

論文 ライフサイクル地震動を用いた RC 造建築物の経済性能設計に関する研究

佐藤 真俊*1・高橋 典之*2

要旨: 地震が多発する地域では建築物が倒壊しないための耐震安全性能はもとより、被災後の建築物の補修費用が建築主の許容範囲に収まるための耐震修復性能評価が重要視されている。そこで本研究では、仙台（仙台駅周辺、東北大青葉山キャンパス）を対象とした供用期間中に発生が予想される中小地震を含めた入力地震動シナリオに基づき、中低層鉄筋コンクリート造建物の解析対象モデルの壁率および塑性率をパラメータとした初期建設費用と耐震修復費用の和として算出されるライフサイクル耐震費用指標値を用いて経済性の観点から最適な構造特性の検討を行った。

キーワード: 鉄筋コンクリート構造、ライフサイクル地震動、ライフサイクル耐震費用

1. はじめに

地震が多発する地域では建築物が倒壊しないための耐震安全性能はもとより、被災後の建築物の補修費用が建築主の許容範囲に収まるための耐震修復性能評価が重要視されている。現行の建築基準法においては、安全性能評価に用いる地震動の 1/5 の強さの地震動を修復性能評価に用いているが、供用期間中に発生が予想される複数の中小地震とそれによる損傷の累積が考慮されているわけではない。本研究では、仙台（仙台駅周辺、東北大青葉山キャンパス）を対象とした供用期間中に発生が予想される中小地震を含めた入力地震動のシナリオ（ライフサイクル地震動シナリオ^{1),2)}を用いて、中低層鉄筋コンクリート造建物の耐震修復性能に代表される経済性能を考慮すべく、構造特性をパラメータとして初期建設費用を含めたライフサイクル耐震費用を算出するとともに、経済性の観点から最適設計についての検討を行った。

2. ライフサイクル耐震費用算出

本研究における「ライフサイクル耐震費用」とは、供用期間中に発生する地震により損傷した建築物の修復費用に建築物の初期建設費用を加算した費用である。ライフサイクル耐震費用の算出フローを図-1に示す。

2.1 入力地震動のモデル

本論文では、仙台の2地点（仙台駅周辺、東北大青葉山キャンパス）を対象に、地震ハザード曲線を J-SHIS³⁾に基づいて定めた（図-2）。

2.2 ライフサイクル地震動シナリオの作成

Hazen 法⁴⁾に基づいて供用期間中の非超過確率の組合せを仮定すると、 N 個の観測値に対して、観測値の大きい順に i 番目の非超過確率 $F_x(x_i)$ は、

$$F_x(x_i) = 1 - \frac{2i-1}{2N} \quad (1)$$

表-1 Hazen 法⁴⁾に基づく 50 年非超過確率の組合せ

地震の 大きさ順	$i=1$	$i=2$	$i=3$	$i=4$...	$i=50$
非超過確率	0.99	0.97	0.95	0.93	...	0.01
再現期間 $r(i)$ [年]	100.0	33.3	20.0	14.3	...	1.01
50年超過 確率[%]	39.3	77.7	91.8	97.0	...	100

表-2 LC 地震動に基づく 50 年非超過確率の組合せ

地震の 大きさ順	$i=1$	$i=2$	$i=3$	$i=4$...	$i=50$
非超過確率	0.998	0.978	0.958	0.938	...	0.018
再現期間 $r(i)$ [年]	475.0	45.2	23.7	16.1	...	1.02
50年超過 確率[%]	10.0	69.2	87.8	95.5	...	100

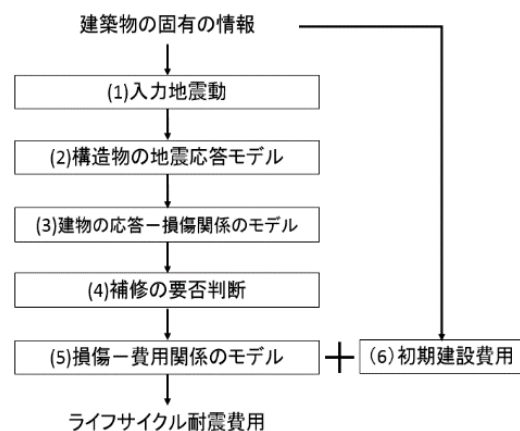


図-1 耐震費用算出フロー

*1 東北大学大学院 工学研究科 都市・建築学専攻 (学生会員)

*2 東北大学大学院 工学研究科 准教授 博(工) (正会員)

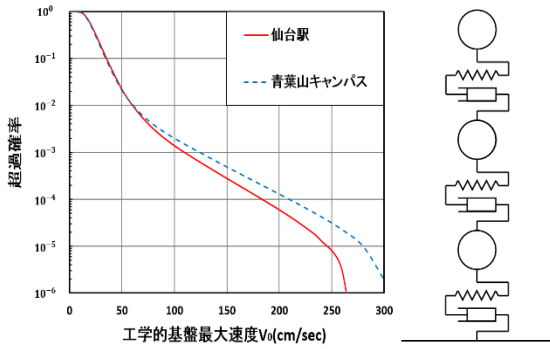


図-2 地震ハザード曲線³⁾ 図-4 解析モデル

と表される。地震動の年最大速度を N 個観測した場合、最大地震動の再現期間は $2N$ 年 (N 年超過確率 39.3%) となるが、被災後の修復費用が問題視される (例えば BCP の一環として検討される PML 評価⁵⁾ で一般に用いられる) 地震動レベルは 50 年超過確率 10% (再現期間 475 年) の地震であることが多い。このとき想定供用期間を鉄筋コンクリート (RC) 造の法定耐用年数 50 年と仮定すると、表-1 の Hazen 法で計算される最大地震は、耐震修復性能を評価する地震動としては小さな地震動となる。

そこで、ライフサイクル地震動シナリオ内の最大地震動を任意に定めることができる非超過確率群の地震動セットを作成する。すなわち、供用期間 N 年超過確率が $P_0\%$ となる地震動を最大とし、 N 個の地震動からなる地震動シナリオ²⁾ を定めると、地震動の大きい順に i 番目の N 年超過確率 P_i は、

$$P_i = 1 - \frac{(1 - P_0)}{e^{i-1}} \quad (2)$$

と表される。ここに、 P_0 : 耐震修復性能評価用の N 年超過確率最小値 = 10% である。これを式 (1) と同様の形式に書き換えると、

$$F_x(x_i) = 1 + \frac{\ln(1 - P_i)}{N} \quad (3)$$

と表される。

上記の方法で供用期間 50 年とした場合の非超過確率の組み合わせを作成し、図-2 のハザード曲線からこれらの非超過確率と対応する工学的基盤速度の組合せを算出する。さらにこの工学的基盤速度に地盤増幅率を乗じて地表面最大速度の組み合わせを作成した。その際、発生順序はランダムに 50 通りを生成した。地震動シナリオの例を図-3 に示す。後述するパラメトリックスタディにおいては、設定した最大速度に合わせて国土交通省告示 1461 号の設計用応答スペクトルに適合する模擬地震動に倍率を乗じ入力地震動とした。模擬地震動の位相特性は、神戸海洋気象台 1995(NS), El Centro 1940(NS),

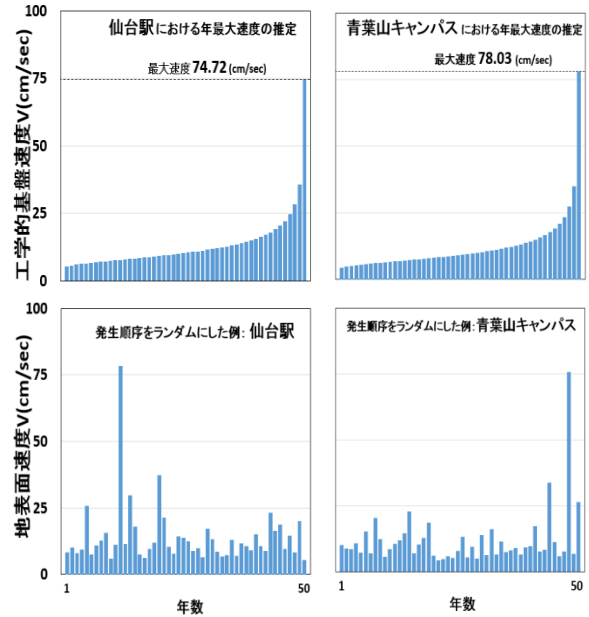


図-3 工学的基盤速度組合せと地震動シナリオ

八戸港湾 1968(EW), 東北大学 1978(NS) の 4 種類を用いた。

2.3 構造物のモデル化

2.3.1 構造物の地震応答モデル

建築構造物を多質点せん断バネモデルに置換した (図-4)。各層のバネの復元力特性を Tri-linear 型とし、降伏強度の 1/3 をひび割れ点強度、降伏変位の 1/10 をひび割れ点変位、降伏時剛性低下率を 0.3、降伏後剛性を初期剛性の 0.001 倍とした。履歴則は Takeda モデルを用いた。減衰は瞬間剛性比例型とし、減衰定数を 5% とした。各層のせん断力係数を A_i 分布に比例するものとした。

2.3.2 構造特性パラメータの設定

本論文のパラメトリックスタディに先立ち、基本形となる標準建物を、文献 6), 7) を参考に鉄筋コンクリート造 3 階建て、延床面積 777.7 m^2 (基本グリッド: 芯々 6 m2 スパン \times 7 m3 スパン)、建物の一階における一方向の鉄筋コンクリート造壁の総水平断面積すなわち壁量 $A_w(m^2)$ を一階以上の延べ面積 $\sum A_f(m^2)$ で割った値である壁率を 45 と定めた。

(1) 壁率とベースシア係数の関係

文献 6), 7), 8) に記載されているデータに基づき鉄筋コンクリート造 3 階建ての壁率とベースシア係数の散布図を求めると図-5 を得る。図-5 より、ベースシア係数と壁率の関係は指数関数的に見なせるものとし、壁率とベースシア係数の関係をモデル化した結果を表-3 に示す。本論文では、ベースシア係数が 0.2 以上となるようなパラメータとしての壁率を扱うものとした。

(2) 壁率と周期の関係

文献 9) に基づき、建物の固有周期を壁率と建物高さの関係で定めた推定式 (竹内式) を式 (4) に示す。

表-3 壁率と各パラメータ

壁率 (cm ² /m ²)	20	30	40	45(標準)	50
ベースシア係数	0.2	0.3	0.37	0.4	0.43
終局塑性率 (下限~)	2~	1~	1~	1~	1~
壁率 (cm ² /m ²)	60	70	80	90	100
ベースシア係数	0.47	0.51	0.55	0.58	0.61
終局塑性率 (下限~)	1~	1~	1~	1~	1~

表-4 鉄筋コンクリート造の許容応力度計算における計算ルート概要¹⁰⁾

ルート1	強度型の設計。多くの耐力壁及び柱により十分な耐力を持つため、大きな靱性を必要としない。
ルート2-1	耐力が大きく、かつ、やや靱性のある建築物。耐力壁が水平力の多くを負担する。
ルート2-2	耐力が大きく、かつ、靱性のある建築物。開口の大きな壁など耐力壁とはみなされない壁及びそで壁の付いた柱が水平力の多くを負担する。
ルート2-3	各部材の靱性に期待する建築物。全体崩壊メカニズムが確実に形成されるように、十分な曲げ補強及びせん断補強を行い、部材の靱性を確保する。
ルート3	架構形式や耐力壁の多寡等により必要な構造特性係数 D_s を設定し、それに応じた耐力及び靱性を確保する。

$$T = a \cdot \{4 + H(1 - 4\gamma)\} \quad (4)$$

ここに、 a : 係数 (1/50~1/80), H : 建物高さ(m), γ : 壁率=壁の全長(m)/各階床面積の和(m²)である。ただし、志賀マップの壁率は壁断面積を用いて、竹内式の壁率は壁長を用いて算定されるので^{7,8)}、前者の壁率を壁厚15cmと仮定して除し、これを後者の壁率とした。また本論文における建物高さは、各層高さを3mと仮定し3階建てで9mになるものとした。文献6), 7)に基づき実在建築物で測定した固有周期と壁率の関係に近似するよう式(4)の変数を換算すると式(5)を得る。

$$T = \frac{1}{55} \left\{ 4 + 3 \cdot N \left(1 - 4 \frac{A_w}{\sum A_f} \cdot \frac{1}{1500} \right) \right\} \quad (5)$$

ここに、 $A_w/\sum A_f$: 壁率, N : 階数である。

(3) 壁率と終局塑性率の関係

中低層の鉄筋コンクリート造建築物の許容応力度計算における二次設計では、柱量や壁量の多さにより計算ルートを設計者が決定する。ここで各ルートの要約を文献10)より表-4に示す。本論文では、新耐震以前の建築物を母集団とした志賀マップと対応する各ルートの関係(図-6)を勘案し、壁率に対してパラメトリックスタディの対象となる終局塑性率を表-3のように仮定した。

2.4 応答-損傷関係のモデル

文献1)では建物の損傷を表す指標として Park & Ang の損傷指標¹¹⁾を採用している。

$$D = \frac{\delta_M}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y \delta_u} \int dE \quad (6)$$

ここに、 D : 損傷指標, δ_M : 地震時最大変形, δ_u : 単調載荷時限界変形, Q_y : 降伏強度, β : 正の定数 0.05, dE : 履歴エネルギー吸収増分である。ただし、文献1)では式

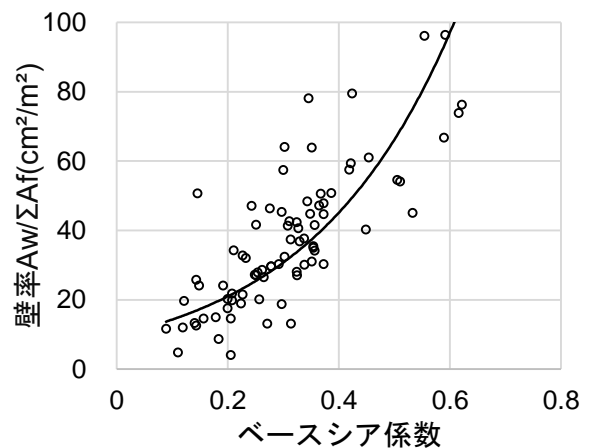


図-5 実在建築物の壁率とベースシア係数の関係

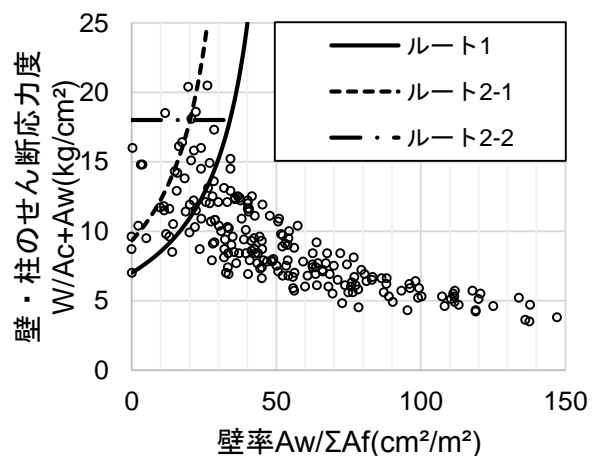


図-6 志賀マップと各ルートとの関係 (被害ランク「軽微」のみ抽出)

(6)の第1項をひび割れ補修などで回復可能な損傷 D_R 、第2項を鉄筋などの累積損傷を表す損傷 D_E と仮定し、損傷指標 D が1を超えると終局（大破）とみなす。

2.5 補修のモデル

本論文では、構造物の最大変位が降伏点を超えると補修するシナリオを採用し、Park & Angの損傷指標においては、前項で定めた損傷 D_R が補修後0に戻り、累積損傷 D_E は損傷指標 D が1を超えるまでは累積され、 D が1を超えると補修して0に戻るものとした。

また、補修しない場合は経験した最大変位を指向するように初期剛性が低下するものとし、補修後は構造物の剛性が元に戻るものとした。

2.6 費用のモデル

2.6.1 損傷－修復費用関係

修復費用を標準建物の建設初期費用（文献12）より14900万円）で除して標準化した値を耐震修復経費指標 R とする。耐震修復経費指標の算出に当たっては、文献13)に基づき損傷指標との関係が実在建物を模擬するよう図-7に示す損傷－修復経費指標モデルを採用した。また、損傷－修復経費指標モデルの上限を検討するにあたり、修復費用概算を表-5¹³⁾に基づき算出すると大破時に19443万円（表-6）となり建設初期費用（14900万円）を上回ってしまう。そこで、損傷指標 D が1を超えるような場合は、修復ではなく建て替えるものと考え、耐震修復経費指標 R は1を超えないものとした。耐震修復経費指標 R の各層平均を R_{ave} と定め、後述するライフサイクル耐震費用指標値の算出に用いた。

2.6.2 構造特性－初期建設費用関係

文献11),12)を参考に壁量の違いによる初期建設費用の違いを算出した。表-7に壁率に応じた初期建設費用を標準建物の初期建設費用で除した値 IC として示す。

表-7に示す壁率に応じた初期建設費用の算出にあたっては、原則として、必要な内壁の単位延床面積当りの費用を標準建物の延床面積(777.7m²)あたりに換算し、これを平均壁量(7.811m²)で除した単位壁率あたりの費用を算出し、壁率ごとの費用に換算した。

また、後述のパラメトリック解析にあたり、靱性能に応じた初期建設費用の違いを考慮できるように、表-7に示した壁率（とそれに応じた終局塑性率（下限））に

対する建設初期費用について、終局塑性率を1向上させると300万円余計にかかるものとした。これは、靱性能を向上させる代表的な耐震改修工事（せん断補強筋とコンクリート増打による柱・梁断面面積の増加や接着剤を使用して炭素繊維・アラミド繊維による巻物補強、腰壁・垂壁・袖壁にスリットを設置して地震時の柱への変形拘束をなくすこと、鉄板を巻き、隙間にセメントミルクを注入など）を参考に仮定した追加費用に相当する。

3. ライフサイクル耐震費用指標算出結果

前章に示した手順に従い、初期建設費用と修復費用を合わせたライフサイクル耐震費用指標値の算出結果を、縦軸にベースシア係数、横軸に終局塑性率をとった平面上の等高線として図-8～図-15に示す。ただし、図中の数値（ライフサイクル耐震費用指標値）は、耐震修復経費指標の各層平均 R_{ave} と初期建設費用指標 IC を足し合わせて得られる値である。

表-5 損傷状態－補修費用関係（延床面積当り）¹³⁾

	小破	中破	大破
補修費用（円/m ² ）	29000	60000	250000

表-6 損傷状態－補修費用関係（標準建物換算）¹³⁾

	小破	中破	大破
補修費用（万円）	2255.3	4666.2	19443

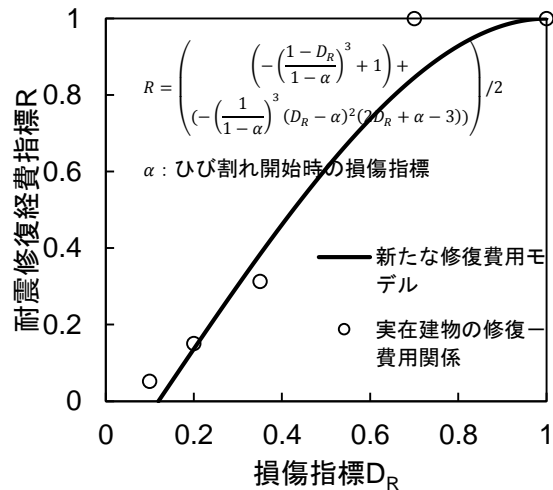


図-7 損傷－修復費用モデル

表-7 終局塑性率（下限）における壁率の違いによる初期建設費用の変動

壁率 (cm ² /m ²)	20	30	40	45 (標準)	50
初期建設費用 (万円)	11900	13100	14300	14900	15500
IC (標準建物初期費用との比)	0.80	0.88	0.96	(1)	1.04
壁率 (cm ² /m ²)	60	70	80	90	100
初期建設費用 (万円)	16700	17900	19100	20300	21500
IC (標準建物初期費用との比)	1.12	1.20	1.28	1.36	1.44

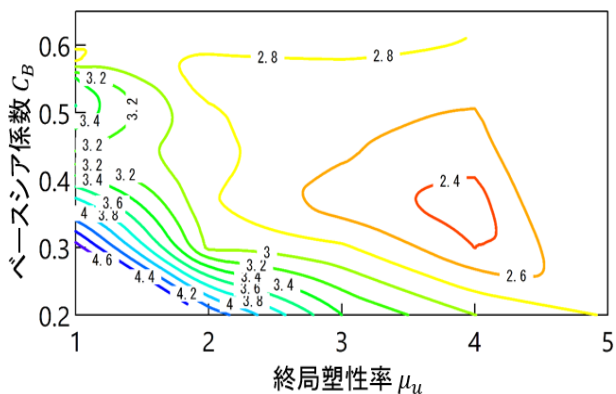


図-8 ライフサイクル耐震費用指標
(仙台駅周辺地区, JMA Kobe 1995 NS)

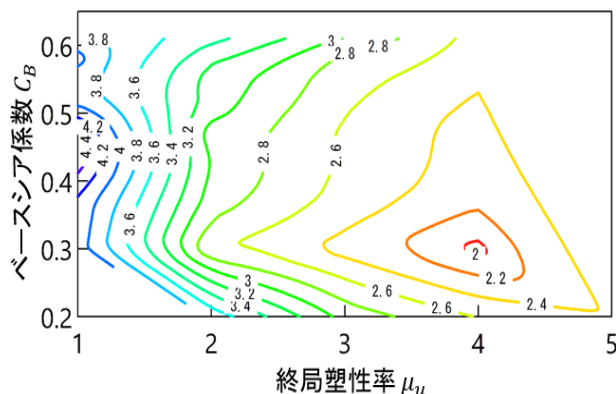


図-9 ライフサイクル耐震費用指標
(仙台駅周辺地区, El Centro 1941 NS)

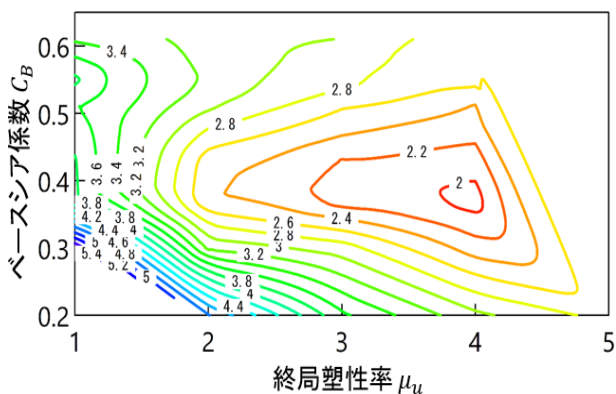


図-10 ライフサイクル耐震費用指標
(仙台駅周辺地区, Hachinohe 1968 EW)

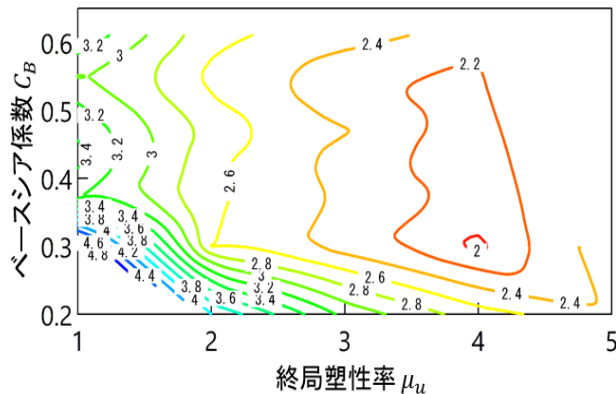


図-11 ライフサイクル耐震費用指標
(仙台駅周辺地区, Tohoku 1978 NS)

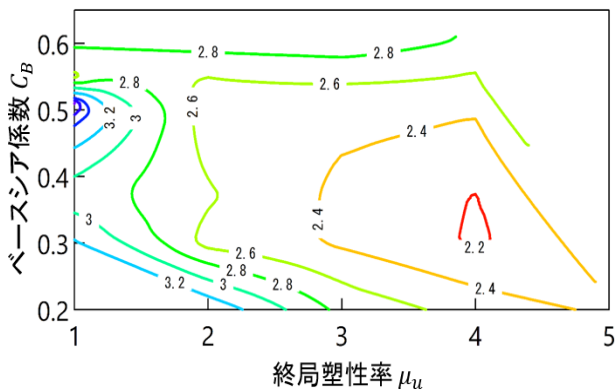


図-12 ライフサイクル耐震費用指標
(青葉山地区, JMA Kobe 1995 NS)

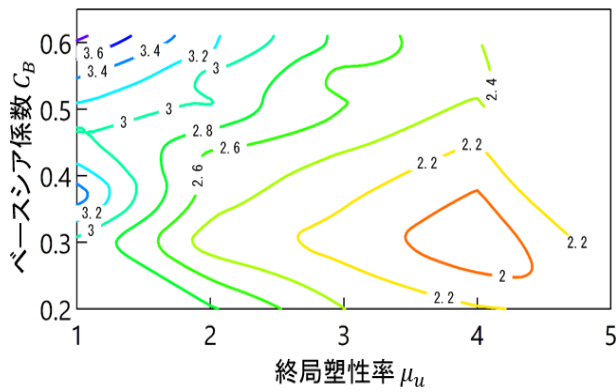


図-13 ライフサイクル耐震費用指標
(青葉山地区, El Centro 1941 NS)

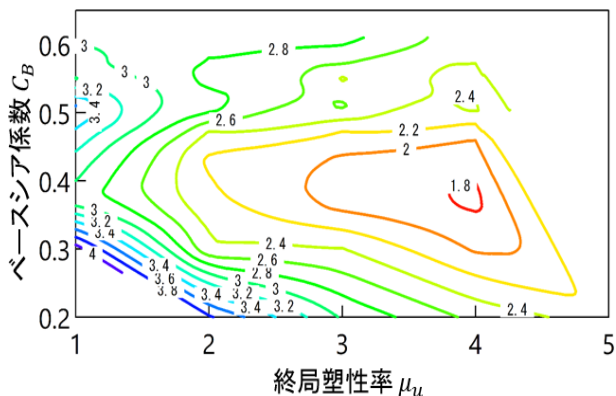


図-14 ライフサイクル耐震費用指標
(青葉山地区, Hachinohe 1968 EW)

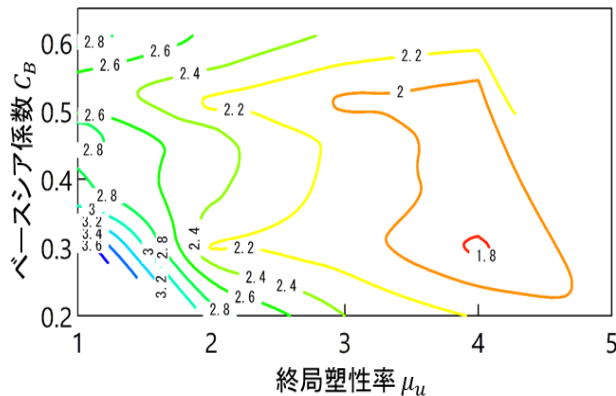


図-15 ライフサイクル耐震費用指標
(青葉山地区, Tohoku 1978 NS)

図-8 および図-12 は、位相特性が神戸海洋気象台 1995(NS), 対象地区が仙台駅と青葉山キャンパスにおける耐震費用を示した図である。互いにベースシア係数 0.3~0.4 の間、終局塑性率 4 辺りでライフサイクル耐震費用が最小となった。ベースシア係数が 0.4 以下では等高線が横向きに並び、建物強度を向上させることで経済性の高い設計になることが読み取れる。一方、ベースシア係数が 0.4 を上回る等等高線が縦向きに並び、靱性能を向上させることで経済性の高い設計になる。

図-9 および図-13 は、位相特性が El Centro 1940(NS), 対象地区が仙台駅と青葉山キャンパスにおける耐震費用を示した図である。位相特性に神戸海洋気象台 1995(NS)を用いた場合と似た結果であるが、ライフサイクル耐震費用が最小となるベースシア係数が少し低い 0.3 程度となった。

図-10 および図-14 は、位相特性が八戸港湾 1968(EW), 対象地区が仙台駅と青葉山キャンパスにおける耐震費用を示した図である。最小となるベースシア係数・終局塑性率の領域は、位相特性に神戸海洋気象台 1995(NS)および El Centro 1940(NS)を用いた場合と比べてやや横長に分布しており、終局塑性率よりもベースシア係数の差がライフサイクル耐震費用の差として現れやすいことを示している。

図-11 および図-15 は、位相特性が東北大学 1978(NS), 対象地区が仙台駅と青葉山キャンパスにおける耐震費用を示した図である。耐震費用が最小となる値はベースシア係数 0.3, 終局塑性率 4 で他の位相特性の場合と大きな違いは無いが、特に図-15 の等高線間隔が広い(勾配がなだらかな)ことから、東北大学 1978(NS)の位相特性は本論文において構造特性の違いが経済性に与える影響の小さい地震動設定であったと考えられる。

4. まとめ

仙台地区における地震ハザード曲線を用いて、鉄筋コンクリート造三階建ての解析対象モデルの壁率や塑性率等をパラメータとした初期建設費用と供用期間において発生が予想される地震により生じる修復費用を合わせたライフサイクル耐震費指標の算出を行い、経済性能面から見る最適設計(供用期間において最小の費用となる耐震設計)について検討を行った結果、以下の知見を得た。

1. ライフサイクル耐震費用指標を用いることで、経済性能の観点から最適な構造特性をおおむね評価できた。
2. 本論文で想定した建物では、ベースシア係数 0.3~0.4, 終局塑性率 4 辺りが経済性の観点で最適な設計解と考えられる。

3. ベースシア係数が 0.3 を下回る場合は等高線が横向きになっていることから強度を向上させることで、ベースシア係数が 0.4 を上回る場合は等高線が縦向きになっていることから靱性能を向上させることで、経済性の良い設計になる。

本論文では対象建築物を RC 造 3 階建てに限定し、構造特性と初期費用・修復費用の関係をモデル化しパラメトリック解析を行ったが、今後、階数(建物周期)が異なる場合、非構造部材など建設費用に大きく影響を与える項目を含めた場合について検討を進める予定である。

参考文献

- 1) 高橋典之, 塩原等: RC 構造物の耐震修復性能評価におけるライフサイクル影響係数: コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp1741-1746, 2004.7
- 2) 池末雄太, 高橋典之, 塩原等: RC 建物の非構造部材と設備機器類がライフサイクル耐震修復経費に与える影響: コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp1747-1752, 2004.7
- 3) 防災科学技術研究所: J-SHIS 地震ハザードステーション, <http://www.j-shis.bosai.go.jp>
- 4) Allen HAZEN: Flood Flows, A Study of Frequencies and Magnitudes, John Wiley, 1930
- 5) 星谷勝, 中村孝明: 建造物の地震リスクマネジメント, 山海堂, 2002.4
- 6) 阿部良洋: 鉄筋コンクリート建造物の微振動特性と耐震性能に関する研究: 東北大学学位論文, 1988.10
- 7) 小野瀬順一: 中低層鉄筋コンクリート造建物群の震害予測に関する研究: 東北大学学位論文, 1986.1
- 8) 志賀敏男: 鉄筋コンクリート造建物の震害と壁率, 柱率: 自然災害資料解析2, pp.46-55, 1975
- 9) 日本建築学会: 建築物の耐震設計資料, 1981.4
- 10) 財団法人日本建築センター: 建築物の構造関係技術基準解説書, 2001
- 11) 大塚洋一, 井林康: 地震時における RC 橋脚の損傷度定量化に関する基礎的研究, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.58, pp.155-156, 2003
- 12) 赤堀弘: 基準にもとづく建築積算入門 新訂第四版, 彰国社, 2009
- 13) 諏訪仁, 野畑有秀, 関松太郎: 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, pp.41-46, 2001
- 14) (財) 建築保全センター: 建築物のライフサイクルコスト, 経済調査会, 2002
- 15) 壇一男, 神田順: 上下限値を有する極値分布を用いた地震危険度解析: 日本建築学会構造系論文報告集, pp.50-56, 1986.5
- 16) FEMA: Seismic Performance Assessment of Building (FEMA 58), Vol.3, 2012