

低強度コンクリートを用いた RC 柱の せん断耐力に関する実験的研究

根口 百世* 南 宏一**

Experimental Study on Shear Strength of RC Columns with Low Strength Concrete

Momoyo NEGUCHI * and Koichi MINAMI **

ABSTRACT

In this study, we experimented on 20 RC columns with LSC of 5, 10, 15 N/mm² grade. The test variables were difference of main reinforcement (round bar or deformed bar) and retrofitting or not. The test specimens with round main reinforcements did not brake with shear failure due to very small bond stress of the main reinforcements, and a state of the shear compressive failure by the slippage compressive failure on the diagonal of the concrete appears conspicuously. Therefore the relationship between shear load and the lateral displacement angle showed a property of ductility without the yield strength deterioration to 0.032 rad after maximum load although it almost showed the hysteresis curve of a remarkable reverse S-shaped. The maximum strength obtained from by a plasticity theory considering of a truss mechanism and an arch mechanism.

キーワード：低強度コンクリート，丸鋼，調合設計，せん断破壊，終局耐力

Keywords: Low strength concrete, Round main reinforcement, Concrete mixture, Shear failure, Ultimate strength

1. はじめに

現在，日本建築防災協会などで発行されている既存鉄筋コンクリート造建築物耐震診断基準¹⁾では，その適用される建物のコンクリート圧縮強度として 13.5 N/mm²が下限値として示されている。つまり，コンクリート圧縮強度が 13.5 N/mm² 未満のもの〔以下，低強度コンクリートという〕については，耐震診断の対象外とされている。その理由の一つは，低強度コンクリートによる RC 部材の力学的性能については，山本³⁾，榎谷⁴⁾，永坂⁵⁾らの実験研究が行われているものの，低強度コンクリートの研究が十分に行われておらず，その力学的性質が明確でないことが挙げられる。

本論では，低強度コンクリートの調合設計を確立し，低強度コンクリートを安定して製造できるようにした上で，どの程度の低強度コンクリートの部材が，鉄筋コンクリート部材として力学的に取り扱えるかどうかの限界を見極めるために，5 N/mm²級の強度レベルの低強度コンクリート部材の力学的な性質を実験的に確認することを目的とする。

2. 既存 RC 造学校校舎のコンクリート強度

図 1 は，ある県の既存 RC 造学校校舎におけるコンクリート圧縮強度の分布を示したもので，施工時に定められた設計基準強度 F_c の範囲が 13.5~21.0 N/mm² のものを表している。図中の破線はコンクリート圧縮強度 $\sigma_B = 13.5$ N/mm² を示しており，この線よりも左側のものは低強度コンクリートと分類される。圧縮強度 σ_B の下限値は，設計基準強度 F_c の値によらず，耐震診断基準で示されているコンクリート圧縮強度の下限値 13.5 N/mm² を下回っており，その最小値は 8.6 N/mm² である。

図 2 は，9 期にわたって施工されたある学校校舎におけるコンクリート強度の分布を示したものである。75 本のコンクリートコアのうち，低強度コンクリートとなっているものは 14 本である。14 本の低強度コンクリートコアの内訳は，1959 年に施工されたものが 5 本，1960 年に施工されたものが 4 本，1965 年に施工されたものが 4 本となっており，この 3 年に集中していることが特徴としてあげられる。また，1966 年以降は，建設年が新しくなるほど，コンクリート強度が大きくなっている。

* 大学院博士課程地域空間工学専攻 ** 工学部建築・建設学科

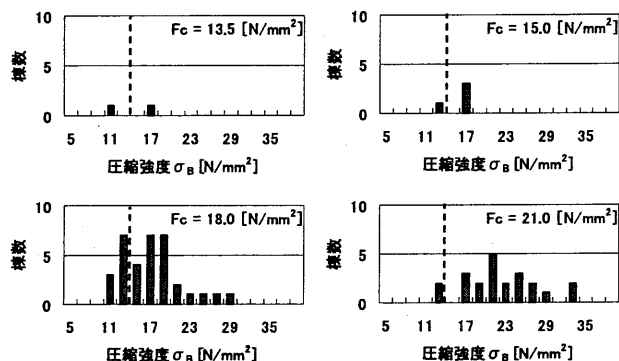


図1 ある県の既存RC造学校校舎における
コンクリート強度の分布

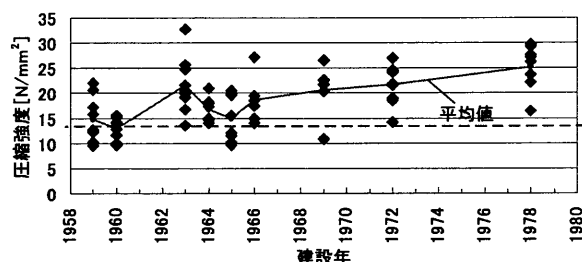


図2 ある学校における建設年別コンクリート強度

表1 山本の調査³⁾

圧縮強度 [N/mm ²]	4.20	7.68	13.90
セメント [kg/m ³]	93	141	201
石粉 [kg/m ³]	164	119	62
水 [kg/m ³]	167	169	171
水セメント比 [%]	180	120	85
水結合材比 [%]	65		
粗骨材最大寸法 [mm]	25		
細骨材率 [%]	48.6		
空気量 [%]	4±1		
スランプ [mm]	180		

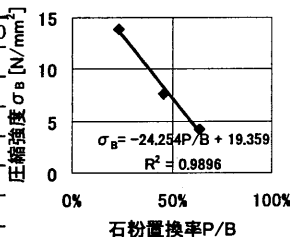


図3 石粉置換率P/Bと圧縮強度σ_Bの関係

3. 低強度コンクリートに対する基本的な考え方

森村²⁾の調査によると低強度コンクリートになっている原因としては、いくつかの点が考えられるが、1) 所定のものより、水の量が多いこと、2) セメントそのものの性能が粗悪になっていること、3) 上記の1)と2)が組合わされた状態になっていること、の3点に着目して低強度コンクリートの製造に関する基礎実験を行う。すなわち、1)の問題については、水セメント比を変数にして、実験を行う。2)の問題については、山本らの研究³⁾では、低強度コンクリートの製造に石粉〔炭酸カルシウム、CaCO₃〕を混入して、人工的にセメント強度を低下させる手法を用いており、本研究においても、セメントに石粉〔CaCO₃〕を混ぜて、人工的にセメントの性能を劣化させたものを使用して実験を行う。3)の問題については、水セメント比と石粉の量を変数にして実験を行う。

本研究では、水セメント比を増加させる方法と、石粉を混入する方法について実験を行うものとする。

表1に示す山本ら³⁾の調査より、図3のような関係が求まり、コンクリート強度σ_Bと石粉置換率P/Bの関係を1次回帰式で求めると

$$\sigma_B = -24.254 P/B + 19.359 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (1)$$

ここに、P：石粉量

B：結合材量、B=C+P

で示される。この式を用いて、コンクリート強度に対する石粉置換率を推定することができる。

4. 調査設計に関する実験

4.1 実験計画

図3および(1)式で示した関係と既往の研究^{3)~5)}を基にして、Aシリーズ～Dシリーズを計画した。実験計画の一覧を表2に、調査表を表3に示す。

Aシリーズは、単位水量を195 kg/m³と一定とし、石粉を混合せず、水セメント比WCを変数とした場合である。

Bシリーズは、単位水量を205 kg/m³と一定とし、石粉置換率を変数とした場合である。

Cシリーズは、単位水量を205 kg/m³と一定とし、石粉を混合せず、水セメント比W/Cを変数とした場合である。ただし、C4では、単位水量の影響を調べるために225 kg/m³として実験を計画した。

Dシリーズは、Aシリーズ～Cシリーズの実験結果に基づき、コンクリート圧縮強度とセメント水比の関係を求め、その結果から、コンクリート強度に対する水セメント比を求め、実験式の有効性を検証するものである。Dシリーズでは、Bシリーズの結果をベースに、単位水量を210 kg/m³とし、15、10、5 N/mm²の3種類の圧縮強度が得られるように計画した。

各シリーズに用いられた標準試験体は、直径100 mm、高さ200 mmの円筒形供試体として、それぞれ6本作製し、材齢1週で3本、材齢4週で3本の圧縮強度試験を行う。圧縮試験については、コンプレッソメータおよび検長30 mmのW.S.Gによって応力度－ひずみ度関係を求める。

4.2 実験結果

各シリーズのフレッシュコンクリートの性質および材齢1週および4週の圧縮強度試験結果を表4に示す。1週および4週の圧縮強度は、供試体3本の平均値である。試験練りは6月下旬～8月初旬に行われたため、コンクリート温度は23.0～31.5℃となっている。

実験結果より、石粉を混入しないAシリーズおよびCシリーズでは、空気量およびスランプ値が安定せず、今後の部材および架構実験への適用が困難であると判断された。そこで、石粉を混入したBシリーズおよびDシリーズについて以下に考察する。

Bシリーズ、Dシリーズともに、コンクリート練り混ぜ時から、材料が均一に混ざり、空気量、スランプ値ともに安定したコンクリートが得られた。今後の部材および架構の実験を行う際にバラツキの小さい安定したコ

表2 実験計画

調合 No.	A1	A2	A3	B0	B1	B2	B3	C1	C2	C3	C4	D1	D2	D3
石粉置換率 [%]	0	0	0	0	20	40	60	0	0	0	0	42	57	72
水セメント比 W/C [%]	70.0	90.0	120.0	65.0	81.3	108.5	162.6	70.0	90.0	120.0	131.6	112.0	151.2	232.6
水結合材比 W/B [%]	70.0	90.0	120.0	65.0	65.0	65.0	65.0	70.0	90.0	120.0	131.6	65.0	65.0	65.0
細骨材率 s/a [%]	53.0	54.3	55.4	51.4	51.2	50.9	50.6	51.8	53.3	54.6	54.6	50.3	50.1	49.9
スランプ [mm]	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180

表3 調合表 単位: [kg/m³]

調合 No.	A1	A2	A3	B0	B1	B2	B3	C1	C2	C3	C4	D1	D2	D3
水 W	195	195	195	205	205	205	205	205	205	205	225	210	210	210
セメント C	279	217	162	315	252	189	126	293	228	171	171	188	139	90
石粉 P	0	0	0	0	63	126	189	0	0	0	0	136	184	233
細骨材1 S1	567	596	625	530	527	522	514	543	575	604	604	509	504	501
細骨材2 S2	392	414	433	370	364	362	359	375	400	420	420	353	351	348
粗骨材1 G1	513	513	513	513	513	513	513	513	513	513	513	513	513	513
粗骨材2 G2	340	340	340	340	340	340	340	340	340	340	340	340	340	340
混和剤 A	2.79	1.30	1.30	2.52	2.52	2.52	2.52	2.34	1.82	1.37	1.37	2.59	2.59	2.58

表4 実験結果

調合 No.	A1	A2	A3	B0	B1	B2	B3	C1	C2	C3	C4	D1	D2	D3
スランプ [mm]	95	45	10	175	175	180	175	55	70	55	85	196	193	190
空気量 [%]	5.5	3.6	3.4	4.7	4.6	4.6	4.3	4.0	3.3	5.0	2.4	4.8	4.8	4.5
コンクリート温度 [°C]	23.0	23.0	23.0	23.5	23.5	23.0	23.0	26.0	27.0	26.0	27.0	30.5	31.0	31.5
1週圧縮強度 [N/mm ²]	16.9	10.4	5.6	18.9	13.3	8.1	4.2	20.1	10.7	5.7	4.5	9.8	5.7	3.1
4週圧縮強度 [N/mm ²]	21.8	20.4	12.6	28.9	22.3	15.5	9.1	32.1	21.0	12.6	10.5	13.5	8.8	5.1
割線ヤング係数 [$\times 10^4$ N/mm ²]	2.18	2.14	1.70	2.55	2.22	1.85	1.40	2.68	1.93	1.63	1.54	1.67	1.34	1.02
比重 [kN/m ³]	22.4	22.8	22.9	22.7	22.6	22.6	22.4	23.0	22.9	22.2	22.7	22.1	22.0	22.1

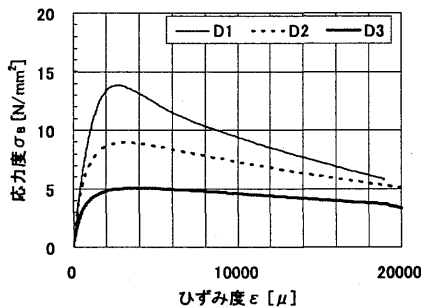


図4 応力度-ひずみ度関係

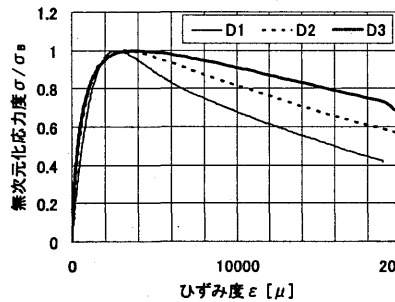
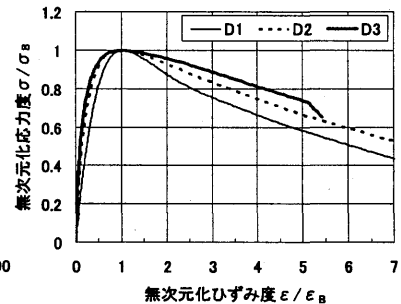
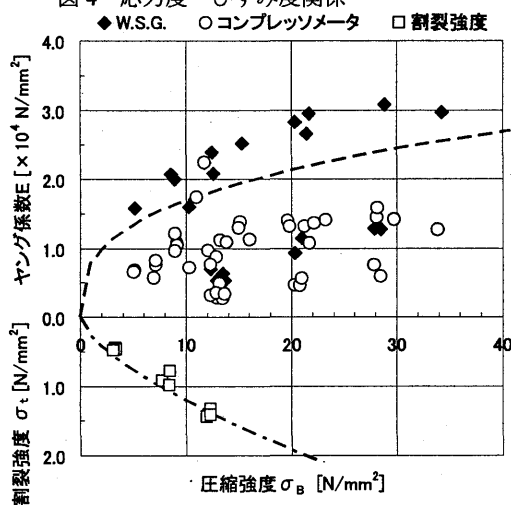
図5 σ/σ_B - ϵ 関係図6 σ/σ_B - ϵ/ϵ_B 関係

図7 圧縮強度-ヤング係数の関係

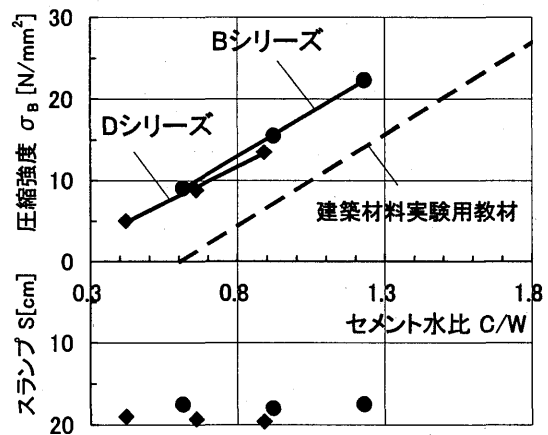


図8 圧縮強度-スランプ-セメント水比の関係

ンクリートを施工するという観点からも、空気量、スランプ値の良好なコンクリートが製造できるということは重要な意味を持つものである。

D1 および D2 において、予定よりも若干低い強度となったが、これは、単位水量が B シリーズでは 205 kg/m^3 であるのに対して、D シリーズでは 210 kg/m^3 としたためではないかと思われる。B シリーズの 1 週強度は、D シリーズよりも小さくなっているが、4 週強度においては、B シリーズの方が D シリーズよりも強度が大きくなる傾向がみられた。すなわち、B シリーズでは、初期強度は小さいが、強度の上昇率が大きい傾向がみられ、D シリーズでは、初期強度は大きい、強度の上昇率は小さい傾向がみられた。これは、単位水量の違いによるものと推察される。

図 4 は、D シリーズの 4 週強度における圧縮応力度とひずみ度の関係を示したものである。 5 N/mm^2 で計画された D3 は、最大応力度以降も応力度は低下せず、コンプレッソメータで計測できる限界までひずみ度が増加し続けた。最大応力度以降の応力度の下がり方に特徴がみられ、最大応力度が大きいほどその下がり方は大きい傾向にある。このことは、縦軸に応力度を最大応力度で除した無次元化応力度 σ/σ_B をとり、横軸にひずみ度 ϵ をとった図 5 や、縦軸に無次元化応力度 σ/σ_B をとり、横軸にひずみ度を最大応力度時のひずみ度で除した無次元化ひずみ度 ϵ/ϵ_B をとった図 6 においてもその傾向が確認される。 5 N/mm^2 で計画された D3 は、 10 N/mm^2 で計画された D2 や、 15 N/mm^2 で計画された D1 よりも最大応力度以降の勾配が緩やかである。また、D3 が直線的に下がっていくのに対して、圧縮強度の大きい D1 は曲線的に下がっているのも特徴である。以上のことから、低強度コンクリートになるほど、見かけ上、粘り強い壊れ方をすることが指摘できる。

図 7 は、縦軸上側にヤング係数を、縦軸下側に割裂強度を、横軸に圧縮強度をとったものである。図中の破線は、鉄筋コンクリート構造計算規準⁶⁾に示されるヤング係数の推定式を外挿したものである。ひずみ度の測定にコンプレッソメータを用いた場合には、実験値に対してヤング係数を大きく評価することが示された。

図 8 は、4 週圧縮強度とスランプとセメント水比の関係を示す。縦軸上側には圧縮強度をとり、縦軸下側にはスランプ値をとり、横軸にはセメント水比をとったものである。図中の直線は、各シリーズの回帰直線である。

B シリーズ： $\sigma_B = 21.593 \cdot C/W - 4.2825 [\text{N/mm}^2]$ (2) である。この(2)式の有効性を検証し、さらに小さい圧縮強度を得ることを目的とした D シリーズでは

D シリーズ： $\sigma_B = 17.919 \cdot C/W - 2.6371 [\text{N/mm}^2]$ (3) が得られた。

若干の強度の差はあるものの、圧縮強度 $5 \sim 15 \text{ N/mm}^2$ のコンクリートは(3)式によって、概ね良好な強度が得られることが確認された。

建築材料実験用教材⁷⁾に示される、AE 剤を用いた場合の普通強度コンクリート強度 $F = \sigma_B$ とセメント水比 C/W の関係式である

$$\sigma_B = 22.5 \cdot C/W - 13.6 [\text{N/mm}^2] \quad (4)$$

ただし、 $1.4 \leq C/W \leq 2.5$

を外挿すると、図 8 の破線のように示される。D シリーズの実験結果による(3)式と(4)式はほぼ平行であるという結果が得られた。このことから、低強度コンクリートに普通強度コンクリートの関係式を適用することはできず、独自の関係式が存在することが示された。

5. 5 N/mm^2 級の RC 柱のせん断実験

5.1 実験計画

本研究では、 $F_c = 5 \text{ N/mm}^2$ 級のコンクリートを用いた柱試験体（柱部分断面 $300 \times 300 \text{ mm}^2$ 、内法高さ 900 mm ）を 6 体製作する。図 9 に試験体形状寸法を示す。

図 9 で示されるように、本論では主筋に丸鋼（ 16ϕ ）を用いているのが大きな特徴である。主筋に丸鋼を用いたのは、1965 年以前に建てられたもので低強度コンクリートとなっている学校校舎には、丸鋼を用いられたものが多いからである。ただし、せん断補強筋については、材料の入手が困難であったため、異形鉄筋を用いた。なお、主筋の定着は主筋の上下端の定着部を介して行い、帯筋は余長 40 mm の 135° フックとした。本実験の主要な実験変数を表 5 に示す。実験変数として、軸力比を選択し、コンクリートの圧縮強度を基準にして、0, 0.2, 0.4 の 3 種類としたが、その理由は、既往の実験結果と

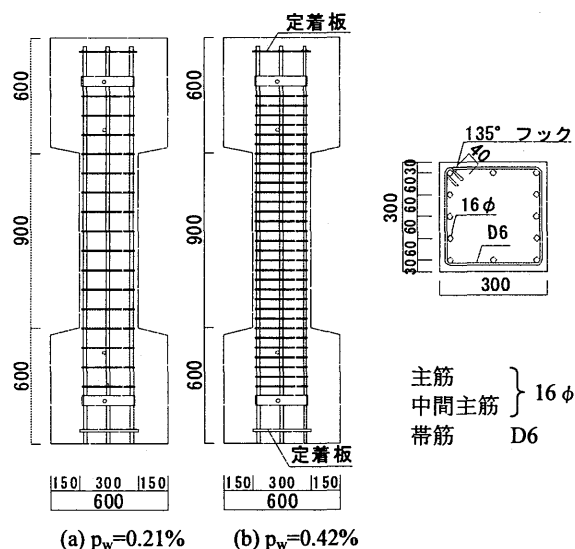


図 9 試験体形状寸法 [単位: mm]

表 6 D3 調合表 [kg/m^3]

水	W	210
セメント	C	90
石粉	P	233
細骨材1	S1	501
細骨材2	S2	348
粗骨材1	G1	513
粗骨材2	G2	340
混和剤	A	2.58

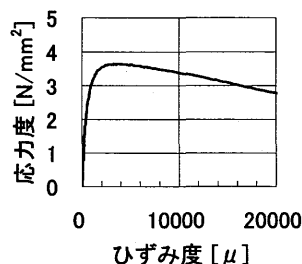


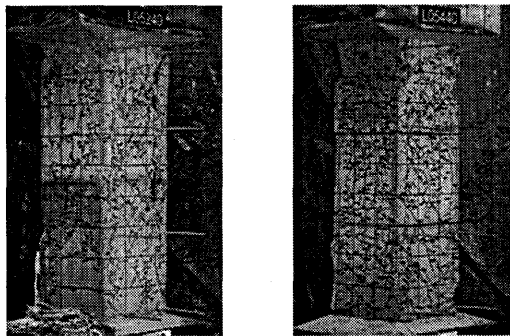
図 10 応力度—ひずみ度関係

の比較検討を容易にするためである。

コンクリートの調合は、D3 調合を用いている。表 6 にコンクリートの調合表を示す。図 10 には、実験開始前（材齢 34 日）の圧縮強度試験による応力度－ひずみ度曲線を示す。表 7 に使用材料の材料試験結果を示す。試験練りでは、材齢 28 日における圧縮強度は 5.1 N/mm^2 という結果であったが、実機練りでは、材齢 28 日における圧縮強度は 3.7 N/mm^2 、空気量は 3.1% となっている。この原因としては、今回の試験体に用いるコンクリートは実機によって練ったことが大きいと考えられる。また、試験体打設は 10 月中旬に行われ、打設時のコンクリート温度は 24.0°C であった。

5.2 載荷方法

制御方法は変位部材角 R による変位制御によって行



(a) L05240 ($p_w = 0.21\%$) (b) L05440 ($p_w = 0.42\%$)

写真 1 最終破壊状況

い、 0.002 rad （靱性指標 $F = 0.8$ に対応）の変位振幅で 2 度繰り返した後に、 0.002 rad ずつ増加させて載荷を行う。変位振幅 0.032 rad で 2 回繰り返した時点で実験を終了する。

なお、最終変位振幅を部材角 $R = 0.032 \text{ rad}$ としたのは、文献 1) に示される部材角 R と F 値の関係が、本実験においても適用できると仮定して、RC 部材の最大許容 F 値を 3.2 としたことから定めたものである。

5.3 破壊状況

写真 1 に最終破壊状況を示す。 p_w が 0.21% と 0.42% のいずれの場合にもせん断ひび割れが生じるが、ひび割れ幅は成長しなかった。最終的に端部のコンクリートの圧壊がみられ、せん断圧縮破壊の様相を呈していた。

5.4 履歴曲線

実験によって得られた履歴曲線を図 11 に示す。せん断力と部材角の関係（ $Q-R$ 関係）を示している。図 11 の履歴曲線において、全試験体について共通して認められる特徴的なことは、最大耐力以後の履歴過程において、 $p_w = 0.21\%$ の場合には若干の耐力低下は見られるが、 $p_w = 0.42\%$ の場合は、耐力低下はほとんどみられない著しい逆 S 字形の履歴曲線を示すことである。一方、材軸方向の残留伸びひずみが、繰り返したともに引張側に蓄積される傾向にあることが示された。

低強度コンクリートで主筋が丸鋼である場合は、いわゆるせん断ひび割れが生じにくく、最大耐力以後の耐力低下があまり生じない逆 S 字形の履歴曲線を描くのが特徴である。このことは、実験変数に関係なく、その傾向

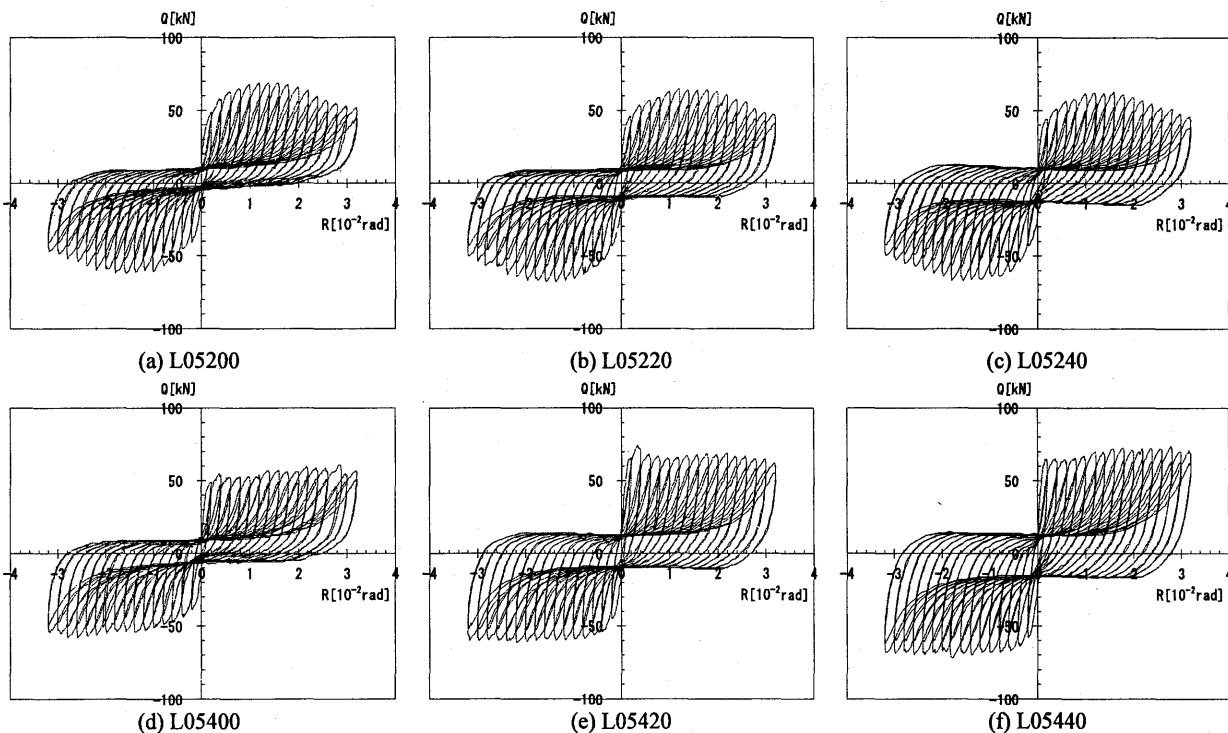


図 11 履歴曲線

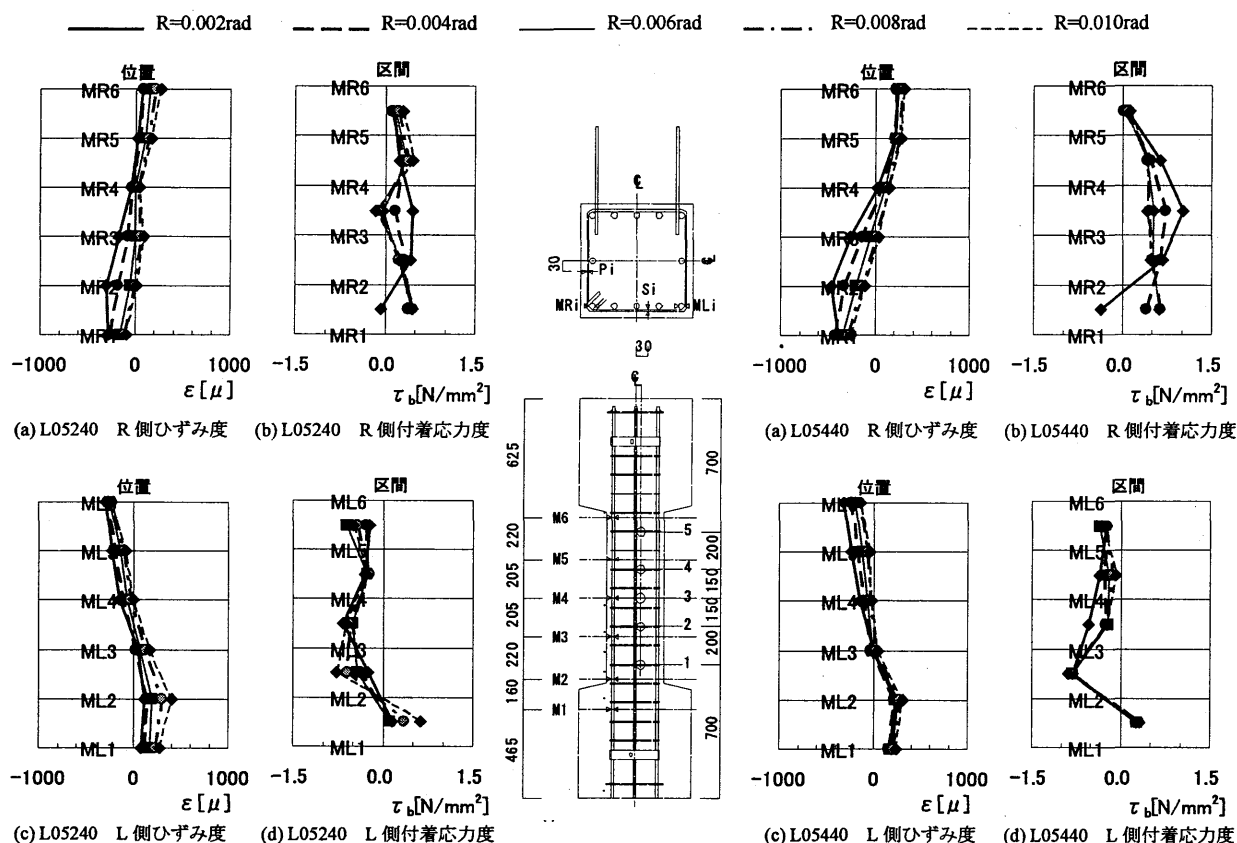


図 12 主筋のひずみ度および付着応力度の推移 (正荷重時)

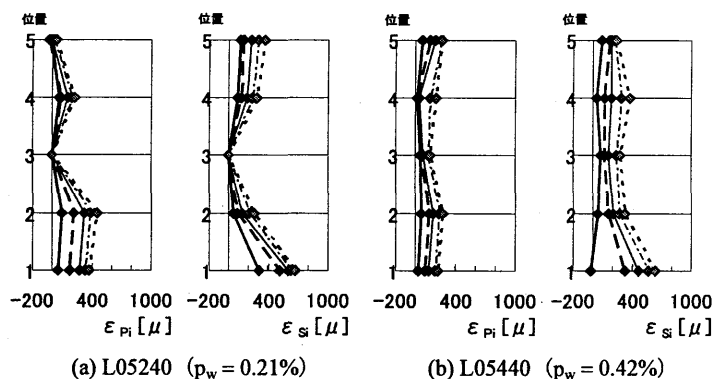


図 13 せん断補強筋ひずみ度の推移 (正荷重時)

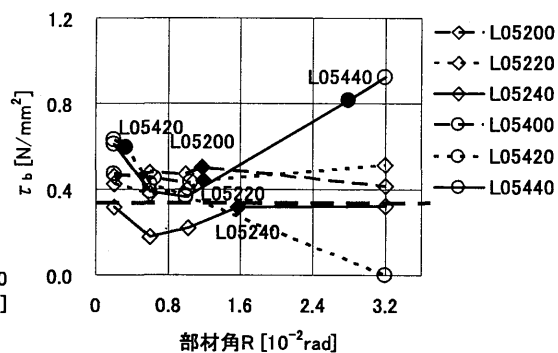


図 14 付着応力度の推移 (正荷重時)

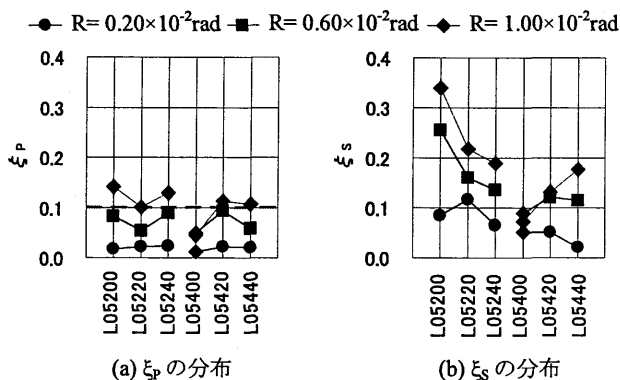
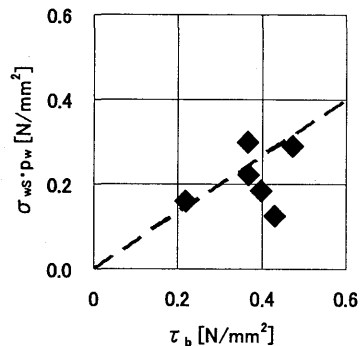


図 15 ξ の分布



が見られる。 $p_w = 0.42\%$ の場合は、部材角 0.032 rad となる実験終了時でも耐力は維持されているということが示された。一方、 $p_w = 0.21\%$ の場合は、最大耐力の 70% 程度にとどまった。このような履歴曲線を描くのは、主筋が丸鋼でかつ、せん断補強筋比が少ないため、主筋の付着力が繰返し载荷によって喪失し、コンクリートが斜め圧縮力を受ける束材として働き、両サイドの主筋は引張力を生ずる抵抗機構に移行することによって考えられる。

5.5 主筋およびせん断補強筋のひずみ度推移状況

変位振幅が 0.01 rad までの主筋のひずみ度の推移状況の一例として、試験体名 L05240 および L05440 について図 12 に示す。縦軸には主筋ゲージ貼付位置を、横軸には、各部材角の時のひずみ度を示す。

主筋は、サイクルを追うごとに、ひずみ度が増加しており、付着力が生じていることが指摘されるが、その付着力の大きさは、変位振幅が 0.01 rad 時の平均値として、L05240 は $\tau_b = 0.22 \text{ N/mm}^2$ (R 側), $\tau_b = -0.55 \text{ N/mm}^2$ (L 側), L05440 は $\tau_b = 0.37 \text{ N/mm}^2$ (R 側), $\tau_b = -0.37 \text{ N/mm}^2$ (L 側) となっており、異形鉄筋の場合に比して小さいといえる。

せん断補強筋のひずみ度の推移状況の一例として、試験体名 L05240 および L05440 について図 13 に示す。せん断補強筋の位置は、図 12 に示される試験体図面の右側の番号に対応しており、S 側と P 側の帯筋のひずみ度分布を示している。P 側のひずみ度は、コンクリートの拘束効果に作用し、さらに、S 側のひずみ度はせん断補強筋においてトラス作用としてそれぞれに寄与することを示すものである。変位振幅が 0.01 rad 時の P 側のひずみ度の平均値は、L05240 は $\varepsilon = 273.1 \mu$ [$\sigma_w = 52.5 \text{ N/mm}^2$] であり、L05440 は $\varepsilon = 224.4 \mu$ [$\sigma_w = 43.1 \text{ N/mm}^2$] であるが、いずれも帯筋の降伏応力度 $\sigma_{wy} = 405 \text{ N/mm}^2$ に対して小さな値となっている。

図 14 に各試験体における主筋の平均付着応力度 τ_b の推移状況を示す。横軸に部材角を示し、図中の一点鎖線は SR-CF 工法設計施工指針⁸⁾ に示される丸鋼の終局付着応力度 τ_{bu} で

$$\tau_{bu} = \min(0.09\sigma_B, 0.098 \times 20.25) \quad (5)$$

を表す。図中の塗り潰された点は、各試験体の最大耐力時の付着応力度を表している。主筋の付着応力度は、L05400 と L05440 を除いては、変位振幅が $0.008 \text{ rad} \sim 0.016 \text{ rad}$ の範囲でほぼ最大値を示し、かつ、その値の下限値は(5)式で与えられることが示される。

図 15 に、各変位振幅における P 方向〔作用せん断力の方向と直行方向〕および S 方向〔作用せん断力の作用方向〕の帯筋の引張応力度の引張降伏応力度に対する比率 ξ_p [$=\sigma_{wp}/\sigma_{wy}$], ξ_s [$=\sigma_{ws}/\sigma_{wy}$] の平均値を各試験体に対して示したものである。

ξ_p は、変位振幅の増加に伴って増大する傾向がみられるが、 $0.006 \sim 0.01 \text{ rad}$ では、 ξ_p は $0.1 \sim 0.2$ 程度になり、低強度コンクリートの圧縮拘束効果としては、大きい値となっていないことが特徴的な結果として示される。一方、 ξ_s の値は、せん断補強筋比が 0.21% の試験体にお

いては、変位振幅の増加に伴い、 ξ_s も増加する傾向がみられ、せん断補強筋比が 0.42% の場合についても同様の傾向がみられるが、その増加の様子は、せん断補強筋比が 0.21% の場合に比して小さいことが指摘される。しかしながら、全試験体においてせん断補強筋は降伏していないことから、終局せん断耐力の評価において、せん断補強筋が降伏するという前提は、せん断補強筋比が 0.21% , 0.42% と小さい本実験の低強度コンクリート柱においては成立しないことに注目すべきである。

図 16 は、変位振幅 0.01 rad において、丸鋼に生ずる平均付着応力度と S 方向の帯筋の引張応力度 ($p_w \cdot \sigma_{wy}$) の関係を示したものである。縦軸は帯筋の引張応力度 σ_{ws} に帯筋比 p_w との積を求めたものを、横軸は平均付着応力度 τ_b を示す。破線は、トラス機構によるコンクリートの圧縮場の傾斜角度を 45° と仮定した場合

$$\sigma_{ws} \cdot p_w = \frac{\tau_b \cdot \Sigma \phi}{b} \quad (6)$$

ここに、 $\Sigma \phi$: 引張側主筋の周長の総和
 b : 柱断面幅

となるが、その値を示すものである。 τ_b と $\sigma_{ws} \cdot p_w$ の間には、ほぼ比例関係が示される。低強度コンクリートである本実験においては、丸鋼との終局付着応力度は極めて小さいために、せん断力に対するトラス機構を形成するに当たって、S 方向の帯筋の引張応力度が大きくなり示される。

6. 大野・荒川式による検討

終局せん断耐力を求める耐力式として、(7)式に示す大野・荒川式がよく用いられている¹⁾。

$$\begin{aligned} \frac{Q_{su1}}{b \cdot j} &= \tau_1 \\ &= 0.053 p_t^{0.23} \frac{\sigma_B + 18}{\frac{M}{Q \cdot d} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \end{aligned} \quad (7)$$

この大野・荒川式によって、本試験体のせん断耐力を求めた結果を表 8 の Q_{su1} および τ_1 に示す。その計算結果は、いずれの試験体においても実験結果を上回り、低強度コンクリートの部材に大野・荒川式を適用することは適切でないことが示される。このような結果になることは、山本によって指摘されており、低強度コンクリートに対するせん断耐力の修正の方法として、(8)式に示されるようなコンクリート強度に応じて耐力を低減させる低減係数 k_r の導入が山本によって提案されている⁹⁾。

$$\begin{aligned} \frac{Q_{su2}}{b \cdot j} &= \tau_2 \\ &= k_r \times \left[0.053 p_t^{0.23} \frac{\sigma_B + 18}{\frac{M}{Q \cdot d} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right] \end{aligned} \quad (8)$$

$$k_r = 0.244 + 0.056 \sigma_B \quad (\text{ただし, } k_r \leq 1.000) \quad (9)$$

$$\sigma_B = 3.7 \text{ N/mm}^2 \text{ のとき } k_r = 0.451$$

表 8 実験結果の検討

試験体名	実験結果		大野・荒川式			
	正荷重時 Q_{sU} [kN] (τ_0 [N/mm ²])	負荷重時 Q_{sU} [kN] (τ_0 [N/mm ²])	Q_{sU1} [kN] (τ_1 [N/mm ²]) [τ_c, τ_w, τ_N]	Q_{sU2} [kN] (τ_2 [N/mm ²]) [τ_c, τ_w, τ_N]	Q_{sU3} [kN] (τ_3 [N/mm ²]) [τ_c, τ_w, τ_N]	Q_{sU4} [kN] (τ_4 [N/mm ²]) [τ_c, τ_w, τ_N]
L05200	69.0 (0.97)	61.9 (0.87)	103.4 (1.45) [0.66, 0.79, 0.00]	49.1 (0.65) [0.30, 0.35, 0.00]	78.4 (1.08) [0.30, 0.79, 0.00]	55.1 (0.76) [0.30, 0.46, 0.00]
L05220	64.9 (0.92)	67.9 (0.96)	109.5 (1.52) [0.66, 0.79, 0.07]	52.5 (0.69) [0.30, 0.35, 0.03]	84.6 (1.16) [0.30, 0.79, 0.07]	54.8 (0.74) [0.30, 0.37, 0.07]
L05240	62.9 (0.89)	66.9 (0.94)	116.8 (1.59) [0.66, 0.79, 0.15]	57.7 (0.72) [0.30, 0.35, 0.07]	92.3 (1.23) [0.30, 0.79, 0.15]	60.8 (0.79) [0.30, 0.34, 0.15]
L05400	60.9 (0.86)	57.9 (0.82)	125.4 (1.77) [0.66, 1.11, 0.00]	56.0 (0.80) [0.30, 0.50, 0.00]	99.6 (1.41) [0.30, 0.11, 0.00]	42.1 (0.60) [0.30, 0.30, 0.00]
L05420	73.9 (1.04)	61.9 (0.87)	131.4 (1.85) [0.66, 1.11, 0.07]	60.4 (0.83) [0.30, 0.50, 0.03]	105.9 (1.48) [0.30, 1.11, 0.07]	55.6 (0.77) [0.30, 0.40, 0.07]
L05440	73.9 (1.04)	71.9 (1.01)	137.2 (1.92) [0.66, 1.11, 0.15]	63.6 (0.87) [0.30, 0.50, 0.07]	111.9 (1.56) [0.30, 1.11, 0.15]	66.1 (0.91) [0.30, 0.47, 0.15]

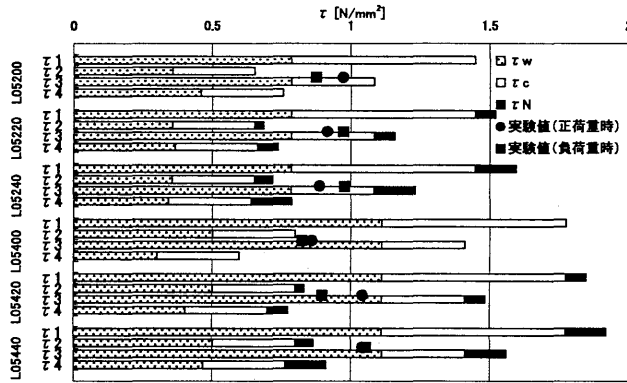


図 17 大野・荒川式による検討

この(8)式に基づいて計算した結果が、表 8 の Q_{sU2} および τ_2 である。その結果はいずれの試験体についても過小評価となり、安全側の値を与えることが示される。

そこで、低強度コンクリートとしての影響が大野・荒川式の第 1 項目のコンクリートの項のみに影響するものとして、(9)式による低減係数 k_r を第 1 項目のみに乗じたものを(10)式に示す。

$$\begin{aligned} \frac{Q_{sU3}}{b \cdot j} &= \tau_3 \\ &= k_r \times 0.053 p_t^{0.23} \frac{\sigma_B + 18}{\frac{M}{Q \cdot d} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \end{aligned} \quad (10)$$

(10)式による結果を Q_{sU3} および τ_3 として表 8 に示す。 Q_{sU3} は、 Q_{sU1} と Q_{sU2} の中間値を示すこととなり、全体的に Q_{sU2} よりも整合性を示した値となるが、十分な対応を示すものになっていないことが示される。

(7)式の大野・荒川式は、第 1 項目がコンクリートの項 τ_c 、第 2 項目がせん断補強筋の項 τ_w 、第 3 項目が軸

力の項 τ_N で構成されている。図 17 は、実験結果と、 Q_{sU1} 、 Q_{sU2} 、 Q_{sU3} をそれぞれ τ_1 、 τ_2 、 τ_3 とし、 τ_c 、 τ_w 、 τ_N の項目ごとに表したものである。大野・荒川式に基づいて検討された τ_1 、 τ_2 、 τ_3 は、コンクリートの影響は全体に対して小さく、せん断補強筋が非常に大きく影響していることが示される。また、(9)式によって与えられた低減係数 k_r は、今回の実験結果に対しては、良い対応が得られないことが示される。

なお、(10)式において、帯筋のせん断に対する引張応力度として、前述の実測値 σ_{ws} を用いて、 $0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{ws}}$ を $0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{ws}}$ とすると

$$\begin{aligned} \frac{Q_{sU4}}{b \cdot j} &= \tau_4 \\ &= k_r \times 0.053 p_t^{0.23} \frac{\sigma_B + 18}{\frac{M}{Q \cdot d} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{ws}} + 0.1 \sigma_0 \end{aligned} \quad (11)$$

となり、その結果を表 8 および図 17 に示す。せん断補強筋がトラス作用として寄与すると考えた場合、その補強効果は極めて小さくなるので、実験値と比較して過小評価を与えることになる。

以上より、大野・荒川式では十分な耐力の評価を行うことはできず、低強度コンクリートを用いた柱のせん断耐力を評価するためには、さらに検討を行うことが必要である。

7. 塑性理論式による実験結果の検討

1990 年に発表された日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」¹⁰⁾ (以下、終局強度指針という) の第 6 章の「せん断と付着に対する設計」で示された塑性理論に基づいた終局せん断強度

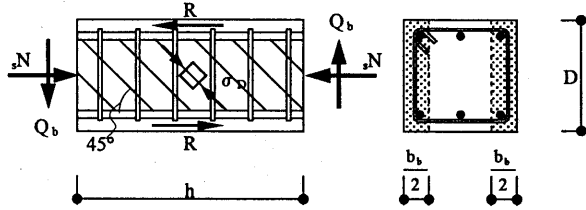


図 18 付着破壊を考慮したトラス機構

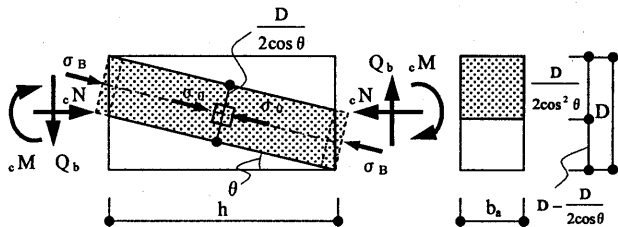


図 19 Model 1: 一様な圧縮応力場とした場合のせん断抵抗

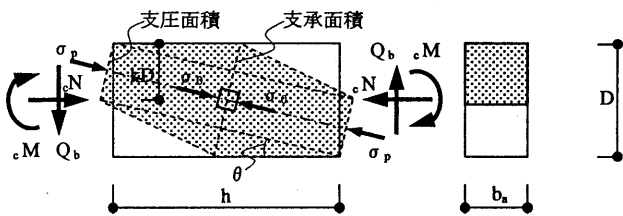


図 20 Model 2: 局所的な圧縮応力場とした場合のせん断抵抗

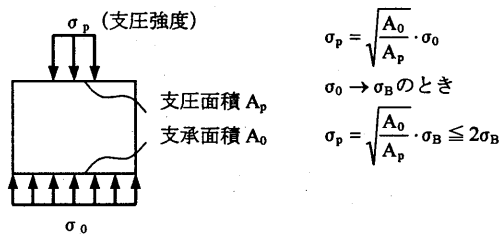


図 21 支圧強度の考え方

の算定法に準拠して、本論における丸鋼を用いた鉄筋コンクリート部材の終局強度を算定することを試みる。せん断抵抗機構としては、トラス機構とアーチ機構の混在を許容するものであるが、トラス機構については、前述したように、丸鋼の付着力は極めて小さいので、トラス機構による耐力は主筋の付着力によって決まると考え、その付着力を伝達するための未降伏のせん断補強筋〔帯筋〕と傾斜角を 45° と仮定した一様なコンクリートの圧縮場は、コンクリート圧縮強度 σ_B を保持するものとして、付着力によって決定する終局せん断力 Q_{Ub} を

$$Q_{Ub} = \tau_{Ub} \cdot \Sigma \phi \cdot D \quad (12)$$

として求める。なお、その機構が成立するためのコンクリートの圧縮場の幅 b_b は

$$b_b = 2 \cdot \frac{\tau_{Ub}}{\sigma_B} \cdot \Sigma \phi \quad (13)$$

として求めることができる。

一方、部材の対角線上に直接的に圧縮されるコンクリートの圧縮束の形成によってせん断力の伝達機構であ

るアーチ機構については、以下の3つの状態について検討する。ただし、3つの状態についてはコンクリートの圧縮束のせいは柱せい D の $1/2$ にあると仮定し、かつ、その圧縮束の有効な幅は、トラス機構で用いられた b_b の残りの幅である b_a が寄与するものと考えて

$$b_a = b - b_b \quad (14)$$

とするのは、終局強度指針と同じものである。

まず、最初の基本のアーチ機構の形成としては、Model 1 として、図 19 に示すように、対角線上に一樣な断面面積をもつ圧縮束と考えると、その機構による終局せん断耐力 Q_{Ua1} は

$$Q_{Ua1} = \left[\sqrt{1 + \eta^2} - \eta \right] \cdot \frac{b_a \cdot D \cdot \sigma_B}{2} \quad (15)$$

と求められる。

しかしながら、(12)式の Q_{Ub} と Q_{Ua1} を累加して求められる終局せん断耐力 Q_{sU5} である

$$Q_{sU5} = Q_{Ub} + Q_{Ua1} \quad (16)$$

は、後述するように、全試験体において実験値に比して極めて小さい値を示し、この考え方では実験値を説明できないことが示される。

そこで、アーチ耐力による抵抗力を Q_{Ua1} よりも大きく評価することのできる抵抗機構として、筆者らが 1979 年に提案した対角線上に圧縮されるコンクリート圧縮束を考える。これは、図 20 に示すように Model 2 として局所的な圧縮効果を考慮した対角線方向のコンクリートの圧縮束の断面面積が線形的に変化する圧縮束を考えるものである。¹¹⁾ このコンクリートの圧縮場におけるアーチ機構の圧縮力とせん断力の相関関係の誘導は付録に示しているが、この場合の終局せん断耐力 Q_{Ua2} は

$$Q_{Ua2} = \left[\sqrt{4 + \left(\frac{\eta}{c n_0} \right)^2} - 4 c n_0^2 - \left(\frac{\eta}{c n_0} \right) \right] \cdot \frac{b_a \cdot D \cdot \sigma_B}{2} \quad (17)$$

として求めることができる。ただし、 $c n_0$ は付録の(B-3)式であり、コンクリートの支圧強度は図 21 によって求める。このアーチ機構による耐力 Q_{Ua2} と付着力で決定されるトラス機構の耐力 Q_{Ub} の累加による耐力 Q_{sU6} は

$$Q_{sU6} = Q_{Ub} + Q_{Ua2} \quad (18)$$

として与えられる。

さらに、前述のように、作用せん断力の直交方向の帯筋の引張応力度の実測値から、 $\xi_P = \sigma_{wp} / \sigma_{wy}$ として 0.1 ~ 0.2 の値が示されるが、ここでは ξ_P の値を 0.1 とし、帯筋の引張応力度によるコンクリート圧縮強度に対する拘束効果¹²⁾を考慮したコンクリートの圧縮強度 σ'_B を

$$\sigma'_B = \lambda \sigma_B \quad (19)$$

$$\text{ここに、} \lambda = 1 + 2.05 \frac{p_w \cdot \xi_P \cdot \sigma_{wy}}{\sigma_B} \quad (20)$$

として評価すると、 σ'_B は表 9 に示される値となる。(18)

式の σ_B をこの σ'_B に変えると、 Q_{Ua2} に拘束効果を考慮したアーチ耐力 Q_{Ua3} となり、その式は、(20)式の λ を用いて

表9 実験結果の検討

試験体名	実験結果		σ_B [N/mm ²]	σ_P [N/mm ²]	λ	σ_B' [N/mm ²]	塑性理論式				
	正荷重時 Q_{su} [kN] (τ_o [N/mm ²])	負荷重時 Q_{su} [kN] (τ_o [N/mm ²])					Q_{su5} [kN] (τ_5 [N/mm ²])	Q_{su6} [kN] (τ_6 [N/mm ²])	Q_{su7} [kN] (τ_7 [N/mm ²])		
							[τ_{Ub} , τ_{Ua1}]	[τ_{Ub} , τ_{Ua2}]	[τ_{Ub} , τ_{Ua3}]		
L05200	68.9 (0.97)	61.9 (0.87)	3.7	6.5	1.05	3.9	42.7 (0.60) [0.28, 0.38]	55.2 (0.78) [0.28, 0.50]	56.9 (0.80) [0.28, 0.52]		
L05220	64.9 (0.92)	67.9 (0.96)									
L05240	62.9 (0.89)	66.9 (0.94)									
L05400	60.9 (0.86)	57.9 (0.82)			1.09	4.0			58.6 (0.83) [0.28, 0.55]		
L05420	73.9 (1.04)	61.9 (0.87)									
L05440	73.9 (1.04)	71.9 (1.01)									

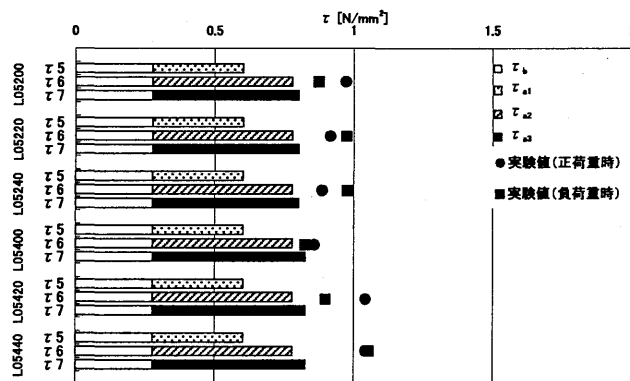


図22 塑性理論式による検討

$$Q_{Ua3} = \lambda \cdot Q_{Ua2} \quad (21)$$

と表すことができる。この Q_{Ua3} と Q_{Ub} とを累加して求めた終局せん断耐力を Q_{su7} として

$$Q_{su7} = Q_{Ub} + Q_{Ua3} \quad (22)$$

で求める。

以上の考え方によって得られた計算結果を表9および図21に示す。

表9では、前述した大野・荒川式の場合と同様に、せん断力 Q_{su5} 、 Q_{su6} 、 Q_{su7} をそれぞれ $b \cdot D \cdot \sigma_B$ で除したものをせん断応力度 τ_5 、 τ_6 、 τ_7 と表現し、そのせん断応力度の内訳として、トラス機構による抵抗力を τ_{Ub} 、アーチ機構による抵抗力を τ_{Ua1} 、 τ_{Ua2} 、 τ_{Ua3} としてそれぞれ示している。

図21は、塑性理論式による検討結果をまとめたものである。 τ_5 および τ_6 に比して、 τ_7 は良い対応を示している。また、実験値はせん断補強筋比によらず、概ね一定の値となっていることに関しても、帯筋が降伏していると考えて拘束効果を考慮する場合よりも τ_7 によってほぼ評価できているといえる。

帯筋の拘束効果によるコンクリートの定量化という面については、十分とはいえない部分もあるため、帯筋

の拘束効果については今後、さらなる検討が必要であるといえる。

8. まとめ

- 1) 5 N/mm² 級の低強度コンクリートと主筋に丸鋼を用いた柱でも、 $R = 0.032$ rad の最終変位振幅まで著しい耐力低下はみられず、繰返し載荷を行うことができた。
- 2) 最終的には、端部コンクリートの圧壊がみられ、せん断圧縮破壊の様相を呈していたものの、せん断ひび割れ幅の成長はみられなかった。
- 3) 低強度コンクリートと丸鋼を用いた RC 柱の破壊性状は、通常強度のコンクリートを用いたものとは大きく異なる事が示された。
- 4) 終局耐力を大野・荒川式で評価する場合は危険側の値を示すので、山本による低減係数 k_f を乗じて評価することは、一つの手法として考えられる。ただし、この手法によって求められた耐力は、実験値よりも低く評価する傾向にある。
- 5) 大野・荒川式に替わって、塑性理論式によってその終局耐力を評価することが可能であるが、本論文で提案した局部圧縮効果および帯筋の拘束効果による圧縮束のコンクリート強度の増加の定量化については、今後の検討が必要である。

参考文献

- [1] 日本建築防災協会：2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・耐震改修設計指針・同解説，2001
- [2] 森村毅：低強度コンクリートに関する研究 — 様々な要因による低強度コンクリート —，日本建築学会中国支部研究報告集，第30巻，pp.157-160，2007.3
- [3] 山本泰稔，片桐太一，秋山友昭，J.F.トンプソン：

低強度コンクリート中における接着系アンカー筋の荷重伝達能力, コンクリート工学年次論文集, 第22巻, Vol.1, pp.553-558, 2000

- [4] 沢崎詠二, 横谷榮次, 内田勝康, 吉岡誠, 鈴木秋夫: 低強度コンクリートから成る柱の耐震補強に関する実験的研究, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.377-378, 2002.8
- [5] 永坂具也, 林杰, 長谷川匡輔, 東城正晃: 極低強度コンクリートの用いられたRC梁の耐力と変形, コンクリート工学年次論文集, 第26巻, No.2, pp.361-366, 2004
- [6] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 丸善, 2002
- [7] 日本建築学会: 建築材料実験用教材, 丸善, pp.38-39, 2000
- [8] SR-CF 工法研究会・清水建設株式会社: 既存建築物の耐震改修設計施工指針 SR-CF 工法(改訂版), 2006.6
- [9] 山本泰稔: 低強度コンクリート構造に関する調査・研究資料, 第30回建築士事務所全国大会(埼玉), 2005.8
- [10] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 1997.7
- [11] 若林實, 南宏一: 鉄筋コンクリート柱のせん断破壊防止法に関する実験的研究, 京都大学防災研究所年報, 第22号B-1, pp.295-316, 1979.4
- [12] Park, T. and Paulay, T.: Reinforced Concrete Structures, 1975.2

謝辞

本研究は, (社)日本コンクリート工学協会中国支部に設置された「低強度コンクリートに関する特別研究委員会」[委員長: 南宏一]における研究課題の一つとして行われました。低強度コンクリートの製造に際しまして, 広島県東部生コンクリート協同組合をはじめ, 多くの方々にご協力をいただきました。また, 実験は, 藤原顕太郎氏[積水ハウス株式会社 中国営業本部徳山支店技術(設計)部]の卒業研究として行われたものです。ここに記して深甚の謝意を表します。

付録

「5.5 主筋およびせん断補強筋のひずみ度推移状況」で用いられた塑性理論式におけるアーチ機構について一般式を述べる。

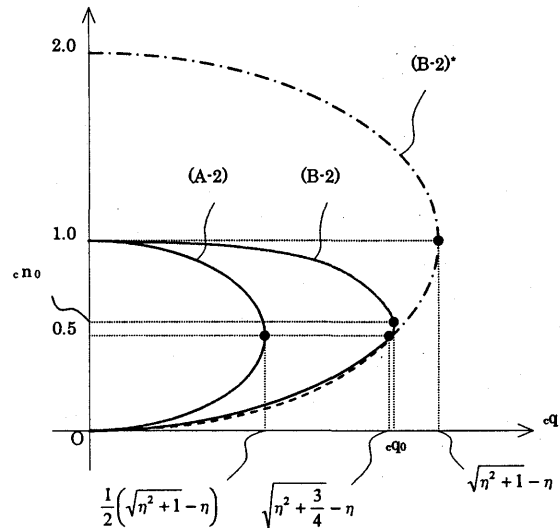
(a) Model 1: 一様な圧縮応力場

図19において, 中立軸までの距離を kD とすると

$$k = 1 + \frac{1}{2} \cdot \frac{\eta^2}{c_n} - \sqrt{\left(1 + \frac{1}{2} \cdot \frac{\eta^2}{c_n}\right)^2 - (\eta^2 + 1)} \quad (A-1)$$

$$c_q = \frac{1}{2} \left[\sqrt{\eta^2 + 4c_n} - 4c_n^2 - \eta \right] \quad (A-2)$$

c_q は $c_n = \frac{1}{2}$ で最大値をとり, そのときの c_q の値は (A-3) 式で求められる。



$$\text{ここに, } c_q = \frac{cQ}{b \cdot D \cdot \sigma_B}, \quad c_n = \frac{cN}{b \cdot D \cdot \sigma_B}, \quad \eta = \frac{h}{D}$$

付図1 無筋コンクリート部分のアーチ機構による圧縮力とせん断力の相関関係

$$c_q = \frac{1}{2} \left[\sqrt{\eta^2 + 1} - \eta \right] \quad (A-3)$$

(b) Model 2: 局所的な圧縮応力場

図20において, 中立軸までの距離を kD とすると

$$k = 1 + \frac{1}{2} \cdot \frac{\eta^2}{c_n^2} - \sqrt{\frac{\eta^2}{c_n^2} + \frac{1}{4} \cdot \frac{\eta^4}{c_n^4} - \eta^2} \quad (B-1)$$

で与えられ, c_q は

$$c_q = \frac{1}{2} \left[\sqrt{4 + \left(\frac{\eta}{c_n}\right)^2 - 4c_n^2} - \left(\frac{\eta}{c_n}\right) \right] \quad (B-2)$$

となる。

一方, 図21において, $\sigma_D \leq 2\sigma_B$ とする条件は, (A-2) 式において

$$c_q' = \frac{cQ}{bD \cdot 2\sigma_B} = \frac{1}{2} c_q, \quad c_n' = \frac{cN}{bD \cdot 2\sigma_B} = \frac{1}{2} c_n \text{ より}$$

$$\frac{1}{2} c_q \leq \frac{1}{2} \left[\sqrt{\eta^2 + 4 \cdot \frac{1}{2} c_n - 4 \cdot \left(\frac{1}{2} c_n\right)^2} - \eta \right]$$

となり

$$c_q \leq \sqrt{\eta^2 + 2c_n - c_n^2} - \eta \quad (B-2)^*$$

として与えられる。 c_q の最大値は

$$c_n = \sqrt{\frac{\sqrt{\eta^2 + \eta^2 \sqrt{1 + \eta^2}} + \sqrt{\eta^2 - \eta^2 \sqrt{1 + \eta^2}}}{2}} = c_{n0} \quad (B-3)$$

のときに与えられ, 以上の結果をまとめたものが付図1である。