

弱パネル型柱梁接合部のノンコンプレッション方杖補強に関する研究

高松 隆夫*・玉井 宏章*・弘永 佑太**・三好 行則**

(平成21年10月31日受理)

A study on rehabiritation of weak-panel-type beam-to-column connection by means of non-compression knee-breace

Takao TAKAMATSU, Hiroyuki TAMAI, Yuuta HIRONAGA and Yukinori MIYOSHI

(Received Oct. 31, 2009)

Abstract

Weak-panel-type beam-to-column connections exist in steel structures with H-shaped columns. These connections possess good energy absorption capability, but the structures with them show less strength and larger residual deformation after an earthquake than strong-panel-type ones. Therefore, authors propose rehabilitation of the connections by use of non-compression knee-braces, and experimental study on the technique is carried out to verify more strength of the connections.

Key Words: beam-to-column connection, restoring force characteristics, rehabilitation by means of non-compression knee-brace, loading test.

1. はじめに

柱梁接合部において、柱にH形鋼を用いた場合、強軸方向では、弱パネル型柱梁接合部となる可能性がある。一般的に、柱梁接合部は、柱または梁に塑性ヒンジを設ける保有耐力接合(強パネル型)で設計される。弱パネル型は、エネルギー吸収効率は良いとされているが、地震後の残留変形を補修する工法が確立されておらず、現在ではパネルを塑性化させる設計はほとんど行われていない。

また、1981年施行の新耐震設計以前の鋼構造には、強パネル型柱梁接合部として設計されたものでも、パネルが先行降伏して、設計で期待する耐力が得られない場合があり、このような構造物を簡便に補強する工法が必要である。

柱梁接合部の耐震補強工法としては、地震時において鋼構造の梁端における下フランジ接合部近傍に亀裂が生じるといふ震害を軽減するため、座屈拘束ブレースを方杖として梁下に設置する補強工法が提案され、その有用性が示さ

れている¹⁾⁻²⁾。

一方、著者等は、楔デバイスを用いたノンコンプレッションブレースを提案している³⁾⁻⁴⁾。このブレースの利点は、圧縮変形時にブレースに圧縮力を作用させないために座屈現象が生じないことと、楔デバイスの機能によりスリップ現象が生じないことである。また、引張力にのみ抵抗するので、剛性・耐力の評価が容易で、エネルギー吸収量も楔貫入量で評価できるため、性能設計に適したブレースである。

これまでに、このブレースを方杖に適用したノンコンプレッション方杖⁵⁾⁻⁶⁾(以後、NC方杖と呼ぶ)を提案し、載荷実験を行っている。

本研究では、強パネル型以上の保有水平耐力を確保することを目的にNC方杖付弱パネル型柱梁接合部試験体の載荷実験を行い、方杖を設置することによる架構の補強効果の評価方法、およびパネル保護効果について検討を行う。

* 広島工業大学工学部建築工学科

** 広島工業大学大学院工学系研究科建設工学専攻

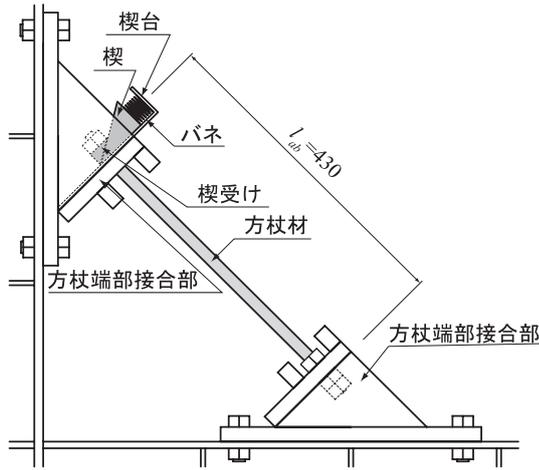
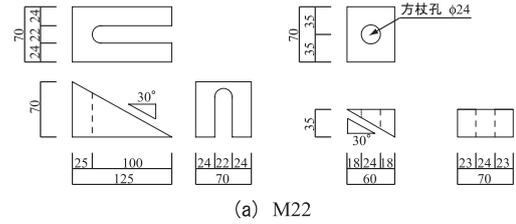
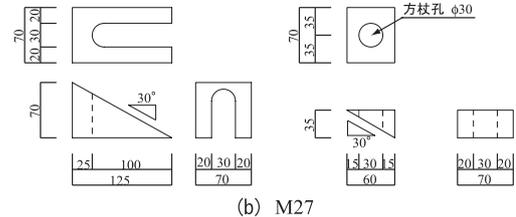


図1 NC方杖



(a) M22



(b) M27

図2 楔デバイス

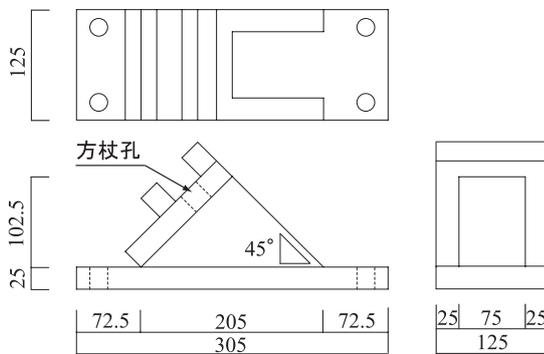


図3 方杖端部接合部



図4 方杖材

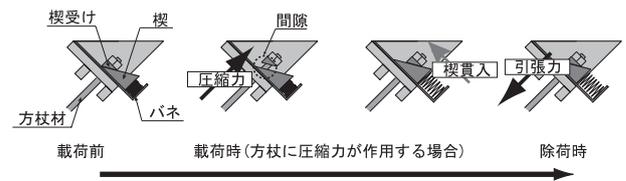


図5 作動概念

2. ノンコンプレッション方杖

2.1 構成

図1にNC方杖を、図2に楔デバイスを、図3に方杖端部接合部を、図4に方杖材を、それぞれ、示す。

ノンコンプレッション方杖は、楔、楔受け、楔台、バネ、方杖材及び方杖端部接合部から構成されている。また、方杖材には転造ねじアンカーボルトを使用する。

両端にネジがついた方杖材の一端は、方杖端部接合部にピン接合されている。もう一端は、楔、楔受けを介して方杖端部接合部に接合されており、方杖材に圧縮力が作用すると楔と楔受けが離間し、ローラー支持となる。

楔および楔受けは摩擦係数を増大させることを目的に発錆処理を施している。楔の後方には、楔が滑らかに貫入するようにバネが設置されている。

2.2 作動概念

図5に楔デバイスの作動概念を示す。

地震力が作用して、方杖に引張力が作用する場合、方杖材は効率よく抵抗し、方杖材が塑性伸びして地震入力エネルギーを吸収する。圧縮力が作用する場合、方杖端部が離

間することによって方杖には圧縮力が作用しない。よって、座屈は生じない。また、方杖端部が離間することによって生じた間隙には、楔後方に取付けられたバネの復元力により、楔が貫入する。よって、方杖に緩みは生じさせず、引張方向の変形が作用するとすぐに抵抗する。

3. 実験概要

試験体には、中柱タイプを想定した十字型部分架構試験体を用い、実験変数をパネル耐力比とNC方杖の有無とする。また、比較のために強パネル型の試験体も使用する。

3.1 試験体

図6に試験体を、図7にパネル部詳細を、表1に素材特性を、それぞれ、示す。

試験体は、弱パネル型(パネル耐力比0.3, 0.7)となる無補強試験体とNC方杖を取付けた補強試験体、強パネル型(パネル耐力比1.2)となる計5種類の試験体を用意した。

無補強試験体は、柱にH-200x200x8x12、梁にH-250x125x6x9を使用しており、梁フランジと柱は完全溶込み溶接接合、梁ウェブと柱は隅肉溶接接合されている。また、梁端部には脆性破断が生じないように改良型のスカラップ

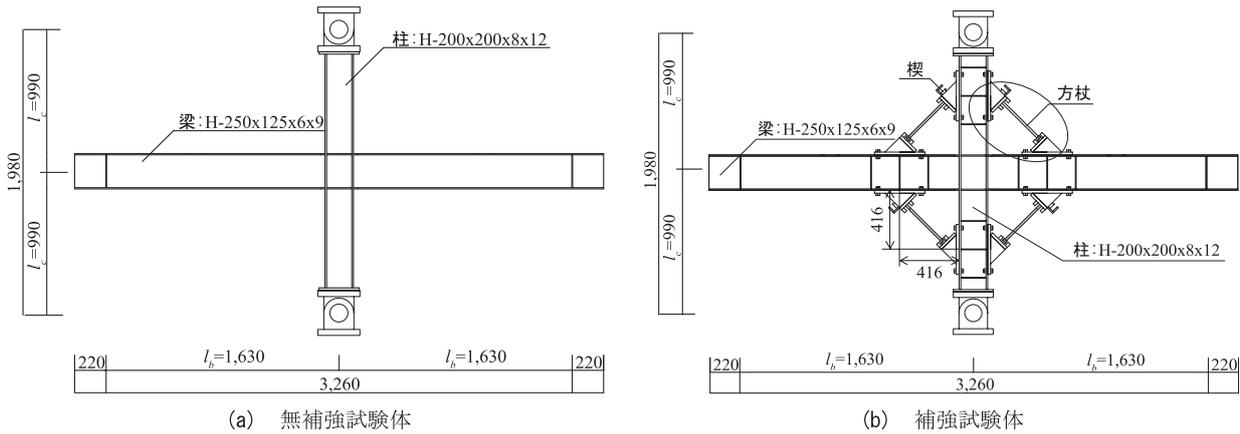


図6 試験体

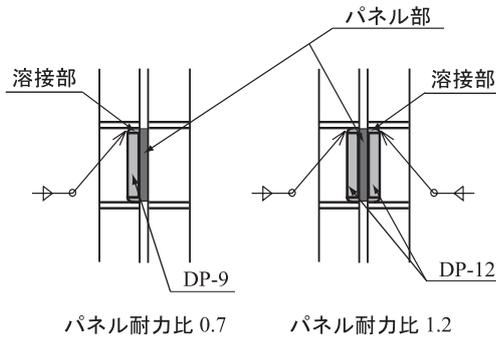


図7 パネル部詳細

を設けている。柱は梁が全塑性モーメントに達した場合においても降伏しないように設計した。

補強試験体は、試験体の4隅角部に柱と梁の図心から偏心しないようにNC方杖を取付けている。方杖端部接合部は高力ボルト接合とした。文献6)より、方杖の設置角度は45°とした。方杖を設置することで強パネル型以上の耐力となるように方杖径を設計した。このため、パネル耐力比0.3の試験体はM27を、パネル耐力比0.7の試験体にはM22を用いる。方杖有効長さは、ナット間距離となるため430mmとする。方杖材には初期張力として降伏軸力の50%の軸力を与えている。これは、初期荷重時において、楔が貫入することによる弾性剛性の変化を防ぐためである。また、NC方杖が設置される柱及び梁の位置にはスチフナを溶接接合している。これは、NC方杖に作用する引張力によるフランジの面外変形を防止するために設けている。

パネル耐力比 ($= {}_pQ_p / {}_bQ_p$) を調整するため、ダブルプレートを用いた。パネル耐力比0.7とするためにPL-9x220x150のダブルプレートをパネル部の片側に1枚、パネル耐力比1.2とするためにPL-12x220x150のダブルプレートをパネル部を挟み込むように2枚、全周隅肉溶接接合されている。また、のど厚がダブルプレート厚となるように溶接されている。ここに、 ${}_pQ_p$ はパネル部が全塑

性モーメントに達した時のせん断力を、 ${}_bQ_p$ は梁が全塑性モーメントに達した時のせん断力を示している。

鋼材種は、どの部材においてもSS400材を使用した。また、方杖材にはABR400材を使用した。

3.2 荷重装置

図8に荷重装置を示す。

梁端部に取付けた油圧ジャッキにより荷重する。尚、地震外力を想定しているため、左右のジャッキの荷重方向は逆方向となるように作用させる。柱上部をピン支持、柱下部をピンローラー支持とし、鉛直方向に自由に移動することができるため、柱に軸力は作用しない。ローラー部分においては、挟み込んでいる横架材との間にテフロンシートを配置し、移動しやすくしている。また、荷重点付近にボールベアリングを設置し、両側から鋼板で挟み込むことによって梁の横振れを防止している。

3.3 荷重方法

荷重方法は、柱に軸力のかからない正負交番漸増繰返し逆対称曲げ荷重を行う。梁先端の鉛直変位による層間変形角 θ で変位制御する。荷重サイクルは、1/400, 1/200, 1/100, 1/50radまでとし、各振幅レベルで2サイクルづつ行う。また、補強試験体は楔貫入限界のため、1/100radまでとする。

3.4 計測方法

図9に計測点位置を示す。

ジャッキ先端にあるロードセルから荷重 P を計測する。また、梁先端に取付けた変位計より、鉛直変位 δ を計測する。

柱にかかるせん断力 Q 、層間変形角 θ 、およびパネルのせん断変形角 ${}_p\gamma$ は、計測諸量より以下の式から求められる。

$$Q = P \frac{l_b}{l_c}, \quad \theta = \frac{\delta}{l_b} \dots\dots\dots (1, 2)$$

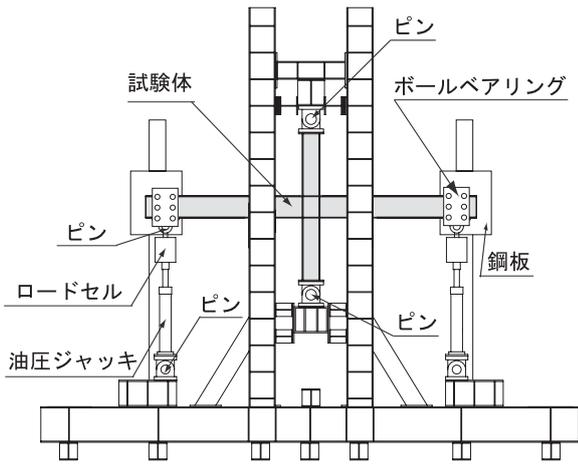
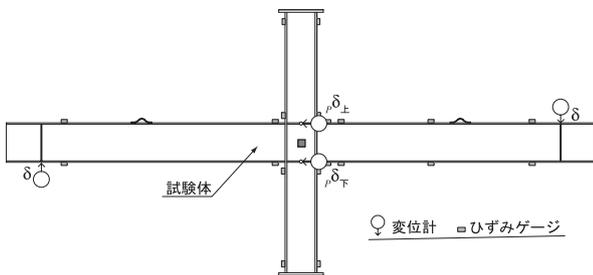
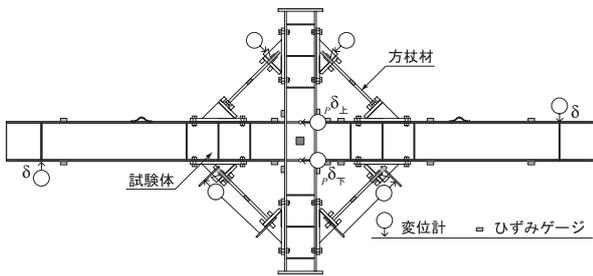


図8 荷重装置



(a) 無補強試験体



(b) 補強試験体

図9 計測点位置

$${}_p\gamma = \frac{({}_p\delta_{上} - {}_p\delta_{下})}{d_b} - \frac{Q \cdot l_c^2}{3 \cdot E \cdot I_c} \dots (3)$$

ここに、 P :ロードセルより計測した荷重、 δ :梁先端変位計より計測した鉛直変位の平均を、 ${}_p\delta_{上}$ 及び ${}_p\delta_{下}$:パネル部上下の変位計より計測した変位、 E :ヤング係数、 I_c :柱の断面2次モーメント、 l_b :スパン長の半分、 l_c :階高の半分、 d_b :梁フランジ中心間距離である。

4. 復元力特性モデルの算定

図10に解析モデルと曲げモーメント分布を、図11に補強試験体の仮想仕事法で使用する解析モデルと曲げモーメント分布を、それぞれ、示す。

無補強試験体は、柱上部をピン支持、柱下部をピンローラー支持とすることから、静定構造物となる。

補強試験体の解析モデルは、内的不静定構造物となるこ

表1 素材特性

	E (kN/mm ²)	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	σ_y/σ_u (%)	ϵ_u (%)
梁フランジ	205	318.7	445.6	72	27.42
梁ウェブ	205	319.6	414.9	77	33.92
柱フランジ	205	308.8	421.6	73	25.06
柱ウェブ	205	318.5	418.7	76	24.59
ダブルプレート PL-9	205	309.8	429.5	72	27.71
ダブルプレート PL-12	205	278.3	424.2	66	27.74
方杖材 M22	205	307.5	461.2	67	17.73
方杖材 M27	205	282.2	437.7	64	19.57

E : ヤング係数 σ_y : 降伏応力度 σ_u : 引張強さ σ_y/σ_u : 降伏比 ϵ_u : 伸び

とから、仮想仕事法を用いて不静定軸力を算出する。

4.1 仮定

復元力特性モデルは、以下の仮定を用いて導出する。

- ・NC方杖は、引張方向の変形に対して抵抗する。
- ・方杖端部接合部は、剛体とする。
- ・柱梁接合部と方杖の履歴モデルは、完全弾塑性モデルを採用する。
- ・方杖設置間距離は、柱梁軸線の交点から方杖軸線と梁または柱軸線が交わる交点までとする。

4.2 方杖降伏時のせん断力

方杖が降伏する時のせん断力 Q_y は、以下の式から求められる。

$$Q_y = \frac{A \cdot k \cdot \sigma_y \cdot l_b}{\alpha \cdot l_c} \dots (4)$$

ここに、 α :仮想仕事法により求めた係数 ($= -\delta_{10}/\delta_{11}$)、 A :方杖材の断面積、 $k\sigma_y$:方杖材の降伏応力度である。

また、 α は以下の式で表される。

$$\alpha = -\frac{\delta_{10}}{\delta_{11}} = \frac{\frac{l^2}{6\sqrt{2}EI_b}(3l_b - l) + \frac{l^2}{6\sqrt{2}EI_c}(3l_c - \frac{l_b}{l}l')}{\frac{l^3}{6EI_b} + \frac{l^3}{6EI_c} + \frac{l_{ab}}{EA}} \dots (5)$$

ここに、 I_b :梁の断面2次モーメント、 l' :方杖設置間距離、 l_{ab} :方杖の有効長さである。

4.3 パネル全塑性時、及び梁全塑性時のせん断力

パネル部にかかるモーメント ${}_pM$ は、文献7)より以下の式で求められる。

$${}_pM = {}_bM_R + {}_bM_L - ({}_cQ_U + {}_cQ_L) \cdot \frac{d_b}{2} \dots (6)$$

ここに、 ${}_bM_R$ 及び ${}_bM_L$:左右の梁端部に作用する曲げモーメント、 ${}_cQ_U$ 及び ${}_cQ_L$:上下の柱端部に作用するせん断力である。

これより、パネル全塑性時のせん断力 ${}_pQ_p$ を求めると、以下の式が導出される。

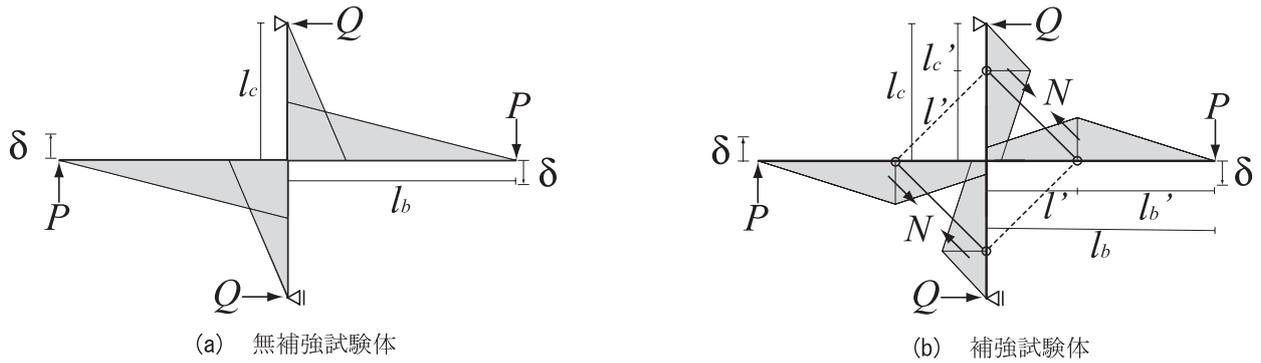


図10 解析モデルと曲げモーメント分布図

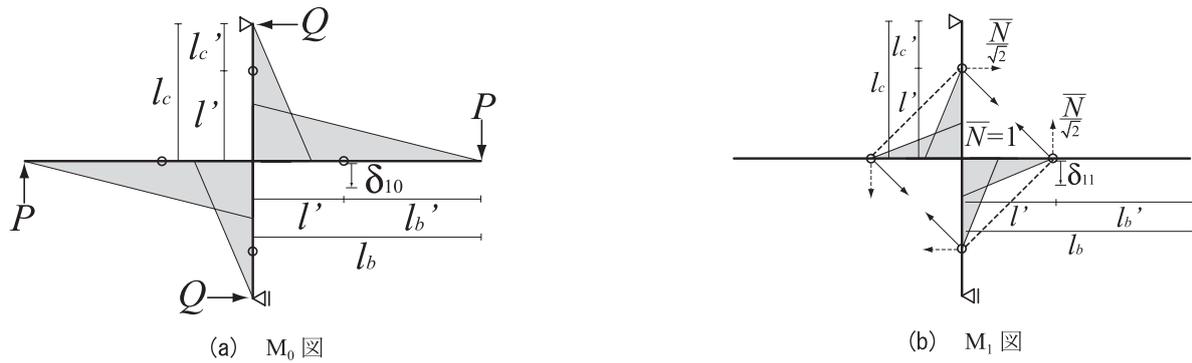


図11 補強試験体 仮想仕事法で用いる解析モデルと曲げモーメント分布図

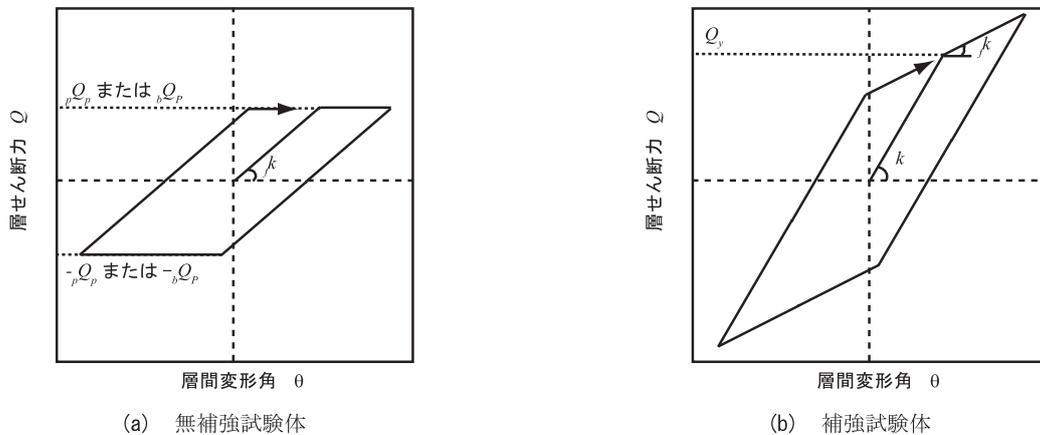


図12 復元力特性モデル

$${}_p Q_p = \frac{{}_p M_p}{(2l_c - d_b)} \dots\dots\dots (7)$$

ここに、 ${}_p M_p$: パネル部全塑性モーメントである。
また、 ${}_p M_p$ は、文献8) より以下の式から求められる。

$${}_p M_p = {}_p V \cdot \tau_y \dots\dots\dots (8)$$

ここに、 ${}_p V$: パネル部の体積、 τ_y : パネル部の降伏せん断応力度である。

また、梁全塑性時のせん断力 ${}_b Q_p$ は以下の式から求められる。

$${}_b Q_p = \frac{{}_b M_p}{l_c} \dots\dots\dots (9)$$

ここに、 ${}_b M_p$: 梁全塑性モーメントである。

4.4 無補強試験体のせん断剛性

柱梁接合部のせん断剛性 ${}_f k$ は、仮想仕事法より以下の式で求められる。

$${}_f k = \frac{l_b^2}{l_c (\delta_f + \delta_{pf})} \dots\dots\dots (10)$$

ここに、 δ_f 、 δ_{pf} : 仮想仕事法における架構全体の鉛直変位、パネル部のせん断変形による鉛直変位を、それぞれ示

している。

$$\delta_f = \frac{l_b^2}{3E} \left(\frac{l_b}{I_b} + \frac{l_c}{I_c} \right) \dots\dots\dots(11)$$

$$\delta_{pf} = \frac{(2 \cdot l_b) - \left(2 \cdot \frac{l_b}{l_c} \right) \cdot \frac{d_b}{2}}{G \cdot \rho V} \cdot l_b \dots\dots\dots(12)$$

ここに、 G :せん断弾性係数である。

4.5 補強試験体のせん断剛性

NC 方杖付き柱梁接合部のせん断剛性 k は、仮想仕事法により、以下の式で求められる。

$$k = \frac{l_b^2}{l_c (\delta_b + \delta_c + \delta_k + \delta_{pk})} \dots\dots\dots(13)$$

ここに、 δ_b , δ_c , δ_k , δ_{pk} :鉛直変位を求めるために適用した仮想仕事法における柱、梁、方杖の鉛直変位、パネル部のせん断変形による鉛直変位を、それぞれ示している。

$$\delta_b = \frac{1}{EI_b} \left[\frac{l_b^3}{3} + \frac{l'}{6} \left\{ l_b' \left(2l_b'^2 + l_b - \frac{\alpha}{\sqrt{2}} l' \right) + \left(l_b - \frac{\alpha}{\sqrt{2}} l' \right) \left(2 \left(l_b - \frac{\alpha}{\sqrt{2}} l' \right) + l_b' \right) \right\} \right] \dots\dots(14)$$

$$\delta_c = \frac{1}{EI_c} \left[\frac{l_b l_c^3}{3} + \frac{l'}{6} \left\{ \frac{l_b}{l_c} l_c' \left(2 \frac{l_b}{l_c} l_c'^2 + l_b - \frac{\alpha}{\sqrt{2}} l' \right) + \left(l_b - \frac{\alpha}{\sqrt{2}} l' \right) \left(2 \left(l_b - \frac{\alpha}{\sqrt{2}} l' \right) + \frac{l_b}{l_c} l_c' \right) \right\} \right] \dots\dots(15)$$

$$\delta_k = \frac{1}{EA} \alpha^2 l_{ab} \dots\dots\dots(16)$$

$$\delta_{pk} = \frac{\left[2 \left\{ l_b - \left(\frac{\alpha}{\sqrt{2}} l' \right) \right\} \right] - \left[2 \left(\frac{l_b}{l_c} - \frac{\alpha}{\sqrt{2}} \right) \right] \cdot \frac{d_b}{2}}{G \cdot \rho V} \cdot l_b \dots\dots(17)$$

ここに、 l_b' : 梁先端の載荷点から方杖設置位置までの距離、 l_c' : 柱端部に設置してあるピン中心から方杖設置位置までの距離である。

4.6 復元力特性モデル

図 12 に、復元力特性モデルを示す。

無補強試験体及び強パネル型試験体は、式 (10) による

せん断剛性で荷重が上昇し、式 (7), (9) で求めたせん断耐力で耐力が一定になる完全弾塑性型の履歴を示すとする。

補強試験体は、式 (13) によるせん断剛性で荷重が上昇し、式 (4) の方杖降伏時のせん断耐力に到達すると、無補強試験体のせん断剛性で荷重が上昇するものとする。すなわち、Bi-linear 型の履歴を示すとする。

5. 結果と考察

正負交番漸増繰返し逆対称載荷試験の結果を、表 2 及び図 13 に示す。

表 2 には、各試験体の弾性範囲での層せん断力 Q と層間変形角 θ から求めた初期せん断剛性 ${}_E K$ と、GYP 法により降伏点を求め、図 13 より求めた降伏耐力 ${}_E Q_y$ と、1/100rad まで載荷したときの最大耐力 ${}_E Q_{max}$ と、無補強試験体のパネル耐力比 1.2 との ${}_E Q_{max}$ での比と、梁端部に貼付したひずみゲージよりモーメントを求め、そのモーメントがパネルに作用するモーメントと仮定した、パネルモーメント ${}_p M$ と、1/100rad まで載荷したときのせん断変形角を式 (3) より求めたパネルのせん断変形角 ${}_p \gamma$ と、1/100rad まで載荷したときのパネルに貼られたひずみゲージより計測したせん断ひずみ量 ${}_p \epsilon$ を、それぞれ、示す。また、補強試験体の ${}_E Q_y$ は、パネルの耐力で比較するので、2次剛性が変わりはじめた点で求めている。尚、試験体名の N と R は無補強試験体と補強試験体を表し、その後の数値はパネル耐力比を示している。

図 13 には、各試験体の層せん断力-層間変形角関係と補強試験体と強パネル型試験体を比較した実験結果を示す。また、4章の算定法で求めた復元力特性モデルも併せて示す。

5.1 復元力特性

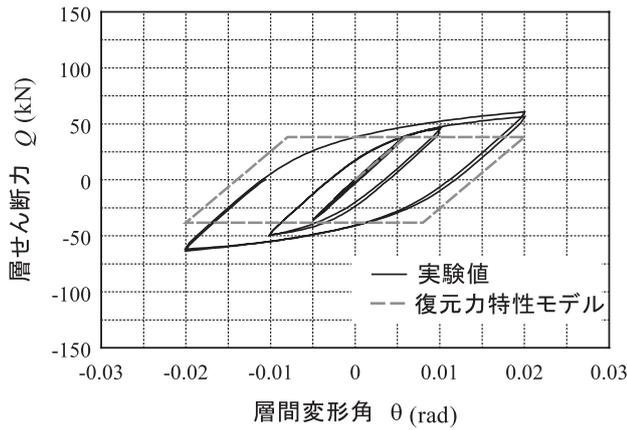
無補強試験体は、安定した紡錘型の復元力特性を示しており、パネル部が効率よくエネルギー吸収していることがわかる。強パネル型の試験体においても、紡錘型の復元力特性を示した。また、梁が降伏したあとにパネル部の降伏がみられた。

補強試験体でも、安定した紡錘型の復元力特性を示した。また、パネル耐力比 0.7 の試験体では 1/100rad で楔貫入限界に達したので、パネル部が全塑性化するまでには至らなかった。パネル耐力比 0.3 の試験体では、方杖とパネル部がほぼ同時に降伏していた。

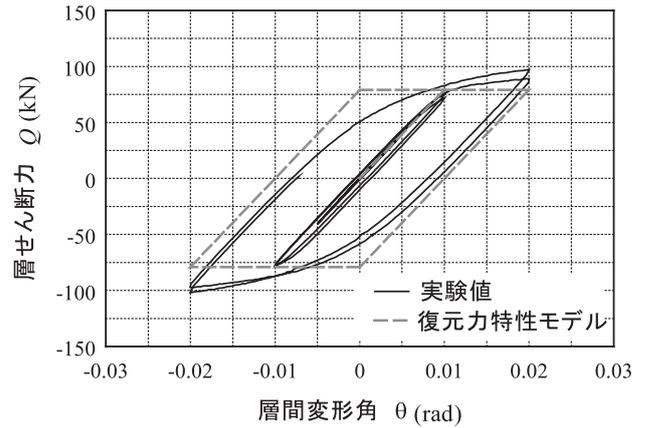
それぞれの補強試験体で、試験体に貼付したゲージよりモーメント図を求め、塑性ヒンジ生成位置を確認すると、方杖の軸線と梁の軸線が交わる交点の付近に生成されると考えられる。

表2 実験結果

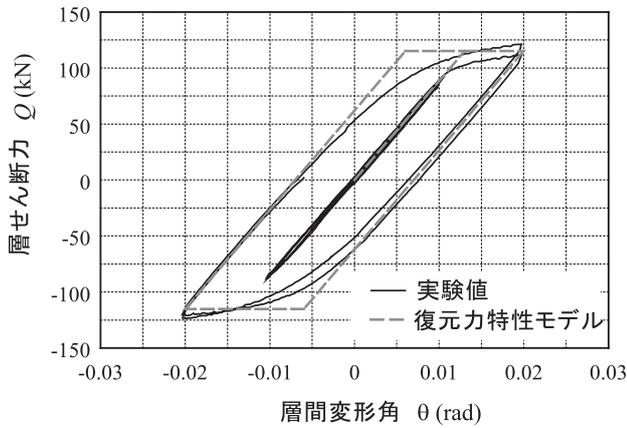
試験体名	$E K$ (kN/rad)	$E Q_y$ (kN)	$E Q_{max}$ (1/100) (kN)	N 1.2との耐力比	${}_p M$ (1/100) (kNm)	${}_p \gamma$ (1/100) (rad)	${}_p \epsilon$ (1/100) (μ)
N 1.2	8.93×10^3	82.7	89.4	1.00	146	0.003	741
N 0.7	8.10×10^3	59.5	72.1	0.81	131	0.005	1192
N 0.3	6.91×10^3	33.3	46.9	0.52	72.3	0.006	1590
R 0.7	1.76×10^4	75.1	104	1.17	111	0.003	1388
R 0.3	1.87×10^4	82.9	102	1.14	69.0	0.003	1432



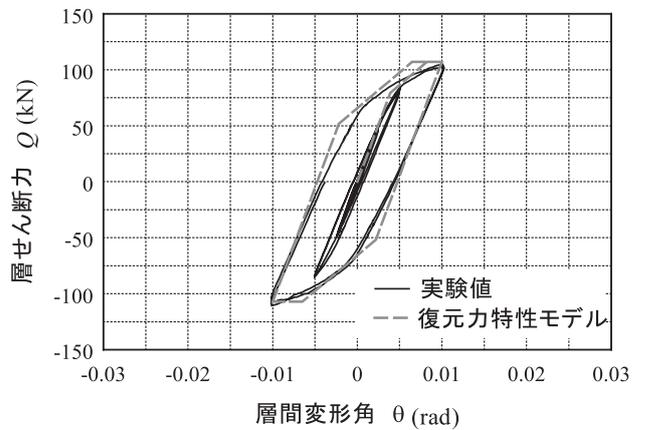
(a) N0.3



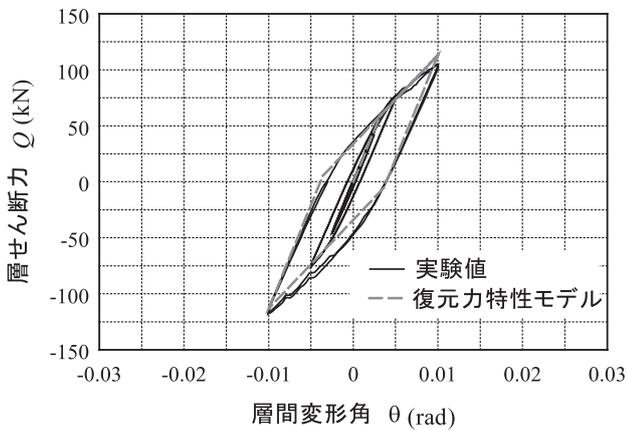
(b) N0.7



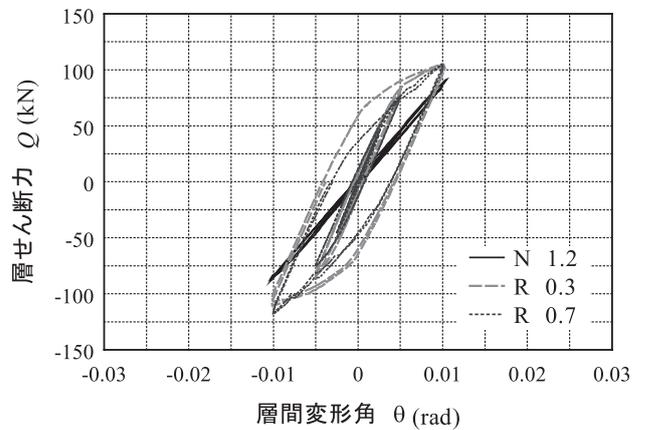
(c) N1.2



(d) R0.3



(e) R0.7



(f) 比較

図13 実験結果

補強試験体と強パネル型試験体を比べると、1/100radにおけるせん断耐力が上回っていることがわかる。これより、適切な方杖径を用いることにより弱パネル型の耐力を強パネル型以上まで上昇させることが可能であることがわかる。

また、方杖を設置することによるせん断ひずみの抑制は確認できなかったが、せん断変形とパネルモーメントの低減は確認できたため、パネル補強は十分に期待できる。これは、方杖で補強することによってパネルモーメントが低減するためである。

5.2 復元力特性モデルとの比較

無補強試験体において、復元力特性モデルと比較すると、ほぼ良好に対応している。最大耐力の差に関しては、パネル降伏後にパネル枠組みによる補強効果により、耐力が上昇するものと考えられる。強パネル型の試験体においても、ほぼ良好に対応している。

補強試験体においても、復元力特性モデルとほぼ良好に対応している。また、パネル耐力比0.3においては、2次勾配に誤差が生じている。これは、方杖とパネルがほぼ同時に降伏したためと考えられる。

若干の差異は生じたが、本論文で示した復元力特性モデルにより、方杖補強後の柱梁接合部の復元力特性を評価できる。

6. 結論

弱パネル型柱梁接合部にノンコンプレッション方杖を設置し、正負交番漸増繰返し逆対称荷重を行い、耐力の上昇、パネル保護効果、およびノンコンプレッション方杖付柱梁接合部の評価方法について検証した。得られた知見を以下に示す。

- 1) ノンコンプレッション方杖で補強された柱梁接合部は、楔デバイスの機能によりスリップ現象をおこさず、モデル化の容易な紡錘型復元力特性となる。
- 2) 適切な方杖径を用いれば弱パネル型の耐力を強パネル型以上の耐力まで上昇させることができる。
- 3) 方杖を設置することによりパネルモーメントとパネルせん断変形を低減させることができ、パネル保護に有効

である。

- 4) 本論文で示す復元力特性モデルを用いれば、ノンコンプレッション方杖付柱梁接合部の復元力特性を精確に評価することができる。

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、試験体作製にあたりフルサト工業株式会社には、転造ねじアンカーボルトを提供していただきました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 吹田啓一郎, 井上一朗, 竹内一郎, 宇野暢芳: 座屈拘束された方杖ダンパーによる柱梁高力ボルト接合構造の力学挙動, 日本建築学会構造系論文集, 第571号, pp.153-160,2003.9.
- 2) 竹内一郎, 金尾伊織, 吹田啓一郎, 中島正愛: 方杖ダンパーにより接合された鋼梁の横座屈挙動と必要横補剛, 日本建築学会構造系論文集, 第585号, pp.185-192,2004.11.
- 3) 高松隆夫, 玉井宏章, 小持明宏: ノンコンプレッションブレースの履歴性状とエネルギー吸収について, 鋼構造年次論文報告集, 第11巻, pp.129-136,2003.11.
- 4) 玉井宏章, 高松隆夫, 松尾彰: ノンコンプレッ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.
- 5) 高松隆夫, 玉井宏章, 小畑寛行, 竹内一郎: 「ノンコンプレッション方杖で補強されたH型鋼柱梁接合部の復元力特性」広島工業大学紀要研究編, 第40巻, pp.119-128,2006.2.
- 6) 高松隆夫, 玉井宏章, 檜谷本浩二, 小畑寛行: 方杖による鉄骨ラーメンの耐震補強工法に関する研究, 鋼構造年次論文報告集, 第15巻, pp.113-120,2007.11.
- 7) 日本建築学会: 鋼構造接合部設計指針,2001.11.
- 8) 井上一朗, 吹田啓一郎: 建築鋼構造—その理論と設計一, pp.2-24-2-28,2007.12.