既存低層鉄筋コンクリート建物の I_s 値と倒壊の関係

— 診断基準における「せん断柱」からなる建物を対象として —

RELATIONS BETWEEN SEISMIC CAPACITY INDEX, I_s , AND COLLAPSE
FOR EXISTING LOW-RISE R/C BUILDINGS

— Study on cases with “Shear column” prescribed by standard for seismic evaluation —

芳村 学*, 上野 裕美子**, 中村 孝也***

Manabu YOSHIMURA, Yumiko UENO and Takaya NAKAMURA

Seismic performance of existing RC buildings is evaluated by computing seismic capacity index, I_s , using the Standard for Seismic Evaluation of Existing Buildings. Old buildings constructed before 1971, which are mostly composed of “Shear Column” prescribed by the Standard for Seismic Evaluation, are in danger of suffering heavy damages in the event of severe earthquakes. It is deemed an important research subject from the viewpoint of life safety to study on how much value of I_s is required for those buildings so that they can escape collapse. This paper is intended to do it for various model buildings consisting of a single type of “Shear Column” whose structural performance until collapse is diverse. For this purpose dynamic analyses are conducted for ground motions with a design level, and maximum and residual interstory drifts are computed. The effect of aftershocks is also examined.

Keywords: Reinforced concrete building, Seismic capacity index, Collapse, Dynamic analysis

鉄筋コンクリート建物, 構造耐震指標, 倒壊, 地震応答解析

1. はじめに

既存低層鉄筋コンクリート (RC) 建物の耐震性を評価する指標である構造耐震指標 I_s に関して, その値がどれくらいであれば大地震に対しても建物が倒壊しないかを検討することは, 人命保護の立場から重要な研究課題である。ここで, 建物倒壊が問題となるのは主として1971年以前に建設された建物である。これら旧基準建物の柱は診断基準において「せん断柱」と判定されることが多く, その靱性指標 F の範囲は1.0~1.27と狭い¹⁾。しかし, 最近の研究によると, 「せん断柱」と判定される柱の実際の変形能, 特に倒壊に直接結びつく柱の軸力保持能力喪失 (以降, 崩壊と呼ぶ) 時の変形には非常に大きな差違があることが知られている^{2), 3)}。すなわち, 「せん断柱」からなる建物の耐震性は, I_s 値が同じでも相当にばらつくことが予想されるのである。

そこで本研究では, 「せん断柱」からなる低層 RC 建物を対象として I_s 値をパラメータとした地震応答解析を行うことにより, I_s 値と倒壊の関係について検討する。解析モデルとして, 崩壊までの挙動

が実験により確認されている柱からなる建物を想定し, 実験結果に基づいて建物の荷重変形関係に耐力低下と崩壊を考慮する。著者らはすでに, 診断基準における極脆性柱と「せん断柱」からなる建物について同様の手法により I_s 値と倒壊の関係を示しているが³⁾, ここでは, より基本的なケースとして「せん断柱」だけからなる建物を対象とする。

ところで, 建物の被災調査において確認できる変形は残留変形だけであるが, 倒壊に対する危険性を知るためにはどの程度の最大変形が生じていたかを知ることが必要であり, 残留変形と最大変形との関係を把握しておくことには大きな意味がある。しかし両者の関係について, 耐力低下を考慮しない場合の検討はいくつかなされているが^{4), 5), 6), 7)}, 耐力低下を考慮した例はない。また, 2003年宮城県北部の地震では震度6以上の揺れが3回観測されたが⁸⁾, このような場合, 大きな余震によって本震で受けた建物被害が更に進行することが考えられ, このことは耐力低下が起こる場合特に重要となる。しかしこれまで, 余震に対する応答を検討した例はほとんどなく, そ

* 東京都立大学大学院工学研究科建築学専攻 教授・工博

** 東京都立大学大学院工学研究科建築学専攻 大学院生

*** 東京都立大学大学院工学研究科建築学専攻
助手・修士(工学)Prof., Department of Architecture, Graduate School of Engineering, Tokyo Metropolitan Univ., Dr. Eng.
Graduate Student, Department of Architecture, Graduate School of Engineering, Tokyo Metropolitan Univ.
Research Assoc., Department of Architecture, Graduate School of Engineering, Tokyo Metropolitan Univ., M. Eng.

図-1 建物モデル

図-2 実建物のイメージ

図-3 各層の Is 値

れも耐力低下のない場合についてである。以上のことから本研究では、残留変形と最大変形の関係および余震に対する応答についても検討することとした。

2. 解析方法

2.1 建物のモデル化

旧基準による RC 3 層建物を対象とする。図-1 に示すような、各層とも診断基準で「せん断柱」と判定される柱 1 種により構成されるせん断型モデル（はり剛に相当）を設定し、各層階高を 360cm、各層重量を 753kN（ $1.2\text{tf/m}^2 \times 8\text{m} \times 8\text{m}$ の重量に相当）と仮定する。解析モデルの概要を以下に示す。

- (1) 実建物のイメージを図-2 に示す。診断上「せん断柱」と判定され、実際にも曲げ降伏する以前にせん断破壊する柱として S1 柱、S2 柱、S3 柱の 3 種類、診断上「せん断柱」と判定されるが、実際には曲げ降伏した後にせん断破壊する柱として FS1 柱、FS2 柱の 2 種類、曲げ降伏した後に曲げ破壊する柱として F 柱を設定し、これらからなる 6 つの建物をモデル S1、S2、S3、FS1、FS2、F と呼ぶ。各柱は当研究室で実験を行った試験体の 2 倍のサイズであり、S1 柱から F 柱はそれぞれ文献 2) の No.1、No.2、No.3、No.6、No.7、No.8 試験体（表-1）に対応している。実験の詳細については 2.2 節で、各柱の靱性指標 F については 2.4 節で述べる。
- (2) 3 層程度の建物では柱断面を一定とすることが多いので、各層の初期靱性、各層の強度ともに同一とした。
- (3) 形状指標 S_D と経年指標 T を 1.0 として、診断基準の第 2 次診断法により I_s 値を求めた。構成部材が柱 1 種であるため、 I_s 値は柱の強度指標 C と靱性指標 F の積によって決まる。解析に際して I_s 値をパラメータとしたが、そのとき靱性指標 F を一定とし、 I_s 値に応じて強度指標 C を変化させた。
- (4) 建物の I_s 値を各層の I_s 値のうち最も低い値と定義した。前述の強度分布により 1 層の I_s 値が最も低い値となる。例として建物 $I_s=0.40$ のときの各層の I_s 値を図-3 に示す。以下、 I_s 値というときには建物の I_s 値を指す。
- (5) 各層の初期靱性は I_s 値に従って変化させた。すなわち、 $I_s=0.4$ のときの一次固有周期を 0.216 （建物高さ[m] $\times 0.02$ ）秒としてそのときの初期靱性を決定し、それを基準に $I_s=0.4$ 以外の場合の初期靱性を I_s 値に比例させて定めた。

2.2 RC 柱の実験

試験体概要を表-1 に、材料強度を表-2 に示す。軸力比 0.2 のもとで繰り返し載荷を行い、軸力を保持しえなくなるまで加力を行った。

表-1 試験体概要

柱名	試験体名	軸力比 η	内法高さ h_0 [mm]	h_0/D	主筋比 P_k [%]	横補強筋比 p_w [%]
S1	No.1	0.2	1200	4	2.65 (12-D16)	0.21(2-D6@100)
S2	No.2					0.14(2-D6@150)
S3	No.3					0.11(2-D6@200)
FS1	No.6				1.69 (12-D13)	0.21(2-D6@100)
FS2	No.7					0.14(2-D6@150)
F	No.8				0.94 (12-D10)	0.14(2-D6@150)

表-2 材料強度

(a)鉄筋			(b)コンクリート	
	呼び名	降伏強度 σ_y [N/mm ²]		圧縮強度 σ_B [N/mm ²]
鉄筋	D16	402	コンクリート	30.7
	D13	409		
	D10	388		
	D6	392		

* 後述の強度補正値 (2.2 節、表-3) や F 値 (2.4 節) を算出する際の試験体、モデルの柱の強度算定ではいずれもこれらの材料強度を用いた。

崩壊までの水平力と部材角、層間変形角との関係および崩壊後の写真を図-4 に示す。ここで、層間変形角は、図-2 に示した建物イメージに基づいて階高 360cm と柱内法高さ 240cm を考慮して求めた（層間変形角 = $2/3 \times$ 部材角）。以下に崩壊に至る経緯を簡単に記す。

曲げ降伏以前にせん断破壊した試験体（S シリーズ）では、部材中央部でのせん断ひび割れの発生と同時に水平力が急激に低下した。その後、せん断ひび割れの拡大に伴って水平力がさらに低下し、水平力がゼロ近くなったときにひび割れ面周辺の主筋が座屈するとともに崩壊した。一方、曲げ降伏後にせん断破壊した試験体（FS シリーズ）では、曲げ降伏後耐力低下がほとんど見られないうちに端部コンクリートの圧壊により突然崩壊した。また、曲げ降伏後に曲げ破壊した試験体（F）では、大変形まで安定した挙動を示したあと水平力ゼロ付近で端部のコンクリートが圧壊して崩壊した。

各試験体の終局強度計算値、せん断余裕度と実験から得られた最大水平力、崩壊層間変形角（崩壊までに経験した最大部材角の層間変形角換算値）を表-3 に示す。せん断終局強度 V_{su} には荒川 min 式、曲げ終局強度 V_m には建築学会曲げ耐力略算式を用いた。

せん断余裕度と崩壊層間変形角の関係をみると、S シリーズと FS シリーズにおけるせん断余裕度の境界（S1 柱と FS2 柱）で崩壊層間変形角に大きな反転が起きている。すなわち、せん断余裕度 = 0.82 である FS2 柱の崩壊層間変形角（1.3%）のほうがせん断余裕度 = 0.73 である S1 柱の崩壊層間変形角（8.9%）よりはるかに小さいのである。これは、ふたつの場合における破壊・崩壊形式の違いに起因する現象であり²⁾、柱の変形能がせん断余裕度だけでは評価できないことを示している。なお、これらの崩壊層間変形角は静的実験によって

図-4 実験結果と解析に用いる復元力モデルのスケルトンカーブおよび 試験体崩壊後の写真

表-3 試験体終局強度の計算値と実測値

柱名	試験体名	終局強度計算値			最大水平力 V[kN]	崩壊層間 変形角 δ_u [%]	強度 補正值 V/V _{su}
		せん断 V _{su} [kN]	曲げ V _{fu} [kN]	せん断 余裕度 V _{su} /V _{fu}			
S1	No.1	177	241	0.73	231	8.9	1.31
S2	No.2	167	241	0.69	224	3.6	1.34
S3	No.3	161	241	0.67	225	1.3	1.40
FS1	No.6	168	195	0.86	209	3.5	1.24
FS2	No.7	159	195	0.82	207	1.3	1.30
F	No.8	149	156	0.96	164	11.9	1.10

図-5 復元力モデルのスケルトンカーブの概略

得られたものであり、地震時挙動を考慮した動的実験を行った場合には異なる結果が得られる可能性がある。この点について本論では考慮しないが、今後の重要な検討課題と考えている。

ところで、 I_s 値が柱の計算強度を元に算出されるのに対して、その柱からなる建物の実際の地震応答は柱の実強度に応じて定まる。このことを考慮するために、せん断終局強度計算値に対する最大水平力の比を強度補正值（表-3）として、柱毎の実強度を考慮して地震応答解析を行った。ここで、試験体は全て「せん断柱」に分類されるため、曲げ降伏する柱についても計算強度にはせん断終局強度を用いた。

2.3 復元力モデル

解析で使用する復元力モデルのスケルトンカーブの概略を図-5に示す。また、以下のようにして決定した各柱のスケルトンカーブを図-4に示す。①ひび割れ強度 Q_1 は最大強度 Q_2 の 1/3 と仮定した。②最大強度時変形 δ_2 は全ての柱で層間変形角 0.67% とした。③最大強度点と崩壊点の間に第3折れ点を設けた。第3折れ点時変形 δ_3 は全ての柱で層間変形角 1.3% とし、第3折れ点強度は、S1 柱、S2 柱、S3 柱では最大強度の 50%、50%、40%、FS1 柱、FS2 柱、F 柱では最大強度の 100% とした。④それ以降は、崩壊変形 δ_u まで柱毎に実験結果に合うように耐力低下するものとした。 δ_u は実験結果と同じとし、S1 柱で 8.9%、S2 柱で 3.6%、S3 柱で 1.3%、FS1 柱で 3.5%、FS2 柱で 1.3%、F 柱で 11.9% とした。すなわち、崩壊変形の大小は $S3=FS2<S2=FS1<S1<F$ である。また、S3 柱と FS2 柱では崩壊点=第3折れ点である。崩壊時の水平力は、FS1 柱では最大強度の 80% とし、S1 柱、S2 柱、F 柱ではゼロとした。

なお、地震応答解析においては、層間変形が崩壊変形を超えたときを「倒壊」とした。繰り返しの最中に（層間変形が崩壊変形を超えなくても）倒壊すること考えられるが、本研究ではあくまで層間変形が崩壊変形を超えたときを「倒壊」とした。

FS シリーズ (F を含む) の復元力モデルは、武田スリップモデル¹⁰⁾を基本とし、これに最大強度以降の耐力低下を考慮した。一方、S シリーズでは、せん断破壊型復元力特性の特徴を表すために、耐力低下を含む武田スリップモデルにさらに以下の修正を施した。せん断破壊型では、ある方向でせん断破壊が生じ耐力が低下した場合、加力反転時に反対方向の過去の最大点を指向するのではなく、せん断破壊が起こった方向での最大変形点の原点に対する対称点を指向するように挙動する。S シリーズではこのことを考慮した。すなわち、FS シリーズ (F を含む) では、正負各方向において各々の方向での過去の最大変形点を指向するが、S シリーズでは、どちらの方向においても正負方向での過去の最大変形の大きい点または原点に

図-6 復元力モデル

対するその対称点を指向することとした。当然に、S シリーズのほうが最大強度後の耐力低下の評価が厳しくなる。

仮定した復元力モデルと実験結果の比較を、FS1柱とS2柱について図-6に示す。なお、同図における最大耐力後の除荷剛性 K_d 、スリップ時剛性 K_s 、およびスリップ後剛性 K_u は文献10)の図-2(b)に示される式を用いて定めた。ここで、 K_u は指向する点と原点を結ぶ傾きであり、 K_d 、 K_s を決定する定数 β と λ はどちらも0.5とした。

2.4 靱性指標 F の算定

柱の靱性指標 F は試験体を2倍のサイズにして求めた。ただし、鉄筋のサイズは単純に2倍とするのではなく、実在する鉄筋のうち最も径の近いサイズとした。すなわち、D6 は D13、D10 は D19、D13 は D25、D16 は D32 とした。

6種類の柱は診断上全て「せん断柱」に分類されるため、靱性指標 F はせん断終局層間変形角 R_{su} に基づいて(1)式により求められる¹⁾。

$$F = 1.0 + 0.27 \frac{R_{su} - R_{250}}{R_y - R_{250}} \quad \dots (1)$$

ここで、 R_y は層の降伏変形角で $R_y=1/150$ 、 $R_{250}=1/250$ である。また、 R_{su} は、柱の強度寄与係数 α と柱のせん断終局強度 V_{su} 、柱の曲げ終局強度 V_{fu} 、曲げ降伏層間変形角 R_{my} によって定められる。各柱の R_{su} と F 値を求めると、F 柱以外では $R_{su}=1/250$ 、 $F=1.0$ 、F 柱では $R_{su}=1/226$ 、 $F=1.04$ となった。なお、F 値算定に用いる各柱のせん断余裕度は、S1 柱で 0.67、S2 柱で 0.63、S3 柱で 0.61、FS1 柱で 0.79、FS2 柱で 0.74、F 柱で 0.88 と、試験体での値(表-3 参照)よりやや小さかった。これは、試験体のせん断強度には、荒川 min 式における断面寸法による補正係数が考慮されるためである。図-4 に示したように変形能が大きく異なるにもかかわらず、F 値にほとんど差がないことは注目すべき点である(そのため、 I_s 値が同じ場合 C 値もほとんど同じとなる)。以上の F 値を用いて、設定した I_s 値に対応する C 値を定め、それと前述の強度補正值より建物の最大強度を求めた。

2.5 地震応答解析

入力地震動として、神戸海洋気象台 NS 波 (JMA, 兵庫県南部地震, 最大速度 83cm/s)、大阪ガス管合供給所 N330E 波 (FKI, 兵庫県南部地震, 同 132cm/s)、El Centro NS 波 (ELC, Imperial Valley 地震, 同 34cm/s) および東北大学 NS 波 (TOH, 宮城県沖地震, 同 42cm/s) の4つをそれぞれ最大速度 50cm/s に基準化して用いた。最大速度を 50cm/s に基準化した場合の加速度応答スペクトルを図-7 に示す。

運動方程式の数値積分には Newmark の β 法を用いた ($\beta=1/4$)。減衰には、負剛性域を主対象とするので瞬間剛性比例型ではなく初期

図-7 最大速度を 50cm/s に基準化した場合の加速度応答スペクトル

剛性比例型を用い、減衰定数を2%とした(ただし、減衰定数を1%およびゼロとした場合の検討も参考として後に示す)。また、実験においては常に鉛直方向に軸力を加えていたので、実験結果を基に作成した復元力モデルにすでに P- Δ 効果が含まれていると考え、解析においてこれを考慮することはしなかった。なお、解析において層間変形が崩壊変形を超えた場合にはその時点で倒壊と判定し計算を終了した。

ところで、本解析では最大強度以降に負剛性を考慮している。しかし、以下に示す理由により、運動方程式の数値積分上このことは問題とならない。

運動方程式を β 法で解くと、増分変位 $\{\Delta y\}$ と擬似剛性マトリックス $[\bar{K}]$ 、擬似外力増分 $\{\bar{\Delta P}\}$ の関係が、次式のように静的解析と同じ形式で得られる。

$$[\bar{K}]\{\Delta y\} = \{\bar{\Delta P}\} \quad \dots (2)$$

ここで、擬似剛性マトリックス $[\bar{K}]$ は、瞬間剛性マトリックス $[K]$ 、減衰マトリックス $[C]$ 、質量マトリックス $[M]$ により次のように表される¹¹⁾ (ここで Δt は計算時間間隔)。

$$[\bar{K}] = [K] + \frac{1}{2\beta\Delta t}[C] + \frac{1}{\beta\Delta t^2}[M] \quad \dots (3)$$

いま、一部の層剛性が負になり $[K]$ が正定値行列でなくなっても、 $1/(\beta\Delta t^2)$ 倍される $[M]$ の対角項が非常に大きな正の値であるため、 $[\bar{K}]$ は常に正定値行列となり、通常の連立方程式の解法、例えばコレスキー法が使えるのである。

3. 解析結果

I_s 値を 0.2 から 0.8 の範囲で 0.05 刻みで変化させて解析を行った(注)。すべての場合で1層変形が最大となったので、以後1層変形についてのみ論じる。例として、崩壊変形がほぼ等しいモデル S2 とモデル FS1、 $I_s=0.40$ 、JMA の場合の層間変形角の時刻歴、水平力-層間変形角関係、および最大変形に相当する被災状況(試験体写真)を図-8 に示す。同じ I_s 値であってもモデル FS1 は軽微な被害に止まり、モデル S2 は倒壊こそ免れたものの、崩壊変形に近い変形を受けている。耐力低下の影響が地震応答に大きく現れたといえる。

また、残留変形について見ると、モデル FS1 では正方向にかなりの量が生じているが、モデル S2 ではほとんど生じていない。これは、復元力モデルの性質上、正方向への大変形後に、モデル FS1 では負方向への剛性が高いためその方向への変形が進まなかったのに対して、モデル S2 では負方向への剛性が低いため(この場合ほぼゼロである)その方向への変形が進んだためである。残留変形につ

図-8 層間変形角の時刻歴, 水平力-層間変形角関係と被災状況
(モデル S2 と FS1, $I_s=0.40$, JMA)

図-9 I_s 値-最大層間変形角関係

いては 3.4 節で改めて述べる。

3.1 I_s 値-最大層間変形角関係

I_s 値と最大層間変形角の関係をモデル毎に図-9 に示す。崩壊変形を超えた最大の I_s 値のところに☆印を付した。なお、倒壊が起こった I_s 値より小さい I_s 値で倒壊が起こらない場合もあったが、それらは倒壊とみなした。図-9 の右縦軸は崩壊変形に対する最大変形の割合（以降、倒壊危険率と呼ぶ）である。例えば、倒壊危険率 70% は最大変形が崩壊変形の 70% まで達したことを示し、同 100% は倒壊を示す。当然であるが、 I_s 値が大きいくほど最大変形が小さくなる傾向にある。また、ほとんどの場合で JMA の結果が最大になっている。

I_s 値と最大層間変形角、被災状況との関係をモデル S2, JMA を例として、 $I_s=0.35, 0.45, 0.50$ の場合について図-10 に示す。 $I_s=0.35$ では倒壊している。しかし、 I_s 値が 0.10 増加すると最大変形は崩壊変形の半分程度の 1.72% に低下し、さらに I_s 値が 0.05 増加すると最大変形は 0.67% まで低下し、軽微な被害に止まっている。わずかな I_s 値の違いで被災程度が大きく異なる一例である。

3.2 I_s 値-倒壊危険率関係

図-9 の I_s 値と倒壊危険率の関係から JMA のみを抜き出し、全モデルを重ねて図-11 に示す（○で囲んだプロットについては後述）。同一 I_s 値に対する倒壊危険率は、崩壊変形 1.3% のモデル S3, FS2

図-10 I_s 値の相違による被災状況の違い(モデル S2, JMA)

で最も高く、以下、同 3.6% のモデル S2、同 3.5% のモデル FS1、同 8.9% のモデル S1、同 11.9% のモデル F の順であり、崩壊変形の増加に応じて低くなっている。

崩壊変形が同じで復元力モデルおよびスケルトンカーブが異なるモデルを比較すると、モデル S3 とモデル FS2 (図-11 破線) ではほとんど差がない。モデル S3、FS2 のように崩壊変形が非常に小さい場合、耐力低下の有無は倒壊危険率にほとんど影響を与えないといえる。一方、モデル S2 とモデル FS1 (図-11 太線) を見ると、 $I_s=0.40$ 以下の範囲で大きく異なり、 I_s 値の低下による倒壊危険率の増加がモデル FS1 よりモデル S2 のほうが顕著である。耐力低下の有無(モ

デル FS1 にも耐力低下はあるが、ごくわずかである) によるエネルギー吸収の差によると考えられる。他方、崩壊変形の大きいモデル S1 とモデル F では最大でも 40% の倒壊危険率に止まっている。

以上は減衰定数を 2% とした場合の結果である。しかし、耐力低下型の系では減衰定数の取り方により大きな影響が出る可能性がある。そこで、減衰定数を 1% およびゼロとした場合についても計算を行った(図-12)。減衰定数 1% では、2% に比べて応答がやや大きくなっているものの、全体的な傾向は変わらない。また、減衰ゼロでは、2% に比べての応答の増大は明瞭であるが、それでも全体的な傾向は変わらない。減衰をゼロとするのは非現実的であるので、減衰定数 2% の仮定はおおむね妥当と思われる。

3.3 倒壊を防ぐために必要な I_s 値

地震動別、モデル別に倒壊を防ぐために必要な I_s 値を表-4 に示す。表中の括弧内の数値は余震に関するもので、4 章で述べる。 $I_s=0.20$ でも倒壊が起こらなかった場合は 0.20 としてある。倒壊を防ぐために必要な I_s 値はモデル S3、FS2 で最も高く 0.50、次いでモデル S2 で 0.40、モデル FS1 で 0.30、モデル S1、F で 0.20 であった。

崩壊変形と必要 I_s 値の関係を、S シリーズと FS シリーズ (F を含む) に分けて図-13 に示す。同図より以下のことがわかる。①崩壊変形の増大とともに必要 I_s 値は低下する、②崩壊変形が同じ場合、耐力低下しない FS シリーズのほうが耐力低下する S シリーズより必要 I_s 値が低いことがある(モデル S2 と FS1 の場合が該当)。③倒壊を防ぐためには、崩壊変形が 1% 強と非常に小さい場合または崩壊変形が 3~4% でも耐力低下が大きい場合には、0.40~0.50 の I_s 値が必要であるが、崩壊変形が 3~4% で耐力低下がほとんどない場合や崩壊変形が約 9% 以上の場合には、0.20~0.30 の I_s 値で十分であ

図-11 I_s 値-倒壊危険率関係(JMA)

(a)減衰定数=1%

(b)減衰定数ゼロ

図-12 減衰定数が異なる場合の I_s 値-倒壊危険率関係(JMA)表-4 倒壊を防ぐために必要な I_s 値

	JMA	FKI	ELC	TOH
S1	0.20 (0.20)	0.20 (0.20)	0.20 (0.20)	0.20 (0.20)
S2	0.40 (0.40)	0.25 (0.25)	0.20 (0.20)	0.25 (0.25)
S3	0.50 (0.50)	0.25 (0.25)	0.40 (0.50)	0.35 (0.35)
FS1	0.30 (0.35)	0.20 (0.20)	0.20 (0.20)	0.20 (0.20)
FS2	0.50 (0.50)	0.25 (0.25)	0.40 (0.50)	0.35 (0.35)
F	0.20 (0.20)	0.20 (0.20)	0.20 (0.20)	0.20 (0.20)

図-13 崩壊層間変形角-必要 I_s 値関係

図-14 最大層間変形角-残留層間変形角関係

る。④上記③の結果をやや大胆に敷衍すると、大地震に対して大破・倒壊を防ぐための目安とされる $I_s=0.60$ は、変形能に乏しい「せん断柱」(本研究ではモデル S3, FS2, S2) に対して求められる水準であり、変形能に富む「せん断柱」(本研究ではモデル FS1, S1, F) に対しては安全側の水準である、といえるように思われる。

3.4 最大変形-残留変形関係

倒壊を免れた場合について、最大変形と残留変形の関係を図-14 に示す(全ての地震動を併せて表示)。FS シリーズ (F を含む) について、最大変形が 1.5% 以下の範囲では残留変形は最大変形の 1/4 以下となるが、最大変形がそれ以上になると残留変形が最大変形の 1/4 以上になる場合が多くなる。この結果は、耐力低下しない系を対象とした文献 4) での、「最大塑性率が大きくなるに従い、残留塑性率が増加する傾向にある」という記述と符合する。一方、S シリーズでは、最大変形の大小に関わらず残留変形は最大変形の 1/8 以下である。以上のような FS シリーズ (F を含む) と S シリーズにおける残留変形量の違いは、図-8 で見たように、ふたつの場合における復元力モデルの違いに起因している。

4. 余震に対する検討

2.5 節で示した最大速度 50cm/s の地震動を本震とし、本震で倒壊を免れた場合に対して、本震の地動加速度を 0.5 倍ないし 0.8 倍したものを余震として入力した。0.5 倍の余震ではほとんど倒壊が起らなかったため、以降 0.8 倍の余震(最大速度 40cm/s)の結果に

図-15 本震倒壊危険率-余震倒壊危険率関係

ついでのみ述べる。

本震倒壊危険率と余震倒壊危険率の関係を図-15 に示す(全ての地震動を併せて表示。図中、○で囲んだプロットについては後述)。ここで、本震倒壊危険率は本震終了時の倒壊危険率、余震倒壊危険率は本震+余震終了時の倒壊危険率とし、後者が前者を上回る場合は、余震時に本震時より大きな変形が生じたことを示す。同図には後者が前者を上回った場合のみをプロットしてある。なお、余震時に本震時の最大変形を上回る変形が生じた割合は、FS シリーズ (F を含む) で 39%, S シリーズで 27% であり、S シリーズのほうが小さかった。この結果は、復元力モデルの違いによる残留変形量の違いに関係していると考えられる。図-15 より、本震倒壊危険率が 50% 以上の範囲で余震倒壊危険率が大きく上昇する傾向にあること、本震倒壊危険率が約 70% 以上であれば余震で倒壊する例が多いことがわかる。これらの傾向は FS シリーズにおいて顕著である。

余震を考慮した場合の倒壊を防ぐために必要な I_s 値を表-4 の括弧内に示す。同表より、倒壊を防ぐための必要 I_s 値は、余震を考慮してもあまり変わらないことがわかる。しかし、ELC に対するモデル S3 と FS2, JMA に対するモデル FS1 のように、倒壊を防ぐための必要 I_s 値が 0.05~0.10 上昇する場合もあり、注意が必要である。

図-11, 図-15 に○で囲んで示したモデル FS1, $I_s=0.30$, JMA の場合についての、層間変形角の時刻歴を図-16 に、水平力-層間変形角関係を図-17 に、本震後と余震後の被災状況を図-18 に示す。これは、本震では倒壊しなかったが、余震時に倒壊に至った場合である。モデル FS1 のように変形が片側に偏りやすく(図-8(b)参照)、かつ、突然崩壊するタイプでは、調査時にひび割れ状況から判断した被害程度が小さくても、余震によって倒壊することがあるので注意が必要である。

5. まとめ

診断基準における「せん断柱」で構成される旧基準 RC 3 層建物を対象として、最大速度 50cm/s の地震動に対してこれらが倒壊しないために必要な I_s 値等について検討した。検討範囲内で得られた知見を以下に示す。

1) 診断基準による靱性指標 F がほとんど変わらなくても、実際の

図-16 地動加速度と層間変形角の時刻歴
(モデル FS1, $I_s=0.30$, JMA)

図-17 水平力-層間変形角関係
(モデル FS1, $I_s=0.30$, JMA)

図-18 本震と余震の被災状況の違い
(モデル FS1, $I_s=0.30$, JMA)

「せん断柱」の変形能には大きな差がある。

- 2) 建物倒壊に影響を与える第一の因子は崩壊変形であり、第二の因子は耐力低下の有無である。ふたつの因子と倒壊を防ぐために必要な I_s 値との関係を具体的に示すと、次のようになる。崩壊変形が層間変形角にして 1% 強と非常に小さい場合または崩壊変形が 3~4% でも耐力低下が大きい場合には、倒壊を防ぐために 0.40~0.50 の I_s 値が必要である。一方、崩壊変形が 3~4% で耐力低下がほとんどない場合や崩壊変形が約 9% 以上の場合には 0.20~0.30 程度の I_s 値で十分である。以上の結果をやや大胆に敷衍すると、大地震に対して大破・倒壊を防ぐための目安とされる $I_s=0.60$ は、変形能に乏しい「せん断柱」に対して求められる水準であり、変形能に富む「せん断柱」に対しては安全側の水準である、といえるように思われる。
- 3) FS シリーズ (モデル F を含む) では、最大変形が層間変形角にして 1.5% 以下の範囲では残留変形は最大変形の 1/4 以下であるが、それ以上の範囲では残留変形が最大変形の 1/4 以上になる場合が増える。一方、S シリーズでは最大変形の大小に関わらず残留変形は最大変形の 1/8 以下である。この違いは、両者における復元力モデルの違いによる。
- 4) 最大速度 40cm/s の余震を考慮しても、倒壊を防ぐために必要な I_s 値はほとんどの場合で変わらない。しかし、モデル FS1, FS2 のように曲げ降伏した後突然せん断破壊するものでは、調査時にひび割れ状況から判断した被害程度が小さくとも余震で倒壊する場合があります、注意が必要である。

謝辞

せん断破壊型の復元力モデルの設定に関して、千葉大学・小谷俊介教授から貴重なご意見をいただきました。ここに記し、謝意を表します。

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物の耐震診断基準・同解説, 2001 年度改訂版, 2001.10
- 2) 高稲宜和, 芳村 学, 中村孝也: 鉄筋コンクリート柱の崩壊変形に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 573 号, pp.153-160, 2003.11
- 3) 芳村 学, 中村孝也, 八木克己: 既存低層鉄筋コンクリート造建物における構造耐震指標 (I_s 値) と被災度の関係-地震応答解析による検討-, 日本建築学会構造系論文集, 第 578 号, pp.107-114, 2004.4
- 4) 和泉信之, 大井貴之, 竹中啓之, 千葉脩: RC 造建物の地震時損傷評価に関する検討 (その 1 塑性変形の片寄りと残留変形), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.667-668, 1999.9
- 5) 嶋津孝之, 荒木秀夫, 大田和彦, 平田努: 構造物の地震後残留変形および固有周期の変化について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C, pp.737-738, 1990.10
- 6) 一色裕二, 高山正春, 木村雄一, 山崎英一: 時刻歴応答解析による残留変形の基礎的考察-S 造と RC 造の比較-, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, pp.473-474, 1999.9
- 7) 曾 昭平, 鈴木計夫: コンクリート構造物の残留変位に関する基礎的研究, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.105-108, 1997.7
- 8) 日本建築学会: 2003 年 7 月 26 日宮城県北部の地震災害調査速報, 2003.8
- 9) 砂坂善雄, 清水保明: 余震の影響を考慮した構造物の耐震性評価法について, 第 8 回日本地震工学シンポジウム(1990), pp.2037-2042, 1990
- 10) 江戸宏彰, 武田寿一: 鉄筋コンクリート構造物の弾塑性地震応答フレーム解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1877-1878, 1977.10
- 11) 柴田明徳: 最新耐震構造解析, 森北出版, 1981

注

地震応答解析において I_s 値を変化させる際の、建物の強度、剛性、変形能については以下のように定めている。

I_s 値が 2 倍ということは、実建物でのイメージとしては柱の数が 2 倍になること、と本論では仮定した。この場合、同じ変形能の柱が増えるだけなので建物の変形能は変わらないが、建物の強度と剛性は 2 倍になる。このような仮定から、 I_s 値は、靱性指標を一定とし強度指標に比例して変化するものとした (2.1 節の(3)参照)。また、建物の初期剛性は I_s 値に比例して変化するものとした (2.1 節の(5)参照)。

例として、 I_s 値が 2 倍になるときの復元力モデルのスケルトンカーブの概略を注図に示す。 I_s 値が 2 倍になっても変形 (最大強度時変形 δ_2 , 第 3 折れ時変形 δ_3 , 崩壊変形 δ_u) は変わらず、強度と剛性は 2 倍となる。したがって、最大強度以降の負剛性も 2 倍急なものとなる。

注図 I_s 値が 2 倍になるときの
復元力モデルのスケルトンカーブの概略

(2004 年 6 月 30 日原稿受理, 2004 年 10 月 15 日採用決定)