強震を受ける座屈劣化型二層ブレース構造物の履歴吸収エネルギーと 層間変形集中に対する弾性柱材曲げ剛性の影響

STORY DRIFT CONCENTRATION AND HYSTERESIS ENERGY FOR TWO STORY BRACED FRAME WITH BUCKLING BRACES SUBJECTED TO STRONG MOTION

木村 祥裕*, 松尾 陽平**, 中澤 泰典***

Yoshihiro KIMURA, Yohei MATSUO and Yasunori NAKAZAWA

In our previous researches, it is shown that story drift concentration is restrained by columns in two braced frames with buckling-restrained braces. For the two story braced frames with buckled braces, it is possible for the column to distribute the shear force on each story over height and the story drift concentration may be restrained, if it keeps elastic. In this paper, the equations of the drift concentration factor for two story braced frames with buckled braces have been developed from the equilibrium conditions of the frames subjected to lateral force. This paper clarifies the mechanism of the two story braced frames and the relationship between the drift concentration factor and the ratio of column flexural stiffness. Finally, the drift concentration with seismic response analysis is estimated with the equation for static drift concentration.

Keywords: *Drift Concentration Factor, Flexural Buckling of Braces, Lateral Deformation Demand, Ratio of Column Flexural Stiffness, Pushover Analysis, Seismic Response Analysis*

層間変形集中率, ブレース材曲げ座屈, 塑性率, 柱材曲げ剛性比, 静的増分解析, 地震応答解析

1. 序

一般に、ブレース付きラーメン構造は地震外力に対して強度抵抗型の構造形式であり、ブレースの水平力の分担に応じて、構造物の強度を割り増す必要がある。例えば、純ブレース構造であればその割増率は純ラーメン構造の1.5倍となる¹⁾。しかし、設計地震外力よりも大きな荷重が作用し、ブレース材が座屈すれば、層剛性は低下し、層間変形角が増加する。そして、変形の増加とともに保有水平耐力は低下していくため、特定層に層間変形が集中し、構造物は倒壊する可能性がある。そのため、ブレース付きラーメン架構における既往の研究²⁾³⁾では、構造物の保有水平耐力を明らかにしている。

二層鉄骨構造では、設計・施工性の観点から柱と梁を剛接合せず、ウェブのみでボルト接合する形式が多く、純ブレース構造として設計されている。通常、低層ブレース構造物では、引張ブレース構造が多いものの、スパンが長く、階高が低い場合には十分な層剛性を確保するために圧縮ブレースが適用されることもある。座屈劣化型ブレースであっても、高さ方向に作用せん断力を適切に配分できる十分な剛性と耐力をもつ柱材が架構内に配置されていれば、ブレース材座屈後も特定層崩壊を防ぐことができる。

一方、ブレース材の降伏により層剛性が喪失することで生じる特定層崩壊に対して、著者らは主抵抗要素と二次抵抗要素で構成される二層構造物とすることで、主抵抗要素の二次剛性が0であっても二次抵抗要素による応力再配分機構により層間変形集中の抑制が可能とな

ることを示した^{4)~7)}。しかし、主抵抗要素の二次剛性が負勾配となる場合の二次抵抗要素による層間変形集中抑制効果について明らかにされていない。

また、二層構造物の層間変形集中に及ぼす各種構造特性の影響を明らかにした研究^{8)~10)}では、層の二次剛性と層崩壊の関係が示されているが、正勾配をもつバイリニア型と仮定しており、座屈等の不安定現象による負勾配の場合については明らかにされていない。

さらに、ブレース材が繰返し荷重を受ける場合、圧縮荷重を受けて座屈を生じ耐力低下を生じた後、引張荷重を受けるとピンチングを生じるため、弾塑性型の履歴性状を示す座屈拘束ブレースに比べれば、エネルギー吸収性能は低くなることから^{11), 12)}、一方向載荷のみならず、繰返し履歴挙動についても考慮する必要がある。

本論文では、主抵抗要素であるブレース材座屈後、負勾配となる二相系構造物の層間変形集中と、二次抵抗要素である柱材による層間変形集中抑制効果について明らかにする。水平外力を受ける構造物の静的釣合いを仮定し、層間変形集中率の評価式を導く。ブレース材の座屈後劣化勾配、柱材曲げ剛性や架構の塑性率から架構の層間変形集中率や柱材への作用モーメントを明らかにする。さらに、構造物に損傷を及ぼすレベルの強震が作用した場合に、慣性力等の動的効果やブレース材の座屈後の履歴挙動が上記の構造特性と力学特性との関係に及ぼす影響を検討する。

* 東北大学大学院工学研究科 教授・博士(工学)

** 元 長崎大学大学院生産科学研究科 大学院生

*** 翔栄建築設計事務所

Prof., Graduate School of Engineering, Tohoku University, Dr. Eng.
Graduate Student, Dept. of Structural Engineering, Nagasaki University
Shouei Architect & Engineers Ltd.

げ剛性比 α によって異なる。式は4種類に分かれており、層間変形は2), 3)では増分形となり、それ以前の段階の層間変形を足し合わせ、そのときの層間変形集中率及び柱材作用モーメントを求める。その際、ブレース材が最初に座屈したときの架構頂部の水平変位を Δ_{2cr} と定義する。架構の座屈変形倍率 μ_{cr} とは、 Δ_{2cr} に対する架構頂部で生じている水平変位 Δ_2 の割合である。また、ブレース材が最初に降伏したときの架構頂部の水平変位を架構の降伏変位 Δ_{2y} と定義する。架構の塑性率 μ とは、 Δ_{2y} に対する架構頂部で生じている水平変位 Δ_2 の割合である。

1) 下層のブレース材が座屈するまでの上下層変位($\mu_{cr} \leq 1$)

$\mu_{cr} \leq 1$ では、上下層の水平変位 δ_{1-1} 、 Δ_{2-1} はブレース架構の上下層に作用するせん断力 V_{f1-1} 、 V_{f2-1} により次式で表される。

$$\delta_{1-1} = \frac{l^3}{EA_{b1}b^2} V_{f1-1}, \quad \Delta_{2-1} = \delta_{1-1} + \delta_{2-1} = \frac{l^3}{EA_{b1}b^2} \left(V_{f1-1} + \frac{V_{f2-1}}{\beta} \right) \quad (4)$$

ここで、 β はブレース架構の高さ方向のせん断剛性・耐力比、 δ_{2-1} は上層の層間変形である。下層圧縮側ブレース材が座屈したときのブレース架構のせん断耐力を V_{f1cr} とすると、(2)~(4)式から上下層の水平変位 δ_{1-1} 、 Δ_{2-1} は次式で表される。

$$\delta_{1-1} = \frac{l^3}{EA_{b1}b^2} V_{f1cr}, \quad \Delta_{2-1} = \left\{ 1 + \frac{2\varphi + 3\alpha(\varphi + 1)}{2\beta + 3\alpha(\varphi + 1)} \right\} \frac{l^3}{EA_{b1}b^2} V_{f1cr} = \Delta_{2cr} \quad (5)$$

柱材及び上層のブレース架構部分に作用するせん断力 V_{c-1} 、 V_{f2-1} は下層のブレース架構のせん断耐力 V_{f1cr} により次式で表される。

$$V_{c-1} = \frac{3\alpha(\beta - \varphi)}{2\beta + 3\alpha(\varphi + 1)} V_{f1cr} \quad (6)$$

$$V_{f2-1} = \frac{\beta\{2\varphi + 3\alpha(\varphi + 1)\}}{2\beta + 3\alpha(\varphi + 1)} V_{f1cr} \quad (7)$$

2) 下層ブレース材が座屈し耐力低下後、下層ブレース材に作用する軸力の停留開始までの上下層の水平変位

1)以降、すなわち図2(c)に示すように下層ブレース材座屈後($\mu_{cr} > 1$)から下層のブレース材に作用する軸力の停留が始まるまでの架構全体、ブレース架構部分、柱材のそれぞれの系に作用するせん断力増分は(2), (3)式と同様、次式で表される。

$$V_{s1-ijk} = V_{f1-ijk} + V_{c-ijk}, \quad V_{s2-ijk} = \varphi V_{s1-ijk}, \quad V_{s2-ijk} = V_{f2-ijk} - V_{c-ijk} \quad (8)$$

$$V_{c-ijk} = \frac{EA_{b1}b^2}{l^3} 3\alpha\delta_{c-ijk} \quad (9)$$

ここで、 i は崩壊プロセスの1)~4)において該当する段階を示す。 j は下層ブレース材の変形状態であり、 $j=1$ は下層ブレース材座屈後、 $j=2$ は下層ブレース材降伏後を示す。 k は上層ブレース材の変形状態であり、 $k=1$ は上層ブレース材が弾性範囲、 $k=2$ は上層ブレース材座屈後、 $k=3$ は上層ブレース材降伏後を示す。上下層の水平変位の増分 δ_{1-ijk} 、 Δ_{2-ijk} は、ブレース架構の上下層に作用するせん断力の増分 V_{f1-ijk} 、 V_{f2-ijk} により次式で表される。

$$\delta_{1-ijk} = \frac{l^3}{EA_{b1}b^2 C_j} V_{f1-ijk}, \quad \Delta_{2-ijk} = \delta_{1-ijk} + \delta_{2-ijk} = \frac{l^3}{EA_{b1}b^2} \left(\frac{V_{f1-ijk}}{C_j} + \frac{V_{f2-ijk}}{\beta D_k} \right) \quad (10)$$

ここで、 $C_j(j=1, 2)$ は下層ブレース材の変形状態によって異なり、

圧縮ブレース材の座屈後は $C_1=(1+\chi_1)/2$ 、引張ブレース材の降伏後は $C_2=\chi_1/2$ である。 $D_k(k=1\sim3)$ は上層ブレース材の変形状態によって異なり、弾性範囲では $D_1=1$ 、圧縮ブレース材の座屈後は $D_2=(1+\chi_2)/2$ 、引張ブレース材の降伏後は $D_3=\chi_2/2$ となる。ここで、 $\chi_i(i=1,2)$ はブレース材二次剛性比である。架構が座屈したときのブレース架構の座屈せん断耐力 V_{f1cr} により、(8)~(10)式から上下層に作用するせん断力の増分 V_{f1-ijk} 、 V_{f2-ijk} は、次式で表される。

$$V_{f1-ijk} = \frac{(\mu_{cr} - \mu_{sn})C_j \{2\beta D_k + 3\alpha(\varphi + 1)\}}{2\beta D_k + 2\varphi C_j + 6\alpha(\varphi + 1)} \left\{ 1 + \frac{2\varphi + 3\alpha(\varphi + 1)}{2\beta + 3\alpha(\varphi + 1)} \right\} V_{f1cr} \quad (11)$$

$$V_{f2-ijk} = \frac{(\mu_{cr} - \mu_{sn})\beta D_k \{2\varphi C_j + 3\alpha(\varphi + 1)\}}{2\beta D_k + 2\varphi C_j + 6\alpha(\varphi + 1)} \left\{ 1 + \frac{2\varphi + 3\alpha(\varphi + 1)}{2\beta + 3\alpha(\varphi + 1)} \right\} V_{f1cr} \quad (12)$$

ここで、 μ_{sn} は架構頂部の水平変形 Δ_{2-ijk} と下層ブレース材座屈時の架構頂部の水平変形 Δ_{2cr} の関係から(13)式で表すことができる。

$$\mu_{sn} = \mu_{s(n-1)} + \frac{\Delta_{2-ijk}}{\Delta_{2cr}} \quad (13)$$

また、上下層の水平変位の増分 δ_{1-ijk} 、 Δ_{2-ijk} は(10)~(12)式より次式で表される。

$$\delta_{1-ijk} = \frac{(\mu_{cr} - \mu_{sn})\{2\beta D_k + 3\alpha(\varphi + 1)\}}{2\beta D_k + 2\varphi C_j + 6\alpha(\varphi + 1)} \left\{ 1 + \frac{2\varphi + 3\alpha(\varphi + 1)}{2\beta + 3\alpha(\varphi + 1)} \right\} \frac{l^3}{EA_{b1}b^2} V_{f1cr} \quad (14)$$

$$\Delta_{2-ijk} = (\mu_{cr} - \mu_{sn}) \left\{ 1 + \frac{2\varphi + 3\alpha(\varphi + 1)}{2\beta + 3\alpha(\varphi + 1)} \right\} \frac{l^3}{EA_{b1}b^2} V_{f1cr} \quad (15)$$

また、柱材に作用するせん断力増分 V_{c-ijk} は下層ブレース架構の座屈せん断耐力 V_{f1cr} により次式で表される。

$$V_{c-ijk} = \frac{3\alpha(\mu_{cr} - \mu_{sn})\{\beta D_k - \varphi C_j\}}{2\beta D_k + 2\varphi C_j + 6\alpha(\varphi + 1)} \left\{ 1 + \frac{2\varphi + 3\alpha(\varphi + 1)}{2\beta + 3\alpha(\varphi + 1)} \right\} V_{f1cr} \quad (16)$$

3) 下層ブレース材に作用する軸力の停留開始以降、上層ブレース材に作用する軸力の停留開始までの上下層の水平変位

2)以降、すなわち図2(c)に示すように下層ブレース材に作用する軸力が停留し始めてからの架構全体、ブレース架構部分、柱材のそれぞれの系に作用するせん断力の増分は次式で表される。

$$V_{s1-ijk} = V_{c-ijk}, \quad V_{s2-ijk} = \varphi V_{s1-ijk}, \quad V_{s2-ijk} = V_{f2-ijk} - V_{c-ijk} \quad (17)$$

$$V_{c-ijk} = \frac{EA_{b1}b^2}{l^3} 3\alpha\delta_{c-ijk} \quad (9)$$

上下層の水平変位の増分 δ_{1-ijk} 、 Δ_{2-ijk} は、次式で表される。

$$\delta_{1-ijk} = \Delta_{2-ijk} - \delta_{2-ijk}, \quad \delta_{2-ijk} = \frac{l^3}{EA_{b2}b^2 D_k} V_{f2-ijk}, \quad \Delta_{2-ijk} = \delta_{1-ijk} + \delta_{2-ijk} \quad (18)$$

ここで、 EA_{b2} は上層のブレース材の軸剛性の和である。架構が座屈したときのブレース架構の座屈せん断耐力 V_{f1cr} で表すと、(9), (17)式から上層に作用するせん断力の増分 V_{f2-ijk} は次式となる。

$$V_{f2-ijk} = \frac{(\mu_{cr} - \mu_{sn})\{3\alpha(\varphi + 1)\beta D_k\}}{2\beta D_k + 6\alpha(\varphi + 1)} \left\{ 1 + \frac{2\varphi + 3\alpha(\varphi + 1)}{2\beta + 3\alpha(\varphi + 1)} \right\} V_{f1cr} \quad (19)$$

また、上層の層間変位の増分 δ_{2-ijk} 、架構頂部の水平変位の増分 Δ_{2-ijk} は、(18), (19)式より次式となる。

$$\delta_{2-ijk} = \frac{(\mu_{cr} - \mu_{sn})(3\alpha\beta(\varphi+1))}{2\beta D_k + 6\alpha(\varphi+1)} \left\{ 1 + \frac{2\varphi + 3\alpha(\varphi+1)}{2\beta + 3\alpha(\varphi+1)} \right\} \frac{l^3}{EA_{b2}b^2} V_{f1cr} \quad (20)$$

$$\Delta_{2-ijk} = (\mu_{cr} - \mu_{sn}) \left\{ 1 + \frac{2\varphi + 3\alpha(\varphi+1)}{2\beta + 3\alpha(\varphi+1)} \right\} \frac{l^3}{EA_{b1}b^2} V_{f1cr} \quad (15)$$

また、柱材に作用するせん断力増分 V_{c-ijk} は、下層のブレース架構の座屈せん断耐力 V_{f1cr} により次式で表される。

$$V_{c-ijk} = \frac{3\alpha\beta(\mu_{cr} - \mu_{sn})D_k}{2\beta D_k + 6\alpha(\varphi+1)} \left\{ 1 + \frac{2\varphi + 3\alpha(\varphi+1)}{2\beta + 3\alpha(\varphi+1)} \right\} V_{f1cr} \quad (21)$$

4) 上下層ブレース材に作用する軸力の停留時における上下層変位

上下層ブレース材に作用する軸力が停留しており、架構全体、ブレース架構部分、柱材に作用するせん断力は増減しない。架構全体、ブレース架構、柱材のそれぞれの系に作用するせん断力は次のようになる。

$$V_{s2} = \varphi V_{s1}, \quad V_{f2} = \varphi V_{f1} + (1 + \varphi) V_c \quad (22)$$

$$V_c = \frac{\beta - \varphi}{1 + \varphi} V_{f1} \quad (23)$$

柱材の中央変位 δ_c は、(23)式を用いて次のように表される。

$$\delta_c = \frac{l^3}{3\alpha EA_{b1}b^2} V_c = \frac{\beta - \varphi}{3\alpha(1 + \varphi)} \frac{l^3}{EA_{b1}b^2} V_{f1} \quad (24)$$

上下層の層間変位 δ_1 , δ_2 は δ_c を用いて次のように表される。

$$\delta_c = \delta_1 - \frac{\mu_{cr}\Delta_{2cr}}{2}, \quad \delta_1 = \frac{\mu_{cr}\Delta_{2cr}}{2} + \delta_c \quad (25)$$

$$\mu_{cr}\Delta_{2cr} - \delta_2 = \frac{\mu_{cr}\Delta_{2cr}}{2} + \delta_c, \quad \delta_2 = \frac{\mu_{cr}\Delta_{2cr}}{2} - \delta_c \quad (26)$$

以上より、上下層ブレース材に作用する軸力が停留しているとき、各層の層間変位は次式によって求められる。

$$\delta_1 = \frac{\mu_{cr}}{2} \left\{ 1 + \frac{2\varphi + 3\alpha(\varphi+1)}{2\beta + 3\alpha(\varphi+1)} \right\} \frac{l^3}{EA_{b1}b^2} V_{f1cr} + \frac{\beta - \varphi}{3\alpha(1 + \varphi)} \frac{l^3}{EA_{b1}b^2} V_{f1} \quad (27)$$

$$\delta_2 = \frac{\mu_{cr}}{2} \left\{ 1 + \frac{2\varphi + 3\alpha(\varphi+1)}{2\beta + 3\alpha(\varphi+1)} \right\} \frac{l^3}{EA_{b1}b^2} V_{f1cr} - \frac{\beta - \varphi}{3\alpha(1 + \varphi)} \frac{l^3}{EA_{b1}b^2} V_{f1} \quad (28)$$

ここで、細長比が決まれば、(5)～(7)式、(11)、(12)式、(14)～(16)式、(19)～(21)式、(27)、(28)式中の V_{f1cr} が定まり、 Δ_{2cr} 等を求めることができる。また、架構の塑性率と座屈変形倍率の関係は、図 2(c)に示される通り、 V_{fy} と V_{f1cr} 、 $(1 + \chi)K/2$ から求めることができる。

5) 層間変形集中度の算定

任意の架構の座屈変形倍率 μ_{cr} のときの各層の変位を求めるには、崩壊プロセスにおいてどの段階であるかを調べる必要がある。そして、各層の変位は各段階の変形量の総和として次のように表される。

$$\delta_1 = \sum_{i=1}^N \delta_{1-ijk} \quad (29)$$

$$\Delta_2 = \sum_{i=1}^N \Delta_{2-ijk} \quad (30)$$

ここで、 N は 1)～4)の崩壊プロセスにおいて、該当する段階を示している。上式より層間変形集中度 γ は次式で表される。

$$\gamma = \frac{\text{MAX}([\Delta_2 - \delta_1], \delta_1)/h}{\Delta_2/H} \quad (31)$$

また、各変形状態における柱材の作用モーメントは、(6)、(16)、(21)式の上下層柱材の作用せん断力により次式で与えられる。

$$M_c = \sum_{i=1}^N V_{c-ijk} h \quad (32)$$

2. 3 単調载荷を受ける座屈劣化型二層ブレース構造物の層間変形集中と柱材作用モーメント

図 5 は、構造物の層せん断力係数と各層の層間変形角との関係を示している。縦軸は各層に作用する層せん断力 V_{si} を下層の総重量 W_1 で除したものであり、横軸は各層の層間変形角 δ_i/h である。数値解析プログラムは繊維化塑性関節法による骨組構造解析システム FPHM¹⁸⁾ であり、 $b=900\text{cm}$ 、 $h=360\text{cm}$ とした図 1 のブレース架構を対象としている。応力ひずみ関係はバイリニア型とし、弾性係数 $E=205800\text{N/mm}^2$ 、ひずみ硬化勾配 E_{st} は $E/100$ とする。二層ブレース構造物では上下層で同じ断面のブレース材を使用することが多いことから、解析モ

図 5 ベースシア V_{si}/W_1 と各層の層間変形角 δ_i/h ($\alpha=1$)

図 6 層間変形集中度 γ と架構の塑性率 μ 、座屈変形倍率 μ_{cr}

図 7 層間変形集中度 γ と柱材曲げ剛性比 α ($\mu=2$)

デルでは $\beta=1$ とし、上下層ともにブレース材断面積 $A_b=6000\text{mm}^2$ 、降伏応力 $\sigma_y=235\text{N/mm}^2$ とする。梁は合成梁を想定し、ブレースの圧縮、引張により梁に大きな伸縮が生じないように剛とし、梁端はピンとして柱に接合している。柱材は弾性とし、 $\alpha=0.001, 0.01, 0.1, 1$ となる断面二次モーメントを与えている。各層の質量は文献4)と同様、一スパンあたり120tonfとする。▽は下層圧縮側ブレース材の座屈、▼は下層引張側ブレース材の降伏した時点を示している。下層ブレース材座屈時における層せん断力係数 V_{si}/W_i は、 $\lambda=80$ では0.434、 $\lambda=120$ では0.285となっている。下層引張側ブレース材降伏時の V_{si}/W_i は、 $\lambda=80$ では0.472、 $\lambda=120$ では0.371となっている。ブレース材の細長比 λ が大きくなるにつれて、最大層せん断力は低下している。

図6は、架構の塑性率及び座屈変形倍率が層間変形集中率に及ぼす影響を調べるため、(31)式及び数値解析結果を比較したものである。縦軸は層間変形集中率 γ であり、横軸は架構の塑性率 μ 及び座屈変形倍率 μ_{cr} である。各線は(31)式で示されるように、上下層の層間変形角のうち、大きい方の値を架構頂部の水平変形角で除したものであり、二層構造物の場合 $1 \leq \gamma \leq 2$ の範囲となる。各プロットは数値解析結果である。(a) $\lambda=40$ の場合、 $\alpha=0.001, 0.01$ では下層ブレース材のみが座屈、降伏を生じるため、層間変形は下層に集中している。 $\alpha=0.1$ でも同様に、 $\mu=2.2(\mu_{cr}=2.3)$ 程度までは下層に層間変形が集中している。それ以降は、上層ブレース材が座屈、降伏するため、層間変形集中率は低下していく。 $\alpha=1$ では、ほぼ同時に上下層ブレース材が座屈、降伏を生じるため、 γ は1に収束していく。(b) $\lambda=160$ の場合、 $\alpha=0.001, 0.01$ では $\mu=0.7(\mu_{cr}=2)$ 程度、 $\alpha=0.1$ では $\mu=0.5(\mu_{cr}=1.6)$ 程度で上層ブレース材が座屈するため、 γ は低下していく。その後、下層ブレース材が降伏し、下層の層間変形が大きくなるため、 γ は増加していく。しかし、 $\alpha=0.1$ については $\mu=1.8(\mu_{cr}=5.4)$ 程度で上層ブレース材が降伏するため、再び γ は低下していく。 $\alpha=1$ では $\lambda=40$ の場合と同様、 γ は1に収束していく。

図7は、柱材曲げ剛性比が架構の層間変形集中率に及ぼす影響を調べるため、ブレース材の細長比をパラメータとして、(31)式と数値解析結果を比較している。また、ブレース材の材料特性が完全弾塑性の場合⁷⁾を灰色実線で示している。縦軸は層間変形集中率 γ であり、横軸は柱材曲げ剛性比 α である。架構の塑性率 $\mu=2$ の場合を示している。 $\lambda=40$ の場合、 $\alpha=0.001 \sim 0.1$ では下層ブレース材のみが座屈及び降伏している状態であり、 α が小さい範囲($\alpha=0.001 \sim 0.01$)では γ が約1.65程度となっている。 $\alpha=0.15 \sim 1$ では下層ブレース材が座屈、降伏した後、上層ブレース材が座屈及び降伏している状態となっているため、 γ は低下していく。また、 $\lambda=40$ と完全弾塑性の場合、 γ と α の関係はほぼ等しい曲線となるが、 α が等しいときの値は $\lambda=40$ の方が常に高い。 $\lambda=80$ の場合、 $\alpha=0.001 \sim 0.1$ では下層ブレース材が座屈及び降伏した後、ブレース材に作用する軸力は停留しているため、下層に大きな層間変形を生じ、 $\alpha \geq 0.05$ では他の細長比に比べて γ が大きな値となる。 $\alpha=0.15 \sim 1$ では上下層ブレース材が座屈、降伏を生じている。 α が大きいほど、上下層ブレース材の座屈、降伏の発生のタイムラグが小さくなるため、 γ は急激に低下していく。 $\lambda=120$ の場合、 $\alpha=0.001 \sim 0.045$ では $\lambda=80$ の場合と同様の崩壊機構であり、 γ の値はほぼ同じとなる。 $\alpha \geq 0.05$ では上層ブレース材が座屈を生じるため、 $\lambda=80$ の場合に比べて γ が低下している。 $\lambda=160$ では本論文で対象とした全ての α において下層ブレース材が座屈した後、上層ブレース材が

座屈している。 $\alpha \geq 0.025$ で、 $\lambda=40$ と $\lambda=160$ の場合で γ の大きさが逆転しているのは、図6から分かるように、 $\mu=2$ で $\lambda=160$ の方が α の増加による γ の低減効果が大きいためである。

また、実際に、二層ブレース構造物に使用されうる柱断面として、弱軸H形鋼(H-400×400×15×15)、強軸H形鋼(H-400×400×15×15)、円形鋼管(○-400×7.9)を選定すると、柱材の曲げ剛性比は $\alpha=0.011, 0.032, 0.013$ となる。低層ブレース構造物には、弱軸H形鋼を使用することが多いことから、通常の構造物では最下層の層間変形集中を防ぐことは難しい。層間変形集中を抑制するためには強軸H形鋼の使用等が考えられる。

図8は、架構の塑性率及び座屈変形倍率が柱材作用モーメントに及ぼす影響を調べるため、柱材曲げ剛性比 α をパラメータとして、(32)式及び数値解析結果を比較したものである。縦軸は、柱材作用モーメント M_c を下層の降伏せん断耐力に階高を乗じた $V_{fy}h$ で除したものである。横軸は、架構の塑性率 μ 及び座屈変形倍率 μ_{cr} である。(a) $\lambda=40$ の場合、下層ブレース材座屈後、 $\mu=1$ ($\mu_{cr}=1 \sim 1.05$)で下層が降伏している。 α が大きいほど下層ブレース材が座屈、降伏後に柱材作用モーメントは急激に増加している。しかし、 $\alpha=1$ では $\mu=1.08$ ($\mu_{cr}=1.13$)程度、 $\alpha=0.1$ では $\mu=2.06$ ($\mu_{cr}=2.15$)程度で上層ブレース材が座屈し、柱材作用モーメントは緩やかに増加する。その後、 $\alpha=1$ では $\mu=1.13$ ($\mu_{cr}=1.18$)程度、 $\alpha=0.1$ では $\mu=2.18$ ($\mu_{cr}=2.27$)程度で上層ブレース材が降伏し、 M_c は低下していく。(b) $\lambda=160$ の場合、 $\lambda=40$ の場合に

図8 柱材作用モーメント $M_c/V_{fy}h$ と架構の塑性率 μ 、座屈変形倍率 μ_{cr}

図9 柱材作用モーメント $M_c/V_{fy}h$ と柱材曲げ剛性比 α ($\mu=2$)

比べて M_c の急激な上昇は見られない。これは、ブレース材の座屈耐力が低く、下層ブレース材が座屈した後、上層にせん断力が再配分され、上層がすぐに座屈することから、柱材に作用するせん断力は増加しないためである。 $\alpha=1$ では $\mu=1.09$ ($\mu_{cr}=3.28$) 程度、 $\alpha=0.1$ では $\mu=1.84$ ($\mu_{cr}=5.35$) 程度で上層が降伏し、 M_c は低下していく。

図 9 は、柱材曲げ剛性が柱材作用モーメントに及ぼす影響を調べるため、ブレース材の細長比 λ をパラメータとして、(32)式と数値解析結果を比較している。また、ブレース材の材料特性が完全弾塑性の場合⁷⁾を線で示している。縦軸は、柱材作用モーメント M_c を下層の降伏せん断耐力に階高を乗じた $V_{pl}h$ で除したものであり、横軸は柱材曲げ剛性比 α である。また、柱材を弱軸 H 形鋼 (H-400×400×15×15)、強軸 H 形鋼 (H-400×400×15×15)、円形鋼管 (○-400×7.9) とした場合の柱材曲げ剛性と柱材曲げ耐力の関係を①、②、③として点線で示している。それぞれの柱梁曲げ剛性比は $\alpha=0.011, 0.032, 0.013$ である。降伏応力度は SN400 (STK400) 相当として 235N/mm^2 として曲げ耐力を求めている。 $\lambda=40$ の場合、 $\alpha=0.001\sim 0.1$ では下層ブレース材が座屈、降伏した状態であり、 α の増加に伴い、 M_c は増加していく。しかし、 $\alpha=0.15$ 以上では下層ブレース材が座屈、降伏後、上層ブレース材も同様に座屈、降伏を生じるため、 α が増加しても M_c は緩やかに低下し、約 0.2 に収束していく。 $\lambda=40$ と完全弾塑性の場合、 $\alpha<0.1$ では M_c と α の関係はほぼ等しい曲線となるが、 $\alpha\geq 0.1$ では完全弾塑性の場合はブレース材の降伏により柱材への作用せん断力の増分がないために、一定の値になる。 $\lambda=80$ の場合、最大柱材作用モーメントは、 $\lambda=40$ の場合よりも高く、 $\alpha=0.15$ で $M_c=0.29$ 程度に達し、その後、急激に低下していく。これは、 $\lambda=40$ の場合と同様、 $\alpha=0.15$ 以上では上層ブレース材も座屈、降伏を生じているため、 M_c は低下していく。 $\lambda=120$ の場合、 $\alpha=0.001\sim 0.045$ では下層ブレース材のみ座屈、降伏、作用する軸力が停留し、 $\alpha=0.05\sim 0.1$ ではそれらに加えて上層ブレース材が座屈している。しかし、 $\alpha=0.001\sim 0.1$ の範囲では α が大きくなるほど M_c は増加しており、上層ブレース材の座屈は M_c の増減に大きな影響を与えていない。 $\alpha=0.15$ 以上では上下層ブレース材が交互に座屈、降伏を生じるため M_c は低下していく。 $\lambda=160$ の場合、全ての α の範囲で上下層ブレース材が交互に座屈した後、下層ブレース材が降伏して

いる。 $\alpha=0.085\sim 0.095$ では、その後、下層ブレース材に作用する軸力が停留し、上層ブレース材が降伏している。 $\alpha=0.1$ 以上では上下層ブレース材が交互に座屈、降伏を生じる。そのため $\alpha=0.085$ 以上では M_c は低下していく。また、①～③の柱断面を用いたとき、それぞれの柱材曲げ剛性比に対して、柱材作用モーメントは柱材曲げ耐力を以下であるため、SN400 相当であれば柱材は弾性保持できる。

2. 4 繰返し荷重を受ける座屈劣化型二層ブレース構造の層間変形集中

図 10 に繰返し荷重を受ける座屈劣化型二層ブレース架構のブレース材及び柱材の履歴曲線を示す。縦軸は、上下層ブレース材及び柱材に作用するせん断力 V_{pl} , V_{pr} , V_c 、横軸は架構の座屈変形倍率 μ_{cr} である。各図は $\lambda=40$, $\alpha=0.01$ の場合である。文献 19) に示されているように、実際の地震動による架構の振幅は漸増型に近いので、変位漸増型の载荷とした。変位増分を座屈変形倍率 $\mu_{cr}=\pm 2, \pm 4, \pm 6$ としている。(e), (f) の下層ブレース材では、右側ブレース材が座屈し、左側ブレース材が降伏点に達した後、 $\mu_{cr}=2$ へと至る。そこから除荷し、 $\mu_{cr}=-2$ まで载荷すると、左側ブレース材が座屈した後、右側ブレース材は降伏点に達している。その後、 $\mu_{cr}=\pm 4, \pm 6$ まで载荷した場合も同様である。しかし、(a), (b) に示すように、上層ブレース材は座屈や降伏を生じておらず、架構の崩壊プロセスは図 4 の①の状態であり、下層のみの層間変形が増加していく。

図 11 は、繰返し回数の増加が架構の層間変形集中率に及ぼす影響を示している。縦軸は層間変形集中率 γ_n 、横軸は繰返し回数 n である。プロットは $\mu_{cr}=2$ のときの各ループにおける値であり、線は数値解析結果をループ数、 α , δ_1 , δ_2 で近似した次式より得られる。

$$\gamma_n = \frac{\left\{1 + \frac{n_1 - n_i}{x - n_1} f(\alpha)\right\} 2\delta_1}{\left\{1 + \frac{n_1 - n_i}{x - n_1} f(\alpha)\right\} \delta_1 + \left\{1 + \frac{n_1 - n_i}{x - n_1} g(\alpha)\right\} \delta_2} \quad (33)$$

$$f(\alpha) = \frac{1}{2}(1 + e^{-10\alpha}), \quad g(\alpha) = \frac{1}{2}(1 - e^{-10\alpha}) \quad (34)$$

ここで、 δ_1 , δ_2 は上下層の層間変位を示している。 x は文献 14) より求められるブレース材の非弾性座屈荷重 P_{cr} と降伏荷重 P_y を足し合わ

図 10 上下層ブレース材及び柱材に作用するせん断力 V_{pl} , V_{pr} , V_c と座屈変形倍率 μ_{cr} ($\lambda=40$, $\alpha=0.01$)

せて降伏荷重 P_y で除したものである。また、 n_i は文献 12)の(1)～(6)式より導出したブレース材の各ループにおける圧縮側、引張側の荷重を足し合わせたものである。 $f(\alpha)$ と $g(\alpha)$ は δ_1 、 δ_2 に対する α の影響因子として(34)式とした。(a) $\lambda=40$ の場合、 $\alpha=0.001$ 、 0.01 では $n=1$ に比べて $n=3$ の γ_n は約10%、同じく $\alpha=0.1$ では約7%増加し、 $\alpha=1$ ではほとんど変化しない。これは、 α が小さいほど下層のせん断耐力が低下し、層間変形が集中するためである。(b) $\alpha=0.1$ の場合、同じ μ_{cr} でも λ が大きいほど耐力の低下を生じ、繰返し回数増加による γ_n の増加率は大きくなる。

図 12 に上下層ブレース材の履歴吸収エネルギー E と柱材曲げ剛性比 α との関係について示す。履歴吸収エネルギー E は、図 10 のような繰返し载荷における各ループの総面積である。その際、 $V_{pl}/N_y \cos \theta \sim \delta_1/\delta_y$ 関係から算出した。 $N_y \cos \theta$ はブレース材降伏時におけるブレース架構部分のせん断耐力である。 δ_y はブレース材降伏時の層間変形である。

(a) $\lambda=40$ 、(b) $\lambda=160$ の場合ともに α が小さいと、下層のみにエネルギーが集中し、上層でエネルギーを吸収しない。しかし、 α が大きくなると、上層の負担するエネルギーが増加する。特に $\alpha=1$ では上下層でのエネルギー分担率はほぼ等しくなる。 α が大きいほど、同じ座屈変形倍率での架構全体のエネルギー吸収は高く、(a) $\lambda=40$ 、(b) $\lambda=160$ の場合ともに、 $\alpha=1$ の上下層のエネルギー吸収の総和は $\alpha=0.001$ の1.3倍程度になっており、柱材により高さ方向に負担エネルギーを分散させることで架構は効率良くエネルギー吸収できることが示されている。また、 $\lambda=40$ の場合、 $\lambda=160$ の場合に比べて履歴吸収エネルギーが7～8倍となっている。

3. 座屈劣化型二層ブレース構造物の地震応答性状

本章では、前章における静的地震外力の釣合いより得られた層間変形集中及び柱材作用モーメントを元に、架構が損傷を生じるレベルの強震を受ける場合の動的効果を検討する。

3. 1 二層ブレース構造物の動的応答解析概要

2章で誘導された層間変形集中率式及び柱材作用モーメントの算定式[(31)式、(32)式]と複数の観測地震波(EL Centro 1940 NS/ EW, Hachinohe 1968 NS/ EW, Kobe 1995 NS/ EW, Taft 1952 NS/ EW, Tohoku 1978 NS/ EW)による地震応答解析結果を比較し、これらの算定式の適用の可能性を検証する。解析に用いる架構モデルは図1と同様の形状とする。また、表1は架構の固有周期 T と、 $\alpha=0$ を基準としたときの割合 T/T_0 である。固有周期の差が最大となる $\alpha=1$ の場合でも、5%以内であり、 α の変化に伴う固有周期の減少が応答に与える影響は、小さいものと考えられる。数値解析には繊維化塑性関節法¹⁸⁾を基礎にした動的解析コード(FPHM-D)²⁰⁾を使用し、時間成分刻みは1/500秒である。

3. 2 二層ブレース構造物の動的応答性状に対する弾性柱材の効果

図 13 に弾性柱材を有する二層ブレース架構において最大座屈変形倍率を生じる下層での応答変位時刻歴を示す。地震波は Taft 1952 EW である。縦軸は下層での層間変形角 δ_1/h 及び座屈変形倍率 μ_{cr1} である。(a)は $\lambda=120$ 、 $\alpha=0.01$ 、(b)は $\lambda=160$ 、 $\alpha=0.01$ 、(c)は $\lambda=160$ 、 $\alpha=1$ について示したものである。細長比 λ が大きい(b)では(a)に比べて下層の層間変形角が大きくなっている。これは、 λ が大きいほどブレース材の座屈耐力が低く、下層に大きな変形集中を生じているためである。また、

図 11 層間変形集中率 γ と繰返し回数 $n(\mu_{cr}=2)$

図 12 上下層ブレース材の履歴吸収エネルギー E と柱材曲げ剛性比 α

表 1 架構の固有周期に対する柱材曲げ剛性の影響

λ	α	0.001	0.01	0.1	1
40	T	0.222	0.222	0.217	0.217
	T/T_0	1.000	1.000	0.978	0.978
80	T	0.227	0.222	0.222	0.217
	T/T_0	1.000	0.978	0.978	0.957
120	T	0.227	0.222	0.222	0.217
	T/T_0	1.000	0.978	0.978	0.957
160	T	0.227	0.222	0.222	0.217
	T/T_0	1.000	0.978	0.978	0.957

柱材曲げ剛性比 α が大きい(c)では(b)に比べて小さい層間変形角となっている。これは、 α が大きいほど、下層ブレース材の座屈・降伏後に、柱材によって上層にせん断力が再配分されたためである。

3. 3 二層ブレース構造物の動的層間変形及び動的な作用モーメント評価

図 15 に地震外力を受ける二層ブレース構造物の層間変形集中率を静的釣合により誘導した(31)式と文献 12)より得られた (33)式と比較している。また、柱材作用モーメントを、静的釣合により誘導した(32)式と比較している。各プロットを細長比ごとに示している。また、ブレース材の材料特性が完全弾塑性の場合⁷⁾も×でプロットしている。

図 13 下層の応答変位時刻歴(Taft 1952 EW)

図 14 下層の応答変位時刻歴(Hachinohe 1968 EW)

図 15(a)に動的層間変形集中率 γ_d と静的層間変形集中率 γ , γ_n の関係を示す。縦軸は動的層間変形集中率 γ_d 、横軸は静的層間変形集中率 γ , γ_n である。ここで、 γ は(31)式より求められる一方向荷重を受ける場合、 γ_n は繰返し荷重の影響を考慮し、(33)式を適用した場合である。網掛けは ± 0.2 の範囲を示している。

(33)式の適用に際しては、最初の塑性振幅が最大となる場合 [図 14(a)] を $n=1$ 、最大変形に達する前に、塑性変形を生じた場合、漸増型の塑性振幅回数を計算し、 $n \geq 2$ とする [図 14(b)]。本論文で対象とした解析モデルについては、全て $n \leq 3$ の範囲であった。式の適用前では、特に $\lambda=120, 160$ では γ に比べて γ_d が大きくなっている。これは 2.4 節で述べたように、繰返し荷重を受けることによって μ_{cr} が等しい場合でも耐力低下を生じ、細長比 λ が大きいほど層間変形集中率が上昇したためである。式の適用後は、 γ_d と γ は λ の大きさによらずほぼ 20%以内に収まっている。しかし、図 14(c)のように、大きな片振幅となる応答を示した、地震波 Hachinohe 1968 EW を受ける $\lambda=120$, $\alpha=0.01$ の場合、(33)式を適用しても $\gamma=1.44$ に対して $\gamma_d=1.8$ と大きくなっている。このように水平変形が片振幅の応答を示す地震波と架構の組み合わせについては今後、検討する必要がある。

図 15(b)は柱材の動的最大作用モーメント M_{cd} と動的最大モーメント時の μ_{cr} に対応した(32)式の柱材作用モーメントであり、縦軸、横軸をそれぞれ下層の降伏せん断耐力に階高を乗じ $V_{fy}h$ で除したものとしている。文献 7)と同様、 M_{cd} と M_c は概ね一致しており、動的作用モーメントについて(32)式により評価できる。ただし、 $\lambda=40$ の場合では $M_c/V_{fy}h=0.21$ 前後、 $\lambda=160$ の場合では $M_c/V_{fy}h=0.13$ 前後にばらつきが見られる。これは、静的解析結果では M_c が上記の値に達すると α の値によらずほぼ一定となるものの、動的解析結果では慣性力の影響により上記の 2 箇所特に各層の最大作用せん断力が増幅・減少し、ばらつきが大きくなったものと思われる。

4. 結

本論文では、座屈劣化型二層ブレース構造物を対象に、構造物に損傷を及ぼすレベルの強震が作用したとき、主抵抗要素にブレース材、二次抵抗要素に弾性柱材を適用した架構について、ブレース材の座屈及び降伏が層間変形集中率及び柱材作用モーメントに与える影響について検討した。以下に得られた結論を示す。

(a) 動的層間変形集中率 γ_d - 静的層間変形集中率 γ , γ_n

(b) 動的作用モーメント $M_{cd}/V_{fy}h$ - 作用モーメント $M_c/V_{fy}h$

図 15 地震外力を受ける架構の動的応答評価

1)静的釣合いから誘導した二層ブレース構造物の層間変形集中率は、架構の座屈変形倍率、柱材曲げ剛性比とブレース材の材料特性の関係より得られた(31)式で評価できる。ブレース細長比によらず、

柱梁曲げ剛性比が $\alpha=0.1$ 以上になると、架構の層間変形集中率は急激に低下することから、柱材による層間変形抑制効果が確認された。

- 2) 静的釣合いから誘導した二層ブレース構造物の柱材に作用するモーメントは、架構の座屈変形倍率、柱材曲げ剛性比とブレース材の材料特性の関係より得られた(32)式で評価できる。柱梁曲げ剛性比が $\alpha=0.1$ で座屈変形倍率が $\mu_{cr}=2$ のとき、柱材作用モーメントは最大となり、最下層の層せん断力に層高を乗じた値の20～30%程度に達する。
- 3) 繰り返し回数の増加に伴う架構の層間変形集中率の増加の割合は、文献12)より得られた各ループにおける同一変形時の荷重を用いた(33)式で概ね評価できる。ブレース材が繰返し荷重を受けるとき、柱梁曲げ剛性比が小さい $\alpha=0.001, 0.01$ では層間変形集中率は10%、 $\alpha=0.1$ では7%ほど増加するが、柱梁曲げ剛性比が大きい $\alpha=1$ ではほとんど増加しない。
- 4) 動的効果を考慮した架構の層間変形集中率は、(29)、(30)式より得られた上下層の層間変形に(33)式のブレース材の繰返し振幅による変形増加率を用いることで、誤差20%以内で概ね評価できる。動的作用モーメントは、静的モーメントが停留する値以外では静的釣り合いより誘導された(32)式で評価できる。すなわち、架構に要求される座屈変形倍率を定めることで、設計上想定される地震動を受ける架構の層間変形集中率を予測することが可能となり、層間変形集中を抑制するための柱材断面を決定することができる。

謝辞

本研究は「国土交通省建設技術研究開発助成制度」及び「日本鉄鋼連盟 鋼構造研究・教育助成」による成果である。ここに感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 国土交通省住宅局建築指導課，日本建築主事会議，日本建築センター：2001年度版建築物の構造関係技術基準解説書，2001
- 2) 五十嵐定義，井上一郎，小川厚治：鋼構造筋違付多層骨組の塑性設計に関する研究，その1 終局荷重時における筋違の水平力分担率の設定，日本建築学会論文報告集，第263号，pp.43-50，1978.1
- 3) 井上一郎，清水直樹：ブレース架構の保有水平耐力に関する考察，日本建築学会構造系論文集，第388号，pp.59-69，1988.6
- 4) 木村祥裕，グレゴリー・マックレイ：二層ブレース架構における柱材の力学性能の違いが架構の層間変形集中率に与える影響，日本建築学会構造系論文集，第560号，pp.189-195，2002.10
- 5) Gregory A. MacRae, Yoshihiro Kimura, Charles Roeder：Effect of Column Stiffness on Braced Frame Seismic Behavior, Jour. of Structural Engineering, ASCE, Vol.130, No.3, pp.381-391，2004.3
- 6) 木村祥裕：損傷制御型二層ブレース構造物の層間変形集中率に対する弾性柱材の抑制効果，日本建築学会構造系論文集，第612号，pp.187～pp.195，2007.2
- 7) 木村祥裕，御幡結，中澤泰典：強震を受ける損傷制御型二層ブレース構造物の層間変形集中に対するブレース材の二次剛性の影響，日本建築学会構造系論文集，第75巻，第651号，pp.997～pp.1004，2010.5
- 8) 川島和彦，A.Macrae, G.，星隈順一，長屋和宏：残留変位応答スペクトルの提案とその適用，土木学会論文集，No.501/I-2，pp.183-192，1995
- 9) 中島正愛，三谷貴志，辻文三：第二剛性比の高いバイリニア系のエネルギー入力・消費特性，構造工学論文集，vol.42B，pp.59～68，1996.3
- 10) 日比野陽，市之瀬敏勝：強震を受ける2層鋼構造建物で塑性変形が卓越する層を予測する方法，日本建築学会構造系論文集，第606号，pp.105～pp.111，2006.8
- 11) 柴田道生，中村武，若林實：鉄骨筋違の履歴特性の定式化(その1 定

- 式化関数の誘導)，日本建築学会論文報告集，第316号，pp.18-24，1982.6
- 12) 柴田道生，若林實：鉄骨筋違の履歴特性の定式化(その2 応答解析への適用)，日本建築学会論文報告集，第320号，pp.29-35，1982.10
- 13) 国土交通省住宅局建築指導課，日本建築主事会議，日本建築センター：2001年度版建築物の構造関係技術基準解説書，2001
- 14) 日本建築学会：鋼構造座屈設計指針 1996
- 15) Paris, P.C.: Limit Design of Columns, Journal of the Aeronautical Science, 1954.1.
- 16) Tremblay, R.: Achieving a Stable Inelastic Seismic Stability of Concentrically Braced Steel Frames, Engineering Jour. AISC, Vol.40, No.2, pp.111～129，2003
- 17) 多賀謙蔵，加登美喜子，徳田幸弘，鶴田潤，和田章：ダンパー効率を高めたパッシブ制震構造における構造計画上の留意点と実用性，パッシブ制振構造シンポジウム2004，pp.105～112，2004.11
- 18) M.Shugyo: Elastoplastic large deflection analysis of 3D steel frames, Jour. of Struct. Engrg., ASCE, Vol.129, No.9, pp.1259-1267，2003.9
- 19) 井上一郎：塑性歪履歴を受ける鋼構造部材の耐震性能判定に関する一考察，構造工学論文集，Vol.41B，pp.621-629，1995.3
- 20) 修行稔，島津勝，木村まい：RCスラブの合成効果を考慮した鋼骨組の動的立体解析，鋼構造年次論文報告集，pp.621-626，2009.11
- 21) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)，1990.10
- 22) 穂積秀雄，牧野行伸，坂井誠，平野道勝：鋼筋かい材の弾塑性性状および座屈後破断に関する実験研究Ⅰ，その1 研究計画と素材試験，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，pp.379-380，1995.8
- 23) 穂積秀雄，牧野行伸，坂井誠，平野道勝：鋼筋かい材の弾塑性性状および座屈後破断に関する実験研究Ⅰ，その2 実験計画と結果，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，pp.381-382，1995.8

付録

本論文の数値解析に用いている繊維化塑性関節法による骨組構造解析システム FPHM¹⁸⁾と実験結果²³⁾との比較を以下に示す。断面形状及び材料特性²²⁾は付表1の通りである。ひずみ硬化勾配 E_{st} は $E/100$ とする。部材の材長は1220mmとし、細長比 λ は40である。部材の両端はピン支持とし、初期不整は $l/1000\sin(\pi/l)$ で与えている。付図1に繰返し載荷を行った結果を示す。縦軸は荷重 P を降伏荷重 P_y で除したものであり、横軸は部材軸方向変位 δ を降伏変位 δ_y で除したものである。解析結果は文献23)の実験結果に比べて、引張最大荷重が低いものの、圧縮側では概ね対応しており、解析プログラムの妥当性が示されている。

付表1 断面形状及び材料特性

断面形状	$\sigma_y(N/mm^2)$	$E(N/mm^2)$
H-125×125×6×6	324	212000

付図1 繰返し荷重を受けるH形鋼圧縮部材の荷重-変位関係

(2010年9月8日原稿受理，2011年10月26日採用決定)