実在中低層鋼構造骨組の耐震性能に関する研究

A CONSIDERATION ON EARTHQUAKE RESISTANT ABILITY OF EXISTING LOW OR MIDDLE RISE STEEL STRUCTURES

前田 憲太郎^{*1}, 増田 浩志^{*2}, 田中 淳夫^{*3}

Kentarou MAEDA, Hiroshi MASUDA and Atsuo TANAKA

This paper presents a study of seismic damage in low or middle rise steel structures. In order to evaluate the damages of stories and structural members, seismic response analyses about 64 existing steel structures were carried out using 4 seismic waves. From the results of analyses, following conclusions were obtained. 1) The seismic response drift angle of each story can be estimated using base shear coefficient and coefficient of shear distribution at each floor. 2) The damage of columns are slight in case the column-to-beam strength ratio are larger than 1.5. The damage of panel zone increased when the column-to-beam strength ratio are smaller than 1.5, because the ratio of the yield strength of panel zone to the plastic bending strength on connected members is related very closely to the column-to-beam strength ratio.

Keywords: steel structure, seismic response analysis, base shear coefficient, coefficient of shear distribution

鋼構造骨組、地震応答解析、ベースシヤー係数、せん断力分布係数

1. 序

鋼構造骨組の耐震性能の概略はベースシヤー係数で評価することができる。しかし、各層の降伏せん断力の分布や骨組を構成する柱・梁・接合部パネルそれぞれの部材間耐力比の影響により、建物の特定層に崩壊機構が形成され当該層への損傷が集中し、建物全体としての耐震性能を十分に発揮できない場合がある。このように、ベースシヤー係数は建物の第1層部分に関する耐力指標であるため、特定層の損傷集中を考慮した耐震性能までを評価することが難しい面がある。

建物の地震時の損傷集中について、秋山は、建物の実際の降伏せん断力分布の最適な降伏せん断力分布からの隔たりにより損傷分布則を定量化した¹⁾。この分布則によれば、任意の層の損傷は降伏せん断力の分布により推定され、さらにその損傷は当該層の崩壊機構により変化するとしている。具体的には、当該層の崩壊機構が、柱の塑性化が梁に先行する柱崩壊機構となる場合、損傷が促進されることを示している。

また、中島らは、損傷集中を防ぐために必要な骨組の崩壊機構として梁の塑性化が柱に先行する梁崩壊機構を取りあげ、梁崩壊機構を確保するために必要な柱梁耐力比について、魚骨形骨組を用いた地震応答解析による研究を行っている^{2),3)}。その研究によれば、地

震波の入力レベルの増加にともない梁崩壊機構形成に必要な柱梁耐力比が増加すること、入力地震波の最大速度が50kineの場合、柱梁耐力比が1.1程度以上あれば各層の層間変形角の最大応答値の高さ方向の分布や梁の塑性変形応答は柱が塑性化しない建物と比較して大差なく、柱の塑性化がほとんど起きないことが示されている。

一方、鋼構造骨組は、各部材の塑性変形により地震エネルギーを吸収することから、耐震性能を評価するためには各部材に生じる塑性変形を把握しておく必要がある。長谷川は、柱梁耐力比・パネル降伏比・ベースシヤー係数をパラメータとした骨組の地震応答解析をおこない、その結果を用いて、柱梁耐力比・パネル降伏比とベースシヤー係数から直接骨組の各部材の損傷を予測する手法を提案した⁴⁾。小川、加村、井上らは、任意の床レベルの節点を一つの節点に集約することで柱梁耐力比・パネル降伏比や降伏せん断力・剛性の高さ方向の分布などの情報が反映可能で汎用性のある簡便なモデルとして魚骨形骨組を提案し、モデル骨組とその骨組を置換した魚骨形骨組の応答解析結果の比較から、魚骨形骨組を用いた応答解析による各部材の損傷や崩壊型などの特性の再現性を確認している⁵⁾。

以上のような研究を総括すると、鋼構造骨組の損傷集中を考慮した耐震性能は、ベースシヤー係数により概略的に示された耐震性能に、降伏せん断力の分布・柱梁耐力比・パネル降伏比の影響を考慮

本論の一部は、日本建築学会大会学術講演梗概集(2001年9月)に発表している。

^{*1} 宇都宮大学大学院工学研究科 大学院生・工修

^{*2} 宇都宮大学工学部建設学科 助教授・博士(工学)

^{*3} 宇都宮大学工学部建設学科 教授・工博

Graduate Student, Graduate School of Eng., Utsunomiya Univ., M. Eng.
Assoc. Prof., Dept. of Architecture and Civil Eng., Faculty of Eng., Utsunomiya Univ., Dr. Eng.
Prof., Dept. of Architecture and Civil Eng., Faculty of Eng., Utsunomiya Univ., Dr. Eng.

することで評価できると推測される。実在する建物の場合、降伏せん断力の分布・柱梁耐力比・パネル降伏比は骨組内で様な分布を示すことはほとんどなく、これらを総合的に考慮した鋼構造建物の地震時の応答性状について言及している研究は少ない。

そこで、本研究では、様々な設計者が設計した多数の実際に建設された3～6層の純ラーメン鋼構造骨組の部材データを用いて応答解析を行い、地震応答時の骨組の各層間の損傷分布や各部材の損傷の程度の実状を把握するとともに、ベースシヤー係数・降伏せん断力の分布・柱梁耐力比・パネル降伏比などの構造特性値と中低層鋼構造骨組の損傷との関連性を見だし、構造特性値が中低層鋼構造骨組の耐震性能にどのような影響を与えるのか検討することを目的とする。

2. 解析方法

2.1 解析骨組

解析対象骨組は、実在する3～6層の純ラーメン構造の重層鋼構造建物である⁹⁾⁷⁾。件数は、3層36件、4層10件、5層10件、6層8件の計64件である。各建物より、長辺方向の代表的な構面(解析骨組のほとんどが2～4スパン)を取り出し、平面骨組として解析を行った。柱・梁部材の鋼種はすべて400N/mm²級鋼材であった。

解析骨組の柱・梁部材の曲げモーメント・回転角関係および接合部パネルのせん断力・せん断変形関係は、軸力による影響を考慮できる移動硬化型のbi-liner型を用いており、降伏応力度を公称値235N/mm²、歪硬化係数は柱・梁部材で2%、接合部パネルで1%⁸⁾としている。また、最下層柱脚部は固定とした。

解析骨組の積載荷重は、一率事務所用荷重⁹⁾を用いた。粘性減衰は剛性比例型とし、1次の減衰定数を0.02とした。解析プログラムには、pΔ効果を考慮できる“club.f”¹⁰⁾を用いた。

2.2 入力地震波

応答解析には、El Centro波(NS成分)・Hachinohe波(EW成分)・Taft波(EW成分)とEl Centro波(NS成分)より抽出した位相を用いbi-liner型のエネルギースペクトルに適合するように作成した人工地震波wv_eln波¹¹⁾の4波を用いた。各地震波の最大加速度は、各骨組への入力レベルを同等にするため、解析骨組の応答解析を繰り返し、損傷に寄与する地震入力エネルギー E_{dm} の速度換算値が150kineになるように設定した⁹⁾。

3. 解析骨組の概要

3.1 部材間耐力比

解析骨組のパネル降伏比 R_{pp} と柱梁耐力比 R_c について述べる。各接合部毎にみた場合、中柱と側柱で当該接合部に接続する部材数が違う(中柱に属する接合部は、柱、梁それぞれ2本ずつに対し、側柱に属する接合部では柱2本に対し梁1本)。このことから、中柱に属する接合部と側柱に属する接合部に分けて R_{pp} と R_c の関係を図1に示す。 R_{pp} 、 R_c は、(1)、(2)式による。

$$R_{pp} = \sum_p M_y / \min(\sum_c M_p, \sum_b M_p) \quad (1)$$

$$R_c = \sum_c M_p / \sum_b M_p \quad (2)$$

$\sum_p M_y$: パネル降伏モーメント

$\sum_c M_p$: 各柱の全塑性モーメント

$\sum_b M_p$: 各梁の全塑性モーメント

なお、ここで用いた $\sum_p M_y$ ・ $\sum_c M_p$ ・ $\sum_b M_p$ は軸力による影響を考慮したものではない。

R_c は主に、側柱で0.7～5程度、中柱で0.5～2.5程度に分布しており、 R_{pp} は主に、側柱で0.6～2.5程度、中柱で0.5～1.5程度に分布している。

R_{pp} と R_c の関係をみると、 $R_c > 1.0$ の範囲で R_c の増加に伴い R_{pp} も増加する傾向が見られる。これは、各接合部の接合部パネルの断面は当該接合部に接続する柱部材の断面と同等のものを使用していることが関係していると考えられる。

また、建物層数や地震の入力レベルにより変化するが、柱部材への損傷をなくすためには、入力地震波の最大速度が50kineにおいては、 R_c が1.5以上必要であるとの結果が示されている⁹⁾。しかし、解析対象の実在骨組では、中柱において $R_c < 1.5$ となる接合部のほとんどが $R_{pp} < 1.0$ となっていることから、 R_c が1.5以下の場合、柱部材の損傷より接合部パネルの損傷が先行し、柱部材の損傷が軽減されることが推測される。

3.2 降伏せん断力係数

解析骨組の降伏せん断力係数について述べる。降伏せん断力係数 α_i の定義は(3)式による。また、第1層の降伏せん断力係数を特にベースシヤー係数と定義する。

$$\alpha_i = Q_{yi} / W_i \quad (3)$$

W_i : i 層の負担する建物重量

Q_{yi} : i 層の降伏せん断力

なお、降伏せん断力の算出方法は数種類あり、それぞれの算出方法により異なる値を示すが、本研究では、各解析骨組の降伏せん断力を外力分布に左右されずに算出することができる節点モーメント分割法¹²⁾により算出した。

解析骨組のベースシヤー係数 α_1 の頻度分布を図2に示す。解析骨組のベースシヤー係数は、約80%の骨組で0.2～0.4の間に分布しているが、約20%の骨組で0.4以上と数値が高い骨組も見受けられる。

解析骨組の損傷分布指標 p_i について検討する。 p_i は(4)式により定義される。ここで A_i は通常の耐震設計で用いられる地震層せん断力係数の高さ方向の分布を示す値である。但し、 A_i の算定には、固有周期の精算値を用いている。

$$p_i = \frac{\alpha_i}{\alpha_1 \cdot A_i} \quad (4)$$

p_i は、骨組の降伏せん断力係数分布 α_i/α_1 と地震時に生じるせん断力係数分布 A_i との隔たりを示す値であり、当該層への損傷集中を表す指標の一つとなる値である⁹⁾。 p_i の高さ方向の分布を図3に示す。縦軸は当該階数(i)をその建物階数(N)で除した値である。

ほとんどの解析骨組で、降伏せん断力係数の分布は中間層で A_i 分布より小さく、最上層で大きくなっていることが判る。節点モーメント分割法では、最上層及び最下層でせん断力を過大評価する性質があることも要因の一つである。

3.3 一次固有周期

固有値解析により、解析骨組の一次固有周期を算出した。この一次固有周期 T とベースシヤー係数 α_1 との関係を図4に示す。

一次固有周期は、0.5～1.5秒程度であった。一次固有周期とベースシヤー係数の関係を見ると、反比例的な関係がある。この反比例

的な関係は、骨組の階数により多少の差が見られる。

4. 解析結果及び考察

4.1 層間変形角

層間変形角を層間の損傷と定義し、損傷分布と層せん断力係数分布の関係および損傷の程度について検討を加える。

4.1.1 第1層の層間変形角

損傷分布を求めるためには基準となる数値を決定する必要がある。本論文では、第1層を層間変形角の基準値として以降の考察を進めることとする。ここでは、基準値である第1層の層間変形角と建物の基本となる耐力指標であるベースシヤ係数の関係について検討する。

応答解析により得られた1層の層間変形角の最大応答値 $\delta_y R_1$ とベースシヤ係数 α_1 との関係を入力地震波別に図5に示す。

$\delta_y R_1$ と α_1 との関係は反比例的な関係にある。また、図中に(5)式による関係を実線で示した。(5)式とそれぞれのデータとの関係から、層間変形角の最大応答値の上限と α_1 の関係を概ね(5)式で評価できると考えられる。

$$\delta_y R_1 = \frac{1}{150 \cdot \alpha_1} \quad (5)$$

4.1.2 層間変形角の分布

地震応答解析により得られた各層の層間変形角の最大応答値の高さ方向の分布を損傷分布として、この損傷分布について検討する。

解析骨組の各層の層間変形角最大応答値 $\delta_y R_i$ を当該骨組の第1層の層間変形角最大応答値 $\delta_y R_1$ で除した値を損傷分布係数 $\delta_y R_i / \delta_y R_1$ として損傷分布指標 p_i との関係を図6に示す。

各層の損傷分布係数は、 p_i とほぼ反比例の関係を示している。特に、周期によるエネルギー入力の変動がほとんどない人工地震波 wv_elns 波を入力した場合、ほぼ(6)式で近似されると推定できる。

$$\frac{\delta_y R_i}{\delta_y R_1} = \frac{1}{p_i} \quad (6)$$

そこで、この近似値を損傷分布係数の基準値として、この基準値

図5 $\delta_y R_1 - \alpha_1$ 関係

図6 $\delta_y R_i / \delta_y R_1 - p_i$ 関係

$1/p_i$ と損傷分布係数 $\delta_y R_i / \delta_y R_1$ との隔たりについて検討する。

入力地震波別に見ると、Hachinohe 波、 wv_elns 波を入力した場合の $\delta_y R_i / \delta_y R_1$ は基準値に近い値を示している。一方、El Centro 波では、前記の2波に比べ基準値からの隔たりが大きい骨組がかなり見受けられ、Taft 波ではより大きな隔たりの層が多くなっている。この場合、さらに、最上層における $\delta_y R_i / \delta_y R_1$ は基準値の2倍程度と他の3波に比べ、特に大きくなっている。この原因として、動的応答

図7 $R_{pp} - R_c$ 関係

図8 α_1 頻度分布

図9 p_i 分布

図10 $\alpha_1 - T$ 関係

時の各層に生じるせん断力の分布が、せん断力係数分布 A_i からかけ離れていることが考えられる。

そこで、各層の層せん断力の最大応答値 $_{dy}Q_i$ を当該骨組の1層の層せん断力の最大応答値 $_{dy}Q_1$ で除した値を地震入力時のせん断力係数分布 $_{dy}A_i$ として $_{dy}A_i$ と A_i の関係をみることにし、これらの比 $_{dy}A_i/A_i$ の高さ方向の分布を地震波別に図7に示した。

図7に示すように、 $_{dy}A_i/A_i$ は、Hachinohe波及びwv_eln波では0.7～1.2程度であるが、El Centro波及びTaft波では0.8～1.6程度と上層部に生じるせん断力がHachinohe波及びwv_eln波に比べ大きくなっていることが分かる。

4.1.3 層の損傷指標

前項までの層間変形角の応答性状に関する検討から、1層の層間変形角の最大応答値とベースシヤー係数の関係については(5)式、層間変形角の分布と損傷分布指標の関係については入力地震波によりばらつきがあるが(6)式で大略表すことができることを示した。この2式より、(7)式の関係式が得られる。

$$_{dy}R_i = \frac{1}{150} \cdot \frac{1}{_{dy}\alpha_i} \quad (7)$$

ここで、 $_{dy}\alpha_i$ の定義は(8)式による。

$$_{dy}\alpha_i = \frac{\alpha_i}{A_i} \quad (8)$$

$_{dy}\alpha_i$ は、 i 層の降伏せん断力係数 α_i を i 層のせん断力係数分布 A_i で除した値であり、降伏せん断力係数分布が A_i と等しく i 層の降伏せん断力係数が α_i となると仮定した骨組の1層の降伏せん断力係数に対応する値である。 i 層の降伏せん断力係数 α_i を1層の降伏せん断力係数に換算する理由は、 α_i により示される性能は高さ方向の地震時のせん断力の増分 A_i により変化することから、他の層と比較するため高さ方向の影響を考慮した値とする必要があるためである。ここで、 $_{dy}\alpha_i$ をベースシヤー係数換算値と呼ぶこととする。

このことから、(7)式は、ベースシヤー係数換算値 $_{dy}\alpha_i$ により、各層の層間変形角の最大応答値を推定できることを示している。

$_{dy}\alpha_i$ と各層の層間変形角最大応答値の関係を図8に示す。ほぼ、

(7)式により層間変形角の最大応答値の上限値を評価できることが分かる。また、ベースシヤー係数換算値が $_{dy}\alpha_i > 0.3$ となる層では、本解析の入力レベルでは、層間変形角の最大応答値がおおよそ1/50 (0.02rad)以下になっていることが分かる。

4.2 各部材の損傷

各部材の損傷について検討する。損傷は累積塑性変形倍率 η により評価する。累積塑性変形倍率は(9)式による。

$$\eta = W / (M_p \cdot \theta_p) \quad (9)$$

W : 各部材の曲げ変形による履歴吸収エネルギーの総和

M_p : 部材の全塑性モーメント (接合部パネルでは M_j)

θ_p : M_p に対応する部材端部の回転角 (接合部パネルでは θ_j)

各接合部ごとに接合部パネル・柱・梁各部材の累積塑性変形倍率 $\eta_p \cdot \eta_c \cdot \eta_b$ (柱については上下、梁部材については左右の部材のうち大きい値)と当該層の層間変形角 $_{dy}R_i$ の関係について検討する。なお、各接合部には、上下層それぞれに層間変形角が得られるが、梁・接合部パネルについての検討では上下層の層間変形角の平均値、柱部材については対応する層の層間変形角を当該層の層間変形角 $_{dy}R_i$ としている。

最下層柱脚部および最上層柱頭部の接合部を除く骨組の全接合部のうち、中柱に属する接合部について、接合部パネルの η_p と $_{dy}R_i$ との関係を図9、柱部材の η_c と $_{dy}R_i$ との関係を図10、梁部材の η_b と $_{dy}R_i$ との関係を図11、側柱について、接合部パネルの η_p と $_{dy}R_i$ との関係を図12、柱部材の η_c と $_{dy}R_i$ との関係を図13、梁部材の η_b と $_{dy}R_i$ との関係を図14に示す。また、接合部パネルは R_{pp} 、柱及び梁部材は R_c により分類して示している。

中柱に属する接合部について検討する。

接合部パネルは、 $R_{pp} < 0.8$ となる接合部において損傷が激しく、層間変形角1/50 (0.02rad)程度で η_p が最大で約35程度となっている。また、 $R_{pp} > 1.0$ では、接合部パネルの損傷は $\eta_p < 7$ とかなり小さくなっている。

柱部材では、図10-a、図10-bより $R_c < 1.5$ の接合部において、層間変形角が1/40 (0.025rad)以上では、損傷の最大値は $\eta_c = 7$ 程度と

図7 $_{dy}A_i/A_i$ 分布

図8 $_{dy}R_i - _{dy}\alpha_i$ 関係

なっている。このことから、 $R_c < 1.1$ と $1.1 < R_c < 1.5$ では、層間変形角と柱の損傷の傾向はほぼ等しくなる可能性が推測される。このように、 $R_c < 1.5$ では、柱の損傷の最大値と層間変形角の関係の傾向が変わらないのは、図1の中柱の R_c と R_{pp} の関係から判るように、 $R_c < 1.5$ となる接合部のほとんどが $R_{pp} < 1.0$ となり、図9-a,b から明らかなように接合部パネルでの損傷が増加することにより、柱への損傷の負担が軽減しているためと考えられる。

梁部材では、 $R_c < 1.1$ では全く損傷はなく、 $1.1 < R_c < 1.5$ でも最大で $\eta_b = 5$ 程度と僅かな損傷である。

次に、側柱に属する接合部について検討する。

側柱に属する接合部では、接合部パネル・柱・梁の各部材とも、中柱に属する接合部より小さな損傷に留まっている。

接合部パネルで $\eta_p = 10$ 程度以下、柱部材で $\eta_c = 5$ 程度以下の損傷を示し、 $R_{pp} \cdot R_c$ による違いはあまり認められない。梁部材では、中柱と同様に R_c が大きい接合部ほど大きな損傷を示す傾向にあり、かつ、損傷を生じる部材も多いことが認められる。このことより、側柱に属する接合部は、梁に損傷が集中しやすいことが分かる。

5. まとめ

中低層鋼構造骨組の大地震時における動的応答性状の実状を把握し、さらにベースシヤール係数・降伏せん断力係数・柱梁耐力比・パネル降伏比などの構造特性値が骨組の応答性状に与える影響を把握するために、実在する3～6層の中低層鋼構造建物の骨組データ64件を用いて、動的応答解析を行い、層の損傷及び部材の損傷について検討を行った。その結果、実在する中低層鋼構造骨組について、地震時の層間変形角の応答値と降伏せん断力係数 α_i や地震応答時のせん断力係数分布 A_i との関連性があることを示し、その関係式を導くことができた。また、柱・梁・接合部パネルの各部材の損傷と層間変形角の応答値との関係がパネル降伏比及び柱梁耐力比の影響をどのように受けるかについても検討した。

それらの結果を要約すると以下ようになる。

- 1) 層間変形角の応答値と降伏せん断力係数との関係について考察した結果、せん断力係数分布 A_i を考慮したベースシヤール係数換算値 α_i と層間変形角応答値の上限値の相関関係を示すことができた。このことより、中低層骨組の層の損傷は、降伏せん断力係数と降伏せん断力分布の影響が支配的であり、(7)式で層間変形角の最大応答値の上限値が推定されることが確認された。
- 2) 部材の損傷について検討した結果、側柱では梁以外の部材はほとんど損傷を受けていないこと、中柱では、柱梁耐力比が1.5以上であれば柱に損傷がほとんど生じないことが確認された。また、通常、接合部パネルは柱部材と同様の断面を用いることから、柱梁耐力比が1.5以下となると、パネル降伏比が1以下となる接合部が多く、柱梁耐力比が減少しても接合部パネルの損傷負担が増加し、結果として、柱梁耐力比が1以下であっても柱の損傷はあまり増加しないことが推測される。

参考文献

- 1) 秋山宏：エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計，技報堂出版，1999。
- 2) 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(その1：梁崩壊機構を形成するために必要な柱梁耐力比)，鋼構造論文集，第6巻第23号，pp.117-132，1999.9。

- 3) 澤泉紳一，中島正愛：鉄骨骨組の地震応答に及ぼす柱梁耐力比の影響(その2：柱の塑性化を許す鉄骨骨組の地震応答)，鋼構造論文集，第6巻第23号，pp.133-148，1999.9。
- 4) 長谷川隆：地震時における鉄骨構造骨組の柱，梁，接合部パネルの損傷予測，日本建築学会技術報告集，第10号，pp.105-110，2000.6。
- 5) 小川厚治，加村久哉，井上一朗：鋼構造ラーメン骨組の魚骨形地震応答解析モデル，日本建築学会構造系論文集，第521号，pp.119-126，1999.7。
- 6) 増田浩志，田中淳夫，秋田智，前田憲太郎：中低層鋼構造骨組の耐震性能その1 調査骨組の概要と構造部材，鋼構造論文集，第5巻第19号，pp.65-72，1998.9。
- 7) 前田憲太郎，増田浩志，秋田智，田中淳夫：中低層鋼構造骨組の耐震性能その2 調査建物の耐震性能，鋼構造論文集，第7巻第25号，pp.43-52，2000.3。
- 8) 建設省建築研究所－鋼材倶楽部 耐震性能共同研究：数値解析研究会報告書～地震応答解析による角形鋼管柱・H形鋼梁ラーメン構造部材の塑性変形応答の評価～，1995.7。
- 9) 日本建築学会：建築物荷重指針・同解説，1993。
- 10) 小川厚治，多田元英：柱・梁接合部パネルの変形を考慮した静的・動的応答解析プログラムの開発，第17回情報システム利用技術シンポジウム，pp.79-84，1994.12。
- 11) Yihua Huang, Akira Wada, Hiroki Kawai and Mamoru Iwata: Study of Damage Tolerant Structure (Part 4) Response Analysis of Bending Shear Pole Model, 日本建築学会大会学術講演梗概集C構造Ⅱ，pp.1513-1514, 1993.9。
- 12) 日本建築学会：建物耐震設計における保有水平耐力と耐震性能(1990)，丸善，1990。

(2002年1月10日原稿受理，2002年5月28日採用決定)