

楔デバイス付柱継手を用いた部分崩壊型架構の二軸載荷実験

高松 隆夫*・玉井 宏章**・岩瀬 貴信***

(平成28年11月1日受付)

Two-dimensional loading tests on local-collapse-type frame with wedge-device column joints

Takao TAKAMATSU, Hiroyuki TAMAI and Takanobu IWASE

(Received Nov. 1. 2016)

Abstract

Huge earthquakes cause residual deformation in structures, making continuous use of structures difficult. Two-dimensional loading tests on local-collapse-type frames with wedge-device column joints are carried out to clarify reduced performance of residual deformation of frames. The loading tests on large deformation of the frames subjected to various vertical axial compression verify that restoring force characteristics of the frames do not show negative slop tendency due to P-delta effect of compression.

Key Words: *Wedge device connection, Self-centering performance, Residual deformation, Local collapse mechanism, P- Δ effects, Steel frame, Loading test*

1. はじめに

現行の鋼構造物の耐震設計は、柱脚部や梁端部といった構造部材端部に塑性ヒンジを生成させ全体崩壊機構を形成するように行う。しかしながら、塑性ヒンジを生成させる部材端部には溶接部やスカラップが存在し、溶接不良等に起因して、期待する塑性ヒンジの性能が得られない可能性がある¹⁾。更に、鋼構造架構における構造部材の復元力特性は、紡錘型の復元力特性を示すことから残留変形が生じる可能性がある。残留変形が過大であると構造物の継続使用が困難となり、補修には多大な資金と期間が必要である。

残留変形の低減に関する研究は、継続使用性並びに補修性の観点から国内外で多岐にわたる手法が提案されており^{2~5)}、著者等は、残留変形低減性能が期待できる楔デバイス付接合部を提案している^{6~12)}。楔デバイス付接合部は、降伏要素をボルトに限定させることで架構の残留変形

を低減できる性能（セルフセンタリング性能）を有する。更に、塑性伸び変形に基因した塑性ヒンジを生成させるため、局部座屈による不安定挙動は生じない。特に、楔デバイス付柱継手では数値解析より、特定層に部分崩壊機構を形成させることで崩壊層以外の層は層間変形角が低減されること、層せん断力係数分布が小さくなり合理的な設計ができることを示している^{11,12)}。しかしながら、崩壊層の層間変形角が著しく大きくなった。水平変位が1/100radを超過すると、水平変位と鉛直軸力に起因したP- Δ 効果の顕在化により復元力が喪失することがあり、特に、部分崩壊機構はエネルギー消散能力が低い倒壊の禁忌がある。

本論文では、楔デバイス付柱継手を用いた部分崩壊型架構の鉛直軸力を考慮した大変形領域の載荷実験を行い、復元力特性を明らかにすることを目的とする。方法として、鉛直軸力を変数とした二軸載荷実験を実施し復元力特性を比較する。

* 広島工業大学工学部建築工学科

** 長崎大学工学部工学科

*** 広島工業大学大学院工学系研究科建設工学専攻

2. 実験概要

2.1 試験体

図1に試験体を、表1に素材特性値を、それぞれ、示す。

試験体は鋼製基礎を溶接接合した口字型架構とし、部分崩壊機構を形成させるため楔デバイス付柱継手を柱上端部と下端部に各々設けている。柱には□-150x150x9(STKR400)を、梁にはH-150x150x7x10(SS400)を、接合部のボルトにはボルト径M10を採用している。ボルト径は、架構に塑性ヒンジが生成されないように、無軸力下で架構の保有水平耐力に対して2割程度の保有水平耐力となるように決定した。尚、エネルギー吸収要素となるボルトには10%の伸び性能を保証された転造ねじアンカーボルト¹³⁾を使用することとしているが、本試験体では荷重装置の寸法上、ボルト径が小さくなっており、JIS B 1220で規定された転造ねじアンカーボルトの規格外であったため、丸鋼φ9(SR235)を特別に転造加工したものを使用している。また、柱せん断力はエンドプレート間の摩擦により伝達するものとし、接触面には発錆処理を施している。尚、無軸力下では十分な接触反力がとれないためせん断抵抗材を用いて柱せん断力の伝達を行う。

2.2 荷重装置と荷重方法

図2に二軸荷重装置を示す。

荷重はL型ヨークを介して鉛直ジャッキにより鉛直荷重 P_v を、水平ジャッキにより水平荷重 P_h を作用させて行う。鉛直荷重は、架構試験体の柱梁接合部上部に1/2ずつ伝達されるようピンをそれぞれ設置している。各ジャッキは天秤梁上部のピン中心とジャッキ軸心が一致するように設置し、架構試験体は水平及び鉛直方向に変位しないよう各拘束材を用いて拘束している。実験変数は、柱降伏軸力に対する柱の鉛直軸力 N/N_Y (以降、軸力比 n)とし、

中低層鋼構造物の重量を想定して $n=0, 0.1, 0.2$ の3種類とした。尚、ボルトには初期張力としてボルト降伏軸力の30%を導入している。

荷重方法は、鉛直荷重を荷重した後、荷重制御にて荷重を保持し、架構試験体の梁図心位置にて計測した水平変位 δ_h から算定した層間変形角を制御値とした正負交番増繰返し荷重とする。荷重サイクルは、無軸力下を基準として弾性域荷重1/500, 1/300radを、弾塑性域荷重1/100, 1/50radを、大変形領域荷重1/30radを、それぞれの荷重で2サイクルずつ行う。尚、荷重は正荷重サイクルから行い、水平ジャッキ引張を正荷重と定義している。

2.3 計測計画

図3に計測位置を示す。

荷重計測値として、鉛直ジャッキ先端に設置したロードセルより鉛直荷重 P_v を、水平ジャッキ先端に設置したロードセルより水平荷重 P_h を、ボルト下端部に設置したセンターホール型ロードセルよりボルト軸力 $b_t T_t$ を、それぞれ計測している。変位計測値として、鉛直ジャッキ付属の変位計より鉛直変位 δ_v を、架構試験体の梁図心位置に設置した変位計より水平変位 δ_h を、柱に設置した変位計よりエンドプレートの離間変位 δ_i を、それぞれ計測している。ひずみ度計測値として、柱の曲げ応力分布並びに柱軸力を明らかにするためにひずみ度 ϵ_i を、梁の曲げ応力分布を明らかにするためにひずみ度 $b\epsilon_i$ を、ボルトの累積ひずみ度を計測するためにボルトひずみ度 $b\epsilon_i$ を、それぞれひずみゲージにより計測している。尚、鉛直荷重 P_v は引張軸

表1 素材特性値

部材	材質	E (N/mm ²)	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	σ_y/σ_u (%)	ϵ_f (%)
柱	STKR400	205,000	409	445	92	27
梁フランジ	SS400	205,000	312	451	69	27
梁ウェブ	SS400	205,000	344	453	76	27
エンドプレート	SN490C	205,000	369	521	71	23
アンカープレート	SN490C	205,000	407	536	76	31
ボルト(M10)	SR235	205,000	337	471	72	25

E : ヤング係数 σ_y : 降伏応力 σ_u : 引張強さ σ_y/σ_u : 降伏比 ϵ_f : 破断伸び

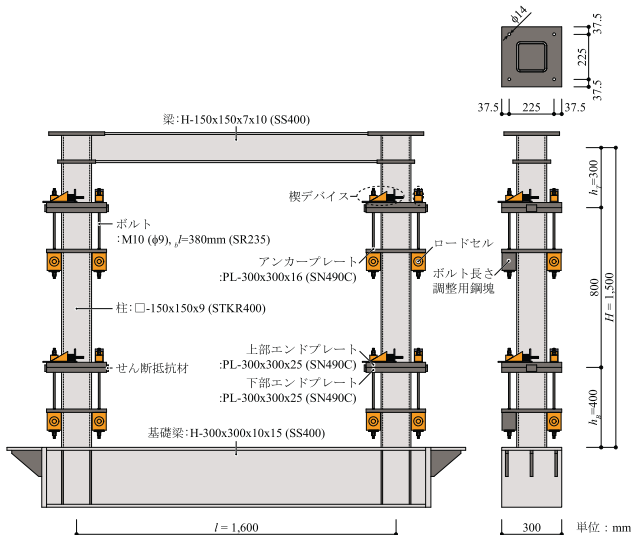


図1 試験体

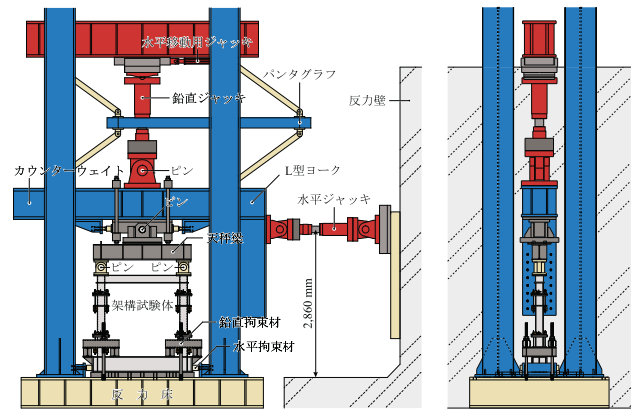


図2 荷重装置

力を正 (+) とし、ひずみゲージは1断面に2枚貼付け平均化している。

以上の計測値と図4より、層間変形角 r 、各柱せん断力 ${}_cQ_l$ 、層せん断力 ${}_cQ$ 、各接合部曲げモーメント ${}_jM_r$ 、各エンドプレート回転角 ${}_e\theta_i$ 、各柱軸力 ${}_cN_i$ 、各接合部の圧縮合力点位置 d_{c-i} を、次式により算出する。

$$r = \frac{\delta_h}{H} \quad (1)$$

$${}_cQ_l = \frac{M_2 - M_1}{h_m}, \quad {}_cQ_r = \frac{M_4 - M_3}{h_m} \quad (2), (3)$$

$${}_cQ = {}_cQ_l + {}_cQ_r \quad (4)$$

$${}_jM_{Ul} = {}_cQ_l \cdot h_U + M_1, \quad {}_jM_{Ll} = {}_cQ_l \cdot h_L + M_1 \quad (5), (6)$$

$${}_jM_{Ur} = {}_cQ_r \cdot h_U + M_3, \quad {}_jM_{Lr} = {}_cQ_r \cdot h_L + M_3 \quad (7), (8)$$

$${}_e\theta_{Ul} = \frac{e\delta_{Ul1} - e\delta_{Ul2}}{D}, \quad {}_e\theta_{Ll} = \frac{e\delta_{Ll1} - e\delta_{Ll2}}{D} \quad (9), (10)$$

$${}_e\theta_{Ur} = \frac{e\delta_{Ur1} - e\delta_{Ur2}}{D}, \quad {}_e\theta_{Lr} = \frac{e\delta_{Lr1} - e\delta_{Lr2}}{D} \quad (11), (12)$$

$${}_cN_l = \left(\frac{c\varepsilon_{3A} + c\varepsilon_{3B}}{4} + \frac{c\varepsilon_{3A} + c\varepsilon_{3B}}{4} \right) \cdot E \cdot {}_cA \quad (13)$$

$${}_cN_r = \left(\frac{c\varepsilon_{3C} + c\varepsilon_{3D}}{4} + \frac{c\varepsilon_{4C} + c\varepsilon_{4D}}{4} \right) \cdot E \cdot {}_cA \quad (14)$$

$$d_{c-Ul} = \frac{{}_jM_{Ul} - \sum d_l \cdot T_i}{{}_cN_l - \sum T_i}, \quad d_{c-Ll} = \frac{{}_jM_{Ll} - \sum d_l \cdot T_i}{{}_cN_l - \sum T_i} \quad (15), (16)$$

$$d_{c-Ur} = \frac{{}_jM_{Ur} - \sum d_l \cdot T_i}{{}_cN_r - \sum T_i}, \quad d_{c-Lr} = \frac{{}_jM_{Lr} - \sum d_l \cdot T_i}{{}_cN_r - \sum T_i} \quad (17), (18)$$

ここに、 M_{1-4} :各断面位置の曲げモーメント (図4参照)、 h_m :ひずみ度計測間高さ (図4参照)、 h_U 、 h_L :ひずみ度計測位置から各接合部までの距離 (図4参照)、 ${}_e\delta_i$:各エンドプレートの離間変位、 D :変位計測間距離、 ${}_c\varepsilon_i$:各柱ひずみ度 (図3参照)、 E :ヤング係数 (=205,000N/mm²)、 ${}_cA$:柱断面積、 $\sum d_l \cdot T_i$:柱断面図心からボルト軸心までの距離と各接合部ボルト軸力を乗じたものの総和、 $\sum T_i$:各接合部ボルト軸力の総和である。尚、曲げモーメントは時計回りを正 (+)、柱軸力は引張軸力を正 (+) とする。

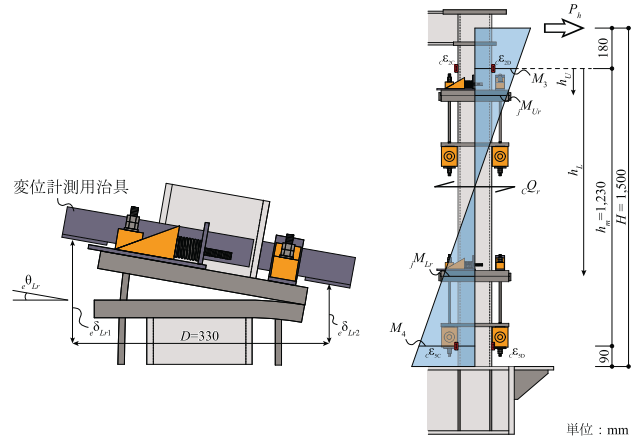


図4 計測値整理方法

3. 復元力特性モデルの評価方法

本章では、接合部要素と架構の抵抗機構を考慮して各復元力特性モデルの評価を行う。

3.1 仮定

楔デバイス付柱継手を適用した本試験体を評価するためにあたって用いる仮定を以下に示す。

- 1) 楔デバイスの機能により、原点立上り型復元力特性を示す (図5)。
- 2) 降伏要素をボルトに限定し、引張側アンカーボルトが降伏軸力 T_y に達した時点を接合部の降伏と見なす。
- 3) 接触反力の合力作用位置 (圧縮合力点位置) は、柱フェイス位置から変動しないものとする。
- 4) エンドプレート等の弾性変形を考慮した低減係数 R を導入する。
- 5) 基礎梁は柱の曲げ剛性に対して十分な曲げ剛性を有しているの見なし、基礎梁の変形は無視する。
- 6) 弾性域荷重における左右側柱のせん断力分担率は等しいものとする。
- 7) 柱の反曲点高さは、基礎梁上面から 800mm の位置とする。これは、接合部要素を回転ばねとして評価した静的解析により得られた値であり、実験結果と概ね整合している。
- 8) 梁のせん断力に起因した変動軸力を考慮して剛性、耐

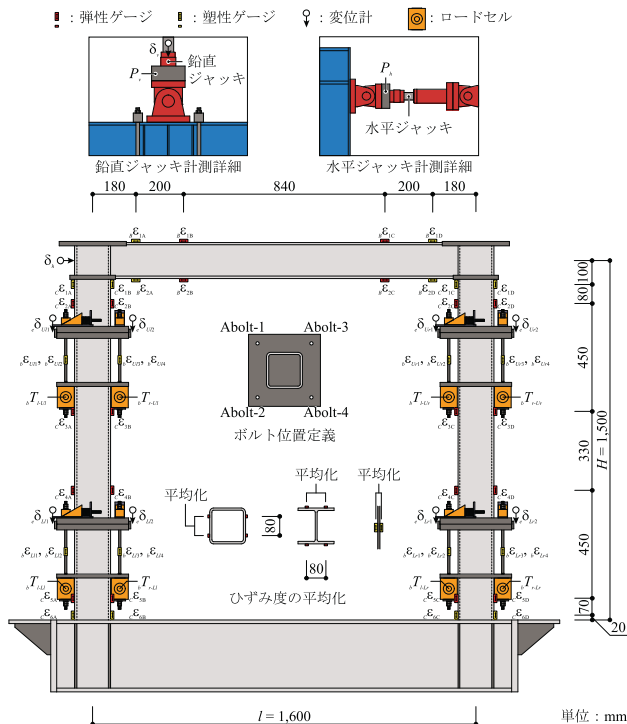


図3 計測位置

力を評価する。尚、軸力比 $n=0.1, 0.2$ の有軸力下では、一定軸力により接合部には付加曲げ耐力が生じる。その際、梁の変動軸力により左右の柱で回転離間の時期がずれ架構全体の剛性分岐が増えるが複雑な復元力特性モデルとなることを防ぐため無視する。

- 9) 軸力比 $n=0.1, 0.2$ では、 $P-\Delta$ 効果による負勾配を考慮して復元力特性モデルの評価を行う。
- 10) ボルトの材料特性は、完全弾塑性体モデルとする。
- 11) ボルト初期軸力を導入することによるエンドプレート回転離間耐力の増大は無視する。

3.2 接合部耐力

図6に抵抗機構を、図7に接合部要素の復元力特性を、それぞれ、示す。

耐力評価は、露出柱脚と類似の抵抗機構を示すことから、接合部降伏曲げ耐力 ${}_jM_Y$ を、次式により算出する。

$${}_jM_Y = n \cdot \sigma_Y \cdot {}_bA \cdot (d_c + d_t) \tag{19}$$

本接合部は梁のせん断力に伴う変動軸力により正負で降伏の時期がずれる。従って、柱変動軸力による付加曲げ耐力 M_{An} を、次式により算出する。尚、本試験体においては (21) 式で評価できる。

$$M_{An} = -{}_cN_{An} \cdot d_c \tag{20}$$

$$= \frac{4 \cdot {}_jM_Y \cdot (H-h)}{(H-h_B-h_T) \cdot l} \cdot d_c \tag{21}$$

ここに、 n : 引張ボルト本数、 σ_Y : ボルト降伏応力度、 ${}_bA$: ボルト軸断面積、 d_c : 柱断面図心から圧縮合力点位置までの距離 (=75mm)、 d_t : 柱断面図心からボルト軸心ま

での距離 (=112.5mm)、 ${}_cN_{An}$: 柱の変動軸力、 H : 柱高さ、 h : 柱の反曲点高さ、 h_B : 基礎梁上面から下部接合部までの高さ、 h_T : 梁図心から上部接合部までの高さ、 l : 梁長さである。

3.3 弾性回転剛性、柱変動軸力による回転剛性

弾性回転剛性 ${}_jK$ 、柱変動軸力による回転剛性 K_{An} を、次式により算出する。

$${}_jK = \frac{n \cdot {}_bA \cdot E \cdot (d_c + d_t)^2}{R \cdot {}_b l} \tag{22}$$

$$K_{An} = \frac{M_{An}}{{}_e\theta_Y} = \frac{4 \cdot (H-h) \cdot d_c}{(H-h_B-h_T) \cdot l} \cdot {}_jK \tag{23}$$

ここに、 R : エンドプレート等の弾性変形を考慮した低減係数 ($R=2^{14}$)、 ${}_b l$: ボルト有効長さ、 ${}_e\theta_Y$: 接合部降伏曲げ耐力時のエンドプレート回転角である。

尚、前述した通り、本接合部は変動軸力により降伏の時期がずれる。そのため、引張変動軸力を受ける接合部は圧縮変動軸力を受ける柱より先行降伏し、部分崩壊機構形成時には左右の柱で曲げ応力差が生じることが想定できる。従って、曲げ応力差によって引張変動軸力を受ける接合部は、曲げ応力は一定で引張軸力のみが増大することとなる。その時の負の剛性は (23) 式により評価できる。

3.4 架構の降伏層せん断力

図8に架構全体の復元力特性モデルを示す。

本柱継手を適用した架構の降伏層せん断力は各接合部の降伏曲げ耐力で評価する。そのため、梁のせん断力に起因した変動軸力や各接合部の存在曲げ応力の差異によって塑性ヒンジ生成時期がずれ、剛性分岐しながら降伏に達すると想定できる。本試験体では、仮定した柱の反曲点高さから接合部までの距離が上下の接合部で等しいため、各接合部の存在曲げ応力の大きさは等しいものとし、変動軸力のみを考慮して架構の層せん断力を評価する。1次降伏層せん断力 Q_{YI} 、2次降伏層せん断力 Q_{YII} を、次式により算出する。

$$Q_{YI} = \frac{4 \cdot ({}_jM_Y - M_{An})}{H - h_B - h_T} \tag{24}$$

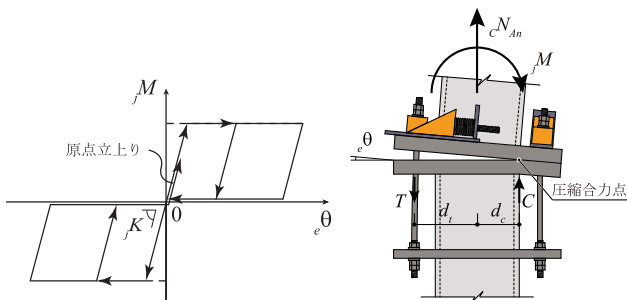


図5 原点立上り型復元力特性

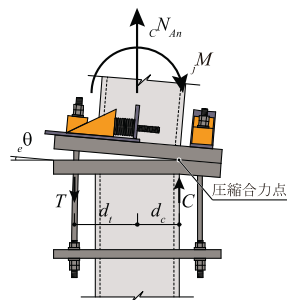


図6 抵抗機構

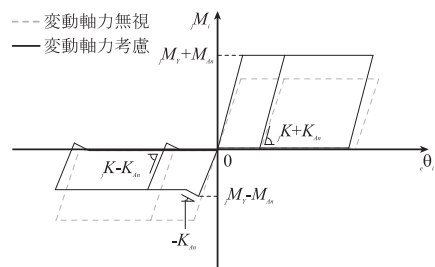
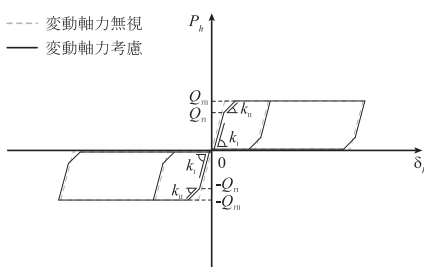
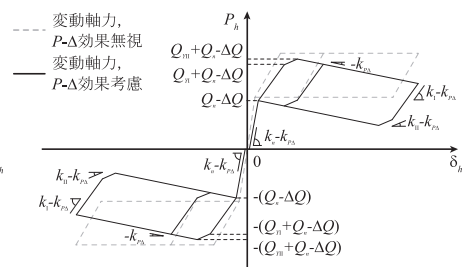


図7 接合部要素の復元力特性モデル (無軸力下)



(a) 無軸力下



(b) 有軸力下

図8 架構全体の復元力特性モデル

$$Q_{III} = \frac{4 \cdot j \cdot M_{Uj}}{H - h_B - h_T} \quad (25)$$

3.5 架構の剛性

図9に架構全体の剛性評価を示す。

架構の剛性は、柱・梁の弾性変形と各接合部の回転による変形を考慮して導出する。また、3.4節と同様に変動軸力による影響のみを考慮する。1次剛性 k_I 、2次剛性 k_{II} を、次式により算出する。

$$k_I = \frac{1}{\frac{h^3 + (H-h)^3}{3 \cdot E \cdot cI} + \frac{l \cdot (H-h)^2}{6 \cdot E \cdot B I} + \frac{(h-h_B) \cdot (H-h_B) - (H-h-h_T) \cdot h_T}{jK - K_{An}}} \quad (26)$$

$$k_{II} = \frac{1}{\frac{h^3 + (H-h)^3}{3 \cdot E \cdot cI} + \frac{l \cdot (H-h)^2}{6 \cdot E \cdot B I} + \frac{(h-h_B) \cdot (H-h_B) - (H-h-h_T) \cdot h_T}{jK + K_{An}}} \quad (27)$$

$$k_I = k_i + k_{ii} \quad (28)$$

$$k_{II} = k_{ii} \quad (29)$$

ここに、 k_i :引張変動軸力を考慮した1/2モデルの剛性、 k_{ii} :圧縮変動軸力を考慮した1/2モデルの剛性、 cI :柱の断面二次モーメント、 $B I$:梁の断面二次モーメントである。

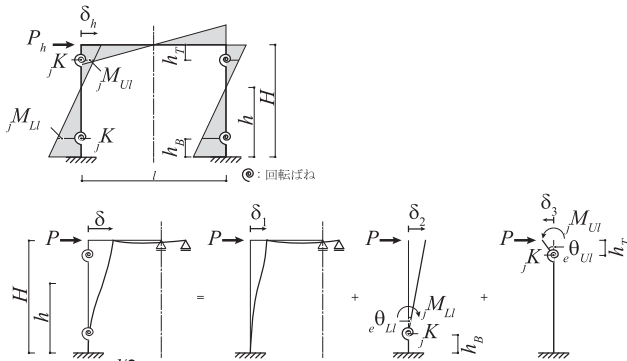


図9 架構全体の剛性評価 (1/2モデル)

3.6 有軸力下における架構の耐力及び剛性

有軸力下では、接合部は柱軸力と柱軸力作用線から圧縮合力点位置までの距離に起因した離間耐力を有する。そのため、接合部が回転離間するまでは柱・梁の変形による剛性で架構は抵抗する。柱軸力による付加曲げ耐力 M_n 、付加曲げ抵抗時の層せん断力 Q_n 、付加曲げ抵抗時の架構の剛性 k_{III} を、次式により算出する。

$$M_n = -c N \cdot d_c \quad (30)$$

$$Q_n = \frac{4 \cdot M_n}{H - h_B - h_T} \quad (31)$$

$$k_{III} = \frac{2}{\frac{h^3 + (H-h)^3}{3 \cdot E \cdot cI} + \frac{l \cdot (H-h)^2}{6 \cdot E \cdot B I}} \quad (32)$$

ここに、 cN :柱軸力である。

3.7 P-Δ効果による見かけの剛性低下

図10に本柱継手を適用した架構の変形を示す。

P-Δ効果による見かけの剛性低下 $k_{P\Delta}$ 、P-Δ効果に起因した付加せん断力 ΔQ を、次式により算出する。

$$k_{P\Delta} = \frac{-P_v}{H - h_B - h_T} \quad (33)$$

$$\Delta Q = k_{P\Delta} \cdot \delta_h \quad (34)$$

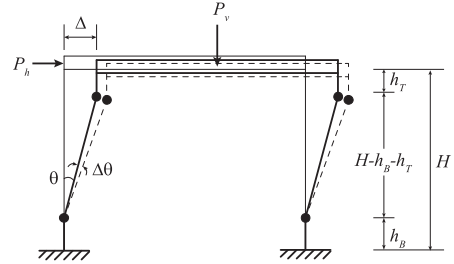


図10 本柱継手を適用した架構の変形

4. 実験結果及び考察

本章では、先ず、無軸力下における復元力特性について考察し基本的な履歴性状について明らかにする。次に、無軸力下の復元力特性と有軸力下の復元力特性を比較し、履歴性状の差異について述べる。

無軸力下の実験結果として、図11に各接合部曲げモーメント jM_f 各エンドプレート回転角 θ_i 関係を、図12に各接合部の圧縮合力点位置 $d_{c,r}$ 各エンドプレート回転角 θ_i 関係を、図13に各接合部のボルト軸力 T_i 各エンドプレート回転角 θ_i 関係を、図14に各柱せん断力 cQ_f 層間変形角 r 関係を、図15に各柱軸力 cN_f 層間変形角 r 関係を、図16に水平荷重 P_h 層間変形角 r 関係を、それぞれ、示す。尚、図11には、復元力特性モデル及び実験結果から得られた圧縮合力点位置、ボルトひずみ硬化により増加したボルト応力度、変動軸力による耐力増加を考慮して算出した最大耐力線を併せて示している。また、右縦軸には架構の保有水平耐力から求めた設計用継手耐力で無次元化した値を示している。図12には、1/30rad-1サイクル目の圧縮合力点位置を示し、梁のせん断力に伴う引張軸力作用時には接合部が浮上り、圧縮合力点が存在しないため圧縮軸力作用時のみを示す。図16には、復元力特性モデル及び実験結果から得られた圧縮合力点位置、ボルトひずみ効果により増加したボルト応力度を用いて算出した最大耐力線(計算値)を併せて示している。また、右縦軸には架構の保有水平耐力で無次元化した値を、上横軸には水平変位を示す。

有軸力下の実験結果として、図18に水平荷重 P_h 層間変形角 r 関係を示す。尚、図18には、復元力特性モデル及び実験結果から得られた圧縮合力点位置、ボルトひずみ

効果により増加したボルト応力度を用いて算出した最大耐力線（計算値）を併せて示している。また、右縦軸には架構の保有水平耐力で無次元化した値を、上横軸には水平変位を示す。

4.1 無軸力下における復元力特性(P_h-r 関係, jM_i-r, θ_i 関係)

本節では、まず、接合部の復元力特性について考察し、次に、架構全体の復元力特性について考察する。

接合部の復元力特性は、図11より、弾塑性域の繰返し載荷下においても原点近傍から抵抗を開始し、原点上立り型復元力特性を示していることがわかる。また、除荷時は原点を通過し残留変形低減性能を有している。実験値と復元力特性モデルを比較すると、弾性回転剛性は若干小さいことがわかる。特に、右下接合部においては正載荷時において抵抗が遅れている（図11 (d) 中*i*)。接合部降伏曲げ耐力は梁のせん断力に伴う変動軸力の影響により、(21)式で評価した通り正負で耐力差が生じモデルと概ね対応しているが、負載荷時の左上及び右下接合部で若干小さいことがわかる（図11 (a), (d) 中*j*)。また、降伏後の傾向は、圧縮変動軸力を受けるサイクルは耐力が増加し続け、引張変動軸力を受けるサイクルは耐力が一定もしくは減少し続けていることがわかる。

まず、弾性回転剛性が若干小さいのは、エンドプレート初期回転時 ($\theta_i = -0.02 \sim 0.02 \text{ rad}$) において、各接合部の圧縮合力点位置が仮定した柱フェイス位置より柱図心方向に

存在しているためである（図12）。この現象は、エンドプレートが溶接の影響で面外曲げ変形を生じ、試験体セットアップ時に柱図心近傍で接合部が接触しているためである（図17 (a)）。特に、右下接合部は面外曲げが大きく、圧縮合力点位置が $\theta_{Lr} = 0.005 \text{ rad}$ 程度まで柱図心近傍に留まり（図12 (d)）、抵抗が遅れている（図11 (d) 中*i*)。尚、圧縮合力点位置が柱フェイス位置近傍まで推移した除荷時には、剛性は良好に対応する。

次に、負載荷時の左上及び右下接合部で降伏曲げ耐力が若干小さいのは、左右の面外曲げが一樣でなく試験体セットアップ時の接触位置が柱図心からずれているためである（図17 (b)）。このため正負の載荷でモーメントアームが異なり、負載荷時の左下及び右下接合部では降伏曲げ耐力が小さくなったといえる。尚、逆の正載荷時には他の接合部に比べ耐力が増加している。

最後に、降伏後の圧縮変動軸力作用時には耐力が増加し続けていることについては、圧縮合力点位置の推移、ボルトのひずみ硬化が1次的な原因となっている。図12より、圧縮合力点位置はエンドプレート回転角の増加に伴ってエンドプレート端部方向へ推移し続けていることがわかる。また、図13より1/50rad-1サイクル目以降にボルトのひずみ硬化が開始していることが確認できる。これらの影響で接合部耐力が増加し、結果として圧縮変動軸力を受ける柱のせん断力が増加する（図14）。

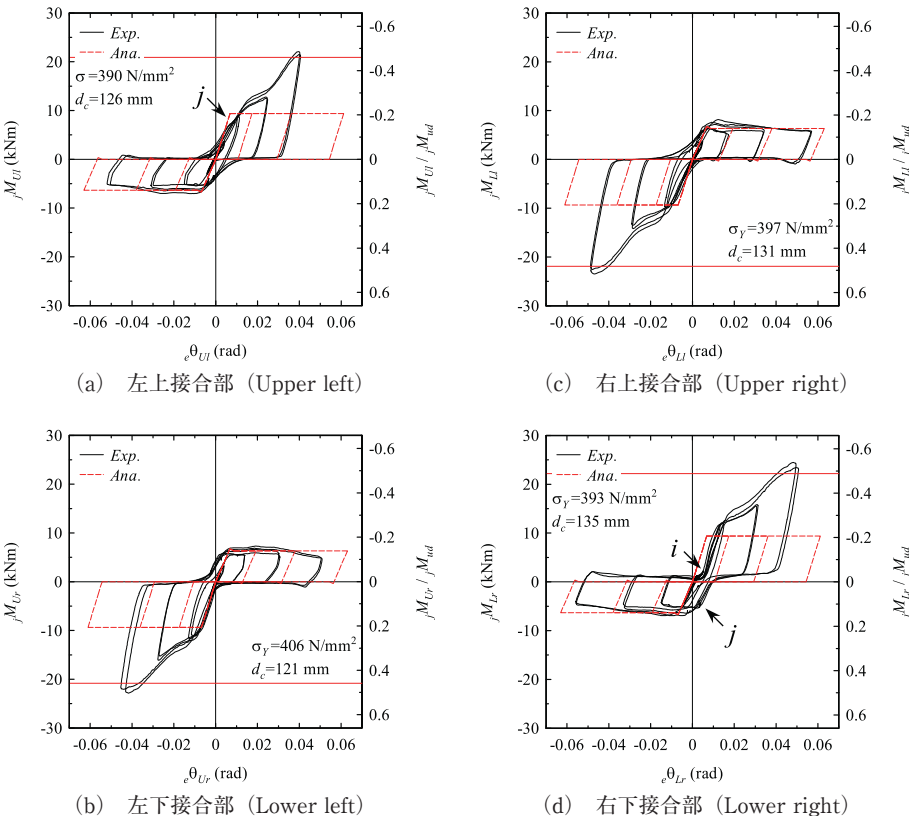


図11 jM_i-r, θ_i 関係

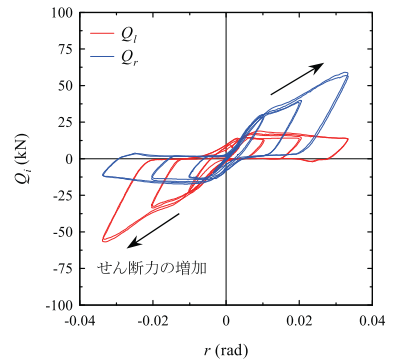


図14 Q_i-r 関係

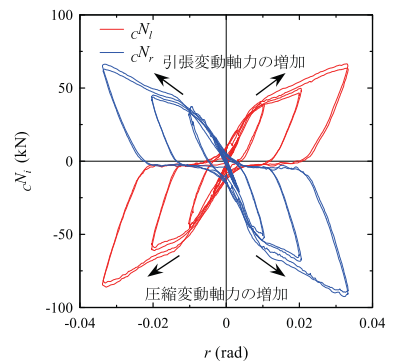


図15 cN_i-r 関係

楔デバイス付柱継手を用いた部分崩壊型架構の二軸荷重実験

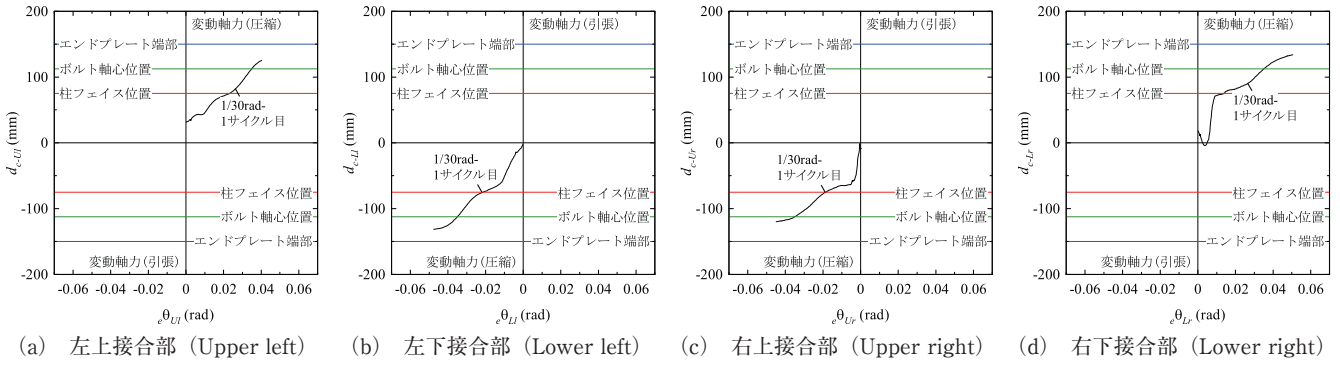


図 12 d_{c-i} - θ_i 関係

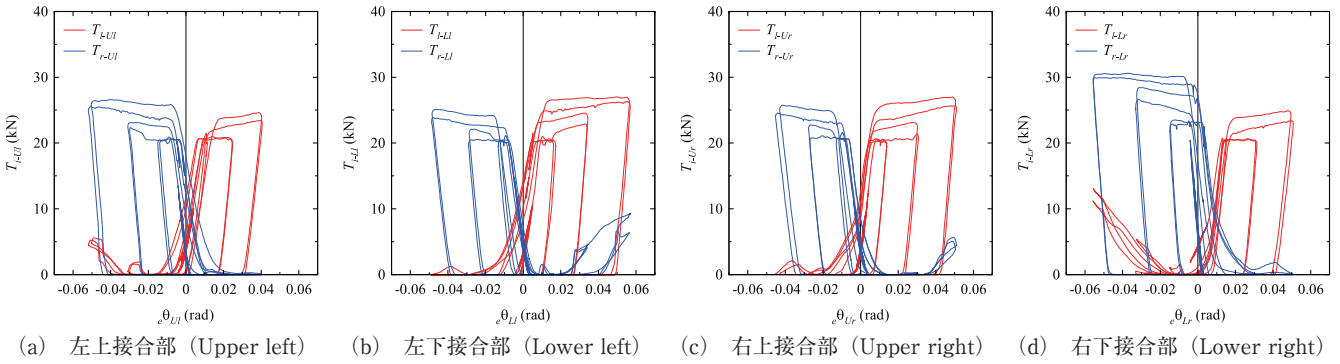


図 13 T_{r-i} - θ_i 関係

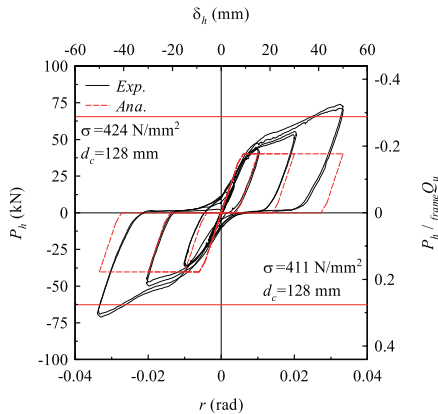


図 16 P_h - r 関係

更に、前述のように接合部耐力が増加することで、柱梁接合部のモーメント量も増加し、結果として梁せん断力に基因したせん断力値が大きくなる。従って、2次的に接合部耐力は増大する。また、引張変動軸力を受ける接合部の耐力が減少するのは、圧縮変動軸力を受ける柱のせん断力の増加により、当接合部の引張変動軸力が増加するためである(図15)。尚、ボルトのひずみ硬化の影響が大きい1/50radのサイクルでは、引張変動軸力による耐力の減少と相殺されてほぼ一定値となっている。

架構全体の復元力特性は、図16より、弾塑性域の繰返し荷重下においても原点近傍から抵抗を開始し、原点立上り型復元力特性を示していることがわかる。また、除荷時は原点を通過し残留変形低減性能を有している。これより、接合部要素の復元力特性が架構全体の復元力特性に寄与し

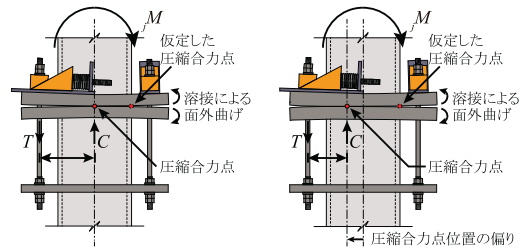
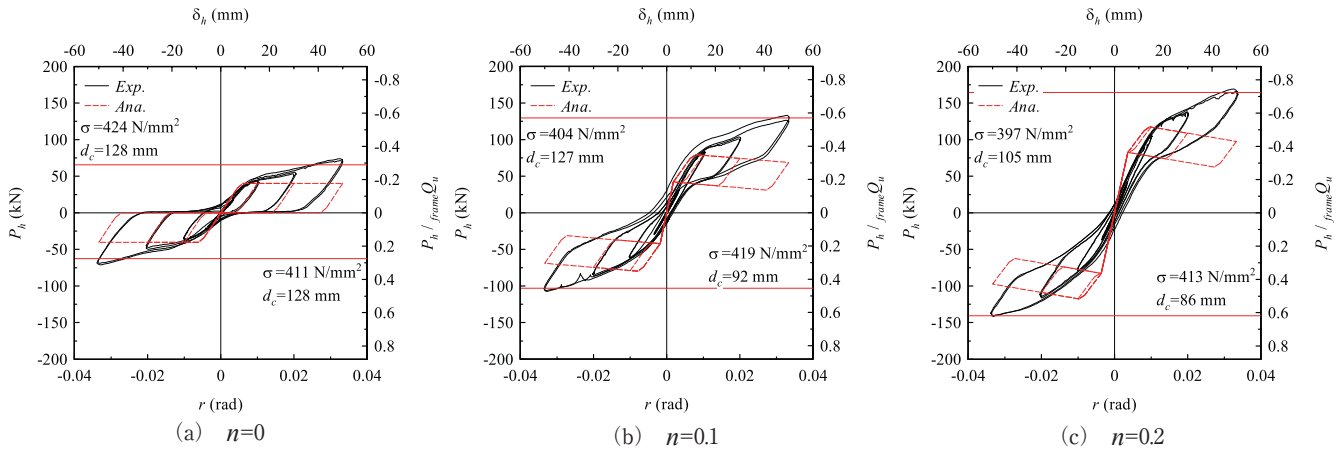


図 17 エンドプレートの面外曲げ

ていることがわかる。実験値と復元力特性モデルを比較すると、荷重剛性が若干小さいことがわかる。また、降伏層せん断力は正荷重時において良好に対応しているが、負荷荷時は降伏層せん断力が若干小さいことがわかる。降伏後の傾向は正負共に耐力が増加している。

荷重剛性が若干小さいことと、負荷荷時に降伏層せん断力が若干小さいのは、前述した接合部の復元力特性の影響である。降伏後に耐力が増加していることは、圧縮合力点位置の推移及びボルトのひずみ硬化に起因しており、最大耐力線と実験結果を比較すると概ね整合している。また、最大層せん断力は架構の保有水平耐力で無次元化した場合0.3程度であり、構造部材の降伏まで余裕があるといえる。尚、柱の変動軸力による各接合部の耐力の増減は(20)式で表されるが、架構全体の復元力特性として見たときには左右の柱でせん断力の増減が相殺され耐力の増加に影響を与えない。すなわち、層としては無軸力下として算定できることがわかる。柱の変動軸力が架構全体の復元力特性も

図 18 P_h - r 関係

デルに与える影響は、塑性ヒンジ生成時期のずれに伴う架構の剛性分岐のみである。

無軸力下における楔デバイス付柱継手を適用した部分崩壊機構を形成する架構の機構と実験結果を要約すると、まず、弾性域荷重下では左右の柱で同等のせん断力を負担する。弾塑性域荷重下では引張変動軸力を受ける柱の接合部が先行して塑性ヒンジを生成し、その後、圧縮変動軸力を受ける柱の接合部が塑性ヒンジを生成する。降伏後は圧縮合力点位置の推移とボルトのひずみ硬化の影響で耐力が増加し続け、繰返し荷重下においても楔デバイスの機能によりスリップ現象を生じず原点立上り型復元力特性を示す。

4.2 有軸力下における復元力特性 (P_h - r 関係)

本節では、軸力比 $n=0\sim 0.2$ の時の架構全体の復元力特性について考察する。

図 18 より、軸力比が増加することに伴い、付加曲げ抵抗時の層せん断力 Q_n が増加し、フラッグ型の復元力特性となっていることがわかる。すなわち、常に原点を指向する復元力特性が得られ、残留変形低減効果を強く期待できる。しかしながら、付加曲げ抵抗時の架構の剛性は復元力特性モデルと比較して小さい。これは、柱フェイス位置と仮定した圧縮合力点位置が柱図心近傍に存在しているためである。そのため、一定軸力を荷重した $n=0.1, 0.2$ において付加曲げ耐力が発現しにくい状態となり、接合部が早期に回転離間し、架構の剛性が小さくなっている。また、降伏後は無軸力下と同様に耐力が増加し、大変形領域下でも増加し続けている。これは、4.1 節で前述した通り、圧縮合力点位置の推移とボルトのひずみ硬化の影響である。この結果から、楔デバイス付柱継手を適用した部分崩壊機構を形成する架構は、軸力比 $n=0.2$ の場合でも P - Δ 効果による負勾配が生じない。

5. 結論

本論文では、楔デバイス付柱継手を用いた部分崩壊型架

構の二軸荷重実験を実施し、基本的な性状について明らかにした。得られた知見を以下に示す。

1. 架構全体の復元力特性は接合要素の復元力特性に影響を受け、原点立上り型復元力特性を示す。除荷時は原点を指向し、残留変形低減性能を有している。
2. 架構全体の剛性はエンドプレートの面外曲げにより若干小さくなる。降伏層せん断力は復元力特性モデルと概ね対応する。
3. 圧縮変動軸力を受けるサイクルの接合部の復元力特性は、降伏後に耐力が増加する。これは、圧縮合力点位置の推移、ボルトのひずみ硬化、それに伴う圧縮変動軸力の増加に起因する。
4. 引張変動軸力を受けるサイクルの接合部の復元力特性は、降伏後に耐力が一定もしくは減少する。これは、ボルトのひずみ硬化と引張変動軸力に起因する。
5. 架構の復元力特性は、部分崩壊機構形成後に、圧縮合力点位置の推移とボルトのひずみ硬化により耐力が増加し続ける。そのため、軸力比 $n=0.2$ の場合であっても P - Δ 効果による負勾配は生じない。

謝 辞

本研究で使用したボルトの転造加工は株式会社山陽ネジ製作所にして頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会：兵庫県南部地震における鋼構造物の被害と教訓，1996.7.
- 2) 河野昭雄：柱脚のスリップ型復元力特性を活用する鋼ラーメン骨組の地震時残留変位の低減法，鋼構造論文集，第13巻，第49号，pp73-82，2006.3.
- 3) 中島正愛，吹田啓一郎，池永昌容，松宮智央，倉田真

- 宏：セルフセンタリング導入による鋼構造骨組の残留変形低減効果，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，構造Ⅲ，pp.765-766，2004.8.
- 4) 池永昌容，長江拓也，中島正愛，吹田啓一郎：ダンパー付きセルフセンタリング柱脚の開発と大変形下の挙動，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，構造Ⅲ，pp.643-644，2005.9.
- 5) 池永昌容，長江拓也，中島正愛，吹田啓一郎：残留変形低減をめざしたセルフセンタリング柱脚の開発と載荷実験，日本建築学会構造系論文集，第612号，pp.223-230，2007.2.
- 6) Takao TAKAMATSU, Hiroyuki TAMAI：Non-slip-type restoring force characteristics of exposed-type column base, Journal of Constructional Steel Reserch, Vol.61, pp.942-961, 2005.
- 7) 高松隆夫，玉井宏章，山西央朗：ノンスリップ型鉄骨露出柱脚の復元力特性モデル，構造工学論文集，Vol. 51 B, pp.293-302，2005.4.
- 8) 山西央朗，高松隆夫，玉井宏章，松尾彰：アンカーボルトを多数配列したノンスリップ型露出柱脚の復元力特性－無軸力下の場合のセルフセンタリング性能，日本建築学会構造系論文集，第621号，pp.155-162，2007.11.
- 9) 澤田樹一郎，高松隆夫，玉井宏章，松尾彰，山西央朗：地震応答解析によるノンスリップ型露出柱脚付鋼構造骨組のセルフセンタリング性能と累積損傷応答評価，日本建築学会構造系論文集，第73巻，第629号，pp.1151-1157，2008.7.
- 10) 景山朋定，高松隆夫，玉井宏章，山西央朗，國井翔平，岩瀬貴信：楔デバイスを用いたセルフセンタリング鉄骨架構の耐震性能に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第80巻，第718号，pp.1941-1950，2015.12.
- 11) 國井翔平，高松隆夫，玉井宏章，山西央朗，岩瀬貴信：楔デバイスを用いた部分崩壊機構を形成する構造物の耐震性能～その1 解析概要～，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，構造Ⅲ，CD-ROM 論文番号-22598，2016.8.
- 12) 岩瀬貴信，高松隆夫，玉井宏章，山西央朗，國井翔平：楔デバイスを用いた部分崩壊機構を形成する構造物の耐震性能～その2 解析結果～，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，構造Ⅲ，CD-ROM 論文番号-22599，2016.8.
- 13) 社団法人日本鋼構造協会：建築構造用アンカーボルトを用いた露出柱脚設計施工指針・同解説，2009.10.
- 14) 秋山宏：鉄骨柱脚の耐震設計，技報堂出版，1985.3.

