

# 論文 既存鉄筋コンクリート建物が崩壊に至る時間に関する研究

中村 孝也\*1・井森 大介\*2

**要旨：**脆性的な柱を含む既存鉄筋コンクリート建物において地震時の避難を考える際、建物が崩壊に至るまでの時間を知ることが重要であることから、実験結果および地震応答解析による検討を行った。解析対象は最下層崩壊を想定した3層建物とした。柱はせん断破壊型の3種類とし、崩壊まで加力した実験結果に基づいて荷重変形関係に耐力低下と崩壊を考慮した。本論では、建物の中の人々が柱のせん断ひび割れ発生により初めて被害を認識してから崩壊するまでの時間を「せん断-崩壊時間」とした。検討の結果、せん断-崩壊時間は柱の崩壊変形が小さいほど短いこと、等が明らかとなった。

**キーワード：**鉄筋コンクリート建物、せん断破壊、崩壊、崩壊時間、継続時間

## 1. はじめに

脆弱な柱を有する既存鉄筋コンクリート (RC) 建物では、大地震の際に人命に危機を及ぼす甚大な被害が生じることが危惧される。地震時の避難方法を考える際には、それらの建物が崩壊に至るまでの時間を知ることが重要であるが、総体的な検討は行われていない。そこで本論では、建物の中の人々が柱のせん断ひび割れ発生により被害を初めて認識してから崩壊するまでの時間である「せん断-崩壊時間」に着目して、建物が崩壊に至るまでの時間に影響する要因を検討する。ここで、本論における建物の崩壊はある層が完全に落階する現象を想定しており、柱の崩壊はその契機となり得る軸力保持能力喪失を意味する。検討は既往の擬似動的実験結果および地震応答解析に基づいて行う。解析ではせん断破壊型柱からなる旧基準建物を想定した3層のモデル建物に対して地震応答解析を行い、柱崩壊時の水平変形や地震動の継続時間、等がせん断-崩壊時間に及ぼす影響を検証する。

## 2. 実験によるせん断-崩壊時間

本章では、過去に実施された RC 柱の擬似動的実験の結果<sup>1)~3)</sup>から得られたせん断-崩壊時間(詳細は3.1節(3)参照)を示す。検討対象試験体は計11体で、せん断破壊または曲げ降伏後せん断破壊が生じる柱を対象として崩壊するまで地震入力により加力している。試験体諸元の範囲は、横補強筋比  $p_w=0.11\% \sim 0.25\%$ 、クリアスパン比 3.0~3.3、軸力比 0.17~0.2、崩壊が生じた地震動の地動最大速度 29.2cm/s~100cm/s、である。実験結果による崩壊変形(図-3における層間変形角で算出)は0.8%~3%である。ここで、本論における崩壊変形は柱が崩壊に至るまでに経験した最大変形と定義する。各試験体のせん断-崩壊時間を図-1に示す。なお、せん断-崩壊時間の算出にあたり、複数の地震入力によりせん断破壊と崩壊が異なる入力で生じた試験体は除いた。図-1よ

り、せん断-崩壊時間は0.14秒から5秒程度と非常に短く、せん断破壊が発生した後に非常に短い時間で崩壊に至ったことがわかる。ただし、試験体数が少なく実験変数とせん断-崩壊時間との関係を見いだすのが困難であるため、次章では解析による検討を行う。

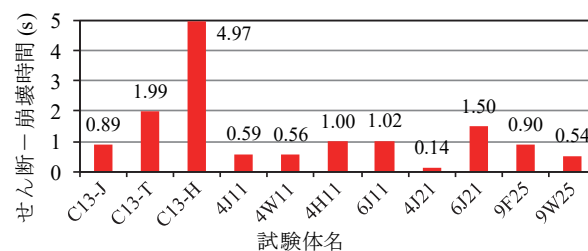


図-1 せん断-崩壊時間 (実験)

## 3. 解析によるせん断-崩壊時間

### 3.1 解析方法

#### (1) 解析モデル

解析モデルは3層の多質点せん断型モデルとした(梁は剛と仮定)。建物モデルを図-2に、実建物イメージを図-3にそれぞれ示す。各層階高3600mm、柱内法高さ2400mm、柱断面寸法600mm×600mmを設定した。各層重量を753kN(各層柱1本に対して、11.8kN/m<sup>2</sup>×8m×8mの重量を負担する)と仮定した。

建物の構造諸元を表-1に示す(構造耐震指標  $I_s=0.4$  の場合)。高さ方向の耐力分布は、各層の柱の断面寸法が同一であると想定して全て同一となるようにまず仮定した。次に、最下層を崩壊層とし、実際の地震で崩壊した層では他の層に比べて様々な要因により耐力が相対的に低かったと想定されることから<sup>4)</sup>、崩壊層の耐力を80%に低減した。 $I_s$ 値は第2次診断により求め<sup>5)</sup>、旧基準建物を想定して崩壊層の  $I_s$ 値を基本的に0.4とした(3.2節(6)でのみ  $I_s$ 値を変化させて検討した)。崩壊層の  $I_s$ 値、靱性指標  $F$ 、 $(n+1)/(n+i)$ より崩壊層の強度指標  $C$  を求めた。ここで、 $(n+1)/(n+i)$  ( $n$ は層数、 $i$ は対象階)は外力

\*1 新潟大学 工学部工学科建築学プログラム准教授 博士 (工学) (正会員)

\*2 明治 (株) 修士 (工学)

分布による  $I_s$  値の補正係数である。また、本論で用いた 3 種類の柱 (後述) の  $F$  値はいずれも 1.0 と算定される。C 値から崩壊層の最大耐力を決定した。その他の層では、仮定した耐力分布から最大耐力を求めて C 値を決定し、 $F$  値、 $(n+1)/(n+i)$  より  $I_s$  値を決定した。高さ方向の初期剛性分布は耐力分布と同じとし、1 次固有周期と各層の重量より初期剛性を求めた。1 次固有周期  $T_1$  は  $T=0.02 h$  ( $h$ : 建物高さ[m]) の式から求め、 $T_1=0.22s$  とした。

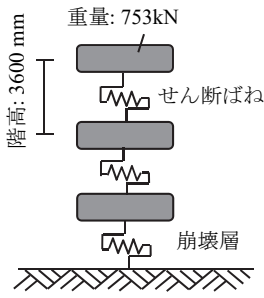


図-2 解析モデル

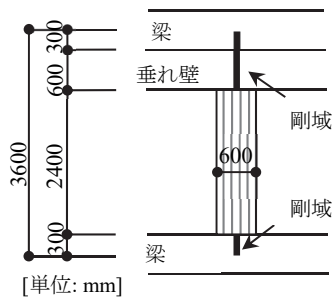


図-3 実建物イメージ

表-1 主要構造諸元 ( $I_s$  値=0.4)

層	重量 (kN)	初期剛性 (kN/cm)	最大耐力 (kN)	C 値	F 値	$(n+1)/(n+i)$	$I_s$ 値
3	753	3,730	1,130	1.5	1.0	0.67	1.01
2	753	3,730	1,130	0.75	1.0	0.8	0.6
1	753	2,990	900	0.4	1.0	1.0	0.4

## (2) 柱の復元力特性

柱の復元力特性は、過去のせん断破壊型 RC 柱の崩壊実験に適合するように設定した S1 柱, S2 柱, S3 柱の 3 種類とした<sup>9)</sup>。各柱の実験結果と解析に用いた復元力スケルトンを図-4 に示し、S2 柱の破壊過程の写真を図-5 に、(a) 最大耐力時、(b) せん断破壊後、(c) 崩壊時、として示す。ここで、(a)、(b)、(c) に対応する点を図-4 の S2 に示してある。柱試験体は、外形寸法を図-3 に示した柱の 1/2 スケールとして一定軸力下 (軸力比 0.2) で静的水平加力したものであり、横補強筋比のみが異なる (S1 柱, S2 柱, S3 柱でそれぞれ 0.21%, 0.14%, 0.11%)。ここで、縮小試験体とした場合に寸法効果が崩壊変形などの変形性能に影響する可能性が考えられるが、現状では実験資料がないため本論では寸法効果は考慮しなかった。また、軸力比 0.2 は本論で対象とする低層 RC 建物の最下層の柱の長期軸力として実情に近い値を想定した。なお、解析対象は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。その場合中柱の性状が支配的になると考えて軸力は一定とし、隅柱の変動軸力は考慮しなかった。図-4 より、3 つの柱の復元力スケルトンは最大耐力時までは同じでその後の耐力低下の程度や崩壊変形  $\delta_u$  が異なる。最大耐力時の層間変形角  $\delta_2$  はすべての柱で 0.67% とした。ここで、本論では水平変形を層間変形角で表す (図-3 の階高 3600mm 間の変形角)。最大

耐力後に第 3 折れ点を設け、その時の層間変形は全ての柱で 1.3%、耐力は S1 柱と S2 柱では最大耐力の 50%、S3 柱では 40% とした。S1 柱, S2 柱, S3 柱はそれぞれ崩壊変形  $\delta_u$  が異なり、S1 柱では各層 8.9%、S2 では各層 3.6%、S3 柱では各層 1.3% とした (横補強筋比が小さいほど  $\delta_u$  が小さい)。崩壊時の耐力は S1 柱と S2 柱ではゼロとした。S3 柱では、実験において崩壊までに経験した最大変形を崩壊変形と考へて解析モデルの崩壊変形 1.3% とし、その時の水平力を実験結果に合わせて設定したが、最大耐力時変形と崩壊変形の差が小さいためその間を直線とみなして崩壊点=第 3 折れ点とした。また、履歴特性は武田スリップモデル<sup>7)</sup>を用いた (最大耐力後の除荷時剛性やスリップ時剛性を定める定数  $\beta$  と  $\lambda$  はどちらも 0.5 とした)。本来武田スリップモデルは曲げ破壊型部材に適用するためのものであるが、過去の研究<sup>6)</sup>においてせん断破壊型柱の最大耐力後の履歴性状に対する良好な適合性が確認されたことから、本論でもそれを踏襲した。また、せん断破壊の特徴を再現するために、ある方向でせん断破壊が生じて耐力が低下した場合には、加力反転時にせん断破壊が生じた方向での最大変形の原点に対する対称点を指向するものとした<sup>9)</sup>。

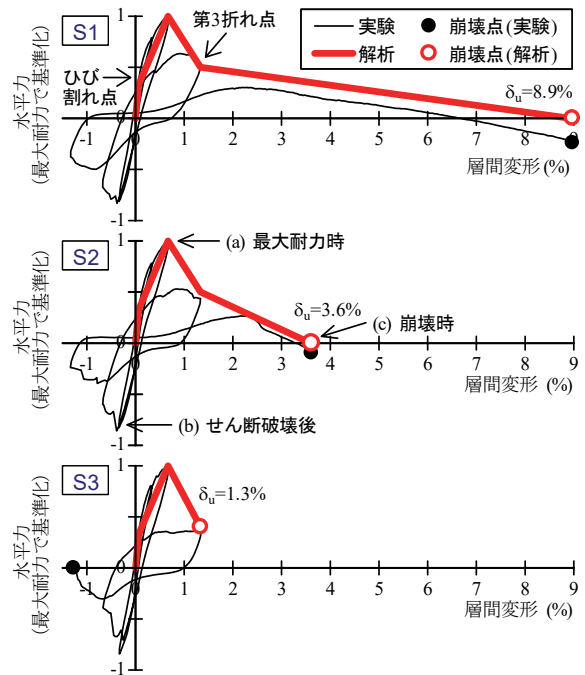


図-4 実験結果と解析における復元力モデル



(a) 最大耐力時 (b) せん断破壊後 (c) 崩壊時

図-5 破壊過程 (S2)

### (3) せん断－崩壊時間の定義

建物内部からの避難を考える際、建物の中の人が初めて被害を認識できるのは柱の大きなせん断ひび割れを目視した時であり、避難開始がその時点となる可能性が高いため、そこから崩壊するまでの時間を「せん断－崩壊時間」として検討する。ここで、避難開始の時点としては他にも揺れを感知した時や地震速報を受けた時など複数の定義が考えられるが、本論では大きなせん断ひび割れを目視することが避難開始の強い動機になると考えて、まずは検討の第一段階としてひび割れ目視時に着目した。具体的な決め方をS2柱を例として以下に述べる。図-4のS2と図-5より、最大耐力時の(a)には目視で確認できるような大きなひび割れはないが、その直後の除荷時に大きなせん断ひび割れが生じて耐力が低下し（ひび割れの状況は(b)参照）、崩壊時の(c)にはそのひび割れの周辺が大きく損傷することが分かる。そこで、建物が崩壊に至る時間を評価する指標として、せん断破壊発生（最大耐力時）から崩壊までに要する時間を「せん断－崩壊時間」とする。ここで、厳密には最大耐力時とせん断破壊（せん断ひび割れ）発生時は同時ではないが、実験では最大耐力の直後にせん断ひび割れが発生しており両者の実際の発生時刻はほぼ等しいと考えられるため、せん断－崩壊時間の定義においては両者を同一視した。

### (4) 入力地震動と地震応答解析

入力地震動は過去に観測された7種の地震動及び1つの模擬地震動とした。入力地震動の一覧を表-2に示す。すなわち、El Centro NS (ELC, 1940Imperial Valley 地震), 八戸港湾 EW (HAC, 1968 十勝沖地震), 神戸海洋気象台 NS (JMA, 1995 兵庫県南部地震), JMA 小国町法坂 EW (OGN, 2004 新潟県中越地震), 東北大学工学部建物 NS<sup>8)</sup> (TOH, 2011 東北地方太平洋沖地震), K-NET<sup>9)</sup>郡山 NS (KRY, 同), K-NET 新宿 NS 波 (SJK, 同), BCJ-L2<sup>10)</sup> (1992 日本建築センター模擬波), の8波である。ここで、表-2には原記録の地動最大速度  $V_{max}$  を示すが、解析では地動最大速度を基に入力レベルを調節して用いた。地動最大速度を 50 cm/s に基準化した場合の地動加速度の時刻歴と加速度応答スペクトルを図-6 と図-7 にそれぞれ示す。図-7には解析モデル建物の一次固有周期  $T$  も示してある。なお、図-7は減衰定数 5% に対する応答スペクトルを示したが、この値は後述する弾塑性地震応答解析に用いた減衰定数 1% とは直接の関係はない。また、表-2 に示した地震動の継続時間は地動パワー（加速度の2乗累積値）が最終累積値の5%から95%に至る時間とした<sup>11)</sup>。なお、解析では一回の地震入力のみを対象としたが、複数の地震入力を受ける場合の崩壊時間評価も重要であるため、その点は今後の検討課題としたい。

運動方程式の数値積分にはNewmarkの $\beta$ 法 ( $\beta=1/4$ ) を

用いた。粘性減衰には、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剛性比例型を用いた（瞬間剛性比例型では負剛性領域で減衰が励起力として働いてしまうため）。減衰定数は、初期剛性に比例させることを考慮して1%と小さめの値とした。なお、減衰定数が1%と2%の場合を比較すると、前者の応答がやや大きくなるものの全体的な傾向は変わらないことが確認されている<sup>6)</sup>。

表-2 入力地震動（原記録）

略称	観測年, 地震	地動最大速度 $V_{max}$ (cm/s)	継続時間 (s)
ELC	1940, Imperial Valley	33.6	24.4
HAC	1968, 十勝沖地震	33.9	22.6
JMA	1995, 兵庫県南部地震	82.6	8.3
OGN	2004, 新潟県中越地震	64.8	14.5
TOH	2011, 東北地方太平洋沖地震	41.6	118.7
KRY		47.4	87.2
SJK		19.8	81.5
BCJ-L2	—	53.4	65.4

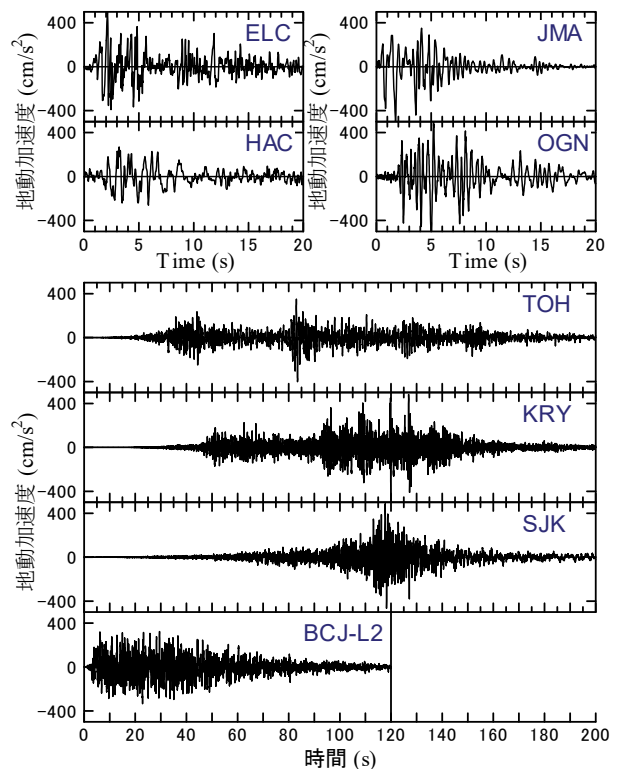


図-6 地動加速度の時刻歴 ( $V_{max}=50\text{cm/s}$ )

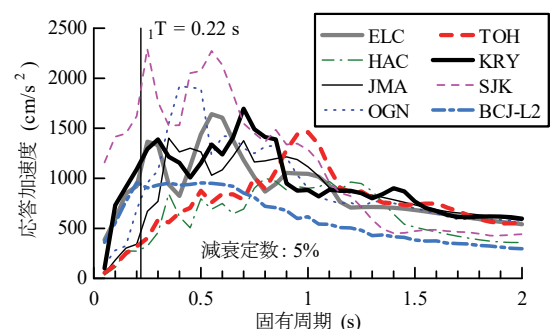


図-7 加速度応答スペクトル ( $V_{max}=50\text{cm/s}$ )

### 3.2 解析結果

解析の結果、すべて崩壊層（1層）において応答変形が最大になり崩壊が生じたため、以降ではその層の結果を示す。ここで、応答変形が図-4に示した柱の崩壊変形 $\delta_b$ に達した時点をも建物の崩壊とした。

#### (1) 破壊過程

破壊過程の例として、層間変形の時刻歴および水平力-層間変形関係を、モデル S2 に JMA 50cm/s と ELC 50cm/s を入力した場合について図-8(a), (b)にそれぞれ示す。JMA では、せん断破壊が発生（□印）した後わずかな時間で崩壊（●印）に至った。前述の定義より、せん断-崩壊時間は 1.6 秒となり、崩壊に至る時間は非常に短いといえる。ELC では、せん断破壊が発生した後数回の繰り返し応答を経て崩壊に至った。せん断-崩壊時間は 9.9 秒となり、JMA よりは長いものの崩壊に至る時間は短いといえる。なお、これらよりも繰り返し応答が多くせん断-崩壊時間が長くなる場合については後の(4)で述べる。

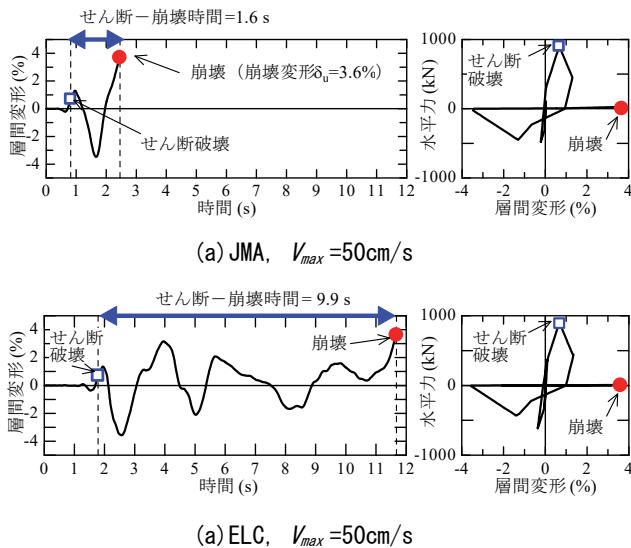


図-8 層間変形の時刻歴と水平力-層間変形関係 (S2)

#### (2) 地震最大速度とせん断-崩壊時間の関係

各モデルについて、地震最大速度を 30cm/s から 100cm/s までの範囲で 5cm/s ごとに変化させて解析した。地震最大速度とせん断-崩壊時間の関係をモデル毎に図-9に示す（横軸は解析した 5cm/s 刻みでプロットし、間を線形補完して示している）。図中に線がない場合は崩壊しなかったことを示す（網掛け部はすべての地震動で崩壊しなかった）。

モデル S1 では、ELC, OGN, KRY が崩壊せず、他の地震動でも 60cm/s 未満では崩壊は見られなかった。せん断-崩壊時間は、HAC と JMA では数秒と非常に短い、TOH, SJK, BCJ-L2 では概ね 10 秒から 50 秒までの範囲にあり比較的長かった。このように崩壊が生じにくく、

かつせん断-崩壊時間が長めになるのは、柱の崩壊変形（図-4）が比較的大きいためと考えられる。

モデル S2 では、どの地震動でも 40cm/s 未満では崩壊は見られなかった。建物が崩壊する場合、多くのケースでせん断-崩壊時間は 10 秒以下であり崩壊までの時間が短い結果となった。一方、TOH では 40cm/s から 70cm/s までせん断-崩壊時間は 40 秒前後と他の地震動に比べて長くなった（(4)で後述する）。KRY では 65cm/s 以上から崩壊に至り、全て 50 秒以上と長くなった。

モデル S3 では、せん断-崩壊時間は KRY を除く地震動で数秒から 10 秒程度と非常に短く、柱の崩壊変形が小さいことの影響が現れているといえる。

全体的に見ると、当然ではあるが、地震最大速度が大きい方がせん断-崩壊時間が短くなる傾向にあった。

ここで、第 2 章で述べた擬似的実験の結果と比較すると、試験体の崩壊変形（0.8%~3%）は解析モデルの S2 柱または S3 柱に近いが、それらのせん断-崩壊変形はいずれも 5 秒程度以下の場合が多く、実験と解析はある程度対応が良いと考えられる。

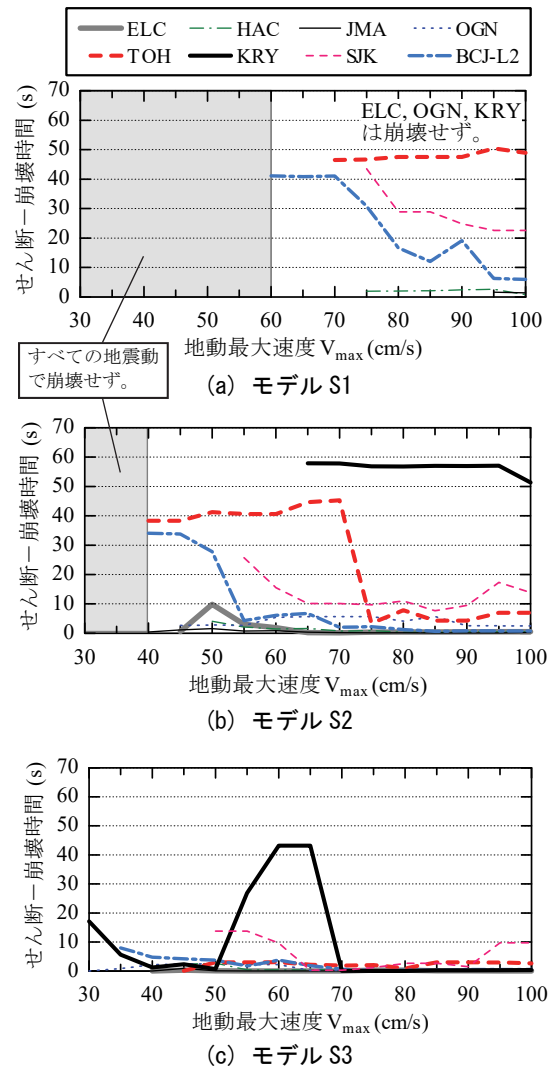


図-9 地震最大速度とせん断-崩壊時間の関係



### (3) 崩壊変形の違いによる比較

全ての地震動に対して、モデル S1、モデル S2、モデル S3 の崩壊変形とせん断-崩壊時間の関係を、地動最大速度 50cm/s と 75cm/s の場合に対して図-10(a), (b) にそれぞれ示す。各モデルを比較すると、総じて崩壊変形が小さいほどせん断-崩壊時間が短くなった ( $S3 < S2 < S1$ )。これは前述のように柱の崩壊変形、すなわちせん断破壊後の靱性能がせん断-崩壊変形に影響を及ぼすためといえる。当然ながら、崩壊変形が小さく脆弱な建物に対する耐震補強が重要であるが、それらのせん断-崩壊時間が短いという結果からも補強の促進が望まれる。

### (4) 破壊過程の相違とせん断-崩壊時間

破壊過程の例として、モデル S2 に TOH の地動最大速度 50cm/s と 75cm/s を入力した場合の層間変形の時刻歴を図-11(a), (b) にそれぞれ示す。図-6 に示した TOH

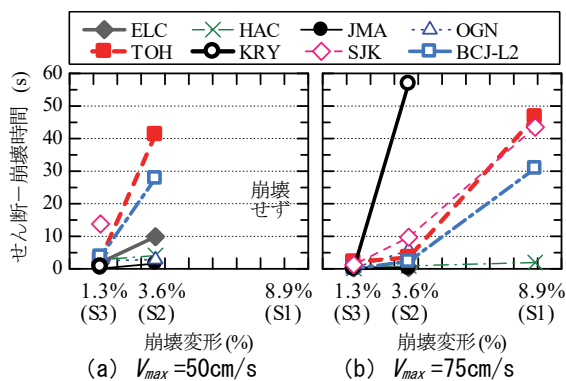


図-10 崩壊変形とせん断-崩壊時間の関係

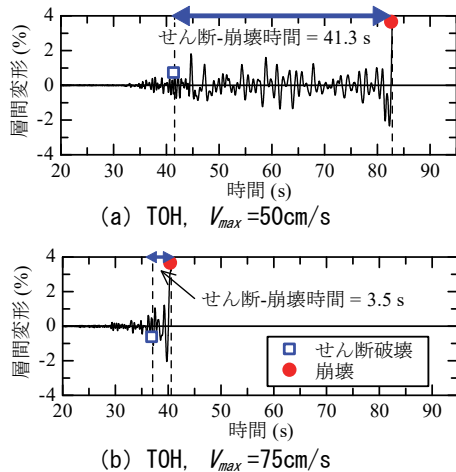


図-11 層間変形の時刻歴 (S2)

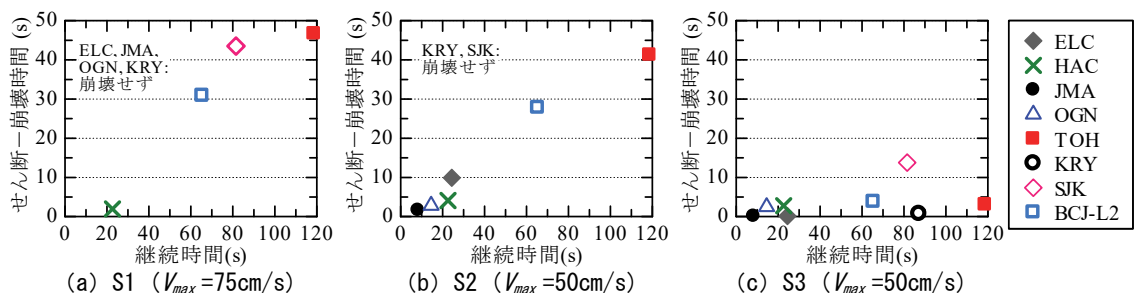


図-12 継続時間とせん断-崩壊時間の関係

の加速度波形を見ると強震部が複数存在するが、図-11(a)の 50cm/s では初めの強震部で最大耐力をむかえ、次の強震部で崩壊し、せん断-崩壊時間は 41.3 秒と長くなった。一方、図-11(b)の 75cm/s では初めの強震部で最大耐力をむかえ、地動レベルが大きいことが影響してその直後に崩壊し、せん断-崩壊時間は 3.5 秒と短くなった。前述の図-9(b)で示したモデル S2 において TOH では 75cm/s を境にせん断-崩壊時間に大きな違いが見られたが、これは地震の継続時間が長く、強震部が 2 つ以上あるためであるといえる。

### (5) 継続時間の違いによる比較

各地震動の継続時間 (表-2 参照) とせん断-崩壊時間の関係を、モデル S1 の地動最大速度 75cm/s、モデル S2 の 50cm/s、モデル S3 の 50cm/s について図-12(a), (b), (c) にそれぞれ示す。モデル S1 では 4 波のみが崩壊したが、その場合 HAC 以外のせん断-崩壊時間は約 30 秒以上と長くなり、継続時間が長いほどせん断-崩壊時間が長くなった。モデル S2 では、最もせん断-崩壊時間が長いものは TOH の 41.3 秒で、最も短いものが JMA の 1.6 秒であった。この場合も継続時間が長いほどせん断-崩壊時間が長くなった。一方、モデル S3 ではせん断-崩壊時間はほとんどの場合で 5 秒以下であり、非常に短かった。モデル S3 のような極めて脆性的な柱では地震動の継続時間に関わらずせん断-崩壊時間は短いといえる。まとめると、せん断-崩壊時間は、モデル S1 とモデル S2 では継続時間が長いほど長くなり、モデル S3 では継続時間に関わらず非常に短くなった。継続時間とせん断-崩壊時間の関係には柱の崩壊変形の違いが大きく影響するといえる。

### (6) Is 値の違いによる比較

$I_s$  値を 0.3 から 0.6 の範囲で 0.1 刻みで変化させて解析を行った。ここで、 $F$  値は一定として、 $C$  値を変化させている。なお、初期剛性と最大耐力には関係があると考えられることから、初期剛性は  $C$  値の変化率と同じく変更した。モデル S2 に各地震動を入力した場合の  $I_s$  値とせん断-崩壊時間の関係を、地動最大速度 50cm/s と 75cm/s の場合について図-13(a), (b) にそれぞれ示す。図中にプロットがない場合は崩壊していない。図-13(a)より、地動最大速度 50 cm/s におけるせん断-崩壊時間

は、約 10 秒以下と小さい場合には  $I_s$  値によらず概ね等しい値となっている。一方、せん断—崩壊時間が長い場合、TOH では右下がり、BCJ-L2 では右上がりとなり特定の傾向は見られなかった。図-13(b)より、地動最大速度 75 cm/s においても 50 cm/s と同様の傾向が見られた。ただし、せん断—崩壊時間が長い場合に、TOH では  $I_s$  値が 0.4 と 0.5 の間に 35 秒程度、KRY では  $I_s$  値が 0.5 と 0.6 の間に 40 秒程度の大きな差があるが、これは前述のように強震部が複数あるため、どの強震部で崩壊したかによって違いが生じたためである。

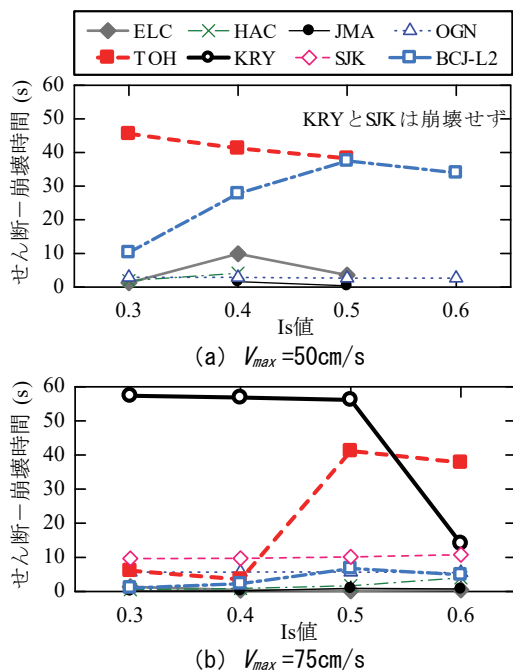


図-13  $I_s$  値とせん断—崩壊時間の関係 (S2)

#### 4. まとめ

最下層崩壊を想定した既存 RC3 層建物について、3 種のせん断破壊型柱と 8 種の地震動を用いて地震応答解析を行った。検討対象は建物の中の人を被害を初めて認識してから崩壊に至るまでの時間である「せん断—崩壊時間」とし、それに影響する要因を検討した。地震動は地動最大速度 30cm/s から 100cm/s の範囲で基準化して用いた。本論の範囲内で得られた結論を以下に示す。

- (1) 多くのケースでせん断—崩壊時間は約 10 秒以下の非常に短い時間であり、避難に使用できる時間は短いといえる。一方、地震の継続時間が長い地震動では、例えばモデル S2 でのせん断—崩壊時間は最長で約 60 秒まで長くなる場合が見られた。これは、建物の中の人々が地震発生後に避難し得る時間ではないかと考えられる。
- (2) せん断—崩壊時間は、地動最大速度が大きいほど、柱の崩壊変形が小さいほど短くなった。一方、地動最大速度が小さく、柱の崩壊変形が大きい場合には

崩壊に至らない場合も多く見られた。

- (3) せん断—崩壊時間は、地震動の継続時間が長いほど長くなる傾向があった。ただし、柱が極めて脆性的な場合には継続時間に関わらず崩壊までの時間は非常に短かった。
- (4) せん断—崩壊時間は、その値が 10 秒程度以下の場合には  $I_s$  値に関わらず概ね同じ値となった。一方、せん断—崩壊時間がそれよりも長い場合は  $I_s$  によって差が生じる。

#### 謝辞

本論では日本建築学会東北支部災害調査連絡会および防災科学技術研究所強震観測網(K-NET)による観測地震動を使用した。ここに記して謝意を表す。

#### 参考文献

- 1) 中村孝也, 芳村 学, 見波 進: サブストラクチャ擬似動の実験によるせん断破壊型鉄筋コンクリート柱の崩壊実験, 日本建築学会構造系論文集, 第 619 号, pp.141-148, 2007.9
- 2) 中村孝也, 芳村 学, 近藤隆幸: 擬似動的手法による古い鉄筋コンクリート柱の崩壊実験, 構造工学論文集, Vol.55B, pp.369-376, 2009.3
- 3) 中村孝也, 芳村 学: 中間層崩壊する既存鉄筋コンクリート建物の擬似動の実験, 構造工学論文集, Vol.57B, pp.629-635, 2011.3
- 4) 日本建築学会: 阪神・淡路大震災と今後の RC 構造設計—特徴的被害の原因と設計への提案—, 第 1 編 層崩壊に関する検討と提案, 1998
- 5) 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
- 6) 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  $I_s$  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—, 日本建築学会構造系論文集 第 587 号, pp.197-204, 2005
- 7) 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
- 8) 東北地方で観測された 2011 年東北地方太平洋沖地震の建物・地盤系強震データ集 Ver.1.0, 日本建築学会東北支部災害調査連絡会, 2013.6
- 9) K-NET, <http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>
- 10) 設計用入力地震動研究委員会: 設計用入力地震動作成手法技術指針 (案), 1992
- 11) Trifunac M. D. and Brady A. G.: A Study on the Duration of Strong Earthquake Ground Motion, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 65, No. 3, pp. 581-626, 1975