

(20) SRC 構造非埋め込み形柱脚の構造性能に関する研究

A Study on Structural Performance of Bare Type Column Base Connection in SRC Structures

貞末和史*, 藤原大英**, 南宏一***

Kazushi Sadasue, Daiei Fujiwara, Koichi Minami

博士 (工学), 福山大学特別研究員, ハイテクリサーチセンター (〒729-0292 広島県福山市東村町字三蔵 985)

福山大学大学院生, 工学研究科建築学専攻 (〒729-0292 広島県福山市東村町字三蔵 985)

工博, 福山大学教授, 工学部建築学科 (〒729-0292 広島県福山市東村町字三蔵 985)

The purpose of this research is to investigate the mechanical behavior of bare type column base connection in SRC structures damaged due to Hyogoken-Nanbu earthquake in Japan, and two series of tests were carried out. The first series is the flexural failure tests of column base. The second series is the shear failure tests of column base. From the test results, it was shown that ultimate flexural strength can be estimated by the design code in AIJ Standard. On the other hand, ultimate shear strength can be estimated to proposed new evaluation method. In addition, it proposed an evaluation method for limit rotation angle of column bases. From the structural tests and performance evaluation method, seismic performance of SRC columns using bare type column base were became very clear.

Key Words : Hyogoken-Nanbu earthquake, Ultimate flexural strength, Ultimate shear strength, Limit rotation angle

1. はじめに

兵庫県南部地震による SRC 建造物の被害のひとつとして、柱脚部の破壊が報告されている。この被害状況に関しては、文献¹⁾で統計的な分析が行われ、「非埋め込み形柱脚」として高層建築物の外柱や耐震壁付の柱に被害が多いことや、破壊状況から判断して、柱脚部の破壊は柱に作用する引張力の影響であると推測されている。

現在、SRC 建造物の設計において、引張力が作用すると想定される一階柱の柱脚部は、埋め込み形柱脚にすることが推奨されている。しかしながら、非埋め込み形柱脚は、埋め込み形柱脚に比べて施工的、経済的な利点が得られるため、建設の合理化が図れる。

以上を背景として、本研究では、曲げ破壊先行型とせん断破壊先行型の2シリーズの実験を行って、引張力を受ける非埋め込み形柱脚の力学特性を明らかにし、終局耐力および変形性能の評価法について検討する。

2. 非埋め込み形柱脚の曲げ破壊性状

本章では、一定引張軸力下において繰返し水平力を受けて曲げ破壊する非埋め込み形柱脚の実験を行い、終局曲げ耐力と変形性能の評価方法について検討する。

2.1 実験概要

(1) 試験体と荷重方法

試験体は図-1に示される形状で、表-1に示すように①軸力の大きさ、②柱脚断面構成を主要な実験変数としている。断面構成を図-2に示す。なお、実験は2期に

わたって行っていることから、材料強度の分類のため1期、2期としている。材料強度を表-2、表-3に示す。

荷重は図-3に示す建研式荷重装置を使用し、所定の一定引張軸力を導入後、試験体頂部ピン位置での変位制御で正負繰返しに漸増水平荷重を行った。

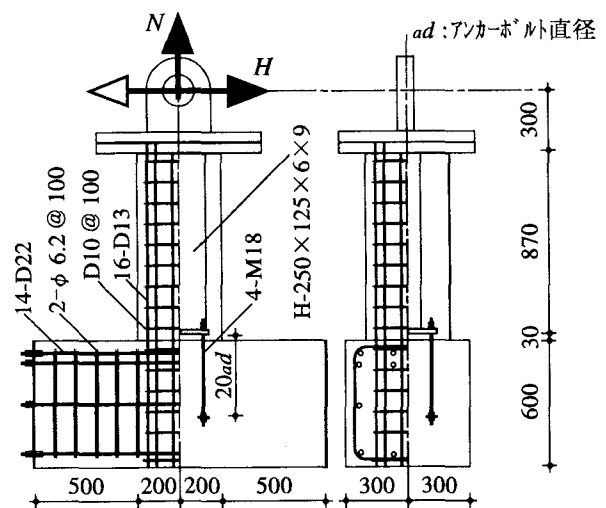


図-1 試験体形状 T80B30 (単位: mm)

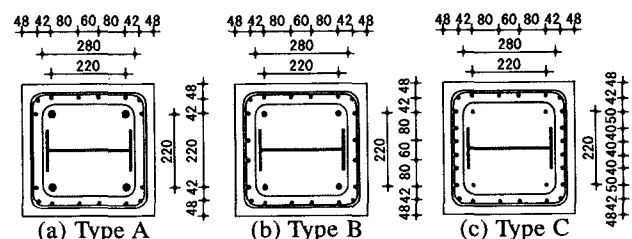


図-2 試験体断面 (単位: mm)

表－１ 実験計画

分類	試験体名	断面構成	軸力 N (kN)	せん断スパン L (mm)	軸力比 n	主筋	アンカーボルト	λ
1期	T00A30	Type A	0	1200	0	16-D13(SD345)	4-M24 (SS490)	0.35
	T40A30		-500		0.4			
2期	T80A30		-1000		0.8			
1期	T00B30	Type B	0		0	20-D13(SD345)	4-M18 (SS490)	0.19
	T40B30		-500		0.4			
2期	T80B30		-1000		0.8			
1期	T00C30	Type C	0		0	24-D13(SD345)	4-M12 (SS400)	0.07
	T40C30		-500		0.4			
2期	T80C30		-1000		0.8			

註) 軸力は圧縮軸力を正とする。

記号

$$n = N / N_{tu} \quad N_{tu} = 0.75 \cdot \sum aA \cdot a\sigma_y + \sum mA \cdot m\sigma_y$$

$$\lambda = aN_{tu} / N_{tu} \quad aN_{tu} = 0.75 \cdot \sum aA \cdot a\sigma_y$$

D : 柱せい

aA, mA : アンカーボルトと主筋の断面積

$a\sigma_y, m\sigma_y$: アンカーボルトと主筋の降伏強度

表－２ 鋼材の材料強度

分類	鋼材	降伏点	引張強度	伸び	ヤング係数	
		σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	(%)	E (N/mm ²)	
1期	鉄筋	D13	371	536	22.2	1.94×10^5
		D10	384	521	20.0	1.69×10^5
		D19	530	727	16.0	1.81×10^5
		D16	385	563	19.8	2.03×10^5
	アンカーボルト	M24	339	525	27.0	1.85×10^5
		M18	343	542	22.8	2.12×10^5
		M12	328	462	29.3	1.67×10^5
	鉄骨	フランジ	325	433	26.0	1.96×10^5
ウェブ		374	448	23.0	1.90×10^5	
2期	鉄筋	D13	373	564	18.9	1.67×10^5
		D10	350	492	23.4	1.81×10^5
		D22	427	623	19.7	1.89×10^5
		φ 6.2	914	915	8.9	1.77×10^5
	アンカーボルト	M24	345	541	27.3	1.95×10^5
		M18	337	538	24.1	2.01×10^5
		M12	310	474	31.3	2.05×10^5
	鉄骨	フランジ	305	446	25.2	2.03×10^5
ウェブ		462	557	12.0	1.98×10^5	

表－３ コンクリートの材料強度

分類	コンクリート	圧縮強度 σ_c (N/mm ²)	割裂強度 σ_t (N/mm ²)	ヤング係数 E (N/mm ²)
1期	柱	24.2	2.19	2.50×10^4
	基礎梁	26.2	2.20	2.08×10^4
	モルタル	30.2	2.91	-
2期	柱	32.1	2.57	2.75×10^4
	基礎梁	50.0	3.46	3.19×10^4
	モルタル	56.1	4.18	2.52×10^4

註) モルタルはベースプレート下部のグラウトとして使用した。

(2) 実験結果および考察

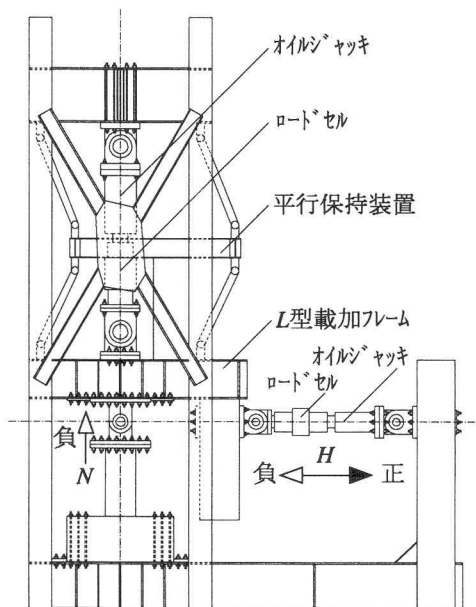
最終破壊状況の一例を図－４に示す。試験体柱頭主筋定着部の溶接部が破断した T80C30 を除いて、全ての試験体は、柱脚部に塑性ヒンジを生じる破壊状態となった。

縦軸に水平力 H 、横軸を柱部材角 R (柱頭ピン位置の水平変位/せん断スパン) とした履歴曲線の一例を図－５に示す。図中の実線で表した曲げ耐力 Q_u は SRC 規準²⁾に示される終局曲げ耐力の計算値である。履歴性状について、実験変数による影響を以下に示す。

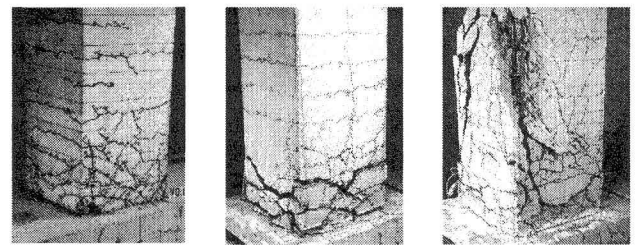
軸力の影響 引張軸力下にある場合、最大耐力は小さくなるが履歴ループが膨らむ傾向が認められる。

断面構成の影響 断面構成にかかわらず履歴ループはほぼ同形状となったが、高引張軸力下の場合、太径のアンカーボルトを用いた試験体は大変形までアンカーボルトが破断せず、優れたじん性を示した。

以上のことから、せん断破壊に対して曲げ破壊を先行させる場合、柱脚部の曲げ補強方法としては、柱脚断面に主筋量を増やすよりも、太径のアンカーボルトを用い



図－３ 载荷装置 (単位: mm)



(a) T00A30

(b) T80A30

(c) T80C30

図－４ 最終破壊状況

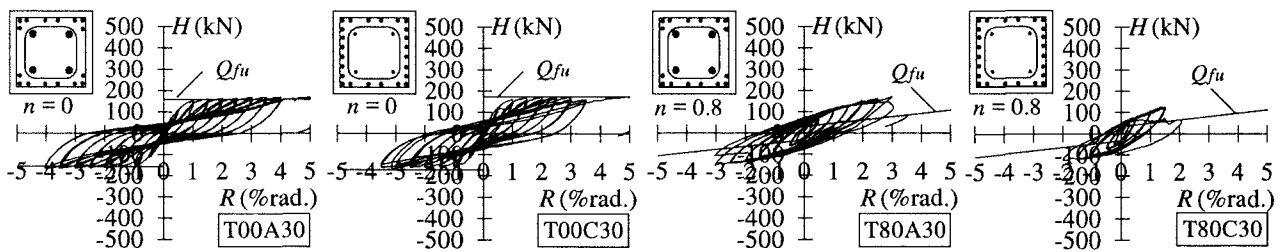


図-5 水平力-柱部材角関係

る方がじん性に優れ、主筋量の軽減によりアンカーボルトの締め付けが容易になるなど施工的な面でも有利であると思われる。従来、アンカーボルトは柱鉄骨の建て方用として用い、地震力に対する抵抗要素としては無視する場合があるが、アンカーボルトの引張抵抗力を有効に利用することで合理的な柱脚部の設計が行える。

(3) 既往の耐力式による終局曲げ耐力の評価

図-6 に軸力-終局曲げ耐力相関関係の一例を示す。図中の耐力線は SRC 規準に示される累加強度式によって求めた。なお、1 期目と 2 期目の実験で使用材料が異なるので、それぞれの材料強度を用いた耐力線を示している。実験値は 1 期▲印、2 期●印で示している。図-7 に全試験体の実験値 M_{exp} と計算値 M_{cal} の対応を示す。

実験値と計算値の比較をすると、 $n=0$ および 0.4 の場合は実験値と計算値の対応は良好だが、 $n=0.8$ の高引張軸力下にある場合の実験値は計算値を大きく上回っている。これは、高引張軸力下における試験体はひずみ硬化の影響を大きく受けていることが原因である。

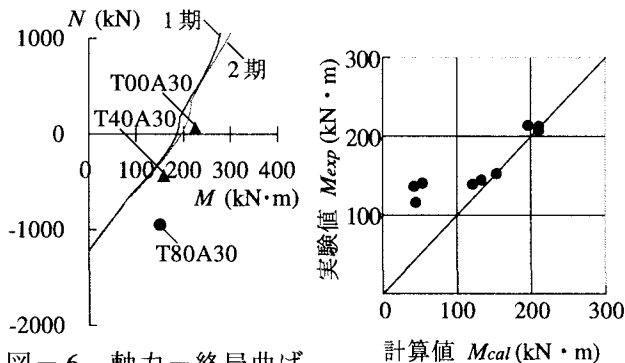


図-6 軸力-終局曲げ耐力相関関係

図-7 計算精度

2.2 弾塑性解析

終局曲げ耐力に関しては、SRC 規準に累加強度理論に基づく算定式が挙げられているが、累加強度理論に基づく解析では変形量を求めることができない。そこで、本研究では、曲げ破壊が卓越する非埋め込み形柱脚を有する SRC 柱を対象として、弾塑性域にわたる荷重-変形関係を求める方法を以下に示す。

(1) 解析モデル

解析モデルは柱全体の変形を柱脚部の弾塑性ヒンジ部に集中させるものでヒンジ部以外は剛体として考えた。

図-8 に解析モデルを示す。図-8 に示すモデルは、柱脚部に作用する曲げモーメントによって生じる柱脚回転角 θ_B と、柱脚部に作用するせん断力によって生じる水平ずれ δ_{UB} をそれぞれ独立に表しており、柱の部材角 R は曲げ変形と水平ずれの加算によって (1) 式で求められると考えている。

$$R = \{ \theta_B \cdot (L - L_p/2) + \delta_{UB} \} / L \quad \dots \dots \dots (1)$$

なお、 L_p はヒンジ領域の長さであり、 L_p の大きさは実験と解析の弾性剛性が一致する値とする堺らの方法³⁾を用いた。解析に用いた L_p の値を図-9 に示す。

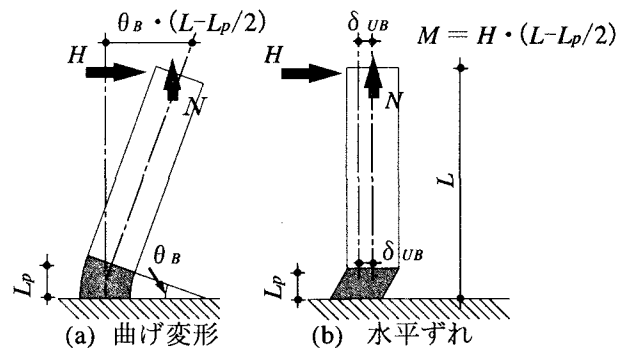


図-8 解析モデル

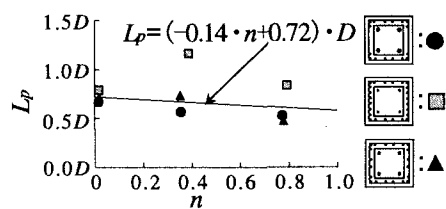


図-9 ヒンジ領域の長さ

(2) 解析方法

解析モデルでは、柱全体の変形を曲げ変形と水平ずれの加算によって表すモデルとしているが、曲げ破壊が卓越する場合は、曲げ変形が柱全体の変形に対して占める割合が極めて大きい。したがって、ここでは、柱脚部に作用する曲げモーメント M と柱脚回転角 θ_B の関係を求める方法を示し、実験結果と比較する。

$M-\theta_B$ 関係は、柱脚ヒンジ領域に強制的に θ_B を与え、力の釣合条件、変形の適合条件、材料の構成則より任意の θ_B に対する M の大きさを求める。 $M-\theta_B$ 関係を求める具体的な計算手順を以下に示す。

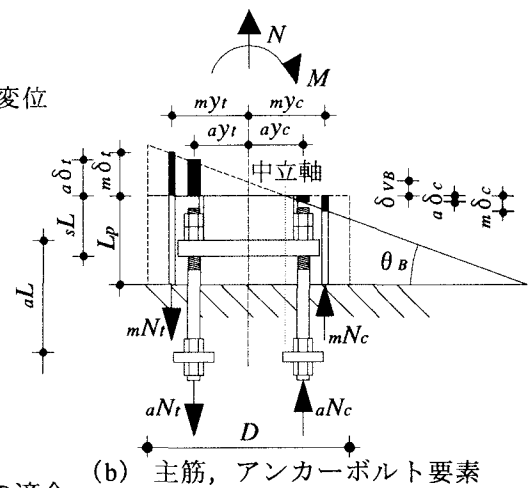
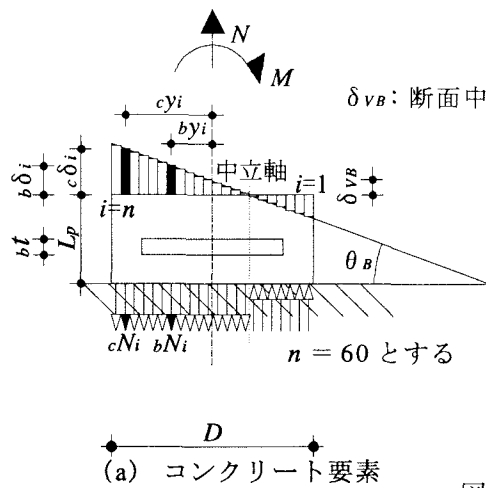


図-10 変形の適合

- ①コンクリート、主筋およびアンカーボルトを層要素に分割する。ここで、コンクリートは60分割、主筋とアンカーボルトはそれぞれ1要素とした。
- ②柱脚ヒンジ領域に任意の θ_B を与え、図-10に示す変形の適合条件を仮定し、各層要素の変位およびひずみを以下に示す式で求める。

$$\left. \begin{aligned} c\delta_i &= \theta_B \cdot cy_i + \delta_{VB} \\ b\delta_i &= \theta_B \cdot by_i + \delta_{VB} \\ m\delta_t &= \theta_B \cdot my_t + \delta_{VB} \\ m\delta_c &= \theta_B \cdot my_c + \delta_{VB} \\ a\delta_t &= \theta_B \cdot ay_t + \delta_{VB} \quad (a\delta_t \leq 0) \\ a\delta_c &= \theta_B \cdot ay_c + \delta_{VB} \quad (a\delta_c \leq 0) \end{aligned} \right\} \dots (2)$$

$$\left. \begin{aligned} c\epsilon_i &= c\delta_i / L_p \\ b\epsilon_i &= c\delta_i / (L_p - bt) \\ m\epsilon_t &= m\delta_t / L_p \\ m\epsilon_c &= m\delta_c / L_p \\ a\epsilon_t &= a\delta_t / aL \quad (a\epsilon_t \leq 0) \\ a\epsilon_c &= a\delta_c / aL \quad (a\epsilon_c \leq 0) \end{aligned} \right\} \dots (3)$$

ここに、

$c\delta_i, c\epsilon_i$: ベースプレートを取り囲むコンクリートの
変位とひずみ度で*i*番目の要素

$b\delta_i, b\epsilon_i$: ベースプレート上下のコンクリートの変位
とひずみ度で*i*番目の要素

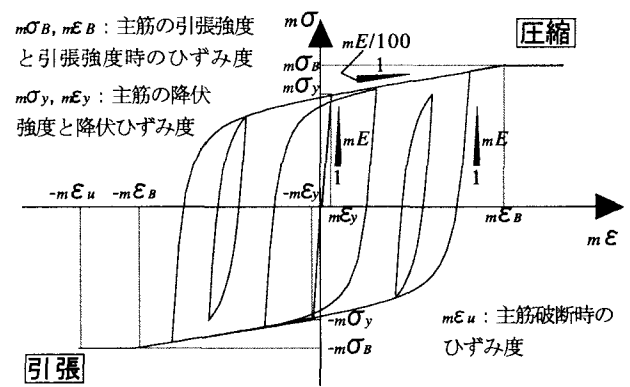
$m\delta_t, m\epsilon_t$: 引張側主筋の変位とひずみ度

$m\delta_c, m\epsilon_c$: 圧縮側主筋の変位とひずみ度

$a\delta_t, a\epsilon_t$: 引張側アンカーボルトの変位とひずみ度

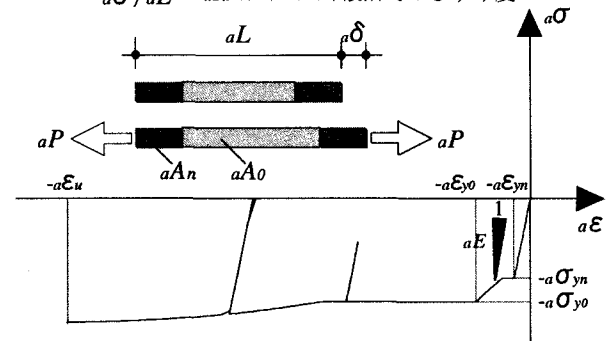
$a\delta_c, a\epsilon_c$: 圧縮側アンカーボルトの変位とひずみ度
ただし、アンカーボルトには、圧縮力が働かないと仮
定し、 $a\delta$ および $a\epsilon$ が0以上となる時(圧縮変位およ
び圧縮ひずみ度を正とする)、 $a\delta$ と $a\epsilon$ は0とした。

- ③主筋、アンカーボルトおよびコンクリートの応力度-
ひずみ度関係を仮定し、各要素のひずみ度から応力度
を求める。仮定した応力度-ひずみ度関係^{4)⑥}を図-11、
図-12に示す。なお、コンクリートの応力度-ひずみ



(a) 主筋

$$\begin{aligned} a\sigma &= aP/aA_0 & a\sigma_{yn}, a\epsilon_{yn} &: \text{アンカーボルトねじ部の降伏強度と降伏ひずみ度} \\ a\epsilon &= a\delta/aL & a\sigma_{y0}, a\epsilon_{y0} &: \text{アンカーボルト軸部の降伏強度と降伏ひずみ度} \\ aE &= \frac{aP/aA_0}{a\delta/aL} & a\epsilon_u &: \text{アンカーボルト破断時のひずみ度} \end{aligned}$$



(b) アンカーボルト

図-11 鋼材の応力度-ひずみ度関係

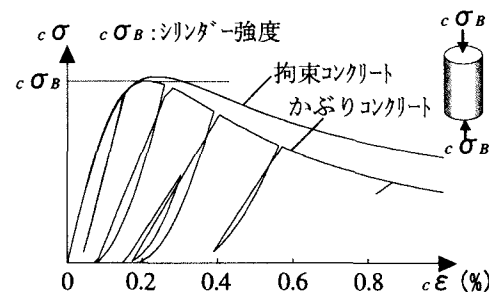
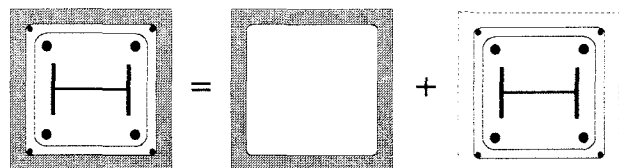


図-12 コンクリートの応力度-ひずみ度関係



(a) 柱脚断面 (b) かぶりコンクリート (c) 拘束コンクリート
図-13 コンクリートの分類

度関係に関しては、図-13に示すように、かぶり部分と帯筋に囲まれる部分に分け、拘束状態によってそれぞれの応力度-ひずみ度関係を設定した。

- ④各要素の応力度と断面積の積より、各要素の軸方向力 cN_i , bN_i , mN_i , mN_c , aN_i および aN_c を求め、各要素の軸方向力を積分した値は柱脚ヒンジ領域に作用する軸力 N と釣り合うため、(4) 式が成立する。

$$N = \sum cN_i + \sum bN_i + mN_i + mN_c + aN_i + aN_c \quad \dots (4)$$

断面中心の変位 δ_{VB} を変化させることで、任意の軸力 N に対して (4) 式が満足されるまで収斂計算を行う。

- ⑤与えられた θ_B に対して、(4) 式を満たしているときの M を (5) 式によって求める。

$$M = \sum cN_i \cdot c y_i + \sum bN_i \cdot b y_i + mN_i \cdot m y_i + mN_c \cdot m y_c + aN_i \cdot a y_i + aN_c \cdot a y_c \quad \dots (5)$$

(3) $M-\theta_B$ 関係

解析値と実験値の比較を図-14に示す。解析値が実験値とよく対応している点を以下にあげる。

- ①剛性が大きく低下し、部材として降伏した後も、アンカーボルトが破断するまで耐力低下を生じない。
②引張軸力が大きい場合ほど、履歴ループの形状が紡錘形に膨らむ傾向がある。

(4) 終局曲げ耐力と柱脚限界回転角

曲げ耐力の解析値と実験値の比較を図-15に、柱脚限界回転角と実験値の比較を図-16に示す。なお、柱脚限界回転角 θ_{BU} はアンカーボルト破断時の回転角とした。

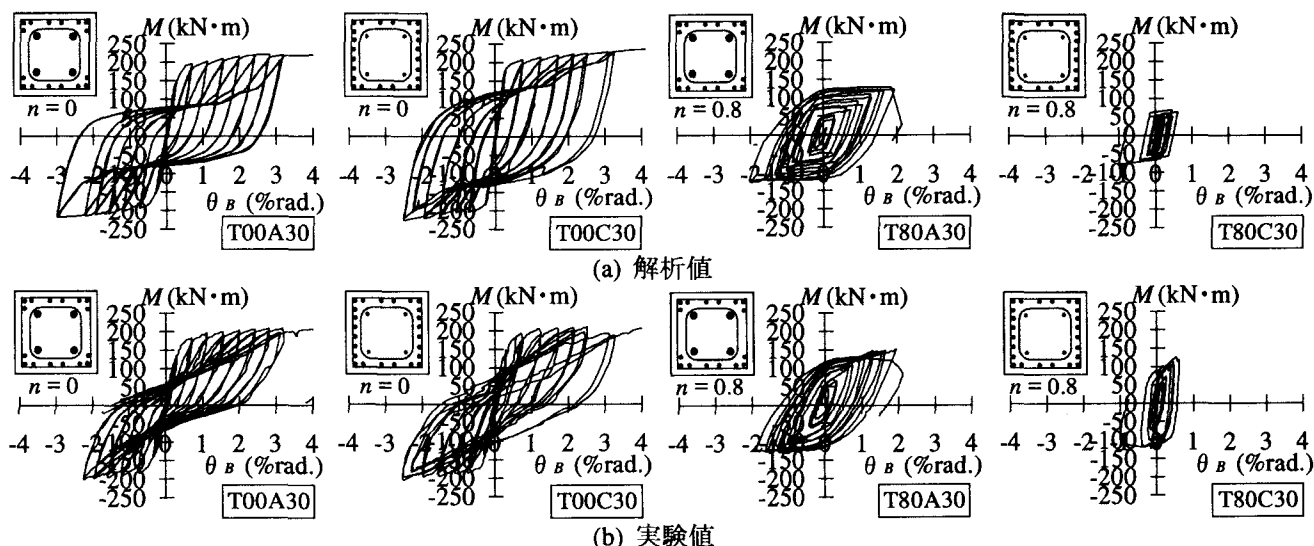


図-14 曲げモーメント-柱脚回転角関係

累加強度法による曲げ耐力の計算値では、高引張軸力を受ける時、大きく安全側に評価されていたが、本解析法による計算値では、主筋とアンカーボルトのひずみ硬化の影響を考慮しているため、計算値と実験値の対応は良好である。

柱脚限界回転角の評価に関して、軸力比 $n=0.8$ 以外の試験体は、载荷装置の能力上の問題で、アンカーボルトが破断するまで柱を変形させていないため、限界回転角の実験値は不明であるが、 $n=0.8$ の試験体に関しては、計算値と実験値の対応は良好である。

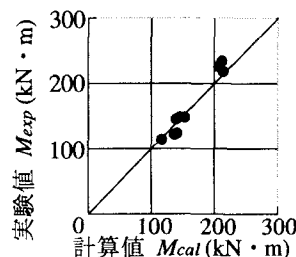


図-15 終局曲げ耐力の計算精度

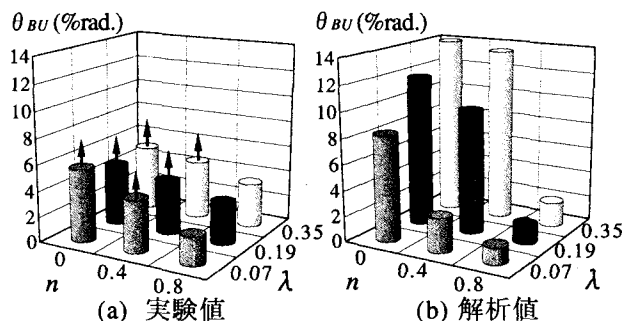


図-16 柱脚限界回転角の計算精度

3. 非埋め込み形柱脚のせん断破壊性状

本章では、一定軸力下で繰返し水平力を受けてせん断破壊する非埋め込み形柱脚の実験を行い、終局せん断耐力の評価方法について検討する。

3.1 実験概要

(1) 試験体と载荷方法

試験体は図-17に示す形状で、表-4に示すように①軸力の大きさ、②柱脚断面構成を実験変数としている。断面構成を図-18に示す。試験体に用いた材料の強度を表-5、表-6にそれぞれ示す。

実験はL型载荷フレームに柱の回転を拘束するための鋼製ブロックを設けた図-19に示す载荷装置を用いて、水平力 H の加力によって柱と基礎梁の接合面にせん断力を作用させる。载荷は、所定の一定軸力を導入後、柱脚部ベースプレート位置の水平変位 δ_{UB} を変位制御して、正負繰り返しの漸増水平载荷を行った。

表-4 実験計画

試験体名	断面構成	軸力	主筋	アンカーボルト
C10A00	Type A	1000kN	16-D13 (SD345)	4-M24(SS490)
C00A00		0kN		
T05A00		-500kN		
C00B00	Type B	0kN	20-D13 (SD345)	4-M18(SS490)
T05B00		-500kN		
C10C00		1000kN		
C00C00	Type C	0kN	16-D13 (SD345)	0
T05C00		-500kN		
T05D00	Type D	-500kN	24-D13 (SD345)	

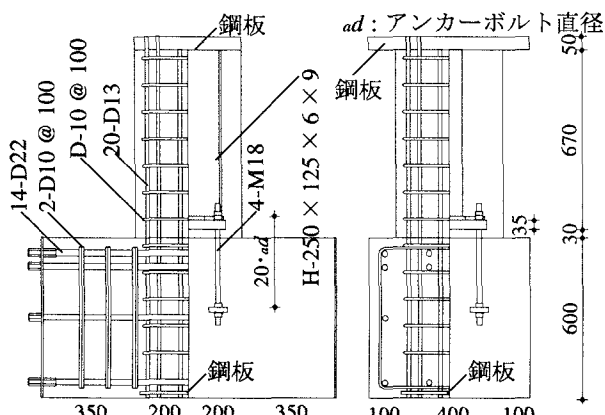


図-17 試験体形状 T05B00 (単位:mm)

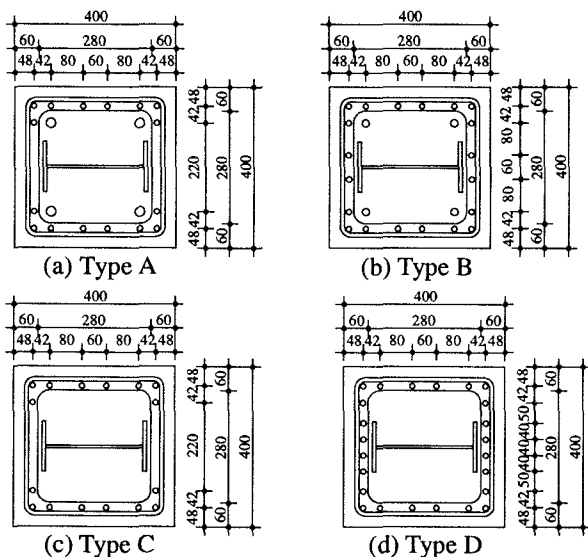


図-18 試験体断面 (単位:mm)

表-5 コンクリートの材料強度

使用箇所	圧縮強度 (N/mm^2)	割裂強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (N/mm^2)
柱	34.6	2.50	2.71×10^4
基礎梁	47.6	3.31	3.46×10^4
グラウト	48.5	2.91	2.36×10^4

表-6 鋼材の材料強度

使用箇所	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	伸び (%)	ヤング係数 (N/mm^2)
D13 柱主筋	384	561	23.1	1.93×10^5
D10 帯筋	389	520	19.2	1.72×10^5
D22 基礎梁主筋	437	631	16.6	1.98×10^5
D10 あばら筋	976	1126	6.1	1.83×10^5
M24 アンカーボルト	345	541	27.3	1.95×10^5
M18 アンカーボルト	337	538	24.1	2.01×10^5
鉄骨	364	464	20.9	1.72×10^5

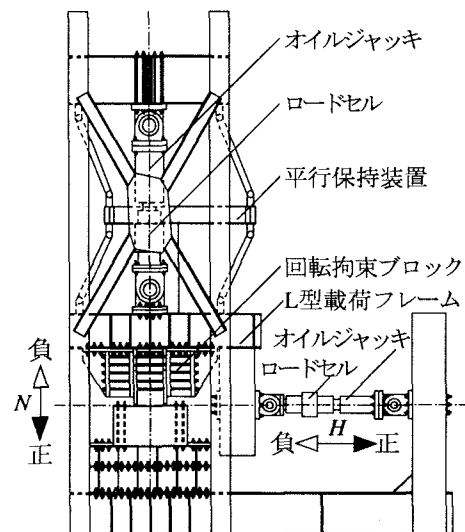


図-19 载荷装置 (単位:mm)

(2) 実験結果および考察

最終破壊状況の一例を図-20に示す。最終破壊状態はいずれの試験体とも同様の破壊状況を示しており、柱脚部に多くの斜めひび割れを生じている。

縦軸に水平力 H 、横軸を柱脚部ベースプレート位置の水平変位 δ_{UB} とした履歴曲線の一例を図-21に示す。図中の実線で表したせん断耐力 Q_{sl} はSRC規準²⁾に示される終局せん断耐力の計算値である。履歴性状について、実験変数による影響を以下に示す。

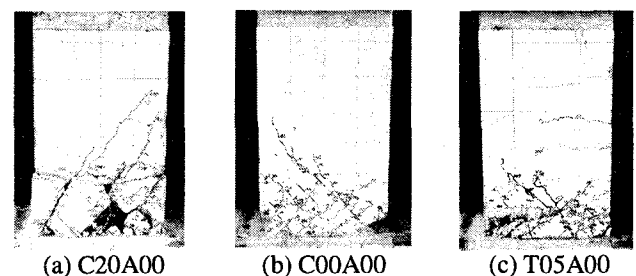


図-20 最終破壊状況

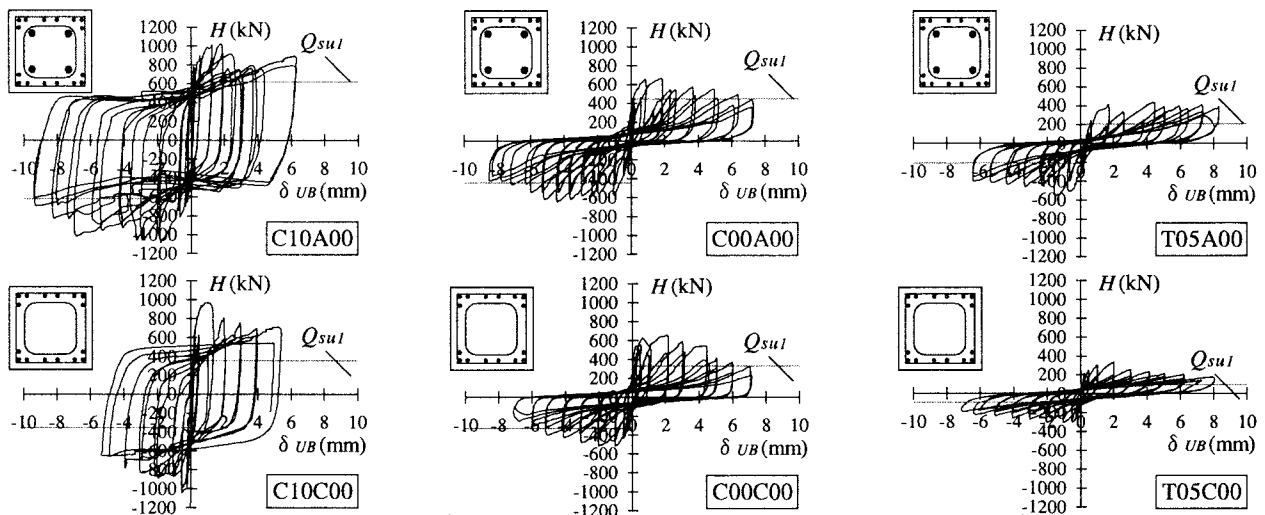


図-21 水平力-柱脚部水平ずれ関係

軸力の影響 軸力のない場合に比べて、圧縮軸力下では最大耐力が大きく、履歴ループが膨らんでいる。一方、引張軸力下では最大耐力が小さく、軸力のない試験体と同様に、履歴ループの痩せたスリップ型となっている。

断面構成の影響 軸力0および圧縮軸力下ではType AとType Cの試験体の最大耐力がほぼ等しいことから、部材が最大耐力に達する時に、アンカーボルトはせん断力に対して十分に抵抗していないことが認められる。部材の最大耐力時にアンカーボルトがせん断力に抵抗していない理由としては、ベースプレート孔とアンカーボルトのクリアランスの影響が考えられる。

(3) 既往の耐力式による終局せん断耐力の評価

非埋め込み形柱脚の終局せん断耐力については、SRC 規準²⁾とSRC 耐震診断基準⁷⁾に耐力評価式が示されている。図-22に計算値と実験値の比較を示す。この図より、SRC 規準式 Q_{su1} は大きく安全側に、SRC 耐震診断基準式 Q_{su2} は危険側に実験値を評価する場合があります、いずれの評価式とも実験値との対応はよくないことがわかる。

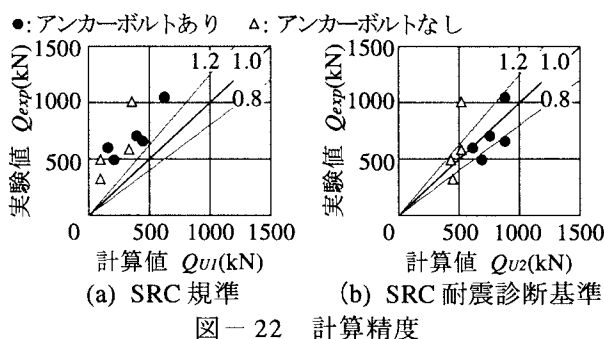


図-22 計算精度

3.2 終局せん断耐力式の提案

既往の耐力評価式では、実験値と計算値の対応がよくないため、新たな終局せん断耐力評価式を提案する。

終局せん断耐力 Q_{su} はベースプレートを取り囲む RC 部分のせん断抵抗力 rcQ_u 、ベースプレート下面とコンク

リートの摩擦抵抗力 bQ_u 、アンカーボルトのせん断抵抗力 aQ_u の累加によって、(6)式で評価する。

$$Q_{su} = rcQ_u + bQ_u + \alpha \cdot aQ_u \quad \dots \dots \dots (6)$$

ここに、 α はアンカーボルトのクリアランスの影響を考慮した aQ_u に対する低減係数である。

軸力 N に関しては、圧縮軸力を正とし、ベースプレートを取り囲む RC 部分の軸力 rcN 、ベースプレート下面コンクリートの軸力 bN 、アンカーボルトの軸力 aN の累加によって、(7)式および(8)式で評価する。

$$N = rcN + bN = mN + cN + bN \quad (N \geq 0) \quad \dots \dots (7)$$

$$N = rcN + aN = mN + aN \quad (N < 0) \quad \dots \dots (8)$$

ここに、 mN は主筋の軸力、 cN はベースプレートを取り囲むコンクリートの軸力である。

柱脚部各要素のせん断耐力 rcQ_u 、 bQ_u 、 aQ_u の評価方法と、柱脚部各要素が負担する軸力 rcN 、 bN 、 aN の算定方法を以下に示す。

(1) ベースプレートを取り囲む RC 部分のせん断抵抗力

rcQ_u は、RC 部材のパンチングシア耐力の下限值としてせん断耐力を評価している既存 RC 造耐震改修設計指針⁸⁾に示される(9)式を用いる。

$$rcQ_u = k_{min} \cdot \tau_0 \cdot rcA \quad \dots \dots \dots (9)$$

$$k_{min} = 0.34 / (0.52 + L/D) \quad \dots \dots \dots (10)$$

$$\tau_0 = \min(\tau_{01}, \tau_{02}) \quad \dots \dots \dots (11)$$

$$\tau_{01} = 0.493 \cdot (rcN / rcA) + 0.254 \cdot \sigma_c \quad \dots \dots (12)$$

$$\tau_{02} = \{ [16b^3 + 16b - 4 \cdot (5b^2 - 5)^{1/2}] / \{ (3b - (b^2 + 2)^{1/2}) \cdot (5 + 4b^2) \} - 1 \} \cdot (rcN / rcA) + 2a \cdot \{ b + (5b^2 + 1 + 5)^{1/2} \} / (5 + 4b^2) \quad \dots \dots \dots (13)$$

$$a = 0.249 \cdot \sigma_c \quad \dots \dots \dots (14)$$

$$b = \{ a / \sigma_c - \sigma_c / (4a) \} \quad \dots \dots \dots (15)$$

ここに、 k_{min} は強度低減係数、 rcA はベースプレートを取

り囲む部分の断面積(= $B \cdot D - bB \cdot bD$), B は柱幅, bB はベースプレート幅, bD はベースプレートせい, σ_c はコンクリート圧縮強度, σ_t はコンクリート引張強度である。

(2) ベースプレート下面とコンクリートの摩擦抵抗力

ベースプレート下面とコンクリートの摩擦抵抗力 bQ_U は, (16)式で評価する。

$$bQ_U = \mu \cdot bN \quad \dots \dots \dots (16)$$

ここで, 摩擦係数 μ は, ベースプレートとコンクリートの摩擦係数を調べた実験の結果より, $\mu = 0.72$ とした。

(3) アンカーボルトのせん断抵抗力

aQ_U は文献⁹⁾の耐力式に, 軸力の影響を考慮して(17)式で評価する。

$$aQ_U = \min(aQ_1, aQ_2) \quad \dots \dots \dots (17)$$

$$(aQ_1/aQ_{SU})^2 + (aN/aN_u)^2 \leq 1 \quad \dots \dots \dots (18)$$

$$aQ_{SU} = aA \cdot a \sigma_y / (3)^{1/2} \quad \dots \dots \dots (19)$$

$$aN_u = aA \cdot a \sigma_y \quad \dots \dots \dots (20)$$

$$aQ_2 = 3 \cdot \sigma_c \cdot ad \cdot x_l \quad \dots \dots \dots (21)$$

ここに, aA はアンカーボルト断面積, $a \sigma_y$ はアンカーボルト降伏強度, x_l はダボ作用でアンカーボルト断面の曲げモーメントが最大となる基礎梁上端からの深さである。

(4) 柱脚部各要素の軸力負担方法

圧縮軸力下では平面保持の仮定と材料の構成則および(7)式の釣合条件より各要素の軸力を求める。引張軸力下では, 柱脚部ヒンジ領域 L_p で主筋が一様に伸び, アンカーボルトは定着長さ aL で一様に伸びると考え, 主筋の伸び $m\delta$ とアンカーボルトの伸び $a\delta$ が等しいとして変形適合条件を仮定し, 材料の構成則および(8)式の釣合条件より各要素の軸力を求める。なお, L_p は実験における軸力-軸方向変位と解析における軸力-軸方向変位が一致する長さとして, (22)式によって求めた。材料の構成則は図-11 および図-12 のモデルを用いた。

$$L_p = 1.36 \cdot (N/N_u) \cdot D \quad \dots \dots \dots (22)$$

(5) 提案した終局せん断耐力の計算値と実験値の比較

軸力-終局せん断耐力相関関係の一例を図-23 に示す。計算値は, SRC 規準による計算値 Q_{SU1} , SRC 耐震診断基準による計算値 Q_{SU2} と提案式による計算値を示した。提案式による計算値は, $\alpha = 1$ とした場合 Q_{SU3} と $\alpha = 0$ とした場合 Q_{SU4} を示した。◆印は実験の最大値である。提案式による計算値と実験値の比較を図-24 に示す。

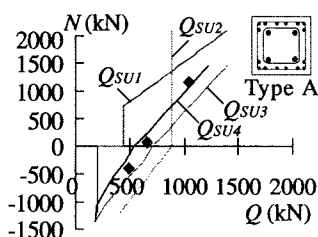


図-23 軸力-終局せん断耐力相関関係

提案した評価式による計算値は, $\alpha = 1$ とした場合には実験結果のほぼ平均値を与えているが, 危険側の評価となる場合があり, $\alpha = 0$ とした場合には実験結果の下限値を評価できることがわかる。

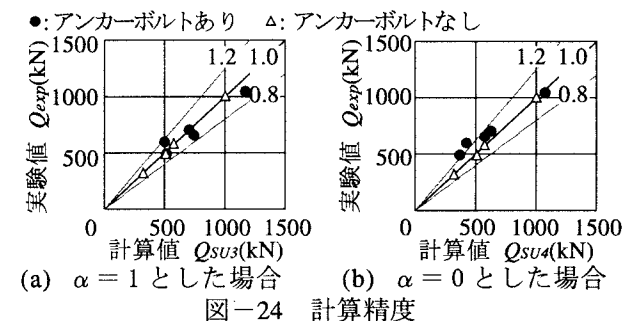


図-24 計算精度

4. まとめ

本研究では, 一定軸力下で曲げモーメントとせん断力の組み合わせ応力を受ける柱脚部が, 曲げ破壊する場合とせん断破壊する場合のそれぞれの力学特性について検討し, 終局耐力と変形性能の評価方法を示した。本論文で提案した方法で, 非埋め込み形柱脚が引張力を受ける場合でも構造特性を把握することができるため, SRC 構造物の1階の柱に非埋め込み形柱脚を用いることで, 施工的, 経済的に合理性のある柱脚部の設計が行える。

参考文献

- 1) 称原良一・南宏一: 兵庫県南部地震における SR 造建物の柱脚部の被害分析, 日本建築学会構造系論文集第 537 号, pp.135-140, 2000
- 2) 日本建築学会, 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(第 5 版), pp.181-187, 2001
- 3) 堺純一・松井千秋: 鉄骨鉄筋コンクリート柱部材の復元力特性, 日本建築学会構造系論文集第 534 号, pp.183-190, 2000
- 4) 崎野健治・孫王平: 直線型横補強材により拘束されたコンクリートの応力-歪み関係, 日本建築学会構造系論文集第 461 号, pp.95-104, 1994
- 5) 長沼一洋・大久保雅章: 繰返し応力下における鉄筋コンクリート板の解析モデル, 日本建築学会構造系論文集, 第 536 号, pp.135-142, 2000
- 6) 広滝勲・吉住孝志・土井紀佳・松井千秋: 切削ねじ加工されたアンカーボルトの引張特性に関する研究(その 1,2,3) 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.661-666, 1999
- 7) 日本建築防災協会: 既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説, pp.50-51, 1997
- 8) 日本建築防災協会: 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針同解説, pp.355-367, 2001
- 9) 秋山宏, 黒沢稔, 和国信之, 西村巧: 鋼構造埋込形式柱脚の強度と変形, 日本建築学会論文報告集第 335 号, pp.45-53, 1984