# ブレース付き鋼構造骨組の地震応答性状に関する振動台実験

高松 隆夫\*・玉井 宏章\*・岡部 政和\*\*

(平成18年10月30日受理)

Shaking Table Tests for Earthquake Response Characteristics of Steel Braced Structure

Takao TAKAMATSU, Hiroyuki TAMAI and Masakazu OKABE

(Received Oct. 30, 2006)

# Abstract

Static experiments on steel frames with non-compression braces have been carried out. The brace is employed as an earthquake resisting element, and therefore the function of the non-compression brace must be efficient in dynamic loading tests. Shaking table tests on the steel frame with the non-compression braces were conducted to clarify the function of the braces.

The following conclusions were drawn from the experimental results. 1) In the case of steel framed structure with conrentional braces, the braces buckled. And the response magnification factor of acceleration after brace buckling was twice higher than befor buckling. 2) In the case of steel framed structure with non-compression braces, the braces did not buckle. Therefore the response magnification factor of acceleration did not change during dynamic loading.

Key Words: non-compression brace, existing-type brace, shaking table experiment, response magnification factor

# 1.序 論

2000 年鳥取県西部地震および 2001 年芸予地震における 鉄骨造建物の被害として,体育館のブレースの座屈や破断 が挙げられる<sup>1)</sup>。特に,ブレースの座屈により非構造部材 への損傷も確認されている。

このような被害が発生した場合,建物の管理者から立入 禁止や使用中止の措置が講じられることが多く,その結果, 体育館が避難所としての役割を果たせないことになる。

一方,座屈現象を起こさせないブレースとして座屈拘束 ブレースが開発され<sup>2)3)</sup>,近年,様々な性能検証が行われ ている。しかし,このブレースは軸方向力を負担する心材 と座屈を拘束するコンクリート等の座屈補剛材で構成され ており,在来型ブレースと比べて断面寸法が大きくなるこ と等の問題点がある。 このような背景から,著者等は在来型ブレースと同等の 断面寸法を有し座屈を生じることのない新しいブレースと して,ノンコンプレションブレースと名付けたブレースの 開発・研究を行っている<sup>4)5)</sup>。

本ブレースは、ブレース端部に楔機構を設置すること で、1) 圧縮変形時に曲げ座屈や局部座屈を起こさない; 2) 繰返し変形時に履歴特性がスリップ型とならずエネル ギー吸収が十分期待できる;3) 降伏耐力や降伏後剛性を 容易に設定できる;4) エネルギー吸収能力も容易に把握 しうる;という4つの性能を有している。これらの性能に ついては、静的載荷実験及び前報<sup>6)</sup>で動的載荷実験にお いても想定通り性能を発揮することは検証してある。しか しながら、前報では入力地震波の卓越振動数をブレース付 架構の共振振動数近傍としたため、座屈を起こさない本ブ レースでは常に共振現象を起こす結果となった。

<sup>\*</sup> 広島工業大学工学部建築工学科

<sup>\*\*</sup> 広島工業大学工学研究科建設工学専攻

そのため、今報では入力地震波をブレースが設置してい ない架構の共振振動数近傍とすることで、在来型ブレース 付架構はブレースが座屈した事で固有振動数が低下し、入 力地震波の卓越振動数近傍となり共振を起こし座屈後から 加速度応答倍率が上昇することを確認し、本ブレース付架 構は座屈を起こさないために常に共振を起こさないことを 確認する。そのことで、本ブレースは在来型ブレースに比 べ耐震要素として有効であることを検証する。

# 2. 試 験 概 要

# 2.1 架構

架構の全体図およびブレース端部の詳細図を Fig.1,
 Fig.2(a),(b)に示す。また、ブレースの詳細図と塑性化
 部位(Fuse)の詳細図、楔およびテーパー付座金の詳細
 図は前報<sup>6)</sup>に示してある。

架構は、柱 (PL-140 × 9, SS400) と梁 (H-100 × 100 × 6 × 8, SS400) を溶接により剛接合した1層1スパンの 架構を2組並列させ、H 形鋼梁下フランジをPL-85 × 1,000 × 15, SS400 と PL-150 × 1,000 × 15, SS400 により連結し た立体骨組である。そして、架構に錘 (PL-200 × 1,000 × 25) を 26 枚 (約 1,000kg) 積載し、質点としての質量; m を 1,152kg とした。なお, ブレースは, 振動方向の対角線 上に対で設置した。ブレースの初期導入軸力に関しては無 軸力とし, ナットを手で締める程度に留めた。

ブレースは、長さ1,030mmの丸鋼棒(M9,SS400)を
 使用し、長さ1/3の位置にブレース軸耐力を調整するための塑性化部位(Fuse: PL-2.05 × 3, SS400)をボルト接合した。架構諸量をTable 1に示す。

また、楔、テーパー付座金のテーパー角度は 30°とし、 摩擦係数を十分大きくするために、楔とテーパー付き座金 の接触面を発錆させた。なお、ブレース端部に間隙を生じ た際に楔が確実に貫入するように、圧縮コイルバネ(唱和 発条製、バネ定数 1.62 ~ 1.86N/mm)を楔上部に設置した。

#### 2.2 楔機構

本ブレース架構に地震水平力が作用すると,ブレースは 引張り方向に対しては効率よく引張抵抗し,ブレースが塑 性変形して地震入力エネルギーを吸収する。一方,ブレー スは圧縮する方向に対してはブレース端部がローラー支持 の状態となっているため,ブレース端部が離間し,ブレー スには圧縮力が作用せず,座屈を起こさない。尚,ブレー ス端部が移動することで生じた間隙に,予め設置してある



Fig.1 ノンコンプレションブレース付架構



Fig.2 ブレース端部詳細図



質量		1,152 (kg)
純鉄骨架構	降伏耐力 σ <sub>fy</sub>	10,936 (N)
	弾性剛性 K <sub>f</sub>	728 (N/mm)
	水平降伏変位	10.9 (mm)
ブレース	降伏耐力 $\sigma_{\rm by}$ (1本)	2,862 (N)
	弾性剛性 K <sub>b</sub>	6,943 (N/mm)
	累積塑性変形量(水平方向)	15.0 (mm)
ラーメンとブレースの剛性比 (K <sub>b</sub> /K <sub>f</sub> )		8.23

注)純鉄骨架構とは、ブレースが設置していない架構である。 又、弾性剛性は SWEEP 試験より求めた。

楔がバネの復元力により貫入するため, ブレースには緩み が生じない。

従って、本ブレースは座屈を生じないことから、細長 比の大きなブレースを利用でき、比較的長いスパンの架構 に対してもブレースの断面を過大にすることなく適用でき る。楔が貫入していく様子を Fig.3 に示す。

#### 2.3 楔及び座金のテーパー角度

ブレースに引張力が作用する時,引張力を伝達し,ブレー スを効率よく塑性化させるためには,楔とテーパー付座金 との間に滑りを生じさせてはならない。Fig.4 に示すよう に,水平面上に置かれた楔にブレースからの圧縮力がテー パー付座金を介して作用し,摩擦力と釣り合って静止して いる状態を考える。

座金の摩擦面の外向き法線とブレースからの作用力:*P* とのなす角をθとすると,摩擦面に垂直な力:*N*と平行な力: *S*は, それぞれ次式で表される。

 $N = P \cos \theta$  ,  $S = P \sin \theta$  .....(1)

摩擦面の静止摩擦係数を μ とすると,静止摩擦力: F は 次式で表される。



Fig.4 楔及びテーパー付座金の平衡図

 $F = \mu \cdot N \quad \dots \quad (2)$ 

 $\theta \leq \tan^{-1} \mu$  .....(4)

楔とテーパー付座金との静止摩擦係数の最小値が,0.701 であるので,楔のテーパー角(θ)が35°以下の形状であ れば,ブレースからの圧縮力の大小にかかわらず,滑るこ とはない。

# 2.4 加振装置

加振装置を Photo. 1 に示す。本実験の加振装置は,水 平垂直同時 2 軸振動試験機(島津製作所 EHV-5 x/4z 形) を使用した。又,加振は,振動台加速度: α<sub>b</sub>をフィードバッ ク制御する加速度制御とした。

#### 2.5 計測方法

計測には加速度計 (A.T), ひずみゲージ (W.S.G), 変 位計 (D.T) を使用した。各センサーの取付け位置を Fig.5 に示す。



加速度の計測は、振動台中心位置と錘上部の中心位置及 び錘上部の中心から 375mm 離れた位置の振動方向の加速 度: $\alpha_b$ ,  $\alpha_c$ 及び  $\alpha_s$ について行った。質点に作用する層せ ん断力:Qは、質点の質量:mと $\alpha_c$ との積として算定する。

 $Q = m \times \alpha_c \quad \dots \quad (5)$ 

変位の測定は,層間変位: $\Delta$ とブレース材端部に設置した楔の貫入変位: $\delta_{sL}\delta_{SR}$ について行った。

各変位量は,表裏の構面における2本の変位計からの計 測値を平均して求めた。

応力の計測は、フレームの負担する層せん断力: $Q_f$ 、フレームの左下 – 右上及び右下 – 左上対角方向ブレースの軸力: $T_L$ ,  $T_R$ について行った。

 $T_L$ ,  $T_R$  は表裏構面における 2本のブレース軸部の軸ひず みの平均値と軸剛性から算定し,  $Q_f$  は表裏各構面につい て, 柱 16 ヶ所に貼付したひずみ値の値から次式により算 定した。

ここに、 $(M_a, M_a^*), (M_b, M_b^*)$ は左側柱及び右側柱における上下2点の曲げモーメント、 $I_a, I_b$ は、左側及び右側柱における曲げモーメント計測問距離  $(l = l_a = l_b = 260 mm)$ 



Photo.1 加振装置



である。

表裏構面における柱の断面両端のひずみの平均値 $(\varepsilon_r, \varepsilon_B)$ から,各断面の曲げモーメントは、次式で算定できる。

 $M = -E \cdot I \cdot \kappa \quad \dots \quad (7)$ 

ここでĸは,

$$\kappa = \frac{\varepsilon_r - \varepsilon_B}{D} \quad \dots \tag{8}$$

ここに, *E* は柱のヤング係数, *D* は柱の断面せい, *I* は 柱の断面 2 次モーメントである。

なお, Fig.6 として各計測点における記号を簡略的に示す。

#### 2.6 加振プログラム

試験を行う架構は在来型ブレース付架構,ノンコンプレ ションブレース付架構の2種類である。

補助実験として、水平打撃力を与え、自由振動させる インパルス試験、及び、振動数を1Hz につき10秒づつ加 振し合計210秒間、つまり1~20Hz まで変化させていく SWEEP 試験を行った。本実験は、地震波加振実験『宮城 県沖地震開北橋第1種地盤(1978)』を行った。なお、振動 台中心の加速度を在来型ブレース付架構及びノンコンプレ ションブレース付架構共に約800galとして加振を入力した。



Fig.7 宮城県沖地震開北橋第1種地盤の卓越振動数



尚, Fig.7 にフーリエスペクトル解析による通常の宮城 県沖地震開北橋第1種地盤の卓越振動数を示す。

# 3. 実験結果及び考察

# 3.1 インパルス試験

インパルス試験の実験結果を Fig.8 に, 在来型ブレース 付架構とノンコンプレションブレース付架構を, それぞれ, 示す。

以下に、インパルス試験により得られた知見を示す。

(a) 減衰定数は次式<sup>7)</sup>から,それぞれ,在来型ブレース 付架構は0.077,ノンコンプレションブレース付架構 は0.083となった。

$h = \frac{1}{\ln \frac{X_n}{X_n}}$		( <b>0</b> )
$2m\pi^{-}X_{n+m}$	•••••	(9)

m:周期, X<sub>n</sub>: t<sub>n</sub> における振幅, X<sub>n+m</sub>: t<sub>n+m</sub> における振幅

# 3.2 SWEEP 試験

SWEEP 試験は,1Hz につき10秒間としているが,振 動数が変化した直後の波形は不安定なため,振動数の変化 より5秒経過後からの波形を各振動数の加速度とする。



各架構についての実験結果を Fig.9 に比較して示す。 以下に,SWEEP 試験により得られた知見を示す。

- (a) 在来型ブレース付架構及びノンコンプレションブレー ス付架構は、ブレースが設置してあるため固有振動数 が高くなった。
- (b) 在来型ブレースの固有振動数は 11Hz であり,加速度 応答倍率は約 6.8 倍となった。
- (c) ノンコンプレションブレース付架構の固有振動数は 13Hz であり、加速度応答倍率は約4.6 倍となった。

#### 3.3 地震波加振実験

在来型ブレース付架構及びノンコンプレションブレース 付架構の2体についての地震波加振実験を行った。

Fig.10 (a), (b) は振動台加速度:  $\alpha_b$ と錘中心加速度:  $\alpha_c$ の応答時刻歴, Fig.11 (a), (b) は $\alpha_b$ と $\alpha_c$ における 加速度応答倍率 $|\alpha_c/\alpha_b|$ の時刻歴を, それぞれ, 示す。なお, Fig.11 (a), (b) の加速度応答倍率は, 5秒間隔での平均 とした。Fig.12 (a), (b) は Stage. 1 区間における層せん 断力: Qと層間変位:  $\Delta$ の関係とブレースが負担する層せ ん断力:  $Q_b$  と層間変位:  $\Delta$ の関係を比較した図, Fig.13 (a), (b) は Stage. 3 区間における Q- $\Delta$  関係と Q<sub>b</sub> $\Delta$  関係を比 較した図を, それぞれ, 示す。また, Fig.14 (a), (b), (c) はブレースの軸方向力: T と伸び:  $\delta$ の関係, Fig.15 は楔 貫入量時刻歴 ( $\delta$ -t) を, それぞれ, 示す。

以下に,ブレース付架構の地震波加振実験により得られ た結果を比較・検討することで得られた知見を示す。

- (a) Fig.10 (a) から,在来型ブレース付架構の場合,振動台の最大加速度は約800galであり,それに対応する錘中心位置での加速度は約2,000galであった。
- (b) Fig.10 (b) から、ノンコンプレションブレース付架 構の場合、振動台の最大加速度は約840galであり、 それに対応する錘中心位置での加速度は約1,000gal であった。

-113-









- と同の中均的な加速度応替倍平は約3.5 倍とならた。
   そして、ブレースが座屈した後の Stage. 3 区間の平均的な加速度応答倍率は約8.6 倍となった。この結果は、在来型ブレース付架構の場合は、ブレースが座屈する前は固有振動数が11Hz と高く振動台の卓越振動数と一致しないが、座屈することで固有振動数が下がり振動台の卓越振動数近傍となったために座屈前と比べ座屈後がよく揺れたと考えられる。なお、25~30s 間での加速度応答倍率が上昇している。これは、27.03s の倍率が約840 倍となり他の時間での倍率に比べ余りにも大きくなったためである。
- (d) Fig.11 (b) から、ノンコンプレションブレース付架 構の場合、Stage. 1 区間の平均的な加速度応答倍率は 約 3.0 倍となった。そして、ブレースが塑性伸びした 後の Stage. 3 区間の平均的な加速度応答倍率は約 3.4 倍となった。この結果から、ノンコンプレションブレー ス付架構の場合、ブレースは塑性伸びを生じるが座屈 を起こさない。そのため、架構の固有振動数も 13Hz から低下せず常に共振現象を起こさないと言える。
- (e) Fig.12 (a), (b) から,在来型ブレース付架構及びノンコンプレションブレース付架構共に,Stage.1区間においては架構に作用する層せん断力:Qはその大半

をブレースが負担していることが判明した。

- (f) Fig.13 (a) から,在来型ブレース付架構はブレースが 座屈した後の Stage. 3区間ではQ - △の傾きとQb - △ の傾きが一致しないことが判明した。しかし,Fig.13
  (b) から,ノンコンプレションブレース付架構はブレースが塑性伸びを起こしても、楔機構が正常に機能したため架構自体の剛性は低下せず,常に架構に作用する 層せん断力:Qはその大半をブレースが負担していることが判明した。
- (g) Fig.14 (a) から,在来型ブレース付架構は座屈する 前の Stage. 1 区間においてはブレースは圧縮力及び 引張力に対して効率よく抵抗していることが判明し た。しかし,Fig.14 (b) から,ブレースが座屈を起 こすと,圧縮力及び引張力ともほとんど抵抗しない ことが判明した。
- (h) Fig.14 (c) から、ノンコンプレションブレース付架 構は引張力は作用しているが、圧縮力は作用してい ないことが判明した。
- (i) Fig.15から楔貫入変位は、時間の進行に伴って大きく なり楔はスリップバックを起こすことなく単調に貫入 した。なお、貫入時に変位が増減を繰り返しているが、 これはブレースの引張力が失われた時にブレースの弦 振動に起因して生じたものであり、圧縮力が作用して 押し戻された現象ではない。

# 4. 結 論

本論文では、入力地震波の卓越振動数をブレースが設置 していない架構の固有振動数近傍にすることで、在来型ブ レース付架構及びノンコンプレションブレース付架構の地 震応答性状にどのような違いが生じるかを確認するために 振動台を用いて地震波加振実験を行った。

実験により得られた知見を以下に、要約して示す。

(a) 在来型ブレース付架構の場合,ブレースが座屈する前
 と後では振動台と錘中心での加速度応答倍率が約2倍
 違う。この結果は、ブレースが座屈したことで架構の

固有振動数が低下し,入力地震波の卓越振動数近傍と なったためと考えられる。

(b) ノンコンプレションブレース付架構の場合、ブレースが座屈を起こさないため振動台と錘中心での加速度応答倍率に在来型ブレース付架構程の変化は見られなかった。この結果は、ノンコンプレションブレースでは座屈現象を生じないために、架構の固有振動数が低下せず、常に共振現象を起こさないからと考えられる。

## 謝 辞

本研究は、広島工業大学「高性能構造システム開発研究 センター」(代表者 高松隆夫教授)のプロジェクト研究 の一環として実施されました。また、研究実施にあたり、 平成15年度科学研究補助金(研究代表者 玉井宏章,課 題番号15510152)で賄われた。ここに記して感謝の意を 表します。最後に本研究を行うにあたり、2006年度広島 工業大学学部生、神笠耕治君、品川隆士君、長嶺孔介君、 森保功一君から協力を得た。ここに記して謝意を表す。

# 参考文献

- (社)日本鋼構造協会:2000年鳥取県西部地震および2001年芸予地震鋼構造被害調査報告書[建築編], pp.45-50, pp.57-58, 2002.3.
- 2)長尾直治,高橋茂治:角鋼管を鉄筋コンクリートで被 覆したアンボンドブレースの弾性性状,その2 解析 考察,構造系論文集, No.422, p.45, 1991.4.
- 3)中村庄滋,矢部喜堂,真瀬伸治,堀富博,石川二巳穂, 宮本秀樹:極低降伏点鋼を用いたアンボンドブレース ダンパーに関する研究,その3アンボンドブレースダ ンパーを有する建物の試設計,日本建築学会大会学術 講演梗概集,c-1,構造,pp.411-412, 1995.8.
- 4) 高松隆夫,玉井宏章,子持明宏:ノンコンプレション ブレースの履歴性状とエネルギー吸収性能について, 鋼構造年次論文報告集,第11巻,pp.129-136,2003.11.
- 5) 玉井宏章, 高松隆夫, 松尾彰: ノンコンプレションブ レースの耐震性能向上について, 日本建築学会構造系 論文集, 第 595 号, pp.131-138, 2005. 9.
- 6) 高松隆夫,玉井宏章,古賀稔章:ノンコンプレション ブレースの振動性状に関する振動台実験,広島工業大 学紀要,研究編,第40巻,pp.183-192,2006.2.
- \*田明徳:最新建築学シリーズ9最新耐震構造解析, 森北出版, pp.14-16, 1981.