

C25

既存低層RC建物のIs値と倒壊の関係

Relations between Seismic Capacity Index, I_s , and Collapse for Existing Low-Rise R/C Buildings

芳村 学 (教授) 上野 裕美子 (修士課程) 中村 孝也 (助手)

Manabu YOSHIMURA (Prof.), Yumiko UENO (Master Course) and Takaya NAKAMURA (Res. Assoc.)

ABSTRACT

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 interstory drifts are computed.

キーワード：RC建物 構造耐震指標 倒壊 地震応答解析

Keywords: reinforced concrete building, seismic capacity index, collapse, dynamic analysis

1. はじめに

既存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重要な課題である。建物倒壊が主として問題となる1971年以前に建設された旧基準建物の柱は、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、「せん断柱」と判定される柱の実際の変形能には大きな差違があることが知られており²⁾、「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。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い、 I_s 値と倒壊の関係について検討する。

2. 解析方法

2.1 建物のモデル化

旧基準RC 3層建物を対象とする。解析モデルは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とし、各層の階高を360cm、重量を753kNとする(図-1)。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、実際にも曲げ降伏せずにせん断破壊する柱としてS1柱、S2柱、S3柱、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、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。

各柱は過去に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試験体に対応している。

(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、各層の初期剛性、強度は同一とした。

(3)形状指標 S_D と経年指標 T を1.0として、耐震2次診断により I_s 値を求めた。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。以下、 I_s 値というときには建物の I_s 値を指す。

(5)各層の初期剛性は I_s 値に従って変化させた。 $I_s=0.4$ のときの一次固有周期を0.216(建物高さ[m]×0.02)秒として初期剛性を決定し、それを基準に $I_s=0.4$ 以外の場合の初期剛性を I_s 値に比例させて定めた。

2.2 柱のモデル化

実験は軸力比0.2のもとで繰り返し载荷を行い、軸力を保持しえなくなるまで加力を行った。例として、No.1試験体(S1柱)について、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-3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求めた(層間変形角=2/3・部材角)。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-1に示す。

I_s 値が柱の計算強度を元に算出されるのに対して、建物の実際の地震応答は柱の実強度に応じて定まる。

これを考慮するため、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-1)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。

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-4に示す。例として、S1柱のスケルトンカーブを図-3に示す。①ひび割れ強度 Q_1 は最大強度 Q_2 の1/3とした。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柱では最大強度と同じとした。④それ以降は、崩壊変形 δ_u まで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。崩壊変形の大小は $S_3=FS_2<S_2=FS_1<S_1<F$ 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。

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³⁾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の修正を施した武田スリップモデルとした⁴⁾。

2.3 靱性指標Fの算定

各柱のF値は、F柱以外では1.0、F柱では1.04となった。各柱は変形能が大きく異なるが、F値にほとんど差がない(Is値が同じ場合C値もほぼ同一となる)。以上のF値を用いて、設定したIs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。

2.4 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)、大阪ガス葺合供給所N330E波(FKI, 兵庫県南部地震)、El Centro NS波(ELC, Imperial Valley地震)、東北大学NS波(TOH, 宮城県沖地震)の4つを最大速度50cm/sに基準化して用いた。

減衰は初期剛性比例型を用い、減衰定数を2%とした。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。

3. 解析結果の概要

検討範囲内で得られた主な知見を以下に示す。

1)靱性指標Fがほとんど変わらなくても、実際の「せん断柱」の変形能には大きな差がある。

2)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Is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Is値で十分である。

参考文献

- 1)日本建築防災協会:既存鉄筋コンクリート建造物の耐震診断基準・同解説, 2001年度改訂版, 2001.10
- 2)高稲直和, 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)江戸宏章, 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要録集, pp.1877-1878, 1977.1
- 4)芳村学, 上野裕美子, 中村孝也:既存低層鉄筋コンクリート建物のIs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, 日本建築学会構造系論文集, 第587号, pp.197-204, 2005.1

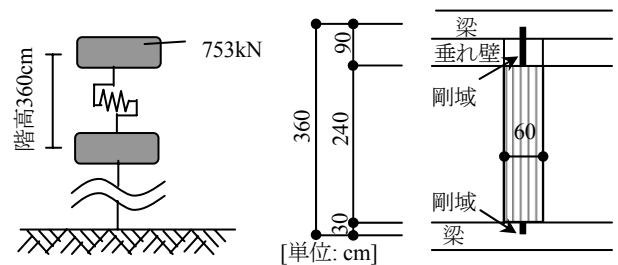


図-1 建物モデル

図-2 実建物のイメージ

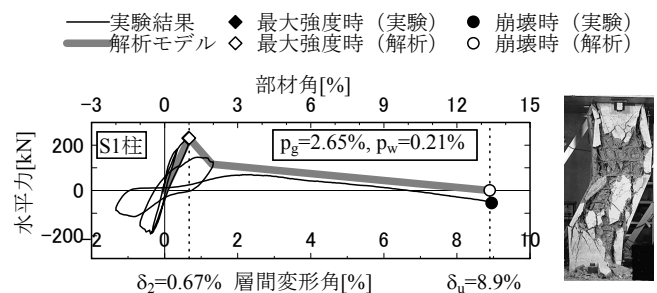


図-3 実験結果と解析に用いる復元力モデルのスケルトンカーブおよび試験体崩壊後の写真

表-1 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

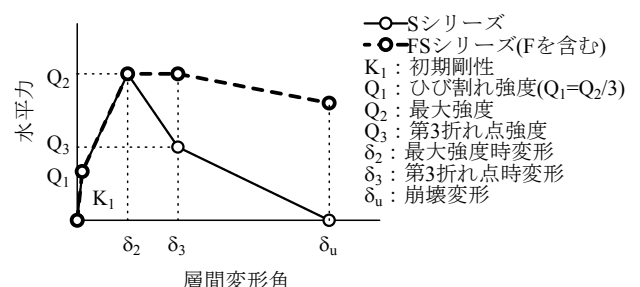


図-4 復元力モデルのスケルトンカーブの概略