

論文 T形鋼アンカーを用いた鉄骨造外柱々脚の定着性能に関する 実験的検討

城 攻*1・後藤 康明*2・北野 敦則*3・井澤 寛人*4

要旨：鉄筋コンクリート基礎梁に対して高い定着強度および変形性能が要求される鉄骨造内柱々脚に関して、露出型柱脚の施工性を有しながら埋込型柱脚の性能を有する構法について検討してきた。鉄筋の代わりに複数の小断面T形鋼を埋め込みアンカーに用いた方法であり、本報告では外柱々脚を対象として加力実験を行った。複数のアンカーを応力条件で分解した要素試験体を作製し、引抜き抵抗性能およびせん断抵抗性能について検討した。基礎梁端部に定着されるために、外向きの水平力や支圧力に抵抗する特殊な配筋方法を用いることによって、実用に耐える抵抗性能を確保できることを明らかにした。

キーワード：鉄骨外柱、露出柱脚、T形鋼、引抜き抵抗、せん断抵抗、定着破壊、支圧破壊

1. はじめに

近年の地震災害時に鋼構造建築物の露出型柱脚の被害が多数生じ、とりわけ露出型柱脚の変形能力の乏しさが指摘された。そこで筆者らは、施工性に優れる露出型柱脚でありながら、埋込型柱脚のような高い耐力と変形性能を有する柱脚としてT形小断面の鉄骨アンカーを用いた露出型柱脚を提案し、柱梁ラーメン鉄骨造の内柱脚部模擬した実験的検討を行った¹⁾。本報告では外柱脚部を想定し、鉄筋コンクリート（以下RC）基礎梁に定着される鉄骨アンカーの鉛直方向引抜き抵抗性能および水平方向せん断抵抗性能について、要素加力実験によって検討を行った。この後、柱脚部材実験を行って要素の力学性状との対比を行う予定

である。

2. 実験計画

2.1 試験体形状

図-1に試験体形状を示す。試験体は角形鋼管外柱の四面にT形鋼アンカ

ーを接合した脚部を模擬したもので、RC基礎梁にアンカー下部を埋め込んでいる。また通常の配筋と異なり、基礎梁外端部に梁幅に近い長さの延長梁形を設けて、この中に外側アンカー（名称は図-1参照）からの水平力や割裂き力に抵抗させるU字補強筋を梁主筋コア内に、コ字補強筋をその外側に各4段ずつ水平に配した。試験体寸法は実物大の約1/2スケールを想定している。実験目的に応じた加力方法の相違から、引抜き抵抗性能用のNおよびMシリーズと、せん断抵抗性能用のQシリーズがある。この他の実験変数は、アンカー位置、埋込み深さ、直交梁の有無であり、表-1に示す様にこれらの

表-1 実験変数

試験体名	加力方法	直交梁	アンカー位置	埋込み深さ*
NO-8I-40	N(純引抜き)	無	外側×1	400
NO-8I-20	N(純引抜き)	無	外側×1	200
MT-8I-40	M(曲げ引抜き)	外端突出部	外側×1+直交梁側×2	400
NI(t)-8I-40	N(純引抜き)	隣接直交梁	内側×1	400
試験体名	アンカー位置	加力方向	埋込み深さ*	
QRO-8I-40	外側×1	外向き	400	* : mm
QRO-8I-20	外側×1	外向き	200	
QT-8I-40	直交梁側×2	内向き	400	
QRTO-8I-40	外側×1+直交梁側×2	外向き	400	

- *1 北海道大学大学院教授 工学研究科社会基盤工学専攻 工博 (正会員)
 *2 北海道大学大学院助教授 工学研究科社会基盤工学専攻 工博 (正会員)
 *3 北海道大学大学院助手 工学研究科社会基盤工学専攻 工修 (正会員)
 *4 北海道大学大学院学生 工学研究科社会基盤工学専攻 (非会員)

組み合わせで合計 8 体の試験体を製作した。

2.2 使用材料の力学的性状

表-2 に使用材料の力学的性状を示す。鉄骨アンカーには高強度鋼板(SH590)の溶接組立て T 形断面材を用い、梁主筋には D19(SD685, SD490), せん断補強筋及びコ字補強筋には D6(S345), U 字補強筋には D13(SD395)の鉄筋を使用した。コンクリートによる破壊性状を調べるために、低強度コンクリート 20MPa を用いた。鉄骨柱・ベースプレートを省略し、基礎梁から突出する鉄骨アンカー単材要素に単調引張力を与

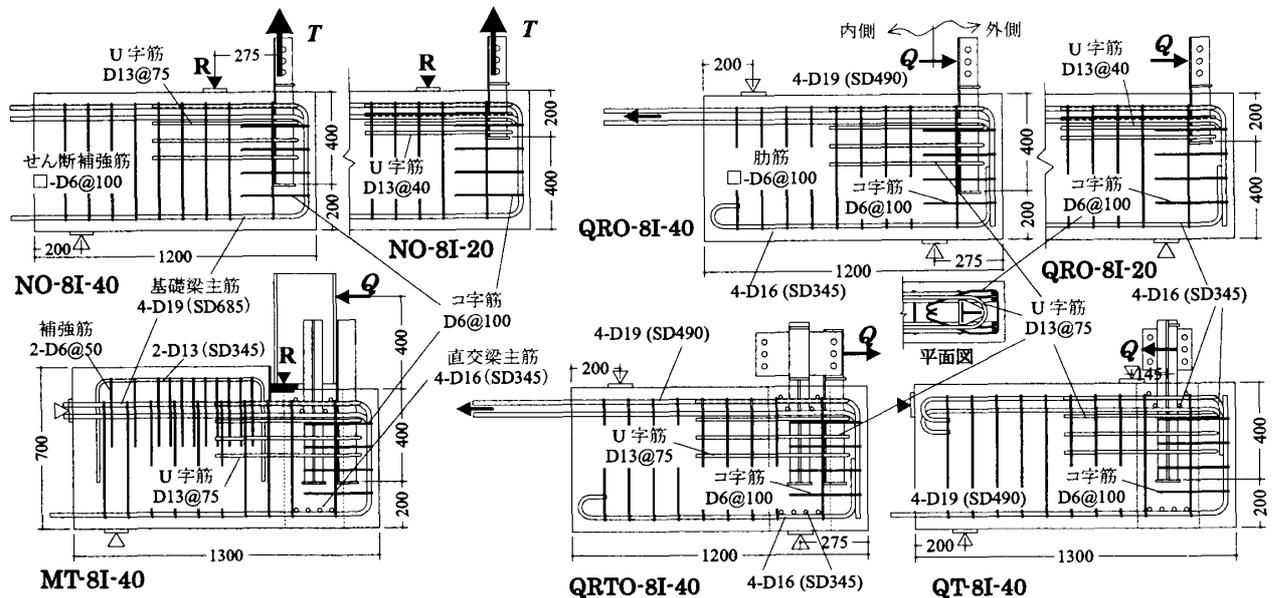
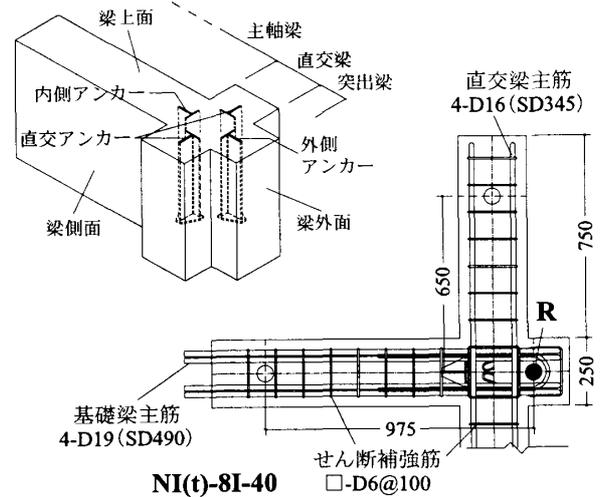


図-1 試験体形状

えた N シリーズと、鉄骨アンカーを溶接した鋼管柱形の水平力を介して片振り繰返し曲げ引張力を与えた M シリーズ(鉄骨アンカーにはせん断力が加わらない方式を採用), 鉄骨アンカーの突出部に水平軸周りの回転拘束をある程度行いながら片振り繰返し水平力与えた Q シリーズにより破壊実験を行った。実構造物に近い基礎梁内の応力状態となるようにそれぞれの加力方式に対して支持点を与えた(図-1 中の△▲印)。このうち図-1 の R は鉄骨柱脚に生じる曲げ圧縮反力に相当する。計測は、N シリーズでは鉄骨アンカーの鉛直変位等、M シリーズでは水平

表-2 使用材料の力学的性質

鉄筋	使用箇所	σ_y	ϵ_y	ϕ
D19(SD685)	梁主筋	787	4.21	10.8
D19(SD490)	梁主筋	549	3.12	19.0
D16(SD345)	梁主筋	388	2.49	21.7
D13(SD345)	U字型補強筋	390	2.26	19.6
D6(SD345)	せん断補強筋	494	2.54	15.0
鋼板	使用箇所	σ_y	ϵ_y	ϕ
PL-6(SH590)	フランジ	533	4.83	16.0
PL-9(SH590)	ウェブ	500	4.63	15.8
コンクリート	σ_B	$E_{1/3}$	$E_{2/3}$	σ :MPa ϵ_y : $10^3 \mu$
$F_c=20MPa$	21.9	23.0	18.3	ϕ :%

変位、基礎梁上面の鉛直変形、基礎梁側面の鉛直・水平・面外変形等、Q シリーズでは鉄骨アンカーの水平変位等を計測し、さらに、鉄骨ア

ンカー及び鉄筋各部の歪を測定した。

3. 実験結果及び考察

3.1 亀裂・破壊性状

図-2に試験体の主要な亀裂と実験終了後の破壊写真を例示する。図は展開図で、基礎梁側面及び上面について示す。Nシリーズ破壊モードは圧縮反力位置Rにおける圧壊である。初亀裂は、鉄骨アンカーの付着割り裂き亀裂Aが発生し、続いて圧縮ストラットに沿った斜め亀裂Bが発生した。その後、梁上側にカバーコンクリートの剥離亀裂Cが発生した。Qシリーズの破壊モードは梁上面に近いアンカー周辺部コンクリートの支圧破壊によって最大耐力が決定する上部支圧破壊である。アンカー埋め込み深さを200mmと400mmに変化させたQRO-8I-20と-40では、支圧力により梁上端隅角部に剪断亀裂Bが発生して剛性低下が起こり、U字筋の内側コンクリートが圧壊して最大耐力に至った。直交側アンカーを配したQT-8I-40は、T形鉄骨アンカーのウェブ先端に発生する割裂き亀裂Dにより最初の剛性低下が生じ、梁側面の斜め亀裂Gと梁上面のせん断亀裂Hが相互に繋がると共に最大耐力に達した。同様にQRTO-8I-40では、亀裂Dの発生によって剛性低下が生ずるが、梁両側面の斜め亀裂Bが梁外面において水平に繋がることにより、最大耐力に至った。

3.2 荷重変形曲線

図-3に荷重-変形関係を示す。荷重は、鉄骨アンカー毎に生じる力であり引抜き力Tとせん

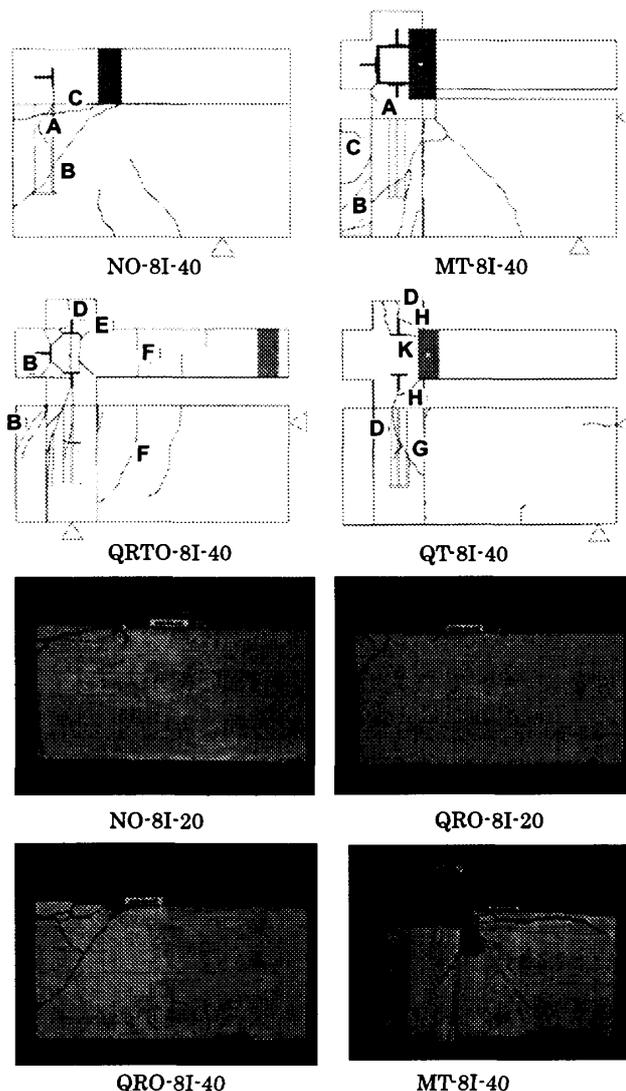


図-2 亀裂図

断力Qで示し、変位は鉄骨突出部の梁上面位置でのコンクリートに対する相対変位（拔出し又は水平変位）である。Nシリーズではアンカー埋め込み深さに関係なく、低加力時はほぼ同じ剛性で変形する。その後、亀裂Bの発生時、亀裂

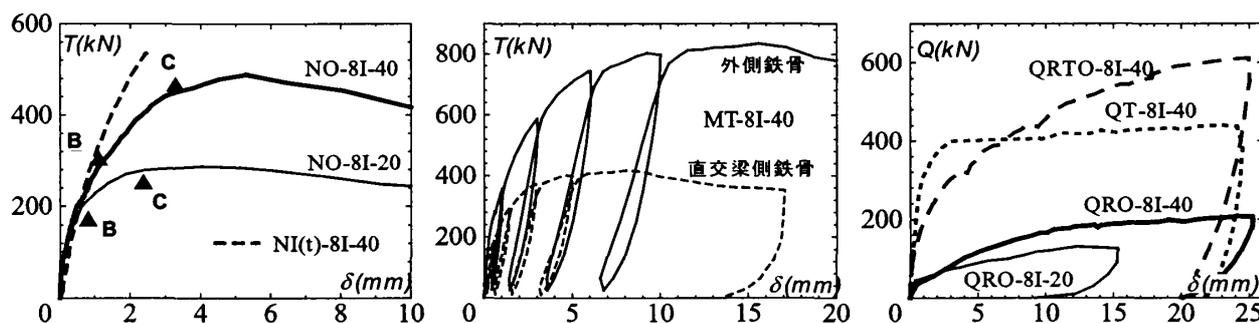


図-3 荷重-変形関係 (包絡線)

B の上部圧縮反力 **R** 位置への到達時、亀裂 **C** の発生時に大きく剛性低下するが、NO-8I-20 では亀裂 **B** の反力到達時期と亀裂 **C** の発生時期がほぼ同時期に生じている。また剛性低下時耐力及び最大耐力は埋込み深さの長い方が大きい。しかし、最大耐力後の挙動は、埋込み深さの短い NO-8I-20 の方が緩やかに耐力が低下する点に特徴がある。これは最大耐力後に NO-8I-20 では、U 字筋が NO-8I-40 よりも梁上端筋近くに集中して配筋されて、応力分担が大きくなったためと考えられる。Q シリーズにおいては、QRO-8I-40 は QRO-8I-20 よりも高い耐力が得られたが、埋め込み深さと耐力は比例しない。しかし、埋め込み深さの大きな試験体は、最大耐力付近に至っても大きな変形性能を示した。QT-8I-40 は梁軸に沿って内側方向に加力するため、初期剛性が大きい。QRTO-8I-40 の最大耐力は QRO-8I-40 と QT-8I-40 との最大耐力の和にほぼ等しく、鉄骨アンカー要素毎の耐力の累加で表せる可能性を示している。

3.3 耐力

最大耐力について実験値と既往の算定式による計算値との比較を行う。表-3 および図-4 に耐力算定式の適合性を示す。ここで、鉄骨引抜き力 **T** をコンクリート設計基準強度 20MPa で基準化した値を $T' (=T\sqrt{\sigma_B/20})$ で示している。本実験では、N シリーズにおいて文献 2)、3) による掻き出し定着破壊耐力式を算定式として用いた。文献 2) は L 形柱梁接合部を対象とし、文献 3) は T 形柱梁接合部における 90° 折り曲げ梁上端筋の掻き出し定着破壊を対象とした耐力式ではあるが、加力方法や破壊モードが本実験結果と類似しているため両式の適用を試みた。外柱鉄骨の基礎梁外端部への埋込み状況は、L 形柱梁接合部の上端筋定着配筋に近いと思われたが、実験値と計算値の比較では、最上階 L 形柱梁接合部用算定式を用いるよりも、中間階を対象とした T 形柱梁接合部における耐力算定式の方が、適切な値を得た。この理由としては、

基礎梁外端部では、梁上端筋が 90° に曲げ下げられて下端筋と接合していること、梁幅方向に

表-3 最大耐力

試験体名	σ_B	exp T	exp T'	cal T _{Nu}	cal T _{Eu}
NO-8I-40	20.7	478	470	215	539
NO-8I-20	20.7	286	281	110	205
MT-8I-40	23.2	817	759	215	588
NI(t)-8I-40	23.2	523	486	215	559
試験体名	σ_B	exp Q	cal Q _A (h ₀ =34)	cal Q _B (h ₀ =134)	
QRO-8I-40	23.4	208	151	197	
QRO-8I-20	23.4	131	58	89.3	
QT-8I-40	20.6	440	259	337	
QRTO-8I-40	19.8	616	410	534	

σ_B : MPa exp Q : kN cal Q : kN exp T : kN cal T : kN
【掻き出し定着耐力算定式】

■ L 字型接合部

cal T_{Nu} = L_{dh} · b_j · f_t
L_{dh}: 鉄骨アンカー埋め込み鉛直投影長さ
b_j: 基礎梁有効幅(mm)
f_t = 0.47 · √σ_B : コンクリート引張強度(MPa)
σ_B: コンクリート圧縮強度(MPa)

■ T 形接合部

cal T_{Eu} = k_n (T_c + T_w)
k_n = 1 + √σ₀ / σ_B
(ただし、k_n ≤ 1 + 0.0016 σ_B)
 $T_c = \frac{2 \cdot l_{dh} \cdot b_c \cdot \sqrt{l_{dh}^2 + j^2}}{j} \cdot \sqrt{\sigma_B}$

T_w = 0.7 · A_w · σ_{wy} σ₀: 梁軸圧縮応力度(MPa)
b_c: 梁有効幅(mm) l_{dh}: 鉄骨鉛直投影長さ(mm)
T: 定着破壊時の鉄骨アンカー引き抜き力(kN)
T_c: コンクリートの負担分(kN)
k_n: 梁軸力による影響係数
T_w: せん断補強筋の負担分(kN)
σ_B: コンクリート圧縮強度(MPa)
A_w: せん断補強筋全断面積(mm²)
σ_{wy}: せん断補強筋規格降伏点(MPa)
j: 柱断面応力中心距離(mm)

【支圧耐力算定式】

$$Q = - \left(\frac{3d}{4} - d_c \right) Q_2$$

$$Q_{2y} = \sigma_m \left(B \cdot b_c + \frac{d_w \cdot b_c}{2} - b_c \cdot w \cdot b_c \right) = Q_2$$

$$\sigma_m = F_c \left(\sqrt{\frac{B_c}{w \cdot b_c}} \right)$$

Q: 柱頭の水平荷重(kN) Q₂: 上部支圧力の合力(kN)
Q_{2y}: 支圧破壊耐力(kN) d: 埋め込み部深さ(mm)
d_c: 作用点の基礎梁上面からの距離(mm)
h₀: 水平力の加力点高さ(mm)
σ_m: コンクリートの支圧耐力(MPa)
b: 支圧力の作用面の有効幅(mm)
b_c: スチフナ線上の有効幅(mm)
w · b_c: ウェブ線上の有効幅(mm)

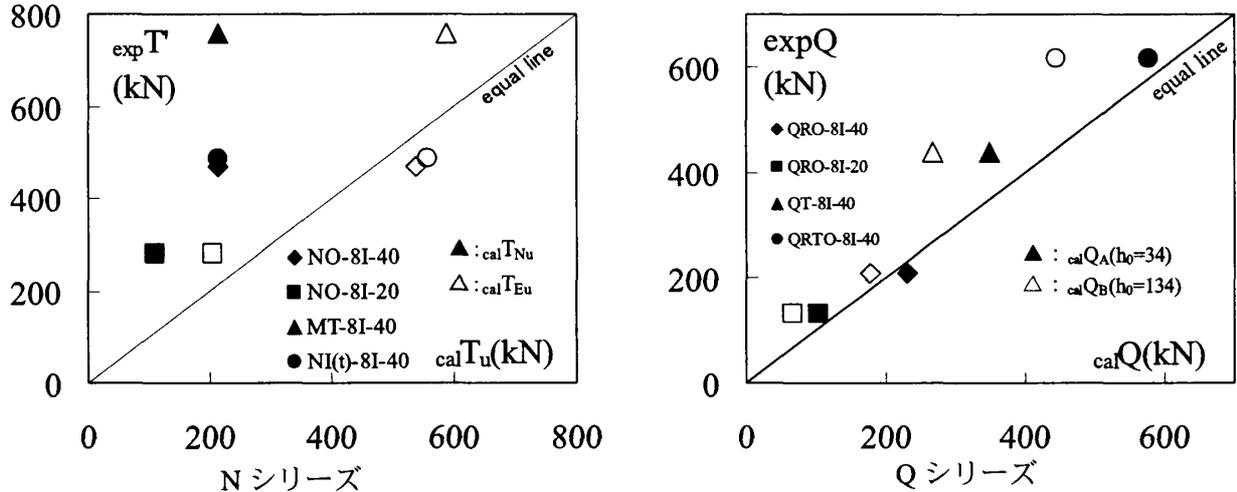


図-4 実験値と計算値の耐力比較

U字筋やコ字筋を配していることなどが、L形柱梁接合部と大きくことなり、これらの拘束効果はむしろト形柱梁接合部の応力伝達に近いものと想定できる。しかし、さらに応力伝達機構を詳細に検討して、耐力式についても再検討する必要がある。

Qシリーズについては文献4)に基づきT形鋼材からの支圧によるコンクリートの圧壊で決まる最大耐力の算定式を用いて比較した。この際に加力点高さ h_0 として梁上面から加力梁の中心までの距離134(mm)を用いると、実験値が計算値(図-4中の白抜き印)を上回る結果となった。これは、算定式が鉄骨部材の加力点でピン接合(回転非拘束)を想定しているのに対し、当実験では鉄骨アンカー突出部の水平軸周りの曲げ回転を鉄骨加力梁によってある程度拘束し、固定端に近い変形条件で加力をしていることが原因である。従って、曲げモーメントが0となる加力点(=反曲点)高さ h_0 は、梁表面から鉄骨加力梁の下縁スチフナまでの距離34(mm)に近づくと考えられるため、ここではその距離34(mm)をもうひとつの加力点高さに想定して実験値との比較(黒塗り印)を行った。この結果では $h_0=34$ (mm)と仮定する方がよい整合性が得られた。なお、QRTO-8I-40はその亀裂パターンからQRO-8I-40とQT-8I-40の双方の破壊性状を

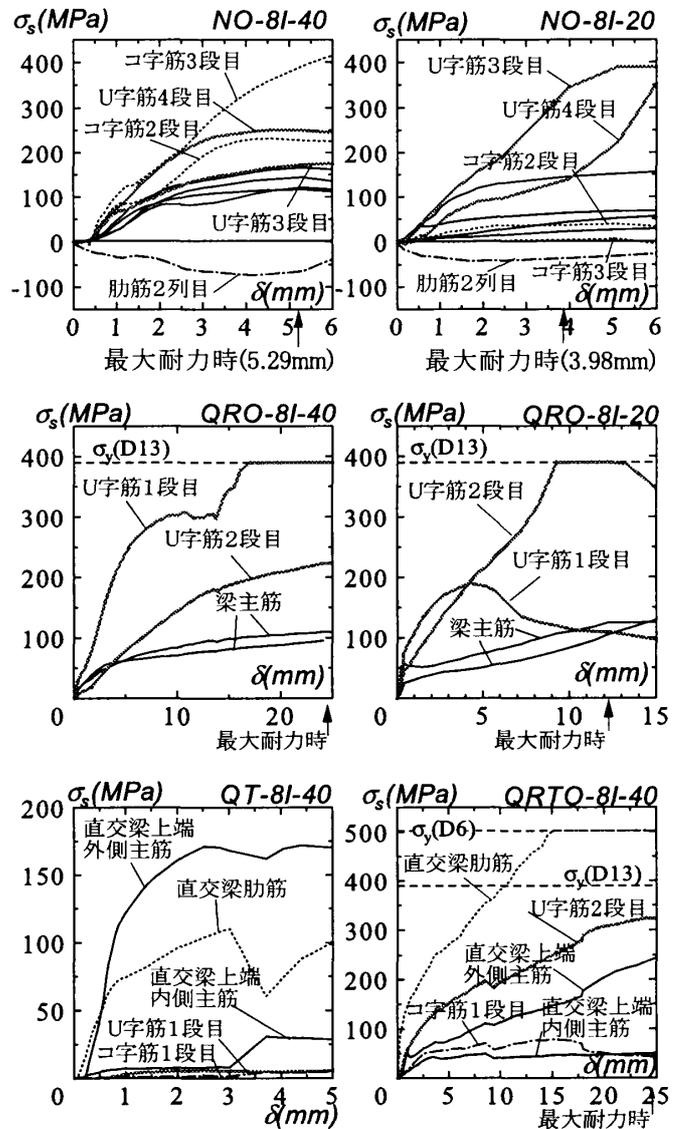


図-5 鉄筋応力(σ_s)—鉄骨変位(δ)関係

併せ持つものと推定されるため、QRO-8I-40 と QT-8I-40 の最大耐力の和を算定値としている。

3.4 鉄筋歪度

図-5に鉄筋応力-鉄骨変位関係を示す。Nシリーズでは、埋め込み深さに関係なく、亀裂**B**の発生後、基礎梁主筋の鉛直余長部、及びU字筋とコ字筋の応力が上昇する。これは、アンカー引張力によって発生する斜めストラット力の鉛直成分及び水平成分をこれらの鉄筋が負担するためである。埋め込み深さ 200mm の試験体では、主筋鉛直部の下部、および下部に配した二段のコ字筋は基準試験体と比べて、応力が上昇しなかった。また、最大耐力時には上面圧縮反力R位置のほぼ真下に位置して圧縮力を負担していたせん断補強筋の応力度が、引張側に転移することから、R位置近傍のコンクリートストラットが圧壊に至ったものと推定できる。Qシリーズにおいては、QRO-8I-20 と-40 では、埋め込み深さに関係なく、亀裂**B**の発生後に基礎梁主筋水平方向、U字筋、コ字筋の応力が上昇する。水平力はU字筋とコ字筋を介して主軸梁側に伝わり、重ね継手により梁主筋に伝達される。このため、最大耐力時には2段目のU字筋、コ字筋の応力が上昇することから、U字筋の内側コアコンクリートの圧壊により最大耐力に至ったと考えられる。QT,QRTO 試験体ではいずれも初期の直交梁主筋の応力上昇が著しいが、亀裂**D**発生後には、直交梁外側主筋の応力度はほぼ一定の値となって推移する。これは亀裂**D**のためにせん断応力が内側の直交梁主筋にダボ作用的に多く負担されているものと考えられる。また、亀裂**D**の進展に伴い、直交梁肋筋上辺の応力が上昇する。なお、QT は内向加力であるために、U字筋とコ字筋はほとんど応力の上昇が見られないが、外向加力のQRTO では大きな応力を負担している。特に最大耐力付近においては外側アンカー周りのU字筋とコ字筋の応力の上昇時期は、主軸梁両側面斜め亀裂**B**を結ぶように伸展していた梁外側面の水平方向亀裂**B**の発生時期と一致している。

4. おわりに

T形鋼を鉄骨外柱脚部のアンカーに用いて、その埋込み深さ等を実験変数とした加力実験を行った結果、以下の知見を得た。

Nシリーズ

i)アンカー引抜き力に対し、梁上端筋を曲げ下げて下端筋に接合すれば外柱においても高い耐力と変形性能が得られる。

ii)耐力算定において埋込み深さが 200mm と 400mm の両試験体ともに、L形柱梁接合部折り曲げ筋の定着耐力推定値よりも、はるかに大きい耐力を示した。

iii)各試験体とも、鉄骨柱の圧縮反力位置とアンカー先端のエンドプレートを結ぶコンクリートストラットの圧壊で最大耐力に至った。

Qシリーズ

1)外柱においてアンカーの水平耐力は内柱の1/2 から 1/3 であったが、本実験において新たに加えたU字筋およびコ字筋は、耐力と変形性能の維持に寄与している。

2)20MPaのコンクリートを用いた本実験において、最大耐力はアンカー鉄骨とU字筋との間のコンクリートの圧壊で決定した。

3)コンクリートの支圧破壊による最大耐力算定式を用いて、実験値を20%以内の誤差で推定することができる。

参考文献

- 1) 田島理緒子, 北野敦則, 後藤康明, 城 攻: T形鋼アンカーを用いた露出型柱脚の定着性能に関する実験的検討, コンクリート工学年次論文報告集, 23(3), 823-828, 2001
- 2) 岩波治郎ほか: RC造最上階外柱梁接合部における折り曲げ梁上端筋の定着耐力(その1, 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, 747~750, 1998
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート建造物の靱性保障型耐震設計指針・同解説, 1999
- 4) 秋山宏: 鋼構造埋め込み形式柱脚の強度と変形, 日本建築学会論文報告集, 第335号, S59,1