

# 鉄道標準におけるCYMN点の整理と 検証解析

株式会社クレアテック 技術部 大滝 健

## 1. はじめに

鉄筋コンクリート部材の非線形解析を行うにあたり、平成16年の鉄道標準(コンクリート構造物)にはその非線形特性として、図-1に示すようなCYMN点によるスケルトンカーブが示されている。

これは、Y点からM点までを直接結ぶものであるが、通常の側方鉄筋を有する鉄筋コンクリート部材であれば、初降伏点以降、急激な剛性低下を示すことはないため、平成24年度版(耐震設計)では、道路橋示方書と同様に、Y点をYb点(最大耐力点)まで延長し、そこでほぼフラットな剛性としてM点からN点へと低下させるモデルを用いてもよいとしている。さらに、M点以降の負勾配は、解の安定性や除荷剛性によっては応答変位が片側へシフトするなどの問題があるため、経験最大変位量に依存して剛性低下を生じさせる負勾配を有しない履歴則についても言及している。

本論では、これらCYMN点の定義を整理し、実務上、解析ソフトでどのようにパラメータ設定を行えばよいかを示し、これらスケルトンカーブの違いが、実際の応答解析の結果にどのような影響を及ぼすかの一例を示すものである。なお、ここでスケルトンカーブは、M-θ関係ではなく使用頻度の高いM-φ関係で記述する。

## 2. CYMN点の定義

鉄道標準において、CYMN点は以下のように定義されている。

### ①C点:

- ・曲げモーメント  $M_{cr}$ : 曲げひび割れ発生時の曲げモーメントで、コンクリートの縁引張応力度がコンクリートの曲げひび割れ強度に達するときの曲げモーメント
- ・曲率  $\phi_{cr}$ : 全断面を有効として算定した  $M_{cr}$  時の曲率

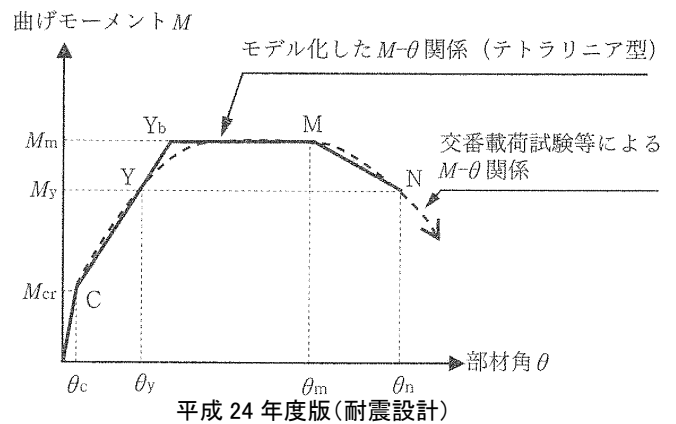
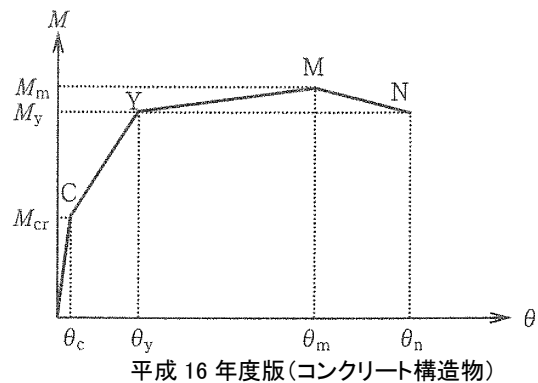


図-1 鉄道標準に示される M-θ 関係

### ②Y点:

- ・曲げモーメント  $M_y$ : 引張鉄筋が降伏するときの曲げモーメント

- ・曲率  $\phi_y$ : 引張鉄筋が降伏するときの曲率

$$\phi_y = \epsilon_{ry} / (d - x_y) \quad (1)$$

$\epsilon_{ry}$ : 引張鉄筋の降伏ひずみ

$d$ : 有効高さ

$x_y$ : 降伏時の中立軸

### ③M点:

- ・曲げモーメント  $M_m$ : コンクリートの圧縮ひずみが終局ひずみに達するときの曲げモーメント。
- ・曲率  $\phi_m$ : 塑性ヒンジ部の平均曲率とし、次式により算定する。

$$\phi_m = \phi_{pm} = \theta_{pm} / L_p \quad (2)$$

$\theta_{pm}$  : M点における塑性ヒンジの回転角

$L_p$  : 等価塑性ヒンジ長 (1.0D : D : 断面高さ)

④N点 :

- ・曲げモーメント  $M_n$  : 降伏モーメント  $M_y$  とする
- ・曲率  $\phi_n$  : 塑性ヒンジ部の平均曲率とし、次式により算定する

$$\phi_n = \phi_{pn} = \theta_{pn} / L_p \quad (3)$$

$\theta_{pn}$  : N点における塑性ヒンジの回転角

C点およびY点については表記の通りである。M点のモーメントを決めるコンクリートの終局ひずみは次式で定義されるが、図-2 に示すとおり、実用上  $50\text{N/mm}^2$  以下では  $0.0035$  と一定値である。

$$\epsilon'_{cu} = (155 - f_{ck}) / 30000 \leq 0.0035 \quad (4)$$

$$18 \leq f_{ck} \leq 80 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

また、コンクリートの応力ひずみ関係は道路橋示方書と同じ2次放物線 (図-3) で定義され、圧縮強度の低減係数  $k_c$  もコンクリート強度によって低下させているが、 $50\text{N/mm}^2$  以下では  $0.85$  と一定である。また、ここでは道路橋示方書V耐震設計編に示されるような帯鉄筋の拘束効果による圧縮強度の増大や終局ひずみの増加については見込んでいない。

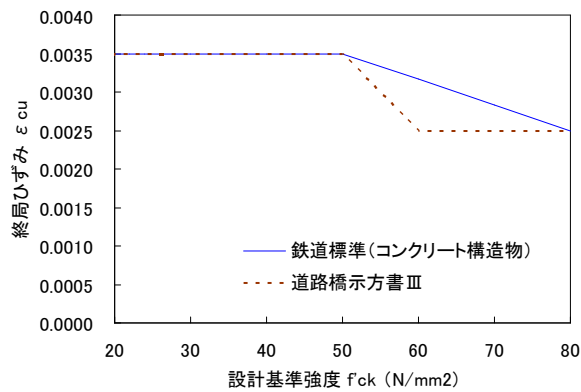


図-2 終局ひずみと設計基準強度の関係

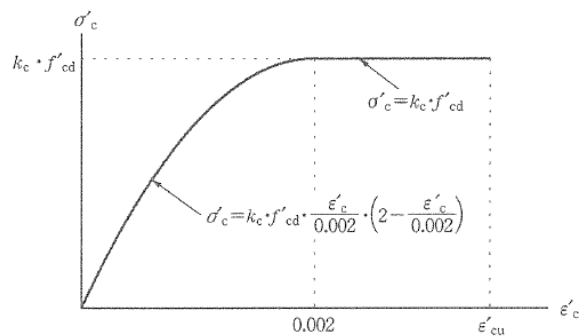


図-3 コンクリートの応力ひずみ関係

次に  $\phi_m$  を与える  $\theta_{pm}$  は帯鉄筋比  $p_w$  および引張鉄筋比  $p_t$  の関数として、次式で与えられる。

$$\theta_{pm} = (0.021k_{w0} p_w + 0.013) / (0.79p_t + 0.153) \quad (5)$$

ただし、 $0.021k_{w0} p_w + 0.013 \leq 0.04$

$$0.79p_t + 0.153 \geq 0.78$$

ここで、 $k_{w0}$  は帯鉄筋強度を考慮する係数で表-1 で与えられる。(5)式よると SD295 の場合、帯鉄筋比が約 1.5%以上、引張鉄筋比が約 0.8%以下で、 $\theta_{pm}$  は頭打ちとなる。

今、図-4 に示すような柱の断面を仮定すると、 $p_w = 0.21\%$ 、 $p_t = 0.98\%$  となり、片方を一定として  $\phi_m$  を求めると図-5 のようになる。

表-1 帯鉄筋強度を考慮する係数  $k_{w0}$

種類	$k_{w0}$
SD 295	0.85
SD 345	1.0
SD 390	1.15
SD 490	1.40
SD 685 相当	1.95
SD 785 相当	2.30

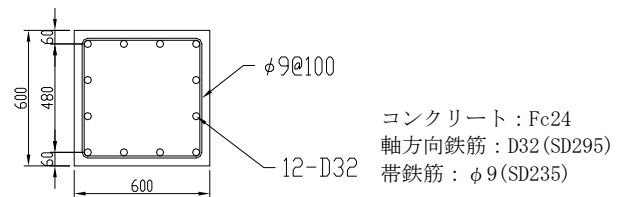


図-4 仮定した柱断面

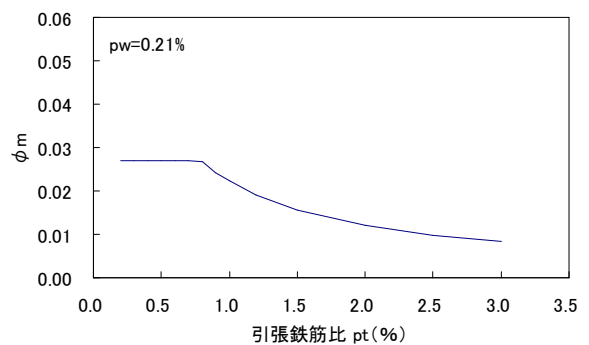
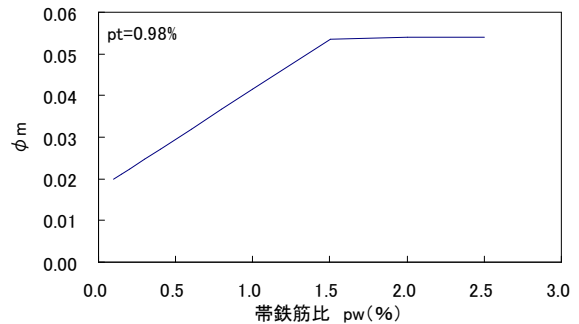


図-5 鉄筋比と  $\phi_m$  の関係

N点モーメントは降伏モーメントと同じとしている。すなわち、耐力が降伏モーメントより低下するような変形（損傷レベル4）を限界変形としている。 $\phi_n$ を与える $\theta_{pn}$ は、M～N点間の塑性ヒンジ回転角の増分 $\Delta\theta_p$ により次式で算定する。

$$\theta_{pn} = \theta_{pm} + \Delta\theta_p \quad (6)$$

$$\text{ここに、} \Delta\theta_p = K_p(M_y - M_m)$$

$$K_p = -0.1/M_m$$

これは、耐力低下率 $(1 - M_y/M_m)$  10%に対して部材角で1/100の変形を与えたものである。

### 3. M-φ関係の比較

図-4に示した断面について、midas CivilのM-φ計算機能およびRC断面計算（フォーラムエイト）によりM-φを計算した結果を表-2および図-6に示す。軸力は100kNを仮定した。表-2に示すとおり、両者はほぼ一致する。なお、midas Civilでは自重解析を行った後、M-φ計算を実行すると、各要素の軸力を反映したM-φ関係を自動的に設定する。さらにY点ではなく、図-6中のYb点を通るスケルトンカーブの自動設定も可能である。ただし、この場合は3次剛性がゼロになってしまうので、実際の解析に当たっては1/1000程度を与えるか時間刻みをかなり小さく設定するなどの修正をした方が解の安定性はよい。

表-2 M-φ計算結果の比較

損傷状況	midasCivil		RC断面計算	
	曲率 1/m	モーメント kNm	曲率 1/m	モーメント kNm
ひび割れ(C点)	0.000286	99.2	0.000285	99.0
降伏(Y点)	0.004353	547.9	0.004353	548.0
最大(M点)	0.033464	715.6	0.033438	715.8

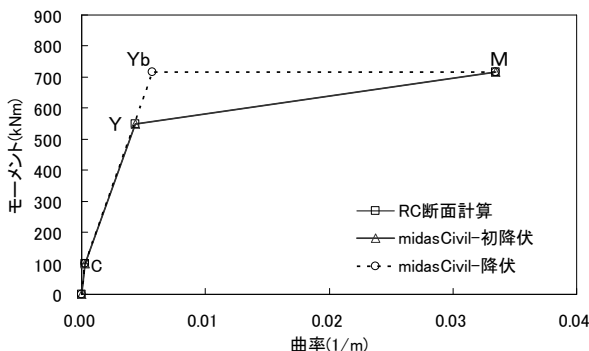


図-6 M-φ計算結果の比較

さて、これらM-φ関係と鉄道標準のCYM点の関係は表-2に示すとおりであるが、ここではN点が設定できていない。そこで、式(3)によりN点

を算定した結果を図-7に示す。このように、鉄道標準平成16年度版によるCYMN点および平成24年度版によるCYbMN点に基づき解析モデルのスケルトンカーブを定義することができる。

図-7にはファイバーモデルによる解析結果も併せて示した。なお、ファイバーモデルで使用したコンクリートの応力ひずみ関係は図-3、鉄筋は完全バイリニアとしている。これによると、実際のM-φ応答はY-MとY-Yb-Mの中間程度と考えられるが、道路橋示方書V・耐震設計編では、Y-Yb-Mのバイリニアを採用しており、N点に相当する変形は、横拘束筋の効果を考慮したコンクリートの終局ひずみおよび鉄筋の許容ひずみにより、耐震性能に応じた限界状態変位として定義している。ただし、M-N間の耐力低下は考慮していない。

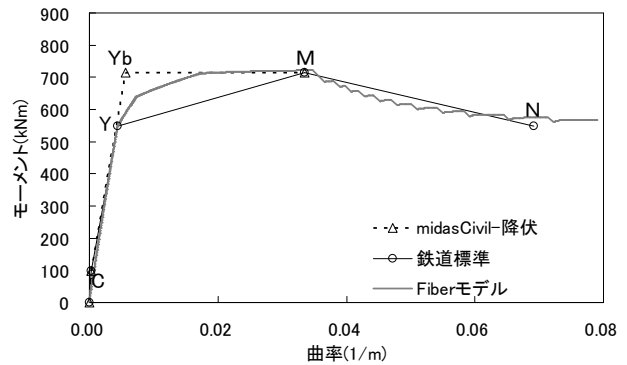


図-7 M-φ計算結果の比較

## 4. 地震応答解析

### 4.1 解析モデル

標準的なラーメン高架橋を対象とした地震応答解析を行い、これまで述べたスケルトンカーブの違いが応答に及ぼす影響を調べた。対象とした構造物は2柱式3径間ラーメン高架橋（図-8）であり、柱断面は図-4に示すとおりとした。

解析モデルは図-9に示すように、柱梁を梁要素、スラブを板要素、上載荷重をソリッド要素として作成した（モデル化の詳細はセミナー資料参照）。

ここで非線形特性は、柱部材にのみ考慮するものとし、図-10に示すようにCYMN、CYbMN、CYbMN'（N'は耐力低下を見込まないN点）の3種のスケルトンカーブについて検討した。

ここで、分割した柱要素には自重解析に基づき軸力に応じたM-φ関係を与えた。ただし地震応答解析時における軸力の変動は考慮しないものとした。

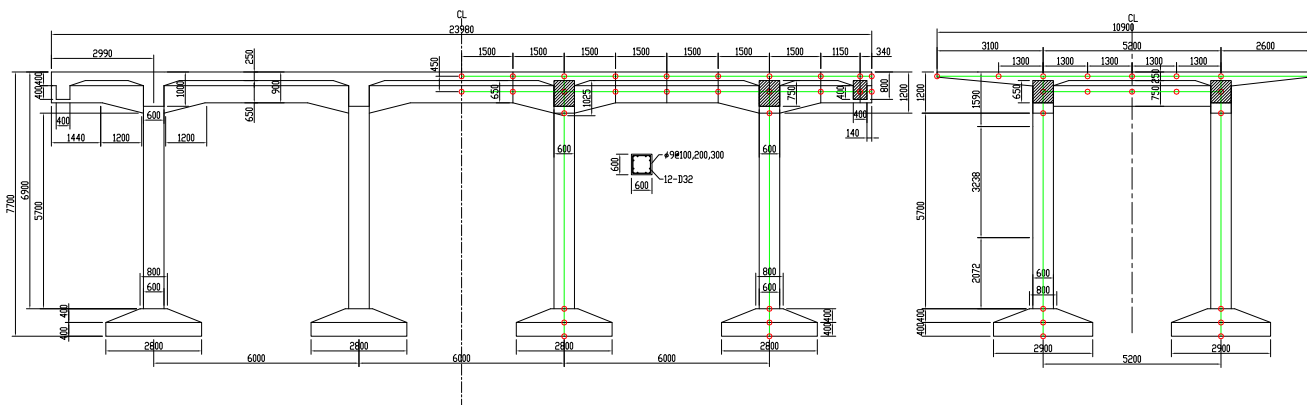


図-8 対象構造物

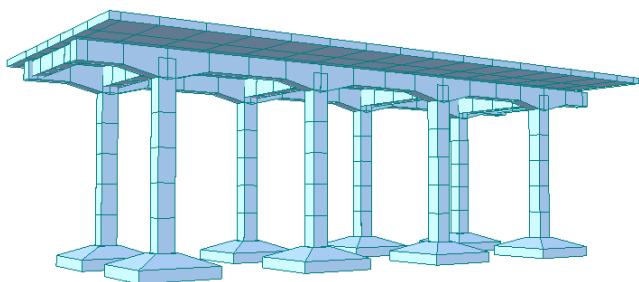


図-9 解析モデル

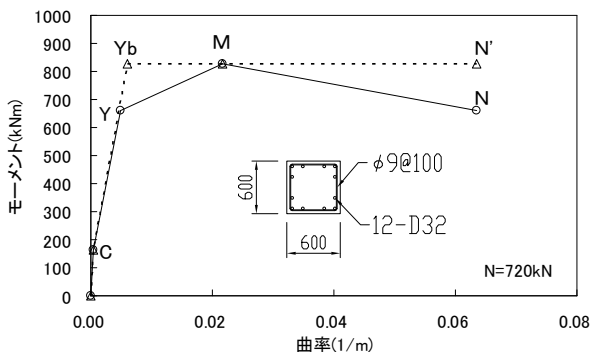


図-10 仮定したM-φ関係

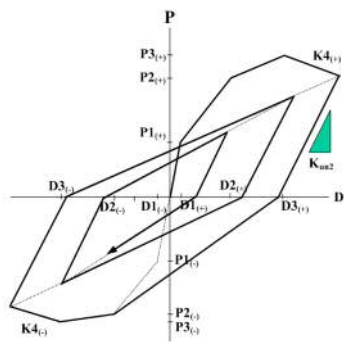


図-11 修正 Takeda テトラリニアモデル

履歴特性は図-11に示す修正 Takeda 型テトラリニアモデルである。除荷剛性は修正 Takeda モデルと同じで、剛性低下率は  $\beta=0.4$  とした。また、ファイバーモデルによる解析も併せて行った。

#### 4.2 解析条件

境界条件は、簡単のため基礎を完全固定とした。解析方向は線路直角方向である。減衰は初期剛性比例型レーリー減衰とし、減衰定数は線路直角方向の振動モードである 2 次モード（固有周期  $T=0.42$  秒）に対して 2.0% とした。積分方法は平均加速度法、時間刻みは 0.001 秒とした。

入力地震波を図-12 に示す。これは想定東海地震波 (G1 地盤) の最大振幅を 50% に調整した波形である。

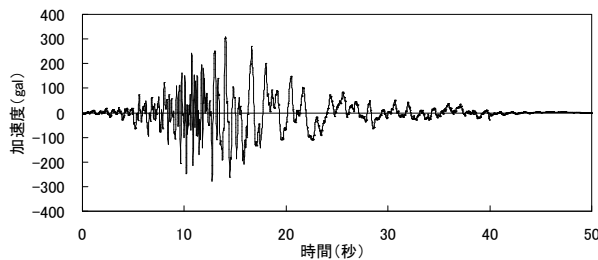
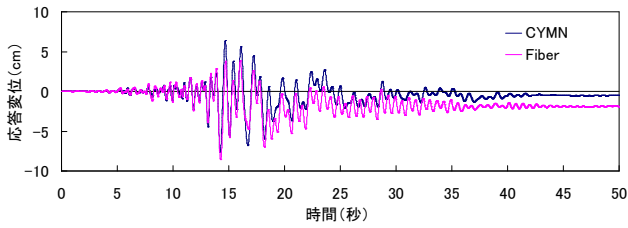


図-12 入力地震波

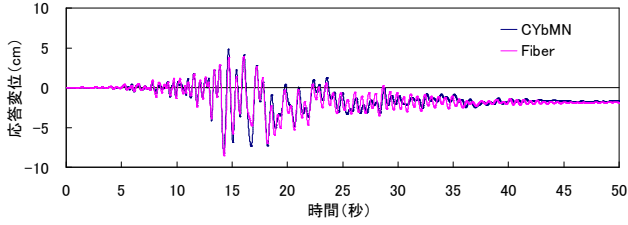
#### 4.3 解析結果

ラーメン高架橋スラブ天端の線路直角方向応答変位を図-13 に示す。これらの時刻歴に位相のずれはほとんど無いが、最大応答値はファイバーモデルが -8.55cm と最も大きく、その他のモデルはこれよりやや小さく、CYbMN、CYbMN'、CYMN の順に -8.25cm、-8.07cm、-7.66cm となった。同様に残留変位にも差が認められ、同順で -1.90cm、-1.72cm、-0.78cm、-0.52cm となっている。

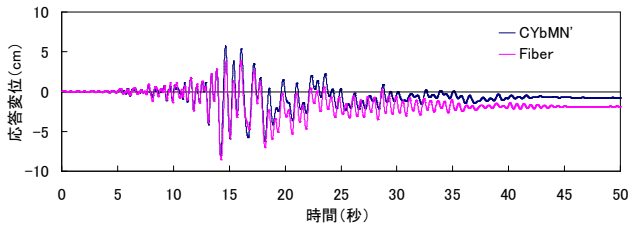
最大応答変位時の柱の非線形状態の一例 (CYMN モデル) を図-14 に、またそれぞれのモデルにおける柱基部の履歴曲線 (M-φ 応答) を図-15 に示した。最大応答塑性率は、CYbMN、CYMN、CYbMN' の順にそれぞれ 9.48、9.13、8.46 であり、モデルによって正負の塑性率や最大応答



CYMN の応答変位時刻歴



CYbMN の応答変位時刻歴



CYbMN' の応答変位時刻歴

図-13 応答変位の比較

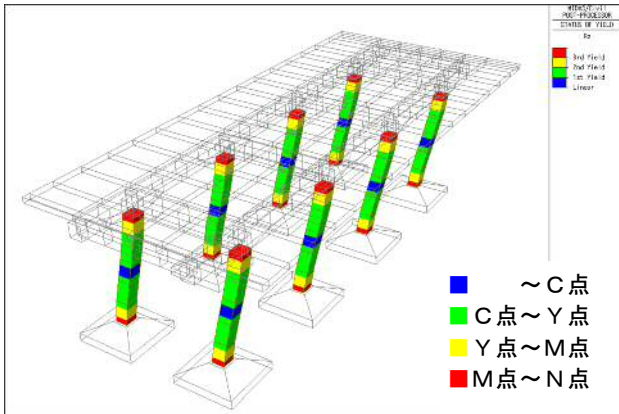
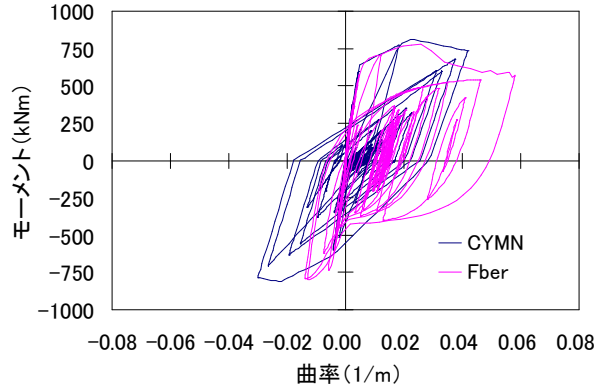


図-14 最大応答変位時の非線形状態

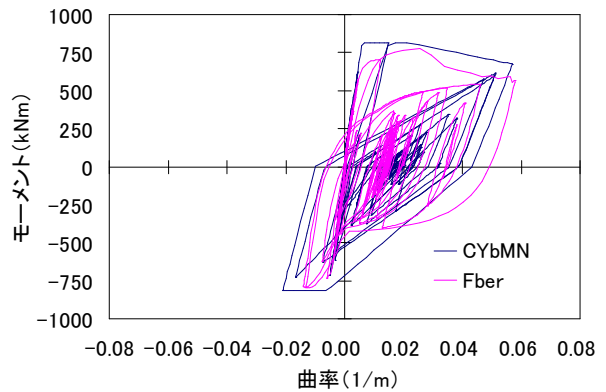
塑性率に差が認められる。なお、いずれもモデルもN点を超える曲率（鉄道標準における損傷レベル4；0.06/m程度）には達していない。このように、最大応答変位や残留変位、履歴性状など、モデル毎に異なる応答解析結果が得られたが、今回の解析でファイバーモデルに最も近い応答を示したのはCYbMNモデルであった。

## 5. まとめ

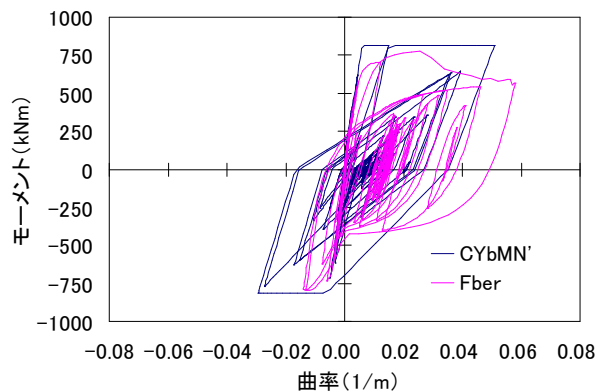
本論では、鉄道標準に示される鉄筋コンクリート部材のCYMN点について、その定義について整理し、解析モデル作成上の留意点を示した。



CYMN のM-φ関係



CYbMN のM-φ関係



CYbMN' のM-φ関係

図-15 履歴特性

また、その中で特徴的なスケルトンカーブについて、標準的な鉄道ラーメン高架橋を対象として、その柱部材にこれらのスケルトンカーブを設定した場合の地震応答解析を実施した。得られた結果を以下に示す。

- 1) M点を与えるコンクリートの終局ひずみには、横拘束筋の効果が考慮されておらず、密な配筋で軸力が大きくなるような場合には、その妥当性に注意する必要がある。
- 2) N点は便宜的に部材の終局点（損傷レベル）を定義するものであって、N点以降の履歴特性

(応答値) を保証するものではない。

- 3) 今回の解析条件で、ファイバーモデルに最も近い応答を示したのはCYbMNモデルであったが、降伏後の3次剛性や負勾配、減衰の与え方等によっても応答値は変わるため、どのモデルが妥当であるかは検討対象ごとに判断する必要がある。
- 4) ファイバーモデルでは、N点以降でも断面の残存耐力により、応答が不安定になることは少ないと考えられるが、単純に負勾配を有する履歴特性では、応答が大きく片側へシフトし、解が不安定となる場合があり、N点を超えるような大きな応答変位（損傷レベル4）が得られる場合には、その妥当性を検証する必要がある。

#### 参考文献

- 1) 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物，鉄道総合技術研究所，平成 16 年 4 月
- 2) 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，鉄道総合技術研究所，平成 24 年 9 月
- 3) 道路橋示方書・同解説 耐震設計編，日本道路協会，平成 24 年 3 月