

論文 連続する地震動を考慮した鉄筋コンクリート建物の崩壊時間

中村 孝也*1・郭 怡君*2

要旨：大地震時における脆性的部材からなる建物の耐震性評価において、避難の難易度を判断する指標のひとつとして、揺れが始まってから崩壊に至るまでの時間的余裕（崩壊時間）がどれほどあるかを把握することが重要と考えられる。近年では大地震が短期間に連続して発生する事例が見られており、最初の地震における建物の損傷の進行度合と続く地震での崩壊時間の関係を把握しておくことが有用である。中低層鉄筋コンクリート建物を対象として地震応答解析を行った結果、崩壊時間には最初の地震での損傷度合、地震動の周期、継続時間が影響することが明らかとなった。

キーワード：鉄筋コンクリート建物、崩壊時間、せん断破壊、曲げ降伏後せん断破壊、地震動周期、継続時間

1. はじめに

脆性的な部材を有する既存建物の耐震性評価に際して、避難の難易度を判断する指標のひとつとして、揺れが始まってから崩壊に至るまでの時間的余裕（以下、崩壊時間と呼ぶ）を把握することが重要と考えられる¹⁾。ここで、2016年熊本地震のような近年見られた大地震が短期間に連続して発生する事例に対する検討が行われている^{2)~5)}など。本論では、最初の地震における建物の損傷の進行度合と続く地震での崩壊時間の関係を把握しておくことが有用と考え、層崩壊する脆弱な中低層鉄筋コンクリート（RC）造建物をモデル化し、連続する地震動に対して地震応答解析を行う。大きな地震動が続けて発生した場合を想定し、第1波での損傷度合（変形の程度）に応じて、第2波において様々な地震動レベルに対して建物が崩壊に至る時間を比較、検討する。また、地震動の周期特性に関して、第1波での構造物の剛性低下による固有周期の増加によって第2波での長周期地震動との共振が問題となることもありうるため、入力地震動を短周期地震と長周期地震に分類し、地震動の周期特性と応答性状の関係についての検討も行う。更に、2011年東北地方太平洋沖地震のような継続時間が長い地震動を想定して、継続時間と崩壊時間の関係を検証する。

ここで、単位面積当たりの重量 11.8 kN/m^2 は略算値として一般的に用いられている値とした。

3層建物と9層建物の主要構造諸元を表-1に示す。耐力分布は旧耐震基準の設計用外力分布を基にして、一般的には頂部2, 3層では柱を細くしないことから上部3層が同一となるように一旦仮定し、更に崩壊が生じる層では他の層に比べて耐力が相対的に低いと想定して、上から3層目の耐力を80%まで低減して「崩壊層」と想定した。これは柱の軸力比が同じ層を崩壊層として比較することになる。ここで、本論における崩壊は柱が軸力保持能力を喪失することを意味する。これより、3層建物は最下層崩壊、9層建物は中間層崩壊となる。構造耐震指標 I_s は第二次診断法⁶⁾により求め、いずれの層数の建物でも崩壊層で0.4とした。つまり、3層建物と9層建物で同じ耐震性能を有すると判断されることになる。外力分布による I_s 値の補正係数として A_i の逆数を用いた。柱のモデルは後述する3種類を用いたが、靱性指標 F はすべて1.0と算定される。建物の高さ方向の初期剛性分布は、剛性と耐力が関連していると考えて耐力分布と同じとし、1次固有周期が建物高さ[m] $\times 0.02$ で算出される値となるように設定した。1次固有周期は3層建物で0.22s、9層建物で0.65sとなる。

2. 解析方法

2.1 建物モデル

解析は3層建物モデルを主な検討対象とし、3.5節では比較のため9層建物も使用した。解析モデルは図-1に示すような多質点せん断型モデルとした（梁は剛と仮定）。実建物のイメージを図-2に示す。各層階高3600mm、柱内法高さ2400mm、柱断面寸法600mm $\times$ 600mmを設定した。各層重量を753kN（各層柱1本に対して、 $11.8 \text{ kN/m}^2 \times 8 \text{ m} \times 8 \text{ m}$ の重量を負担する）と仮定した。

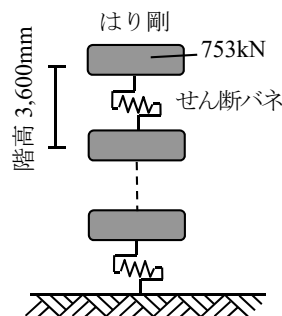


図-1 建物モデル

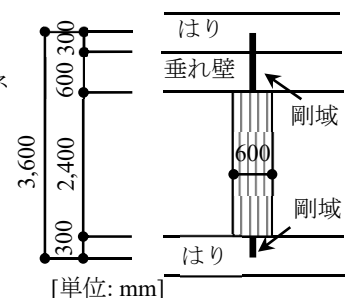


図-2 実建物のイメージ

*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 新潟大学 大学院自然科学研究科大学院生

表-1 主要構造諸元

(a) 3層建物

層	重量 (kN)	初期 剛性 (kN/cm)	最大 耐力 Q_2 (kN)	C 値	F 値	1/Ai	Is 値
3	753	3,730	1,130	1.50	1.0	0.73	1.10
2	753	3,730	1,130	0.75	1.0	0.87	0.65
1	753	2,990	900	0.40	1.0	1.0	0.40

(b) 9層建物

層	重量 (kN)	初期 剛性 (kN/cm)	最大 耐力 Q_2 (kN)	C 値	F 値	1/Ai	Is 値
9	753	1,510	1,820	2.4	1.0	0.44	1.07
8	753	1,510	1,820	1.2	1.0	0.55	0.66
7	753	1,210	1,460	0.65	1.0	0.62	0.40
6	753	1,930	2,330	0.77	1.0	0.68	0.53
5	753	2,300	2,780	0.74	1.0	0.74	0.55
4	753	2,630	3,170	0.70	1.0	0.80	0.56
3	753	3,070	3,700	0.70	1.0	0.86	0.61
2	753	3,510	4,230	0.70	1.0	0.93	0.65
1	753	3,950	4,760	0.70	1.0	1.0	0.70

2.2 柱の復元力特性

柱の復元力モデルは過去の実験で崩壊まで加力したせん断破壊型の S1 柱と S2 柱、曲げ降伏後せん断破壊型の FS1 柱を使用した²⁾。いずれの柱も軸力比 $\alpha=0.2$ 、柱内法高さ h_0 /柱せい $D=4$ は共通で、主筋比 p_g は S1 柱と S2 柱で 2.56%、FS1 柱で 1.69%であり、横補強筋比 p_w は S1 柱と FS1 柱で 0.21%、S2 柱で 0.14%という違いがある。それぞれの柱の実験結果と復元力モデルを、崩壊後の写真とともに図-3 に示す。実験では、せん断破壊が曲げ降伏に先行した S1 柱と S2 柱では水平力がほぼゼロになった時に崩壊し、曲げ降伏後にせん断破壊した FS1 柱では水平力を維持した状態で材端部においてコンクリートが激しく圧壊してせん断破壊すると同時に崩壊した。解析における復元力モデルの主要な点は実験結果に適合するように以下の通り定めた。

ひび割れ時耐力は最大耐力の 1/3 とした。最大耐力時の層間変形は全ての柱で 0.67% とした。ここで、本論では変形を層間変形角で示すこととする(図-2 参照)。第 3 折れ点を最大耐力点と崩壊の間に設定し、その時の層間変形は全ての柱で 1.3%、耐力は S1 柱と S2 柱で最大耐力の 50%、FS1 柱で最大耐力の 100%とした。崩壊時の水平力は S1 柱と S2 柱でゼロ、FS1 柱で最大耐力の 80%とした。

崩壊時の層間変形 δ_u (以後、崩壊変形)は、崩壊層(上から 3 層目)において S1 柱が 8.9%、S2 柱が 3.6%、FS1 柱が 3.5%である。なお、上部 2 層の δ_u は崩壊層と同じとし、9 層建物における崩壊層より下の層では軸力比の増

加にともない変形能力が低下することを考慮して、下層に行くに従って δ_u を小さくした。つまり、6 層以下の δ_u は、7 層を 1.0、1 層を 0.7 の比率とし、間を線形補完することにより求めた。

以上より、S1 柱と S2 柱ではともに最大耐力後に耐力低下するが崩壊変形が異なる場合を、S2 柱と FS1 柱ではほぼ同じ崩壊変形に対して耐力低下の度合いが異なる場合を、それぞれ比較することになる。

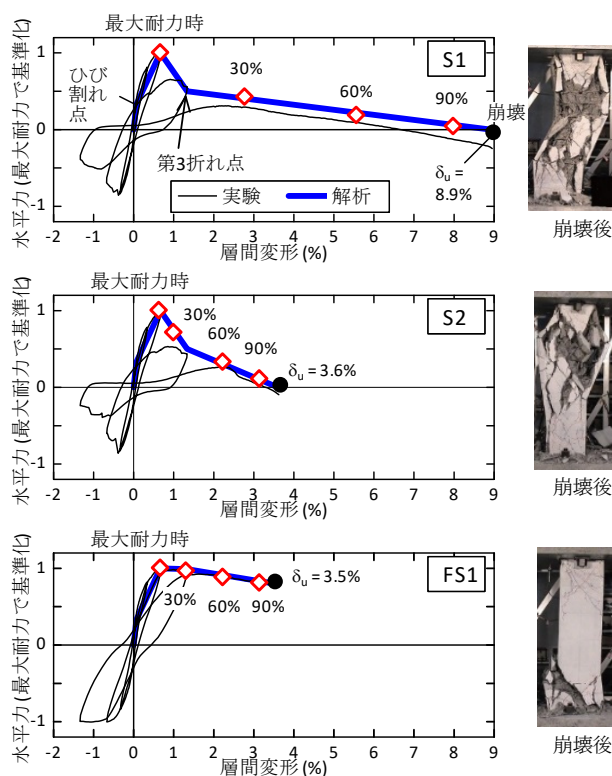


図-3 実験結果と復元力モデルおよび崩壊状況

本論では第 1 波での最大応答変形がそれぞれ最大耐力時、崩壊変形の 30%、60%、90%の状態に着目するため(後述)、それらの点を図-3 に示す。

履歴ルールは実験結果に適合させるために武田スリップモデルを用いた⁷⁾。ここで、最大耐力後の除荷時剛性やスリップ時剛性は文献 8) に示される式を用いて定めた(これらを定める定数 β と λ はどちらも 0.5 とした)。また、S1 柱と S2 柱ではせん断破壊の特徴を再現するためには、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⁷⁾。一方、FS1 柱では武田スリップモデルと同じく加力反転時に正負各方向において各々の方向で過去の最大変形点を指向するものとした。

2.3 減衰モデル

地震応答解析における粘性減衰は初期剛性比例型として、減衰定数は 0.01 とした。ここで、瞬間剛性比例型

を仮定すると負剛性時に減衰が励起力として働いてしまうため適切ではないと判断し、初期剛性比例型として減衰定数を小さめの値とした。

2.4 入力地震動

入力地震動は表-2 に示す 8 種類とした。応答解析では第 1 波に続けて同種の地震動を第 2 波として連続入力した。表-2 の地動最大速度は原記録の大きさを示したが、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(後述)。地震動の継続時間は地動パワー(地動加速度の 2 乗)累積値が最終値の 5% から 95% に至る時間とした¹⁰⁾(図-5)。地動最大速度を 50 cm/s に基準化した場合の加速度応答スペクトルを図-4 に示す。本論では加速度応答スペクトルのピークが固有周期 1s 以下のものを短周期地震、1s 以上のものを長周期地震と区分する。

表-2 入力地震動

略称	方向	観測年, 地震名, 観測地	地動最大速度(cm/s)	継続時間(s)	区分
JMA	NS	1995 兵庫県南部地震, 神戸海洋気象台	82.6	8.3	短周期
ELC	NS	1940 Imperial Valley 地震, El Centro	33.6	24.4	
仙台	NS	2011 東北地方太平洋沖地震, 気象庁仙台	31.5	98.0	
宇土	EW	2016 熊本地震, K-NET 宇土 ⁹⁾	83.2	10.4	
苫小牧	NS	2003 十勝沖地震, K-NET 苫小牧 ⁹⁾	23.4	92.4	長周期
十勝	NS	2003 十勝沖地震, 気象庁十勝	16.3	67.0	
柏崎	NS	2007 新潟県中越沖地震, K-NET 柏崎 ⁹⁾	129.1	6.6	
メキシコ	EW	1958 メキシコ地震, Mexico City SCT1	60.6	38.9	

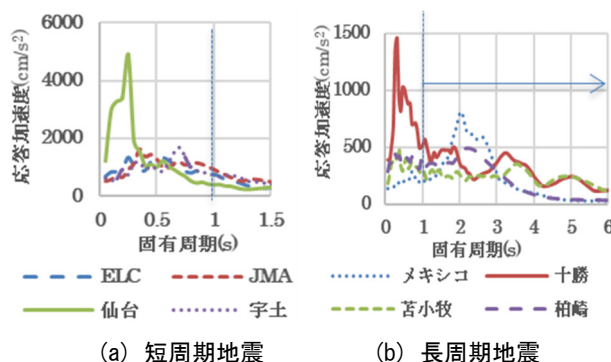


図-4 加速度応答スペクトル
(地動最大速度 50 cm/s)

3. 解析結果

3.1 解析方法と崩壊時間の定義

解析では、第 1 波での変形度合を最大耐力時、崩壊変

形の 30%, 60%, 90% の変形時(図-3 参照)となるよう地動レベルを調節し、第 2 波での地震動レベルを変化させて、第 2 波での崩壊時間を求めた。また、「単独」として第 1 波での損傷がないケースを想定し、第 2 波のみを入力した(つまり第 1 波の変形度合 0%)。例として、3 層建物の S1 柱に苫小牧を入力した場合を図-5 に示す。上段は 2.4 節で述べた地動パワー累積値の時刻歴である。中段は地動加速度時刻歴で、第 1 波は変形度合が崩壊変形の 30% となる地震動レベルとし(この場合は地動最大速度 72.5cm/s)、第 2 波を地動最大速度 100cm/s として入力した。下段は応答結果の層間変形時刻歴で、この場合は崩壊変形 8.9% に達して崩壊した。

本論における「崩壊時間」の定義は、第 2 波での地動パワー 5% 時を揺れ始めの起点として、建物が崩壊するまで(崩壊変形が生じるまで)の時間とした。これは、建物内部からの避難を考える際、建物の中の人々が初めて揺れを感知した時に避難を意識すると考え、その時点がある程度揺れが大きくなり始める地動パワー 5% 時としたものである。例として、図-5 に示したケースの崩壊時間は 20.3s となる。

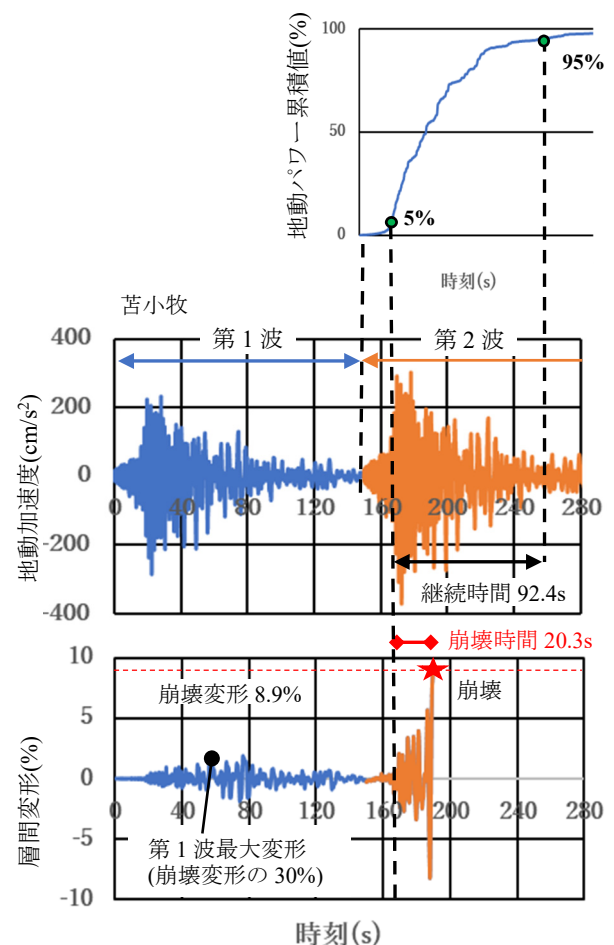


図-5 地動パワー累積値の時刻歴(上段)、地動加速度時刻歴(中段)、層間変形時刻歴(下段)

3.2 第1波での変形度合と崩壊時間の関係

3層建物について、第1波の変形度合と第2波による崩壊時間の関係を図-6に示す。ここでの第2波の地動最大速度は125cm/sとした。図-6はS1柱、S2柱、FS1柱に対して短周期地震動と長周期地震動を入力した場合ごとに示す。左側が短周期地震動で、右側が長周期地震動である。

S1柱の短周期において、仙台で第1波の変形度合が30%以上で大きい値になるにつれて崩壊時間が長くなった（つまり崩壊しにくい）。JMAで第1波変形度合が60%と90%にプロットがないのは地動最大速度125cm/sの第

2波に対しては崩壊しなかったことを示すが、これからも第1波の変形度合が大きくなると崩壊しにくくなるといえる。ELCと宇土は崩壊時間が非常に短く、概ね同じ値であった。一方、長周期の4波は第1波での変形度合が大きくなると、ほぼすべてのケースで崩壊時間が短くなり、右下がりの傾向が見てとれた。以上の傾向は、第1波での変形度合が大きくなるにつれて、塑性化により建物の剛性が小さくなるため建物の固有周期が長くなり、短周期では共振しにくく、長周期では共振しやすくなるためであると考えられる²⁾。

S2柱の短周期では、第1波での変形度合によって、崩壊時間がほぼ変わらなかった。長周期では、S1柱と同様に右下がりの傾向があるが、苫小牧と柏崎では第1波での変形30%以上において、崩壊時間がほぼ一定であった。この理由は、S1柱に対して、S2柱は耐力低下の度合が大きく崩壊変形が小さいため、第1波での変形度合による影響がより小さいためだと考えられる（つまり、第1波でのそれぞれ所定の変形時の変形の差がS1柱より小さい）。また、周期特性にかかわらずに、S2柱の崩壊時間はS1柱より短く、S1柱よりS2柱は崩壊しやすいと言える（これはS2柱の崩壊変形がS1柱よりも小さいためである）。なお、長周期でプロットがないケースは、第1波では所定の変形が得られなかったものであり、ここでの検討からは除外する。

FS1柱の短周期においても、第1波での変形度合によって、崩壊時間がほぼ変わらなかった。長周期では、柏崎とメキシコでは右下がりの傾向があるが、他の2波は特定の傾向がなかった。また、FS1柱とS2柱との崩壊時間を比較すると、FS1柱の短周期では、S2柱とほぼ同じであったが、FS1柱の長周期では、S2柱より相対的に長いと見てとれた。これは、FS1柱が、S2柱に対して、崩壊変形がほぼ同じで耐力低下の度合が小さく、崩壊しにくいといえる。

3.3 第2波地震動レベルと崩壊時間の関係

第2波地動最大速度と崩壊時間の関係について、S1柱、S2柱、FS1柱に短周期のJMAと長周期の苫小牧を入力した場合を図-7(a)、(b)にそれぞれ示す。左側がJMAで、右側が苫小牧である。このとき、第2波地動最大速度は50cm/sから150cm/sまで25cm/s刻みで変化させた。図-7より、地震波の周期特性にかかわらずに、第2波地動最大速度が大きくなるにつれて、崩壊時間が短くなることがわかる。

S1柱に短周期のJMAを入力した場合、第1波での変形が最大耐力時の場合の崩壊時間が最も短かった。反対に、長周期の苫小牧を入力した場合、第1波での変形が崩壊変形の90%の場合の崩壊時間が最も短かった。この理由は前述の通り第1波での変形度合と地震動周期特性

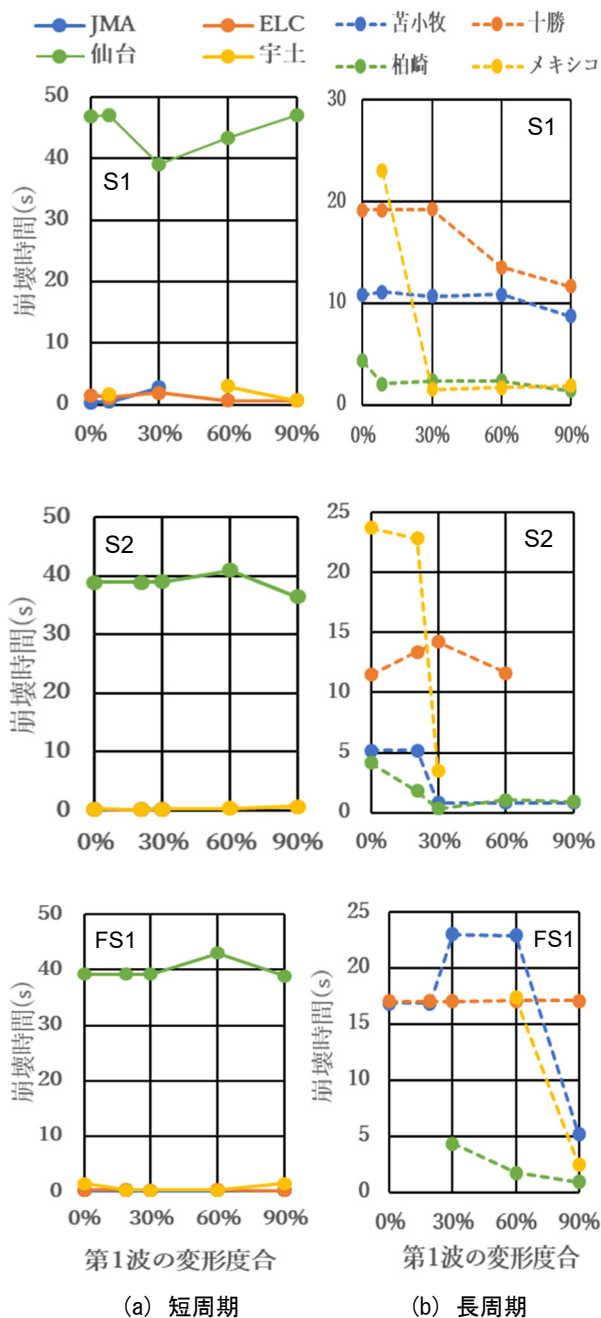


図-6 第1波の変形度合と崩壊時間
(3層建物、第2波地動最大速度125cm/s)

の関係によるものである。

S2 柱と FS1 柱では、ほぼすべての地震動に対して、第 1 波の変形が崩壊変形の 90% のとき、崩壊時間が最も短かった。この理由は、前述のように S2 柱と FS1 柱では崩壊変形が小さいため、第 1 波での変形度合による影響が出にくいと考えられる。

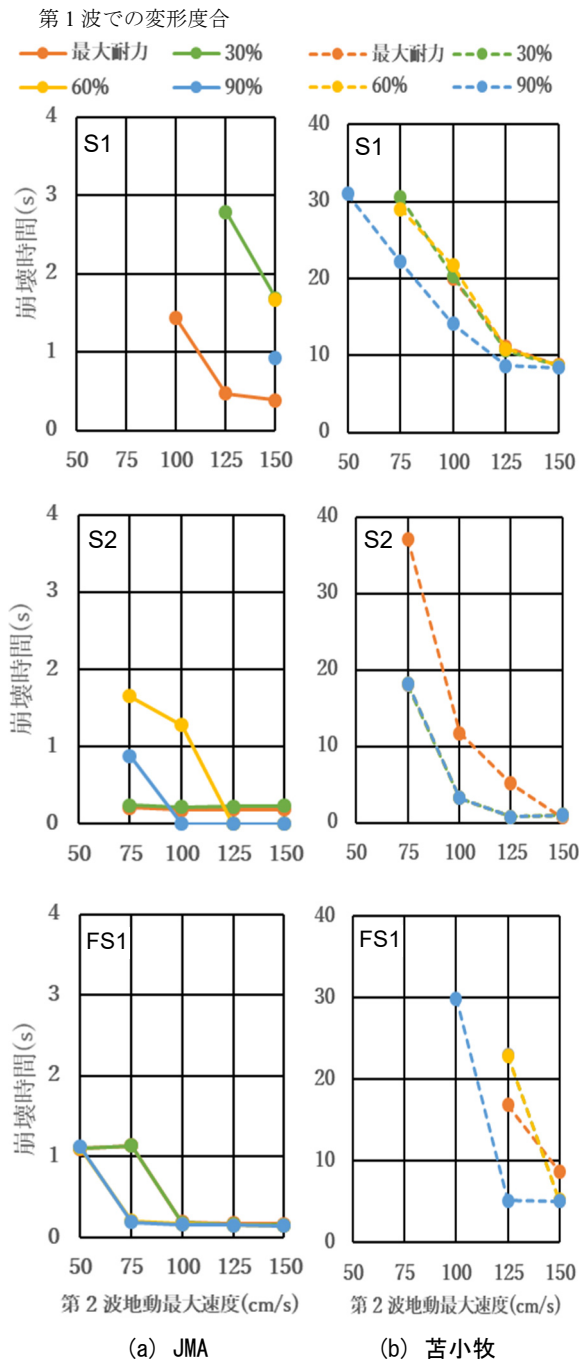


図-7 第 2 波地動最大速度と崩壊時間 (3 層建物)

3.4 地震動の継続時間と崩壊時間の関係

S1 柱を例として、各地震動の継続時間と第 2 波による崩壊時間の関係を図-8 に示す。第 2 波地動最大速度は、上段に 100cm/s の場合を、下段に 125cm/s の場合をそれ

ぞれ示す。第 2 波地動最大速度 100cm/s、125cm/s とともに、ほぼすべての地震動で、第 1 波変形度合に関わらず、継続時間の長い地震動ほど崩壊時間が長くなる傾向が見られた。この傾向は、S2 柱と FS1 柱でも同様の結果であった。ただし図-8 において、第 2 波地動最大速度 125cm/s の苫小牧では崩壊時間が比較的小さく、その傾向から外れたが、その理由は不明である。また、継続時間が比較的短い柏崎、宇土、JMA、ELC では崩壊時間が約 5 秒以下と非常に短く、避難に際して時間的余裕を持つのが難しいと考えられる。

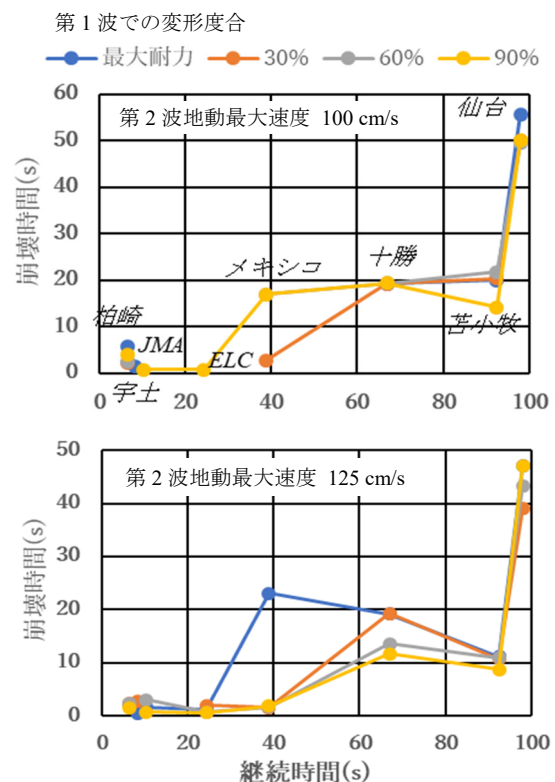


図-8 継続時間と崩壊時間 (3 層建物、S1 柱)

3.5 建物層数と崩壊時間の関係

第 1 波の変形度合と崩壊時間の関係について、3 層建物と 9 層建物の比較を行う。S1 柱と S2 柱に対して、短周期の JMA と長周期の苫小牧を例として、第 1 波の変形度合と崩壊時間の関係を図-9 に示す。3 層建物は点線で、9 層建物は実線で示している。9 層建物の第 1 波変形度合と崩壊時間の関係の傾向は、3.2 節で述べた 3 層建物と同様であった。ただし、3 層建物より 9 層建物の崩壊時間に短いことがわかった。これは先行研究より²⁾、層崩壊する多層建物では各層の変形が層崩壊に集中するため、層数が多くなるほど集中する変形が大きく、崩壊しやすくなるためだと考えられる。なお、FS1 柱も同様の結果であった。

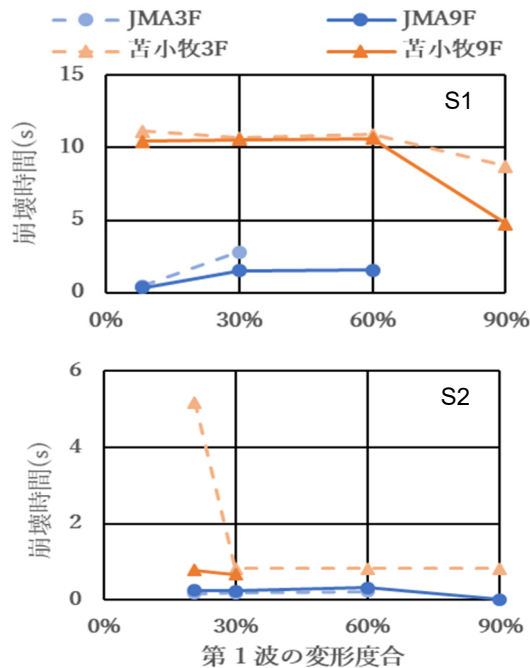


図-9 第1波の変形度合と崩壊時間
(3層建物と9層建物の比較)

4. まとめ

層崩壊する既存 RC 造中低層建物について、脆性破壊型の3種の柱と8種の地震動を用いて地震応答解析を行った。建物の中の人揺れを認識してから崩壊に至るまでの時間を崩壊時間とし、地震動が連続して発生する場合を検討した。本論の範囲内で得られた結論を以下に示す。

- (1) 第1波によって変形が大きくなり、建物の固有周期が伸びるほど、長周期地震の第2波では共振しやすくなり、崩壊時間が短くなる。一方、短周期地震では、建物の固有周期が伸びると共振しにくくなるため、反対の結果となる。
- (2) 第2波の地震動レベルが大きいほど、周期特性にかかわらず崩壊時間が短くなる。
- (3) 地震動の継続時間が長いほど崩壊時間が長くなる。
- (4) 層崩壊する多層建物では各層の変形が層崩壊に集中するため、層数が多くなるほど集中する変形が大きくなり、崩壊時間が短くなる。

なお、本論で用いた柱モデルは3種類のみであり、入力地震動の種類も限定されている。また、本論では耐震壁を考慮していないが、耐震壁のある建物では崩壊が生じにくくなり崩壊時間が長くなる可能性がある。今後よ

り普遍的な結論に近づけるためには、さらに検討項目を増やした解析を行うことが重要である。

謝辞

本論では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る。

参考文献

- 1) 中村孝也, 井森大介: 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, コンクリート工学年次論文集, 第40巻, 第2号, pp.757-762, 2018
- 2) 中村孝也: 連続する巨大地震に対する既存鉄筋コンクリート建物の地震応答評価ー短周期地震と長周期地震に対する応答解析ー, 構造工学論文集, Vol.63B, pp.433-440, 2017
- 3) 市川大真, 今井究, 田嶋和樹, 長沼一洋: 連続的な地震入力の影響と損傷の変動性を考慮した RC 造建物の損傷評価, コンクリート工学年次論文集, 第39巻, 第2号, pp.685-690, 2017
- 4) 原藤聡士, 向井智久, 衣笠秀行: 2016年熊本地震による RC 造建築物の地震応答性状の分析, コンクリート工学年次論文集, 第39巻, 第2号, pp.949-954, 2017
- 5) 菅野秀人, 櫻井真人, 藤井賢志, 西田哲也: 周期特性の異なる地震波を連続入力した鉄筋コンクリート造柱の擬似動の実験, コンクリート工学年次論文集, 第41巻, 第2号, pp.763-768, 2019
- 6) 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, 2017
- 7) 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 値と倒壊の関係ー診断基準における「せん断柱」からなる建物を対象としてー, 日本建築学会構造系論文集, 第587号, pp.197-202, 2005
- 8) 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
- 9) K-NET, <http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>
- 10) 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