

論文 機械式定着工法による RC 外柱梁部分架構の終局耐力と変形性能に関する設計条件

益尾 潔¹, 井上寿也², 岡村信也²

要旨: 本論文では, 機械式定着工法による外柱梁部分架構の終局耐力および変形性能に関する既往の実験結果を検討し, 梁主筋定着部の側面剥離破壊時定着耐力, 掻き出し破壊時定着耐力, 柱梁接合部せん断終局耐力の梁曲げ終局耐力に対する余裕度をそれぞれ一定値以上とすると, いずれの既制定着金物を用いた場合にも, 外柱梁部分架構は設計上十分な変形性能を有することを明らかにした。

キーワード: 機械式定着工法, 外柱梁部分架構, 破壊形式, 終局耐力, 変形性能

1. はじめに

近年, 既制定着金物を用いた機械式定着工法に関する実験的研究が精力的に行われている。これらの研究で得られた外柱梁接合部(以下, ト形接合部と呼ぶ)における梁主筋定着部の側面剥離破壊時定着耐力¹⁾や外柱梁部分架構(以下, ト形部分架構と呼ぶ)の終局耐力および変形性能²⁾に関する知見を基に, 梁主筋定着部と柱梁接合部に関する設計法³⁾が提案されている。

これらの設計法では, RC規準⁴⁾および靱性保証型指針⁵⁾に倣い, 梁主筋の定着長さは, 原則として柱せいの3/4倍以上または2/3倍以上とし, それを下回る場合, 城らの提案式⁵⁾に基づく靱性保証型指針式⁶⁾を用いて掻き出し破壊時定着耐力を併せて検定することが多い。しかしながら, この検定方法の妥当性は, 既制定着金物ごとの開発実験で確認されているのに留まっている。

上記の点を踏まえ, 本研究では, 既往実験によるト形部分架構の終局耐力および変形性能を検討し, 既制定着金物共通の目標性能達成に必要な設計条件を明らかにすることを目的とする。

2. 検討方法

本研究で対象とする(a)定着部側面剥離破壊, (b)定着部掻き出し破壊, (c)接合部せん断破壊に

よって決まる終局耐力は, (a)が村上・窪田式¹⁾, (b)および(c)が靱性保証型指針式⁶⁾によって評価する。各算定式を(付)に示す。各終局耐力の梁せん断力換算値は, 図-1に示す諸元を用いると, 下式で求められる。

(a)側面剥離破壊定着耐力 Tau 時の梁せん断力:

$$gQ_{au} = 2(0.9Tau \cdot d) / l_0 \quad (1)$$

(b)掻き出し破壊定着耐力 Tcu 時の梁せん断力:

$$gQ_{cu} = 2(0.9Tcu \cdot d) / l_0 \quad (2)$$

(c)接合部せん断終局耐力 V_{pu} 時の梁せん断力:

$$gQ_{pu} = 2V_{pu} / (l_0 / j_{tg} - l / h) \quad (3)$$

l : スパン長(柱心間距離), $l_0 = l - D_c$

D_c : 柱せい, d : 梁の有効せい

j_{tg} : 梁上下主筋の重心間距離, h : 階高

Tau および Tcu は, 梁曲げ降伏後の変形性能確

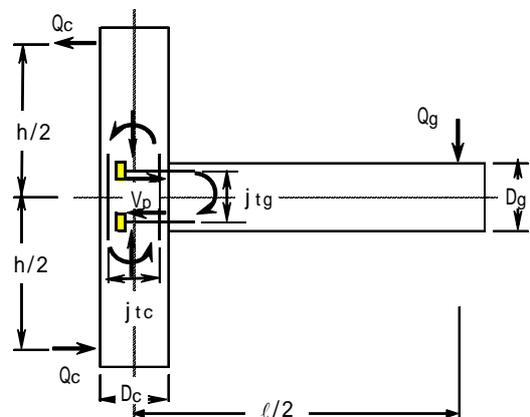


図-1 ト形部分架構の応力状態と構造諸元

* 1 (財) 日本建築総合試験所 構造部長 工博(正会員)

* 2 (財) 日本建築総合試験所 構造部 構造物試験室 研究員 工修(正会員)

保のための梁曲げ終局耐力に対する余裕度を検討することを意図し、それぞれ低減係数を乗じずに算定する。T_{cu}の算定に用いる接合部横補強筋の降伏強度 w_y は、下式に示すように、コンクリートの圧縮強度 B の平方根に応じて制限する。この w_y の評価方法は、ト形接合部での梁主筋定着部の既往の実験結果を検討して定めたものであるが、ここでは、紙面の都合上、詳細の説明を省略する。

$$w_y = \min (w_{yo}, 55 \sqrt{B}) \quad (4)$$

$B < 60\text{N/mm}^2$ の時は $\sqrt{B}=60\text{N/mm}^2$ とする。

w_{yo} : 接合部横補強筋の実降伏強度

以上の終局耐力を用いると、接合部終局耐力 gQ_{ju} が式(5)で定義できる。梁の曲げ終局耐力時せん断力 gQ_{mu} は式(6)で算定する。

$$gQ_{ju} = \min(gQ_{pu}, gQ_{au}, gQ_{cu}) \quad (5)$$

$$gQ_{mu} = 2Mu/l_o, \quad Mu = 0.9 \cdot a_t \cdot y \cdot d \quad (6)$$

at, y : 引張鉄筋の全断面積と降伏強度

式(5)の定義によると、ト形部分架構の破壊形式は、計算上、 $gQ_{ju}/gQ_{mu} \geq 1$ の場合が梁曲げ破壊型、 $gQ_{ju}/gQ_{mu} < 1$ の場合が接合部破壊型として分類できる。

3. 検討対象試験体

検討対象試験体は、一定軸力下または変動軸力下での、柱梁接合部に直交梁が取り付けられない現場打ちまたはPCaのト形部分架構試験体94体

である。ただし、PCa試験体の柱梁接合部コンクリートは現場打ちとしている。

文献(F1)～(F17)の実験は、主として既制定着金物の開発実験であり、文献(F18)～(F26)の実験は、高層建物への機械式定着工法の適用性の確認実験である。これらの試験体の主な実験因子ごとのヒストグラムを図-2に示す。

同図によると、前者の開発実験では、コンクリートの圧縮強度 B が比較的低い場合、定着長さ比 l_a/db が14以下、 l_a/D_c が2/3～3/4、側面かぶり厚さ比 C_o/db が3～4の場合がそれぞれ多く、後者の確認実験では、コンクリートの圧縮強度 B 、定着長さ比 l_a/db 、 l_a/D_c 、側面かぶり厚さ比 C_o/db がそれぞれ前者の値よりも大きい場合が多い。 l_a : 梁主筋の定着長さ、 db : 梁主筋の直径、 C_o : 梁主筋中心からの柱面までの側面かぶり厚さ、 D_c : 柱せい。

4. 終局耐力の評価

4.1 接合部終局耐力

図-3に、 $gQ_{max}/gQ_{mu} - gQ_{ju}/gQ_{mu}$ 関係および $gQ_{ju}/gQ_{mu} < 1$ の $gQ_{max}/gQ_{pu} - gQ_{au}/gQ_{pu}$ 関係を示す。 gQ_{max} は最大耐力時梁せん断力の実験値である。同図中には、原論文で示された実験結果の破壊形式をB, BP, P, Aの記号で表記している。ただし、原論文で破壊形式が明記されていない場合には、論文中に記載されたひび割れ発生状況や

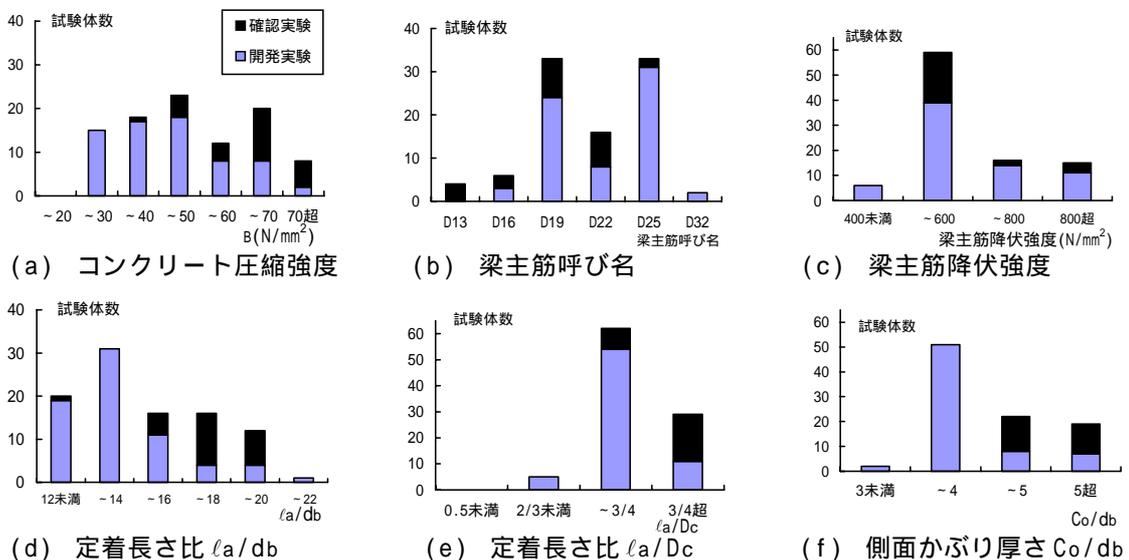


図-2 実験因子ごとのヒストグラム

荷重 - 変形関係を基に破壊形式を定めた。また、表 -1 に、実験値 / 計算値の統計値を示す。同表では、 $gQju/gQmu < 1$ の場合、実験結果の破壊形式ごとの統計値を示している。

文献(F20)によると、実験結果の破壊形式がコーン破壊型であると記述された試験体が存在するが、荷重 - 変形関係、破壊状況や終局耐力の計算値に基づいて、実験結果の破壊形式を再定義した。その結果、いずれの試験体も掻き出し破壊型と判定されず、また、いずれも $gQcu/gQju > 1$ となることから、計算上も掻き出し破壊型と判定されない。

図 -3(a)によると、概ね、 $gQju/gQmu = 1$ の場合、破壊形式B, BPの実験値がプロットされ、梁主筋の鋼種がSD685の試験体^{F7)}を除いて、 $gQmax$ は $gQmu$ を上回り、 $gQju/gQmu < 1$ の場合、破壊形式P, Aの実験値がプロットされ、 $gQmax$ は $gQju$ を上回る。

すなわち、 $gQju/gQmu=1$ を境に梁曲げ破壊型と接合部破壊型に分類でき、両破壊形式での終局耐力 $gQmu$ および $gQju$ は妥当に評価されている。ただし、 $gQju/gQmu$ が 0.8 ~ 1.5 程度の場合、梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊型試験体(BP)が存在する。

同図(b)によると、概ね、 $gQau/gQpu = 1$ の場合、破壊形式Pの実験値がプロットされ、 $gQmax$ は $gQpu$ を上回り、 $gQau/gQpu < 1$ の場合、破壊形式Aの実験値がプロットされ、 $gQmax$ は $gQau$ を上回る。

すなわち、 $gQau/gQpu=1$ を境に定着部側面剥離破壊型と接合部せん断破壊型に分類でき、両破壊形式での終局耐力 $gQau$ および $gQpu$ は妥当に評価されている。ただし、 $gQau/gQpu = 1$ でも、破壊形式Aの試験体が存在する。この試験体は $la/db=10.2$ の試験体^{F3)}である。この点は、定着長さが短い場合、側面剥離破壊時定着耐力が過大評価される恐れがあることを示唆している。

4.2 掻き出し破壊時定着耐力の影響

検討対象試験体には、前述のように、実験結果および計算結果からも掻き出し破壊型と判定された試験体は存在しない。しかし、定着長さが

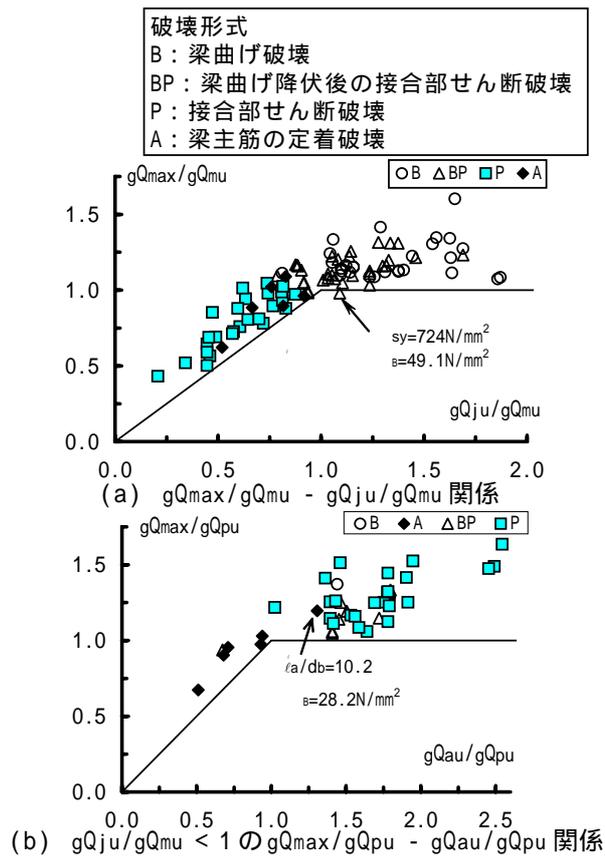


図 - 3 終局耐力の検討結果

表 - 1 実験値 / 計算値の統計値一覧

	$gQju/gQmu$	$gQju/gQmu < 1$ の場合		
		1の場合	A破壊	P破壊
試験体数	50体	6体	27体	10体
最大値	1.60	1.34	2.07	1.39
最小値	0.98	1.05	1.06	1.05
平均値	1.18	1.22	1.34	1.22
標準偏差	0.11	0.13	0.23	0.12
変動係数	0.10	0.10	0.17	0.10

(注) 1) $gQju/gQmu = 1$ の場合は $gQmax/gQmu$ の統計値
 2) $gQju/gQmu < 1$ の場合は $gQmax/gQju$ の統計値

短い場合や梁主筋量が多い場合、梁端部での曲げ終局耐力および接合部終局耐力は掻き出し破壊時定着耐力の影響を受ける恐れがあると推察される。この点を検証するために、 $gQju/gQmu = 1$ の場合には $gQmax/gQmu - gQcu/gQmu$ 関係、 $gQju/gQmu < 1$ の場合には $gQmax/gQju - gQcu/gQju$ 関係を図 -4 に示す。

同図(a), (b)に示すように、 $gQcu/gQmu$ および $gQcu/gQju$ がそれぞれ1に近い時、 $gQmax/gQmu$ および $gQmax/gQju$ がそれぞれ小さくなる傾向がある。同図では、梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊型試験体(BP)および接合部せん断破壊型試験体(P)について、 $la/Dc = 0.67$ と $la/Dc = 0.75$ の場合を区別して表記している。

同図によると、 g_{Qcu}/g_{Qmu} および g_{Qcu}/g_{Qju} が小さい時、 l_a/D_c に係わらず、梁曲げ終局耐力時せん断力 g_{Qmu} および接合部終局耐力 g_{Qju} は、掻き出し破壊定着耐力の影響を受けていると推察される。

ここで、検討対象試験体の柱軸力比 $N/(b \cdot D)$ の最大値は、 $g_{Qju}/g_{Qmu} = 1$ で破壊形式が BP の場合 0.23、 $g_{Qju}/g_{Qmu} < 1$ で破壊形式が P, A の場合 0.10 であり、これらの柱軸力比に対して、掻き出し破壊時定着耐力の評価式での柱軸力比の効果を表す係数 k_n は 1.48 および 1.32 となる。

以上の検討結果より、低減係数 0.6 を乗じて評価した掻き出し破壊時定着耐力を検定することで、掻き出し破壊時定着耐力の影響による終局耐力の低下を防止できると推察される。ただし、柱軸力比が大きい時には、掻き出し破壊時定着耐力評価の妥当性は検証されていないので、注意が必要である。

これらの点については、ト形部分架構の変形性能確保のための設計条件と関連するので、再度、5.2 節で考察する。

5. 変形性能確保のための設計条件

5.1 限界層間変形角と g_{Qju}/g_{Qmu} の関係

図-5 に、耐力が最大耐力の 95% および 80% に低下した時の限界層間変形角の実験値 R_{95} および R_{80} が原論文から判読できるト形部分架構試験体について、 R_{95} 、 R_{80} と接合部耐力余裕度 g_{Qju}/g_{Qmu} の関係を示す。同図中で黒印を付した実験値は、実験終了時の層間変形角であり、それ以上の値で限界層間変形角が決定することを示す。

同図によると、 $g_{Qju}/g_{Qmu} = 1$ の時、大凡、破壊形式は梁曲げ破壊型(B)または梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊型(BP)となる。ただし、 $g_{Qju}/g_{Qmu} = 1$ でも、 g_{Qju}/g_{Qmu} が 1 に近い時、梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊型(BP)が多く、 R_{95} および R_{80} がそれぞれ小さくなる傾向がある。

これらのことより、 g_{Qju}/g_{Qmu} は、ト形部分架構の限界層間変形角の発現度合いを表す指標となり、 R_{95} および R_{80} の下限値は、それぞれ下式

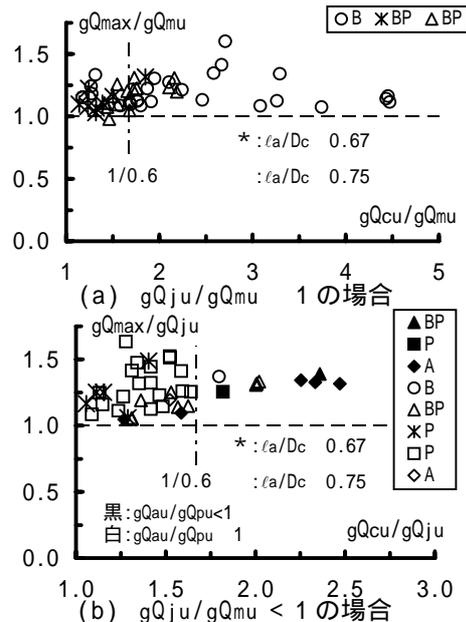


図-4 掻き出し破壊時定着耐力の影響

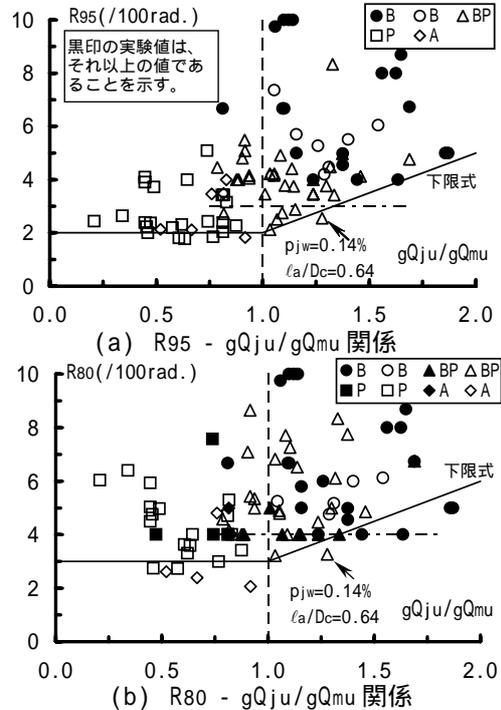


図-5 限界層間変形角と g_{Qju}/g_{Qmu} の関係

で評価できる。

$$(R_{95})_{\min} = \{3(g_{Qju}/g_{Qmu}) - 1\} / 100 \quad 2/100 \quad (7)$$

$$(R_{80})_{\min} = 3(g_{Qju}/g_{Qmu}) / 100 \quad 3/100 \quad (8)$$

R_{95} の実験値が $(R_{95})_{\min}$ の計算値を下回る試験体は、文献(F13)による梁主筋に D32 を用いた $l_a/D_c = 0.64$ で $p_{jw} = 0.14\%$ の試験体(1体)である。すなわち、 l_a/D_c と p_{jw} がそれぞれ小さい時、ト形部分架構の変形性能は低下すると推察される。

5.2 g_{Qcu}/g_{Qmu} の影響

ここでは、掻き出し破壊時定着耐力が限界層

間変形角に及ぼす影響を調べるために、 $gQ_{ju}/gQ_{mu} = 1$ の場合について、限界層間変形角の実験値に対する式(7)、式(8)による計算値の比 R_{95} (Test/Cal)、 R_{80} (Test/Cal)と gQ_{cu}/gQ_{mu} の関係を図-6に示す。

同図に示すように、 gQ_{cu}/gQ_{mu} が1に近い時、 R_{95} (Test/Cal)および R_{80} (Test/Cal)はそれぞれ小さい値になることが多い。すなわち、接合部せん断終局耐力と相まって掻き出し破壊時定着耐力が、限界層間変形角の発現度合いに影響を及ぼしていると考えられる。

これらのことから、定着長さ比 l_a/D_c が3/4未満の場合、低減係数0.6を乗じて掻き出し破壊時定着耐力 gQ_{cu} を評価した上で、 $gQ_{ju}/gQ_{mu} = 1$ の条件を満足すれば、梁曲げ降伏後の十分な変形性能が確保されると推察される。

この設計条件を満足する試験体の R_{95} 、 $R_{80} - gQ_{ju}/gQ_{mu}$ 関係を図-7に示す。これによると、前記の $l_a/D_c=0.64$ で $p_{jw}=0.14\%$ の試験体 F^{13} を除くと、いずれの試験体も $R_{80} = 1/25$ の変形性能が確保されている。

靱性保証型指針⁵⁾では、梁の終局限界状態での部材変形角の目安値を $1/50$ としている。この値は R_{80} の下限値 $1/25$ の半分にあたることから、上記の設計条件は、梁曲げ降伏後の変形性能確保のための条件として妥当であると言える。

一方、前記の $l_a/D_c=0.64$ で $p_{jw}=0.14\%$ の試験体 F^{13} のほかに3体 F^7, F^{13} が、 $R_{95} < 1/33$ となった。これらの3体は、掻き出し破壊時定着耐力の余裕度が小さく、かつ、接合部せん断終局耐力または側面剥離破壊時定着耐力の余裕度が1に近い試験体である。ここで、 l_a/D_c の値に係わらず、低減係数0.6を乗じて掻き出し破壊時定着耐力を評価し、 $gQ_{ju}/gQ_{mu} = 1$ の条件を満足すれば、 $R_{95} = 1/33$ の変形性能が確保される。

6. まとめ

本論文では、梁主筋定着部の側面剥離破壊時定着耐力、掻き出し破壊時定着耐力、柱梁接合部せん断終局耐力の梁曲げ終局耐力に対する余

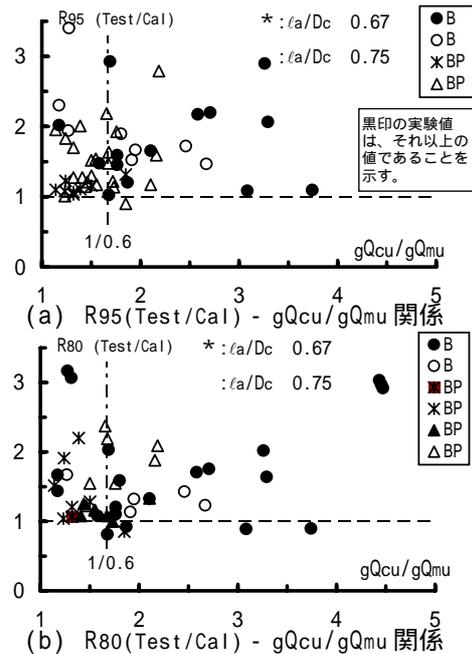


図-6 R_{95}, R_{80} (Test/Cal) - gQ_{cu}/gQ_{mu} の関係

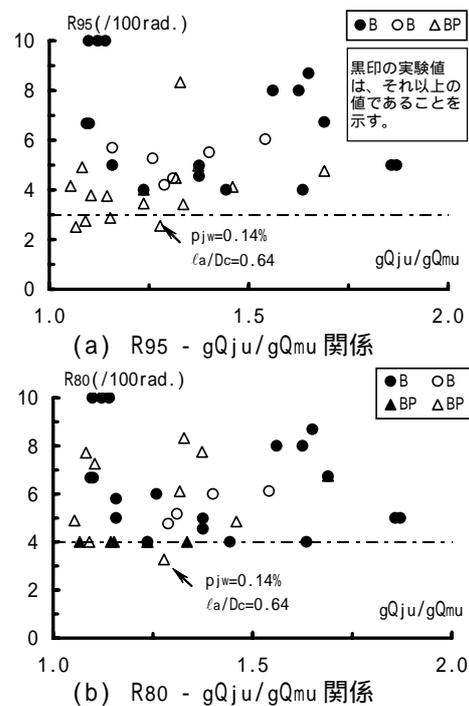


図-7 $R_{95}, R_{80} - gQ_{ju}/gQ_{mu}$ の関係
($n=0.6$ とした場合)

裕度を一定値以上とすると、いずれの既製定着金物を用いた場合にも、外柱梁部分架構は設計上十分な変形性能を有することを明らかにした。

謝辞

本研究は、日本建築総合試験所で組織する「機械式鉄筋定着工法委員会(委員長：窪田敏行 近畿大学教授)での活動として行ったものであり、

ここに記して、委員各位に感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 村上雅英, 藤達也, 窪田敏行: 引き抜き試験によるはり主筋の機械式定着耐力の評価, コンクリート工学論文集, 第8巻第2号, pp.1-10, 1997.7
- 2) 鬼海正臣, 今井弘, カストロ・ホアン・ホセ: 機械式に定着された外柱梁接合部の構造性能に関する研究, JCI 年次論文報告集, Vol.25, No.2, pp.907-912, 2003.7
- 3) たとえば, 合同製鐵(株)ほか3社: EG定着板工法 設計指針(改定), 2003.1
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 17 条定着, pp.189-202, 1999
- 5) 城攻, 後藤康明, 北野敦則, 宮本泰志: 柱梁接合部内90度折曲げ筋の定着耐力に及ぼす柱軸力・側方被り厚さ等の影響, JCI 年次論文報告集, Vol.17, No.2, pp.321-326, 1995.6
- 6) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針・同解説 8章 柱梁接合部の設計, pp.241-277, 1999
(実験結果を引用した文献)
- F1) 村井ほか6名: AIJ大会梗概集, pp.683-686, 1994.9
- F2) 宮崎ほか2名: JCI 年次論文報告集, Vol.16, No.2, pp.717-722, 1994.6
- F3) 窪田ほか1名: JCI 年次論文報告集, Vol.17, No.2, pp.1189-1194, 1995.6
- F4) 藤ほか2名: JCI 年次論文報告集, Vol.18, No.2, pp.977-982, 1996.6
- F5) 中谷ほか3名: AIJ大会梗概集, pp.531-536, 1999.9
- F6) 村上ほか2名: GBRC No.98, pp.12-20, 2000.4
- F7) 田才ほか3名: AIJ大会梗概集, pp.857-860, 2000.9
- F8) 吉田ほか2名: AIJ大会梗概集, pp.635-638, 2000.9
- F9) 田畑ほか1名: JCI 年次論文報告集, Vol.23, No.3, pp.373-378, 2001.6
- F10) 中村ほか3名: AIJ大会梗概集, pp.111-114, 2001.9
- F11) 中澤ほか2名: JCI 年次論文報告集, Vol.24, No.2, pp.847-852, 2002.6
- F12) 石橋ほか3名: AIJ大会梗概集, pp.69-70, 2002.8
- F13) 鬼海ほか2名: JCI 年次論文報告集, Vol.25, No.2, pp.907-912, 2003.7
- F14) 奥田ほか3名: JCI 年次論文報告集, Vol.18, No.2, pp.971-976, 1996.6
- F15) 中西ほか2名: AIJ大会梗概集, pp.545-548, 1998.9
- F16) 日立金属(株): FRIP 定着工法 性能証明評価概要報告書, 2003.3
- F17) (株)神戸製鋼所: ネジコン定着工法 性能証明評価概要報告書, 2004.1
- F18) 川崎ほか3名: AIJ大会梗概集, pp.67-70, 1995.8
- F19) 多田ほか2名: AIJ大会梗概集, pp.671-672, 1996.9
- F20) 小森ほか3名: AIJ大会梗概集, pp.679-682, 1996.9
- F21) 林ほか4名: AIJ大会梗概集, pp.385-386, 1997.9
- F22) 今枝ほか4名: AIJ大会梗概集, pp.541-544, 1998.9
- F23) 塩川ほか5名: AIJ大会梗概集, pp.551-552, 1998.9
- F24) 中澤ほか4名: AIJ大会梗概集, pp.611-612, 2000.9
- F25) 丸田ほか1名: JCI 年次論文報告集, Vol.23, No.3, pp.739-744, 2001.6
- F26) 井上ほか3名: GBRC, pp.14-18, 2004.1

(付) 終局耐力の算定式

(1) 側面剥離破壊時定着耐力¹⁾

$$\tau = s_u \cdot a_t \quad (A1.1)$$

$$s_u = 1 \cdot 2 \cdot 3 \cdot s_{td} \quad (A1.2)$$

側面剥離破壊時の定着強度

a_t : 定着筋の断面積

1: 支圧面積比による影響係数($1=1$ とする)

$$2 = 0.96 + 0.01(C_o/db) \quad (A1.3)$$

側面かぶり厚さによる影響係数

C_o : 最外縁定着筋中心までの側面かぶり厚さ

db : 定着筋の直径

3: 外周横補強筋による拘束効果の影響係数

$p_{jwc} < 0.4\%$ の時,

$$3 = 62.5p_{jwc} - 1.22p_{jwc} \cdot (B - 27.2) + 1$$

$p_{jwc} > 0.4\%$ の時,

$$3 = 1.25 - 0.0049(B - 27.2) \quad (A1.4)$$

p_{jwc} : 定着筋上下の外周横補強筋比

B : コンクリートの圧縮強度(単位: N/mm^2)

$$s_{td} = 101 \frac{B}{B} \quad (A1.5)$$

定着筋の基準強度(単位: N/mm^2)

(2) 掻き出し破壊時定着耐力^{5),6)}

$$\tau_{cu} = k_n \cdot (\tau_c + \tau_w) \quad (A2.1)$$

$$\tau_c = 2l_a \cdot b_e \cdot 0.313 \frac{B \cdot \sqrt{(l_a^2 + j^2)}}{j} \quad (A2.2)$$

l_a : 定着長、 B : コンクリートの圧縮強度

j : 応力中心間距離

ただし、ト形部分架構の検討では $j = j_{tg}$ とする。

j_{tg} は上下梁主筋の重心間距離である。

$$b_e = b_s + C_{e1} + C_{e2} \quad (A2.3)$$

柱有効幅

C_{e1}, C_{e2} : 最外縁の定着筋中心までの

柱側面かぶり厚さ($0.8l_a$)

b_s : 最外縁に配置された定着筋の中心間距離

$$\tau_w = 0.7A_w \cdot \tau_{wy} \quad (A2.4)$$

A_w : 梁定着筋列より柱上下方向にそれぞれ l_a の

範囲および柱有効幅 b_e の範囲内に配置された横

補強筋の全断面積, τ_{wy} : 横補強筋の降伏強度

$$k_n = 1 + \frac{1}{\left(\frac{o}{B}\right)} \frac{1 + 0.016}{B} \quad (A2.5)$$

柱軸圧縮応力度 o の効果を表す係数

(3) 柱梁接合部のせん断終局耐力⁵⁾

$$V_{pu} = \dots \cdot F_j \cdot b_j \cdot D_j \quad (A3.1)$$

接合部形状係数

ただし、ト形接合部の場合, $\dots = 0.7$

直交梁の有無による補正係数

$\dots = 1.0$: 両側直交梁付き接合部の場合

$\dots = 0.85$: 上記以外の場合

$$F_j = 0.8 \frac{B^{0.7}}{B} \quad (A3.2)$$

接合部せん断強度の基準値

$b_j = B_g + b_{a1} + b_{a2}$: 接合部の有効幅

B_g : 梁幅, b_{a1} : $b_i/2$ または $D_c/4$ の小さい方

b_i : 梁両側面からこれに平行する

柱側面までの長さ

D_c : 柱せい, D_j : 接合部有効せい

ただし、ト形接合部の場合, D_j は定着筋の定着長さと等しいとする。