

柱部材における曲げ変形性能 - 曲げモーメントと曲率の関係 -

齊藤 徳, 牧原 成樹, 吉川 弘道

1 柱部材の曲げ変形解析

大規模な地震が起きた際に、鉄筋コンクリートの柱部材(以下 RC 柱部材)の破壊形式として脆性的なせん断破壊と延性的な曲げ破壊の 2 パターンに大きく分けられる。脆性的なせん断破壊は極めて危険であるため、回避する必要がある。そこで曲げ破壊型 RC 柱部材に着目し、RC 構造物を定量的に評価する方法としてファイバーモデルを用い、破壊形式の算定を行う。そこで本論では、ファイバーモデルを用い、曲げモーメント - 曲率関係(以下 M -)に着目し、本研究室で行われた実験結果とファイバーモデルにより算出される解析値を比較し検証した。

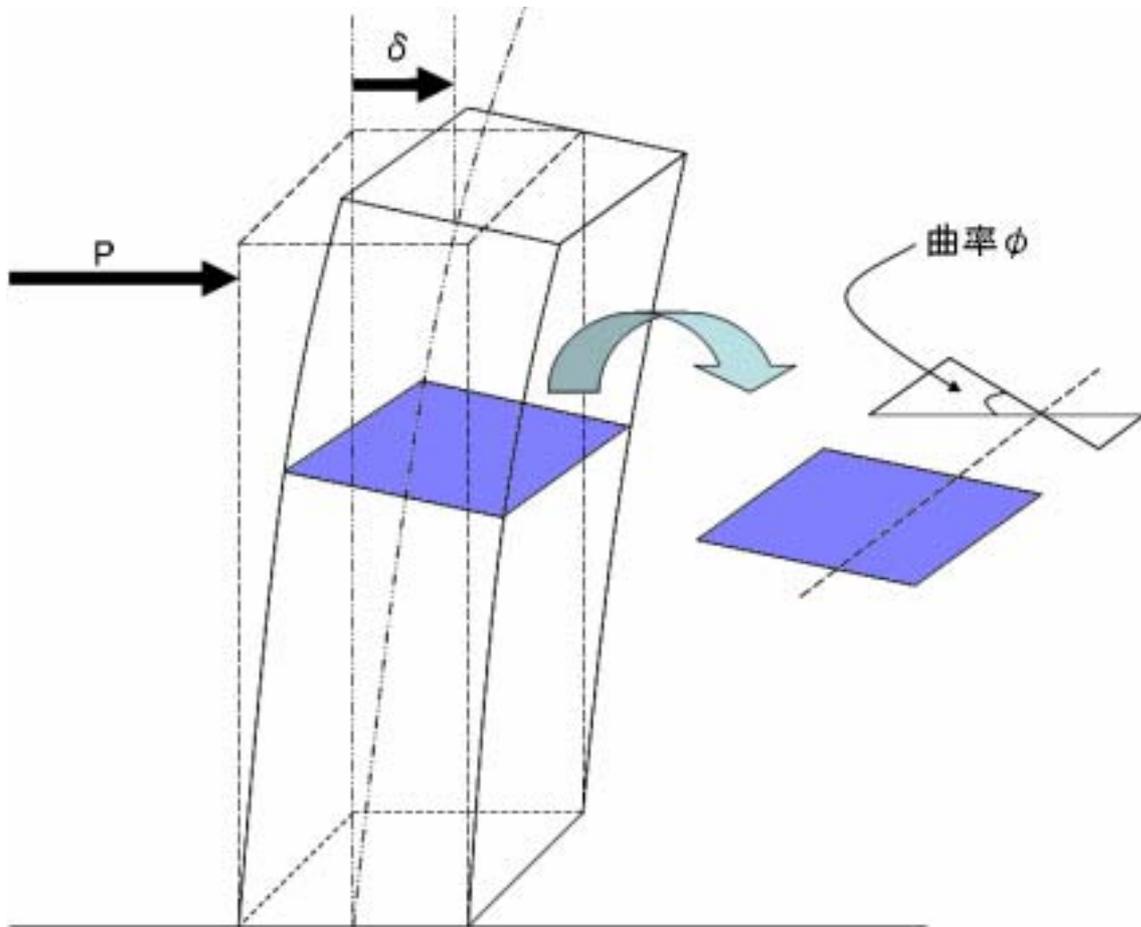


図 1-1 RC 柱部材の断面における曲率の関係

2 ファイバーモデル

2-1 ファイバーモデルの基本的考え方

RC 断面の $M - \delta$ 関係(曲げ剛性)は、ひび割れ発生後、進展が伴い低下する。このような RC 断面の非線形な曲げ剛性の挙動を評価する方法としてファイバーモデルが用いられる。またファイバーモデルは断面解析の決定に間便かつ有用で、数多く用いられている。しかし、このファイバーモデルには帯鉄筋量にかかわらず、終局ひずみを 0.0035 と一定にしているため、計算される靱性率等には、帯鉄筋量による拘束効果が反映されていないことが弱点である。ファイバーモデルの考え方として、平面保持の仮定、せん断変形は考慮せず、また鉄筋とコンクリートの付着を完全とし、コンクリート及び鉄筋構成則から応力 - ひずみ関係を求める。さらに下図に示すように断面を層状に分割して考慮し、中立軸位置や圧縮縁ひずみなどから $M - \delta$ 関係、また荷重 - 変位関係を導くことのできる解析手法である。

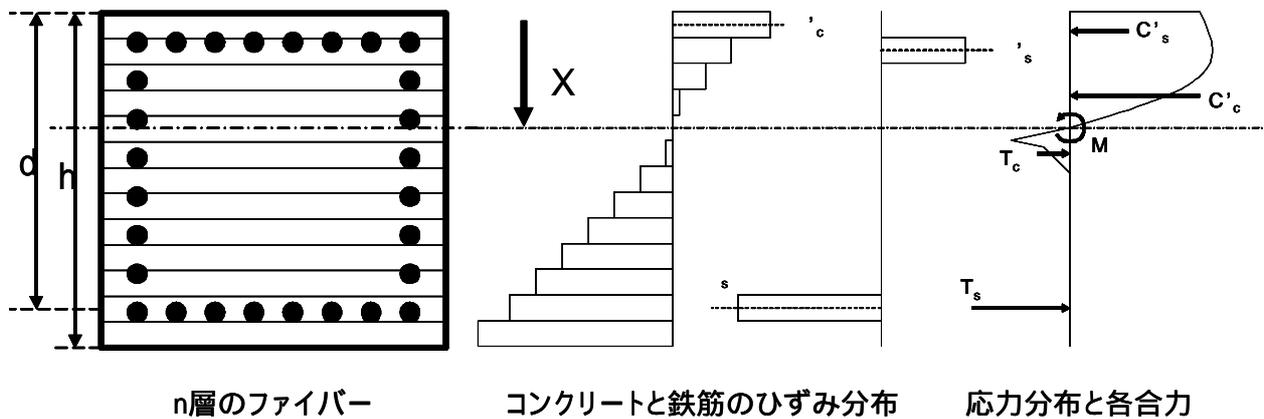


図 2-1 ファイバーモデル

2-2 コンクリート構成則

コンクリート構成則は実験に基づき作られた式で横拘束筋の効果を考慮しており、ここでの横拘束筋は軸方向鉄筋を取り囲む帯鉄筋と部材断面中に配筋される中間帯鉄筋から構成されている。この構成則は比較的断面の小さい短形断面や円形断面の場合に考慮される。また最大圧縮応力時のひずみと終局ひずみは(図3-2-2()参照)下降勾配に影響し、応力度の値も変化する。

$$\sigma_c = E_c \varepsilon_c \left\{ 1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right\}$$

$$(0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc})$$

$$\sigma_c = \sigma_{cc} - E_{des} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc})$$

$$(\varepsilon_{cc} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu})$$

$$n = \frac{E_c \varepsilon_{cc}}{E_c \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc}}$$

$$\sigma_{cc} = \sigma_{ck} + 3.8 \alpha \rho_s \sigma_{sy}$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 + 0.033 \beta \frac{\rho_s \sigma_{sy}}{\sigma_{ck}}$$

$$E_{des} = 11.2 \frac{\sigma_{ck}^2}{\rho_s \sigma_{sy}}$$

$$\varepsilon_{cu} = \begin{cases} \varepsilon_{cc} & (\text{タイプ } \text{の地震動}) \\ \varepsilon_{cc} + \frac{0.2 \sigma_{cc}}{E_{des}} & (\text{タイプ } \text{の地震動}) \end{cases}$$

$$\rho_s = \frac{4A_h}{sd} \leq 0.018$$

σ_c : コンクリート応力度 (N/mm²)
 σ_{cc} : 横拘束筋で拘束されたコンクリートの強度 (N/mm²)
 σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)
 ε_c : コンクリートのひずみ
 ε_{cc} : コンクリートが最大圧縮応力に達する時のひずみ
 ε_{cu} : 横拘束筋で拘束されたコンクリートの終局ひずみ
 E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)
 E_{des} : 下降勾配 (N/mm²)
 ρ_s : 横拘束筋の体積比
 A_h : 横拘束筋 1 本あたりの断面積 (mm²)
 S : 横拘束筋の間隔 (mm)
 d : 横拘束筋の有効長 (mm) で、帯鉄筋や中間帯鉄筋により分割拘束される。内部コンクリートの辺長のうち最も長い値とする。
 σ_{sy} : 横拘束筋の降伏点 (N/mm²)
 α, β : 断面補正係数で、円形断面の場合には $\alpha = 1.0$, $\beta = 1.0$, 短形断面、中空円形断面及び中空短形断面 $\alpha = 0.2$, $\beta = 0.4$ とする。
 n : 上式で定義した定数

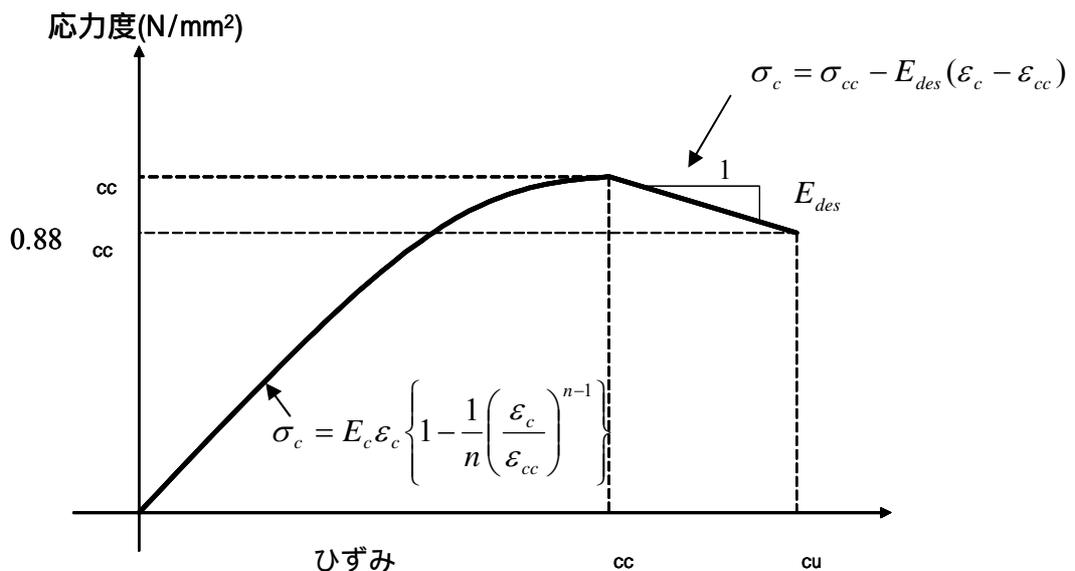


図 2-2() 道路橋示方書における応力 - ひずみ曲線

2-3 鉄筋構成則

鉄筋構成則は、島らにより示された実験式で、バイリニアモデルと違い、地震時における鉄筋コンクリート構造物の挙動をより正確に算出するためには、鉄筋が降伏した後の付着特性を考慮する必要がある。引張降伏、圧縮降伏以降は硬化開始ひずみに至るまでは、バイリニアモデルと同様一定値を取るが、硬化開始ひずみ以降はひずみ硬化域に達するので勾配が変わるモデルとなっている(下図参照)。

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \quad (0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_y)$$

$$\sigma_s = f_y \quad (\varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh})$$

$$\sigma_s = f_y + \left(\frac{1 - \exp(\varepsilon_{sh} - \varepsilon)}{K} \right) \cdot (1.01f_u - f_y) \quad (\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s)$$

E_s : 主鉄筋のヤング係数(N/mm^2)

ε_y : 主鉄筋降伏ひずみ

f_y : 主鉄筋降伏強度(N/mm^2)

ε_{sh} : 主鉄筋硬化開始ひずみ

f_u : 主鉄筋破断強度(N/mm^2)

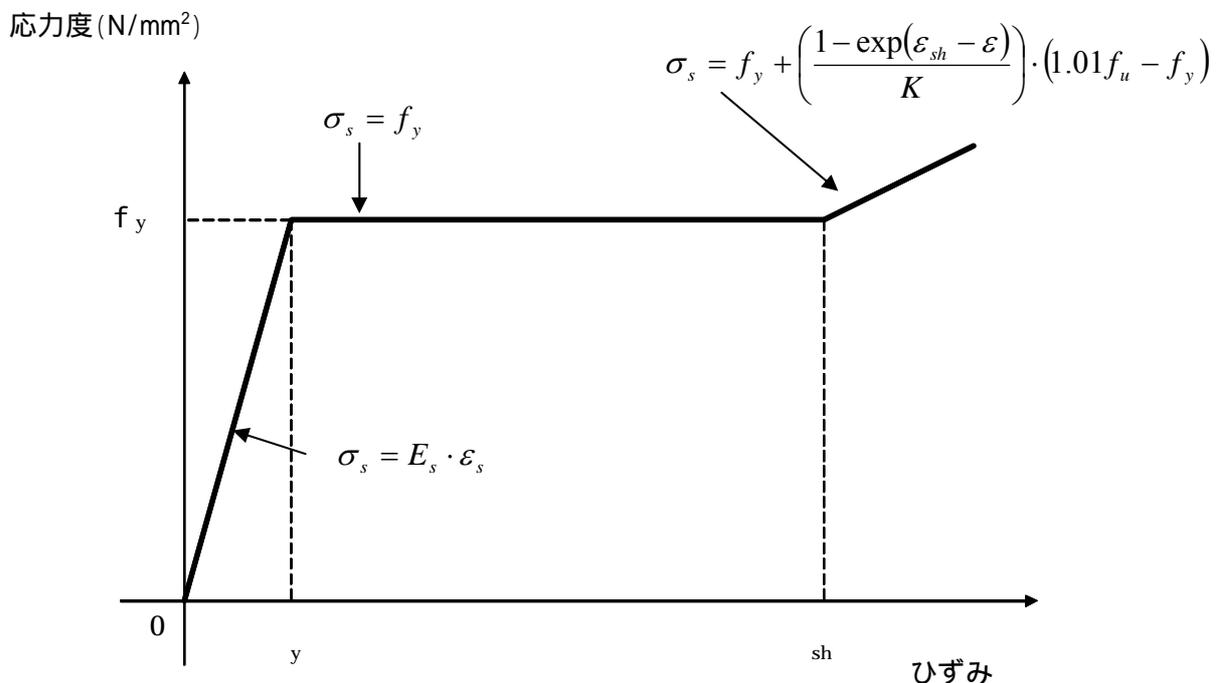


図 2-3()トリリニアモデルによる応力 - ひずみ曲線

3 計算手順

3-1 軸圧縮ひずみの算出

$$N = \int_0^x b \sigma'_c(\varepsilon_N) dy + \sum A'_s \sigma'_s(\varepsilon_N) \quad (1)$$

ε_N : 軸圧縮ひずみ

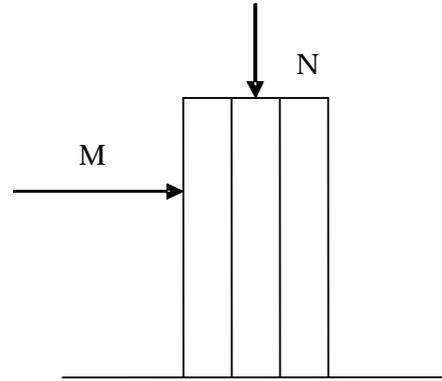


図 3-1 軸圧縮ひずみの算出

1) 柱に曲げを与え, 圧縮縁ひずみを増加させる

曲げを与える事で中立軸が出来る.

中立軸: 圧縮と引張の力が全く働かない位置

つまり圧縮力=引張力

2) 中立軸位置 x を仮定する

中立軸位置 x を仮定することで(図 3-2 参照)ひずみ分布を算出することが出来る. さらに各ひずみから各材料(コンクリートや鉄筋)の応力を算出することが出来るのでこの仮定は重要である.

3) ひずみ分布の計算

中立軸位置 x を用いて以下に示す式よりコンクリートや鉄筋のひずみ分布を算出する.(図 3-2 参照)

$$\phi = \frac{\varepsilon_s}{d-x} = \frac{\varepsilon'_c}{x} \text{ より} \quad \phi = \frac{\varepsilon'_c}{x-d'} = \frac{\varepsilon'_s}{x} \text{ より}$$

$$\therefore \varepsilon_s = \frac{d-x}{x} \varepsilon'_c \quad (2) \quad \therefore \varepsilon'_s = \frac{x-d'}{x} \varepsilon'_c \quad (3)$$

ε'_c : コンクリート圧縮縁ひずみ

ε'_s : 圧縮鉄筋ひずみ

ε_s : 引張鉄筋ひずみ

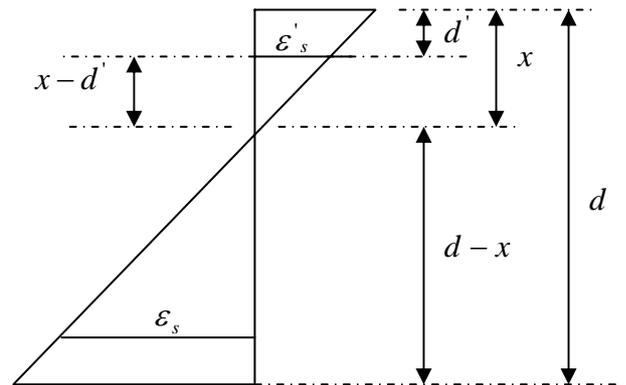


図 3-2 ひずみ分布

4) 応力分布の計算

各ひずみの値から各応力の算出を行う. ここで応力-ひずみ関係にある各材料(コンクリート, 鉄筋)の構成則を用いる.

また構成則は鉄筋コンクリートの形状, 鉄筋の本数, 帯鉄筋の有無等で使い分ける.

$$\sigma'_c(z) = f_1(z, \varepsilon) \quad (4)$$

$$\sigma'_s(z) = f_2(z, \varepsilon) \quad (5)$$

$$\sigma_s(z) = f_3(z, \varepsilon) \quad (6)$$

f_1, f_2, f_3 : 各構成則

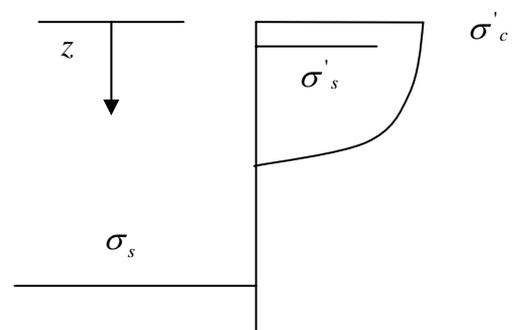


図 3-3 応力分布

3-2 合力の計算

各応力の値から各全応力を算出する。コンクリートについては図 1-3-4 参照。鉄筋については式(9), (10)参照。

$$C'_c = b \sum_{i=0}^n A(z) = b \int_0^x \sigma'_c(z) dz \quad (7)$$

$$A(z) = \frac{1}{2} (\sigma'_i + \sigma'_{i+1}) dz \quad (8)$$

$$C'_s = \sigma'_s \cdot A'_s \quad (9)$$

$$T_s = \sigma_s \cdot A_s \quad (10)$$

C'_c : コンクリートの全応力 b : 断面幅

C'_s : 圧縮鉄筋の全応力

T_s : 引張鉄筋の全応力

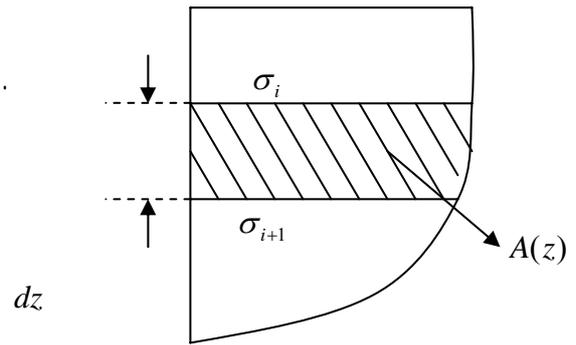


図 3-4 コンクリート合力

3-3 断面内の釣合い計算

各材料の合力を用い断面内の釣り合い計算をする(式(11)参照)。

$$N = C'_c + C'_s + T_s \quad (11)$$

上式を満たさない場合は 3 - 1 の(2)に戻り
中立軸位置 x の仮定をやり直す。

1) モーメントの算出

式(11)が成り立つと各材料の合力を用い式(12)より
モーメントの算出を行う(図 1-3-5 参照)。

$$M = C'_c \left(\frac{h}{2} - l'_c \right) + C'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + T_s \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad (12)$$

l'_c : 上縁からのコンクリート合力の作用位置

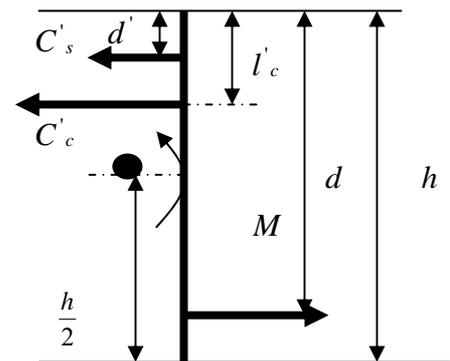


図 3-5 釣り合い計算

2) 曲率の算出

圧縮縁ひずみと中立軸位置から曲率を算出する。
(式(13)と図 3-6 参照)

$$\phi = \frac{\epsilon'_c}{x} \quad (13)$$

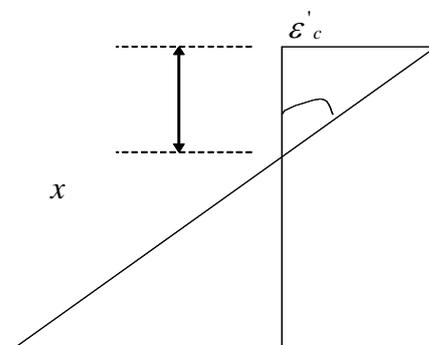


図 3-6 曲率の計算

3-4 M - 算出のフローチャート

以下に M - 算出までのフローチャートを示す.

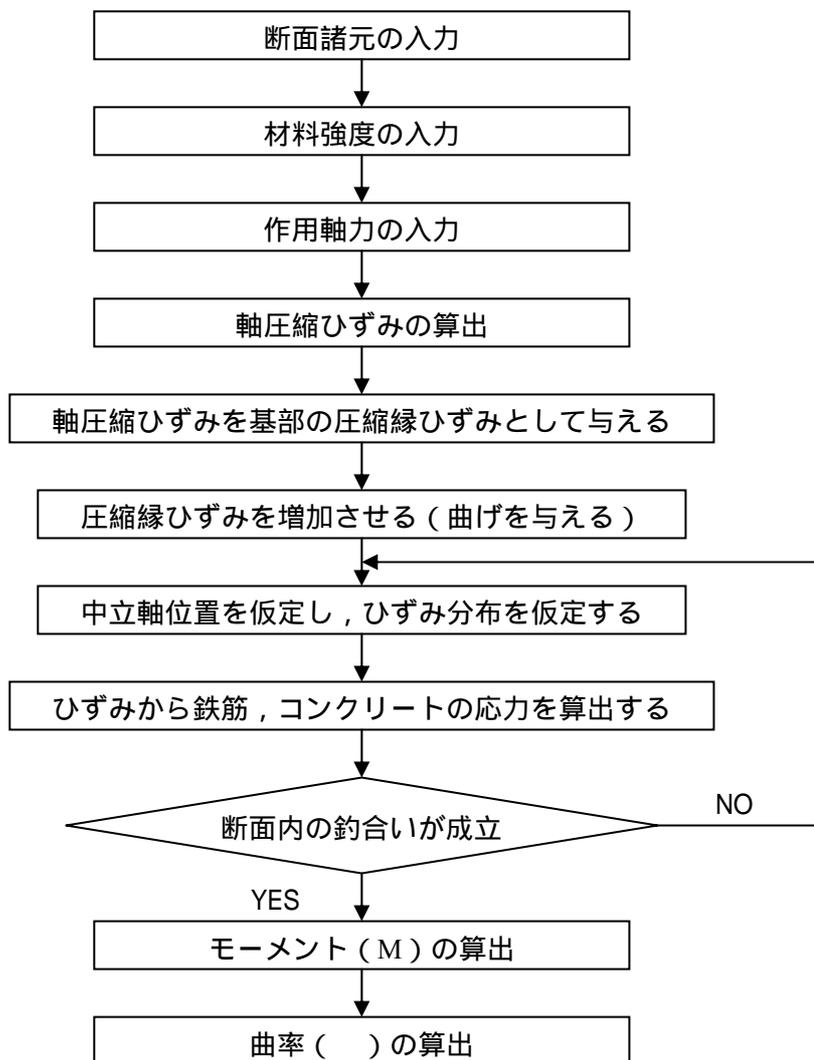
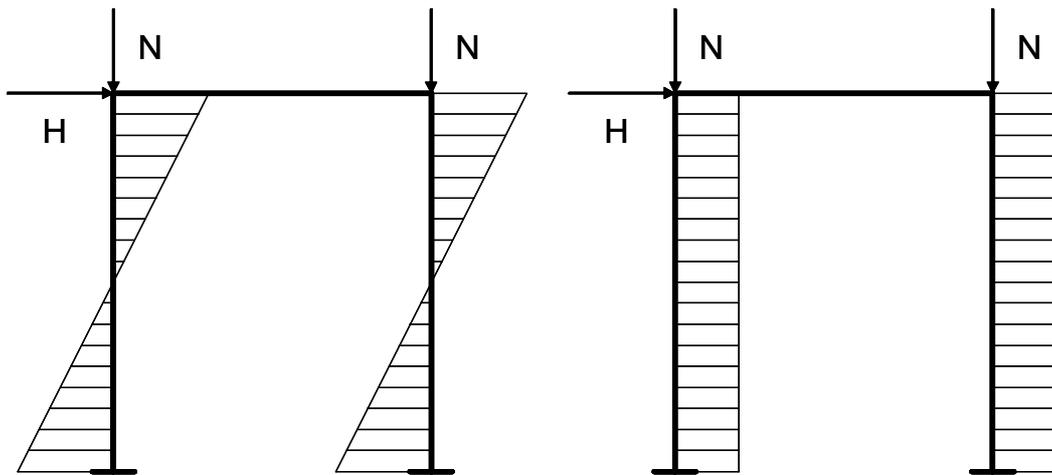


図 3-7 M - 算出フローチャート

4 小型試験体による実験結果報告書(平成 10 年度実施)

4-1 実験概要

一般的に実構造物における柱部材はラーメン高架橋である。このラーメン高架橋の柱部材に地震力が作用すると曲げモーメント分布は下図に示すように対称的な分布を示す。また、一般的なラーメン高架橋の柱部材はせん断スパン比が大きく、柱部材の中間部には地震力による損傷が生じにくい。そこで本研究室における実験では一般的な実構造物の柱高さを半分にし、片持ち梁形式としてさらにその柱を 40%程度縮小した試験体を用いて行った。



実構造物における曲げモーメント分布とせん断力

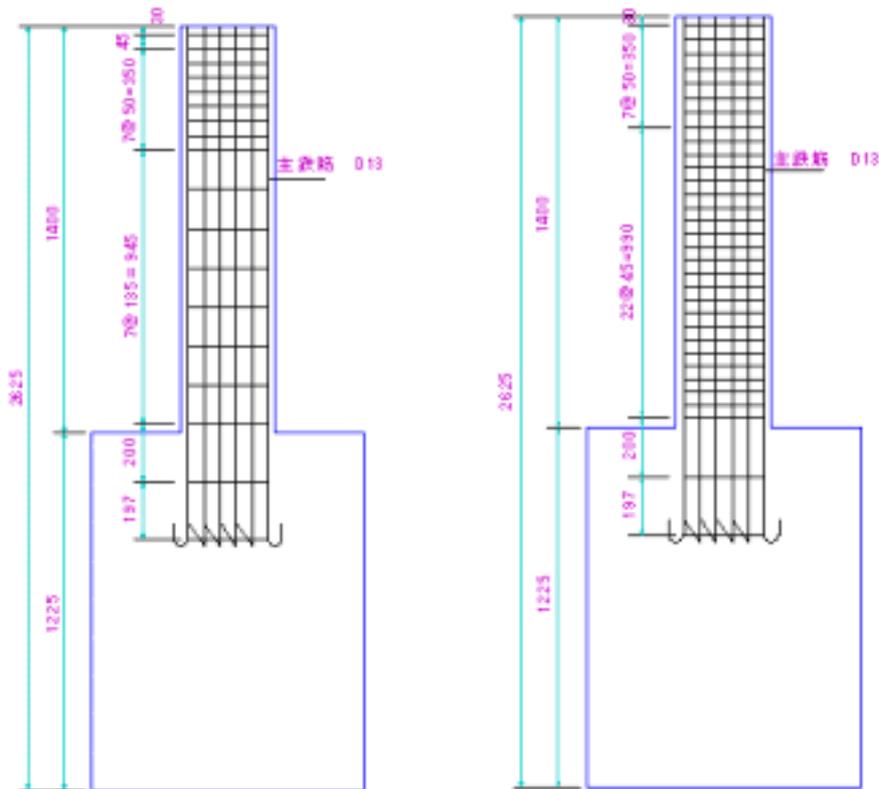


縮小試験体における曲げモーメント分布とせん断力

図 4-1 実験の概要

4-2 試験体寸法

試験体寸法は、断面 $320 \times 320\text{mm}$ の矩形断面とし、せん断スパンは 1200mm とし、柱高さは 1400mm とする。下図に配筋図と断面図を示す。



S12 試験体

S15, S20 試験体

図 4-2 試験体配筋図

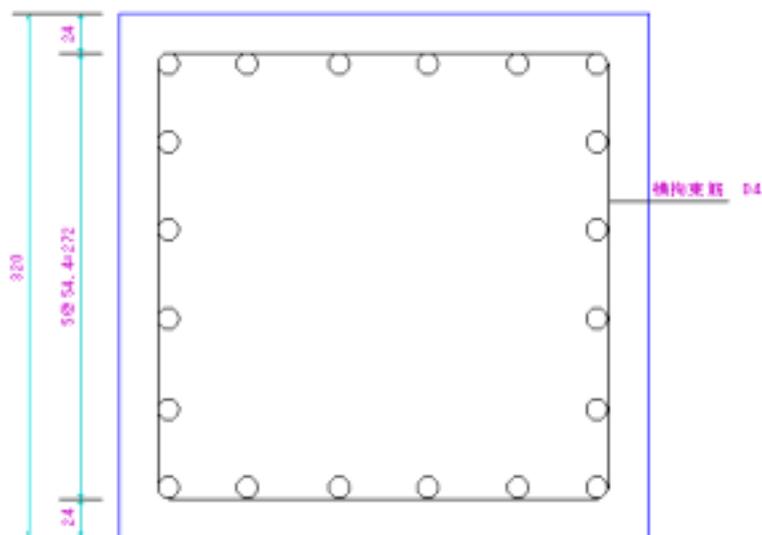


図 4-3 試験体断面図

4-3 実験パラメータ

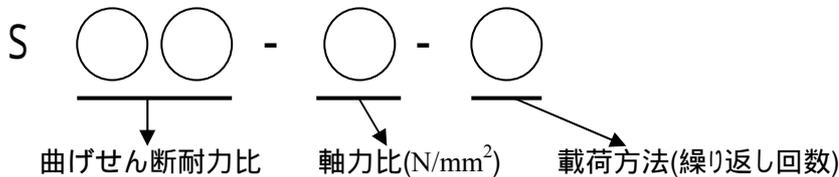
実験パラメータは曲げせん断耐力比と軸力比、載荷方法とし、本研究室における実験では13本の試験体を作成したが、本研究では載荷方法は一定とし、曲げせん断耐力比と軸力比をパラメータとし3本の試験体を採用した。実験パラメータを下表に示す。

表1 実験パラメータ一覧表

試験体名	断面形状 (mm)	せん断スパン長 (mm)	曲げせん断耐力比	軸力 (kN)	繰り返し回数	コンクリート		軸方向鉄筋		帯鉄筋	
						圧縮強度 (N/mm ²)	鉄筋径	降伏強度 (N/mm ²)	鉄筋径	降伏強度 (N/mm ²)	
S12-1-3	320×320	1200	1.2	100	3	20	D13	295	D4	295	
S15-1-3			1.5			20					
S15-0-3			1.5	24							
S20-0-3			2.0	29		D6					235

() 試験体名称について

平成10年度 耐震実験 表記



() 載荷方法

本研究室で行われた実験では、載荷方法に正負交番繰り返し載荷を用い、繰り返し回数は直下型地震を想定した3回を採用した。

正負交番3回繰り返し載荷

柱基部における主鉄筋ひずみが1000 μ に達したときを1サイクル載荷とする。(±1000 μ)

柱の主鉄筋が降伏したときの変位を1 δ_y とし、これを正側、負側ともに算出する。(±1 δ_y)

次に降伏変位1 δ_y の2倍である2 δ_y を正側、負側ともに算出し、さらに3 δ_y 、4 δ_y 、5 δ_y ...までの載荷を各3サイクルずつ繰り返す。

各変位1回目の載荷で復元力が降伏耐力よりも低下した場合を終局とみなし、終了する。

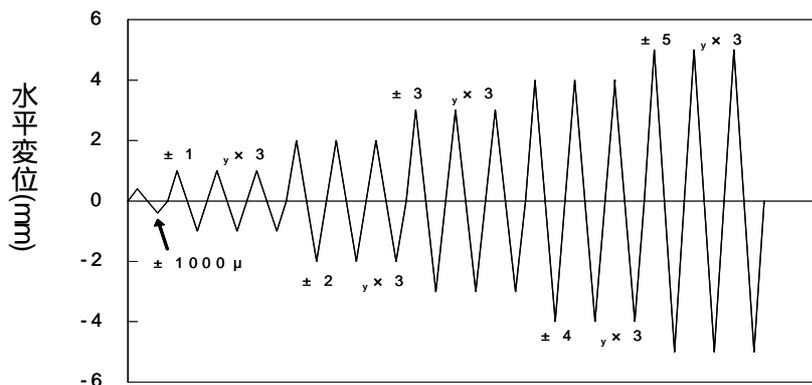


図4-4 3回繰り返し載荷サイクル

5 実験結果と解析結果の比較

ここまで断面解析における M - ϕ 関係について検討を行ってきた。そこで実験値と解析値の比較を行った。また本研究室による実験では降伏時と終局時における M の値は同値としている。

5-1 実験結果の算出

実験結果として本研究では柱基部に変位計を取り付け、 ϕ を計測した。計測値から変形分離法より算出された値を実験値とし用い、また簡易的な計算より M を算出し、実験値として用いた。

() 曲率 ϕ の算出

変形分離法は曲げ変形とせん断変形の変位から曲率 ϕ を算出できる手法である。しかしながら、本研究で用いるのは曲げ変形だけなので、圧縮側と引張側の変位計より求められる計測値を用いることで変形分離法により算出された値を実験値として用いた。(下図参照)

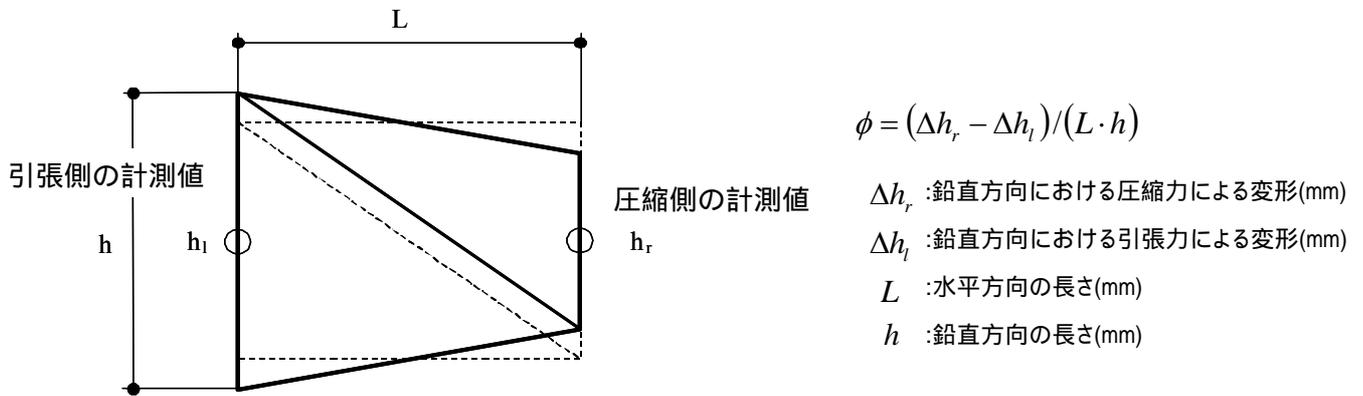


図 5-1() 変位計の計測値

() 曲げモーメント M の算出

本研究では曲げモーメント M の算出に簡易的な手法を用いた。

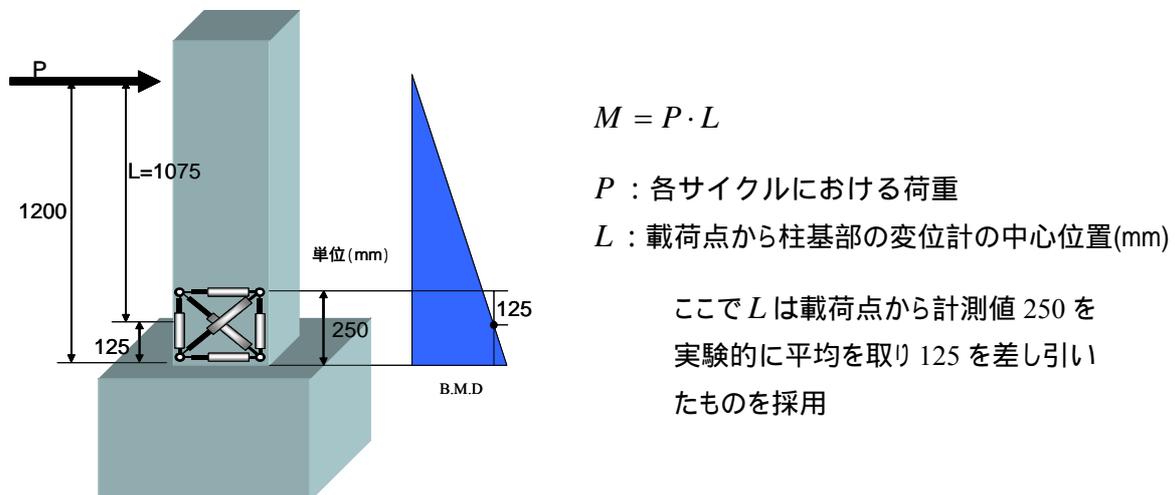


図 5-1() P と L の関係

() M - 関係図の見方

ここで M- 関係図の見方を下図に示す。本研究では前述したように降伏時と終局時における M の値が同値と定義しているため下図のようになる。

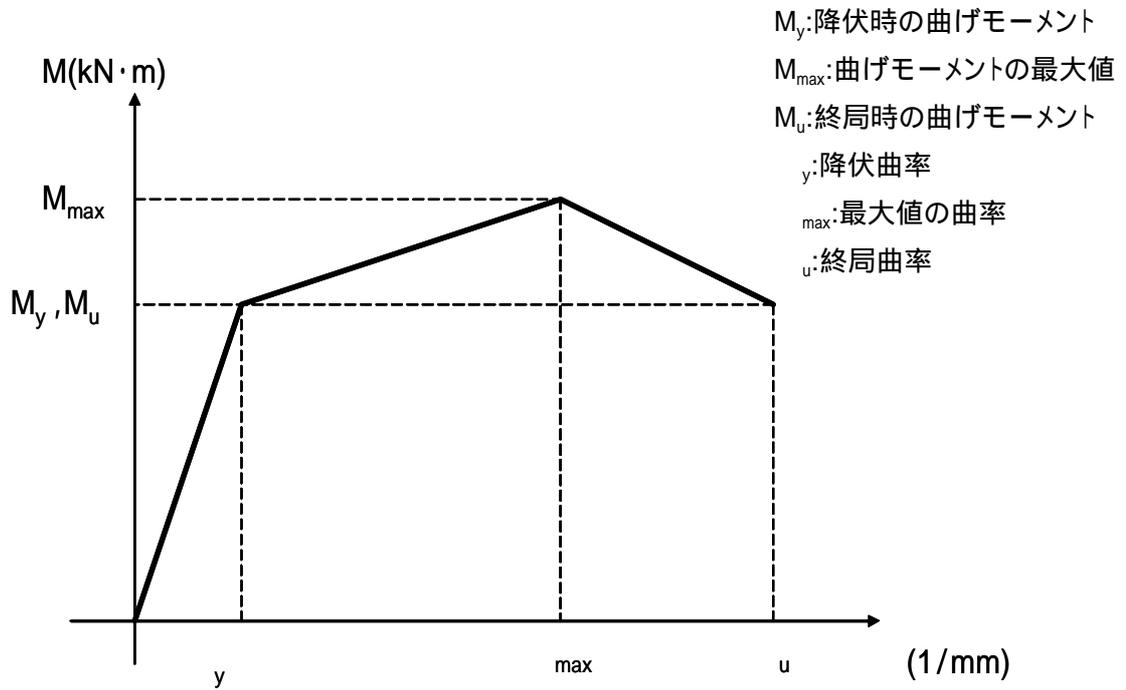


図 5-1() M - 関係図

5-2 解析結果の算出

解析結果として本研究ではファイバーモデルを用い、各試験体における M- 関係を算出し、既往の実験結果と比較した。(またファイバーモデルの解析手法については 3-2 を参照。)

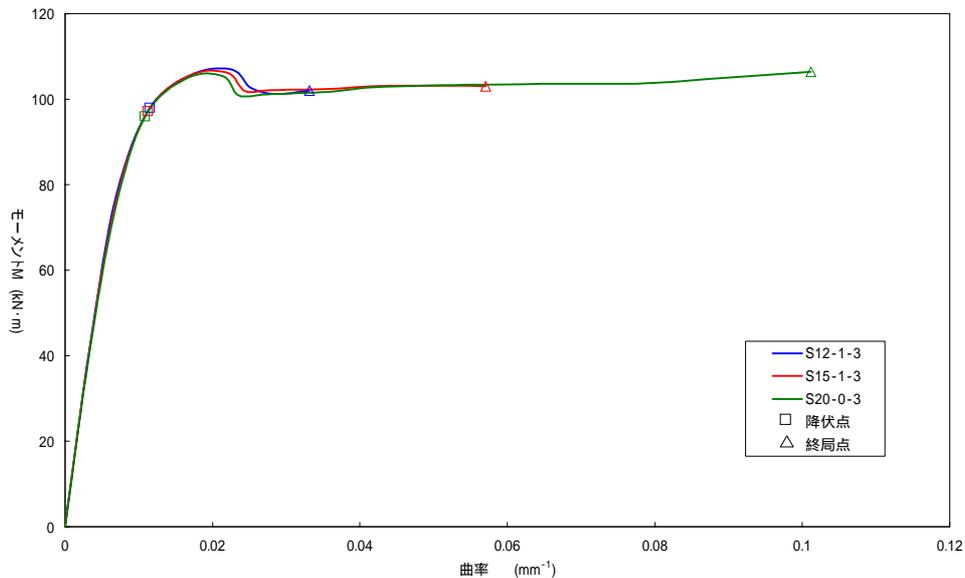


図 5-2 ファイバーモデルによる M- 関係図

5-3 実験値と解析値の比較結果

以下に各試験体における実験値と解析値を比較した図を示す。

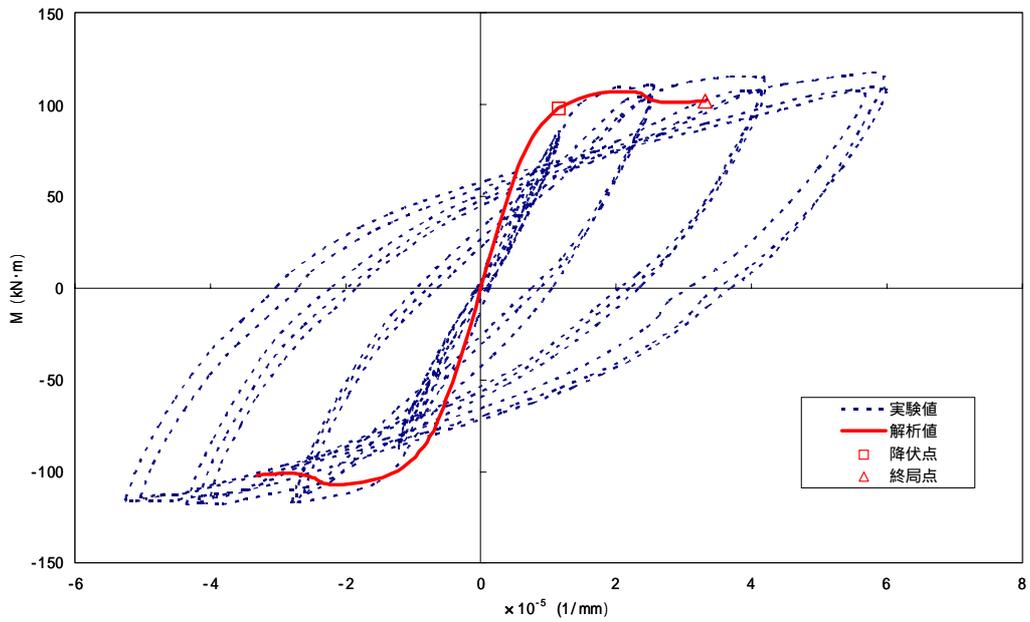


図 5-1 M - (S12 - 1 - 3)

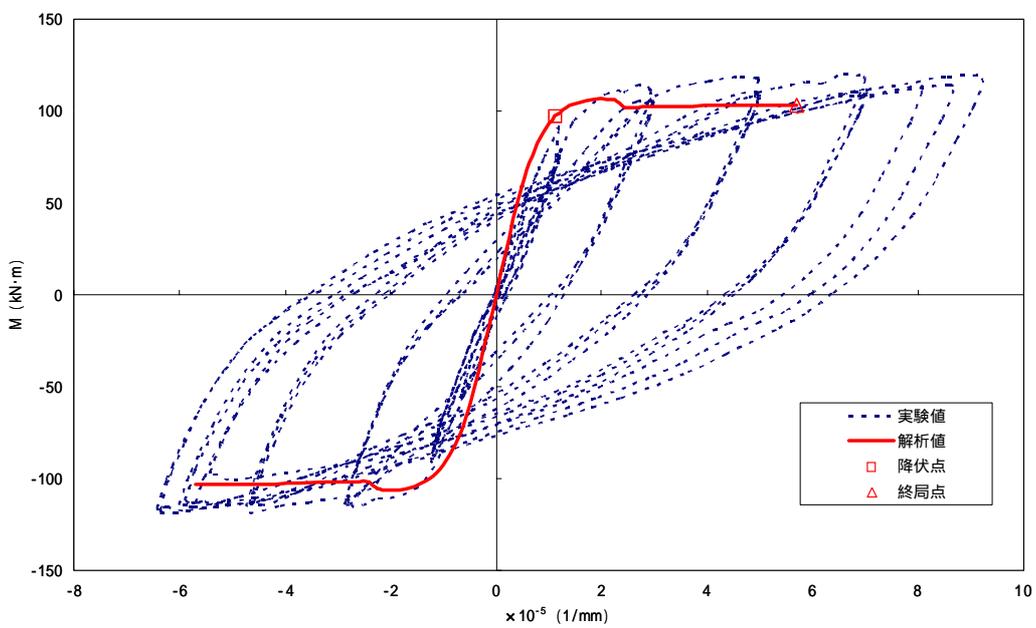


図 5-2 M - (S15 - 1 - 3)

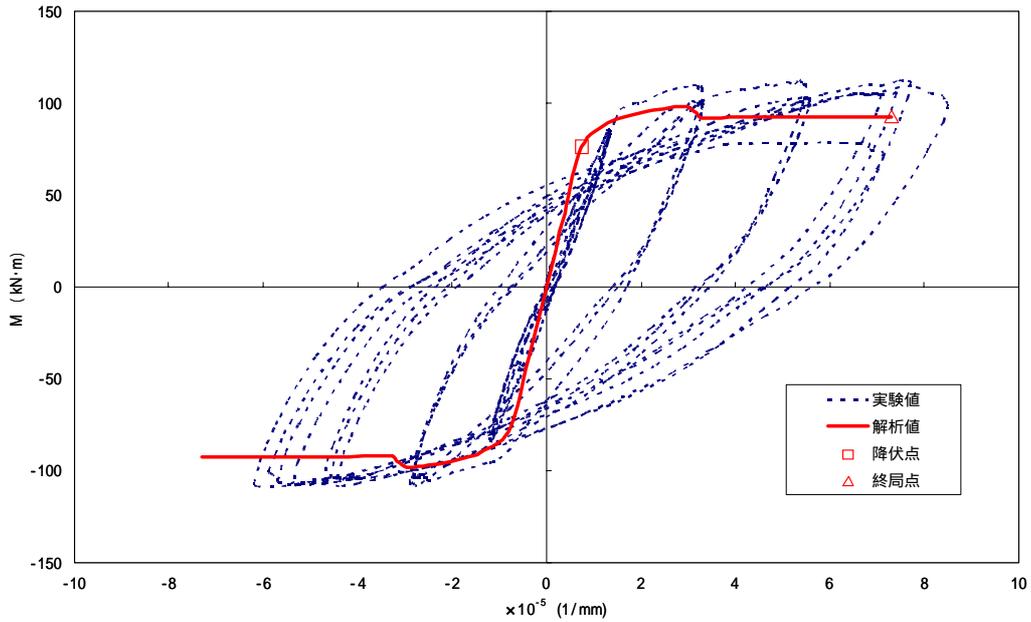


図 5-3 M - (S15 - 0 - 3)

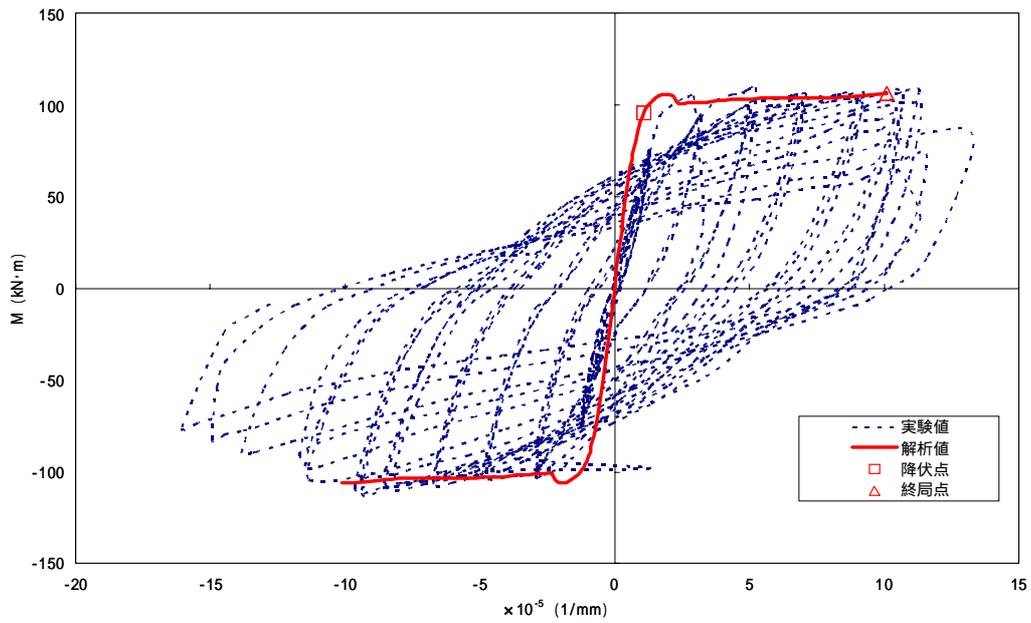


図 5-4 M - (S20 - 0 - 3)

柱基部における M - 関係について実験値と解析値の比較を行った。図から降伏時の曲率の値は各試験体とも概ね一致していることが読み取ることができる。しかしながら終局時における曲率の値は S12 - 1 - 3 と S15 - 1 - 3 において誤差が生じていることが読み取れる。これら 2 体の試験体は曲げせん断耐力比が低いいためせん断の影響が大きいためこのような誤差が生じたと考えられる。S15 - 0 - 3, S20 - 0 - 3 は実験値, 解析値ともに概ね一致したと言える。