メカニズムコントロールが鉄筋コンクリートフレーム構造の
損傷過程と崩壊確率に及ぼす影響INFLUENCES OF MECHANISM CONTROL
FOR REINFORCED CONCRETE FRAME STRUCTURES
ON PROCESSES OF DAMAGE AND PROBABILITIES OF COLLAPSE長江拓也*, 林 静雄**, ルイス イバラ***, ヘルムット クラウインクラ****
Takuya NAGAE, Shizuo HAYASHI, Luis F. IBARRA
and Helmut KRAWINKLER

The quantitative representation of the performance of building is not straightforward. At present, the mechanism formed by strong columns and weak beams (i.e. complete mechanism) is strongly recommended as a design concept for multistory frame structures. However, from the viewpoint of reparability, it is generally difficult to repair all hinges in the beams in the case of complete mechanism. In addition, costs of downtime can be high because all of stories of the building become targets of repairing. Thus, this research comes up with a concept of mechanism control that intends to concentrate damages to the lower part of the frame structure and keep the rest of the structure (the higher part) intact. The type of mechanism can be controlled by appropriately reinforcing the members in the upper part. However it is obvious that the extreme case, i.e. soft-first-story building can produce poor collapse capacity. Thus, for this design, it becomes very important to show the balance between the reparability and the safety against collapse. In this report, damage processes including collapse are presented from the results of incremental dynamic analyses, which were conducted for reinforced concrete frame structures with different size of partial mechanisms. The response assessment for the structures was performed through probabilistic approaches, and eventually the probability of collapse was computed and compared.

Keywords: reinforced concrete building, frame structure, partial mechanism, incremental dynamic analysis, process of damage, probability of collapse

鉄筋コンクリート造建物, フレーム構造, 部分崩壊メカニズム, 漸増動的地震応答解析, 損傷過程, 崩壊確率

1. はじめに

現在, フレーム構造に対する耐震設計においては, Fig.1(a)に示すような全体崩壊メカニズムが一般的に推奨されている¹⁾²⁾。これは多数の梁ヒンジがエネルギー吸収機構として働き, 建物全体のエネルギー吸収能力を高めるという考えに基づいている。しかしながら, 建物の崩壊をとって見ても, すべての梁の降伏を保証することによって, 結果的にどれほどその安全性が向上するかを定量的に示すことは簡単でない。

一方, 地震後の修復性といった観点から考えれば, すべての梁端ヒンジを降伏させることは, 必ずしも効率がよいとは言えない。建物の全層が補修対象となるので, 住宅, 会社事務所を問わず, 全建物使用者の一時的な立ち退きを余儀なくされることとなり, ダウンタイムから生じるコスト負担は大きくなる。

地震時のメカニズム形式は, 設計時における部材強度設定により,

特別な工法やデバイスなどは用いずとも, 比較的容易にコントロールできると考えられ, Fig.1(b)に示すように, 大地震時における建物

Fig.1 (a) Complete mechanism and (b) Partial mechanism

* 京都大学防災研究所 COE 研究員・博士(工学)

** 東京工業大学建築物理研究センター 教授・工博

*** サウスウエスト研究所 Ph. D.

**** スタンフォード大学 教授・Ph. D.

COE Research Fellow, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, Dr. Eng.
Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.
Senior Research Engineer, Southwest Research Institute, Ph. D.
Prof., Dept. of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, Ph. D.

のメカニズムをある領域内にとどめれば、残りの部分は無損傷に抑えることができる。これにより、補修工事の効率化、ダウンタイムコストの減少が期待できる。また、鉄筋コンクリート造建物では、全体崩壊メカニズムを目指すために、スリットによって袖壁・腰壁などの雑壁と、梁・柱からなるフレームを分離することが一般的に行われる。しかし、こうしたスリットも無損傷計画部分においては設ける必要がなくなる。むしろ、今まで捨て去っていた雑壁等から付与される強度を有効に使う³⁾ことも、メカニズムコントロールという観点からは重要となってくる。

ただし、この場合、地震時にエネルギーを吸収する部材の数が減少することは否めない。したがって、損傷過程から崩壊に対する安全性までの耐震性能を明示することが、より重要な鍵となる。

地震時における建物の性能を、工学的にどのような形で表現するのかを特定するのは大きな課題であるが、PEER⁴⁾ (Pacific Earthquake Engineering Research Center) においては、施主に対する明かな性能表現を目指し、地震ハザードに基づく確率論的なアプローチ⁵⁾を採用している。この中で、地震により建物に生じる応答工学量を評価するための手法として、漸増動的地震応答解析が挙げられる^{6,7)}。ある地震強さで基準化された数十個一組の地震動群に対して、非線形時刻歴応答解析を行い、この地震強さを漸増させることにより、建物の地震応答を統計的かつ連続的に把握することができる。

本報告では、メカニズム領域の異なる鉄筋コンクリートフレーム構造に対して、40個一組の地震動群を用い、漸増動的地震応答解析を行う。その結果から得られる応答工学量を整理することで、損傷過程を比較検討するとともに、最終的には崩壊に対する安全性を崩壊確率として表現する。

Fig.2 The building analyzed in this study

2. 性能評価アプローチ

2.1 解析モデル

本研究では、一連のモデル化を確定論的に行う。(ただし、漸増動的地震応答解析の結果に対する影響は、建物のモデル化における、質量、減衰、剛性、強度などの変動より、基準化される地震動の変動の方が、はるかに大きい⁸⁾。)

基本となる建物は、終局強度型設計指針⁹⁾の設計例2に示される事務所建物を参考とした12階建て鉄筋コンクリート造建物で、一構面を取り出し、基礎固定の2次元フレームとしてモデル化する。この建物は、設計指針の設計手順において全体崩壊メカニズムに対する機構設計と保証設計が行われている。すなわち、Fig.3に示す層せん断力係数 C_i に基づく水平荷重と鉛直荷重の組み合わせに対する部材応力を上回るように梁ヒンジの降伏強度が設計され(機構設

$C_i = Q_i / W_i$ Q_i : shear force of each story W_i : weight of a portion above the story Q_1 : shear force of the first story

Fig.3 Horizontal-force condition for the original design

Fig.4 Partial mechanisms assumed in this study

計),さらにその梁降伏を保证するように柱の降伏強度が設計されている(保証設計)。結果的に,梁の降伏強度の分布形状は, Fig.3 に示す設計用層せん断力の分布形状 Q_i/Q_1 にほぼ一致する。

これに対し,上層部が十分に補強された場合を仮定して,4種類の部分崩壊メカニズムを定義する(Fig.4)。検討の対象とするのは,メカニズム領域が1階のみの場合,1階から4階までの場合,1階から7階までの場合,および1階から10階までの場合で,メカニズム領域を3層ずつ増大させている。

メカニズム領域内,梁および1階柱脚は,上記の設計から与えられる主筋量に基づき,非線形部材としてモデル化する。今回新たにヒンジを計画することとなるメカニズム領域内最上階の柱頭に関しては,引張主筋比 P_t にして 0.4% を下限値とし,上記の設計用曲げモーメントに曲げ降伏強度ができるだけ近くなるよう主筋量を減らしたうえで,非線形部材としてモデル化する。(結果として, Case-2 における4階の柱の場合に,30%程度設計用曲げモーメントをオーバーするが,他の場合はそれ以下に収まっている。)

無損傷計画部分の部材およびメカニズム領域内でヒンジを計画しない柱は,弾性部材としてモデル化する。

非線形部材における材端回転ばねの初期剛性 K_1 は,コンクリートのヤング係数 E_c に基づき,式(1)より求める。

$$K_1 = \frac{6E_c \cdot I}{l} \quad (1)$$

ここに, I は断面二次モーメント, l は内法スパン長さ。

材端回転ばねの曲げモーメント M と回転角 θ の関係における非線形履歴特性としては,武田モデル⁹⁾を Fig.5 に示すようにテトラリアアの骨格曲線とし,最大耐力後の負勾配を考慮する。繰り返しの耐力劣化は考慮しない。

Fig.5 Assumed hysteretic characteristics of rotational springs at the ends of inelastic members

曲げひび割れ強度および曲げ降伏強度を曲げ解析から求め,曲げ降伏時回転角 θ_y を菅野式¹⁰⁾より求める。曲げ降伏後剛性は,初期剛性 K_1 の 0.001 倍とする。最大強度時回転角 θ_u および強度喪失時回転角 θ_0 は靱性設計された部材を仮定し,すべての部材を一律にそれぞれ 0.03 rad および 0.10 rad とする。

大変形時に問題となる $P-D$ 効果に関しては,幾何剛性マトリックスを用いて部材レベルで評価する。

内部減衰は瞬間剛性比例型とし,減衰定数 h を弾性一次固有周期 T_1 に対して 5% とする。建物の弾性一次固有周期 T_1 はすべてのケースにおいて等しく,固有値解析の結果において T_1 は 0.813 秒である。

Fig.6 には, Fig.3 の層せん断力係数 C_i 分布に基づく非線形プシ

Fig.6 Relations between shear force ratio and inter story drift ratio of the first story, which is from static pushover analyses

ューオーバー解析の結果から,1階層せん断力係数 C_1 と1階層間変形角 R_1 の関係を示す。ただし,非線形部材の耐力低下と $P-D$ 効果は,非線形プッシュオーバー解析には組み込まれていない。図より,メカニズム領域が1階から4階までの Case-2,1階から7階までの Case-3,および1階から10階までの Case-4 は,ほぼ同一線上にあることがわかる。これは,メカニズム領域内の部材が機構設計で設定された応力レベルに達することで,それぞれ保有水平耐力に達したことを意味している。図中,1階が層崩壊する Case-1 は,前述のように柱の主筋量を減らしているが,その性状が柱のみに支配されるため,保有水平耐力が他のものより 15% 程度高い値となっている。柱の曲げ強度は軸力に大きく影響されるため,このような結果となるが,本研究では,現実的な建物の条件に基づくという観点から,保有水平耐力が他のものとできるだけ近くなるようにして,比較の対象とする。

2.2 地震動とサイトのハザード

本研究では,米国カリフォルニア州における硬めの地盤 (NEHRP において地盤タイプ D¹¹⁾, $183 \text{ m/sec} < V_s < 366 \text{ m/sec}$ または $15 < N < 50$, V_s : せん断波速度, N : 標準貫入試験による N 値) で記録された 40 個の地震動群¹²⁾を漸増動的地震応答解析に用いる。これらの地震動のモーメントマグニチュード M_w は 6.5 から 6.9, サイト震源間距離 R は 13 km から 40 km である。Table 1 に地震動の詳細を示す。

地震動を基準化するためのスカラーである地震強さは,建物の一次固有周期 T_1 を持つ弾性一質点系の最大加速度応答値 $S_a(T_1)$ とする。このときの減衰定数 h は, 5% として定義される。サイトの地震に対するハザード解析¹³⁾の結果から, $S_a(T_1)$ のハザードカーブを得ることでき,この $S_a(T_1)$ に対して地震動を基準化することにより,建物の地震応答を効率よく(ばらつきを抑えて)評価できる¹⁴⁾。

Fig.7 Uniform hazard spectra at Van Nuys

Table 1 Detailed characteristics of the ground motions used in this study

No.	Record ID	Event	Year	Mw	Station	R (km)	NEHRP Site*	PGA(g)	PGV(cm/s)	PGD(cm)
1	IV79cal	Imperial Valley	1979	6.5	Calipatria Fire Station	23.8	D	0.078	13.3	6.2
2	IV79chi	Imperial Valley	1979	6.5	Chihuahua	28.7	D	0.270	24.9	9.1
3	IV79cmp	Imperial Valley	1979	6.5	Computas	32.6	D	0.186	13.9	2.9
4	IV79e01	Imperial Valley	1979	6.5	El Centro Array #1	15.5	D	0.139	16	10.0
5	IV79e12	Imperial Valley	1979	6.5	El Centro Array #12	18.2	D	0.116	21.8	12.1
6	IV79e13	Imperial Valley	1979	6.5	El Centro Array #13	21.9	D	0.139	13	5.8
7	IV79nil	Imperial Valley	1979	6.5	Niland Fire Station	35.9	D	0.109	11.9	6.9
8	IV79pls	Imperial Valley	1979	6.5	Plaster City	31.7	D	0.057	5.4	1.9
9	IV79qkp	Imperial Valley	1979	6.5	Cucapah	23.6	D	0.309	36.3	10.4
10	IV79wsm	Imperial Valley	1979	6.5	Westmorland Fire Station	15.1	D	0.110	21.9	10.0
11	LP89agw	Loma Prieta	1989	6.9	Agnews State Hospital	28.2	D	0.172	26	12.6
12	LP89cap	Loma Prieta	1989	6.9	Capitola	14.5	D	0.443	29.3	5.5
13	LP89g03	Loma Prieta	1989	6.9	Gilroy Array#3	14.4	D	0.367	44.7	19.3
14	LP89g04	Loma Prieta	1989	6.9	Gilroy Array#4	16.1	D	0.212	37.9	10.1
15	LP89gmr	Loma Prieta	1989	6.9	Gilroy Array#7	24.2	D	0.226	16.4	2.5
16	LP89hch	Loma Prieta	1989	6.9	Hillister City Hall	28.2	D	0.247	38.5	17.8
17	LP89hda	Loma Prieta	1989	6.9	Hillister Differential Array	25.8	D	0.279	35.6	13.1
18	LP89hvr	Loma Prieta	1989	6.9	Halls Valley	31.6	D	0.134	15.4	3.3
19	LP89sjw	Loma Prieta	1989	6.9	Salinas-John&Work	32.6	D	0.112	15.7	7.9
20	LP89slc	Loma Prieta	1989	6.9	Palo Alto-SLAC Lab.	36.3	D	0.194	37.5	10.0
21	LP89svl	Loma Prieta	1989	6.9	Sunnyval-Colton Ave.	28.8	D	0.207	37.3	19.1
22	NR94cen	Northridge	1994	6.7	LA-Centinel St.	30.9	D	0.322	22.9	5.5
23	NR94cnp	Northridge	1994	6.7	Canoga Park-Topanga Can.	15.8	D	0.420	60.8	20.2
24	NR94far	Northridge	1994	6.7	LA-N Faring Rd.	23.9	D	0.273	15.8	3.3
25	NR94fle	Northridge	1994	6.7	LA-Fletcher Dr.	29.5	D	0.240	26.2	3.6
26	NR94glp	Northridge	1994	6.7	Glendale-Las Palmas	25.4	D	0.206	7.4	1.8
27	NR94hol	Northridge	1994	6.7	LA-Hollywood Stor FF	25.5	D	0.231	18.3	4.8
28	NR94lh1	Northridge	1994	6.7	Lake Hughes#1#	36.3	D	0.087	9.4	3.7
29	NR94lv2	Northridge	1994	6.7	Lake Hughes#2#	37.7	D	0.063	7.2	1.6
30	NR94lv6	Northridge	1994	6.7	Lake Hughes#6#	38.5	D	0.178	14.4	2.1
31	NR94nya	Northridge	1994	6.7	LA-Crescenta-New York	22.3	D	0.159	11.3	3.0
32	NR94pic	Northridge	1994	6.7	LA-Pico&Sentous	32.7	D	0.186	14.3	2.4
33	NR94stc	Northridge	1994	6.7	Northridge-17645 Satcoy St.	13.3	D	0.368	28.9	8.4
34	NR94stn	Northridge	1994	6.7	LA-Saturn St.	30.0	D	0.474	34.6	6.6
35	NR94ver	Northridge	1994	6.7	LA-E Vernon Ave	39.3	D	0.153	10.1	1.8
36	SF71pel	San Fernando	1971	6.6	LA-Hollywood Stor Lot	21.2	D	0.174	14.9	6.3
37	SI87bra	Superstition Hills	1987	6.7	Brawley	18.2	D	0.156	13.9	5.4
38	SI87ioc	Superstition Hills	1987	6.7	El Centro Imp. Co. Cent	13.9	D	0.358	46.4	17.5
39	SI87pls	Superstition Hills	1987	6.7	Plaster City	21.0	D	0.186	20.6	5.4
40	SI87wsm	Superstition Hills	1987	6.7	Westmorland Fire Station	13.3	D	0.172	23.5	13.0

Mw: Moment magnitude, R: Source to site distance, PGA, PGV, and PGD: Peak ground acceleration, peak ground velocity, and peak ground displacement

*Definition of Type D in NEHRP⁷⁾: $183 \text{ m/sec} < V_s < 366 \text{ m/sec}$ or $15 < N < 50$, where V_s is shear velocity and N is N value from the standard penetration test

Fig.8 Acceleration spectra of ground motions scaled by the intensity measure $S_a(T_1)$ of 10% probability in 50 years

NEHRPにおいて地盤タイプDに分類される米国カリフォルニア州 Van Nuys に対して行われた地震ハザード解析の結果として、一様ハザードスペクトル¹⁵⁾をFig.7に示し、地震ハザードの資料として用いることとする。この一様ハザードスペクトルは、代表的な一次固有周期 T_1 に対して、同じ発生確率の $S_a(T_1)$ を結んだものである。

解析に用いる地震動は、解析対象の建物の $T_1=0.813$ 秒に対する $S_a(T_1)$ が等しくなるように、その加速度データがスケールされ、 $S_a(T_1)$

のレベルに応じて発生確率が定義される。Fig.8には、地震強さ $S_a(T_1)$ を 50 年発生確率 10% のハザードレベルに基準化した場合の加速度応答スペクトルを示すが、 $T_1=0.813$ 秒の $S_a(T_1)$ を通り、そこから離れることにより、バラツキが生じることとなる。

2.3 漸増動的な地震応答解析と崩壊キャパシティ

Fig.9に漸増動的な地震応答解析と崩壊キャパシティの概念を示す。縦軸に地震強さである $S_a(T_1)$ (以降、 S_a) をとり、左横軸には地震動の年間超過度数 λ_{S_a} を、右横軸には応答工學量として最大層間変形角 IDR_{max} をとっている。Fig.9の右側を見ると S_a が上がるにつれ、 IDR_{max} が増えていく傾向にある。一方、途中、 S_a が上がるにもかか

Fig.9 A hazard curve and a collapse capacity derived from an incremental dynamic analysis

ならず IDR_{max} が減少する現象が数回確認できる。この“リターン現象”は、動的地震応答解析に用いられる入力地震動のスケールの違いにより、降伏のタイミングの変化や、正側と負側の最大値の入れ替わりなどが起こり、その結果、生じるものである⁶⁾。

最終的には部材の耐力低下、および $P-D$ 効果を伴い、変形が発散的に大きくなるので、それ以上の地震強さに対して解析を続けることができなくなる。この発散直前の地震強さ S_a を崩壊キャパシティ $S_{a,collapse}$ と定義する¹⁰⁾。地震強さ S_a は Fig.9 の左側にあるように、地震動の年間超過度数と対応しているから、その建物が崩壊キャパシティに達する時の年間超過度数を求めることができる。

2.4 漸増動的地震応答解析の統計処理

上記の漸増動的地震応答解析を 40 個の地震動に対して行った結果が、Fig.10 である。縦軸に地震強さである S_a 、横軸に応答工學量として IDR_{max} をとっており、グレーの曲線一本が、一つの地震動に対する漸増動的地震応答解析の結果を表している。

Fig.10 A set of results from incremental dynamic analyses on 40 ground motions (Case-2)

Fig.8 に示されるように、各地震動は、一次固有周期に基づく弾性応答値 S_a を基準としてスケールされるので、一次モードが卓越し、応答が弾性範囲にとどまる条件では、応答のパラッキは小さく抑えられる。しかし、地震強さ S_a が増加することに伴う非線形化により、応答のパラッキは避けられない⁷⁾。

このようなデータの統計処理であるが、「2.3」で述べたリターン現象のため、得られたデータを地震強さの軸に対して統計処理することと、応答工學量の軸に対して統計処理することは同義でない。すなわち、崩壊キャパシティ以前における解析結果を、ある IDR_{max} の値に対して地震強さ軸方向にカウントしていくと、一つの地震動の解析結果をダブルカウントしてしまう場合が生じる。

本報告では、崩壊確率に関しては、地震強さ軸に対する統計処理から崩壊キャパシティの fragility カurve を求めることで、また、損傷過程に関しては、応答工學量軸に対する統計処理から破壊曲線を求めることで、それぞれ、評価を試みる¹⁶⁾。

(1) 崩壊 fragility カurve と崩壊確率

崩壊 fragility カurve は、40 個の地震動に対して得られた崩壊キャパシティ $S_{a,collapse}$ のデータを地震強さである S_a 軸方向に整理することにより得ることができ、式(2)により表すことができる¹⁶⁾。

$$F_c(x) = P[S_{a,collapse} \leq x] \quad (2)$$

ここに、 $F_c(x)$ は、 S_a が x のときの崩壊 fragility カurve の値であり、

崩壊キャパシティ $S_{a,collapse}$ が x 以下のときの確率となる。

崩壊 fragility カurve が定義できれば、崩壊に対する確率的な評価が可能となる。すなわち、地震強さ S_a に対するハザードカurve と崩壊 fragility カurve $F_c(x)$ を式(3)において数値積分することにより、“崩壊に対する年間超過度数 $\lambda_{collapse}$ ”を求めることができる。

$$\lambda_{collapse} = \int_0^{\infty} F_c(x) d\lambda S_a(x) \quad (3)$$

ここに、 $\lambda S_a(x)$ は S_a が x を超える年間超過度数。

崩壊 fragility カurve $F_c(x)$ は、得られた崩壊キャパシティのデータに対数正規分布をフィッティングさせることにより求める。この場合、自然対数 $\ln(S_{a,collapse})$ の平均値および標準偏差を、正規分布の累積分布関数に代入する方法が一般的に考えられる。しかし、こうした非線形地震応答解析の結果においては、少数の大きな値が全体に及ぼす影響が強すぎるため、代わりに自然対数のパーセンタイル値を用いる方が、分布形状を適切に表現できる¹⁷⁾。ここで、 y パーセンタイル値とは、fragility カurve 上で y パーセント目の値 x を指す（50 パーセンタイル値は中央値に等しい）。

本研究では、以上を踏まえ、 $\ln(S_{a,collapse})$ の中央値 $\ln(S_{a,collapse})^{50\%}$ および等価対数標準偏差 δ_{eq} を用いた対数正規分布により、解析結果を表現する。等価対数標準偏差 δ_{eq} に関しては、16 パーセンタイル値 $\ln(S_{a,collapse})^{16\%}$ および 84 パーセンタイル値 $\ln(S_{a,collapse})^{84\%}$ が、 $\ln(S_{a,collapse})^{50\%} \pm \delta_{eq}$ に相当すると仮定することにより求めることができる。（これは、正規分布において、平均値から標準偏差の距離における値が 16 パーセンタイル値と 84 パーセンタイル値に対応することから設定された仮定である。）一方、崩壊 fragility カurve $F_c(x)$ は、式(3)において、ハザードカurve における年間超過度数 $\lambda S_a(x)$ の微分、すなわち年間度数 $d\lambda S_a(x)$ と組み合わせられるので、最終アウトプットである崩壊の年間超過度数 $\lambda_{collapse}$ に対しては、大きな年間度数 $d\lambda S_a(x)$ に対応する部分を、よりの確にフィッティングさせるほうが合理的である。したがって、等価対数標準偏差 δ_{eq} は、中央値より小さなパーセンタイル値の部分に焦点を当てた式(4)より求める。

$$\delta_{eq} = \ln \left(\frac{S_{a,collapse}^{50\%}}{S_{a,collapse}^{16\%}} \right) \quad (4)$$

以上より、式(5)を用いて崩壊 fragility カurve $F_c(x)$ を求める。

$$F_c(x) = \Phi \left(\frac{\ln(x) - \ln(S_{a,collapse}^{50\%})}{\delta_{eq}} \right) \quad (5)$$

ここに、 $\Phi(\cdot)$ は正規分布の累積分布関数。

求められた崩壊 fragility カurve $F_c(x)$ を Fig.10 に付記している。

(2) 損傷過程

地震強さに対する応答工學量のパーセンタイル値を結び、破壊曲線に相当するパーセンタイル曲線として表す。ただし、応答工學量軸に対する統計処理においては、地震強さである S_a が比較的小さい段階で崩壊キャパシティに達するものが出てくることにより、データのセットが不完全になる。すなわち、データの数が S_a の増大に伴って 40 から減っていくことになる。したがって、残ったデータセットのうち、値が小さいものから順に並べて、20 番目と 21 番目の平均値を中央値 50th パーセンタイル (counted 50th percentile) とし、34

番目を 84th パーセンタイル(counted 84th percentile)とする¹⁶⁾。Fig.10 において、 IDR_{max} の中央値 50th パーセンタイル曲線は、20 個目が崩壊キャパシティに達した時点で消滅する。

ここで、横軸最大層間変形角 IDR_{max} に対する 50th パーセンタイル曲線と 84th パーセンタイル曲線の最後のポイントは、それぞれ、縦軸地震強さ S_a 方向に対する崩壊キャパシティの中央値 $S_{a,collapse}^{50\%}$ 、および 16 パーセンタイル値 $S_{a,collapse}^{16\%}$ に相当する。

このようなパーセンタイル曲線を整理した資料は、ある地震ハザードレベルが与えられたときの性能評価において有用となる。例えば、ある地震ハザードレベルに対応する S_a が与えられたときに、最大層間変形角 IDR_{max} の中央値 50th パーセンタイルを読み取ることは、“ある地震ハザードレベルに対する IDR_{max} の 50%超過確率”を読み取ることと同義である。

3. 漸増動的地震応答解析の結果とその考察

3.1 応答工學量に対する破壊曲線 (EDP-direction statistics)

以下、応答工學量のパーセンタイル値から得られる破壊曲線を比較することにより、メカニズムコントロールが建物の損傷過程に及ぼす影響を考察する。

(1) 履歴吸収エネルギーの総和と最大塑性回転角の総和

鉄筋コンクリート部材が受ける損傷の評価として、Park らは、最大変形の終局変形に対する割合と、エネルギー吸収による疲労度の項からなる損傷指標 D を提案している¹⁸⁾。高橋らは、これを利用し、一質点系の解析より求める建物としての損傷指標 D と補修費用の関係に、線形や S 字などの複数のモデルを仮定して補修費用評価を行う合理的な手法を提案している¹⁹⁾。これに対応する応答工學量として、すべてのヒンジにおける最大塑性回転角の総和 $\theta_{max,sum}$ および履歴吸収エネルギーの総和 E_{sum} を取り上げる。

まず、Fig.11(1)に、ヒンジにおける履歴吸収エネルギーの総和 E_{sum} の中央値 50th パーセンタイル曲線を示すが、崩壊キャパシティ到達以前において挙動が安定している範囲内では、メカニズム領域の大きさに関わらず、ほぼ同一線を通しており、建物の総エネルギー吸収量はメカニズム領域の大きさによる影響を受けないことが確認できる。Case-2 の最後の段階では、その勾配が小さくなり、Case-3 および Case-4 と離れていく傾向にあるが、多くの部材がすでに耐力低下の負勾配に入っている。続いて、Fig.11(2)における最大塑性回転角の総和 $\theta_{max,sum}$ の場合であるが、 E_{sum} の場合と同様の傾向にあり、メカニズム領域の大きさによる影響を受けないと言える。

一方、ヒンジの履歴吸収エネルギーの平均値 E_{ave} および最大塑性回転角の平均値 $\theta_{max,ave}$ を考えると、それぞれ、 E_{sum}/n 、 $\theta_{max,sum}/n$ (n はヒンジの数)と表される。ここで、上記のように E_{sum} および $\theta_{max,sum}$ はメカニズム領域に影響を受けないので、メカニズム領域の大きさが異なる場合の個々のヒンジにおけるエネルギー吸収レベルおよび最大塑性回転角レベルは、ヒンジの数に反比例する形で異なることとなる。これは、ヒンジの数が少ない Case-1 が、他に比べ極端に小さな E_{sum} および $\theta_{max,sum}$ において崩壊キャパシティに達していることから明らかである。この場合、仮に、部材補修費用に対して最大塑性回転角が支配的としても、すべての部材レベルにおける最大塑性回転角と補修費用の関係が同一の正比例関係で近似できる場合においてのみ、最大塑性回転角の総和と補修費用の総和が対応する

こととなる。

実際には、このような関係は極めて稀なケースで、メカニズム領域が大きく異なる場合には、部材の補修費用評価を個別に行って総和する方向性を合わせて検討する必要がある。この点については今後の課題としたい。

(2) 最大層間変形角

建物の崩壊に対しては、層としての最大変形が密接に関係していると考えられる。Fig.11(3)には最大層間変形角 IDR_{max} の中央値 50th パーセンタイル曲線の比較を示す。この場合は、メカニズム領域の大きさによる傾向の差が見て取れ、同一の地震強さ S_a に対して、1 階が層崩壊する Case-1 の IDR_{max} が最も大きく、メカニズム領域が

(1) Sum of hysteretic energy dissipation in all hinges

(2) Sum of maximum plastic rotations in all hinges

(3) Maximum inter-story drift ratio

Fig.11 Median 50th percentile curves for EDP

大きくなることにより、その値が小さくなっていく。

図中、Case-1 は、 IDR_{max} が他のものより小さな時点で崩壊キャパシティに達しているが、その理由は E_{sum} および $\theta_{max,sum}$ の場合 (Fig.11(1), Fig.11(2)) と本質的に異なる。すなわち、1 階のみがメカニズムに達する Case-1 の場合には、ヒンジの履歴が負勾配に入った後の余力が小さく、ある点において急激に層間変形が発散してしまうため、その勾配が極めて小さくなる。したがって、地震強さ S_a の増分をさらに細かくすれば、Case-1 の場合も、崩壊キャパシティ時の IDR_{max} を大きくすることは出来るが、実質上、崩壊確率評価の対象となる崩壊キャパシティ $S_{a,collapse}$ の値には影響を及ぼさない。

一方で、同一地震強さに対する IDR_{max} の差は、メカニズム領域が大きくなるに従い、小さくなる傾向にある。この第一の理由としては、最大塑性回転角の平均値 $\theta_{max,ave}$ が、前述のように、ヒンジの数 n と反比例の関係にあることが挙げられる。1/ n により、Case-1, Case-2, Case-3, Case-4 における $\theta_{max,ave}$ の比は、1/14:1/50:1/86:1/122 と表され、この $\theta_{max,ave}$ と IDR_{max} に一定の相関があると考えれば、その差が小さくなっていく現象が理解できる。

加えて、もう一つの重要な傾向を、Fig.12 に示す同一の地震強さ S_a における各階の最大層間変形角 IDR_i の中央値分布形状から読み取ることができる。すなわち、図中、メカニズム領域が 1 階から 10 階までの Case-4 に注目すると、メカニズム領域内の変形が下層階において卓越し、上層階の変形が小さくなっている。したがって、Fig.11(3)の IDR_{max} において Case-4 と Case-3 が極めて近くなっている傾向に関しては、ヒンジの数の増加割合が小さい、という点に加えて、メカニズム領域が大きい(高さ方向に長い)場合には、メカニズム領域内の上層部分においてエネルギー吸収割合が小さい、という点が要因として挙げられる。

Fig.12 IDR_i distributions

3.2 崩壊確率 (IM-direction statistics)

崩壊キャパシティの fragility curve $F_c(x)$ は式(2)において表現されるが、具体的に式(5)を用いて各ケースの fragility curve $F_c(x)$ を求めたのが Fig.13 である。図中、1 階が層崩壊する Case-1 は、地震強さ S_a が小さい段階において崩壊確率が大きくなるが、メカニズム領域が大きくなるに従って同一の S_a に対する崩壊確率が小さくなる。ただし、その差もメカニズム領域が大きくなるに従って小さくなる。こうした傾向は、 IDR_{max} の傾向と一致する。

また、メカニズム領域が大きくなるに従い、形が S_a 軸方向に広がり、崩壊キャパシティ $S_{a,collapse}$ の地震動に対するバラツキが大きくなること示唆されている。これは、層崩壊する Case-1 のヒンジが一斉に負勾配に入るのに対し、メカニズム領域が大きくなるためにヒンジが負勾配に入るタイミングが各層で異なることとなり、さらに、その後における建物としての余力も増えるためである。

一方、式(3)に用いる地震強さ S_a に対するハザードカーブは、式(6)

により表現できると仮定する²⁰⁾。

$$\lambda_{Sa(T_1)}(S_a) = k_0 \cdot S_a^{-k} \quad (6)$$

Fig.7 に示す一様ハザードスペクトルにおいて、 $T_1=0.813\text{sec}$ に対する線形補間から得られる 50 年発生確率 2% (年間超過度数 1/2475) の $S_a=1.65g$ 、および 50 年発生確率 10% (年間超過度数 1/475) の $S_a=0.97g$ を用いて、式中の形状係数 k_0 および k を求めれば Fig.14 に示すハザードカーブが得られる。

Fig.13 および Fig.14 は、いずれも S_a に対する崩壊キャパシティの fragility curve と年間超過度数のハザードカーブであり、式(3)により、数値解析を用いて、崩壊の年間超過度数 $\lambda_{collapse}$ を求めることができる。求められた崩壊の年間超過度数 $\lambda_{collapse}$ は、式(7)のポアソン過程から t 年間ににおける崩壊確率 $P(\text{collapse}|t)$ へ展開することができる。年間超過度数 $\lambda_{collapse}$ の値が非常に小さい場合には、年間崩壊確率 ($t=1$) は年間超過度数 $\lambda_{collapse}$ とほぼ等しくなる。

$$P(\text{collapse}|t) = 1 - \exp(-\lambda_{collapse} \cdot t) \quad (7)$$

以上より、年間崩壊確率および建物の供用期間として $t=50$ 年を仮定した場合の崩壊確率を Fig.15 に示す。図中、1 階が層崩壊する Case-1 は、年間崩壊確率、供用期間 50 年崩壊確率とも突出していて、崩壊に対する危険度が高い。一方、メカニズム領域を 4 階まで広げて梁ヒンジの数を増やすことにより (Case-2)、危険度が急激に緩和されることがわかる。メカニズム領域を 7 階、または 10 階まで広げることにより (Case-3, Case-4)、さらに危険度を緩和することができるが、両者は極めて近い値となり、こうした傾向は同一の S_a に対する崩壊 fragility curve の傾向 (Fig.13) と一致する。

Fig.13 Fragility curves of collapse capacities for S_a axis

Fig.14 The hazard curve for S_a at Van Nuys

Fig.15 Annual probabilities of collapse and probabilities of collapse in 50 years

4. 結論

本報告では、地震後に無損傷領域を確保するメカニズムコントロールという概念を提案し、メカニズム領域の大きさが建物の耐震性能に及ぼす影響を確率論的アプローチから考察した。対象とした建物は、全体崩壊形に対する終局強度設計が行われた12階建て鉄筋コンクリートフレーム構造で、上層部を弾性とする事で無損傷領域を仮定し、そのメカニズム領域を1階のみの場合から3層ずつ増大させた。想定するサイトの地震ハザードとしては、米国カリフォルニア州 Van Nuys に対する解析結果を用いた。

以上の条件下で得られた知見を以下にまとめる。

(1) 応答工学量軸に対する統計処理（応答工学量破壊曲線）より

各部材の履歴消費による総エネルギー吸収量、および各部材の経験した最大塑性回転角の総和は、メカニズム領域の大きさに影響されない。

それに対して、同一の地震強さに対する最大層間変形角は、メカニズム領域が大きくなるに従って小さくなる。

ただし、最大層間変形角を減少させる効果は、メカニズム領域が大きくなるに従って小さくなる。この傾向は、最大塑性回転角の平均がヒンジの数に反比例する形となることから説明できる。さらに、メカニズム領域が1階から10階までになると、変形が下層階において卓越することとなり、その効果は一層小さくなる。

(2) 地震強さ軸に対する統計処理（崩壊確率）より

崩壊に対する定量的な性能表現は、メカニズム領域を決定する際の明確な資料となり得る。

本研究において、地震強さに対するハザードカーブと崩壊キャパシティのフラジリティカーブから算出された年間崩壊確率は、メカニズム領域が1階のみの場合、1階から4階までの場合、1階から7階までの場合、および1階から10階までの場合に対して、それぞれ、0.191%、0.030%、0.019%、0.018%となった。

傾向としては、(1)の最大層間変形角に等しく、メカニズム領域が1階のみの場合においては崩壊危険度が突出するが、メカニズム領域を4階まで広げることにより、危険度が大きく緩和できる。メカニズム領域を7階または10階まで広げることにより、さらに危険度を緩和することができるが、両者は極めて近い値となる。

謝辞

本研究においては、スタンフォード大学地震工学センター Paul Cordova 氏、Jorge Ruiz-Garcia 氏、Hasameddin Aslani 氏、Jack Backer 氏、Farzin Zareian 氏から御意見頂きました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型設計指針・同解説、日本建築学会、1990
- T. Paulay: A Critique of the Special Provisions for Seismic Design of the Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83), TECHNICAL PAPER, ACI Journal, pp.274-283, March-April, 1986
- 大宮幸、林静雄：袖壁が RC 造骨組みの耐力及び変形性能に及ぼす影響、コンクリート工学年次論文集、Vol. 24, No.2, pp.469-474, 2002
- <http://peer.berkeley.edu/>
- C. Allin Cornell and Helmut Krawinkler: Progress and Challenges in Seismic Performance Assessment, PEER Newsletter Vol.3, No.2, Spring 2000
- Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A.: Incremental Dynamic Analysis, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31, 3, 491-514, 2002
- 長江拓也、Helmut Krawinkler: 地震時における鉄筋コンクリート建物の破壊確率に関する一考察、日本建築学会学術講演梗概集、No.390, C-2, pp.745-746, 2004
- T. Lee, K. M. Mosalam: Sensitivity of seismic demand of a reinforced concrete shear-wall building, Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering (the ICASP-9 Conference), pp. 1511-1518, 2003
- T. Takeda, M. A. Sozen, N. N. Nielsen: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of the Structure Division, ASCE, ST12, pp. 2557-2573, 1970
- 菅野俊介：鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究、コンクリートジャーナル、Vol.11, No.2, 1973
- FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY: PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS (FEMA356/November2000)
- Medina: Seismic Demands for Nondeteriorating Frame Structures and Their Dependence on Ground Motions, Ph. D. thesis, Stanford University, 2003
- EERI Committee on Seismic Risk: The Basics Risk Analysis, Earthquake Spectra, 5 (4), 675-702, 1989
- Shome N., Cornell C.A.: Earthquakes, Records, and Nonlinear Responses, Earthquake Spectra, 14 (3), 469-500, 1998
- Somerville P, Cornell C.A.: Ground Motion Time Histories for the Van Nuys Building, PEER Methodology Testbeds Project, URS Corporation, Pasadena, CA, 2002
- Luis F. Ibarra and Helmut Krawinkler: Global Collapse of Deteriorating MDOF Systems, 13th WCEE, Paper No. 116, 2004
- Eduardo Miranda, Hesameddin Aslani: Probabilistic Response Assessment for Building-Specific Loss Estimation, PEER Report 2004/03, September, 2003
- Park Y. J., Ang A. HS.: Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete, ASCE Journal of Structural Engineering, 111-4, 722-739, 1985
- 高橋典之、塩原等、小谷俊介、東川敬子：鉄筋コンクリート建物構成要素のライフサイクル修復経費に及ぼす影響、コンクリート工学年次論文集、Vol. 24, No.2, pp.43-48, 2002
- Cornell C.A., Jalayer F., Hamberger R., Foutch D.: Probabilistic Basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency Steel Moment Frame Guidelines, ASCE Journal of Structural Engineering, 128(4), 526-534, 2002

(2004年12月10日原稿受理、2005年3月23日採用決定)