

論文 増設した RC 梁に S 柱を外付けする耐震補強工法の柱梁接合部の応力伝達性能

池田 和憲*1・宮内 靖昌*2・福原 武史*3・森下 泰成*4

要旨: 既存の RC 造建物に対する外付けフレーム耐震補強工法を研究対象とし、増設した RC 梁に S 柱を外付けする構法の柱梁接合部の構造性能について実験を行い検証した。実験の変数はスタッドの本数、および RC 梁に対する S 柱の支圧面積である。実験の結果、スタッドの本数が多いほど、また支圧の面積が大きいほど接合部の耐力が増加することがわかった。またスタッドの本数が少ない場合を除き、最大耐力後の急激な耐力低下を生じないことがわかった。

キーワード: 外付け耐震補強, 柱 S 梁 RC, 柱梁接合部, 頭付きスタッド

1. はじめに

既存 RC 造建物の外付けフレーム耐震補強工法は、建物を利用しながら補強工事を行える利点がある。本研究で検討する補強工法は、図-1に示すように、既存建物(ニッケ四ツ橋ビル)の外側に増設(増打ち)された RC 梁に S 造の柱を外付けする工法であり、外付けされた S 柱によって建物の縦のラインが強調されることで、従来の横連窓のファサードが一新される意匠的な特徴もある。また、S 柱は RC 梁の外側に頭付きスタッドを介し偏心して取り付くため、柱梁接合部は柱と梁のねじりによって応力伝達される構造上の特徴がある。応力伝達に寄与する大きな要因として、頭付きスタッドと支圧がある。

本論では、増設する S 柱-RC 梁架構の柱梁接合部の終局耐力および破壊性状等の構造性能を、頭付きスタッドの本数および S 柱のフランジおよびスチフナによる支圧の面積を変数とした実験により検証した結果を報告する。



図-1 本研究で対象とする耐震補強工法

2. 実験計画

2.1 試験体

表-1 に試験体の一覧を、図-2 に試験体の形状を示す。試験体は 5 体で、スタッドの本数および支圧ディテール(支圧面積)を実験変数とした。

試験体は十字形部分架構とし、RC 梁先端のピン間距離 $l=2000\text{mm}$, S 柱先端のピン間距離 $h=2000\text{mm}$ とした。いずれの試験体も柱梁接合部の破壊が先行するように計画した。RC 梁寸法は $B \times D=200 \times 600\text{mm}$, 主筋は二段配筋とし、(3+3)-D16(引張鉄筋比 $P_t=1.10\%$), あばら筋は 2-D10@65(高強度せん断補強筋, あばら筋比 $P_w=1.10\%$)であり、各試験体共通とした。

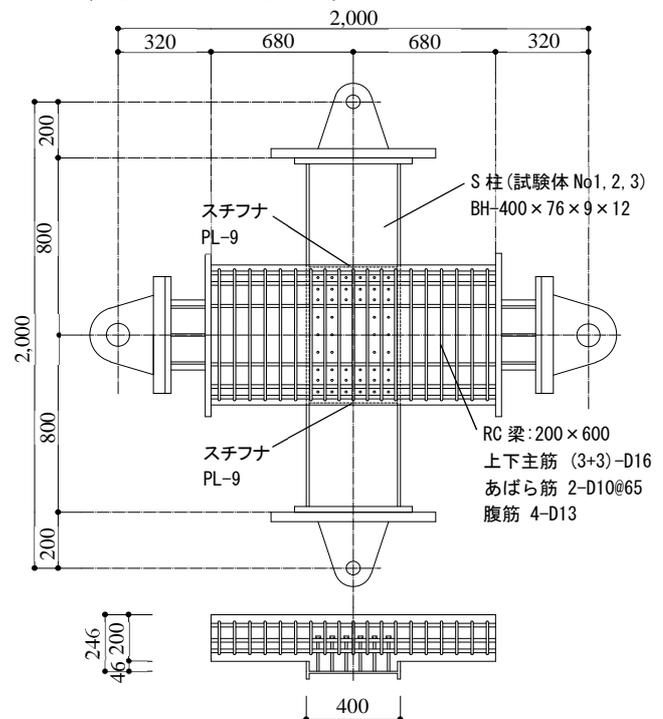


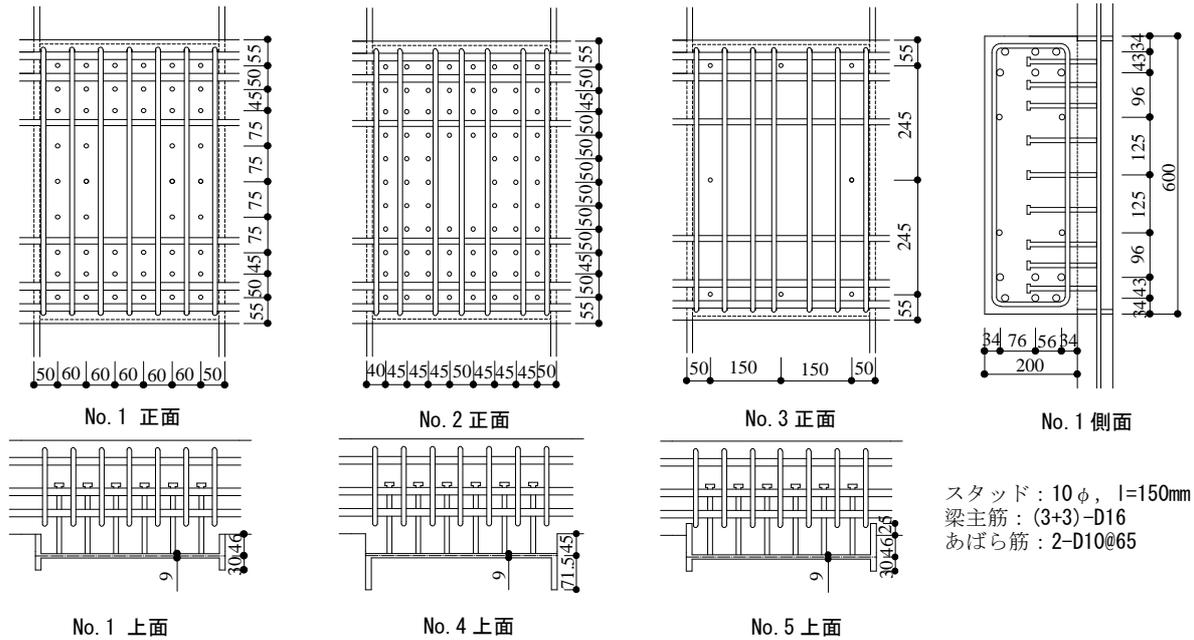
図-2 試験体の形状

*1 大阪工業大学 大学院 (学生会員)

*2 大阪工業大学 工学部建築学科 教授 博(工) (正会員)

*3 (株)竹中工務店 技術研究所 博(工) (正会員)

*4 (株)竹中工務店 設計部構造グループ



スタッド：10φ，l=150mm
 梁主筋：(3+3)-D16
 あばら筋：2-D10@65

図-3 柱梁接合部の詳細

表-1 試験体一覧

試験体名	スタッド本数	支圧ディテール
No.1	48本	文献りとの比較
No.2	82本	No.1と同様とする
No.3	8本	No.1と同様とする
No.4	48本	支圧板なし
No.5	48本	支圧板をかぶりに入れる

各試験体の柱梁接合部の詳細を図-3に示す。S柱の断面は、No.1, No.2, No.3試験体はBH-400×76×9×12であり、図に示すように鉄骨ウェブがRC梁の外側に偏心している。No.4試験体は、支圧板を無しとするため溝形鋼の断面でC-400×76×9×12とし、RC梁の側面から40.5mmの位置にS柱が取り付けられている。No.5試験体は、BH-400×101×9×12であり、鉄骨フランジの端が25mmのみRC梁のかぶりに埋め込んでいる。

No.1, No.2, No.3試験体は、スタッドの本数を実験変数とし、それぞれ48本、82本、8本とした。スタッド8本のNo.3試験体は、スタッドによる構造的な性能への影響を極力無くすことを意図した試験体である。なお、各種合成構造設計指針・同解説²⁾に示されているスタッドのゲージ、ピッチの間隔およびかぶり厚さによる制限は考慮していない。また、No.1, No.4およびNo.5試験体では、スタッドの本数をともに48本とし、鉄骨フランジとスチフナによるRC梁への支圧状態の違いを変数とした。No.4試験体では支圧による影響を無くした。

2.2 使用材料

表-2にコンクリートの材料試験結果を示す。試験体に打設したコンクリートは、粗骨材の最大径15mmの普

通コンクリートである。

また、表-3に鋼材の引張試験の結果を示す。柱フランジ、ウェブおよびスチフナの鋼材にはSM490A材を用いた。主筋および腹筋にはSD490を、あばら筋には高強度せん断補強筋MK785を用いた。頭付きスタッドはSS400であり、軸径は10φ、長さl=150mmである。

2.3 加力方法

図-4に加力装置の概要を示す。加力は試験体を90°回転させて、S柱を水平に、RC梁を鉛直に設置した。試験体のRC梁の上下端をピン支持し、S柱先端に正負繰り返し荷のせん断力を載荷した。加力装置の上部のジャッキは軸力を載荷するためのものではなく、軸力は載荷していない。変位計測は、RC梁上下端ピンに取り付けた

表-2 コンクリートの材料試験結果

圧縮強度 N/mm ²	ヤング係数 N/mm ²	割裂強度 N/mm ²
40.3	26260	2.84

・5回の試験結果の平均値

表-3 鋼材の材料試験結果

種類	使用部位	降伏強度 [N/mm ²]	引張強度 [N/mm ²]	ヤング係数 [N/mm ²]
D10	あばら筋	971	1112	199300
D13	腹筋	560	744	189800
D16	主筋	541	695	196500
PL-9	ウェブ スチフナ	380	502	202700
PL-12	フランジ	355	507	210700
φ10	スタッド	342	495	187000

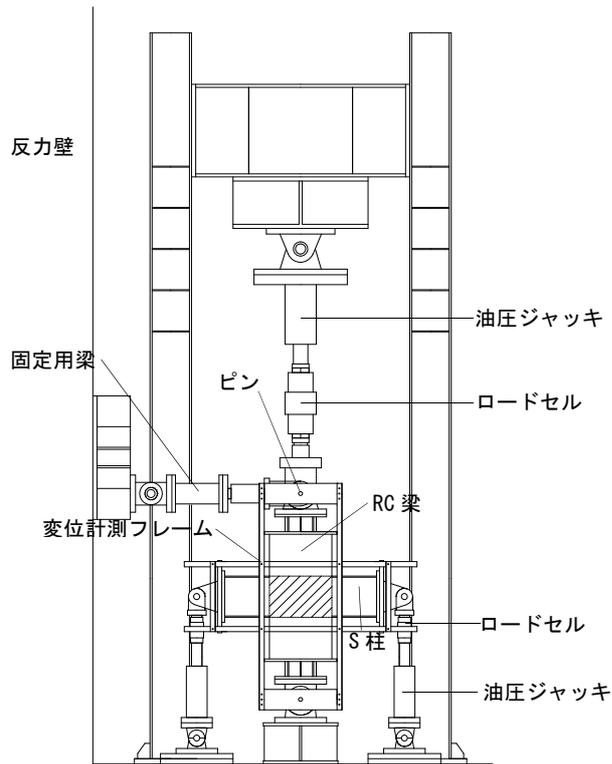


図-4 加力装置概要

測定フレームを用いて、S柱先端の変位量を計測し、十字形骨組の層間変形角 $R = (\delta_R + \delta_L) / h$ 、 h : S柱ピン間距離を繰り返し载荷に対する変位制御とした。

3. 実験結果

3.1 ひび割れ状況および破壊経過

図-5に代表的なものとしてNo.1, No.2, No.5試験体の $R=30/1000\text{rad}$.時における柱梁接合部正面のひび割れ状況を示す。図に示していないNo.3試験体は実験終了時においても正面にひび割れは発生しておらず、また、No.4試験体は、若干せん断ひび割れが発生したが、極めて軽微であった。また、写真-1に $15/1000\text{rad}$.における、No.1, No.4試験体の接合部側面のひび割れ状況を示す。

No.1試験体は、柱せん断力 $Q_c=56\text{kN}$ 、部材角 $R=1.8/1000\text{rad}$.で、RC梁の側面にS柱のフランジ位置に曲げひび割れが発生した。柱梁接合部正面のせん断ひび割れは

$Q_c=90\text{kN}$ 、 $R=3.6/1000\text{rad}$.で発生した。その後、RC梁の側面では、S柱フランジから内側に向かって斜めひび割れが生じた(写真-1参照)。最終的には、柱梁接合部のせん断ひび割れはさほど進展せず、RC梁側面のかぶりコンクリートが剥落し、スタッドを介して、RC梁とS柱が剛体回転しているような破壊モードとなった。

No.2試験体は、No.1と同様なひび割れ状況を示した。柱梁接合部のせん断ひび割れは、No.1より多く発生したが、実験終了までのひび割れ幅は $R=40/1000\text{rad}$ 時にピーク時に 0.2mm 、残留時に 0.1mm であった。

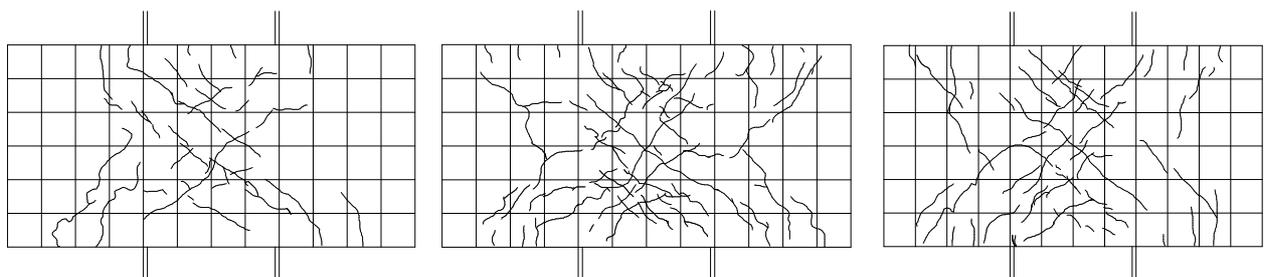
No.3試験体およびNo.4試験体のひび割れ状況は、RC梁の側面ではNo.1およびNo.2と同様であり、最終的にはスタッドの変形状況が確認できるほど、かぶりコンクリートが剥落したが、柱梁接合部にせん断ひび割れは生じず、あるいは軽微であった。No.5試験体も同様なひび割れ状況であったが、RC梁のかぶり部分に埋め込まれたS柱フランジの支圧により、フランジ外側のかぶりコンクリートの剥落がみられた。

いずれの試験体も、最終的には柱梁接合部の節点を中心として、スタッドにより接合されたRC梁とS柱が剛体回転しているような破壊モードとなった。



No.1試験体 (スタッド48本) No.4試験体 (支圧板なし)

写真-1 $R=15/1000\text{rad}$.時ひび割れ状況



No.1試験体 (スタッド本数48本)

No.2試験体 (スタッド本数82本)

No.5試験体 (支圧面積大)

図-5 $R=30/1000\text{rad}$.時 正面 ひび割れ状況

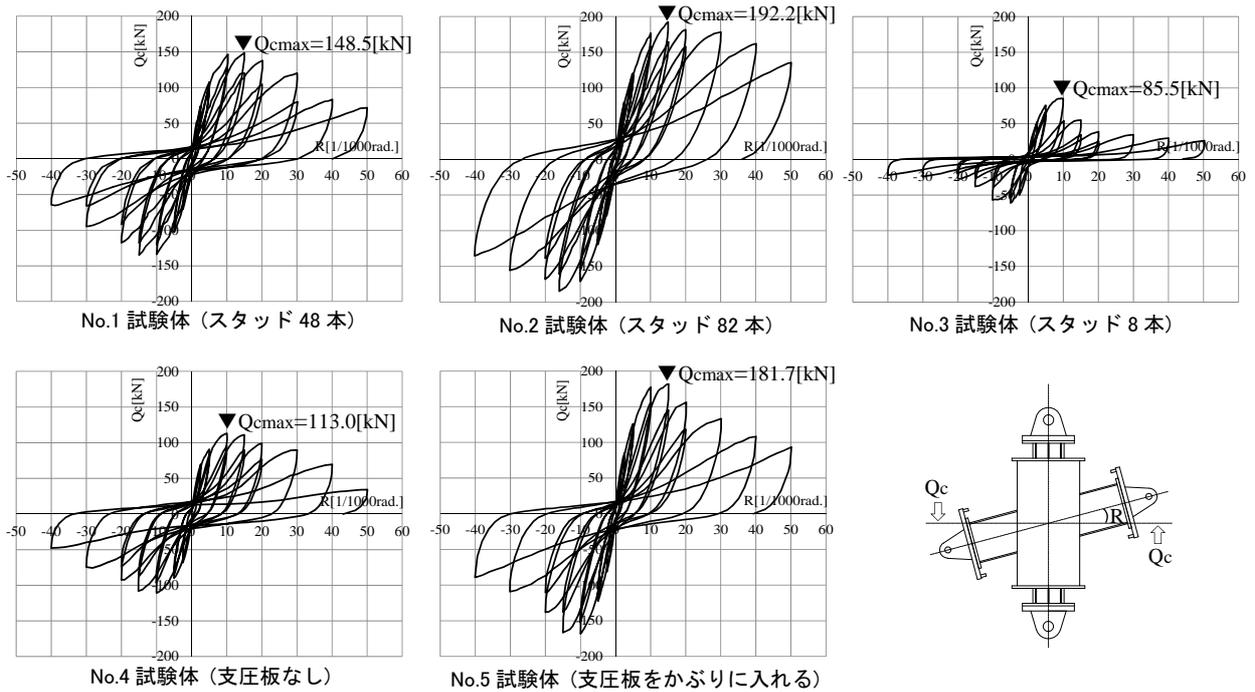


図-6 履歴曲線

3.2 荷重-変位関係

図-6 に荷重-変位関係を示す。縦軸は柱せん断力 Q_c (kN) を、横軸は層間変形角 R (rad.) を示す。

No.1, No.2, No.5 試験体は $R=15/1000$ rad.時に、No.3, No.4 試験体は $R=10/1000$ rad.時に最大耐力に達した。No.3 試験体を除き、各試験体とも最大耐力以後の急激な耐力低下はみられず安定した履歴性状を示した。

No.3 試験体 (スタッド 8 本) に比べて、No.1 試験体 (48 本)、さらに No. 2 試験体 (82 本) と最大耐力が大きくなっており、スタッドの本数が増えるに従い、最大耐力は大きくなった。

また、支圧ディテールによる耐力の違いを比較すると、支圧抵抗の無い No.4 試験体より No.1, No.5 試験体と最大耐力は大きくなっており、支圧面積が大きくなるに従い、最大耐力は大きくなった。

また、代表的なスタッドのひずみ状況として、No.2 試験体のスタッドのひずみを図-7 に示す。縦軸を柱せん断力 Q_c とし、横軸をひずみ度 μ とした。グラフに示す

破線はスタッドの降伏ひずみ度 (1800μ) である。また、ひずみ度は、スタッドの裏表の平均値とした。図に示すように回転中心から最も離れた位置のスタッド ST1 と、近い位置のスタッド ST3 を比較する。ST1 は、 $R=10/1000$ rad の 1 回目の正の加力サイクルで引張降伏しており、そのとき $R=10.06/1000$ rad で、 $Q_c=176.62$ kN だった。ST3 は、 $R=30/1000$ rad. の 1 回目の正の加力サイクルで引張降伏しており、そのとき $R=26.43/1000$ rad. で、 $Q_c=171.90$ kN だった。この結果から、スタッドが多い No.2 試験体でもすべてのスタッドが最終的には降伏ひずみに達していることが示唆される。ただし、ST3 が降伏ひずみに達したのは、最大耐力を發揮した以降である。

4. 終局耐力の検討

4.1 終局耐力の計算

試験体の終局耐力の計算値 (柱せん断力 cQ_u として表す) は、柱梁接合部による耐力、S 柱による耐力および RC 梁による耐力の小さいものとした。本実験では、柱

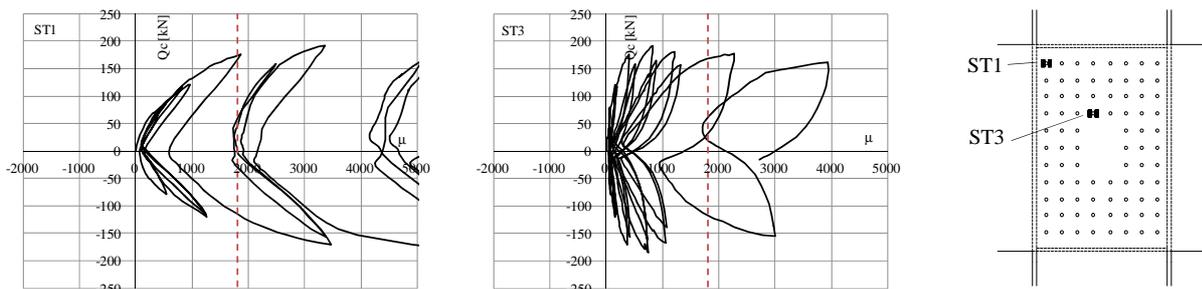


図-7 スタッドのひずみ状況 (No. 2 試験体)

梁接合部による耐力で決定した。

柱梁接合部による耐力は、柱梁接合部の節点に対する終局曲げモーメント M_{ju} より求め、 M_{ju} はスタッドによる曲げモーメント M_{st} と支圧による曲げモーメント M_{cb} を累加することによって求めた。

$$cQu = M_{ju} / h \quad (1)$$

$$M_{ju} = M_{st} + M_{cb} \quad (2)$$

ここで、

h : 柱のピン間距離 (=2000mm)

スタッドによる曲げモーメント M_{st} は下式による。

$$M_{st} = \sum (q_{st} \cdot \ell_{st}) \quad (3)$$

ここで、

q_{st} : スタッド一本当たりのせん断耐力(N)

ℓ_{st} : 柱梁接合部の節点からスタッドまでの距離(mm)

スタッド一本当たりのせん断耐力 q_{st} は、本実験では外付けフレーム耐震補強工法を対象としているため、スタッドをあと施工アンカーとみなし、日本建築防災協会；外側耐震改修マニュアル³⁾を参考にして、下式により算定した。計算値は(5)式で決まり、 $q_{st} = 18.8$ kN となった。

$$q_{st} = \min(q_{st1}, q_{st2}) \quad (4)$$

$$q_{st1} = 0.7 \cdot s_c a \cdot \sigma_y \quad (5)$$

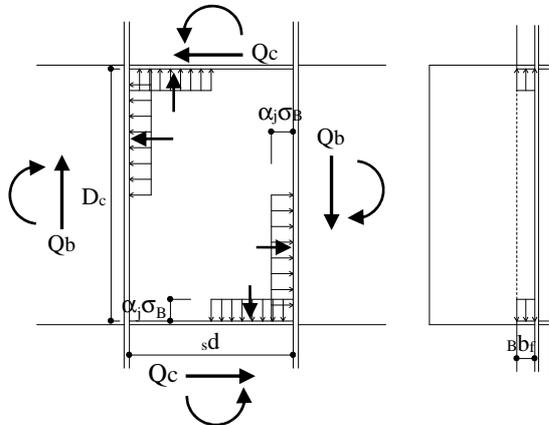


図-8 支圧応力抵抗メカニズム

$$q_{st2} = 0.4 \cdot s_c a \cdot \sqrt{\sigma_B \cdot E_c} \quad (6)$$

ここで、

$s_c a$: スタッドの軸部断面積(mm²)

E_c : コンクリートのヤング係数(N/mm²)

σ_B : コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

σ_y : スタッドの降伏点強度(N/mm²)

また、支圧による曲げモーメント M_{cb} は、図-8で示すように矩形の応力ブロックを仮定したものである。

$$M_{cb} = \alpha_j \cdot \sigma_B \cdot B b_f \cdot (D_c / 2)^2 + \alpha_j \cdot \sigma_B \cdot B b_f \cdot (s d / 2)^2 \quad (7)$$

ここで、

$b_b f$: 支圧に対する S 柱フランジの有効幅(mm)

D_c : RC 梁の断面せい(mm)

$s d$: S 柱の断面せい(mm)

α_j : コンクリート圧縮強度の低減係数で、ここでは実験値との対応を図り、0.6とした。

また、No.1, No.2, No.3 試験体は、図-8に示す通り S 柱フランジとスチフナによって囲まれた内部領域内だけをコンクリートの支圧耐力としているが、No.5 試験体は S 柱フランジを RC 梁のかぶりに埋め込んでいるため、フランジより外側にも支圧を受ける領域があり、その支圧分も累加している。

4.2 終局耐力の実験値と計算値の比較

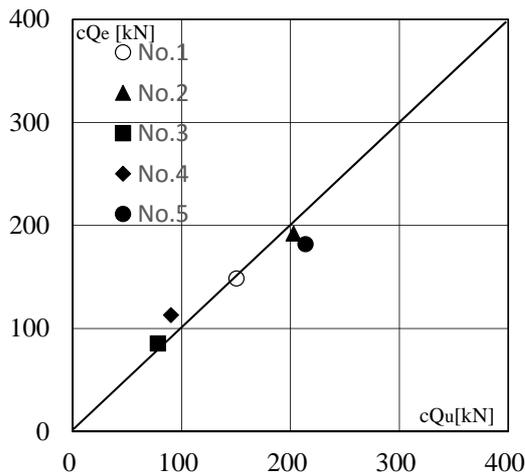
表-4 および図-9に実験値と計算値を比較して示す。計算値に対する実験値の比(実/計)は0.85~1.25となり、ほぼ対応することがわかった。

図-10に終局耐力の実験値 cQ_e とスタッドによる負担耐力計算値 cQ_{st} および支圧による負担耐力計算値 cQ_{cb} を比較したグラフを示す。グラフ中の点線および数式は各プロットされた実験値の線形近似線である。両図ともそれぞれ3体の実験値はほぼ直線に分布しており、スタッドによる耐力および支圧による耐力が精度良く得られていることがわかる。

表-4 終局耐力の実験値と計算値の比較

試験体名	実験値 cQ_e [kN]	計算値			実/値
		スタッド負担分 cQ_{st} [kN]	支圧負担分 cQ_{cb} [kN]	cQ_u [kN] $cQ_{st} + cQ_{cb}$	
No.1	148.5	90.2	60.2	150.4	0.99
No.2	192.2	142.5	60.2	202.7	0.95
No.3	85.5	18.2	60.2	78.4	1.09
No.4	113.0	90.2	0	90.2	1.25
No.5	181.7	90.2	123.6	213.8	0.85

・実験値は正荷重時の最大値とする



図—9 実験値と耐力計算値の比較

スタッド耐力計算値の図—10(a)における線形近似線の y 切片は支圧による耐力の負担分であるが、支圧負担分の計算値 70.2kN は、表—4 に示す支圧負担分の計算値 (No.1) に対して 1.16 倍であった。また、支圧耐力計算値の図—10(b)において、線形近似線の勾配は 0.56 となった。式(7)による支圧耐力の計算において、コンクリート圧縮強度の低減係数を実験値との対応を図るために逆算し求めて 0.6 としたが、これらのことよりさらに 0.56 程度に低減する必要がある。

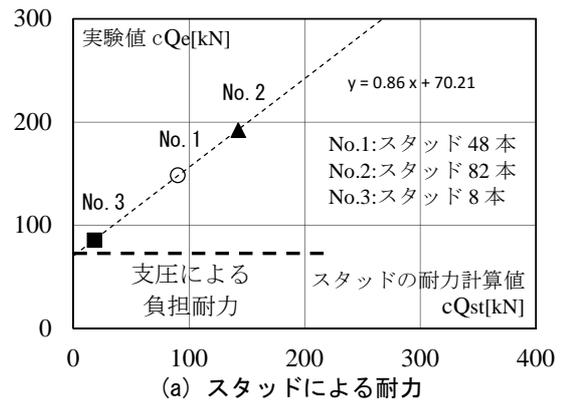
一方、図—10(b)の線形近似線の y 切片は、No. 4 試験体の実験値と一致しているが、図—10(a)の勾配は 0.86 であり、スタッドによる耐力を若干低減する必要が示唆される。これは図—7 のスタッドのひずみからわかるように接合部の回転中心に近いスタッドは最大耐力時に降伏ひずみに達していないことに起因していると考えられる。

以上より、終局耐力の計算精度を向上させるためにスタッドおよび支圧の耐力式にかかる係数を引き続き検討する必要がある。

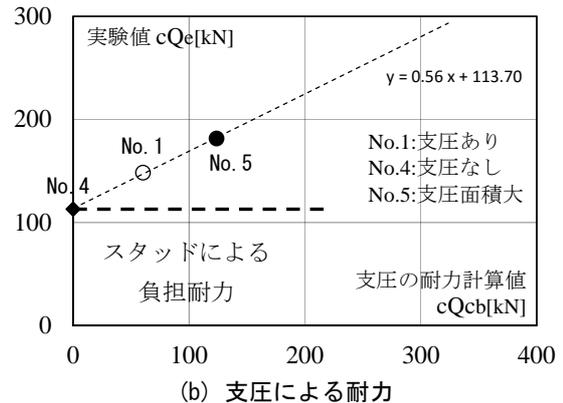
5. まとめ

頭付きスタッドの本数および支圧を受ける面積を実験変数とする柱 S 梁 RC の接合部の実験を行った結果、以下のことがわかった。

- (1) S 柱と RC 梁を接合するスタッドの本数が多いほど、終局耐力が大きくなり、最大耐力後の耐力低下が小さいことがわかった。
- (2) S 柱のフランジおよびスチフナの RC 梁に対する支圧面積を大きいほど、終局耐力が大きくなることがわかった。
- (3) 柱梁接合部の終局耐力を、柱梁接合部の節点に対する終局曲げモーメントとして、スタッドにより負担す



(a) スタッドによる耐力



(b) 支圧による耐力

図—10 実験値と各変数による耐力計算値の比較

る曲げモーメントと支圧により負担する曲げモーメントを累加することによって求めた。計算値に対する実験値の比 (実/計) は 0.85~1.25 となり、ほぼ対応することがわかった。

6. 謝辞

本研究の実施に際し、(株) 竹中工務店大阪本店設計部の奥出久人、野澤裕和、九嶋壮一郎の各氏にご指導いただきました。また、本実験に際しては、坊上巧、宮崎健太の両氏ほか当時の大阪工業大学学生のご協力を得ました。ここに記して謝意を表します。

7. 参考文献

- 1) 森下泰成, 野澤裕和, 奥出久人, 福原武史ほか: 増設した RC 梁に S 柱を外付けする耐震補強工法の接合部性能に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), 構造 C, pp.1329-1330, 2014.9
- 2) 日本建築学会: 各種合成構造設計指針・同解説, p.92, 2014.10
- 3) 日本建築防災協会; 外側耐震改修マニュアル, p.71, 2003.2