論文 エネルギー釣合に基づくRC造梁降伏型建物の設計手法

向井智久^{*1}·衣笠秀行^{*2}·野村設郎^{*3}

要旨:設計用地震動に対して意図した損傷に制御された梁降伏型建物の設計手法をエネ ルギー釣合に基づいて提案し,その手法の精度検証を行う。提案する設計手法は,部材 断面を決定した後,部材の耐力を決定する際にエネルギー釣合手法を用いる点が特徴で ある。目標塑性率が過度に大きくない範囲において本手法が有効に適用できることを示 した。また設計用地震動に応じて設計された純ラーメン建物が梁降伏型を形成する条件 として必要な柱梁耐力比についても併せて検討した。

キーワード: RC 造梁降伏型建物, 1質点系, エネルギー釣合, 必要耐力, 柱梁耐力比

1. はじめに

純ラーメン建物における梁降伏型は指針¹⁾に おいても推奨される崩壊形であり,地震時にそ れを形成することは耐震設計上,一つの設計目 標である。阪神大震災の被害調査などからも梁 降伏型が形成し倒壊を免れた建物が確認されて いるが,修復費用が莫大であったことから修復 性能に関する新たな問題が提起された。一方で 既往の研究では,梁降伏型形成の条件として柱 と梁の耐力比に着目したものが多いといえる²⁻ ⁵⁾が,いずれも設計用地震動に応じて建物の応 答塑性率を直接抑える設計を行っていないため, 得られる柱梁耐力比に大きなばらつきが生じ,

必要な値を決定することを困難にしていると考 えられる。また筆者らは、これまでにエネルギ ーに基づく梁降伏型の設計手法について基礎的 検討を行っている⁶⁰が、高さ方向に対する耐力 分布の決定方法に課題を残していた。

以上のことから、本論では純ラーメン建物を 対象に設計用地震動に対してある損傷に制御す るための部材耐力の決定手法を提案し、それら の精度について検討する。その後に、本手法で 設計された梁降伏型建物を対象に、必要な柱梁 耐力比に関する検討を行う。

2. 部材耐力決定手法

2.1 解析対象建物モデル

建物は階高が 3.5m, スパンが 6m の 5, 10 層 の純ラーメン RC 構造物を対象とする。重量は 単位床面積あたり 12kN/m²とする。部材は材端 弾塑性バネでモデル化し,構造物は無限均等ラ ーメンの一部を表すキの字形骨組モデルを用い る。各部材端の曲げバネの復元力特性は Degra ding Bi-linear 型を用いており繰り返し等による 劣化は考慮していない。各部材はせん断・付着 強度を十分有するとし, せん断及び付着破壊は 起こらないと仮定する。また接合部は剛とする。 減衰は瞬間剛性比例型で弾性1次モードに対し0, 5%とする。数値積分はニューマークβ法(β= 1/4) を用いる。柱の曲げ剛性(断面) EI は全 ての階で等しいモデルを用いる。5層の柱断面 は700×700, 10層で900×900[mm]とする。梁の 断面二次モーメントは柱の2/3となるように設 定した。またコンクリート強度は5層で30N/mm², 10層で40N/mm²とした。

2.2 部材耐力決定手法

まず各部材の剛性低下を考慮して Ai 分布に 基づく外力分布による静的線形解析を行う。そ の結果,1層のせん断力に対する他層のせん断

*	1	東京理科大学助手	理工学部建築学科	工博	(正会員)
*	2	東京理科大学助教授	理工学部建築学科	工博	(正会員)
*	3	東京理科大学教授	理工学部建築学科	工博	(正会員)

カが決定すると同時に,各部材のモーメントも 決定される。次にある変形時における各層のエ ネルギー吸収をモデル化し,設計用地震動に対 してどの程度の損傷(目標塑性率)に抑えるか を決定し,層及び部材の耐力を求める。さらに 各層の塑性変形のばらつきを抑えるため,Ai 分布を用いた外力による静的非線形増分解析を 行い,特定層への損傷集中がある場合は,部材 耐力を変更するため外力分布を修正して,再度 静的線形解析を行い最終的な部材耐力を決定す る。詳細を以下に示す。

2.2.1 静的線形解析

静的線形解析を行う目的は,一つは設計する 建物の降伏時周期 Tey を算出し,あるベースシ アに対する部材耐力を仮決定することにあり,

二つ目として,損傷集中を避けるための部材耐 力の修正である。本報は,あらかじめ初期剛性 を低下した降伏時剛性で部材を Bi-linear にモデ ル化しているため,線形解析時においても各ヒ ンジ部材は降伏時剛性を用いる。

静的解析の結果,あるベースシア Py1に対す る各層の耐力 Pyi 及び柱及び梁部材の降伏モー メント, Mcyi 及び Mbyi を以下の式で算出する。 Pyi=Py1×α; (1)

 $Mcy_i = \max \{ Py_i \times \gamma_i h, Py_i (1 - \gamma_i) h \}$ (2)

 $Mby_{i} = (Py_{i}(1-\gamma_{i})h+Py_{i+1} \times \gamma_{i+1}h) /2 \qquad (3)$

αiはi層と1層の層せん断力比, γiはi層の反曲点
 高さ比, hは階の内法高さ

ただし本論では、梁降伏型形成のために必要 な柱梁耐力比を検討するため、柱が塑性化しな いよう式(2)で得られる値を割り増している。 2.2.2 繰り返し挙動を考慮したエネルギー釣 合手法 筆者らは,既に文献7)において1質点系にモ デル化された RC 建物を対象として,入力地震 動に対して「ある変形」に抑えるに必要な耐力 算出方法を提案し,その精度が高いことを確認 している。ここでは,その手法を多層骨組に応 用する。1質点系の場合の「ある変形」は単に 平均塑性率(正負最大塑性率の平均値)であっ たが,多層骨組の場合はa)層間の塑性率とb)建 物の全体塑性率(代表高さの変形とベースシア 関係から得られる塑性率)を対象とする。a)は 各層の損傷を抑えるに必要なベースシアを,b) は建物全体の損傷を抑えるに必要なベースシア を算出するといった意味を持つ。a)及びb)はそ れぞれ以下に示すように耐力算出方法が異なる。

a) 層間塑性率を損傷とした場合の耐力算出過程

エネルギー吸収のモデル化の条件は各層の平 均塑性率及び繰り返し数 ND が等しいという点 である。建物の各エネルギー吸収は式(4)から (7)で表せるため、それらの合計が全入力エネ ルギー ED と等しいものとして、ベースシア係 数 Cb について解くと式(8)が得られる。



ξ=Ei/(ᢤPyδp) (Py:降伏耐力,δp:最大変位,δp:塑性変位(=δ_σδy)) 図-1 ループ面積係数*ξ*

式(8)において ED 及び ND は設計用地震動 の威力そのものであるため本論においては減衰 を考慮した弾性応答スペクトルより算出する。 ただし応答スペクトルから算出する際の周期は 塑性化を考慮した設計時等価周期 Te を用い, Te は各層の目標塑性率から各層等価剛性 Kei

$Ey_{i}=0.5Py_{i}\times \delta y_{i}=0.5(\alpha_{i}\times Py_{1})^{2}/(\beta_{i}\times Key_{1})$	(4)			
$Eds_i=2Py_i\times(\delta_{D^{i-}}\deltay_i)=2(\alpha_i\timesPy_1)^2(\mu_{i-1})/(\beta_i\timesKey_1)$	(5)			
Eci=4Pyi(δ _{Di} - δ yi) ξ (ND-1)=4(α i × Py ₁)²(μ i-1) ξ (ND-1)/(β i × Key ₁)				
Eh _i =2 π h ₀ Py _i δ _{Di} ND=2 π h ₀ (α i × Py ₁) ² × μ i × ND				
ただし、Eyiはi層の弾性歪みエネルギー量、Edsiはi層の1サイクル目の塑性履歴吸収エネルギー量、E	ciはi層の2サ			
イクル目以降の塑性履歴吸収エネルギー量,Ehiは,i層の粘性減衰吸収エネルギー量,βiはi層と1層の降伏時剛				
性の比、µiはi層の平均塑性率、NDは地震時繰り返し数、とはループ面積係数(図-1参照)、hoは減	衰定数			

が得られるため、それらを用いて固有値解析を 行い算出する。続いて式(8)及び式(1)から(3) より、各層の降伏耐力、各部材の降伏時モーメ ントが算出される。以上のことから、繰り返し 挙動を考慮した多層骨組のエネルギー釣合に基 づいて、ある層間塑性率に抑えるに必要な層及 び部材耐力を決定する手法を示した。

b) 建物の全体塑性率を損傷とした場合の耐力算 出過程

ここで扱う変形及び耐力は一つであるため, 基本的には1質点系を対象とした場合と同様の 手法である。そこで,多層骨組を等価な1質点 系(以後等価1質点系)へ縮約する。その条件 は骨組全体の質量 Mall と骨組の降伏時1次周期 Tey が等しいこととする。従って,等価1質点 系の降伏時剛性 Key は以下の式で求まる。

$$K_{ey} = 4 \pi 2 M_{a||} / Tey^2$$
(9)

各エネルギー吸収項は以下の式で表す。

 $Ey = 0.5 \times Py \times \delta y = 0.5 \times Py^{2}/Key$ (10) $Eds = 2Py (\delta_{D} - \delta_{y}) = 2 \times Py^{2} (\mu - 1) / Key$ (11) $Ec = 4Py (\delta_{D} - \delta_{y}) \xi (ND - 1) = 4Py^{2} (\mu - 1) \xi (ND - 1) / Key$ (12)

$\mathsf{Eh} = 2 \pi \mathsf{ho} \mathsf{Py} \,\delta \,\mathsf{DND} = 2 \pi \mathsf{ho} \mathsf{Py}^2 \,\mu \,\mathsf{ND}/\mathsf{Key} \tag{13}$

等価1質点系のエネルギー吸収は式(10)から (13)で表せるため、それらの合計が全入力エネ ルギー ED と等しいものとして、ベースシア係 数 Cb について解くと式(14)が得られる。

ここでの ED, ND もa)の場合同様,スペク その層の耐力を増加し, トルから推定するが,等価周期 Te は等価剛性 に足りない場合は耐力を Ke と質量 Mall を用いて以下の式から算出する。その手順を以下に示す。

Te=2 $\pi \sqrt{}$

続いて式(14)及び式(1)から(3)より,各層の 降伏耐力及び降伏時モーメントが算出される。 従って,繰り返し挙動を考慮した等価1質点系 のエネルギー釣合に基づいて,建物の代表高さ においてある塑性率に抑えるに必要な層及び部 材耐力を決定する手法を示した。

c)本報での耐力算出

上述の通り, それぞれの Cb が算出されるが, 本論では両者の値のうち大きい値を採用する。

d) 耐力算出結果 (図-2)

a) やb) により算出された結果, b) の手法 がa) の手法を全てのケースで上回るかほぼ同 等程度であった。このことから,より簡便な式 (14)を用いて必要なベースシアを算出できるこ とが示され,かつ目標塑性率が各層の塑性率も おおよそ表すことができるものと考えられる。

2.2.3 部材耐力の修正手法

前項までに静的線形解析結果,エネルギー釣 合手法を反映した部材耐力が得られる。しかし 2.2.2a)の場合,各層の損傷(平均塑性率µi) がおおよそ等しくなることが条件であるため, Ai 分布に基づく外力分布において実際にどの 程度の損傷が各層に分散しているかについて検 討し,特定層への損傷がある場合は,部材耐力 の修正を行うこととする。その手法は,部材耐 力が決定した骨組モデルに対して静的非線形解 析を行い目標とする塑性率を超えている場合は その層の耐力を増加し,また目標とする塑性率 に足りない場合は耐力を減少させるものである。 その手順を以下に示す。

1)静的非線形解析を各層平均塑性率の平均値が 等しくなるステップまで Ai 分布に基づく外力



(15)



Py

Keyiðdði

分布を用いて増分し,各層のせん断力−層間変 形関係を得る。

2) 増分解析の結果得られる各層塑性率µiが目 標塑性率µdに達しない,もしくは越えている 場合にそれぞれ耐力の低減及び割り増しを行う。 その手法は,修正前と修正後の各層が吸収した 歪みエネルギー吸収が等しいことを条件とし, 以下の手順で修正する(図-3参照)。

a) 修正前の面積(歪みエネルギー) Aを算出

$$\mathsf{A=}(\mu_{i}-0.5)\frac{\mathsf{P}\mathsf{y}_{i}^{2}}{\mathsf{Ke}\mathsf{y}_{i}} \tag{16}$$

b) 修正後の面積(歪みエネルギー) A' を算出

$$A'=(\mu_{d}-0.5)\frac{Py_{i}^{2}}{Key_{i}}$$
(17)

ただし, Pyi'は修正後の層せん断力 c)面積AとA'が等しい条件から修正後の耐力Pyi' について解き以下の式を得る

$$Py_{i} = \sqrt{\frac{2 \,\mu \,i-1}{2 \,\mu \,d-1}} Py_{i}$$
(18)

d) 層せん断力分布Pyi' を外力分布に変換

3)新たに得られた外力分布で静的線形解析を2.2.2d)で得られたベースシアを満たすように行

い、部材の耐力を最終決定

叉 - 3

修正

上記の手法で部材耐力を修正しているが,目 標塑性率が1.0の場合は,この修正は行ってい ない。なお,この修正手法の妥当性については 文献8)において既に検討している。

Keyi

面積A

βч

修正

δ

耐力修正方法

面積A

δiδd

⊳δ

3. 本手法で設計した建物の地震応答解析

前章において,設計用地震動に対して RC 建 物をある変形に抑えるに必要な部材耐力の決定 方法を示した。ここでは,具体的に設計用地震 動として,EL-Centro NS(1940年 Imperial Valley 地震),KOBE NS(1995年 兵庫県南部地震神戸 海洋気象台記録),TAFT EW(1952年 Kern Coun try 地震)の3波を原波で用いる。また目標塑性 率 μ dは1.0, 2.0, 3.0, 5.0, 10.0の5種類,減 衰定数は0及び5%の2種類を検討する。

3.1 本手法の妥当性の検証

図-4は横軸に目標塑性率,縦軸に応答塑性率



を示している。ここで応答塑性率は各層の層間 平均塑性率の平均値(図中丸印)及び代表高さ (1次の刺激関数が1.0となる高さ)での平均塑 性率(図中四角形)である。凡例は図-2同様, 地震動別,減衰別に示している。

図-4から全体的な傾向として目標塑性率が3 程度であれば、目標塑性率は層間平均塑性率の 平均値との対応関係が良いことが分かる。次に 目標塑性率が大きくなるにつれ相関性が悪くな る原因について検討する。図-5は横軸が設計時 に想定した等価周期、縦軸が応答解析の結果求 まる等価周期(各層の等価剛性を用いて固有値 解析から算出)である。目標塑性率が大きい, すなわち設計時等価周期が長いほど, 各層の層 間塑性率が等しいという条件で設計時に想定し た等価周期は、地震応答解析の結果求めた等価 周期より大きく見積もられることが分かる。こ れは外力分布が想定したものから大きく変動し, 特定層に損傷が集中することで骨組全体の等価 周期が変化し、それに伴い入力地震動の威力で ある ED 及び ND がスペクトル上の推定した値 からずれてしまうことが原因と考えられる。

次に地震動の違いについて検討する。図-4か

ら設計用地震動が KOBE や TAFT の場合,目 標塑性率と層間平均塑性率の平均値は非常に相 関性が高く,EL-Centro は目標塑性率が大きい 範囲で相関性が比較的悪い。この原因も骨組の 塑性化が大きくなる場合に,想定していた外力 分布に対して応答時の分布が異なることによる ため,2.2.1の静的線形解析による耐力決定手 法が適応できないことが原因と考えられる。

以上のことから,目標塑性率が過度に大きく ない(約3程度)場合,層間平均塑性率の平均 値を制御するために必要な耐力を算出すること が可能である。さらに大きな塑性率で適用する には外力分布や骨組の損傷集中則を詳細に検討 することが必要だが,実際の設計で用いる場合 は,現在の精度で十分であると考えられる。



-5-

3.2 必要柱梁耐力比

ここで検討する柱梁耐力比は Rcbli, Rcbli の2 #5 種類であり、以下の式により算出する。 $R_{cb1i} = max (My_{cbi}, My_{cti}) / My_{bi}$

(19)

 $\mathbf{R}_{cb2i} = (\mathbf{M}\mathbf{y}_{cbi+1} + \mathbf{M}\mathbf{y}_{cti}) / (\mathbf{M}\mathbf{y}_{bli} + \mathbf{M}\mathbf{y}_{bri})$ (20)

ここで, R_{cbli}, R_{cb2i}:i層の柱梁耐力比, My_{cbi}:i層の柱脚の My, My_{cti}:i層の柱頭のMy, My_{bi}:i層の梁のMyの平均値, My_{bi} i:i層の左梁のMy, Mybri:i層の右梁のMy

なお, Rcb2i では最上層の柱梁耐力比を以下の式 により算出している。

$$\mathbf{R}_{cb2i} = \mathbf{M}\mathbf{y}_{ctn} / (\mathbf{M}\mathbf{y}_{bin} + \mathbf{M}\mathbf{y}_{brn})$$
(21)

図-6は式(19)で得られる柱梁耐力比分布の-例を示す。図より,目標塑性率が大きくなると 必要となる柱梁耐力比が大きくなることから, 設計用地震動と建物の強さの相対的関係によっ て柱梁耐力比は変動することが分かる。このこ とは他のケースや式(20)から算出される柱梁耐 力比においても同様の結果を得ている。

最後に必要柱梁耐力比分布の最大値Rcbmaxに 着目する。図-7(a), (b)は横軸をµa, 縦軸をR cb1max, (c), (d)は縦軸をRcb2maxで示している。 図より解析建物,減衰,地震動の種類によらず, μdが3以下の範囲であればRcb1maxはおおよそ2で あることが分かる。また μ dが3以下の場合, R_{cb} 2maxの値はおおよそ1.5以下であり、本手法に基 づいた設計手法を用いれば、ここで得られた柱 梁耐力比を用いることで梁降伏型の形成を保証 できる。

4. まとめ

本報は, RC 造純ラーメン構造物を対象とし て設計用地震動に対して想定した塑性率となる 梁降伏型を実現できるようエネルギー釣合に基 づく設計手法を提案し、その可能性を示した。 また地震動に応じて設計された梁降伏型建物の 必要な柱梁耐力比を検討し、 地震動と建物の強 さの相対的な関係により適切な柱梁耐力比が決 定されることを示した。



図-7 必要柱梁耐力比の最大値

謝辞:解析には李康寧博士の立体骨組解析プロ グラム CANNY99を使用させていただいきまし た。ここに記して謝意を表します。

参考文献

1)日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の靭性保証 型耐震設計指針·同解説, 1999.8 2)江原礼子, 前田 匡樹:部材耐力の不確定性を考慮した RC 骨組の弾塑 性地震応答解析, コンクリート工学年次論文集, Vol22, No. 3, pp. 43-48, 2000 3) 梅野達三, 市之瀬敏勝, 久保 綾子:RC 純フレームの層崩壊を防ぐ必要層せん断余 裕率, コンクリート工学年次論文集, Vol21, No. 3, pp. 1 219-1224,1999 4) 呉相勲,山田哲,秋山宏:柱梁耐力 比及び剛性比を考慮した梁降伏型鋼構造多層骨組の損 傷分布則,日本建築学会構造系論文報告集,第506号, pp. 171-177, 1998.4 5) 中島正愛, 澤泉紳一: 鉄骨骨組 の地震応答に及ぼす柱梁耐力比の影響,鋼構造論文集, 第6巻第23号, pp. 117-148, 1999.9 6) 向井智久, 衣笠 秀行,野村設郎:梁降伏型 RC 構造物の設計手法に関 する研究(その2 地震応答解析による検討),日本 建築学会大会梗概集(関東), pp647-648, 2001.9 7) 向井智久, 衣笠秀行, 野村設郎: 地震動を受ける R C 構造物の限界応答変形量を保証するに必要な耐力算 出法とその精度検証,日本建築学会構造系論文報告集5 32号, pp. 137-143, 2000.6 8) 古間直希, 向井智久, 衣 笠秀行,野村設郎:純ラーメン RC 建物の損傷分布と 柱梁耐力比に関する検討, 日本建築学会関東支部研究 発表会, 2003.3