

論文 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

佐藤 健一^{*1}・中村 友紀子^{*2}

要旨：耐震診断の結果を指標値とし、内法高さの操作による靱性指標の操作、強度指標・初期剛性の操作というパラメトリックな方法を用いて、 I_s 値を一定に揃えた複数の方法による耐震補強の想定を行なった。その補強方法を用いた建築物を対象として、近年観測された複数の地震波を用いて、入力倍率を変更するなど、複数の地震応答解析を行なった。解析の結果、対象とした建築物の場合及び用いた地震動においては、 I_s 値を 0.70 に揃える際に靱性型の補強を用いた場合には、地震動によっては残留変形が終局強度時変形角を越えた事から、同じ I_s 値を満たす補強としても靱性型の補強と強度型の補強では使用継続性に差が出た。

キーワード：耐震補強、耐震診断

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。逆を言えば、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もある。

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、最大変形に達するより前の揺れにより、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少ない。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、また平面図に示した、腰壁及び垂壁が付加されているY1・Y3通り軸組図を図-3、図-4にそれぞれ示す。また柱C3は第2種構造要素ではないと仮定した。

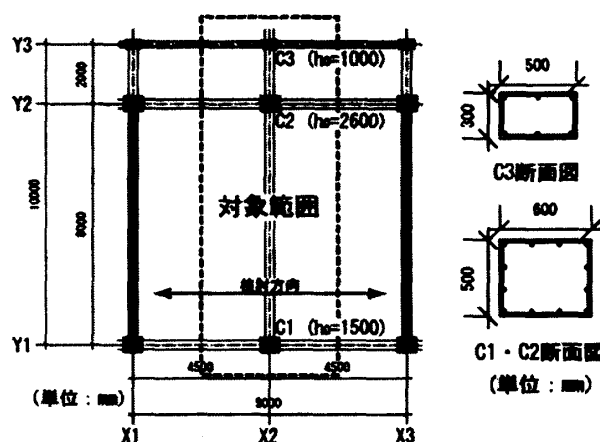


図-1 対象建築物平面図

図-2 柱断面図

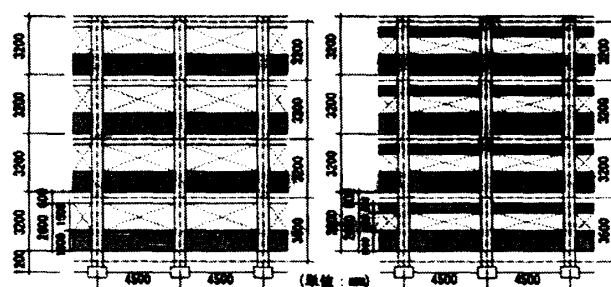


図-3 Y1 通り軸組み図

図-4 Y3 通り軸組み図

*1 新潟大学大学院 自然科学研究科環境共生科学専攻 (正会員)

*2 新潟大学 工学部建設学科講師 博士(工) (正会員)

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、図-5に示すように1質点系にモデル化した。解析にはOpenSeesJP1.1²³⁾を用いた。建物の粘性減衰は初期剛性比例型減衰とし、減衰定数を5%とした。また梁に関しては剛として解析を行なった。その為パラメータを操作する際の指標となるIs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。

2.3 復元力特性

使用する復元力モデルは、既存の論文を参考⁴⁾⁵⁾にして決定した。せん断破壊が先行する部材では、終局強度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終局強度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。各部材の終局強度 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-変形の包絡線を図-6の(a)から(c)に示す。

せん断破壊型柱の終局強度時の変形 δ_y は層間変形角0.48%とし、第3折れ点時の変形 δ_b は層間変形角3.0%とした。極脆性柱の終局強度時及び第3折れ点時変形角は、せん断破壊型柱の部材角に等しい層間変形角とした。

せん断破壊型壁の終局強度時の変形 δ_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 δ_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 α 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・速度応答スペクトルのグラフを図-7にそれぞれ示す。加速度・速度応答スペクトルは、減衰定数を5%とし、平均加速度法を用いて計算した。

表-1 使用した地震記録の概要

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

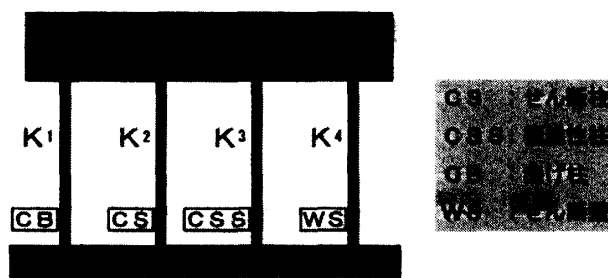


図-5 建物のモデル化

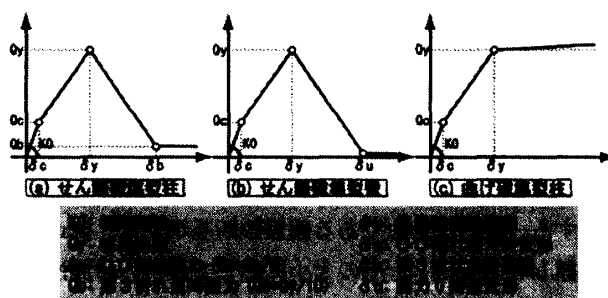
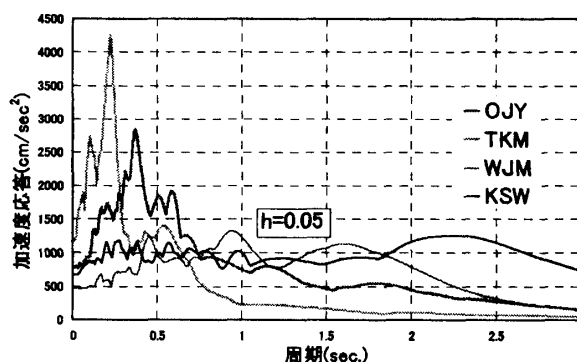
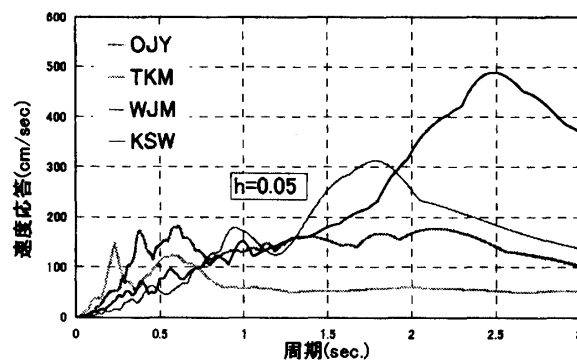


図-6 復元力特性



(a) 加速度応答スペクトル



(b) 速度応答スペクトル

図-7 地震応答スペクトル

3. 地震応答解析

3.1 解析パラメータの操作における諸条件

解析パラメータを操作する際の指標となる、Is値を操

作する上でのF値の操作については、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値の改善方法として表-2に示すno.1からno.6の6種類が挙げられる。

またC値の操作については、目標のIs値を満たすC値を定め、終局強度 Q_y を増加させた。ここでは、この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倍になるように操作するといった具合である。F値の操作パターンが限られていることもあり、Is値の操作はC値を操作することによって行ったと言える。また本研究では、形状指標 S_D と経年指標 T は1.0としたため、 E_0 はIsに等しい。表-2にF値の操作パターンと操作後のパラメータの一覧を、図-8にそのC-F関係を示す。比較参考として、補強なしの場合及び、せん断壁を追加してIs=0.70となるよう補強したタイプについても表記しておく。

表-2 F値操作の方法について

補強方法	柱名称	h_c	断面形状	F	C	補強形式	E_0
せん断壁を追加した場合	1Y1	1500	0.195	1.00	0.170	CS	0.70
	1Y2	2000		1.85	0.185	CS	
	1Y3	2000		0.80	0.133	CS	
	1Y4	1500		1.00	0.351	CS	
補強なしの場合	1Y1	1500	0.276	1.00	0.240	CS	0.37
	1Y2	2000		1.85	0.185	CS	
	1Y3	1000		0.80	0.133	CS	
	1Y4	1500		1.00	0.240	CS	
no.1 C3の腰壁を切った場合	1Y1	1500	0.326	1.00	0.240	CS	0.47
	1Y2	2000		1.85	0.185	CS	
	1Y3	1500		1.77	0.096	CS	
	1Y4	1500		1.00	0.240	CS	
no.2 C3の腰壁を切った場合	1Y1	1500	0.352	1.00	0.240	CS	0.44
	1Y2	2000		1.85	0.185	CS	
	1Y3	2100		2.85	0.076	CS	
	1Y4	1500		1.00	0.240	CS	
no.3 C3の腰壁・腰壁を切った場合	1Y1	1500	0.361	1.00	0.170	CS	0.41
	1Y2	2000		1.85	0.185	CS	
	1Y3	2000		3.20	0.056	CS	
	1Y4	1500		1.00	0.240	CS	
no.4 C1の腰壁とC3の腰壁を切った場合	1Y1	2000	0.449	2.19	0.170	CS	0.80
	1Y2	2000		1.85	0.185	CS	
	1Y3	2100		1.77	0.096	CS	
	1Y4	1500		1.00	0.240	CS	
no.5 C1の腰壁とC3の腰壁を切った場合	1Y1	2000	0.524	2.19	0.170	CS	0.79
	1Y2	2000		1.85	0.185	CS	
	1Y3	2100		2.85	0.076	CS	
	1Y4	1500		1.00	0.240	CS	
no.6 全部切った場合	1Y1	2000	0.556	2.19	0.170	CS	0.76
	1Y2	2000		1.85	0.185	CS	
	1Y3	2000		3.20	0.056	CS	
	1Y4	2000		1.00	0.240	CS	

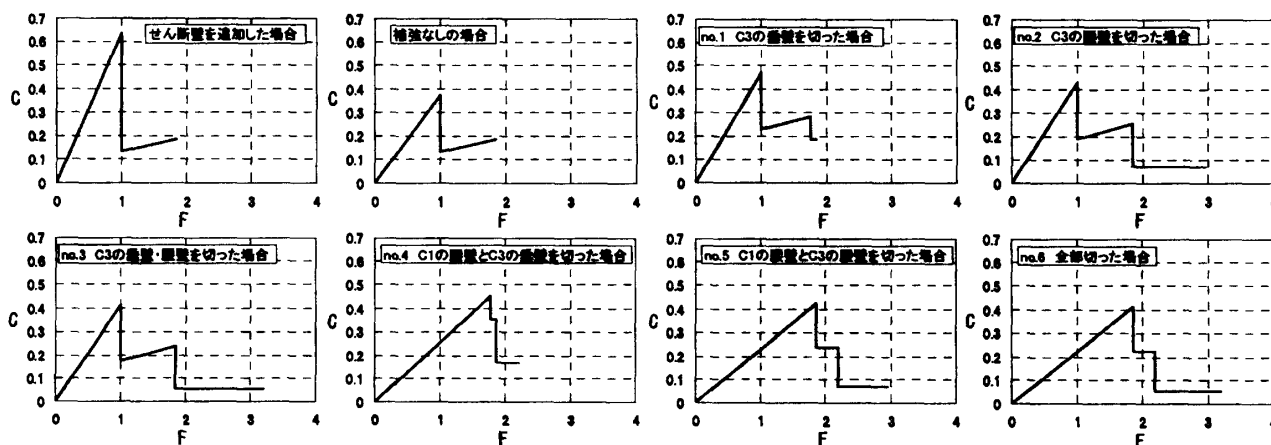


図-8 C-F関係

3.2 内法高さのみを変化させた場合の解析

ここでは先ず、表-2に示した補強なしの場合を含めた7タイプおよび補強なしの場合にせん断壁を追加し、Is値を0.70まで引き上げたものを含めた計8タイプについて地震応答解析を行なった。入力地震動に関しては2.4項に示した通りである。

no.1からno.6の6タイプは対象建築物の垂壁、腰壁を切ることにより内法高さのみを変化させ、変形能を改善したものである。内法高さの変化に伴って初期剛性も変化する事となる。また補強として追加したせん断壁の初期剛性は補強なしの場合の初期剛性の合計値と等しい値とした。これらの補強タイプは表-2の上から順に初期剛性が小さくなるように決定してあり、最小の場合であるno.6では補強なしの場合の約1/4まで減少する。

次ページの図-9に補強方法と最大変位の関係を示す。地震応答における対象建築物の最大変位は補強方法の変化による初期剛性の減少に対応して大きくなることが確認できた。補強方法と残留変位の関係を図-10に示す。KSWが入力した際、no.2, no.3においては変形角1/250を越える残留変位となったが他の補強方法及び入力地震動においては、それぞれ図に示した変形角を越えることはなかった。本項では、柱の内法高さを変化させ、靱性能を改善した状態で解析を行なったが、Is値には大きなばらつきが残ったままであった。しかし、入力地震動によってはIs値の差による被害の大きな改善は見られないものも存在した。そのため、次項では3.1項に示した方法を用いてC値を操作し、Is値を一定(Is=0.70)に揃えた場合の解析を行ない、入力地震動や補強方法による被害の違いについて検証していくこととする。

3.3 Is値を一定にした場合の解析

本項では3.2項で考察した補強方法について、更にC値を改善し、Is値を一定(Is=0.70)に揃えた場合の解析を行なった。C値の操作については3.1項に示したとおり

だが、ここでは柱のC値の操作の方法として2種類の場合について考える。1つ目として、最もC値が低い柱のみを補強する場合、2つ目として、全ての柱に対して均等に補強を行なう場合である。表-3、表-4に解析対象のパラメータ一覧を示す。前述だが、この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ため、終局強度と初期剛性のみ操作を行なった。また、垂壁及び腰壁を切ることのみで目標とするIs値を超えてしまっている補強方法については、少々強引だが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Is値を揃えることとした。耐力を減少させる場合における1つ目の操作は、最もC値が高い柱の耐力を減少させた。no.1からno.3ではIs=0.70の不足分をC値によって補強してあるため、耐力及び初期剛性が増加している。一方、no.4からno.6では、Is値の余剰分をC値の操作によって減少させた為、耐力及び初期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。1つ目の補強方法を用いた場合の解析結果を図-11、図-12に示す。図-11より、Is値を0.70に揃えた後の地震応答における対象建築物の最大変位には、no.1-1からno.3-1と、no.4-1からno.6-1では大きな差が見られる。これはIs値を揃える際にC値を操作し、初期剛性の差が更に大きくなり、固有周期が

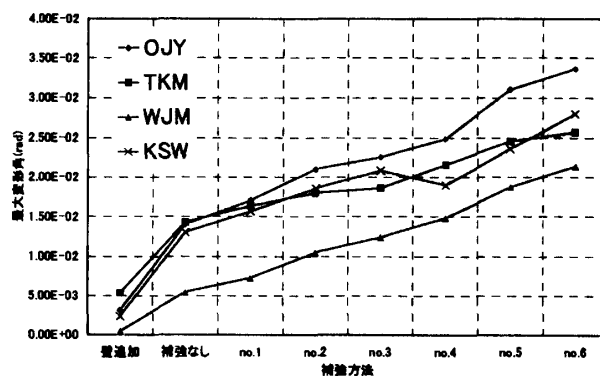


図-9 補強方法と最大変位の関係

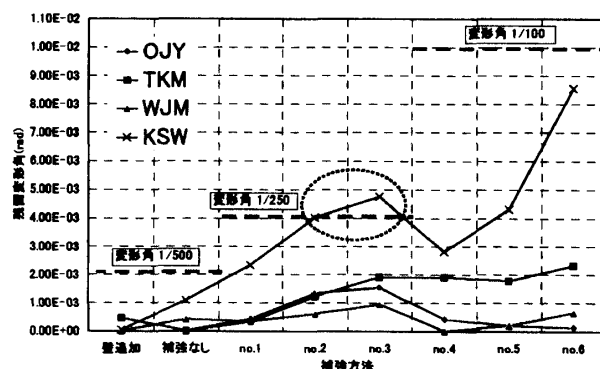


図-10 補強方法と残留変位の関係

表-3 特定の柱のC値を操作した場合

	柱名称	h ₀	固有周期	F	C	破壊形式	E ₀
補強なしの場合(※比較参考)	IV1	1500	0.276	1.00	0.240	CS	0.37
	IV2	2000		1.85	0.185	CS	
	IV3	1000		0.80	0.133	CSS	
せん断壁を追加	IV1	1500	0.195	1.00	0.170	CS	0.70
	IV2	2000		1.85	0.185	CS	
	IV3	1000		0.80	0.133	CSS	
no.1-1 C3のC値を操作	IV1	1500	0.262	1.00	0.240	CS	0.70
	IV2	2000		1.85	0.185	CS	
	IV3	1500		1.77	0.327	CS	
no.2-1 C3のC値を操作	IV1	1500	0.285	1.00	0.240	CS	0.70
	IV2	2000		1.85	0.185	CS	
	IV3	2100		2.95	0.398	CS	
no.3-1 C3のC値を操作	IV1	1500	0.299	1.00	0.240	CS	0.70
	IV2	2000		1.85	0.185	CS	
	IV3	2000		2.70	0.454	CS	
no.4-1 C2のC値を操作	IV1	1500	0.471	2.18	0.170	CS	0.70
	IV2	2000		1.85	0.127	CS	
	IV3	1500		1.97	0.088	CS	
no.5-1 C2のC値を操作	IV1	2000	0.552	2.18	0.170	CS	0.70
	IV2	2000		1.85	0.138	CS	
	IV3	2100		2.95	0.070	CS	
no.6-1 C2のC値を操作	IV1	2000	0.579	2.18	0.170	CS	0.70
	IV2	2000		1.85	0.152	CS	
	IV3	2000		3.20	0.054	CS	

表-4 全ての柱のC値を均等に操作した場合

	柱名称	h ₀	固有周期	F	C	破壊形式	E ₀
補強なしの場合(※比較参考)	IV1	1500	0.276	1.00	0.240	CS	0.37
	IV2	2000		1.85	0.185	CS	
	IV3	1000		0.80	0.133	CSS	
せん断壁を追加	IV1	1500	0.195	1.00	0.170	CS	0.70
	IV2	2000		1.85	0.185	CS	
	IV3	1000		0.80	0.133	CSS	
no.1-2 均等にC値を操作	IV1	1500	0.268	1.00	0.244	CS	0.70
	IV2	2000		1.85	0.201	CS	
	IV3	1500		1.77	0.182	CS	
no.2-2 均等にC値を操作	IV1	1500	0.280	1.00	0.244	CS	0.70
	IV2	2000		1.85	0.201	CS	
	IV3	2100		2.95	0.178	CS	
no.3-2 均等にC値を操作	IV1	1500	0.284	1.00	0.257	CS	0.70
	IV2	2000		1.85	0.202	CS	
	IV3	2000		3.20	0.173	CS	
no.4-2 均等にC値を操作	IV1	2000	0.487	2.18	0.151	CS	0.70
	IV2	2000		1.85	0.168	CS	
	IV3	1500		1.77	0.078	CS	
no.5-2 均等にC値を操作	IV1	2000	0.561	2.18	0.154	CS	0.70
	IV2	2000		1.85	0.169	CS	
	IV3	2100		2.95	0.054	CS	
no.6-2 均等にC値を操作	IV1	2000	0.581	2.18	0.159	CS	0.70
	IV2	2000		1.85	0.174	CS	
	IV3	2000		3.20	0.045	CS	

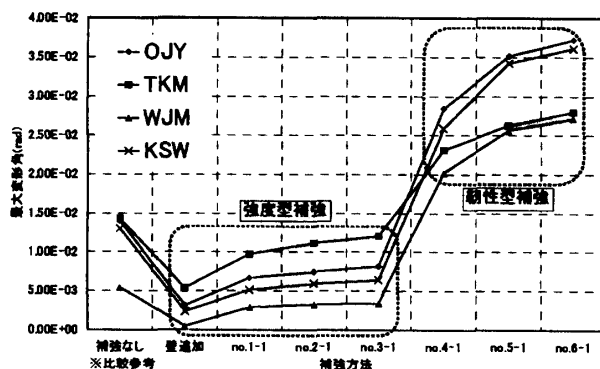


図-11 補強方法と最大変位の関係

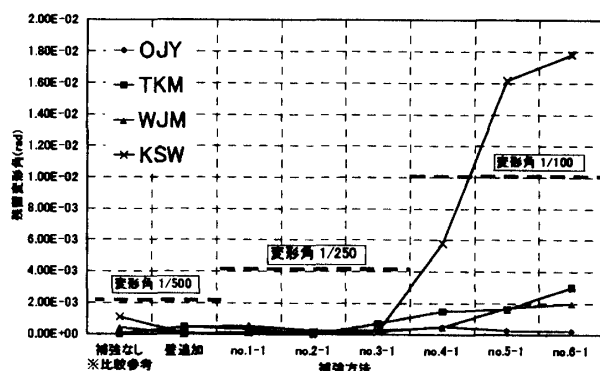


図-12 補強方法と残留変位の関係

伸びた事に起因するものである。図-12に補強方法と残留変位の関係を示す。

靱性型補強を用いた場合、入力地震動によっては変形角 1/100 を越えてしまう場合も見られた。一方、せん断壁を追加した場合も含めた強度型補強では、残留変位を補強なしの場合と同等もしくはそれ以下に抑えることができた。2 つ目の補強方法を用いた場合の解析結果を図-13、図-14に示すが、結果にC値の操作の方法による大きな差異は見られなかった。

以上より、今回対象とした建築物の場合及び用いた地震動においては、Is 値を 0.70 に揃える際に靱性型補強を用いた場合には、地震動によっては残留変形が終局強度時変形角を越えてしまったことから、同じ Is 値を満たす補強としては靱性型補強よりも強度型補強の方が有効であるといえる。しかし、地震規模とその頻度、被災後の建物の使用継続性を考慮したとき、今回用いた地震波よりも小規模なものから大規模なものまで考える必要がある。このことより、次項では入力地震動の倍率を変化させた解析を行ない、地震規模に対するそれぞれの補強方法の有効性について検討することとする。

3.4 入力地震動の倍率を変化させた場合の解析

従来の建築物の性能、補強方法などにより部材の損傷が始まる段階や程度は異なる。本項では補強方法の違いによる部材の損傷が始まる段階や程度の違いについて、入力地震動の倍率を変化させた解析によって検証する。尚、今回の解析では 3.3 項で定義した、強度型補強及び靱性型補強の中から no.1-2 と no.4-2、比較対象として補強なしの場合を用いて検証を行なう。図-15に地震波 KSW を用いた際の入力地震動の倍率と最大変位の関係について示す。補強方法毎の最大変位の差は、剛性の差によるものである。図-16に同地震を用いた入力地震動の倍率と残留変位関係について示す。頻度の比較的高い、小規模の地震を想定した 0.2 倍から 0.6 倍にかけては、残留変位は微小な範囲に留まり、補強方法や Is 値の違いによる差異はほとんど見られなかった。しかし 0.8 倍から 1.0 倍にかけて、残留変位に大きな差が生じた。補強なしの場合、靱性型補強を用いた場合はともに、1.2 倍の地震波が入力した際に、それぞれ変形角 1/500、1/100 を越えた。一方、強度型補強を用いた場合では、稀に起こる大地震を想定した 1.4 倍の地震波が入力した場合においても変形角 1/250 を越えることはなかった。

3.5 建築物の初期剛性のみを変化させた場合の解析

図-7に今回使用した地震波の応答スペクトルを示したが、本項では地震波の応答性状と建物の固有周期の関係について、剛性の倍率を変化させた解析によって考察する。表-5に剛性の倍率を変化させた際の、補強方法別の固有周期を示す。

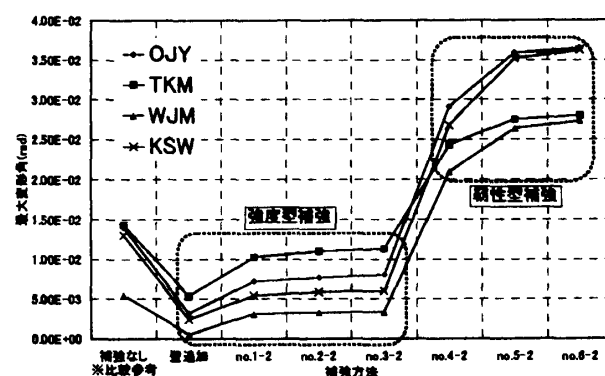


図-13 補強方法と最大変位の関係

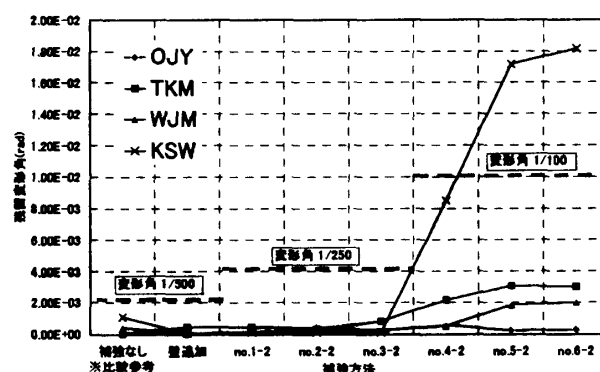


図-14 補強方法と残留変位の関係

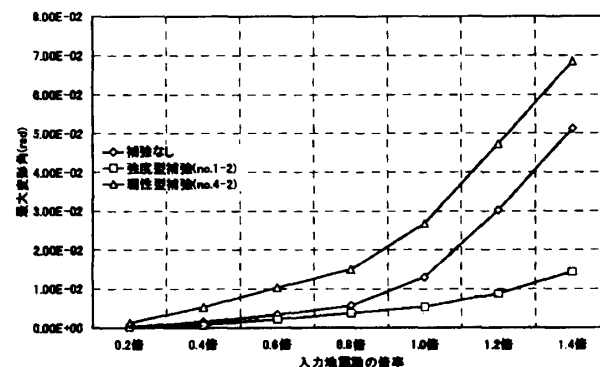


図-15 入力地震動の倍率と最大変位の関係 (KSW)

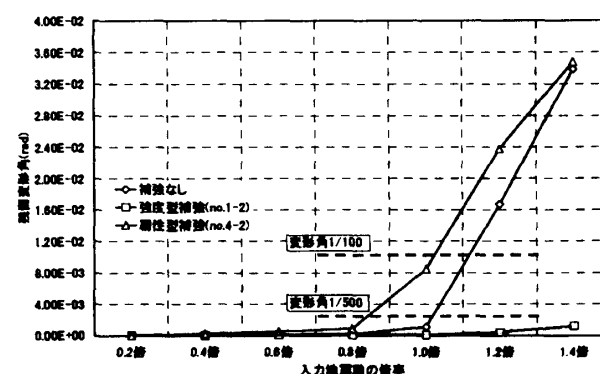


図-16 入力地震動の倍率と残留変位の関係 (KSW)

図-17からは、靱性型補強において、剛性の低下による固有周期の長期化により、地震波KSWの長周期成分が強く入力したことが読み取れる。また、図-18に示した2つの頂部において、固有周期が0.25秒から0.35秒の範囲にあり、類似していることから、地震波OJYの短周期成分が強く働いたことが読み取れる。図-19に示した地震波TKMを用いた解析結果においても、0.45秒から0.60秒という周期成分による地震応答の増幅が考えられるが、応答スペクトルとの相関性は確認できなかった。今回の結果としては、解析における建築物の固有周期の影響を確認するに留まった。

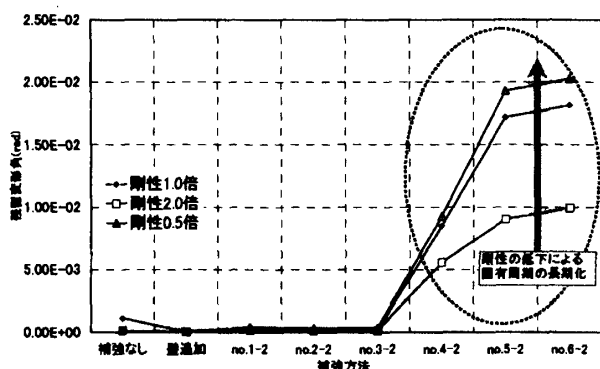


図-17 剛性の倍率と残留変位の関係(KSW)

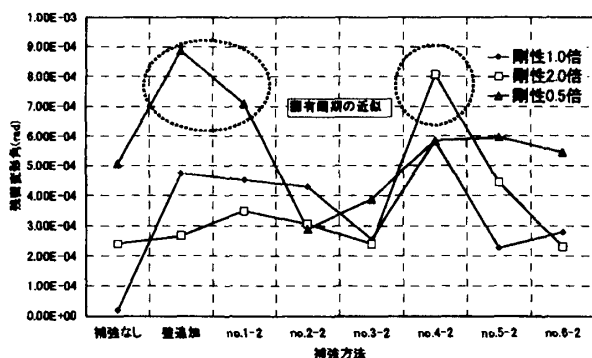


図-18 剛性の倍率と残留変位の関係(OJY)

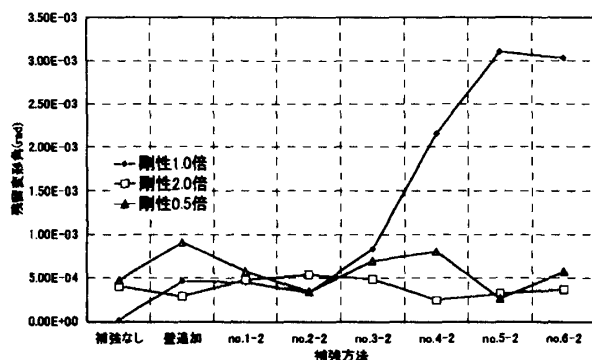


図-19 剛性の倍率と残留変位の関係(TKM)

表-5 剛性の倍率・補強方法と固有周期の関係

	補強なし	壁追加	no.1-2	no.2-2	no.3-2	no.4-2	no.5-2	no.6-2
0.5倍	0.391	0.275	0.379	0.398	0.402	0.689	0.793	0.822
1.0倍	0.276	0.185	0.268	0.280	0.284	0.487	0.561	0.581
2.0倍	0.196	0.138	0.180	0.198	0.201	0.344	0.397	0.411

4. まとめ

同じIs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。

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位・残留変位が抑えられた。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・残留変位に大きな改善は見られなかった。これは地震動が入力した初期の段階において部材の損傷が始まってしまったためと推察される。また、今回の検討ケースでは、Is値を0.70に揃える際に靱性型補強を用いた場合には、入力地震動によっては残留変形が終局強度時変形角を越えてしまったことから、同じIs値を満たす補強としては靱性型補強よりも強度型補強の方が有効であるといえる。以上より、Is値が等しい場合でも、補強方法により耐震性能に違いが生じることが確認できた。

これまで述べてきたように、同じIs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

本論では、防災科学技術研究所 K-NET 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。

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) 芳村学・中村孝也・八木克己, 既存低層鉄筋コンクリート造建物における構造耐震指標(Is値)と被災度の関係―地震応答解析における検討―, 日本建築学会構造系論文集, 第578号, pp107-114, 2004.4