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(Is 値)と被災度の関係

—地震応答解析による検討—

ASSESSMENT OF DAMAGE LEVEL FOR EXISTING LOW-RISE RC BUILDINGS
BASED ON SEISMIC CAPACITY INDEX (Is)

—Study by dynamic analysis—

芳村 学*, 中村 孝也**, 八木 克己***

Manabu YOSHIMURA, Takaya NAKAMURA and Katsumi YAGI

Seismic performance of existing RC buildings is evaluated by computing seismic capacity index, Is, using the Standard for Seismic Evaluation of Existing RC buildings, while damage level of RC buildings that undergo earthquakes is assessed by the Standard for Post-Earthquake Inspection and Guidelines for Repair and Strengthening. This research is intended to study Is vs. damage level relations for low-rise RC buildings designed by the old code by conducting dynamic analysis on model buildings with a variety of Is values. The effects of deformability type of columns and number of stories on the relations are studied. Two levels of ground motions, the original level of past earthquake records and design standard level, are considered. In the analysis, column hysteresis is derived from test results. Strength deterioration after shear failure and axial collapse that are commonly associated with hysteretic behavior of old columns, are considered. The method presented in this study enables us to assess the damage level of buildings and the damage conditions of the columns if the deformability type of columns, number of stories, Is value and ground motion are given. In addition, the assessed damage level of buildings is compared with the observed damage level from past earthquakes and the Is value required to prevent collapse of buildings is discussed.

Keywords: Reinforced concrete building, Seismic capacity index, Damage level, Dynamic analysis

鉄筋コンクリート造建物, 構造耐震指標, 被災度, 地震応答解析

1. はじめに

既存鉄筋コンクリート(RC)造建物の耐震性能を評価する一般的な手法である耐震診断基準¹⁾では、構造耐震指標 Is 値が計算され、その大小に応じて建物の耐震性が評価される。

一方、地震被害を受けた建物の被災度は、被災度区分判定^{2,3)}により評価されるのが一般的である。兵庫県南部地震における被災度区分判定は文献²⁾の方法によっている。その1例として、学校建築桁行方向における耐震2次診断による Is 値と損傷指標 D の関係を図1に示す¹⁾。この図から、Is 値が大きくなるにしたがい D が減少する傾向が明瞭であるが、同時に、同じ Is 値でも D には大きなばらつきがあることもわかる。この理由として、1) 同じ地震といっても個々の建物に作用した地震動レベルが違っていた、2) 同じ Is 値といっても個々の建物の柱種別により応答性状が異なっていた、3) 同じ Is 値といっても建物階数により固有周期が異なっていた、ことなどが考えられる。

このように、Is 値と被災度の関係についてはいまだ不明な点が存

在するのであるが、それを明らかにするためには、個別の建物被災事例を対象とした検討⁴⁾⁵⁾ではその数が限られているため十分ではなく、モデル建物による組織的な検討を行うことが必要である。

そこで本研究では、旧基準による低層 RC 造モデル建物を対象として、Is 値をパラメーターとした地震応答解析を行い、Is 値と被災度レベルの関係付けを行うことを試みる。モデル建物では柱種別と建物階数の違いを考慮する。また、地震動レベルとして、観測された地震動の原記録およびその最大速度を 50cm/s に基準化した2種類を考慮し、前者に対しては主に過去の地震における被災度と本検討結果との対応を、後者に対しては主に耐震設計時によく考慮されるレベルの地震動に対する Is 値と被災度の関係、特に倒壊を免れるために必要な Is 値について、検討する。その際、実験結果に基づき柱の復元力特性と変形-損傷度関係を決める。ここで、古い RC 造建物では柱のせん断破壊後の急激な耐力低下および軸力保持能力喪失の扱いが重要であるため、本論ではそれらを考慮し、倒壊を柱の軸力保持能力喪失と関連づけて定義する。

* 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
助手・修士(工学)

*** ㈱東芝 修士(工学)

Prof., Department of Architecture, Graduate School of Engineering, Tokyo Metropolitan Univ., Dr. Eng.
Research Assoc., Department of Architecture, Graduate School of Engineering, Tokyo Metropolitan Univ., M. Eng.
Toshiba, M. Eng.

図1 学校建築における I_s 値-D 関係
(桁行方向、兵庫県南部地震) 1), 182 頁

図2 解析モデル
(3層および5層建物)

図3 実建物のイメージ

2. 解析方法

2.1 解析モデル概要

解析モデルを図2に示す。71年以前に建設された旧基準RC造3層、5層建物を解析対象とし、これらを各層2種類の柱からなるせん断型モデルに置換した。各層階高を360cm、各層重量を753kNと仮定した。解析方向として建物の桁行方向を想定し、その方向には耐震壁がないものとした。

解析モデルの概要を以下に示す。

(1) 図3に示すような建物をイメージし、2種類の柱からなる3種類のモデルを設定した。極脆性柱(柱内法高さ $h_0=120\text{cm}$ 、柱せい $D=60\text{cm}$ 、 $h_0/D=2$)とせん断柱($h_0=240\text{cm}$ 、 $D=60\text{cm}$ 、 $h_0/D=4$)からなる建物をモデル1、極脆性柱と診断基準ではせん断型と判定されるが実際には曲げ降伏する柱(曲げ柱と称し詳しくは(3)で記す、 $h_0=240\text{cm}$ 、 $D=60\text{cm}$ 、 $h_0/D=4$)からなる建物をモデル2、せん断柱と曲げ柱からなる建物をモデル3とした。各柱は過去の実験^{6),7)}で用いた試験体の2倍のサイズとした。実験については2.2節で述べるが、極脆性柱、せん断柱、曲げ柱として、各々文献6)の2C、文献7)のNo.1、No.8試験体を用いた。

(2) 建物高さ方向の強度分布は、一般的な旧基準建物を想定して長方形分布外力から定めた。ただし、上部2、3層程度は柱を細くしないのが一般的であることから、上部3層は同一強度とした。そのため、3層建物ではすべての層が同一強度となり、5層建物では3層以上が同一強度となった(図4)。

建物に極脆性柱が含まれる場合、それらが負担する強度の割合を全体の3割と仮定し、モデル1では各層における極脆性柱とせん断柱の最大強度の比を3対7とし、モデル2でも極脆性柱と曲げ柱の最大強度の比を3対7とした。モデル3ではせん断柱と曲げ柱の最大強度の比を1対1とした。これらの比は各層について同一とした。

(3) 各モデルの I_s 値を耐震2次診断により算定した。 I_s 値をパラメータとするときに、各部材の靱性指標 F は一定とし、強度指標 C のみを変えて I_s 値を変化させた。本研究では、形状指標 S_D と経年指標 T は1.0とした。

試験体の寸法を2倍にして計算した各柱の靱性指標 F は、極脆性柱では $F=0.8$ 、せん断柱では $F=1.0$ 、曲げ柱では $F=1.10$ であった。計算にあたって、各柱の軸力比は実験時と同じにした(2.2節参照)。ここで、曲げ柱は、実験では曲げ降伏したのであるが、耐震診断においてはせん断型と判定されたため(診断基準で定められている荒川 min 式によるとせん断余裕度は0.95)、計算上はせん断型として F を算定した。なお、この柱について、せん断強度式として荒川 mean

式を用いると曲げ型となるが、その場合でも $F=1.13$ で、前記との違いはほんのわずかである。各柱の靱性指標 F は全層同一とした。

2.4節で述べるように、本論では軸力保持限界を別途考慮しているので、診断基準の適用にあたっては第2種構造要素による制限は設けなかった(この点で診断基準と異なることに注意を要する)。モデル1、2の I_s 値は、文献1)の83頁に記されているように、極脆性柱が破壊する時点での診断基準(5)式と極脆性柱を無視した診断基準(4)式で検討した結果、後者で決まった。また、モデル3の I_s 値は、せん断柱が破壊する時点での診断基準(5)式で決まった。

設定した強度分布により、3層建物では1層の I_s 値が、5層建物では3層の I_s 値が最も低い値となり、これを建物の I_s 値とした。図5に建物の $I_s=0.4$ のときの各層の I_s 値分布を示す。

(4) 建物高さ方向の初期剛性分布は強度分布と同じにした。また、建物の初期剛性は I_s 値にしたがい変化するものとした。

旧基準建物が保有する耐震性能としては、 $I_s=0.4$ 程度が統計的に多い⁹⁾ため、 $I_s=0.4$ のときの1次固有周期を3層建物で0.22秒(建物高さ[m] $\times 0.02$)、5層建物で0.36秒(同左)となるように初期剛性を決定し、これを基準とした。その他の I_s 値を持つ建物では、 I_s 値に比例させ初期剛性を定めた。すなわち、ある I_s 値から2倍の I_s 値になったとき、初期剛性も2倍になるものとした。図6に I_s 値と1次固有周期の関係を示す。

各柱に分担させる初期剛性の比は、2.3節で述べる復元力特性から定まる最大強度時の点と原点を結ぶ剛性の比とした。

表1に各モデルにおける2本の柱の強度と初期剛性の分担割合を示す。上記の方法で柱の初期剛性を定めた場合、モデル1とモデル2において極脆性柱の初期剛性分担割合が強度分担割合より大きくなるが、後述のように、本研究の復元力モデルでは初期剛性を変えてもひび割れ点が変わるだけであるので、初期剛性の仮定の影響は小さい⁹⁾。

(a) 3層建物 (b) 5層建物
図4 強度分布

(a) 3層建物 (b) 5層建物
図5 I_s 値分布(建物の $I_s=0.4$)

図6 I_s 値と1次固有周期の関係

表1 柱の強度と初期剛性の分担割合

モデル	柱種類	強度比	初期剛性比
モデル1	極脆性柱	30%	59%
	せん断柱	70%	41%
モデル2	極脆性柱	30%	59%
	曲げ柱	70%	41%
モデル3	せん断柱	50%	50%
	曲げ柱	50%	50%

- ◆ 最大強度時(実験) ● 軸力保持限界(実験)
 ◇ 最大強度時(解析) ○ 軸力保持限界(解析)

枠内は試験体諸元を示す。

b: 柱幅, D: 柱せい, P_g : 主筋比, P_w : せん断補筋比

(a) 極脆性柱

(b) せん断柱

(c) 曲げ柱

図7 実験結果、解析で使用する復元力のスケルトン、損傷度と η

2.2 RC 柱の実験

極脆性柱、せん断柱、曲げ柱（各々2C、No.1、No.8）に対応する $h_0/D=2$ と $h_0/D=4$ の試験体は、軸力比 0.2（2C のみ 0.19）のもとで繰り返し載荷を行い、軸力を保持し得なくなる変形まで加力したものである。すべての試験体が、軸力保持限界を越えた途端、それまで支えていた軸力を保持できなくなり鉛直方向に崩壊した。図7に水平力と部材角、層間変形角の関係を、写真1に各変形時に得られた写真を示す。部材角と層間変形角の関係は図3に示した建物イメージに基づいて、階高 360cm を考慮して算定した（以下、この節と 2.3 節での部材角の後の括弧内は層間変形角を表す）。

極脆性柱はせん断破壊した。部材角 0.27%（0.09%）のときに最大強度に達し、部材角 7.8%（2.6%）のときに軸力保持限界に達した。せん断柱もせん断破壊した。部材角 1.0%（0.67%）のときに最大強度に達し、部材角 13.4%（8.93%）のときに軸力保持限界に達した。

(a) 極脆性柱

(b) せん断柱

(c) 曲げ柱

写真1 試験体の破壊状況

他方、曲げ柱は曲げ降伏した。部材角-1.6% (-1.1%) のときに最大強度に達し、部材角 17.9% (11.9%) のときに軸力保持限界に達した。この柱は計算上せん断型と判定されたが、実際には曲げ降伏し、優れた変形能を示した。なお、図 7 に示した損傷度と η については 2.4 節で述べる。

2.3 復元力特性モデル

解析における復元力特性モデルには、大変形時の柱の耐力低下を考慮して、最大強度に達した後負勾配を有する武田スリップモデル¹⁰⁾ (図 8) を用いた (図 19 参照)。図 7 中に復元力特性のスケルトンを破線で示す。

最大強度時の変形 δ_y は実験結果を参考にして定めた。極脆性柱では部材角 0.6% (0.2%) とした。ここで実験結果より大きい部材角としたのは、この試験体の結果が例外的であり、他の $h_0/D=2$ の試験体で得られた最大強度時の変形が部材角 0.43~0.66%であったためである。せん断柱では実験結果と同じ部材角 1.0% (0.67%) とした。曲げ柱では、部材角 1.0% (0.67%) とした。この試験体では部材角 1.0%程度で降伏したあとしばらくして、前述の最大強度を迎えた。

δ_y 以降は、極脆性柱とせん断柱では最大強度後の急激な耐力低下を考慮して、部材角 2% のとき耐力が最大強度の 50% (極脆性柱)、60% (せん断柱) に低下するものとした。曲げ柱は部材角 2% まで最大強度を保持するものとした。

すべての柱で、実験より得られた軸力保持限界時変形を柱の耐力がゼロになる変形 δ_u とした。3 層建物の 1~3 層、5 層建物の 3~5 層の δ_u はこのように決めたが、軸力が大きい場合変形能力が低下することを考慮して、5 層建物の 1、2 層の δ_u はこれらの 90%、95% とした。 δ_u 以降の剛性はほぼゼロを仮定して初期剛性の 1/10,000 とした。

表 2 に、3 層と 5 層建物における上部 3 層の構造諸元を示す。

図 8 復元力モデル

表 2 上部 3 層の構造諸元

部材	内法高さ (cm)	δ_y (%)		δ_u (%)		F 値
		部材角	層間変形角	部材角	層間変形角	
極脆性柱	120	0.6	0.2	7.8	2.6	0.8
せん断柱	240	1.0	0.67	13.4	8.9	1.0
曲げ柱	240	1.0	0.67	17.9	11.9	1.1

2.4 被災度判定

柱の損傷度は、実験による水平力-変形関係と破壊状況写真を基に、文献 3) に示された各損傷度の例を参考にして、0~V に分けた。図 7 中に損傷度と変形の関係を示す。極脆性柱とせん断柱では、 $0.2\delta_y$ までを 0、 $0.5\delta_y$ までを I、 δ_y までを II、部材角 2% までを III、 δ_u までを IV とし、それ以降を V とした。曲げ柱では、 $0.25\delta_y$ までを 0、 δ_y までを I、部材角 2% までを II、部材角 4% までを III、 δ_u までを IV とし、それ以降を V とした。本研究では、軸力保持限界を超えたあとを損傷度 V としたが、これは文献 3) における損傷度 V の概念 (残存水平耐力と残存鉛直耐力がともになし) と対応させたものである。一方、文献 3) では水平耐力が低下し始める領域を損傷度 IV としているが、本研究ではそれを損傷度 III とした。これは、実験では耐力が低下し始めたあとも相当大きな変形まで軸力を保持できたことから、最大強度後の領域を細分化する意図によっている。なお、損傷度 I、II、III、IV の決定にはひび割れ幅も重要となるが、模型試験体であったこともあり、特別な考慮はしなかった。

被災度レベルは、耐震性能残存率 R により判定した。 R は被災前の I_s 値に対する被災後の I_s 値 (ρI_s) の比として求まる。 ρI_s は、柱の損傷度によって決まる耐震性能低減係数 η を柱の強度指標に乘以、低減された強度指標を用いて耐震診断を行うことにより算定される。本研究における η は、文献 3) を参考に各損傷度の境界での値を決め、その間は直線補間した (図 7 および表 3 参照)。なお、極脆性柱が含まれるモデル 1、2 について、前述のように被災前の I_s 値は極脆性柱を無視した診断基準(4)式により決めたのであるが、ここでは極脆性柱の損傷度を考慮するために、 R を求めるときのみ被災前後の I_s 値の計算に極脆性柱が破壊する時点での診断基準(5)式を用いた (この扱いが R を求めるときだけであり、以後の検討に出てくる I_s 値はすべて本来の方法によることを注記しておく)。

R による被災度レベルの区分は文献 3) に従った (表 4)。ただし、文献 3) において、倒壊は明確に定義されていないため、軸力保持限界時変形 δ_u が小さい方の柱が崩壊するときの R をモデルごとに算出し (モデル 1、2、3 で各々 16%、30%、10%)、それらの値を大破と倒壊の境界とした。

表 3 耐震性能低減係数 η

損傷度	極脆性柱、せん断柱	曲げ柱
0	1	1
I	1 ~ 0.95	1 ~ 0.95
II	0.95 ~ 0.6	0.95 ~ 0.75
III	0.6 ~ 0.3	0.75 ~ 0.5
IV	0.3 ~ 0	0.5 ~ 0
V	0	0

表 4 耐震性能残存率 R (%) による被災度レベルの区分

被災度	モデル 1	モデル 2	モデル 3
軽微	$95 \leq R$		
小破	$80 \leq R < 95$		
中破	$60 \leq R < 80$		
大破	$16 \leq R < 60$	$30 \leq R < 60$	$10 \leq R < 60$
倒壊	$R < 16$	$R < 30$	$R < 10$

2.5 地震応答解析

入力地震動として、1995年兵庫県南部地震における神戸海洋気象台 EW (JMA) と大阪ガス荻合供給所 N240E (FKI)、1978年宮城県沖地震における東北大学 NS (TOH)、1968年十勝沖地震における八戸港湾 EW (HAC) の4つを用いた。兵庫県南部地震の地震動はEW方向のものとしたが、これは、本研究で解析と実被害の対応を比較する際に対象とした被害調査結果が学校校舎の桁行方向に関するものであり、採光等の理由により桁行が東西方向であるものが多かったためである。宮城県沖地震と十勝沖地震については地震動レベルの大きい方を用いた。

解析では、原記録および原記録を耐震設計時によく考慮される最大速度 50cm/s に基準化した地震動を使用した。後者の場合の原記録に対する比率は、JMA、FKI、TOH、HAC で各々、0.69、0.76、1.20、1.58 である。図9に原記録についての加速度応答スペクトルを示す。地震応答解析における粘性減衰は、初期剛性比例型で減衰定数を 0.02 とした。なお、実験において測定された水平力には、P- Δ 効果による付加水平力が含まれているため、解析において運動方程式に P- Δ 効果を考慮することは行わなかった。

図9 加速度応答スペクトル (原記録)

3. 解析結果

3.1 I_s 値-最大層間変形角関係

I_s 値を 0.2 から 1.0 まで 0.05 刻みで変化させて解析を行った。すべての範囲で3層建物では1層、5層建物では3層の被害が最も大きかったので、以下これらの層について論じる。ここで、5層建物で3層の被害が最大となる結果は、1層の被害が最大となる場合が多いという実現象と異なるが、これは、解析モデルでは上部3層の強度を一定と仮定したために、3層の I_s 値が最小となったことによる。

I_s 値と最大層間変形角の関係について、モデル1のJMA (最大速度 50cm/s) に対する結果を例として図10に示す。図中には、軸力保持限界時変形 δ_u が小さい方の柱が崩壊する変形を破線で示してある。当然ではあるが、 I_s 値が上がるにしたがい最大層間変形角は減少している。なお、図中の S (倒壊安全率) については3.6節で述べる。

図10 I_s 値-最大層間変形角関係 (モデル1、JMA50cm/s)

3.2 I_s 値-R 関係

ここでは、 I_s 値と文献3)に示された耐震性能残存率 R の関係について検討する。R は最大層間変形角に対してモデル毎にひとつの値となる。図11に層間変形角と R の関係を示す。この図から、層間変形角の増加と R の減少が直線的な関係にはないことがわかる。つまり、層間変形角が小さい範囲では層間変形角の増加に対する R の減少が大きい、層間変形角が大きくなると R の減少は小さくなる。また、図11中に、被災度が倒壊となる点 (片方の柱が崩壊する点) を示す。仮定により、倒壊時の層間変形角はモデル1と2では同じで、モデル3よりかなり小さい。

原記録と最大速度 50cm/s の地震動に対して、各 I_s 値について求めた最大層間変形角から、図11により R を定めた。図12、13に I_s 値-R 関係を示す。3層、5層建物において、同じ I_s 値に対する R は、JMA における一部の場合を除いて同程度であり、3層建物と5層建物の固有周期の違いによる差は小さい。これより、以後の検討ではこれらをまとめて論じる。

図11 層間変形角-R 関係

3.3 原記録の地震動

(1) $I_s=0.6$ の場合の被災度 (実被害との対応)

診断基準における構造耐震判定指標 I_{so} は2次診断で 0.6 とされ、 $I_s \geq I_{so}$ を満足する建物は「安全」とされる。この判断の基となったのが、 I_s 値が 0.6 以上の建物には、「宮城県沖地震と十勝沖地震では中破以上の被災度となったものがなく、また、兵庫県南部地震では大破以上の被災度となったものがなかった」という一般認識である。そこで、本解析における $I_s=0.6$ の場合の被災度がどの程度であるかを検討する。各モデルについて、 $I_s=0.6$ の場合の耐震性能残存率 R (3層、5層建物のうち値の小さい方) を図14に示す。

JMA に対してはすべてのモデルで大破、FKI に対してはモデル1と2で中破、モデル3で小破以下、TOH と HAC に対してはすべてのモデルで小破以下であった。つまり、TOH と HAC に対しては宮城県沖地震と十勝沖地震における認識と一致した。FKI に対しても兵庫県南部地震における認識と一致したが、JMA のみそれより厳しい結果となった。この理由としては、本研究で設けた種々の仮定のほか、学校建築の梁間方向には耐震壁が設けられていることが多くそれが柱の損傷を抑える働きをするが、本研究ではそれを考慮しなかったことが考えられる。

(2) 倒壊を免れるために必要な I_s 値

地震時に建物が倒壊に至ると人命に対する危険が非常に大きいため、どの程度の I_s 値があれば倒壊しないかを把握することが重要である。図12中に倒壊を免れるために必要な I_s 値を破線で示し、図15にそれらの値をまとめて示す。

図 12 I_s 値-R 関係 (原記録)

図 13 I_s 値-R 関係 (最大速度 : 50cm/s)

JMA に対してはモデル 1 と 2 で $I_s=0.5$ 、FKI に対してはモデル 1 で $I_s=0.4$ 、モデル 2 で $I_s=0.25$ 、TOH に対してはモデル 1 で $I_s=0.3$ 、モデル 2 で $I_s=0.25$ あれば倒壊を免れた。HAC を含むその他のケースでは $I_s=0.2$ でも倒壊しなかった。これより、地震動レベルが大きい兵庫県南部地震に対しては、 I_s 値が 0.5 あれば倒壊を免れることがわかる。

3.4 最大速度 50cm/s の地震動

(1) $I_s=0.6$ の場合の被災度

各モデルについて、 $I_s=0.6$ の場合の耐震性能残存率 R を図 16 に示す。FKI に対してはモデル 2 で中破、モデル 1 と 3 で小破以下、HAC に対してはモデル 1 と 2 で中破、モデル 3 で小破以下、TOH に対してはすべてのモデルで小破以下であった。ここで、FKI と HAC で中破となった場合の R は 80 に近く、小破に近いといつてよいであろう。これより、 $I_s=0.6$ は、FKI、TOH、HAC では、最大速度 50cm/s の地震動に対して被害が概ね小破以下に収まる値であるといえる。一方、JMA に対してはモデル 1 で大破、モデル 2 と 3 で中破であった。ただし、大破となったモデル 1 の場合 (5 層建物) でも、 $R=48\%$ 、最大層間変形角 $=0.72\%$ (図 11) であり、わずかな変形の減少で R が大きく増加する領域に入っていることに注意が必要である。

(2) 倒壊を免れるために必要な I_s 値

図 13 中に倒壊を免れるために必要な I_s 値を破線で示し、図 17 にそれらの値をまとめて示す。JMA に対してはモデル 1 と 2 で $I_s=0.35$ 、TOH に対してはモデル 1 で $I_s=0.35$ 、モデル 2 で $I_s=0.3$ 、HAC に対してはモデル 1 と 2 で $I_s=0.3$ あれば倒壊を免れた。FKI を含むその他のケースでは $I_s=0.2$ でも倒壊しなかった。これより、耐震設計でよく考慮される最大速度 50cm/s の地震動に対して倒壊を免れるためには、極脆性柱を含む建物では 0.35 以上の I_s 値が必要であることがわかる。言い換えると、極脆性柱を含む既存建物で I_s 値が 0.35 に満たない建物に対しては、早急な対策が必要であるといえる。

3.5 各モデルの比較

ここでは、各モデルについて解析結果を比較し、柱種別の違いによる影響を検討する。

図 14、16 によると、 $I_s=0.6$ の場合の耐震性能残存率 R は、JMA の場合を除いて、概ねモデル 1 と 2 では同程度、モデル 3 ではそれらより大きい。これより、柱種別の違いにより、同じ I_s 値に対しても被災度は異なり、極脆性柱が存在する場合にはそれがない場合より被災度が大きくなる傾向にあるといえる。

また、図 15、17 によると、倒壊を免れるために必要な I_s 値は、モデル 1 とモデル 2 では同程度であり、モデル 3 では $I_s=0.2$ でも倒壊しない。これより、倒壊を防ぐために必要な I_s 値に関しても、極脆性柱が存在する場合にはそれがない場合より不利であるといえる。ただし、本研究における倒壊の定義より、モデル 1、2 ではモデル 3 よりかなり小さな層間変形角で倒壊とみなされることに注意が必要である (図 11 参照)。

3.6 倒壊安全率-R 関係

耐震性能残存率 R の算出過程には、柱の耐震性能低減係数 η など、いくつかの仮定的要素が含まれているため、最大層間変形角との関

係が単純ではない (図 11 参照)。そこで、最大層間変形角との関係がより直接的な指標として、倒壊時層間変形角に対する倒壊時層間変形角と最大層間変形角の差の比として求められる倒壊安全率 S (Collapse Safety Index) を考える。ここで、最大層間変形角が倒壊時層間変形角より大きいときは $S=0$ とする。 S は倒壊に至るまでの層間変形角のマージンを表す値である。 S と R の関係を図 18 に示す。また、図 10 中に S の軸を記入する。 S と最大層間変形角は直線的な関係にあるが、 R と最大層間変形角がそうでないため (図 11 参照)、 S と R も直線的な関係にはない。

図 14 $I_s=0.6$ の場合の R (原記録)

図 15 倒壊を免れるために必要な I_s 値 (原記録)

図 16 $I_s=0.6$ の場合の R (最大速度: 50cm/s)

図 17 倒壊を免れるために必要な I_s 値 (最大速度: 50cm/s)

図 18 S-R 関係

3.7 I_s 値と被災状況の関係

建物モデルと地震動に応じて図 12、13 のように I_s 値に対する耐震性能残存率 R が与えられると、 R から図 11、図 18 により最大層間変形角と倒壊安全率 S が求められる。さらに、写真 1 より最大層間変形角に対応する柱の損傷度がわかる。

I_s 値と被害状況の関係を、JMA50cm/s に対する 3 層建物・モデル 1 を例として検討する。 $I_s=0.3$ および $I_s=0.55$ の場合の結果を 1 層の水平力-層間変形角関係とともに図 19 に示す。

$I_s=0.3$ 時の耐震性能残存率 R は 15% (被災度は倒壊)、倒壊安全率 S はゼロであり、最大層間変形角は-3%である。極脆性柱は崩壊し、せん断柱にも多数のひび割れが入っている。一方、 $I_s=0.55$ 時の R は 78% (被災度は中破)、 S は 87%であり、最大層間変形角は-0.35%である。極脆性柱には大きなせん断ひび割れが入っているが、せん断柱はほとんど被害を受けていない。なお、このときの $S=87\%$ は、倒壊に至るまでにあと倒壊時層間変形角の 87%変形できることを示している。

このように、建物階数、柱種別、 I_s 値および地震動が与えられた場合、本研究で示した方法により地震時に受ける被災度と被災の様子を推定することができる。

図 19 被災状況と水平力-層間変形角関係
(3 層建物、モデル 1、JMA50cm/s)

4. まとめ

地震動原記録および最大速度 50cm/s の地震動レベルを設定して旧基準 RC 建物の I_s 値と被災度の関係を調べた。ごく限られた範囲での検討であるが、得られた知見をまとめると、以下になる。

- 1) 建物階数、柱種別、 I_s 値および地震動が与えられた場合、本研究で示した方法により地震時に受ける被災度と被災の様子を推定することができる。
- 2) 原記録の地震動に対する $I_s=0.6$ の建物の被災度は、TOH と HAC では小破以下となり実被害と一致した。一方、JMA では大破となり、実被害より大きな被災度となった。後者の理由のひとつとして、直交壁の影響を解析では無視した点が考えられる。
- 3) 設計時によく考慮される最大速度 50cm/s の地震動に対して倒壊を免れるためには、極脆性柱を含む場合には I_s 値が 0.35 必要であった。極脆性柱を含む既存建物で I_s 値が 0.35 に満たないものに対しては、早急な対策が必要であるといえる。
- 4) 極脆性柱を含む建物は、それを含まない建物に比べて、同じ I_s 値に対する被災度が大きかった。
- 5) 3 層建物と 5 層建物を比較すると、同じ I_s 値に対する被災度は同程度であり、固有周期の影響は見られなかった。

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) 日本建築防災協会：震災建築物等の被災度判定基準および復旧技術指針（鉄筋コンクリート造編）、1991
- 3) 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
- 4) 岡田恒男、壁谷澤寿海ほか：鉄筋コンクリート造学校校舎の耐震診断指標値と被災度、第 10 回日本地震工学シンポジウム、Vol.1、pp.177-182、1998.11
- 5) 李康碩、中埜良昭、隈澤文俊、岡田恒男：1995 年兵庫県南部地震により被災した建物の耐震性能と被災度に関する研究、構造工学論文集、Vol.42B、pp.9-14、1996.3
- 6) 中村孝也、芳村 学、大和征良：せん断破壊型鉄筋コンクリート短柱の軸力保持限界に関する研究、日本建築学会構造系論文集、第 561 号、pp.193-199、2002.11
- 7) 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
- 8) 田村正男、田中淳夫：耐震診断における既存 RC 造建物の耐震性能評価に関する統計的研究、構造工学論文集、Vol.45B、pp.297-304、1999.3
- 9) 八木克己、中村孝也、芳村 学：旧基準 RC 建物の補強後の地震応答、第 11 回日本地震工学シンポジウム論文集、pp.1585-1588、2002.11
- 10) 中村孝也、芳村 学：兵庫県南部地震において中間層崩壊した鉄筋コンクリート系建物の地震応答、日本建築学会構造系論文集、第 556 号、pp.123-130、2002.6

(2003 年 8 月 21 日原稿受理、2003 年 12 月 25 日採用決定)