

論文 梁主筋を機械式定着した高強度鉄筋コンクリート造外柱梁接合部のせん断抵抗機構

藤本 武人^{*1}・田才 晃^{*2}

要旨：梁主筋を機械式定着した高強度鉄筋コンクリート造外柱梁接合部の設計方法の確立に資するために行った実験のデータに基づき、柱梁接合部のせん断抵抗機構について考察した。数値解析には塩原モデルを採用した。このモデルには定着長の影響が含まれていないので、その効果を取り入れモデルを修正し、実験と解析での最大耐力を比較検討したところ、ほぼ良好な対応が得られた。解析においては、梁側柱主筋降伏によって最大耐力となった。実験においても柱主筋降伏が見られる試験体があった。

キーワード：外柱梁接合部，高強度コンクリート，せん断，機械式定着，定着長

1. はじめに

当研究室では、これまでに機械式定着の設計方法を広範囲に確立するために、高強度鉄筋コンクリート（以下RC）造外柱梁接合部の構造実験を行ってきた。その結果、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（以下靱性指針）における接合部のせん断強度計算値¹⁾と実験値とのばらつきが見られ、一部実験値が下回る結果もあった。そこで、本研究は、定着長を考慮した解析モデルを用いて、実験で得られたせん断耐力を解析的に検討した。

2. 実験概要

2.1 解析対象試験体

解析対象は昨年度当研究室で実験を行った高強度RC造外柱梁接合部試験体²⁾で、全て接合部せん断破壊が先行し、柱が曲げ降伏しないように設計した。

試験体は超高層 RC 造建築物の下層部の外柱梁接合部を想定した約 1/2 縮尺模型型試験体 5 体であり、変動因子はコンクリート強度と定着長とした。試験体パラメータを表-1に、試験体図を図-1に示す。定着長は、柱フェイスから

表-1 試験体パラメータ

試験体	Fc ^{*1} (N/mm ²)	定着長 ld (mm)
No.6 (Standard)	80	365(2/3Dc ^{*2})
No.7 (Fc-High)	120	365(2/3Dc)
No.8 (Fc-Low)	45	365(2/3Dc)
No.9 (ld-Long)	80	460(0.84Dc)
No.10 (ld-Short)	80	275(1/2Dc)

*1 Fc:コンクリート設計基準強度

*2 Dc:柱せい

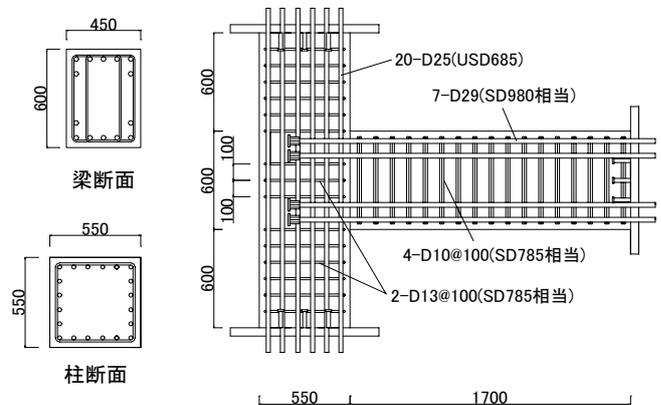


図-1 試験体図 (No.6)

定着板梁側までの距離とした。

試験体寸法は、全試験体とも柱断面 $b \times D = 550 \times 600$ mm, 梁断面 $b \times D = 450 \times 600$ mm, 柱反曲点距離 $h = 3000$ mm, 梁 1/2 スパン (加力点から柱芯までの距離) $L = 2400$ mm とした。

*1 横浜国立大学大学院 工学府社会空間システム学専攻 (正会員)

*2 横浜国立大学大学院 工学研究院教授 工博 (正会員)

配筋は全試験体とも共通で梁主筋 7-D29 (SD980 相当), 柱主筋 20-D25 (USD685), スタップ 4-D10@100 (SD785 相当), フープ 2-D13@100 (SD785 相当) とした。接合部補強筋比 p_{wj} は 0.31% である。 $F_c=80\text{N/mm}^2$, 定着長を $l_d=365\text{mm}$ ($2/3D_c$) とした No.6 を基準試験体とした。No.7, 8 はコンクリート設計基準強度をそれぞれ 120N/mm^2 , 45N/mm^2 と変動させたもの, No.9, No.10 は定着長をそれぞれ 460mm ($0.84D_c$), 275mm ($1/2D_c$) と変動させたものとした。材料特性を表-2 に示す。なお, 本実験では軸力を与えていない。

表-2 材料特性

試験体	設計強度 $F_c(\text{N/mm}^2)$	4週強度 (N/mm^2)	実験日強度 $\sigma_B(\text{N/mm}^2)$	ヤング係数 (N/mm^2)
No.6	80	100.5	106.3	39500
No.7	120	129.9	138.8	44100
No.8	45	47.3	47.4	28300
No.9	80	100.5	105.9	40500
No.10	80	100.5	108.0	40300

鉄筋種	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	降伏歪 $(\%)$	ヤング係数 (N/mm^2)
D10(SD785相当)	821	1009	0.41	218000
D13(SD785相当)	821	1026	0.41	220000
D25(USD685)	705	903	0.40	204000
D29(SD980相当)	1034	1059	0.56	198000

2.2 加力方法

加力装置図を図-2 に示す。下柱の反曲点を想定している位置をピン支持, 上柱の反曲点を想定している位置を 1000kN ジャッキを介したローラー支持とし, 梁反曲点位置を 1000kN 鉛直ジャッキにより載荷した。加力履歴は正負交番繰り返し載荷とし, 層間変形角 $1/800\text{rad}$ を 1 回, $1/400$, $1/200$, $1/100$, $1/50$, $1/25\text{rad}$ を 2 回ずつ, 計 11 サイクルとした。

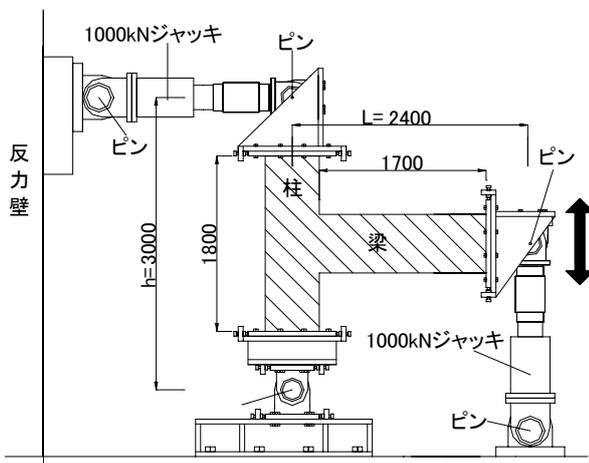


図-2 加力装置図

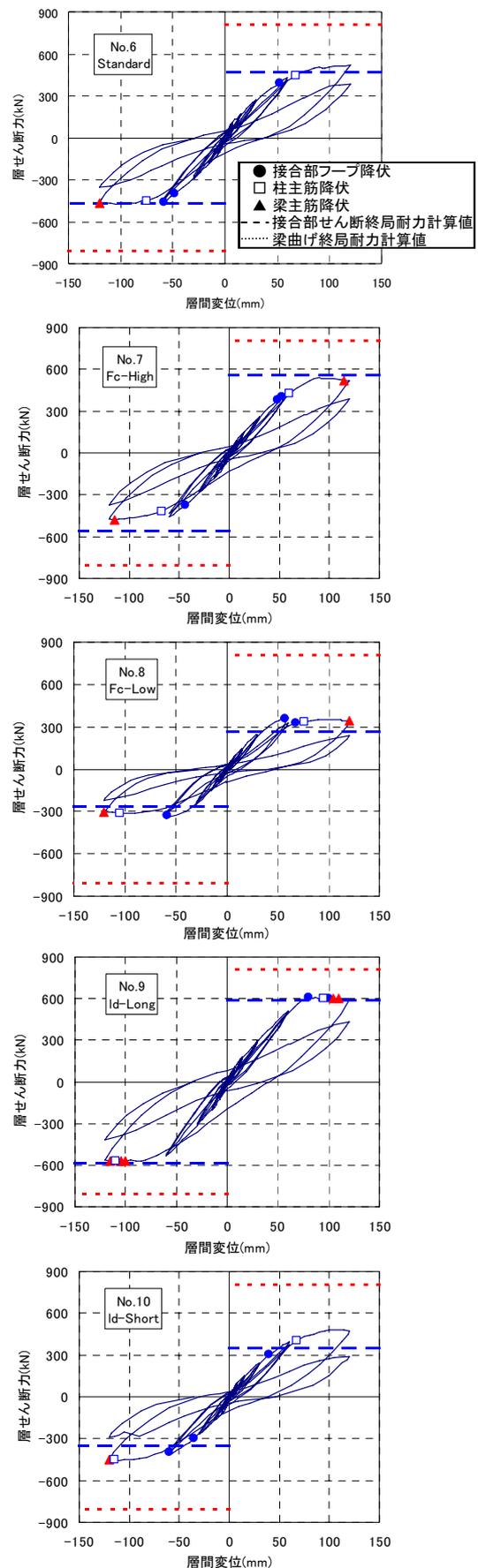


図-3

層せん断力—層間変形関係

2.3 実験結果

各試験体の層せん断力－層間変形関係を図－3に示す。

全試験体において、最大耐力に至る前に接合部フープ筋の降伏がみられ、No.6, No.7, No.10試験体では梁側柱主筋も降伏に至った。No.9も降伏歪にごく近い値となっていた。

最大耐力時層せん断力、靱性指針による接合部せん断耐力計算値と柱曲げ降伏強度計算値³⁾を表－3に示す。柱曲げ降伏強度算定の際、引張鉄筋は1段目柱主筋のみとした。No.7試験体の最大耐力は靱性指針による推定強度を下回った。

表－3 実験値と計算値

	実験結果 層せん断力(kN)	せん断耐力計算値(kN) (実験結果/計算値)	柱曲げ降伏 計算値(kN)
No.6(Standard)	519	465(1.11)	786
No.7(Fc-High)	540	560(0.96)	786
No.8(Fc-Low)	363	264(1.38)	786
No.9(ld-Long)	612	584(1.05)	786
No.10(ld-Short)	483	354(1.36)	786

2.4 ひび割れ性状

各試験体の接合部最大せん断耐力を発揮したサイクルのピークにおけるひび割れと主たるひび割れの幅を図－4に、その特徴を以下に示す。

(1) ld-2/3Dc の場合 (No.6 No.7 No.8 試験体)

柱梁入隅部から下端梁主筋 2 段目定着端を通過し、背面側柱主筋に沿うように入ったひび割れが卓越した。

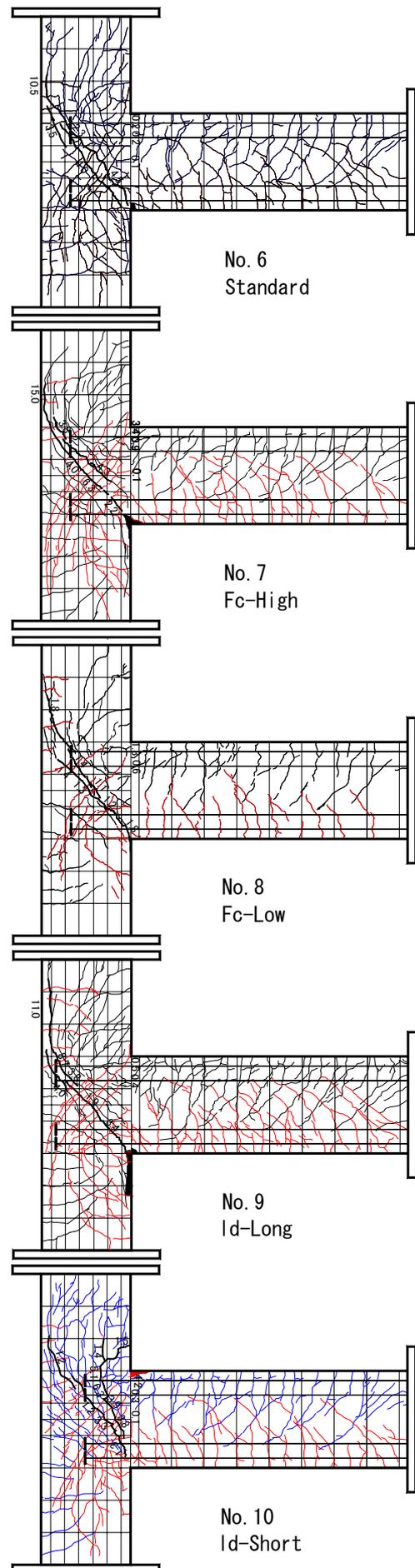
(2) ld-0.84Dc の場合 (No.9 試験体)

柱梁入隅部から下端梁主筋 1 段目と 2 段目定着端の間を目指したひび割れと、下端梁主筋 1 段目定着端を通過し、背面側柱主筋に沿うように入ったひび割れが卓越した。

(3) ld-1/2Dc の場合 (No.10 試験体)

柱梁入隅部から下端梁主筋 2 段目定着端を通過し、背面側柱主筋に沿うように進展したひび割れと、柱梁危険断面と定着端の間を真下方向へ伸びるように入ったひび割れが卓越した。

なお、全ての試験体において、梁危険断面のひび割れは、接合部斜めひび割れと比較して、顕著なものではなかった。



図－4 ひび割れ性状

3. 解析概要

3.1 解析原モデル

前述の最大耐力時の損傷状況は、柱梁接合部の耐力評価モデルである塩原によるモデル⁴⁾が仮定している破壊モード形

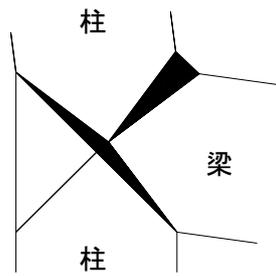


図-5 破壊モード

(図-5)とよく対応する。

そこでこのモデルにより最大耐力を評価し、実験値との対応を検討する。検討の対象は、柱・梁の反曲点から切り出したト型架構とする。解析対象とした部分架構の形状を図-6に、部材断面を図-7に示す。

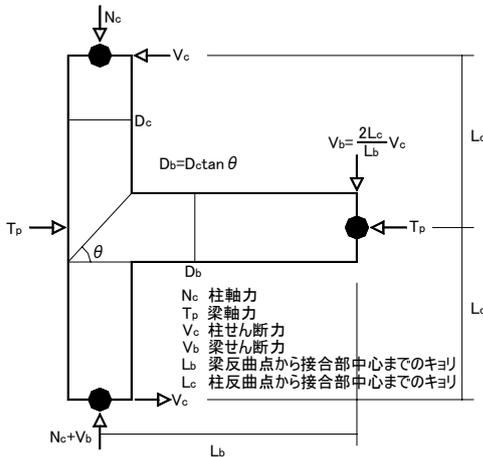


図-6 部分架構

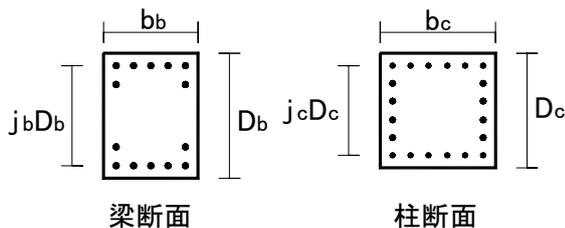


図-7 部材断面

塩原モデル（以下原モデル）では、図-8に示すように、接合部内の破壊面（危険断面）によって4つのパネルに分割する。また、危険断面における内力の定義も同図に示す。T1, T2, T5, T6, T9 は柱主筋の合力、T3, T4, T7, T8 は梁主筋の合力、T10 は接合部せん断補強筋、C はコンクリートの水平方向の合力をそれぞれ表している。なおコンクリートの最大圧縮応力度

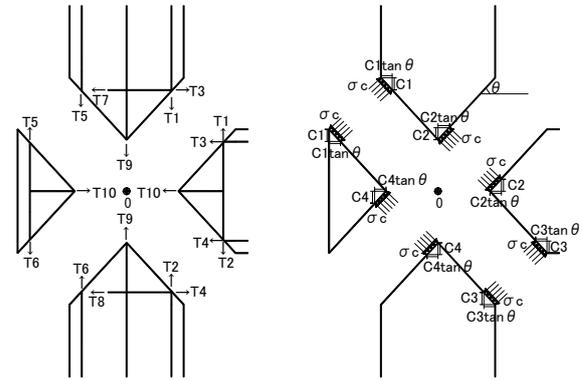


図-8 危険断面における応力

$\sigma_c = 0.85 \sigma_B$ とした。

断面に生じる応力と外力について、それぞれのパネルにおける水平と鉛直方向の力およびモーメントの釣合いにより式(1)～(9)が導かれる。

水平方向の力の釣合い方程式

$$T_3 - T_7 + C_1 - C_2 - V_c = 0 \quad (1)$$

$$-T_3 - T_4 + C_2 + C_3 - T_{10} - T_p = 0 \quad (2)$$

$$T_4 - T_8 - C_3 + C_4 + V_c = 0 \quad (3)$$

鉛直方向の力の釣合い方程式

$$-T_1 - T_5 - T_9 + C_1 \tan \theta + C_2 \tan \theta - N_c = 0 \quad (4)$$

$$T_1 - T_2 - C_2 \tan \theta + C_3 \tan \theta - 2 \left(V_c \cdot \frac{L_c}{L_b} \right) = 0 \quad (5)$$

$$T_2 + T_6 + T_9 - C_3 \tan \theta - C_4 \tan \theta + N_c + 2 \left(V_c \cdot \frac{L_c}{L_b} \right) = 0 \quad (6)$$

O点周りのモーメント

$$\frac{j_b D_b}{2} (T_7 - T_3) + \frac{j_c D_c}{2} (T_5 - T_1) + \frac{C_2^2}{2b_c \sigma_c \cos^2 \theta} \quad (7)$$

$$-C_1 \tan \theta \left(D_c - \frac{C_1 \tan \theta}{2b_c \sigma_c \cos^2 \theta} \right) + L_c V_c = 0$$

$$\frac{j_b D_b}{2} (T_3 - T_4) + \frac{j_c D_c}{2} (T_1 - T_2) - \frac{C_2^2}{2b_c \sigma_c \cos^2 \theta} \quad (8)$$

$$+ C_3 \tan \theta \left(D_c - \frac{C_3 \tan \theta}{2b_c \sigma_c \cos^2 \theta} \right) - 2L_c V_c = 0$$

$$\frac{j_b D_b}{2} (T_4 - T_8) + \frac{j_c D_c}{2} (T_2 - T_6) + \frac{C_4^2}{2b_c \sigma_c \cos^2 \theta} \quad (9)$$

$$-C_3 \tan \theta \left(D_c - \frac{C_3 \tan \theta}{2b_c \sigma_c \cos^2 \theta} \right) + L_c V_c = 0$$

解析にあたり以下の仮定を用いた。梁主筋 T7 とコンクリート合力 C1 は危険断面を介して力の伝達が行われていないため 0 とした。柱中段主筋 T9 も 0 とし、接合部フープ筋 T10 は降伏応力を用いた。

梁側柱主筋が付着強度に達した時、接合部は最大耐力となる。そのため、文献4) に従い、梁側上端と下端の柱主筋の合力の差 B が付着強度を超えないよう式(10)により制限をかけた。

$$B = T_1 - T_2 < B_u \quad (10)$$

柱主筋の許容付着応力は式(11)によって概算した。

$$B_u = k\sqrt{\sigma_B} \Sigma \varphi D_b \quad (11)$$

$k\sqrt{\sigma_B}$ (N/mm²): 平均付着強度 ($k=1.8$)
 σ_B (N/mm²): コンクリートの圧縮強度
 $\Sigma \varphi$ (mm): 梁側柱主筋の総周長

仮定により未知数が 11 個となるが、方程式は式(1)～(10)の 10 個であるため、T3 (引張側梁主筋)を変数として、V_cの最大値を求めた。

まず、梁側柱主筋が許容付着応力に達したときの解析を行った。このとき、図-5の仮定破壊モードより、柱主筋の降伏が先行する可能性もある。この場合は、降伏したときを接合部せん断耐力とした。

3.2 実験との比較

実験では No.6, No.7, No.10 試験体が実験時最大耐力に至る前に梁側柱主筋の降伏がみられた。解析においては、全ての試験体において降伏した。実験及び解析での最大層せん断力を表-4に示す。

表-4 実験結果と解析値

	実験結果 層せん断力	塩原モデル解析 (実験結果/解析値)
No.6(Standard)	519	614(0.85)
No.7(Fc-High)	540	639(0.85)
No.8(Fc-Low)	363	499(0.73)
No.9(ld-Long)	612	614(1.00)
No.10(ld-Short)	483	616(0.78)

原モデルでは定着長を考慮していないため、解析結果では、定着長さに関わらず同程度の値となった。このうち No.9 試験体は実験と非常に近い値となった。この試験体は定着長が長い

ため破壊断面が原モデルで想定していた危険断面に近かった。その他の解析結果は実験値との適合がよくなかった。

3.3 モデルの修正

原モデルの解析より、外柱梁接合部において梁主筋の定着長さを考慮する必要があると判断した。実験における破壊性状を考慮し、モデルを以下のように修正した。危険断面における内力を図-9に示す。

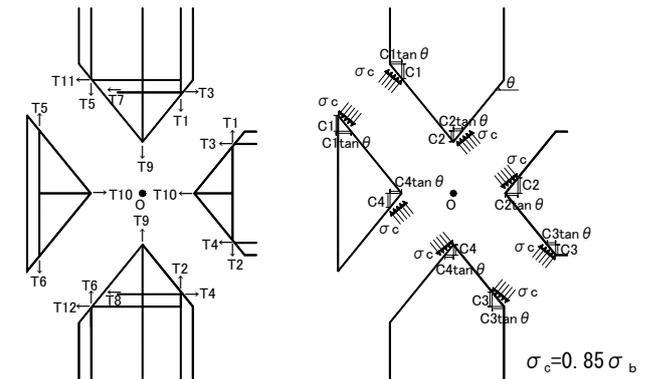


図-9 危険断面における応力

ひび割れは、梁主筋 2 段目定着端を目指して入るものとし、これを危険断面とした。定着長が長く柱梁入隅部から 2 段目定着端を目指す危険断面の角度より、梁全せいに相当する接合部領域の柱背面端へ向かう角度が大きい場合、後者を危険断面として採用した。これに基づき角度 θ を定めた。

危険断面の角度が大きくなり、柱へ及ぶため、修正モデルでは $ld=2/3Dc$ の試験体は 1 段、 $ld=1/2Dc$ の試験体は 3 段の柱フープ筋を T11, T12 として考慮に入れた。T11 は降伏応力を、T12 は 0 とした。さらに、梁側、背面側の柱主筋から O 点までの距離を修正した。

式(1)～(9)のうち修正を加えたもののみ式(1)', (3)', (7)'～(9)'として以下に示す。

$$T_3 - T_7 - T_{11} + C_1 - C_2 - V_c = 0 \quad (1)'$$

$$T_4 - T_8 - T_{12} - C_3 + C_4 + V_c = 0 \quad (3)'$$

$$\frac{j_b D_b}{2} (T_7 - T_3) + j_c D_{c1} T_5 - j_c D_{c2} T_1 + D_h T_{11} + \frac{C_2^2}{2b_c \sigma_c \cos^2 \theta} - C_1 \tan \theta \left(D_c' - \frac{C_1 \tan \theta}{2b_c \sigma_c \cos^2 \theta} \right) + L_c V_c = 0 \quad (7)'$$

$$\frac{j_b D_b}{2} (T_3 - T_4) + j_c D_{c1} (T_1 - T_2) - \frac{C_2^2}{2b_c \sigma_c \cos^2 \theta} \quad (8)$$

$$+ C_3 \tan \theta \left(D_c' - \frac{C_3 \tan \theta}{2b_c \sigma_c \cos^2 \theta} \right) - 2L_c V_c = 0$$

$$\frac{j_b D_b}{2} (T_4 - T_8) + j_c D_{c1} T_2 - j_c D_{c2} T_6 - D_h T_{12} + \frac{C_4^2}{2b_c \sigma_c \cos^2 \theta} - C_3 \tan \theta \left(D_c' - \frac{C_3 \tan \theta}{2b_c \sigma_c \cos^2 \theta} \right) + L_c V_c = 0 \quad (9)$$

$$D_c' = D_b / \tan \theta$$

上記の修正を加えたモデルで解析を行った。解析方法は原モデルと同様である。

3.4 実験との比較

実験、解析における最大耐力時層せん断力を表-5に示す。

表-5 実験結果と解析値

	実験結果 層せん断力	修正モデル解析 (実験結果/解析値)
No.6(Standard)	519	529(0.98)
No.7(Fc-High)	540	548(0.99)
No.8(Fc-Low)	363	449(0.81)
No.9(ld-Long)	612	614(1.00)
No.10(ld-Short)	483	415(1.16)

(1) No.6 (Fc-80 ld-2/3Dc)

解析値と実験値はよく一致した。実験では、接合部せん断耐力に至る前に梁側柱主筋上端が降伏しており、解析結果と一致する。実験では柱フープ筋は3段降伏していた。

(2) No.7 (Fc-120 ld-2/3Dc)

解析値と実験値はよく一致した。No.6同様、実験においても梁側柱主筋上端の降伏がみられた。実験では柱フープ筋の降伏は一段のみで、このモデルでの仮定と一致した。

(3) No.8 (Fc-45 ld-2/3Dc)

実験値は解析値を下回った。実験での接合部せん断耐力時には、柱主筋、柱フープ筋と一部の接合部フープ筋は降伏しなかった。モデルの仮定と一致しない点がみられる。

(4) No.9 (Fc-80 ld-0.84Dc)

解析値と実験値はよく一致した。

(5) No.10 (Fc-80 ld-1/2Dc)

実験値は解析値を上回った。実験での接合部せん断耐力時に梁側柱主筋上端、柱フープ筋3

段の降伏がみられ、解析とよく一致した。

3.5 柱主筋量を変化させた解析

修正モデルによる解析により、接合部せん断破壊が、梁側柱主筋降伏に起因することが裏付けられた。これを受けて、梁側柱主筋量を1.5倍にして、修正モデルにより解析を行った。最大層せん断力を表-6に示す。

表-6 柱主筋量を変えた解析

	解析値	/Standard
No.6(Standard)	529	-
柱主筋×1.5	713	1.35

柱主筋量を増加したことで、最大層せん断力が1.35倍に増えた。他の解析同様、梁側柱主筋の降伏によって最大耐力となった。

4. まとめ

梁主筋を機械式定着した高強度RC造外柱梁接合部の塩原モデルを援用した解析を行い以下の知見を得た。

- 1) 原モデルに対して、定着長を考慮する修正を加えることで、精度良く接合部せん断耐力を評価することが可能である。
- 2) 接合部せん断破壊は、梁側柱主筋の降伏に起因する場合もあり、梁側柱主筋の強度、量を増すことでせん断耐力を上げることが可能である。
- 3) 外柱梁接合部のせん断に対する設計に柱主筋の寄与を考慮することが重要である。

参考文献

- 1) 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，pp.245，1999
- 2) 長谷川勇樹，藤本武人，清原俊彦，田才晃：梁主筋を機械式定着した高強度鉄筋コンクリート造外柱梁接合部の構造性能，コンクリート工学年次論文集，Vol.27，No.2，pp.373～378，2005
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，pp.155，1999
- 4) Hitoshi Shiohara: New Model for Joint Shear Failure of R/C Exterior Beam-Column Joints. The Forth U.S.-Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Engineering Methodology for Reinforced Concrete Building Structures, pp.289～308，2002