

論文 2011年東北地方太平洋沖地震で被害を受けた隣接する2棟のRC学校建物の耐震性能

馬場 哲朗*1・栢山 健二*2

要旨: 本研究では、2011年東北地方太平洋沖地震で被害を受けた茨城県S市立M小学校の隣接する2棟のRC造校舎について、耐震診断及び応答解析を実施し、耐震性能評価に関する比較・検討を行った。その結果、構造耐震指標 I_S を算定する際、耐力のばらつき度合を考慮することにより、地震応答解析による最大層間変形角との対応がより良好になることが確認できた。また、応答解析による最大層間変形角は地震波によって異なる結果となった。この要因を追究したところ、応答スペクトルではなく、フーリエスペクトルによる加速度と周期の関係を用いることにより、建物の応答を推定できる可能性があることがわかった。

キーワード: RC学校建物, 耐震診断, 地震応答解析, 耐力のばらつき度合, フーリエスペクトル

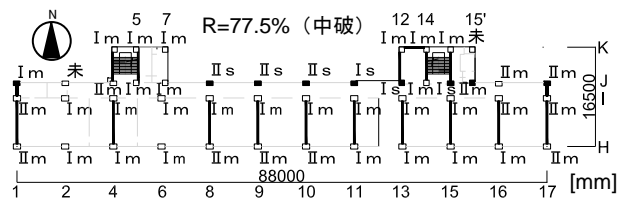
1. はじめに

2011年3月11に発生した東北地方太平洋沖地震（以下、本地震）によって多くの学校建物が被害を受けた。学校建物は災害時に、地域住民の避難場所としての役割も果たすことから、地震に対する安全性の確保は極めて重要である。そこで本研究では、本地震で被害を受けた隣接する2棟のRC学校建物を対象に、耐震診断及び地震応答解析を実施して耐震性能を検討し、被害の要因を探る。また、耐震性能評価法の提案として、鉛直部材の耐力のばらつき度合を考慮した耐震診断法の改善策を示す。さらに、地震波のフーリエスペクトルと建物の応答との相関性を検討し、従来利用されている応答スペクトルと比較することで、フーリエスペクトルによる応答の推定の可能性を検討する。

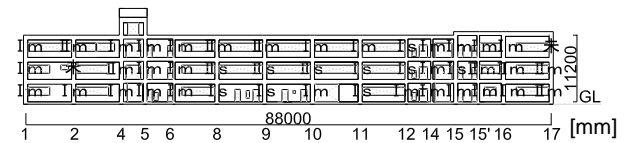
2. 建物概要

対象建物は本地震で被害を受けた茨城県内にあるS市立M小学校の北棟及び南棟とする。M小学校は小川に挟まれた平地に位置し、地盤は軟弱であり、建物基礎がPC杭で支持されている。本地震におけるこの地域の最大震度は6弱であったと推定される。

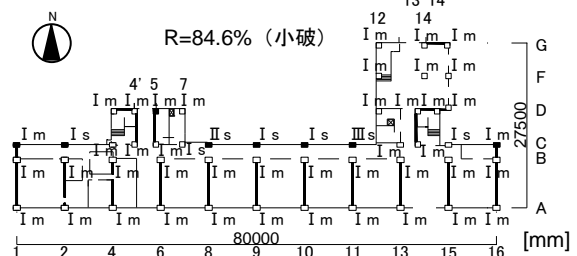
M小学校は北棟と南棟がエキスパンションジョイントを介して渡り廊下で繋がっている。図-1に柱の被害が大きかった階の平面図及び架構図、表-1に建物概要を示す。なお、図-1には桁行方向における柱の損傷度とひび割れの種類を併記する。各棟における最大の柱の損傷度は北棟がⅡ、南棟がⅢである。また、各棟の耐震性能残存率は北棟が77.5%（中破）、南棟が84.6%（小破）となっている。



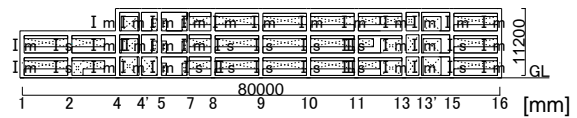
(a) 北棟の2階平面図



(b) 北棟のJ構面架構図



(c) 南棟の1階平面図



(d) 南棟のC構面架構図

凡例

R: 耐震性能残存率

I~Ⅲ: 損傷度 m: 曲げひび割れ s: せん断ひび割れ

未: 未調査 ■: 極脆性柱 □: 極脆性柱以外の柱 -: 耐震壁

図-1 M小学校平面図及び架構図

*1 横浜市役所 (正会員)

*2 芝浦工業大学工学部 教授 (正会員)

3. 耐震診断

3.1 耐震診断概要

北棟及び南棟について、耐震診断として第2次診断¹⁾を行う。耐震診断には BUILD.耐震 RCI&II/2001 年基準 Ver.5 ((株) 構造ソフト) を使用する。表-2 に調査から得られた材料特性を示す。外力分布による補正係数は A_i 分布の逆数を用いる。

3.2 耐震診断結果

表-3 に各棟の耐震診断結果を示す。保有性能基本指標 E_0 はすべて強度型の算定式による値である。構造耐震指標 I_S が構造耐震判定指標 I_{SO} (=0.7 と設定) を上回り、かつ構造物の終局限界における累積強度指標 C_{TU} と形状指標 S_D の積 ($C_{TU} \cdot S_D$) が 0.3 を上回っていれば「安全」、満たしていなければ「疑問あり」と判定する。

両棟ともに、全層で桁行方向が「疑問あり」、梁間方向が「安全」となった。桁行方向が「疑問あり」となった要因は、極脆性柱が多く存在（北棟は J 構面、南棟は C 構面）しており変形性能が低いこと、耐震壁がほとんど存在していないため強度が低いことが考えられる。

本地震における実際の被害と比較すると、 I_S が最小である層（北棟は 2 層、南棟は 1 層）が大きな被害を受けていた。また、南棟に比べて I_S の最小値が約 7% 低い北棟がより顕著な被害を受けていた。

4. 地震応答解析

4.1 解析モデル概要

解析には汎用解析ソフト SNAP Ver.6.0.0.8 ((株) 構造システム) を使用し、両棟を 3 次元立体フレームにモデル化する。柱・梁は材端に剛域を有する線材に置換し、剛域は柱・梁フェイス位置から部材せいの 1/4 内側までとする。材料強度は耐震診断と同じ値を用いる。各層を剛床と仮定し、基礎梁の下をピン支持とする。

柱・梁は材端バネモデルに置換し、柱は曲げ・せん断・軸、梁は曲げ・せん断のバネを直列結合とする。耐震壁は 3 本の柱にモデル化し、軸方向バネのみを持つ側柱の端部はピン接合、上下の梁は剛梁とする。

曲げバネは武田モデル、せん断バネは原点指向モデル（ただし、柱・耐震壁のせん断バネはせん断終局強度以降で負勾配として耐力低下させる）、軸方向バネは弾性とする。部材の終局強度は文献¹⁾より算出し、曲げひび割れ強度は曲げ終局強度の 1/3、せん断ひび割れ強度は文献²⁾より算出する。柱・梁の曲げ降伏時剛性低下率は菅野式、せん断ひび割れ後の剛性低下率は初期剛性の 1/9 倍³⁾、耐震壁の曲げまたはせん断ひび割れ後の剛性低下率は文献²⁾より算出する。柱・耐震壁のせん断終局強度以降の剛性低下率は初期剛性の -1 倍（負勾配）、梁の降伏点以降の剛性低下率は初期剛性の 1/1000 倍とする。

表-1 M 小学校建物概要

建物名称	北棟	南棟
建築年	1974 年	1975 年 (1980 年に 3 階増築)
階数	地上 3 階	
階高	1 階 : 3.765m 2 階 : 3.700m 3 階 : 3.735m	
建築面積	1,203m ²	1,158m ²
延床面積	3,285m ²	2,775m ²
構造種別	鉄筋コンクリート	
構造形式	ラーメン構造 + 耐震壁	
基礎形式	PC 杭基礎	

表-2 材料特性

棟	北			南		
	1	2	3	1	2	3
コンクリート 強度 (N/mm ²)	17.1	15.2	14.3	16.0	13.7	21.9
鉄筋	主筋 : SD295 その他 : SR235					

表-3 耐震診断結果

(a) 北棟

方向	層	F_1	E_0	S_D	I_S	$C_{TU} \cdot S_D$	判定
桁行	3	1.0	0.717	0.903	0.627	0.647	疑問あり
	2	1.0	0.561	0.903	0.490	0.507	疑問あり
	1	1.0	0.566	0.903	0.495	0.511	疑問あり
梁間	3	1.0	2.40	0.903	2.10	2.17	安全
	2	1.0	1.62	0.903	1.42	1.46	安全
	1	1.0	1.34	0.903	1.17	1.21	安全

$$T=0.968, I_{SO}=0.7$$

(b) 南棟

方向	層	F_1	E_0	S_D	I_S	$C_{TU} \cdot S_D$	判定
桁行	3	0.8	0.761	0.792	0.583	0.753	疑問あり
	2	1.0	0.645	0.880	0.549	0.567	疑問あり
	1	1.0	0.616	0.880	0.525	0.542	疑問あり
梁間	3	1.0	2.76	0.880	2.35	2.43	安全
	2	1.0	1.96	0.880	1.67	1.73	安全
	1	1.0	1.39	0.792	1.01	1.10	安全

$$T=0.968, I_{SO}=0.7$$

凡例

F_1 : 第 1 グループの靱性指標 E_0 : 保有性能基本指標
 S_D : 形状指標 T : 経年指標
 I_S : 構造耐震指標 C_{TU} : 終局時の累積強度指標
 I_{SO} : 構造耐震判定指標

4.2 地震応答解析概要

耐震診断において「疑問あり」となった桁行方向の地震応答解析を行う。数値積分は Newmark β 法 ($\beta=1/4$: 平均加速度法) を用いる。減衰は初期剛性比例型とし、1次モードに対して 3% とする。

4.3 2011 年東北地方太平洋沖地震による検討

応答解析の入力地震動には、対象建物から南東に約 25km の位置に設置された K-NET 石岡観測点における加速度記録の EW 波 (以下、石岡 EW) を使用する。図-2 に石岡 EW の加速度時刻歴、減衰定数 5% における加速度応答スペクトルを示す。石岡 EW は最大加速度が 302cm/s^2 であり、スペクトルのピークが 0.2 秒付近と 0.7 秒付近にある地震波である。

解析モデルの桁行方向に石岡 EW を入力し応答解析を行う。また、応答解析後の解析モデルの 1 次固有周期と被災後に行った常時微動計測による実際の建物の 1 次固有周期の比較を行う。応答解析後の 1 次固有周期は、入力地震波の後続に最大加速度 0.1cm/s^2 のホワイトノイズを付加し、その応答のフーリエ解析により求める。

静的増分解析により得られた各層の層せん断力-層間変形角関係の上に地震応答解析による最大層間変形角をプロットして図-3 に示す。なお、静的増分解析の外力分布は A_i 分布とし、桁行方向に 0.01mm 刻みの変位増分により载荷したもので、図-3 は最初に柱がせん断破壊した時点までを表記している。両棟ともに本地震における最大層間変形角は、柱のせん断破壊が生じる点を下回っており、最大値は北棟の 2 層で約 $1/606\text{rad}$ であることが確認できる。表-4 に解析モデルの固有値解析により得られた弾性時の 1 次固有周期 T_{E1} 、地震応答後における解析モデルの 1 次固有周期 T_{R1} 、常時微動計測による実際の建物の 1 次固有周期 T_{M1} の比較を示す。 T_{R1} と T_{M1} を比較すると最大約 7% の誤差であり、応答解析と実状は比較的良好的な対応を示した。また、 T_{R1} は弾性時の T_{E1} から約 40% 周期が伸びていることが確認できる。

4.4 大地震による検討

表-5 に示す地震波の最大速度を 50cm/s に基準化し、応答解析を行う。すべての地震波は桁行方向の 1 方向入力とし、いずれかの層の層間変形角が $1/200\text{rad}$ を超えた時点で解析を終了とする。

図-4 に各地震波の応答解析による各層の最大層間変形角を示す。JMA_Kobe NS を除き、両棟ともに 1 層または 2 層の層間変形角が $1/200\text{rad}$ を超えていた。各棟で最も変形角が大きい層は、北棟が 2 層、南棟が 1 層であった。また、JMA_Kobe NS では、北棟の 2 層 ($1/254\text{rad}$) が南棟の 1 層 ($1/263\text{rad}$) よりも大きな変形角となった。

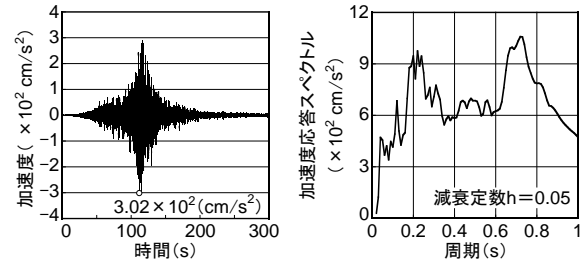


図-2 石岡 EW

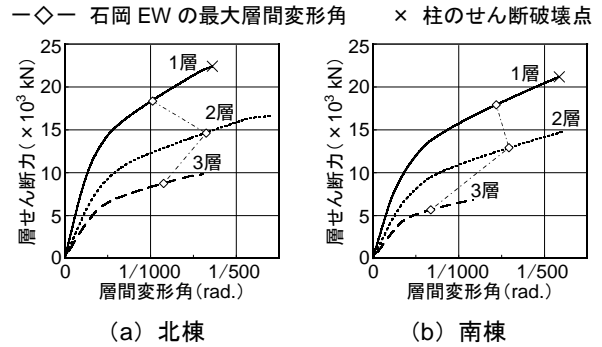


図-3 静的増分解析による層せん断力-層間変形角

表-4 1 次固有周期の比較

棟	T_{E1}	T_{R1}	T_{M1}	T_{R1}/T_{M1}	$ T_{E1}-T_{R1} /T_{E1}$
北	0.195	0.275	0.256	1.07	0.410
南	0.190	0.269	0.268	1.01	0.416

凡例

T_{E1} : 固有値解析より得られた弾性時の 1 次固有周期 (s)

T_{R1} : 応答解析より得られた地震後の 1 次固有周期 (s)

T_{M1} : 常時微動計測より得られた 1 次固有周期 (s)

表-5 入力地震波一覧 (50cm/s に基準化)

記号	地震名称	最大加速度 (cm/s^2)
(E)	El Centro 1940 NS	485
(T)	Taft 1952 NS	476
(K)	JMA_Kobe 1995 NS	449
(B)	BCJ-L2	356

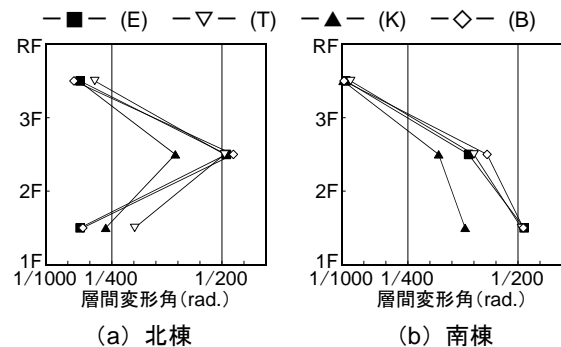


図-4 最大層間変形角

5. 耐力のばらつき度合を考慮した耐震診断

北棟について、表-3 (a) に示した耐震診断では、1層と2層の I_s は同等であった。一方、応答解析では図-4 (a) に示したとおり、すべての地震波で2層の変形角が最も大きく、他の層との差が顕著であった。これより、現行の第2次診断法による耐震診断は、損傷が集中する層の評価において、改善の余地があると考えられる。

文献⁴⁾では、耐力低下が発生する部材で構成されている建物において、部材の耐力にばらつきを与えると建物全体の耐震性能が低下することが指摘されている。そこで、鉛直部材の耐力のばらつき度合に基づく修正係数を設定し、それを I_s に乗ずることで、耐力のばらつき度合を考慮した構造耐震指標（以下、 I_{sb} ）を提案する。

本提案において、耐力のばらつき度合の算出方法は、各層で最も地震力を負担すると思われる構面（以下、代表構面）を決定し、代表構面における鉛直部材のせん断終局強度の変動係数 CV を算出し、耐力のばらつき度合による修正係数を CV に基づき算出する。

5.1 代表構面の決定方法

地震時に作用するせん断力は剛性が高い部材ほど負担する割合が大きくなる。このことから、各鉛直部材の剛性を算出し、各構面での鉛直部材の剛性の総和が最大である構面をその層の代表構面とする。ただし、ここでの各鉛直部材の剛性は、弾性時ではなく塑性化後の状態を考えるべきである。そこで、各鉛直部材の剛性として、強度指標 C を靱性指標 F で除した値（以下、C/F）を用いる。C/F は部材の終局時点における割線剛性に相当し、塑性化後の剛性を疑似的に評価することができる。

表-6 に各層各構面の C/F の総和を示す。代表構面は北棟が全層で J 構面、南棟が全層で C 構面であることがわかる。この要因は、J 構面と C 構面は他の構面に比べて付帯壁が多く、靱性が乏しいためと考えられる。

5.2 修正係数の算出方法

対象建物のような校舎では、鉛直部材のせん断破壊によって耐力が低下するため、各部材のせん断終局強度がばらついていると、建物の部分的に損傷が集中し、耐震性能が低下することが考えられる。そこで、各層の耐力のばらつき度合は代表構面の鉛直部材のせん断終局強度の CV によって評価する。ここで、CV の基準を決定するため、各層各構面の CV を算出し、図-5 に示す。耐震壁と柱がともに存在する構面及び J 構面・C 構面を除くと、CV はすべて 30% 以内に収まっている。よって、本論文では 30% を基準とし、耐力のばらつき度合による修正係数 br は式(1)または式(2)を用いて算出する。

$$br = 1.0 \quad (0 \leq CV < 0.3) \quad (1)$$

$$br = 1.3 - CV \quad (0.3 \leq CV) \quad (2)$$

CV : 変動係数 br : 修正係数

表-6 鉛直部材の C/F の総和 ($\times 10^{-3}$)

(a) 北棟

構面	H	I	J	J'	K
3層	433	243	626		209
2層	239	197	333		109
1層	176	187	280	42	109

(b) 南棟

構面	A	B	C	D	F	G	G'
3層	190	591	734	250			
2層	235	207	292	121	8	35	4
1層	150	140	193	163	7	88	4

※ ■ で塗りつぶされている構面が代表構面

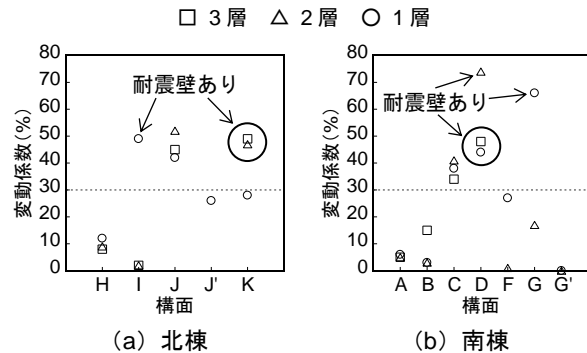


図-5 せん断終局強度の変動係数 CV

表-7 耐力のばらつき度合を考慮した構造耐震指標 I_{sb}

棟	層	I_s	代表構面	CV	br	I_{sb}
北	3	0.627	J	0.455	0.845	0.530
	2	0.490	J	0.523	0.777	0.381
	1	0.495	J	0.422	0.878	0.434
南	3	0.583	C	0.340	0.960	0.560
	2	0.549	C	0.410	0.890	0.489
	1	0.525	C	0.378	0.922	0.484

凡例

I_s : 構造耐震指標 CV : 変動係数 br : 修正係数

I_{sb} : 耐力のばらつき度合を考慮した構造耐震指標 (= $I_s \times br$)

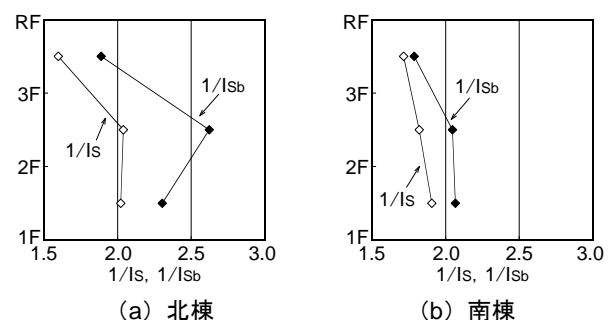


図-6 I_s と I_{sb} の逆数分布の比較

5.3 耐力のばらつき度合を考慮した構造耐震指標 I_{sb}

応答解析と各構造耐震指標との比較を行う。表-7 に耐力のばらつき度合を考慮した構造耐震指標 I_{sb} 、図-6 に現行の I_s の逆数及び I_{sb} の逆数の分布を示す。代表構面の CV は南棟に比べて北棟の方が大きく、北棟の鉛直部材のせん断終局強度が相対的にばらついていることが確認できる。この要因は、北棟は南棟に比べて袖壁付柱が多く存在しているためと考えられる。図-6 と図-4 に示した層間変形角の分布形状を比較する。北棟について、 I_s の逆数に比べて I_{sb} の逆数の方が応答解析による最大層間変形角の分布形状に類似していることが確認できる。また南棟について、応答解析では3層に比べて1層と2層の層間変形角が大きく、これらの特徴も I_{sb} の逆数の分布形状の方が近似していることが確認できる。以上のことから、 I_s に比べて I_{sb} の方が応答解析による最大層間変形角との対応が比較的良好であり、現状の建物の耐震性能をより評価できると推察する。

6. フーリエスペクトルを用いた応答の推定

4.4 節の応答解析において、最大層間変形角の分布は地震波によって異なる結果となった。特に、JMA_Kobe NS のみはいずれの層も最大層間変形角が $1/200\text{rad}$ 以内に収まっていた。この要因を追究するために、南棟を例として、入力地震波の特性と建物の応答性状について検討する。時刻歴での評価が行えるフーリエスペクトルと応答スペクトルによる耐震性能評価との比較を行うことで、フーリエスペクトルによる応答の推定の可能性を検討する。なお、検討に使用する地震波は応答解析に用いた El Centro NS、Taft NS 及び JMA_Kobe NS の3波とする。

6.1 フーリエスペクトルの算出方法

フーリエスペクトルは入力地震波の加速度波形と建物頂部 (RF) における応答加速度波形をフーリエ解析して算出する。フーリエ解析の対象区間は1秒間とし、1秒間の加速度波形データを半スパン (0.5 秒) ずつずらして区間ごとのフーリエスペクトルを算出する。

6.2 応答の推定方法

各地震波について、減衰定数 5% における加速度応答スペクトル、入力地震波の強さの時刻歴、代表的な区間のフーリエスペクトル FS を図-7 に示す。各スペクトルには、解析モデルの弾性時の1次固有周期 T_{E1} と静的増分解析によって柱のせん断破壊が最初に発生した時点の割線剛性から求めた1次固有周期 T_{PS1} 、入力地震波の強さの時刻歴には、解析で柱にせん断破壊が発生した点を併記する。ここで、入力地震波の強さとは、式(3)に示す加速度パワー I_E の時間微分 $\Delta I_E / \Delta t$ で表現したものであり、地震波の強さの時間経過を表す⁴⁾。なお、加速度パワー I_E は入力エネルギーと比例関係になる⁵⁾。

$$I_E = \int_0^t \ddot{a}^2 dt \quad (3)$$

I_E : 加速度パワー \ddot{a} : 地動加速度 t : 時間

図中の区間1は $\Delta I_E / \Delta t$ の最初のピークを含む区間、区間2は多数の柱がせん断破壊を起こす区間であり、これらの区間のフーリエスペクトルを図示する。

(1) 加速度応答スペクトルによる応答の推定

図-7 に示す各地震波の加速度応答スペクトルにおいて、 T_{E1} ではすべての地震波で卓越が見られない。一方、 T_{PS1} では Taft NS 及び JMA_Kobe NS で卓越しており、応答の増大が予測される。しかし、JMA_Kobe NS では最大層間変形角が $1/200\text{rad}$ 以内であったのに対して、加速度応答スペクトルの卓越が見られない El Centro NS では $1/200\text{rad}$ を超える応答を示した。以上のことから、加速度応答スペクトルによる応答の予測は難しい場合がある。

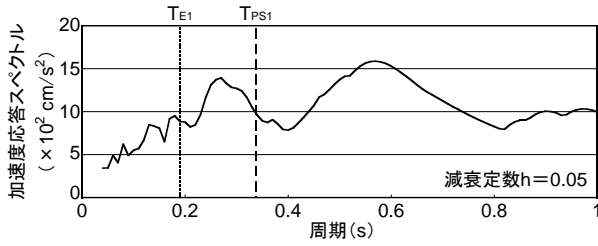
(2) フーリエスペクトルによる応答の推定

各地震波の $\Delta I_E / \Delta t$ の図から、柱のせん断破壊が生じる過程が地震波によって異なることが確認できる。区間1のスペクトルについて、El Centro NS と Taft NS では T_{PS1} の位置で入力地震波に卓越が見られ、RF のスペクトルが高く、柱のせん断破壊も生じている。一方、JMA_Kobe NS では、 T_{PS1} での卓越はなく、柱のせん断破壊は生じていない。区間2のスペクトルでは、いずれも T_{PS1} またはそれ以降で入力地震波が卓越し、その位置で RF のスペクトルもピークとなり、多数の柱にせん断破壊が生じている。以上のことから、ある区間ごとに地震波のフーリエスペクトルを求め、建物の固有周期の推移を照らし合わせることで、応答の経過を推定できる可能性がある。

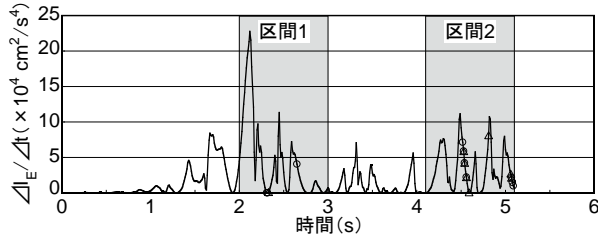
7. まとめ

2011年東北地方太平洋沖地震で被災した茨城県S市立M小学校の2棟のRC造校舎について、耐震診断及び地震応答解析を実施し、耐震性能を検討した。また、それらの結果に基づき、耐震診断の改善策を提案し、応答推定の可能性を検討した。得られた知見を以下に示す。

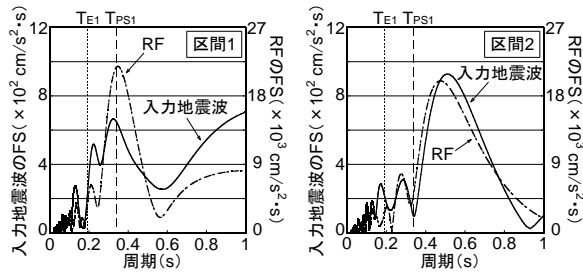
- (1) 耐震診断の構造耐震指標 I_s が南棟に比べて小さい北棟はより顕著な被害を受けていた。
- (2) 地震応答解析について、各棟で最も変形角が大きい層は、北棟が2層、南棟が1層であった。しかし、最大層間変形角の分布は地震波によって異なることが確認できた。
- (3) 第2次診断法による耐震診断により算出した構造耐震指標 I_s は、鉛直部材のせん断終局強度の変動係数を用いて算出した修正係数を乗ずることにより、地震応答解析による最大層間変形角との対応がより良好になる。
- (4) 入力地震波の区間ごとのフーリエスペクトルを用いて建物応答の経過を推定できる可能性がある。



(i) 加速度応答スペクトル

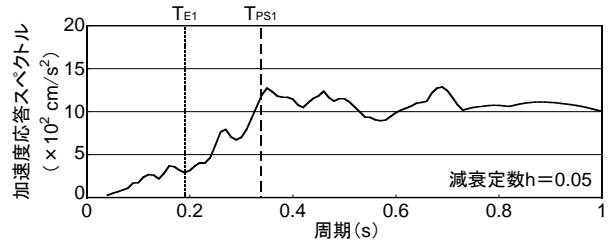


(ii) 入力地震波の強さの時刻歴

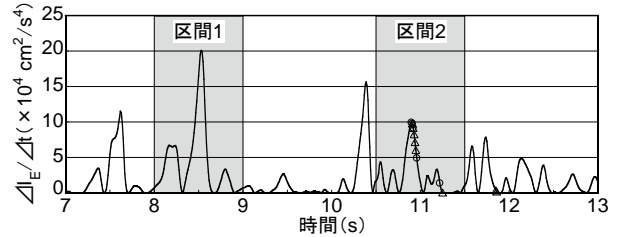


(iii) 1秒間のフーリエスペクトル

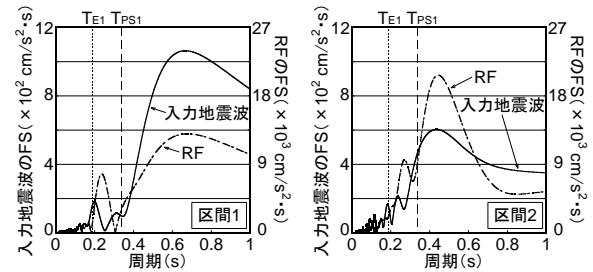
(a) El Centro NS



(i) 加速度応答スペクトル



(ii) 入力地震波の強さの時刻歴



(iii) 1秒間のフーリエスペクトル

(c) JMA_Kobe NS

凡例

T_{E1} : 弾性時の 1 次固有周期 (0.190s)

T_{Ps1} : 柱がせん断破壊した時点の 1 次固有周期 (0.338s)

Δ : 2 層柱のせん断破壊点 \circ : 1 層柱のせん断破壊点

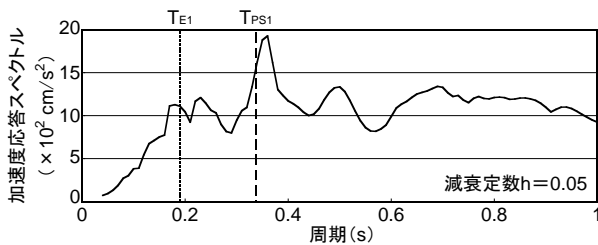
図-7 応答スペクトルとフーリエスペクトルの比較

謝辞

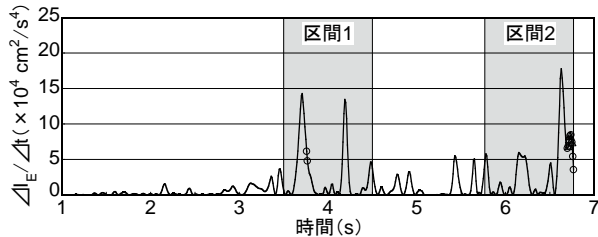
防災科学研究所 K-NET のデータを使用致しました。

参考文献

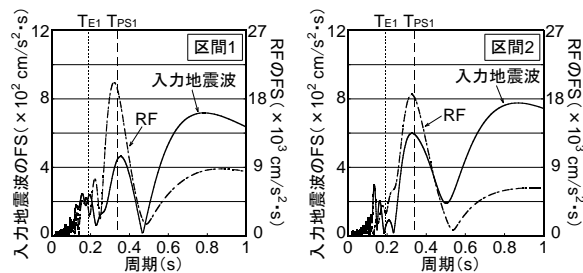
- 1) 日本建築防災協会：2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説，2010.9
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010.6
- 3) 広沢雅也，北川良和，山崎裕，勅使河原正臣：1983年日本海中部地震による浪岡町立病院の被害とその解析，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.12，pp.117-133，1985.12
- 4) 桑村仁，佐藤義也：強震を受ける柱降伏型多層骨組の脆性連鎖崩壊，日本建築学会構造系論文集，No.483，pp.61-70，1996.5
- 5) 桑村仁，秋山宏，桐野康則：フーリエ振幅スペクトルの平滑化による地震入力エネルギーの評価，日本建築学会構造系論文報告集，No.442，pp.53-60，1992.12



(i) 加速度応答スペクトル



(ii) 入力地震波の強さの時刻歴



(iii) 1秒間のフーリエスペクトル

(b) Taft NS