

論文 脆性部材の破壊が RC 造骨組の耐震性能に及ぼす影響

田嶋 和樹^{*1}・河井慎太郎^{*2}, 今井究^{*3}, 白井 伸明^{*4}

要旨: 本研究では脆性部材の破壊が骨組全体の耐震性能に及ぼす影響について解析的に検討した。RC 造骨組のポストピーク挙動を追従可能な解析モデルをファイバーモデルとサブ要素の組み合わせによって構築し、脆性柱の位置、本数および破壊モードをパラメータとした 1 層骨組試験体のプッシュオーバー解析を実施した。その結果、せん断柱に生じる変動軸力やせん断柱が破壊した後の軸力の再分配、せん断柱と曲げ柱の強度寄与率、せん断柱の耐力低下域におけるエネルギー吸収能力が骨組の耐震性能に影響を及ぼすことを確認した。

キーワード: RC 造骨組, せん断破壊, ファイバーモデル, 残余耐震性能, 局所損傷, 全体損傷

1. はじめに

鉄筋コンクリート (以下, RC) 造骨組の損傷評価を行う場合, 局所損傷と全体損傷の関係を適切に評価する必要がある。既往の損傷評価手法¹⁾において, 例えば Park ら²⁾は, 部材の履歴エネルギー吸収量に基づいて部材損傷を重み付けし, 加重平均する方法を提案している。この場合, 損傷程度が著しい部材ほど層の損傷に対して強い影響を及ぼすことになる。一方, Bracci ら³⁾は, 鉛直部材の負担軸力に基づいて部材損傷を重み付けしている。この手法では, 層崩壊に直結する柱の軸力支持能力の喪失を意識しており, より多く軸力を負担する柱の損傷が層の損傷に強く反映される。

このような「局所」と「全体」の関係は, 損傷評価だけでなく, 耐震性能評価においても重要である。耐震診断基準⁴⁾においては, 例えば第 2 次診断では, 鉛直部材を靱性指標 (F 値) に応じて 3 種類に分類し, それぞれ強度指標 (C 値) と F 値との積である E 値を求め, それらの二乗和平方根を求める方法 (靱性型) や, F 値に応じて強度寄与係数を考慮して E 値を求める方法 (強度型) が示されている。しかし, 現行の耐震診断手法では, 前提として脆性部材は破壊と同時に完全に耐力を失うという過度に安全側の仮定を採用しており, 近年では耐震診断法の高度化に向けた取り組み^{5),6)}がある。

このような背景の下, 本研究では, RC 造骨組における局所損傷と全体損傷の関係性を明らかにすることを目的とする。これは, RC 造建物の耐震性能を高精度に予測するための取り組みの 1 つであり, 構造設計段階における耐震性能の予測に貢献する。なお, 既存建物の耐震性能評価においては, 材料劣化や施工状態等を反映さ

せることも重要であり, 今後の課題として低減係数を介して耐震性能に反映する手法の検討が別途必要である。

本報では, RC 造骨組のポストピーク挙動を追従可能な解析モデルを構築し, 脆性柱の位置, 本数および破壊モードをパラメータとした 1 層骨組試験体のプッシュオーバー解析を通じて, 脆性部材の破壊が骨組全体の挙動に及ぼす影響について検討する。

2. 解析モデルの概要

2.1 解析モデルの特徴

本研究の解析モデルはファイバーモデルをベースとしており, さらに Filippou らの研究⁷⁾を参考にして, せん断サブ要素および接合部サブ要素を組み込むことにより柱の非弾性変形挙動のモデル化を行う。なお, 解析には, 数値解析コード OpenSees⁸⁾を用いる。

図-1 に解析モデルの概念図を示す。また, 以下に, 本解析モデルの特徴を示す。

- 曲げモーメントならびに軸力に対する部材の挙動は, ファイバーモデルにおいて, コンクリートと鉄筋の応力度(σ)-ひずみ度(ϵ)関係によって表現する。
- 曲げ耐力に及ぼす変動軸力の影響を自動的に考慮することができる。

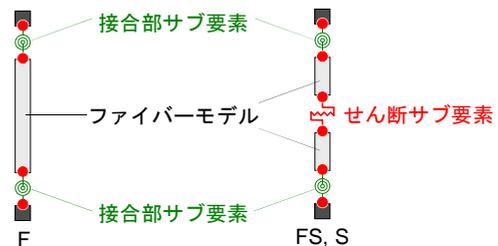


図-1 解析モデルの概念図

*1 日本大学 理工学部建築学科助教 (正会員)

*2 鹿島建設(株)

*3 構造ソフト(株)

*4 日本大学 理工学部建築学科教授 (正会員)

- ・せん断破壊する柱のせん断挙動は、せん断サブ要素（せん断バネ）によって表現する。
- ・せん断サブ要素を設置する際には、部材の破壊モード（曲げ破壊、せん断破壊、曲げ降伏後のせん断破壊）を予め判定する必要がある。
- ・主筋の抜け出しに伴う部材の回転挙動は、接合部サブ要素（回転バネ）によって表現する。

2.2 せん断サブ要素のモデル化

(1) 柱の破壊モードの推定

日本建築学会大会学術講演梗概集ならびに日本コンクリート工学会年次論文集より RC 造柱の実験データベースを作成し、破壊モードの判定法を検討する。表-1 に実験データベースの概要を示す。データベースの破壊モードは、論文の記載内容に従っている。図-2 に試験体の破壊モード別にせん断余裕度を整理する。なお、せん断余裕度は、曲げ終局強度 Q_y に対するせん断終局強度 Q_{su} の比として定義し、 Q_{su} は荒川 min 式により求めた。これより、本研究では以下を目安にして破壊モードを判定する。

$Q_{su}/Q_y \leq 0.8$ せん断破壊 (S 柱)

$0.8 < Q_{su}/Q_y < 1.1$ 曲げ降伏後のせん断破壊 (FS 柱)

$1.1 \leq Q_{su}/Q_y$ 曲げ破壊 (F 柱)

(2) せん断サブ要素に付与する特性

せん断サブ要素の特性は、最大耐力以降の軟化挙動も含めて、せん断力(Q)–せん断変形(δ_s)関係をトリリニア型にモデル化して付与する (図-3)。

① Q – δ_s 関係の単調包絡線の算出

修正圧縮場理論¹⁰⁾に基づいて、鉄筋とコンクリートの材料特性、鉄筋比および作用軸力等からせん断応力度(τ)–せん断ひずみ(γ)関係を求める。なお、ここでは非線形断面解析プログラム Membrane-2000¹¹⁾を用いている。得られた τ – γ 関係にせん断サブ要素がせん断挙動を表現する区間長さを乗じて、 Q – δ_s 関係の単調包絡線を算出する。区間長さは、破壊モードが S の場合、柱高さに等しい。一方、FS の場合はヒンジ領域長さとなり、ここでは柱せい D と等しい範囲を設定する。

② せん断ひび割れ点の算出

以下のせん断ひび割れ強度算出式¹²⁾を利用してせん断ひび割れ点を決定し、せん断ひび割れが発生するまでせん断サブ要素には剛な状態を設定する。ここでは、梁のせん断ひび割れ強度算出式を柱に準用している。

$$\tau_{c \min} = \frac{0.065k_c(500 + \sigma_B)}{\frac{M}{Qd} + 1.7} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (1)$$

ここで、 k_c : 断面寸法による補正係数、 σ_B : コンクリートの圧縮強度(kgf/cm²)、 M/Qd : せん断スパン比 ($M/Qd \geq 3$ の場合は $M/Qd=3$) である。

③ せん断破壊点の算出

破壊モードが FS の場合は、せん断限界状態曲線¹³⁾を適用し、せん断破壊点を決定する。せん断限界状態曲線は、せん断力と水平変位の関係において、柱の応答値との交点によりせん断破壊点を与える。せん断限界状態曲線は次式により定義される。

$$\frac{\Delta_s}{L} = \frac{3}{100} + 4\rho'' - \frac{1}{500} \frac{v}{\sqrt{f'_c}} - \frac{1}{40} \frac{P}{A_g f'_c} \geq \frac{1}{100} \quad (2)$$

ここで、 Δ_s : せん断破壊が生じる時の水平変形(mm)、 L : 柱の長さ(mm)、 ρ'' : 帯筋比、 v : せん断応力度(N/mm²)、 f'_c : コンクリート強度(N/mm²)、 P : 軸力(N)、 A_g : 断面積(mm²)である。なお、 Δ_s は全体変形を表しており、これを直接せん断サブ要素の Q – δ_s 関係に適用することはできない。そこで、図-4 に示す既往の柱実験において整理した柱の変形成分(曲げ: δ_{flex} , せん断: δ_{shear} , 回転: δ_{slip})の計測記録¹⁴⁾を参考にして、せん断破壊発生時 (δ_H

表-1 RC 造柱の実験データベースの概要

	合計	S 柱	FS 柱	F 柱
試験体数	84	54	17	16
軸力比	0~0.66			
せん断スパン比	0.75~3			
コンクリート強度	11.4~36 (N/mm ²)			
引張鉄筋比	0.23~1.98 (%)			
主筋降伏強度	295~423 (N/mm ²)			
帯筋比	0.07~1.07 (%)			
帯筋降伏強度	315~490 (N/mm ²)			

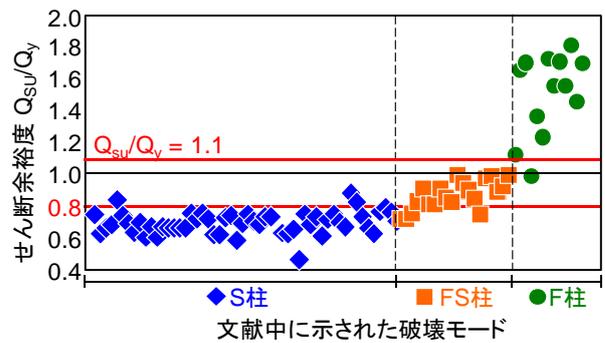


図-2 せん断余裕度と RC 造柱の破壊モード

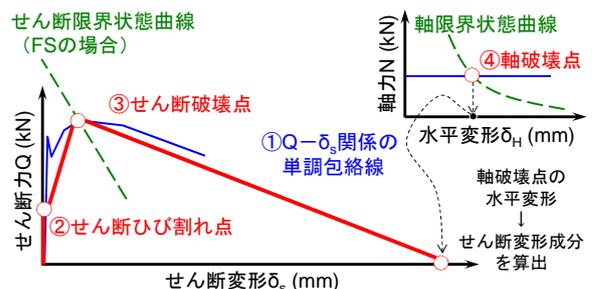


図-3 せん断サブ要素の特性の求め方

=10mm 前後)の全体変形に対するせん断変形成分の割合を25%と設定し、 Δ_s をせん断変形成分に変換した。

一方、破壊モードがSの場合は、全体変形が1/250に達した段階でせん断破壊すると設定し、せん断破壊点を求める。FSの場合と同様、図-4を参考にしてせん断破壊発生時($\delta_H=3\text{mm}$ 前後)の全体変形に対するせん断変形成分の割合を40%と設定し、 $Q-\delta_s$ 関係に適用した。

④ 軸破壊点の算出

せん断破壊点到達後の軟化挙動を表現するために、 $Q-\delta_s$ 関係の終点を設定する。ここでは、柱の軸破壊点を軸限界状態曲線から求め、軸破壊した段階で $Q=0$ となるような終点を仮定する。

軸破壊点は、軸限界状態曲線¹³⁾を適用して決定する。せん断限界状態曲線は、軸力と水平変形の関係において、柱の応答値との交点により軸破壊点を与える。軸限界状態曲線は次式により定義される。

$$\frac{\Delta_a}{L} = \frac{4}{100} \frac{1 + (\tan \theta)^2}{\tan \theta + P \left(\frac{s}{A_{st} f_{yt} d_c \tan \theta} \right)} \quad (3)$$

ここで、 Δ_a :軸破壊が生じる時の水平変形(mm)、 L :柱の長さ(mm)、 θ :臨界ひび割れ角度(65°に仮定)、 s :帯筋間隔(mm)、 A_{st} :帯筋断面積(mm²)、 f_{yt} :帯筋降伏強度(N/mm²)、 d_c :1組の帯筋の中心間距離(mm)である。また、せん断破壊点を求めた場合と同様に、全体変形に対するせん断変形成分の割合を用いて、 Δ_a をせん断変形成分に変換した。なお、軸限界状態曲線は12体の柱試験体のデータのみに基づいている。柱は共通して普通コンクリートで造られ、シアスパン比は4程度である。その他諸条件は文献に譲るが、これら試験体と大きく異なる柱に対して軸限界状態曲線を適用することは適切でない。

2.3 接合部サブ要素のモデル化

接合部サブ要素の特性は、Fillipou⁷⁾によって定式化された降伏前剛性 K_{joint} に基づいてモーメント(M)—回転角(θ)関係をバイリニア型にモデル化して付与する。モデル化の手順は以下の通りである(図-5(a))。

① 曲げひび割れモーメント M_{cr} の算出

次式¹²⁾を利用して、曲げひび割れモーメントを算出する。曲げひび割れ発生まで接合部サブ要素は剛とする。

$$c \sigma_t = 0.56 \sqrt{\sigma_B} \quad (4)$$

ここで、 $c \sigma_t$:コンクリートの曲げ引張強度(N/mm²)、 σ_B :コンクリート強度(N/mm²)である。

② 降伏モーメント M_y の算出

主筋の降伏挙動は、ファイバーモデルでモデル化した鉄筋によって表現されるため、接合部サブ要素では主筋

降伏前の挙動を取り扱う。主筋の降伏モーメント M_y は、RC規準¹²⁾に示されている次式により算出する。

$$M_y = \{g_1 q + 0.5 \eta_0 (1 - \eta_0)\} \sigma_B b D^2 \quad (5)$$

ここで、 $g_1 = j_t / D$ 、 $q = p_t \sigma_y / \sigma_B$ 、 $\eta_0 = N / (b D \sigma_B)$ 、 M_y :降伏モーメント(Nmm)、 σ_B :コンクリート強度(N/mm²)、 b :柱幅(mm)、 D :柱せい(mm)、 j_t :引張圧縮鉄筋重心間距離(mm)、 p_t :引張鉄筋比、 σ_y :主筋降伏強度(N/mm²)。

③ 降伏前剛性の算出

降伏前剛性 K_{joint} は、次式により定義される(図-5(b))。

$$K_{joint} = \frac{M_y}{\theta_y} \quad , \quad \theta_y \approx \frac{s_y}{h} \quad (6)$$

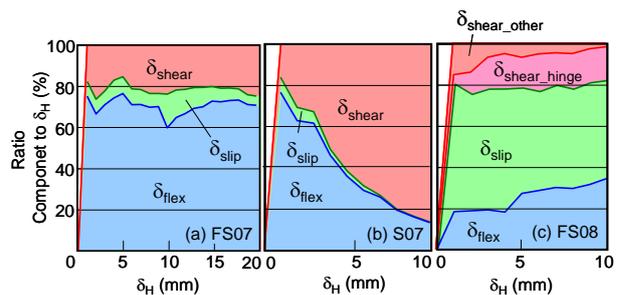
ここで、 θ_y :主筋降伏時に主筋の抜け出しにより生じた回転角(rad)、 s_y :主筋降伏時の主筋の抜け出し量(mm)、 h :主筋間距離(mm)である。 M_y はすでに算出されており、 θ_y は s_y から求められるため、次式⁷⁾により s_y を算出した。

$$s_y = F_y \cdot \frac{2 f_y}{E_s \cdot 4 \pi \cdot \mu \cdot d_b} \quad (7)$$

ここで、 F_y :主筋降伏時に主筋に作用する引張力(N)、 f_y :主筋降伏強度(N/mm²)、 E_s :主筋のヤング係数(N/mm²)、 μ :定着領域の平均付着応力度(N/mm²)、 d_b :主筋径(mm)である。なお、 μ はCEBモデル¹⁵⁾から次式により算出する。式中の1/2は、図-5(b)において仮定した付着応力度の三角形分布と対応させるためのものである。

$$\mu = 2.5 \sqrt{\sigma_B} / 2 \quad (8)$$

ここで、 σ_B :コンクリート強度(N/mm²)である。



FS07: FS柱(2007年実施)、S07:S柱(2007年実施)、FS08:FS柱(2008年実施)。FS07、FS08は同一設計。

図-4 柱の破壊モードと変形成分の割合¹⁴⁾

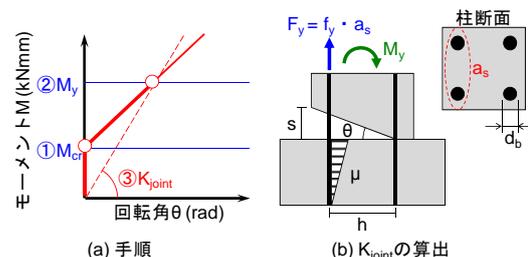


図-5 接合部サブ要素の特性の求め方

3. RC造1層骨組における脆性柱の破壊と骨組の挙動

3.1 解析モデルの構築

(1) 解析対象実験の概要

本研究では、Elwoodら¹³⁾によって行われた1層骨組試験体の振動台実験を対象として解析モデルを構築する。試験体の概要を図-6に示す。中央柱はFS柱、外柱はF柱となるように設計されている。表-2に各柱の Q_{su} 、 Q_y の計算値を示す。表-3にコンクリートと鉄筋の材料特性を示す。梁部分には約23(t)の質量が付加されている。振動台には1985年Chile地震で記録された地震動を縮尺した地震波(最大加速度647.2gal)が入力された。

(2) 解析モデルの概要

図-7に骨組解析モデルを示す。中央柱にはせん断サブ要素と接合部サブ要素を設置し、外柱には接合部サブ要素のみ設置した。梁は剛梁としてモデル化し、端部には接合部サブ要素を設けた。また、基礎は剛体とした。中央柱の断面は9x9のファイバーに分割し、外柱は円形断面を図示したように分割した。

図-8にコンクリートならびに鉄筋の σ - ϵ 関係を示す。コンクリートと鉄筋には、OpenSeesに組み込まれているConcrete01およびSteel02を適用した。コンクリートに関しては、コアコンクリートに対してMander¹⁶⁾の拘束効果を適用した。また、鉄筋に関しては、降伏後の二次勾配を初期剛性の1/1000とした。

(3) 解析モデルの検証

解析モデルの妥当性を確認するために、3本柱骨組の各柱の頭部に自重を付加させた後、動的荷重実験で計測された水平変位を中央柱頭部に作用させて解析を行った。図-9に解析結果を示す。骨組全体の層せん断力-変形角関係および中央柱のせん断力-変形角関係を見ると、解析結果は実験結果と良好な対応を示しており、最大耐力、耐力低下開始点ならびに履歴ループ形状が概ね一致している。これより、解析モデルは妥当性が確認できる。ただし、骨組全体の結果において負側の耐力低下を過小評価している点や、中央柱の結果において負側のせん断破壊点から正側へ移るループの傾向に相違点が見られる等の改善点も確認できる。

3.2 プッシュオーバー解析に基づく検討

図-6に示した骨組をベースにして、脆性柱の位置、本数ならびに破壊モード(S, FS)を変化させた骨組のプッシュオーバー解析を行う。なお、脆性柱の位置および本数の組み合わせは図-10に示す8ケースとした。これらの解析結果に基づいて、脆性柱のポストピーク挙動が骨組の全体挙動に与える影響について検討する。

(1) 脆性柱のせん断破壊点の変化

図-11にFS_Case2とFS_Case3における骨組とFS柱の Q - δ_H 関係を示す。両者の違いはFS柱の位置のみで

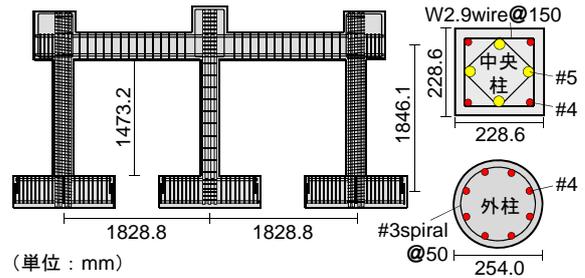


図-6 試験体概要

表-2 各柱の破壊モード判定

	Q_{su} (kN)	Q_y (kN)	Q_{su}/Q_y	判定
中央柱	79.0	70.1	1.08	FS
外柱	112.5	50.1	2.24	F

表-3 コンクリートおよび鉄筋の材料特性

(N/mm ²)	σ_B	E_s	σ_y	E_{ws}	σ_{wy}
中央柱	24.3	199534	479	204016	689
外柱		199603	424	201603	547

σ_B : コンクリート強度, E_s : 主筋ヤング係数, σ_y : 主筋降伏強度, E_{ws} : 帯筋ヤング係数, σ_{wy} : 帯筋降伏強度

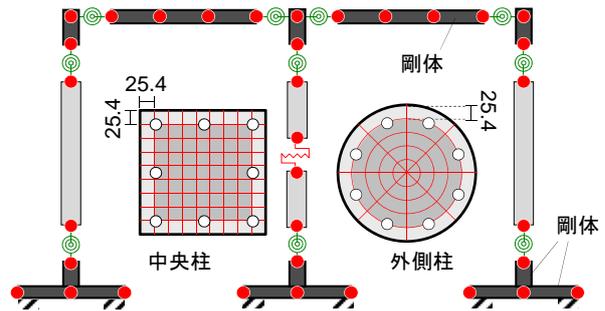


図-7 骨組解析モデル

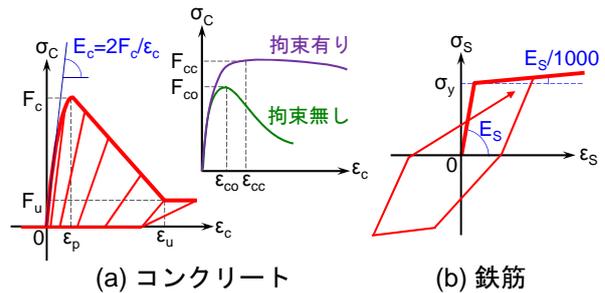


図-8 コンクリートおよび鉄筋の σ - ϵ 関係

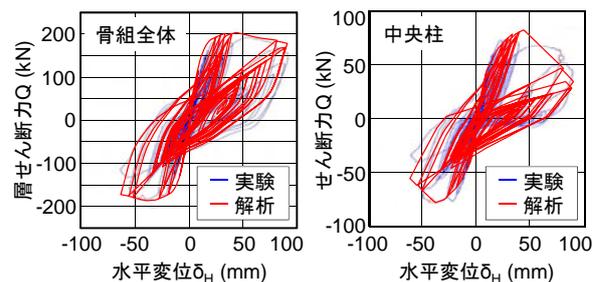


図-9 解析結果

あるが、圧縮側に脆性柱が位置する FS_Case3 の方が早く耐力低下が始まった。同様の傾向は、S_Case2 と S_Case3 の比較においては確認されなかった。したがって、骨組に生じる変動軸力が FS 柱の曲げ・回転変形性能に影響を及ぼしたと考えられる。

(2) 脆性部材と骨組の耐力低下

図-12 に FS_Case1 における骨組の $Q-\delta_H$ 関係ならびに各柱の負担軸力の推移を示す。FS_Case1 においては、脆性柱がせん断破壊点に達すると同時に骨組の耐力低下が開始している。その後、周辺の曲げ柱の負担せん断力が増大しており、最終的に脆性柱の水平耐力(79kN)が消失した段階において、骨組の耐力低下量は脆性柱の水平耐力の6割程度にとどまった。これは、FS 柱である中央柱がせん断破壊し始めると同時に中央柱の負担軸力が外柱に再分配されたことに起因しており、このような挙動は既往の研究¹⁷⁾においても確認されている。

図-13 に S_Case1 における骨組と各柱の $Q-\delta_H$ 関係および耐震診断基準の仮定に基づく骨組の $Q-\delta_H$ 関係を示す。S 柱の場合、 $\delta_H=2.1\text{mm}$ でせん断破壊が生じるため、F 柱の水平耐力が発揮される前に耐力低下が始まる。このような強度寄与率の違いにより、骨組の $Q-\delta_H$ 関係においては、脆性柱がせん断破壊した後、F 柱の水平耐力が発揮されるにつれて耐力が上昇する傾向を示した。耐震診断基準では、脆性部材は破壊と同時に完全に耐力を失うという安全側の仮定に基づいて骨組の性能を評価する。そのため、このような耐力上昇傾向を考慮しておらず、最大耐力を約 25kN 過小評価した。

(3) 骨組の残余耐震性能

高橋らの研究¹⁸⁾を参考にして、解析結果に基づいて被災度区分判定基準¹⁹⁾における耐震性能残存率 R を求め、脆性柱のポストピーク挙動の考慮の有無が R に及ぼす影響について確認する。 R は次式により求める。

$$R = \frac{dI_S}{I_S} = \sum(\eta \times \beta) = \sum\left(\frac{E_r}{\sum E_{\max i}}\right) \quad (10)$$

ここで、 I_S : 被災前の耐震性能指標、 dI_S : 被災後の耐震性能指標、 η : 耐震性能低減係数、 β : 寄与度、 E_r : 残存エネルギー吸収能力、 $E_{\max i}$: 各部材のエネルギー吸収能力である。 E_r および $E_{\max i}$ の算出にあたっては、曲げ柱の終局をコアコンクリート圧壊時点とした。この時の変形角は 1/10 程度である。また、脆性柱の終局は①せん断破壊点および②水平耐力消失時点の2通りを設定し、前者により得られる R を $R_{\text{診断}}$ 、後者を $R_{\text{解析}}$ とする。なお、層間変形角 1/200 (使用限界)、1/100 (修復限界) および 1/50 (安全限界) の時点において R を評価する。

図-14 に各種限界状態における $R_{\text{診断}}/R_{\text{解析}}$ 値として、Case1,4,6,7 の結果を抜粋して示す。Case1 の場合、 $R_{\text{診断}}$

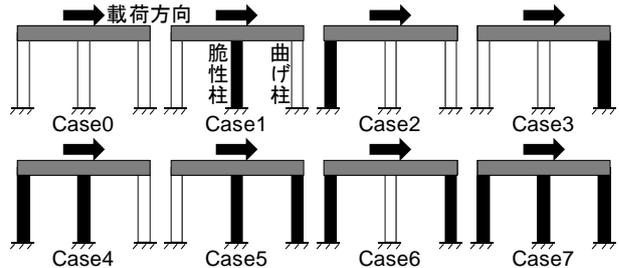


図-10 脆性柱の位置および本数の設定

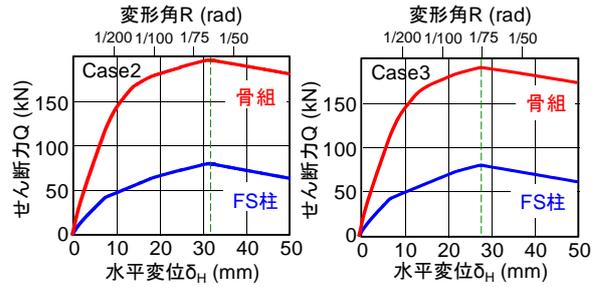


図-11 $Q-\delta_H$ 関係 (FS_Case2, 3)

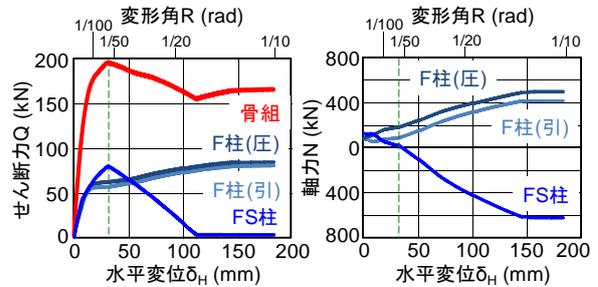


図-12 $Q-\delta_H$ 関係と負担軸力の推移 (FS_Case1)

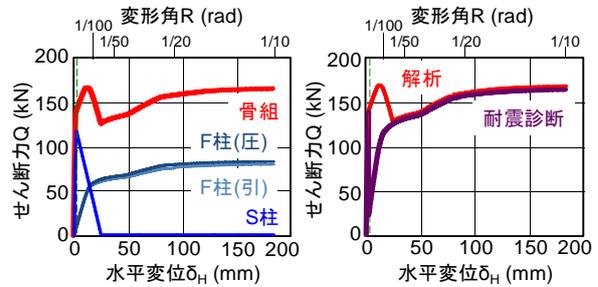


図-13 $Q-\delta_H$ 関係 (S_Case1)

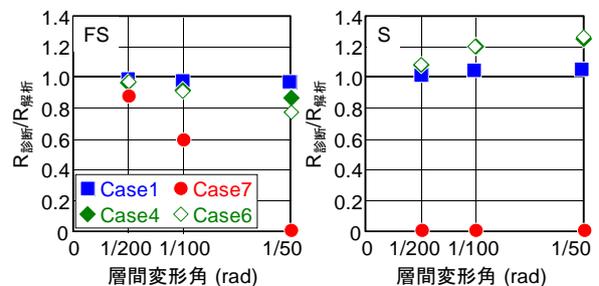


図-14 各種限界状態における $R_{\text{診断}}/R_{\text{解析}}$

$R_{\text{解析}}$ はいずれも 1.0 に近い値を示した。Case2,3 においても同様の傾向が確認された。これより、脆性柱が 1 本の場合、骨組全体に及ぼす影響は他の 2 本の F 柱に比べて小さいと考えられる。Case4,6 の場合、層間変形角の増

大に伴い $R_{\text{診断}}$ と $R_{\text{解析}}$ に差が生じた。その傾向は FS シリーズの場合 $R_{\text{診断}} < R_{\text{解析}}$ 、S シリーズの場合 $R_{\text{診断}} > R_{\text{解析}}$ となった。FS シリーズの場合、FS 柱は F 柱の 5 割程度のエネルギー吸収能力を保有しており、その内 6 割超が耐力低下領域に発揮される。耐震診断基準の仮定ではこの FS 柱のエネルギー吸収能力を無視することになるため、安全限界時に $R_{\text{診断}}$ の方が $R_{\text{解析}}$ を 2 割程度下回る結果となった。また、Case4 と Case6 で傾向が異なるように、脆性柱の位置の影響も現れる。一方、S シリーズの場合、早期に S 柱がせん断破壊して水平耐力を消失し、各種限界状態に達する段階では E_r がほぼ 0 に等しい。したがって、設定した各種限界状態において R を算定する際には、曲げ柱の E_r の影響が強く表れる。そのため、 ΣE_{maxi} が少なく仮定される $R_{\text{診断}}$ の方が $R_{\text{解析}}$ を上回ることになり、安全限界時には 2 割程度上回る結果となった。脆性柱のみで骨組を構成する Case7 の場合、せん断柱のエネルギー吸収能力が R の値を左右するため、必然的に $R_{\text{診断}}$ と $R_{\text{解析}}$ の差は大きくなる。S シリーズでは、1/200 以前にせん断破壊が生じるため、 $R_{\text{診断}}=0$ となる。

4. まとめ

- (1) FS 柱を含む骨組では、外柱に生じる変動軸力や脆性部材が破壊した後の軸力の再分配によって、骨組の耐力低下開始点や耐力低下量が変化する。
- (2) せん断柱を含む骨組では、せん断柱と曲げ柱の強度寄与率が大きく異なる。そのため、耐震診断の仮定に基づいて骨組の性能を評価すると、骨組の耐力を過小評価する場合がある。
- (3) せん断柱と曲げ柱が混在する骨組の残余耐震性能を部材のエネルギー吸収能力に基づいて評価する場合、脆性柱のエネルギー吸収能力を無視すると安全限界時に 2 割程度過小あるいは過大評価する場合がある。

参考文献

- 1) 田嶋和樹：鉄筋コンクリート構造物全体を対象とした地震損傷評価に関する研究の動向，コンクリート工学，Vol.46，No.2，pp.77-82，2008.2
- 2) Park, Y.-J., Ang, A.H.-S. and Wen, Y.K.: Seismic Damage Analysis of Reinforced Concrete Buildings, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.111, No.4, pp.740-757, 1985.4
- 3) Bracci, J.M., Reinhorn, A.M., Mander, J.B. and Kunnath, S.K.: Deterministic model for seismic damage evaluation of RC structures, Technical Report NCEER-89-0033, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York, 1989
- 4) 日本建築防災協会：2001 年改訂版既存鉄筋コンクリート建築物の耐震診断基準・同解説，2001.10
- 5) 向井智久，斉藤大樹，福山洋，衣笠秀行：脆性柱を有する RC 造架構の構造性能評価に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.125-128，2008.9
- 6) 福山洋 他：脆性部材を有する RC 造架構の構造性能評価に関する実験（その 1～8），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.807-822，2011.8
- 7) Filippou F.C. : Nonlinear Static and Dynamic Analysis of Reinforced Concrete Subassemblages, UBC/EERC-92/8
- 8) Open System for Earthquake Engineering Simulation - HomePage, <http://opensees.berkeley.edu/>
- 9) 尾崎英介，今井究，田嶋和樹，白井伸明：曲げ降伏後にせん断破壊する RC 柱の非弾性挙動をシミュレートする改良ファイバーモデルの構築，コンクリート工学年次論文集，Vol.31，No.2，pp.121-126，2009
- 10) Vecchio F. J., Collins M. P. : The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear, ACI Journal, 1986
- 11) Membrane-2012
<http://www.ecf.utoronto.ca/~bentz/m2k.htm>
- 12) 日本建築学会：鉄筋コンクリート計算規準・同解説，2010
- 13) Elwood K. J. and Moehle J. P. : Shake Table Tests and Analytical Studies on the Gravity Load Collapse of Reinforced Concrete Frames, PEER-2003/01, 2003.11
- 14) K. Tajima, N. Shirai, E.Ozaki, K.Imai : FE Modeling and Fiber Modeling for RC Column failing in Shear after Flexural Yielding, Computational Modelling of Concrete Structures, Proceedings of Euro-C 2010, pp. 737-748, 2010
- 15) CEB: CEB - FIP MODEL CODE 1990 DESIGN CODE, Thomas Telford Service Ltd, 1993
- 16) J.B.Mander: Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, Journal of Structural Engineering, Vol.114, No.8, pp.1804-1826, 1988.8
- 17) 高橋直紀，向井智久，衣笠秀行，福山洋：脆性部材および剛梁からなる RC 造架構の負担軸力の評価，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.824-825，2011.8
- 18) 高橋香菜子，三浦耕太，松川和人，前田匡樹：せん断部材と曲げ部材が混在する RC 造架構の耐震性能評価に関する研究，日本建築学会東北支部研究報告集，構造系，No.74，pp.1-4，2011.06
- 19) 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