

論文 兵庫県南部地震の被害調査報告に基づく RC 造建物群に対する Overstrength Factor の推定

市川 大真*1・田嶋 和樹*2・長沼 一洋*3

要旨: 本研究の目的は、損傷スペクトルを用いて地震時の RC 造建物群の損傷度を簡易的に評価する手法を確立することである。既往の研究において、建物群に対する復元力特性を設定する際には、Overstrength Factor (強度上昇係数) Ω の設定が必要であることを確認した。この Ω は、建物の設計時に想定される保有水平耐力に対する実際に発揮される水平耐力の比として定義される。しかし、RC 造建物群に対する Ω の設定方法の確立には至っていない。本報では兵庫県南部地震における被害調査報告に基づいて、RC 造建物群に対する Ω の推定を試みた。その結果、 Ω の下限値に相当する値を推定し、それをスペクトル表示する手法を提示した。

キーワード: 損傷スペクトル, 損傷指標, 固有周期, 地震被害

1. はじめに

筆者らは Bertero and Bozorgnia¹⁾により提案された損傷スペクトルを改良し、それを応用した新たな鉄筋コンクリート (以下、RC) 造建物の損傷評価手法の構築を目指している。この手法は、3段階構成 (第1段階: 損傷スペクトルによる簡易安全性評価, 第2段階: 骨組モデルによる損傷評価, 第3段階: 3次元 FEM 解析による詳細な損傷評価) の迅速かつ高精度な損傷評価手法である。

第1段階の損傷スペクトルによる簡易安全性評価に焦点を当てた既往の研究²⁾⁻⁵⁾では、損傷スペクトルを作成するために、建物群に対する復元力特性の設定において、正確な Overstrength Factor (以下、強度上昇係数) Ω (新耐震基準の場合) もしくは補正係数 λ (旧耐震基準の場合) の設定が必要となることを確認した。

強度上昇係数 Ω は、建物に対して設計時に想定する必要保有水平耐力 Q_d に対する実際に発揮される水平耐力 Q_{max} の比として定義される。また、補正係数 λ は、水平震度 0.2 に対応する設計用地震力に対する実際に発揮される水平耐力の比である。このような建物耐力の強度上昇率に関する係数 (Ω および λ) は、損傷スペクトルの作成において、様々な要因 (材料強度のばらつき, 設計者の安全率のばらつき, 崩壊形によるばらつき, 建物高さ分布によるばらつき等) が含まれたものとして扱われており、非常に複雑な影響因子である。そのため、地域に存在する RC 造建物群に対して正確な強度上昇係数 Ω および補正係数 λ を設定することは困難である。

そこで、本研究では兵庫県南部地震における被害調査報告を参照し、既存 RC 造建物群に対する強度上昇率の推定を試みる。

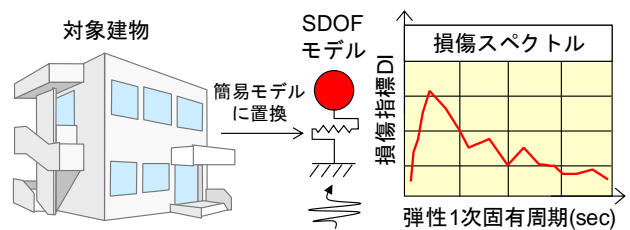


図-1 損傷スペクトルの概要

表-1 損傷指標 DI_d における損傷カテゴリ³⁾

損傷グレード	損傷指標 DI_d	具体的な損傷状態	・限界状態 ・被災度
I	$DI_d < 0.2$	軽微な損傷で、継続使用が可能。	使用限界以下 小破以下
II	$0.2 \leq DI_d < 0.5$	損傷しているが、修復可能領域。	修復限界以下 中破程度
III	$0.5 \leq DI_d < 1.0$	修復限界を超え、建物に多大な損傷の可能性。	安全限界以下 大破程度
IV	$1.0 \leq DI_d$	建物崩壊の可能性。	—

2. 損傷スペクトルの概要

図-1 に損傷スペクトルの概要を示す。損傷スペクトルとは、建物群に対する簡易的な損傷評価の手法であり、建物を 1 自由度 1 質点系 (以下、SDOF) モデルでモデル化し、弾性 1 次固有周期 T_0 (sec) と損傷指標 DI (Damage Index) の関係を表したものである。縦軸に示される損傷指標 DI は、無損傷 (弾性内) の場合を 0、構造物の崩壊を 1 として定量的に構造物の損傷状態を表す指標である。本研究では、Bertero and Bozorgnia¹⁾により提案された損傷指標 (DI_2) 式において、地震時の履歴エネルギー吸収に伴う地震損傷の過大評価に関する問題点に際して、以

*1 日本大学大学院 理工学研究科建築学専攻 (学生会員)

*2 日本大学 理工学部建築学科准教授 博士 (工学) (正会員)

*3 日本大学 理工学部建築学科教授 博士 (工学) (正会員)

下に示す新たな損傷指標 (DI_d) 式²⁾を採用している。

$$DI_d = [(1 - \alpha_2)(\mu - \mu_e) / (\mu_{mon} - 1)] + \alpha_2 [(E_{H,PHC} + E_{H,FHC}) / (E_{Hmon} + E_{H,FHC})]^{1/2} \quad (1)$$

ここで、 μ : 変位塑性率、 μ_e : 降伏時変形に対する最大弾性変形の比、 μ_{mon} : 単調水平載荷時の終局塑性率、 E_{Hmon} : 単調水平載荷時の履歴エネルギー吸収量、 $E_{H,PHC}$: 主要半サイクル (PHC) に対応する地震時の履歴エネルギー吸収量、 $E_{H,FHC}$: 従属半サイクル (FHC) に対応する地震時の履歴エネルギー吸収量 ($E_{H,PHC}$ および $E_{H,FHC}$ の詳細は図-2 を参照)、 α_2 : 損傷指標における損傷寄与の割合 (変形項とエネルギー項) を表現するための定数であり、本検討では $\alpha_2=0.3$ としている。なお、損傷指標 DI_d の導出過程および詳細なパラメータの設定方法は、参考文献(1)および(2)を参照されたい。

また、計算された損傷指標 DI_d を損傷カテゴリ³⁾ (表-1) と対応させることにより、具体的な損傷状態が評価される。ここで、SDOF モデルにおける復元力特性は、従来の簡易的な Bi-Linear 型から変更し、ひび割れ点を考慮した Tri-Linear 型⁴⁾を採用している。なお、本検討では新耐震基準で設計された建物に焦点を当てているため、曲げ型の復元力特性を仮定している。

3. 強度上昇係数 Ω および補正係数 λ

国内における現行の耐震設計法では 2 次設計が導入されており、多くの建物は保有水平耐力計算 (ルート 3) によって設計されている。これより、ルート 3 で設計された建物は、保有水平耐力が必要保有水平耐力を上回ることが確認されている。また、設計段階で設定する材料強度と実強度の違い、非構造部材の影響、拘束効果の影響および様々な安全係数の影響などにより、実際の RC 造建物の水平耐力は、設計時の想定を上回ると考えられる。そして、設計で想定している建物強度 (必要保有水平耐力) と実強度の比を強度上昇係数 Ω と表現している (図-3)。なお、海外では、いくつかの強度上昇係数 Ω が提案されている。例えば、カナダの設計基準においては $\Omega=1.67$ が導入され、Eurocode8 に対しては 2.0~4.6、米国基準に対しては 1.8~6.5 が対応するという報告もある^{6),7)}。また、この強度上昇係数 Ω について、国内と米国の構造基準の違いを比較した考察⁸⁾によると、日本の場合、ベースシア係数 $C_0=1.0$ から構造特性係数 D_s に応じて必要保有水平耐力を低減する考え方に基づいて設計しているのに対し、米国では構造特性係数 D_s と同様の考え方である強度低減係数 R で除した後に、強度上昇係数 Ω として建物の余力 (降伏後の耐力上昇) という概念を導入している。

既往の研究⁹⁾では、東北地方太平洋沖地震で被災した RC 造建物 4 棟の被災度に対して、試行錯誤法により算

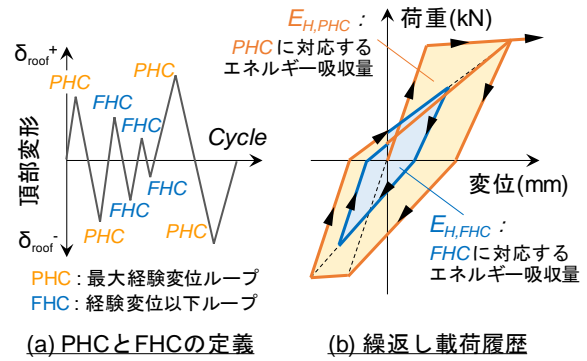


図-2 繰返し載荷履歴に伴う各指標の定義

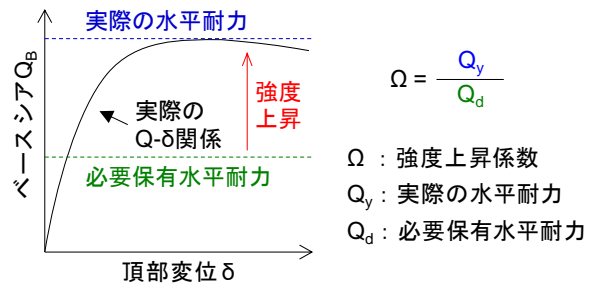


図-3 強度上昇係数 Ω の概要

出した強度上昇係数 Ω の平均値 ($\Omega=4.5$) を採用している。その値は、海外で採用されている強度上昇係数 Ω と概ね同等の範囲内に収まっている。また、この係数を採用して作成した損傷スペクトルは、実被害状況を精度良く推定可能であることを確認した。さらに、個々の建物に対して個別に算定される強度上昇係数 Ω や補正係数 λ は、個々の建物の性能によって大きく異なると考えられることから、東北地方太平洋沖地震および熊本地震における旧耐震基準の被災建物 (計 148 棟) に対して、試行錯誤法により補正係数 λ を算出した⁹⁾。その結果、限定的な範囲にも関わらず、その値のばらつきは非常に大きくなる傾向を確認している。

前述したように、既往の研究²⁾⁻⁴⁾を通じ、損傷スペクトルを用いた損傷評価手法の構築にあたって複数の改良を実施してきた。次なる課題として、RC 造建物群に対する強度上昇係数 Ω および補正係数 λ の設定方法に着目する。なお、旧耐震基準では水平震度 0.2 に対する許容応力度設計のみが実施されているのに対し、新耐震基準では必要保有水平耐力という建物強度の最低基準が定められていることから、検討の第一段階として、本報では新耐震基準で設計された RC 造建物群に対する強度上昇係数 Ω の設定方法について検討する。

4. 被害調査報告を活用した強度上昇係数 Ω の推定

4.1 被害調査報告の概要

本検討では、平成 7 年 1 月 17 日に発生した兵庫県南部地震における RC 造建物の被害調査報告書¹⁰⁾を活用する。

対象とする RC 造建物は、新耐震基準導入以降（1981 年以降）に設計された建物を一般建物とピロティ形式建物に区別し、その中から抽出した一般建物で計 1673 棟としている。なお、詳細は表-2 に示すとおりである。これらの建物の被害傾向を確認すると、大半が小破以下に留まっている。なお、8 階建て以上の中高層領域になると、補修を必要とする中破以上の被害が若干増加する傾向にあり、この要因として階数の増大に伴う高次モードの影響、もしくは中高層建物の建設に関する技術的要因等が考えられるが、詳細は不明である。しかし、7 割以上の建物が小破以下に収まっていることから、新耐震基準で設計された建物は、兵庫県南部地震に対して小破以下に留まったと判断し、それに対応するだけの強度上昇係数 Ω を最低限保有していると考えられることとする。

4.2 強度上昇係数の下限値 Ω_{min} の推定

新耐震基準で設計された RC 造建物群に対する強度上昇係数 Ω の設定を試みる。ここでは、兵庫県南部地震の観測波（JMA Kobe）に対して、損傷指標 DI_d が小破の上限値に対応する 0.2 以下に収まるような強度上昇係数 Ω を算出する。なお、この検討により算出される強度上昇係数 Ω は、最大耐力に対する強度上昇係数 Ω_{max} ではない点に注意が必要である。表-1 に示すように、損傷グレード I に対応する損傷指標 DI_d は 0~0.2 までの範囲であり、個々の RC 造建物においては、その構造性能に応じて損傷指標 DI_d が 0.2 よりも小さい値を示す可能性も十分に考えられる。しかし、今回は RC 造建物群を対象としていることから、損傷評価における安全性を工学的に判断し、損傷指標 $DI_d \approx 0.2$ となるとき、すなわち最低限保有していると考えられる強度上昇係数として下限値である Ω_{min} の算出を試みる（図-4）。

図-5 に強度上昇係数 Ω の算出フローチャートを示す。任意の強度上昇係数 Ω を設定し、弾性 1 次固有周期 T_0 が 0.1~1.0sec ($\Delta T_0=0.02\text{sec}$) に設定した復元力特性を作成する。続いて、入力地震動として JMA Kobe (EW 方向および NS 方向) を用い、地震応答解析を実施する。なお、減衰定数は $h=3\%$ および比例減衰は初期剛性比例減衰としている。その後、算出された損傷指標 DI_d が目標損傷指標 DI_{target} (≈ 0.2) となるまで強度上昇係数 Ω の再設定および地震応答解析を繰り返す。

また、現行の設計基準では、骨組の崩壊パターンにより構造特性係数 D_s を設定している¹¹⁾。そのため、骨組の崩壊形の違いを表現するために、構造特性係数 D_s を RC 造建物に対して 0.30~0.45 ($\Delta D_s=0.05$) の範囲で変動させて検討する。なお、終局塑性率 μ_{mon} は一般的なエネルギー一定則の概念に基づき、構造特性係数 D_s を用いて次式により算出している。

$$D_s = 1 / (2 \mu_{mon} - 1)^{1/2} \quad (2)$$

表-2 兵庫県南部地震の RC 造建物被災度分布¹⁰⁾

階数	無被害	軽微	小破	中破	大破	崩壊	不明	計	割合 (%)
1F	4	3	0	0	0	0	0	7	100
2F	72	9	2	0	0	0	1	84	100
3F	355	71	1	1	0	1	5	434	99.5
4F	335	97	23	4	2	2	10	473	98.3
5F	202	84	20	1	2	0	2	311	99.0
6F	67	34	12	6	2	0	3	124	93.4
7F	33	32	16	7	3	1	1	93	88.0
8F	20	9	9	7	0	0	1	46	74.4
9F	7	6	5	4	2	0	0	24	75.0
10F	15	16	13	13	4	0	3	64	72.1
不明	3	0	0	0	0	0	10	13	100

※割合=(無被害+軽微+小破)/(計-不明)×100 (%)

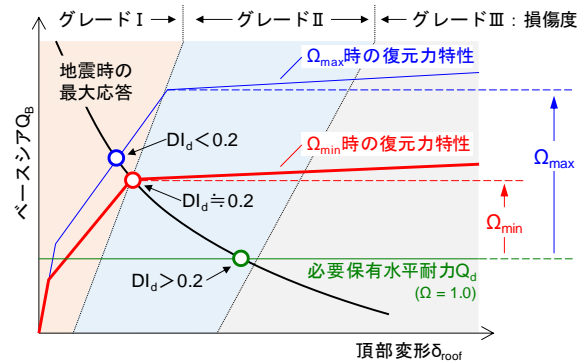


図-4 強度上昇係数の下限値 Ω_{min} の概念

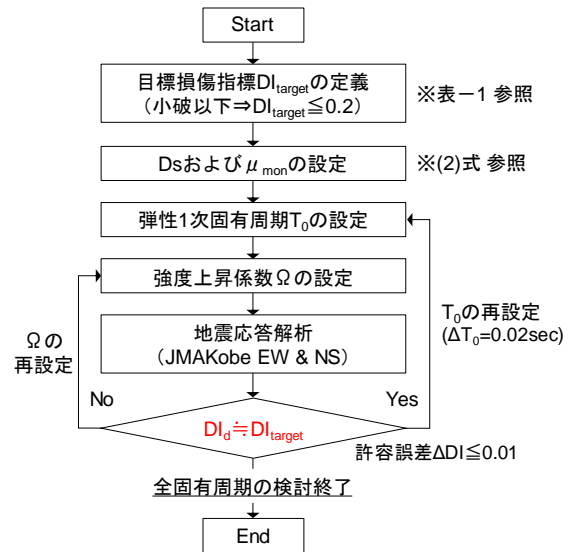


図-5 強度上昇係数 Ω の算出フローチャート

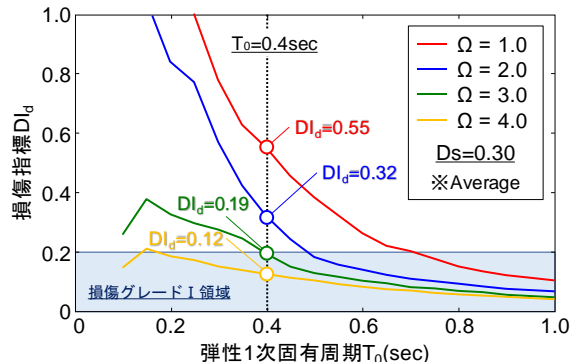


図-6 強度上昇係数 Ω を変動させた損傷スペクトル

ここで、図-6に Ω を変動させた損傷スペクトルの一例($D_s=0.3$)を示す。なお、損傷指標 DI_d はEW方向およびNS方向の平均値を示している。これより、全周期帯において Ω の増大に伴い、損傷指標 DI_d が小さくなっている。さらに、 Ω の影響は短周期帯において著しく、長周期帯ではその影響が小さかった。したがって、周期帯に応じて Ω が変化することから、本検討で推定する Ω_{min} に関してもスペクトル表示を試みる。

4.3 強度上昇係数の下限値 Ω_{min} の推定結果

図-7に構造特性係数 D_s 毎に整理した強度上昇係数の下限値 $\Omega_{min}-T_0$ 関係を示す。全体的な傾向として、 T_0 が0.1~0.3秒(以下、前半の周期帯)ではばらつきはあるものの、全周期帯に対して Ω_{min} は最も大きな値を示す傾向にある。次に、 T_0 が0.3~0.7秒(以下、中盤の周期帯)では固有周期の増大と共に Ω_{min} が線形的に減少する傾向が確認できる。さらに、 T_0 が0.7~1.0秒(以下、後半の周期帯)では Ω_{min} の減少傾向が小さくなり、一定値に収束している。これは、入力地震動における卓越周期帯が短周期帯に位置しているためであり、周期が長くなるにつれて応答が小さくなったと考えられる。したがって、本検討で算出された Ω_{min} は、前半の周期帯では建物が保有する最大の強度上昇係数 Ω_{max} 近傍の値、後半の周期帯では1.0に近い値が算出されたと推察できる。

次に、構造特性係数 D_s の違いによる Ω_{min} の傾向(図-8)を比較すると、若干ではあるものの構造特性係数 D_s の増大に伴い Ω_{min} の値が小さくなる傾向を確認できる。この要因として、式(2)に示したエネルギー一定則に基づく構造特性係数 D_s と終局塑性率 μ_{mon} の関係性が大きく影響していると考えられる。構造特性係数 D_s が小さい場合、優れた変形性能を有する反面、水平耐力が低く、早期に建物が塑性化することを許容する。すなわち応答塑性率 $\mu_{max}>1.0$ である。一方、構造特性係数 D_s が大きい場合、水平耐力は高いが変形性能が低く、構造特性係数 D_s が小さい場合に比べて応答変形も小さくなる。

ここで、損傷指標 DI_d の算出方法に着目すると、式(1)に示すように変形項とエネルギー項により構成されており、応答塑性率 $\mu_{max}\leq 1.0$ の場合に変形項はゼロとなる。これを踏まえると、構造特性係数 D_s が小さい場合は早期の塑性化により、損傷指標 DI_d は変形項とエネルギー項の累加で算出される。一方、構造特性係数 D_s が大きい場合は塑性化が遅く、塑性化するまではエネルギー項のみで損傷指標 DI_d が算出される。そのため、構造特性係数 D_s の違いに関わらず、今回のように同程度の損傷指標値($DI_d\approx 0.2$)とする場合には、構造特性係数 D_s が小さいほど塑性化の影響が大きいことで損傷指標 DI_d が大きく算定されるため、算出される Ω_{min} は相対的に大きな値を必要とすると考えられる。

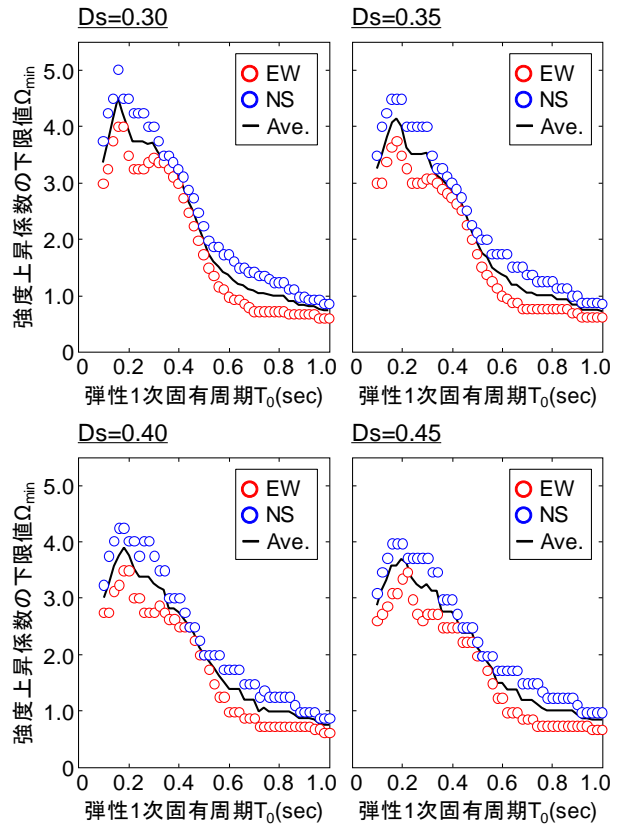


図-7 推定結果 ($\Omega_{min}-T_0$ 関係)

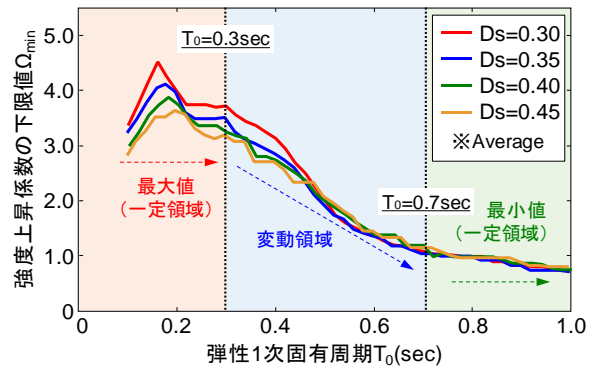


図-8 構造特性係数 D_s の違いによる Ω_{min} の傾向

5. 強度上昇係数の下限値における近似式の提案

図-8に示した強度上昇係数の下限値 $\Omega_{min}-T_0$ 関係では、構造特性係数 D_s の違いによって前半の周期帯における Ω_{min} に若干ばらつきはあるものの、 Ω_{min} の周期変動の傾向は概ね類似の傾向を示したと考えられる。

この傾向について、設定した3つの周期帯の区分により詳細に見ていく。まず、前半の周期帯では構造特性係数 D_s の違いによって最大値は異なるものの一定値を示している。次に、中盤の周期帯では Ω_{min} が線形的に減少している。最後に、後半の周期帯では構造特性係数 D_s の違いに関わらず、一定値に収束する傾向が確認できる。したがって、 Ω_{min} はこの3つの周期帯に区別でき、前半および後半の周期帯は一定値、そして中盤の周期帯は1

次関数として近似できると考えられる。そこで、次に 3 つの固有周期帯に応じた近似式の提案を試みる。

表-3 に構造特性係数 D_s における Ω_{\min} の最大値 Ω_{top} および中盤の周期帯を 1 次関数式で表現した際のパラメータ (α および β) を示す。なお、最大値 Ω_{top} は、前半の周期帯で得られた Ω_{\min} の平均値を採用している。後半の周期帯では、1.0 近傍に収束する傾向にあるため、全ての条件に対して $\Omega_{\min}=1.0$ とする。また、中盤の周期帯については、 α および β を Ω_{top} に基づいた関数式により表現し、構造特性係数 D_s の違いに関わらず適用可能な近似式とする。以下に、強度上昇係数の下限値 Ω_{\min} の近似式を提案する。

$$\Omega_{\min} = \Omega_{\text{top}} \quad (T_0 \leq 0.3\text{sec}) \quad (3)$$

$$\Omega_{\min} = \alpha \cdot T_0 + \beta \quad (0.3 < T_0 \leq 0.7\text{sec}) \quad (4)$$

$$\Omega_{\min} = 1.0 \quad (0.7\text{sec} < T_0) \quad (5)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = -2.5\Omega_{\text{top}} + 2.5 \end{array} \right. \quad (6)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta = 1.75\Omega_{\text{top}} - 0.75 \end{array} \right. \quad (7)$$

また、図-8 に示した解析結果と提案式の比較を図-9 に示す。提案式(実線)は、解析結果(破線)における前半の周期帯に対するばらつきは考慮していないものの、 Ω_{\min} の傾向を概ね良好に表現していると言える。

ここで、上記の提案式の妥当性を確認するため、提案式を採用して算出した Ω_{\min} を用いて損傷スペクトルを作成する。図-10 に JMA Kobe による損傷スペクトルおよび一例として $T_0=0.4$ 秒に対するベースシア係数-塑性率関係を示す。なお、損傷指標 DI_d は EW 方向および NS 方向の平均値としている。弾性 1 次固有周期 T_0 が 0.2 秒および 0.7 秒付近において、構造特性係数 D_s の値によっては僅かに損傷指標 $DI_d > 0.2$ となったものの、全体的な傾向として損傷指標 DI_d が概ね 0.2 近傍で下回る値を示していた。また、提案式による最大耐力の増大により応答が著しく小さくなったことも確認できる。以上より、損傷指標 DI_d が概ね 0.2 以下、すなわち小破以下(表-1)であることから、提案式を採用することで兵庫県南部地震の実被害状況を良好に模擬する結果となった。

6. 異なる大地震に対する提案式の適用

前章では、兵庫県南部地震の観測波である JMA Kobe を用いて強度上昇係数の下限値である Ω_{\min} の近似式を提案し、その妥当性を確認した。ここでは、提案式を用いて過去の 2 つの大地震(東北地方太平洋沖地震および熊本地震)における損傷スペクトルを作成し、それぞれの被害傾向を確認する。なお、入力地震動は東北地方太平洋沖地震として K-NET 仙台の MYG013、熊本地震として K-NET 熊本の KMM006 を使用した。

図-11 および図-12 に各入力地震動による損傷ス

表-3 構造特性係数 D_s による近似式パラメータ

構造特性係数 D_s	最大の強度上昇係数 Ω_{top}	係数 α	係数 β
0.30	3.90	-7.25	6.075
0.35	3.70	-6.75	5.725
0.40	3.50	-6.25	5.375
0.45	3.30	-5.75	5.025

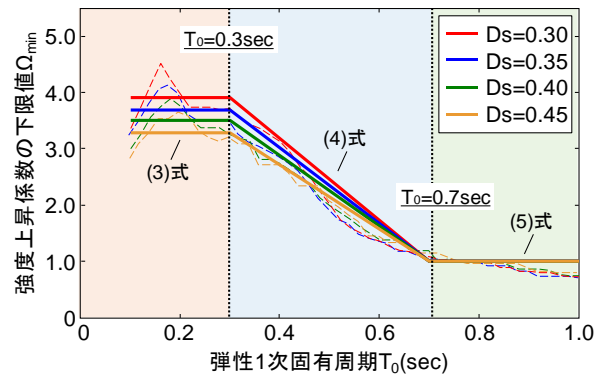


図-9 解析結果と提案近似式の比較

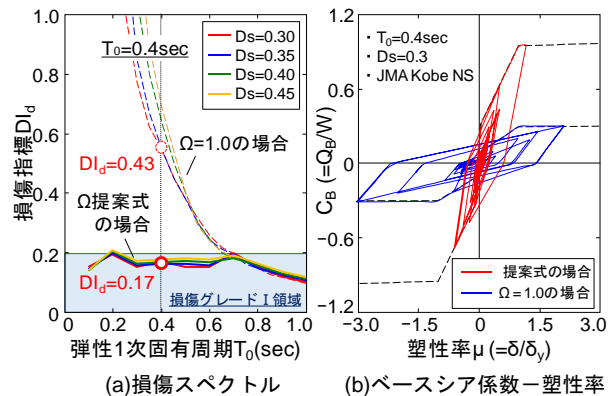


図-10 兵庫県南部地震における提案式の適用性

クトルおよび一例として $T_0=0.4$ 秒に対するベースシア係数-塑性率関係を示す。なお、損傷指標 DI_d は EW 方向および NS 方向の平均値を示している。MYG013 (図-11) では、入力地震動によってばらつきはあるものの、周期帯の違いに関わらず損傷指標 DI_d が概ね 0.2 近傍に位置している。また、KMM006 (図-12) では、中盤の周期帯で損傷指標 DI_d が著しく小さくなっており、基本的には損傷指標 $DI_d \leq 0.2$ となった。さらに、両地震動ともに提案式を採用することで、最大耐力が増大して全体的に応答が小さく収まっていることが確認できる。図-10 に示した兵庫県南部地震 (JMA Kobe) における損傷スペクトルと同様に、新耐震基準で設計された RC 造建物群に対して Ω_{\min} を適用した場合、東北地方太平洋沖地震および熊本地震の観測波に対しても概ね小破以下に収まる結果となった。限られたデータの範囲ではあるものの、これらの大地震における被害調査報告においても、

新耐震基準で設計された RC 造建物に対する被害状況は極めて軽度であると報告されており、提案式によって算出した Ω_{\min} を適用した損傷スペクトルは、概ね実際の被害傾向を捉えていると考えられる。

しかしながら、兵庫県南部地震に比べるとこれらの大地震における被災 RC 造建物の被害報告数は少ないのが現状であり、本手法を十分に検証できているとは言い難い。そのため、今後も継続して検討を進め、強度上昇係数 Ω の設定方法を更新していく必要がある。また、旧耐震基準で設計された RC 造建物に対する補正係数 λ についても併せて検討を進める必要がある。

7. まとめ

本報では、損傷スペクトルを用いた RC 造建物群の簡易損傷評価手法の構築を目的として、新耐震基準における降伏強度 F_y を算出する際に必要な強度上昇係数 Ω の推定を試みた。その結果、以下の知見を得た。

- (1) 兵庫県南部地震の被害調査報告を対象として、RC 造建物の被災度に対応する最低限必要な強度上昇係数 Ω_{\min} を算出した。その結果、 Ω_{\min} は周期帯に応じて変化する傾向が確認された。
- (2) 算出した Ω_{\min} に対して周期帯を3つに区分した近似式を提案した。さらに、提案式により算出した Ω_{\min} を適用した損傷スペクトルは、実被害傾向を概ね良好に捉える結果となった。

謝辞

本研究では、防災科学技術研究所の K-NET で観測された地震動を利用しました。また、研究の遂行にあたり、日本大学の白井伸明名誉教授より多くのご助言を戴きました。ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) Bozorgnia, Y. and Bertero, V. V.: Damage Spectra: Characteristics and Applications to Seismic Risk Reduction, Journal of Structural Engineering, ASCE, pp.1330-1340, Oct. 2003.
- 2) 市川大真, 他: 繰り返し載荷履歴の影響を考慮した RC 造建物の地震損傷評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.40, No.2, pp.763-768, 2018
- 3) 市川大真, 他: 損傷スペクトルを用いた RC 造建物に対する損傷評価手法の精度向上に関する研究 (その 1~2), 日本大学理工学部学術講演会梗概集, 2018.12, pp.115-118
- 4) 市川大真, 他: 損傷スペクトルを用いた RC 造建物の損傷評価 (その 1~2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.557-560, 2017.8

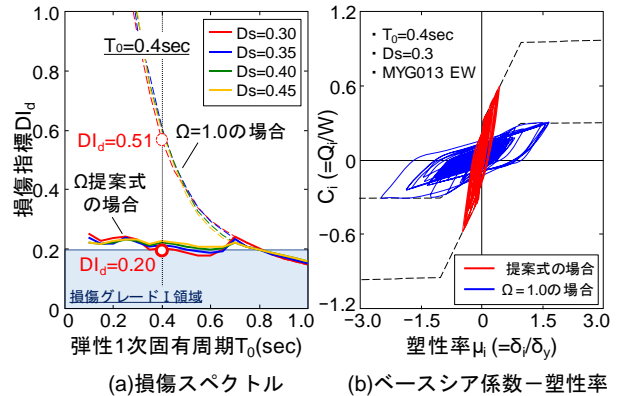


図-11 東北地方太平洋沖地震の提案式の適用性

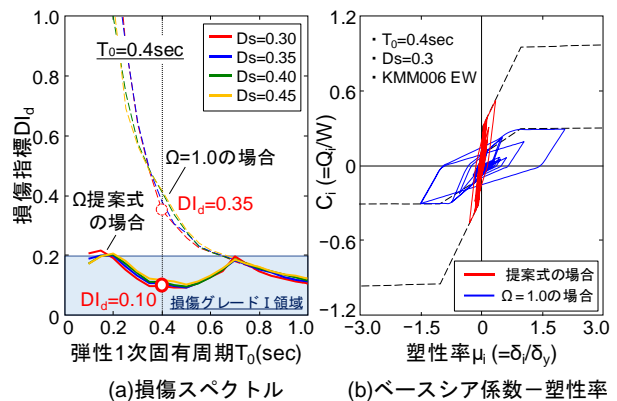


図-12 熊本地震の提案式の適用性

- 5) 西尾淳, 他: 損傷スペクトルを用いた耐震性能評価手法の開発と検証—東日本大震災の被害調査を通じて—, 日本地震工学会論文集, Vol.12, No.4, pp.394-413, 2012.9
- 6) CCBFC (Canadian Commission on Building and Fire Code), National Building Code of Canada 1995, National Research Council of Canada, Ottawa, Ontario, Aug. 1995.
- 7) A.S.Elnashai and A.M.Mwafy: Overstrength and Force Reduction Factors of Multistorey Reinforced-Concrete Buildings, The Structural Design of Tall Buildings, Struct. Design Tall Build. 11, Dec. 2002., pp.329-351.
- 8) 日本建築学会: 海外の建築関係制度と技術基準についてのシンポジウム「種々の精度の概観と構造基準の比較」, 国際委員会 CIB 委員会, 地震防災小委員会, 2018.11, pp.71-74
- 9) 市川大真, 他: 連続的な地震入力の影響と損傷の変動性を考慮した RC 造建物群の損傷評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.39, No.2, pp.685-690, 2017
- 10) 日本建築学会近畿支部鉄筋コンクリート構造部会: 1995年兵庫県南部地震「コンクリート系建物被害調査報告書」, 1996.7
- 11) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準(案)・同解説, 2016.4