

論文 機械式定着主筋を有する幅広梁に曲げヒンジを形成する側柱接合部の破壊挙動と定着部設計法の検証

迫田 丈志*1・前田 匡樹*2・佐川 隆之*3・清原 俊彦*3

要旨：本研究では、梁幅が柱幅よりも広い部材が取り付け基礎ト形接合部について、機械式定着とした梁主筋の降伏を保証する設計方法を検討し、既往の実験や筆者らの実験結果と比較した。既往の実験では、直交梁のねじりひび割れや梁主筋の定着破壊が生じており、柱外に定着される幅広部分の梁主筋は、柱内に直接定着される主筋に比べて応力伝達能力が低いことが示されている。提案する設計方法は、柱に直接定着されない梁主筋が直交梁に確実に定着され、直交梁のねじりを介して接合部に応力伝達されることを確認する。直交梁のねじり耐力により幅広部主筋の応力を低減し、実験値を安全側に評価した。

キーワード：幅広梁、機械式定着、側柱接合部、直交梁、基礎構造、ねじり破壊

1. はじめに

建築構造物の基礎梁において、掘削土量の低減を主な目的とした幅広梁（梁せいを小さく抑えるために梁幅を柱よりも広くした梁）が用いられる場合がある。一般に幅広梁の主筋量は多く、多段配筋によって配筋可能な限界の梁幅を確保して断面を決定することがほとんどであり、基礎梁においては3段筋が用いられることも多い。

このような幅広梁主筋に図-1に示す機械式定着を用いることは、定着される部位によってその性状が異なるため、現在の知見では柱の水平投影面内に限定される。

既往の研究でも、直接柱に定着できない幅広梁の主筋は柱断面よりも外側の直交梁に定着され、柱による拘束度合いが低いことが示されている。柱幅よりも外側に定着される主筋が有効に機能し、設計耐力を發揮するためには、幅広部や取り付け直交梁によって適切に拘束され、接合部破壊や定着破壊により架構が不安定になることを避け、柱や杭に確実に応力伝達されるような設計方法や配筋、ディテールを確立しなければいけない。

本論では、幅広梁の主筋に機械式定着を用いる場合の設計フローを示し、既往の実験¹⁾²⁾や今回筆者らが行った直交梁付の側柱-杭-幅広基礎梁ト形接合部の静的載荷実験によってその破壊性状や耐力を把握し、幅広部機械式定着の影響や直交梁による拘束効果、接合部近傍のねじり破壊を想定した設計耐力式の妥当性を確認することを目的とした。

2. 幅広梁定着部の設計方法

幅広梁の主筋定着部の設計フローを図-2に示す。既往の定着式やねじり耐力式を修正し、幅広梁の機械式定

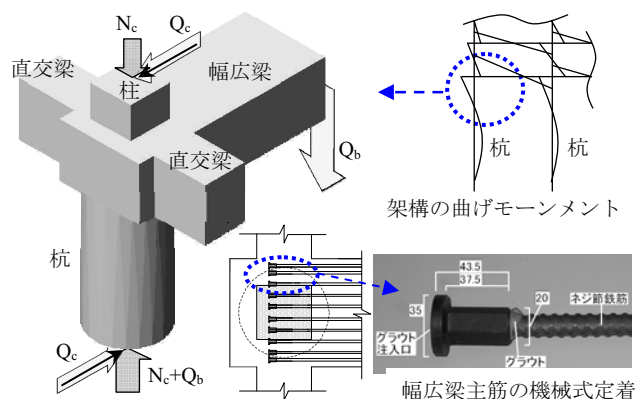


図-1 側柱接合部の幅広梁と機械式定着

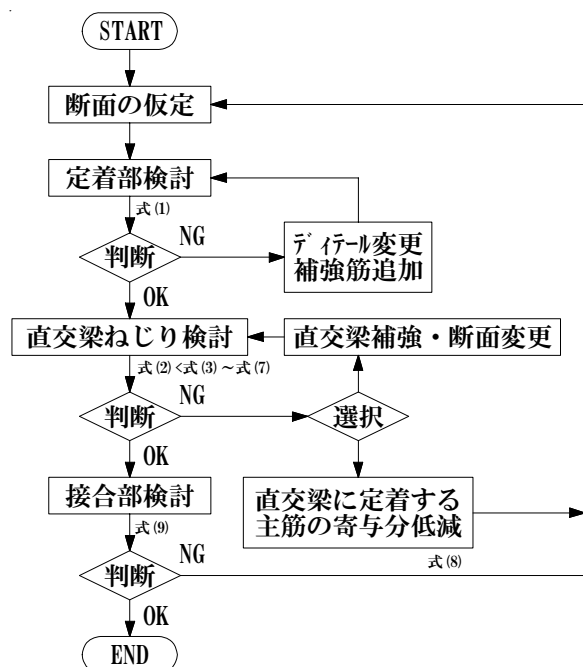


図-2 幅広梁を機械式定着とする設計フロー

*1 東北大学 大学院工学研究科都市・建築学専攻 助手 修士(工学) (正会員)

*2 東北大学 大学院工学研究科都市・建築学専攻 准教授 博士(工学) (正会員)

*3 東北大学 大学院工学研究科都市・建築学専攻 大学院生 (正会員)

*4 株式会社堀江建築工学研究所 (正会員)

着の性能を検討する。

2.1 定着耐力

定着耐力については、終局定着耐力評価法³⁾として側面剥離破壊とコーン破壊を検討する。

(1) 側面剥離破壊³⁾

図-3 に示す幅広梁主筋の上方および下方への剥離破壊については、ト形柱梁接合部における梁主筋の側面剥離破壊に対する実験式(1)を修正して用いる。 σ は剥離破壊時の定着筋応力度であり $\sigma > \sigma_y$ を確認する。

$$\sigma = \beta \cdot \kappa_1 \cdot \kappa_2 \cdot \kappa_3 \cdot \sigma_{std} \quad (1)$$

ここで、 σ_y は主筋の降伏強度、 β は上端筋の低減係数であるが、梁の上端1段目主筋の場合に0.8とする。

κ_1 は支圧面積比による影響を表す係数で本工法では1.0、 κ_2 は側面かぶり厚さによる影響を表す係数 $0.96 + 0.01(C/d_n)$ であり、 C は定着筋芯から梁表面までの距離とした。 κ_3 はせん断補強筋の影響を表す係数であり、柱梁接合部外周補強筋のみで計算したせん断補強筋比 p_{wjc} に対して $p_{wjc} \leq 0.004$ の範囲では、 $\kappa_3 = 62.5 \times p_{wjc} - 1.22 \times p_{wjc} \times (F_c - 27.2) + 1$ 、 $p_{wjc} > 0.004$ の範囲では、 $\kappa_3 = 1.25 - 0.0051 \times (F_c - 27.2)$ である。幅広梁の定着算定においては、 p_{wjc} を直交梁のあばら筋比とする。

ただし、かんざし補強筋やL形あるいはU形曲げ定着1段目主筋等がある場合には割裂面を横切る鉄筋として加算する。つまり、1段目主筋を折り曲げ定着、2段目主筋を機械式定着とした場合には、1段目折り曲げ主筋が2段目の機械式定着主筋の上方への剥離破壊を防止する鉄筋として p_{wjc} に算入する。これは、1段目主筋が上面または下面剥離破壊に対して拘束する方向に折り曲げられているためである。また、 $\sigma_{std} = 101\sqrt{F_c}$ 、 F_c はコンクリート強度である。

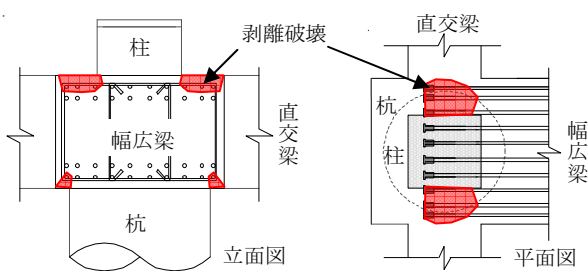


図-3 幅広梁の上方と下方の剥離破壊

(2) コーン状破壊³⁾

定着板までの定着長さが、定着される部材せいの3/4未満の場合には、コンクリートのコーン状破壊により定着耐力が決まることが文献³⁾に記されている。本論文の試験体では、全ての試験体において定着板までの定着長さを柱せいの3/4以上としているため算定を省略する。

(3) 多段配筋・直交梁ねじれによる定着耐力への影響

定着耐力については、側面剥離破壊とコーン破壊を示したが、検討する基礎梁主筋は多段配筋を対象とする場合が多い。また、幅広梁を対象としており、定着部に直交梁のねじれ変形を伴う。

2段筋のある1段目主筋が剥離破壊する場合や、ねじれ変形が伴う場合は、剥離破壊を助長することも考えられる。一方で、2段目主筋を必ず直交梁コア内に定着することや、直交梁のねじり剛性や耐力を高めることが、間接的に定着耐力を高めることも考えられる。今回評価していない多段配筋の影響や、ねじれ変形と側面剥離破壊の相互作用の影響は、今後の課題である。

2.2 直交梁に生じるねじりモーメント

ねじり耐力と比較される設計用ねじりモーメントの算定方法を記す。ここでは、幅広部分の主筋によって生じるねじりモーメントを図-5のように仮定した。また、基礎側柱接合部を対象とするため、接合部の上下に取り付く柱と杭は、幅や径が異なることが多い。この場合、幅広部の定着主筋のなかでも、杭断面内に直接定着される主筋については、杭に対してねじり応力を生じない。

従ってねじり応力は、柱と杭の剛比と、柱と杭外に定着される主筋本数 n_c 、 n_p により決定し、式(2)とした。

$$M_{tw} = 0.9 \cdot \alpha \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d \quad (2)$$

ここで、 α は幅広部に定着される鉄筋量と、近隣の部材に分配されるモーメント割合によって決定する係数であり、 $\alpha = kc / (kc + k_p) \cdot n_c / n_t + k_p / (kc + k_p) \cdot n_p / n_t$ とする。 k_c 、 k_p は柱と杭の剛比、 n_c 、 n_p は柱や杭に直接定着されない主筋本数である(図-6参照)。 a_t は幅広梁の引張側主筋全断面積、 σ_y は主筋の降伏強度、 d は梁の圧縮面から引張側主筋の重心位置までの距離である。

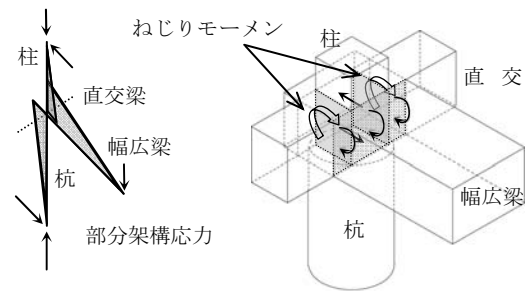


図-5 架構応力とねじりモーメント

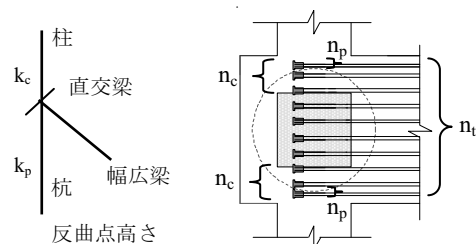


図-6 ねじりモーメントの算定

2.3 直交梁のねじり耐力

幅広部分の機械式定着主筋の応力を柱や杭に確実に伝達させるために、直交梁のねじりによる拘束効果を検討する。本節で用いるねじり耐力式はいずれも部材の両端にねじりモーメントが作用する場合の算定式である。

しかし、実験のねじれ破壊挙動に見られるとおり、他端を拘束しない直交梁にも変形適合によるねじりひび割れが生じており、直交梁による拘束効果をねじり耐力によって評価できると考えた。ねじり破壊挙動については、3章の実験結果に示す。

直交梁の主筋拘束効果を検討する耐力式として RC 規準⁴⁾のねじり耐力式、ACI 式⁶⁾、ダボ効果式⁷⁾、また直交梁のねじり耐力を見込まずに直交梁に定着される主筋に低減係数を乗じる方法も記す。

(1) RC 基準ねじり耐力⁴⁾

Rausch の簡易公式を用いたねじり耐力式として RC 基準 22 条に示されるせん断補強筋から定まるねじり耐力式(3) および主筋から定まるねじり耐力式(4)を示す。

$$T_{01} = 2 \cdot a_v \cdot A_0 \cdot \sigma_{vy} / s \quad (3)$$

$$T_{02} = 2 \cdot \sum (a_l \cdot \sigma_{ly}) \cdot A_0 / \phi_0 \quad (4)$$

ただし、 $\min(T_{01}, T_{02}) \leq 4 \cdot b^2 \cdot D \cdot f_s / 3$

ここで、 a_v 、 s 、 σ_{vy} 、 a_l 、 σ_{ly} はそれぞれ直交梁の閉鎖形あばら筋 1 本の断面積、間隔、降伏応力度、直交梁主筋の断面積、降伏応力度を示し、 A_0 、 ϕ_0 は直交梁のあばら筋の芯で囲まれたコンクリート核の断面積と周長、 b 、 D は直交梁幅とせい、 f_s は直交梁のコンクリートの許容せん断応力度である。Rausch の式は、トラス理論式の $\theta = 45^\circ$ として求まるねじりモーメント T であり、一般形として 図-7 に示す立体トラスモデル⁶⁾から、

$$T_{uo} = 2 \cdot q_0 \cdot b' \cdot d'$$

$$a_l \cdot \sigma_{ly} = \sum \Delta N = 2 \cdot q_0 \cdot (b' + d') \cdot \cot \theta$$

$$a_v \cdot \sigma_{vy} = q_0 \cdot s \cdot \tan \theta$$

の関係を用いて導かれる。

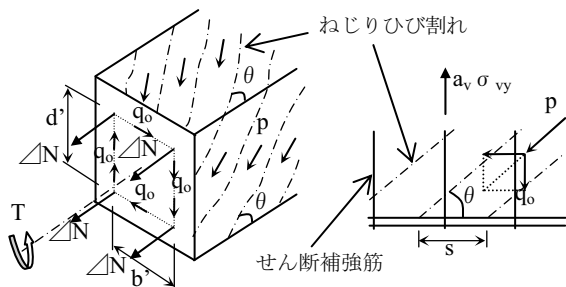


図-7 立体トラスモデル 文献⁶⁾より引用

(2) ACI 基準ねじり耐力⁶⁾

純ねじりを受けるときのコンクリートが負担する公称ねじり強度 T_u 、あばら筋が負担するねじり耐力 T_s は

式(5)、(6)で与えられ、両者の和が終局ねじり耐力となる。

$$T_u = 0.64 \sqrt{F_c} \cdot b^2 \cdot D / 3 \quad (5)$$

$$T_s = (0.66 + 0.33 \cdot d'/b') A_t \cdot b' \cdot d' \cdot \sigma_y / s \quad (6)$$

ここで、 b' 、 d' 、 A_t 、 σ_y 、 s はそれぞれ直交梁閉鎖型あばら筋の短辺中心間距離、長辺中心間距離、1 本の断面積、降伏強度、間隔である。

(3) ダボ効果⁷⁾

鉄筋 1 本当りのせん断耐力は、B.H.Rasmussen のダボ効果による式(7)で表される。

$$V_u = 1.3 \cdot d^2 \cdot \sqrt{(\sigma_y \cdot f_c)} \quad (7)$$

ここで、 d 、 σ_y 、 f_c は鉄筋径、降伏強度、コンクリートの圧縮強度である。 V_u にそれぞれの鉄筋位置からねじり回転中心までの距離を乗じてねじり耐力が算定される。

(4) 直交梁に定着される主筋の低減係数

直交梁に定着される主筋の応力負担分を 70% に低減し、式(8)によって曲げ終局耐力を算定する。低減率については、梁幅を柱幅の 2 倍とした 3.1 節に示す既往の実験から、柱に直接定着されない主筋の応力負担割合が 70% 程度であったことを用いて決定した。

$$M_u = (n_a + 0.7 \cdot n_b) \cdot 0.9 \cdot a_l \cdot \sigma_y \cdot d \quad (8)$$

ここで、 n_a 、 n_b は柱に直接定着される主筋および直交梁に定着される主筋の本数とする。その他の記号は式(2)と共通とする。

2.4 接合部の検討

接合部は靱性保証型設計指針⁵⁾に従い式(9)を用いる。ただし、柱幅よりも梁幅が広く、また杭も取り付くために修正して適用した。

$$V_{ju} = \kappa \cdot \phi \cdot F_j \cdot b_j \cdot D_j \quad (9)$$

ここで、 $F_j = 0.8 \cdot \sigma_B^{0.7}$ 、 $b_j = b_b + b_{a1} + b_{a2}$ において、 b_b 、 b_{a1} 、 b_{a2} については柱と幅広梁に対する接合部上面(図-8 左)と、杭と幅広梁に対する接合部下部(図-8 右)に分けてそれぞれ算定し平均した。 b_{ai} は上下面における $D/4$ と $b_i/2$ の小さい方から各々算定する。また D_j についても柱に定着される長さや杭の等価断面に定着される長さについて各々算定する。

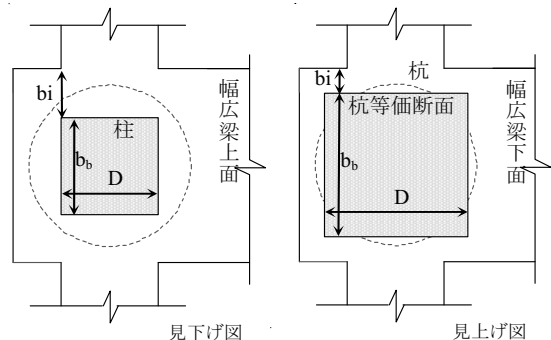


図-8 接合部有効幅の算定

3. 実験的研究

耐力評価方法と比較する実験の概要と結果を記す。

3.1 外柱-幅広梁接合部の既往の実験研究^{1),2)}

(1) 実験概要

藤原らの研究¹⁾および足立らの研究²⁾では、幅広梁を機械式定着とした計7試験体の実験結果が示されている。試験体概要を表-1に、代表的な配筋図を図-9に示す。

柱端部と梁端部にピンを設けて載荷し、上下ピン間隔は1300mm、水平ピン間隔を1125mmとしている。

表-1 既往実験の試験体概要^{文献1),2)}より引用

| No | 幅広梁 | 柱 | 直交梁 | 定着補強 |
|----|----------------------------------|---|---|------|
| P1 | b*D=800*400 全主筋 | b*D=400*400 12-D25(SD490) 4-D10@100 | b*D=400*400 8-D22(SD490) 2-D10@100(SD785) | 無 |
| P2 | せん断補強筋 4-D10@80(SD785) | | 250*400 4-D22 | 有 |
| P3 | 1000*400 | | 400*400 8-D22 | |
| P4 | 18-D22(SD490) 4-D10@60(SD785) | | | |
| P5 | 800*400 | | | |
| P6 | 14-D22(SD390) 4-D10@80(SD785) | | | |
| P7 | 800*400 14-D22(SD490) | | | |

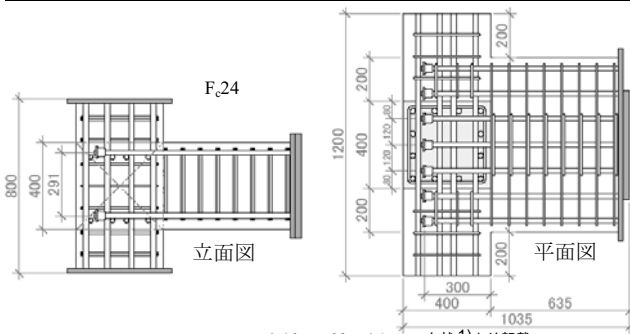


図-9 P3 試験体配筋詳細図^{文献1)}より転載

(2) 破壊性状と実験結果

破壊状況は、図-10左写真²⁾に示すように、端部拘束の無い直交梁にねじりひび割れが生じている。また、上端筋は直交梁のコア外に定着され、無補強試験体では定着破壊後の耐力低下が急激であったが、定着部補強筋のある試験体では補強の有効性が確認されている。直交梁の幅の影響は見られず、幅広梁の幅が柱幅の2.5倍の試験体p4では、最末端梁主筋の応力が降伏応力の50%であり、梁幅が柱幅の2倍の試験体では65%であった。

直交梁のねじりひび割れや、ねじり変形を伴う上面の剥離破壊、幅広部主筋の歪が小さいこと等から、梁曲げ終局時せん断耐力に達しない要因は、幅広部の主筋定着の問題であることが分かる。幅広部主筋を拘束する補強筋を、柱と直交梁の界面まで横切るように配置することが拘束に有効とされた。これらの補強筋は直交梁の主筋とともにねじり破壊面を横切るため、ダボ作用やねじり耐力の増大に効果的であったと考えられる。

図-10には荷重-変形曲線¹⁾を文献より転載した。正側で定着破壊により耐力低下しているが、柱に直接定着される主筋の降伏よりも大きな変形角で定着破壊したことが文献に示されている。

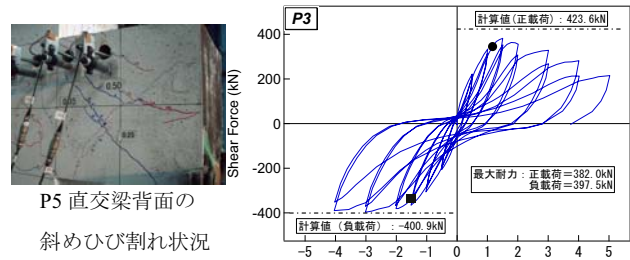


図-10 直交梁ひび割れと荷重-変形曲線^{文献1),2)}より転載

3.2 杭付き側柱接合部の実験研究

(1) 実験概要

試験体概要を表-2に、試験体形状を図-11に示す。幅広梁の柱幅に対する比は2倍であり既往の研究と等しいが、直径500mmの杭が取り付く点が異なる。反曲点位置は、接合部中心から柱600mm、杭1350mm、梁1500mmとし、ピンを設置し、梁端に載荷した。

柱軸力比0.15~0.45の変動軸力を与え、正加力を軸力増大側とし、このとき幅広梁の上面が引張側となる。

表-2 円形杭付き接合部の試験体概要

| No | 幅広梁 | 柱 | 直交梁 | 杭 |
|----|--|----------------------------------|---------------------------------|----------------------------|
| PN | b*D=600*400 40-D13(SD345) 4-D6@70(SD295) | b*D=300*300 16-D13 2-D6@50 | b*D=300*400 8-D13 2-D6@70 | φ=500 56-D13 ○-D6@70 |

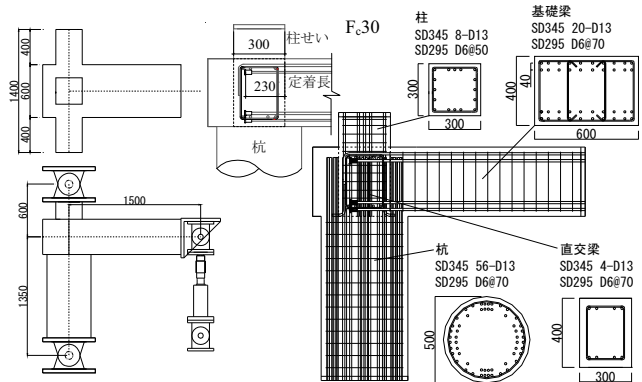


図-11 杭付き接合部試験体形状と配筋詳細図

(2) 直交梁の破壊性状と実験結果

最終破壊状況と荷重－変形曲線を図-12 に示す。変形角 1/200 から直交梁にねじりひび割れが生じたが、変形角 1/100 では 2 段筋も含めたほぼ全ての幅広梁主筋が降伏した。せん断力が最大となった変形角以降も、梁端曲げひび割れとともに直交梁のねじり破壊が進行し、ひび割れ観察面の面外に段差状に拡大した。最終破壊状況では梁の曲げやせん断ひび割れよりもねじりひび割れが大きく開き、ひび割れ幅が最大となった。直交梁のねじりひび割れが大きく開いても、極端な耐力低下は見られなかった。幅広梁の変形を曲げ・せん断・回転の成分に分解したグラフを図-13 に、直交梁主筋の歪を図-14 に示す。正側の大変形時には回転成分が大きくなり、直交梁主筋の歪も 4% 以降の大変形時に降伏歪に至った。

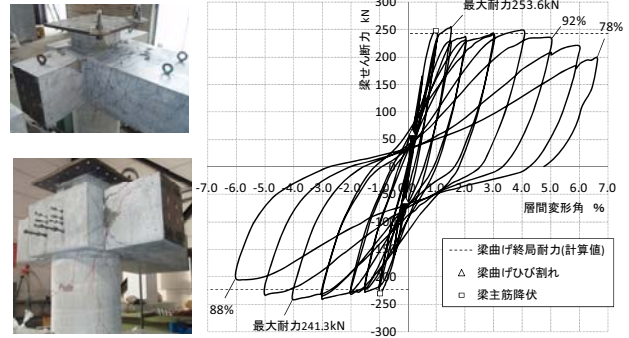


図-12 最終破壊状況と荷重－変形曲線

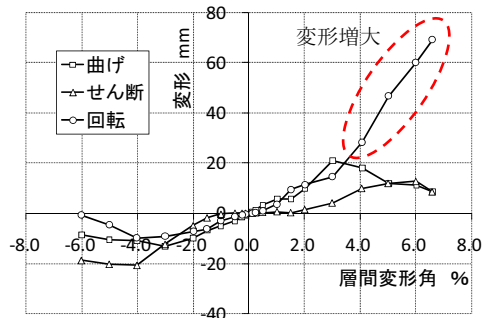


図-13 幅広梁の変形成分

4. 設計式の検討

2 章の耐力評価と 3 章の実験結果を比較し、一覧を表-3 に示す。実験結果の梁せん断力と直接比較するために、幅広部分の各耐力と直接定着される部分の耐力を合算して比較した。梁曲げ降伏とねじり破壊には靱性があり、実験でも急激な耐力低下が生じなかったことや、定着破壊は柱に直接定着される主筋の降伏以降に生じたこと、また実際には定着破壊させない設計とすること等から各耐力を合算した。また、定着破壊以外の破壊モードをねじりに分類した。これは、幅広梁では梁曲げ降伏時もねじり応力が生じていると考えたためである。

4.1 定着部耐力

実験結果 Q_{max} と曲げ終局時せん断耐力 Q_{mu} に対する定着破壊余裕度を図-15 に示す。幅広梁の上面と下面について剥離破壊を想定して耐力を算定した。凡例は試験体名称と正負加力方向(±)を示す。

正加力で定着破壊した試験体 p1~4 において、安全側の評価とならない。これは、割裂破壊評価式にねじりによる損傷や定着部回転変形の影響が考慮されていないことに起因する。p1~4 の負側は、ねじり破壊である。定着部の補強方法と回転を伴う剥離耐力の評価方法について更に検討が必要である。

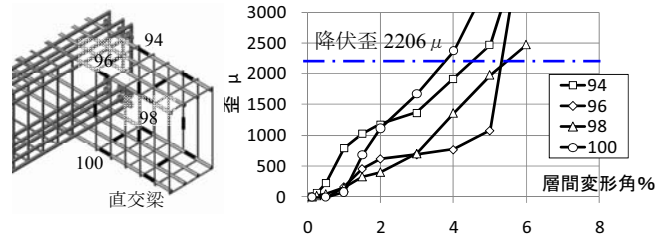


図-14 直交梁主筋の歪と層間変形角

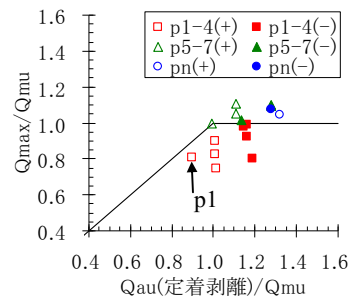


図-15 定着耐力余裕度

表-3 実験結果と計算値の比較

| No | 実験値(kN) | | | | 計算値(梁せん断力換算値kN) | | | | | | | | | | | | | |
|----|-----------------|-----|----------|-----|-----------------|-----|---------------|-----|---------|-----|----------|-----|---------|-----|---------|-----|----------------|-----|
| | 梁せん断力 Q_{max} | | 幅広部破壊モード | | 梁曲げ終局時 Q_{mu} | | 定着破壊 Q_{au} | | ねじり破壊 | | | | | | | | 接合部終局 Q_{ju} | |
| | 正 | 負 | 正 | 負 | 正 | 負 | 正 | 負 | Qtu(RC) | | Qtu(ACI) | | Qtu(ダボ) | | Qtu(低減) | | 正 | 負 |
| p1 | 396 | 453 | 定着 | ねじり | 489 | 463 | 439 | 531 | 438 | 426 | 365 | 353 | 406 | 395 | 406 | 384 | 528 | 489 |
| p2 | 406 | 427 | 定着 | ねじり | 489 | 463 | 494 | 538 | 292 | 281 | 292 | 280 | 293 | 282 | 406 | 384 | 528 | 489 |
| p3 | 441 | 459 | 定着 | ねじり | 489 | 463 | 494 | 538 | 438 | 426 | 365 | 353 | 406 | 395 | 406 | 384 | 528 | 489 |
| p4 | 470 | 478 | 定着 | ねじり | 629 | 596 | 636 | 707 | 438 | 426 | 365 | 353 | 406 | 395 | 503 | 477 | 528 | 489 |
| p5 | 425 | 436 | 定着 | ねじり | 403 | 396 | 446 | 506 | 382 | 379 | 312 | 309 | 360 | 357 | 334 | 328 | 493 | 481 |
| p6 | 445 | 433 | 定着 | ねじり | 403 | 396 | 446 | 506 | 382 | 379 | 312 | 309 | 402 | 399 | 334 | 328 | 493 | 481 |
| p7 | 484 | 484 | 定着 | ねじり | 485 | 477 | 481 | 540 | 417 | 413 | 347 | 343 | 437 | 433 | 402 | 395 | 493 | 481 |
| pn | 254 | 241 | ねじり | ねじり | 242 | 224 | 320 | 287 | 189 | 177 | 198 | 185 | 209 | 197 | 218 | 202 | 288 | 262 |

4.2 ねじり耐力

(1) RC 基準⁴⁾

直交梁の主筋とせん断補強筋の降伏を仮定したねじり耐力と、直接定着主筋耐力を合算した梁の終局せん断耐力について、全主筋降伏時の曲げ終局時せん断力に対する比を実験値と比較し図-16 左に示す。直交梁コア外に定着され、早期に定着破壊した p1 以外は安全側の評価となった。平均余裕度は 17%程度であり、直交梁幅が小さい p2 試験体において耐力を最も過小評価した。

(2) ACI Building Code 318-83⁵⁾

ACI によるねじり耐力余裕度を図-16 右に示す。平均で 34%の余裕度となったが、安全側の評価となった。RC 規準式よりもバラツキは減り、実験値の傾向を捉えた。

(3) ダボ効果⁷⁾

ダボ効果によるねじり耐力余裕度を図-17 左に示す。ACI 式の傾向に近いが、平均余裕度が 17%でありバラツキも小さく、ダボ効果による評価は有効である。

(4) 直交梁に定着される主筋の耐力低減

幅広主筋の耐力低減 70%による余裕度を図-17 右に示す。幅広度合いが 2.5 倍の試験体 p4 のみ危険側に評価され、2.0 倍以下では概ね安全側となり、耐力低減の割合を参照した試験体の有効範囲が反映された。

4.3 接合部検討⁵⁾

接合部せん断耐力余裕度と実験値の関係を図-18 に示す。接合部は直交梁が取り付け、接合部せん断破壊を確認した試験体はない。全主筋降伏を想定した p4 の接合部耐力余裕度は小さいが、実験では定着破壊のために幅広部の主筋は降伏せず、入力せん断力は小さい。

5. まとめ

機械式定着される幅広梁の設計フローを示し、計算値を実験値と比較した結果、以下の結論を得た。

- (1) 本論で検討した範囲において、ねじり破壊の想定により幅広部の機械式定着を安全側に評価できた。
- (2) ねじり耐力だけでは、実際の幅広梁の主筋拘束よりも耐力を過小評価しており、立体ストラットによる応力伝達機構等も考慮していくことが必要である。
- (3) 直交梁の回転と定着部の剥離破壊の関係や、接合部せん断破壊との相互作用も含めた定量的な評価方法を確立することが今後の課題である。

謝辞

本研究は、(財)日本建築防災協会に設置された基礎構造に適用する機械式定着工法の開発研究委員会(岡田恒男委員長)のフィージビリティスタディ部会(中埜良昭部会長)の研究プロジェクトの一環として実施されたものである。また、東京鐵鋼(株)より鉄筋などの材料を提供して頂いた。ここに記して関係各位に謝意を表す。

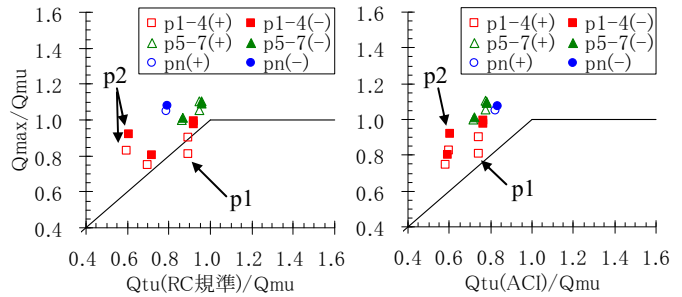


図-16 ねじり耐力余裕度 (RC 基準式と ACI 式)

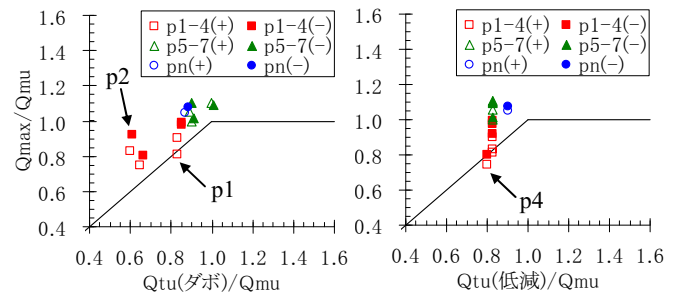


図-17 ねじり耐力余裕度 (ダボ効果と低減係数)

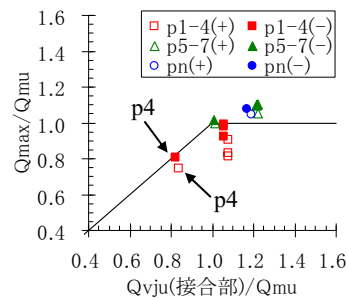


図-18 接合部耐力余裕度

参考文献

- 1) 藤原篤茂, 足立智弘, 松井智哉, 倉本洋: 梁主筋に機械式定着を用いた外柱-幅広梁接合部の構造性能, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.29, No.3, pp.223-228, 2007.7
- 2) 足立智弘, 倉本洋, 藤原篤茂, 松井智哉: 機械式定着型梁主筋を用いた外柱-幅広梁接合部の挙動, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.30, No.3, pp.373-378, 2008
- 3) 東京鐵鋼株式会社: プレートナット工法, (財)日本建築センター一般評定 BCI 評定 RC0152-01
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート計算規準・同解説, 1999.11
- 5) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999.8
- 6) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料, 1987.9
- 7) 日本建築学会: プレキャスト鉄筋コンクリート構造の設計と施工, 1986