

## 鉄筋コンクリート柱の強度と変形能力に関する研究

深 田 泰 夫  
浜 原 正 行

## § 1. 概要

本研究は、逆対称荷重を受ける鉄筋コンクリート柱部材の、曲げ降伏をした後の破壊モード、および変形能力を定量的に評価しようとする目的で行なわれたものである。曲げ降伏が先行する部材では、部材端部におけるコンクリートとせん断補強筋の応力状態が、その後の変形能力や破壊モードを決定しているのではないかとの基本的考えに基づき、まず曲げ終局状態における力学モデルを作成し、これによる終局強度式を求めて実験値と比較し、その妥当性を検証した。次に、このモデルを用い、実験データに基づくコンクリートとせん断補強筋の分担応力を求め、この両者の値によって変形能力、破壊モードが判別し得ることを示し、この結果より靱性設計のためのせん断補強筋設計式を導びいた。

## § 2. 研究の背景

近年鉄筋コンクリート（以下RCと略す）構造物のみならず、鉄骨、鉄骨鉄筋、PSなどの各種構造においても、設計段階または建物完成以後にその終局的な耐力とともに変形能力をも定量的に把握しようとする方向に進みつつあるように思われる。具体的な動きとしては、建築学会における「地震荷重案<sup>1)</sup>」、建設省における「新耐震設計法（案）<sup>2)</sup>」、またRC建造物のみを対象としてはいるが、よりその方向を明らかにした建設省による「既存鉄筋コンクリート構造物の耐震診断基準<sup>3)</sup>」などが挙げられよう。これらのうち、「新耐震設計法（案）」作成にあたっては、建設省を中心に官民合同の総合プロジェクトが生まれ、この中にRC造柱を対象とする実験グループ、通称「短柱委員会」が設けられた。筆者らはこの委員会に参加して約5年間にわたる実験的研究を行ってきた。この委員会の成果は機会あるごとに発表されてきており<sup>4), 5), 6)</sup>、また上記の具体化された案の中にも生

かされている。

1968年の十勝沖地震によってRC建造物、特に学校建築物や公共建物が大きな被害を受け、その後数多くの研究が行なわれた結果、1971年には「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」が大幅に改訂された。これによる柱の耐震設計思想は“曲げ耐力以上のせん断耐力を保有する”ということに要約されようが、この裏には“曲げ降伏する部材は変形能力が優れており、せん断破壊する部材は変形能力が劣っている”、いいかえれば“曲げ降伏を先行させれば降伏以後も極端な耐力低下は起きず、したがって塑性域におけるエネルギー吸収によって建物を破壊から救うことができる”との考え方があるといえよう。しかし、その後の実験結果を見ると曲げ降伏が先行した場合でもそれ以降の変形能力にはかなりの差があり、期待する変形能力に対してどのような設計をすべきかは非常にむずかしい問題であることがわかってきた。前記「短柱委員会」では、曲げ降伏以後の変形能力を定量的に評価するために、荒川委員らによるせん断耐力と曲げ耐力との比による方法や<sup>7)</sup>、吉岡委員らによる方法<sup>8)</sup>などが提案されている。

ここに述べようとする提案<sup>9), 10)</sup>もこれらと同一の思想に基づくものであり、柱部材の曲げ降伏以後の変形能力や破壊モードを明らかにしようとするものである。

## § 3. 破壊モード概要

鉄筋コンクリート柱部材における破壊モードの概要を以下に示す。

1) 曲げ降伏が先行し圧壊で変形能力がきまるもの（記号：FC）、2) せん断圧縮破壊で変形能力がきまるもの（FSC）、3) せん断引張破壊で変形能力がきまるもの（FST）、4) 付着割裂破壊で変形能力がきまるもの（FB）、5) 曲げ降伏以前にせん断破壊で変形能力がきまるもの（S）、6) 対角線状せん断破壊で変形能力がきまるもの（S）

もの (SDT), 7) 付着割裂破壊で変形能力がきまるもの (BB).

以上1)~7)のうち, 5)~7)はその破壊機構が他のモードと比較して著しく異なるため別途検討することにし, 以後は1)~4)の曲げ降伏が先行する部材について論を進めることにする.

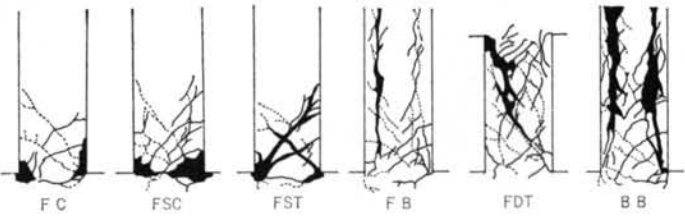


図-1 破壊モードと亀裂パターン

#### § 4. 解析モデルの設定

検討すべき破壊モードに共通する点は, 前節でも述べたように曲げ降伏が先行していることである. このような部材は, 端部における応力状態がその力学的挙動を支配していると考えられる. そこで本論では部材端部における亀裂パターン, 力の伝達機構を考慮した, 図-2に示すような解析モデルを考案した.

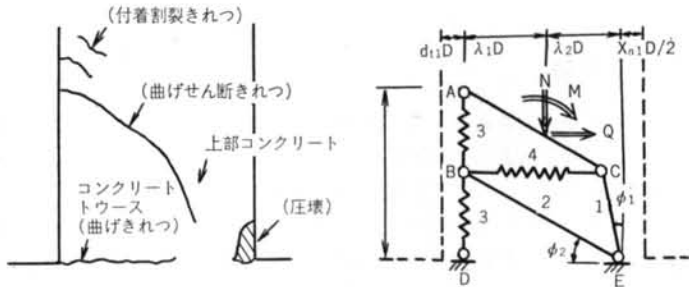


図-2 亀裂パターンと解析モデル

このモデルについての若干の註釈を以下に示す.

(1)本モデルは上部コンクリート (図中1), コンクリートトウース(2), 軸筋(3), せん断補強筋(4)の4要素からなり, 考慮しているせん断力伝達因子はせん断補強筋と上部コンクリートの2つで Aggregate Interlock Dowel Action は現在のところその挙動が十分解明されておらず, とりあえず無視することにした.

(2)コンクリートトウースと上部コンクリートの交点Eは, コンクリート圧縮縁より  $X_{n1} \cdot D/2$  だけ内に入った位置とする. 本論では後にも述べるように, 終局状態における上部コンクリート端部のストレスブロック形状を矩形に仮定している. したがって, E点はこのストレスブロックの合力の作用点と一致する.

(3)外力の作用点Fは部材重心位置に決定され, 通常の柱材のように矩形断面で圧縮鉄筋と引張鉄筋の断面積が等しい場合は, 部材の中心線上に決定される. これより,  

$$\lambda_1 = (1/2) - d_1, \quad \lambda_2 = (1 - X_{n1})/2$$

(4)主要な曲げせん断亀裂は, これまでの実験結果などより, 部材より約  $d$  内に入った位置から開始する場合が多いようである. 本モデルもこれに倣い  $lc=d$  とした.

(5)上部コンクリート (図中CE)の傾き  $\phi_1$  は, この部分が一軸応力状態となるように決定した. すなわち,  

$$\phi_1 = \tan^{-1}(Q_c/c)$$

(6)トウースの傾き ( $\phi_2$ ) は, 図中AEと軸筋のなす角度を  $45^\circ$  と仮定し, 点BをADの中心に決定すると,  

$$\phi_2 = \tan^{-1}(1/2)$$

(7)せん断補強筋は, 曲げせん断亀裂を横切るものの総和を示す. したがって, その断面積 ( $a_w$ ) は次式で表わされる.

$$a_w = b d P_w$$

#### § 5. モデルの解析

##### 5.1 せん断補強筋の負担せん断力 ( $Q_w$ )

いま, 図-2における軸筋応力をBD区間で  $T_1$ , AB区間で  $T_2$  とし, その応力差を  $\Delta T (=T_1 - T_2)$  とすると,  $Q_w$  と  $\Delta T$  の関係は前節(6)とB点における釣合条件より,

$$Q_w = 2\Delta T \quad \dots\dots(1)$$

上式  $\Delta T$  は, 端部曲げせん断亀裂区間 ( $lc=d$ ) で引き抜き力として作用する. 軸筋に異形鉄筋を用いた場合, この  $\Delta T$  により細い内部亀裂がふしの位置に生じる. このひび割れにより形成されるコンクリートトウースの軸筋の水平方向のズレにより, 周辺コンクリートには外側に押し開かれる力が作用し, その結果周辺コンクリートにはリングテンションが生じる. 付着割裂亀裂はこのリングテンションに最も不利な部分のコンクリートがその引張強度を越えた時, 発生するものと考えられる<sup>11)</sup>.

本論においては, この外向きの力と引き抜き力  $\Delta T$  による軸筋付着応力が等しいとする Ferguson の理論<sup>12)</sup>に従い, 図-3に示すように軸筋に沿ったコンクリート面

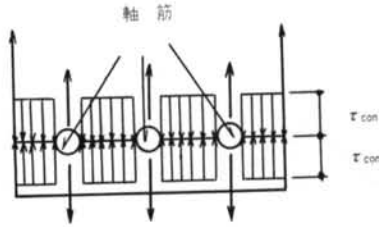


図-3 付着割裂抵抗機構

がこれに抵抗するものと仮定する。この時のコンクリートかぶり面に作用する付着割裂応力 ( $\tau_{con}$ ) は引張力であり、この応力の上限値を広沢、吉岡 [文献4] その19, 40] に倣い、 $F_t = 1.8\sqrt{F_c}$  とすると  $\Delta T$  の上限値 ( $\lim \Delta T$ ) は次式のように表わせる。

$$\lim \Delta T = C_r \pi F_t (b - \sum \phi) d \quad \dots\dots(2)$$

ここに、 $\sum \phi$  ; 一列に並ぶ軸筋の直径和

上式右辺において、 $C_r$  を除いた項はかぶりコンクリートの付着割裂応力が端部曲げせん断亀裂区間全領域にわたってその上限値  $F_t$  に達した場合に対応する  $\Delta T$  である。しかし、実際の部材においては端部曲げせん断亀裂区間のある位置での付着割裂応力が  $F_t$  に達すると、そこには亀裂が生じ、その後そこで負担し得る付着割裂応力はほとんど喪失し、今まで負担していた応力は他の部分に再配分されることになる。したがって、端部曲げせん断亀裂区間の全領域にわたって同時に  $F_t$  に達することはあり得ず、 $C_r$  はこのような事情による低減係数で、本論ではとりあえず次のように決定した。

$$C_r = 1 / (2\pi) \quad \dots\dots(3)$$

上式を式(2)に代入し、さらにこれを式(1)に代入すると、 $Q_w$  の上限値 ( $= \lim Q_w$ ) は次のように表わされる。

$$\lim Q_w = F_t (b - \sum \phi) d \quad \dots\dots(4)$$

上式は、せん断補強筋をいくら多量に配しても、その負担し得るせん断力は決して  $\lim Q_w$  以上にはなり得ないことを意味するものである。よって  $Q_w$  と  $P_w$  の関係は  $Q_w = \lim Q_w$  の漸近線を有する関係として表わされるものと思われる。このような  $P_w$  と  $Q_w$  の関係式として、下式を提案する。

$$Q_w = \frac{P_w \lim Q_w^2}{P_w \lim Q_w + \beta} \quad \dots\dots(5)$$

ここに、 $\beta = \text{定数}$

次に、付着の劣化とせん断補強筋の挙動の関係についての概略を述べ、その定量化をはかる。

これまでの実験等より上記のことがらについて、次の2つのことが指摘されている。

- 1) せん断補強筋の効果は一般的に付着の劣化が進むほど低下する。
- 2) 付着の劣化はコンクリートの引張強度が低いほど、

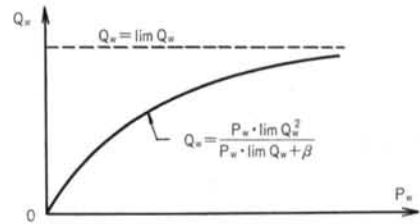


図-4  $P_w \sim Q_w$  曲線

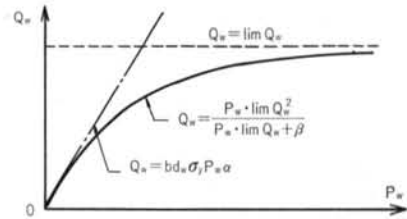


図-5 付着劣化を考慮した  $P_w \sim Q_w$  曲線

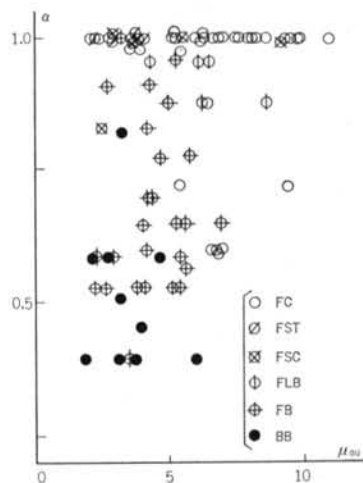


図-6  $\alpha \sim \mu_{uo} \sim \text{破壊モード}$  との相関

軸筋化が高いほど、また同じ断面積の鉄筋であればその本数が多いほど著しい。

本論では、これらの傾向を図-5に示すように  $Q_w \sim P_w$  曲線の  $P_w = 0$  における接線の方程式の勾配に、付着劣化パラメータ  $\alpha$  を乗じることによって評価する。この時の  $\alpha$  は前記の2) を考慮した下式で評価する。

$$\alpha = \left( \frac{F_t}{P_t \sigma_y} \right) \left( \frac{b - \sum \phi}{b} \right) \quad \dots\dots(6)$$

ただし、 $\alpha \leq 1$

図-6に式(6)で求めた付着劣化パラメータ  $\alpha$  と限界脆性率 (§7. 参照)、破壊モードの相関を示す。なお、このときプロットした試験体は §1. で述べた鉄筋コンクリート短柱委員会によって実験されたもので、そのうち次のようなものは除外した。(1) 軸筋に丸鋼を用いたも

の、(2)特殊なせん断補強筋(タイ、スパイラル、溶接フープ等)を用いたもの、(3)対角線状破壊をしたもの、(4)中央部帯筋を低減したもの。

この図より、付着劣化パラメータが小さくなるに従って付着の劣化が著しくなる傾向が理解でき、式(6)は部材の付着劣化の傾向を良く評価しているといえる。

最後に、以上のことを考慮したせん断補強筋負担せん断力を求める式を誘導する。

まず、 $P_w=0$ における $P_w \sim Q_w$ 曲線の接線の方程式は図-5より、

$$Q_w = \alpha \cdot b \cdot d \cdot \sigma_y P_w \quad \dots\dots(7)$$

これより、

$$\left. \frac{\partial Q_w}{\partial P_w} \right|_{P_w=0} = \alpha b d \sigma_y \quad \dots\dots(8)$$

一方、式(5)を $P_w$ で微分すると、

$$\frac{\partial Q_w}{\partial P_w} = \frac{\beta \lim Q_w^2}{(P_w \lim Q_w + \beta)^2} \quad \dots\dots(9)$$

上式に $P_w=0$ を代入すると、

$$\left. \frac{\partial Q_w}{\partial P_w} \right|_{P_w=0} = \frac{\lim Q_w^2}{\beta} \quad \dots\dots(10)$$

式(8)右辺と式(10)右辺を等置すると、

$$\frac{\lim Q_w^2}{\beta} = \alpha b d \sigma_y \quad \dots\dots(11)$$

上式 $\beta$ について解くと、

$$\beta = \frac{\lim Q_w^2}{\alpha b d \sigma_y} \quad \dots\dots(12)$$

式(12)に式(6)、式(4)を代入すると、 $\beta$ は $\alpha < 1$ 、 $\alpha = 1$ の場合に対応した次のような式で表わされる。

$$\beta = \frac{P_t \cdot \sigma_y \cdot \lim Q_w}{w \sigma_y} \quad \dots\dots(13a)$$

$$(\alpha < 1)$$

$$\beta = \frac{\lim Q_w^2}{b d w \sigma_y} \quad \dots\dots(13b)$$

$$(\alpha = 1)$$

$Q_w$ を求める最終的な式は、式(13)を式(5)に代入することにより、式(13)の2つの $\beta$ に対応した極めて簡明な、次のような形で表わされる。

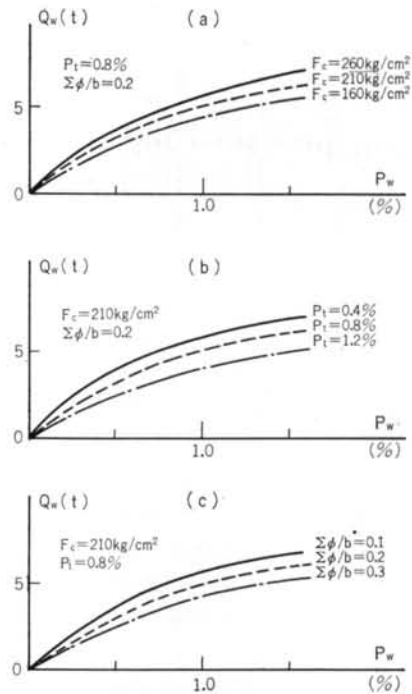
$$Q_w = \frac{P_w \cdot \lim Q_w}{P_w + P_t (\sigma_y / w \sigma_y)} \quad \dots\dots(14a)$$

$$(\alpha < 1)$$

$$Q_w = \frac{P_w \cdot \lim Q_w}{P_w + \lim Q_w / (b d w \sigma_y)} \quad \dots\dots(14b)$$

$$(\alpha = 1)$$

図-7 a~cはコンクリート強度( $F_c=160, 210, 260 \text{ kg/cm}^2$ )、軸筋比( $P_t=0.4, 0.8, 1.2\%$ )、一列に並ぶ軸筋直径の総和に対する部材幅の割合( $\sum \phi/b=0.1, 0.2, 0.3$ )を変化させたとき、式(5)より求めた $P_w \sim Q_w$



(共通データ:  $y\sigma=3500 \text{ kg/cm}^2$ ,  $w\sigma_y=2400 \text{ kg/cm}^2$ )

図-7 諸要因の $P_w \sim Q_w$ 曲線への影響

曲線がどのような影響を受けるかを調べたものである。これらの図よりコンクリート強度の低下、 $\sum \phi/b$ 、軸筋比の増加(すなわち付着の劣化)に伴い、せん断補強筋の効果が低下してゆく様子が明瞭に理解できる。

## 5.2 部材終局強度( $Q_u$ )

部材終局強度算定にあたって、モデル構成要素のうちその応力が既知なものを挙げると次に示す4つとなる。

- 1)  $Q_w$ (式14a, 14bで求まる)、2)  $T_1 = P_t \cdot b \cdot D \cdot \sigma_y$ (軸筋の降伏条件より)、3)  $T_2 = T_1 - Q_w/2$ (B点の釣合条件より)、4)  $Q_c = cC = T_2 + N$ (軸力の釣合条件より)

これより、モデル構成要素のうち応力が未知なものは上部コンクリートの負担せん断力( $Q_c$ )のみとなる。これは中立軸比( $X_{n1}$ )の関数で表わされ、終局強度を求めることはこの $X_{n1}$ を求める問題に帰せられる。

中立軸比を求めるにあたって設定する上部コンクリート端部の破壊条件は、 $cC$ と $Q_c$ の合応力がコンクリート圧縮強度に達した時とし、この時のストレスブロックの形状を矩形に仮定すると式(10)のように表わされる。

$$\sqrt{(Q_c)^2 + (cC)^2} = F_c b D X_{n1} \quad \dots\dots(15)$$

次に、E点廻りのモーメントの釣合条件より、

$$Q_u = X_a - X_b X_{n1} \quad \dots\dots(16)$$

$$\begin{aligned} \text{ここに, } X_a &= \{T_1 (1-d_{t1}) + N/2\} (D/a) \\ X_b &= (N+T_1) (D/2a) \end{aligned}$$

次に、せん断力の釣合条件より、

$$Q_c = Q_u - Q_w \quad \dots\dots(17)$$

式(17)を式(16)に代入し、さらにこれを式(15)に代入し両辺を二乗すると、中立軸比に関する二次方程式を得る。これを解くと、

$$X_{n1} = \frac{X_a X_b}{N_0^2 + X_b^2} \left\{ \sqrt{1 + \frac{(N_0^2 - X_b^2)(X_a^2 + C_c^2)}{(X_a X_b)^2}} - 1 \right\} \quad \dots\dots(18)$$

$$N_0 = b D F_c$$

部材の終局強度は上式を式(16)に代入することにより、次式のように求まる。

$$Q_u = X_a - \frac{X_a X_b^2}{N_0^2 + X_b^2} \left\{ \sqrt{1 + \frac{(N_0^2 - X_b^2)(X_a^2 + C_c^2)}{(X_a X_b)^2}} - 1 \right\} \quad \dots\dots(19)$$

最後に、上部コンクリート負担せん断力 ( $Q_c$ ) は、式(19)を式(17)に代入することにより求まる。

## § 6. 検討に用いた実験データ

検討に用いた実験データは、鉄筋コンクリート短柱委員会において行なわれた実験シリーズより、以下の基準により選んだ。

シリーズ名	試験体数	除外試験体数と主な理由	検討対象試験体数	文献(4)の発表数
LM1	15	S(2), 片側面破壊(2)	11	その5
LM2	15	S(1), $\mu$ に問題あり(2)	13	その6
SE	15	片側面破壊, 面外座屈(計6)	9	その7
FC	14	$\mu$ に問題あり(1)	13	その8
AF	15	BB(9)	6	その11
LS	17		17	その12
WS2	15	スパイラル(1), 片端部破壊(1)	4	その13
AR	13	サブタイ(7), BB(3)	3	その26
AR2	16	サブタイ(8)	8	その35
合計	135	51	84	

表-1 検討対象としたシリーズ, 試験体数

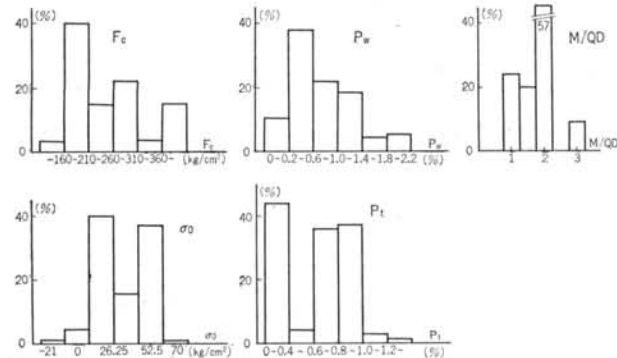


図-8 検討対象の主構造要因の分布

1)主筋は異形鉄筋, 帯筋は135°フック付きの丸鋼を用いたものとし, サブタイなどを用いたものは除く。

2)曲げ降伏以前に付着割裂破壊, またはせん断破壊したものは除く。

3)逆対称加力にもかかわらず, 片端のみが急激に破壊したり, 面外に座屈したり, または片側面のみが破壊したものと(大野式加力に多い)は除く。

この結果, 表-1に示す84体を検討対象とした。これらの試験体の主要構造要因の分布は図-8に示すような範囲にある。

## § 7. 実験データによる検討

### 7.1 終局強度に関する検討

式(19)による  $Q_u$  と, 実験による終局強度  $iQ_u$  との相関を図-9に示す。これより、

1) 両者の相関は高く,  $t_u/iQ_u$  の値で 0.8~1.0 の間に約 8 割が収まっている。

2)  $Q_u/iQ_u$  の平均値は 0.9 でやや小さい。

3) この原因は § 4. にも述べたように, 本モデルでは Aggregate Interlock Dowel Action, または圧縮鉄筋の効果などを無視しているためと思われる。

4) 本モデルは曲げ降伏を前提とし, コンクリー

トで終局に至る形となっているために、結果として学会の曲げ終局耐力式に近いものとなっている。しかし、同一試験体に対しては、学会式の方が平均値はほぼ1に近いがばらつきは本モデルによるものよりやや多くなる。

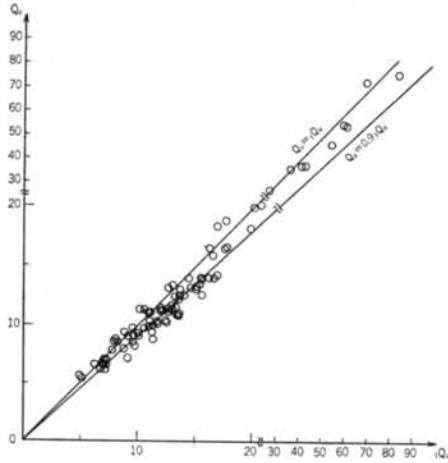


図-9  $Q_u$ と実験データの比較

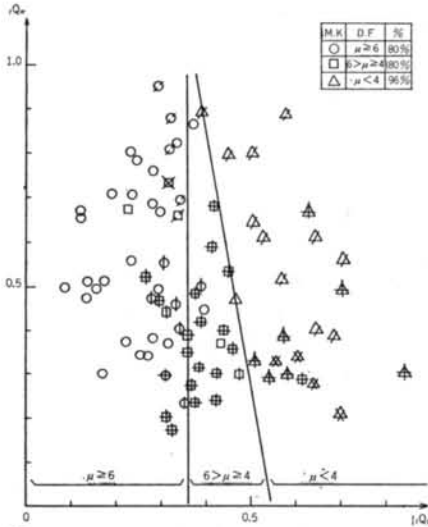


図-10 靱性等級の判別

靱性等級	判別式	式No.	精度
Aランク	$rQ_e < 0.36$	(22)	80%
Bランク	$rQ_e \geq 0.36$ , かつ $rQ_w + 5.71rQ_e < 3.11$	(23)	80%
Cランク	$rQ_w + 5.71rQ_e < 3.11$	(24)	96%

表-2 靱性等級判別式と判別精度

## 7.2 靱性の判別

式(4), (17)による  $Q_w$ と  $Q_e$ とを, 次式により無次元化と

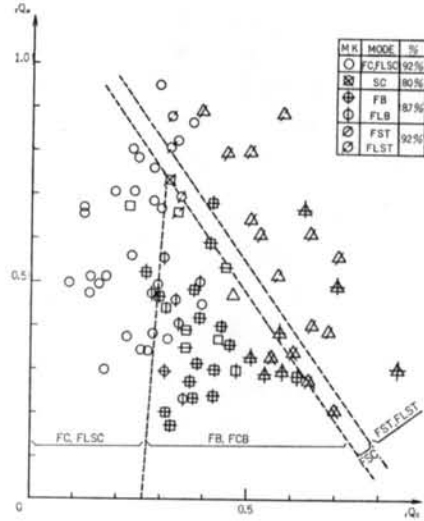


図-11 破壊モードの判別

破壊モードグループ	判別式	式No.	精度
曲げ破壊	$rQ_w - 14, rQ_e \geq 3.64$ , かつ $rQ_w + 1.42, rQ_e < 1.19$	(25)	92%
付着割裂破壊	$rQ_w - 14, rQ_e \geq 3.64$ , かつ $rQ_w + 1.42, rQ_e \geq 1.19$	(26)	87%
せん断引張破壊	$rQ_w + 1.42, rQ_e \geq 1.25$	(27)	70%
せん断圧縮破壊	$rQ_w + 1.42, rQ_e \geq 1.19$ , かつ $rQ_w + 1.42, rQ_e < 1.25$	(28)	80%

表-3 破壊モード判別式と判別精度

する。

$$rQ_e = Q_e / (bdF_t), \quad F_t = 1.8\sqrt{F_c} \quad \dots\dots(20)$$

$$rQ_w = Q_w / (P_w b d_w \sigma_y) \quad \dots\dots(21)$$

短柱委員会における限界靱性率  $\mu_{ou}$  の定義は,

$$\mu_{ou} = \sigma_{ou} / c\sigma_y$$

$\sigma_{ou}$ ; 限界変形 [文献4その4]

$c\sigma_y$ ; e関数法と菅野式による降伏変形計算値

この  $\mu_{ou}$  を次の3段階に分類し, 靱性等級とする。

Aランク;  $\mu_{ou} \geq 6$

Bランク;  $6 > \mu_{ou} \geq 4$

Cランク;  $4 > \mu_{ou}$

靱性等級ごとに  $rQ_e \sim rQ_w$  平面内に各試験体をプロットし, 図-10に示した。ただし, せん断スパン比 ( $M/QD$ ) が3のものに対しては, 軸力による付加モーメントの影響を考慮してある [文献4) その12]。

これより, 以下の事項が指摘しえよう。

1) 靱性等級は本平面上でかなり明瞭に判別しうる。

2) 判別式およびそれによる判別精度を表-2に示したが, 良好な結果と思われる。

3) 靱性等級に及ぼす $rQ_w$ の影響は小さく、降伏以後のねばりに対してはコンクリートの応力状態が支配的であるといえよう。

4) 判別より実際の靱性が悪いものは、建研式加力以外のもの、端部に急激な破壊を生じたものが多い。

### 7.3 破壊モードの判別

曲げ降伏以後、柱部材は塑性域に入る。短柱委員会では文献4) (その1)に示すようなかなり厳しい繰り返し加力を行っており、その間に一定レベルの耐力を保持している限度を限界変形と定義している。この限界変形を決める破壊モードを「変形能を決定するモード」と呼び、以下の4つのグループに分類している。

- 曲げ破壊グループ ; FC, FLSC
- 付着割裂破壊グループ ; FB, FLB, FCB
- せん断引張破壊グループ ; FST, FLST
- せん断圧縮破壊グループ ; FSC

靱性等級と同様に各試験体について $rQ_c$ 、 $rQ_w$ を計算し $rQ_c \sim rQ_w$ 平面に各グループごとにプロットして図-11に示し、表-3には各グループの判別式と判別精度を示した。

図、表より以下の事項が指摘しえよう。

1) 本平面上でかなりの精度で破壊モードの判別が可能であるといえよう。

2) 曲げ破壊グループの全領域は、図-10の靱性等級Aの領域に含まれており、 $rQ_c$ が小さければ靱性に富んだ曲げ破壊をすることがわかる。

3) 付着割裂破壊は $rQ_w$ の小さい領域にあり、この破壊に対しては帯筋の効率が悪いことを示している。また、 $rQ_c$ の範囲はかなり広い。

4) せん断引張破壊は大きく2種に区別される。 $rQ_w$ の大きいものはせん断補強筋が少なく、降伏状態に近くなって斜亀裂が部材を貫通するものであり、 $rQ_w$ が小さいものはせん断補強筋量が多いにもかかわらず、 $rQ_c$ が大きく、圧縮コンクリートの引張主応力が大きくなって斜亀裂が生じるものと考えられる。

5) せん断圧縮破壊グループは非常に小さい領域となっており、これは文献4) (その50)の千葉、柳下らの報告と定性的に一致している。

## § 8. 靱性および破壊モードの判別と略算せん断補強筋比設計式

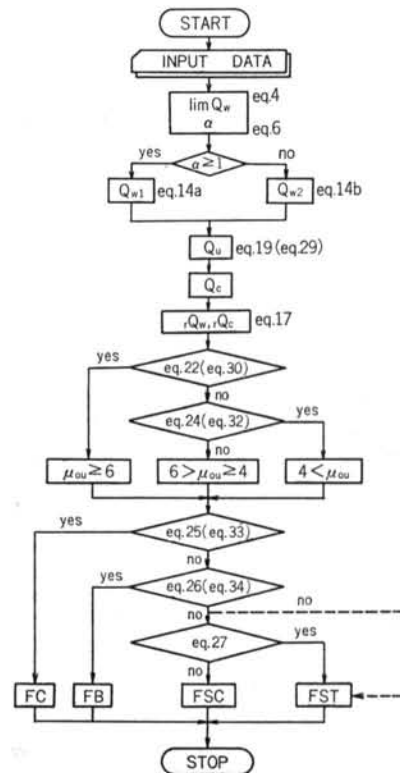
これまで述べてきたように本解析モデルによる $rQ_c$ 、

$rQ_w$ 計算値に対し、表-2、3の判別式を用いれば柱部材の靱性等級および破壊モードをかなりの精度で求めることができる。この手順を図-12のフローチャートに示す。ただし、これを用いる範囲は§ 6. に述べた実験データの範囲を大きく逸脱することはできない。

本解析モデルによる判別式を靱性設計のためのせん断補強筋比設計式の立場から見た場合、終局耐力式の中に $P_w$ 項を含んでいるために $P_w$ を直接逆算することは困難であり、イテレーション手法によるか、または図解法によることになる。そこで、ここでは $P_w$ 項を含まない略算的な方法を試みた。

$$cQB_u = \{0.8\alpha\sigma_y D + 0.5ND (1 - \frac{N}{bDF_c})\} / a \dots (29)$$

上式を式(19)のかわりに用いた場合の $rQ_c \sim rQ_w$ 平面での靱性および破壊モードの判別式、および判別精度を表-4、5に示した。これによると、せん断圧縮破壊のグループが分離できないなどの若干の問題があるが、一方 $P_w$ の逆算が容易であるとの利点がある。図-12のフローチャート中、( )内の式番号は表-4、5に示した判別式を用いる場合である。



注) .....は略算のとき

図-12 靱性等級破壊モードを求めるフローチャート



靱性等級	判別式	式No	精度
Aランク	$rQ_w + 11.11, Q_c \leq 5.22$	(3)	84%
Bランク	$rQ_w + 11.11, Q_c > 5.22$ , かつ $rQ_w + 3.85, Q_c \geq 2.85$	(3)	73%
Cランク	$rQ_w + 3.85, Q_c < 2.85$	(3)	88%

表-4 略算による靱性等級判別式と精度

破壊モードグループ	判別式	式No	精度
曲げ破壊	$rQ_c < 0.35$ , かつ $rQ_w + 1.09, Q_c < 1.163$	(3)	90%
付着割裂破壊	$rQ_c \geq 0.35$ , かつ $rQ_w + 1.09, Q_c > 1.163$	(4)	73%
せん断引張破	$rQ_w + 1.09, Q_c \geq 1.163$	(5)	72%

表-5 略算による破壊モードの判別式と精度

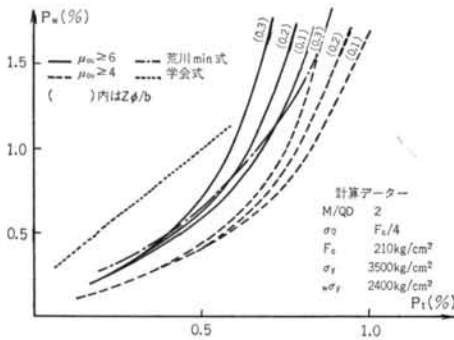


図-13  $P_t \sim P_w$ 関係図の例

$\mu_{ou} = 6$  および  $\mu_{ou} = 4$  のときの限界補強筋比は、式(9)を用いることにより以下のように書ける。

$$\lim P_w = \frac{\left( \frac{b_1 F_t}{U w \sigma_y} \right) - \left( \frac{P_t \sigma_y}{w \sigma_y} \right)}{1 + \frac{c_1}{U} b_1} \quad (\alpha < 1) \quad \dots (9)$$

$$\lim P_w = \frac{F_t b_1 (1 - U)}{w \sigma_y (C_1 b_1 + U)} \quad (\alpha = 1)$$

ここに、 $b_1 = (b - \sum \phi) / b$   
 $U = C_2 - C_1 c Q_{Bu} / (b d F_t)$

	$\mu_{ou} = 6$	$\mu_{ou} = 4$
$C_1$	11.11	3.85
$C_2$	5.22	2.85

<参考文献>

- 1) 日本建築学会：“地震荷重と建築構造の耐震性” (1976)
- 2) “新耐震設計法(案)” 建築研究報告 No.79 (March 1977)

図-13には  $M/QD = 2 (h_0/D = 4)$  の部材について、学会規準による  $P_w$ 、荒川 min 式による  $P_w$ 、および上記略算による  $\lim P_w$  を比較した例を示した。この図より、現行規準によるせん断補強筋量は、

$$0.2\% \geq P_w \geq 1.2\%$$

の範囲内では、 $\mu_{ou} \geq 6$  を確保するのに充分な量となっているといえよう。しかし、実際に設計された部材はその終局状態においてはそれほど靱性に富んだ部材とはならない。その理由は、 $P_w$  算出時に用いるせん断力の求め方にある。すなわち、本提案による  $cQ_{Bu}$  は部材両端が曲げ終局に至った時のせん断力であるが、学会規準16条3(2)により算出されるせん断力( $Q_D$ )は一般に、

$$Q_D > cQ_{Bu}$$

となるからである。したがって特に重要な部分の柱(個人的意見としては1階の柱などはすべてこれであると考えたい)に対しては、フレームのメカニズムを云々せずに  $cQ_{Bu}$  を用いて  $P_w$  量を算定すべきであるとする。この意味では、「地震荷重案(Ⅱ編1.6.2)」の表1.49による部材両端が曲げ終局に至ったときのせん断力に対して学会式を適用した部材を、最も靱性のよい“じん性等級1”の部材としているのは妥当であると思われる。

§ 9. 今後の課題

柱部材の曲げ終局時のモデルを提案し、これと実験データより部材の靱性および破壊モードを推定する判別式を導びき、さらに略算ではあるが靱性設計のためのせん断補強筋比を求める式を示した。今後は、RC構造物の終局強度設計への指向の動きの中でこれをどう位置づけるか、また矩形断面以外の形状をどうするか、など引き続き検討していくつもりである。

<記号>

- $b, D, d$  : 矩形断面の幅、せい、有効せい
- $F_c$  : コンクリート圧縮強度
- $N$  : 柱軸力
- $P_t, \sigma_y$  : 柱引張主筋比とその引張降伏強度
- $P_w, w\sigma_y$  : せん断補強筋比とその引張降伏強度
- $X_n, X_{n1}$  : 中立軸距離と中立軸比



- 3) 建設省住宅局建築指導課：“既在鉄筋コンクリート構造物の耐震診断基準” 日本特殊建築安全センター
- 4) “鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究” (その1～8) 昭和48年度日本建築学会大会梗概集, (その9～22) 昭和49年度日本建築学会大会梗概集, (その23～33) 昭和50年度日本建築学会大会梗概集, (その34～41) 昭和51年度日本建築学会大会梗概集, (その42～56) 昭和52年度日本建築学会大会梗概集, (その57～61) 昭和53年度日本建築学会大会梗概集
- 5) 日本建築センターRC短柱委員会：“鉄筋コンクリート柱の崩壊防止に関する総合研究の現況について” コンクリート工学 1975年1月号
- 6) Higashi & Hirosawa：“Experimental Research on Ductility of Reinforced Concrete Short Columns under Cyclic Lateral Loads” Cong. IABSE, Quebec, 1974
- 7) 荒川卓, 未永政悦：“部材の塑性率と帯筋量の関係について” [文献4) の(その51)]
- 8) 吉岡研三, 武田寿一：“優れた変形能を与えるための鉄筋コンクリート柱のせん断補強筋式” [文献4) の(その54)]  
岡田恒男, 武田寿一, 吉岡研三：“塑性ヒンジ部分で破壊する鉄筋コンクリート柱のせん断補強筋式と塑性率” [文献4) の(その58)]
- 9) 深田, 浜原：“鉄筋コンクリート柱の靱性設計のためのモデル解析 I, II” [文献4) の(その52, 53)]
- 10) 深田, 浜原：“鉄筋コンクリート柱の強度と変形能力に関する研究” 日本建築学会関東支部 (昭和53年)
- 11) Yukimasa Goto：“Cracks Formed in Concrete Around Deformed Tension Bars” Jour. of ACI (April 1971)
- 12) Ferguson：“Tensile Lap Splice, Part II” Center of Highway Research, Univ. of Texas (1971)
- 13) 野口博：“鉄筋コンクリート部材のせん断破壊に関する研究” 東京大学修士論文 (昭和47年)
- 14) 大野和男他：“RC部材せん断耐力機構に関する考察” 日本建築学会論文報告集 (昭和47年10月)
- 15) 土木学会：“鉄筋コンクリート終局強度理論の参考 (コンクリートライブラリー第34号)” (1972)

