

弾塑性スペクトルによる 多層鋼構造骨組の応答予測

山田有孝¹, 金山弘雄²

¹鹿島 小堀研究室 主管研究員 (〒107-8502 東京都港区赤坂6-5-30 KIビル)

²鹿島 小堀研究室 次長 工博 (〒107-8502 東京都港区赤坂6-5-30 KIビル)

The seismic design philosophy for the severe earthquake is based on the assumption that the energy absorbing capacity can be expected. The interstory displacement and ductility factors are examined for high-rise buildings or some important facilities. The nonlinear analyses required to estimate the deformation capabilities are so complicated that the simplified method should be established. This paper described the evaluation of inelastic response spectra to seismic design of multistory moment steel building, the nonlinear SDOF analyses are examined to predict nonlinear MDOF response

Key Words: earthquake response, inelastic response spectra, ductility factor

1. はじめに

構造物の耐震設計においては、構造物の有する変形およびエネルギー吸収能力を正確に把握しておくことが重要である。現行設計法における一般建物の設計過程では、二次設計の段階で構造物の保有耐力が、必要保有耐力を上回ることを確認することで実践されている。必要保有耐力は、主に構造種別や材料種別に応じた構造特性係数 D_s 値により決定される。大地震時には部材降伏後の塑性エネルギー吸収により、建物の崩壊を免れるという思想に基づき、粘りが期待できる構造物ほど D_s 値は小さく規定されている。兵庫県南部地震において、現行設計法による建物の崩壊例が少ないことは、この必要保有耐力値の評価が凡そ妥当であることを示すものであろう。

一方、崩壊を免れた建物でも過度な残留変形や、非構造部材の損傷等により建物としての機能を損失し、大規模な補修工事を必要としたり、取り壊しや建て替えを余儀なくされたケースの報告も少なくない。必要保有耐力の規定が、塑性変形能力を背景にしながらも、表面的には耐力に関する要求であり、大地震時において許容される構造物全体の層間変位、各部材の塑性率等、変形性能に関する具体的な要求が明示されていないことが一因と考えられる。超高層ビル等、構造評定、評価の対象となる建物では、弾塑性静的漸増荷重解析や地震応答解析により変形性能の確認が行われるが、大部分の一般建物については、変形性能の確認が要求されていないことに加え、この種の解析がやや繁雑であるため実施されること

は少ない。変形の制限に関する具体的な目安の提示とともに、建物の変形性能に関するより簡便な評価手法の確立が要求される。

構造物の弾塑性応答性状を簡便な一自由度系モデルの弾塑性応答解析により評価する手法の研究が行われている。これらの研究には弾塑性特性を与えた一自由度系モデルの累加履歴エネルギーと地震エネルギー入力の関係から構造物の耐震性を評価する手法と、応答最大塑性率より必要耐力スペクトルとして直接的に構造物の必要耐力を評価する手法がある。後者の必要耐力スペクトルは、弾性固有周期、降伏耐力および剛性低下率をパラメータとした一自由度系モデルにより計算される。応答最大水平変位の降伏時水平変位に対する倍率を塑性率と定義し、この塑性率が設定値を超えないために必要な降伏耐力を表したものである。設計クライテリアとして設定した塑性率に対し、必要とされる耐力が直接表されるため、設計的な観点から非常に有効である。Miranda¹⁾は124の地震記録について必要耐力スペクトルを計算して統計処理した結果、必要耐力値は周期が長くなる程ばらつきが大きくなることや、その分布はほぼ正規分布になることなどを示した。また、近年発生した釧路沖地震、兵庫県南部地震についても、弾塑性スペクトルを用いた地震波の分析が報告され²⁾³⁾⁴⁾、地震動の強さを構造物の耐力と直接対応させる手法として広く用いられている。弾塑性スペクトルを活用するための前提として、多自由度系モデルとの対応を確認することが最も重要である。Nassar⁵⁾や Seneviratna⁶⁾は多自由度系の弾塑性応答解

析による層塑性率の最大値と、一自由度系モデルの塑性率を比較して周期が長くなる程、高次モードおよび特定層への損傷集中により、多自由度系モデルの塑性率の方が大きくなることを示した。性能保証型設計を目指す新しい建築基準法も、建物を等価一自由度系に縮約し応答を評価する手法が採用される方向にあり、具体的な解析手法が検討されている⁷⁾。

近年計算機および解析理論の発展により、部材レベルの弾塑性解析が主流となりつつあるが、設計初期に一次量として構造物の大地震時に要求される耐力を予測することができれば、実際上の効用が非常に高まる。以上を背景にして、本研究は Ricker 波⁸⁾を入力波とし、実構造物を前提とした多層鋼構造骨組の必要耐力と、必要耐力スペクトルの関係式を整理し、得られた関係式の一般性を、実際の設計で慣用的に用いられる既往波と、兵庫県南部地震の記録波を用いた同様の解析により検討し、必要耐力スペクトルの実用性を示したものである。

2. 解析手法

(1) 多自由度系モデル

多自由度系モデルは図-1 に示すように、柱に軸・曲げ・せん断、梁に曲げせん断、柱梁接合部パネルにせん断変形を考慮し、各階重量を柱梁接合部位置に集中させた平面フレームモデルである。1階柱脚を固定とし両側梁中央部相互の水平、上下、回転自由度を等値した無限均等ラーメンとする。弾塑性解析では柱、梁の部材端部のモーメント-回転角関係に、Bi-Linear 型の非線型特性を与え、部材レベルでの降伏判定を行う。一階柱脚と接合部パネルは線形とする。

解析の対象とする建物は8階建から28階建まで2階建間隔に設計した11棟である。建物は全て、柱を箱型

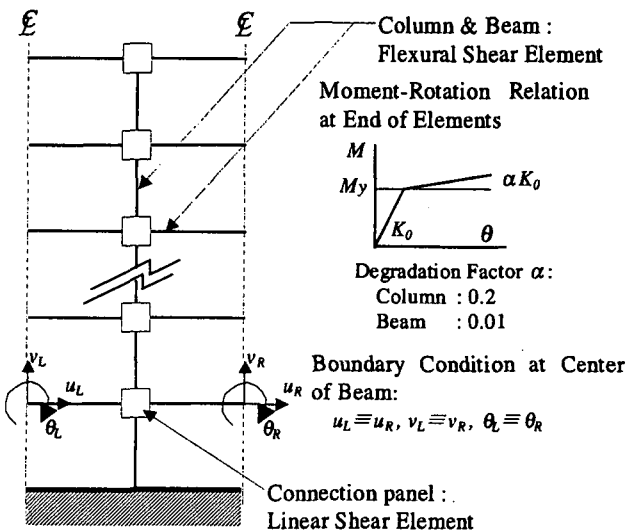


図-1 鋼構造建物の多自由度弾塑性解析モデル

断面、梁をI型断面とした梁降伏先行型フレームとする。基準階高は4mで1階のみ5mとし、スパン長は9.6mとした。一次固有周期は、ほぼ0.1N (N:階数)となるよう断面を仮定したが、結果の整理を明快にするため、弾性係数を微調整し全て0.1N 丁度とした。

各層の弾性限層せん断力は A_i 分布に比例すると仮定する。一階の層せん断力係数を C_B とし、高さ方向に A_i 分布を用いた水平力と長期荷重に対し、全ての階の梁が弾性限に達するように弾性限モーメントを設定する。このモデルに対し弾塑性地震応答解析を実施し、応答最大層塑性率 μ を求める。 μ が所定の値になるまで C_B について収束計算を静的解析から繰り返す。最終的に得られた C_B を μ に対する必要耐力と定義する。周期を変動させないため剛性は修正しない。減衰は内部粘性型とし、水平一次振動形に対し2%を仮定する。時間刻みは全ての地震波について1/200秒以下とした。

(2) 一自由度系モデル

図-2 に示すように、一自由度系モデルの復元力に、Bi-Linear 形の非線型特性を与え、時間積分して得られる応答最大変位 x_u と降伏変位 x_y の比を一自由度系モデルの塑性率と定義する。この塑性率が所定の値となるまで収束計算を行い、最終的に得られた Q_y を固有周期を横軸としてまとめたものが必要耐力スペクトルである。

降伏後の剛性は、多自由度モデルの静的荷重漸増解析結果を参考にして設定する。図-3 に層せん断力-層間変位関係を示す。降伏後の剛性は階数が低いほど大きくなる傾向が見られるが、平均的な値として弾性時の3/100とし全てのモデルに適用した。状態変化の判定時には、降伏時は復元力が降伏耐力と一致し、除荷時は応答速度が零となる時間増分を逆算し、応答の荷重-変位履歴が仮定した非線型特性上から飛び越さないように、積分時間の刻み直しを行う。減衰定数は2%を仮定する。

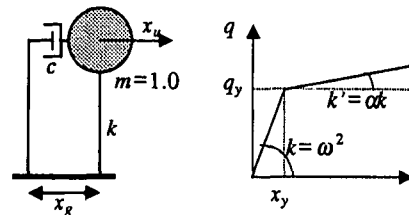


図-2 一自由度弾塑性モデル

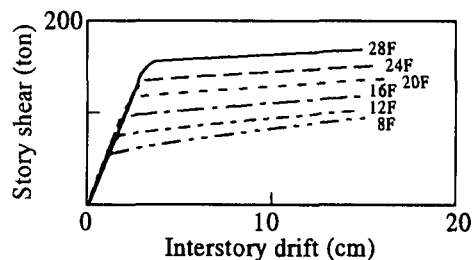


図-3 多自由度モデルの層せん断力-層間変位関係

(3) 入力地震波

入力地震波として、中心周期 T_p を 0.2~6.0 秒まで 0.1 秒刻みで変化させた Ricker 波を加速度波形として用いる。Ricker 波は中心周期でフーリエ振幅のピークを持つ狭帯域の波で、性質の良さから特定の周期成分に対する時刻歴応答特性の検討に用いられる波形である。図-4 に示す加速度応答スペクトルは中心周期で規準化され、ピーク周期比 (T/T_p) は約 0.87 である。これに加え実地震波として計 19 波の既往波の最大速度振幅を、 50cm/s^2 に規準化した既往波セット (S2-D) と、兵庫県南部地震において記録された計 20 波の最大振幅をそのまま用いたセット (Kobe) を用いる。

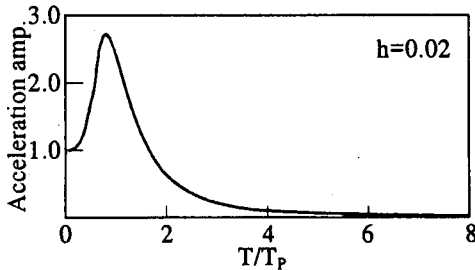


図-4 Ricker 波の加速度応答スペクトル

3. 解析結果

多自由度系モデルの必要耐力と必要耐力スペクトルの比率を C_μ とし、この係数を中心に検討する。図-5 に目標塑性率を 2.0 とし、Ricker 波の最大加速度を 0.1G とした時の、(a)多自由度系モデルの必要耐力、(b)必要耐力スペクトル、(c) C_μ 、および多自由度モデルにおける最大層塑性率の発生部位を(c)図中のマーク種別で示す。横軸は固有周期を Ricker 波の中心周期で基準化している。多自由度モデルによる必要耐力は固有周期によりややばらつき、ピーク位置では固有周期が長いほど大きくなるがその差は少ない。必要耐力スペクトルには殆ど差は見られず、ピークを示す周期比は、塑性化により長周期化するため約 0.67 で入力波のピーク周期比より短くなる。 C_μ は周期比によって異なり、最大層塑性率が発生する部位も推移する。周期比 2 以下ではほぼ 1.0 で、最大層塑性率は下層から中間層で発生する。周期比 2 以上で C_μ は急増し、周期比 4 で最大となり約 4.0 で、最大層塑性率は上層階に発生する。周期比 4 を超えると C_μ は 1.5 に急激に低下し、その後微増して周期比 8 で 2.3 となり最大層塑性率は上層階と下層階に発生する。

図-6 に入力最大加速度を 0.2G として実施した同様の解析結果の内、 C_μ と最大層塑性率の発生部位を示す。0.1G 入力の場合と C_μ 、発生部位とも殆ど変わらず、 C_μ は入力レベルに依存しないことが分かる。

図-7 に応答最大層塑性率の高さ方向分布を、階数の異なる建物の結果を比較するため、最大高さで規準化して

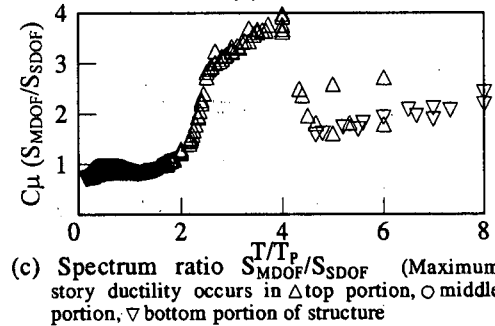
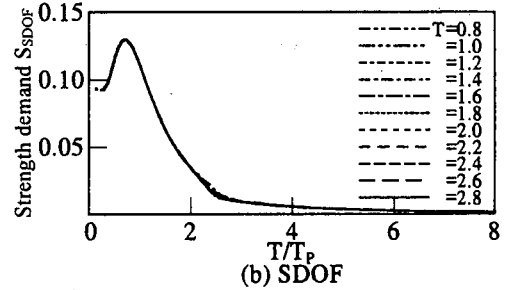
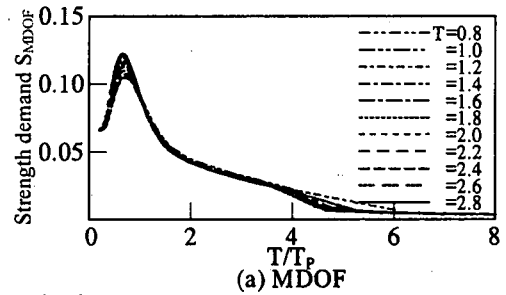


図-5 多自由度モデルの必要耐力と必要耐力スペクトルの比率 C_μ ($\mu=2.0$, Ricker 波 0.1G)

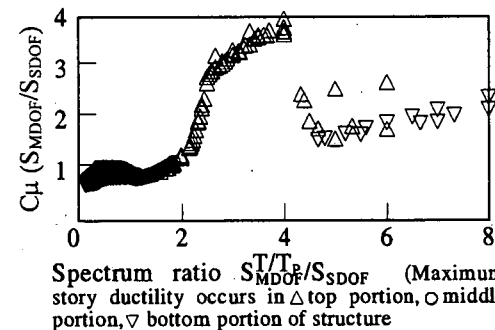


図-6 多自由度モデルの必要耐力と必要耐力スペクトルの比率 C_μ ($\mu=2.0$, Ricker 波 0.2G)

示す。本解析で用いた多自由度モデルはせん断振動型モデルのため、周期比 1:3:5 を境に 1~3 次モードが卓越する。周期比が大きくなると高次モードが励起され最大層塑性率の発生部位が上層に移動し、再び下層に戻る様

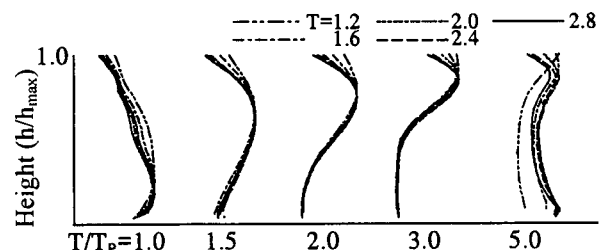


図-7 多自由度モデルの応答最大層塑性率分布

子が分かる。建物の階数による差は少ない。

図-8に C_{μ} と周期比の関係を模式化して示す。周期比 2 以下の多自由度モデルの応答は一次モードが支配的で、一自由度モデルにより表現が可能である。必要耐力は必要耐力スペクトルから $C_{\mu}=1.0$ として評価し、最大層塑性率は中間階以下に発生することが予測できる。周期比 3 前後では二次モードが卓越し上層階の応答が大きくなる。 C_{μ} は最大 4.0 となり、周期比に対する変動も大きい。必要耐力の絶対値評価は難しいが、最大層塑性率は上層階に発生すると予測できる。三次モードが卓越する周期比 5 前後では、上層階と下層階の応答が大きくなる。周期比による C_{μ} の変化は少なく概ね 2.0 であり、必要耐力は必要耐力スペクトルを 2 倍して評価し、最大層塑性率は上層階、あるいは下層階で発生すると予測できる。

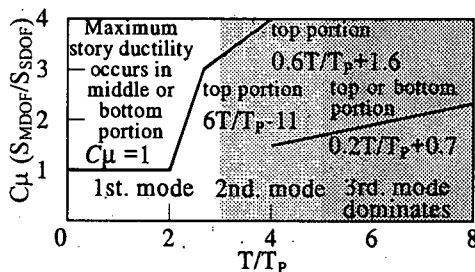


図-8 多自由度モデルの必要耐力と必要耐力スペクトルの比率 C_{μ} の模式化

図-9に実地震記録として、既往波と神戸波を入力した結果を示す。横軸は各地震波の速度応答スペクトルが最大となる周期を中心周期 T_v として基準化している。既往波、神戸波ともに周期比 2.0 以下はほぼ $C_{\mu}=1.0$ で、最大層塑性率は殆ど下層階で発生している。周期比 3.0 前後ではばらつきが大きくなり、神戸波では $C_{\mu}>3.0$ となる例も見られる。最大層塑性率の発生部位は上層階が

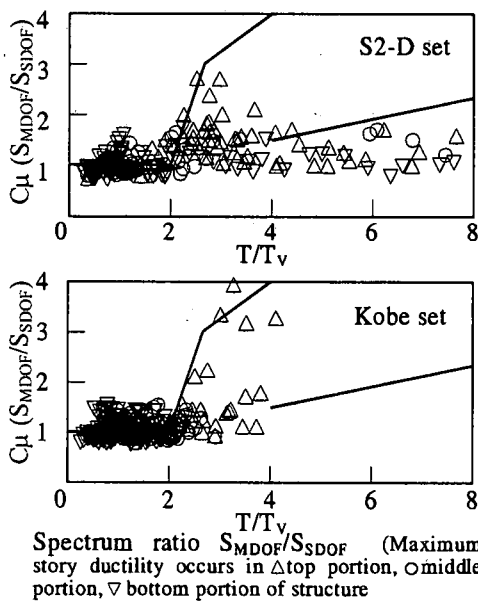


図-9 多自由度モデルの必要耐力と必要耐力スペクトルの比率 C_{μ} (実地震波)

殆どである。周期比 5 前後の結果は既往波にしか見られないが、 $C_{\mu}=1.0$ で Ricker 波の結果と比較して小さい。最大層塑性率の発生部位は、概ね上層階と下層階であるが一部中間層も見られる。以上の結果は図-8 に示した Ricker 波の結果と概ね対応している。

4. まとめ

実設計における必要耐力スペクトルの活用を目的として、多自由度モデルの必要耐力と必要耐力スペクトルの比率 C_{μ} を Ricker 波を用いて検討した。得られた特性の一般性を、実際の設計で用いられる既往波と、兵庫県南部地震記録により確認した。得られた知見を以下に示す。

- (1) C_{μ} と応答最大層塑性率の発生部位は、建物の固有周期と入力波の卓越周期の比によって次項以降に示すように変化する。実地震記録では速度応答スペクトルが最大となる周期で規準化できる。
- (2) 必要耐力スペクトルを用いて多自由度モデルの必要耐力を比較的精度良く予測できる範囲は、一次モードが支配的となる周期比 2 以下で $C_{\mu}=1.0$ である。最大層塑性率は中間階以下で発生する。
- (3) 二次モードが卓越する周期比 3 前後では C_{μ} のばらつきが大きくなるため、必要耐力の絶対値の予測は難しいが、最大層塑性率は上層階で発生する。
- (4) 周期比 4 以上では Ricker 波では概ね $C_{\mu}=2.0$ となるが実地震記録では $C_{\mu}=1.0$ となった。最大層塑性率の発生部位もばらつき、この周期帯での予測は難しい。

参考文献

- 1) E. Miranda, Nonlinear response spectra for earthquake resistant design, *Proc. 10th world conf. Earthquake Eng.* 10, Madrid, Spain, pp. 5835-5840, 1992
- 2) 松浦正一, 柴田明德, 釧路沖地震記録の弾塑性応答スペクトル特性, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.17-18, 1993
- 3) 田村良一, 1995 年神戸海洋気象台地震動による弾塑性応答スペクトルの特徴—RC造建物の等価一自由度系モデルによる検討, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.215-216, 1995
- 4) 赤沢隆士, 中島正愛, 兵庫県南部地震記録を用いた構造物の応答スペクトル特性, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.447-448, 1995
- 5) A. Nassar and H. Krawinkler, 'Seismic demands for SDOF and MDOF systems', *John. A. Blume Earthquake Engineering Research Center, Report No.90*, Dep. Of Civil Eng., Stanford University, June 1990
- 6) G. D. P. K. Seneviratna and H. Krawinkler, 'Modifications of seismic demands for MDOF systems', *Proc. 11th world conf. Earthquake Eng.*, Acapulco, Mexico, 1996
- 7) 倉本洋他: 工学的基盤の加速度応答スペクトルを用いた建築物の耐震性能評価 (その 6~8), 日本建築学会学術講演梗概集, pp.1135-1140, 1999
- 8) 大崎順彦: 建築振動理論 彰国社 1996