

論文 RC造建物屋上階の地震観測記録と解析モデルによる床応答スペクトルの対応関係

中村 友紀子*1

要旨: 本報では、建物上階での地震観測記録と1階観測記録を用いた地震応答解析による値の床応答スペクトルを比較した。対象建物は、建物1階床と屋上階で強震観測が行われている鉄筋コンクリート造5階建て建物である。1階の観測記録を入力地震動とした応答解析結果から求めた屋上階応答加速度時刻歴と屋上階の観測記録より求めた床応答スペクトルを比較した。解析モデルは一質点系モデルとし、これまでの強震観測、常時微動観測結果を用いて建物固有周期と減衰定数を推定した値を使用した。観測記録より小さく危険側となるケースも生じており、床応答を安全側に評価する為の解析モデルの検討の必要性を示した。

キーワード: 鉄筋コンクリート建物, 地震観測, 床応答スペクトル

1. はじめに

新潟大学工学部建設学科建築コース材料構造研究室では、2001年より鉄筋コンクリート造5階建ての建築棟1階および屋上レベル(ペントハウス床)に、地震計(アカシ社 GPL-6A3P)を設置、2008年には隣接する実験棟脇の地表上にも設置し観測を継続している¹⁾²⁾。また、2010年度は継続的に微動観測を実施してその季節変動の影響を調べてきた。

一方、地震発生時の建物の被害として構造躯体の被害のみならず天井などの非構造部材、設備機器の被害事例も多く報告されている³⁾。従来、建物を応答解析のためにモデル化する場合、構造躯体にとって安全側となるようなされてきたが、これらは建物の床応答を考えた場合に安全側であるか否かはほとんど検討されていない。

床応答スペクトルは地震時の室内安全性や機器の耐震性能評価に使用される指標であることから今後重要性が増している。

そこで、本研究では実観測記録を用いて、床応答スペクトルがその建物モデル化の違いにおいてどの程度影響するのか試みた。

2. 対象建物

検討対象とした建物は、新潟市西部にある新潟大学工学部建設学科建築棟である。1982年12月竣工の地上5階建て桁行(以下EW)19.8m、梁間(以下NS)14.8mのほぼ整形な鉄筋コンクリート造建物で、隣接する校舎とはエキスパンションジョイントで区切られている。

本建物内では、2001年から1階図書室内と屋上階のペントハウス床に旧アカシ社製の GPL-6A3P を設置し、

継続的に地震観測を行っている。図-1に建物全景を、図-2に1階平面図および地震計設置位置を示す。1階は○印、屋上階は△印で表した。観測方向は、建物軸に合わせて設置しており、以下本論では梁間方向をNS、桁行方向をEWと称することとする。表-1に柱断面リストを示す。ほぼ整形な建物であるので、今回の検討において偏心の影響については考慮していない。

3. 観測記録概要

3.1 検討対象地震記録

これまで観測した地震動のうち2007年7月16日15時37分に起きた新潟県中越沖地震余震の最大加速度が最大であり、1階、屋上階ともEW方向の方が大きく、1階で約121gal、屋上階で約363galを記録した。図-3に本論で使用した中越地震と余震、能登半島地震、中越沖地震と余震の5つの記録の加速度時刻歴を示す。中越地震と中越沖地震の本震では後半部分に長周期の揺れが



図-1 対象建物

*1 *千葉大学大学院工学研究科建築学コース 准教授・博士(工学)(正会員)

観測されている。1階EWの加速度応答スペクトルを図-4に示す。なお、2011年東北地方太平洋沖地震時には、屋上・地表のみで1階記録は欠測であったのでここでは対象から除いたが、最大加速度は地表で、37.8gal、屋上階で67.3galであった。

3.2 建物固有周期

これまで観測された61回の地震による地震観測記録のフーリエスペクトルの1階に対する屋上階の比率のピークから求めた固有周期と1階最大加速度の関係を示す。

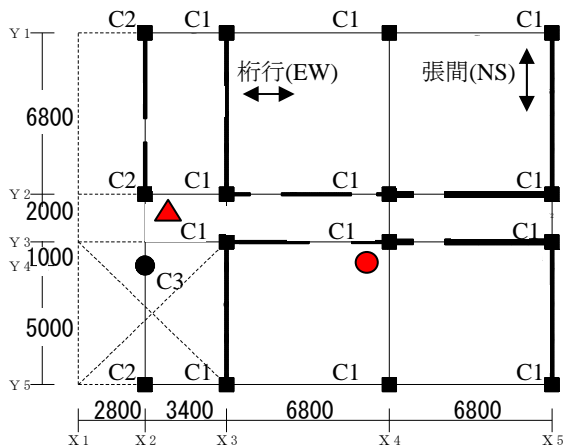


図-2 1階平面図

表-1 柱断面リスト

柱番号	C1	C2	C3
5			
X×Y	700×600	600×550	600×550
主筋	10-D22	8-D22	8-D22
HOOP	□-D13@100	□-D13@100	□-D13@100
4			
X×Y	700×600	600×550	600×550
主筋	10-D22	8-D22	8-D22
HOOP	□-D13@100	□-D13@100	□-D13@100
3			
X×Y	700×650	600×600	600×600
主筋	10-D22	8-D22	8-D22
HOOP	□-D13@100	□-D13@100	□-D13@100
2			
X×Y	700×700	600×650	650φ
主筋	12-D22	10-D22	8-D22
HOOP	□-D13@80	□-D13@100	□-D13@100
1			
X×Y	700×700	600×650	650φ
主筋	12-D22	10-D22	8-D22
HOOP	□-D13@80	□-D13@100	□-D13@100

図-5に示す。ある程度加速度が大きい地震では、多くの報告があるように加速度が大きいほど周期が伸びるとい傾向があるが、特に小さい地震では0.2-0.28秒程度まで大きくばらつき、0.25秒以上と0.2-0.22秒付近に離れて分布しているようにも読み取れる結果となり変動幅が非常に大きくなっている。なお、いずれの地震でも剛性低下につながるような損傷は生じていない。2010年度には継続的に常時微動も測定した⁴⁾。常時微動による建物周期の一覧を表-2に、今回使用した地震動を用いた建物周期を表-3に示す。建物周期は、屋上階のフーリエ振幅スペクトルを1階のスペクトルで除したもののピークを読み取って求めた。常時微動観測では屋上階、1階に加えて建物脇の地盤面でも観測を同時に行った。RF/GLは、地盤面に対する屋上階のフーリエスペクトルのピーク周期から読み取った周期、RF/IFは1階に対する屋上階のスペクトルから読み取った周期である。

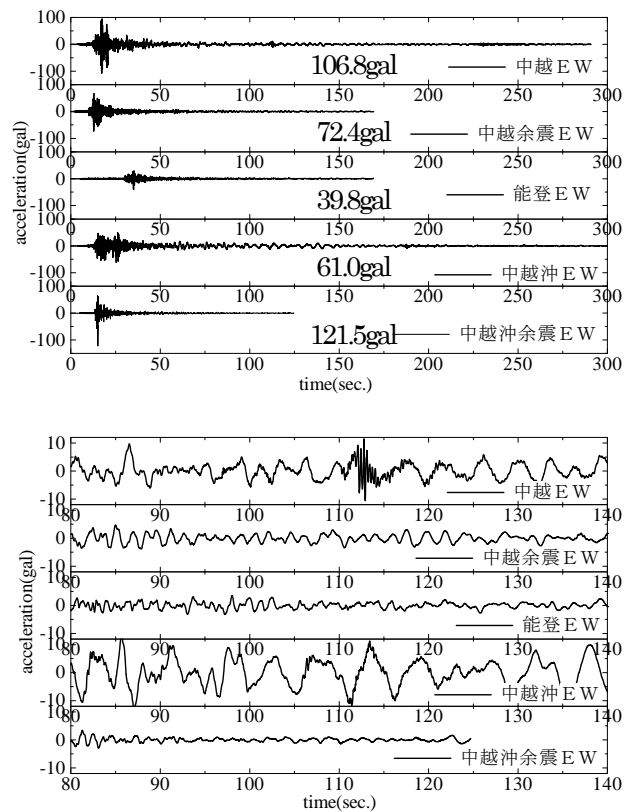


図-3 対象地震動の加速度時刻歴

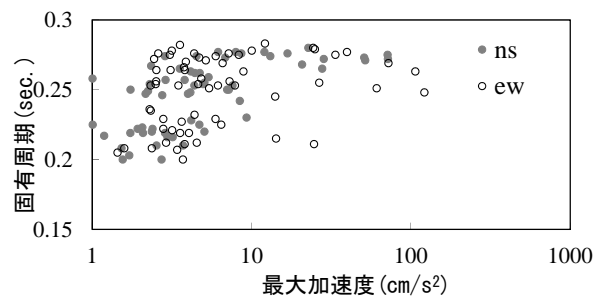


図-5 固有周期と最大加速度の関係

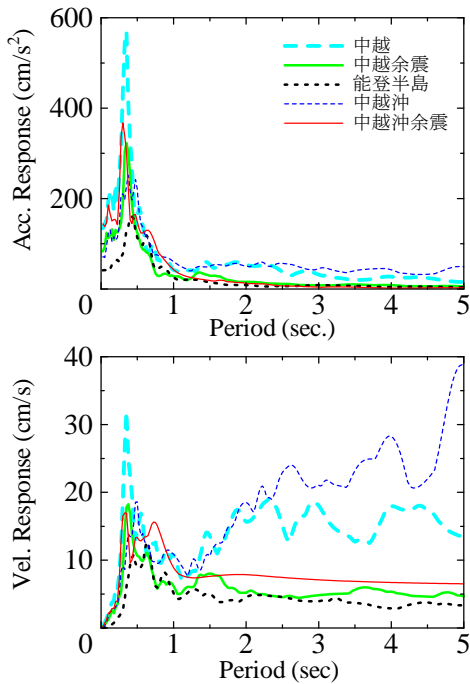


図-4 応答スペクトル(h=0.05)

表-2 固有周期 (常時微動)

測定日	EW	
	RF/GL	RF/1F
H21.9.16	0.258	0.217
H21.11.10	0.271	0.244
H22.1.6	0.254	0.216
H22.6.25	0.253	0.199
H22.7.15	0.259	0.251
H22.8.7	0.245	0.210
H22.8.20	0.245	0.201
H22.9.3	0.247	0.207
H22.9.27	0.281	0.233
H22.10.4	0.274	0.254
H22.10.27	0.284	0.238
H22.11.5	0.279	0.253

表-3 固有周期 (使用した地震動)

測定日	EW	
H16.10.23	0.263	中越地震
H16.10.23	0.269	中越地震余震
H19.3.25	0.277	能登半島
H19.7.16	0.251	中越沖
H19.7.16	0.248	中越沖余震

3.3 減衰定数

減衰定数は $1/\sqrt{2}$ 法によって算定した。常時微動と地震時の主要動終了後の部分を 20.48 秒ごとに分割した記録のフーリエスペクトル比を用いて減衰定数を算定した⁴⁾。図-6に求めた減衰定数と固有周期との相関図を示す。地震記録、常時微動のそれぞれで求めた減衰定数は両者ともかなりばらついているが、多くが3%~10%程度に分布している。

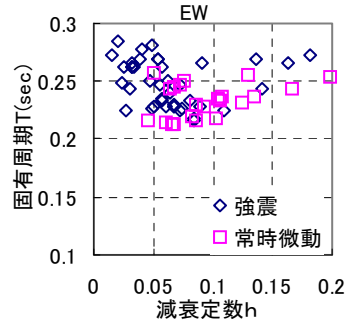


図-6 減衰定数と固有周期との相関関係

4.床応答スペクトルの検討

4.1 一質点系モデルを用いた床応答スペクトルの算定

建物は最も単純に一質点系にモデル化した。これに1階の記録を入力として応答解析をおこない、算出された応答加速度時刻歴を用いて応答スペクトルを求め床応答スペクトルとした。この床応答スペクトルと屋上階の観測記録による応答スペクトルと比較した。全て解析ケースで最上階の加速度時刻歴から床応答スペクトルを求める際の減衰定数は一律に5%とした。

一質点系への置換に際は、D値法により各層のD値の合計を求め、このD値の層分布形状が剛性分布に等しいものと仮定した。この剛性分布と床面積あたりの重量を 12kN/m^2 と仮定して定めた重量を用いて振動形、刺激係数を算出した。解析は弾性解析とし、剛性分布はD値を求めることで仮定した分布のままとして、剛性の値は1次固有周期がそれぞれ目的の値となるよう変動させた。1質点系の地震応答解析により算出した質点の応答に対して、1次の振動形と刺激係数から屋上階の応答を算出し、観測記録と比較した。

また、固有周期と減衰定数は次のように定めた。4.2節では、建物の応答解析時の減衰定数は一定の $h=0.05$ とし、固有周期は、検討で用いた5組の記録の屋上階と1階のフーリエスペクトル比のピークを読み取ることにより求めた固有周期の平均値 0.262 秒に加えて、常時微動観測によって求めた周期のうち最も短い周期である 0.199 秒、過去に柱梁フレーム解析により求めた固有周期のうち腰壁、垂れ壁の影響を考慮していない周期、つまり最も長い周期である 0.348 秒の3種を用いた。

4.3節では固有周期を 0.262 秒と一定として、減衰定数を 3%、5%、10%と変動させた。

4.2 周期の変動による床応答スペクトルの変化

固有周期の違いによって床応答スペクトルがどのように変動するのかを計算した。固有周期は $0.199\text{秒} \cdot 0.262\text{秒} \cdot 0.348\text{秒}$ の3種を仮定した。なお、対象建物は、高さ 19m であるので $T=0.02H$ とすると 0.38 秒である。

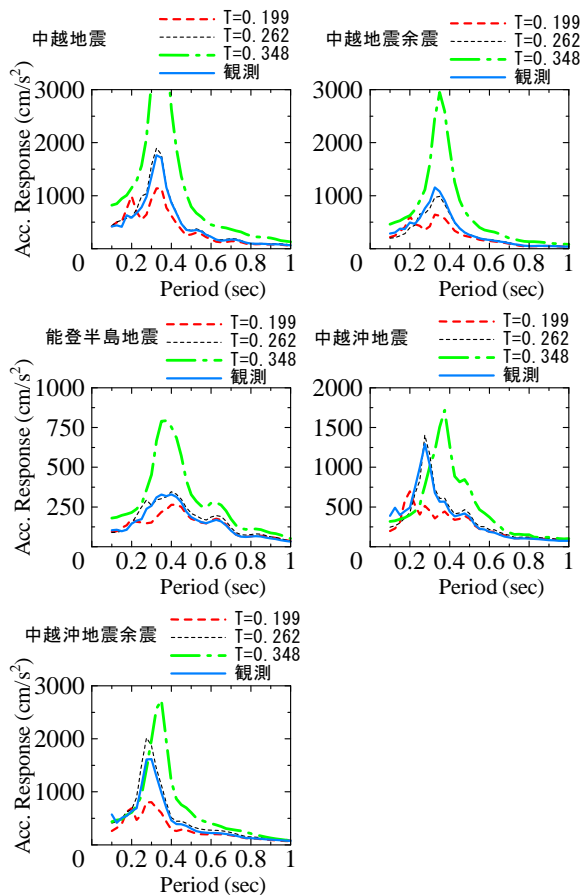


図-7 床応答スペクトル(加速度) 周期変化

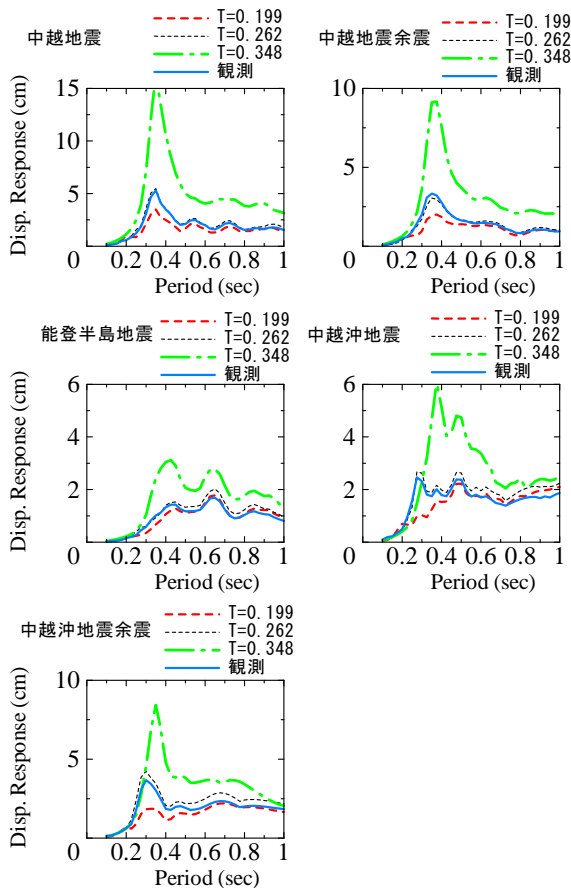


図-8 床応答スペクトル(変位) 周期変化

屋上階の地震記録から求めた応答スペクトルと周期を変動させた応答解析による床応答スペクトル(加速度と変位応答スペクトル)を合わせて図-7, 8に示す。ここでは構造物の減衰定数, 床応答スペクトルを求める際の減衰定数とも $h=0.05$ を仮定した。

図-3に示した地震動の応答スペクトルと比較すると地震動の応答スペクトルのピークとなる周期が構造物の固有周期より長い場合、構造物周期を変動させると、周期が長いほど共振して床応答スペクトルが大きくなる結果となった。

固有周期を観測地震動から定めた $T=0.262$ と仮定した場合は、観測地震動による床応答スペクトルと比較してピーク周期は近くなっているが、ピーク値は全ての地震動で観測より小さくなっている。

他の周期 $T=0.199, 0.348$ では、中越地震, 中越地震余震, 能登半島地震での地震記録では、応答のピーク値が、観測地震動の応答の0.5倍~2倍になっており大きく異なっている。周期を最も長い $T=0.348$ とした場合には、中越沖地震ではピーク値が観測と近くなっているが、反対に常時微動から推定した周期とした場合はやはり観測よりかなり小さい危険側の値となり、中越沖地震余震の場合には、ピーク周期より短周期側で観測値より下回り危険側となっている。

仮定する構造物側の周期、つまり剛性の変化に対して床応答スペクトルも周期方向に拡幅させることで安全を見込むケースが考えられるが、床応答スペクトルは周期方向の拡幅だけでは対応しきれず、過剰または危険側となる応答スペクトル値を示すケースがあることがわかる。鉄筋コンクリート構造物は、通常そのコンクリート強度が設計基準強度を上回るなど設計時には不明の要因で、想定したものより剛性が高くなる可能性が多くあり、剛性変化によって建物上部の床応答は設計時に想定したものより危険側になる可能性もあり得ると考えられる。

4.3 減衰定数の違いによる床応答スペクトルの変動

構造物の固有周期を変動させた4.2節の場合では、観測された地震動を用いて算出した建物固有周期を用いたものがピーク値は危険側となるものの、スペクトル形状は近くなった。よって周期は、既知であると仮定して、建物固有周期は $T=0.262$ の一定値として減衰定数を変動させた。減衰定数は図-6にあるように観測記録から推定した分布から $h=0.03, 0.05, 0.10$ の3種を選択した。図-9, 10に解析より求めた床応答スペクトル(加速度と変位応答スペクトル)を観測記録より求めたスペクトルと合わせて示す。床応答スペクトルを計算する際の減衰定数は4.2節と同様に全て5%としている。今回用いた地震動が観測された際にひび割れなど剛性低下につながる事象は発生していない。

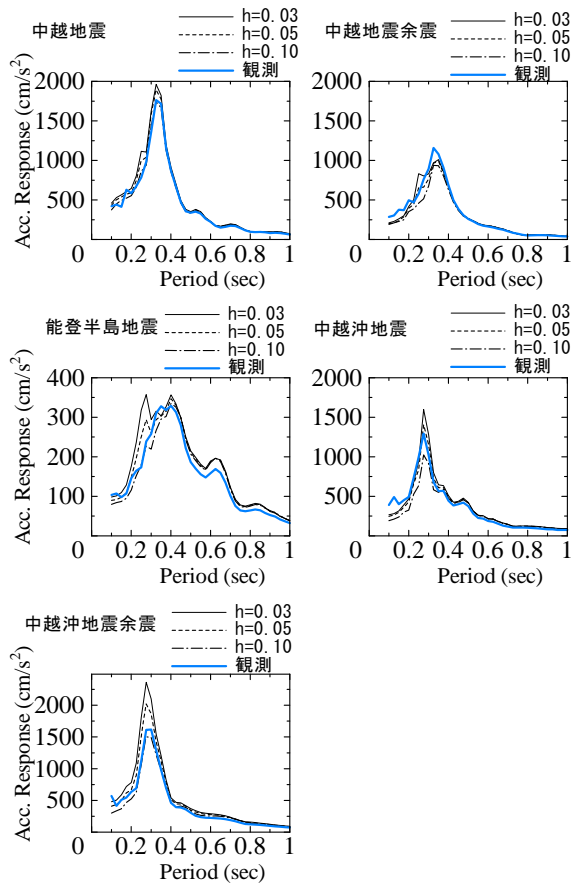


図-9 床応答スペクトル(加速度) 減衰定数変化

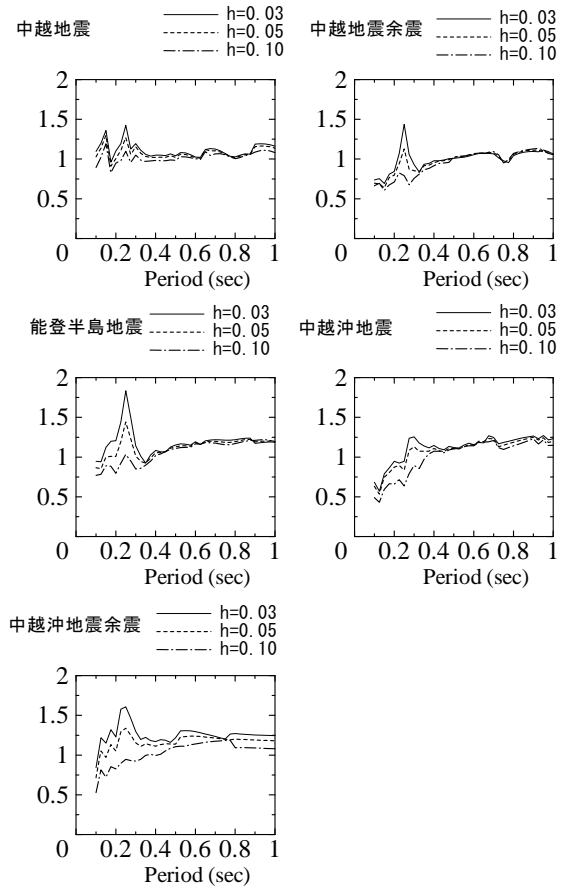


図-11 床応答スペクトル比(解析値/観測値)

構造物周期を合わせているだけに、スペクトル形状は観測記録から求めた応答スペクトルに近いものとなったが応答値は小さい。

図-11に、図-9で示した加速度応答スペクトルについて、解析値を観測記録から求めたスペクトルの除した比率を示す。1以上であれば安全側ということになる。多くの特に短周期側で1を下回る値となった。建物側の減衰定数の違いによる応答値への影響はピーク付近の周期帯のみで大きく、他の周期帯での影響は小さかった。

5. まとめ

鉄筋コンクリート建物の実観測記録を用いて、屋上階の記録から求めた床応答スペクトルと一階記録を入力地震動して応答解析から求めた屋上階の床応答スペクトルを比較した。

床応答を算定する際の構造物の固有周期は、常時微動観測、今回検討に用いた地震観測記録、フレーム応答解析の3種を使用した。

使用した地震記録は、全て建物に損傷が出ていないレベルでかつ固有周期も観測から求めた範囲での検討であったが、床応答スペクトルは大きくばらつき、スペクトルレベルの周期方向への拡幅では危険側になる可能性が

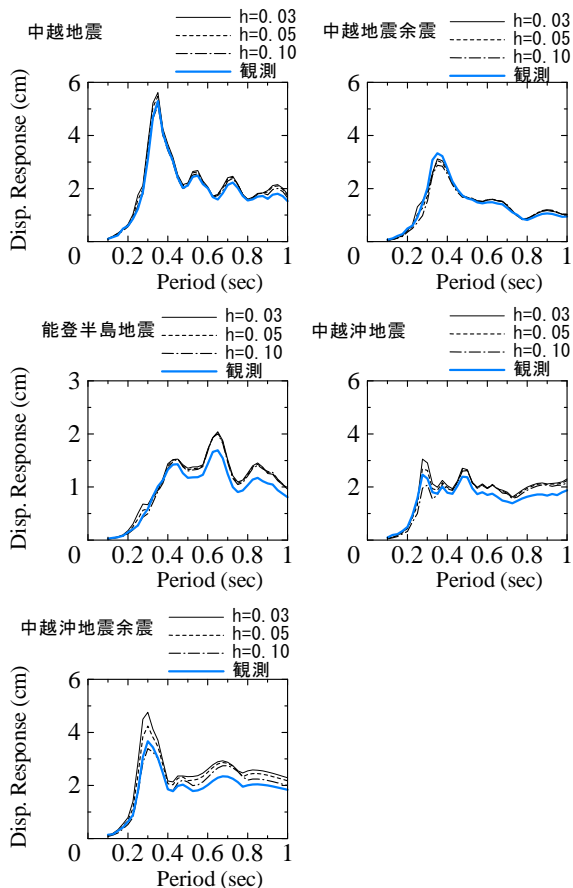


図-10 床応答スペクトル(変位) 減衰定数変化

あることを示された。スペクトル形状は、使用した地震動を用いて算出した値を使用した場合が最も近くなったが、応答値は実際の記録より小さく危険側の床応答スペクトルが算出された。

減衰定数の変動に関しては、減衰については大きな差はでなかったが、建物固有周期を既知とし計算したにもかかわらず危険側となった。

今回は、建物をもっとも単純な基礎固定の SDF モデルと仮定したことや被害の生じていないレベルの観測地震動のみでの算定であり大地震を考える場合は、特に減衰は異なってくる可能性があること、剛性も建物躯体のひび割れ発生により徐々に低下し、これに伴い等価粘性減衰が増加することが考えられ、ここで示したようになるかは不明であり、これらを考慮した検討を今後行いたい。

また、今回用いた記録は、対象とした建物が RC 造 5 階建てと比較的短周期の構造物であり、地震動の卓越周期より長い固有周期をもつ構造物では床応答の変動の傾向も異なる可能性が高く、慎重に検討する必要がある。

参考文献

- 1) 中村友紀子, 本多良政, 加藤大介, 土井希祐: 新潟大学で観測された 2004 年新潟県中越地震の強震記録, 日本建築学会北陸支部研究報告集(新潟), pp.29-32, 2005
- 2) 中村友紀子, 清水秀則: 新潟大学における鉄筋コンクリート造建物の振動性状 -微動観測の季節変動と 2011 年東北地方太平洋沖地震の強震記録-, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp.335-336, 2011
- 3) 日本建築学会: 2011 年東北太平洋沖地震災害調査速報, 2011
- 4) 中村友紀子, 飯塚豪彦, 清水秀則, 山田雅行: 常時微動・強震記録を用いた RC 造建築物の振動特性評価法の検討, コンクリート工学年次論文報告集, 第 32 巻, No .2145, CD-ROM, 2011