福山大学工学部紀要
第27巻 2003年12月

鉄骨鉄筋コンクリート構造非埋め込み形柱脚部の力学特性に関する研究

貞末 和史* 藤原 大英** 南 宏一***

A Study on Mechanical Characteristic of Bare Type Column Base in SRC Structures

Kazushi SADASUE* Daiei FUJIWARA** Koichi MINAMI***

ABSTRACT

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.

キーワード：兵庫県南部地震，終局曲げ耐力，終局せん断耐力，限界回転角
Keywords: Hyogoken-Nanbu earthquake, Ultimate flexural strength, Ultimate shear strength, Limit rotation angle

1．はじめに

1995 年の兵庫県南部地震で激烈な地震動を受けた SRC 造建築物は，非充腹形柱の破壊による中間階の層崩壊，柱脚・継手を含む接合部の破壊など構造躯体各所に甚大な被害を生じた．SRC 構造は，それ以前の地震において深刻なダメージを受けたことがなく，中高層建築物の建造法としては最も優れた耐震性能を期待できると考えられていたため，兵庫県南部地震での被害には驚愕させられた．この SRC 造建築物の被害全般に関しては，文献[1]において詳細に報告されている．

図 1 に兵庫県南部地震による SRC 造建築物の被害状況の一例を示す．これは，神戸市東灘区にあった 4 階建の事務所建築であるが，写真で見るかぎり，柱や梁は無傷であるにもかかわらず，一階柱の柱脚部に関しては，いずれの柱とも大きく破壊していることがわかる．柱脚部の被害状況に関しては，文献[2]において統計的な分析が行われており，「非埋め込み形柱脚」とした高層建築物の外柱や耐震壁付の柱に被害が多いこ

図1 兵庫県南部地震による柱脚部の被害状況
Fig. 1 Damage of column base by Hyogoken-Nanbu earthquake

＊ハイテクリサーチセンター特別研究員 ＊＊大学院工学研究科建築学専攻 ＊＊＊建築学科教授

とが明らかにされ，さらに破壊状況から判断して，柱脚部の破壊は柱の変動軸力に伴う引張力の影響であると推測されている．また，特筆すべきこととして，非埋め込み形柱脚の破壊は新耐震設計法によって設計されたSRC建物に多いことがある．

兵庫県南部地震による被害状況を鑑みて，現在，SRC造建築物の設計において，引張力が作用すると想定される一階柱の柱脚部は，埋め込み形柱脚を用いることが行政指導で推奨されている．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，経済的なメリットが得られるため，SRC造建物に関して建設の合理化が図れる．

以上のことを背景として，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い，引張力と繰返し水平力を受ける非埋め込み形柱脚部の力学特性を明らかにする．さらに，終局耐力の評価法，変形性能の評価法について検討し，地震力を受ける非埋め込み形柱脚が優れた耐震性能を発揮するための配筋法について言及する．

2．非埋め込み形柱脚の曲げ破壊性状

圧縮軸力下で曲げ破壊する非埋め込み形柱脚の力学特性については，兵庫県南部地震以前から研究が行われており，終局耐力はベースプレート下面をRC断面とみなした耐力計算で評価できるが，変形性能としては柱脚部を持たない通常のSRC柱と同等のじん性が見込めることが明らかとなっている[3-5]．

引張軸力下（変動軸力を含む）で曲げ破壊する非埋め込み形柱脚の力学特性については，兵庫県南部地震以後から各機関で研究が開始されているが[6-9]，変形性能の定量的な評価方法が確立されていないことが現状の課題として残されている．

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，終局耐力および変形性能の評価方法について検討する

2．1 実験概要

(1) 試験体と載荷方法

試験体は図2に示される片持ち梁型の形状で，表1

表1 試験体計画

Table 1 Test program

分類	試験体名	断面構成	軸力 N (kN)	せん断ｽﾊﾟﾝ L (mm)	軸力比 n	主筋	ｱﾝｶｰﾎﾞﾙﾄ	λ
1期	T00A30	Type A	0	1200	0	16-D13(SD345)	4-M24 (SS490)	0.35
1期	T40A30	Type A	-500	1200	0.35	16-D13(SD345)	4-M24 (SS490)	0.35
2期	T80A30	Type A	-1000	1200	0.82	16-D13(SD345)	4-M24 (SS490)	0.35
1期	T00B30	Type B	0	1200	0	20-D13(SD345)	4-M18 (SS490)	0.19
1期	T40B30	Type B	-500	1200	0.36	20-D13(SD345)	4-M18 (SS490)	0.19
2期	T80B30	Type B	-1000	1200	0.83	20-D13(SD345)	4-M18 (SS490)	0.19
1期	T00C30	Type C	0	1200	0	24-D13(SD345)	4-M12 (SS400)	0.07
1期	T40C30	Type C	-500	1200	0.38	24-D13(SD345)	4-M12 (SS400)	0.07
2期	T80C30	Type C	-1000	1200	0.81	24-D13(SD345)	4-M12 (SS400)	0.07
2期	T00A13	Type A	0	500	0	16-D13(SD345)	4-M24 (SS490)	0.35
2期	T40A13	Type A	-500	500	0.35	16-D13(SD345)	4-M24 (SS490)	0.35
2期	T80A13	Type A	-1000	500	0.82	16-D13(SD345)	4-M24 (SS490)	0.35
2期	T00B13	Type B	0	500	0	20-D13(SD345)	4-M18 (SS490)	0.19
2期	T40B13	Type B	-500	500	0.36	20-D13(SD345)	4-M18 (SS490)	0.19
2期	T80B13	Type B	-1000	500	0.83	20-D13(SD345)	4-M18 (SS490)	0.19
2期	T00C13	Type C	0	500	0	24-D13(SD345)	4-M12 (SS400)	0.07
2期	T40C13	Type C	-500	500	0.38	24-D13(SD345)	4-M12 (SS400)	0.07
2期	T80C13	Type C	-1000	500	0.81	24-D13(SD345)	4-M12 (SS400)	0.07

註）軸力は圧縮軸力を正とする。

試験体共通

cFc = 21N/mm²(1期)，25N/mm²(2期)

鉄骨：H-250 × 125 × 6 × 9(SM490)

帯筋：D10@100

試験体名

T 80 A 30

- 30：せん断スパン比 30：$L/D = 3.0$，13：$L/D = 1.3$
- A：断面構成 A：Type A，B：Type B，C：Type C
- 80：軸力比 00：$n = 0.0$，40：$n = 0.4$，80：$n = 0.8$
- T：軸力の正負 T：引張軸力

記号

$n = N / Ntu$

$\lambda = aNtu / Ntu$

$Ntu = 0.75 \cdot aA \cdot a\sigma y + mA \cdot m\sigma y$

$aNtu = 0.75 \cdot aA \cdot a\sigma y$

D：柱せい

aA，mA：ｱﾝｶｰﾎﾞﾙﾄと主筋の断面積

aσy，mσy：ｱﾝｶｰﾎﾞﾙﾄと主筋の降伏強度

cFc：柱のｺﾝｸﾘｰﾄ設計基準強度

に示すように①軸力の大きさ，②柱脚断面構成，③せん断スパンを主要な実験変数とした 18 体である. 柱の断面構成を図 3 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 期として示している．材料強度を表 2，表 3 に示す．

載荷は図 4 に示す建研式載荷装置を使用し，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の漸増水平載荷を行った．

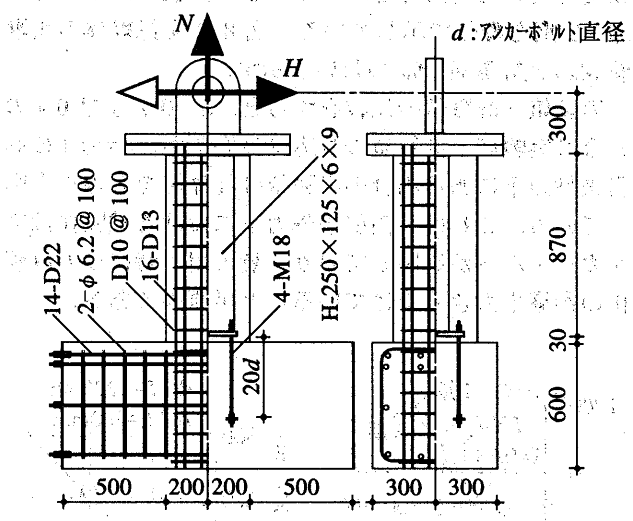
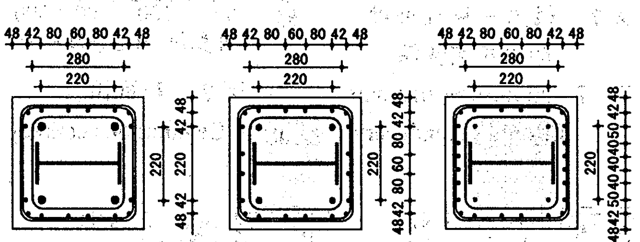


図 2　試験体形状 T80B30（単位：mm）
Fig. 2 Test specimen T80B30 (unit: mm)



主筋：16-D13
A.Bolt：4-M24
λ：0.35
(a) Type A

主筋：20-D13
A.Bolt：4-M18
λ：0.19
(b) Type B

主筋：24-D13
A.Bolt：4-M12
λ：0.07
(c) Type C

図 3　試験体断面（単位：mm）
Fig. 3 Column section (unit: mm)

表 2　コンクリートの材料強度
Table 2 Mechanical properties of concrete

分類	コンクリート	圧縮強度 σc (N/mm²)	割裂強度 σt (N/mm²)	ヤング係数 E (N/mm²)
1期	柱	24.2	2.19	2.50×10⁴
	基礎梁	26.2	2.20	2.08×10⁴
	モルタル	30.2	2.91	-
2期	柱	32.1	2.57	2.75×10⁴
	基礎梁	50.0	3.46	3.19×10⁴
	モルタル	56.1	4.18	2.52×10⁴

註)ﾓﾙﾀﾙはﾍﾞｰｽﾌﾟﾚｰﾄ下部のｸﾞﾗｳﾄとして使用した。

表 3　鋼材の材料強度
Table 3 Mechanical properties of steel

分類	鋼材		降伏点 σy (N/mm²)	引張強度 σu (N/mm²)	伸び (%)	ヤング係数 E (N/mm²)
1期	鉄筋	D13	371	536	22.2	1.94×10⁵
		D10	384	521	20.0	1.69×10⁵
		D19	530	727	16.0	1.81×10⁵
		D16	385	563	19.8	2.03×10⁵
	ｱﾝｶｰﾎﾞﾙﾄ	M24	339	525	27.0	1.85×10⁵
		M18	343	542	22.8	2.12×10⁵
		M12	328	462	29.3	1.67×10⁵
	鉄骨	ﾌﾗﾝｼﾞ	325	433	26.0	1.96×10⁵
		ｳｪﾌﾞ	374	448	23.0	1.90×10⁵
2期	鉄筋	D13	373	564	18.9	1.67×10⁵
		D10	350	492	23.4	1.81×10⁵
		D22	427	623	19.7	1.89×10⁵
		φ6.2	914	915	8.9	1.77×10⁵
	ｱﾝｶｰﾎﾞﾙﾄ	M24	345	541	27.3	1.95×10⁵
		M18	337	538	24.1	2.01×10⁵
		M12	310	474	31.3	2.05×10⁵
	鉄骨	ﾌﾗﾝｼﾞ	305	446	25.2	2.03×10⁵
		ｳｪﾌﾞ	462	557	12.0	1.98×10⁵

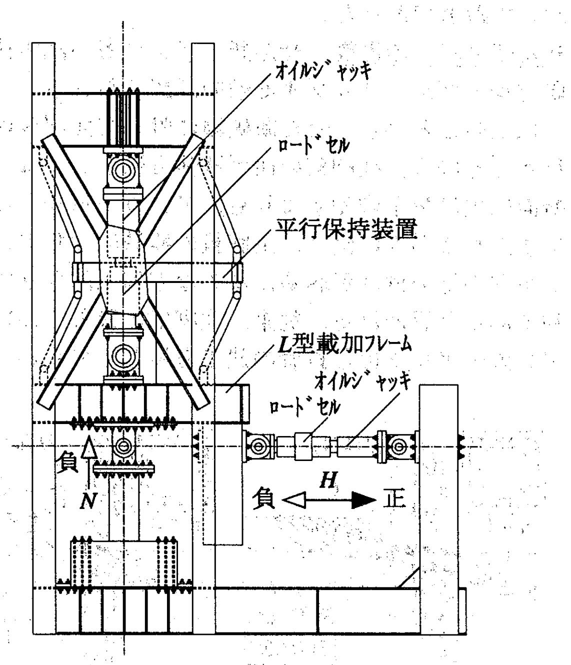
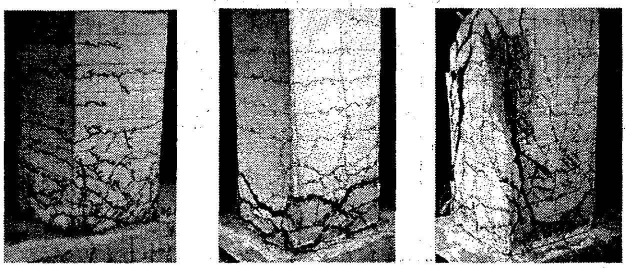


図 4　載荷装置（単位：mm）
Fig. 4 Test setup (unit: mm)

(2) 実験結果および考察

最終破壊状況の一例を図 5 に示す．溶接不良で試験体柱頭主筋定着部の溶接部が破断した T80C30（図 5 (c) 参照）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 6 に示す．図中の実線で表した曲げ耐力 Q_{fu} は SRC 規



(a) T00A30　　(b) T80A30　　(c) T80C30

図 5　最終破壊状況

Fig. 5 Final destruction state

準[10]に示される終局曲げ耐力の計算値で軸力の作用による転倒モーメントの影響を考慮している．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：アンカーボルト量が少なく，主筋量が多い試験体は，最大耐力以降の耐力低下が認められ，じん性に乏しい．これはせん断スパンが短い試験体において顕著であった．

せん断スパンの影響：せん断スパンが短い試験体は，履歴ループがスリップする傾向が認められる．

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，アンカーボルト量を増やす方がじん性に優れ，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，柱脚部の設計において，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設計が行われることがあるが，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 7 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理論に基づく算定式によって求めた．なお，1 期目の実験と 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 期を▲印，2 期を●印で示している．図 8 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アンカーボルトが破断しており，最大耐力時に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．

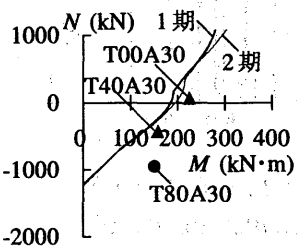


図 7　軸力－終局曲げ耐力相関関係

Fig. 7 Axial force-ultimate flexural strength curve

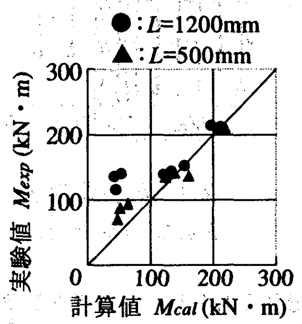
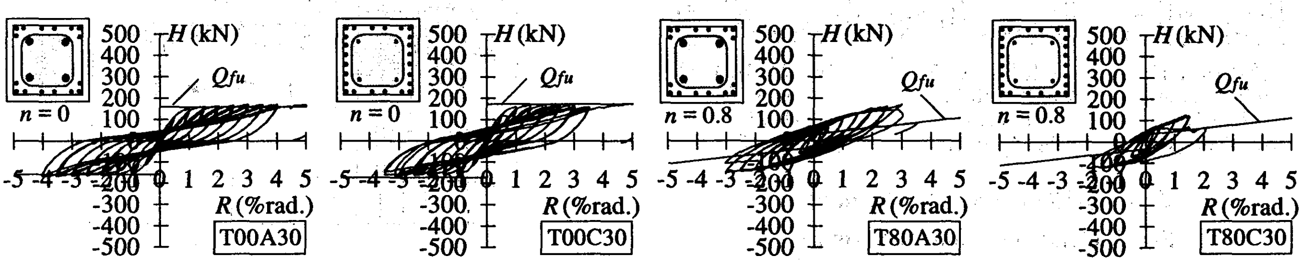
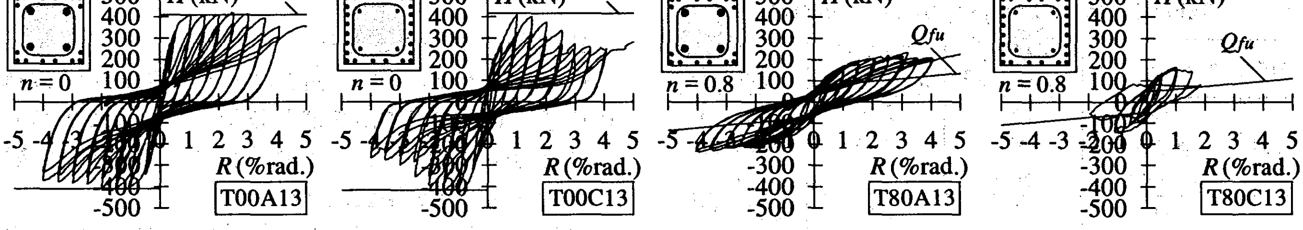


図 8　計算精度

Fig. 8 Calculation accuracy



(a)　せん断スパン 1200mm



(b)　せん断スパン 500mm

図 6　水平力－柱部材角関係

Fig. 6 Relationships of horizontal load and deflection angle of column

(4) 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おり，非埋め込み形柱脚が引張軸力を受ける場合でも累加強度式によって安全側に評価できることが確認された．しかしながら，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．

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 9 に解析モデルを示す．図 9 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．

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

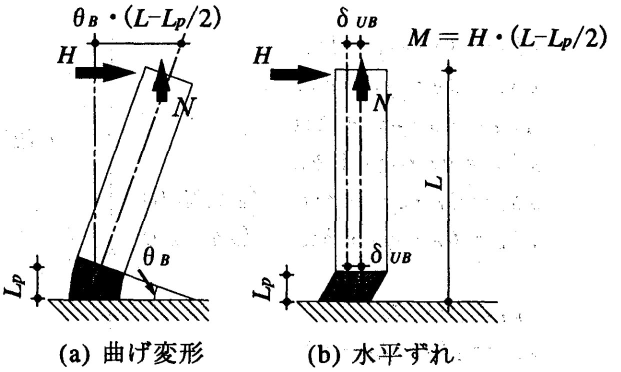
なお，L_p はヒンジ領域の長さであり，L_p の大きさは実験と解析の弾性剛性が一致する値とする堺らの方法[11]を用いた．解析に用いた L_p の値を図 10 に示す．

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．

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 要素とする。

②柱脚ヒンジ領域に任意の θ_B を与え，図 11 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度を以下に示す式で求める。



(a) 曲げ変形　(b) 水平ずれ

図 9　解析モデル

Fig. 9 Analytical model

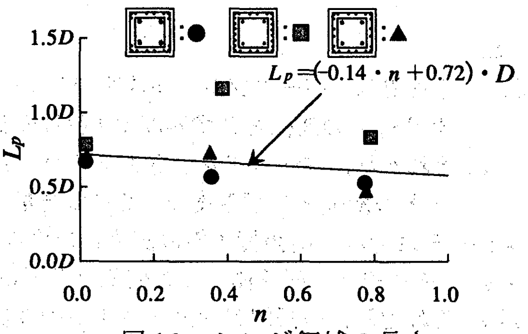
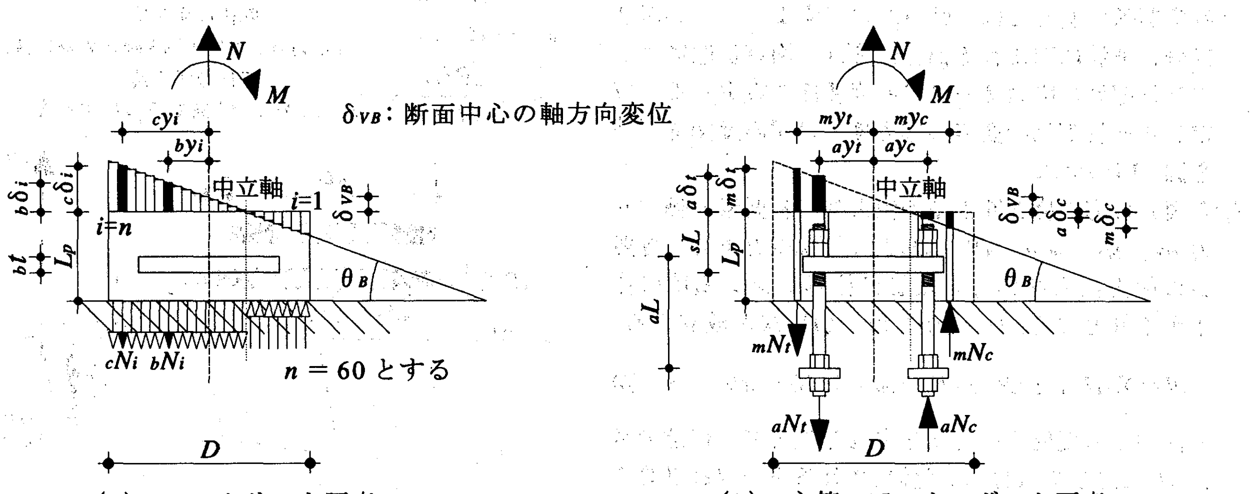


図 10　ヒンジ領域の長さ

Fig. 10 Length of plastic hinge region



(a)　コンクリート要素　(b)　主筋，アンカーボルト要素

図 11　変形の適合

Fig. 11 Strain compatibility

$$
\left.
\begin{aligned}
{}_c\delta_i &= \theta_B \cdot {}_c y_i + \delta_{VB} \\
{}_b\delta_i &= \theta_B \cdot {}_b y_i + \delta_{VB} \\
{}_m\delta_t &= \theta_B \cdot {}_m y_t + \delta_{VB} \\
{}_m\delta_c &= \theta_B \cdot {}_m y_c + \delta_{VB} \\
{}_a\delta_t &= \theta_B \cdot {}_a y_t + \delta_{VB} \qquad ({}_a\delta_t \leqq 0) \\
{}_a\delta_c &= \theta_B \cdot {}_a y_c + \delta_{VB} \qquad ({}_a\delta_c \leqq 0)
\end{aligned}
\right\} \cdot\cdot (2)
$$

$$
\left.
\begin{aligned}
{}_c\varepsilon_i &= {}_c\delta_i / L_p \\
{}_b\varepsilon_i &= {}_c\delta_i / (L_p - bt) \\
{}_m\varepsilon_t &= {}_m\delta_t / L_p \\
{}_m\varepsilon_c &= {}_m\delta_c / L_p \\
{}_a\varepsilon_t &= {}_a\delta_t / aL \qquad ({}_a\varepsilon_t \leqq 0) \\
{}_a\varepsilon_c &= {}_a\delta_c / aL \qquad ({}_a\varepsilon_c \leqq 0)
\end{aligned}
\right\} \cdot\cdot (3)
$$

ここに,

${}_c\delta_i$, ${}_c\varepsilon_i$: それぞれ，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

${}_b\delta_i$, ${}_b\varepsilon_i$: それぞれ，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

${}_m\delta_t$, ${}_m\varepsilon_t$: それぞれ，引張側主筋の変位とひずみ度

${}_m\delta_c$, ${}_m\varepsilon_c$: それぞれ，圧縮側主筋の変位とひずみ度

${}_a\delta_t$, ${}_a\varepsilon_t$: それぞれ，引張側アンカーボルトの変位とひずみ度

${}_a\delta_c$, ${}_a\varepsilon_c$: それぞれ，圧縮側アンカーボルトの変位とひずみ度

ただし，アンカーボルトに関しては，圧縮力が働かないと仮定し，${}_a\delta$ および ${}_a\varepsilon$ 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 ${}_a\varepsilon$ は 0 とした。

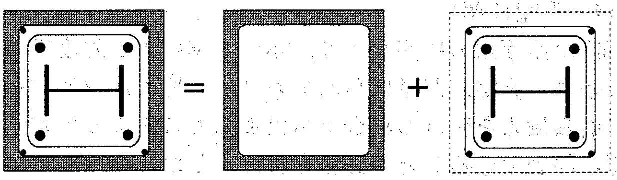
③コンクリート，主筋およびアンカーボルトの応力度−ひずみ度関係を仮定し，各要素のひずみ度から応力度を求める。なお，コンクリートの応力度−ひずみ度関係に関しては，図 12 に示すように，かぶり部分と帯筋に囲まれる部分に分け，拘束状態によってそれぞれの応力度−ひずみ度関係を設定する。仮定したそれぞれの要素の応力度−ひずみ度関係[12-14]を図 13 に示す。

④各要素の応力度と断面積の積より，各要素の軸方向力 ${}_cN_i$, ${}_bN_i$, ${}_mN_t$, ${}_mN_c$, ${}_aN_t$ 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。

$$N = \Sigma\, {}_cN_i + \Sigma\, {}_bN_i + {}_mN_t + {}_mN_c + {}_aN_t + {}_aN_c \quad \cdot\cdot\cdot (4)$$

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。

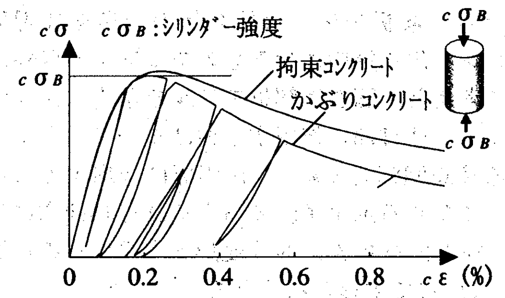
⑤与えられた θ_B に対して，(4) 式を満たしているときの M を (5) 式によって求める。



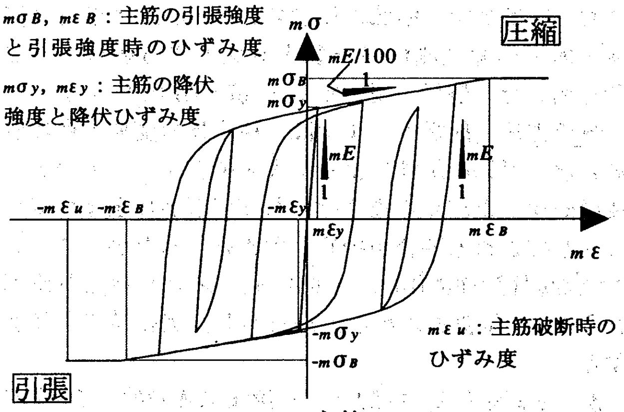
(a) 柱脚断面　(b) かぶりｺﾝｸﾘｰﾄ　(c) 拘束ｺﾝｸﾘｰﾄ

図 12　コンクリートの分類

Fig. 12 Classification of concrete



(a) コンクリート



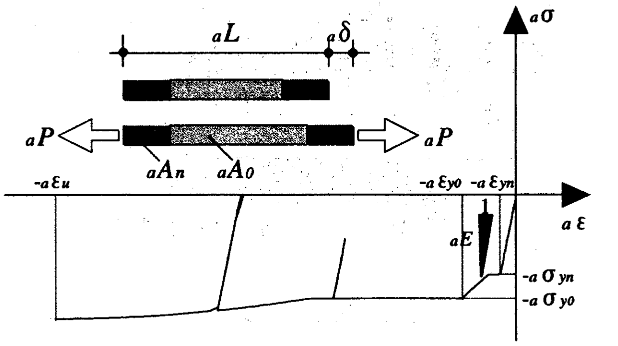
(b) 主筋

$${}_a\sigma = aP / aA_0$$
$${}_a\varepsilon = {}_a\delta / aL$$
$$aE = \frac{aP/aA_0}{{}_a\delta / aL}$$

${}_a\sigma_{yn}$, ${}_a\varepsilon_{yn}$:ｱﾝｶｰﾎﾞﾙﾄねじ部の降伏強度と降伏ひずみ度

${}_a\sigma_{y0}$, ${}_a\varepsilon_{y0}$:ｱﾝｶｰﾎﾞﾙﾄ軸部の降伏強度と降伏ひずみ度

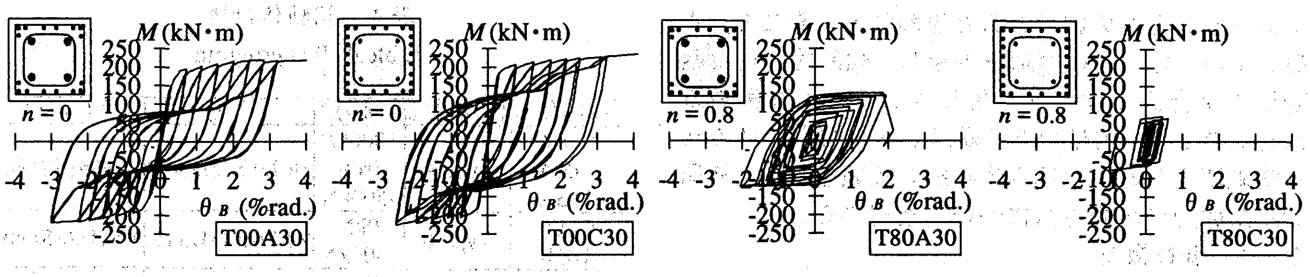
${}_a\varepsilon_u$:ｱﾝｶｰﾎﾞﾙﾄ破断時のひずみ度



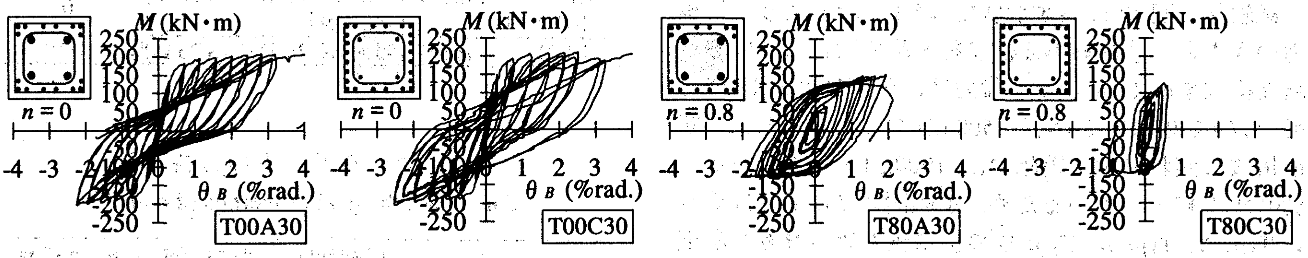
(c) アンカーボルト

図 13　応力度−ひずみ度関係

Fig. 13 Stress - strain relations



(a) 実験値



(b) 解析値

図１４　曲げモーメントー柱脚回転角関係

Fig. 14 Relationships of bending moment and rotation angle of column base

$$M = \Sigma\, {}_cN_i \cdot {}_cy_i + \Sigma\, {}_bN_i \cdot {}_by_i + {}_mN_t \cdot {}_my_i + {}_mN_c \cdot {}_my_c + {}_aN_t \cdot {}_ay_t + {}_aN_c \cdot {}_ay_c \quad \cdots (5)$$

$M-\theta_B$関係　せん断スパンが 1200mm の試験体の解析値と実験値の比較を図 14 に示す．図 14 は曲げモーメントと柱脚回転角の関係を示している．本解析結果が実験結果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。

終局曲げ耐力と柱脚限界回転角　弾塑性解析で得られた終局曲げ耐力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，柱脚限界回転角はアンカーボルトが破断した時の回転角とした．

累加強度法による耐力算定では，高引張軸力を受ける場合，大きく安全側に評価されていたが，本解析法による耐力算定では，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．

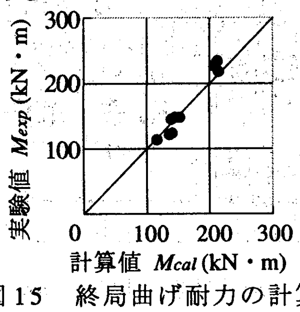
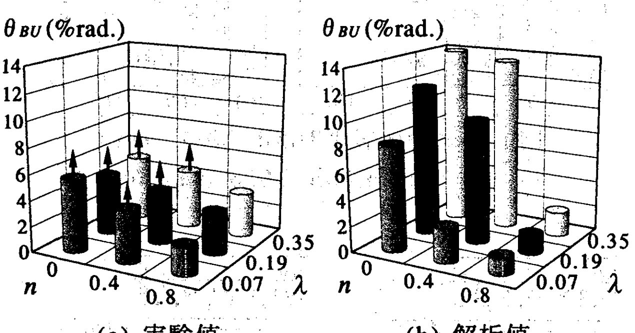


図 15　終局曲げ耐力の計算精度

Fig. 15 Calculation accuracy of ultimate flexural strength

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，載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．



(a) 実験値　　(b) 解析値

図 16　柱脚限界回転角の計算精度

Fig. 16 Calculation accuracy of limit rotation angle

3．　非埋め込み形柱脚のせん断破壊性状

既往の研究[6]において，引張軸力下で水平力を受ける非埋め込み形柱脚は，曲げ破壊が卓越する場合でも柱と基礎梁の接合面ですべりを生じることが報告されている。この柱脚部のすべりは兵庫県南部地震による破壊状況でも観察されているが[1]，柱脚部がすべりを生じることが柱の構造特性にどのような影響を与えるかについては十分に検討されていない。せん断破壊する非埋め込み形柱脚に着目して行われた研究報告はないが，これは柱脚部でせん断破壊させる実験が困難

であったことが原因であると思われる．そこで，本研究では，柱の曲げ変形を拘束し，強制的に柱と基礎梁の接合面ですべりを生じさせるような実験方法を開発し，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) 試験体と載荷方法

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．軸力は，圧縮軸力を正とし，軸力 N=1000kN, 0 kN, −500 kN の 3 種類とした。断面構成に関わらず圧縮軸力は 1000kN，引張軸力は−500kN と統一しているため，引張耐力 N_{tu} のほぼ等しい Type A，Type B，Type D の引張軸力比 n は 0.4 程度でほぼ等しい軸力比となるが，主筋量が少なく，アン

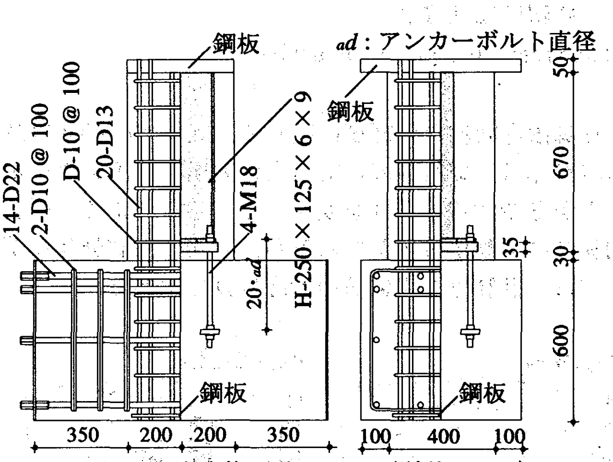


図 17　試験体形状 T05B（単位：mm）

Fig. 17 Test specimen T05B (unit: mm)

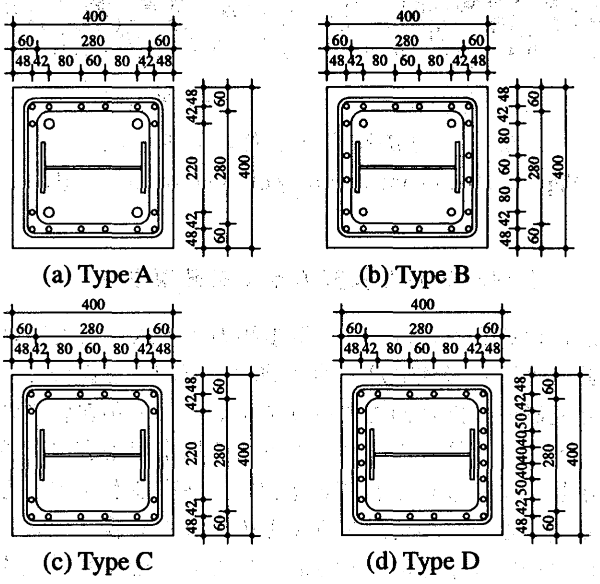


図 18　試験体断面（単位：mm）

Fig. 18 Column section (unit: mm)

表 4　試験体計画

Table 4 Test program

試験体名	断面構成	軸力	主筋	アンカーボルト
C10A	Type A	1000kN	16-D13 (SD345)	4-M24(SS490)
C00A		0kN		
T05A		-500kN		
C00B	Type B	0kN	20-D13 (SD345)	4-M18(SS490)
T05B		-500kN		
C10C	Type C	1000kN	16-D13 (SD345)	0
C00C		0kN		
T05C		-500kN		
T05D	Type D	-500kN	24-D13 (SD345)	

表 5　コンクリートの材料強度

Table 5 Mechanical properties of concrete

使用箇所	圧縮強度 (N/mm²)	割裂強度 (N/mm²)	ヤング係数 (N/mm²)
柱	34.6	2.50	2.71×10⁴
基礎梁	47.6	3.31	3.46×10⁴
グラウト	48.5	2.91	2.36×10⁴

表 6　鋼材の材料強度

Table6 Mechanical properties of steel

使用箇所	降伏強度 (N/mm²)	引張強度 (N/mm²)	伸び (%)	ヤング係数 (N/mm²)
D13 柱主筋	384	561	23.1	1.93×10⁵
D10 帯筋	389	520	19.2	1.72×10⁵
D22 基礎梁主筋	437	631	16.6	1.98×10⁵
D10 あばら筋	976	1126	6.1	1.83×10⁵
M24 アンカーボルト	345	541	27.3	1.95×10⁵
M18 アンカーボルト	337	538	24.1	2.01×10⁵
鉄骨	364	464	20.9	1.72×10⁵

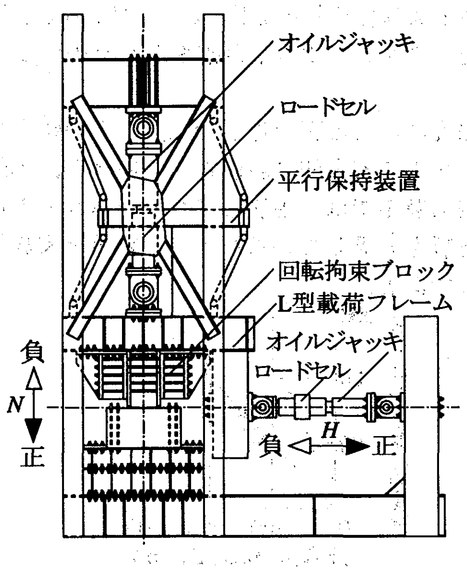


図 19　載荷装置（単位：mm）

Fig. 19 Test setup (unit: mm)

カーボルトのない Type C の断面は n=0.71 と高引張力が作用する。材料強度を表 5，表 6 にそれぞれ示す。

実験は図 19 に示す載荷装置を用いて，L 型載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，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。載荷は，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載荷を行った。

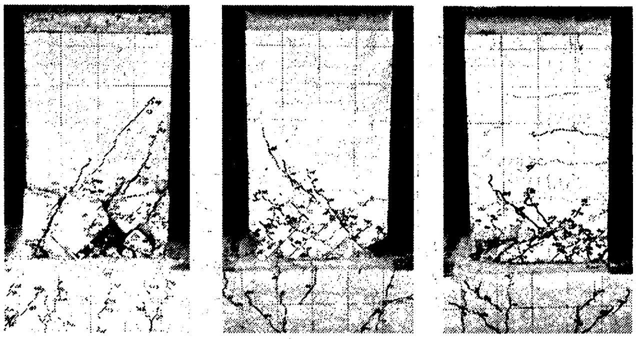
(2) 実験結果および考察

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_{su1} は SRC 規準[10]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．

軸力の影響：軸力のない試験体に比べて，圧縮軸力下の試験体は最大耐力が大きく，履歴ループが膨らんでいる。一方，引張軸力下の試験体は，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。これらの最大耐力や履歴ループの形状は，ベースプレート下面とコンクリートの摩擦力の影響を大きく受けている。

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。



(a) C20A　(b) C00A　(c) T05A

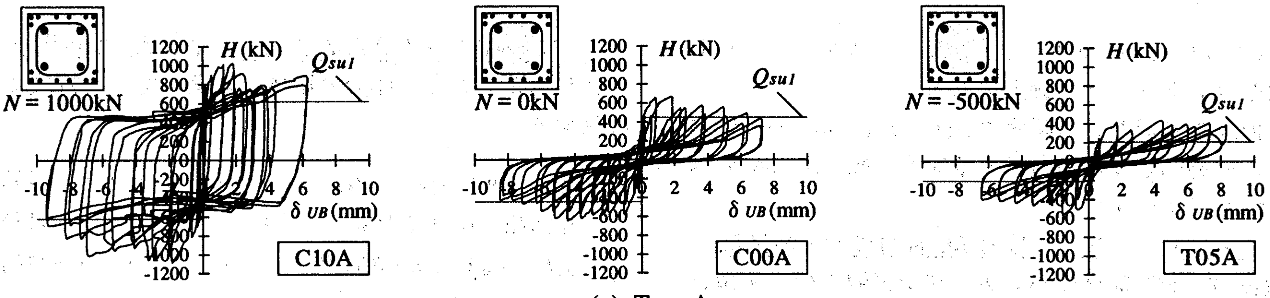
図 20　最終破壊状況

Fig. 20 Final destruction state

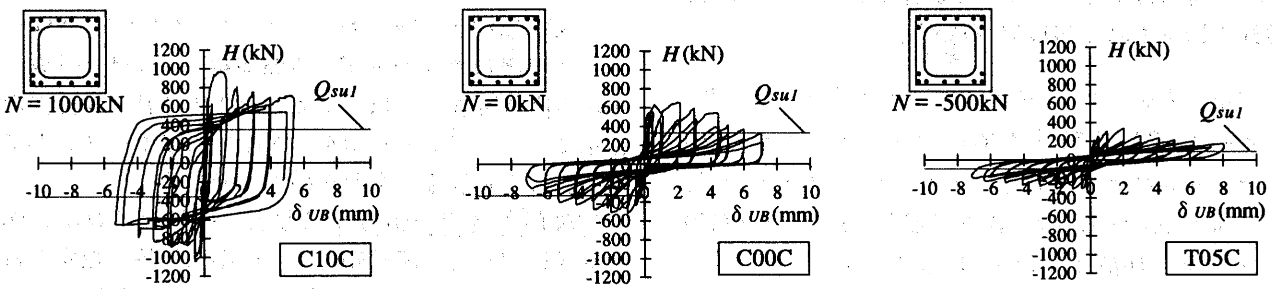
部材の最大耐力時にアンカーボルトがせん断力に抵抗していない理由としては，ベースプレート孔とアンカーボルトのクリアランスの影響が考えられる．しかしながら，アンカーボルトを有する試験体は，柱脚部のずれが大きくなってからベースプレートとアンカーボルトが噛み合い，アンカーボルトがせん断力に抵抗するため，最大耐力以降の耐力低下が小さい。

(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[10]と SRC 耐震診断基準[15]に耐力評価式が示されている。図 22 に既往の耐力評価式による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，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。



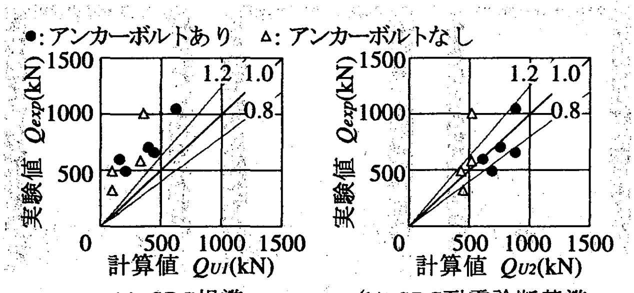
(a) Type A



(b) Type C

図 21　水平力－柱脚部水平変位関係

Fig. 21 Relationships of horizontal load and sway of column base



(a) SRC規準　(b) SRC耐震診断基準

図22　計算精度
Fig. 22 Calculation accuracy

(4) 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 ${}_{rc}Q_U$，ベースプレート下面とコンクリートの摩擦抵抗力 ${}_{b}Q_U$，アンカーボルトのせん断抵抗力 ${}_{a}Q_U$ の累加によって，(6)式で評価する。

$$Q_{SU} = {}_{rc}Q_U + {}_{b}Q_U + \alpha \cdot {}_{a}Q_U \quad \cdots\cdots\cdots (6)$$

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 ${}_{a}Q_U$ 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 ${}_{rc}N$，ベースプレート下面コンクリートの軸力 ${}_{b}N$，アンカーボルトの軸力 ${}_{a}N$ の累加によって，(7)式および(8)式で評価する。

$$N = {}_{rc}N + {}_{b}N = {}_{m}N + {}_{c}N + {}_{b}N \quad (N \geqq 0) \cdots (7)$$

$$N = {}_{rc}N + {}_{a}N = {}_{m}N + {}_{a}N \quad (N < 0) \cdots (8)$$

ここに，${}_{m}N$ は主筋の軸力，${}_{c}N$ 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 ${}_{rc}Q_U$，${}_{b}Q_U$，${}_{a}Q_U$ の評価方法と，柱脚部各要素が負担する軸力 ${}_{rc}N$，${}_{b}N$，${}_{a}N$ の算定方法を以下に示す。

ベースプレートを取り囲むRC部分のせん断抵抗力　${}_{rc}Q_U$ は，RC部材のパンチングシア耐力の下限値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[16]に示される(9)式を用いる。

$$ {}_{rc}Q_U = k_{min} \cdot \tau_0 \cdot {}_{rc}A \quad \cdots\cdots\cdots (9)$$

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

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

$$\tau_{01} = 0.493 \cdot ({}_{rc}N/{}_{rc}A) + 0.254 \cdot \sigma_c \quad \cdots (12)$$

$$\tau_{02} = [\{16b^3 + 16b - 4 \cdot (5b^2 - 5)^{1/2}\} / \{(3b - (b^2 + 2)^{1/2}) \cdot (5 + 4b^2)\} - 1] \cdot ({}_{rc}N/{}_{rc}A) + 2a \cdot \{b + (5b^2\ 1 + 5)^{1/2}\}/(5 + 4b^2) \quad \cdots\cdots\cdots (13)$$

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

$$b = \{a/\sigma_t - \sigma_t/(4a)\} \quad \cdots\cdots\cdots (15)$$

ここに，k_{min} は強度低減係数，τ_0 はせん断応力度，${}_{rc}A$ はベースプレートを取り囲む部分の断面積($= B \cdot D - {}_{b}B \cdot {}_{b}D$)，$L$ はせん断スパン，B は柱幅，D は柱せい，${}_{b}B$ はベースプレート幅，${}_{b}D$ はベースプレートせい，σ_c はコンクリートの圧縮強度，σ_t はコンクリートの引張強度である。

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 ${}_{b}Q_U$ は，(16)式で評価する。

$$ {}_{b}Q_U = \mu \cdot {}_{b}N \quad \cdots\cdots\cdots (16)$$

ここで，摩擦係数 μ は，図23に示すベースプレートとコンクリートの摩擦係数を調べるために行った実験の結果（図24参照）より，$\mu = 0.72$ とする。

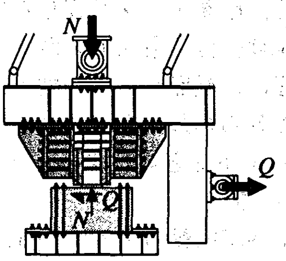


図23　実験方法
Fig. 23 Method of experimental

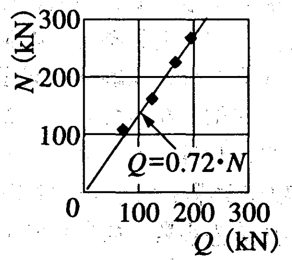


図24　摩擦係数
Fig. 24 Coefficient of friction

アンカーボルトのせん断抵抗力　${}_{a}Q_U$ は，文献[17]に示される耐力式に，軸力の影響を考慮して，(17)式で評価する。

$$ {}_{a}Q_U = \min({}_{a}Q_1,\ {}_{a}Q_2) \quad \cdots\cdots\cdots (17)$$

$$({}_{a}Q_1/{}_{a}Q_{SU})^2 + ({}_{a}N/{}_{a}N_{tu})^2 \leqq 1 \quad \cdots\cdots (18)$$

$$ {}_{a}Q_{SU} = {}_{a}A \cdot {}_{a}\sigma_y/(3)^{1/2} \quad \cdots\cdots\cdots (19)$$

$$ {}_{a}N_{tu} = {}_{a}A \cdot {}_{a}\sigma_y \quad \cdots\cdots\cdots (20)$$

$$ {}_{a}Q_2 = 3 \cdot \sigma_c \cdot {}_{a}d \cdot x_1 \quad \cdots\cdots\cdots (21)$$

ここに，${}_{a}A$ 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，${}_{a}d$ はアンカーボルト直径，x_1 はダボ作用によって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。

柱脚部各要素の軸力負担方法　柱脚部各要素の軸力負担に関して，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)式の釣合い条件より各要素の軸力を求める。引張軸力下では，図25に示すように柱脚部ヒンジ領域 L_p で主筋が一様に伸び，アンカーボルトは定着長さ ${}_{a}L$ で一様に伸びると考え，主筋の伸び ${}_{m}\delta$

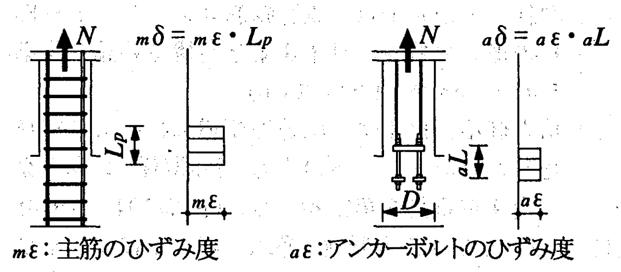


図25　ひずみ度分布の仮定
Fig. 25 Assumption of strain distribution

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)式の釣合い条件より各要素の軸力を求める。なお，L_p の長さは，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。材料の構成則は線形とした。

$$L_p = 1.36 \cdot (N/N_{tu}) \cdot D \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (22)$$

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を図26に示す。計算値は，SRC 規準による計算値 Q_{U1}，SRC 耐震診断基準による計算値 Q_{U2} 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_{U3} と $\alpha=0$ とした場合 Q_{U4} 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27に示す。

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。したがって，アンカーボルトは引張力にのみ抵抗し，せん断力には抵抗しないと考えた，Q_{U4} による計算方法が終局せん断耐力の評価式として適切であると思われる。

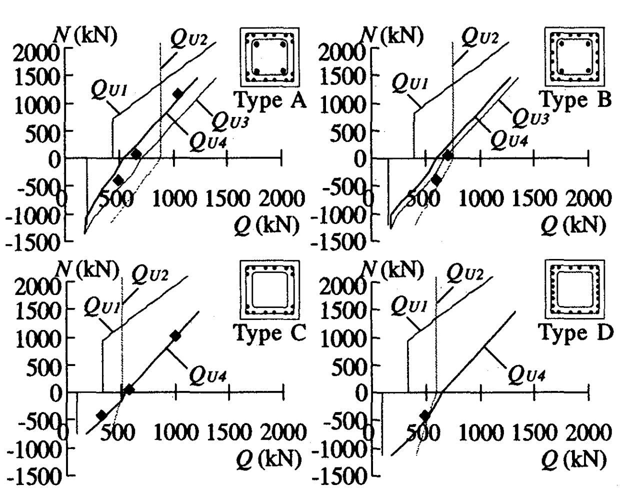


図26　軸力－終局せん断耐力相関関係
Fig. 26 Axial force-ultimate shear strength curve

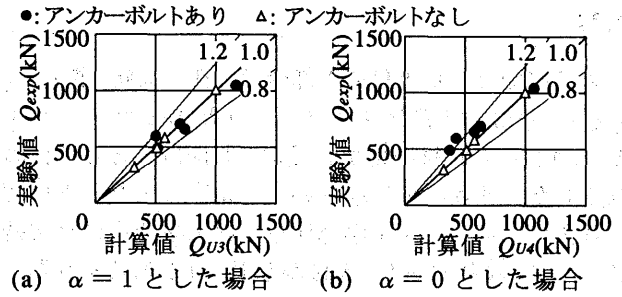


図27　終局せん断耐力の計算精度
Fig. 27 Calculation accuracy of ultimate shear strength

4.　まとめ

本研究では，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することを主要な研究目的として，一定軸力（圧縮および引張）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構造特性について検討し，以下の結論を得た。

1)　引張軸力下で曲げモーメントとせん断力を受けるSRC 構造非埋め込み形柱脚の破壊状況は，兵庫県南部地震による柱脚部の破壊状況と同様な破壊状況を示していることから判断して，兵庫県南部地震による非埋め込み形柱脚の被害は，柱に作用する引張軸力の影響が大きいと考えられる。
2)　終局曲げ耐力は，SRC 規準に示される累加強度式によって算定することができるが，高引張軸力下ではひずみ硬化の影響が顕著に現れるため，累加強度式による計算値は大きく安全側の評価となる場合がある。一方，任意の柱脚部の回転履歴に対しては，本研究で提案した弾塑性解析法を用いれば，高引張軸力下も含めて終局曲げ耐力を精度よく評価できる。
3)　終局せん断耐力は，SRC 規準に示される耐力算定式で安全側に評価できるが，本研究で提案した耐力算定式を用いれば，圧縮軸力下および引張軸力下を含めて，終局せん断耐力を精度よく評価できる。
4)　曲げ破壊が卓越する非埋め込み形柱脚部の限界回転角は，本研究で提案した弾塑性解析法を用いて定量的な評価が可能である．

以上に示したように，非埋め込み形柱脚の終局耐力や限界変形といった構造特性は，本研究で示した方法によって定量的に把握でき，引張力が作用する SRC 柱に非埋め込み形柱脚を採用する場合でも，SRC 造建築物としての耐震性能を明確に評価することが可能である。また，卓越した引張力が作用する柱に関しては，定着長さを十分に取った太径のアンカーボルトを用いることで，柱脚部の耐震性能を高めることができ，合理的な柱脚部の設計が行える。

謝辞

本研究で行った実験の大部分は，日立金属（株），日立機材（株），川鉄テクノワイヤ（現 JFE テクノワイヤ）（株）から資材の提供を受け，共同研究として行われました．関係各位に感謝いたします．また，本研究の各部は，福山大学工学部建築学科南研究室の卒業研究として，浅井知典君，大村剛弘君，日下部政子さん，杉本正之君，服部峰幸君，松本直也君，安保友規彦君，長松壮一君に取り組んでいただきました．さらに，実験の実施に関しては，南研究室卒論生から非常に多くの協力が得られました．ここに深く感謝いたします．

参考文献

[1] 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：「阪神・淡路大震災調査報告 建築編-3」，(1998)

[2] 祢原良一・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)

[3] 増田貫志：鉄骨鉄筋コンクリート柱脚部の力学性状に関する実験的研究(その 1)，日本建築学会論文報告集第 260 号，pp.59-68，(1977)

[4] 仲威雄・森田耕次・立花正彦：鉄骨鉄筋コンクリート柱脚の曲げ破壊性状に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集 Vol.18，No.5，pp.101-110，(1980)

[5] 立花正彦，中野清司，斉藤忠幸：非埋め込み型鉄骨鉄筋コンクリート柱脚の合理的配筋法に関する実験的研究，鋼構造年次論文報告集第 1 巻，pp.155-162，(1993)

[6] 増田貫志・九谷和秀・城芦利仁：鉄骨鉄筋コンクリート柱脚の力学性状に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1，pp.1101-1102，(1997)

[7] 谷田部敏之・立花正彦：引張軸力下における非埋込型 SRC 柱脚の力学的特性に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集 Vol.21，No.3，pp.1039-1044，(1999)

[8] 青田晃冶・岩岡信一・山本憲一郎・森本敏幸：高引張軸力下における SRC 構造非埋め込み形柱脚に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集 Vol.24，No.2，pp.241-246，(2002)

[9] 祢原良一・澤本佳和・今井和正・中澤春生・成原弘之・福元敏之：引張軸力を受ける SRC 造非埋込み形柱脚の耐力と変形性能について，日本建築学会構造系論文集第 569 号，pp.111-118，(2003)

[10] 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)

[11] 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)

[12] 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)

[13] 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)

[14] 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)

[15] 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)

[16] 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)

[17] 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)