

論文 旧耐震基準で設計された低層 RC 造建物における復元力特性の構築

今関 慶*1・田嶋 和樹*2・長沼 一洋*2

要旨: 本研究の目的は、地震時において旧耐震基準で設計された低・中層 RC 造建物の損傷度を簡易的に評価するため、損傷スペクトルによる地震損傷評価に用いられる等価 1 質点系モデルに与えられた復元力特性を確立することである。現行の損傷スペクトルを用いた地震損傷評価における復元力特性は、旧耐震基準で設計された低・中層 RC 造建物に対して詳細な検討がされていない。そこで、本報では旧耐震基準で設計された低・中層 RC 造建物の代表例となる仮想 RC 造骨組を 6 棟構築し静的単調載荷を行い、復元力特性を検討した。その結果、構築した復元力特性は地震応答解析結果による損傷指標から概ね妥当であることを確認した。

キーワード: 損傷スペクトル, 復元力特性, 旧耐震基準, 損傷指標

1. はじめに

筆者らは、損傷スペクトル¹⁾を用いた鉄筋コンクリート(以下、RC)造建物の地震損傷評価手法の開発を進めている。損傷スペクトルとは、建物を復元力特性(Tri-linear型)が与えられた固有の弾性一次固有周期をもつ等価 1 質点系モデルに置き換え、任意の地震動を入力し地震応答解析を行い、応答結果から後述の式を用いて算出した損傷指標 DI を固有周期毎に表示したものである(図-1)。表-1 に筆者らの地震損傷評価手法の適用範囲を示す。筆者らの提案する地震損傷評価手法は、新耐震基準で設計された低・中層 RC 造建物(以下、新基準 RC 造建物)に適用可能な改良損傷スペクトルを提案しており²⁾、旧耐震基準で設計された RC 造建物(以下、旧基準 RC 造建物)や耐震補強された RC 造建物については検討中である。既往の研究³⁾では、旧基準 RC 造建物に適用可能な損傷スペクトルを開発するために、等価 1 質点系モデルにおける復元力特性の降伏点と崩壊点の比 μ_{mon} (以下、終局塑性率)を 3 層 RC 造校舎モデルから算定した。しかし、建物高さによる違いや建物用途別の終局塑性率 μ_{mon} は不明瞭であるうえに、復元力特性の第一折れ線に対する第二折れ線の勾配比 γ (以下、二次勾配係数)の検討はされていない。そこで、本研究では、建物高さおよび建物用途の異なる旧基準 RC 造建物 6 棟を構築し、 A_i 分布⁴⁾に基づく外力による変位増分解析(以下、静的単調載荷)結果から復元力特性の二次勾配係数 γ および終局塑性率 μ_{mon} を検討する。

2. 旧基準に対する損傷スペクトルの概要

損傷スペクトルを用いた地震損傷評価を行うには、等価 1 質点系モデルに与える復元力特性および損傷指標式を設定する必要がある。既往の研究⁵⁾において、1 質点系解析では、修正 Clough モデル(Tri-linear 型)の復元力特性を採用している。図-2 に現状の旧基準 RC 造建物に

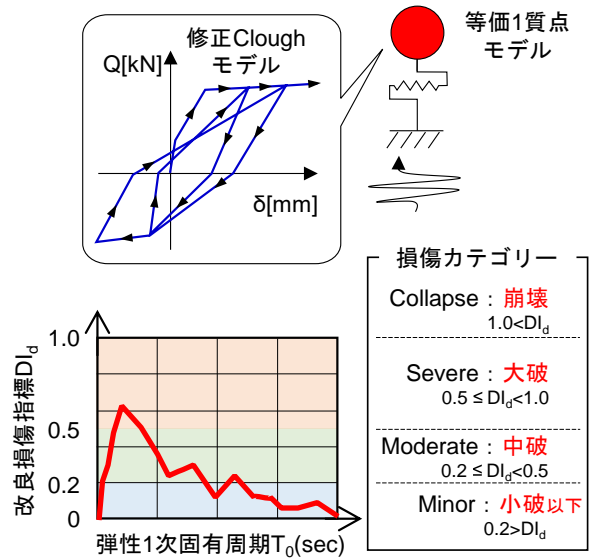


図-1 損傷スペクトルの概要

表-1 損傷スペクトルの適用範囲

設計基準	RC 造建物	
	低・中層	高層
新耐震基準	適用可能	検討中
旧耐震基準 (補強前)	検討対象	検討中
旧耐震基準 (補強後)	検討中	検討中

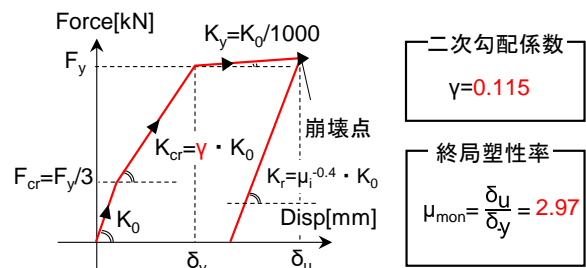


図-2 現状の旧基準 RC 造建物の復元力特性

*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 理工学部建築学科教授 博士 (工学) (正会員)

適用する復元力特性を示す。初期剛性は弾性一次固有周期から逆算しており、第一折れ点は限界耐力計算法⁴⁾を参考に、降伏強度 F_y の 1/3 としている。二次勾配係数 γ は複数の骨組解析結果を参考に 0.115 を適用しており、降伏強度 F_y は既往の研究⁶⁾により以下の式を提案している。

$$F_y = 0.2W \times \lambda \quad (1)$$

ここで、 W ：建物重量、 λ ：補正係数である。補正係数 λ は 4.31 を採用している。ここで、補正係数 λ の詳細な検討は参考文献(6)を参照されたい。第三折れ線は初期剛性の 1/1000 とし、終局塑性率 μ_{mon} は構造特性係数 D_s の概念から、旧基準 RC 造建物は脆性的であるため $D_s=0.45$ 相当であると仮定し、エネルギー一定則を適用して $\mu_{mon}=2.97$ としている³⁾。

損傷指標 DI は、Bertero and Bozorgnia¹⁾によって提案された DI_2 式を改良した改良損傷指標式 DI_d ⁹⁾を採用している。以下に DI_d 式を示す。

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

ここで、 μ ：終局塑性率、 μ_e ：降伏時変形に対する最大弾性変形の比、 μ_{mon} ：終局塑性率、 $E_{H,PHC}$ ：PHC(経験最大変形を有する任意の半サイクル)に対応する地震時の履歴エネルギー吸収量、 $E_{H,FHC}$ ：FHC(PHCの後に続く変形の小さい半サイクル)に対応する地震時の履歴エネルギー吸収量、 E_{Hmon} ：単調水平載荷時の履歴エネルギー吸収量、 α_2 ：定数である。ここで、 DI_d の導出過程およびパラメータ設定方法は、参考文献(1)および(5)を参照されたい。

3. 復元力特性の改良

3.1 現行の復元力特性

既往の研究³⁾では、旧基準 RC 造校舎の代表例モデルに対し終局塑性率 $\mu_{mon}=2.2$ と決定した。しかし、当検討では 3 層 RC 造校舎に限定しており、建物高さによる違いや建物用途別の終局塑性率 μ_{mon} や二次勾配係数 γ は不明瞭である。そこで、3 章では 1, 2, 3, 4 層 RC 造校舎の代表例モデルおよび 1, 3 層 RC 造集合住宅の代表例モデルの計 6 棟の代表例モデルを構築し、静的単調載荷結果を基に作成する 6 つの復元力特性から、二次勾配係数 γ および終局塑性率 μ_{mon} の傾向を把握し、検討する。

3.2 代表例モデルの概要

白瀬らの調査結果⁷⁸⁾を参考に、1, 2, 3, 4 層 RC 造校舎および 1, 3 層集合住宅の代表例モデルを構築する。図-3 に 4 層 RC 造校舎の代表例モデルを示す。平面形状は、梁間方向に 10m、桁行方向に 4.5m×2 スパンで 1 教室となる。立面は前構面に高さ 0.8m の腰壁、後構面は高さ 1.4m の柱となるように腰壁および垂壁を同じ高さで

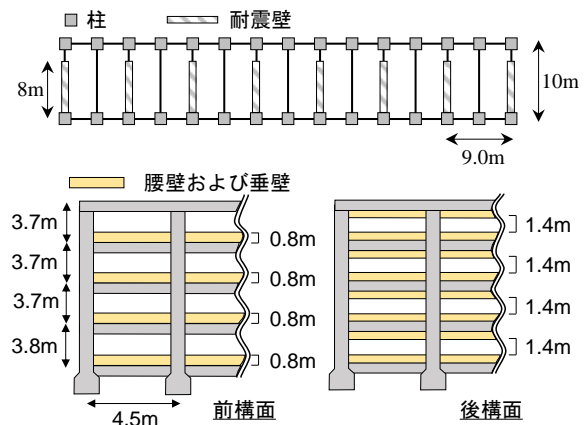


図-3 4層 RC 造校舎の代表例モデル⁶⁾に基づき一部変更

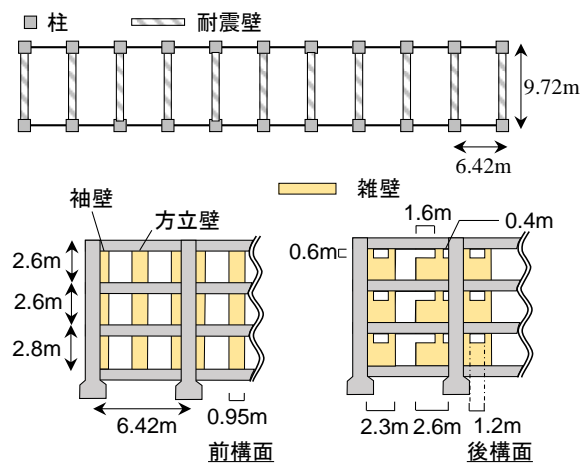
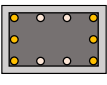

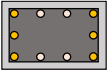

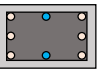

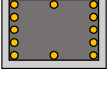

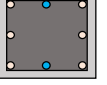

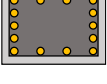

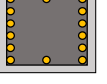



図-4 3層 RC 造集合住宅の代表例モデル⁷⁾に基づき一部変更







挿入した。なお、1・2・3 層 RC 造校舎は、4 層 RC 造校舎の最下層を 1 層ずつ削除することにより構築した。図-4 に 3 層 RC 造集合住宅の代表例モデルを示す。平面形状は、梁間方向が 9.72m×1 スパン、桁行方向が 6.42m×10 スパンである。立面は、前構面では袖壁付き柱、方立壁が設置されており、後構面では開口付き雑壁が取り付けられている。また、1 層 RC 造集合住宅は 3 層 RC 造集合住宅の 1 層および 2 層を削除して構築した。表-2 に 4 層 RC 造校舎および 3 層 RC 造集合住宅の柱・梁断面図を示す。本研究では、1971 以前に竣工された旧基準 RC 造建物を対象とした。4 層 RC 造校舎の断面図は RC 造校舎の耐震診断結果 12 棟を参考にし、断面寸法、主筋量、帯筋量が平均となるように作成した。3 層 RC 造集合住宅の柱断面図は 5 階建て中層集合住宅の 1~3 層柱断面詳細⁹⁾を参考にした。梁断面図は詳細な断面情報が得られなかったため、4 層 RC 造校舎の 1~3 層梁断面図と同様とした。コンクリートの設計基準強度は 18[N/mm²]、鉄筋の設計基準強度は 235[N/mm²]とし、コンクリートの圧縮強度は設計基準強度より実強度が上回ることを考慮して、設計基準強度に対して 5 割高いと考えることとした⁷⁾。

図-5 に 4 層 RC 造校舎の骨組解析モデルを示す。解

表-2 断面図

4層 RC 造校舎の断面図			3層 RC 造集合住宅の断面図		
階	柱断面図	梁断面図	階	柱断面図	梁断面図
4F	 b×D : 700×400 主筋 : 6-22Φ 4-19Φ HP : 9Φ@250	 b×D : 350×800 主筋 : 7-22Φ 3-22Φ Stp : 9Φ@250	※文献(8)参考		
3F	 b×D : 700×400 主筋 : 6-22Φ 4-19Φ HP : 9Φ@250	 b×D : 350×800 主筋 : 7-22Φ 3-22Φ Stp : 9Φ@250	3F	 b×D : 600×350 主筋 : 6-19Φ 2-16Φ HP : 9Φ@250	 b×D : 350×800 主筋 : 7-22Φ 3-22Φ Stp : 9Φ@250
2F	 b×D : 700×450 主筋 : 12-22Φ HP : 9Φ@250	 b×D : 350×850 主筋 : 8-22Φ 4-22Φ Stp : 9Φ@250	2F	 b×D : 600×500 主筋 : 6-19Φ 2-16Φ HP : 9Φ@250	 b×D : 350×850 主筋 : 8-22Φ 4-22Φ Stp : 9Φ@250
1F	 b×D : 700×450 主筋 : 14-22Φ HP : 9Φ@250	 b×D : 400×850 主筋 : 7-25Φ 4-25Φ Stp : 9Φ@250	1F	 b×D : 600×500 主筋 : 14-22Φ HP : 9Φ@250	 b×D : 400×850 主筋 : 7-25Φ 4-25Φ Stp : 9Φ@250

析には数値解析コード Opensees¹⁰⁾を用い、解析方向は桁行方向を対象とした。柱はファイバー要素、梁は BeamwithHinges 要素を用いており、梁に協力幅として1mのスラブ筋を考慮した。基礎および柱梁接合部は剛体要素、腰壁および垂壁部分にはトラス要素を挿入し、スラブは剛床仮定とした。図-6に3層RC造集合住宅の骨組解析モデルを示す。解析方向は桁行方向を対象とした。柱、梁、基礎、柱梁接合部およびスラブは4層RC造校舎の骨組解析モデルと同様とした。前構面に設置されている袖壁付き柱および方立壁はファイバー要素とし、後構面の雑壁は袖壁付き柱、方立壁、剛域として置換し剛性および耐力を評価した(図-6(b))⁸⁾。また、加力方向に対して抵抗する雑壁はトラス置換した。図-7に材料構成則を示す。コンクリートの圧縮側は Kent-Park モデル¹¹⁾を採用し、引張側はひずみのみ増加するものとし、鉄筋は Bi-linear 型とした。図-8にサブ要素(ばね要素)の復元力特性を示す。せん断ばね(以下、せん断サブ要素¹²⁾)は文献(3)と同様な手法で構築した。図-9に袖壁付き柱におけるせん断サブ要素を示す。せん断ひび割れ強度および終局強度は、耐震診断基準式¹³⁾より算出した。せん断破壊点のせん断変形は、柱内法高さの 1/250 とした。軟化勾配は、せん断破壊型両側袖壁付き柱の実験結果^{14)~19)}より、各試験体の水平荷重-水平変形関係のグラフから包絡線の最大と最終の2点を結び読み取った軟化勾配から、軟化勾配-せん断余裕度の関係から算定した(図-10)。ここで、軟化勾配は限定された実験結果から算定したため、今後詳細な検討が必要である。方立壁のせん断サブ要素は、袖壁付き柱と同様とした。また、丸鋼である柱主筋の抜け出し挙動を表現するため、柱頭および柱脚に接合部ばね(以下、接合部サブ要素¹²⁾)を挿入した。ここで、参考文献[12]では異形鉄筋を対象として

— トラス要素  せん断サブ要素  接合部サブ要素 
 — 剛体  ファイバー要素  BeamwithHinges要素 

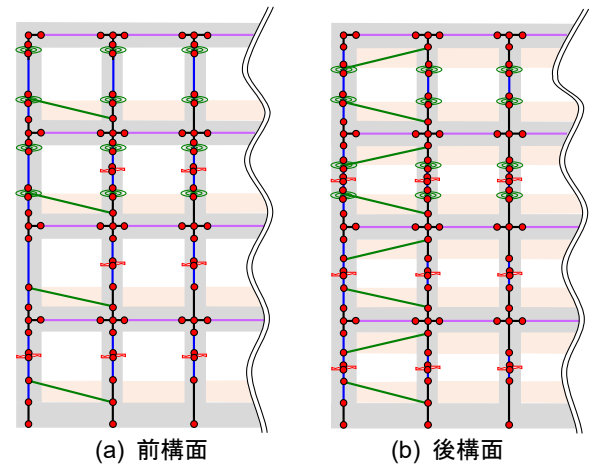


図-5 4層 RC 造校舎の代表例モデル

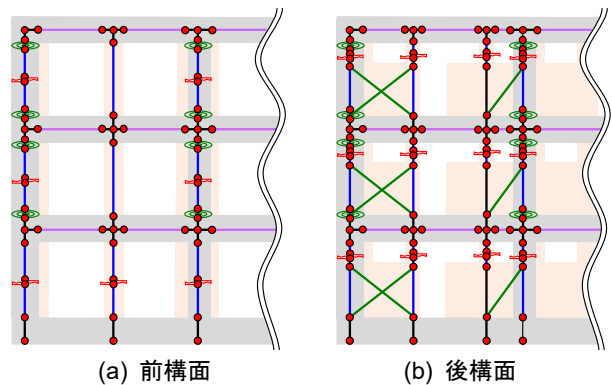


図-6 3層 RC 造集合住宅の代表例モデル

いるが、付着強度式を丸鋼に適用可能な坂本らの式²⁰⁾を用いることにより、丸鋼の鉄筋抜け出し挙動を模擬した。また、既往の研究³⁾において柱全主筋比が1.2%を下回る柱に抜け出し挙動が顕著となったため、4層RC造校舎では柱全主筋比が1.2%を下回る柱の多い3、4層、

3層RC造集合住宅では柱全主筋比が1.2%を下回る柱の多い2,3層に接合部サブ要素を挿入した。

3.3 復元力特性の構築方法

図-11に静的単調載荷結果に基づいた復元力特性の作成方法を示す。初めに、静的単調載荷を崩壊する点まで行う。崩壊点は耐震診断の統計結果²⁾により、崩壊層が見かけの靱性指標 F' 値(以下、 F' 値)=1.0到達時とした。また、既往の研究³⁾では最下層で崩壊が生じる傾向があるため最下層を崩壊層とした。以上より求めた静的単調載荷結果から復元力特性を構築する。初期剛性は骨組解析モデルの固有値解析結果から逆算した剛性とし、最大耐力は骨組解析モデルの最大耐力とする。ひび割れ耐力は最大耐力の1/3とし、降伏後の剛性は初期剛性の1/1000と仮定した。二次勾配は限界耐力計算法に基づき、骨組解析結果のエネルギー吸収量が等価になるように逆算している⁴⁾。最後に、損傷スペクトルの作成に用いる1質点系モデルの復元力特性として、骨組解析モデルから1質点系モデルに縮約する際に用いる有効質量の概念を適用し、最大耐力を低減させる⁴⁾。

3.4 復元力特性の算定結果

図-12に静的単調載荷結果および復元力特性を示す。RC造校舎のベースシア-頂部変位関係を比較すると、2,3,4層では耐力低下が生じるのに対し、1層RC造校舎では耐力低下がみられなかった。これは、2,3,4層RC造校舎では1層でせん断破壊が生じる柱の影響により耐力低下が生じるが、1層RC造校舎では建物重量が小さいため、柱が負担する軸力が低減し、2,3,4層RC造校舎におけるせん断破壊柱が曲げ破壊に移行したことが原因として挙げられる。そのため、1層RC造校舎の崩壊点は $F'=1.0$ (層間変形角1/250)到達時ではなく、被災度区分判定基準²²⁾に基づいた耐震性能残存率 R (以下、 R)が0付近に達した点を崩壊点とした。1層RC造集合住宅も同様に曲げ破壊を起こす柱が多数占めているため、 R が0付近に達した点を崩壊点とした。以上より、1,2,3,4層RC造校舎および1,3層RC造集合住宅の復元力特性を算定した。

3.5 二次勾配係数 γ および終局塑性率 μ_{mon}

本節では、3.4節で算定した復元力特性における二次勾配係数 γ および終局塑性率 μ_{mon} の傾向を把握する。図-13に二次勾配係数 γ -固有周期 T 関係を示す。ここでの固有周期は、固有値解析の結果求められた弾性一次固有周期である。建物用途による差異はみられず、固有周期が伸びるにつれ二次勾配係数が大きくなる傾向が確認できた。これは、一般的に固有周期が長い建物は建物高さが高く、建物重量の影響により1層柱がせん断破壊しやすくなることから、曲げ変形成分が小さくなることにより復元力特性の降伏点(第二折れ点)まで早期に達した

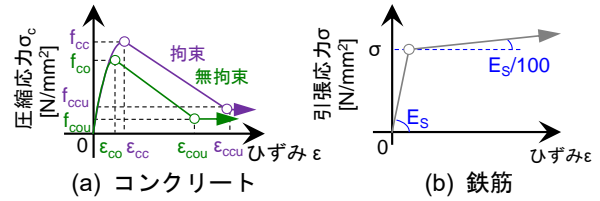


図-7 骨組解析モデルの材料構成則

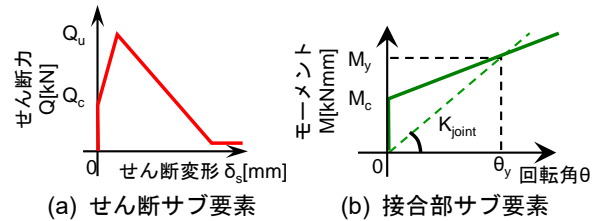


図-8 サブ要素(ばね要素)の復元力特性

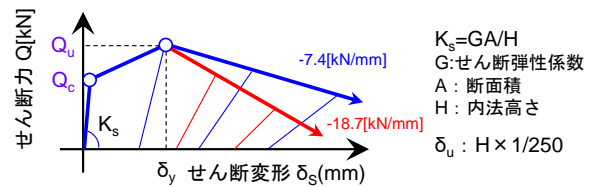


図-9 せん断サブ要素の構築方法

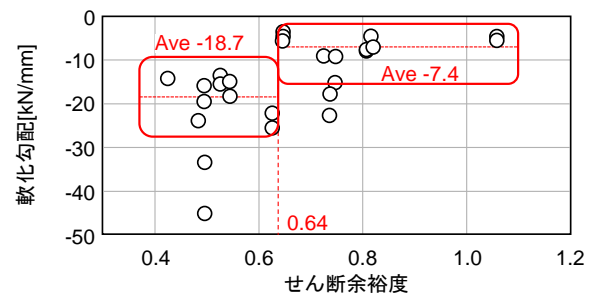


図-10 軟化勾配-せん断余裕度関係

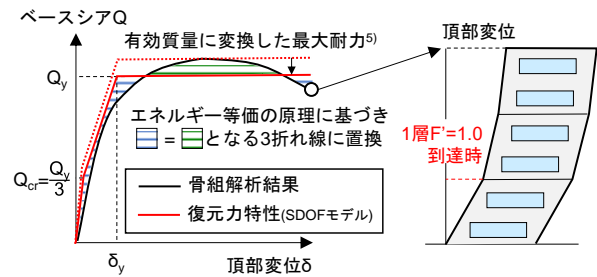


図-11 復元力特性の構築方法

と考えられる。図-14に終局塑性率 μ_{mon} -固有周期 T 関係を示す。固有周期が伸びるにつれ、終局塑性率 μ_{mon} が小さくなる傾向がみられた。これは、二次勾配係数 γ にみられた傾向と同様に、固有周期の大きな建物は1層柱のせん断破壊が顕著になり、降伏点から崩壊点まで早期に達したと考えられる。また、検討した建物モデルは6棟のみであるため、今後モデルケースを増やし、複数の検討が必要であると考えられる。

4. 復元力特性の妥当性

4.1 妥当性の検討方法

損傷スペクトルに適用可能な復元力特性の妥当性を検討するため、旧基準 RC 造建物の骨組解析モデルおよび 3 章で構築した復元力特性を与えた等価 1 質点系モデルに対して地震応答解析を行い、両者の損傷指標を比較する。旧基準 RC 造建物の骨組解析モデルには 1~4 層 RC 造校舎、3 層 RC 造集合住宅、既存 RC 造校舎²³⁾の 3 棟を対象とした。既存 RC 造校舎の詳細なモデルは文献(23)を参照されたい。入力する地震動は、El Centro EW・NS, JMA Kobe EW, BCJ-L2, KMM011-NS 地震波に対して、原波および最大加速度を基準化した地震波をランダムに用いた。既存 RC 造校舎には、中央防災会議資料²⁴⁾により提示された南海トラフ巨大地震の想定地震動に地盤増幅を考慮した波を用いた。DI_dの算出には、骨組解析モデルの頂部変位と地震応答の関係から、(2)式を用いて算出した。等価 1 質点系モデルに与える復元力特性(修正 Clough モデル)のパラメータは、初期剛性は骨組解析モデルの固有値解析結果から求めた弾性一次固有周期から逆算した。降伏強度 F_yは(1)式とし、その他パラメータは 3 章で提案したパラメータを採用した。また、除荷時剛性は、本報で構築した 6 棟の骨組解析結果と近似するように、次式により求めた⁶⁾。

$$K_r = \mu_i^{-0.5} K_0 \quad (3)$$

ここで、K_r: 除荷時剛性、μ_i: 塑性率、K₀: 初期剛性である。

4.2 検討結果

図-15 に等価 1 質点系モデルにおける改良損傷指標 DI_d と骨組解析モデルにおける改良損傷指標 DI_d の比較結果を示す。代表例モデルおよび等価 1 質点系モデルの改良損傷指標 DI_d は概ね対応しており、図-1 に示す損傷カテゴリとの対応性は、全 61 地震応答結果のうち 50 地震応答結果の損傷度が一致した。既存 RC 造校舎と等価 1 質点系モデルの比較では、等価 1 質点系モデルにおける改良損傷指標 DI_d が 0.69 に対し、既存 RC 造校舎における改良損傷指標 DI_d は 0.63 と、実在する旧基準 RC 造建物の地震損傷を評価できる可能性が示された。また、骨組解析モデルにおける改良損傷指標 DI_d の近似直線および決定係数 R²の値から、骨組モデルの地震応答における改良損傷指標 DI_d は等価 1 質点系モデルで概ね表現可能であることが確認された。

5. まとめ

本報では、損傷スペクトルに適用可能な旧基準 RC 造建物の復元力特性の構築を目的として、解析的な検討を実施した結果、以下の知見を得た。

- (1) 計 6 棟における旧基準 RC 造建物の代表例モデルから復元力特性を構築した。その結果、層数の多い建

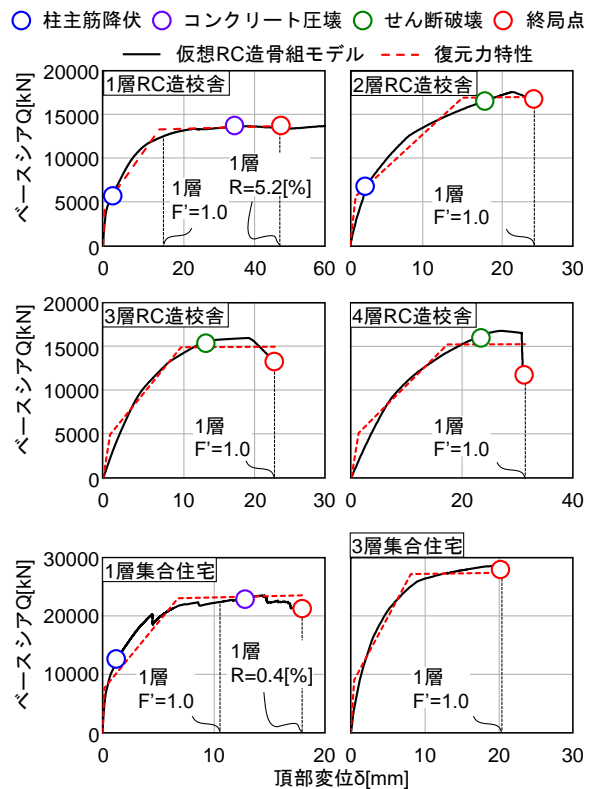


図-12 静的単調載荷結果および復元力特性

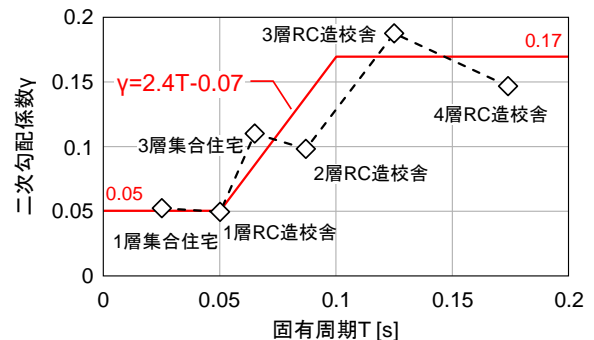


図-13 二次勾配係数γ-固有周期 T 関係

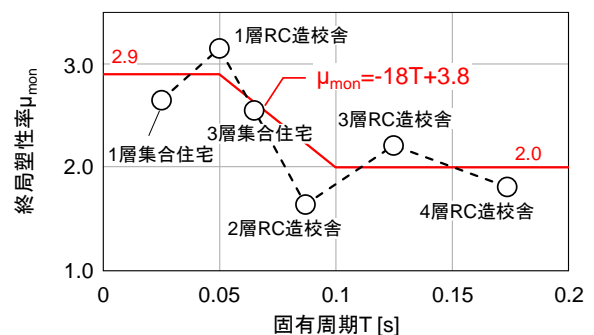


図-14 終局塑性率 μ_{mon}-固有周期 T 関係

物では二次勾配係数 γ が大きくなり、終局塑性率 μ_{mon} は小さくなる傾向が確認できた。

- (2) 構築した復元力特性を与えた 1 質点系モデルの地震応答解析および骨組解析モデルの地震応答解析から得た改良損傷指標 DI_d を比較した結果、両者の値は概ね対応した。

謝辞

本研究は JSPS 科学研究費補助金（基盤研究（C）20K04778）の助成を受けて行われたものである。また、研究の遂行にあたり、防災科学技術研究所の K-NET および Kik-net で観測された地震動を利用した。

参考文献

- 1) Bozorgnia, Y, Bertero, VV. : Damage Spectra Characteristics and Applications to Seismic Risk Reduction, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.129, No.10, pp.1330-1340, Oct.2003.
- 2) 市川大真, 他: RC 造建物群に対する地震損傷評価体系の再定義(その 1~2), 日本建築学会大会梗概集, pp.385-388, 2019.7
- 3) 今関慶, 他: 旧耐震基準で設計された低層 RC 造建物における終局塑性率の算定, コンクリート工学年次論文集, Vol.44, No.2, pp.1051-1056, 2022
- 4) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会: 2015 年版 建築物の構造関係技術基準解説書, 全国官報販売協同組合, 2015
- 5) 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
- 6) 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, 2012
- 7) 白瀬陽一, 竹生修治, 福和伸夫, 宮腰淳一: 耐震診断結果に基づく低層鉄筋コンクリート造学校建物の地震被害率の予測に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, Vol.71, No.607, pp.63-71, 2006.9
- 8) 白瀬陽一, 榎原啓太, 福和伸夫, 護雅史: 耐震診断結果に基づく公営集合住宅建物の地震被害率の予測に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, Vol.76, No.664, pp.1087-1094, 2011.6
- 9) 保木和明, 芳村学: スリット設置による古い RC 中層集合住宅の耐震性改善, 日本建築学会構造系論文集, Vol.76, No.667, pp.1685-1694, 2011.9
- 10) Open System for Earthquake Engineering Simulation — Home Page, <http://opensees.berkeley.edu/> (閲覧日 : 2015.9.10)
- 11) Park, Y.J, Ang, A.H.S. : Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.111, No.4, April, 1985.
- 12) 田嶋和樹, 他: 脆性部材の破壊が RC 造骨組の耐震性能に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.2, pp.337-342, 2012
- 13) 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改修設計指針 同解説, 2017

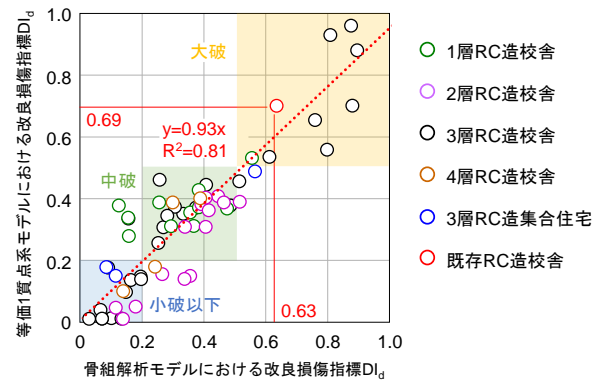


図-15 改良損傷指標 D_{Id} の比較

- 14) 大久保全睦, 東洋一: 鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究(その9)CW シリーズ: 袖壁付き柱の実験, 日本建築学会大会梗概集, pp.1305-1306, 1974
- 15) 立花雅彦, 末永達大: 袖壁付き RC 柱部材のせん断性状に関する実験的研究, 日本建築学会関東支部研究報告書, pp.105-108, 2000
- 16) 磯雅人, 澤井謙彰, 田尻清太郎: 破壊モードを変化させた場合の袖壁付 RC 柱の曲げせん断性状に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.133-138, 2008
- 17) 壁谷澤寿成, 壁谷澤寿海, 東條有紀子, 壁谷澤寿一: せん断破壊型そで壁付き柱に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.115-120, 2008
- 18) 磯雅人, 澤井謙彰, 田尻清太郎: 鉄筋コンクリート造そで壁付き柱のせん断性状に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.115-120, 2008
- 19) 壁谷澤寿海, 裴根國, 金裕錫, 壁谷澤寿一, PHAN Van Quang, 石井貴子, 福山洋, 田尻清太郎: 高強度鉄筋コンクリート造両側袖壁付き柱の耐震性能に関する実験的研究, 日本建築学会大会梗概集, pp.117-120, 2009
- 20) 坂本篤, 八十島章: 丸鋼とコンクリートの付着特性に関する研究(その 1, 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.125-128, 2012.9
- 21) 余劍華, 他: 2011 年東北地方太平洋沖地震における茨城県内の公立学校建物の被害傾向, 日本地震工学会論文集, Vol.14, No.2, pp.164-180, 2014
- 22) 日本建築防災協会: 震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針, 2001
- 23) 今関慶, 他: 損傷スペクトルを用いた既存 RC 造校舎に対する耐震補強前後の地震損傷評価, 日本建築学会大会梗概集, pp.61-62, 2021.7
- 24) 内閣府ホームページ: <http://www.bousai.go.jp/> (閲覧日 : 2020.10.23)