

論文 地震発生シナリオを考慮した RC 建物の安全性と修復性の相互関係

高橋 典之^{*1}・中埜 良昭^{*2}・塩原 等^{*3}

要旨：建築物の性能評価型耐震設計において、修復性能が経済的な合理性に基づき限界状態を定められるのに対し、安全性能は人命に関係するため経済的合理性とは相容れない場合がある。本論文では、特定の大きさの地震動に対する安全性能と修復性能の評価が二つの構造物で逆転する事例を定量的に示すとともに、複数回の地震動発生とその順序（経年効果）を考慮することで安全性能と修復性能を連続的に評価する手法を検討した。

キーワード：鉄筋コンクリート構造，耐震修復性，耐震安全性

1. はじめに

性能評価の概念を導入した建築物の耐震設計においては、供用期間中に生じるであろう地震動の発生確率とそれに対応する地震動強さを予測し、ある特定の発生確率を有する地震動強さに対する建築構造物の応答評価に基づいて、安全性能、修復性能、使用性能などを評価する。その際、評価結果に基づき性能の良し悪しを比較するためには、性能が定量的に表現されていることが望ましい。

使用性能については、建築物の設計者と所有者の間で一意に使用限界状態を定めることができるため、限界状態に至らしめる地震動の発生確率を使用性能の定量的表現とすることができる。安全性能については、安全限界状態に至らしめる地震動の発生確率を性能の定量的表現として用いることが可能ではあるが、例えば安全限界が 50 年超過確率 2% の確率（再現期間 2475 年）として表されたときに、設計者と所有者の間で共通認識をもって合意できる数値表現なのかに加え、公共の福祉に反しない数値なのか判断が難しく、より合理的な性能表示法の確立が求められる。修復性能については、建築物の所有者が地震後の建物修復費用にいくら捻出できるかで限界状態が変わるため、限界状態を地震

動の発生確率に置換して表現するよりも、修復費用の期待値で直接的に性能を定量化して表現するほうが適切であると考えられる。

各々の性能に対して各々に適した定量化を用いると、ある性能を向上させたときに、その他の性能がどれくらい向上あるいは低下するのかが陽に明示されないという問題が生じる。具体的には、経済的な合理性に基づき限界状態を定めることができる修復性能を向上させる行為が、公共の福祉に反しないことを担保する工学的判断が必要な安全性能を低下させる場合もある¹⁾。

本論文では、筆者らが提案している性能評価手法により、鉄筋コンクリート建築構造物の修復性能と安全性能の良し悪しに逆転現象が生じる事例を同じ座標軸上に定量的に表現するとともに、ライフサイクル入力地震動を用いることで安全性能と修復性能を連続的に評価する手法についても検討を行った。

2. 耐震修復経費指標に基づく性能評価手法

2.1 耐震修復経費指標の算出手順

修復性能の定量化にあたり、筆者らが提案している耐震修復経費指標²⁾は、供用期間中に発生が予想される複数の地震動のレベルと頻度を統合的に考慮した「ライフサイクル入力地震動」

*1 東京大学生産技術研究所 助教 博士（工学）（正会員）

*2 東京大学生産技術研究所 教授 工博（正会員）

*3 東京大学大学院 工学系研究科 助教授 工博（正会員）

3)と、地震動ごとに算出される損傷程度に応じた補修の要否判断および損傷の累積をモデル化した「補修シナリオ」⁴⁾を用いて算出する、初期建設費用あるいは建替え費用に対する耐震修復経費の比を表す無次元数である。耐震修復経費指標は、図-1 に示したプロセスを通じて算出されるものとする。

2.2 入力地震動のモデル

入力地震動のモデルには、ある特定の発生確率を有する地震動1回を用いる場合と、ライフサイクル入力地震動を用いる場合の2つを検討した。地震ハザード曲線には、防災科学技術研究所の地震動予測地図⁵⁾に基づく東京・新宿の地震ハザード曲線を用いた(図-2)。

ある特定の発生確率を有する地震動1回を用いる場合では、50年超過確率2%(再現期間2475年)、5%(再現期間975年)、および10%(再現期間475年)の地震動について、図-2の地震ハザード曲線から地震動強さを推定した。一方、ライフサイクル入力地震動を用いる場合では、まず、供用期間を通じた地震の年非超過度数セットを仮定し、各年非超過度数に応じた地震動強さを図-2の地震ハザード曲線から求めることで、供用期間中に予想される大きさ・頻度の異なる複数回の地震動強さの組合せを推定した。このとき、年非超過度数のセットは、Hazenのプロットイング・ポジション公式⁶⁾を用いて、

$$F(x_i) = 1 - \frac{i - \alpha}{N + 1 - 2\alpha} \quad (1)$$

と表されるものとする。ここに、 N : 観測値総

数、 i : 観測値を降順に並べ替えたときの順番、 x_i : i 番目の観測値、 $F(x_i)$: 年非超過度数である。(1)式の年非超過度数をもつ地震動の発生が、定常更新過程であるポアソン過程に従うものと仮定すると、(1)式の α は、

$$\alpha = \frac{(N+1)\ln(1-P(i)) + iT}{2\ln(1-P(i)) + T} \quad (2)$$

と表される。ここに、 $P(i)$: 降順 i 番目の観測値の T 年超過確率である。(2)式を(1)式に代入したプロットイング・ポジション公式によって、「降順 i 番目の観測値の T 年超過確率が $100P(i)\%$ となる地震動を含む N 個の地震動年非超過度数群」を得る。ここで、50年超過確率が10%となる地震動強さを最大とする50個の年非超過度数群を例に、耐震修復性能評価に与える影響が支配的であると考えられる上位4組⁷⁾の地震発生非超過度数を表-1に、工学的基盤面年最大速度の地震動強さを図-3に示す。

図-3の最大速度に国土交通省告示1457号第7の二にある第一種地盤用の地盤増幅率 G_s を乗じ地表面最大速度を求め、これに国土交通省告示1461号の設計用応答スペクトルに適合する模擬地震動の最大速度が合うように倍率を乗じ

表-1 地震発生超過確率の組合せ例

地震の大きさ順	$i=1$	$i=2$	$i=3$	$i=4$...	$i=50$
年非超過度数 $F_x(x_i)$	0.998	0.978	0.957	0.937	...	0.002
再現期間 $r(i)$ [年]	475	44.6	23.4	15.9	...	1.00
50年超過確率 $1-F_{50}(x_i)$	10.0%	67.4%	88.2%	95.7%	...	100%

建築物の固有の情報(地域、地盤、構造、材料)

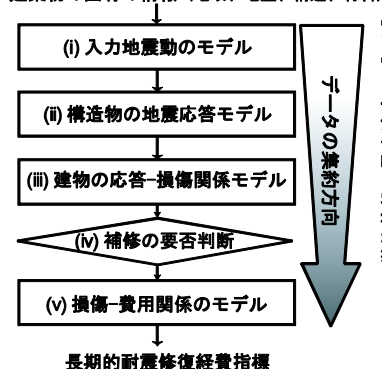


図-1 耐震修復経費算出過程

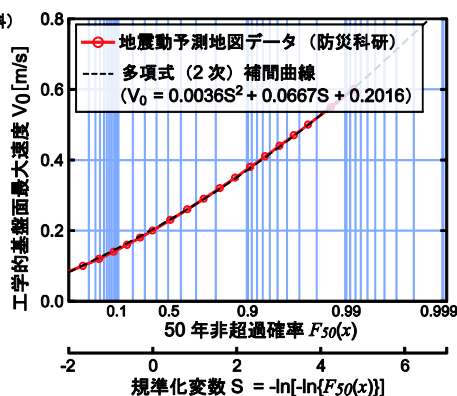


図-2 地震ハザード曲線の例

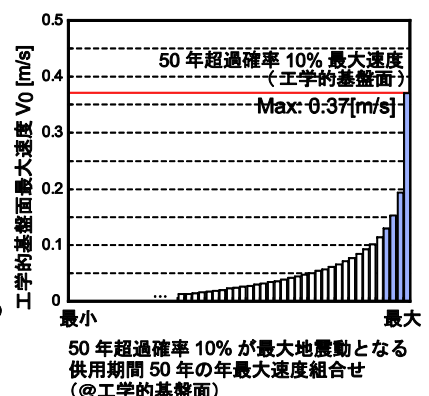


図-3 最大速度の組合せ推定例

たものを入力地震動とした。模擬地震動の位相特性には、神戸海洋気象台 1995(NS), El Centro 1940 (NS), 八戸港湾 1968(EW), 東北大学 1978 (NS)の 4 つの強震記録の位相特性を用いた。

2.3 構造物の地震応答モデル

建築構造物が 1 自由度振動系に見なせるものとして非線形地震応答解析を行った。系の復元力特性に Tri-linear 型, 履歴則に Takeda モデル⁸⁾を用いた。減衰は瞬間剛性比例型とし, 減衰定数を 2%とした。降伏強度の 1/3 をひび割れ点強度とし, 降伏時剛性低下率を 0.3, 降伏後の剛性を初期剛性の 0.01 倍とした。

2.4 損傷モデル

構造物の損傷は, 履歴エネルギーの吸収を考慮した Park & Ang の損傷モデルを用いた⁹⁾。

$$D = \frac{\delta_M}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y \delta_u} \int dE \quad (3)$$

ここに, D : 損傷指標, δ_M : 地震時最大変形, δ_u : 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。損傷指標 D が 1 を超えると大破・崩壊とみなした。

2.5 補修のモデル

補修のモデルには, 文献 4) で提案した補修シナリオのうち, 構造物の最大経験変位が降伏点を超えると補修するシナリオを用いた。このとき, 最大経験変位に依存する(3)式の第 1 項を, ひび割れなどの補修される損傷 D_R と仮定し, 履歴吸収エネルギーに依存する(3)式の第 2 項を鉄筋のサイクル疲労などの補修されない累積損傷 D_E と仮定し, 補修される損傷指標 D_R は補修後ゼロに戻し, 累積損傷 D_E は損傷指標 D が 1 を超えるまで累積され, D が 1 を超えた場合は構造物の建替えに相当する修復により全ての損傷指標がゼロに戻るものとした。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, 補修後は復元力特性を初期状態に戻すものと仮定した。ただし実際の補修では, 耐力を初期状態に近づけることが出来ても, 剛性も併せて初期状態に戻すことは難しく, この仮定はあくまでも理想化され

たモデルであることを付記しておく。

2.6 修復費用モデル

修復費用を新築費用あるいは建替え費用で除して規準化した無次元数を耐震修復経費指標 R と定義した。ひび割れ前の耐震修復経費指標 R をゼロと仮定し, ひび割れ点以降は, ひび割れ点到達時の損傷指標 D_R を γ と置くと, 補修される損傷指標 D_R ($\gamma < D_R < 1$) に対する耐震修復経費指標 R の関係が図-4 に示した式で表わされるものと仮定した。また, 損傷指標 D が 1 を超えた場合は耐震修復経費指標 R を 1 と仮定した。ただし, より詳細な性能評価を行うには, 実際の補修工事単価から修復費用関数を求めることが望ましいが¹⁰⁾, ここではパラメトリックスタディを実施するために簡単な 4 つの数式モデルで費用関数を代表している。

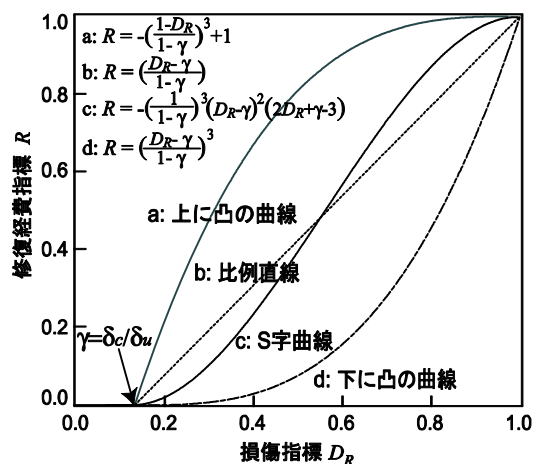


図-4 損傷-修復費用関数モデル

2.7 年耐震修復経費指標

供用期間を通じた耐震修復経費指標 R の総和を供用期間年数 N で除した値を年耐震修復経費指標 $EARC$ (Expected value of Annual Repairing Cost index) と定義する。

3. 解析パラメータ

1 自由度振動系の降伏点割線剛性から求められる固有周期 T_y が 0.05 秒, 0.1 秒, 0.3 秒, 0.5 秒, 1.0 秒, 3.0 秒, 5.0 秒の場合について, 建物重量に対する水平せん断耐力の比であるベース

シア係数 C_0 を 0.1 から 0.8 まで 0.1 刻みの 8 通り、終局塑性率 μ を 1, 2, 4 および 8 の 4 通り設定した。設定した構造パラメータに対して年耐震修復経費指標 $EARC$ を求める際、入力地震動モデルに特定の発生確率を有する地震動 1 回を用いた場合は模擬地震動の位相特性 4 通りについての算出結果の平均を、ライフサイクル入力地震動を用いた場合は入力地震動の発生順序全順列 ($4! = 24$ 通り) に模擬地震動の位相特性 4 通りを乗じた 96 通りの算出結果の平均を用いて、耐震修復経費指標 R を算出した。

4. 解析結果

4.1 耐震修復経費指標の要求スペクトル表示¹¹⁾

水平縦軸にベースシア係数 C_0 を、水平横軸に終局塑性率 μ をとり、鉛直軸に年耐震修復経費指標 $EARC$ をプロットすると 3 次元のグラフが描ける (図-5(a))。このグラフは、年耐震修復経費指標 $EARC$ の等高線を水平面上に投影することで必要強度スペクトル表示に変換できる (図-5(b))。ここで終局塑性率 μ を一意に定めると、1 自由度振動系の固有周期ごとに算出された年耐震修復経費指標 $EARC$ に対して、水平縦軸をベースシア係数 C_0 、水平横軸を降伏点変位 δ_y とした同様の等高線が描かれる (図-5(c))。本論文ではこれを年耐震修復経費指標 $EARC$ の要求スペクトル表示と呼ぶ¹¹⁾。

4.2 修復性能と安全性能の逆転現象

全体降伏機構による耐震設計の考え方は、損

傷を各層に分散させることで特定層に変形が集中することを回避し、架構が生存空間を確保できるように配慮して安全性を確保するものであった。一方、経済的な合理性に基づく修復性能を対象とした場合、全体降伏機構となる建築構造物では、損傷発生箇所が多岐に渡ると多額の修復費用がかかることから、必ずしも修復性能が高いとは言えないことが指摘されている¹⁾。

ここで、図-6 に示す 2 つの異なる崩壊メカニズムを有する構造物について検討する。ここで終局塑性率については、3 章で仮定したパラメータのうち現実的な値として、全体降伏機構となる構造物の終局塑性率に $\mu=4$ 、層降伏機構となる構造物の終局塑性率に $\mu=2$ を仮定した。また修復費用モデルについては、全体降伏機構を有する構造物では損傷指標が小さいうちから仮設足場などで修復費用が高くなる図-4 の(a)上に凸の曲線モデル、層降伏機構を有する構造物では損傷指標が 1 に近づくと急に修復費用が高くなる図-4 の(d)下に凸の曲線モデルが適用されるものとした。入力地震動モデルに特定の発生確率を有する地震動 1 回を用いた場合の修復性能評価および安全性能評価を要求スペクトルで表すと図-7 のようになる。50 年超過確率 10% の地震動に対して $EARC$ が 0.01 (供用期間 50 年を通じた耐震修復費用が初期費用あるいは建直し費用の 50%) のときを修復限界と仮定すると、全体降伏機構となる構造物の要求スペクトルが層降伏機構となる構造物の要求スペク

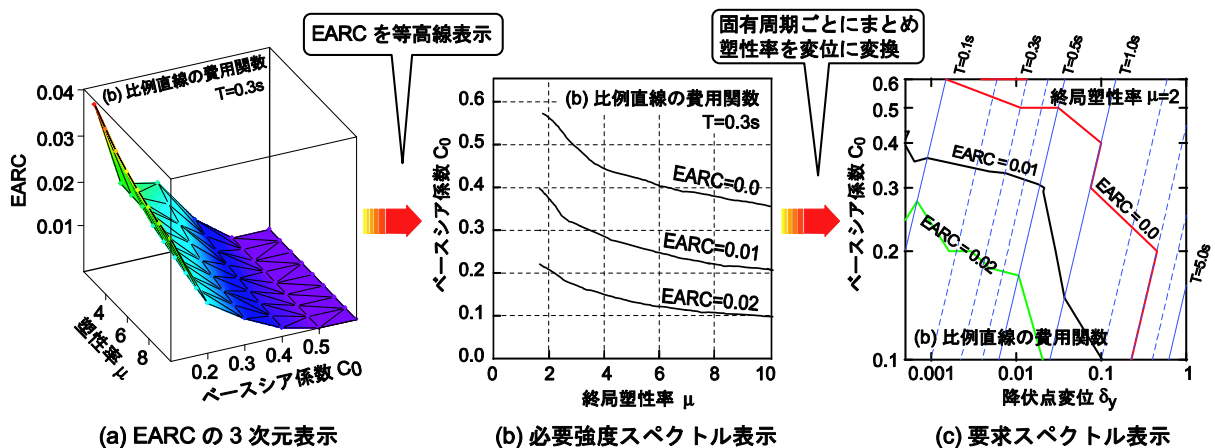


図-5 耐震修復経費指標を要求スペクトルに変換する概念図¹¹⁾

トルよりも耐力の必要なグラフ右上側に描かれる。これに対し、50年超過確率2%の地震動に対してEARCが0.02(供用期間50年を通じた耐震修復費用が初期費用あるいは建直し費用の100%)のときを安全限界と仮定すると、全体降伏機構となる構造物の要求スペクトルが層降伏機構となる構造物の要求スペクトルよりも小さい耐力で済むグラフ左下側に描かれる。すなわち、修復性能を向上させるために層降伏機構を選択すると安全性能が低下し、安全性能を向上させるために全体降伏機構を選択すると修復性能が低下するという性能の逆転現象が図-7に現れている。

本論文で対象としたパラメータにおける安全性能と修復性能の逆転現象は、図-7のほか、終局塑性率 $\mu=4$ かつ修復費用モデル(d)の構造物と終局塑性率 $\mu=8$ かつ修復費用モデル(a)の構造物との間にも認められた(図-8)。これらの安全性能評価に、50年超過確率2%の地震動1回のほか、50年超過確率5%の地震動1回、50年超過確率10%の地震動1回を用いても、逆転現象が生じたままであった。

4.3 ライフサイクル入力地震動を考慮した要求スペクトルによる性能評価

図-7に示した構造物に対し、ライフサイクル入力地震動を適用して、50年超過確率10%および50年超過確率2%の地震動を最大とする中小地震による損傷の累積を考慮した修復性能および安全性能を要求スペクトルで表示すると図-9のようになる。図-9では、前節に記した安全性能と修復性能の逆転現象は見られなかった。これは、1回の地震動入力に対する損傷指標 D が1以上となるのに付随して耐震修復経費指標 R が1以上(EARCが0.02以上)になることを安全限界と見なすのに対し、供用期間を通じた損傷指標 D に伴う耐震修復経費指標 R の総和が1以上(EARCが0.02以上)になることを安全限界と見なしているため、安全限界に至るまでの損傷の進展過程が安全限界評価に含まれることで、安全性能が修復性能の延長線上に評

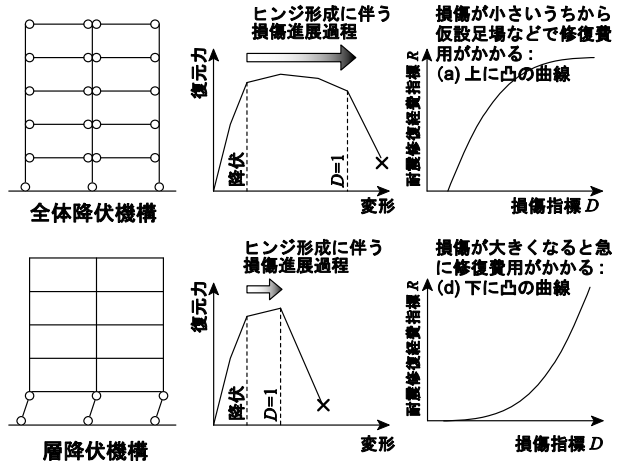


図-6 崩壊メカニズム別の終局塑性率と修復費用関数の仮定

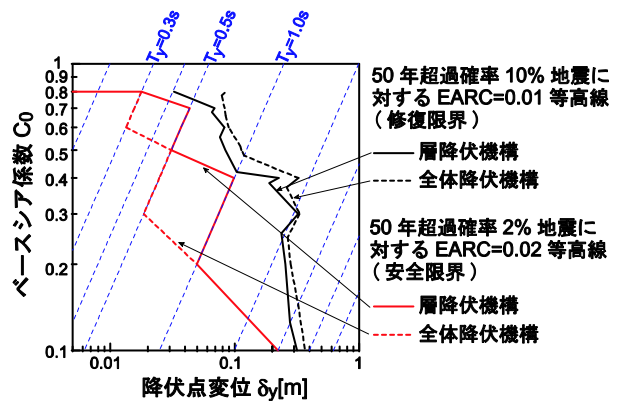


図-7 安全性能と修復性能の逆転現象(その1)

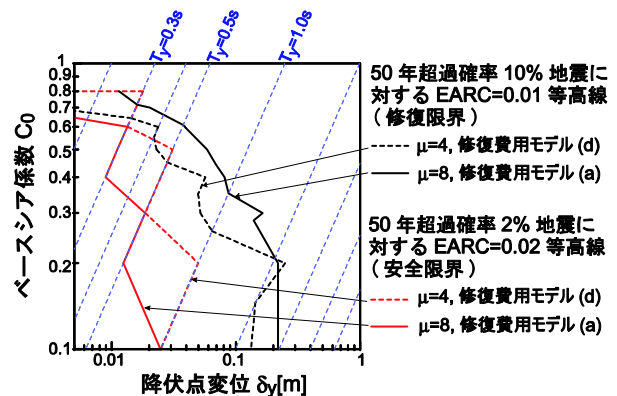


図-8 安全性能と修復性能の逆転現象(その2)

価された結果であると考えられる。但し、この安全限界は崩壊限界ではなく、安全上取り壊した方が良く考えられる被害になる限界という意味合いであり、今後、構造物の崩壊過程が実験的および解析的に追跡できるようになれば、ここで示した安全限界と完全崩壊にいたる崩壊限界との関係性が示されるものと予想される。

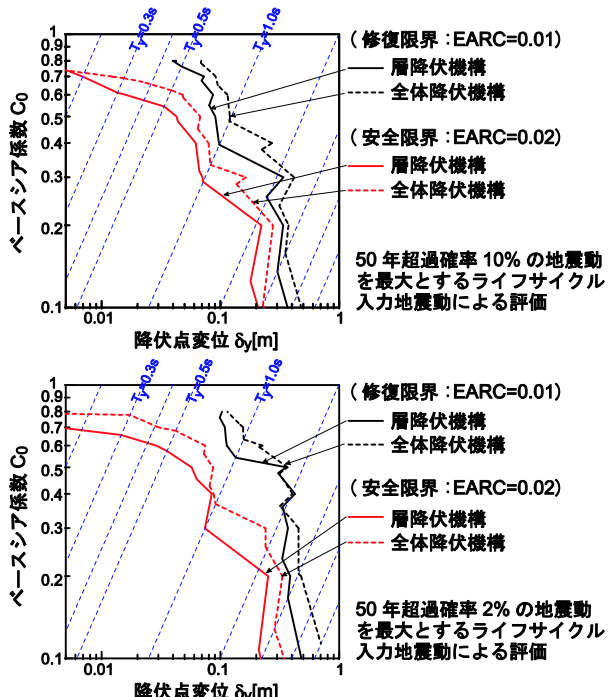


図-9 ライフサイクル入力地震動を考慮した要求スペクトル

図-9では割引率を0%としているが、供用期間を通じた性能評価をする場合、修復限界については、資産価値の減価償却を踏まえた割引率で修復経費を現在価値化して求めると合理的であると考えられる。但し、割引率が大きくなると、地震発生順序に起因する修復性能評価のばらつきが大きくなる点に注意が必要である。一方、安全限界については、安全に対する価値が減価償却するわけではないので、割引率0%として評価するのが合理的であると考えられる。耐震修復経費指標に基づく性能評価においては、供用期間50年に対してEARC=0.02を安全限界、EARC=0.01を修復限界と仮定すると、割引率が3.2%のときに安全限界と修復限界の要求スペクトルが1本で表される。図-9の全体降伏機構の場合を例に、割引率を考慮した要求スペクトルを図-10に示す。

5. まとめ

要求スペクトルを用いて安全性能と修復性能の逆転現象が生じる場合を定量的に示し、ライフサイクル入力地震動を用いることで、互いの性能が連続的に評価できることを示した。

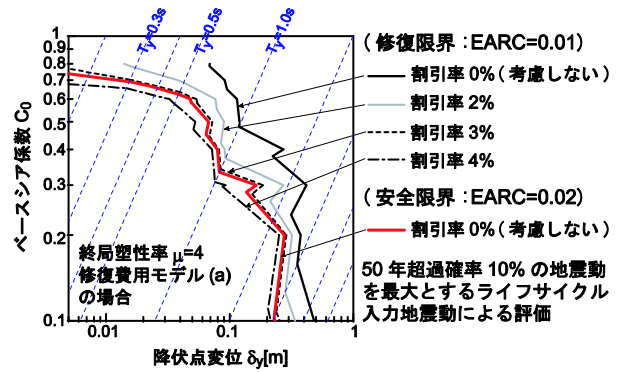


図-10 割引率の考慮による修復限界の変化

謝辞

本論文では、防災科学技術研究所が作成した地震動予測地図 (<http://www.j-shis.bosai.go.jp/j-shis/>) を使用いたしました。

参考文献

- 1) 衣笠秀行：経済性を考慮した地震時復旧性能評価指標，日本建築学会大会梗概集（近畿），C-2，pp.649-650，2005.9.
- 2) 高橋典之，塩原等，小谷俊介：鉄筋コンクリート建造物のライフサイクル耐震修復経費，第11回日本地震工学シンポジウム講演論文集，pp.2355-2358，2002.11.
- 3) 高橋典之，塩原等，中埜良昭：建築物の長期的耐震修復性能評価に用いるライフサイクル地震動強さ，日本地震工学シンポジウム論文集，Vol.12，pp.422-425，2006.11.
- 4) 高橋典之，塩原等，小谷俊介：鉄筋コンクリート建物の補修シナリオを考慮したライフサイクル耐震修復経費，2002年度日本建築学会関東支部研究報告集I，pp.351-354，2003.3.
- 5) 防災科学技術研究所：地震ハザードステーション J-SHIS，(<http://www.j-shis.bosai.go.jp/j-shis/>)
- 6) Hazen, A.: Flood Flows, A Study of Frequencies and Magnitudes, John Wiley & Sons, Inc., New York, 1930.
- 7) 高橋典之，塩原等，中埜良昭：RC建造物の長期的耐震修復性能評価における地震動発生順序に関する検討，日本建築学会大会梗概集（近畿），C-2，pp.701-702，2005.9.
- 8) Takeda, T., Sozen, M. A. and Nielsen, N. N.: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.96, No.ST12, pp.2557-2573, Dec. 1970.
- 9) Park, Y. J. and Ang, A. HS.: Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 4, pp.722-739, Apr. 1985.
- 10) 高橋典之，塩原等，楠原文雄：鉄筋コンクリート建造物の耐震修復性能評価における修復費用関数，コンクリート工学年次論文集，Vol.27，No.2，pp.1543-1548，2005.6.
- 11) 高橋典之，中埜良昭，塩原等：鉄筋コンクリート建造物の長期的耐震修復経費に基づく要求スペクトル表示，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.2，pp.925-930，2006.7.