報告 既存低層鉄筋コンクリート造建物の地震時崩壊危険性の定量的評価

田村 良一^{*1}·岩野 武尊^{*2}

要旨:表層地盤モデル上に1971年以前の耐震基準による低層鉄筋コンクリート造の建物モデルを設定し,数 値解析を実施して,地震時崩壊危険性ついて定量的な検討を行った。まず,表層地盤及び建物(3層)の例題モ デルに対し工学的基盤上に設定した地震動を入力とする地震応答解析を実施し,地震動特性の相違を考慮し た建物損傷のフラジリティ曲線を作成した。建物モデルは柱の崩壊形式の相違を考慮して2種類設定した。 さらに,国内3地点の地震ハザード曲線と組み合わせて建物崩壊等の発生確率を算出した。その結果,最も 危険性の高い地点で,本報告の建物モデルが崩壊する可能性は,30年間で17~21%程度であった。 キーワード:既存建物,耐震性能,地震被害,フラジリティ曲線,地震ハザード曲線

1. はじめに

将来発生する可能性のある地震動に対して,建物が損 傷を受け崩壊に至る危険性を定量的に知ることは,建物 の所有者のみならず地域の防災・減災を考える上で重要 である。また,旧耐震基準で設計された既存建物の中に は,耐震性の低い建物も多く耐震改修等の対策を取るこ とが求められている¹⁾。本報告では,表層地盤モデル上 の 1971 年以前の耐震基準による低層鉄筋コンクリート 造例題建物モデルを対象とし,地震動特性の不確定性を 考慮したフラジリティ曲線²⁾(損傷度曲線)を求め,国内 の3地点の地震ハザード曲線と組み合わせることにより, 大きな損傷,崩壊の発生確率を算出した結果を述べる。

2. 解析モデル及び検討方法

2.1 検討概要

検討フローを図-1 に示す。以下の(1)~(5)において, 表層地盤及び建物は,特定の例題モデルを設定して確定 量として扱い,入力地震動の特性について不確定性を考 慮している。また,建物モデルは表層地盤モデル上に建 設された既存建物とし,建設位置として特定のサイトは 考慮せずに建物のフラジリティ曲線を作成している。

- (1) 工学的基盤上の地震動として,国内の硬質地盤上での観測記録を中心として 20 地震動を設定する。
- (2) 表層地盤モデルを設定し、(1)の地震動を入力とした 地震応答解析を実施して地表面地震動を作成する。
- (3) 崩壊形式の異なる2種類の3層モデル,2つの被害 レベルを設定する。地表面地震動を入力とした建物 モデルの地震応答解析を実施する。
- (4) 20 地震動について、建物の被害レベルに到達するまで(2)、(3)を地震動の入力レベルを変えて実施する。
- (5) 被害レベルに到達する工学的基盤上の地震動の最 大速度を用いて、フラジリティ曲線を作成する。

*1 新潟工科大学 建築・都市環境学系教授 工博 (正会員)

**2 新潟工科大学 工学研究科生産開発工学専攻 博士前期課程

(6) 国内3地点を対象とし、地震ハザード曲線と組み合わせて、被害レベルの発生確率を求める。



図-1 検討の概略フロー

2.2 工学的基盤上の地震動

地震動の応答スペクトル特性の相違を考慮して 20 地 震動を選出する(表-1)。日本国内の K-net, Kik-net の観 測記録³⁾で硬質地盤上の 19波に告示の安全限界検討用の 地震動としてランダム位相を用いて作成した模擬地震波 (No.20)を加えている。観測地震動は海溝型地震と直下型 地震に配慮し, 観測点の表層地盤の平均せん断波速度 (Vs)が 300m/s 以上⁴⁾で,最大加速度が 300cm/s²以上の記 録を抽出した。最大速度を 50cm/s に規準化した場合の 20 地震動の加速度応答スペクトルを図-2 に示す。周期 0.4 秒以下の比較的短周期が卓越する地震動が多い。これ らの地震動は工学的基盤上での露頭波として扱う。

2.3 表層地盤モデル

表層地盤モデルは図-3 に示す水平成層地盤とする。 文献⁵⁾では多くの柱状図データを整理して日本の都市部

No	地震名	マグニ	発生日時 データ種類	データ種別	観測点	観測占名	観測点名 方向	PGA	PGV	計算用継
	地波伯	チュードMj	九上百时	7 外主加	コード	刷/ 次1/201		(cm/s²)	(cm/s)	続時間(s)
1	鹿児島県北西部地震	6.2	1997-05-13	K-NET	KGS002	出水	NS	728.1	22.0	40
2	鳥取県西部地震	7.3	2000-10-06	K-NET	HRS005	油木	EW	524.1	13.9	40
3	鳥取県西部地震	7.3	2000-10-06	KiK-net	SMNH02	仁田	NS	564.0	30.7	40
4 5 6	鳥取県西部地震	7.3	2000-10-06	KiK-net	SMNH01	伯太	NS	720.4	35.0	40
	芸予地震	6.4	2001-03-24	KiK-net	HRSH03	御調	EW	554.5	19.8	40
	芸予地震	6.4	2001-03-24	KiK-net	HRSH07	呉	EW	336.1	17.4	40
7	十勝沖地震	8.0	2003-09-26	K-NET	HKD084	阿寒	EW	353.5	45.7	80
8	十勝沖地震	8.0	2003-09-26	K-NET	HKD098	大樹	NS	366.1	81.8	80
9	能登半島地震	6.9	2007-03-25	K-NET	ISK003	輪島	NS	519.0	41.4	40
10	能登半島地震	6.9	2007-03-25	KiK-net	ISKH02	柳田	EW	359.3	26.4	40
11	東北地方太平洋沖地震	9.0	2011-03-11	K-NET	GNM009	桐生	EW	353.6	27.1	160
12	東北地方太平洋沖地震	9.0	2011-03-11	K-NET	MYG003	東和	EW	781.3	35.6	160
13	東北地方太平洋沖地震	9.0	2011-03-11	K-NET	MYG001	気仙沼	EW	426.3	22.7	160
14	東北地方太平洋沖地震	9.0	2011-03-11	KiK-net	FKSH10	西郷	NS	1062.4	35.2	160
15	東北地方太平洋沖地震	9.0	2011-03-11	KiK-net	TCGH13	馬頭	EW	839.5	56.6	160
16	熊本地震	7.3	2016-04-16	KiK-net	KMMH02	小国	EW	660.4	42.9	40
17	熊本地震	7.3	2016-04-16	KiK-net	OITH11	九重	NS	559.4	20.2	40
18	島根県西部の地震	6.1	2018-04-09	K-NET	SMN006	大田	EW	563.7	26.6	40
19	北海道胆振東部地震	6.7	2018-09-06	KiK-net	IBUH02	穂別	EW	678.9	33.9	40
20	模擬地震動(告示,安全 限界検討用)	-	-	-	_	-	_	333.9	44.4	120

表-1 検討に用いた地震動の一覧



(平野部)の表層地盤構成が提案されており,その中の一 つを用いている。工学的基盤(Vs=400m/s)の位置は GL-30 mとし,地表面から GL-22m は沖積層,それ以深は洪積 層としている。特に GL-8.5mまでは,比較的軟質(N 値 =2)な粘性土である。文献⁵⁾では各地層の N 値と層厚に ついて,平均値(μ)と標準偏差(σ)が示されている。**図**-3 の地盤モデルは平均値を用いている。GL-22m 以浅の沖 積層に対して各地層の N 値と深さから V's を算出し,等 価な一つの地層に置換して求めた地盤卓越周期(Tg)は 0.62 秒である。N 値と層厚について $\mu \pm \sigma$ の範囲を考慮 して同様に算出した Tg,は 0.27~1.01 秒の範囲であった。

地震応答解析では平面ひずみ要素⁶⁾でモデル化し(図 -3),水平方向のみ自由度を考慮し一次元モデルとして 扱う。表層地盤の最下部には底面粘性境界を設定してい る。設定した物性値は図-3 に示すが、時刻歴応答解析 を行うので、せん断応力度-せん断ひずみ度関係の復元 力特性は修正 R-Oモデル⁷⁾を用いる。設定した基準せ ん断ひずみ(γ_{0.5}),最大減衰定数(h_{max})⁸⁾を図-3 に示す。 また、粘性減衰は減衰定数(h)=2%とする。工学的基盤上 の地震動を入力とし地表面の地震動を出力する。

2.4 建物モデル

(1) 建物モデルの概要



1971年以前の耐震基準による鉄筋コンクリート造3層 モデルを設定する。3層モデルの建物概要は図-4に示す が、文献 9に 做い設定している。各層は一種類の柱で構 成されているものとし、柱1本を対象として地震応答解 析モデルを構築する。各階重量は柱の支配面積を 7m× 7m, 単位面積重量を 12kN/m²とし, 588kN とする。階高 は各階共通に 3.6m とし、たれ壁等を剛域として考慮し た後の柱の内法高さは 2.4m とする。建物モデルは柱の 崩壊形式の異なる2種類を設定する。1層を対象とした 断面の特性等を表-2,表-3に示す。強度計算は、耐震 診断基準10の2次診断の計算式を用いる。両柱共にせん 断余裕度は 1.0 以下で耐震診断基準上はせん断柱となる が,柱の崩壊形式はせん断破壊先行型(S柱,Sモデル) と曲げ降伏が先行した後にせん断破壊が生じる破壊(FS 柱, FS モデル)を想定する。断面の諸パラメータ(表-3) は後述する復元力特性の設定に用いる文献¹¹⁾を参考とし ている。また、2 種類の柱のせん断強度は荒川 min 式か ら算出しているが、同一となるように配慮した。

建物の Is 値は 1 層の値となるが,強度指標は両建物モ デル共通で 0.43, 靭性指標は S モデルで 1.0, FS モデル で 1.1 となるので, Is 値は S モデルで 0.43, FS モデルで 0.47 である。形状指標 Sp と経年指標 T は 1.0 としている。



図-4 建物モデルの概要と解析モデル

	表-2	柱断面と材料強度	(1 層)	
柱	柱断面 B×D(mm)	コンクリートの圧縮強度 (N/mm ²)	鉄筋の降伏強度 _(N/mm²)	
S	700 × 700	20	204	
FS	750 × 750	20	294	

注) S 柱の主筋降伏強度は表中の値を 1.3 倍して使用

	衣一5 柱の語符住(F層)									
柱	壯	軸力比	内法高さ	h /D	主筋比 pg(%)		せん断			
	į	η	h ₀ (mm)	110/ D		1與111111111111111111111111111111111111	余裕度			
	S	0.18	2400	3.4	$2.46(24-25\phi)$	0.152(2−13 <i>ф</i> @250)	0.73			
	FS	0.16	2400	3.2	$1.35(20-22\phi)$	0.085(2−9 φ@150)	0.95			

わつきはか(1 図)

(2) 復元力特性の設定

解析モデルは基礎固定 3 質点せん断型モデル(図-4, 梁は剛相当)とする。両解析モデルのせん断ばね(k)に設定 した層間変形角—層せん断力関係の骨格曲線を図-5 に, その座標を表-4 に示す。第 3 折れ点($\mathbf{R}_3, \mathbf{V}_3$),崩壊点 ($\mathbf{R}_u, \mathbf{V}_u$)の算出式¹¹⁾は式(1),式(2)に示す(記号は図-5 参 照)が,式中のRは部材角(%)である。表-4,図-5 は層 間変形角(δ)で示すが、階高 3.6m,柱の内法高さ 2.4m で あるので,層間変形角=(2/3)×部材角としている。

$${}_{s}V_{3} = 0.4 {}_{s}V_{2}$$
, ${}_{s}R_{3} = 0.3 {}_{s}R_{u}$
 ${}_{s}V_{u} = 0.0$ (1)
 ${}_{s}R_{u} = 62.2 {}_{p}{}_{w} - 51.9 \eta + 6.07 {}_{p}{}_{a} - 9.91 \ge 1.5$

$${}_{FS}V_3 = {}_{FS}V_2 , {}_{FS}R_3 = 2\%$$

$${}_{FS}V_u = {}_{FS}V_2 - 0.075 {}_{FS}V_2 ({}_{FS}R_u - 2)$$
(2)

$$_{FS}R_{u} = 28.0p_{w} - 42.3\eta - 8.60p_{e} + 20.6 \ge 1.5$$

各層の柱強度は、旧基準による低層建物の柱では上階 で細くしないのが一般的である¹²⁾ので、1層と同一とし た。式中の軸力比(η)、横補強強筋比 (p_w)、主筋比 (p_g) は、1層で算定式の範囲内となるように表-3の断面の特 性を設定している。本報告では各層の骨格曲線も1層と 同一としたが、後述するように応答変形は1層に集中し、 2、3層では最大でも第3折れ点に到達していないので特 に問題ないものと考えている。表-4 に示すように、崩 壊時の層間変形角(δ_u)はSモデルで 3.18%, FSモデルで 3.16%となる。これらの崩壊点は柱の軸力保持能力の喪 失を対象として設定されている¹¹⁾。

両解析モデルの初期剛性は,一次固有周期が設計用一 次固有周期の算定式 T=0.02H(H は建物高さ,3.6× 3=10.8m)から算出される 0.216 秒となるように設定する。 第1折れ点強度は,第2折れ点強度の1/3とする。第2 折れ点強度は,両モデル共に柱のせん断強度とした。式 (1),式(2)の元になる実験では,柱の曲げ強度,せん断強 度は共に計算値より大きくなり,前述の破壊形式になっ たものと考えられるが,本解析モデルの建物強度は計算 による強度指標 0.43 としたためである(両解析モデルの 最大強度時のベースシア係数は 0.43)。第2折れ点の層間 変形角は,両モデル共通に部材角で 1%¹²⁾を設定している。

繰り返しに用いる履歴特性は、両モデル共に Takeda-slip モデルに最大強度以降の強度低下を考慮して いる。さらに、S モデルでは、第2折れ点以降、最大点 指向ではなく原点指向となるようにしている⁹。

表-4 せん断ばね(k)の骨格曲線の折れ点の座標

	Sモデル 層間変形角 せん断:		FSモデル			
			層間変形角	せん断力		
第1折れ点	0.028% (0.042%)	254kN	0.028% (0.042%)	254kN		
第2折れ点	0.667% (1.0%)	761kN	0.667% (1.0%)	761kN		
第3折れ点	0.953% (1.43%)	304kN	1.33%(2.0%)	761kN		
崩壊点	崩壊点 3.18% (4.77%)		3.16% (4.74%)	605kN		
() () ()	注) () p / t p 注 p t 2 / cm か c 式 め c ね る 部 社 角					





(3) 建物の解析モデルの地震応答解析手法

地表面地震動を入力とする地震応答解析を実施する。 数値積分には直接復元力を用いる中央差分法¹³⁾を用い, 各ステップで振動方程式を満足させながら計算を行う。 また, P- Δ 効果は実験結果を基にした復元力特性に含ま れていると考え,考慮していない⁹⁾。粘性減衰は,初期 剛性比例型で h=0.02 として設定している。

3. フラジリティ曲線(損傷度曲線)の作成

3.1 被害レベルの設定

2 つの被害レベルを設定する。被害レベル1は建物損 傷を考える目安として設定するが,強度低下を開始する 位置とし、Sモデルでは第2折れ点、FSモデルでは第3 折れ点とする。被害レベル2は崩壊点とする。

3.2 各被害レベルのフラジリティ曲線

表-1の 20 地震動の振幅を変えながら,表層地盤モ デル及び建物モデルの地震応答解析を実施し,被害レベ ル1,2に到達する入力レベルを求める²⁾。地震動の振幅 を変える解析を行うが,無条件に増大させることは現実 的ではない。しかし,地震動の上限値について明確な知 見を得ることは難しいと考えられるので,本報告では, 便宜的に原波の3倍を上限として検討を実施する。

(1) フラジリティ曲線の作成

地震応答解析の結果として,図-6に工学的基盤上の 地震動の最大速度と1層の最大層間変形角との関係を示 す。縦軸には地震動強度の指標として最大速度を用いて いる。各地震動による応答解析結果では、すべて1層に 変形が集中する結果となり、被害レベル1,2は1層の最 大変形で表すことができる。本報告では、応答層間変位 が初めて被害レベルの変形を超えた時点で、被害レベル に到達したものとみなしている。図-6では、各被害レ ベルに到達する各地震動の最大速度に相違が見られる。

図-7は、被害レベル1、2に到達した地震動を対象とし、横軸にその入力レベルの工学的基盤上の最大速度、縦軸に各地震動を等重みとして昇順に並び替えた累積値(全体を1.0として)を示している。また、被害レベル1、2に到達させる工学的基盤上の最大速度の平均値等の統計量は表-5に示している。被害レベル1では、Sモデルで平均値(μ)18.7 cm/s、標準偏差(σ)9.6 cm/s、FSモデルで31.0 cm/s、13.4 cm/sである。被害レベル2では、Sモデルで平均値46.1 cm/s、標準偏差11.7 cm/s、FSモデルで55.1 cm/s、18.5 cm/sである。図-7には、これら平均値と標準偏差を用いた正規分布による累積分布を連続的なフラジリティ曲線として示している。

被害レベル1の場合,Sモデルの平均値18.7 cm/sはFS モデル31.0 cm/sの0.6倍程度であるが,第2折れ点と第 3折れ点の対象変形(表-4)の相違による影響が大きい と考えられる。被害レベル2の場合,SモデルとFSモデ ルの崩壊点の層間変形角はほぼ同じ(表-4)であったの に対して,平均値はSモデルで46.1 cm/s,FSモデルで 55.1 cm/sと多少相違が見られる。これは,前述した最大 強度以降の復元力特性の相違が大きく影響していると考 えられる。また,Sモデルの標準偏差11.7 cm/sはFSモ デルの18.5 cm/sより小さくなり地震動特性の相違の影 響を受けにくくなっていることも,同様に復元力特性の 相違が影響していると考えられる。

3.3 表層地盤の増幅及び告示地震動による地震応答性状

(1) 表層地盤の増幅特性

図-8にはFSモデルを例として,被害レベル1,2に

到達した入力レベルの地震動の工学的基盤上と地表面の 加速度応答スペクトル(h=0.05)の比率(地表面/工学的基



表-5 被害レベルに到達した地震動レベルの統計量

		SEF	デル	FSモデル		
		被害レベル1 (第2折れ点)	被害レベル2 (崩壊点)	被害レベル1 (第3折れ点)	被害レベル2 (崩壊点)	
到達した	地震動の数	19	19	19	15	
	最小値	5.2	30.6	10.3	32.5	
工学基盤 上の最大	最大値	32.7	75.3	52.4	82.6	
速度	平均值	18.7	46.1	31	55.1	
(cm/s)	標準偏差	9.6	11.7	13.4	18.5	
	変動係数	0.51	0.25	0.43	0.34	

盤上)を求め,その平均を増幅率として示している。図中 には、参考として倍率を0.1倍とした小振幅での増幅率 も示している。3種類の増幅率は全周期帯で1.0以上で あり、ピーク位置では2~2.5程度となっている。ピーク の周期帯は、小振幅で0.5秒付近、被害レベル1で0.7 秒付近、被害レベル2で0.8秒付近であり、振幅が増大 すると地盤非線形の影響で周期帯が伸びている。2.3節 で述べたように本地盤モデルはN値と層厚の平均値を用 いているので、頻度は最も高くなるケースであると考え られるが、異なる地盤卓越周期(Tg)の表層地盤を対象と する場合には、特に上述のピーク周期帯等が変化し、フ ラジリティ曲線への影響度も異なるものと考えられる。

表-6 には、工学的基盤上の地震動を直接建物モデル に入力して被害レベル1,2 に到達させる入力レベルの最 大速度の平均値を示している。表-5 の平均値と比較し て、1.5~2 倍程度の最大速度を必要とする結果となって おり,表層地盤の増幅特性の影響が大きいことが分かる。

(2) 安全限界検討用模擬地震動に対する地震応答性状

安全限界検討用に作成した模擬地震動(表-1のNo.20) を用いた被害レベル2に到達させる入力レベルにおいて, 1層の層間変位角時刻歴,層せん断力-層間変位角関係を 図-9に示す。また,被害レベルに到達させる入力レベ ルの原波に対する振幅の倍率を表-7に示す。被害レベ ル2において,Sモデルは0.76倍である。模擬地震動1 波による結果であるが,原波の入力レベル以下で崩壊し ており,安全限界検討用の地震動に対して安全性を確保 できないことになるので,現行耐震設計での性能を満足 していないことになると考えられる。Sモデルで入力レ ベルが小さくなるのは,最大強度以降の強度低下と前述 の履歴特性の影響が大きいことが図-9から推測される。

4. 被害レベルの発生確率

国内3地点の地震ハザード曲線を用いて,被害レベル の発生確率を算出する。3地点は,新潟,東京,広島と し,各都県庁舎の位置とする。地震ハザード曲線は図-10に示すが,文献¹⁴⁾からデジタルデータをダウンロード している。2019年から30年間を対象とした平均ケース である。また,地震ハザード曲線の地震動強度の指標は 工学的基盤上の最大速度であり,フラジリティ曲線と同 ーと考える。各被害レベルの発生確率(p_i)は,文献¹⁵⁾を参 考として式(3)から算出する。

$$p_f = \sum_{i=1}^{150} (1 - F_S(x_i)) f_R(x_i) \Delta x_i$$
(3)

ここで、1- $F_{S}(x_{i})$ は入力地震動の超過確率であり、地震ハ ザード曲線を用いる。 $f_{R}(x_{i})\Delta x_{i}$ は耐力側の確率密度であ り、3.2節の正規分布で近似したフラジリティ曲線から求 めた。また、対象とする最大速度は 0~150m/s の範囲と し、1m/s 増分で150分割し離散化して計算を行った。 算出した発生確率を表-8に示す。3地点の発生確率は、 大きい順に東京、広島、新潟の順であるが、発生確率に



図-8 表層地盤の増幅特性(FS モデル,全波の平均)

表-6 被害レベルに到達した地震動(表層地盤なし)

		Sモラ	『ル	FSモデル		
		被害レベル1 (第2折れ点)	被害レベル2 (崩壊点)	被害レベル1 (第3折れ点)	被害レベル2 (崩壊点)	
到達した	地震動の数	19	11	14	7	
最大速度 (cm/s)	平均值	38.9	68.7	56.5	87.2	





表-7 各被害レベルに到達する No. 20 地震動の倍率

	Sモデル	FSモデル			
被害レベル1	0.34倍(15.1cm/s)	0.49倍(21.7cm/s)			
被害レベル2	0.76倍(33.7cm/s)	1.16倍(51.5cm/s)			
注) ()内は最大速度(工学的基盤上)					

影響の大きい最大速度は、フラジリティ曲線の平均値を 中心とする区間であるので、該当する区間の地震ハザー ド曲線の大きさの相違が現れたものと考えられる。

被害レベル2の発生確率(30年)は、フラジリティ曲線の標準偏差(表-5)の影響と考えられるが、新潟、広島で 両建物モデルの相違が小さいので、建物モデルで区別せ ずに示すと、新潟で2%程度、広島で7%程度、東京で 17~21%程度である。被害レベル1を超えるが被害レベル 2(崩壊)に至らない建物損傷を受ける確率(30年)は、Sモ デルでは、新潟で2~20%程度、広島で7~47%程度、東 京で21~77%程度、FSモデルでは、新潟で2~8%程度、 広島で6~24%程度、東京で17~48%程度であった。



図-10 検討に用いた地震ハザード曲線¹⁴⁾

表-8 各被害レベルの発生確率	(30年)	単位:%
-----------------	-------	------

			東京	新潟	広島
•	ᇬᆍᆕᆈ	被害レベル1(第2折れ点)	76.7	20.1	46.7
	5モナル	被害レベル2(崩壊点)	21.2	1.8	7.2
	FSモデル	被害レベル1(第3折れ点)	48.4	8.4	23.7
		被害レベル2(崩壊点)	16.5	1.9	6.4

5. まとめ

表層地盤モデル上の 1971 年以前の耐震基準による 2 種類の 3 層鉄筋コンクリート造建物モデル(S モデル Is 値 0.43, FS モデル Is 値 0.47)について,建物損傷に関す るフラジリティ曲線を作成した。さらに,国内 3 地点の 地震ハザード曲線を用いて崩壊等の発生確率を検討した。 その結果,本報告の建物モデルの崩壊可能性は,最も危 険性の高い地点で,30 年間で 17~21%程度であった。

謝辞

本報告では,防災科学技術研究所 強震観測網(K-net, KiK-net)の観測記録及び地震ハザードステーション (J-SHIS)の地震予測地図データ(ハザードカーブデータ) を使用させていただきました。また,解析に使用した Takeda –Slip モデルは,元東京大学小谷俊介先生が開発さ れた地震応答解析プログラム SDF¹⁶のサブルーチンプロ グラムとして,東京大学塩原等先生が作成されたものに 手を入れて使用させていただきました。

参考文献

1) 国土交通省:住宅・建築物の耐震化について, http://www.mlit.go.jp/jutakukentiku/house/jutakukentiku_hou se_fr_000043.html (閲覧日:2019.11.25)

2) Quantification of Building Seismic Performance Factors FEMA P695, pp.2-6 - 2-10, 2009.6, https://www.fema.gov/ media-library-data/20130726-1716-25045-9655/fema_p695.p df (閲覧日:2020.1.13)

 防災科学技術研究所:強震観測網(K-NET,KiK-net), http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin (閲覧日:2019.11.25)
 STRONG-MOTION VIRTUAL DATA CENTER(VDC), https://strongmotioncenter.org/vdc/scripts/default.plx(閲覧日:2020.1.8)

5) YORIHIKO OHSAKI, OSAMU SAKAGUCHI : MAJOR TYPE OF SOIL DEPOSIT IN URBAN AREAS IN JAPAN :

SOILS AND FOUNDATION, Vol.13 No.2, pp.49-65, 1973.6 6) アーク情報システム: TDAPIII バッチ版 使用手引 書 バージョン 3.04, 2012.4

7) 土木学会:新体系土木工学 18 土の力学(Ⅲ), pp.244-250, 1981.8

8) 日本建築学会:建物と地盤の動的相互作用を考慮した 応答解析と耐震設計, pp.52-57, 2006.2

 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,日本建築学会構造系 論文集,第587号,pp.197-204,2005.1

10) 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年改訂版,2001.10

11) 芳村学,高稻宜和:崩壊変形を含む鉄筋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.163-171,2005.1

12) 芳村学,中村孝也,八木克己:既存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-,日本建築学会構造系論文集,第 578号, pp.107-114,2004.4

13) 柴田明徳著:最新 耐震構造解析 第2版, 森北出版 pp.102-103, 2003.5

14) 防災科学技術研究所: J-SHIS 地震ハザードステーション, http://www.j-shis.bosai.go.jp/shm (閲覧日:2019.11.25)
15) Gerhart I. Schuëller (小西一郎他訳):構造物の安全性と信頼性, 丸善株式会社 pp.96-104, 1984.11

16) Shunsuke Otani : Hysteresis Models of Reinforced Concrete for Earthquake Response Analysis, Journal (B) The Faculty of Engineering , University of Tokyo, Vol. XXXVI, No2, pp.125-159, 1981