

【1-2-8】

## RC造学校建築物の耐震補強方法の違いによる地震応答への影響

## Seismic Strengthening Effect of Response of RC School Buildings

佐藤健一<sup>1)</sup>,  
SATO Kenichi,中村友紀子<sup>2)</sup>  
NAKAMURA Yukiko

耐震補強方法の効果の違いを適切に把握する事を目的とし、靱性指標・強度指標・初期剛性を変化させることで、 $I_s$  値を一定になるよう複数の方法で耐震補強の想定を行ない、地震応答解析を行なった。今回の解析では、ほとんどの場合で、終局変形角を越えてしまったが、補強の効果及び  $I_s$  値が等しい場合でも、補強方法により耐震性能に大きな違いが生じることが確認できた。

**Keywords** Seismic strengthening, Evaluation of seismic capacity, RC school buildings  
耐震補強, 耐震診断, RC造学校建築物

## 1. はじめに

既存鉄筋コンクリート(RC)造建築物の耐震性能を評価する一般的な手法である耐震診断基準では、構造耐震指標  $I_s$  が計算され、その大小に応じて建物の耐震性が評価される。 $I_s$  値の算定には保有性能基本指標  $E_0$  が用いられるが、 $E_0$  は強度指標  $C$  (以下  $C$  値) と靱性指標  $F$  (以下  $F$  値) によって決まる為、 $I_s$  値は主に  $C$  値と  $F$  値によって決まると言える。同程度の  $I_s$  値を持つ建築物の場合でも、その内訳である  $C$  値・ $F$  値には大きな違いがある場合も多分にあるということである。

$F$  値が大きい靱性型の建築物の場合、部材の粘りがあり変形能力は大きい為、初期の段階で部材の損傷が生じる。その後剛性が低下し、等価周期は延びると考えられる。一方、 $C$  値が大きい強度型の建築物の場合、強度が高い為、初期の損傷は少ないが、変形能力が小さいため降伏後の粘りはない。これは耐震補強においても同様で、靱性能を向上させるものや水平耐力や軸耐力などの強度を向上させるものなど、その補強タイプによって性能には異なる変化が生じる。

耐震補強は人命の安全性は勿論、被災後の建築物の使用継続性など、対象となる建築物の用途や想定する地震動の頻度や大きさにより、適切な補強方法が用いられる必要がある。以上の背景より、本研究では耐震補強方法の違いが、入力地震動の規模や種類によって、建築物の地震応答にどのような差異が生じるのか、地震応答解析によって検証し、耐震補強方法の効果の違いを適切に把握することを目的としている。

## 2. 解析概要

## 2.1. 対象建築物

対象建築物は、既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・改修設計指針適用の手引き<sup>1)</sup>に示されている建築物を使用するものとする。構造は4階建鉄筋コンクリート造で、各層階高が320 cm、各階重量が529.6 kNの梁間方向2スパンの建物の桁行方向を検討対象とした。対象範囲・検討方向を示した対象建築物の平面図を図1、柱断面図を図2に示した。また柱C3は第2種構造要素ではないと仮定した。

\*1 新潟大学大学院自然科学研究科 大学院生

Graduate student, Graduate school of Niigata University

\*2 新潟大学自然系 講師 博(工)

Lecturer, Department of engineering, Niigata University, Dr. of Eng.

## 2.2. 解析対象のモデル化

解析には、曲げ柱、せん断柱、極脆性柱を含む1スパンを用いた。3本の柱の復元力特性を考慮して(補強として壁を追加した場合は壁の復元力特性を加味して)、図3に示すように、2階以上を完全に剛とした1質点系にモデル化した。解析にはOpenSeesJP1.1<sup>2)3)</sup>を用いた。建物の減衰は初期剛性比例型減衰とし、減衰定数を5%とした。その為パラメータを操作する際の指標となる  $I_s$  値の算定では解析同様、梁を剛とする耐震2次診断の結果が適当であると判断してその結果を用いている。

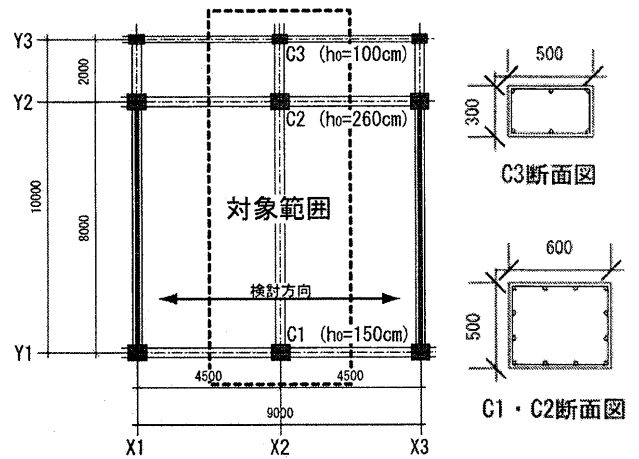


図1 対象建築物平面図

図2 柱断面図

## 2.3. 復元力特性

使用する復元力モデルは、既存の研究を参考<sup>4)</sup>にして決定した。せん断破壊が先行する部材では、保有水平耐力後の耐力低下を考慮し、負勾配を有するトリリニアモデルを用い、曲げ破壊が先行する部材では、ひび割れ耐力点及び保有水平耐力点で剛性が変化する、3本の折れ線で表す Takeda モデルを用いた。各部材の保有水平耐力  $Q_y$ 、 $F$  値、 $C$  値は、既存鉄筋コンクリート建築物の耐震診断基準に基づいて算定した値を用いた。各部材の層せん断力-層間変形角の包括線を図4の(a)から(c)に示す。

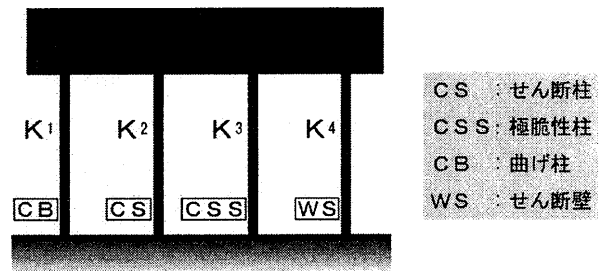


図3 建物のモデル化

せん断破壊型の保有水平耐力時の変形  $\delta_y$  は層間変形角0.48%とし、第3折れ点時の変形  $\delta_b$  は層間変形角3.0%とした。

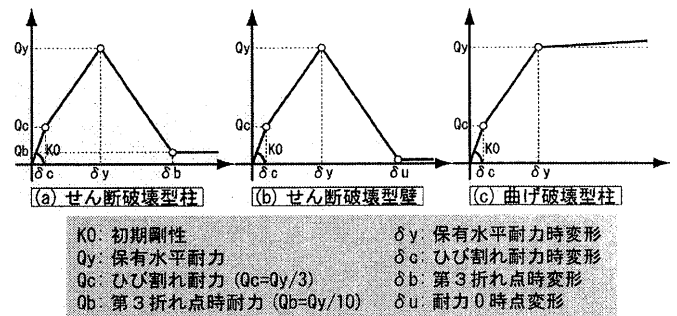


図4 復元力特性

せん断破壊型壁の保有水平耐力時の変形  $\delta_y$  は層間変形角0.05%とし、耐力0時(実際には  $Q_u=0$  とすると解析上計算不能となるため、 $Q_u=Q_y/10000$  とした)の変形  $\delta_u$  は層間変形角1.8%とした。

曲げ破壊型柱の降伏点剛性低下率は0.25とし、降伏後剛性低下率は0.001とした。また、除荷時剛性低下率  $\alpha$  は0.4とした。

## 2.4. 入力地震動

入力地震動として、近年発生した地震において観測された地震記録より、2004年中越地震 JMA 小千谷及び十日町震度計のNS方向の記録(以下OJY, TKM)と、2007年能登半島地震 JMA 輪島のNS方向の記録(以下WJM), 2007年中越沖地震 K-NET 柏崎のNS方向の記録(以下KSW)の4記録を用いた。これらの地震記録の概要を表1に、加速度応答スペクトルを図5に示す。応答スペクトルは、減衰定数を5%とし、平均加速度法を用いて計算した。

表1 使用した地震波の概要

地震	観測点	PGA	PGV	震度
2004年 新潟県中越地震	JMA小千谷	975.0	93.6	6.33
"	十日町震度計	1337.9	61.5	5.90
2007年 能登半島地震	JMA輪島	472.2	98.7	6.12
2007年 新潟県中越沖地震	K-NET柏崎	812.0	126.9	6.37

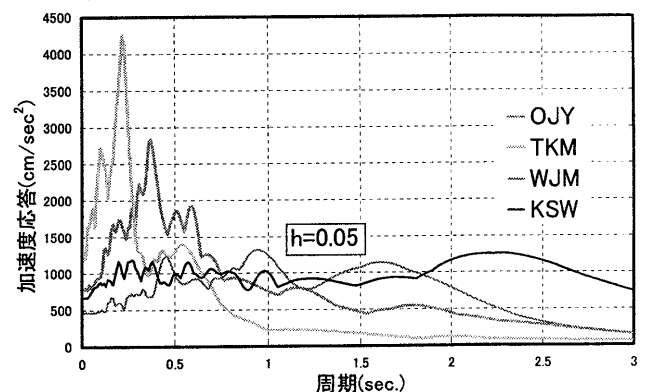


図5 使用地震波の加速度応答スペクトル

### 3. 地震応答解析

#### 3.1. 解析パラメータ決定における諸条件

解析パラメータを決定する際の指標となる、 $I_s$  値を決定する上での  $F$  値の決定については、対象建築物に付加されている垂壁(50cm)及び腰壁(110cm)を切り、柱の内法高さを変化させることのみにより改善するものとする。基本的に極脆性柱をなくすることを補強の前提とするため、 $F$  値の決定方法として表2に示す no. 1 から no. 6 の6種類が挙げられる。また  $C$  値の決定については、目標の  $I_s$  値を満たす  $C$  値を定め、柱の保有水平耐力  $Q_y$  を増加させた。ここでは、補強により柱の破壊形式が変化しないことを前提とした。また  $C$  値に比例させ初期剛性  $K_0$  も増加させることとした。すなわち、ある柱の  $C$  値が2倍になるよう操作したとき、同様に初期剛性も2倍になるように決定した。

表2 F値の操作方法

操作方法	柱名称	$h_0$	T	F	C	破壊形式	$I_s$
補強なし	1Y1	1500	0.276	1.00	0.240	CS	0.37
	1Y2	2600		1.85	0.185	CB	
	1Y3	1000		0.80	0.133	CSS	
no.1 C3の垂壁を切断	1Y1	1500	0.326	1.00	0.240	CS	0.47
	1Y2	2600		1.85	0.185	CB	
	1Y3	1500		1.77	0.098	CB	
no.2 C3の腰壁を切断	1Y1	1500	0.352	1.00	0.240	CS	0.44
	1Y2	2600		1.85	0.185	CB	
	1Y3	2100		2.95	0.070	CB	
no.3 C3の垂壁・腰壁を切断	1Y1	1500	0.361	1.00	0.240	CS	0.41
	1Y2	2600		1.85	0.185	CB	
	1Y3	2600		3.20	0.056	CB	
no.4 C1の腰壁とC3の垂壁を切断	1Y1	2600	0.449	2.19	0.170	CB	0.80
	1Y2	2600		1.85	0.185	CB	
	1Y3	1500		1.77	0.098	CB	
no.5 C1の腰壁とC3の腰壁を切断	1Y1	2600	0.524	2.19	0.170	CB	0.79
	1Y2	2600		1.85	0.185	CB	
	1Y3	2100		2.95	0.070	CB	
no.6 全部切断	1Y1	2600	0.556	2.19	0.170	CB	0.76
	1Y2	2600		1.85	0.185	CB	
	1Y3	2600		3.20	0.056	CB	

#### 3.2. $I_s$ 値を一定にした場合の解析

本項では表2に示した  $F$  値の補強方法について、更に  $C$  値を改善し、 $I_s$  値を一定 ( $I_s=0.70$ ) に揃えた場合の解析を行なう。解析対象の一覧を表3に示す。 $C$  値の決定については3.1項に示したとおりである。また、垂壁及び腰壁を切ることのみで目標とする  $I_s$  値を超えてしまっている補強方法(no. 4~no. 6)については、 $C$  値を低下させるというパラメトリックな方法を用いて  $I_s$  値を揃える事とした。no. 1 から no. 3 では  $I_s=0.70$  の不足分を  $C$  値によって補強してあるため、耐力及び剛性が増加している。一方、no. 4 から no. 6 では、 $I_s$  値の余剰分を  $C$  値の操作によって減少させた為、耐力及び剛性が減少している。以上の操作から、補強系列 no. 1 から no. 3 を【強度型補強】、no. 4 から no. 6 を【靱性型補強】とする。

表3 解析対象のパラメータ

補強タイプ	操作方法	T	F	C	破壊形式	$I_s$
壁追加	せん断壁追加	0.195	1.00	0.170	CS	0.70
			1.85	0.185	CB	
			0.80	0.133	CSS	
			1.00	0.331	WS	
強度型補強	no.1+ C3のC値を操作	0.262	1.00	0.240	CS	0.70
			1.85	0.185	CB	
			1.77	0.327	CB	
	no.2+ C3のC値を操作	0.285	1.00	0.240	CS	0.70
			1.85	0.185	CB	
			2.95	0.399	CB	
no.3+ C3のC値を操作	0.299	1.00	0.240	CS	0.70	
		1.85	0.185	CB		
		3.20	0.454	CB		
靱性型補強	no.4+ C2のC値を操作	0.471	2.19	0.170	CB	0.70
			1.85	0.127	CB	
			1.77	0.098	CB	
	no.5+ C2のC値を操作	0.552	2.19	0.170	CB	0.70
			1.85	0.138	CB	
			2.95	0.070	CB	
no.6+ C2のC値を操作	0.579	2.19	0.170	CB	0.70	
		1.85	0.152	CB		
		3.20	0.056	CB		

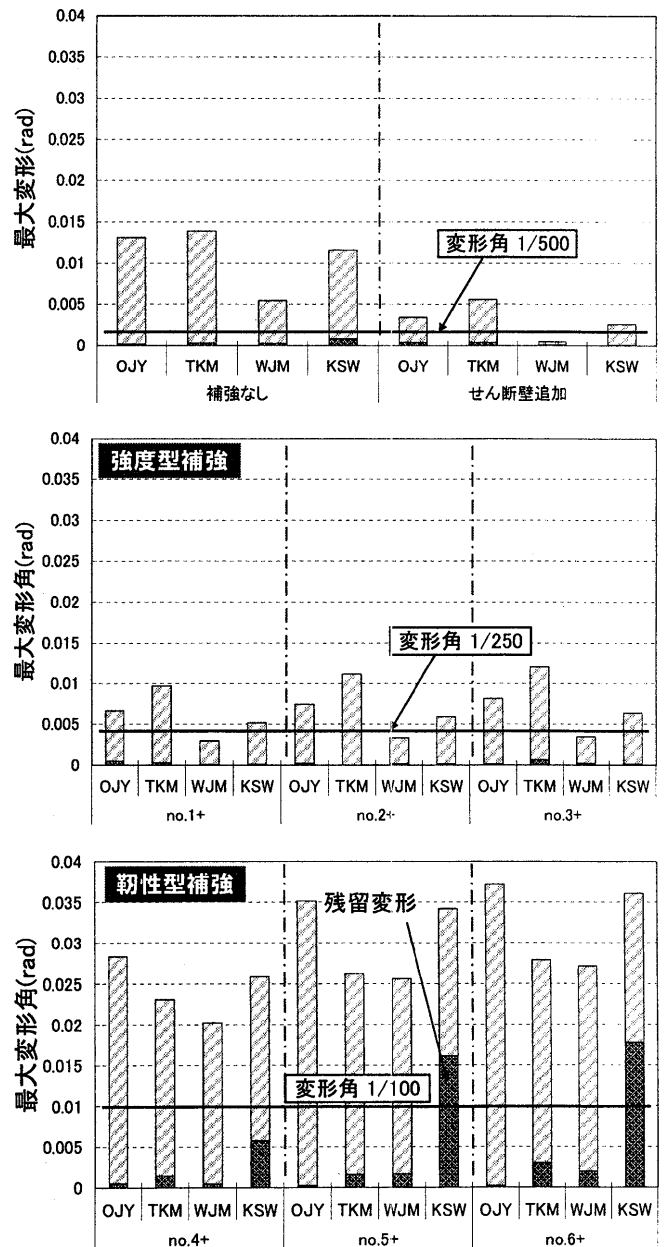


図6 最大変位と残留変位(1層)

図6に解析結果の最大変形角及び残留変形角を示す。強度型補強と靱性型補強では最大変位に大きな差が見られる。これらの補強方法は、構造物の終局限界における

累積強度指標  $C_u \cdot S_D \geq 0.3 \cdot Z \cdot G \cdot U$  を満たしているが、靱性型補強では、実在の建築物ではあまり考えられない程の低剛性・長周期になってしまった為、全ての補強において終局変形角  $1/100$  を越えるという大きな変形となってしまった。また、残留変位に大きなバラつきが見られた事も特徴として挙げられる(図7)。せん断壁追加型の補強を含めた強度型補強においても、今回の解析ではほとんどの場合で終局変形角を越えるという大きな変形となってしまった。それぞれの地震における学校建築物の被害と比較すると、解析結果は実被害よりも大きくなっていると推察される<sup>5)6)</sup>。そこで入力倍率を変えて解析を行なった場合、OJY では靱性型補強で約 0.5 倍、強度型補強で約 0.7 倍の時に KSW では靱性型補強で約 0.6 倍、強度型補強で約 0.8 倍の時に終局変形角を越え、靱性型補強の方が比較的早期に終局変形角を迎える結果となった。このように同じ地震波を用いた場合においても、地震応答には大きな差が現れた(図7)。

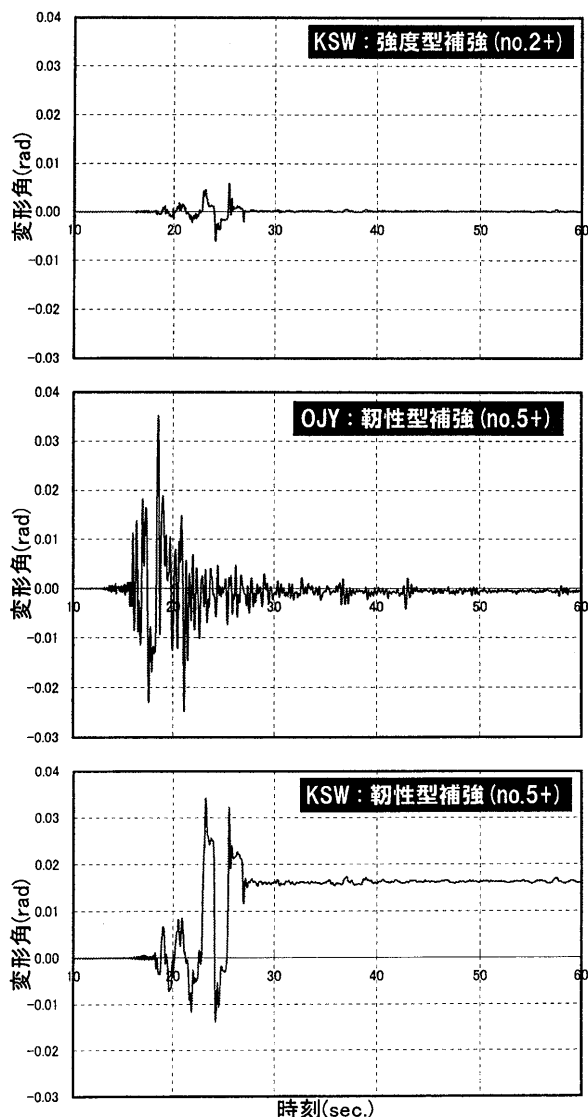


図7 変位応答時刻歴(OJY, KSW)

#### 4. まとめ

同じ  $I_s$  値を満たす、異なる補強方法を用いた場合について、複数の地震記録を用いて地震応答解析を行なった。

① 補強としてせん断壁の増設も含めた、強度型補強を用いた場合、建築物の剛性が高まることで、地震動の入力による最大変形・残留変形が抑えられた。一方、柱の内法高さを長くする靱性型補強を用いた場合には、最大変位・残留変位が大きくなってしまった。これは補強の際に実在の建築物ではあまり考えられない程の低剛性・長周期の構造物となってしまった為と推察される。残留変形においては地震波によるバラつきが大きく出た。

② 今回の解析では、靱性型補強を用いた場合には、すべての場合で、せん断壁追加型の補強を含めた強度型補強を用いた場合でもそのほとんどの場合で、終局変形角を越えてしまったが、補強の効果及び補強方法による地震応答の違いが確認できた。

以上より、 $I_s$  値が等しい場合でも、補強方法により耐震性能に大きな違いが生じることが確認できた。今後は実被害に即した解析結果が得られるよう、解析パラメータ決定方法の検証を進める必要がある。

これまで述べてきたように、同じ  $I_s$  値を満たしていても、耐震補強方法の違いによって、その効果は多分に異なる。耐震補強はその効果を適切に把握し、想定する地震動の規模や、被災後の使用継続性なども考慮して適切な方法を用いて行なわれる必要があると言えるだろう。

#### ◆ 謝辞

今回、防災科学技術研究所K-NE Tの強震記録、及び気象庁より公開された強震記録を使用させていただきました。記して謝辞に代えさせていただきます。

#### ◆ 参考文献

- 1) 財団法人 日本建築防災協会, 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・耐震改修設計・同解説, 2001年度改訂版, 2001.10
- 2) Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER, OpenSees, <http://opensees.berkeley.edu/index.php>
- 3) OpenSeesJP, <http://kitten.ace.nitech.ac.jp/opensees/index.php?TopPage>
- 4) 中村孝也・八木克己・芳村学, 旧基準建物の補強後の地震応答その1, その2, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2, pp.901-904, 2002.8
- 5) 社団法人日本建築学会災害委員会・災害調査WG・北陸支部, 2004年10月23日新潟県中越地震の災害調査速報, 2004.12.12
- 6) 社団法人日本建築学会災害委員会・災害調査WG・北陸支部・社団法人日本コンクリート工学協会関東支部, 2007年7月16日新潟県中越沖地震の災害調査速報, 2007.9.8