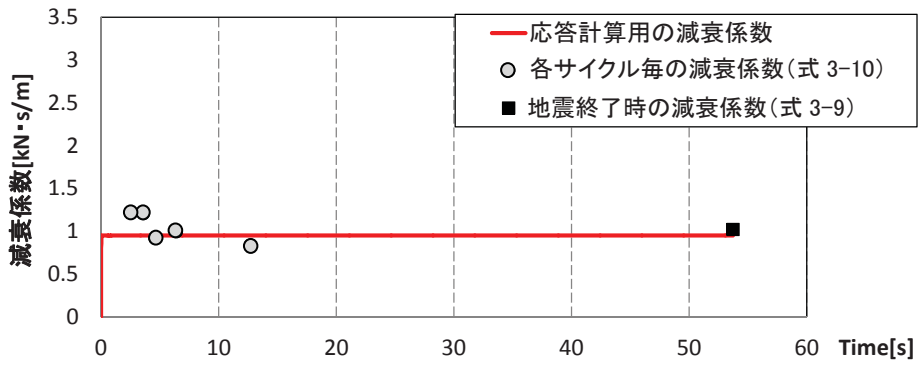
図 3-20 $C_y=0.2$ モデルの瞬間剛性比例の場合 (El Centro100)

第3章

エネルギー応答に基づく軽量低層構造物の粘性減衰係数評価の定式化

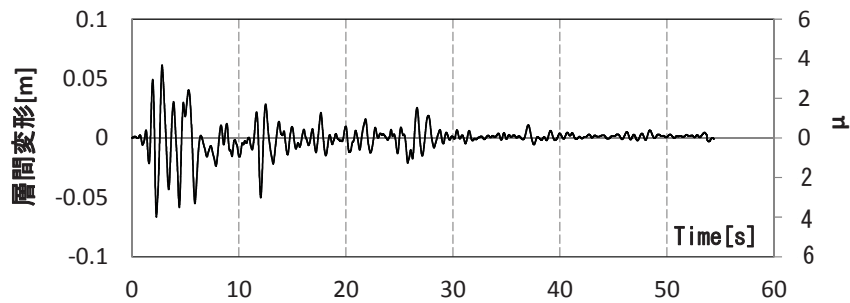


(a) 層間変形時刻歴

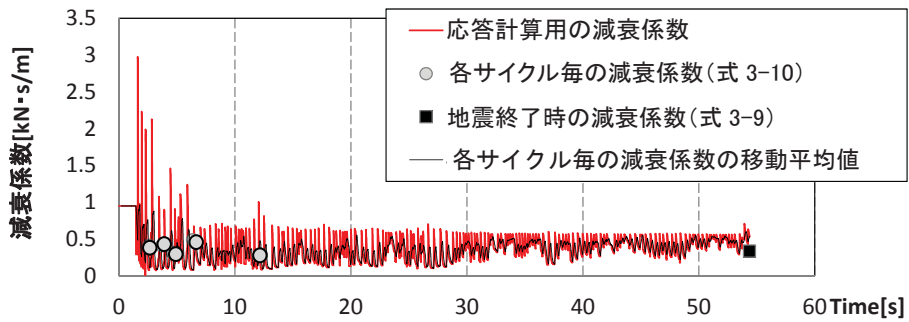


(b) 減衰係数の推定

図 3-21 $C_d=0.25$ モデルの初期剛性比例の場合 (El Centro100)



(a) 層間変形時刻歴

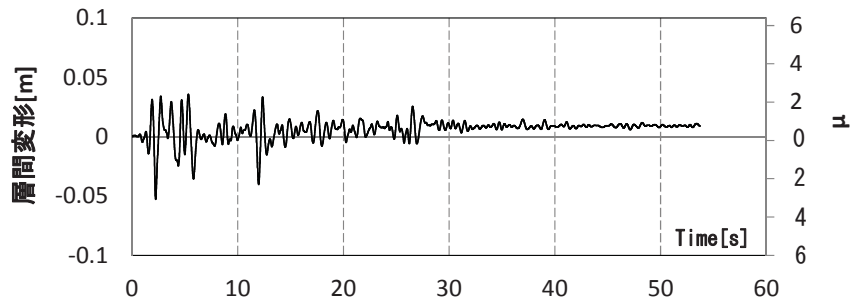


(b) 減衰係数の推定

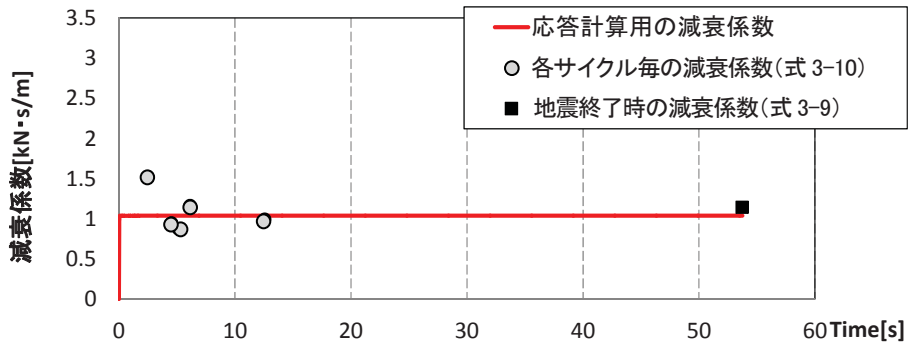
図 3-22 $C_d=0.25$ モデルの瞬間剛性比例の場合 (El Centro100)

第3章

エネルギー応答に基づく軽量低層構造物の粘性減衰係数評価の定式化

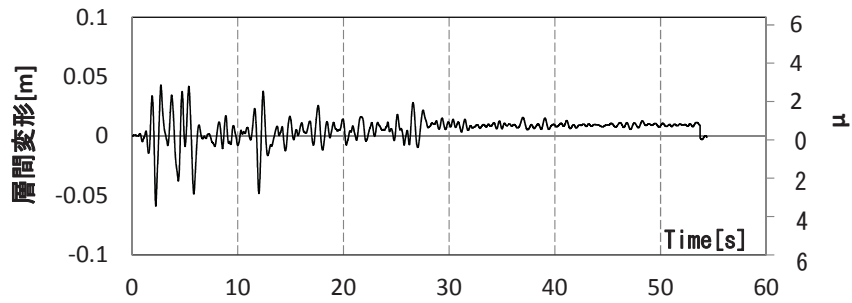


(a) 層間変形時刻歴

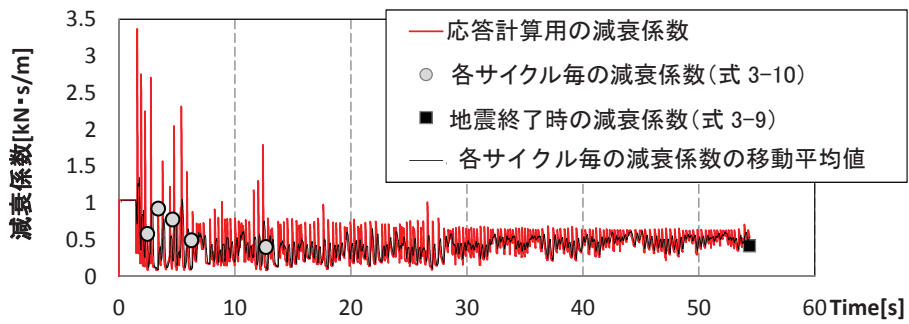


(b) 減衰係数の推定

図 3-23 $C_D=0.3$ モデルの初期剛性比例の場合 (El Centro100)



(a) 層間変形時刻歴



(b) 減衰係数の推定

図 3-24 $C_D=0.3$ モデルの瞬間剛性比例の場合 (El Centro100)

第3章

エネルギー応答に基づく軽量低層構造物の粘性減衰係数評価の定式化

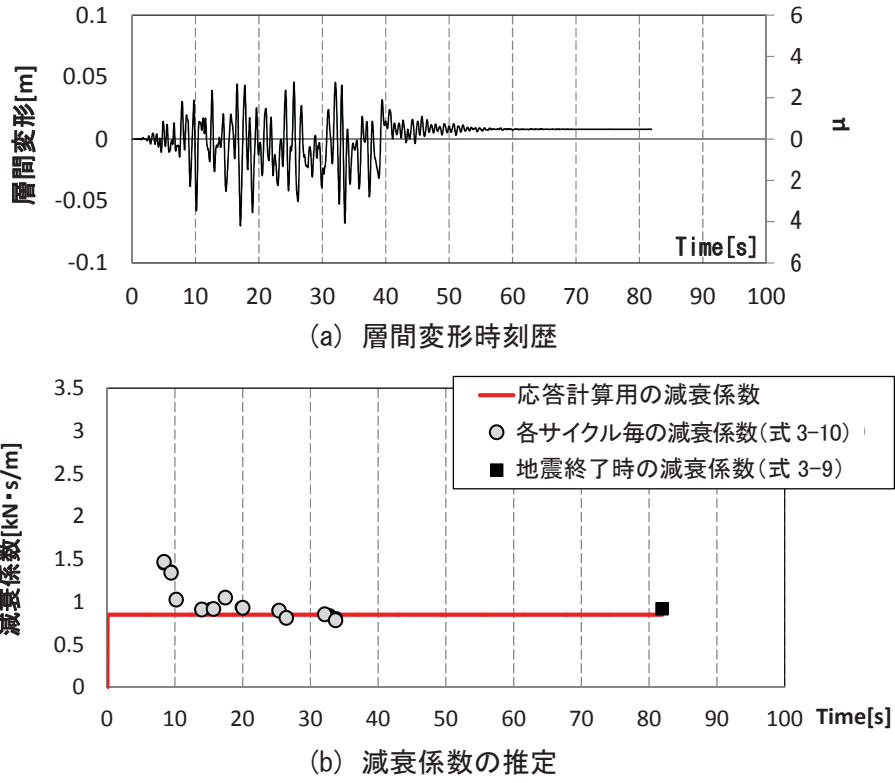


図 3-25 $C_y=0.2$ モデルの初期剛性比例の場合 (2Shu Lv2 50)

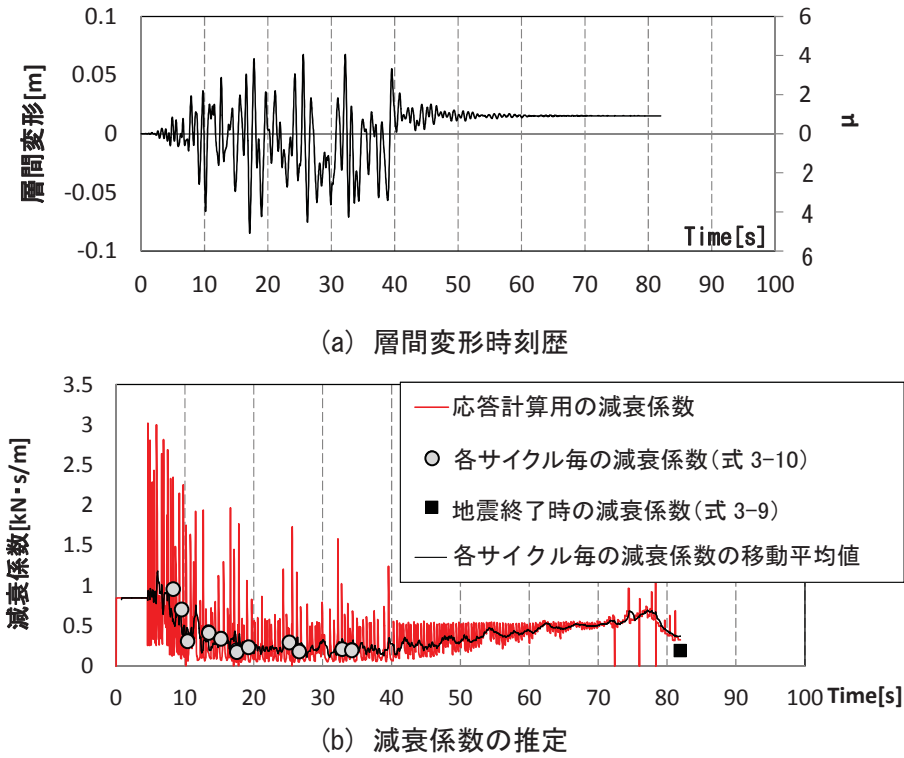
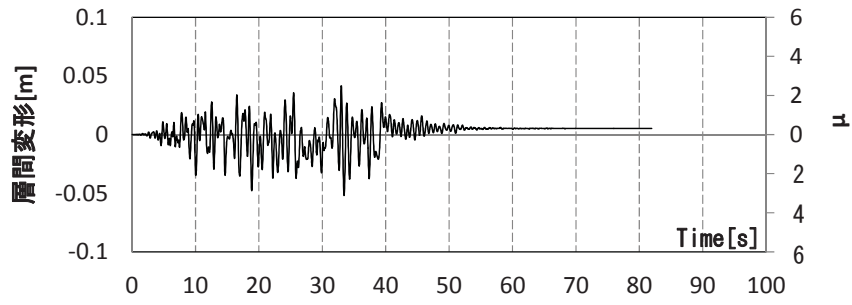


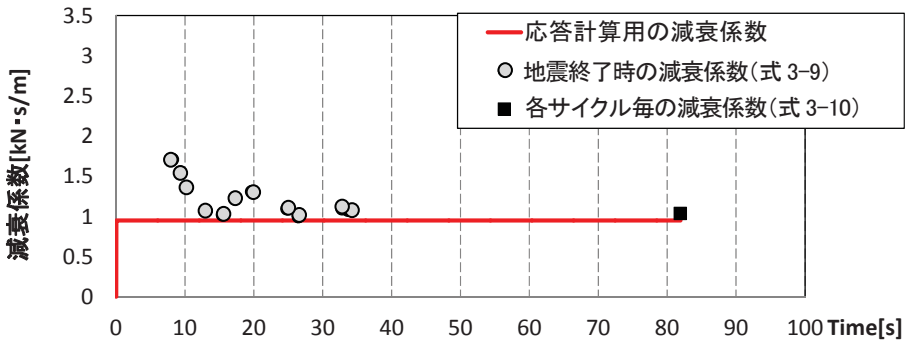
図 3-26 $C_y=0.2$ モデルの瞬間剛性比例の場合 (2Shu Lv2 50)

第3章

エネルギー応答に基づく軽量低層構造物の粘性減衰係数評価の定式化

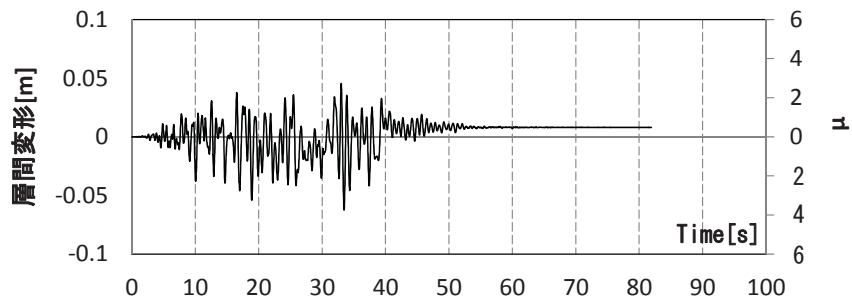


(a) 層間変形時刻歴

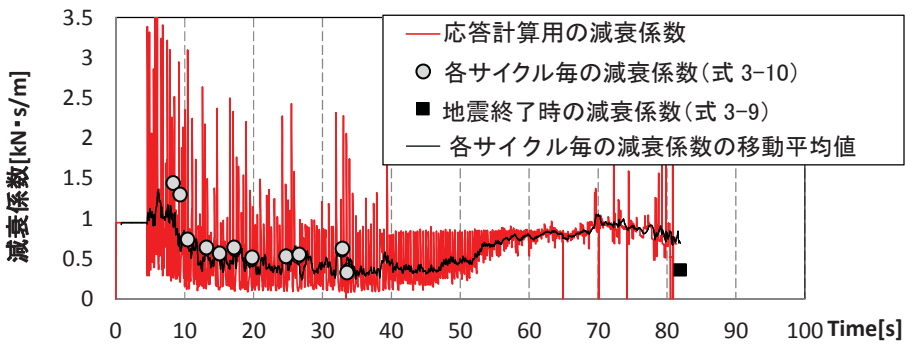


(b) 減衰係数の推定

図 3-27 $C_y=0.25$ モデルの初期剛性比例の場合 (2Shu Lv2 50)



(a) 層間変形時刻歴

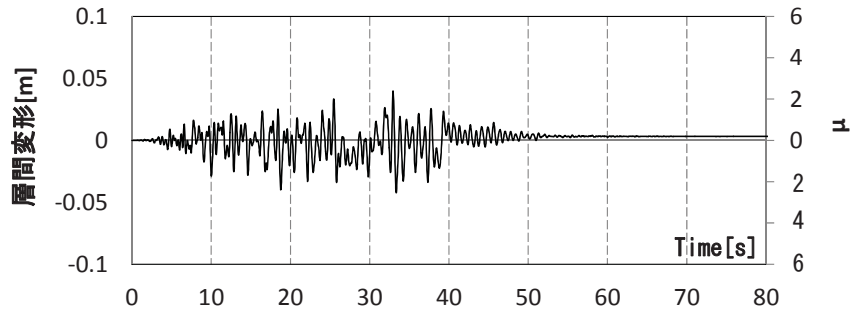


(b) 減衰係数の推定

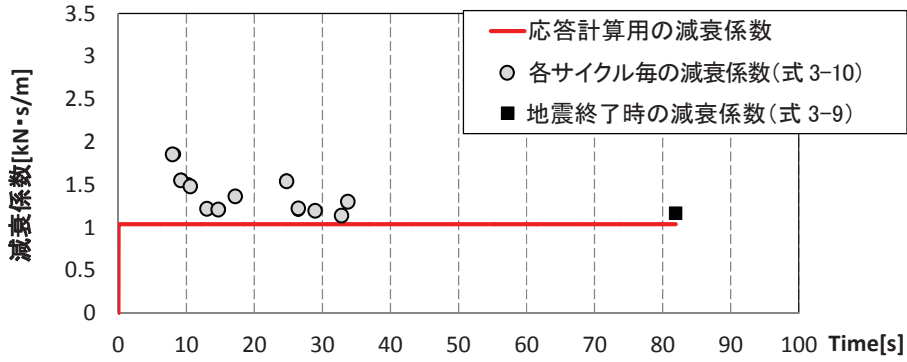
図 3-28 $C_y=0.25$ モデルの瞬間剛性比例の場合 (2Shu Lv2 50)

第3章

エネルギー応答に基づく軽量低層構造物の粘性減衰係数評価の定式化

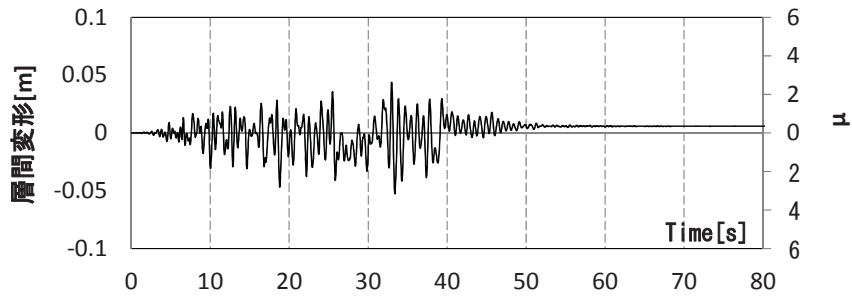


(a) 層間変形時刻歴

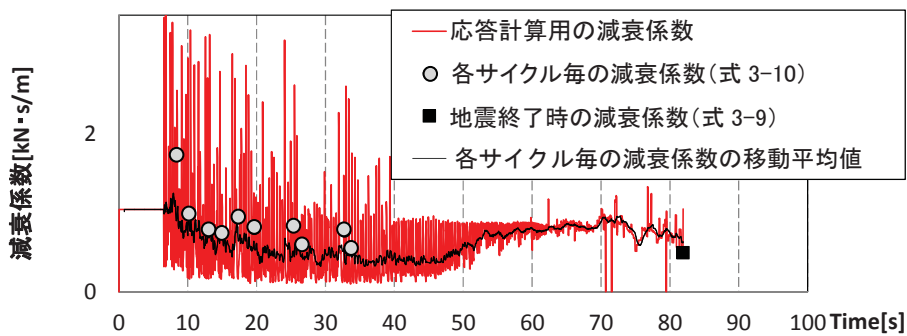


(b) 減衰係数の推定

図 3-29 $C_y=0.3$ モデルの初期剛性比例の場合 (2Shu Lv2 50)



(a) 層間変形時刻歴



(b) 減衰係数の推定

図 3-30 $C_y=0.3$ モデルの瞬間剛性比例の場合 (2Shu Lv2 50)

3.4 低層鉄骨造の粘性減衰係数の評価の定式化

3.4.1 低層鉄骨造の V_D/V_E の近似式の導入

低層鉄骨造の V_D と V_E を関係づける関数 $f_{LS}(h)$ と $f_{LS}(h, \mu)$ の推定式は、標準的な Tri-linear 型復元力特性を用いた時刻歴地震応答解析より導いた。解析では、1 質点系せん断型モデルの質量は 1[t] とし、1 次固有周期を 0.2 秒とするように初期剛性を定め、第 2 降伏点の強度が重量の 0.2、0.25、0.3 倍となるようにした。図 3-31 に復元力特性モデルの骨格曲線を、表 3-3 に各モデルのパラメータを示す。減衰定数 h は 0、2、5、8[%] とし、初期剛性比例と瞬間剛性比例の 2 通りを仮定した。瞬間剛性比例の設定は 3.3 節と同様に設定した。入力波は木質構造と同様に特定の地震動の影響を受けることを排除するため、入力波としてはホワイトノイズを用いた。用いたホワイトノイズは 0.1~20[Hz] の間でスペクトルが一様である。ホワイトノイズは最大加速度を 100~800[gal] に 100[gal] 刻みに規準化して入力した。図 3-32 には解析で用いた Tri-linear 型復元力特性のバイリニア近似した例を示す。塑性率 μ は Tri-linear 型復元力特性を完全弾塑性型復元力に置換することより降伏点変形 δ_e を算出し、応答計算で得られた最大層間変形 δ_{max} を δ_e で除した値である。

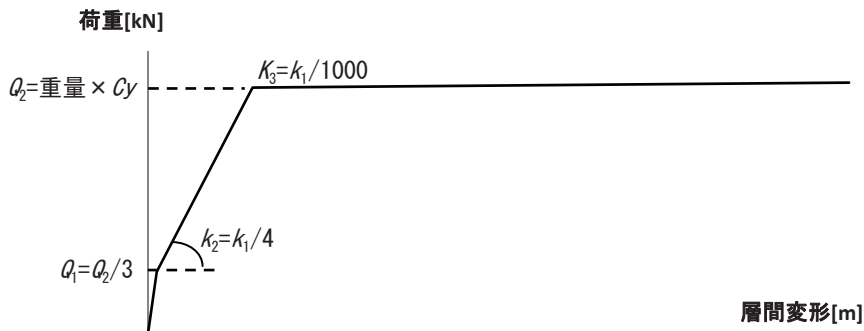


図 3-31 復元力特性の骨格曲線

表 3-3 復元力特性のパラメータ

model	T [s]	m [t]	第1剛性 [kN/m]	第2剛性 [kN/m]	第3剛性 [kN/m]	第1降伏点 [kN]	第2降伏点 [kN]
$C_y=0.2$	0.2	1	987.0	246.7	1.0	0.65	1.96
$C_y=0.25$						0.82	2.45
$C_y=0.3$						0.98	2.94

第3章

エネルギー応答に基づく軽量低層構造物の粘性減衰係数評価の定式化

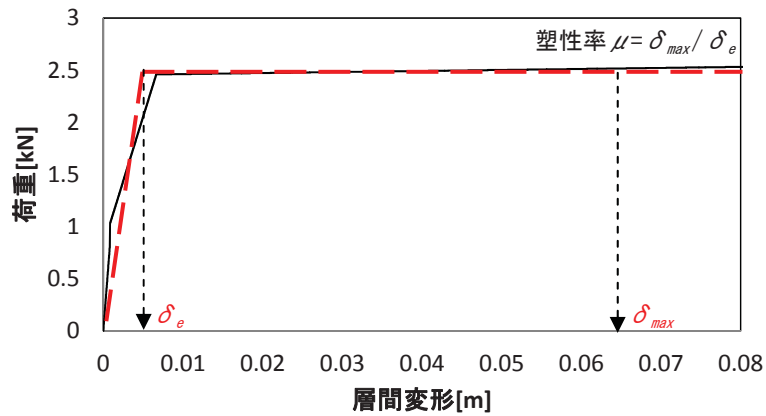


図 3-32 Tri-linear 型復元力特性のバイリニア近似例

図 3-33、3-34、3-35 には $C_y=0.2$ 、 0.25 、 0.3 モデルに粘性減衰を初期剛性比例と瞬間剛性比例と仮定したモデルそれぞれについて、 V_D/V_E を減衰定数 h と塑性率 μ とをパラメータとして表示する。初期剛性比例と仮定したモデルでは塑性率 μ の大きさに関わらずに V_D/V_E が一定になる傾向である。一方、瞬間剛性比例と仮定したモデルでは、塑性率の増加に伴い V_D/V_E が増大する明確な傾向が認められる。

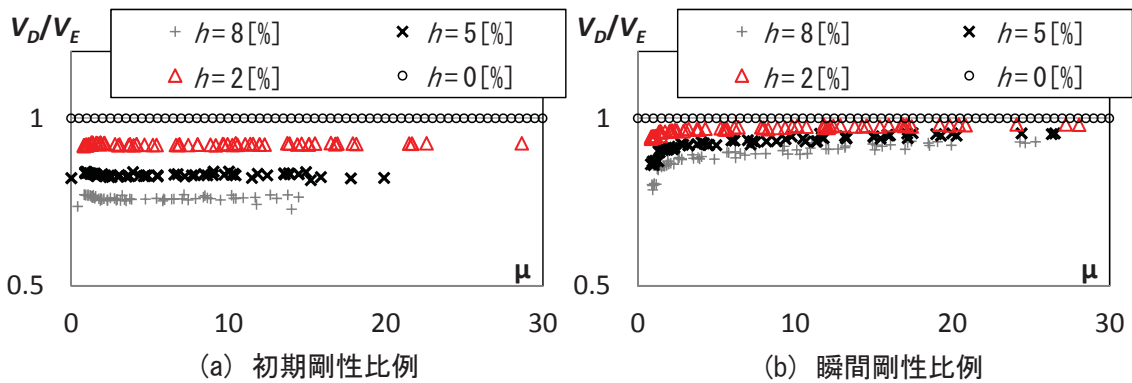


図 3-33 $C_y=0.2$ モデルの V_D/V_E (ホワイトノイズ入力)

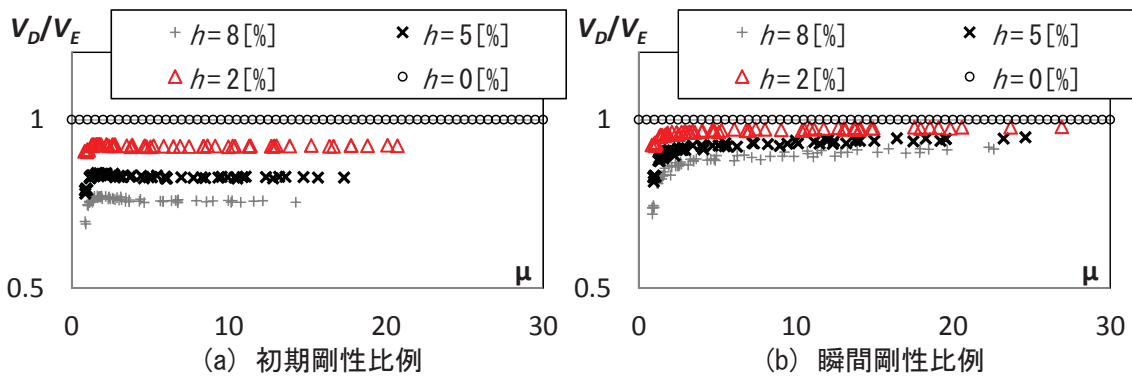


図 3-34 $C_y=0.25$ モデルの V_D/V_E (ホワイトノイズ入力)

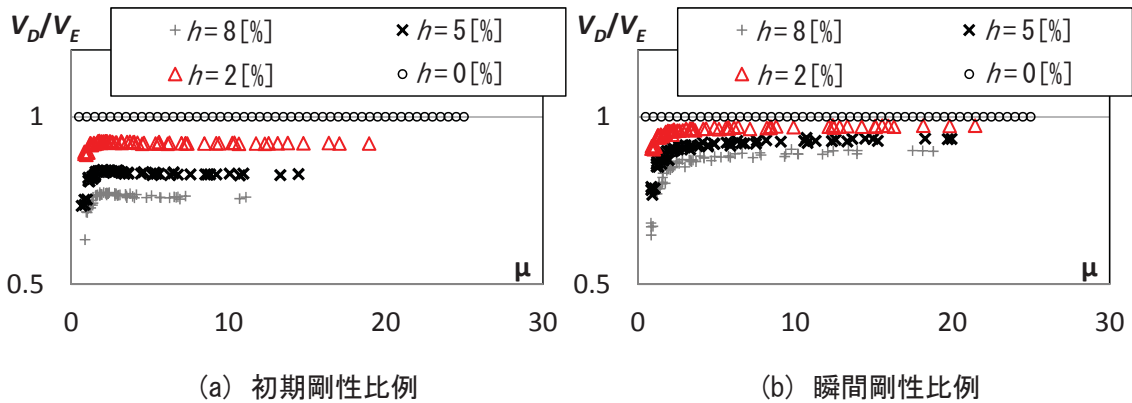


図 3-35 $c_y=0.3$ モデルの V_D/V_E (ホワイトノイズ入力)

ホワイトノイズ入力の結果より初期剛性比例と仮定したモデルでは減衰定数のみの関数として式(3-13)により近似した。一方、瞬間剛性比例と仮定したモデルでは、塑性率の増加に伴い V_D/V_E が増大する明確な傾向が認められるので、塑性率の影響を考慮して式(3-14)で近似した。式(3-13)と式(3-14)の適用範囲は塑性率 1 以上とする。

$$f(h)_{LS} = \frac{1}{1 + 4.47h - 10.05h^2} \quad \text{式(3-13)}$$

$$f(h, \mu)_{LS} = \frac{1.027 + \{0.007 \times \ln(\mu - 0.99)\}}{1 + 4.47h - 10.05h^2} \quad (\mu > 1) \quad \text{式(3-14)}$$

図 3-36、3-37、3-38 には、式(3-13)と式(3-14)の導入のために用いたホワイトノイズの応答計算による V_D/V_E (○印)と上記の近似式により求めた V_D/V_E (細線分)の比較を示す。何れのタイプの減衰であっても減衰定数が 8[%]と大きい場合には解析結果と近似式に若干の差があるが、附録 1 に示すように実測により同定した低層鉄骨造の減衰定数は 2~3[%]程度であると考えれば式(3-13)と式(3-14)の両式は減衰機構の違いに応じて応答解析による V_D/V_E をよく近似できると認められる。

第3章

エネルギー応答に基づく軽量低層構造物の粘性減衰係数評価の定式化

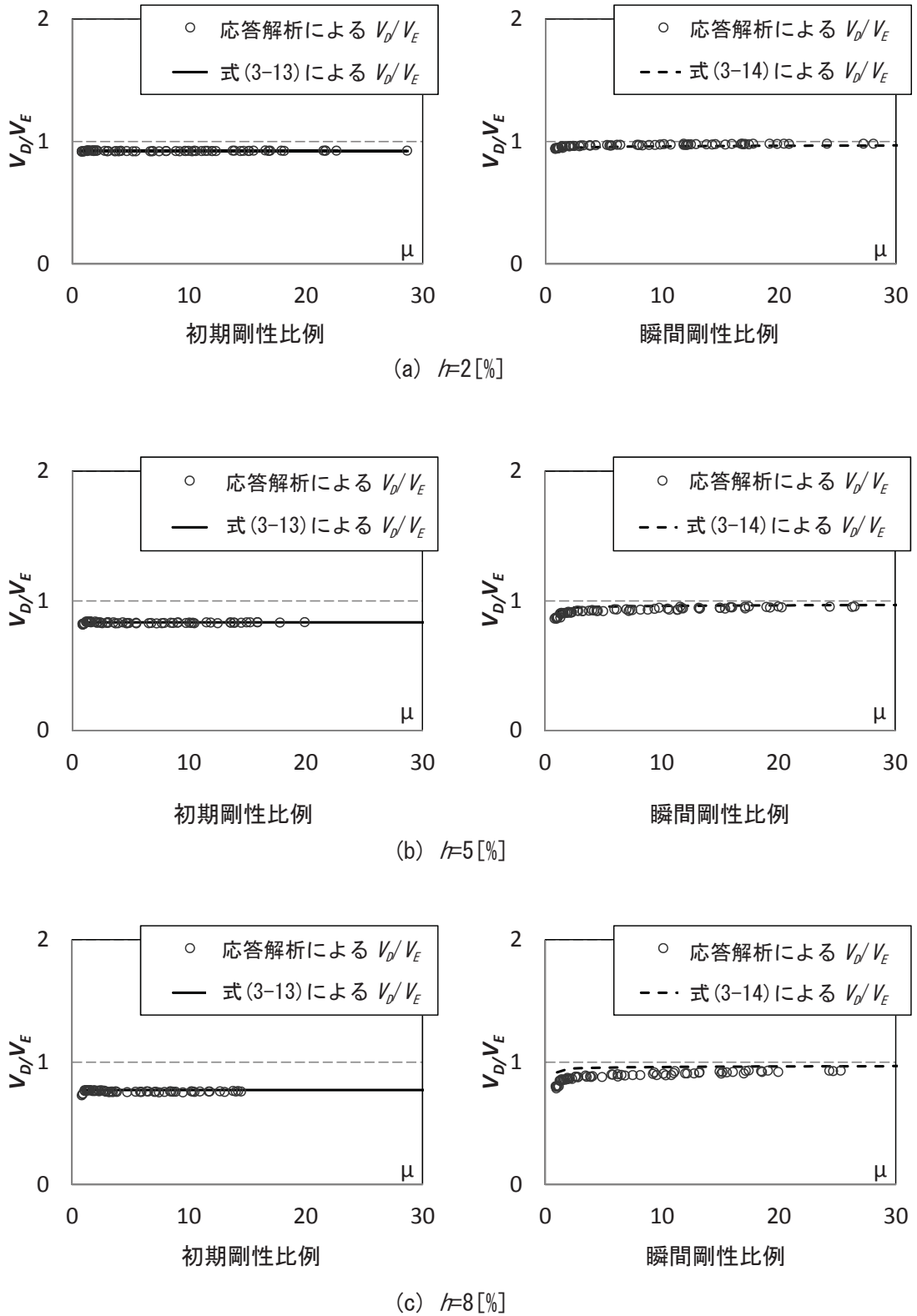


図 3-36 $C_y=0.2$ モデルの V_D/V_E (ホワイトノイズ入力)

第3章
エネルギー応答に基づく軽量低層構造物の粘性減衰係数評価の定式化

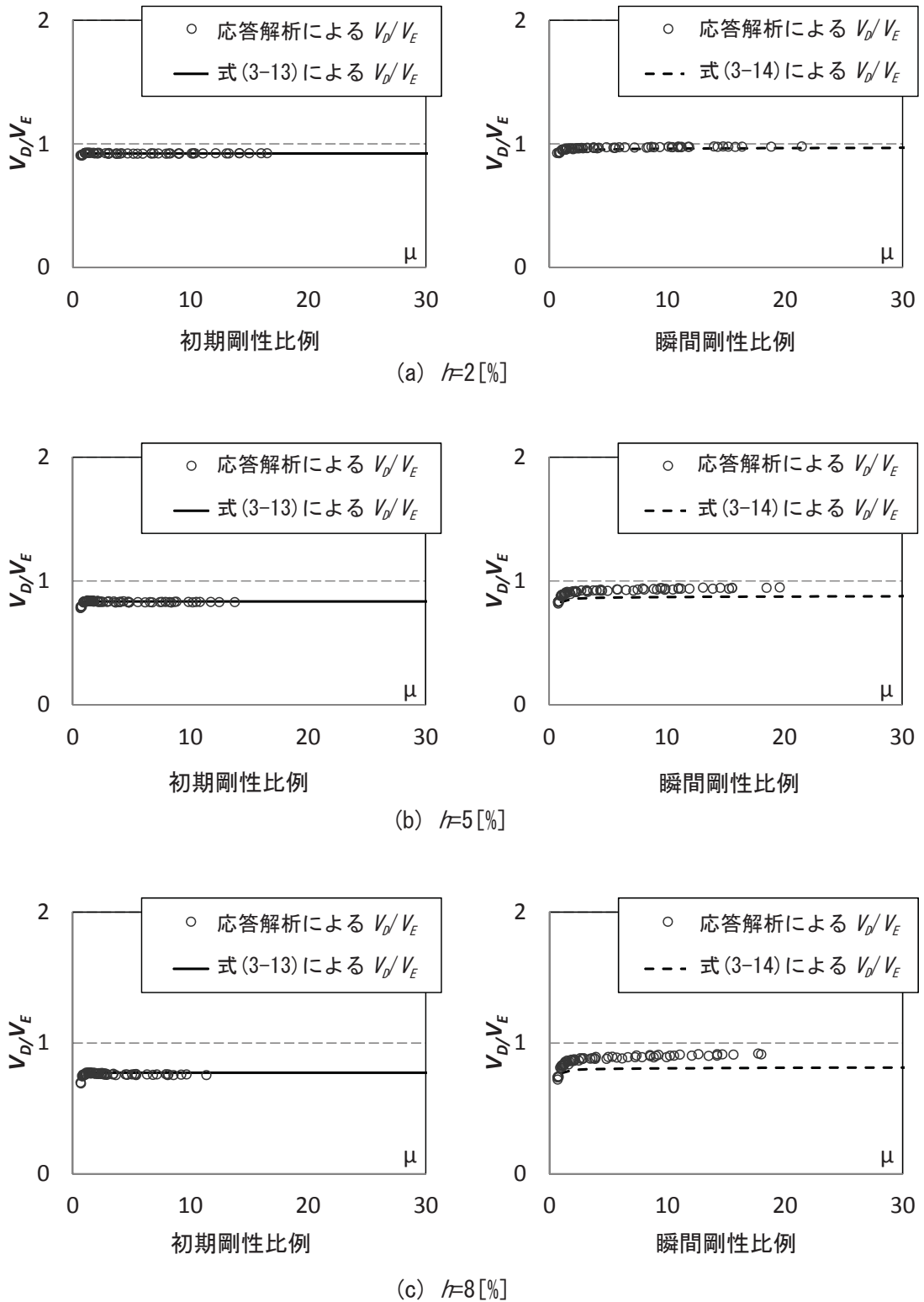


図 3-37 $C_y=0.25$ モデルの V_D/V_E (ホワイトノイズ入力)

第3章
エネルギー応答に基づく軽量低層構造物の粘性減衰係数評価の定式化

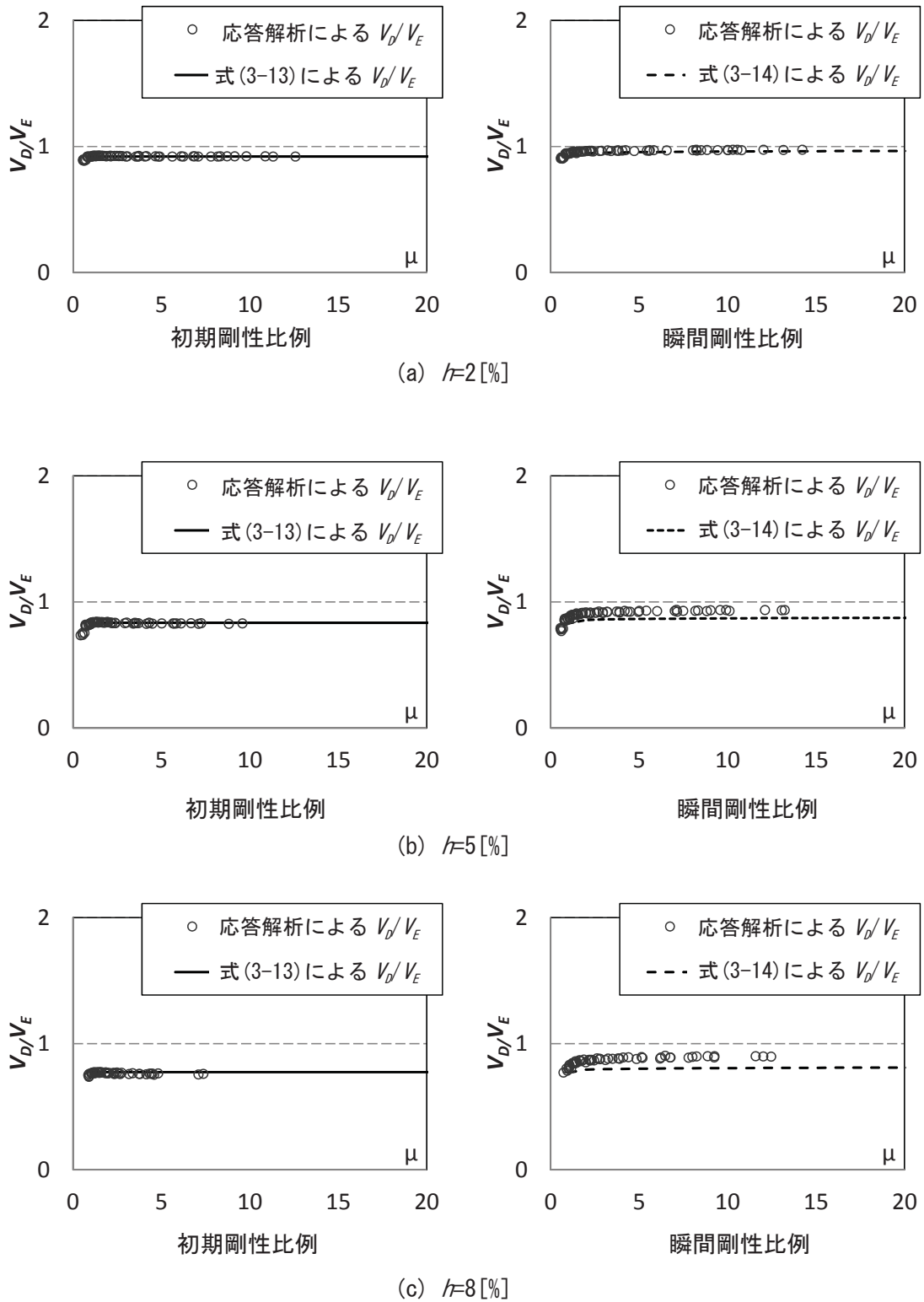


図 3-38 $C_y=0.3$ モデルの V_D/V_E (ホワイトノイズ入力)

3.4.2 低層鉄骨造の V_D/V_E の近似式の適用性の精度検証

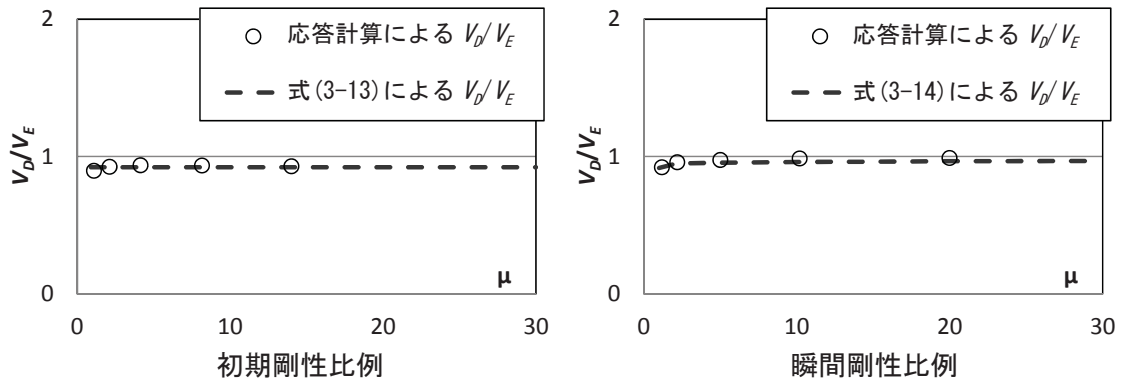
ここでは、前項でホワイトノイズ入力による解析に基づいて導入した式(3-13)および式(3-14)を記録地震動入力に対する応答の評価に適用可能であることを示す。解析モデルの復元力特性は前項で用いたモデルと同じとし、 $C_y=0.2, 0.25, 0.3$ の 3 種を設定した。減衰定数 h は 2[%]とした。入力波は表 3-4 に示した地震動の最大加速度を次のように規準化して用いた。1940 年 Imperial Valley 地震 El Centro 記録 NS 成分を 35、55、80、120、170[%]に規準化した波形、1995 年兵庫県南部地震 JMA 神戸記録 NS 成分を 14、18、27、31、39[%]に規準化した波形、1952 年 Kern County 地震 Taft 記録 EW 成分を 75、105、150、200、280[%]に規準化した波形、1968 年十勝沖地震での八戸記録 NS 成分を 40、70、110、155、210[%]に規準化した波形、第 2 種地盤を想定し作成した模擬地震動 Lv2 を 21、35、50、62、84[%]に規準化した波形を用いた。以下、地震動の略称の後に規準化[%]の数字を添えて表示する。地震波の規準化については減衰を瞬間剛性比例と仮定した $C_y=0.2$ モデルの塑性率が 1、2、5、10、20 程度になるように設定した。以下、用いる地震波は表 3-4 の略称で表記する。

表 3-4 地震動の略称

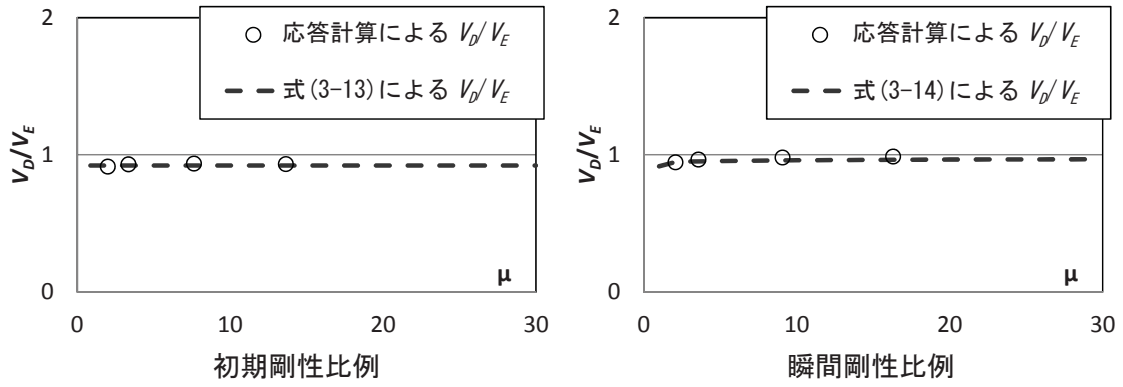
地震名	略称
1940年Imperial Valley地震 El Centro記録NS成分	El Centro
1995年兵庫県南部地震 JMA神戸記録NS成分	Kobe
1952年Kern County 地震 Taft 記録EW成分	Taft
1968年十勝沖地震 八戸記録NS成分	Hachinohe
第2種地盤を想定し作成した模擬地震動 Lv2	2Shu Lv2

図 3-39、3-40、3-41、3-42、3-43 には、規準化した地震動の応答計算による V_D/V_E と式(3-13)と式(3-14)による V_D/V_E とを比較して示す。入力地震動の違いによらず、提案式による V_D/V_E は建造物の強さと外乱強度の組み合わせ、初期剛性比例・瞬間剛性比例の種別にかかわらず解析結果を良く近似出来ている。

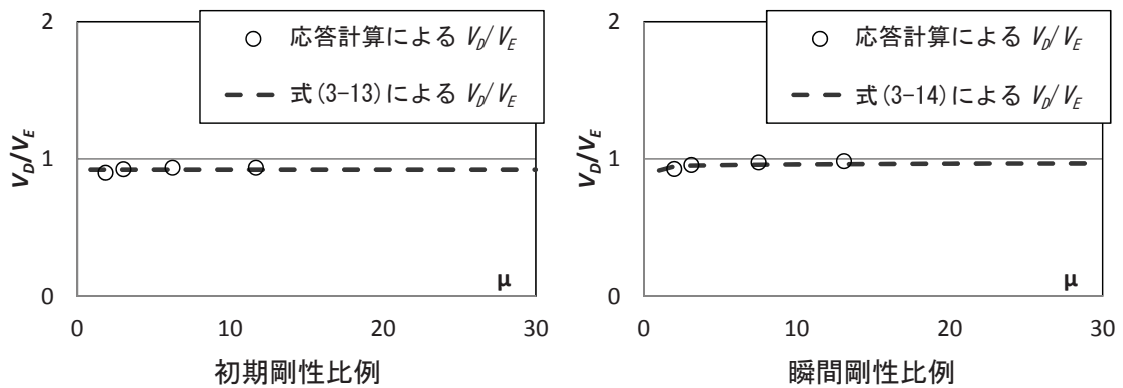
第3章
エネルギー応答に基づく軽量低層構造物の粘性減衰係数評価の定式化



(a) $C_y=0.2$ モデル



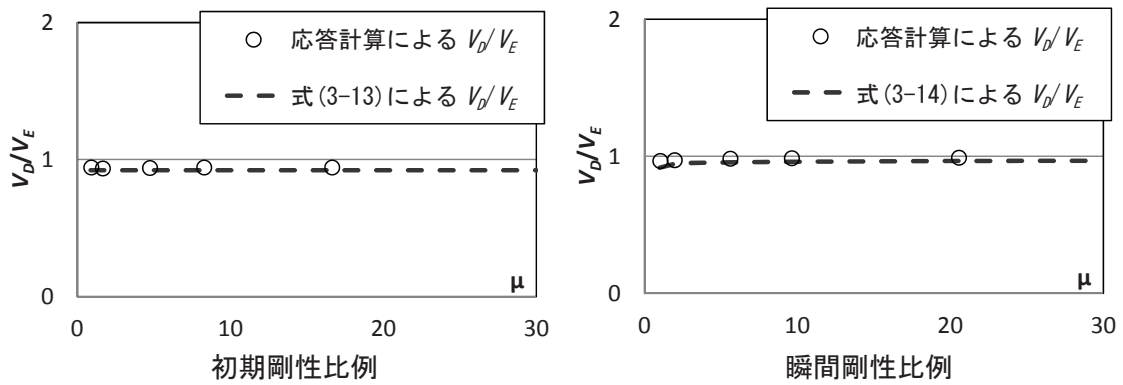
(b) $C_y=0.25$ モデル



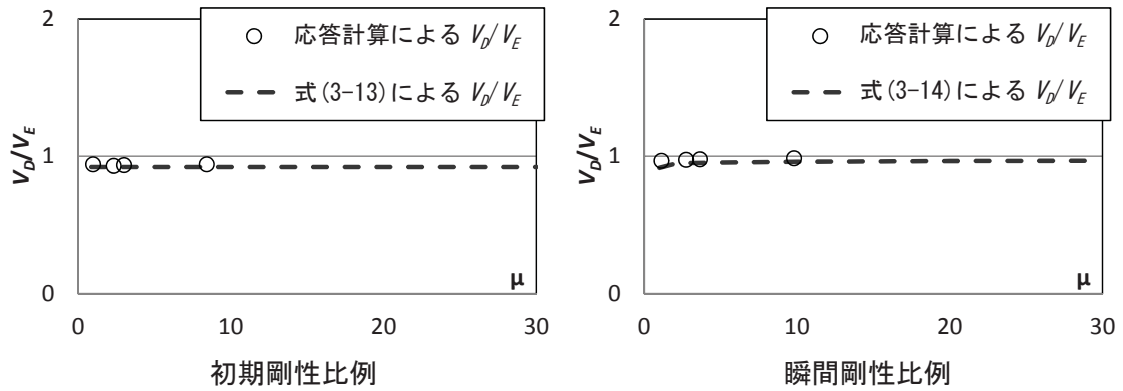
(c) $C_y=0.3$ モデル

図 3-39 時刻歴地震応答解析と近似式 $f_{LS}(h)$ 、 $f_{LS}(h, \mu)$ の V_D/V_E の比較 (El Centro 波)

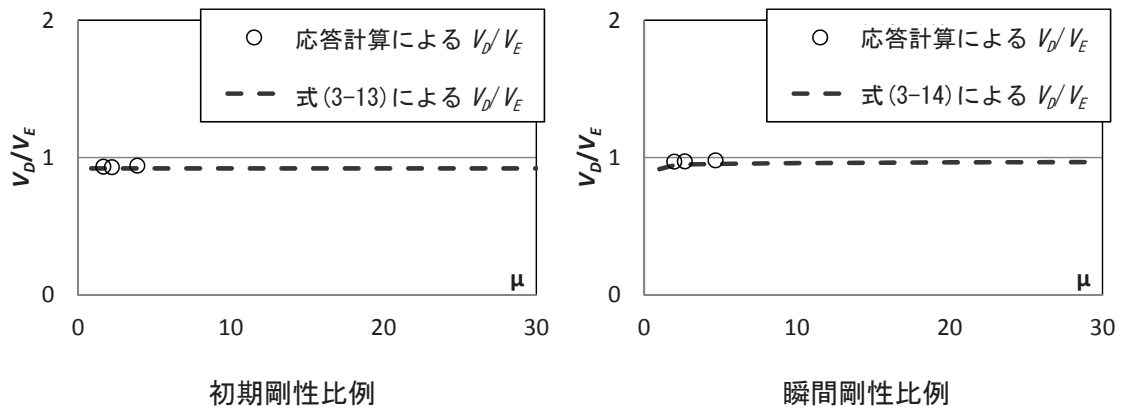
第3章
エネルギー応答に基づく軽量低層構造物の粘性減衰係数評価の定式化



(c) $C\gamma=0.2$ モデル



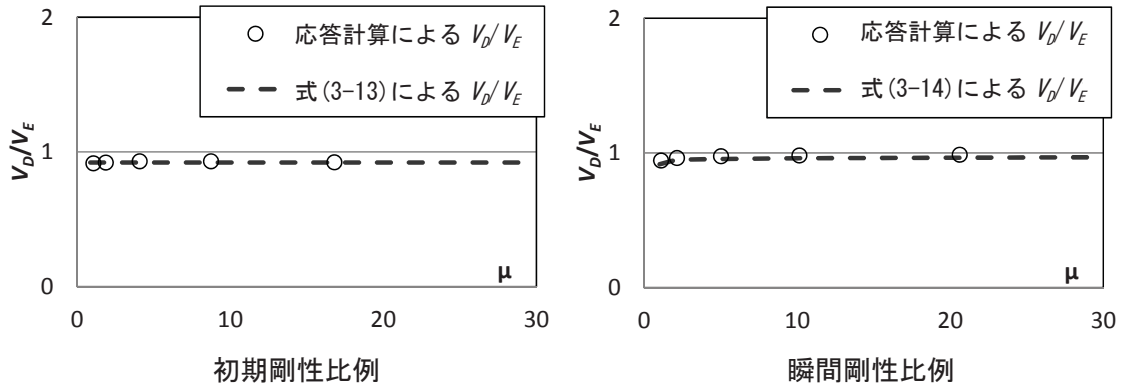
(b) $C\gamma=0.25$ モデル



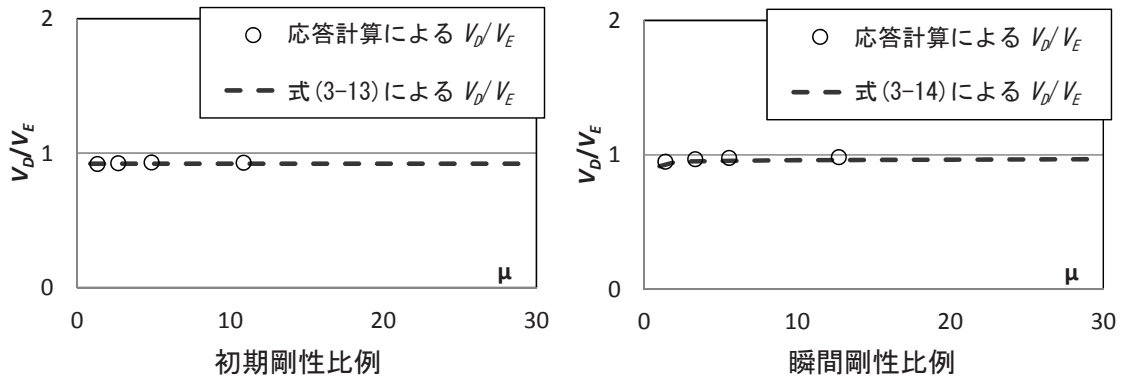
(c) $C\gamma=0.3$ モデル

図 3-40 時刻歴地震応答解析と近似式 $f_{LS}(h)$ 、 $f_{LS}(h, \mu)$ の V_D/V_E の比較 (Kobe 波)

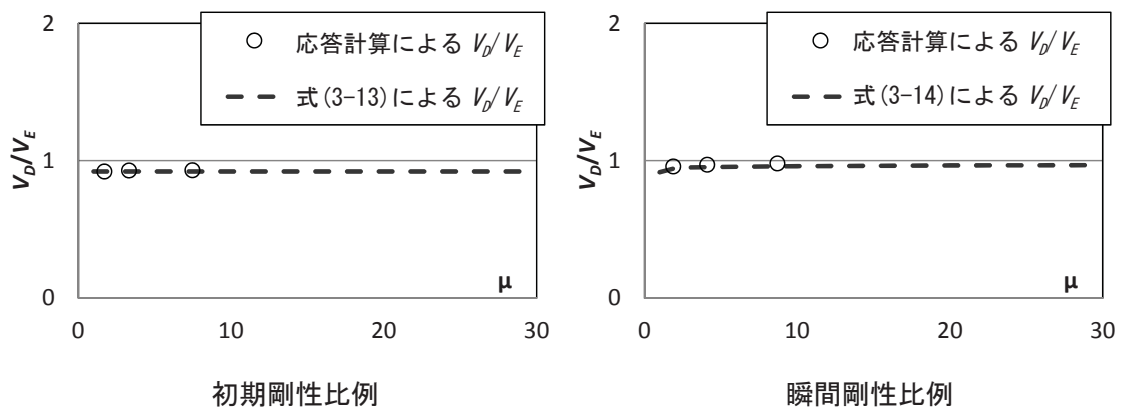
第3章
エネルギー応答に基づく軽量低層構造物の粘性減衰係数評価の定式化



(d) $C\gamma=0.2$ モデル



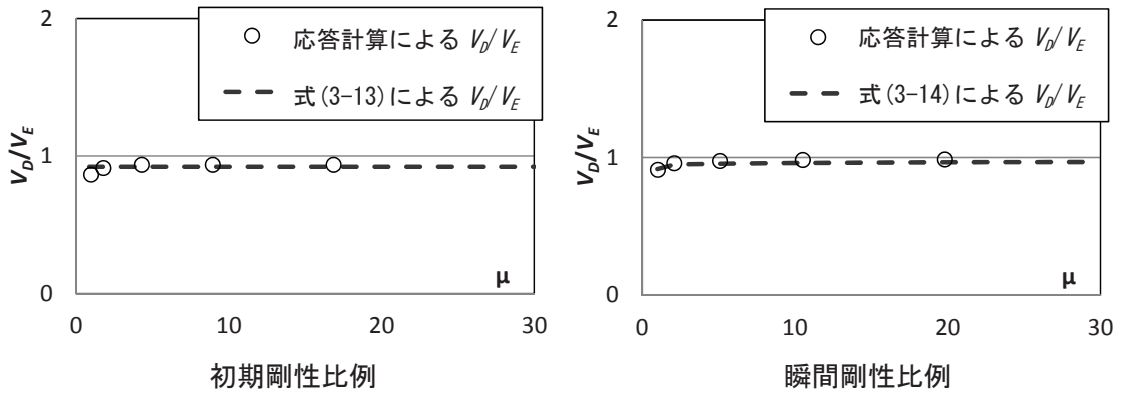
(b) $C\gamma=0.25$ モデル



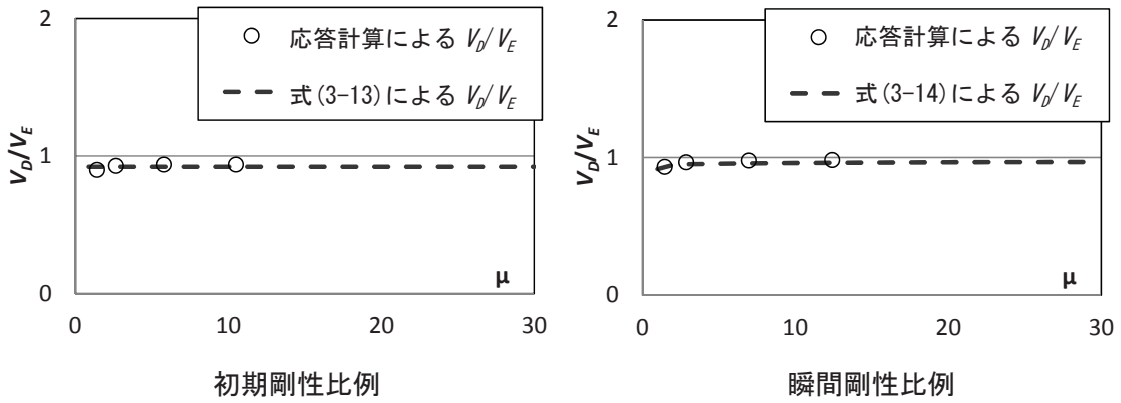
(c) $C\gamma=0.3$ モデル

図3-41 時刻歴地震応答解析と近似式 $f_{L\delta}(h)$ 、 $f_{L\delta}(h, \mu)$ の V_D/V_E の比較 (Taft 波)

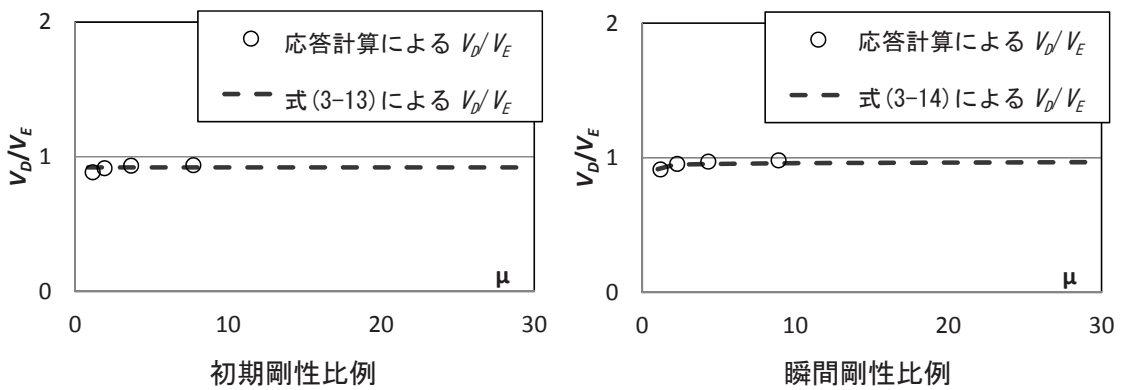
第3章
エネルギー応答に基づく軽量低層構造物の粘性減衰係数評価の定式化



(e) $C_\gamma=0.2$ モデル



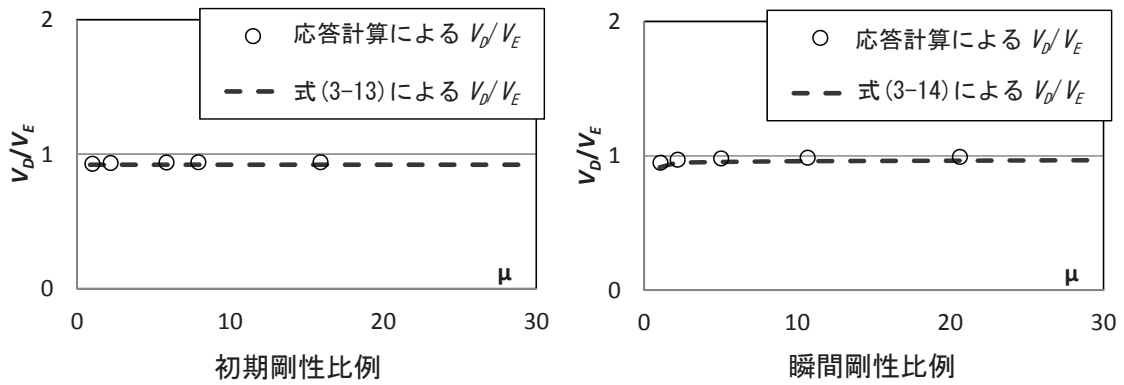
(b) $C_\gamma=0.25$ モデル



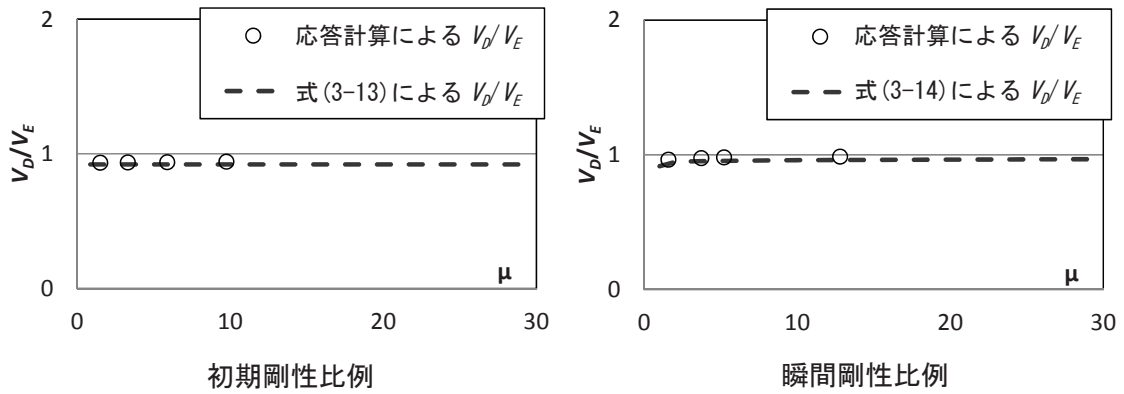
(c) $C_\gamma=0.3$ モデル

図 3-42 時刻歴地震応答解析と近似式 $f_{LS}(h)$ 、 $f_{LS}(h, \mu)$ の V_D/V_E の比較 (Hachinohe 波)

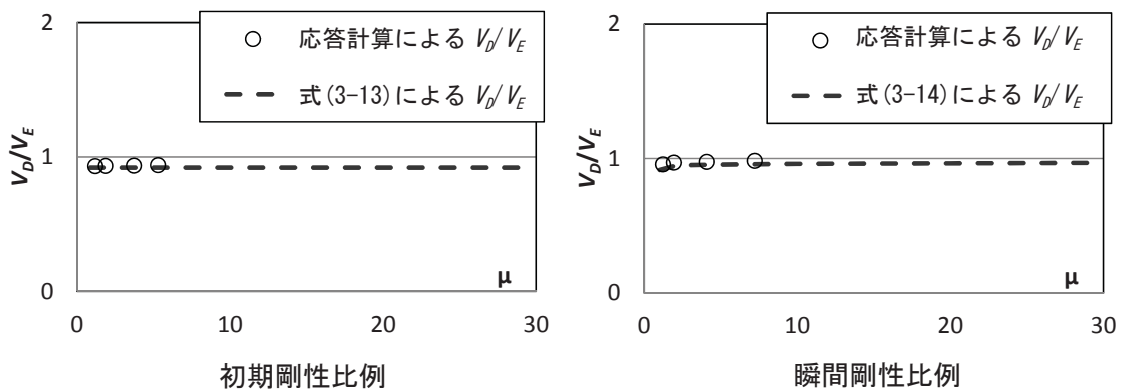
第3章
エネルギー応答に基づく軽量低層構造物の粘性減衰係数評価の定式化



(f) $C_\gamma=0.2$ モデル



(b) $C_\gamma=0.25$ モデル



(c) $C_\gamma=0.3$ モデル

図 3-43 時刻歴地震応答解析と近似式 $f_{LS}(h)$ 、 $f_{LS}(h, \mu)$ の V_D/V_E の比較 (2Shu Lv2 波)

3.4.3 近似式を用いた粘性減衰係数の同定

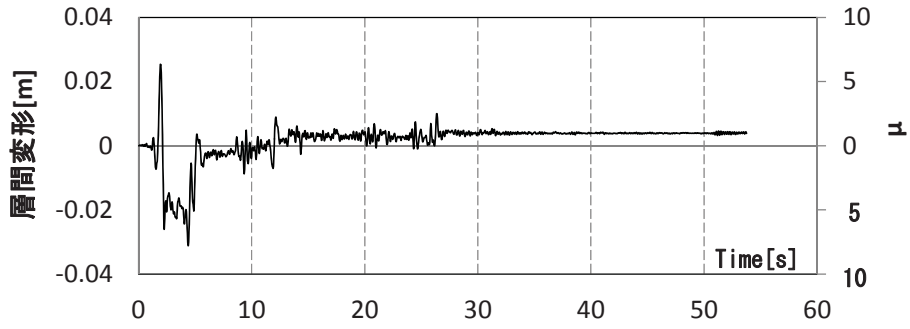
本節においても、粘性減衰力が相対速度に比例すると仮定のもとに時々刻々変化する粘性減衰係数を求める。まず、時々刻々累積される入力エネルギーによる等価速度 V_E' を換算した。その時々刻々の等価速度 V_E' と式(3-8)と(3-13)または(3-14)の関係より時々刻々の減衰消費エネルギー W_h' を求めた。ただし、 W_h' は減衰により消費されるエネルギーであり、式(3-8)中の $f(h)$ を減衰機構の設定の違いに応じて $f_{LS}(h)$ 、もしくは $f_{LS}(h, \mu)$ に置き換えて求められる。関数 $f_{LS}(h, \mu)$ は最大変形時の塑性率より求め、固定値として用いて減衰消費エネルギー W_h' を算出した。その理由としては木質構造とは違い、鉄骨造の復元力特性は片流れの現象が顕著であるからである。

エネルギー特性に基づいて式(3-13)および式(3-14)により求めた時々刻々の減衰係数と時刻歴地震応答解析の減衰係数との比較を行う。解析モデルは前項と同等に第2降伏点の強度が重量の0.2、0.25、0.3倍となるようにした。また、減衰定数 h は2[%]とし、初期剛性比例と瞬間剛性比例の2通りを仮定した。図3-44、3-45、3-46、3-47、3-48、3-49には、El Centro100を入力したときを、図3-50、3-51、3-52、3-53、3-54、3-55には、2Shu Lv2 50を入力したときの層間変形の時刻歴及び応答計算に用いられた減衰係数の時刻歴と式(3-13)、(3-14)により求めた減衰係数の比較を示す。すべての解析モデルに対して初期剛性比例と仮定した場合である式(3-13)を用いて求めた減衰係数は応答履歴の片流れ現象が顕著な時刻では若干のずれが見られるが、応答計算で用いた減衰係数と概ね一致している。一方、瞬間剛性比例と仮定した場合には、応答計算で用いた減衰係数は弾性域では初期剛性に比例するため式(3-14)を用いて求めた減衰係数を上回るが、式(3-14)を用いて求めた減衰係数は応答計算の減衰係数の平均値に近い値となっている。

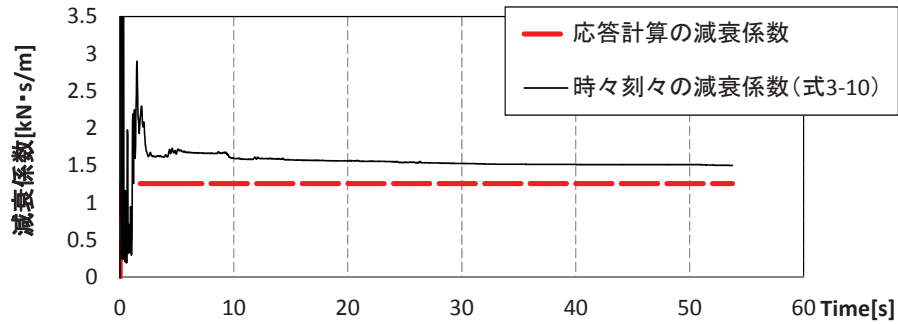
以上より、軽量鉄骨造のホワイトノイズに対する応答計算より得た V_D/V_E に関する近似式を用いることで任意の地震動が入力されている間の減衰係数の変動を推定することが明らかとなった。

第3章

エネルギー応答に基づく軽量低層構造物の粘性減衰係数評価の定式化

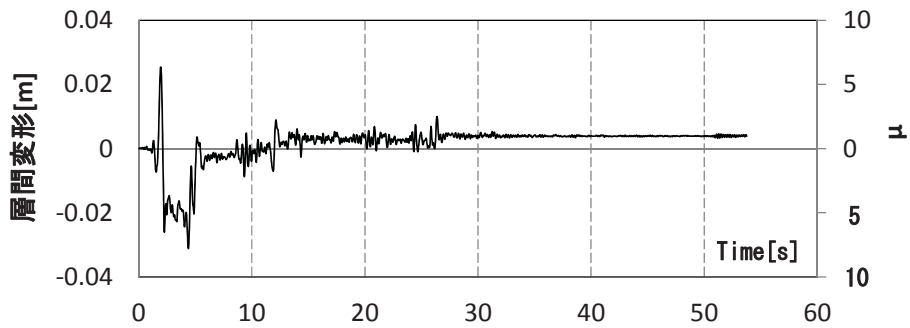


(a) 層間変形の時刻歴

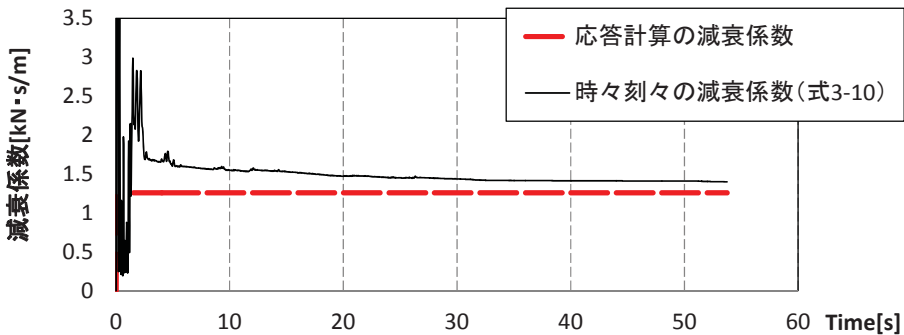


(b) 減衰係数の推定

図 3-44 $C_y=0.2$ モデルの初期剛性比例の場合 (El Centro100)



(a) 層間変形の時刻歴



(b) 減衰係数の推定

図 3-45 $C_y=0.2$ モデルの瞬間剛性比例の場合 (El Centro100)

第3章

エネルギー応答に基づく軽量低層構造物の粘性減衰係数評価の定式化

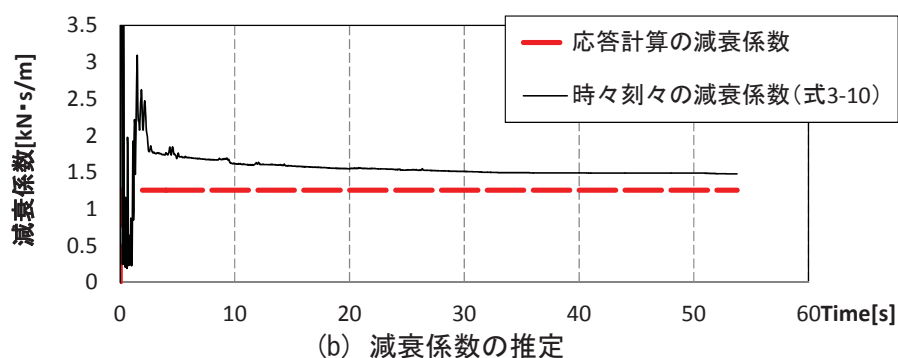
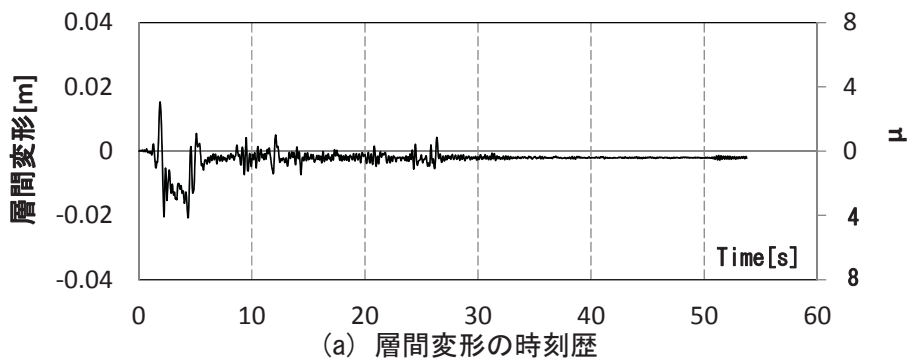


図 3-46 $C_d=0.25$ モデルの初期剛性比例の場合 (El Centro100)

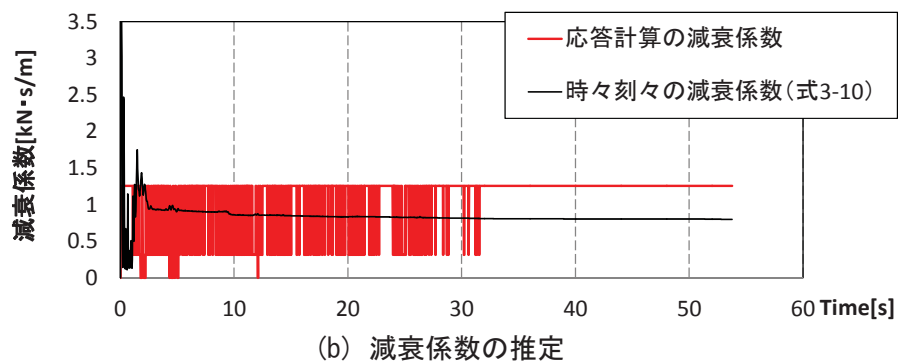
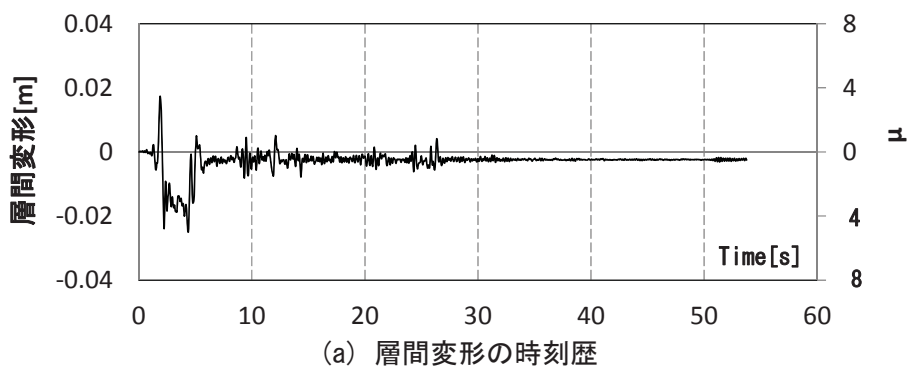
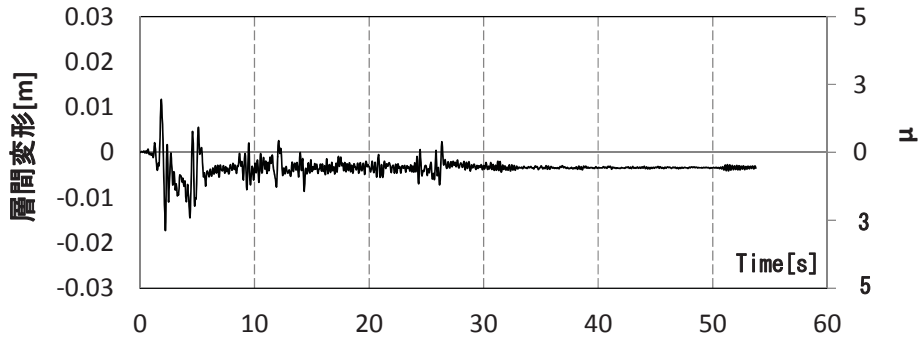


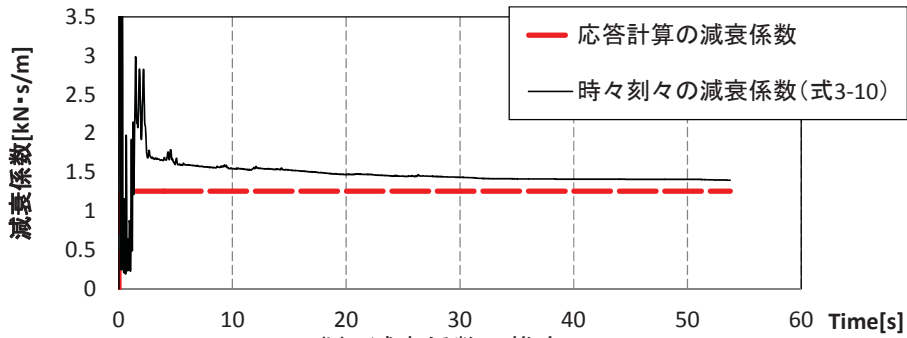
図 3-47 $C_d=0.25$ モデルの瞬間剛性比例の場合 (El Centro100)

第3章

エネルギー応答に基づく軽量低層構造物の粘性減衰係数評価の定式化

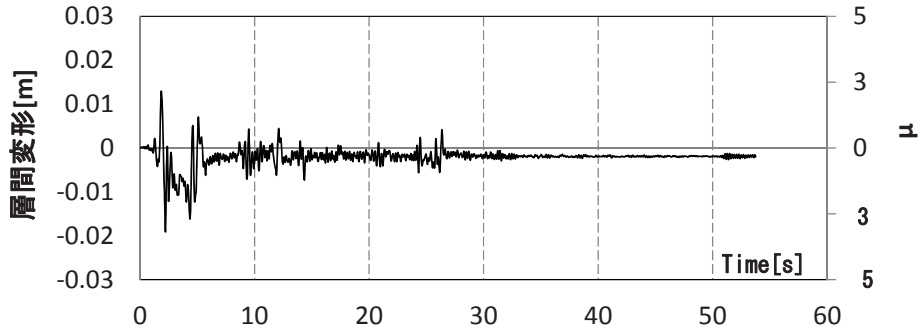


(a) 層間変形の時刻歴

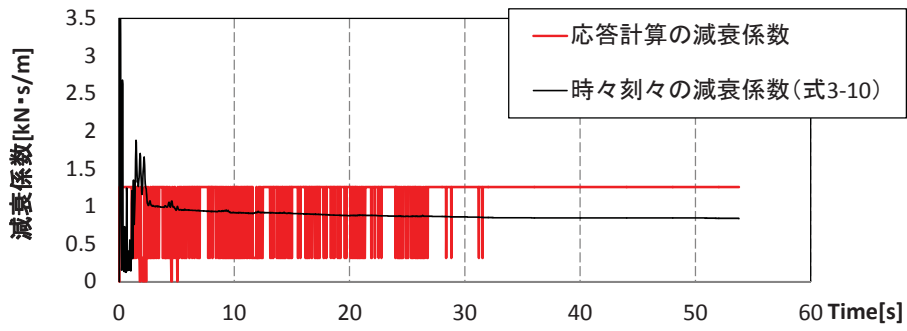


(b) 減衰係数の推定

図 3-48 $C_y=0.3$ モデルの初期剛性比例の場合 (El Centro100)



(a) 層間変形の時刻歴

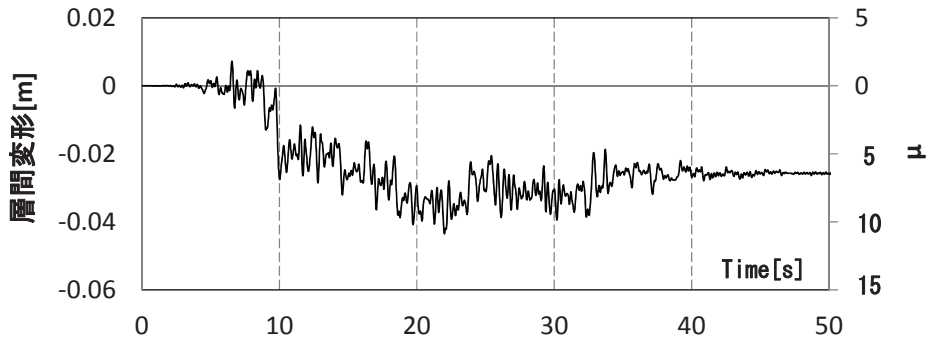


(b) 減衰係数の推定

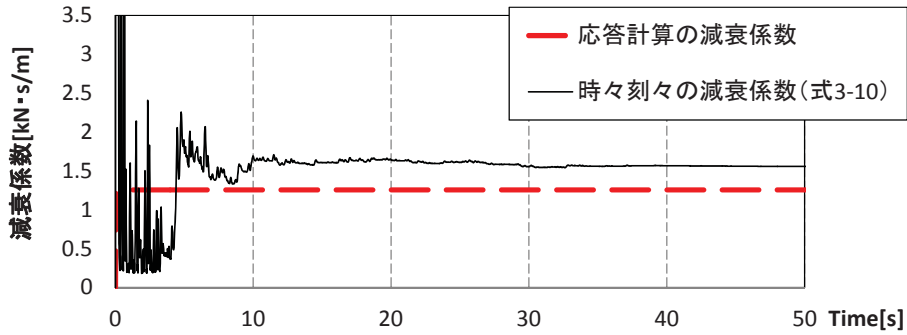
図 3-49 $C_y=0.3$ モデルの瞬間剛性比例の場合 (El Centro100)

第3章

エネルギー応答に基づく軽量低層構造物の粘性減衰係数評価の定式化

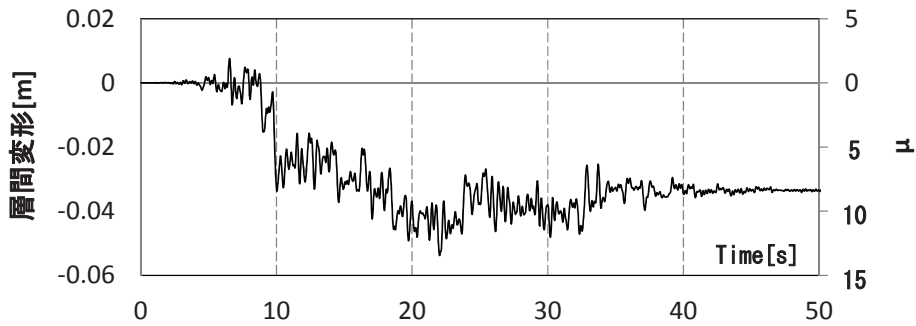


(a) 層間変形の時刻歴

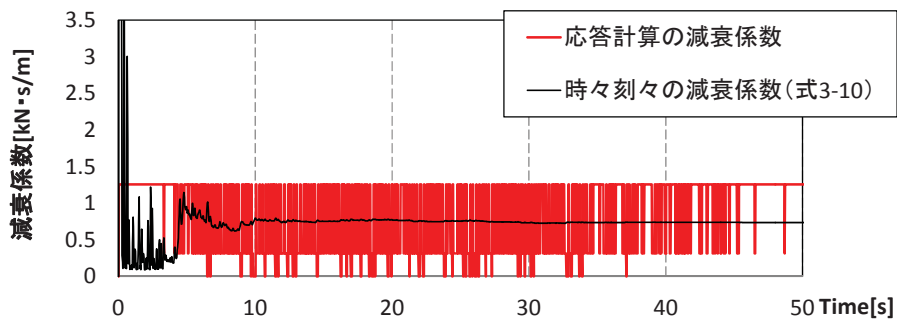


(b) 減衰係数の推定

図 3-50 $C_y=0.2$ モデルの初期剛性比例の場合 (2Shu Lv2 50)



(a) 層間変形の時刻歴



(b) 減衰係数の推定

図 3-51 $C_y=0.2$ モデルの瞬間剛性比例の場合 (2Shu Lv2 50)

第3章

エネルギー応答に基づく軽量低層構造物の粘性減衰係数評価の定式化

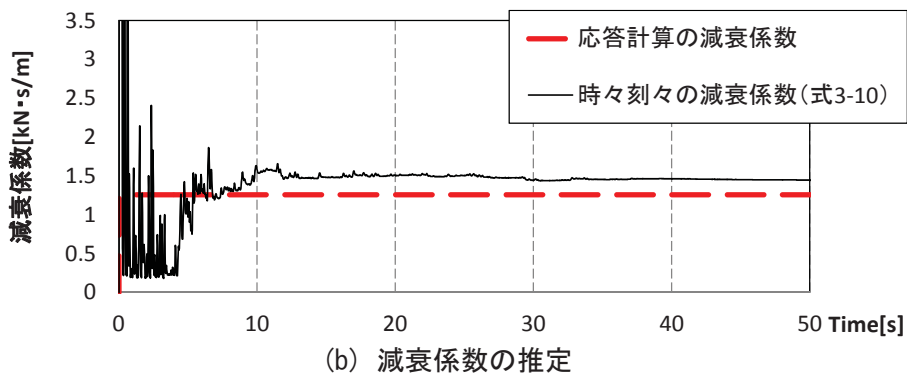
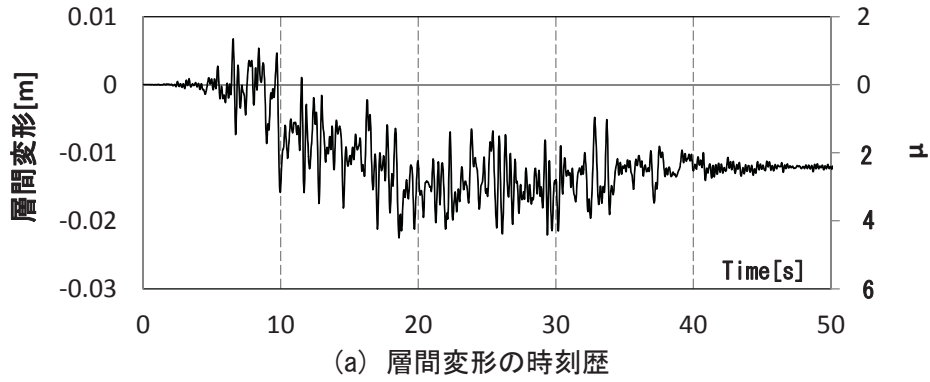


図 3-52 $C_y=0.25$ モデルの初期剛性比例の場合 (2Shu Lv2 50)

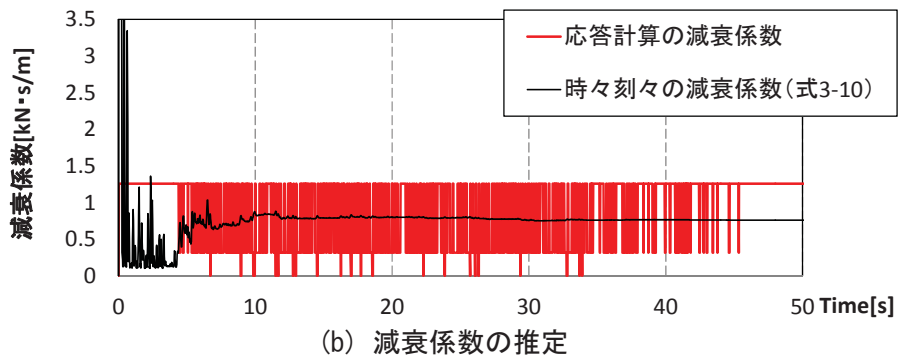
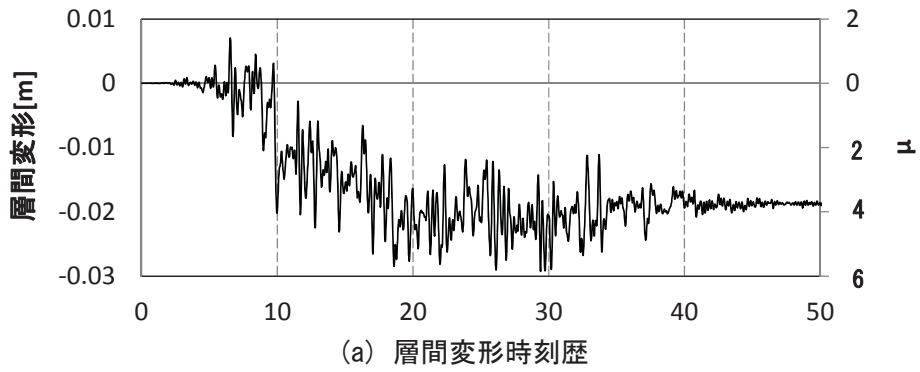
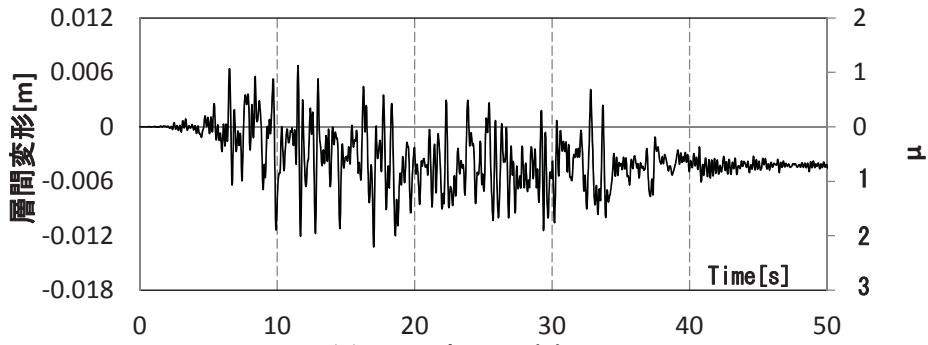


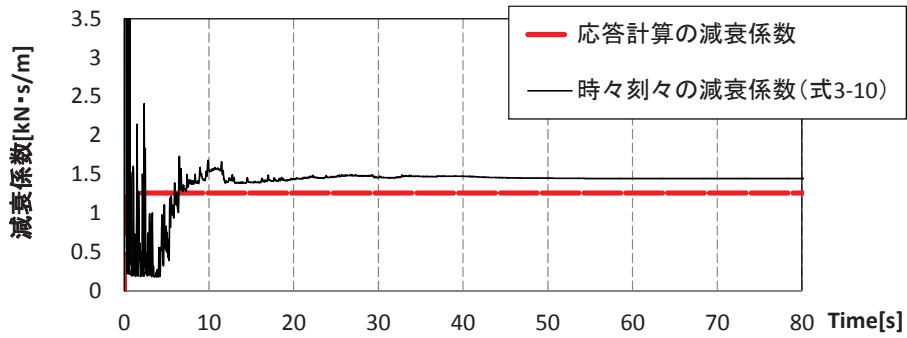
図 3-53 $C_y=0.25$ モデルの瞬間剛性比例の場合 (2Shu Lv2 50)

第3章

エネルギー応答に基づく軽量低層構造物の粘性減衰係数評価の定式化

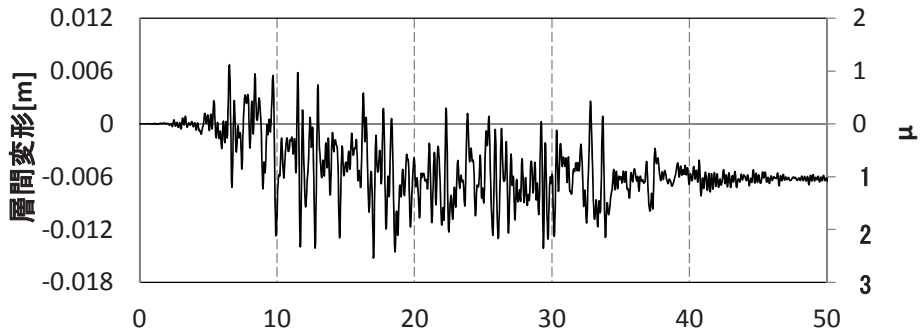


(a) 層間変形の時刻歴

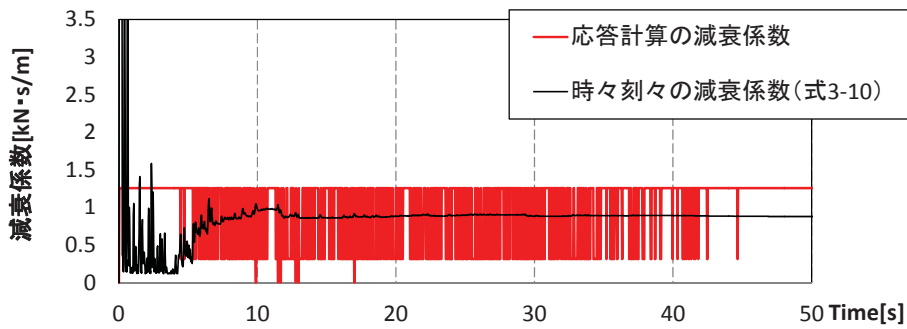


(b) 減衰係数の推定

図 3-54 $C_D=0.3$ モデルの初期剛性比例の場合 (2Shu Lv2 50)



(a) 層間変形の時刻歴



(b) 減衰係数の推定

図 3-55 $C_D=0.3$ モデルの瞬間剛性比例の場合 (2Shu Lv2 50)

3.5 まとめ

本章では、軽量低層構造物である木質構造と低層鉄骨造の地震応答解析のための減衰モデルを構築するため、木質構造の復元力特性を模擬する拡張 NCL モデルと鉄骨造の復元力特性を模擬する標準的な Tri-Linear 型復元力特性を用いてエネルギー応答に基づいた粘性減衰係数の推定手法を提案した。

木質構造を対象としてエネルギー応答に基づいて、総入力エネルギーの換算速度 V_E と構造物の損傷に寄与するエネルギーの換算速度 V_D の関係につき、減衰機構が初期剛性と仮定した場合の推定式 $f_W(h)$ と瞬間剛性比例と仮定した場合の塑性率を考慮した推定式 $f_W(h, \mu)$ を導き、その適用性を確認した(適用範囲は $1 < \mu < 6$ とする)。また、推定式 $f_W(h)$ と $f_W(h, \mu)$ を用いて減衰力が層間速度に比例するとの仮定のもとに減衰消費エネルギーと粘性減衰係数を推定出来ることを示した。

低層鉄骨造を対象としてエネルギー応答に基づいて総入力エネルギーの換算速度 V_E と構造物の損傷に寄与するエネルギーの換算速度 V_D の関係につき、減衰機構が初期剛性と仮定した場合の推定式 $f_{LS}(h)$ と瞬間剛性比例と仮定した場合の塑性率を考慮した推定式 $f_{LS}(h, \mu)$ を導き、その適用性を確認した(適用範囲は塑性率 μ の 1 以上とする)。また、推定式 $f_{LS}(h)$ と $f_{LS}(h, \mu)$ を用いて提案した手法より減衰消費エネルギーと粘性減衰係数を推定出来ることを示した。

以上より、木質構造用と低層鉄鋼造を模擬する復元力特性を用いた応答解析により得た V_D/V_E の推定式を用いることで任意の地震動が入力されている間の減衰係数の変動を推定ができることが明らかとなった。次章では、実大低層構造物の実験から減衰係数を直接評価することは出来ないものの、上記の手順に従って木質構造及び低層鉄骨造の塑性域での減衰機構及び減衰係数を評価することを検討する。

第 3 章の参考文献

- 1) 加藤 勉, 秋山 宏: 強震による構造物へのエネルギー入力と構造物の損傷, 日本建築学会論文報告集, 第 235 号, pp.9-18, 1975 年 9 月
- 2) 秋山 宏: 建築物の耐震極限設計第 2 版、東京大学出版会, pp.23-36, 2000 年 7 月
- 3) 大野友則, 西岡 隆, 藤野陽三: 構造物が地震時に受ける塑性ひずみエネルギー量の定量的評価, 土木学会論文報告集, 第 333 号, pp.91-99, 1983 年 5 月
- 4) 平尾 潔, 沢田 勉, 成行義文, 笹田修司: 強震下における一自由度系の履歴吸収エネルギーと弾性応答値との関係について, 土木学会論文集, 第 368 号, pp.401-410, 1986 年 4 月
- 5) 桑村 仁: 耐震建築物の限界状態と破壊規範式, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 387 号, pp.45-54, 1988 年 5 月 30 日
- 6) 堀 則男, 井上範夫, 柴田明德: 鉄筋コンクリート造建物の地震時エネルギー応答性状及び応答最大塑性率とエネルギー消費に基づく所要耐力の検討, 日本建築学会構造系論文集, 第 481 号, pp.17-25, 1996 年 3 月 30 日
- 7) 社団法人 日本建築構造技術者協会: 木造建築構造の設計, オーム社, p.119, 2011 年 4 月

第 4 章

実大振動台実験による軽量低層構造物の減衰性能評価

4.1 はじめに

本章では、軽量低層構造物である木質軸組架構と軽量鉄骨架構の実大振動台実験より得られた応答データを用いて、前章で導入した手法により木質軸組架構と軽量鉄骨架構の塑性変形領域を含む応答時の粘性減衰係数の推定を行い、本論文で提案する手法の妥当性について検討した結果を記す。

4.1 節では、本章の概要を述べる。

4.2 節では、木質軸組架構の実大振動台実験の概要を記す。1995 年兵庫県南部地震神戸海洋気象台観測波の最大加速度を 10、30、60[%]に規準化した地震動の加振による実験結果を記す。その地震動の入力間で低振幅ホワイトノイズの入力を行い、得られた応答加速度データを用いて木質軸組架構の構造特性を評価し、前章で提案した手法により木質構造の粘性減衰係数の推定を行う。また、実験と時刻歴地震応答解析との粘性減衰係数と荷重変形関係の比較より木質構造の実情に近い減衰機構の検討を行う。

4.3 節では、軽量鉄骨架構の実大振動台実験の概要を記す。1995 年兵庫県南部地震神戸海洋気象台観測波と 2004 年新潟県中越地震川口町観測波 EW 成分の最大加速度を 30、60、100[%]に規準化した地震動の加振による実験結果を記す。その地震動の入力間で低振幅ホワイトノイズの入力により得られた応答加速度データを用いて軽量鉄骨架構の構造特性を評価する。前章で低層鉄骨造用に提案した手法により粘性減衰係数の推定を行い、提案手法の妥当性を検討する。また、実験と時刻歴地震応答解析との粘性減衰係数と荷重変形関係の比較より低層鉄骨造の実情に近い減衰機構の検討を行う。

4.4 節は本章のまとめとする。

4.2 木質構造の実大振動台実験

4.2.1 木質軸組架構の実験概要

(a) 試験体の概要

木質軸組架構の立面図を図4-1に示す。加振方向長さが2745[mm]、加振と直交方向長さ1830[mm]、高さ2735[mm]の1層立体試験体である。加振方向の2構面の中央部分には、9[mm]厚で寸法が910×2730[mm]の構造用合板をN50釘@150[mm]で片面に貼ってある。加振と直交する構面には、45×90[mm]の筋違いをたすき掛けで設置した。試験体の上面にはt=24[mm]の床合板を張り、耐震性能が耐震等級1に相当するよう鋼製の錘を8枚、合計3.79[t]を積載した。総質量は4.193[t]である。

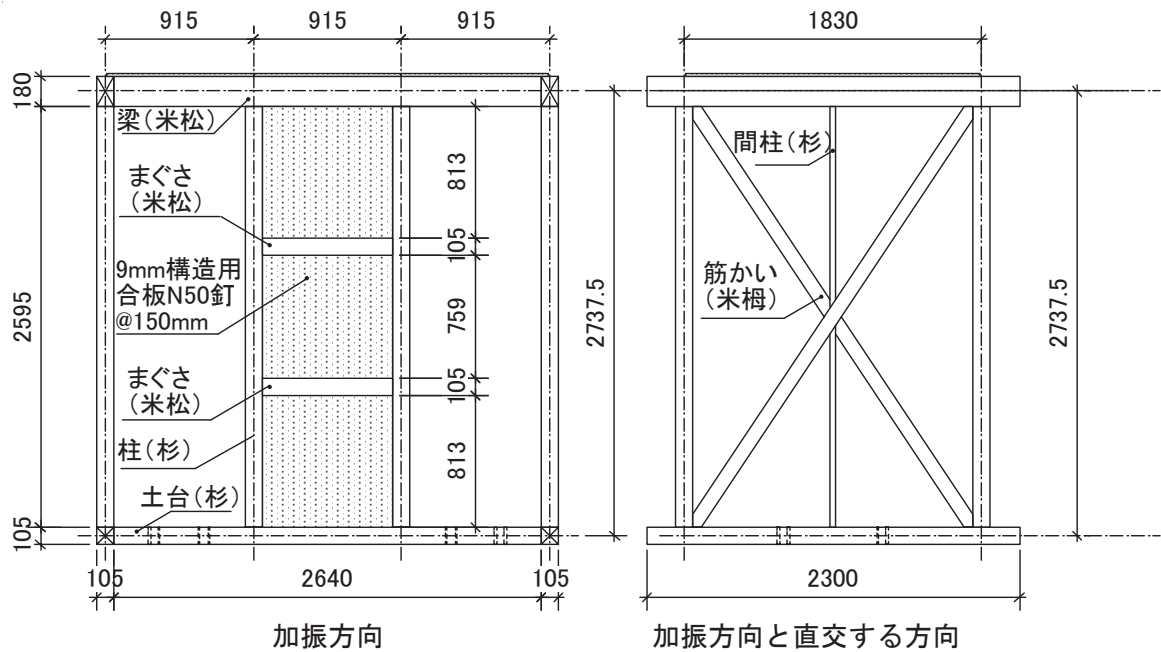


図4-1 試験体の立面図

第4章
実大振動台実験による軽量低層構造物の減衰性能評価

(b) 加振システム

加振には、旭化成ホームズ株式会社 住宅総合技術研究所の所有する1次元振動台により行ったものである。振動台の仕様を表4-1に示す。実大振動台の全景を写真4-1に示す。試験体は、振動台上面の鋼製架台に土台をボルトにより接合することで振動台上に固定した。写真4-2には、実大振動台に木質軸組架構を固定した様子を示す。なお、強震動の入力により試験体の倒壊に至ることを防止するため、4本の鋼製スリングを加振方向と直交する土台と梁とを繋ぐように設置した。



写真4-1 振動台の全景

表4-1 振動台仕様

テーブル寸法	4×4[m]
載荷重量制限	10[t]
最大速度	150[kine]
最大加速度	2G
ストローク	±400[mm]

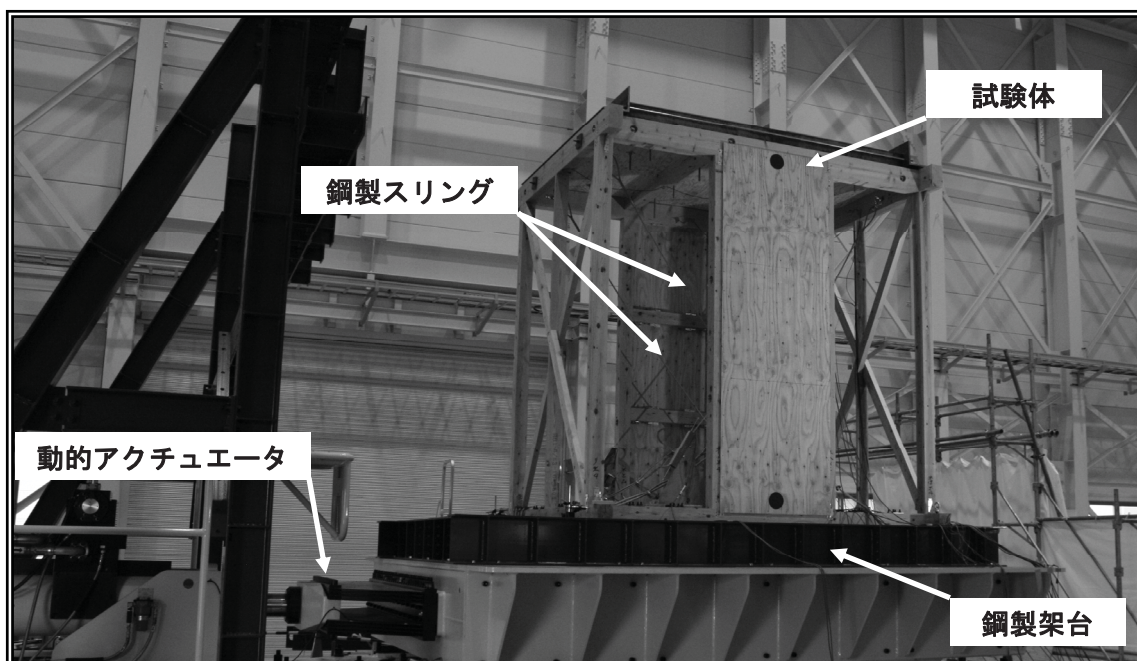


写真4-2 振動台と試験体

第4章
実大振動台実験による軽量低層構造物の減衰性能評価

(c) 入力地震動と加振方法

振動大実験で用いた入力外乱は1995年兵庫県南部地震神戸海洋気象台観測波NS成分の最大加速度を10、30、60[%]に規準化した波形とし、その略称をKobe10、Kobe30、Kobe60とする。図4-2には、入力した地震動の加速度時刻歴波形を示す。また、地震動による加振前後の試験体の構造特性（固有振動数、減衰定数）を評価するため、0.1～10.0[Hz]の間でスペクトルが一様な最大加速度60[gal]の定常ホワイトノイズを入力する。図4-3には、入力した定常ホワイトノイズの加速度時刻歴波形を示す。加振手順を表4-2に示す。

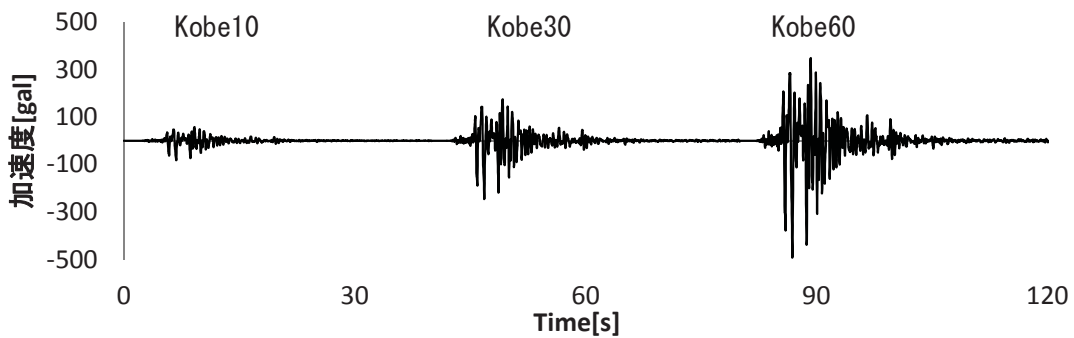


図4-2 1995年兵庫県南部地震海洋気象台観測波を10、30、60[%]に規準化した波形の加速度時刻歴

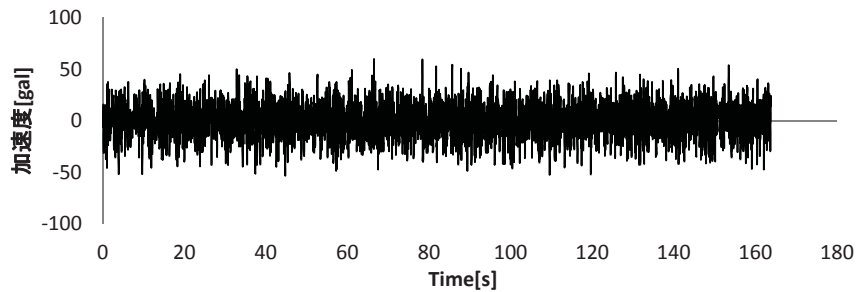


図4-3 入力した定常ホワイトノイズの加速度時刻歴

表4-2 加振内容

入力外乱	振動数[Hz]	目標加速度[gal]	略称
ホワイトノイズ	0.1-10	60	Wn
1995年兵庫県南部地震神戸海洋気象台観測波	-	82.1	Kobe10
ホワイトノイズ	0.1-10	60	Wn
1995年兵庫県南部地震神戸海洋気象台観測波	-	246.2	Kobe30
ホワイトノイズ	0.1-10	60	Wn
1995年兵庫県南部地震神戸海洋気象台観測波	-	492.3	Kobe60
ホワイトノイズ	0.1-10	60	Wn

(d) 計測システム

実大振動台実験の計測項目としては、振動台の変位と加速度、試験体の層間変位と最上面の加速度、軸組部材の応力である。図4-4には、土台と試験体に設置した変位計、加速度計の位置を示す。表4-3には、使用した計測計の一覧である。図4-4、図4-5の記号 disp_1、acc_1 等は、表4-3に示した計測計の一覧に対応している。試験体の層間変形の計測は変位計 SDP-200D により行い、図4-6に示すように土台から 60° 傾けて設置し、層間方向の変位は SDP-200D より計測された変位を用いて幾何学的な関係により求めた。

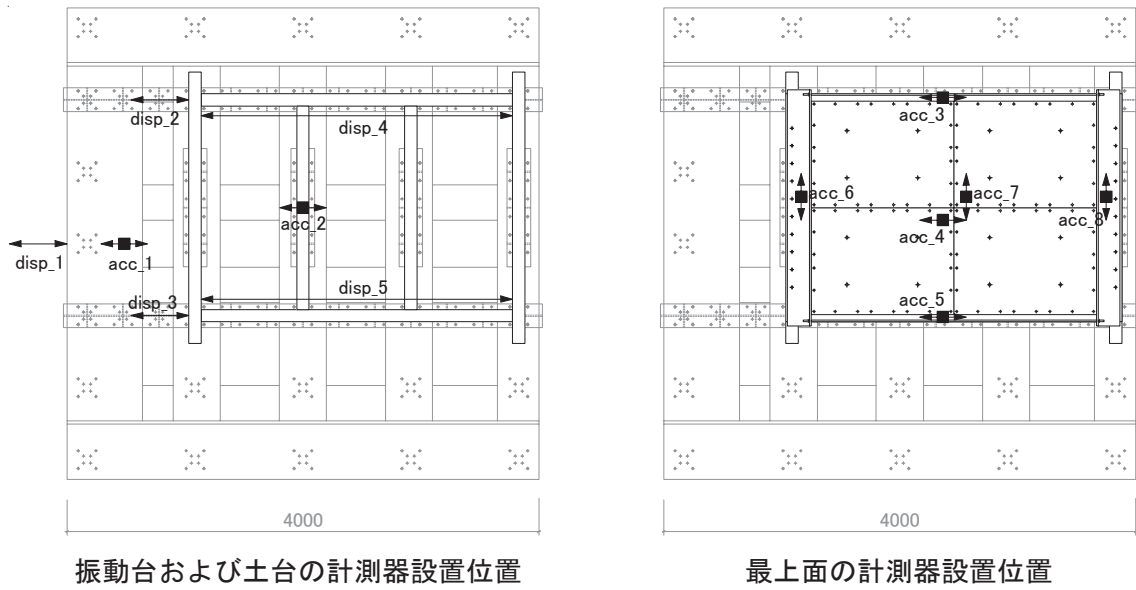


図4-4 計測器の配置図

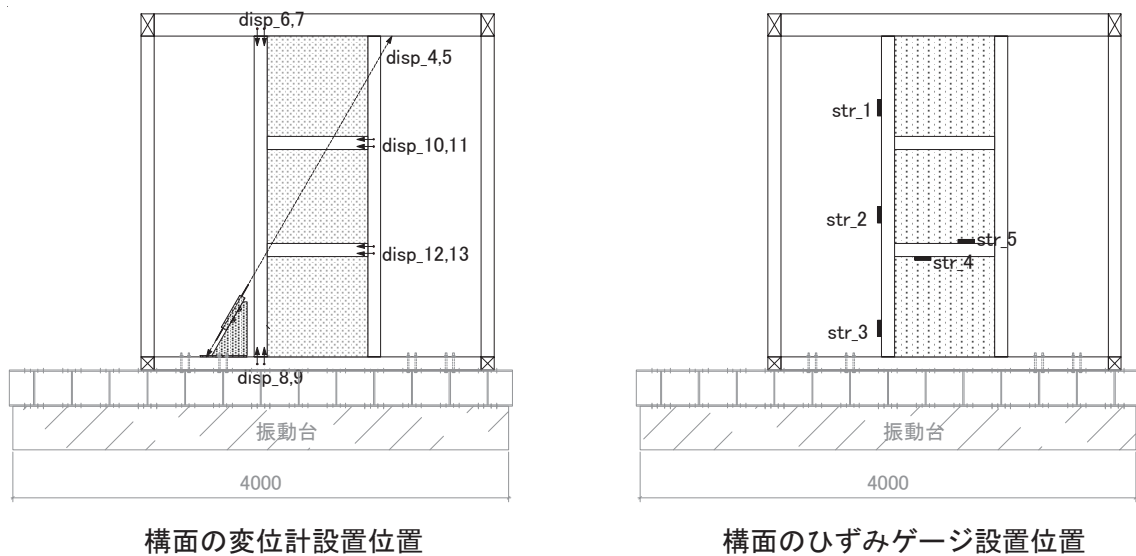


図4-5 計測器の配置図(続き)

第4章
実大振動台実験による軽量低層構造物の減衰性能評価

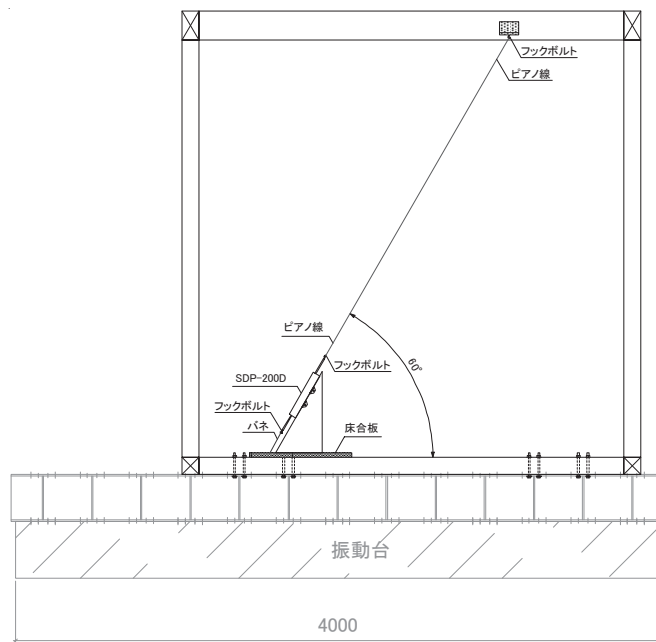


図4-6 層間変位を計測する変位計の設置方法

表4-3 計測器の一覧

CH	計測項目	記号	計測器	CH	計測項目	記号	計測器
1	振動台変位	disp_1	内蔵変位計	14	柱頭回転	disp_6	CDP-50(東京則器研究所)
2	土台滑り	disp_2	CDP-10(東京則器研究所)	15		disp_7	CDP-50(東京則器研究所)
3	土台滑り	disp_3	CDP-10(東京則器研究所)	16	柱脚回転	disp_8	CDP-50(東京則器研究所)
4	層間変位	disp_4	SDP-200(東京則器研究所)	17		disp_9	CDP-50(東京則器研究所)
5	層間変位	disp_5	SDP-200(東京則器研究所)	18	中間材回転	disp_10	CDP-50(東京則器研究所)
6	振動台加速度	acc_1	内蔵加速度計	19		disp_11	CDP-50(東京則器研究所)
7	土台加速度	acc_2	ARF-10A(東京則器研究所)	20	中間材回転	disp_12	CDP-50(東京則器研究所)
8	上部加速度	acc_3	ARF-20A(東京則器研究所)	21		disp_13	CDP-50(東京則器研究所)
9	上部加速度	acc_4	ARF-20A(東京則器研究所)	22	柱ひずみ	str_1	PL-60A(東京則器研究所)
10	上部加速度	acc_5	ARF-20A(東京則器研究所)	23	柱ひずみ	str_2	PL-60A(東京則器研究所)
11	上部加速度	acc_6	ARF-20A(東京則器研究所)	24	柱ひずみ	str_3	PL-60A(東京則器研究所)
12	上部加速度	acc_7	ARF-20A(東京則器研究所)	25	中間ひずみ	str_4	PL-60A(東京則器研究所)
13	上部加速度	acc_8	ARF-20A(東京則器研究所)	26	中間ひずみ	str_5	PL-60A(東京則器研究所)

4.2.2 実験結果及び粘性減衰係数の同定

(a) 常時微動測定

地震動の加振する前に、試験体の構造特性を調べるために常時微動測定を行った。微動測定は200[Hz]で10分間2回を行った。図4-7には速度計VSE-15D(東京測振)の配置位置を示す。固有振動数は土台と試験体の最上面の応答速度の伝達関数によりピーク位置として求めた。図4-8には、試験体の伝達関数を示す。スペクトルのノイズを除去するため、Hanning window filter¹⁾をかけて処理した。1次固有振動数は3.58[Hz]である。また、応答速度を用いてRD法^{2) 3)}により減衰定数の同定を行い、RD波形による自由振動波形と近似曲線の重ね合わせを図4-9に示す。RD法により同定した減衰定数は1.2[%]となる。

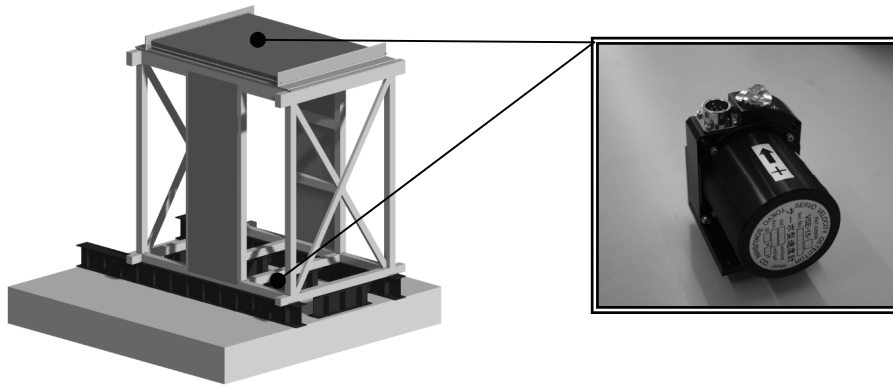


図4-7 速度計の設置位置と速度計VSE-15D

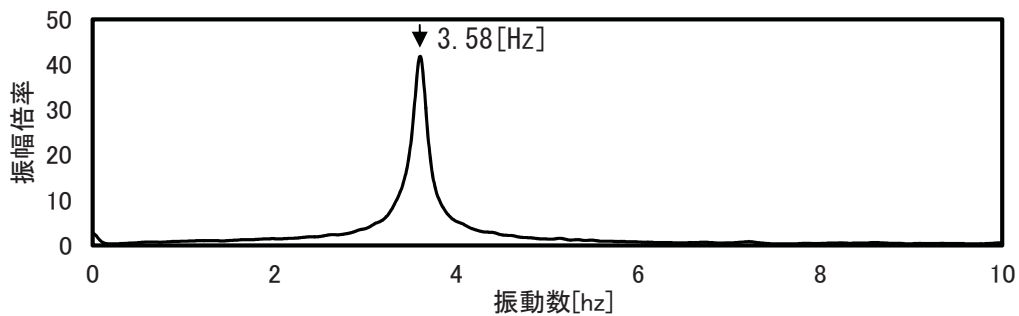


図4-8 常時微動による伝達関数

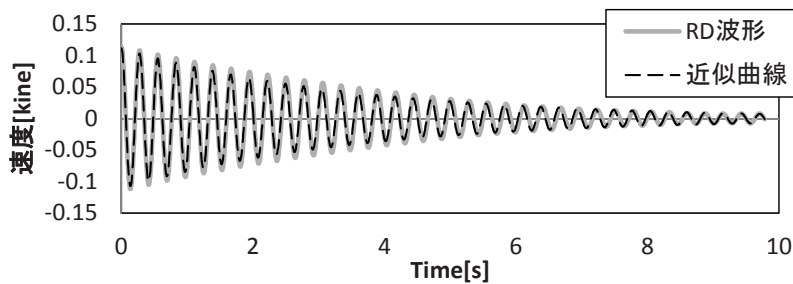


図4-9 RD法によるRD波形と近似曲線

第4章
実大振動台実験による軽量低層構造物の減衰性能評価

(b) 地震動入力による荷重変形関係

地震動 Kobe10、Kobe30、Kobe60 の入力による木質軸組架構の荷重変形関係を図 4-10 に、層間変形と塑性率を表 4-4 に示す。Kobe10 では木質軸組架構の変形はほぼ弾性範囲内であるが、Kobe30 の入力に対して 1/64[rad]まで変形が進み、塑性化が進行している。Kobe60 の加振において木質構造の安全限界変形の目安である 1/30[rad]を超え、倒壊に至る結果である。正側の変形角 1/12[rad]付近で荷重が急に増加している（図中破線楕円ヶ所）のは、設置しておいた倒壊防止用のワイヤーが張ったことによる。

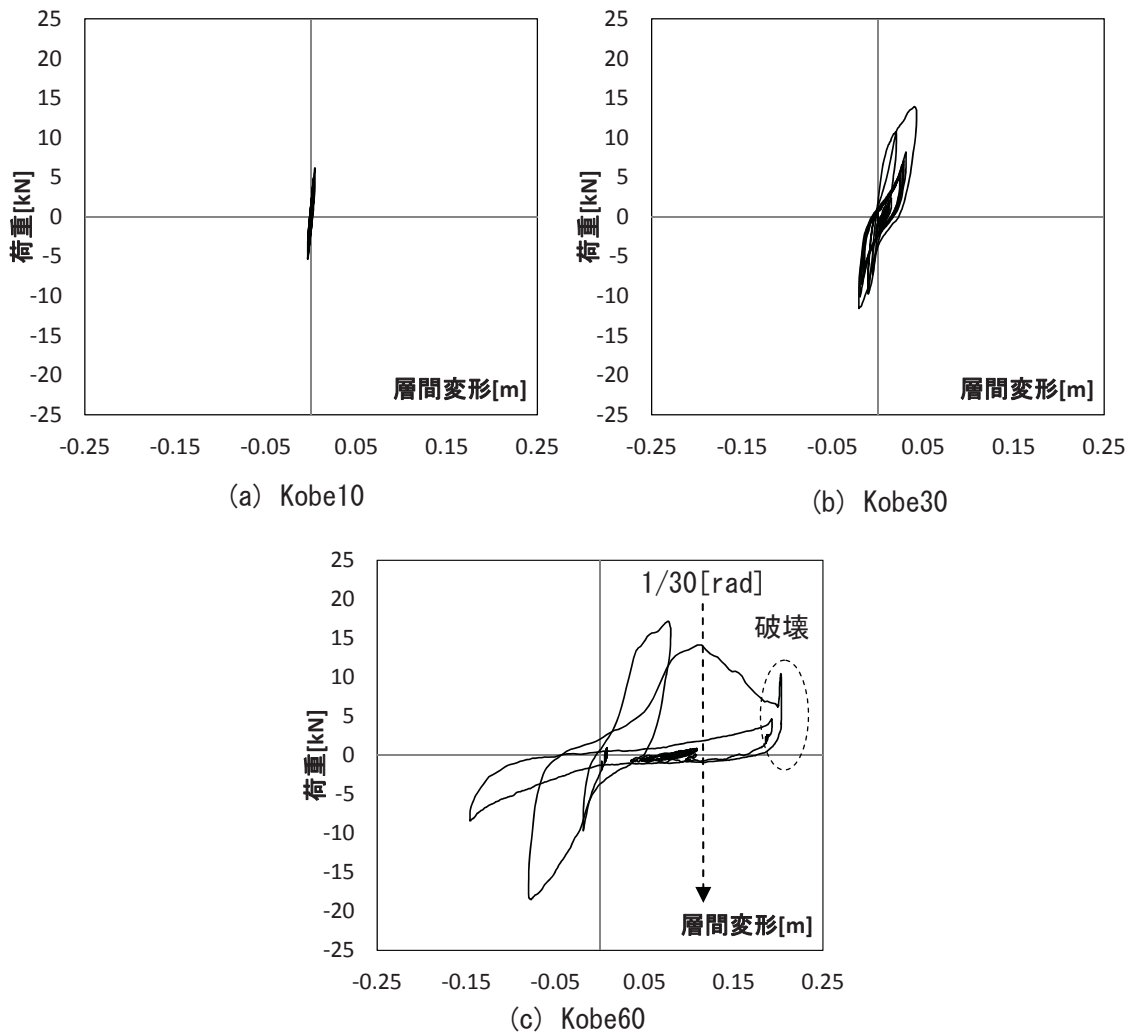


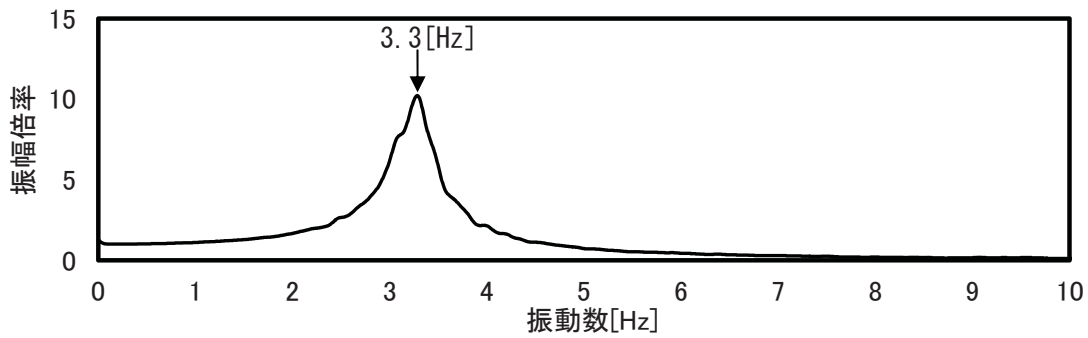
図 4-10 各地震動の入力による荷重変形関係

表 4-4 各地震動の入力による層間変形及び塑性率

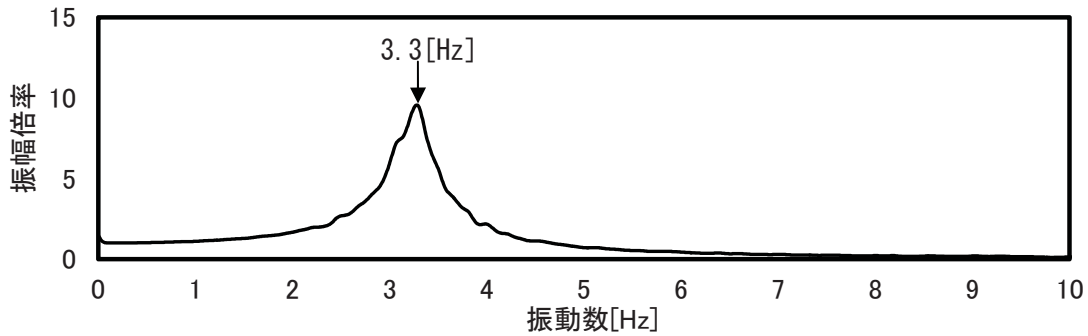
入力地震動	層間変位[m]	層間変形角[rad]	塑性率 μ
Kobe10	0.004	1/684	0.25
Kobe30	0.043	1/64	2.69
Kobe60	0.204	1/12	12.75

(c) 構造特性評価

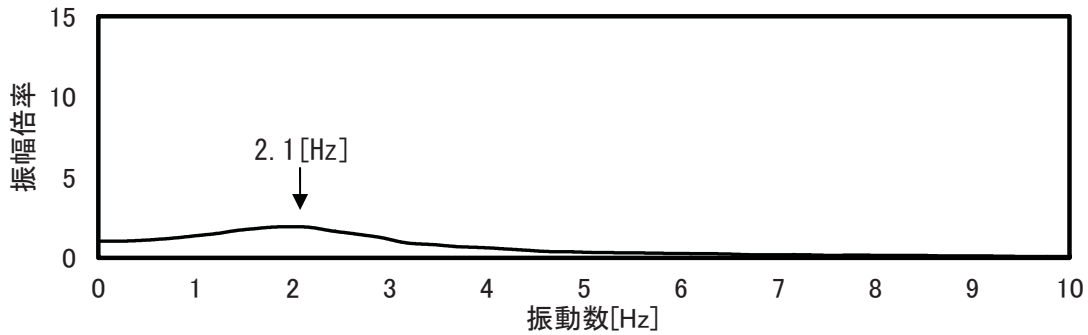
表 4-2 に示すとおり、地震動による加振開始前および入力レベルを変更するインタバルにホワイトノイズ 60[gal]加振による加速度応答データを記録している。図 4-11 には、地震動入力のインタバルに入力したホワイトノイズの応答加速度の伝達関数の推移を示す。固有振動数はホワイトノイズ入力に対する応答より得た伝達関数のピーク位置として求めた。また、図 4-12 には、地震動の入力により経験した最大層間変形角と固有振動数の推移を示す。Kobe10 入力後までは構造はほぼ弾性で固有振動数は 3.3[Hz]であった。Kobe30 の入力後は塑性変形の進行により 2.1[Hz]であり、塑性化の進行により伝達関数の幅も広がる。



(a) Kobe10 入力前の伝達関数



(b) Kobe10 入力後の伝達関数



(c) Kobe30 入力後の伝達関数

図 4-11 各地震動の入力間の伝達関数の推移

第4章
実大振動台実験による軽量低層構造物の減衰性能評価

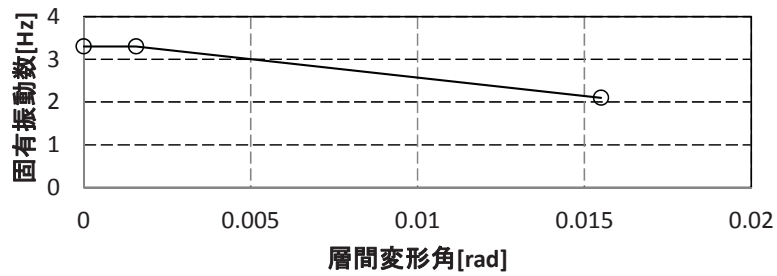


図 4-12 層間変形角と固有振動数の推移

(プロットの順番：左から地震動入力前→Kobe10 入力後→Kobe30 入力後)

減衰定数と経験した最大層間変形角の関係を図 4-13 に示す。図 4-14 に示すホワイトノイズ加振による荷重変形角関係より、木質構造の低振幅レベルの振動では減衰性能への構造用合板と部材等による摩擦の寄与が大きいと考えられる。そこで RD 法で得られた自由振動波形に対して、粘性減衰定数と摩擦を分離して評価する分離推定法⁴⁾⁵⁾により同定を行った。また、分離推定法については附録 2 に示す。弾性範囲である Kobe10 による加振後までの粘性減衰定数は 3.5[%]程度である。ここでは、損傷の進行に従い摩擦の影響が小さくなると考えられるため、粘性減衰のみを想定する。

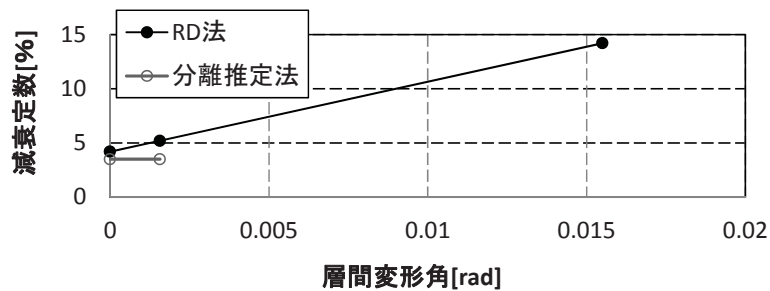


図 4-13 層間変形角と減衰定数の推移

(プロットの順番：左から地震動入力前→Kobe10 入力後→Kobe30 入力後)

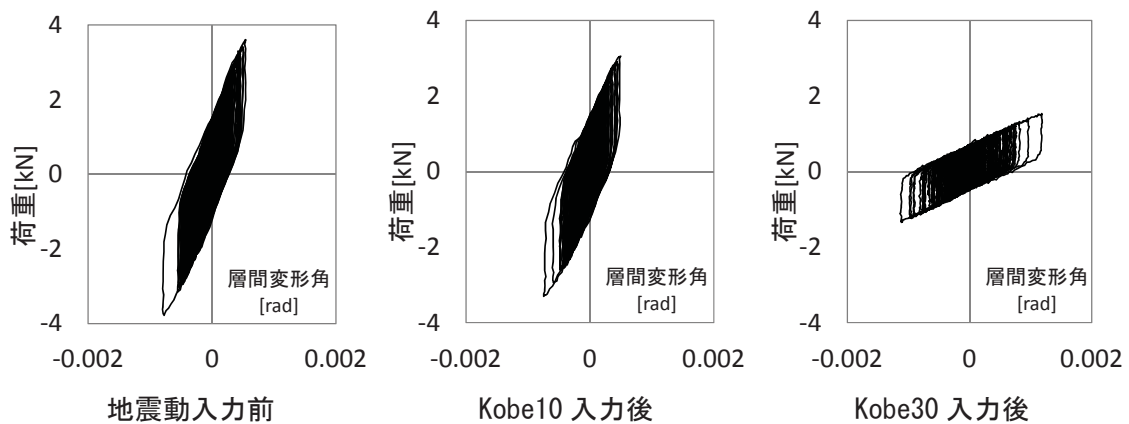


図 4-14 各ホワイトノイズの荷重変形関係

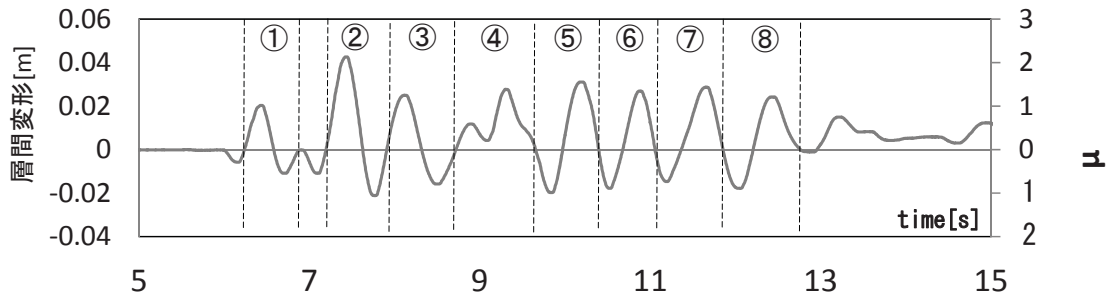
(d) 実測データを用いた木質軸組架構の粘性減衰係数の同定

木造架構の粘性減衰係数の推定については、Kobe30、Kobe60 入力した振動台実験により得られる地震応答データを用いて式(3-9)より粘性減衰係数 c を、(3-10)より粘性減衰係数 c' を求めて検討する。粘性減衰係数の推定に用いた初期の減衰定数は、前項で弾性範囲で同定した 3.5[%]とした。図 4-15 には Kobe30、Kobe60 入力時の層間変形の時刻歴を示す。Kobe30 の図中の丸数字①～⑧は、式(3-10)より粘性減衰係数を算定する場合の区間 $t_1 \sim t_2$ に対応する。図 4-16 には、Kobe60 では 8 秒付近で一気に倒壊する直前の 1 サイクルのみを検討の対象とした。前章で記した手順により求めた各サイクル毎の平均的な粘性減衰係数（白抜きのプロット）の変化と地震終了時の粘性減衰係数（黒塗りのプロット）を示す。Kobe30 に対する応答に初期剛性比例と仮定して式(3-10)と式(3-11)より求めた粘性減衰係数（図中の○点）は、応答履歴の非対称性が顕著な区間①、②では前章の解析での検討と同様に粘性減衰係数が若干大きい、その以外の各サイクル毎の粘性減衰係数と総入力エネルギーより求めた粘性減衰係数は概ね等しい。一方、瞬間剛性比例とみなし、塑性率を考慮して近似した式(3-10)と式(3-12)の関係より求めた粘性減衰係数（図中の◇点）は、初期剛性比例を仮定した場合に比べて、塑性化の進行に従い粘性減衰係数が低下している。最大の塑性率を経験した後とみなせる区間⑧の粘性減衰係数は地震終了時の総入力エネルギーより求めた粘性減衰係数とほぼ一致している。

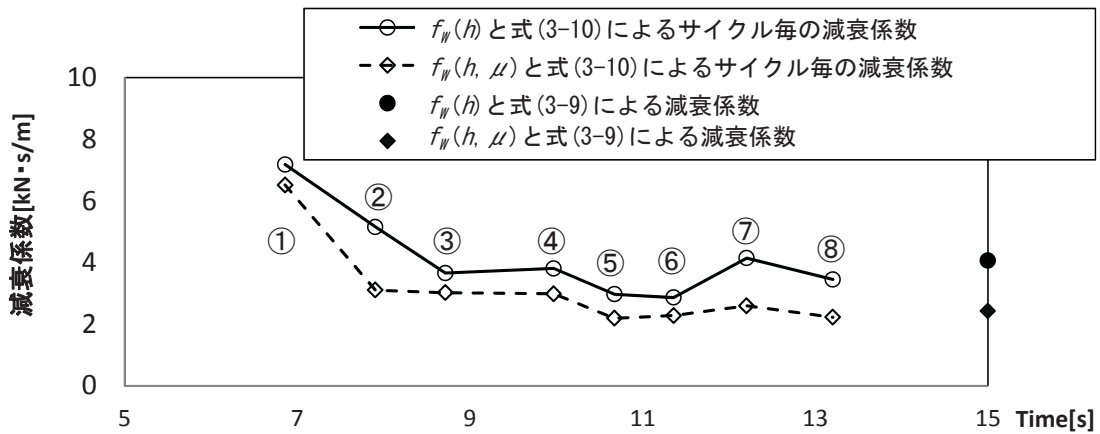
また、Kobe60 での倒壊直前の 1 サイクルにつき式(3-10)と式(3-11)の関係より求めた粘性減衰係数は Kobe30 の終了時の粘性減衰係数と一致しているが、式(3-10)と式(3-12)の関係より求めた粘性減衰係数は、Kobe30 より塑性化が進行したことより、粘性減衰係数も大きく低下したと考えられる。

このように前章に記した手順に従って、実際の木造架構の粘性減衰係数は粘性減衰定数と総入力エネルギーを換算した等価速度、相対速度を用いることより、初期剛性比例と瞬間剛性比例それぞれを仮定した減衰機構に対して推定ができると考えられる。ただし、何れの機構がより実情に近いものであるかの判断は次節にて行う。

第4章
実大振動台実験による軽量低層構造物の減衰性能評価

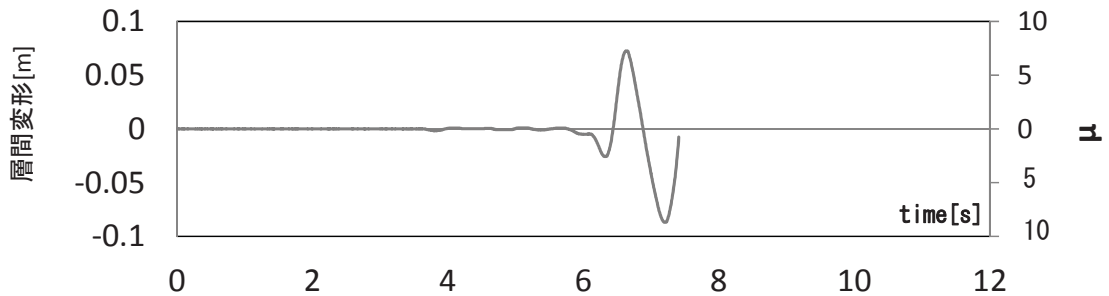


(a) 層間変形の時刻歴

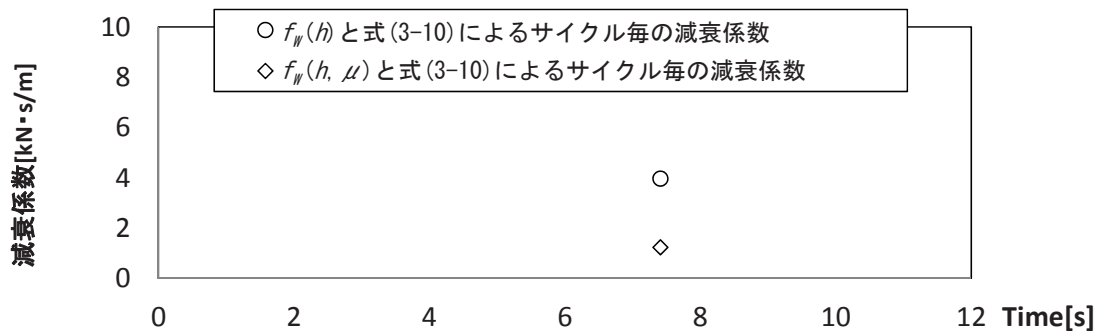


(b) 減衰係数の推移

図 4-15 Kobe30 の層間変形の時刻歴と粘性減衰係数の推移



(a) 層間変形の時刻歴



(b) 減衰係数の推移

図 4-16 Kobe60 の層間変形の時刻歴と粘性減衰係数の推移

4.2.3 時刻歴地震応答解析における粘性減衰係数と最大応答変形の比較

(a) 時刻歴地震応答解析モデルの概要

前項では前章で提案した手法により実験中の粘性減衰係数の推移を検討した。本項では実験と2通りの減衰モデルを設定した応答解析による層間変形および荷重の時刻歴の比較検討を行う。解析には、1質点系せん断型モデルを用い、復元力特性は拡張NCLモデルと設定した。拡張NCLモデルのパラメータは表4-5とし、拡張NCLモデルの骨格曲線は構造用合板壁を貼り付けた耐力パネル（厚さ9×幅910×高さ2880[mm]）の正負交番繰返し漸増変位加力により得られた復元力特性モデルの耐力を2.2倍して実験結果と等しくした。振動台実験より得られた荷重変形関係と解析モデルの骨格曲線を重ね合わせて図4-17に示す。図中の1/30[rad]は木質構造の安全限界変形角の目安に対応している。質量は4.193[t]とする。減衰定数は前項で行った弾性範囲でのホワイトノイズ加振実験で同定した3.5[%]とし、減衰モデルは初期剛性比例および瞬間剛性比例の2通りを仮定した。瞬間剛性比例における粘性減衰係数は2章と同じ方法で設定した。入力波は1995年兵庫県南部地震神戸海洋気象台観測波NS成分の最大加速度（以下、Kobe）を10、30、60[%]に規準化した3波の振動台上で計測したものと、解析では3波を一連の入力とした。実験では地震動の入力間に低振幅のホワイトノイズの入力を行ったが、低振幅振動の入力による剛性の変化はないと判断し、地震動のみを入力波として用いた。

表4-5 構造用合板の拡張NCLモデルのパラメータ

変位[m]	0	0.006	0.015	0.030	0.061	0.091	0.122	0.234
A	0	0.14	0.15	0.16	0.17	0.17	0.17	0.17
B	0	0.5	0.6	0.71	0.73	0.75	0.77	0.77
n1	0	1	1.2	1.6	2.3	3	3.7	3.7
n2	0	2	6	6.6	7.3	8	8.7	8.7
Q[kN]	0	6.8	10.1	13.4	17.2	17.4	13.6	0.1

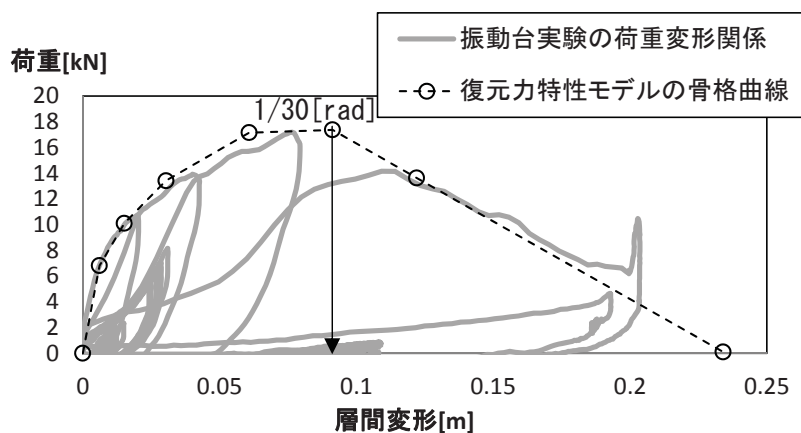


図4-17 振動台実験より得た荷重変形関係と復元力特性モデルの骨格曲線

(b) 時刻歴地震応答解析と実験の粘性減衰係数の比較

まず、前項で Kobe30、Kobe60 の入力による得られた実験の応答データを用いて提案手法により推定した粘性減衰係数と本項で行った応答解析の粘性減衰係数の比較を図 4-18、4-19 に示す。図中の丸数字①～⑧は、前節の通り、図 4-15 の層間変形の区間 $t_1 \sim t_2$ に対応している。Kobe30 では、初期剛性比例を仮定して近似した式(3-11)をもとにして式(3-9)より求めた地震終了時の粘性減衰係数（図中の●点）は解析で用いた値（図中の実線）と概ね対応するが、時間の経過とともに低減する傾向も認められるので、式(3-11)の適用は必ずしも適切ではないと考えられる。一方、塑性化を考慮して近似した式(3-12)をもとにして式(3-9)より求めた地震終了時の粘性減衰係数と式(3-10)より求めた各サイクル毎の平均として推定した粘性減衰係数は解析と対応し、塑性化の進行に従い粘性減衰係数が低下し、解析中の粘性減衰係数の変化の移動平均値（図中の黒破線）と良く対応している。

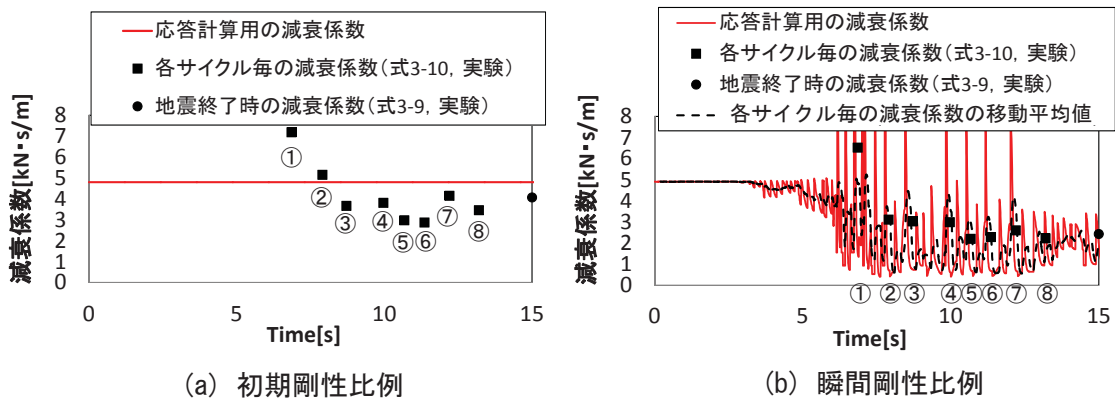


図 4-18 実験と解析による粘性減衰係数の推移の比較 (kobe30)

第4章
実大振動台実験による軽量低層構造物の減衰性能評価

Kobe60 の入力に対して倒壊直前で、初期剛性比例を仮定して近似した式(3-11)をもとにして式(3-10)より求めた1サイクルの粘性減衰係数は図4-18(a)のKobe30での地震終了時の粘性減衰係数とほぼ同じ値で同定される。また、瞬間剛性比例と仮定して近似した式(3-12)をもとにして式(3-10)より求めた1サイクルの粘性減衰係数は解析で用いた粘性減衰係数とほぼ等しい。

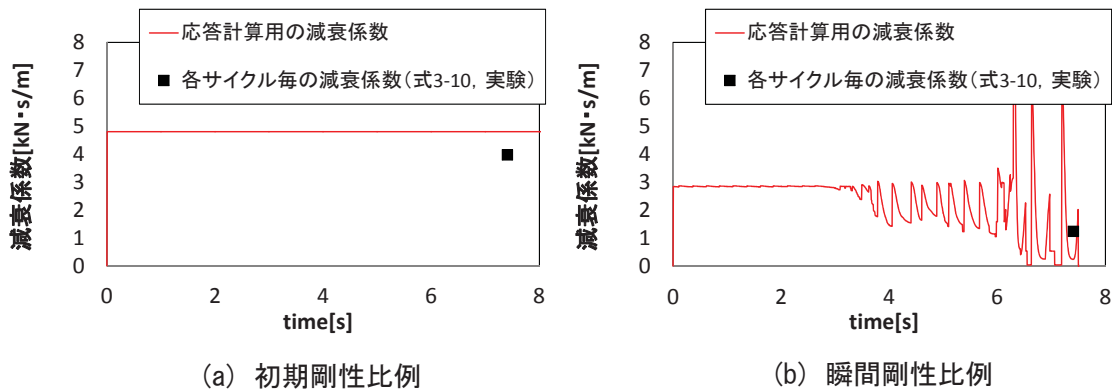


図4-19 実験と解析による粘性減衰係数の推移の比較 (kobe60)

以上の考察より、木造架構の振動台実験データを用いて推定した粘性減衰係数と応答計算で仮定する減衰機構の粘性減衰係数は概ね一致し、前章に記した粘性減衰係数を推定する手順の実験データへの適用性が確認できた。次いで、以下には両者の減衰モデルを設定した解析と実験による最大変形・荷重との整合性を検討する。

(c) 時刻歴地震応答解析と実験の荷重変形関係の比較

図4-20、4-21には、Kobe30の入力に対する実験結果と減衰を初期剛性比例および瞬間剛性比例を仮定した解析による荷重変形関係と層間変形の時刻歴の比較を示す。初期剛性比例と仮定した解析の場合は、剛性が低下しても粘性減衰係数が一定であることより解析による荷重が実験より上回り、エネルギー吸収性能が上がることで最大変形が実験より小さい結果となったと考えられる。一方、瞬間剛性比例と仮定した場合は剛性低下により減衰力が上がらず荷重の増大がなく最大変形もよく模擬している。

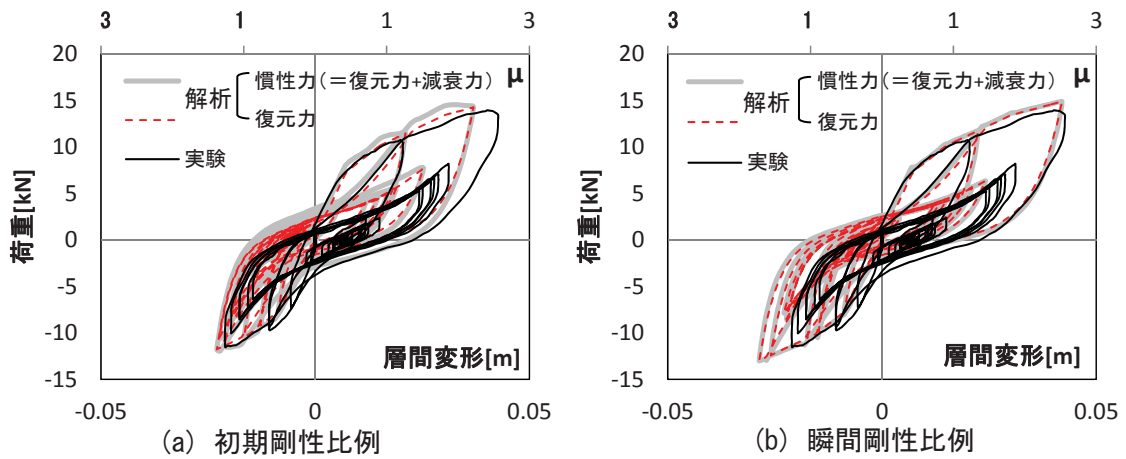


図4-20 kobe30の実験と解析の荷重変形関係の比較

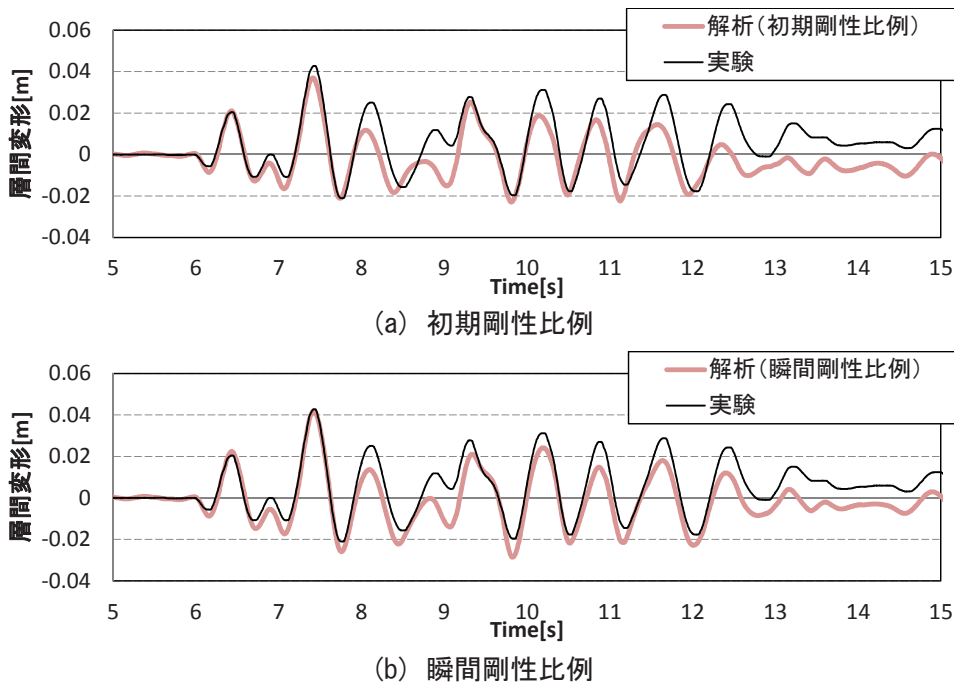


図4-21 kobe30の実験と解析の層間変形の比較

第4章
実大振動台実験による軽量低層構造物の減衰性能評価

また、図4-22、4-23には、Kobe60入力時の実験と各解析モデルの荷重変形関係と層間変形の時刻歴の比較を示す。安全限界変形角を超える大変形時の実験と解析の比較では、初期剛性比例を設定した場合は変形が $1/20[\text{rad}]$ (図中の点線)まで達するが、倒壊までは至っていない。一方、瞬間剛性比例と仮定した解析では実験と同様に、倒壊に至る結果となった。また、初期剛性比例と仮定した解析では荷重が実験結果を上回るが、瞬間剛性と仮定した解析は実験とほぼ一致している。

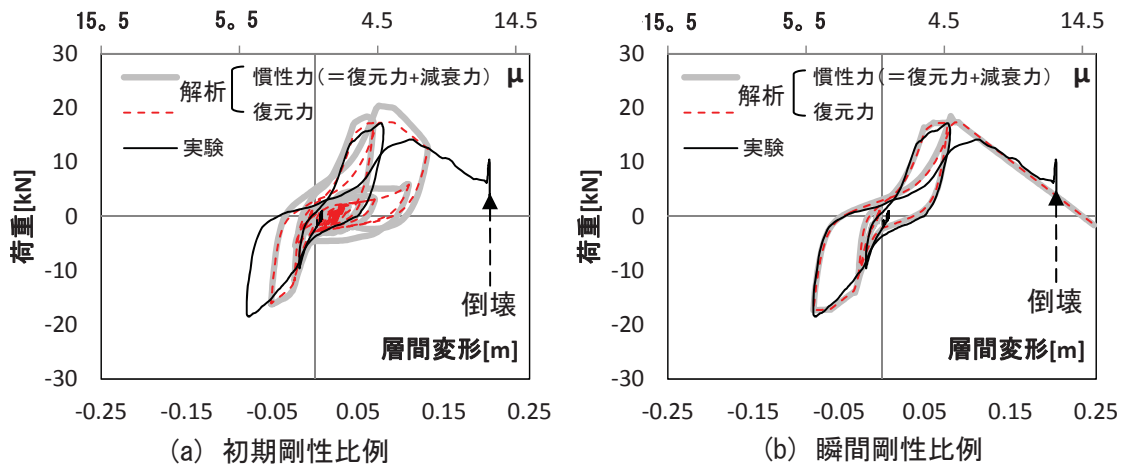


図4-22 kobe60[%]の実験と解析の荷重変形関係の比較

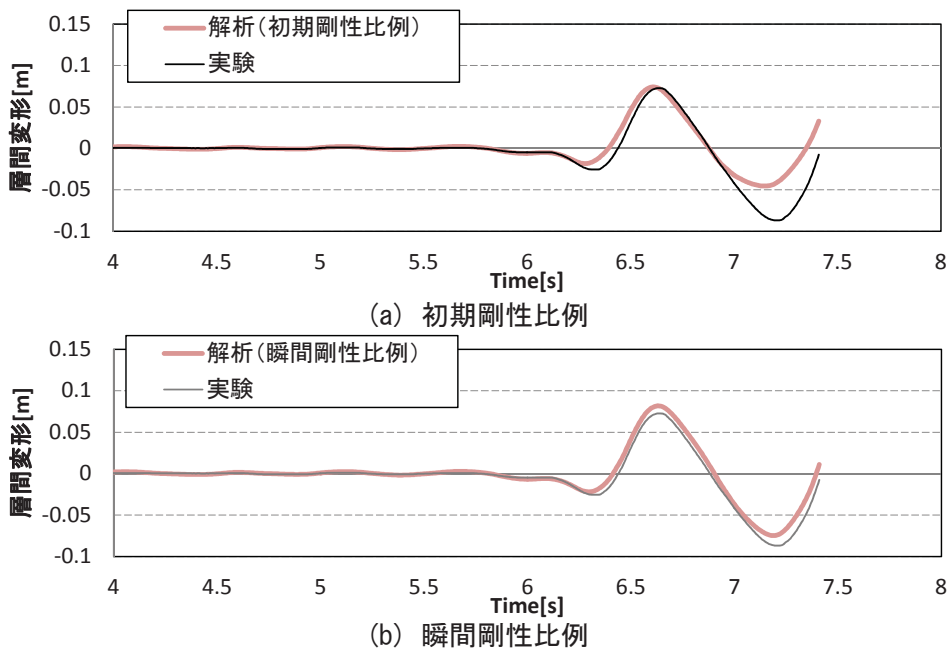


図4-23 kobe60[%]の実験と解析の間変形の比較

以上、実験と2通りの減衰モデルを設定した時刻歴地震応答解析との比較検討より、木質構造の実際の減衰機構としては粘性減衰係数が瞬間剛性に比例すると考えるのがより適切であると考えられる結果が得られた。

4.3 軽量鉄骨造の実大振動台実験

4.3.1 軽量鉄骨造架構の実験概要

(a) 試験体の概要

軽量鉄骨造架構の立面図は図 4-24 に示す。試験体は、加振方向のスパンを 3660[mm]、加振と直交方向のスパンを 2440[mm]とした。試験体の加振方向には幅 610[mm]×高さ 2620[mm]の耐力パネルを 2 枚挿入している。この耐力パネルは柱に蝶型トラス状架構が取り付けられており、建物の層間変形に応じてトラス状架構の中間部に配置された極低降伏点鋼耐震デバイスが変形することで地震エネルギーが吸収されるように設計されている。なお、耐力パネルの復元力特性は Tri-linear 型復元力特性で近似できる⁶⁾。

また、加振と直交する方向にも横倒れ防止のために同じ耐力パネルを 2 枚挿入している。主構造に積載する重量は積載用鋼板を 12 枚、合計 5.68[t]を積載した。総重量は 6.50[t]である。

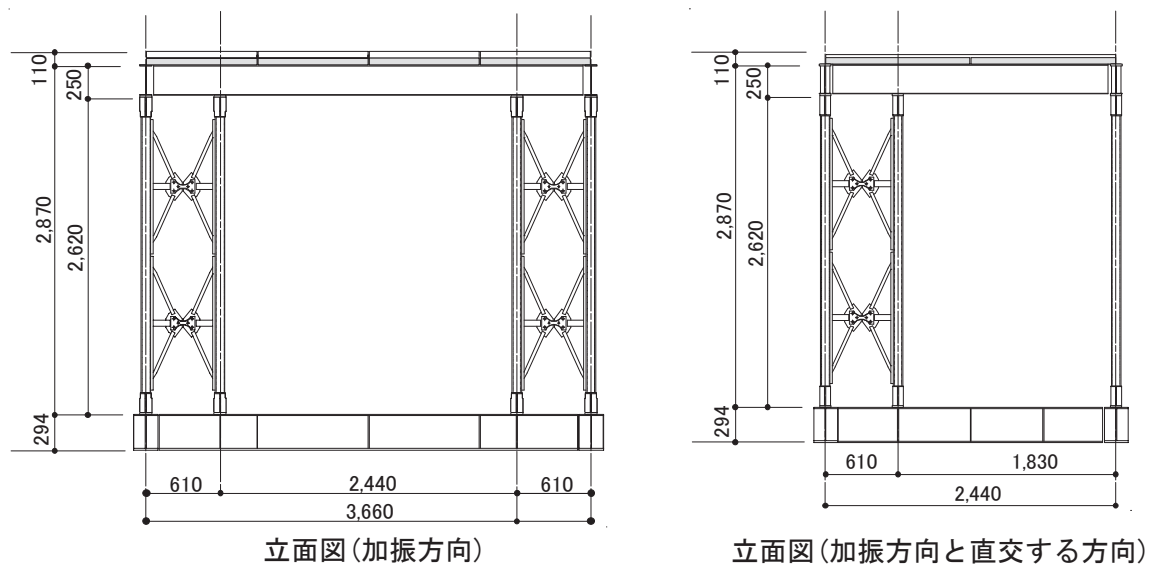


図 4-24 試験体の詳細図

第4章
実大振動台実験による軽量低層構造物の減衰性能評価

写真4-3に振動台と試験体の全景を示す。使用した振動台は、木質軸組架構と同様に旭化成ホームズ株式会社 住宅総合技術研究所の所有する1次元振動台であり、振動台の諸元は前項と同等である。振動台には計測棟が併設されており、巻き込み式の計測器が設置可能な計測システムである。主構造内に設置されている木の台も計測器を設置するのに用いられる。

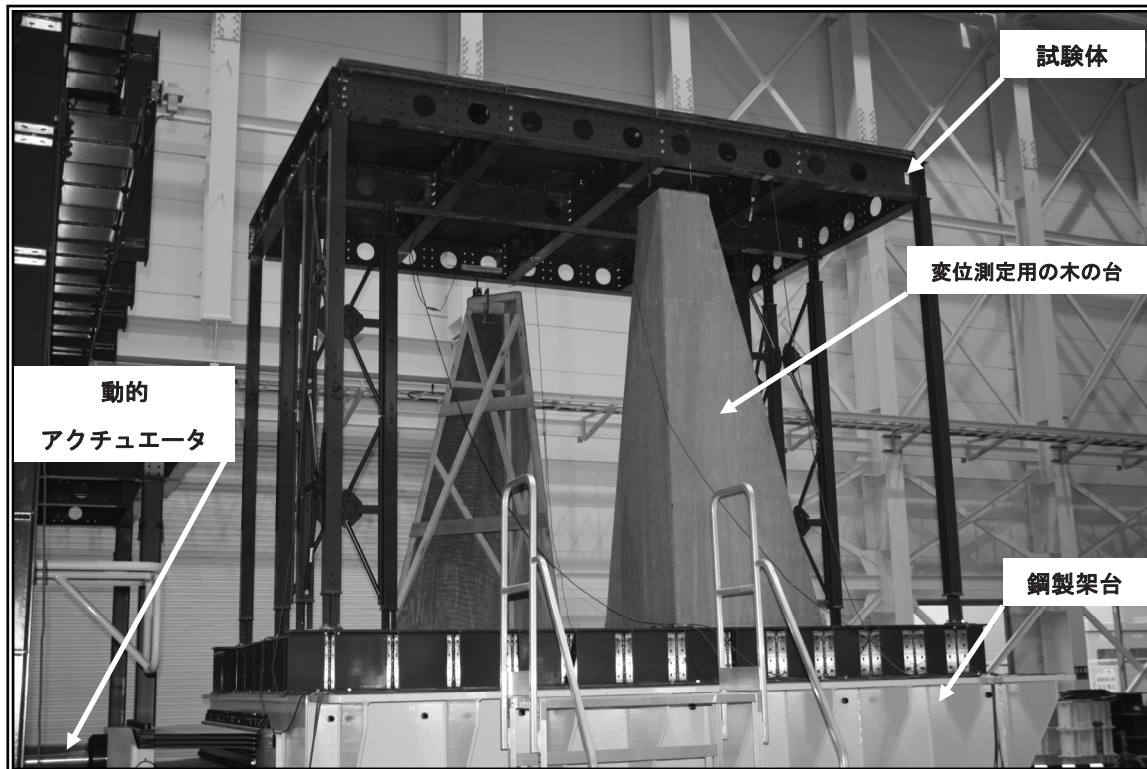


写真4-3 振動台と試験体

(b) 入力地震動と加振方法

振動台実験で用いられた入力外乱は 1995 年兵庫県南部地震神戸海洋気象台観測波 NS 成分の最大加速度を 30、60、100[%]に規準化した波形と 2004 年新潟県中越地震川口町観測波 EW 成分の最大加速度を 30、60、100[%]に規準化した波形を用いる。地震動の略称は 1995 年兵庫県南部地震神戸海洋気象台観測波 NS 成分を Kobe とし、2004 年新潟県中越地震川口町観測波 EW 成分を Kawaguchi とする。その後ろの数字を規準化したレベルとする。図 4-25 には、入力した地震動の加速度の時刻歴波形を示す。また、地震動によるインタバルには試験体の構造特性(固有振動数、減衰定数)を評価するため、0.1~10.0[Hz]の間でスペクトルが一樣な最大加速度 60[gal]の定常ホワイトノイズを入力する。図 4-26 には、入力した定常ホワイトノイズの加速度の時刻歴波形を示す。加振手順は表 4-6 に示す。

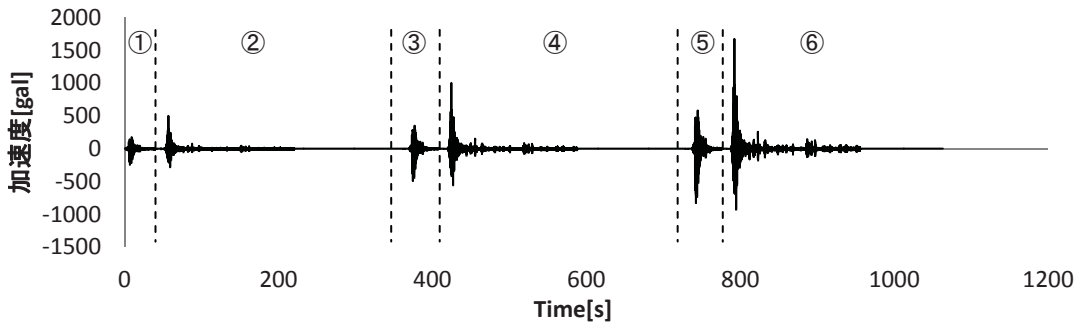


図 4-25 入力した地震動の加速度時刻歴

(波形の順番 : ①Kobe30→②Kawaguchi30→③Kobe60→④Kawaguchi60→⑤Kobe100→⑥Kawaguchi100)

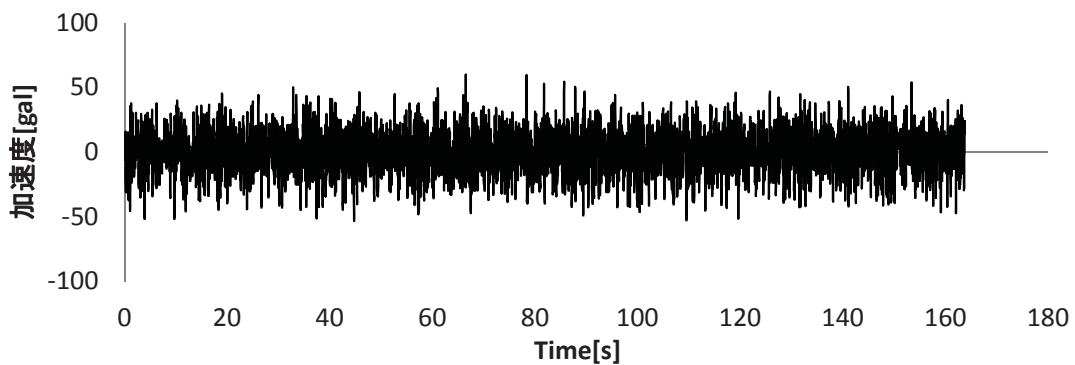


図 4-26 入力したホワイトノイズの加速度時刻歴

第 4 章
実大振動台実験による軽量低層構造物の減衰性能評価

表 4-6 加振内容

入力外乱	振動数[Hz]	目標加速度[gal]	略称
ホワイトノイズ	0.1-10	60	Wn
1995年兵庫県南部地震神戸海洋気象台観測波	-	82.06	Kobe30
2004年新潟県中越地震川口町観測波	-	167.6	Kawaguchi30
ホワイトノイズ	0.1-10	60	Wn
1995年兵庫県南部地震神戸海洋気象台観測波	-	492.36	Kobe60
2004年新潟県中越地震川口町観測波	-	1005.6	Kawaguchi60
ホワイトノイズ	0.1-10	60	Wn
1995年兵庫県南部地震神戸海洋気象台観測波	-	820.6	Kobe100
2004年新潟県中越地震川口町観測波	-	1676	Kawaguchi100
ホワイトノイズ	0.1-10	60	Wn

第 4 章
実大振動台実験による軽量低層構造物の減衰性能評価

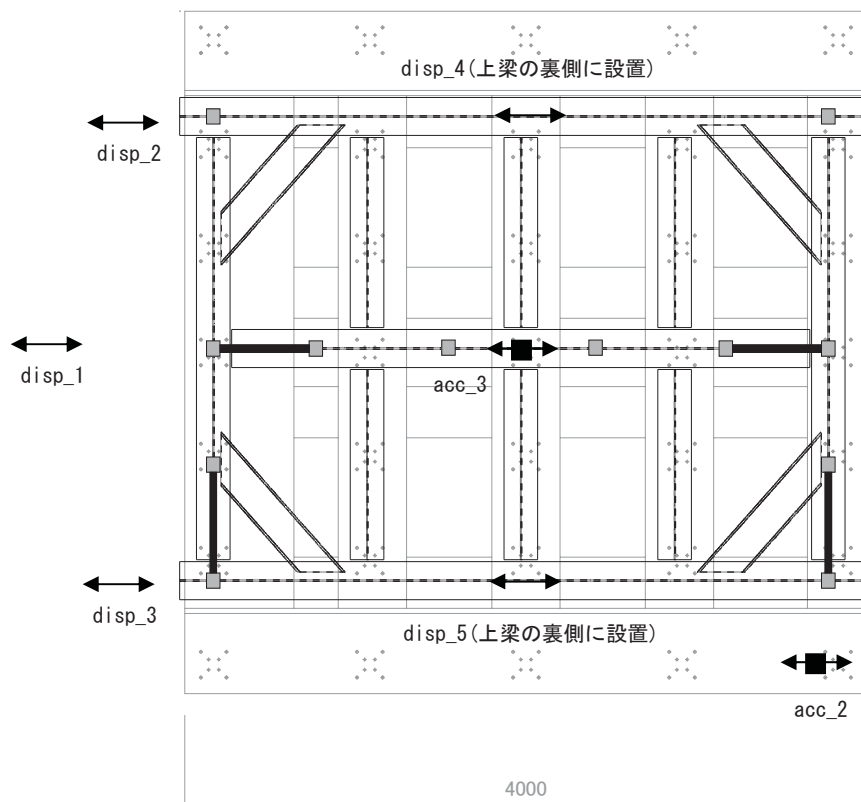
(c) 計測システム

実大振動台実験の計測項目としては、振動台の変位と加速度、試験体の層間変位と最上面の加速度である。図 4-27 には、土台と試験体に設置した変位計、加速度計の位置を示す。表 4-7 には、使用した計測計の一覧である。図 4-27 の記号 disp_1、acc_1 等は、表 4-7 に示した計測計の一覧に対応している。

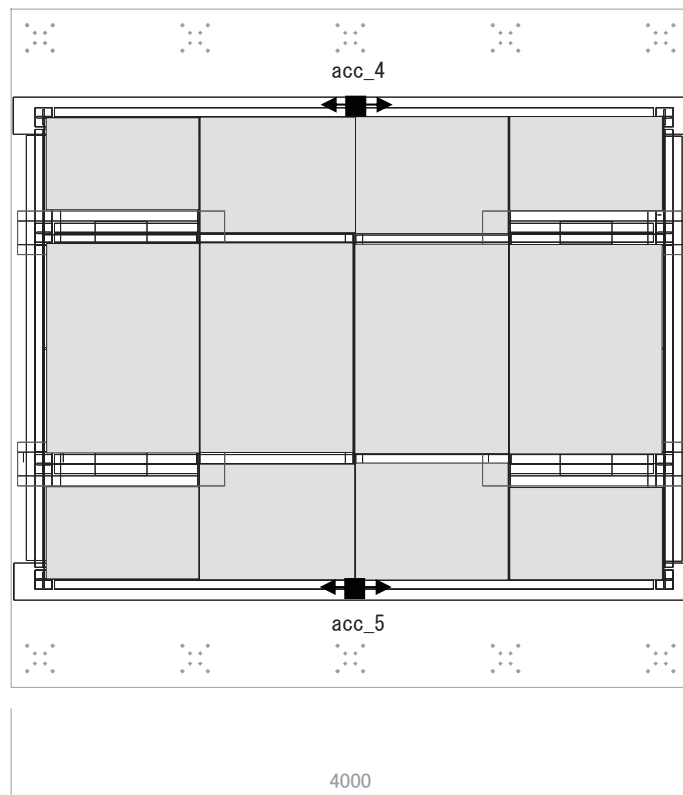
表 4-7 計測器の一覧

CH	計測項目	記号	計測器
1	振動台変位	disp_1	内蔵変位計
2	土台滑り	disp_2	CDP-10(東京則器研究所)
3	土台滑り	disp_3	CDP-10(東京則器研究所)
4	層間変位	disp_4	SDP-200(東京則器研究所)
5	層間変位	disp_5	SDP-200(東京則器研究所)
6	振動台加速度	acc_1	内蔵加速度計
7	振動台加速度	acc_2	ARF-10A(東京則器研究所)
8	土台加速度	acc_3	ARF-10A(東京則器研究所)
9	上部加速度	acc_4	ARF-20A(東京則器研究所)
10	上部加速度	acc_5	ARF-20A(東京則器研究所)

第4章
実大振動台実験による軽量低層構造物の減衰性能評価



(a) 土台平面図



(b) 最上面平面図

図4-27 計測器の配置

4.3.2 実験結果及び粘性減衰係数の同定

(a) 荷重変形関係

地震動 Kobe30、Kawaguchi30、Kobe60、Kawaguchi60、Kobe100、Kawaguchi100 の入力による軽量鉄骨架構の荷重変形関係を図 4-28 に、表 4-8 には層間変形と塑性率を示す。Kobe30 入力から試験体の塑性化の進行し、Kobe30 入力による層間変形は 0.008[m]であり、Kawaguchi30 の入力では 0.01[m]である。Kobe60 の層間変形は 0.017[m]であり、Kawaguchi60 では 0.024[m]である。Kobe100 では 0.039[m]であり、Kawaguchi100 では 0.049[m]程度まで塑性化した。Kobe100 と Kawaguchi100 のような最大速度 0.8[m/s]を超える地震動の入力によっても最大変形角が約 1/60[rad]に抑えられる試験体である。

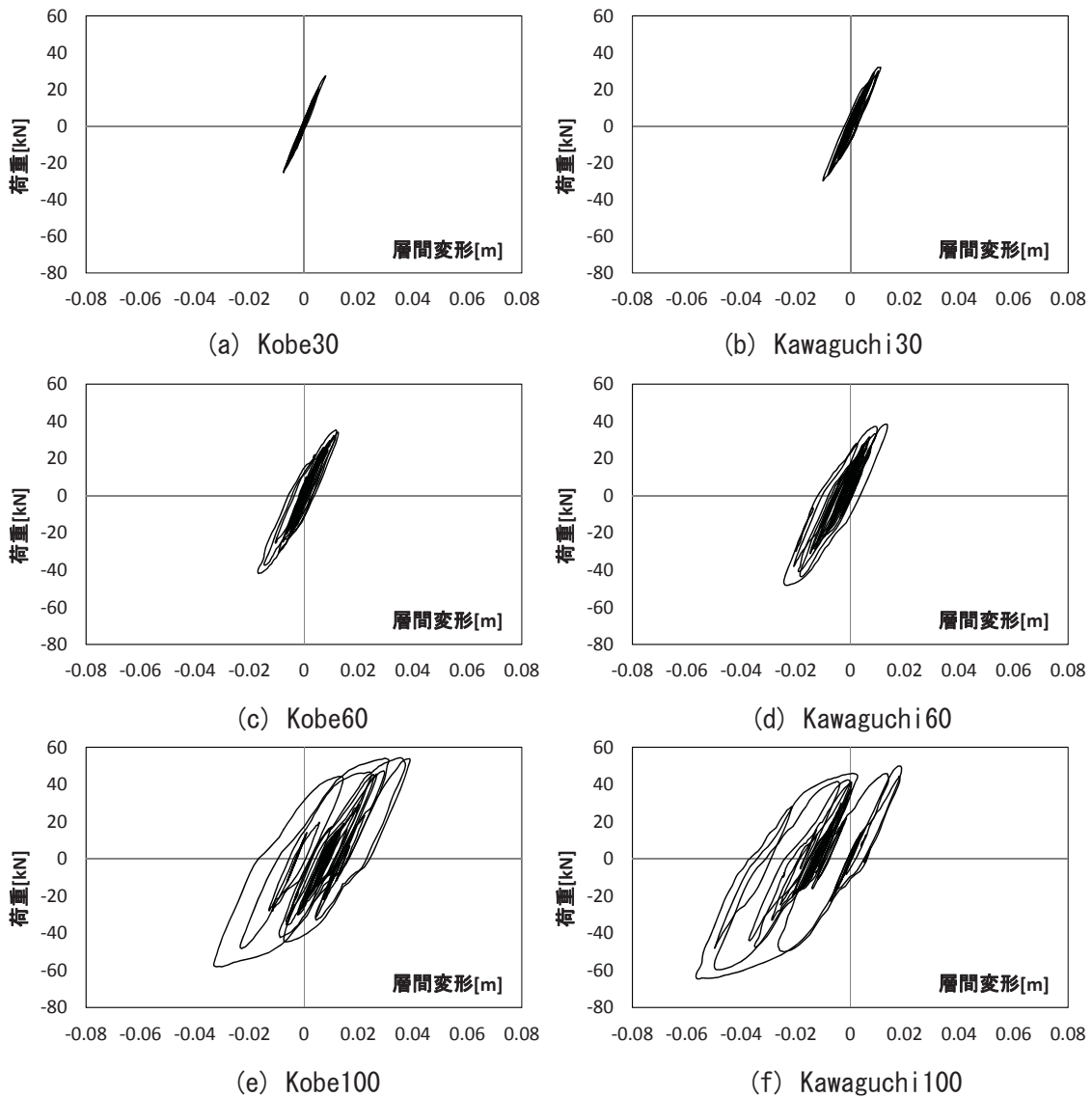


図 4-28 各地震動の入力による荷重変形関係

第4章

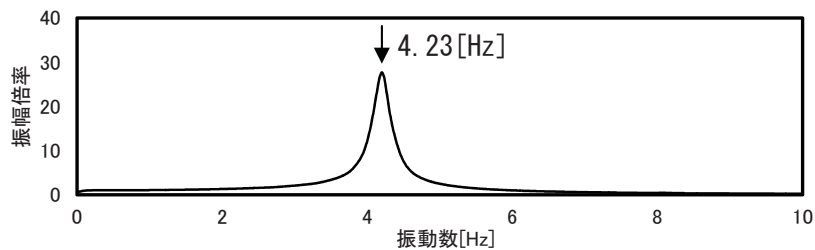
実大振動台実験による軽量低層構造物の減衰性能評価

表 4-8 各地震動の入力による荷重変形及び塑性率

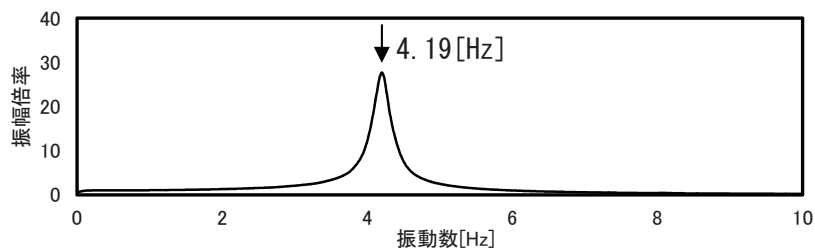
	層間変位[m]	層間変形角[rad]	塑性率 μ
Kobe30	0.008	1/363	0.66
Kawaguchi30	0.011	1/258	0.93
Kobe60	0.017	1/170	1.41
Kawaguchi60	0.024	1/118	2.03
Kobe100	0.039	1/74	3.25
Kawaguchi100	0.057	1/59	4.75

(b) 構造特性評価

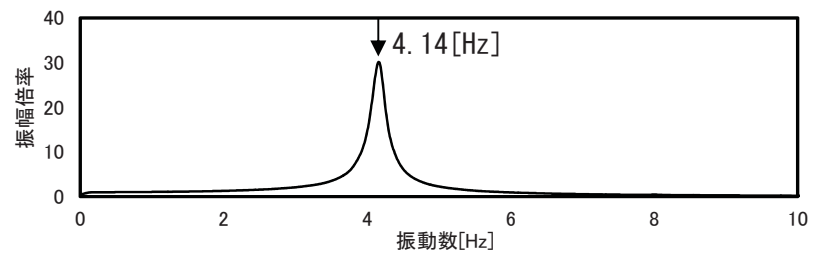
表 4-6 に示した加振内容のとおり、地震動による加振開始前および入力レベルを変更する間にホワイトノイズ 60[gal]加振による加速度応答データを記録している。図 4-29 には、地震動入力のインタバルに入力したホワイトノイズの応答加速度の伝達関数の推移を示す。固有振動数はホワイトノイズ入力に対する応答より得た伝達関数のピーク位置として求めた。また、図 4-30 には、地震動の入力により経験した最大層間変形角と固有振動数の推移を示す。地震動入力前の固有振動数は 4.23[Hz]であり、地震動 30[%]に規準化した地震動の入力でも固有振動数は 4.19Hzであり、地震動 60[%]に規準化した波形の入力でも固有振動数は 4.14[Hz]であった。地震動原波の入力後では最大層間変形の約 1/60[rad]を経験しても固有振動数は 4.06[Hz]であり、低振幅レベルの入力では初期剛性に戻ると考えられる。



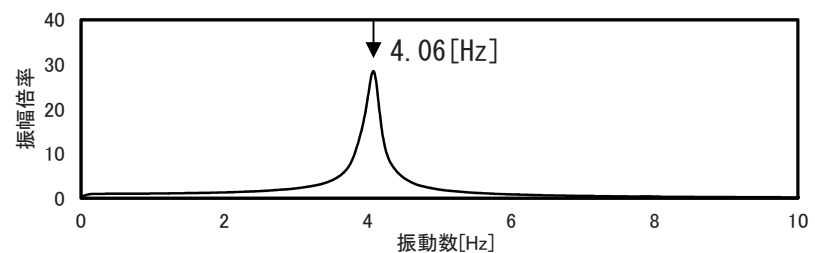
(a) 地震動入力前の伝達関数



(b) 30[%]に規準化した地震動入力後の伝達関数



(c) 60[%]に規準化した地震動入力後の伝達関数



(d) 地震動原波入力後の伝達関数

図 4-29 各地震動の入力による荷重変形関係

第4章
実大振動台実験による軽量低層構造物の減衰性能評価

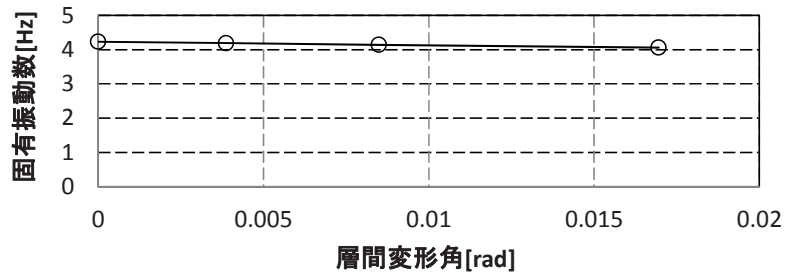


図 4-30 層間変形角と固有振動数の推移

(左から地震動入力前→地震動 30[%]入力後→地震動 60[%]入力後→地震動 100[%]入力後)

減衰定数と経験した最大層間変形角の関係を図 4-31 に示す。図 4-32 に示すホワイトノイズ加振による荷重変形角関係より、軽量鉄骨架構の低振幅レベルの振動では摩擦機構の寄与が少ないと判断した。鉄骨造架構の減衰定数の同定は RD 法より同定を行った。ホワイトノイズ 60[gal]による軽量鉄骨架構の減衰定数は 1.5[%]から 2.2[%]程度に増加した。

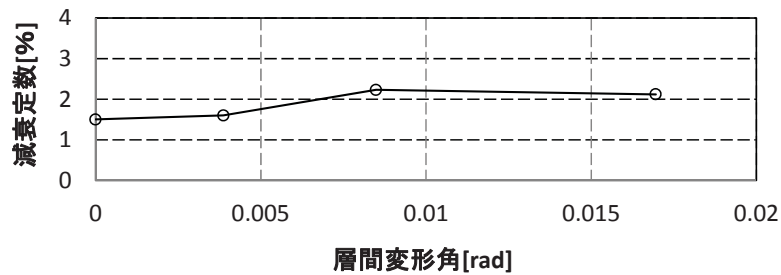


図 4-31 層間変形角と減衰定数の推移

(左から地震動入力前→地震動 30[%]入力後→地震動 60[%]入力後→地震動 100[%]入力後)

第4章
実大振動台実験による軽量低層構造物の減衰性能評価

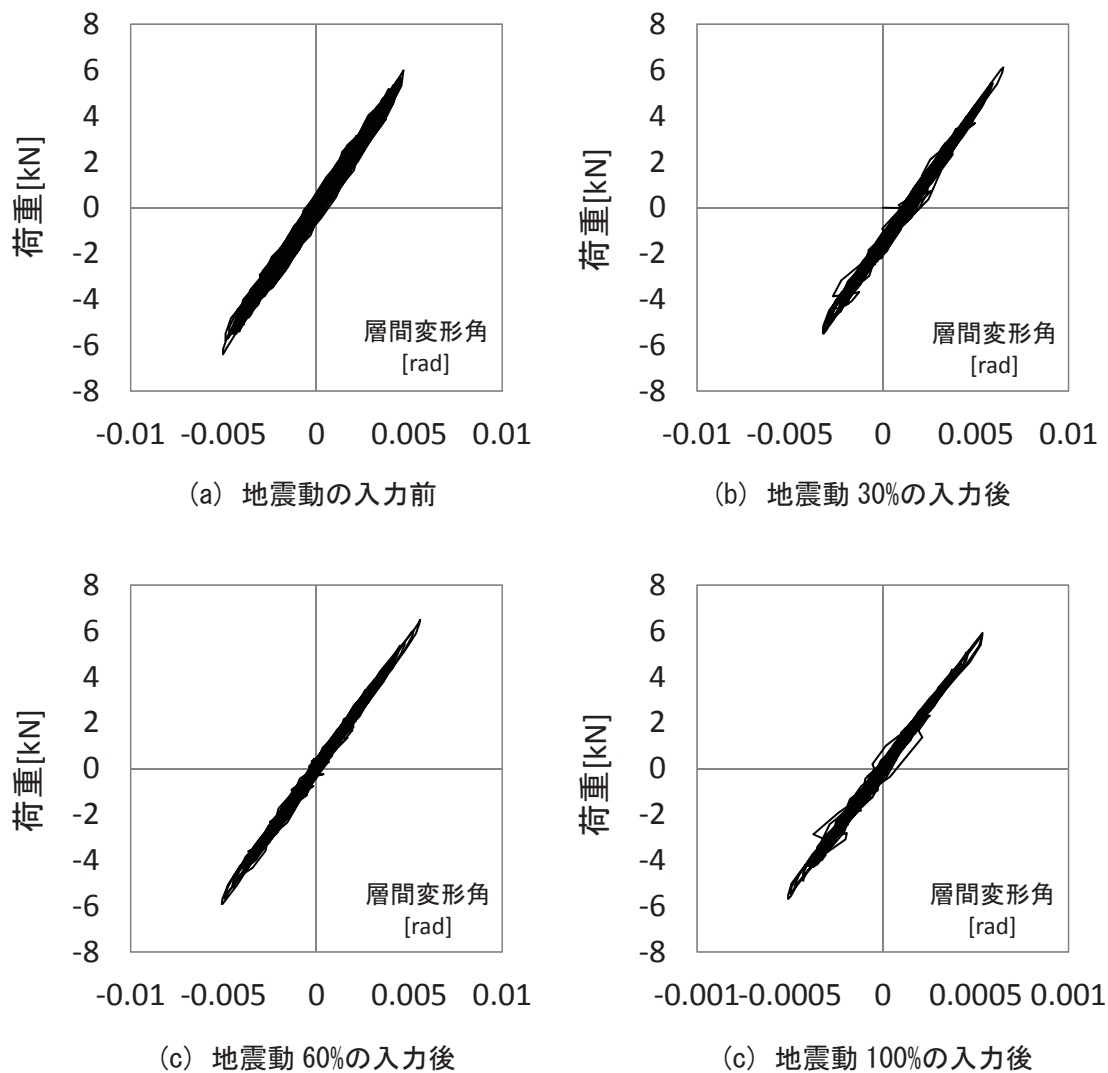


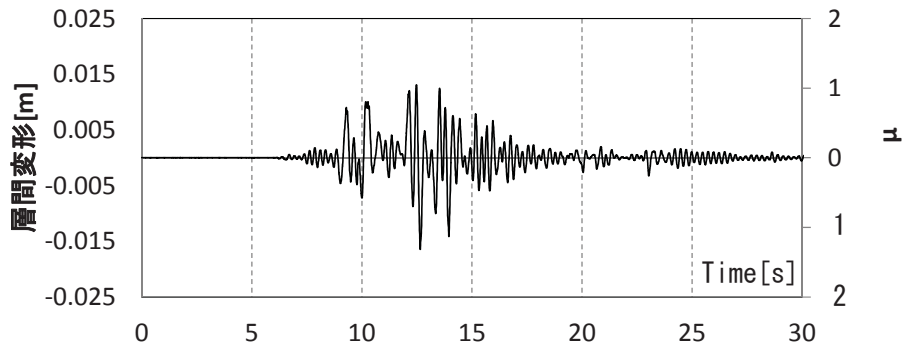
図 4-32 層間変形角と固有振動数の推移

(c) 実測データを用いた軽量鉄骨架構の粘性減衰係数の同定

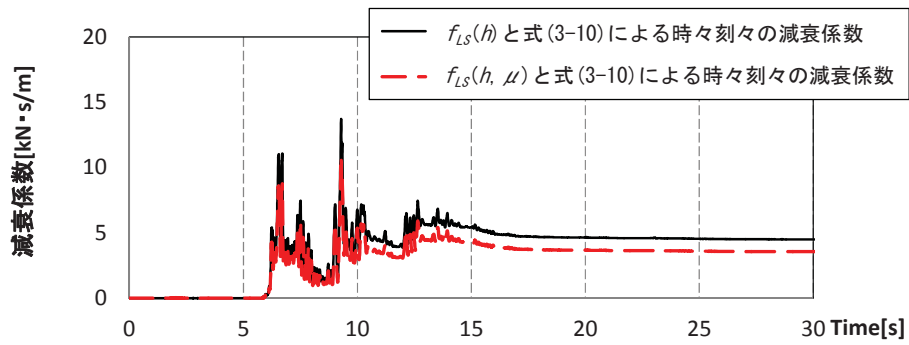
軽量鉄骨架構の粘性減衰係数については、提案した式(3-13)、式(3-14)の適用範囲の塑性率 $\mu > 1$ 以上である Kobe60、Kawaguchi60、Kobe100、Kawaguchi100 入力により得られる振動台実験の応答データを用いて粘性減衰係数を求めた。前章の検討と同様に鉄骨造の片流れの現象があるため、最大変形時の塑性率より関数 $f_{LS}(h, \mu)$ を求めて、固定値として用いて粘性減衰係数の同定を行った。時々刻々の累積入力エネルギー ΔW から換算した等価速度 V_E により求めた時々刻々の粘性減衰係数の推移を行った。粘性減衰係数の推定に用いた初期の減衰定数は、前項で行ったホワイトノイズ加振実験で同定した2.2[%]とした。

図33と図34には、Kobe60とKawaguchi60の入力時の層間変形の時刻歴と時々刻々の粘性減衰係数の推移を示す。Kobe60、Kawaguchi60の入力により初期剛性比例を仮定した式(3-13)をもとにして求めた粘性減衰係数(図中の実線)は Kobe60での最大層間変形が生じる11~14秒の区間とKawaguchi60での10~15秒の区間では約5.8[kN・m/s]であるが、その後層間変形が小さい区間では約4.6[kN・m/s]と同定された。このように初期剛性比例と仮定した近似式を用いて同定した粘性減衰係数が最大変形後に小さくなる理由は、層間変形が小さい区間での時々刻々の入力エネルギーの増加率が低く、そのときの換算した等価速度が小さいことが原因と考えられる。一方、瞬間剛性比例と仮定した式(3-14)をもとにして求めた粘性減衰係数(図中の破線)は Kobe60での最大層間変形が生じる11~14秒の区間とKawaguchi60での10~15秒の区間では約4.3[kN・m/s]であるが、その後は約3.5[kN・m/s]と低下する傾向である。

第4章
実大振動台実験による軽量低層構造物の減衰性能評価

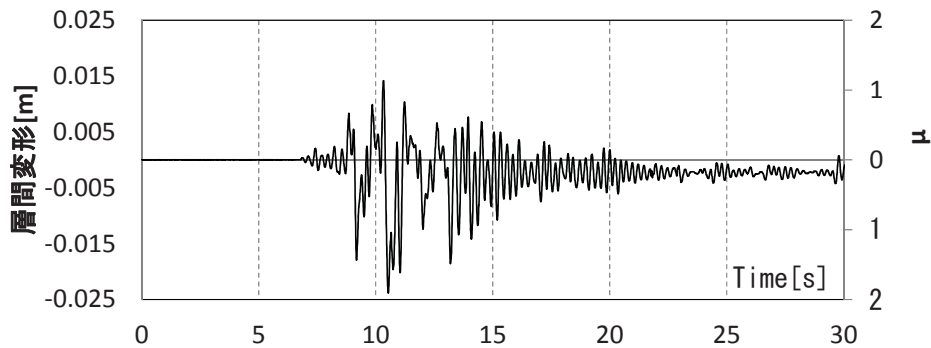


(a) 層間変形と塑性率

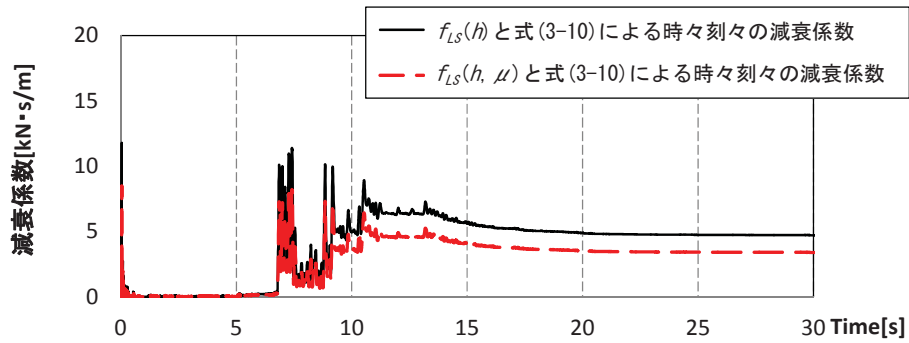


(b) 減衰係数の推定

図 4-33 Kobe60 の層間変形の時刻歴と粘性減衰係数の推移



(a) 層間変形と塑性率



(b) 減衰係数の推定

図 4-34 Kawaguchi60 の層間変形の時刻歴と粘性減衰係数の推移

第 4 章 実大振動台実験による軽量低層構造物の減衰性能評価

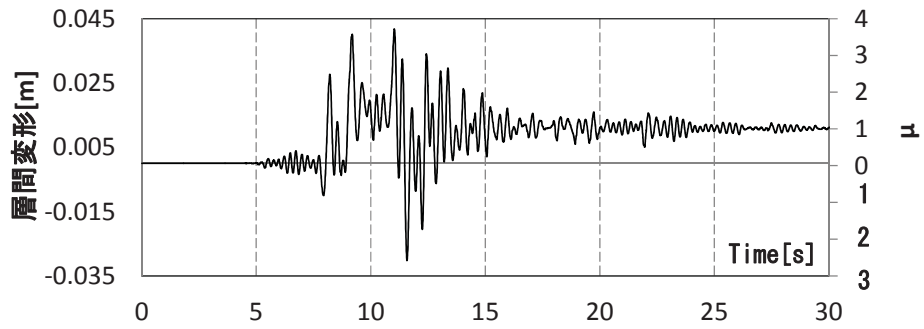
図 4-35 には Kobe100 入力時の層間変形の時刻歴と時々刻々の累積入力エネルギー $\triangle W$ から換算した等価速度 V_E' を用いて求めた粘性減衰係数の推移を示す。初期剛性比例と仮定した式(3-13)をもとにして推定した粘性減衰係数は地震動の入力間、片流れの現象の以後では約 6.7[kN・m]程度である。一方、瞬間剛性比例と仮定した式(3-14)をもとにして推定した粘性減衰係数は式(3-13)をもとにして同定した粘性減衰係数より低く、約 4.6[kN・m]程度である。

図 4-36 には、Kawaguchi100 の層間変形の時刻歴と時々刻々の累積入力エネルギー $\triangle W$ から換算した等価速度 V_E' を用いて求めた粘性減衰係数の推移を示す。式(3-13)をもとにして推定した Kawaguchi100 での粘性減衰係数は、Kobe100 入力で推定した粘性減衰係数と同様に約 6.6[kN・m]程度と同定された。一方、瞬間剛性比例と仮定した式(3-14)をもとにして推定した粘性減衰係数は Kobe100 で推定された 4.2[kN・m]程度より少し低下する傾向である。また、式(3-13)と式(3-14)より求めた粘性減衰係数は最大変形が生じる 10～15 秒付近で少し過大に評価される。その理由については応答履歴の片流れ現象が顕著なことが原因と考えられる。

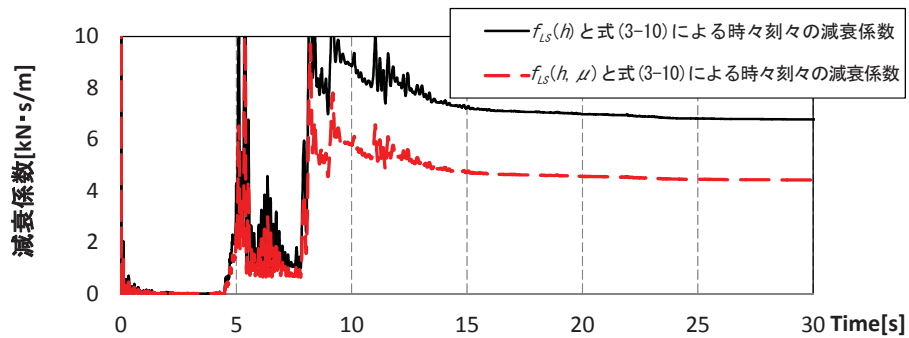
このように前章に記した手順に従って、実際の軽量鉄骨架構の粘性減衰係数の推定は粘性減衰定数と総入力エネルギーを換算した等価速度、相対速度を用いることより初期剛性比例と瞬間剛性比例それぞれを仮定した減衰機構に対して粘性減衰係数の推定ができると考えられる。

第4章

実大振動台実験による軽量低層構造物の減衰性能評価

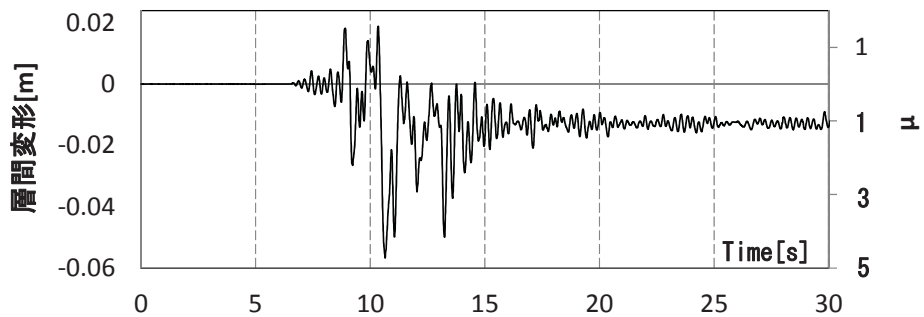


(a) 層間変形と塑性率

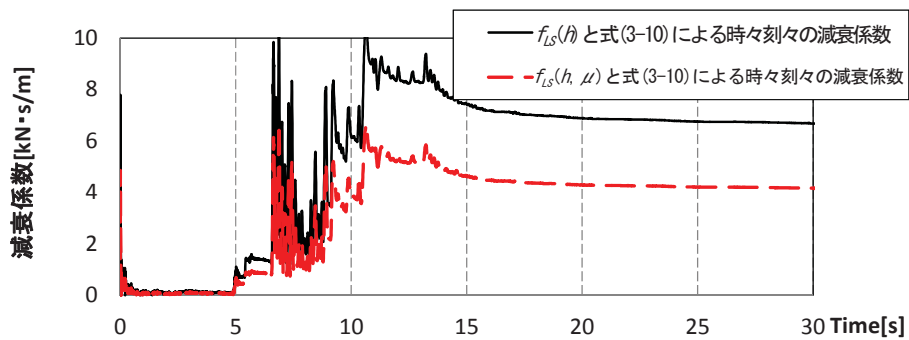


(b) 減衰係数の推定

図4-35 Kobe100の層間変形の時刻歴と粘性減衰係数の推移



(a) 層間変形と塑性率



(b) 減衰係数の推定

図4-36 Kawaguchi100の層間変形の時刻歴と粘性減衰係数の推移

4.3.3 時刻歴地震応答解析における粘性減衰係数と最大応答変形の比較

(a) 時刻歴地震応答解析モデルの概要

前節では軽量鉄骨架構の実験で得たデータを用いて実験中の粘性減衰係数の推定を検討した。本節では実験と 2 通りの減衰モデルを設定した応答解析による荷重変形関係の時刻歴の比較検討を行う。解析には、柱と耐力パネルの復元力特性を合わせて図 3-37 に示した標準的な Tri-linear 型復元力特性を持つ 1 質点系せん断型モデルを用いた。軽量鉄骨架構の復元力特性モデルのパラメータは表 4-9 の通りに設定した。試験体と同じ条件として質量は 6.5[t]、1 次固有周期は 0.23 秒とする。減衰定数 h は前節で同定した 2.2[%]とし、初期剛性比例と瞬間剛性比例と仮定して設定した。瞬間剛性比例における粘性減衰係数は 2 章と同じ方法で設定した。入力地震動は振動台上で計測した加速度データとし、その 6 波を一連の入力とした。図 4-38 にはその地震動の加速度時刻歴を示す。

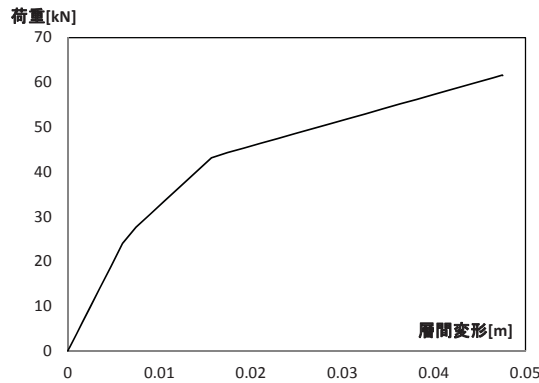


図 4-37 試験体を模擬した復元力特性の骨格曲線

表 4-9 試験体の復元力特性モデルのパラメータ

復元力特性モデル	質量 [t]	初期剛性 [kN/m]	第2剛性 [kN/m]	第3剛性 [kN/m]	第1降伏点 [kN]	第2降伏点 [kN]
Tri-linear	6.5	4012.5	1878.7	576.8	25.7	43.3

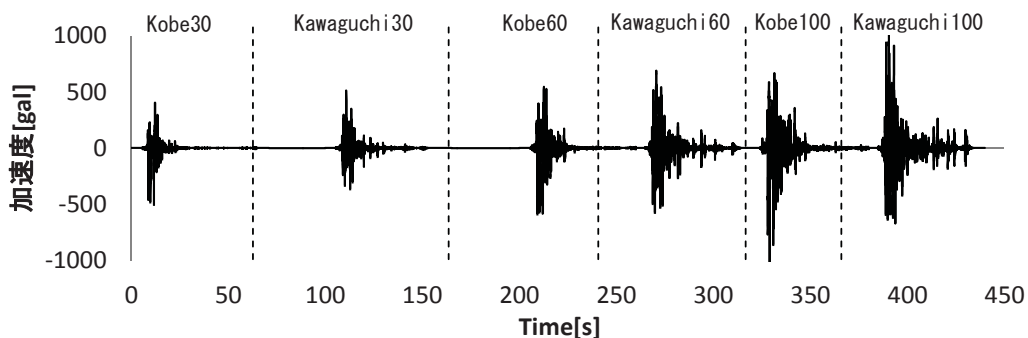


図 4-38 振動台上で測定した地震動の加速度時刻歴

第 4 章
実大振動台実験による軽量低層構造物の減衰性能評価

(b) 時刻歴地震応答解析と実験の粘性減衰係数の比較

前項の振動台実験の応答データを用いて前章で提案した手法より推定した実験中の粘性減衰係数と応答解析で用いた粘性減衰係数の比較検討を行う。図 4-39 には Kobe60、図 4-40 には Kawaguchi60、図 4-41 には Kobe100、図 4-42 には Kawaguchi100 での応答解析の粘性減衰係数と提案した手法より同定した粘性減衰係数の比較を示す。

まず、Kobe60 と Kawaguchi60 入力のように層間応答変形が小さく、塑性があまり進んでなかった入力レベルでは、応答計算の粘性減衰係数より提案手法を用いて同定した粘性減衰係数は何れの場合も少し低い傾向である。これは地震動 60[%]入力の場合、塑性化があまり進んでなかったため、累積入力エネルギーの増加率が低いことが原因と考えられる。

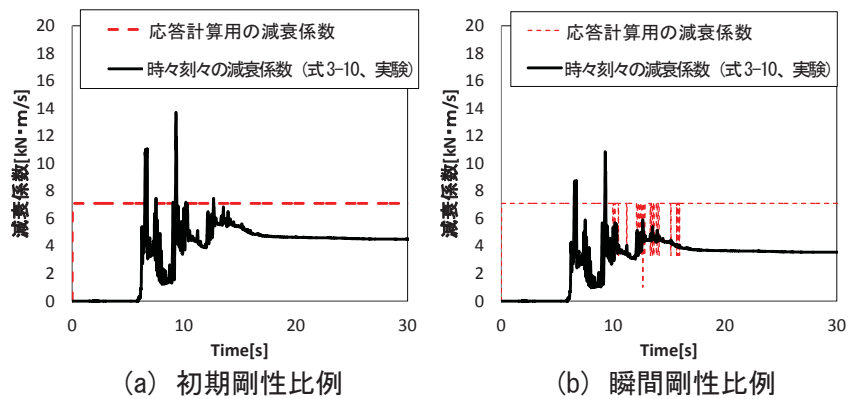


図 4-39 実験と解析による粘性減衰係数の推移の比較 (Kobe60)

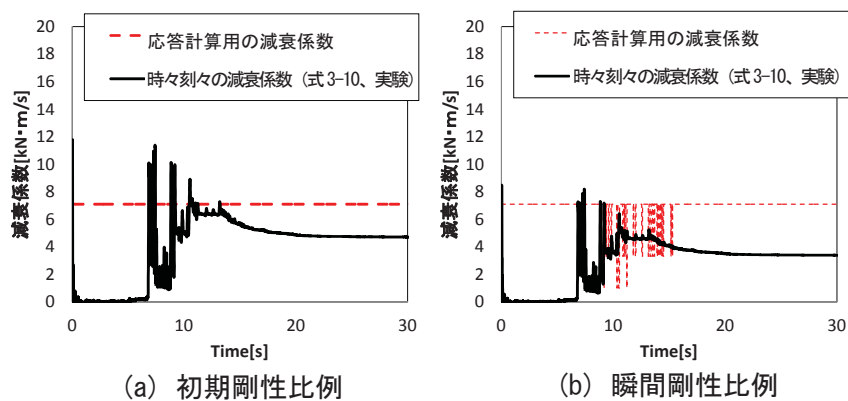


図 4-40 実験と解析による粘性減衰係数の推移の比較 (Kawaguchi 60)

第4章
実大振動台実験による軽量低層構造物の減衰性能評価

一方、塑性化が進み、層間応答変形が大変形域である Kobe100 での粘性減衰係数の比較では、初期剛性比例と仮定した応答解析で用いた粘性減衰係数と式(3-13)をもとにして同定した粘性減衰係数は概ね一致している。瞬間剛性比例と仮定した応答解析との比較では、応答解析で用いた粘性減衰係数は弾性域で初期剛性に比例する状態に戻り、式(3-14)をもとにして求めた減衰係数を上回るが、式(3-14)をもとにして推定した粘性減衰係数は応答解析の粘性減衰係数の平均値とほぼ等しい。また、Kawaguchi100 での粘性減衰係数の比較では初期剛性比例と仮定した応答解析で用いた粘性減衰係数と式(3-13)をもとにして同定した粘性減衰係数は概ね一致している。瞬間剛性比例と仮定した応答解析との比較では、Kobe100 の結果と同様に、式(3-14)をもとにして同定した粘性減衰係数は応答解析の粘性減衰係数の平均値とほぼ等しい。

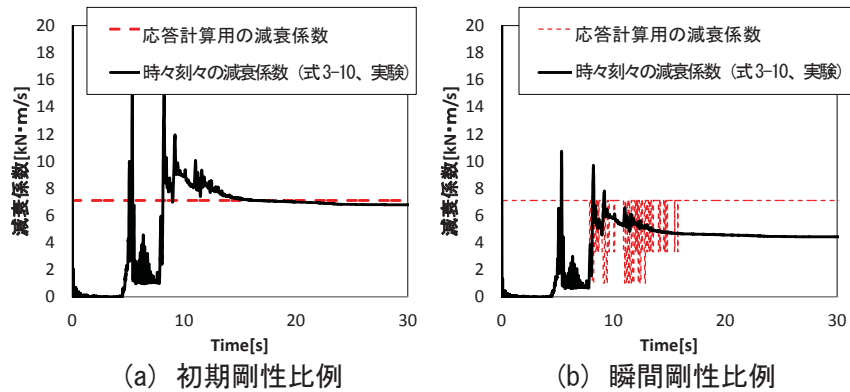


図 4-41 実験と解析による粘性減衰係数の推移の比較 (Kobe100)

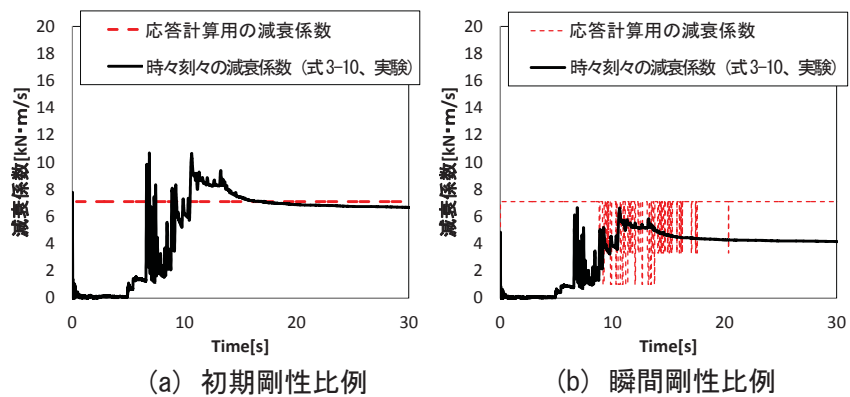


図 4-42 実験と解析による粘性減衰係数の推移の比較 (Kawaguchi100)

以上の検討より軽量鉄骨架構の振動台実験データを用いて推定した粘性減衰係数と応答計算で仮定する減衰機構の粘性減衰係数は層間応答変形が大きくなるほど推定精度が高く一致し、前章に示した粘性減衰係数を推定する手順の実験データへの適用性が確認できた。次いでに、振動台実験と両者の減衰モデルを設定した時刻歴地震応答解析による層間応答変形と荷重変形関係との整合性を検討する。

第4章 実大振動台実験による軽量低層構造物の減衰性能評価

以下には、振動台実験と応答解析の結果について荷重変形関係と層間変形の比較検討を行う。図4-43、4-44には、地震動60[%]の実験と解析の比較を示す。最大層間変形が1/118[rad]以下であったKobe60、Kawaguchi60入力時の比較については、2種の減衰機構を仮定した解析結果はどちらも実験との差があまりみられない結果である。

図4-45、4-46には、地震動100[%]の入力時の実験と解析の荷重変形関係と層間変形の比較を示す。Kobe100入力時は、木質軸組の場合のように初期剛性比例と仮定したモデルにおける減衰力の増大がみられないが、最大層間変形は初期剛性比例と仮定した場合がより実験に近い結果である。また、Kawaguchi100入力時もKobe100入力時と同様の傾向である。

以上より、低層鉄骨造の実際の減衰機構としては粘性減衰係数が初期剛性に比例すると考えるのがより適切であると考えられる。

第4章

実大振動台実験による軽量低層構造物の減衰性能評価

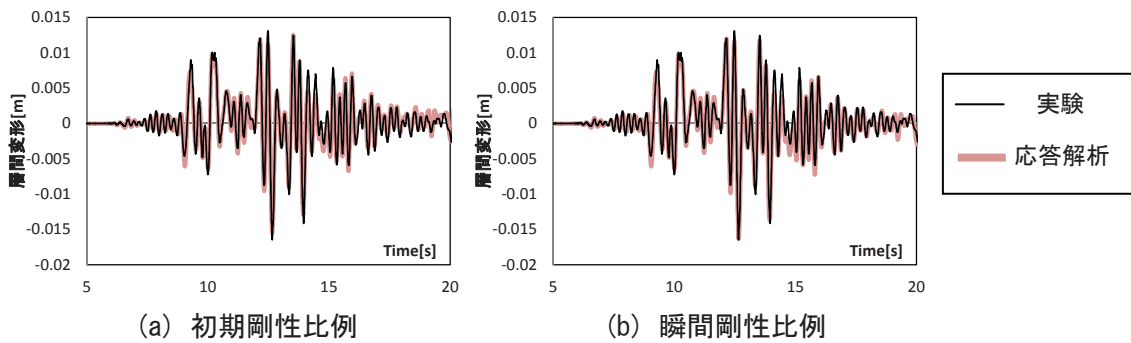
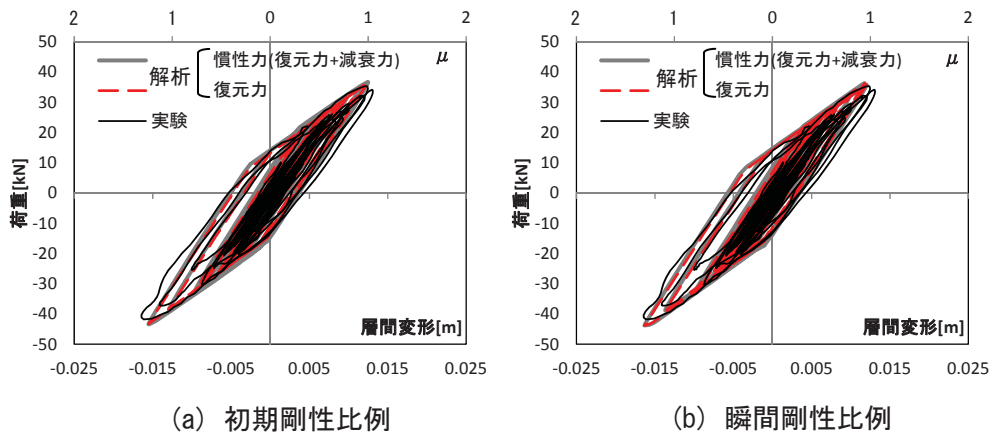


図4-43 実験と解析による荷重変形関係と層間変形の時刻歴の比較 (Kobe60)

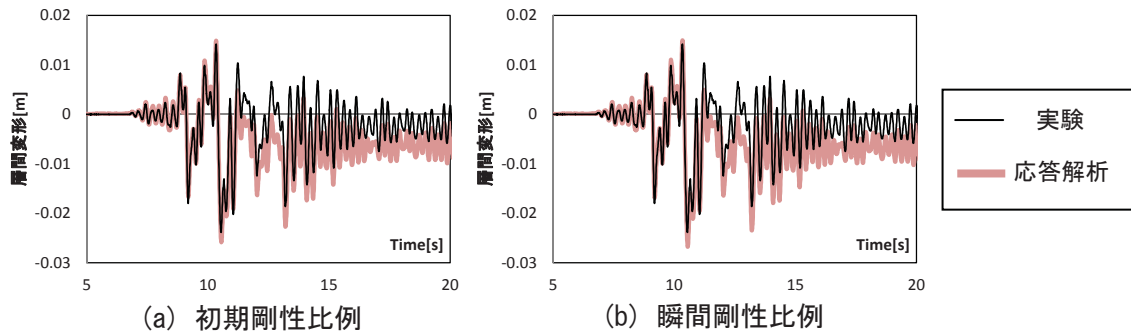
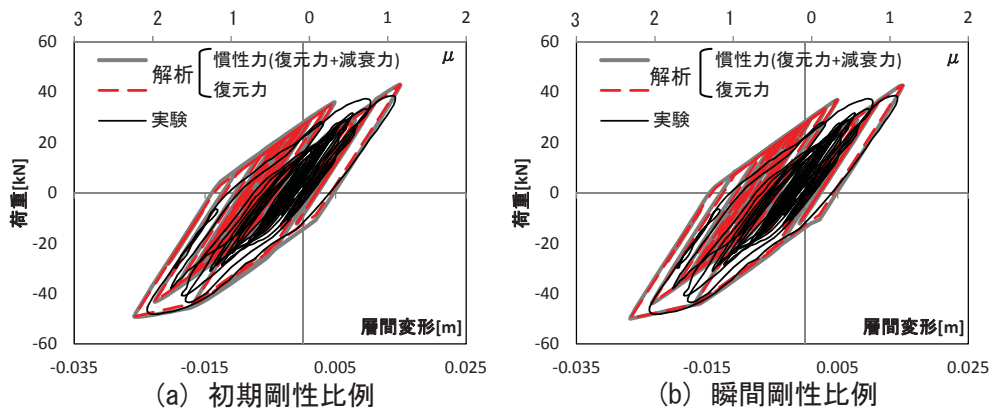


図4-44 実験と解析による荷重変形関係と層間変形の時刻歴の比較 (Kawaguchi60)

第4章

実大振動台実験による軽量低層構造物の減衰性能評価

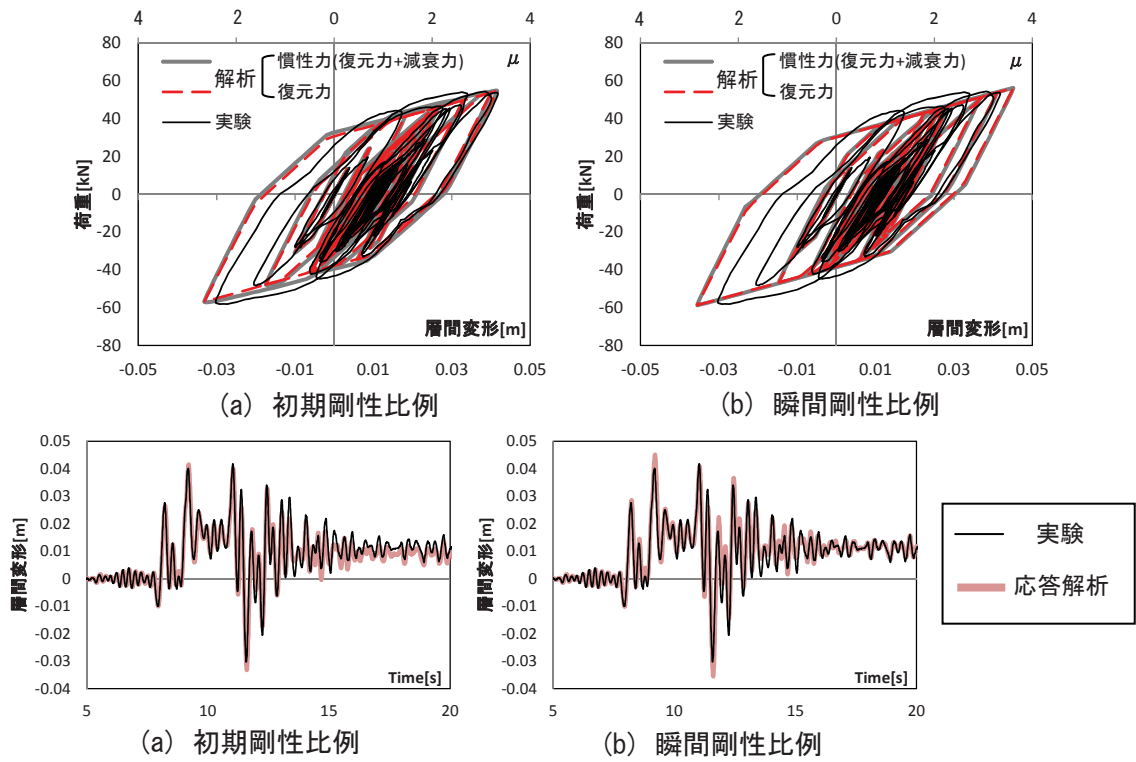


図 4-45 実験と解析による荷重変形関係と層間変形の時刻歴の比較 (Kobe100)

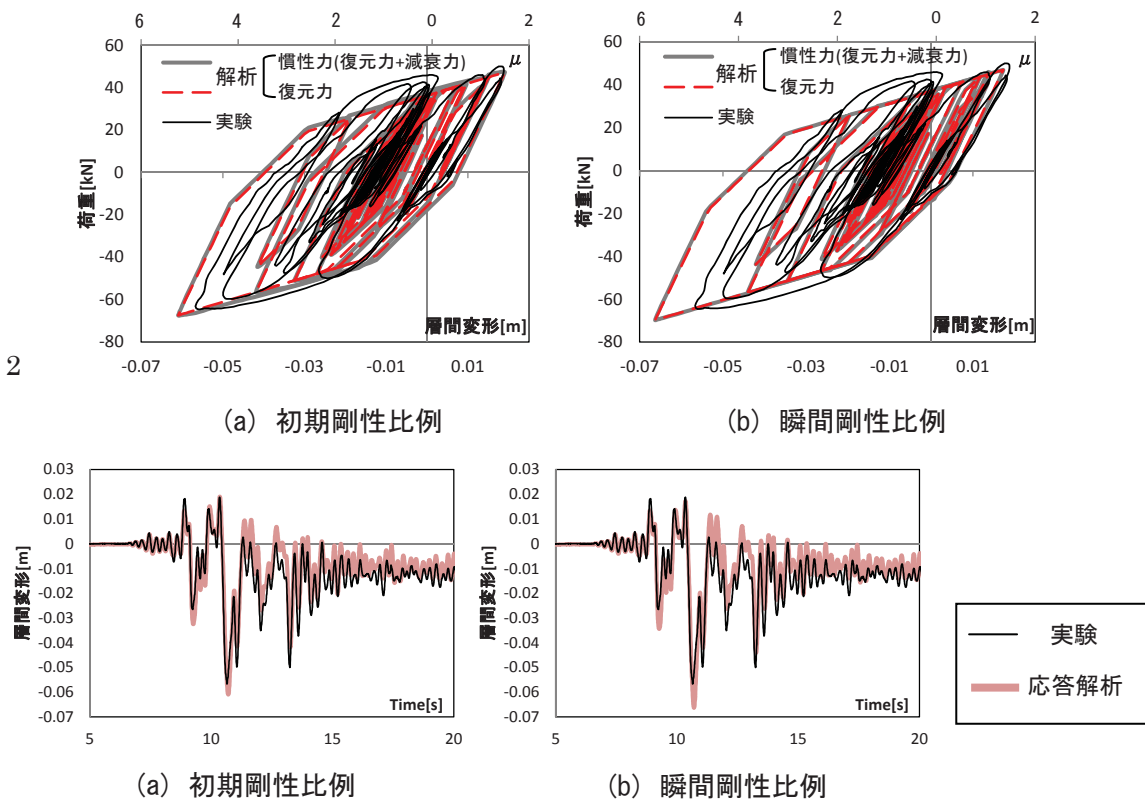


図 4-46 実験と解析による荷重変形関係と層間変形の時刻歴の比較 (Kawaguchi100)

4.4 まとめ

木質軸組架構と軽量鉄骨架構の実大振動台実験を行い、各構造形式の減衰定数について同定を行った。同定した減衰定数を用いて、前章で示したエネルギー応答に基づく粘性減衰係数の推定手法の有用性について検討した。また、実験と初期剛性比例・瞬間剛性比例と設定した時刻歴地震応答解析による最大層間変形と荷重との整合性について検討した。得られた知見を以下に要約する。

・実大木質軸組架構の振動台実験より得られた記録データを用いて3章で示したエネルギー応答に基づいた提案式 $f_W(h)$ 、 $f_W(h, \mu)$ を用いた手法により実木質構造の粘性減衰係数を推定できることを示した。また、実験と実験を模擬した時刻歴地震応答解析の最大層間変形と荷重変形関係の比較より瞬間剛性比例と仮定した減衰機構の方が荷重の増大が無く最大変形も実験結果をよく模擬していることより木質構造の実際的な機構に近いと考えられる。

・実大軽量鉄骨架構の振動台実験の記録データを用いて3章で示したエネルギー応答に基づいた提案式 $f_{LS}(h)$ 、 $f_{LS}(h, \mu)$ を用いた手法により軽量鉄骨架構の粘性減衰係数を推定できることを示した。実験と実験を模擬した時刻歴地震応答解析の最大層間変形と荷重変形関係の比較より、初期剛性比例と瞬間剛性比例と仮定した何れの減衰機構においても荷重の増大があまり見られないが、最大層間変形では初期剛性比例と仮定した場合の方が瞬間剛性比例と仮定した場合より実験結果をよく模擬していることより、低層鉄骨造の減衰機構は初期剛性比例と仮定するのが実際的な機構に近いと考えられる。

第 4 章
実大振動台実験による軽量低層構造物の減衰性能評価

第 4 章の参考文献

- 1) 柴田明德：最新耐震構造解析、森北出版、p.161、2003 年 5 月
- 2) 社団法人 日本建築学会：建築物の減衰、丸善、pp.81-84、2000 年 1 月
- 3) 田村幸雄、佐々木淳、塚越治夫：RD 法による構造物のランダム振動時の減衰評価、日本建築学会構造系報告集、第 454 号、pp.29-38、1993 年 12 月
- 4) 岩壺 卓三、松久 寛：振動工学の基礎、森北出版株式会社、pp.36-44、2008 年 5 月
- 5) 曾田五月也、宋成彬：軽量低層構造物の減衰評価に関する研究、第 13 回日本地震シンポジウム論文集、pp.1422-1429、2010 年 11 月
- 6) 小山雅人、青木博文：繰返し変形を受ける鋼部材の累積損傷評価指標に関する研究-極低降伏点鋼を用いた損傷集中型耐震部材の定振幅繰返し載荷実験に基づく累積損傷評価および実用的損傷評価法の提案-、日本建築学会構造系論文集、第 562 号、2002 年 12 月

第 5 章

結 論

第5章 結 論

本論では、軽量低層構造物の時刻歴地震応答解析において最大層間変形の予測精度を向上させるため、軽量低層構造物である木質構造と低層鉄骨造の減衰機構をエネルギー応答に基づいて推定する手法を提案した。以下に、得られた知見を要約して記す。

第2章では、木質構造と軽量鉄骨造を模擬する復元力特性モデルを用いて時刻歴地震応答解析による耐震性能評価を行う際に、減衰モデルの違いが最大応答変形に及ぼす影響について検討した。各構造形式毎の時刻歴地震応答解析の結果より、極めて強い地震動の作用時には減衰モデルの違いが最大層間変形に基づく安全性評価に大きな影響を及ぼすことを確認した。瞬間剛性比例と仮定したモデルでは塑性化後の剛性低下により減衰力が小さくなり、エネルギー吸収性能も低下する事で最大層間変形が大きくなる。構造物の弾塑性応答を対象とするとき、減衰モデルの違いが最大応答変形の予測に及ぼす影響が大きく、軽量低層構造物の減衰機構の解明とそのモデル化について詳細に検討することが極めて重要であると考えられる。

第3章では、エネルギー応答に着目して、木質構造と低層鉄骨造の地震応答解析をするための減衰モデルの構築手法を提案した。総入力エネルギーの換算速度 V_E と構造物の損傷に寄与するエネルギーの換算速度 V_D の関係につき、減衰機構を初期剛性と仮定した場合の推定式 $f_w(h)$ 、 $f_{Ls}(h)$ と瞬間剛性比例と仮定した場合の塑性率を考慮した推定式 $f_w(h, \mu)$ 、 $f_{Ls}(h, \mu)$ を導き、任意の地震動に対してその適用性を確認した。木質構造用の推定式 $f_w(h)$ 、 $f_w(h, \mu)$ と低層鉄骨造用の推定式 $f_{Ls}(h)$ 、 $f_{Ls}(h, \mu)$ は、総入力エネルギーから損傷に寄与するエネルギーを控除した残りとして減衰消費エネルギーを評価するものである。減衰力が層間変形速度に比例するとの仮定のもとに減衰消費エネルギーと粘性減衰係数の推定ができることを確認した。

第4章では、1層木質軸組架構と1層軽量鉄骨架構の実大振動台実験より得た応答データを用いて3章で提案した手法により実構造物の塑性変形領域を含む応答時の粘性減衰係数の推定を行い、実験と応答解析との整合性の検討より提案手法が妥当であることを検証した。

1層木質軸組架構の実験と実験を模擬した時刻歴地震応答解析とによる荷重変形関係の整合性の検討より、瞬間剛性比例と仮定したモデルでは荷重の増大が無く最大変形も実験結果をよく模擬していることより瞬間剛性に比例する減衰がより実際的な機構と考えられる。また、木質構造のように骨組の弾性変形範囲が小さく塑性変形能力が総じて高い構造ではその塑性化に従い履歴減衰が大きく寄与するものの内部減衰力が低下すると考えられ、塑性変形の度合い（塑性率）の進行に応じて木質構造の減衰機構を評価することが望ましい。

1層軽量鉄骨架構の実験と実験を模擬した時刻歴地震応答解析とによる荷重変形関係の

第5章 結 論

整合性の検討より初期剛性比例と瞬間剛性比例と仮定した何れのモデルにおいても荷重の増大はみられないが、最大層間変形に対しては初期剛性比例の方が実験結果に近く、より実地的な機構と考えられる。鉄骨材は非常に粘り強い性質を持っている材料であり、木質材料よりは強度や剛性が高く塑性域での変形能力が大きいため破壊に至るまで塑性歪エネルギー吸収能力が大きい。鉄骨造は損傷の進捗が進行して履歴減衰の寄与する割合が高くなっても粘性減衰力は一定で生じている傾向が認められることより、低層鉄骨造においては塑性率を考慮せずに減衰定数のみで減衰機構を評価することが望ましい。

以上より、本研究では軽量低層構造物の時刻歴地震応答解析において最大層間変形の予測精度を向上させるため、軽量低層構造物である木質構造と低層鉄骨造の減衰機構をエネルギー応答に基づいて推定する手法を提案し、木質軸組架構と軽量鉄骨架構の実大振動台実験の応答データを用いて提案した手法の適用性を確認した。本研究の成果は、低層の木質構造および鉄骨造の減衰機構の評価とその解析用モデルの構築に対して極めて有用である。

附 録

附録 1. 実測による軽量低層構造物の減衰データベース

1.1 はじめに

1993 年以降、建物の減衰に関する研究のため、日本建築学会の減衰評価委員会が設置され、振動運営委員会との協力を得て建築物の減衰資料の収集と減衰機構に関する調査研究をはじめとしてその活動が継続的に実施されてきた。2000 年 10 月にはその成果の一つとして「建築物の減衰」が出版され、構造設計者や研究するものに対して大切な資料として扱われている。その「建築物の減衰」に収集された建築物の減衰定数と固有振動数はデータベース化され、公開された。データベースとして集められた構造形式には大きく 2 種類と分類され、一般建物と塔状その他の構造物である。一般建物は S 造建物、SRC 造建物、RC 建物であり、塔状とその他の構造物にはタワー、鉄塔、煙突、その他である。また、その中では中・大規模の構造物であり、高さとしては中・高層建物が中心となっている。一方で木造住宅や低層鉄骨造のような小規模の構造物はまだ、減衰データベースが整備されていない状況である。

また、いつ来るか予測出来ない地震による被害を防ぐための一方法として先進的な制振構造システムを低層の建築物で採用する試みが加速されている。多くの一般低層構造物に固有の減衰性能の特定が難しいのに対して、ある確実な減衰性能を建物に付加することで構造物全体を高減衰化して、地震応答を安定して低減することが目的である。しかしながら、この制振構造システムの地震時挙動を正確に予測するためには、主構造物そのものの固有振動特性と減衰性能をより精度高く評価した上で付加する減衰装置の性能を決定することが重要である。これらの減衰性能は構造物の動的特性を支配する重要なパラメータであり、特に動的な外乱の作用に対する構造物の応答に重要な影響を与えることを考慮する必要がある。2007 年から実施された木造住宅や低層鉄骨造のような小規模の構造物のような住宅の性能表示制度導入などを背景として、軽量低層構造物についても性能設計が求められるようになっている。

最近では木質構造と低層鉄骨造に対して常時微動測定、強制振動実験及び地震観測などによる構造特性（固有振動数・減衰定数）が評価されたデータが蓄積されてきており、これらの減衰に関する構造特性のデータを整理し、データベース化することで軽量低層構造物の振動性状を把握し、その設計者への情報提供することを目標とする。

附録 1 実測による軽量低層構造物の減衰データベース

軽量低層構造物の減衰データベース構築のため、軽量低層構造物である木造住宅と低層鉄骨造の住宅及び事務室などに対して日常の振動である常時微動測定により減衰定数と固有振動数の同定を行った。また、常時微動測定より振幅が大きい人力加振実験及び起振機加振実験、振動台実験などよりその振幅レベルでの減衰定数の同定を行う。その評価したデータを用いて構造形式ごとの振動性状を分析する。

附録 1.1 節では本章の概要を述べる。

附録 1.2 節では実測概要について述べる。実測を行った常時微動測定の概要、起振機加振および人力加振実験の概要を記す。

附録 1.3 節では実測を行った木質構造の固有振動数と減衰定数の同定を行う。同定した構造特性データを用いて木質構造の振動性状を分析する。まず、固有周期については高さとの関係、建築年との関係について検討を行う。次には、減衰定数について高さとの関係について検討し、2次部材が減衰定数に及ぼす影響を検討するため、水平2方向の長さとの関係を検討する。また、加振手法と減衰定数の関係により木質構造の振幅依存性について検討する。

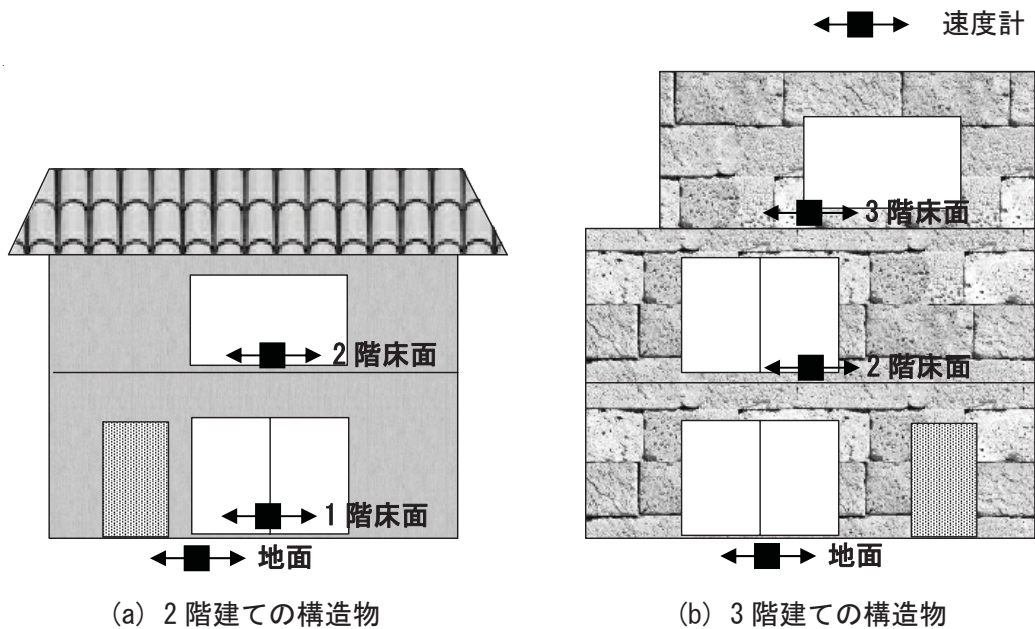
附録 1.4 節では実測を行った低層鉄骨造の固有振動数と減衰定数の同定を行う。同定した構造特性データを用いて低層鉄骨造の振動性状を分析する。まず、固有周期については高さとの関係について検討する。次には、減衰定数については高さとの関係について検討し、2次部材が減衰定数に及ぼす影響を検討するため、水平2方向の長さとの関係を分析する。また、加振と減衰定数の関係により低層鉄骨造の振幅依存性について検討する。

附録 1.5 節はまとめとする。

附録 1.2 実測概要

附録 1.2.1 常時微動測定

常時微動測定時間^{1) 2)}については建物の1次固有周期の1000倍以上の計測時間が概略な目安となり、今回の軽量低層構造物の微動測定時間は微動測定のサンプリング周波数200[Hz]で10分間とする。建物の長辺と短辺について各々2回ずつ測定を行う。附図1-1には、小型速度計の配置図を示す。速度計の配置は実測の対象となる建物が2階建ての場合は地面に1基、1階床と2階床の中央に1基ずつを設置する。3階建ての場合は地面に1基、2階床と3階床の中央に1基ずつを設置する。測定される速度はkine(=cm/s)である。

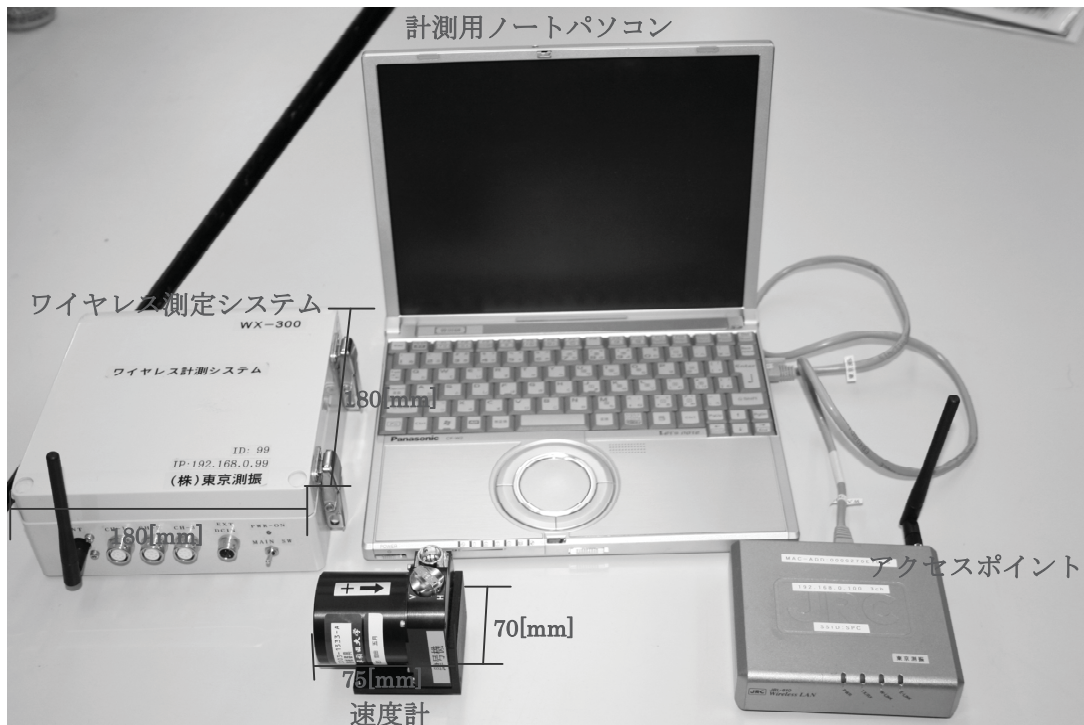


附図 1-1 小型速度計の配置図

附録 1
実測による軽量低層構造物の減衰データベース

(b) 測定システム

測定システムとしては附写 1-1 に示すように小型サーボ型速度計 VSE-15D(東京測振)とワイヤレス測定システム WX-300(東京測振)、測定用のパソコンとアクセスポイントの構成である。ワイヤレス測定システム WX-300 は 1 回測定で同時に 3 成分の速度を測定するシステムである。このシステムはメリットとしてはケーブルが少なく移動性が高い測定システムである。



附写 1-1 計測システム

(c) 構造特性評価手法

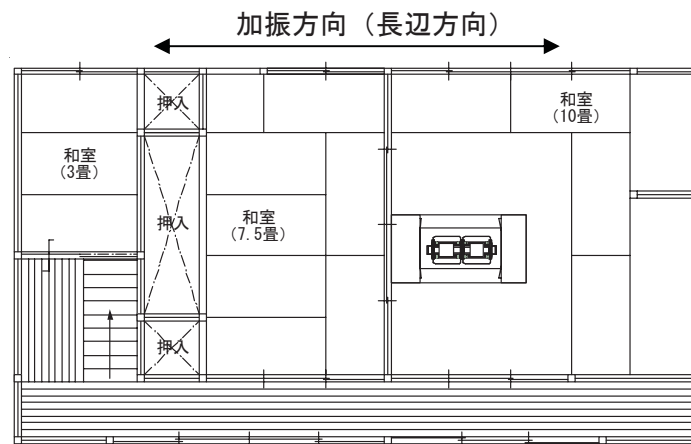
構造物の固有振動数の同定は地面の応答速度と最上階床面の応答速度より得る伝達関数のピーク位置として求める。伝達関数は Hanning Window filter⁸⁾によりノイズの処理を行った。

減衰定数は RD 法³⁾⁴⁾、FDD 法⁵⁾⁶⁾⁷⁾より同定する。RD 法では、ランダムな時系列のランダム極大値を初期値とした小サンプルを数多く作成し、それらを多数組み合わせることにより時系列波のランダム成分の和がゼロに近づき、自由振動波形の成分を得るものである。抽出した各次の自由振動減衰の波形に対し、対数減衰率や最小二乗法などの手法を用いて減衰同定を行う。FDD 法は、観測により得られた応答データのスペクトル行列を求め、これを特異値分解することにより、固有振動数や減衰定数を推定する手法である。

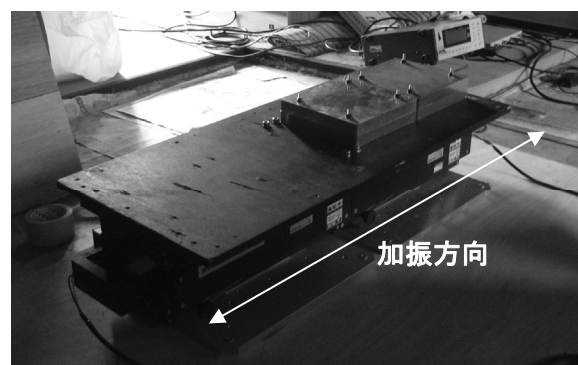
附録 1.2.2 起振機加振実験

(a) 実測概要

起振機加振実験は2階建ての木造住宅、1軒に対して行った。測定時の雨戸を全て開けた状態で長辺方向についてのみ行う。起振機は附図 1-2 に示すように、2階床の中央付近に設置する。建物の常時微動測定によって得た固有振動数を目安にし、起振機の加振振動数は2～10[Hz]とし、60秒間のスイープ波加振により共振点探索を行う。次にこの共振周波数の正弦波により共振加振した後、加振を急止し、自由振動波形を取得する。この自由振動波形から対数減衰率より減衰定数を評価する。写真 1-2 に起振機を設置した全景を示す。積載用ウェイトは1枚7.6[kg]のものを4枚載せる。建物の振動は常時微動測定用のVSE-15D速度計を2階床と屋根裏に設置することで建物の速度を測定する。



附図 1-2 起振機設置の位置(2階床)



附写 1-2 起振機加振実験の様子

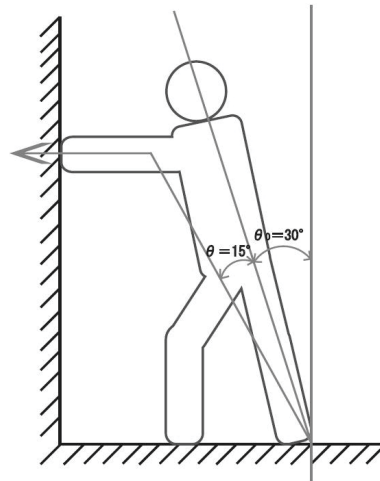
(b) 構造特性評価手法

建物の固有振動数は sweep 波の入力による屋根裏の応答速度のパワースペクトルのピーク位置として求める。減衰定数の同定は正弦波入力により得られた応答速度の対数減衰率により求めた。

附録 1.2.3 人力加振実験

(a) 実測概要

人力加振は起振機加振実験と同じ 2 階建ての木造住宅と 2 階建ての鉄骨造事務室で行った。人力加振方向としては長辺方向についてのみ行った。加振振動数は常時微動測定の結果から得た 1 次の固有振動数とした。加力位置は 2 階の主要な柱とした。建物の 1 次周期が短かったため、2 周期に 1 回柱を押すことにより建物の加振を行った。波形をモニターしながら加振を継続し、振幅が安定した時点で加振を急止し、自由振動をさせる。速度計の配置は常時微動測定と同じとする。附図 1-3 に人力加振による加振力発生機構を示す。建物を水平方向に加振する力 F_{dy} は式 (2-1) で表わすことが出来る⁹⁾¹⁰⁾。建物の振動は常時微動測定用の VSE-15D 速度計を 2 階床と屋根裏に設置することで建物の速度を測定する。



附図 1-3 人力加振による加振力発生機構

$$F_{dy} = ma |[1 - \sin(\theta_0 + \theta)]| \quad \text{式 (2-1)}$$

m : 人体の質量
 a : 加速度、 $a = (2\pi f)^2 x$
 x : 人体重心移動距離
 $x = L \cdot \tan \theta$
 L : 人体重心高さ (身長 $\times 0.54$)

(b) 構造特性評価手法

建物の減衰定数の同定は人力加振により得られた応答速度の対数減衰率により求めた。


附録 1.3 木造構造

附録 1.3.1 実測した木造住宅の構造特性評価

木質構造はすべて 2 階建ての木造住宅とし、常時微動測定により地面と建物の応答速度を測定することで建物の固有振動数や減衰定数の同定を行う。固有振動数は地面と 2 階床の応答速度の伝達関数より同定し、減衰定数は RD 法、FDD 法より同定を行う。同定したデータを用いて建物の高さとの固有周期の関係、建築年との固有周期の関係、高さとの減衰定数の関係、及び建物の形との減衰定数の関係など木質構造の構造特性を分析する。

附録 1
実測による軽量低層構造物の減衰データベース

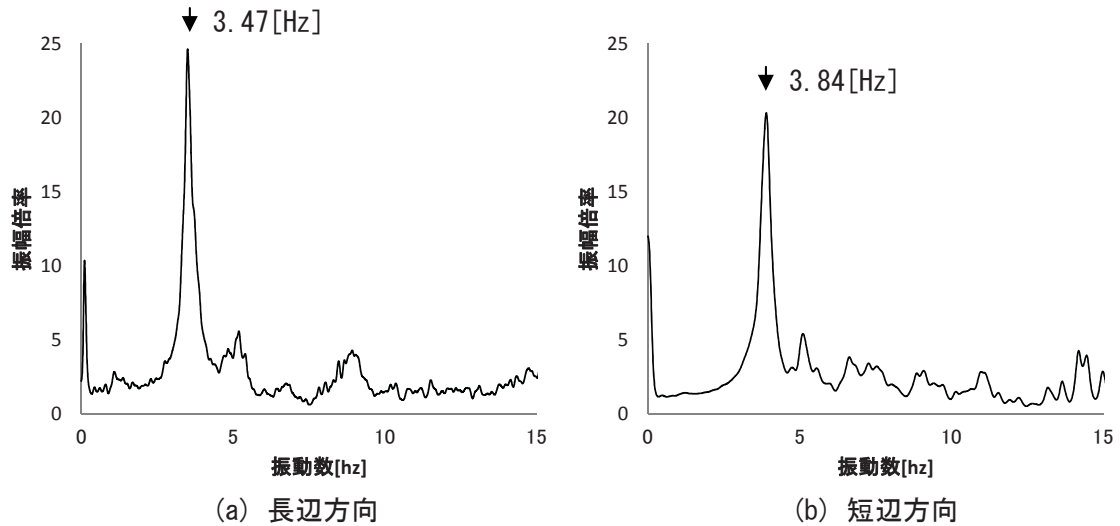
A. S 邸

①	構造形式	木質構造(在来木造)				
②	所在地都道府県名	東京都世田谷区砧6丁目				
③	地盤種別	I-B				
④	建物の全景					
⑤	竣工年	1950年頃				
⑥	階数 (地上、小屋有無)	地上2階				
⑦	軒高(m) ※は最高高さ	6.3m(※7.3m)				
⑧	基準階 平面寸法 長辺(桁行)×短辺(梁間方向)	169.55m ² (17.74m × 9.55m)				
⑨	用途	住宅				
⑩	測定方法	常時微動測定	起振機加振	人力加振		
		○	○	○		
⑪	実測回数	長辺2回、短辺2回				
⑫	測定日時	2008年 6月 20日				
⑬	天気	曇り				
⑭	固有振動数[Hz]	長辺	1次	3.47	2次	6.72
		短辺	1次	3.84	2次	7.51
⑮	減衰定数[%]	長辺	常時微動測定	1次	2次	
	RD法		2.54	2.52		
	FDD法		2.61	4.51		
		短辺	常時微動測定	1次	2次	
	RD法		2.59	-		
	FDD法		3.1	4.51		
		長辺	起振機加振	5.91	-	
		長辺	人力加振	7.74	-	

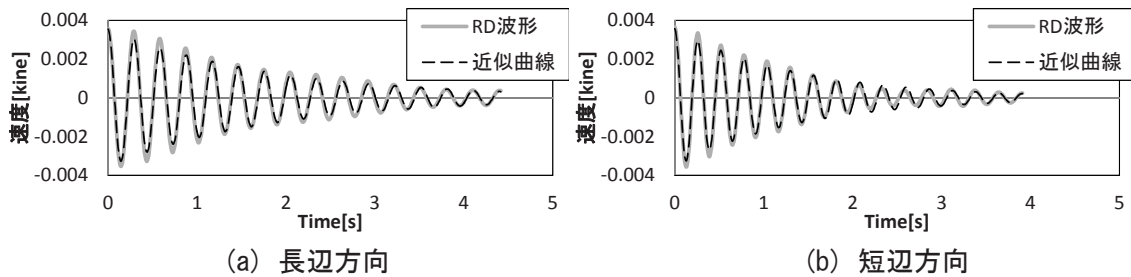
※地盤種別については附録3に示す。

附録 1
 実測による軽量低層構造物の減衰データベース

附図 1-4 には、各方向において常時微動測定を行い、地面と屋根裏より測定された応答速度を用いて伝達関数を示す。長辺方向の 1 次卓越振動数は 3.47[Hz]であり、短辺方向の 1 次卓越振動数は 3.84[Hz]程度のピークが確認される。また、屋根裏の応答速度を用いて RD 法を用いて各方向の RD 波形とその近似曲線を重ね合わせた波形を附図 1-5 に示す。RD 法より同定された長辺方向の 1 次減衰定数は 2.5[%]程度であり、短辺方向の 1 次減衰定数は 2.6[%]程度である。



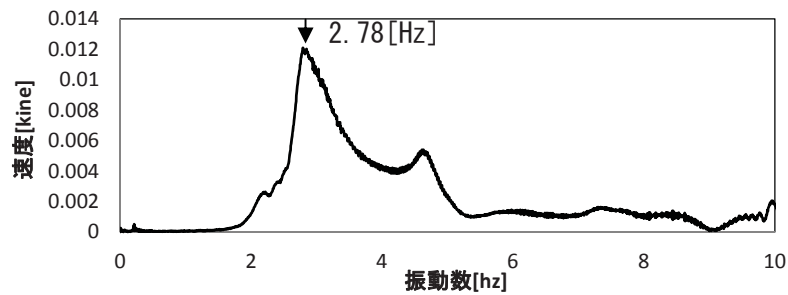
附図 1-4 地面と屋根裏で測定された応答速度による伝達関数



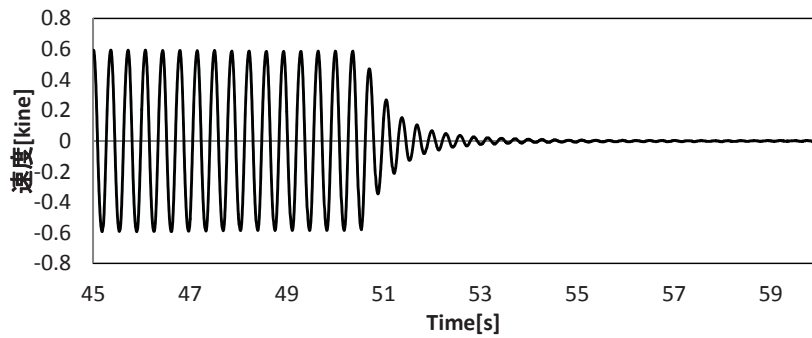
附図 1-5 各方向の RD 波形と近似曲線

附録 1
実測による軽量低層構造物の減衰データベース

起振機の加振振動数は2~10[Hz]とし、60秒間のスイープ波加振により共振点探索を行い、2階屋根裏の応答速度のフリースペクトルを附図 1-6 に示す。共振点は2.78[Hz]であり、この共振周波数の正弦波により共振加振した後、加振を急止し、得られた2階屋根裏の応答速度を附図 1-7 に示す。最大振幅は0.5[kine]程度となり、常時微動測定よりは約250倍程度以上の振幅レベルである。対数減衰率より正側と負側の減衰定数の平均値は5.9[%]と同等された。



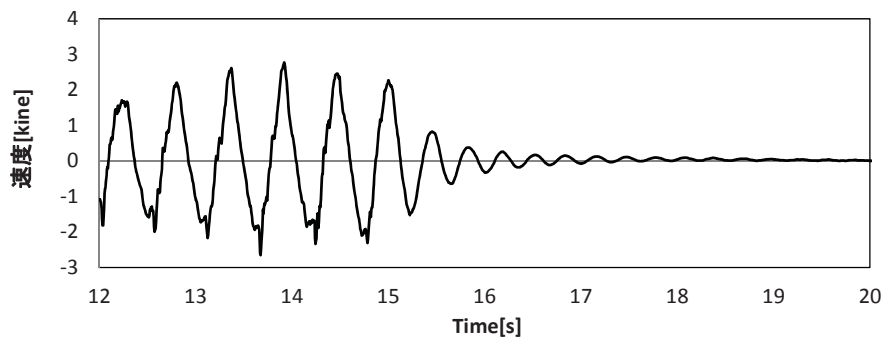
附図 1-6 屋根裏の応答速度のフリースペクトル



附図 1-7 起振機加振実験による屋根裏の応答速度の自由振動波形

附録 1
実測による軽量低層構造物の減衰データベース


人力加振実験は常時微動測定の結果から得た 1 次の固有振動数とした。実験参加人数は 10 人であり、加力位置は 2 階の主要な柱とした。建物の 1 次周期が短かったため、2 周期に 1 回柱を押すことにより建物の加振を行った。波形をモニターしながら加振を継続し、振幅が安定した時点で加振を急止し、自由振動をさせる。附図 1-8 には人力加振による 2 階屋根裏で得た速度の自由振動波形を示す。最大応答速度は 2.72[kine]である。人力加振では振幅減衰比により減衰定数の同定を行った。1 次減衰定数が 9.6[%]と同定された。



附図 1-8 人力加振実験による屋根裏の応答速度の自由振動波形

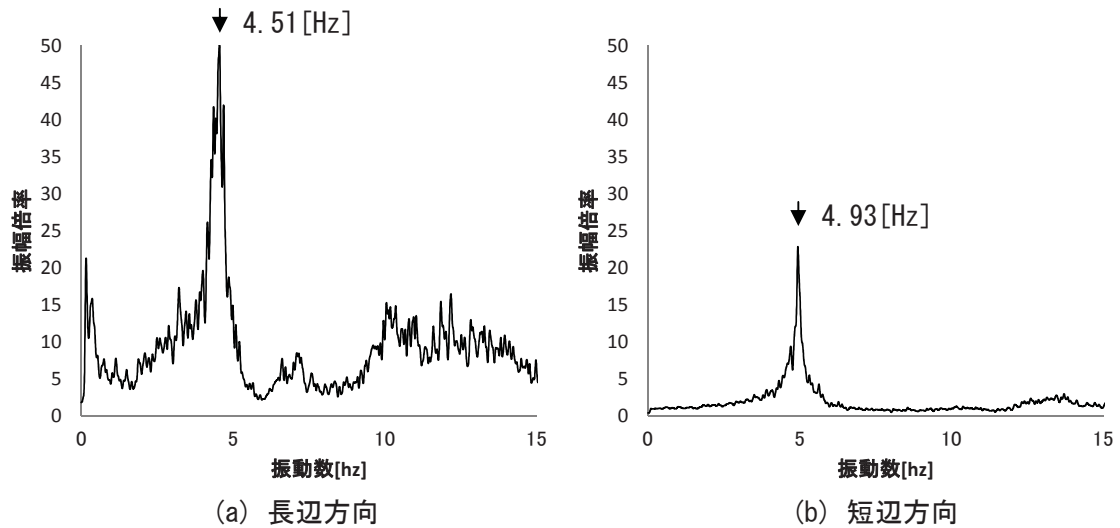
附録 1
実測による軽量低層構造物の減衰データベース

B. N 邸

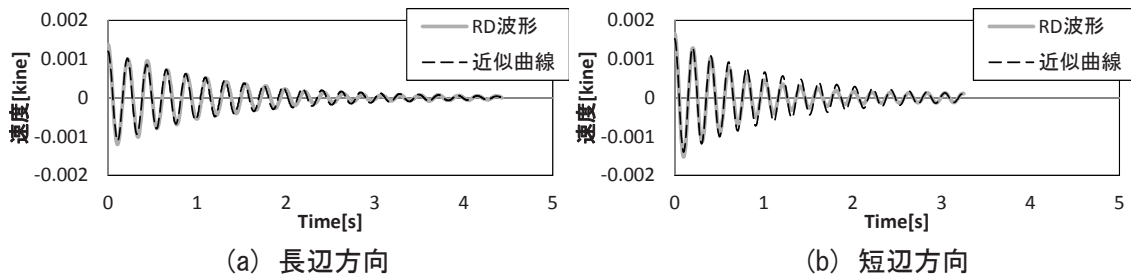
①	構造形式	木質構造(在来木造)				
②	現在地都道府県名	埼玉県越谷市宮前				
③	地盤種別	Ⅱ				
④	建物の全景					
⑤	竣工年	1977年 2月				
⑥	階数 (地上、小屋有無)	地上2階				
⑦	軒高(m) ※は最高高さ	6.3m(※7.4m)				
⑧	基準階 平面寸法 長辺(桁行)×短辺(梁間方向)	61.38m ² (9.3m × 6.6m)				
⑨	用途	住宅				
⑩	測定方法	常時微動測定	起振機加振	人力加振		
		○	-	-		
⑪	実測回数(No)	長辺2回、短辺2回				
⑫	測定日時	2012年 10月 14日				
⑬	天気	弱雨				
⑭	固有振動数[Hz]	長辺	1次	4.51	2次	10.2
		短辺	1次	4.93	2次	13.36
⑮	減衰定数[%]	長辺	常時微動測定	1次	2次	
	RD法		2.59	-		
	FDD法		2.97	3.88		
		短辺	常時微動測定	1次	2次	
	RD法		2.16	-		
	FDD法		2.9	2.3		

附録 1
 実測による軽量低層構造物の減衰データベース

附図 1-9 には、各方向において常時微動測定を行い、地面と 2 階床より測定された応答速度を用いて伝達関数を示す。長辺方向の 1 次卓越振動数は 4.51[Hz]であり、短辺方向の 1 次卓越振動数は 4.93[Hz]程度のピークが確認される。また、屋根裏の応答速度を用いて RD 法を用いて各方向の RD 波形とその近似曲線を重ね合わせた波形を附図 1-10 に示す。RD 法より同定された長辺方向の 1 次減衰定数は 2.6[%]程度であり、短辺方向の 1 次減衰定数は 2.2[%]程度である。



附図 1-9 地面と 2 階床で測定された応答速度による伝達関数



附図 1-10 各方向の RD 波形と近似曲線

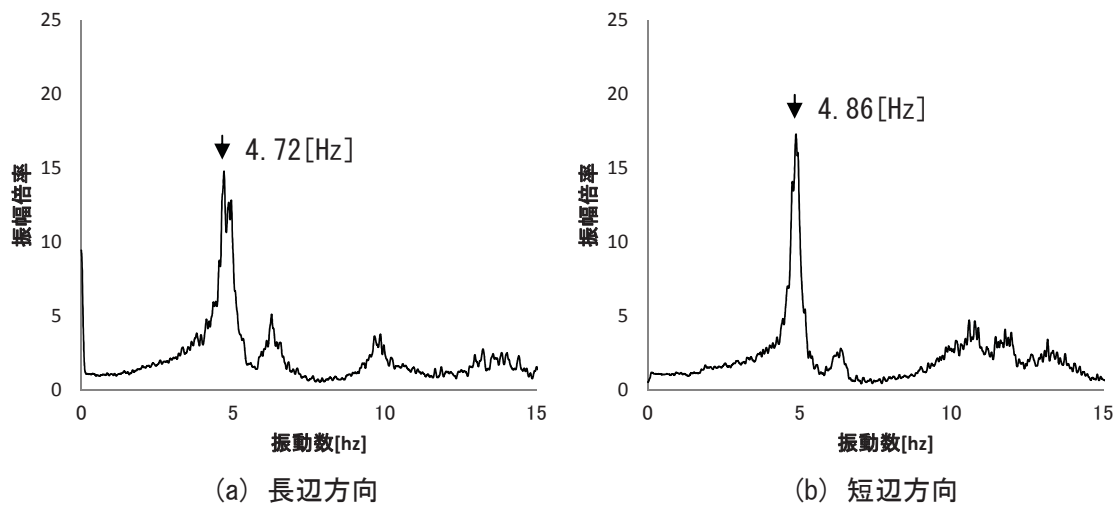
附録 1
実測による軽量低層構造物の減衰データベース

C. M 邸

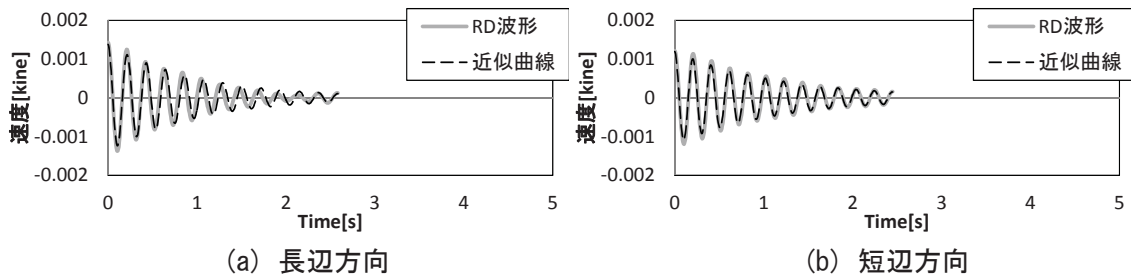
①	構造形式	木質構造(在来木造)				
②	現在地都道府県名	埼玉県越谷市宮前				
③	地盤種別	Ⅱ				
④	建物の全景					
⑤	竣工年	1977年 2月				
⑥	階数 (地上、小屋有無)	地上2階				
⑦	軒高(m) ※は最高高さ	6.3m(※7.4m)				
⑧	基準階 平面寸法 長辺(桁行)×短辺(梁間方向)	63.76m ² (10.01m × 6.37m)				
⑨	用途	住宅				
⑩	測定方法	常時微動測定	起振機加振	人力加振		
		○	-	-		
⑪	実測回数(No)	長辺2回、短辺2回				
⑫	測定日時	2012年 10月 14日				
⑬	天気	弱雨				
⑭	固有振動数[Hz]	長辺	1次	4.72	2次	9.66
		短辺	1次	4.86	2次	10.59
⑮	減衰定数[%]	長辺	常時微動測定	1次	2次	
			RD法	3.44	-	
			FDD法	3.83	3.01	
		短辺	常時微動測定	1次	2次	
			RD法	2.88	-	
			FDD法	3.46	3.66	

附録 1
 実測による軽量低層構造物の減衰データベース

附図 1-11 には、各方向において常時微動測定を行い、地面と 2 階床より測定された応答速度を用いて伝達関数を示す。長辺方向の 1 次卓越振動数は 4.72[Hz]であり、短辺方向の 1 次卓越振動数は 4.86[Hz]程度のピークが確認される。また、屋根裏の応答速度を用いて RD 法を用いて各方向の RD 波形とその近似曲線を重ね合わせた波形を附図 1-12 に示す。RD 法より同定された長辺方向の 1 次減衰定数は 3.4[%]程度であり、短辺方向の 1 次減衰定数は 2.9[%]程度である。




附図 1-11 地面と 2 階床で測定された応答速度による伝達関数



附図 1-12 各方向の RD 波形と近似曲線

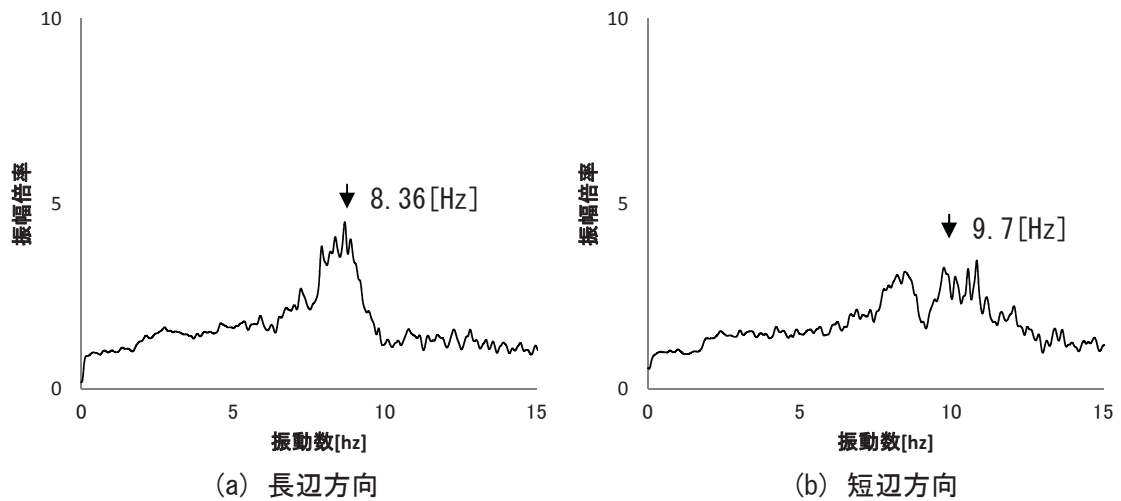
附録 1
実測による軽量低層構造物の減衰データベース

D. S-II 邸

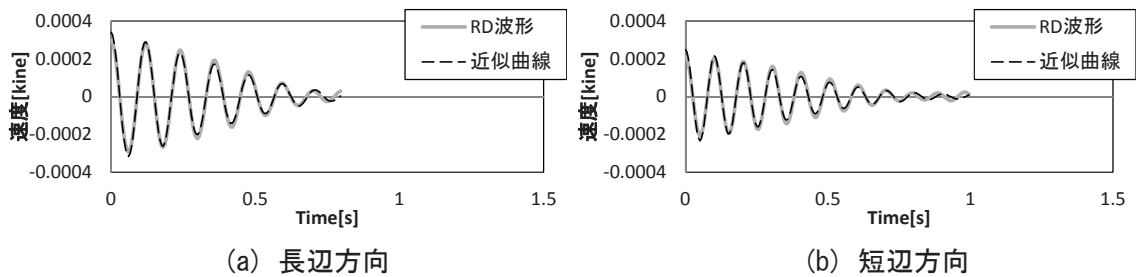
①	構造形式	木質構造(2×4構造形式)				
②	現在地都道府県名	埼玉県越谷市花田				
③	地盤種別	Ⅱ				
④	建物の全景					
⑤	竣工年	1990年 1月				
⑥	階数 (地上、小屋有無)	地上2階				
⑦	軒高(m) ※は最高高さ	5.8m(※8.2m)				
⑧	基準階 平面寸法 長辺(桁行)×短辺(梁間方向)	89.43m ² (12.28m × 7.28m)				
⑨	用途	住宅				
⑩	測定方法	常時微動測定	起振機加振	人力加振		
		○	-	-		
⑪	実測回数(No)	長辺2回、短辺2回				
⑫	測定日時	2012年 10月 14日				
⑬	天気	弱雨				
⑭	固有振動数[Hz]	長辺	1次	8.36	2次	-
		短辺	1次	9.7	2次	-
⑮	減衰定数[%]	長辺	常時微動測定	1次	2次	
			RD法	2.49	-	
			FDD法	2.23	-	
		短辺	常時微動測定	1次	2次	
			RD法	1.39	-	
			FDD法	1.65	-	

附録 1
 実測による軽量低層構造物の減衰データベース

附図 1-13 には、各方向において常時微動測定を行い、地面と 2 階床より測定された応答速度を用いて伝達関数を示す。長辺方向の 1 次卓越振動数は 8.36[Hz]であり、短辺方向の 1 次卓越振動数は 9.7[Hz]程度のピークが確認される。また、屋根裏の応答速度を用いて RD 法を用いて各方向の RD 波形とその近似曲線を重ね合わせた波形を附図 1-14 に示す。RD 法より同定された長辺方向の 1 次減衰定数は 2.5[%]程度であり、短辺方向の 1 次減衰定数は 1.4[%]程度である。



附図 1-13 地面と 2 階床で測定された応答速度による伝達関数



附図 1-14 各方向の RD 波形と近似曲線

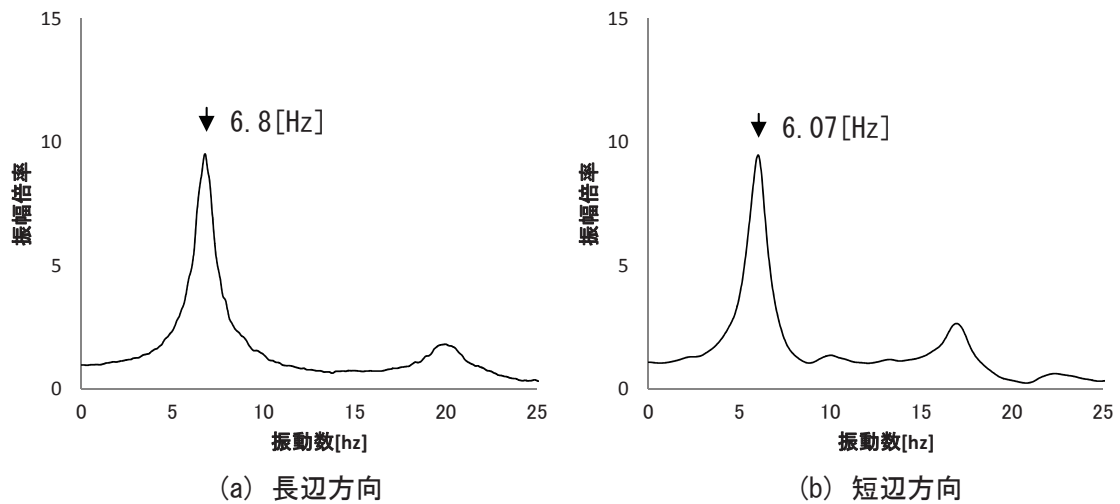
附録 1
実測による軽量低層構造物の減衰データベース

E. 実大 2 階木造住宅

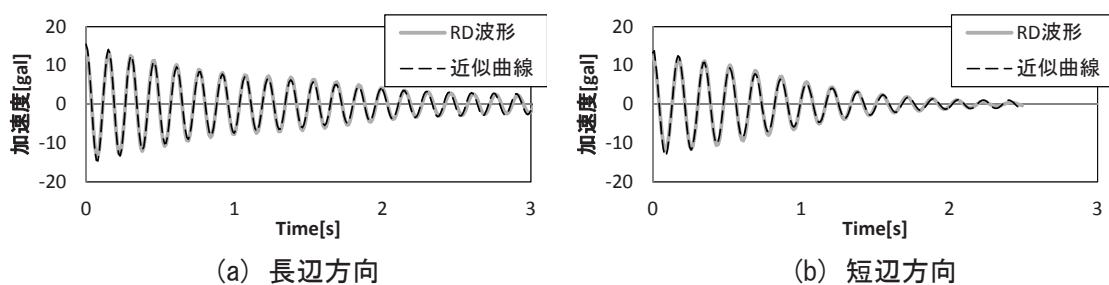
①	構造形式	木質構造(在来木造)				
②	現在地都道府県名	-				
③	地盤種別	-				
④	建物の全景					
⑤	竣工年	-				
⑥	階数 (地上、小屋有無)	地上2階+小屋組				
⑦	軒高(m) ※は最高高さ	6.0m(※7.99m)				
⑧	基準階 平面寸法 辺(桁行)×短辺(梁間方向) 長	51.03m ² (8.1m × 6.3m)				
⑨	用途	住宅				
⑩	測定方法	振動台	入力			
		○	定常ホワイトノイズ30[ga]			
⑪	実測回数	-				
⑫	測定日時	2007年 5月				
⑬	天気	晴れ				
⑭	固有振動数[Hz]	長辺	1次	6.8	2次	20.2
		短辺	1次	6	2次	16.7
⑮	減衰定数[%]	長辺	振動台実験	1次	2次	
			RD法	2.73	-	
			FDD法	2.76	-	
		短辺	振動台実験	1次	2次	
			RD法	2	-	
			FDD法	1.81	-	

附録 1
 実測による軽量低層構造物の減衰データベース

実大 2 階建ての木造住宅の振動台実験は独立行政法人土木研究所の 3 次元大方振動台を用いて行った。ここでは、地震動の入力前のホワイトノイズ 30[gal]の入力により長辺方向と短辺方向の固有振動数と減衰定数の同定を行った。附図 1-15 には、各方向において定常ホワイトノイズ 30[gal]の入力により振動台の加速度と小屋組より測定された応答加速度データを用いて伝達関数を示す。長辺方向の 1 次卓越振動数は 6.8[Hz]であり、短辺方向の 1 次卓越振動数は 6.07[Hz]程度のピークが確認される。また、屋根裏の応答速度を用いて RD 法を用いて各方向の RD 波形とその近似曲線を重ね合わせた波形を附図 1-16 に示す。RD 法より同定された長辺方向の 1 次減衰定数は 2.7[%]程度であり、短辺方向の 1 次減衰定数は 2.1[%]程度である。



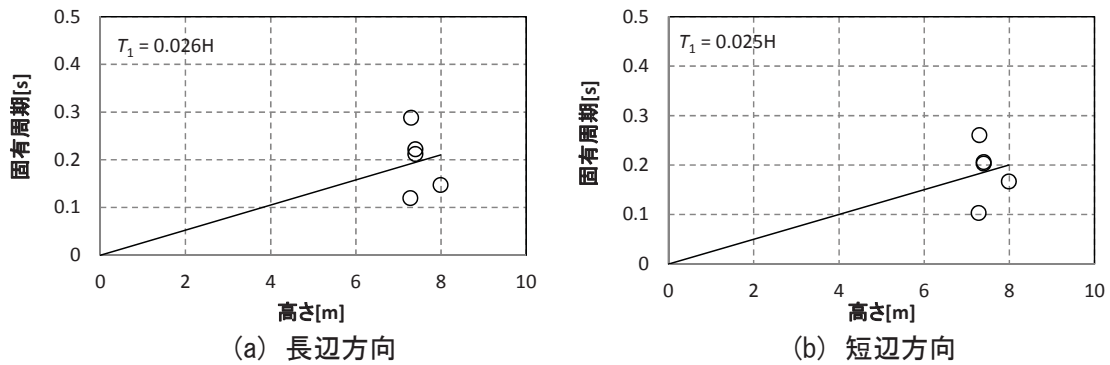
附図 1-15 地面と屋根裏で測定された応答加速度による伝達関数



附図 1-16 各方向の RD 波形と近似曲線

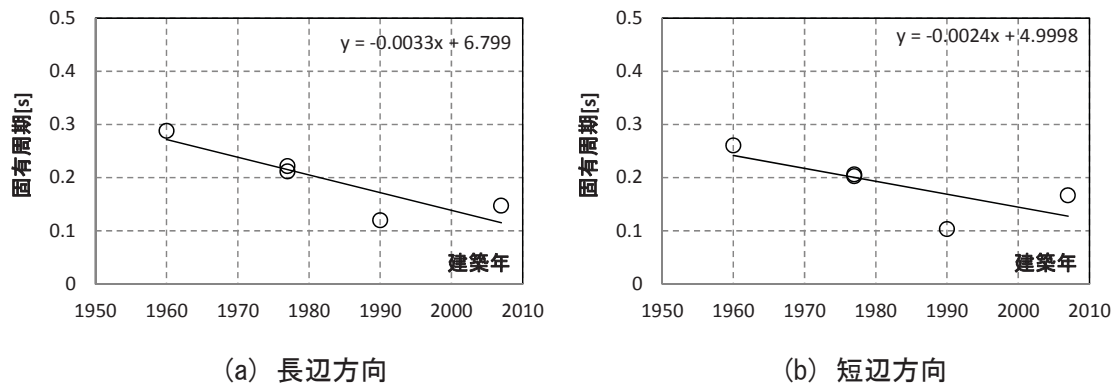
附録 1.3.2 木質構造の分析結果

附図 1-17 には、木造住宅の最大高さ H と常時微動測定より同定した 1 次固有周期 T_1 の関係を示す。木質構造はすべて 2 階建ての住宅であり高さが 7~8[m]程度である。長辺・短辺方向において 1 次固有周期は $T_1=0.026H$ の関係である。これは「木造建築構造設計」¹¹⁾で示されている $T_1=0.03 \times H$ とほぼ同様である。



附図 1-17 最大高さ H と 1 次固有周期 T_1 の関係

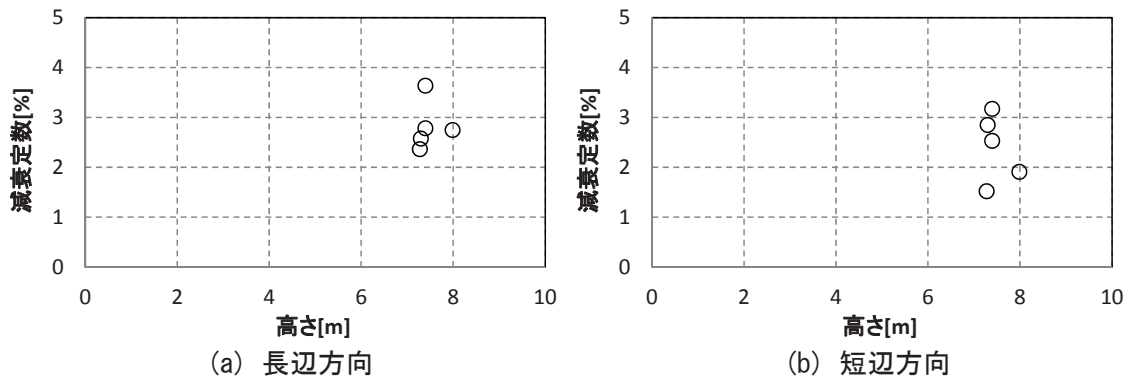
附図 1-18 には建築年と 1 次固有周期 T_1 の関係を示す。1981 年の「新耐震設計法」以前・以後の固有周期を分けると以前は 0.2 秒より長い周期の傾向である。一方、新耐震設計法の以後では 0.1~0.2 秒程度で分布する傾向である。0.1 秒の近くにあるものは「2×4 構造形式」である。



附図 1-18 建築年と固有周期 T_1 の関係

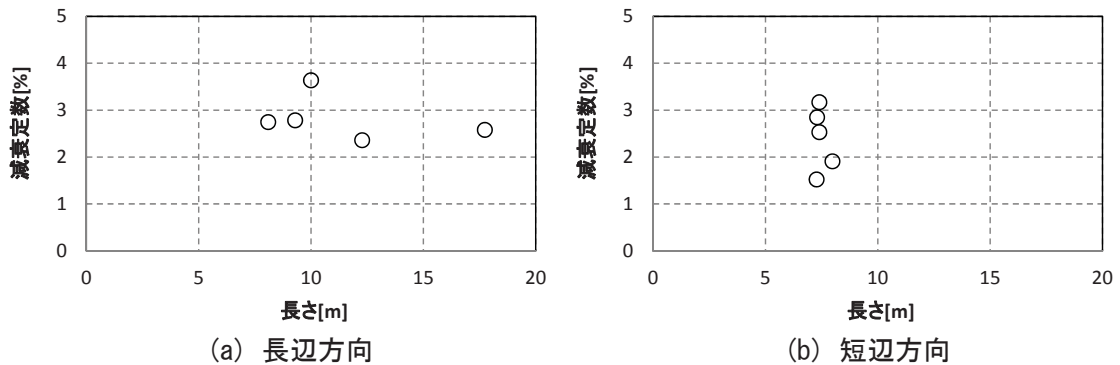
附録 1
 実測による軽量低層構造物の減衰データベース

附図 1-19 には、木造住宅の最大高さと同定した 1 次減衰定数の関係を示す。減衰定数は RD 法と FDD 法の平均値として用いた。長辺方向での減衰定数は 2~3[%]の範囲に分布されている。短辺方向では高さとかかわらずに 1.5~3.5[%]の間にばらついた傾向である。



附図 1-19 最大高さと同定した減衰定数の関係

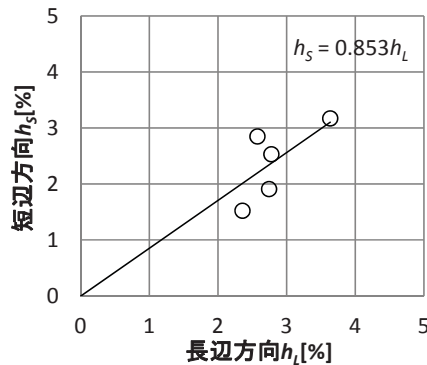
軽量低層構造物の減衰性能は 2 次部材による影響が大きいと言われているため、各方向の長さと同定した減衰定数の関係を附図 1-20 に示す。長辺方向では長さとはかかわらず減衰定数が約 3[%]附近分布されており、短辺方向では 1.5~3.5[%]の間にばらつきの傾向である。微動振動のような低振幅レベルでは 2 次部材の影響は小さいと考えられる。



附図 1-20 各方向の長さと同定した減衰定数の関係

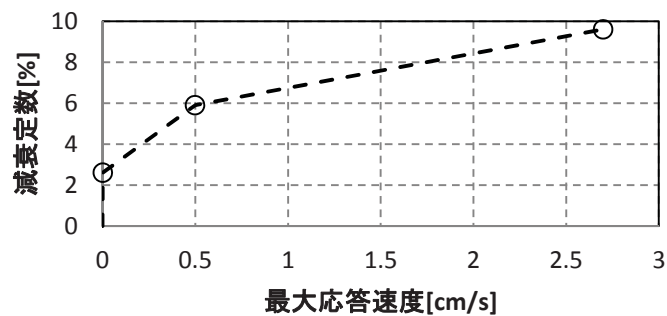
附録 1
 実測による軽量低層構造物の減衰データベース

次には、水平 2 方向の 1 次減衰定数について検討を行う。建物毎の長辺方向の減衰定数 h_L と短辺方向の減衰定数 h_S の関係を附図 1-21 に示す。全盤的には長辺方向の減衰定数が短辺方向の減衰定数より大きめの傾向である。これは、短辺方向の方が長辺方向に比べロッキングの影響を大きいことが原因の一つと考えられる。



附図 1-21 各方向における減衰定数の関係

また、S 邸で行った常時微動測定、起振機加振実験、人力加振実験の減衰定数より木造住宅において減衰定数の振幅依存性を検討する。附図 1-22 には、各測定毎の 2 階屋根裏の最大速度と減衰定数の関係を示す。常時微動測定では最大速度 0.002[cm/s]程度であり、起振機 2 台による最大速度は 0.5[cm/s]である。10 人の人力加振実験では最大速度 2.7[cm/s]程度である。各測定方法による減衰定数は常時微動測定 2.6[%]、起振機加振 5.9[%]、人力加振実験 9.6[%]と同定される。応答速度と減衰定数の関係より応答速度の増加に従い減衰定数が大きくなる傾向である。これより木質構造の減衰定数の振幅依存性が確認できる。



附図 1-22 各加振手法における最大応答速度と減衰定数の関係
 (左の方から常時微動測定→起振機加振→人力加振)

附録 1.4 低層鉄骨造

附録 1.4.1 実測による低層鉄骨造の構造特性評価

低層鉄骨造の実測は株式会社旭化成ホームのご協力を頂き、3 階建て展示住宅の 5 軒の常時微動測定と 2 階建ての事務室の常時微動測定を行った。常時微動測定により地面と建物の応答速度より建物の固有振動数や減衰定数を同定する。固有振動数は伝達関数より同定し、減衰定数は RD 法と FDD 法より同定を行う。同定したデータを用いて建物の高さと同定した固有振動数の関係、高さと同定した減衰定数の関係、建物の性状と同定した減衰定数の関係及び低層鉄骨造の減衰定数の振幅依存性など低層鉄骨造の構造特性を分析する。

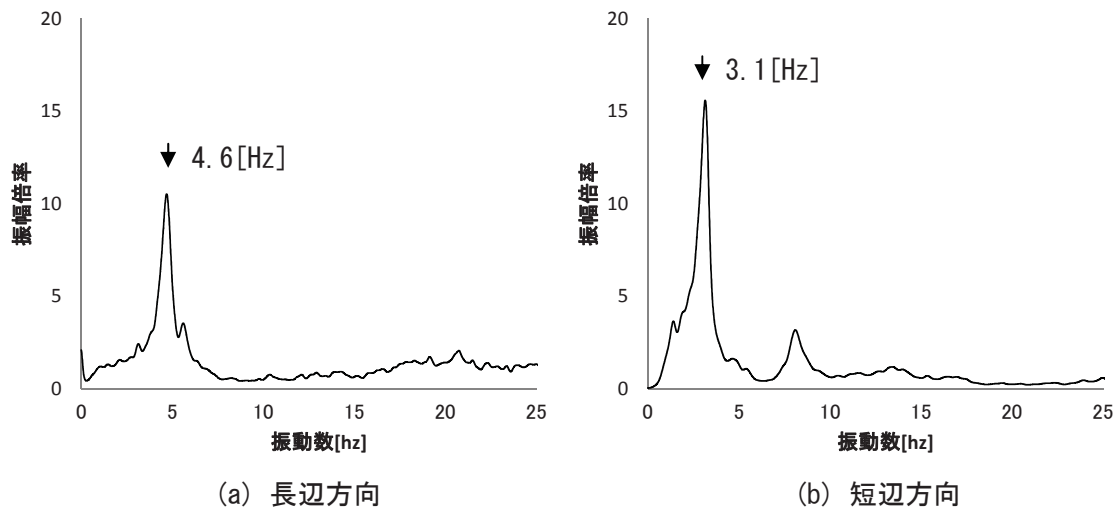
附録 1
実測による軽量低層構造物の減衰データベース

A. 展示住宅①

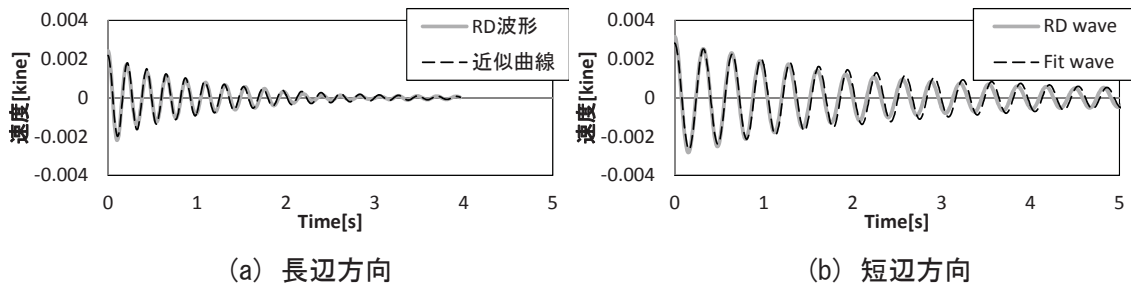
①	構造形式	重量鉄骨9[mm]ラーメン造				
②	現在地都道府県名	東京都港区三田5				
③	地盤種別	I-B種				
④	建物の全景					
⑤	竣工年	2011年 11月				
⑥	階数 (地上、小屋有無)	地上3階				
⑦	軒高(m) ※は最高高さ	8.91m				
⑧	基準階 平面寸法 辺(桁行)×短辺(梁間方向)	長	41.20m ² (8.23m × 5.18m)			
⑨	用途	住宅展示場				
⑩	測定方法	常時微動測定	起振機加振	人力加振		
		○	-	-		
⑪	実測回数(No)	長辺2回、短辺2回				
⑫	測定日時	2012年 9月 27日				
⑬	天気	晴れ、強風				
⑭	固有振動数[Hz]	長辺	1次	4.6	2次	12.6
		短辺	1次	3.1	2次	8
⑮	減衰定数[%]	長辺	常時微動測定	1次	2次	
			RD法	3.19	2.46	
			FDD法	2.62	2.64	
		短辺	常時微動測定	1次	2次	
			RD法	2.12	3.14	
			FDD法	1.66	2.64	

附録 1
 実測による軽量低層構造物の減衰データベース

附図 1-23 には、各方向において常時微動測定を行い、地面と 3 階床より測定された応答速度を用いて伝達関数を示す。長辺方向の 1 次卓越振動数は 4.6[Hz]であり、短辺方向の 1 次卓越振動数は 3.1[Hz]程度のピークが確認される。また、屋根裏の応答速度を用いて RD 法を用いて各方向の RD 波形とその近似曲線を重ね合わせた波形を附図 1-24 に示す。RD 法より同定された長辺方向の 1 次減衰定数は 3.2[%]程度であり、短辺方向の 1 次減衰定数は 2.1[%]程度である。




附図 1-23 地面と屋根裏で測定された応答速度による伝達関数



附図 1-24 各方向の RD 波形と近似曲線

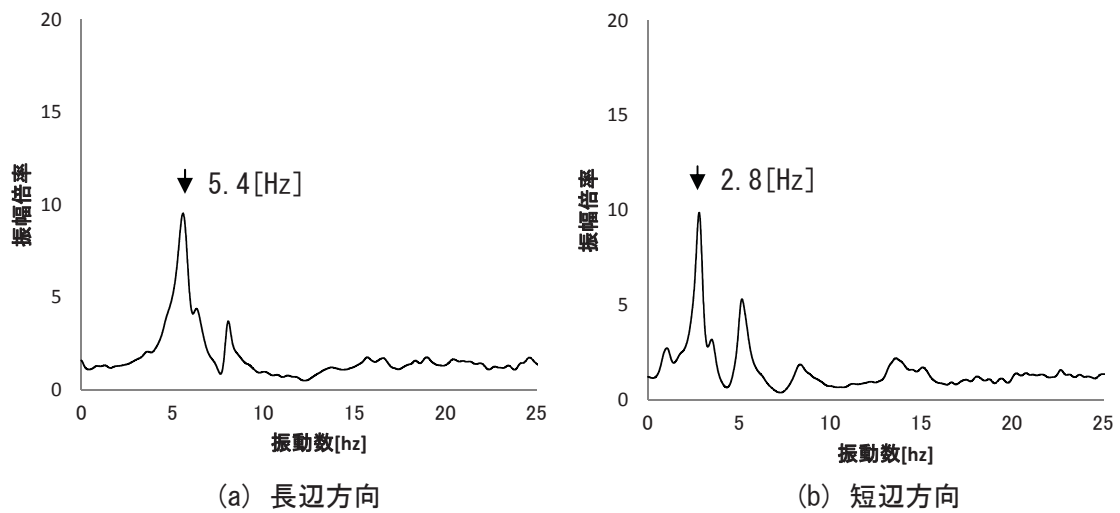
附録 1
実測による軽量低層構造物の減衰データベース

B. 展示住宅②

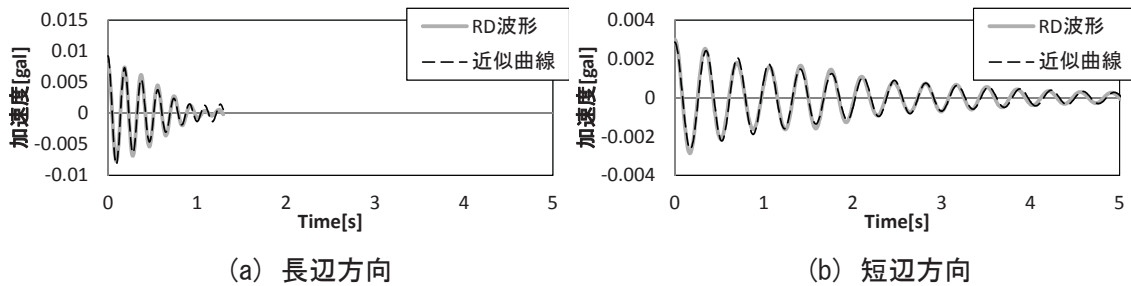
①	構造形式	重量鉄骨9[mm]ラーメン造				
②	現在地都道府県名	東京都豊島区池袋本町2				
③	地盤種別	Ⅱ種				
④	建物の全景					
⑤	竣工年	2010年 12月				
⑥	階数 (地上、小屋有無)	地上3階				
⑦	軒高(m) ※は最高高さ	9.5m				
⑧	基準階 平面寸法 長辺(桁行) × 短辺(梁間方向)	40.23m ² (8.79m × 4.57m)				
⑨	用途	住宅展示場				
⑩	測定方法	常時微動測定	起振機加振	人力加振		
		○	-	-		
⑪	実測回数(No)	長辺2回、短辺2回				
⑫	測定日時	2012年 9月 28日				
⑬	天気	曇り				
⑭	固有振動数[Hz]	長辺	1次	5.4	2次	15.9
		短辺	1次	2.8	2次	8.2
⑮	減衰定数[%]	長辺	常時微動測定	1次	2次	
			RD法	3.59	3.62	
			FDD法	3.43	2.59	
		短辺	常時微動測定	1次	2次	
			RD法	2.93	2.47	
			FDD法	2.69	2.38	

附録 1
 実測による軽量低層構造物の減衰データベース

附図 1-25 には、各方向において常時微動測定を行い、地面と 3 階床より測定された応答速度を用いて伝達関数を示す。長辺方向の 1 次卓越振動数は 5.4[Hz]であり、短辺方向の 1 次卓越振動数は 2.8[Hz]程度のピークが確認される。また、屋根裏の応答速度を用いて RD 法を用いて各方向の RD 波形とその近似曲線を重ね合わせた波形を附図 1-26 に示す。RD 法より同定された長辺方向の 1 次減衰定数は 3.6[%]程度であり、短辺方向の 1 次減衰定数は 2.9[%]程度である。



附図 1-25 地面と屋根裏で測定された応答速度による伝達関数



附図 1-26 各方向の RD 波形と近似曲線

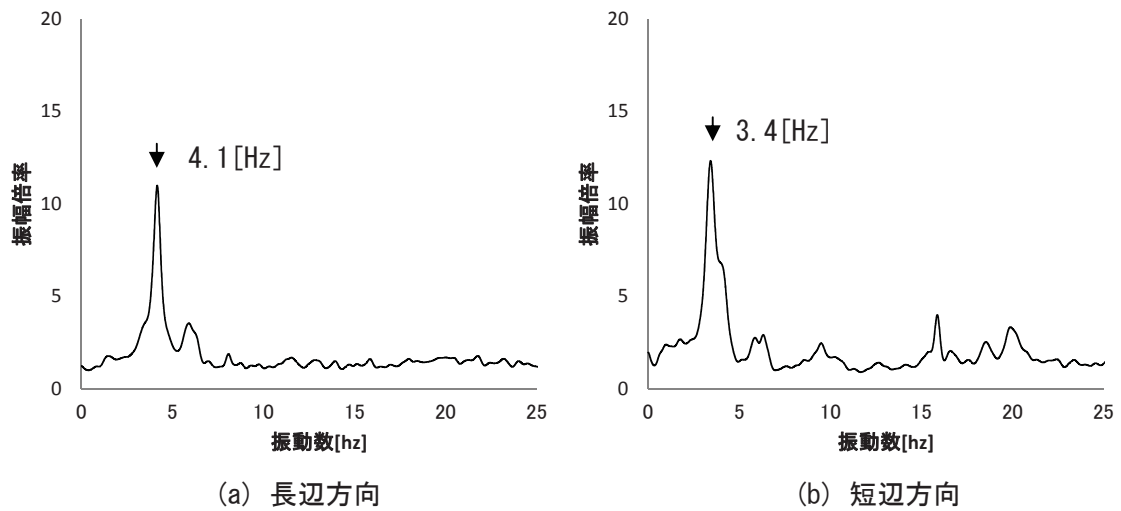
附録 1
実測による軽量低層構造物の減衰データベース

C. 展示住宅③

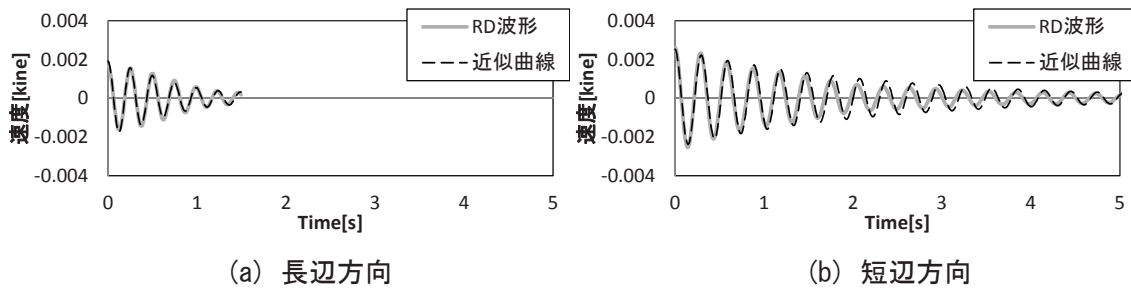
①	構造形式	重量鉄骨9[mm]ラーメン造				
②	所在地都道府県名	東京都目黒区原町1				
③	地盤種別	I-B種				
④	建物の全景					
⑤	竣工年	2010年 12月				
⑥	階数 (地上、小屋有無)	地上3階				
⑦	軒高(m) ※は最高高さ	9.2m(※12m)				
⑧	基準階 平面寸法 長辺(桁行) × 短辺(梁間方向)	50.34m ² (10.32m × 4.88m)				
⑨	用途	住宅展示場				
⑩	測定方法	常時微動測定	起振機加振	人力加振		
		○	-	-		
⑪	実測回数(No)	長辺2回、短辺2回				
⑫	測定日時	2012年 9月 28日				
⑬	天気	晴れ				
⑭	固有振動数[Hz]	長辺	1次	4.1	2次	11.2
		短辺	1次	3.4	2次	9.4
⑮	減衰定数[%]	長辺	常時微動測定	1次	2次	
			RD法	2.61	3.13	
			FDD法	2.15	2.43	
		短辺	常時微動測定	1次	2次	
			RD法	2.26	3.19	
			FDD法	2.27	2.37	

附録 1
 実測による軽量低層構造物の減衰データベース

附図 1-27 には、各方向において常時微動測定を行い、地面と 3 階床より測定された応答速度を用いて伝達関数を示す。長辺方向の 1 次卓越振動数は 4.1[Hz]であり、短辺方向の 1 次卓越振動数は 3.4[Hz]程度のピークが確認される。また、屋根裏の応答速度を用いて RD 法を用いて各方向の RD 波形とその近似曲線を重ね合わせた波形を附図 1-28 に示す。RD 法より同定された長辺方向の 1 次減衰定数は 2.6[%]程度であり、短辺方向の 1 次減衰定数は 2.3[%]程度である。



附図 1-27 地面と屋根裏で測定された応答速度による伝達関数



附図 1-28 各方向の RD 波形と近似曲線

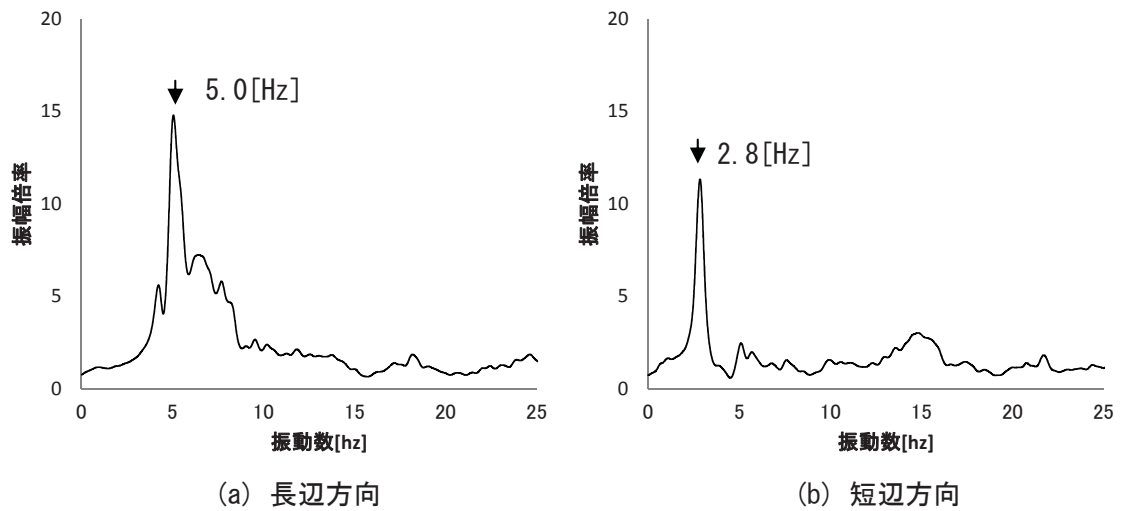
附録 1
実測による軽量低層構造物の減衰データベース

D. 展示住宅④

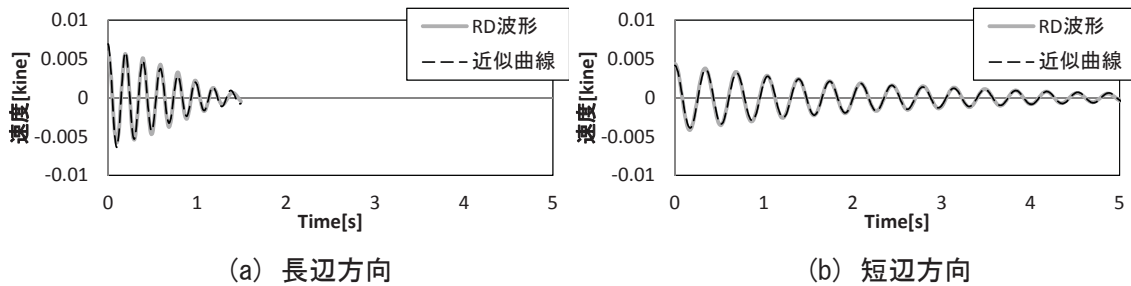
①	構造形式	重量鉄骨9[mm]ラーメン造				
②	現在地都道府県名	東京都大田区上池台4				
③	地盤種別	Ⅱ種				
④	建物の全景					
⑤	竣工年	2011年 5月				
⑥	階数 (地上、小屋有無)	地上3階				
⑦	軒高(m) ※は最高高さ	8.91m				
⑧	基準階 平面寸法 長辺(桁行) × 短辺(梁間方向)	40.37m ² (10.62m × 3.96m)				
⑨	用途	住宅展示場				
⑩	測定方法	常時微動測定	起振機加振	人力加振		
		○	-	-		
⑪	実測回数(No)	長辺2回、短辺2回				
⑫	測定日時	2012年 9月 28日				
⑬	天気	晴れ				
⑭	固有振動数[Hz]	長辺	1次	5	2次	13.7
		短辺	1次	2.8	2次	9.6
⑮	減衰定数[%]	長辺	常時微動測定	1次	2次	
	RD法		2.61	2.86		
	FDD法		2.34	2.73		
		短辺	常時微動測定	1次	2次	
	RD法		2.13	2.51		
	FDD法		2.18	3.27		

附録 1
 実測による軽量低層構造物の減衰データベース

附図 1-29 には、各方向において常時微動測定を行い、地面と 3 階床より測定された応答速度を用いて伝達関数を示す。長辺方向の 1 次卓越振動数は 5.4[Hz]であり、短辺方向の 1 次卓越振動数は 2.8[Hz]程度のピークが確認される。また、屋根裏の応答速度を用いて RD 法を用いて各方向の RD 波形とその近似曲線を重ね合わせた波形を附図 1-30 に示す。RD 法より同定された長辺方向の 1 次減衰定数は 2.6[%]程度であり、短辺方向の 1 次減衰定数は 2.1[%]程度である。




附図 1-29 地面と屋根裏で測定された応答速度による伝達関数



附図 1-30 各方向の RD 波形と近似曲線

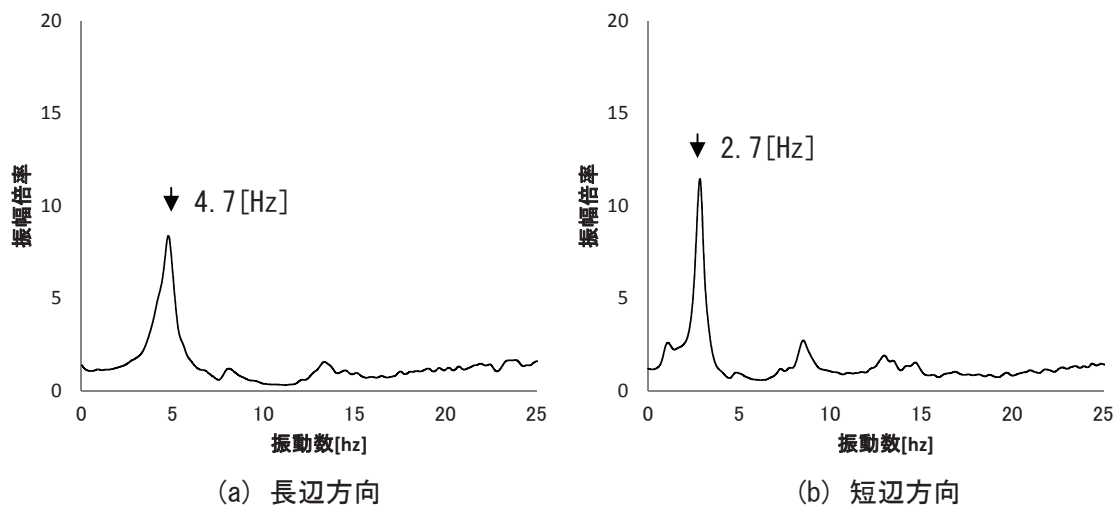
附録 1
実測による軽量低層構造物の減衰データベース

E. 展示住宅⑤

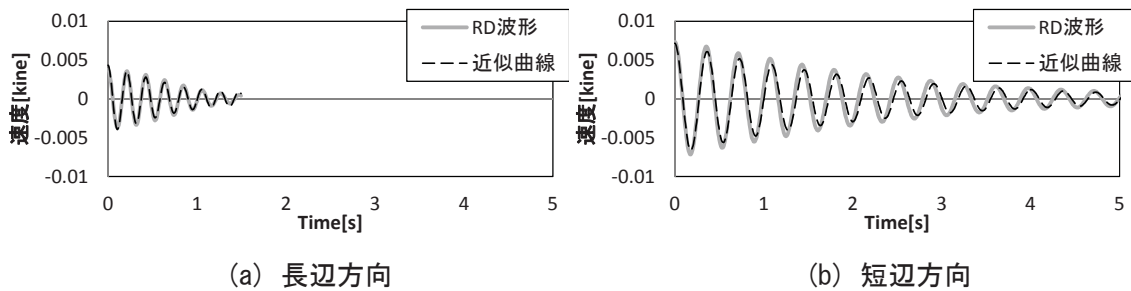
①	構造形式	重量鉄骨9[mm]ラーメン造				
②	所在地都道府県名	東京都渋谷区本町6				
③	地盤種別	I-B種				
④	建物の全景					
⑤	竣工年	2008年 11月				
⑥	階数 (地上、小屋有無)	地上3階				
⑦	軒高(m) ※は最高高さ	9.424m(※12.09[m])				
⑧	基準階 平面寸法 長辺(桁行) × 短辺(梁間方向)	58.38m ² (12.15m × 4.83m)				
⑨	用途	店舗(1F)+住宅(2F,3F)展示場				
⑩	測定方法	常時微動測定	起振機加振	人力加振		
		○	-	-		
⑪	実測回数(No)	長辺2回、短辺2回				
⑫	測定日時	2012年 10月 4日				
⑬	天気	晴れ				
⑭	固有振動数[Hz]	長辺	1次	4.7	2次	13.2
		短辺	1次	2.7	2次	8.4
⑮	減衰定数[%]	長辺	常時微動測定	1次	2次	
			RD法	2.59	2.48	
			FDD法	2.76	3.21	
		短辺	常時微動測定	1次	2次	
			RD法	2.33	3.66	
			FDD法	2.61	2.95	

附録 1
 実測による軽量低層構造物の減衰データベース

附図 1-31 には、各方向において常時微動測定を行い、地面と 3 階床より測定された応答速度を用いて伝達関数を示す。長辺方向の 1 次卓越振動数は 4.7[Hz]であり、短辺方向の 1 次卓越振動数は 2.7[Hz]程度のピークが確認される。また、屋根裏の応答速度を用いて RD 法を用いて各方向の RD 波形とその近似曲線を重ね合わせた波形を附図 1-32 に示す。RD 法より同定された長辺方向の 1 次減衰定数は 2.6[%]程度であり、短辺方向の 1 次減衰定数は 2.3[%]程度である。



附図 1-31 地面と屋根裏で測定された応答速度による伝達関数



附図 1-32 各方向の RD 波形と近似曲線

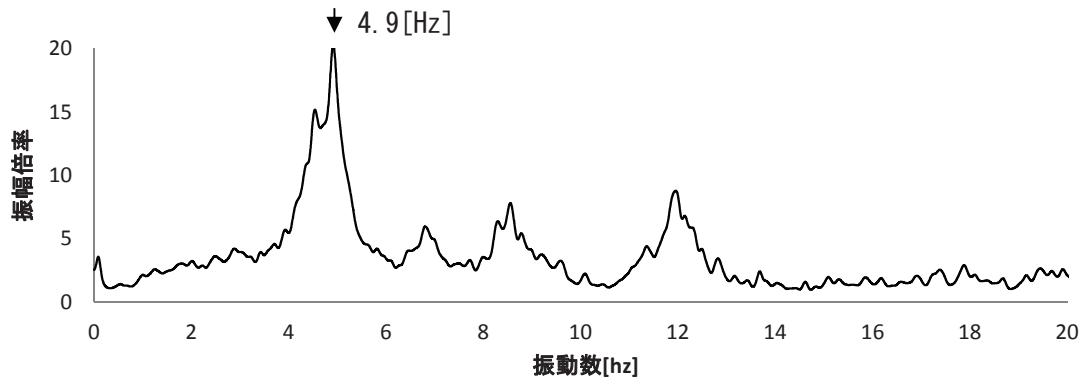
附録 1
実測による軽量低層構造物の減衰データベース

F. Nハウス

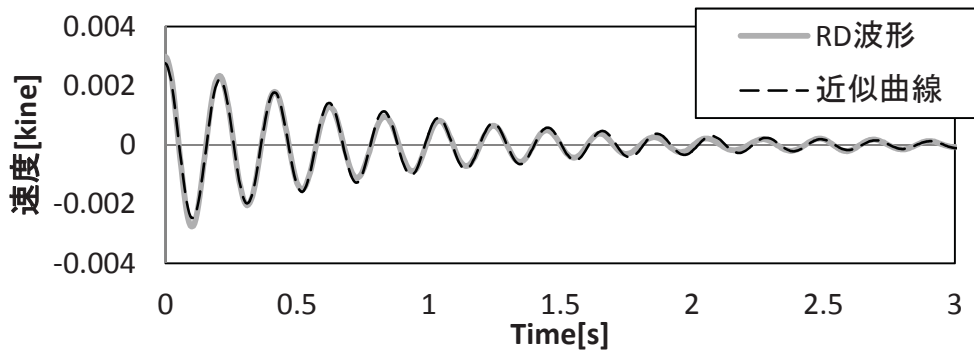
①	構造形式	鉄骨造(1F:軽量鉄骨鉄骨ラーメン+2F:ピンプレース構造)		
②	現在地都道府県名	東京都八王子市子安町4		
③	地盤種別	ⅡB		
④	建物の全景			
⑤	竣工年	1990 年		
⑥	階数 (地上、小屋有無)	地上2階		
⑦	軒高(m) ※は最高高さ	4.9m		
⑧	基準階 平面寸法 長辺(桁行)×短辺(梁間方向)	87.94m ² (10.05m × 8.75m)		
⑨	用途	事務室		
⑩	測定方法	常時微動測定 ○	起振機加振 -	人力加振 ○
⑪	実測回数	長辺2回、短辺2回		
⑫	測定日時	2008年 6月 20日		
⑬	天気	曇り		
⑭	固有振動数[Hz]	長辺	1次 4.9	2次 11.9
		短辺	1次 -	2次 -
⑮	減衰定数[%]	長辺	常時微動測定	1次 2次
			RD法	3.52 3.9
			FDD法	3.57 1.32
		短辺	常時微動測定	1次 2次
			RD法	- -
			FDD法	- -
		長辺	人力加振	5.32 -

附録 1
実測による軽量低層構造物の減衰データベース

附図 1-33 には、各方向において常時微動測定を行い、地面と 2 階天井の梁より測定された応答速度を用いて伝達関数を示す。長辺方向の 1 次卓越振動数は 4.9[Hz]程度のピークが確認される。また、屋根裏の応答速度を用いて RD 法を用いて各方向の RD 波形とその近似曲線を重ね合わせた波形を附図 1-34 に示す。RD 法より同定された長辺方向の 1 次減衰定数は 3.5[%]程度である。



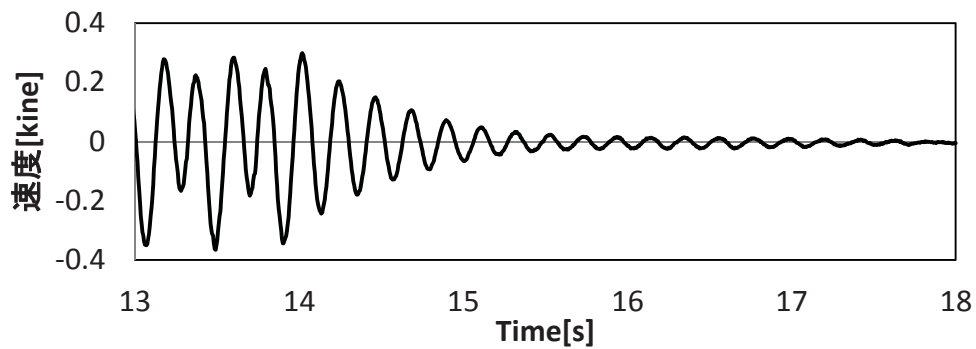
附図 1-33 地面と 2 階天井の梁で測定された応答速度による伝達関数



附図 1-34 各方向の RD 波形と近似曲線

附録 1
実測による軽量低層構造物の減衰データベース

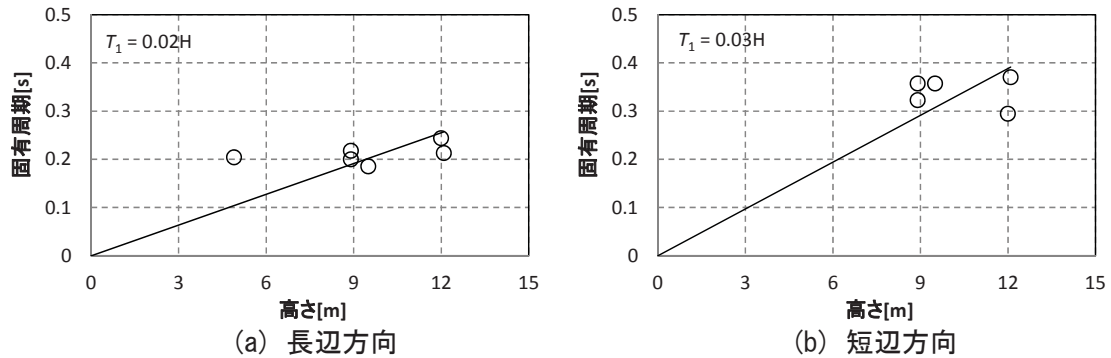
人力加振実験は常時微動測定の結果から得た 1 次の固有振動数とした。実験参加人数は 4 人であり、加力位置は 2 階の主要な柱とした。建物の 1 次周期が短かったため、2 周期に 1 回柱を押すことにより建物の加振を行った。波形をモニターしながら加振を継続し、振幅が安定した時点で加振を急止し、自由振動をさせる。附図 1-35 には人力加振による 2 階屋根裏で得た速度の自由振動波形を示す。最大速度は 0.36[kine]程度が記録された。人力加振では振幅減衰比により減衰定数の同定を行った。1 次減衰定数が 5.35[%]と同定された。



附図 1-35 人力加振による屋根裏の応答速度の自由振動波形

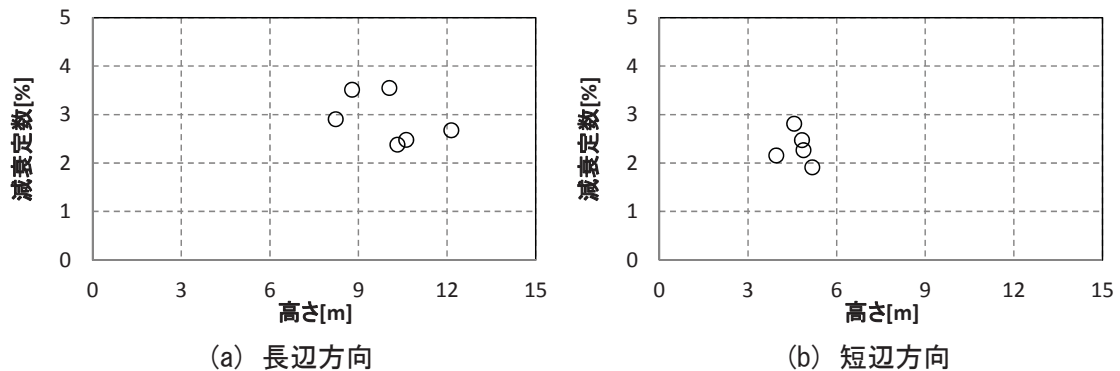
附録 1.4.3 低層鉄骨造の分析結果

附図 1-36 には、低層鉄骨造の最大高さと同定した 1 次固有周期の関係を示す。低層鉄骨造は木質構造と違い、各方向における高さと同定した 1 次固有周期が異なる傾向である。これは長辺の方向が短辺方向より壁量が多いためであると考えられる。長辺方向では $T_1=0.02H$ の関係、短辺方向では $T_1=0.03H$ の関係である。



附図 1-36 最大高さと同定した固有周期の関係

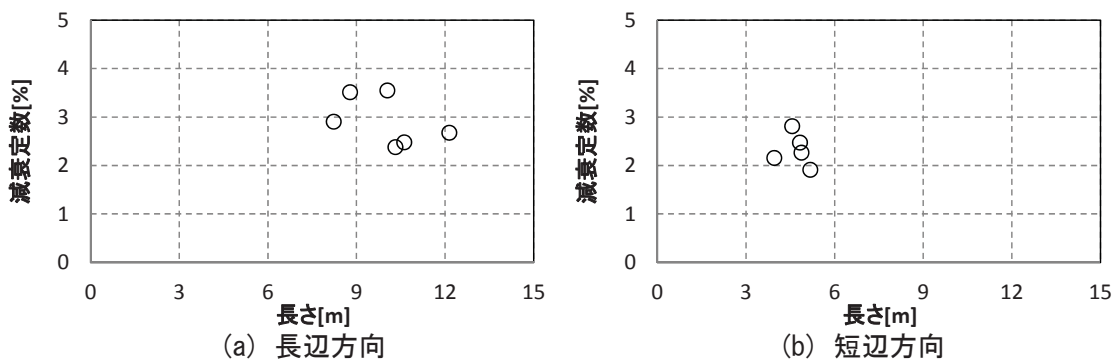
附図 1-37 には、低層鉄骨造の最大高さと同定した 1 次減衰定数の関係を示す。減衰定数は RD 法と FDD 法の平均値として用いた。長辺方向での減衰定数は 2.5～3.5[%]に分布されている。短辺方向でも高さとかかわらずに 2～3[%]に分布されている。



附図 1-37 最大高さと同定した減衰定数の関係

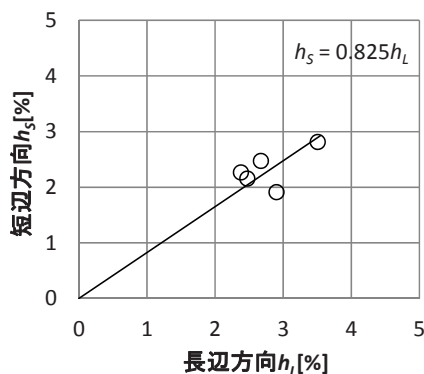
また、軽量低層構造物の減衰性能は 2 次部材による影響が大きいため、各方面の長さと同定した減衰定数の関係を附図 1-38 に示す。長辺方向と短辺方向の長さとはかかわらず減衰定数が約 2～3[%]附近分布されている。常時微動レベルのような低振幅振動では 2 次部材による影響が少ないと考えられる。

附録 1
実測による軽量低層構造物の減衰データベース



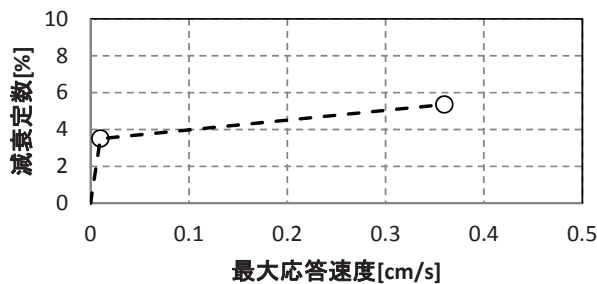
附図 1-38 各方向の長さとの減衰定数の関係

次には、水平 2 方向の 1 次減衰定数について検討を行う。建物毎の長辺方向の減衰定数 h_L と短辺方向の減衰定数 h_S の関係を附図 1-39 に示す。全盤的には長辺方向の減衰定数が短辺方向の減衰定数より大きめの傾向である。これは、短辺方向の方が長辺方向に比べロッキングの影響が大きいことが原因の一つと考えられる。



附図 1-39 各方向における減衰定数の関係

また、N ハウスでは常時微動測定、人力加振実験より同定した減衰定数より低層鉄鋼造において減衰定数の振幅依存性を検討する。附図 1-40 には 2 階屋根裏の最大速度と減衰定数の関係を示す。常時微動測定では最大速度 0.01[cm/s]程度であり、4 人の人力加振実験では最大速度 0.36[cm/s]程度である。各測定方法より同定した減衰定数は常時微動測定の 3.5[%]、人力加振実験の 5.35[%]となり、振幅の増加に従い減衰定数の増加している。この結果より低層鉄骨造の減衰定数の振幅依存性が確認できる。



附図 1-40 各加振手法における最大応答速度と減衰定数の関係

附録 1.5 まとめ

木造住宅と低層鉄骨造に対する常時微動測定、人力加振及び起振機加振を行い、固有振動数と減衰定数の同定を行った。これらの実測により同定した構造特性を用いて各構造形式毎に振動傾向を分析し、得られた知見を以下に要約する。

・木造住宅

2階木造住宅の高さと1次固有周期の関係では、長辺・短辺に関わらず $T_1=0.026 \times H$ である。減衰定数は長辺では約 2~3[%]、短辺方向では 1~3[%]の範囲である。水平2方向における2次部材による減衰性能への影響については微動振動のような低振幅レベルでは寄与が小さいと考えられる。また、既存木造住宅の減衰定数の振幅依存性については常時微動測定、起振機実験、人力実験より応答速度の増加に従い減衰定数が大きくなる木質構造の減衰定数の振幅依存性を確認した。

・低層鉄骨造

低層鉄骨造について高さと1次固有周期の関係は長辺方向 $T_1=0.02 \times H$ であり、短辺方向では $T_1=0.03 \times H$ である。減衰定数は長辺と短辺の両方向において 2~3[%]の範囲である。水平2方向における2次部材による減衰性能への影響については微動振動のような低振幅レベルでは寄与が小さいと考えられる。また、2階建ての事務室の実測による減衰定数の振幅依存性については常時微動測定、人力実験より応答速度の増加に従い減衰定数が大きくなる低層鉄骨造の減衰定数の振幅依存性を確認した。

附録 1
実測による軽量低層構造物の減衰データベース

附録 1 の参考文献

- 1) 田村幸雄, 佐々木淳, 塚越治夫 : RD 法による構造物のランダム振動時の減衰評価, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 454 号, pp.29-38, 1993 年
- 2) 社団法人 日本建築学会 : 建築物の減衰, 丸善株式会社, p.70, 2000 年 10 月
- 3) 社団法人 日本建築学会 : 建築物の減衰, 丸善株式会社, pp.81-84, 2000 年 1 月
- 4) 田村幸雄, 佐々木淳, 塚越治夫 : RD 法による構造物のランダム振動時の減衰評価、日本建築学会構造系報告集, 第 454 号, pp.29-38, 1993 年 12 月
- 5) R.Brincker et al. : Modal Identification from Ambient Responses using Frequency Domain Decomposition, Proceeding of the 19th International Modal Analysis Conference, pp.625-630, 2001. 2
- 6) Julius S. Bendat, Allan G. Piersol : Random data : analysis and measurement procedures, Wiley & Sons, 2000
- 7) J.S.ベンダット, A.G.ピアソル : ランダムデータの統計的処理, 得丸英勝[等]共訳 培風館, 1976 年
- 8) 柴田明德 : 最新耐震構造解析, 森北出版株式会社, p.161, 2003 年 5 月
- 9) 渡辺清治、金子正孝ほか : 人力加振実験法についての一考察, 日本建築学会術講演梗概集, pp957-958, 1984 年 10 月
- 10) 社団法人 日本建築学会 : 建築物の減衰, 丸善株式会社, pp.74-76, 2000 年 10 月
- 11) 社団法人 日本建築構造技術協会 : 木造建築構造の設計, p.132, 2011 年 4 月
- 12) 社団法人 日本建築学会 : 建築物の減衰, 丸善株式会社, pp.131-150, 2000 年 10 月

付録 2. 自由振動波形に基づく粘性減衰と摩擦力の同定手法

自由振動波形より粘性減衰と摩擦減衰を推定する分離推定手法について記す。この推定方法は自由振動波形より最大振幅を図式的に表すことで粘性減衰と摩擦減衰を分離する方法である。摩擦要素と粘性減衰要素と構成されている 1 質点せん断系の運動方程式は附式(2-1)となる。附式(2-1)より隣り合う極大値 $Acc(t_i)$ と $Acc(t_{i+1})$ の関係は附式(2-2)のようにまとめることができる。したがって、附図 2-1 に摩擦と粘性減衰による自由振動波形を示し、その隣り合う極大値を順次読み取り縦軸に $Acc(t_i)$ 、横軸に $Acc(t_{i+1})$ をプロットした点を結んで附図 2-2 に示すように傾き D で切片 n の直線を得れば、附式(2-3)の傾き D より粘性減衰を、附式(2-4)の切片 n より摩擦減衰による摩擦係数および摩擦係数を求めることができる。

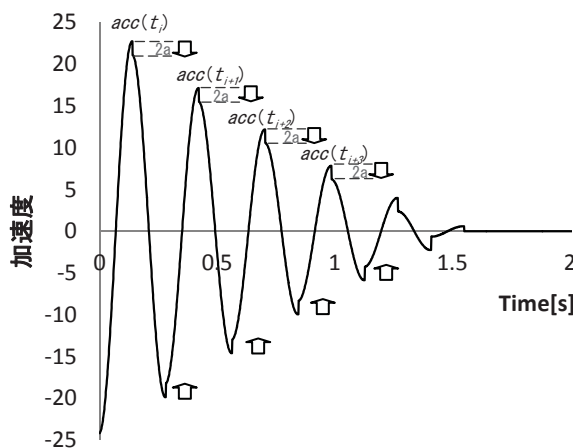
$$m \ddot{x} + c \dot{x} + kx - f_c \cdot \text{sgn}(\dot{x}) = 0 \quad \text{附式 (2-1)}$$

$$Acc(t_i) = e^{\frac{2\pi h}{1-h^2}} \cdot Acc(t_{i+1}) + 2a(1 + e^{\frac{\pi h}{\sqrt{1-h^2}}}) \quad \text{附式 (2-2)}$$

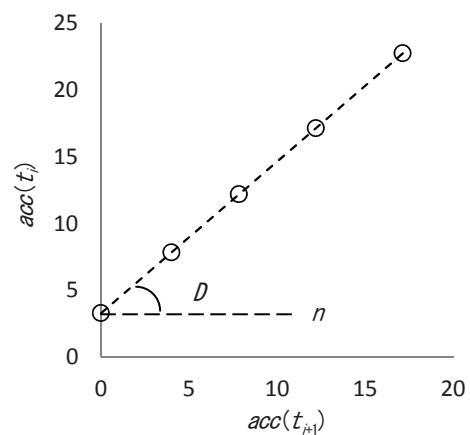
$$D = \frac{Acc(t_i)}{Acc(t_{i+1})} = e^{\frac{2\pi h}{\sqrt{1-h^2}}} \quad \text{附式 (2-3)}$$

$$n = 2a(1 + e^{\frac{\pi h}{\sqrt{1-h^2}}}) = 2a(1 + \sqrt{D}) \quad (a = F/m) \quad \text{附式 (2-4)}$$

$$F = \frac{n \cdot m}{2(1 + \sqrt{D})} \quad (F = \mu mg)$$



附図 2-1 粘性減衰とクーロン摩擦が作用している自由振動波形



附図 2-2 図式的に粘性減衰とクーロン摩擦を推定する方法

附録 3. 地盤種別

地盤の工学的性質は、参考文献 1) を引用して記す。附表 3-1 には、地形と表層部の工学的性質による分類を示す。表層部の地層が地耐力の面でもっとも問題の少ない場合を I-A 種地盤とし、もっとも問題の多い場合の III 種地盤まで 4 種類で区分されている。

附表 3-1 地形と表層部の工学的性質による分類

地盤種別	地形	表層部の土質等の工学的性質
I-A種	山岳地	岩盤及び硬質土 地耐力 $>100\text{tf}/\text{m}^2$ ($q_u > 10\text{kgf}/\text{cm}^2$)
I-B種	台地	洪積層(関東ローム、シラス層も含む、扇状地及び段丘の堆積物(沖積世のものも含む)、風化土層 地耐力 $>10\sim 100\text{tf}/\text{m}^2$ ($q_u > 1\sim 10\text{kgf}/\text{cm}^2$)
	丘陵地	
II種	平野、盆地	一般の沖積層
III種	平野、海浜	液状化のおそれのある地層、鋭敏粘土、腐食土層、(泥炭(PEAT)を含む)、 盛土埋立土(干拓を含む)、廃棄物層
	人工造成地	

① I-A 種地盤の地盤工学的特徴

この種の地盤は山岳地に分布し、硬質の岩石で構成されているので、地耐力の面ではまったく問題がない。逆に、硬岩等で掘削(根切り及びアンカー工事)が困難である。

② I-B 種地盤の地盤工学的特徴

この種の地盤は丘陵地や台地に分布し、主として洪積層からなり、地耐力の面で問題となることは少ないが、I-A 種と同様に地形・地質学的な問題を持ち、そのための調査を必要とすることが多い。

③ II 種地盤の地盤工学的特徴

II 種地盤の粘性土層は、一般に正規圧密土で、一軸圧縮強さ q_u は深さによって変化する。しかし、この値より大きい強度を持っている地盤の場所も多く、特に地盤沈下の大きかった大都市周辺では圧密が進み、軟弱な粘性土地盤が改良され、かなり良質な地盤となっている。

④ III 種地盤の地盤工学的特徴

地震や周辺部の地盤の掘削の影響による障害例を除くと、基礎が原因で生じた不同沈下等の障害のほとんどは、このグループに属する地盤で生じている。また、このグループの地域は地層構成が複雑なことが多く、それが不同沈下の大きな原因となっていることが多い。

【引用文献】

引 1) 日本建築学会：建築基礎設計のための地盤調査計画指針，技報堂株式会社，pp.6-10，2005 年 6 月

本論文に関する研究表一覧

種類	題名	掲載誌 掲載頁	掲載年月	共著者
論文	エネルギー応答に基いた木質構造の減衰機構の評価	日本建築学会 構造系論文集 686 号, pp. 825-832	2013 年 4 月	曾田五月也
論文 (共著)	振動台実験による低層軽量構造の減衰性能に関する研究	日本建築学会 関東支部研究報告集 I 2009 CD-ROM. 2095	2010 年 2 月	曾田五月也
論文 (共著)	強風時における高層高減衰建築物の固有周期と減衰定数の評価	日本建築学会 関東支部研究報告集 I 2007 pp. 181-184	2008 年 2 月	曾田五月也
講演	軽量低層構造物	日本建築学会 「建築物の減衰機構 とその性能評価に関するシンポジウム」 pp. 27-30	2013 年 3 月	曾田五月也
講演	Damping Evaluation of damping capacity of full-scale lightweight steel frame with viscous damper by shaking table test (優秀論文発表賞)	大韓建築学会 大会学術講演梗概集 pp. 21-22	2011 年 10 月	Satsuya SODA Yuji MIYAZU
講演	摩擦機構を付加した 1 層小型鋼製フレームの減衰性能評価	日本建築学会 大会学術講演梗概集 B-2, pp. 409-410	2011 年 8 月	曾田五月也
講演	軽量低層構造物の減衰評価に関する研究	第 13 回日本地震工学 シンポジウム pp. 1422-1429	2010 年 11 月	曾田五月也

種類	題名	掲載誌 掲載頁	掲載年月	共著者
ポスター セッション	Damping evaluation of a single -story scaled steel frame with frictional damping mechanism (優秀発表論文賞)	大韓建築学会 大会学術講演梗概集 pp. 55-56	2010年 10月	Satsuya SODA
講演	オイルダンパを設置した低層 軽量鉄骨フレームの減衰性能 評価	日本建築学会 大会学術講演梗概集 B-2, pp. 85-86	2010年 8月	曾田五月也
講演	実測による制振・非制振低層木 造住宅の減衰性能評価	早稲田大学理工学研究 所プロジェクト研 究「粘性系ダンパに よる建築物の制振設 計技術の動向」 p12-19	2010年 6月	曾田五月也
講演	クーロン摩擦をともなう木造 建物の減衰機構の検討	第34回地震工学・応 用地学に関するシン ポジウム pp. 7-8	2010年 3月	曾田五月也 北川誉紀
ポスター セッション	自然素材活用型住宅の耐震性 能に関する実験的研究	京都大学生存圏研究所 第142・143回生存圏 シンポジウム	2010年 3月	片岡靖夫他
講演	オイルダンパを設置した木造 フレームの減衰性能評価	日本機械学会 Dynamics and Design Congerence2009 CD-ROM 723-724	2009年 6月	曾田五月也
講演	オイルダンパを設置した木造 フレームの減衰性能評価	早稲田大学理工学研究 所プロジェクト研 究「第4回粘性系ダ ンパーによる既存建 築物の制振補強に関 するシンポジウム」 p32-40	2009年 6月	曾田五月也

種類	題名	掲載誌 掲載頁	掲載年月	共著者
講演	オイルダンパを設置した木造住宅の実測による減衰性能評価	日本建築学会 大会学術講演梗概集 B-2, pp. 207-208	2008年 9月	曾田五月也
講演	実測に基づく高減衰建築物の固有振動数と減衰定数の評価	第32回地震工学・応用地学に関するシンポジウム pp. 49-50	2008年 3月	曾田五月也
講演	実測に基づく高減衰建築物の減衰性能評価	日本建築学会 大会学術講演梗概集 B-2, pp. 723-724	2007年 8月	曾田五月也 田村勇樹

謝 辞

本研究は、筆者が早稲田大学大学院創造理工学研究科建築学専攻博士後期課程の在学中及び本大学創造理工学部建築学科助手を経て本大学理工学研究所の招聘研究員の在任中に行った研究の成果をまとめたものです。本大学教授の曾田五月也先生には、はじめて本大学の研究生として在学した時から指導教官として本研究を行う重要な動機を与えてくださり、研究に迷う際には終始熱心な御指導と御鞭撻を賜りました。お忙しい中にも研究のために昼夜を問わず研究だけを考えていらっしゃる曾田先生の情熱的な姿は、研究をする私にとっての研究者のロールモデルです。ここに深謝の意を表します。

早稲田大学建築学科教授の西谷章先生、前田寿朗先生、同大学理工学術院総合研究所教授の山田眞先生には、修士課程から建築構造に関する専門知識を頂くとともに、本研究の審査にあたっても有益なご助言を賜りました。ここに深く御礼申し上げます。

本研究の第I部の4章で行った木質軸組架構と軽量鉄骨造フレームの振動台実験に関しては旭化成ホームズ株式会社 住宅総合技術研究所の所有する実大振動台を使用させていただきました。同研究所の小山雅人博士、田中信治博士からは、振動台実験の実施にあたってご協力いただきました。ここに深く謝意を表します。附録で実測を行った常時微動測定は重量鉄骨造の展示住宅については旭化成ホームズの御協力を頂き、木造住宅に関しては曾田先生、瀬田氏、宮津氏、西澤氏の御協力を頂きまして軽量低層構造物の貴重なデータを取らせていただきました。ここに深く謝意を表します。

本研究は、早稲田大学理工学研究所に設置されたプロジェクト研究「粘性系ダンパーによる既存建築物の制振補強に関する総合研究」（代表者：曾田五月也先生）の一環として実施されたものであります。プロジェクト研究の委員の皆様からは、研究者と構造設計の実務者の立場から有益なご意見をいただきました。ここに深く謝意を表します。

早稲田大学曾田研究室の先輩である松永裕樹博士（現・株式会社竹中工務店）より、私が研究室に所属してから、減衰と木質構造の振動解析に関する助言及び微動測定時にご協力を頂きました。同先輩の脇田健裕氏（現・中部大学）からは、薄板鋼構造に関する知識や京都大学との共同研究など自分の研究を広げる機会を頂きました。振動台実験に関しては中村洋介（現・株式会社竹中工務店）、田中義輝氏（現・株式会社清水建設）のご協力を頂きました。低層構造物の常時微動測定に関しては大学院生の宮田遼太郎氏、谷敬成氏には、微動測定において多大なるご協力をいただきました。皆々様に深く御礼申し上げます。

早稲田大学理工学研究所の次席研究員である宮津裕次博士からは、修士課程から現在に至るまで研究に関する助言を含め、振動台実験と常時微動実測にもご協力を頂きました。また、公私にわたり暖かい支援を頂きました。ここに深く感謝申し上げます。

最後に長年に渡る留学生活から現在に至るまで経済的に支えてくれた母（劉幸林）、弟（成勲）、そしていつも支えてくれた妻（李周玟）と娘（知柔）に心から感謝致します。