高圧縮軸力が作用する高強度 RC 柱部材の平面保持仮定成立の限界点 BREAKING POINT OF LINEAR DISTRIBUTION OF STRAINS OVER THE DEPTH OF HIGH STRENGTH R/C COLUMN SECTION UNDER HIGH AXIAL COMPRESSION

石川 裕次*, 木村 秀樹*
Yuji ISHIKAWA and Hideki KIMURA

This paper studies a breaking point of linear distribution of strains over the depth of high strength R/C column section under high axial compression and lateral loading reversals. Based on 34 test data, it was confirmed that the breaking point of the linearity corresponded to 0.85 maximum strength point of the load-displacement curve and the tangent stiffness of the breaking point was approximately equal to 1/3 of the initial stiffness. Use of the breaking point for 4point-4 line (quadri-linear) model of the restoring force characteristics can construct more accurate model than traditional tri-linear model.

Keywords : Reinforced concrete, Columns, Axial compression force, Restoring force characteristics

High strength concrete, High strength steel

鉄筋コンクリート, 柱, 圧縮軸力, 復元力特性, 高強度コンクリート, 高強度鉄筋

1. はじめに

近年, 日本では高層鉄筋コンクリート造建物(高さ 60m 以上)が増加している¹⁾。そして, 1988 年から 1993 年に行われた建設省総合プロジェクト: 鉄筋コンクリート造建物の超軽量・超高層化技術の開発(以下, NewRC)²⁾を契機に, 高強度コンクリート Fc60~Fc120 および高強度鉄筋 USD685 を用いた RC 柱部材が実用化されると共に, 多くの実験データが蓄積されている。

しかし, 高軸力が作用する高強度材料を用いた RC 柱部材(以下, 高強度 RC 柱)の復元力特性のモデル化に際しては, 従来と同様に 3 特性点(ひび割れ発生点, 降伏点, 限界変形点), 3 折線によるトリリニア型が用いられることが多く, その適合性については十分な精度が得られていない。より良い適合性を得るために, 最大耐力点前の変形領域においてエネルギー等価などの考えに基づいて仮定の降伏点を設けるモデル等が提案^{例えば 3)}されている。しかし, 仮定の降伏点は物理的な根拠を消失すると共にその点の特性を一義的に定めることが困難となる。従ってトリリニア型モデルの第 1 折れ点(ひび割れ発生点)と第 2 折れ点(最大耐力点)との間に新たに物理的根拠を有する特性点を追加し, 図-1 に示すような 4 特性点 4 折線によるモデル化により適合性を向上させることが必要であると考えられる。本論文は新たな特性点として平面保持仮定が成立する限界点に着目し, その点の耐力と接線剛性について検討したものである。

2. 検討データ

図-2 に検討データのコンクリート強度-主筋強度の関係を示す。

3 章に示す平面保持仮定が成立する限界点に関する検討に用いたデ

〔呼称〕 Q_{eff} : 実効耐力, R_{eff} : 実効耐力点変形
図-1 高強度 RC 柱部材の復元力特性モデル (4 折線・4 特性点)

図-2 検討データの範囲 (コンクリート強度-主筋強度関係)

ータは, 主筋歪みデータを有する 16 体の試験体 (表-1, ○表示) である。データ範囲は, コンクリート強度 f'_c 56.8~151.4, 主筋降伏強度 f_y 479~709 [N/mm²], 圧縮軸力比 η_c 0.40~0.60 である。

4 章に示す 0.85 Q_{max} 点の検討では, 主筋歪みデータを有する 16 体の試験体を含む合計 34 体のデータ (図中: 検討全体データ) を

* ㈱竹中工務店技術研究所建設技術開発部 主任研究員・工博

Chief Researcher, Takenaka Corporation Research & Development, Dr. Eng.

用いた（12体のデータは引張軸力を含む変動軸力データ）。何れも建研式加力装置を用いた逆対称曲げモーメント载荷を行った柱部材実験データであり、試験体のシアスパン比（ M/QD ）は何れも 2.0 の曲げ降伏先行型のデータである。試験体に使用した材料の範囲は以下の通りである。

検討データの範囲

コンクリート強度 $f'_c=56.8\sim151.4$ [N/mm²]

主筋降伏強度 $f_y=366\sim709$ [N/mm²]

圧縮軸力比 $\eta_c=0.36\sim0.75$

（ $\eta_c=N_c/BDf'_c$, N_c : 最大圧縮軸力, B : 柱幅, D : 柱せい, f'_c : コンクリート強度）

3. 平面保持仮定が成立する限界点に関する検討

3.1 平面保持仮定の検討方法

平面保持の仮定は、主筋およびコンクリートの歪みが断面内では直線分布であるとする仮定であり、この仮定に基づき力の釣合い条件から、中立軸位置および曲げ耐力が算定される。しかしながら、実構造物においては、危険断面近傍の圧縮側かぶりコンクリートの損傷や引張側主筋の接合部内への歪みの伸展やコンクリートとの付着劣化等によって危険断面近傍の引張側鉄筋歪みが減少傾向となり、平面保持の仮定が成立しにくくなる。そこで、主筋歪み分布形状の直線性が保たれる限界点を歪みデータから算出し、平面保持仮定が成立する限界点の検討を行った。

なお、平面保持仮定の限界点に至るまでにかぶりコンクリートは、ひび割れ発生、剥落、損傷が生じるため、コンクリート歪みデータは安定しないと判断し、ここでの検討には用いていない。従って、ここでは鉄筋の歪みを用いて検討を行っている。

具体的には、図-3 に示すように引張縁と圧縮縁の主筋歪みから平面保持を仮定して中段筋歪みを推定した値と中段筋の歪み（実測値）の比を平面保持仮定度（ ξ ）として式(1)より算出した。この値は危険断面および部材端から $D/2$ 位置の断面（ D : 柱成）における平均値である。

式(3)は圧縮縁鉄筋歪みと引張縁鉄筋歪みから平面保持を仮定して算出した中段筋歪み（ $cal \epsilon_m$ ）であり、中段筋の歪み計測で得られた値（ $ex \epsilon_m$ ）との比が式(2)である。

図-3 は高軸力が作用する高強度 RC 柱の例として、Unit101（表-1 参照）における部材角 $R=6.1/1000$ [rad] 時の主筋歪み分布である。この時点で圧縮側のかぶりコンクリートが損傷し接線剛性が急激に低下した状態であり、式(1)の値は 0.50 以下となっている。

平面保持仮定度（図-3 参照）

$$\xi = \text{average}(\xi_i) \quad (1)$$

$$\xi_i = \frac{ex \epsilon_{mi}}{cal \epsilon_{mi}} \quad (2)$$

i 番目の中段筋の平面保持仮定度

$$cal \epsilon_{mi} = ex \epsilon_{mc} + \frac{ex \epsilon_{mc} - ex \epsilon_{mt}}{X_c - X_t} \times (X_i - X_c) \quad (3)$$

$ex \epsilon_{mc}$, $ex \epsilon_{mt}$: 圧縮側, 引張側鉄筋の歪み（実測値）

X_c : 圧縮縁から圧縮側鉄筋までの距離

X_i : 圧縮縁から中段筋 i 番目までの距離

X_t : 圧縮縁から引張側鉄筋までの距離

平面保持仮定度の検討例として Unit101 の高強度 RC 柱部材実験データ（表-1 参照、コンクリート f'_c 121.6, 柱主筋 USD685, 圧縮軸力比 $\eta_c=0.57$ 一定）³⁾ による検討結果を以下に示す。

図-4 は、3つの図で構成されており、縦軸、横軸が関連するように配置している。左上図は最大耐力比一部材角関係を、左下図は平面保持仮定度（実測値／計算値）一部材角関係を、右上図は最大耐力比－平面保持仮定度（実測値／計算値）関係を示す。各図には 0.85 Q_{max} 点（●）および平面保持仮定度 0.50 以下となった点（■）をマークしている（この判定基準については 3.2 に示す）。

表-1 検討データ一覧（○: 主筋歪みデータ含む）

論文	試験体	f'_c [N/mm ²]	主筋 f_y [N/mm ²]	横補強筋		最大圧縮 軸力比 η_c	軸力
				f_{yh} [N/mm ²]	p_w [%]		
文献3)	○ Unit101	121.6	709	1278	0.90	0.57	一定
	○ Unit102	121.6	709	1278	0.90	0.57	変動
	○ Unit103	114.9	709	1278	0.90	0.60	変動
	○ Unit104	121.6	709	1371	1.20	0.57	一定
	○ Unit105	118.3	709	1278	0.70	0.58	一定
	○ Unit106	114.9	709	1278	0.70	0.40	一定
	○ Unit107	114.9	709	1278	0.70	0.60	一定
	○ Unit108	114.9	685	1278	0.70	0.40	一定
文献4)	○ Unit201	148.6	709	1278	0.90	0.60	変動
	○ Unit202	148.6	709	1278	0.90	0.60	変動
	○ Unit203	148.6	709	1278	1.20	0.60	変動
文献5)	○ Unit301	56.8	479	738	1.13	0.48	変動
	○ Unit401	99.2	689	1479	0.71	0.40	変動
	○ Unit402	99.2	689	1479	0.71	0.40	変動
	○ Unit403	99.2	689	1479	0.71	0.40	変動
	○ Unit404	99.2	532	1479	0.71	0.40	変動
文献6)	○ Unit501	151.4	709	1278	0.90	0.60	一定
	UC10H	113.4	393	1415	0.78	0.61	一定
	UC15H	113.4	393	1424	1.19	0.62	一定
	UC20H	113.4	393	1424	1.52	0.62	一定
	UC15L	113.4	393	1424	1.19	0.36	一定
文献7)	UC20L	113.4	393	1424	1.52	0.36	一定
	No.1	77.6	555	920	0.90	0.65	一定
	No.2	74.4	555	920	0.91	0.65	一定
	No.3	74.4	682	920	0.91	0.65	一定
	No.4	77.7	555	920	0.91	0.75	変動
文献8)	No.1	76.3	366	886	0.87	0.40	一定
	No.2	72.1	366	886	0.87	0.64	一定
	No.3	77.5	366	886	0.87	0.59	一定
	No.4	73.7	366	886	0.87	0.62	一定
	No.4V	74.8	366	886	0.87	0.61	変動
	No.5	88.3	366	886	0.87	0.40	一定
	No.7	85.2	366	886	0.87	0.62	一定
	No.8	91.0	366	886	1.31	0.58	一定

表記

f'_c : コンクリート強度, f_y : 主筋降伏強度

f_{yh} : 横補強筋降伏強度, p_w : 横補強筋比

$\eta_c = N_c / BDf'_c$, N_c : 最大圧縮軸力, B : 柱幅, D : 柱せい

図-3 平面保持仮定度の検討例（Unit101, $R=6.1/1000$ [rad]）

図-4 平面保持仮定の限界点に関する検討

表-2 平面保持仮定度による検討結果
(最大耐力比による検討)

平面保持仮定度0.5 (最大耐力比) $ex Q_{fs}/Q_{max}$	
平均値 : m	0.856
変動係数 : v[%]	7.29
最大値 : max	0.97
最小値 : min	0.79
データ数 : n	16
±30確率	100%

左上図：最大耐力比－部材角関係

(0.85 Q_{max} 点：部材角 6.4/1000 [rad])

左下図：平面保持仮定度（実測値／計算値）－部材角関係

(平面保持仮定度 $ex \epsilon_m / cal \epsilon_m = 0.5$ ：部材角 6.1/1000 [rad])

右上図：最大耐力比－平面保持仮定度（実測値／計算値）関係

(平面保持仮定度 $ex \epsilon_m / cal \epsilon_m = 0.5$ ：最大耐力比 0.83) $ex Q_{fs}$, $ex R_{fs}$ ：平面保持仮定度 ≤ 0.5 時のせん断力，部材角（実験値） $ex Q_{max}$ ：最大耐力（実験値） $ex R_{0.85}$ ：最大耐力の 0.85 倍耐力時の部材角（実験値）

図中矢印は，経路を示す。

図-5 平面保持仮定度 0.5 時点の最大耐力比に対する各因子の影響 (図中の ρ は相関係数)

図-6 高強度 RC 柱部材の包絡線と接線剛性 (Unit101)

Unit101 の実験データでは，初期の荷重段階で平面保持仮定度は 0.80 前後となり，部材角 $R=5.0/1000$ [rad] を超えると急激に平面保持仮定度が低下する。そして部材角 $R=5.4/1000$ [rad] 時には平面保持仮定度が 0.51 まで低下する。この時の最大耐力比 (Q/Q_{max}) は 0.79 であった (図-4 参照)。

平面保持仮定度が 0.50 以下となった時点において試験体の圧縮側鉄筋は降伏し，塑性流れの領域に入っている。また，圧縮側のかぶりコンクリートには圧縮（縦）ひび割れが発生し，一部のかぶりコンクリートには圧壊現象が見られる状態である。

3.2 平面保持仮定度の検討結果

平面保持仮定度の限界点は，その値が急激に変化する点として以下の検討結果から定めている。3.1 の方法によって高強度 RC 柱実験データ 16 体について平面保持仮定度 (式(1)) を検討したところ，平面保持仮定度の急激な変化点の平均値は 0.517 であった。そこで，データを一定の基準で評価するために，平面保持仮定度が 0.50 以下となった時点の最大耐力比の比較検討を行った。その結果を表-2 に示す。なお，ここでの検討対象は，圧縮軸力比 $\eta_c=0.40 \sim 0.60$ と高軸力のため断面内の中段筋位置では常に圧縮応力状態となっている。

図-8 0.85Qmax点と接線剛性1/3点の耐力および割線剛性の比較とヒストグラム

図-7 0.85Qmax点と接線剛性1/3点の検討における定義

表-3 0.85Qmax点と接線剛性1/3点の検討結果

0.85Qmax点・接線剛性1/3点 (耐力比) $exQ_{0.85}/exQ_{1/3}$	
平均値 :m	1.02
変動係数 :v[%]	5.99
最大値 :max	1.14
最小値 :min	0.91
データ数 :n	34
±30確率	100%
(割線剛性比) $exk_{0.85}/exk_{1/3}$	
平均値 :m	0.97
変動係数 :v[%]	8.78
最大値 :max	1.10
最小値 :min	0.73
データ数 :n	34
±30確率	100%

データ数が16体と少ないが、平面保持仮定度が0.50以下となった時点の最大耐力比の平均値は0.856、変動係数は7.29[%]であり、ほぼ最大耐力の0.85倍の点に相当する。

この検討結果が、コンクリート強度、主筋強度、軸力比等の特定因子によって偏りが無いことを確認するために、平面保持仮定度が0.5に達した時の最大耐力比と上述の因子との関係を図-5に示す。

図-5(a)および(b)に示すようにコンクリート強度および主筋降伏強度によって、平面保持仮定度が0.50となる時の最大耐力比に特定の偏りは見られない。しかし、圧縮軸力比が大きくなるほど平面保持仮定度0.50に達する時の最大耐力比が小さくなる傾向が見られる(図-5(c)参照)。これは、圧縮軸力が釣合い軸力を超えて大きくなるほどかぶりコンクリートの損傷など理由によって圧縮側鉄筋が著しく塑性化し、平面保持仮定度が低下する時期が早まるためと考えられる。また、圧縮軸力比が0.40以上の場合は、最大耐力時には平面保持の仮定が成立していないことが分かる。

4. 0.85Qmax点の接線剛性の検討

ここまでの検討から、主筋歪み分布の直線性が損なわれ平面保持の仮定が成立する限界点は、最大耐力の0.85倍となる0.85Qmax点に等しいとして今後の検討を進める。

4.1 0.85Qmax点と接線剛性の代表的な関係

包絡線の接線剛性の推移を、高強度RC柱部材データ(Unit101³⁾、使用材料は表-1参照)から算出した結果を図-6に示す。

4.2 検討方法

図-6は上段に包絡線(せん断力-部材角関係)を、下段に接線剛性-部材角関係を示す(接線剛性はその測定点と1つ前の測定点のデータから剛性を算出し、その測定点の前後の剛性を平均化した値)。

図-9 0.85Qmax点と接線剛性1/3点に対する各因子の影響

Unit101 の場合には、圧縮側かぶりコンクリートの縦ひび割れの発生以降に接線剛性が低下し始める。0.85 Q_{max} 点付近ではデータのばらつきは見られるが接線剛性は初期剛性の約 1/3 となっている。

前述のようにデータのばらつきがあるため 0.85 Q_{max} 点の接線剛性を実験データから直接求めずに、接線剛性の実験データが最初に初期剛性の 1/3 となる点と 0.85 Q_{max} 点を比較することにより検討を行った。具体的には図-7 に示すように、包絡線上で耐力が最大耐力 (Q_{max}) の 0.85 倍となった 0.85 Q_{max} 点と接線剛性が初期剛性 (k_1 : 実験値) の 1/3 となった点の耐力および原点とこれらの点を結ぶ割線剛性を比較することによって検討した。

4.3 検討結果

図-7 の定義に従い、表-1 に示した 34 体の実験データから 0.85 Q_{max} 点と接線剛性が最初に初期剛性の 1/3 となる点を定め、これらの点の耐力と割線剛性の比較を行った結果を図-8 に示す。

図-8 は 2 つの点の耐力比を縦軸に、割線剛性比を横軸とした散布図である。そして、縦軸および横軸について左上および右にヒストグラムを示している。また、その統計データを表-3 に示している。この検討結果から、以下の知見が得られた。

- 1) 耐力比 ($ex Q_{0.85} / ex Q_{1/3}$) の平均値は 1.02 であり、データの範囲は 0.91~1.14 である。
- 2) 割線剛性比 ($ex k_{0.85} / ex k_{1/3}$) の平均値は 0.97 であり、データの範囲は 0.73 から 1.10 である。

従って、概ね 0.85 Q_{max} 点と接線剛性が初期剛性の 1/3 となる点は耐力および割線剛性の評価から同一性を有すると考えられる。

ここで、図-8 の検討結果がコンクリート強度、主筋強度、軸力比の各因子による偏りが無いことを検討した結果を図-9 に示す。横軸を各因子、縦軸を 0.85 Q_{max} 点と接線剛性が最初に初期剛性の 1/3 となる点の耐力比および割線剛性比とした場合の散布図を示している。最も影響が見られたのは主筋強度であるが、耐力比、剛性比との相関係数は 0.50 前後であり、著しい相関とはいえない。以上の検討より、0.85 Q_{max} 点と接線剛性が初期剛性の 1/3 となる点の一致性については、特定の因子による偏りはないことを確認した。

5. まとめ

高圧縮軸力 (使用データ: 圧縮軸力比 $\eta_c=0.36\sim0.75$) が作用する柱部材の復元力特性を精度よくモデル化するために、従来のトリリニア型モデルの第 1 折れ点 (ひび割れ発生点) と第 2 折れ点 (最大耐力点) との間に新たに物理的根拠を有する特性点を設定することを目的として平面保持の仮定が成立する限界点について検討を行った。34 体の高軸力が作用する高強度材料を用いた柱部材実験データの検討から、平面保持の仮定が成立する限界点は、概ね最大耐力の 0.85 倍の耐力点であり、接線剛性が初期剛性の 1/3 まで低下した点に相当することを確認した。

従って、以下の 3 つの特性を有する点 (実効耐力点と呼称する) を設定できる。

- 1) 平面保持の仮定がほぼ成立する限界点。
- 2) 最大耐力の 0.85 倍の点。
- 3) 接線剛性は、初期剛性の 1/3 に相当する点

最大耐力 (Q_{mu}) は実効耐力 (Q_{eff}) の 1/0.85 倍として算定し、限界変形点は最大耐力 (Q_{mu}) の 0.80 倍まで低下した時として定

義しており、限界変形 (R_u) は実験データに基づく推定式^{10),11)}によって評価できる。なお、最大耐力時変形についても実験データに基づく推定式^{9),11)}によって評価できる。

以上のことから 4 特性点 4 折線モデル (Quadri-linear モデル) によるモデル化が可能となる。

補図-1 高強度コンクリート柱の復元力特性
(4 特性点 4 折線モデル)

参考文献

- 1) 石川裕次: 高層 RC 建造物の構造特性データ分析, コンクリート工学, Vol.40, No.3, pp18-18, 2002.3
- 2) (財)国土開発技術センター: 建設省総合技術開発プロジェクト「鉄筋コンクリート建築物の超軽量・超高層化技術の開発 研究成果報告書 H.5.3」, 1993.3
- 3) 石川裕次, 木村秀樹, 沢村牧人, 上田忠男: 高強度コンクリート・高強度鉄筋を用いた柱の高軸力下における力学性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, pp943 - 948, 2000.6
- 4) 石川裕次, 木村秀樹, 山本正幸: 高強度材料を用いた柱部材の引張軸力時の復元力特性に関する研究, 構造工学論文集, vol50B, pp47 - 58, 2004.4
- 5) 石川裕次: 高強度材料を用いた柱部材の復元力特性, 東京大学学位論文, 2002.11
- 6) 木村秀樹, 菅野俊介, 長嶋俊雄: 高軸力下における超高強度コンクリートを用いた RC 柱の力学性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.16, No.2, pp871-876, 1994.6
- 7) 村田耕司, 東端泰夫, 渡井富喜男, 木村秀樹, 小南勝義: Fe800 高強度コンクリートと高強度主筋(SD490,685)を用いた RC 柱の曲げせん断実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), pp167-170, 1996.9
- 8) 木村秀樹, 石川裕次, 角彰, 松本竹史: 高強度コンクリートを用いた RC 壁柱の地震時挙動に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.20, No.3, pp.481-486, 1998.6
- 9) 石川裕次, 木村秀樹: 高強度材料を用いた柱部材の最大耐力時変形, 構造工学論文集, vol51B, pp441-447, 2005.4
- 10) 石川裕次, 木村秀樹: 高強度材料を用いた RC 柱部材の限界変形に関する研究, コンクリート工学論文集, 第 16 巻第 1 号, pp55-66, 2005.1
- 11) 石川裕次, 木村秀樹: 高強度 RC 柱部材の同一変形繰返し載荷による耐力低下に関する研究, コンクリート工学論文集, 第 16 巻第 2 号, pp109-118, 2005.5

(2004年9月9日原稿受理, 2005年6月15日採用決定)