

1. 研究の背景

建築基準法では、極めて稀に発生する大地震に対して人命の保護しか定めておらず、先の兵庫県南部地震では建物の損傷に対し、設計者と消費者の意識のギャップが問題となった。建築基準法が定める最低限の耐震性能の建物は、大地震に対して倒壊や崩壊はしなくても、残留変形が大きいと、ひび割れの補修が必要となったり、ドアの開閉が不可能な状態になったりと建物を使用するうえで支障が大きい(本研究では基準法レベルの建物という)。大地震の後でも補修を必要とせず継続使用できるようなメニューを用意されるべきであるが、現在は、そのようなメニューは存在しない。現在一般に用いられている損傷制御の方法は免震・制振構造であるが、免震構造の評定件数は兵庫県南部地震の直後には増加したものの、その後減少傾向にある〔日本免震構造協会,2000 : 25〕。要因としては、評定を通さなければいけないなどの手続き上の問題や、建設費が増加するなどが考えられ、免震・制振装置など特別な装置を用いず損傷制御が出来ることが課題の一つとなっている。

2. 研究目的

基準法レベルの建物は極めて稀に発生する大地震に対して大きな損傷を受ける可能性が高い。そこで本研究は極めて稀に発生する大地震に対して構造躯体の強度で抵抗し、補修をあまり必要としない(損傷を受けない)ようにするためには、①基準法レベルの建物に比べてどの程度強度が必要なのかをベースシア係数によって比較し、②大地震に対して補修を必要としない性能を実現した場合、基準法レベルの建物に比べて部材の断面や鉄筋量が多くなるが建設費はどれほど割高になるのかを算出し、③基準法レベルの建物の大地震に対して損傷とその補修に比べ建設費の増加分と補修費用を比較することにより強度抵抗型の耐震設計が経済的に有効であることを検証する。なお、本研究では構造躯体の強度で大地震に対して損傷を受けないようにすることを、強度抵抗型の耐震設計ということにする。

3. 既往研究と本研究の特色

損傷制御については、現在なされている研究のほとんどが免震・制振装置を用いた応答制御である〔近藤一平・杉野栄治,2002 : 907-908、水津秀夫,2001、など多数〕。また、建物のライフサイクルコストなどを考慮した研究も数多くなされている(塩原等,2002 : 961-962)。しかし、損傷制御とコストの関係性を同時に扱った研究はほとんどない。本研究では強度抵抗型の損傷制御を行うことにより、建設費にどの程度の影響が出て、果たしてそれが経済的であるかどうかを検討するところに特色がある。

4. 研究方法

建物の地震に対する損傷を制御するためには、地震に対する応答変形を抑えなくては




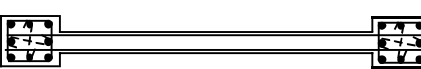
けない。そのため、建物の地震に対する応答値を知る必要がある。本研究では静的弾塑性解析および動的応答解析を行い、応答値を算出する。まず対象とする基準法レベルで設計された建物の地震時最大応答変位を調べる。その建物の部材断面および配筋を変更し、そのケースでの応答変位を調べる。目標とする性能が得られるまで解析を繰り返し行う。そして解析を行った各ケースの耐震性能を、ベースシア係数を基に比較する。








コストは、建設費および地震が起こった時に必要となるであろう補修費をそれぞれ計算し、その合計を比較する。

5. 解析方法

本研究で対象とする建物は過去に実大破壊実験が行われた建物にした〔青山博之,1990：301－311〕。これを原建物とする。その概要を記す。対象建物は加力方向に 6m,5m,6m,の 3 スパン、直交方向に 6m,6m の 2 スパンを有し、床面積は 17m(加力方向)×12m(直交方向)、基礎上面からの高さは 21.75m(1 階 3.75m、2～7 階 3.0m)である。加力方向中央構面の中央スパンには、1 階から最上階までの連層耐震壁を有している。表 5.1 に主要部材の断面を示す。

表 5.1 原建物部材リスト

柱		梁		左右端	中央	耐震壁	
							
b × D	500 × 500	b × D	300 × 500			厚さ	200
主筋	8-D22	上端	3-D19	2-D19		長さ	5000
フープ	D10@100	下端	2-D19	3-D19		配筋	縦横とも2-D10@200
クロスタイ	D10@600	スターラップ	D10@100	D10@200		境界柱	500 × 500 (配筋も柱と同じ)

直交梁	左右端	中央	小梁	外端	中央	内端
						
b × D	300 × 450		b × D	250 × 450		
上端	3-D19	2-D19	上端	2-D19	2-D19	3-D19
下端	2-D19	3-D19	下端	2-D19	2-D19	2-D19
スターラップ	D10@100	D10@200	スターラップ	D10@200		

この建物の地震時の動的応答を知るために地震応答解析を行う。最大応答変位が損傷制御の設計クライテリアを満足しているか確認する。損傷制御の設計クライテリアは補修が不要とされる層間変形角 1/200 程度とする〔日本建築学会講習会テキスト,2002〕。これを満たす事ができるまで部材の強度を上げる。建物の静的弾塑性解析によって層せん断力と変位の関係および部材の降伏点が見える。動的応答解析を行い、最大応答変位を導く。地震波により建物の応答は大きく異なるため、解析には 7 つの地震波を最大速度を 50kine に基準化して用いた。この結果を静的弾塑性解析の結果に照らし合わせることで、降伏した部材を推定し、その部材の強度を上げる。CASE 1、CASE2、CASE3 について解析を行った。

建設費の増分を知るために積算基準に基づき、構造躯体費の積算を行う〔赤堀弘,2001〕。補修費用については既往の研究をもとに求め、両者を比較し強度抵抗型で大地震に対して機能維持を実現することの妥当性を検討する〔諏訪仁,2001：41－46〕。建物の損傷を層せん断力－変位関係と実験結果より判断し被災度判定を行った〔日本建築防災協会,1991：11－13〕。その結果をもとに補修費用の概算を行う。

6. 解析結果

ここに解析を行った3ケースの主要部材の概要を示す。

表 6.1 解析ケース部材一覧

CASE1

柱		梁	左右端	中央	耐震壁	
b×D	500×500	b×D	400×600		厚さ	200
主筋	8-D22	上端	4-D22	4-D22	長さ	5000
フープ	D10@100	下端	4-D22	4-D22	配筋	縦横とも2-D10@200
クロスタイ	D10@600	スターラップ	D13@150	D10@150	境界柱	500×500(配筋も柱と同じ)

CASE2

柱		梁	左右端	中央	耐震壁	
b×D	500×500	b×D	400×600		厚さ	500
主筋	12-D22	上端	4-D22	4-D22	長さ	5000
フープ	D10@100	下端	4-D22	4-D22	配筋	縦横とも2-D16@100
クロスタイ	D10@600	スターラップ	D13@150	D10@150	境界柱	500×500(配筋も柱と同じ)

CASE3

柱		梁	左右端	中央	耐震壁	
b×D	700×700	b×D	400×600		厚さ	500
主筋	16-D29	上端	4-D29	4-D29	長さ	5000
フープ	D10@100	下端	4-D29	4-D29	配筋	縦横とも2-D16@100
クロスタイ	D10@600	スターラップ	D13@150	D10@150	境界柱	700×700(配筋も柱と同じ)

CASE1では梁断面およびスラブ厚を大きくし解析を行った。保有水平耐力は実験建物そのものである原建物に比べ100t余り上昇した。しかし、損傷を抑えるために応答を1/200程度に抑えるには層間変形角1/200以内での耐力上昇が変位制御においては有効である。この場合のベースシア係数は0.24である。梁の強度を上げたため、柱の強度に近づき中間層での柱の降伏が起きた。

CASE2では耐震壁による変位制御の影響を知るために、耐震壁の厚さを20cmから50cmに変更した。保有水平耐力は400t余りに上昇したが、この時の変形は1/200を超えており、変位が小さい範囲で耐震壁のみではそれほど大きな効果は得られなかった。

CASE3では柱断面70×70、梁断面40×60、壁厚50cmにして解析を行った。この時層間変形角はEL-Centro NS波において3層で1/188を記録したのが最大であり、その他の地震波では設計クライテリアを満足できた。図5.1に動的応答解析結果の最大層間変位を示す。CASE3での層間変形角1/200の時のベースシア係数は0.41、保有水平耐力時では0.51であった。基本ケースに比べて2.4倍、保有水平耐力時では2.8倍である。

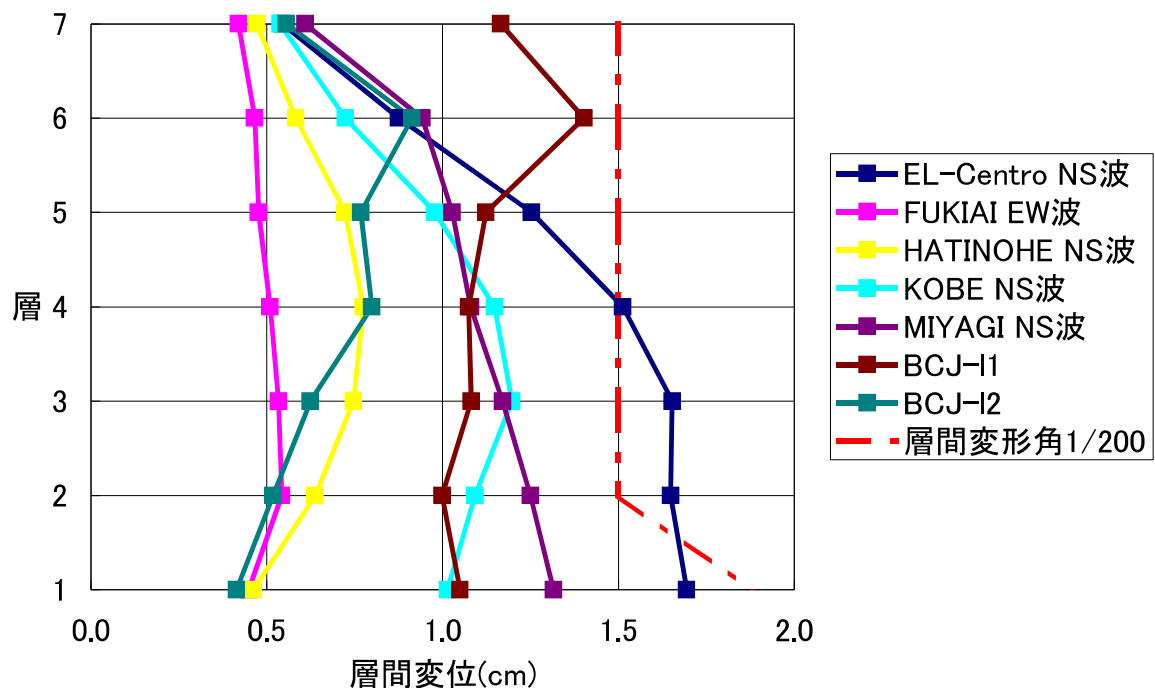


図 6.1 CASE3 最大層間変位

7. 費用の計算

建設物価より構造躯体の合成単価を計算し構造躯体費の積算を行った結果を表 7.1、7.2 に示す [建設物価調査会,2002]。

表 7.1 合成単価

	合成単価
コンクリート	生コンクリート単価+コンクリート打ち手間+コンクリートポンプ圧送
型枠	型枠(材工とも)+型枠運搬
鉄筋	鉄筋単価+鉄筋加工組立+鉄筋運搬

表 7.2 構造躯体費積算結果 単位；万円 ()内は原建物に対する倍率

	原建物	case1	case2	case3
コンクリート	569	725 (1.27)	772 (1.36)	874 (1.54)
型枠	954	943 (0.99)	939 (0.98)	1007 (1.06)
鉄筋	288	330 (1.15)	403 (1.40)	577 (2.01)
合計	1,810	1,998 (1.10)	2,113 (1.17)	2,458 (1.36)

原建物ではコンクリート 569 万円、型枠 954 万円、鉄筋 288 万円の合計 1,810 万円であったのに対し、損傷制御の設計クライテリアを満たした CASE3 ではコンクリート 874 万円、型枠 1,007 万円、鉄筋 577 万円の合計 1,042 万円となった。コンクリートは 1.5 倍、鉄筋は 2.0 倍になったのに対し型枠の費用に大きな変動はみられない。建物の延べ床面積から、建設費全体に占める構造躯体費の割合はもともと 20%程度である [赤堀弘,2001]。建設費は表 7.3 のようになった。

表 7.3 建設費

	原建物	CASE1	CASE2	CASE3
建設費(万円)	9,050	9,990	10,565	12,290

原建物の実験結果と動的応答解析から得られた最大応答変位より、被災度判定を行った。補修費用の設定は諏訪の研究を参考にした〔諏訪仁,2001：41－46〕。表 6.4 に補修費用の設定を示す。表 6.5 に被災度判定の結果を示す。

表 7.4 補修費用の設定

被災度	軽微	小破	中破	大破
補修費用(円/m ²)	10,000	29,000	60,000	建て替え

表 7.5 被災度判定結果

	原建物	CASE1	CASE2	CASE3
被災度	大破	中破	中破	軽微

8. 結論

①ベースシア係数による比較

建物の大地震に対する応答を大きな損傷を受けない程度にとどめるためにはベースシア係数が基準法レベルの設計に比べて 2.8 倍必要であった。

表 8.1 各ケースベースシア係数

	ベースシア係数	倍率
原建物	0.17	－
CASE1	0.24	1.4
CASE2	0.26	1.6
CASE3	0.41	2.4

②使用する材料の増加率

部材の強度を上げるに伴い、積算に関係した材料の増加分を表 8.2 に示す。CASE 3 では原建物に比べてコンクリートが約 1.5 倍、鉄筋が 2 倍以上必要となる。

表 8.2 各ケース使用材料比 (内は原建物に対する倍率)

	原建物	CASE1	CASE2	CASE3
コンクリート(cm ³)	358	456 (1.27)	485 (1.36)	550 (1.54)
型枠(m ²)	2,864	2,832 (0.99)	2,819 (0.98)	3,023 (1.06)
鉄筋(t)	33	38 (1.15)	47 (1.41)	67 (2.01)

③建設費と補修費を合わせたコストの比較

建設費と補修費のコスト比較は表 8.2 のような結果となった。CASE 1 は原建物より被災度は小さいものの、建設費と補修費を合わせたコストは原建物よりも多くなった。損傷制御の設計クライテリアを満足した CASE 3 が最も経済的であるという結果を得た。

表 8.3 コスト比較

	構造躯体費(万円)	建設費(万円)	被災度	補修費用(万円)	合計(万円)
原建物	1,810	9,050	大破	9,050	18,100
CASE1	1,998(1.10)	9,990(1.10)	中破	8,568(0.95)	18,558(1.03)
CASE2	2,113(1.17)	10,565(1.17)	中破	8,568(0.95)	19,133(1.06)
CASE3	2,458(1.36)	12,290(1.36)	軽微	1,428(0.16)	13,718(0.76)

このことより、強度抵抗型の耐震設計による損傷制御は有効であるといえる。

引用・参考文献一覧)

青山博之 1999 鉄筋コンクリート建物の終局強度型耐震設計法 技報堂出版

赤堀弘 2001 基準にもとづく建築積算入門新訂第三版 彰国社

建設物価調査会 2002 月刊建設物価 12月号 建設物価調査会

近藤一平・杉野栄治 2002 主架構長周期化による高層 RC 建物の損傷制御設計について
日本建築学会大会学術講演便概集 日本建築学会：907－908

塩原等・高橋典之・小谷俊介 2002 鉄筋コンクリート建物のライフサイクル修復程度に
及ぼす地震損傷の累積効果 日本建築学会大会学術講演便概集：961－962

諏訪仁・野畑有秀・関松太郎 2001 兵庫県南部地震の被災データベースを用いた既存建
築物の地震リスク評価に関する研究 日本建築学会技術報告集第 12 号 日本建築学会：41
－46

日本建築学会講習会テキスト 2002 日本建築学会

日本建築防災協会 1991 震災建築物等の被災度判定基準および復旧技術指針(鉄筋コン
クリート造編) 日本建築防災協会：11－13

日本免震構造協会 2000 はじめての免震建築：25

水津秀夫 2001 高層建築物の地震応答低減を目的とする弾性非線形の可変剛性機構に関
する研究 水津秀夫

A Case Study on Damage Control of Reinforced Concrete Buildings Due to Giant Earthquakes

Kochi University of Technology
Graduate School of Engineering Department of Engineering
Infrastructure Systems Engineering Course 1057002
Daigo Tokuhira

In the Japanese buildings code seismic design criteria regulated that buildings never collapse which kill human beings. And so there is no menu to keep in moderate damage level need not to repair the damage parts. As the controlling methods of building damage for giant earthquake are seismic controlling system and base isolation system. This research work contains another seismic damage controlling which enhancing required seismic strength of design building. The objective of research is to develop damage level controlling using existing design system by larger size of building members.

For this analytical approach, elasto-plastic frame analysis and dynamic response analysis were carried out using existing computer programs. It is required that the limit of damage level should be defined. In case of reinforced concrete building, cracks will occur due to the displacement by earthquake force. Here the limit response story drift angle was defined as $1/200$, considering remaining crack width and remaining story drift don't give any bad effects for the structural performance of maintenance after the giant earthquake. The full-scale seven stories test building was decided to be the target building of this analytical research.

A series of elasto-plastic dynamic analysis showed following results.

(Case 1) Size of beam section and thickness of floor slabs were increased. The seismic shear capacity enhanced about thirty percent (250ton \rightarrow 350ton) . However such strengthening effect is not so efficient before the story drift angle : $1/200$.

(Case 2) The thickness of shear wall was increased from 20 cm to 50 cm. The shear capacity raised up to 1.6 times. But such shear capacity showed after story drift angle $1/200$. Therefore the dynamic response exceeded such limit story displacement against giant earthquake level.

(Case 3) The scales of columns were also enlarged by forty percent moreover the Case 2. The dynamic response showed the satisfactory story drift within the almost target story drift.

The cost up for such enlargement of structural member size was around ten percent to the total construction cost. It seems to be very agreeable that such slight cost up leads to the strong building which does not need expensive repair works against giant earthquake.