

論文 極低降伏点鋼ブレースを用いて耐震補強された RC 骨組の力学性状

宮内 靖昌^{*1}・毛井 崇博^{*2}・藤村 勝^{*3}・木村 充^{*4}

要旨：極低降伏点鋼を用いた枠付き鉄骨ブレースを既存躯体に取り付けた 1 層 1 スパン RC 骨組の水平加力実験を行い，耐震補強効果を検討した。試験体は鉄骨ブレースを既存骨組に外付けした試験体および出入り開口付きブレースを骨組内に取り付けた試験体の 2 体である。実験の結果，両試験体とも鉄骨ブレースは層間変形角 $R=1/1000\text{rad}$. で降伏し，エネルギー吸収能力の優れた履歴性状を示した。また，外付け接合部の直接せん断実験を実施し，アンカーボルトの配置，スラブの有無等が接合部のせん断耐力におよぼす影響を明らかにした。

キーワード：耐震補強，鉄骨ブレース補強，極低降伏点鋼，外付け工法，出入り開口

1. はじめに

既存建物の柱梁骨組に枠付きの鉄骨ブレースを取り付けて水平耐力を増大させる耐震補強工法において，鉄骨ブレースに極低降伏点鋼（降伏点強度の規格値 $80 \sim 120 \text{ N/mm}^2$ ，以下 LY100）を用いると，小さい層間変形角から鉄骨ブレースが降伏し，水平耐力の増大のみならず，地震エネルギーの吸収性能の増大も期待できる。

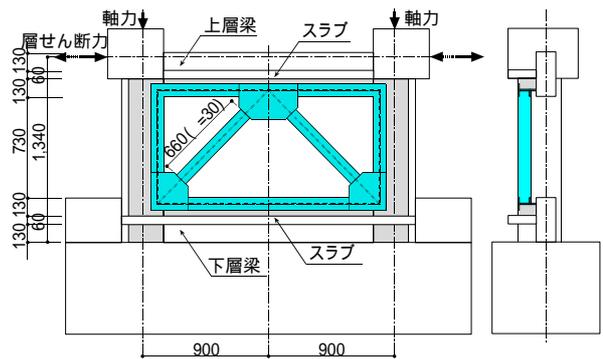
本論文は，LY100 を用いた鉄骨ブレース補強骨組の力学性状を検討したものである。また，鉄骨ブレース外付け工法における接合部のせん断耐力についても検討した。

2. 補強骨組の水平加力実験

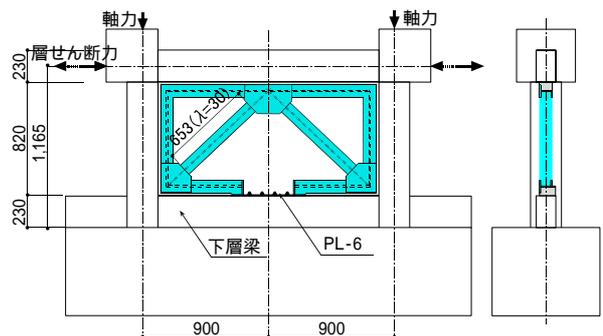
2.1 試験体

試験体は，図-1 に示すように鉄骨ブレースを取り付けて補強した RC 骨組の試験体 2 体である。図-2 に柱・梁の断面，配筋および鉄骨ブレースの取付状況を示す。試験体は想定建物の約 30% スケールとし，試験体固定用のベースを有する 1 層 1 スパン骨組の形状である。なお，図に示すように，ベースの上に下層梁を設けたが，両者は定着されていない。

試験体 NT1 は，鉄骨ブレースを外付けした試験体である。ブレースの水平枠は梁側面とスラブに囲まれたコーナー部に，また，鉛直枠は柱の増打ち部分に，それぞれアンカーボルト M10



(a) 試験体 NT1 (外付け)



(b) 試験体 NT2 (開口付き)

図-1 試験体の形状

*1 竹中工務店 技術研究所 建設技術開発部 (正会員)

*2 竹中工務店 技術研究所 建設技術開発部 (正会員)

*3 竹中工務店 東京本店 設計部 構造グループ (正会員)

*4 竹中工務店 東京本店 設計部 構造グループ

およびスタッド 8 を介して接合した。水平枠部分のアンカーボルトは、梁側面およびスラブに打設し、割裂防止筋(4 @65)を配筋した後、無収縮モルタルを充填した。また、柱の増打ち部分には、主筋および帯筋を増設して無収縮モルタルを充填し、アンカーボルトおよび増設した帯筋を介して既存柱と一体化した。

試験体 NT2 は、出入り開口部を設けた鉄骨ブレースを柱梁骨組内に取り付けた試験体である。下枠の中央部分は切断され、厚さ 6mm のプレート(幅 135mm)が溶接接合されている。プレート部分にはせん断力伝達および座屈防止のため、アンカーボルト 8-M10 を配置した。なお、既存躯体と鉄骨ブレースの接合部は、試験体 NT1 と同様に、アンカーボルト、スタッドおよび充填モルタルによる間接接合部であるが、試験体 NT1 とは異なり、内付け接合部である。

鉄骨ブレースは、両試験体とも八形の形状とし、断面は斜材および枠材ともに H-90×90×9×9 とした。図-1 に示すように斜材部分の細長比は $\lambda=30$ であり、この部分に LY100 を用いた。

アンカーボルトおよびスタッドは、鉄骨ブレースの保有水平耐力 Q_b より間接接合部のせん断耐力 Q_j が大きくなるように決めた。アンカーボルトはあと施工アンカーを想定しているが、試験体ではコンクリート打設時に埋め込んだ。

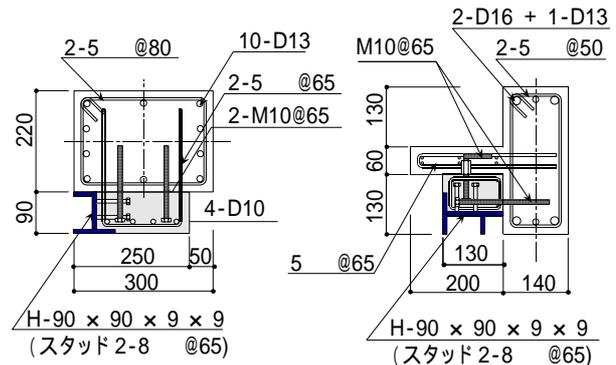
2.2 使用材料

表-1 にコンクリートの材料試験結果(現場封かん養生)を示す。コンクリートは最大径 10mm の粗骨材を用いた普通コンクリートであり、設計基準強度 $F_c=21 \text{ N/mm}^2$ とした。コンクリートは、ベース、下層梁上端レベルおよびその上部の 3 回に分けて打設した。柱梁と鉄骨ブレースの接合部に充填したモルタルには、プレミックスタイプの無収縮モルタルを用いた。

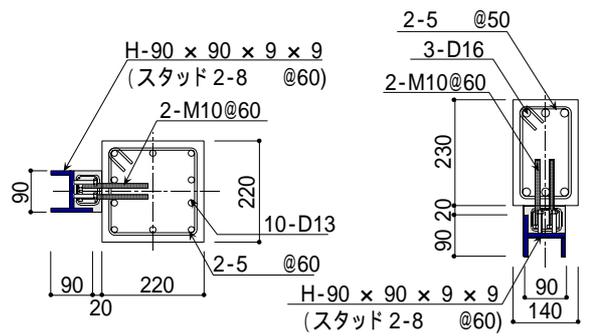
表-2 に鋼材の引張試験結果を示す。

2.3 加力方法

図-3 に加力方法の概要を示す。加力は柱に一定の圧縮軸力 ($N=0.2 \cdot B_c \cdot D_c \cdot B$, ここに、 B_c, D_c : 柱の幅およびせい, B : コンクリー



(a) 試験体 NT1(外付け)



(b) 試験体 NT2(開口付き)

図-2 柱・梁の断面、配筋および鉄骨ブレースの取付状況

表-1 コンクリート、モルタルの材料強度

部位	圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)	割裂強度 (N/mm^2)
ベース	20.5	25.7	1.85
下層梁	17.4	23.2	1.54
柱, 上層梁	20.2	25.4	1.72
充填モルタル	51.8	26.2	-

ヤング係数は圧縮強度の 1/3 強度時の割線剛性

表-2 鋼材の引張強度

種類	降伏点強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)	伸び率 (%)
D16	344	505	191	20.5
D13	365	524	194	20.7
D6	389 *	558	196	22.8
5	501 *	569	209	14.2
PL-9	111	255	201	42.4
PL-9	281	439	209	32.4

* : 0.2% オフセット法による

トの圧縮強度)を載荷した後、正負繰り返しの水平力(以下、層せん断力)を載荷した。層せん断力は上層梁に、一方からの押し荷重、他方からの引き荷重を同時に載荷し、層間変形角 R

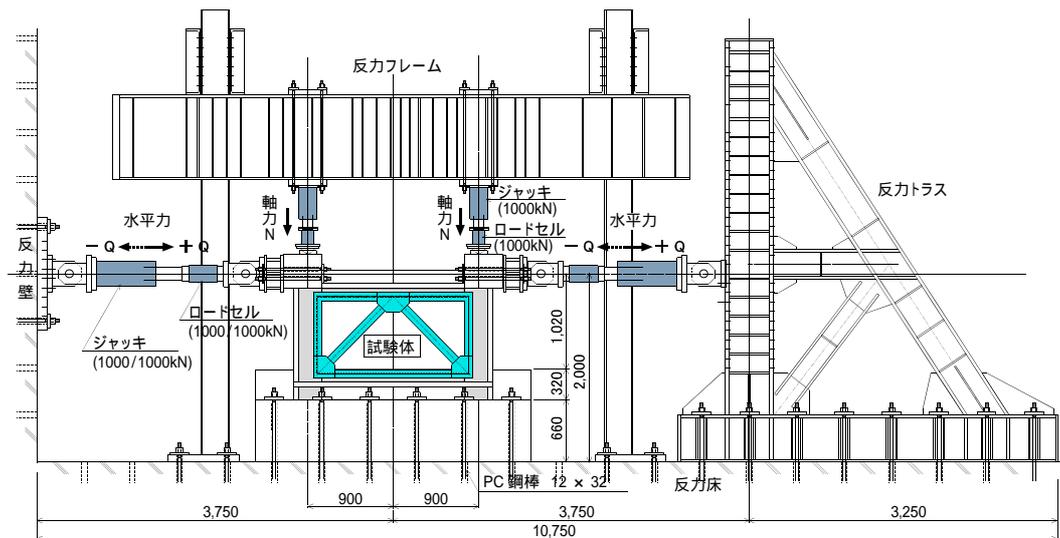


図-3 加力方法

($= \Delta / h$, Δ : 下層梁に対する上層梁の水平変位, h : 階高さ) を制御変位とした。

2.4 ひび割れ発生および破壊経過

正荷重時における各試験体のひび割れ発生および破壊経過は以下のものであった。

(1) 試験体 NT1 (外付けブレース)

層せん断力 $Q=155$ kN でまず上層梁端部に曲げひび割れが発生し, $Q=254$ kN で引張側の既存柱および増打ち柱の脚部に曲げひび割れが発生し, その後それぞれ進展した。

$Q=473$ kN で上層梁に, $Q=510$ kN で下層梁にせん断ひび割れが発生した。 $Q=490$ kN で圧縮側の増打ち柱にブレース縦枠に沿ったひび割れが, $Q=532$ kN で圧縮側の既存柱にせん断ひび割れが発生した。上層梁下のモルタル接合部には, $Q=274$ kN で直交方向に, $Q=473$ kN でスラブ下面の接合面に沿ったひび割れが発生した。

層間変形角 $R=10/1000$ rad. で鉄骨ブレースの座屈がわずかに生じ, 最終的には圧縮側の既存柱がせん断破壊した。

(2) 試験体 NT2 (開口付きブレース)

層せん断力 $Q=135$ kN でまず上層梁端部に曲げひび割れが発生し, $Q=378$ kN でブレース開口部の端部から下層梁にひび割れが発生した。 $Q=413$ kN で引張側の柱脚に曲げひび割れが, $Q=568$ kN でブレース斜材の延長上の上層梁に

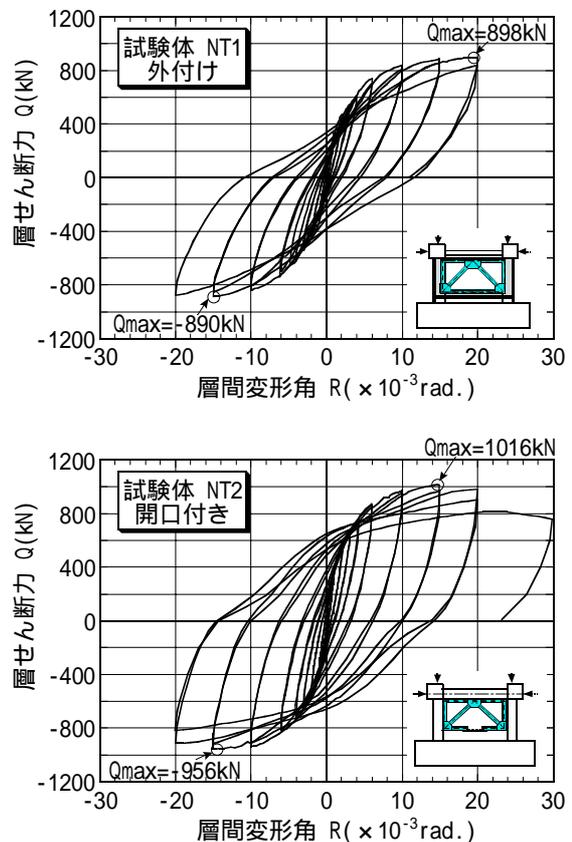


図-4 荷重 - 変位曲線 (骨組実験)

せん断ひび割れが発生した。 $Q=669$ kN で引張側柱にせん断ひび割れが発生した。 $Q=215$ kN で上層梁下のモルタル接合部に直交方向に, $Q=413$ kN で圧縮側柱の柱頭部に鉄骨縦枠に沿ったひび割れが発生した。層間変形角 $R=7/1000$ rad. で鉄骨ブレースの座屈がわずかに生じ, 最終的には圧縮側柱がせん断破壊した。

表-3 最大耐力の実験値と計算値の比較（骨組実験）

試験体	柱軸力 N (kN)	最大耐力 実験値 (1) Q _{max} (kN)	最大耐力計算値			実 / 計 Q _{max} / Q _u
			柱せん断耐力 Q _c (kN)	ブレース耐力 Q _b (kN)	耐力計算値 (2) Q _u (kN)	
NT1	265.4	898	136.2	473.6	746.1	1.20
NT2	194.6	1016	86.9	492.9	666.6	1.52

(1) 最大耐力の実験値は、正荷重時の値とした

(2) 最大耐力の計算値 $Q_u = 2 \cdot Q_c + Q_b$

2.5 荷重 - 変位関係

図-4 に荷重 - 変位曲線を示す。縦軸は層せん断力 Q (kN) を、横軸は層間変形角 R を示す。両試験体ともエネルギー吸収性能の大きい紡錘型の履歴曲線を示し、 $R = 15 \sim 20 / 1000 \text{ rad.}$ で最大耐力に達した。

図-5 に鉄骨ブレースのひずみ状況を示す。縦軸は正荷重時に圧縮側となるブレース中央部のひずみ (μ) を、横軸は層間変形角 R を示す。両試験体とも $R = 1 / 1000 \text{ rad.}$ で圧縮降伏し、また、 $R = -3$ あるいは $-2 / 1000 \text{ rad.}$ で引張降伏した。

2.6 最大耐力の検討

表-3 に最大耐力の実験値 Q_{max} と計算値 Q_u を比較して示す。最大耐力の計算値は、式(1)により求めた。

$$Q_u = 2 \cdot Q_c + Q_b \quad (1)$$

ここで、 $Q_c = \min(cQ_{mu}, cQ_{su})$

$$Q_b = 2 \cdot A_s \cdot s_t \cdot \cos$$

cQ_{mu}, cQ_{su} : それぞれ曲げあるいはせん断で決まる柱のせん断耐力 (kN)

A_s : 鉄骨ブレースの断面積 (mm^2)

s_t : LY100 の引張応力度 (N/mm^2)

: 鉄骨ブレースの角度

なお、最大耐力時における LY100 の引張応力度 s_t は、繰返しによる極低降伏点鋼の強度上昇を考慮して 150 N/mm^2 とした。また、梁下モルタル接合部のせん断耐力 Q_j および引張側柱頭のパンチングシア耐力 pQ_c 等の和で計算される補強骨組の最大耐力、あるいは全体曲げで決定される最大耐力は、いずれも上記の鉄骨ブレースで決定される最大耐力の計算値 Q_u より大きかった。計算の結果、計算値に対する実験値の比 (実 / 計) は、1.20, 1.52 となり、安全側に計算されることが明らかになった。

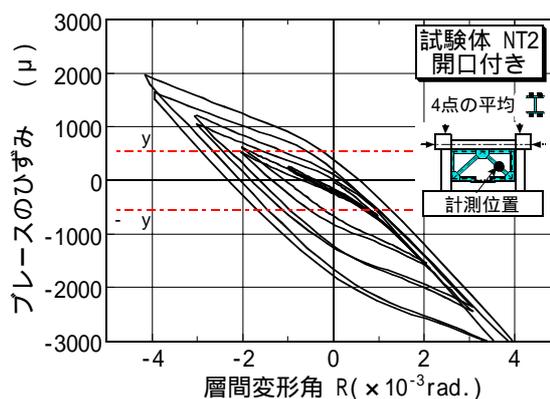
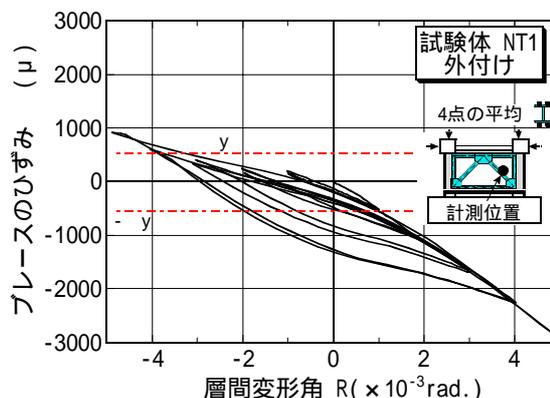


図-5 鉄骨ブレースのひずみ状況

3. 外付け接合部の直接せん断実験

3.1 試験体

補強骨組の試験体 NT1 は外付けブレースの試験体であり、水平枠は梁側面とスラブに打設されたアンカーボルトにより既存躯体と接合されている。本実験は既存梁と鉄骨枠との接合部を取り出した部分実験により外付け接合部のせん断耐力および破壊性状を検討したものである。

試験体は、図-6 に示すように 4 体である。

試験体 NT-J1 は、比較のために計画した従来タイプの内付け接合部の試験体であり、アンカーボルト (8-D19) とスタッド (10-22) の軸は平行に配置されている (補強骨組の試験体 NT-2 に対応する)。これに対して、試験体 NT-J2

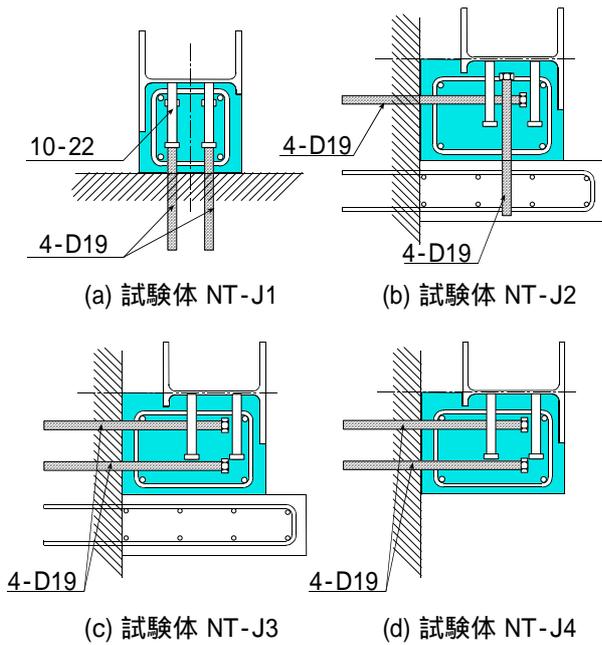


図-6 試験体一覧

は、補強骨組の試験体 NT-1 に対応する外付け
 接合部の試験体であり、アンカーボルトは梁側
 面とスラブに打設されている(それぞれ 4-D19)。
 また、試験体 NT-J3 はアンカーボルト (8-D19)
 をすべて梁側面に打設した試験体、試験体
 NT-J4 はスラブのない試験体である。

図-7 に試験体 NT-J2 の断面形状を示す。試験
 体は梁を模擬した試験体固定用のスタブに H 形
 鋼を取り付けた形状とし、実大である。鉄骨に
 打設したスタッドの径および本数は、せん断耐
 力がアンカーボルトのせん断耐力より大きくな
 るように決めた。また、割裂防止筋は各試験体
 とも 2-D10@100 とした。

3.2 使用材料

表-4 にコンクリートの材料試験結果(現場封
 かん養生)を示す。コンクリートは最大径 20mm
 の粗骨材を用いた普通コンクリートであり、設
 計基準強度 $F_c=21 \text{ N/mm}^2$ とした。接合部に充填
 したモルタルには、プレミックスタイプの無収
 縮モルタルを用いた。また、アンカーボルト
 (D19) の降伏点強度は 397 N/mm^2 であった。

3.3 加力方法

加力は、接合部に一定の圧縮力 ($N=40 \text{ kN}$)
 を載荷した状態で、正負繰り返しのせん断力を

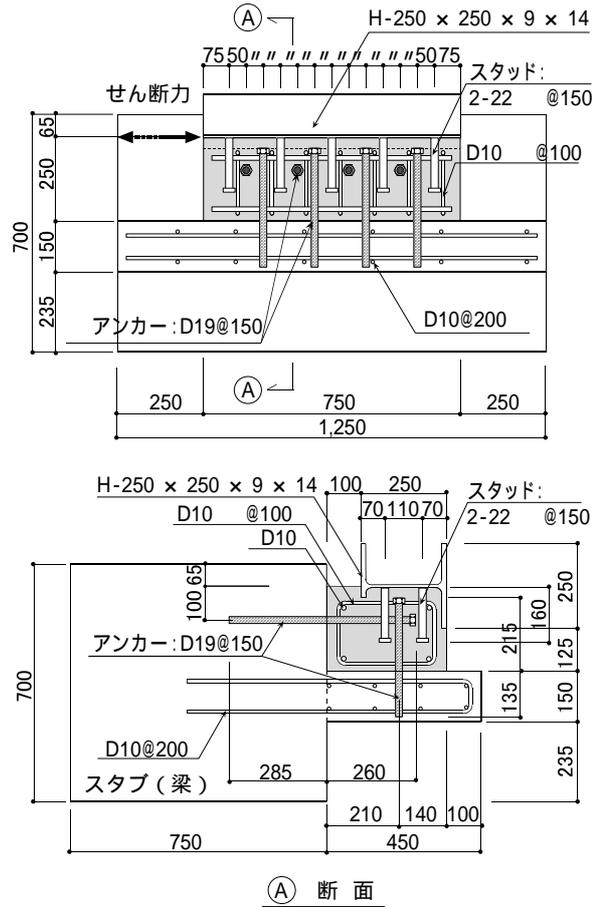


図-7 試験体の断面形状 (試験体 NT-J2)

表-4 コンクリート、モルタルの材料強度

種類	圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)	割裂強度 (N/mm^2)
コンクリート	22.1	27.2	1.90
充填モルタル	59.4	26.2	4.50

ヤング係数は圧縮強度の 1/3 強度時の割線剛性

H 形鋼に載荷した。圧縮力は加力装置を安定さ
 せ、H 形鋼を水平に変位させるために加力し、
 制御できる最小の荷重を載荷した。せん断力は
 荷重制御 (ピッチ 100kN, 繰り返し回数 1 回)
 の後、梁 (スタブ) と H 形鋼とのずれ変位 による
 変位制御 (繰り返し回数 2 回) とした。

3.4 破壊経過および荷重 - 変位関係

図-8 に試験体 NT-J2 の荷重 - 変位曲線を示し、
 図中には試験体 NT-J1 および NT-J3 の包絡線を
 併せて示す。縦軸はせん断力 $Q (\text{kN})$ を、横軸
 は梁 (スタブ) あるいはスラブと H 形鋼との相
 対ずれ変位 (mm) を示す。

試験体 NT-J1 は、モルタル部分にせん断ひび

表-5 最大耐力の実験値と計算値の比較（外付け接合部実験）

試験体	最大耐力 実験値 Qmax (kN)	最大耐力時 のずれ変位 max (mm)	最大耐力計算値			実 / 計 Qmax / Qu
			Qab1 (kN)	Qab2 (kN)	Qu (kN)	
NT-J1	921.3	4.01	638.8	713.7	638.8	1.44
NT-J2	776.7	2.01				1.22
NT-J3	830.6	5.04				1.30
NT-J4	781.1	2.01				1.22

Qmax : 最大耐力の実験値は正荷重時の値とした
 $Q_u = \min(Q_{ab1}, Q_{ab2})$
 $Q_{ab1} = 0.7 \cdot a_y \cdot A_{ab}$
 $Q_{ab2} = 0.4 \cdot A_{ab} \cdot \sqrt{b \cdot E_c}$

記号 ; a y : アンカーボルトの降伏点強度 (N/mm²)
 Aab : アンカーボルトの全断面積 (mm²)
 b : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)
 Ec : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

割れおよびモルタル部分と梁との接合面に沿ったひび割れが発生し進展した。せん断力の増大に伴い、モルタル部分と梁・スラブ間およびモルタル部分と鉄骨間のずれ変位がともに大きくなった。ずれ変位 =4 mm で最大耐力に達し、最終的にはモルタル部分のせん断ひび割れが顕著になった。

試験体 NT-J2 は、モルタル部分にせん断ひび割れおよびモルタル部分とスラブとの接合面に沿ったひび割れが発生し、その後スラブにもせん断ひび割れが発生した。モルタル部分と梁・スラブ間のずれ変位が大きく、モルタル部分と鉄骨間のずれ変位は小さかった。ずれ変位 =2 mm で最大耐力に達し、最終的にはモルタル部分と梁・スラブ間ですべり破壊した。

試験体 NT-J3 は、試験体 NT-J2 と同様な破壊経過を示したが、スラブにはほとんどひび割れが生じなかった。また、試験体 NT-J4 も同様にモルタル部分にせん断ひび割れおよびモルタル部分と梁との接合面に沿ったひび割れが発生し進展した。モルタル部分と梁間のずれ変位が大きく、モルタル部分と鉄骨間のずれ変位は小さかった。最終的にはモルタル部分と梁間ですべり破壊したが、モルタル部分のせん断ひび割れも顕著であった。

試験体 NT-J2, NT-J3 および NT-J4 は、ほぼ同等の荷重 - 変位曲線を示し、急激な耐力低下は見られなかった。

3.5 最大耐力の検討

表-5 に各試験体の最大耐力の実験値と計算

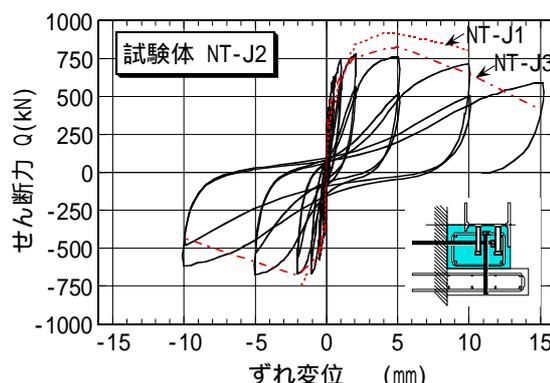


図-8 荷重 - 変位曲線（外付け接合部実験）

値を比較して示す。最大耐力の計算は、表脚注に示すように、日本建築防災協会の耐震改修設計指針に従って行った。計算値はアンカーボルトの降伏点強度で決定され、各試験体とも計算値は同じである。計算の結果、計算値に対する実験値の比（実 / 計）は 1.22 ~ 1.44 となり、いずれの試験体も実験値が大きくなった。

4. まとめ

極低降伏点鋼を用いた鉄骨ブレースを外付けした試験体および極低降伏点鋼を用いた鉄骨ブレースを出入り開口付きとして取り付けた試験体（内付け接合部）は、ともに層間変形角 R=1/1000 rad.で鉄骨ブレースが降伏し、エネルギー吸収性能の大きい履歴性状を示し、優れた補強効果が得られた。

また、鉄骨ブレースと既存梁との外付け接合部の直接せん断実験の結果、最大せん断耐力の実験値は計算値より大きくなることが明らかになった。