

論文 セン断破壊する鉄筋コンクリート柱の靱性指標の算定方法に関する研究

渋谷 克彦^{*1}・芳村 学^{*2}・中村 孝也^{*3}

要旨：現行の耐震診断基準においては、せん断型鉄筋コンクリート柱の靱性指標 F の算定方法を根拠づける明確なロジックがない。そこで本論では、実験結果と地震応答解析を基にせん断型鉄筋コンクリート柱の F 値を論理的に算定する方法論を構築し、その適用結果を示すことを試みた。検討の結果、横補強筋比 P_w 、主筋比 P_g 、軸力比 η といった柱の諸元から、地震応答を考慮した F 値を推定することが可能であることを示した。

キーワード：鉄筋コンクリート、せん断破壊、靱性指標、地震応答解析

1. はじめに

現行の耐震診断基準における柱の靱性指標 F の算定は、破壊モードが曲げ型のものとせん断型のものに分類した上で、それぞれ異なった方法で行われている。曲げ型の柱の算定方法は、地震応答と結び付けて論理的に組み立てられたものであるのに対して、せん断型の柱に関してはその算定方法を根拠づける明確なロジックがない。つまり、クリアスパン比が2よりも大きいもの(せん断柱)とクリアスパン比が2以下のもの(極脆性柱)に分類した上で、せん断柱の F 値は1.0～1.27という狭い範囲に限定し、特に靱性が低い極脆性柱の F 値は0.8という一律の値とする¹⁾、という便宜的な方法である。

しかしながら現実には、せん断型の柱からなる既存RC建物について、同等の I_s 値(文献1)における構造耐震指標)であっても地震被害の程度は大きく異なることが知られている。これは I_s 値を決定する因子の一つである F 値の算定を、上記のように狭い範囲に限定していることが原因の一つと考えられる。また、柱の最大強度以降の挙動が考慮されていないこと、 F 値が地震応答と結び付けて算定されているのではないこと、など、現行のせん断型の柱の F 値の算定方法には検討すべき点が多い。

本研究の目的は、これらのことを踏まえながら、せん断型の柱の F 値を論理的に算定する方法論と、その適用結果を示すことである。このようにして求めた F 値を以後便宜的に、 F' 値と呼ぶ。なお、本研究は、せん断柱を対象とした既往研究²⁾の継続研究であり、ここでは、せん断柱と極脆性柱を統一的に扱う。

2. F' 値算定方針

2.1 基本方針

診断基準によれば、 F 値は「保有する変形性能を地震応答と結び付けて表した指標である」と定義した上で、

その算定方針として、1)構造物の限界変形の大きさと塑性域におけるエネルギー吸収能力を破壊形式に応じて評価する、2)靱性指標 F と強度指標 C の組み合わせで同じ E_o 値(文献1)における保有性能基本指標)が得られる二つの建物が同じ地震動を受けたときには、共にその構造物の限界変形に対して同程度の応答変位が生じる、という二点を挙げている。

しかし前述したとおり、現行のせん断型の柱の F 値算定においては、この本来の定義や一連の算定方針が活かされていない。本研究における F' 値の算定は、上記の診断基準で挙げられている F 値の定義、及び算定方針1)、2)に従って行うこととする。

2.2 最大強度以降の挙動

算定方針1)に関して、診断基準作成当時は、せん断型の柱の最大強度以降の挙動について不明であったため塑性域におけるエネルギーの吸収能力を考慮して F 値を算定することができなかったが、現在ではせん断型の柱の崩壊までの挙動について一応の研究がなされている。つまり、既往の研究³⁾において、横補強筋比 P_w 、主筋比 P_g 、軸力比 η をパラメータとして、せん断型の柱の崩壊部材角 R_u を予測する推定式が、(1)式のように提案されている。

$$R_u[\%] = 62.2 \cdot P_w - 51.9 \cdot \eta + 6.07 \cdot P_g - 9.91 \geq 1.5 \quad (1)$$

また文献[3]では、上記推定式から求まる崩壊部材角 R_u を基に、崩壊までの荷重変形関係推定式も併せて提案されている。これらの成果を使用することによって、最大強度以降崩壊に至るまでの柱の挙動を考慮することが可能となる。なお、(1)式の適用範囲は、せん断余裕度： $0.49 \sim 0.73$ 、 P_w ： $0.11\% \sim 0.21\%$ 、 P_g ： $1.69\% \sim 2.65\%$ 、 η ： $0.18 \sim 0.35$ 、クリアスパン比 h_o/D (h_o と D は内のり寸法と断面せい)： $2 \sim 4$ 、である。よって本研究における検討対象も、この適用範囲内に当てはまる柱のみとなる。

*1 (株)大林組 修士(工学)

*2 首都大学東京大学院 都市環境科学研究科建築学域教授 工博(正会員)

*3 首都大学東京大学院 都市環境科学研究科建築学域助教 博士(工学)(正会員)

2.3 クライテリアの設定

本研究では形状指標（文献1）において建物の形状等によりEo値を修正する指標）と経年指標（文献1）において建物の経年変化によりEo値を修正する指標）を常に1.0と設定する。これにより、前述の診断基準のF値の算定方針2)において、Eo値はIs値に等しくなる。よって算定方針2)は、「Is値が同じである建物が同じ地震動から受ける被害の程度は同じである」ということになる。この記述に関連して、「基準となるIs値」を0.6、「地震動の大きさ」を最大速度50cm/s、「被害の程度」を崩壊危険率30%(崩壊危険率とは崩壊変形に対する地震時に生じる最大応答の割合である。本稿では被害の程度を表すのにこの崩壊危険率を用いる)と設定した。すなわち、「Is値が0.6の建物が最大速度50cm/sの地震動を受けたときに、崩壊危険率30%の被害を受ける」という設定である。なお、崩壊危険率30%は特段の根拠を持って定めたものではない。妥当性を持つと考えられる範囲のなかの値のひとつとして定めたものである。従って、この値が変わると算定されるF'値も当然影響を受ける。このことに留意する必要がある。

このような設定をした上で、いくつかの地震動に対してC値をパラメータとした地震応答解析を行い、崩壊危険率30%を超えないために必要なC値(これを必要C値と呼ぶ)を求める。クライテリアとして設定した「0.6というIs値」=必要C値・F'値の関係より、F'値を求めるのである。これらの計算の流れについては、4章にて詳しく述べる。

3. 解析概要

3.1 解析モデル

解析対象となる建物モデルのイメージを図-1に示す。解析対象とするのはRC3層建物であり、各層とも同一の断面を持つ柱のみによって構成されるものとする。各層階高は3600mm、各層重量は753kN(1.2tf/m²×8m×8mの重量に相当する)と仮定した。

解析モデルのパラメータとなるのはクリアスパン比ho/D、崩壊部材角Ru、入力地震動の三つである。その概要を以下に述べる。

1)クリアスパン比ho/D：解析対象となる建物モデルを構成する柱のイメージを、ho/D=2の場合について図-2に示す。柱断面寸法は600mm×600mmで全モデル共通とし、柱以外の腰壁や垂れ壁の部分は剛域と仮定する。クリアスパン比は2, 3, 4の3種を想定し、それぞれの内法高さを1200mm, 1800mm, 2400mmとする。図-2に示すのはクリアスパン比が2の柱のイメージであり、クリアスパン比が3や4のものは内法高さが変化する。

2)崩壊部材角Ru：クリアスパン比が2, 3, 4のそれぞれ

のモデルごとに、Ruを変化させて解析を行った。解析範囲はRu=1.5%~9.0%である。前述の(1)式において、軸力比ηを0.2に固定し、主筋比Pgと横補強筋比Pwを適用範囲内で変化させると、算出されるRuの範囲は1.5%~8.9%となる。このことからRuの範囲を1.5%~9.0%と定め、その区間を1.5%刻みに計6種のモデルについての検討を行うこととした。ところで、Ruとは崩壊変形を部材角で表したものであるが、以降において、議論をわかりやすくするためにRuを層間変形角のレベルに換算した崩壊層間

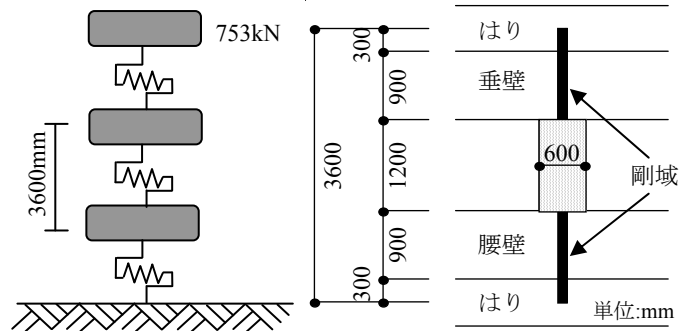


図-1 建物モデル

図-2 柱イメージ (ho/D=2)

表-1 崩壊層間変形角 sRu

ho/D	階高	内法高さ	sRu換算式	解析範囲(sRu)
2	3600mm	1200mm	1/3・Ru	0.5%~3.0%
3		1800mm	1/2・Ru	0.75%~4.5%
4		2400mm	2/3・Ru	1.0%~6.0%

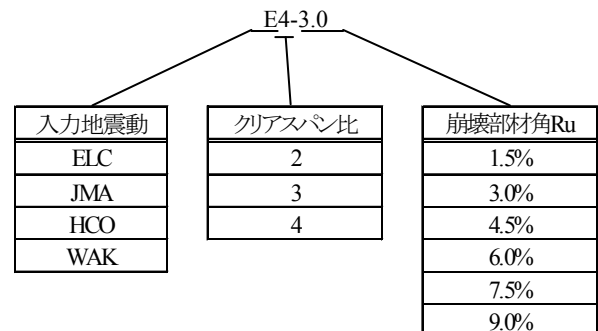


図-3 解析モデル名称

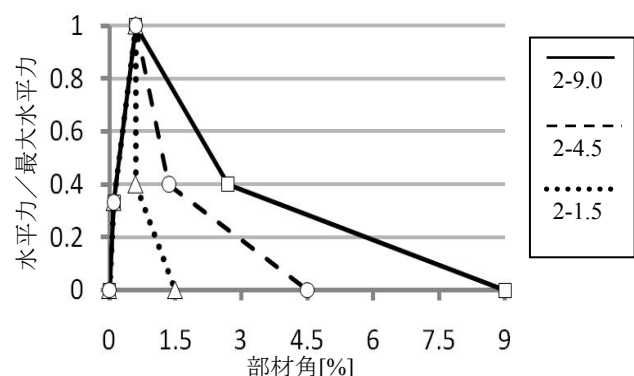


図-4 スケルトンカーブ

変形角 sRu を用いることがある。表-1に示すように、階高と内法高さの関係から、クリアスパン比が2の場合は $sRu=1/3 \cdot Ru$ 、3の場合は $sRu=1/2 \cdot Ru$ 、4の場合は $sRu=2/3 \cdot Ru$ と換算される。

3)入力地震動：入力地震動は、El Centro NS波(ELC, 1940年Imperial Valley地震, 最大速度34cm/s), 神戸海洋気象台NS波(JMA, 1995年兵庫県南部地震, 最大速度83cm/s), 八戸市役所NS波(HCO, 1994年三陸はるか沖地震, 最大速度29.2cm/s), 涌谷町EW波(WAK, 2003年宮城県北部の地震, 最大速度45.1cm/s)の4種とした。「地震動の大きさ」を最大速度50cm/sと設定しているの、これら4つの地震動を最大速度が50cm/sとなるように基準化して入力した。

以上三つのパラメータより、解析モデルの名称を図-3のように定めた。モデル名は左から入力地震動のインシヤル、クリアスパン比、崩壊部材角を示している。また「4-3.0」のように表記する場合もあるが、これは地震動には関係なく、クリアスパン比が4で、崩壊部材角が3.0のモデルを示す。また、「E4」のように表記する場合もあるが、これはELCで、クリアスパン比が4のモデルを示す。

これらすべてのモデルに対して、C値を0.2~1.0の範囲を0.01刻みで変化させて、地震応答解析を行う。減衰は初期剛性比例型とし、減衰定数は2%とした。各層の初期剛性は、 $C=0.4$ のときの一次固有周期を0.216秒(建物高さ[m] $\times 0.02$)としてそのときの初期剛性を決定し、それを基準として他の場合の初期剛性はC値に比例させて

定めた。ここで、建物全体にわたって単一の柱で構成されているため、各層の初期剛性や強度は同一となる。なお以上の仮定の結果として、地震応答においては1層の応答変形が最大となった。

3.2 スケルトンカーブ

解析で使用するモデルの一例として、2-1.5, 2-4.5, 2-9.0の場合のスケルトンカーブを図-4に示す。その詳細は以下の通りである。

- 1) スケルトンカーブは、原点から崩壊点までの間に以下のような3折れ点を設けた4折れ線からなる。
- 2) 第1折れ点：せん断ひび割れ点。第1折れ点強度は最大強度の1/3とした。この強度と初期剛性から、第1折れ点変形が定まる。
- 3) 第2折れ点：せん断破壊点。よって第2折れ点強度は柱の最大強度である。第2折れ点変形は、診断基準においてせん断終局変形がせん断柱の場合層間変形角1/250, 極脆性柱の場合1/500と設定されているので、これに従った(図-4の場合、部材角にして0.6%)。
- 4) 第3折れ点：せん断破壊点を過ぎた直後は急激に耐力が低下するが、ある程度耐力が低下するとその度合いが緩やかになる。第3折れ点はその中間点として設けた点である。第3折れ点強度は最大強度の40%, 第3折れ点変形は崩壊変形の30%とした。ここで、崩壊部材角が低く設定されたモデルでは、第3折れ点変形が第2折れ点変形を下回ってしまうことがある。このような場合、第3折れ点変形は第2折れ点変形と同一とした。

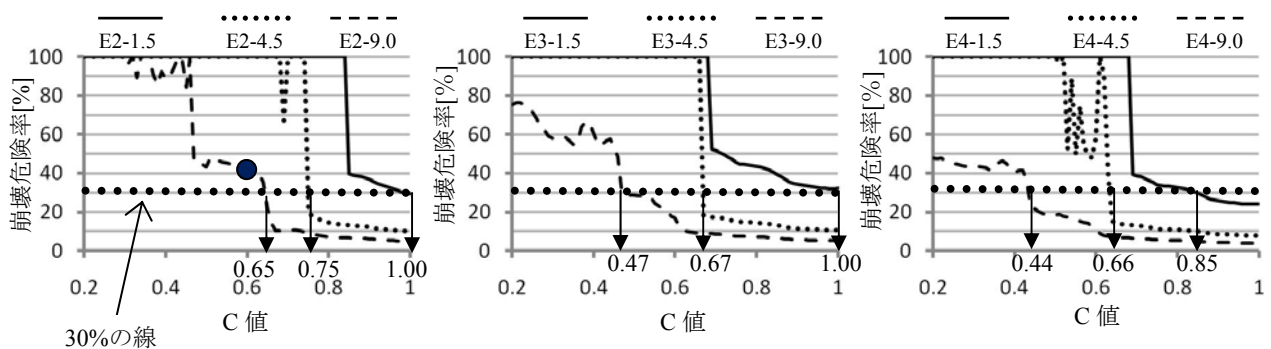


図-5 崩壊危険率-C値関係

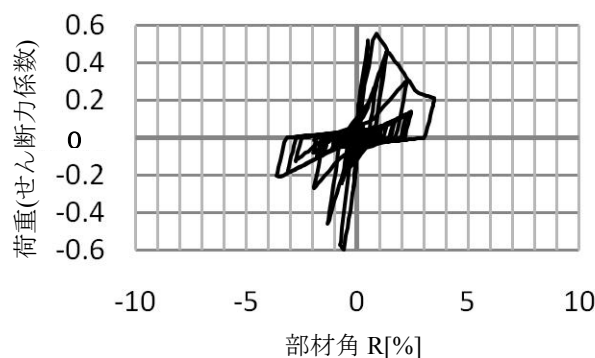


図-6 荷重変形関係(E2-9.0, C=0.6)

4. 解析結果・考察

4.1 解析結果

(1) 必要C値

以上の設定のもとに地震応答解析を行った。図-5に

解析結果の一例として、E2, E3, E4シリーズで崩壊部材角が1.5%, 4.5%, 9.0%の場合の崩壊危険率とC値の関係を示す。クライテリアとして設定した崩壊危険率30%のラインを最大応答が超えないために必要となるC値が、

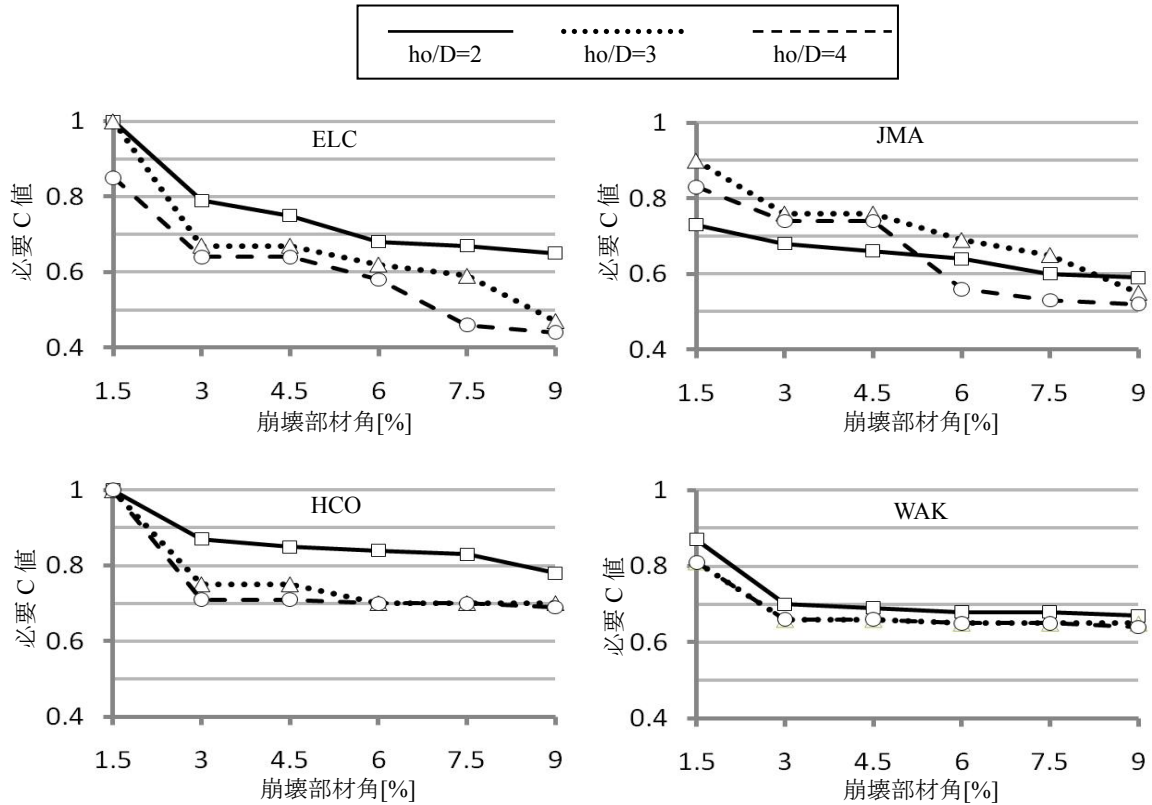


図-7 必要C値

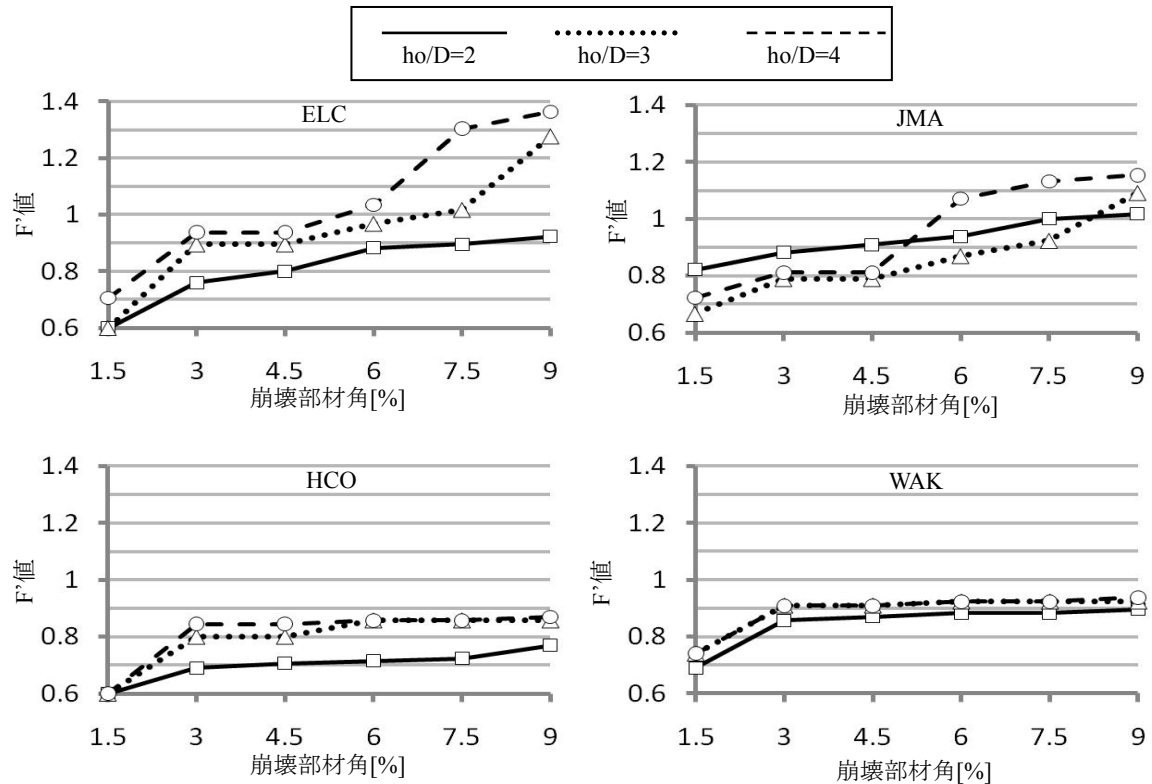


図-8 F' 値

表 2 F' 値の変動

	クリアスパン比	入力地震動				平均値
		ELC	JMA	HCO	WAK	
	2	0.60~0.92	0.82~1.02	0.60~0.77	0.69~0.90	0.68~0.90
	3	0.60~1.28	0.67~1.09	0.60~0.86	0.74~0.92	0.65~1.04
	4	0.71~1.36	0.72~1.15	0.60~0.87	0.74~0.94	0.69~1.08

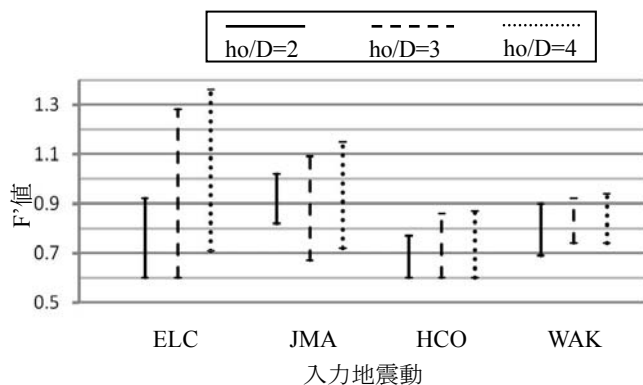
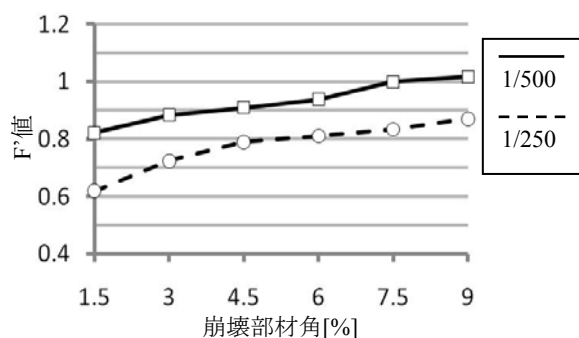


図-9 F'値の変動

図-11 第2折れ点変形の設定とF'値の関係
(クリアスパン比=2, JMA)

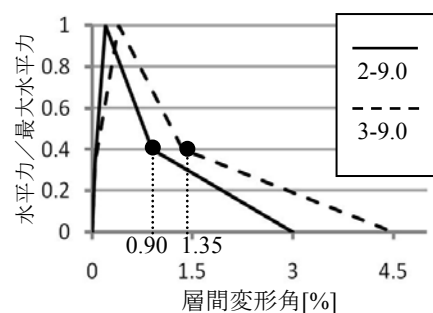
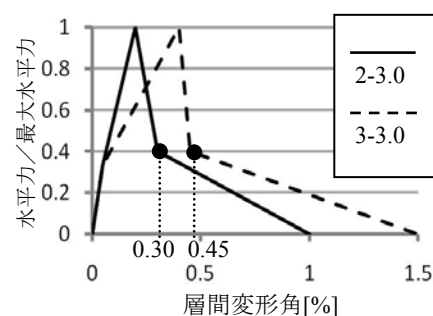
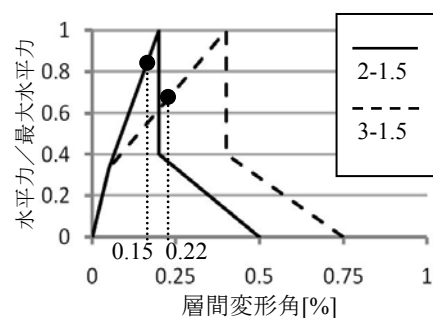
必要C値となる。例えばE4-1.5の必要C値は0.85, E4-4.5では0.66, E4-9.0では0.44となる。

また、荷重変形関係の一例を図-6に示す。E2-9.0でC=0.6のとき(図-5の中で●によって示される点)の荷重変形関係である。図-5よりそのときの崩壊危険率が40%であることがわかり、また図-6より、最大応答が-3.6%であるので崩壊部材角9%に対する比は40%であることが見てとれる。

こうして得られた必要C値を、入力地震動ごとに図-7にまとめて示す。E2-1.5, E3-1.5, H2-1.5, H3-1.5, H4-1.5に関しては、C値を解析範囲の上限値である1.0としても崩壊危険率30%以内の応答に収まらなかったもので、差し当たり必要C値を1.0としておく。

(2) F' 値の算定

次に、このようにして得られた必要C値からF'値を算定する。繰り返しになるが、形状指標と経年指標を1.0と設定しているの、基準となるIs値=必要C値・F'値である。またIs値を0.6と設定しているの、F'値=0.6/必要C値となる。

図-10 第2折れ点変形の設定による
スケルトンカーブの相違

このようにして求めたF'値を、入力地震動ごとに図-8に示す。前述した必要C値が1.0を上回った5つの場合に関しては、便宜的に必要C値を1.0として計算したためF'値は0.6となっているが、実際のF'値は0.6より低い値である。

4.2 考察

(1) F' 値と崩壊部材角Ru, クリアスパン比との関係

現行診断基準におけるせん断型の柱のF値は、せん断柱では1.0~1.27という狭い範囲に限定され、極脆性柱では0.8となる。しかし、図-8より、崩壊部材角Ruが大きいほどF'値が高くなっている。つまり、本研究の方法によれば、柱の変形能力に合わせてF'値を定めることができる。また、JMAを除いては、クリアスパン比が大きいほどF'値が大きくなっている。しかし、JMAの場合は、特にRuが小さいときに、それとは異なる傾向が見られる。例えばJ2-1.5のF'値は0.82であり、J4-1.5の場合の0.72を上回るものであった。このような結果になる理由については、4.2(2)節で詳しく述べる。

Ruを1.5%~9.0%まで変化させることによるF'値の変

動を、各クリアスパンについて表-2及び図-9に示す。各Ru毎に4波の地震動での結果を平均すると、クリアスパン比が2のときのF'値は0.68~0.90（最小値と最大値はそれぞれRu=1.5%と9.0%に対応、以下同じ）、クリアスパン比が3のときは0.65~1.04、クリアスパン比が4のときは0.69~1.08、の幅を持っており、診断基準での靱性指標の範囲よりかなり広いことがわかる。また、図-9よりクリアスパン比が2の場合は、その他のモデルと比較して、Ruの変化に伴うF'値の変動の幅が小さい傾向にある。具体的には、ELCを入力した場合、クリアスパン比が2のものの変動幅が0.60~0.92であるのに対し、クリアスパン比が3のものの変動幅は0.60~1.28であり、クリアスパン比が4のものの変動幅は0.71~1.36である。クリアスパン比が3の場合と4の場合ではそれほど違いは見られないが、クリアスパン比が2の場合は顕著に異なっていることがわかる。

(2) 第2折れ点変形の設定に関する考察

前述の通り、JMAの場合において（この場合のみであるが）、クリアスパン比が2のモデルのF'値が、クリアスパン比が3や4のモデルのF'値を上回ることがあった。そしてこの傾向は、崩壊変形が小さな場合に顕著に見受けられた。

このような逆転現象は、設定したスケルトンカーブの第2折れ点変形の定め方に原因があると考えられる。診断基準の規定に従い、クリアスパン比が3、4のモデルでは第2折れ点変形を層間変形角1/250としたが、クリアスパン比が2のモデルのみ第2折れ点変形を層間変形角1/500と設定した。このことにより、第1折れ点から第2折れ点にかけての剛性に大きな差が生じ、それが応答に影響を与えたものと思われる。

図-10に2-1.5と3-1.5、2-3.0と3-3.0、2-9.0と3-9.0のスケルトンカーブの比較を示す。黒丸がそれぞれのモデルの許容変形点（崩壊危険率30%）であるが、Ruが3.0%、9.0%の場合許容変形点は第2折れ点以降であるが（第3折れ点に一致）、Ruが1.5%の場合のみ許容変形点が第2折れ点以前となり、第1折れ点から第2折れ点への剛性の違いが応答を決定する上で支配的な要素になっているものと考えられる。クリアスパン比が2の場合のF'値が高く算出される傾向がRuが小さい場合に見られたのは、以上のようなことが関係していると考えられる。

検証のために、クリアスパン比が2の場合でも第2折れ点変形を1/250としたものと、初期設定の通り1/500としたもので、それぞれF'値を求め、その結果を比較した。JMAを入力した場合の結果を図-11に示す。第2折れ点を1/250としたものの方が低いF'値であることが見て取れる。このことから、第2折れ点変形の設定が、

柱の応答に大きな影響を与えるということがわかる。なお、以上の結果の理由であるが、第2折れ点を1/250とした場合のほうが、第2剛性が下がることにより応答変形が大きくなり、結果としてF'値が高く評価されるのである。

5. まとめ

せん断型の柱のF値を論理的に求める方法論とその適用結果を示した。F'値は、診断基準によるF値の算定方針を参考にした上で、地震応答解析をすることで算定したものである。本研究から明らかになったことを以下にまとめる。

1) 横補強筋比Pw、主筋比Pg、軸力比 η といった柱の諸元から崩壊部材角Ruを推定するという既往研究を元に、F'値を算定した。このことは柱の諸元からF値を推定することが可能であることを示している。ここで求めたF'値は、柱の変形能力と相関性を持つものであり、Ruが大きくなるほどF'値は大きく評価されている。また本方法によれば、極脆性柱とせん断柱の区別なくF'値を評価することができる。

2) クリアスパン比を2、3、4、Ruを1.5%~9.0%の範囲の値としたモデルに対し地震応答解析を行い、F'値を求めた。入力地震動4波によって求められたF'値を平均すると、クリアスパン比が2のものでは0.68~0.90、クリアスパン比が3のものでは0.65~1.04、クリアスパン比が4のものでは0.69~1.08となり、診断基準での靱性指標の範囲よりかなり広いものであった。また、全体としてはクリアスパン比が大きいほどF'値も大きくなった。しかし、Ruの小さい場合の一部で、クリアスパン比が2のモデルのF'値がクリアスパン比が3や4のモデルのF'値よりも大きくなるがあった。これについては、診断基準に従って極脆性柱のみ第2折れ点変形を層間変形角1/500としたことが原因と考えられる。今後の改善点としたい。

参考文献

- 1) 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診断基準・同解説、2001
- 2) 上野裕美子、芳村学：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準における「せん断柱」の靱性指標再評価に関する一考察、日本建築学会構造系論文集、第609号、pp.155-163、2006
- 3) 芳村学、高稻宣和：崩壊変形を含むコンクリート柱の荷重低下域における挙動の定式化、日本建築学会構造系論文集、第587号、pp.163-171、2001