

振動実験と強震観測に基づく鉄骨住宅の振動性状の解明

名古屋大学大学院環境学研究科都市環境学専攻博士前期課程2年
福和研究室 西畑 尚

1. 序論

1995年の兵庫県南部地震による死者の約80%は、戦前の老朽化した在来軸組構法の被害による圧死であった。一方で、現行設計基準で設計されたプレハブやツーバイフォー構法の住宅においては、ほとんど全壊・半壊の被害はなかった。現行の耐震基準では、大地震（震度6程度300~400gal）に対して部分的な被害があっても人命に被害が生じないように設計されている。兵庫県南部地震の時には、この想定している地震動レベルを遥かに上回る地震動レベルの入力があったにもかかわらず、プレハブやツーバイフォーの住宅が倒壊しなかった原因として、設計では考慮されていなかったALC版外壁や間仕切壁、内装材などの非構造部材の剛性・減衰への影響が大きかったことも考えられる。この地震による被害の経験から、建築構造の性能をある程度理解した上で、高いコストを払っても、より耐震性能の高い建築物を入手しようとするユーザーの動きが出てきた。

また、1998年の建築基準法改正に伴い、性能規定が導入され、2000年には品確法が施行された。そのため、技術者が住宅の振動特性を把握し、耐震安全性や振動居住性を確保することはますます重要となってきた。

そのため、従来、超高層建築物や原子力発電施設などの重要構造物が主であった振動特性に関する研究が、鉄骨住宅を中心とした低層住宅についても徐々に行われるようになってきた。しかし、これらの研究は常時微動といった環境振動レベルでの観測や強制振動実験及び実大振動台実験といった振動実験に基づくもので、実際に強震観測を行うことで、実地震動に対する振動特性を明らかにし、設計の検証や振動実験結果との比較検討を行った研究はほとんど無いのが現状である。

そこで、本論では、愛知県に建設された実際の鉄骨プレハブ住宅(NF邸)を利用して建設段階毎に振動実験を行い、それに基づいて固有振動特性の把握及び非構造部材の影響について考察する。また、竣工後、継続的に強震観測を行い、実地震動に対する鉄骨住宅の振動特性を明らかにし、あわせて広範囲なレベルでの振幅

依存性を検討した。また、東京都に建設された鉄骨プレハブ住宅(SS邸)と、同一敷地内に隣接して建っている戦前の在来木造住宅(SS邸)において継続的に強震観測を行い、構造種別に着目した地震応答性状の比較検討を行う。

振動実験と強震観測の分析を通して、水平2方向の近接固有値による連成うなり振動の励起により、従来使用してきた1自由度系の減衰評価手法では、減衰定数を過大評価する可能性があることを確認した。そこで本論では、連成うなり振動が生じる2軸剛性偏心の1質点3自由度系モデルを考え、並進連成振動系を考慮に入れた減衰評価手法を提案し、応答解析によりその有効性を検討する。さらに、実際の振動実験データに提案する手法を用いて、並進連成振動系を考慮に入れた分析を行い、1自由度系の分析方法による振動実験結果と比較検討を行う。

また、本梗概には記載していないが、強震観測では得ることができなかった水平上下IGレベルでの実大振動台実験を行い、強震動に対する鉄骨住宅の振動特性についても検討を行った。

2. 建物及び振動実験の概要

図1にNF邸の平面図を示す。図中には、センサー(微動計、地震計)の設置位置も併せて示す。NF邸は2階建ての戸建専用住宅である。基礎構造は鉄筋コンクリートの連続布基礎である。上部構造は防錆処理された角柱とH型鋼で構成されており、ブレース状の耐震パネルが各所に設置されている。また、基礎と上部構造はアンカーボルトにより固定されている。さらに、外壁・床にはALC版、内装壁には石膏ボードが用いられている。非構造部材が建物の固有振動特性に与える影響について検討するため、振動実験は4回の建設段階に分けて行った。表1に各建設段階の状況を示す。実験内容は常時微動、起振機を用いた周波数スイープ加振実験、自由振動実験であり、動コイル型微動計とサーボ型加速度計を用いて記録した。これらの実験結果に基づき固有振動数・減衰定数を評価し振動特性の把握を試みた。また、本論では、常時微動計測、自由振動実験、強震観測の結果に基づき、建設段階毎の振動特性の推移及び振幅依存性についても検討する。

SS邸は同一敷地内に隣接する鉄骨住宅と木造住宅からなる。図2にSS邸の平面図を示す。図中には、センサー(地震計)の設置位置も併せて示す。鉄骨住宅は3階建ての戸建専用住宅である。基礎構造は鋼管杭を27本使用した杭基礎である。上部構造の仕様はNF邸と同様である。木造住宅は1942年(昭和17年)に建設されており、1956年(昭和31年)に現在の場所に移設された建物

である。基礎構造はべた基礎である。構造形式は在来軸組工法で、外壁はモルタル、屋根は瓦となっている。両建物の建物間距離は南北方向に約3mである。本論では、これら2棟の強震観測結果に基づき構造種別に着目した地震応答性状の比較検討を行う。

表1 建設段階の推移

建設段階	建物概要	総重量	備考
1	鉄骨フレーム+床板	181	
2	外壁取り付け後	277	R階のみ床モルタル、外壁目地シーリング前
3	屋根設置後	344	床モルタル充填完了、一部外壁シーリング
4	内装中	577	
	竣工後	624	積載荷重を含む

単位: (kN)

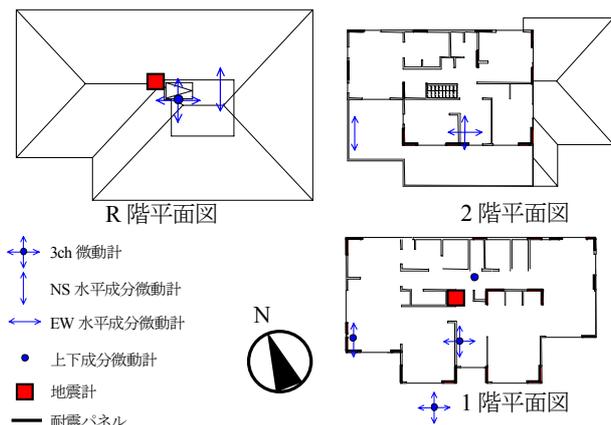


図1 NF邸平面図およびセンサー配置

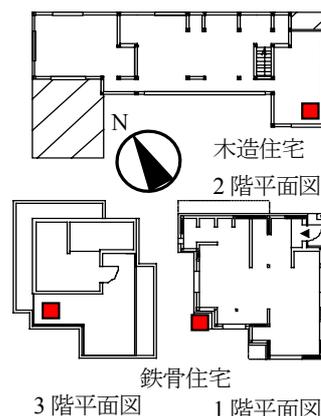


図2 SS邸平面図およびセンサー配置

3. 振動実験と強震観測に基づく固有振動特性

振動実験と実地震動に対するNF邸の固有振動特性の振幅依存性について微小な振幅から大振幅までの、広範囲にわたる比較検討を行う。固有振動数及び減衰定数は以下のように推定する。常時微動計測からR階中央の加速度波形に対してRD法を用いてRD波形を求め、ゼロクロッシング法と対数減衰率から推定する。自由振動実験からR階中央において収録された自由振動波形から隣り合う3波区間毎に、ゼロクロッシング法と対数減衰率から推定する。また、強震観測に基づく固有振動数と減衰定数は、収録できた38個の地震記録を用いて、1階に対する2階の伝達関数についてカーブフィット法により推定する。各分析から求めた固有振動数及び減衰定数を図3に示す。なお、NF邸においては建物と地盤との相互作用はほとんど無いものとして検討を行う。この図から、各建設段階で振動性状が大きく変化することが確認できる。まず、固有振動数に着目すると、各方向とも第二建設段階で減少する以外は増加している。この原因は、第二建設段階において、外壁ALC版が上部のみピン接合され、シーリングもされていなかったため剛性への寄与が小さく、重量増加の影響が勝ったためと考えられる。また、両方向とも第四建設段階で大幅に剛性が増加し、鉄骨フレーム時と比較して剛性が6倍程度増大していることが分かる。これは、内外装の非構造部材、特に内装用石膏ボードが建物全体の剛性に対して大きく寄与したと考えられる。減衰定数についても各方向とも第二建設段階で減少する以外は増加している。

次に、固有振動特性の振幅依存性について検討する。固有振動数に関しては大振幅になるに従って減少することが分かる。一方、減衰定数は小振幅では変化が大きく、ある振幅以上では安定して振幅と共に増加する傾向がある。微小振幅レベルでの減衰の急激な変動は連成うなり振動が原因で、それについては後述する。また、振動実験と強震観測に基づく固有振動数の推定値はよく対応しており、振幅レベルの増加に伴う低振動数化が表れていることが確認できる。減衰定数についても概ね対応している。このように建物の振動性状には振幅依存性が存在するため、固有振動数・減衰定数の正確な評価には振幅レベルを考慮する必要がある。

4. 構造種別による地震応答性状の比較

図4にSS邸の鉄骨住宅と木造住宅それぞれについて、宮城県沖(2003年5月26日)で発生した地震のEW方向の加速度波形とフーリエスペクトルを示す。図5には地盤に対する鉄骨住宅3階の伝達関数と、地盤に対する木造住宅2階の伝達関数を示す。継続時間が長い記録で、フーリエスペクトルを見ると長周期側と鉄骨住宅の固有振動数付近が卓越していることがわかる。鉄骨住宅において、EW方向で建物の固有振動数と地盤の振動数がほぼ一致しており建物とよく共振している。一方木造住宅においては、固有振動数から外れているため増幅していない。また、図4、5より、鉄骨住宅は減衰が小さく、揺れがなかなか収まらないことがわかる。一方、木造住宅は鉄骨住宅に比べ減衰が非常に大きい。揺れがすぐに収まることわかる。さらに、図5より、鉄骨住宅においては水平2方向の固有振動数の近接しており、連成うなり振動のため明確なピークを捉える事ができず、減衰定数を精度よく評価できない。これについては後述する。

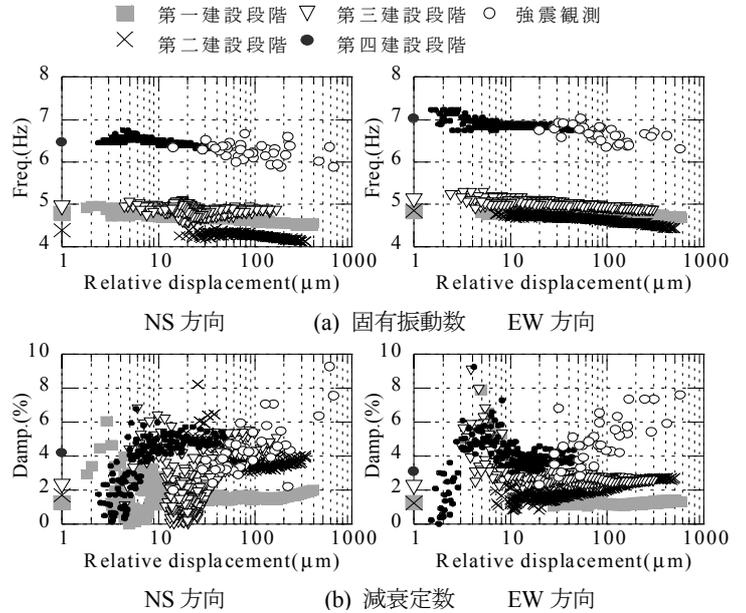


図3 NF邸 振幅依存性

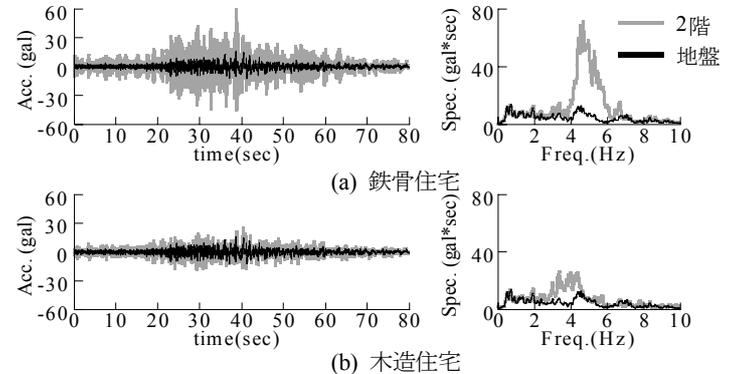


図4 地震波形とフーリエスペクトル

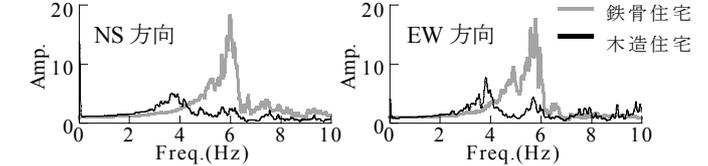


図5 伝達関数

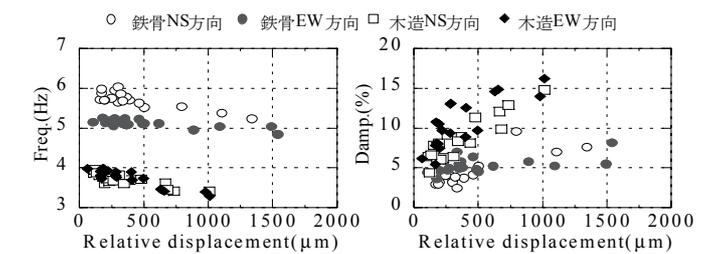


図6 SS邸 振幅依存性

次に、SS邸において収録できた各地震波の伝達関数に対して2入力1自由度系のカーブフィット法から固有振動数と減衰定数を推定し、各建物の最大相対変位との関係を求めた結果を図6に示す。鉄骨住宅は木造住宅と比較して、全体的に振幅が大きいことがわかる。また、木造住宅は固有振動数と減衰定数の振幅依存性が強いことがわかる。これらの原因は部材の接合に金物等を使用しており、鉄骨造のボルト接合と比較して、剛性が小さく摩擦による減衰が大きいことが関係していると考えられる。このように構造種別の違いにより、同じ地震動が入力しても応答性状、固有振動特性にかなり相違がある。

5. 並進連成うなり振動を考慮した減衰推定手法

図7に示す並進連成うなり振動が生じる2軸剛性偏心の1質点3自由度系モデルを用いて、2方向の固有値が近接する並進連成うなり振動を考慮に入れた減衰評価手法を提案し、応答解析によりその有効性を検討する。

連成振動系の運動方程式(1)をラプラス変換手法によって、並進連成振動系の動的応答倍率を導くと式(2)になる。式(2)より、並進連成振動系の動的応答倍率は、重み(C_k/λ_k²)を考慮した各方向の共振曲線を重ね合わせたものとなっていることがわかる。

$$\begin{bmatrix} m & 0 & m e_y \\ 0 & m & m e_x \\ m e_y & m e_x & m(e_x^2 + e_y^2) + I \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{x} \\ \ddot{y} \\ \ddot{\theta} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_x & 0 & 0 \\ 0 & C_y & 0 \\ 0 & 0 & C_{\rho} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{x} \\ \dot{y} \\ \dot{\theta} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_x & 0 & 0 \\ 0 & k_y & 0 \\ 0 & 0 & k_{\rho} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x \\ y \\ \theta \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} f_y \dots (1)$$

m:質量, e_x, e_y:剛性偏心距離, ρ:質量回転半径, I = mρ²:回転慣性質量,
 f_y: y方向外力, k̄_{xs} = √(k_x/k_y):振動数比, ω_{ys} = √(k_y/m):非連成並進(y方向)固有円振動数,
 r_{xs} = √(k_{xs}/k_y):剛性半径, x, y, θ: x, y方向並進変位および振り回転角

$$\frac{A_i}{\delta_y} = \sqrt{\sum_{k=1}^3 C_{i,k} \frac{1}{\lambda_k^2} \frac{1 - \left(\frac{\omega_0}{\omega_k}\right)^2}{\left[1 - \left(\frac{\omega_0}{\omega_k}\right)^2\right]^2 + 4h_k^2 \left(\frac{\omega_0}{\omega_k}\right)^2} + \sum_{k=1}^3 C_{i,k} \frac{1}{\lambda_k^2} \frac{2h_k \left(\frac{\omega_0}{\omega_k}\right)}{\left[1 - \left(\frac{\omega_0}{\omega_k}\right)^2\right]^2 + 4h_k^2 \left(\frac{\omega_0}{\omega_k}\right)^2}} \dots (2)$$

(1)伝達関数曲線適合法

並進連成振動系の水平2方向の各減衰定数を正確に推定する方法としては、式(2)の動的応答倍率をフィッティング関数とし、観測記録から求めた伝達関数に対して非線形最小2乗法を用い、繰り返し計算を行うことで各減衰定数を推定する方法がある。ただし、k=1,2,3において

$$\frac{C_k}{\lambda_k^2} = c_k \text{ (Const.) と置換すると、パラメータは}$$

h₁, h₂, h₃, ω₁, ω₂, ω₃, c₁, c₂, c₃ の計9個である。
 h_k: k次の減衰定数, ω_k: k次の固有円振動数, c_k: k次の重み

(2)2自由度RD法

連成振動系にも対応できる手法として、連成うなり振動が現れた自由振動波形、或いはRD波形を2つの1自由度系の自由振動波形に分解できると仮定し、式(3)の2自由度系の自由振動をフィッティング関数とし、波形に対して同様に繰り返し計算を行い、各減衰定数を推定する方法がある。

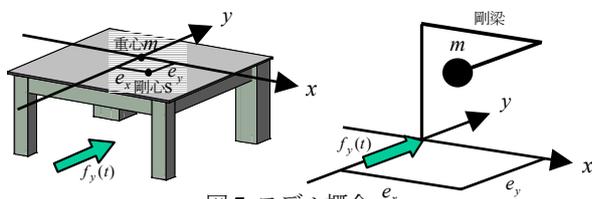


図7 モデル概念

表2 分析方法

計測種別	分析種別	連成振動考慮
常時微動	伝達関数	① 3自由度系カーブフィット
	伝達関数	② ピーク振動数+1/2h法
	伝達関数	③ 位相差+位相勾配法
	伝達関数	④ 1自由度系カーブフィット
	パワースペクトル	⑤ ピーク振動数+ハーフパワー法
	RD波形	⑥ 2自由度系カーブフィット
	RD波形	⑦ ゼロクロッシング法+対数減衰率
強制加振	共振曲線	⑧ ピーク振動数+1/√2法
	共振曲線	⑨ 1自由度系カーブフィット
	自由振動波形	⑩ 2自由度系カーブフィット
	自由振動波形	⑪ ゼロクロッシング法+対数減衰率

$$x_k(t) = \frac{x_{0k}}{\sqrt{1-h_k^2}} e^{-h_k \omega_k t} \cos(\sqrt{1-h_k^2} \omega_k t - \phi_k)$$

$$x(t) = \sum_{k=1}^2 x_k + m \dots (3)$$

x: フィッティング関数 x_k: k次の自由振動波形
 x_{0k}: k次の自由振動波形の初期値 h_k: k次の減衰定数
 ω_k: k次の固有円振動数 φ_k: k次の初期位相 t: 時間
 パラメータはx₀₁, x₀₂, h₁, h₂, ω₁, ω₂, φ₁, φ₂の計8個である。

6. モデルの応答による減衰推定手法の検討

5で示した2通りの減衰推定手法により、連成振動系の正確な減衰定数が推定可能か検討をするため、まず、モデル応答を表2に示す各手法を適用し、以下に示すような検討を行った。図7のモデルにおいて、表3に示す各パラメータの条件を与え、x, y方向に実際にNF邸で収録した常時微動波形(第四建設段階、300秒)を入力し応答解析を行った。応答解析を行うことで、並進連成振動を考慮したパラメータ評価法の有効性について検討をした。図8に各方向のRD波形および伝達関数(x方向応答/x方向入力, y方向応答/y方向入力)とそれらに対して求めた各カーブフィット曲線を併せて示す。表4, 5には各分析方法により推定した固有振動数と減衰定数を示す。伝達関数はParzenウィンドウ(0.05Hz)をかけることで平滑化されている。図・表より、①は2方向入力に対応していないが、推定値は固有振動数で2%以内、減衰定数は4%以内の誤差で推定できている。また、常時微動を入力した場合、ノイズ成分を多く

表3 モデルのパラメーター

パラメータ	x方向	y方向	θ方向
固有振動数(Hz)	4.800	4.500	6.400
減衰定数(%)	2.000	1.000	2.000
偏心距離(m)	0.828	0.828	-
質量(t)	5.313		
回転慣性(t・m ²)	52.162		

表4 固有振動数比較

分析種別	x方向	y方向
	固有振動数(Hz)	固有振動数(Hz)
①3自由度系伝達関数カーブフィット	4.648 (4.758)	4.567 (4.608)
②伝達関数ピーク振動数	4.683	4.383
④1自由度系伝達関数カーブフィット	4.630	4.372
⑥2自由度系RD波形カーブフィット	4.638	4.363
⑦RD波形ゼロクロッシング法	4.277	4.331

表5 減衰定数比較

分析種別	x方向	y方向
	減衰定数(%)	減衰定数(%)
①3自由度系伝達関数カーブフィット	1.924	1.001
②伝達関数1/2h法	2.237	1.344
④1自由度系伝達関数カーブフィット	2.390	1.418
⑥2自由度系RD波形カーブフィット	2.158	0.949
⑦RD波形対数減衰率	6.511	1.289

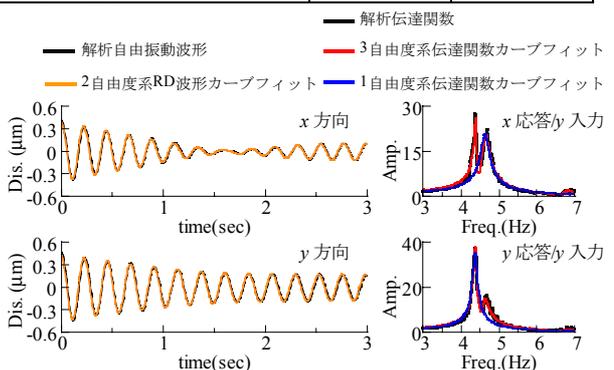


図8 RD波形・伝達関数・カーブフィット曲線

系を考慮していない1自由度系の分析方法では、減衰定数を過大評価しており、さらに、推定値にばらつきが大きいため、信頼性にかける。

従って、常時微動を入力とした場合についても従来の1自由度系の減衰定数推定手法と比較して、固有振動数が近接する並進連成振動系の振動に対しては、①、⑥の分析方法から減衰定数を推定することは有効と考えられる。

7. 常時微動記録に基づく分析

NF 邸において、水平2方向の固有振動数が互いに近接し、連成うなり振動が励起された常時微動（第一建設段階）について、並進連成振動系を考慮に入れた分析を行う。各方向のRD波形及び常時微動から求めた伝達関数と、それに対するカーブフィット曲線を図9に示す。表6に各分析方法より求めた固有振動数と減衰定数を示す。

図9より、①、⑥の方法ともによくフィッティングできていることがわかる。また、表6、7より、数値的には①、⑥の推定値にやや差があるが、その原因としては、⑥の2自由度系RD波形カーブフィット法では振れを考慮していないことなどが挙げられる。また、固有振動数については、1自由度系の分析方法でも推定値に差はほとんどないが、減衰定数については連成振動系を考慮した①、⑥の分析方法の方が安定した推定ができていると考えられる。

8. 分析方法が評価値に与える影響

6、7より、水平2方向の固有振動数が近接する連成振動系に対しては、従来の1自由度系の減衰定数推定手法と比較して、①

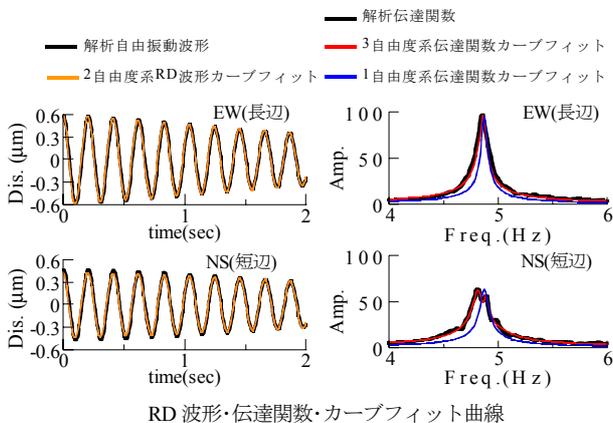


図9 常時微動記録に基づく分析結果

表6 固有振動数比較

分析種別	連成振動考慮	
	EW方向 固有振動数(Hz)	NS方向 固有振動数(Hz)
①3自由度系伝達関数カーブフィット	4.860	4.825
②伝達関数ピーク振動数	4.860	4.810
③伝達関数位相差	4.872	4.873
④1自由度系伝達関数カーブフィット	4.870	4.871
⑤パワースペクトルピーク振動数	4.860	4.790
⑥2自由度系RD波形カーブフィット	4.951	4.783
⑦自由振動ゼロクロッシング法	4.832	4.802

表7 減衰定数比較

分析種別	連成振動考慮	
	EW方向 減衰定数(%)	NS方向 減衰定数(%)
①3自由度系伝達関数カーブフィット	0.491	1.017
②伝達関数1/2h法	0.500	0.776
③伝達関数位相勾配法	1.083	0.855
④1自由度系伝達関数カーブフィット	0.524	0.786
⑤パワースペクトルハーブパワー法	1.596	2.255
⑥2自由度系RD波形カーブフィット	0.432	0.721
⑦自由振動対数減衰率	1.289	1.273

の3自由度系カーブフィット法及び⑥の2自由度系カーブフィット法から減衰定数を推定することは有効であることがわかった。ここでは、NF 邸の常時微動記録と強制加振実験記録に基づき、従来の1自由度系の推定手法と並進連成振動系を考慮に入れた推定手法を用いて固有振動数及び減衰定数を推定し、分析方法の違いによる固有振動数と減衰定数の差について述べる。図10、図11に実験方法・分析方法別の固有振動数・減衰定数の差異を建設段階ごとに示す。

図10、11より、固有振動数の推定値は連成振動の考慮の有無に関わらず、安定した値が得ることができていることがわかる。減衰定数については、連成振動を考慮した分析方法による推定値は安定した値を得ることができているのに対して、連成振動を考慮していない従来の1自由度系の分析方法による推定値は大きなばらつきを示していることがわかる。また、第二建設段階と第三建設段階のNS方向において、3自由度系伝達関数カーブフィット法と2自由度系RD波形カーブフィット法の推定値に差がある原因は、水平2方向の固有振動数と振れの固有振動数が非常に近接しており、振れを考慮していない2自由度系RD波形カーブフィット法では、振れ成分も含んだRD波形に対してフィッティングしきれなかったためと考えられる。

9. 結論

本論では、振動実験と強震観測に基づき鉄骨住宅の振動性状について明らかにした。また、水平2方向の固有振動数の近接による連成うなり振動が励起された場合における減衰定数の評価について検討をした。以下に得られた知見を示す。(1) 非構造部材の剛性・減衰への寄与は非常に大きいため、非構造部材を考慮に入れた設計が今後必要とされる。(2) 振動実験と強震観測に基づく固有振動特性の振幅依存性はよく対応しており、振動実験から簡易的に地震動に対する大振幅レベルの固有振動特性を予測できる可能性がある。(3) 連成うなり振動が励起された場合でも、連成振動を考慮した減衰推定を行えば、安定した固有振動特性の推定が可能となる。従って、今後建物の耐震安全性を高めるためには、事前に振動実験・強震観測を行うことで振動性状を正確に把握した上で設計することが重要である。また、水平2方向の固有振動数の近接する場合には、特に減衰の正確な推定の為に連成振動を考慮に入れた分析を行う必要がある。

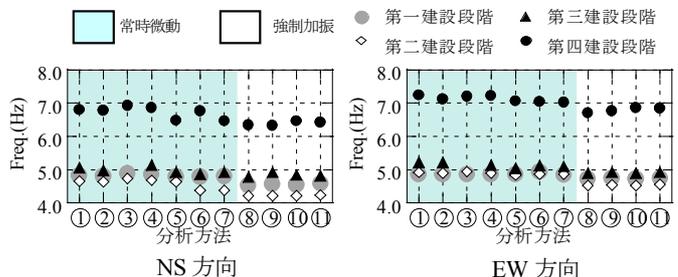


図10 分析方法別の固有振動数の分布

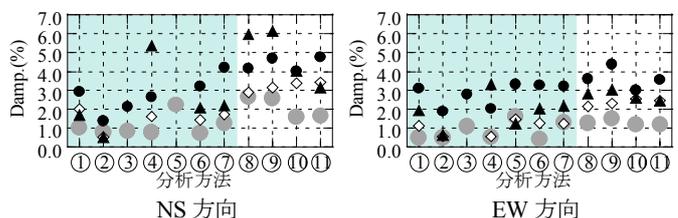


図11 分析方法別の減衰定数の分布