



建設ICTマスター養成講座
基礎養成編 選択分野別ソフトウェア実習

構造解析の基本

第2章 断面の非線形解析

非線形材料の力学特性

- 断面解析の目的
 - ある断面力作用下で生じる応力を求める → **応答値**
 - 断面の耐荷力や変形性能を求める → **断面性能**
- 断面性能を求めるのに必要な情報
 - コンクリートが**終局**に至るまでの状態
 - 鉄筋が**降伏**したあとの状態



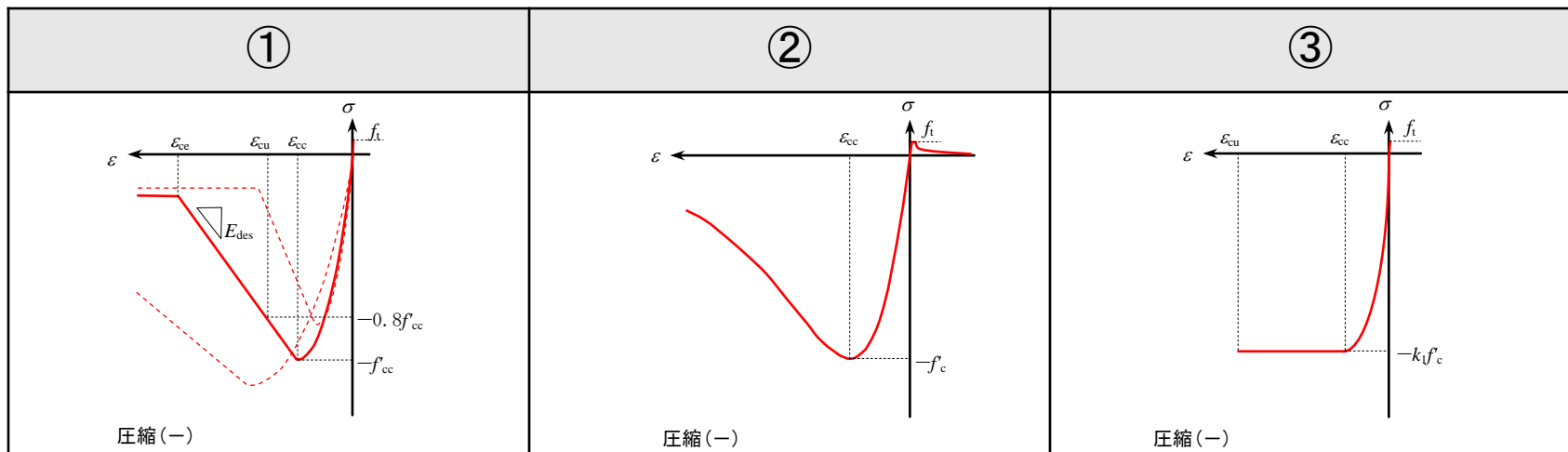
断面を構成する材料の力学特性(**応力-ひずみ関係**)を
どのようにモデル化するかが重要

非線形材料の力学特性

• コンクリートの応力-ひずみ関係

コンクリートの強度は、引張荷重に対しては脆弱であるが、圧縮荷重に対しては高強度が得られる。コンクリートの代表的な応力-ひずみ関係を以下に示す。(テキスト:P.15表2-1)

圧縮挙動に対して複雑な関数でモデル化される。



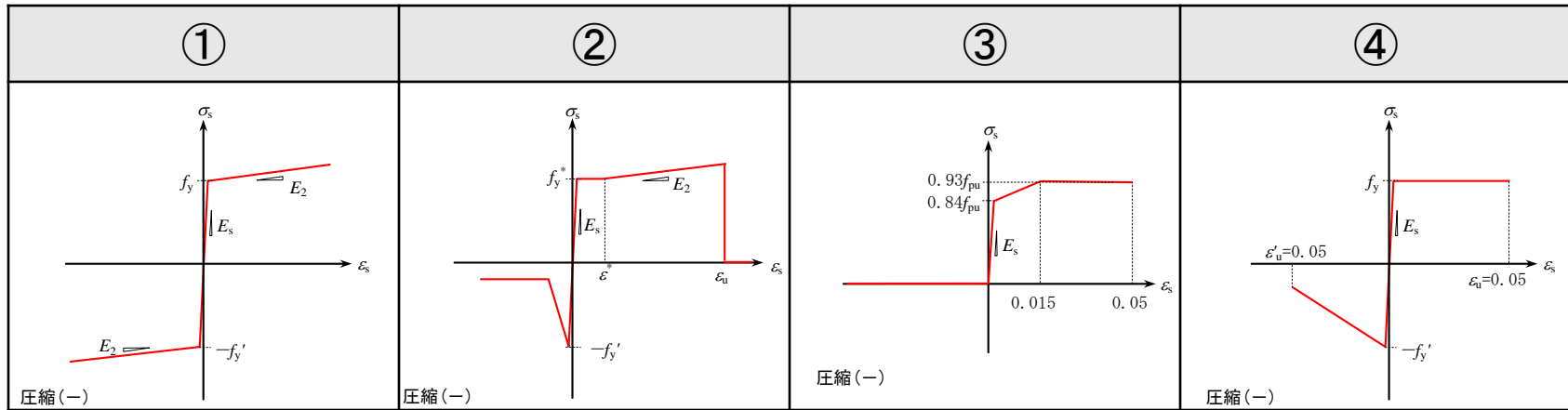
- ①: 道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編
- ②: 2007年制定コンクリート標準示方書[設計編]
- ③: 道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編

非線形材料の力学特性

鋼材の応力-ひずみ関係

鋼材は一般に引張荷重に対し靱性に富んだ変形特性を示すが、圧縮荷重に対して座屈挙動を呈し、急激に耐荷力を失うことがある。(テキスト:P.17表2-2)

圧縮および引張ともに折れ線でモデル化されることが多い。



①: 道路橋示方書Ⅲ, Ⅳ, Ⅴ編, 2007年制定コンクリート標準示方書[設計編]

②: K. Maekawa, A. Pimanmas and H. Okamura: NONLINEAR MECHANICS OF REINFORCED CONCRETE, Spon Press, London and New York, 2003

③: 道路橋示方書Ⅲ, Ⅳ編

④: 道路橋示方書Ⅴ編(平成8年)

断面の耐荷力と変形性能

• 曲げを受ける部材の弾性挙動

単純梁に荷重を載荷すると曲げモーメント M が発生

M に比例して変形量 ϕ が得られる

M と ϕ の関係は下式で表される

$$\phi = \frac{M}{EI}$$

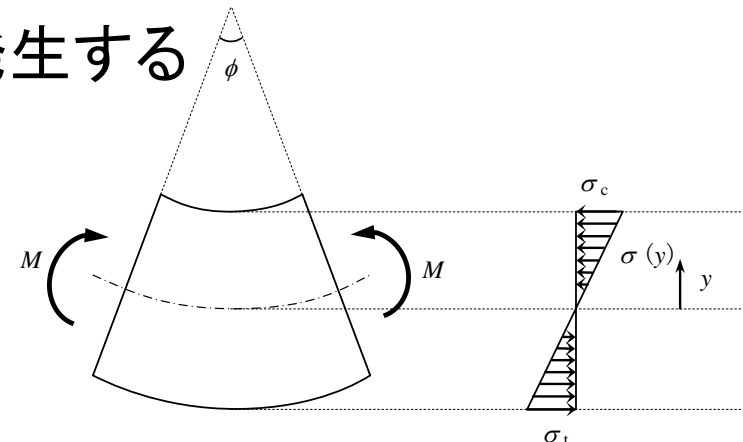
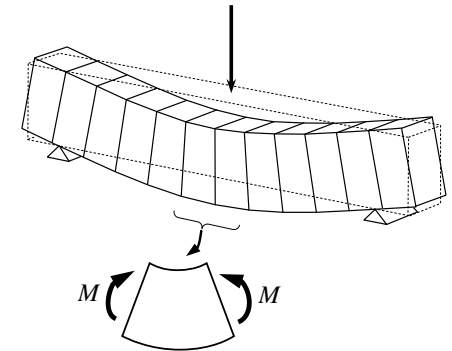
E : 弾性係数(ヤング率), I : 断面二次モーメント

このとき, 断面には曲げ応力 σ が発生する

このときの応力分布は線形となり,

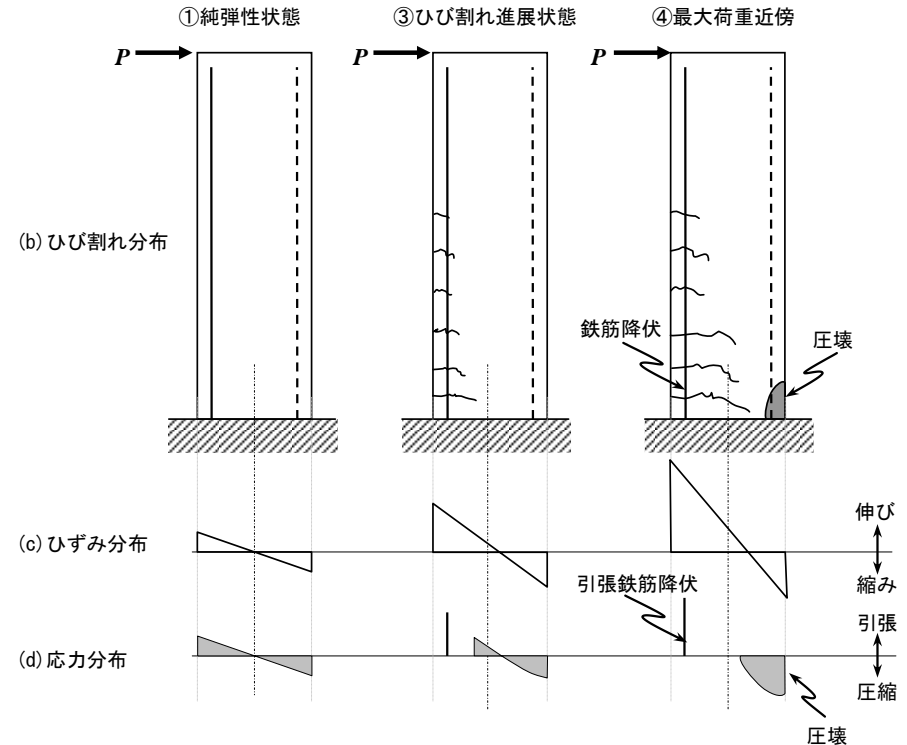
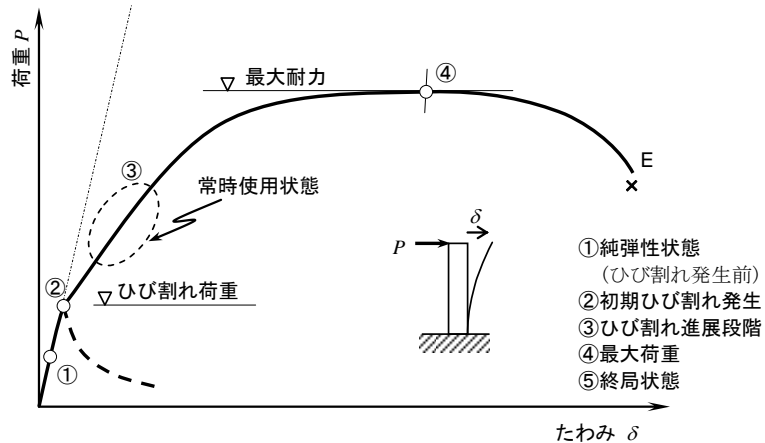
下式で表される。

$$\sigma(y) = \frac{M}{I} y$$



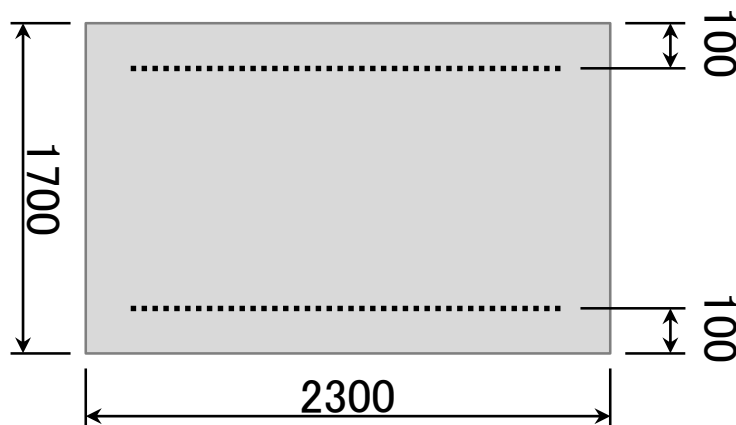
断面の耐荷力と変形性能

RC部材の非線形挙動



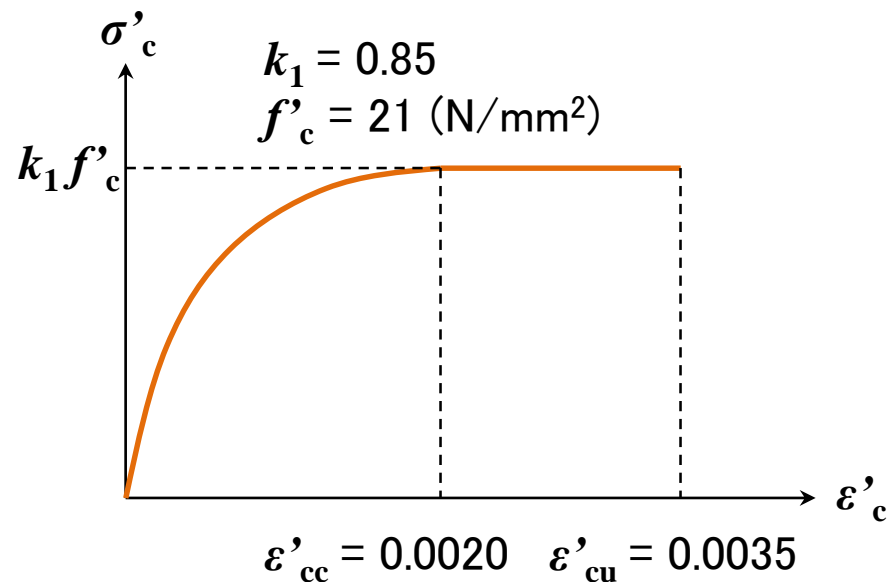
数値シミュレーション #1: $M-\phi$ 関係

設計条件



使用材料

- ・コンクリート: $f'_c = 21$ (N/mm²)
- ・鉄筋: $f_y = f'_y = 295$ (N/mm²)

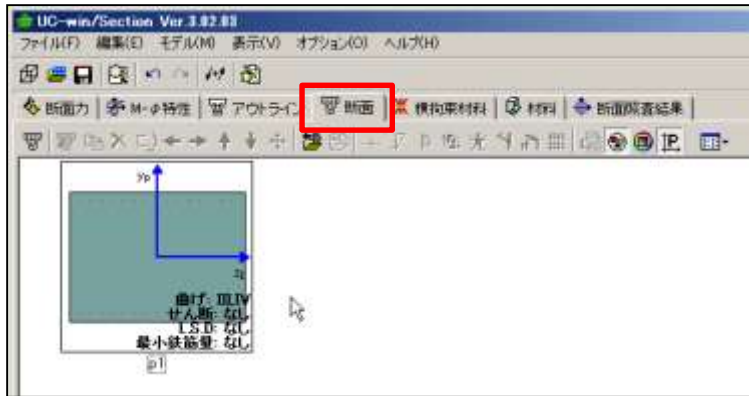


ケース	p_1	p_2	p_3
鉄筋量 A_s (mm ²)	19272	38544	57816
鉄筋比 p (%)	0.5	1.0	1.5

数値シミュレーション #1: M - ϕ 関係

- UC-win/Sectionを用いてシミュレーション

1. 断面タブを開く

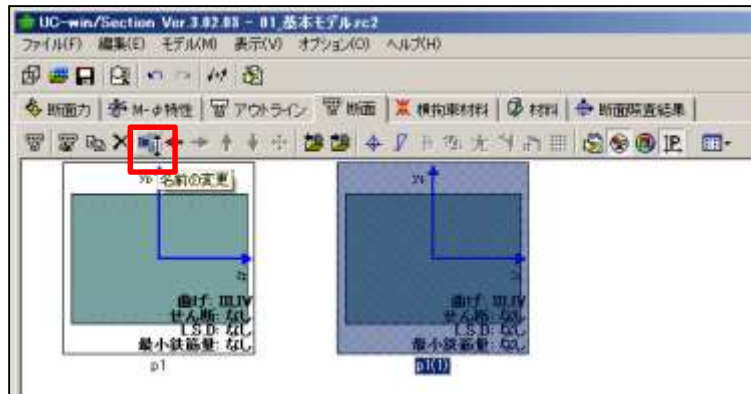


すでに、基本となる断面「p1」は作成済み。
ここに、比較ケースの「p2」と「p3」を追加。

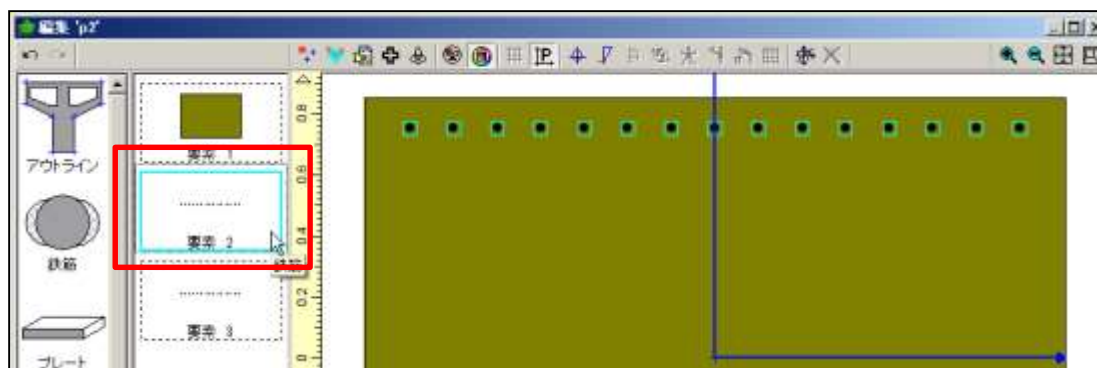
2. 断面「p1」をクリックし、選択する。
3. 右クリックし、「コピー」→「通常コピー」を選択する。

数値シミュレーション #1: $M-\phi$ 関係

4. コピーして新しく追加された「p1(1)」を選択し、「名前の変更」ボタンを押す。

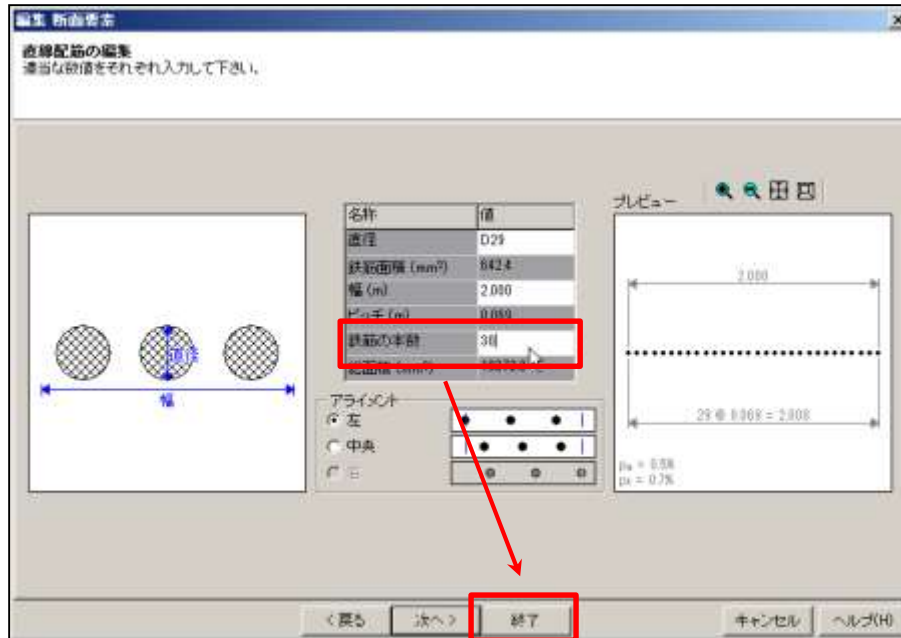


5. 名前を「p2」とする。
6. 「p2」をダブルクリックし、編集画面を起動する。
7. 「要素2」をダブルクリックする。

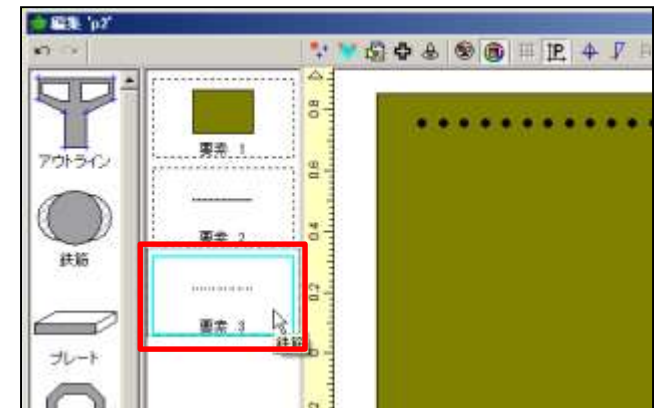


数値シミュレーション #1: $M-\phi$ 関係

8. 鉄筋の本数を30本に変更する。変更後、終了ボタンを押す。

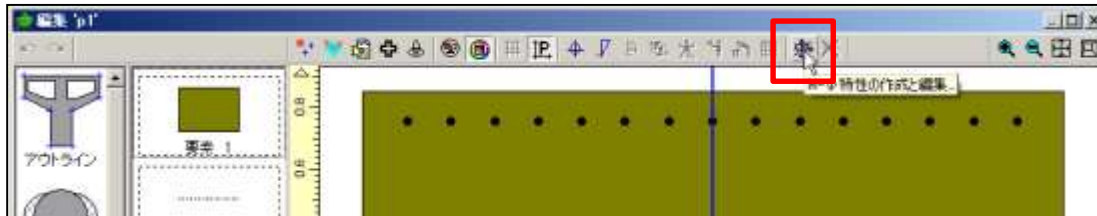


9. 要素3に対しても、同様に鉄筋を30本に変更する。



数値シミュレーション #1: $M-\phi$ 関係

10. 「p1」もしくは「p2」をコピーし、名称を「p3」に変更する。
11. 作成した「p3」をダブルクリックで編集状態とする。
12. 要素2をダブルクリックし、鉄筋の本数を45本に変更する。終了ボタンを押す。
13. 要素3も鉄筋の本数を45本に変更する。
14. $M-\phi$ 特性を作成する。「p1」断面をダブルクリックし、編集状態とする。
15. 画面上部の「 $M-\phi$ 特性の作成と編集」ボタンを押す。



16. 軸力 N' の参考値を 0 kNとし、カテゴリーを「バイリニア(対称)」に変更する。
17. OKをおす。
18. 編集' p1' を閉じる。

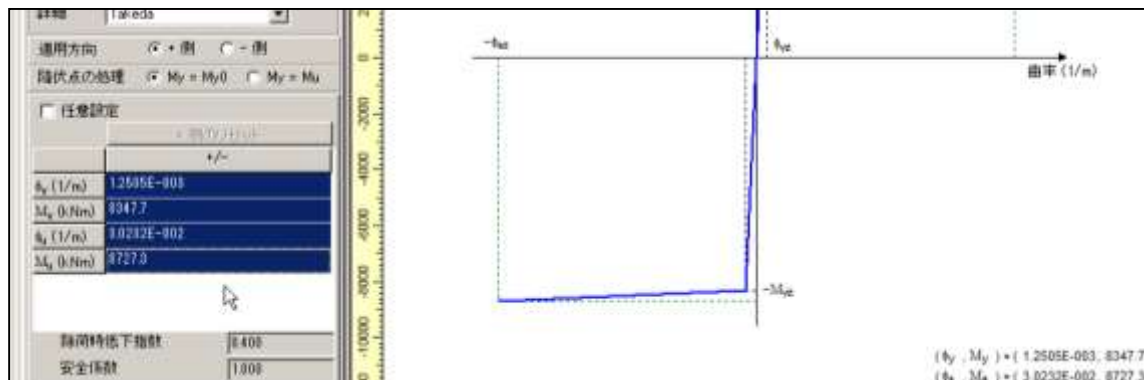


数値シミュレーション #1: $M-\phi$ 関係

19. 同様の動作を断面「p2」と「p3」に対して行う。
20. 「 $M-\phi$ 特性」タブを開くと, $M-\phi$ 特性が3つ作成されている。
21. 名称を「p1」, 「p2」, 「p3」に変更する。

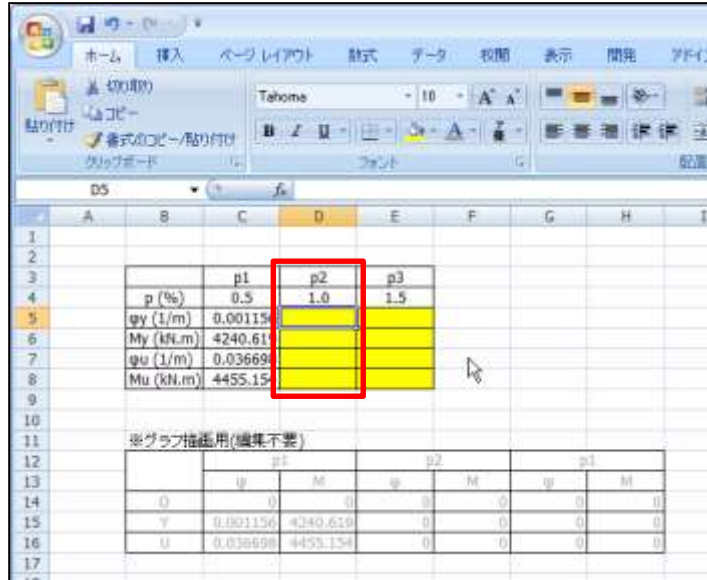


22. 「p2」をダブルクリックする。
23. 左下の数値を全て選択し, クリップボードにコピーする。(Ctrl + C)



数値シミュレーション #1: $M-\phi$ 関係

24. エクセルの「p2」の列に貼り付ける。(Ctrl + V)



	p1	p2	p3
p (%)	0.5	1.0	1.5
qy (1/m)	0.00115		
My (kN.m)	4240.61		
qu (1/m)	0.03669		
Mu (kN.m)	4455.15		

※グラフ描画用(編集不要)

	p1		p2		p3	
	q	M	q	M	q	M
Q	0	0	0	0	0	0
Y	0.001156	4240.619	0	0	0	0
U	0.036698	4455.154	0	0	0	0

25. 同様の動作を「p3」に対しても行う。

26. 次スライドの様なグラフを得ることができる。

数値シミュレーション #1: $M-\phi$ 関係

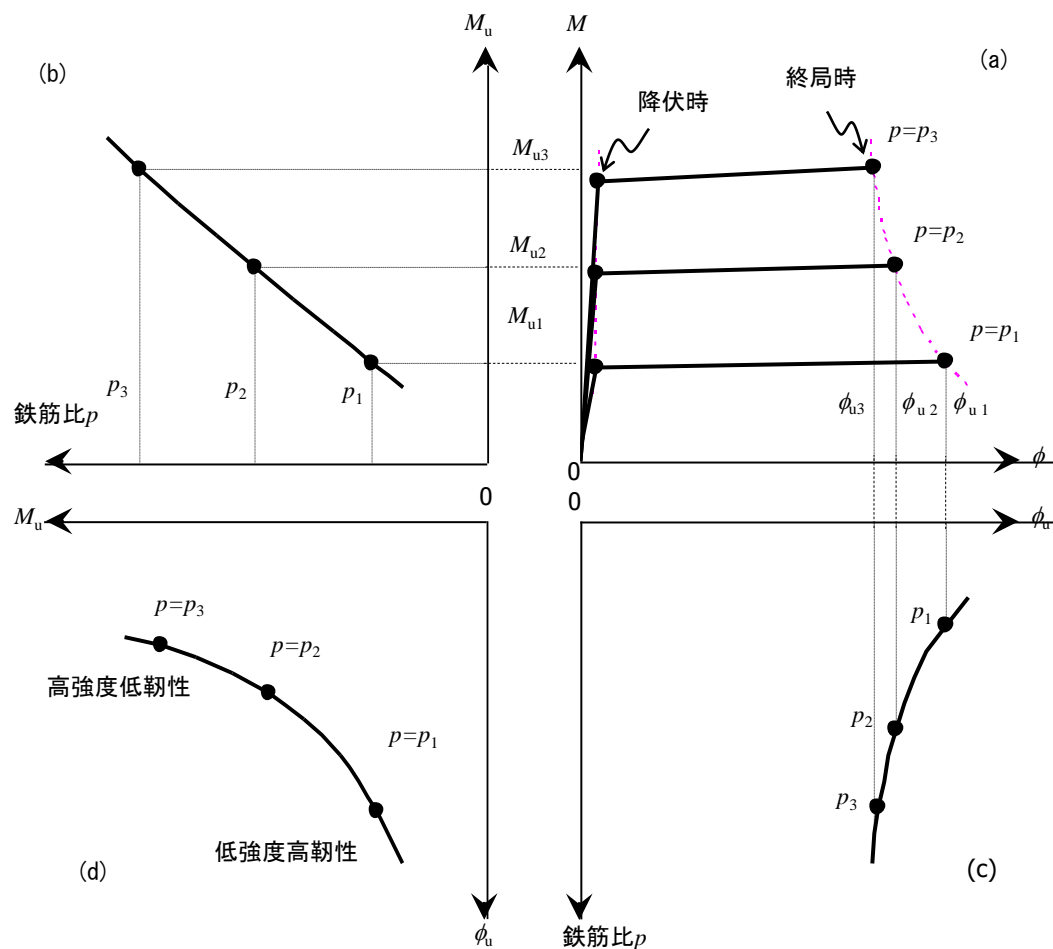


図2-4 鉄筋比をパラメータとした,
(a) $M-\phi$ 関係, (b) M_u-p 関係, (c) $p-\phi_u$ 関係, (d) ϕ_u-M_u 関係

断面靱性率

- RC部材の耐震設計に際しては，断面耐力に加えて断面の靱性率(終局曲率 ϕ_u)が重要となり，通例，降伏曲率 ϕ_y で除した断面(曲率)靱性率 μ_ϕ にて考える。

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y}$$

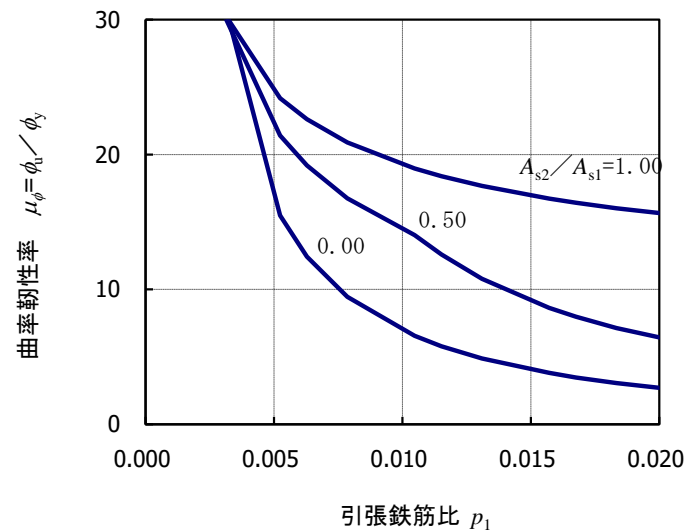


図2-5 圧縮 / 引張鉄筋費をパラメータとした，靱性率 μ_ϕ -鉄筋比 p_1 との関係

軸力と曲げモーメントを受けるときの非線形挙動

- 鉛直荷重 P を受ける単柱形式の柱部材を考える。

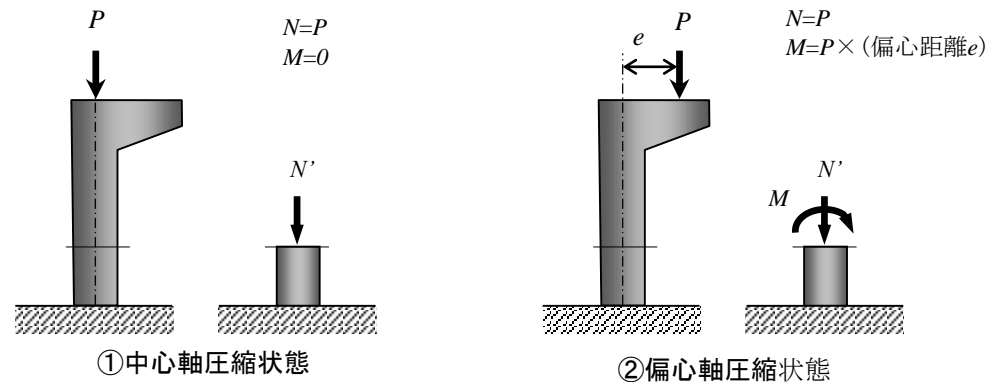
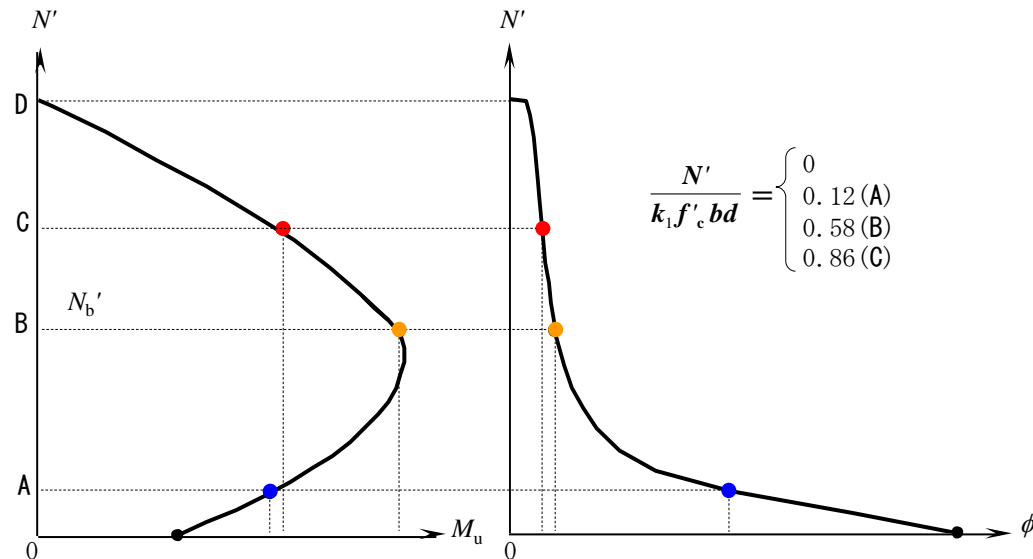


図2-6 軸力と曲げモーメントを受ける断面の考え方

ここで, e は断面図心からの偏心距離を表し, $e = M / N$ により定義される。

軸力と曲げモーメントを受けるときの非線形挙動

- 軸力 N' と終局曲げモーメント M_u (終局曲げ耐力)の関係は下図のようになる。



(a)軸力 N' -終局曲げ耐力 M_u 関係 (b)軸力 N' -終局曲率 ϕ_u 関係

図2-7 軸力を受ける断面の終局時の特性

- 軸力レベル0～B ($N' \leq N'_b$) → 鉄筋降伏先行型
- 軸力レベルB ($N' = N'_b$) → 釣合い破壊型
- 軸力レベルB～D ($N' \geq N'_b$) → コンクリート圧縮破壊型

終局耐力の算定方法

算出における基本仮定を①～④に示す。

- ① 軸方向力 N と曲げモーメント M の釣合いが基本式となる。偏心量 e は定数である。
- ② コンクリートの応力については、引張側は無視、圧縮側は等価矩形応力ブロックとする。ひずみ分布は、断面内で線形分布と仮定する。
- ③ 圧縮および引張鉄筋については、降伏後の状態を仮定する。
- ④ 断面の終局状態は、「コンクリートの圧縮縁ひずみがその終局ひずみ ϵ'_{cu} に達したとき」と定義する。

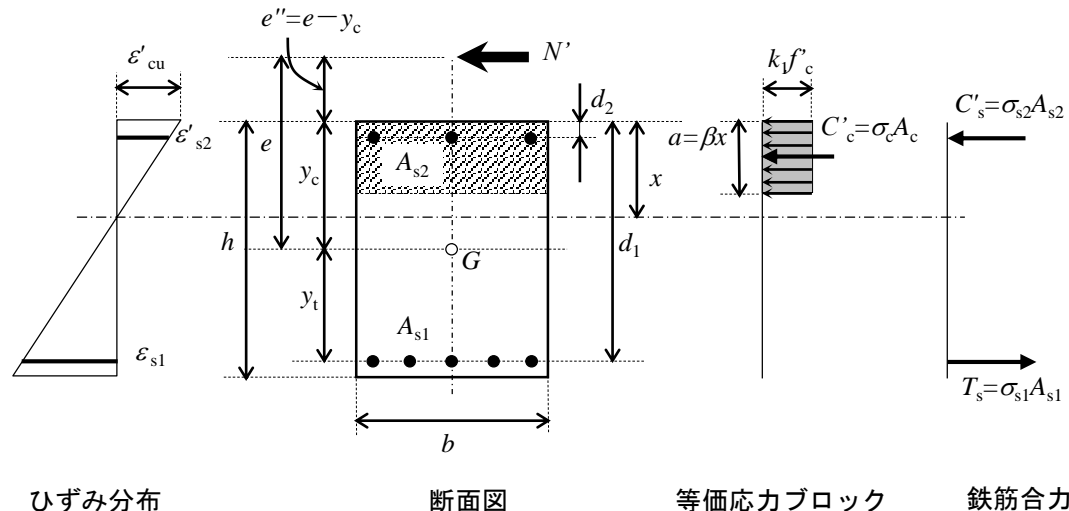


図2-8 終局耐力の算定に関する断面仮定と記号

断面のひずみ分布

- 矩形断面を仮定し，各偏心量 e における断面のひずみ分布を求めると下図のように表せる。 $e=\infty$ の状態は曲げのみを受ける状態。

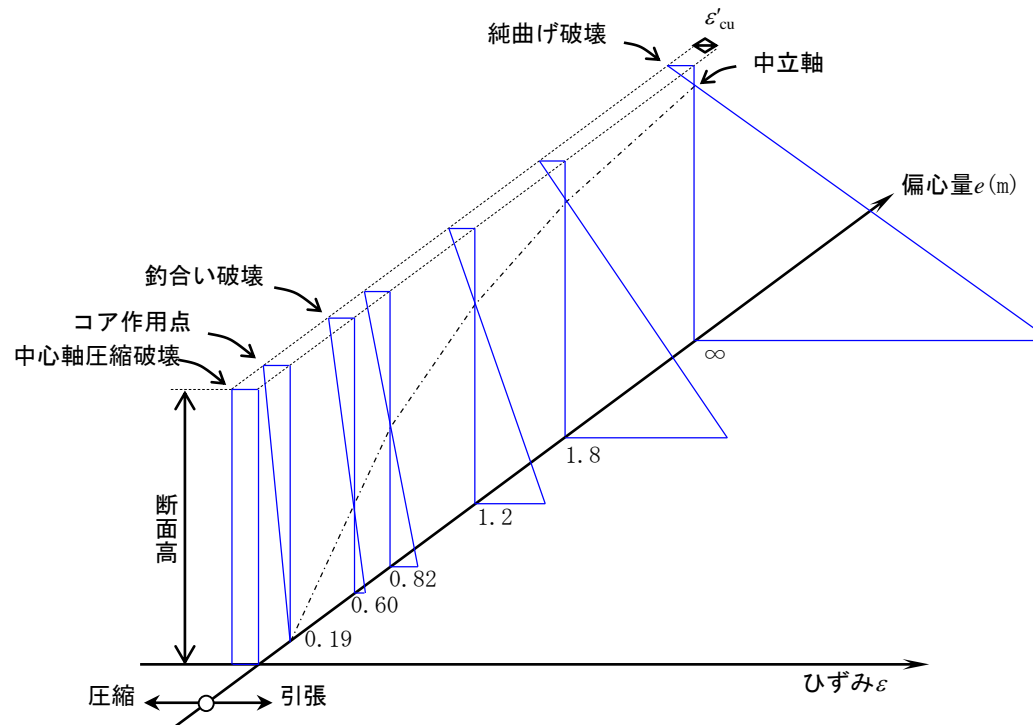


図2-9 種々の偏心量 e における断面終局時のひずみ分布

破壊包絡線 / 相互作用図の見方

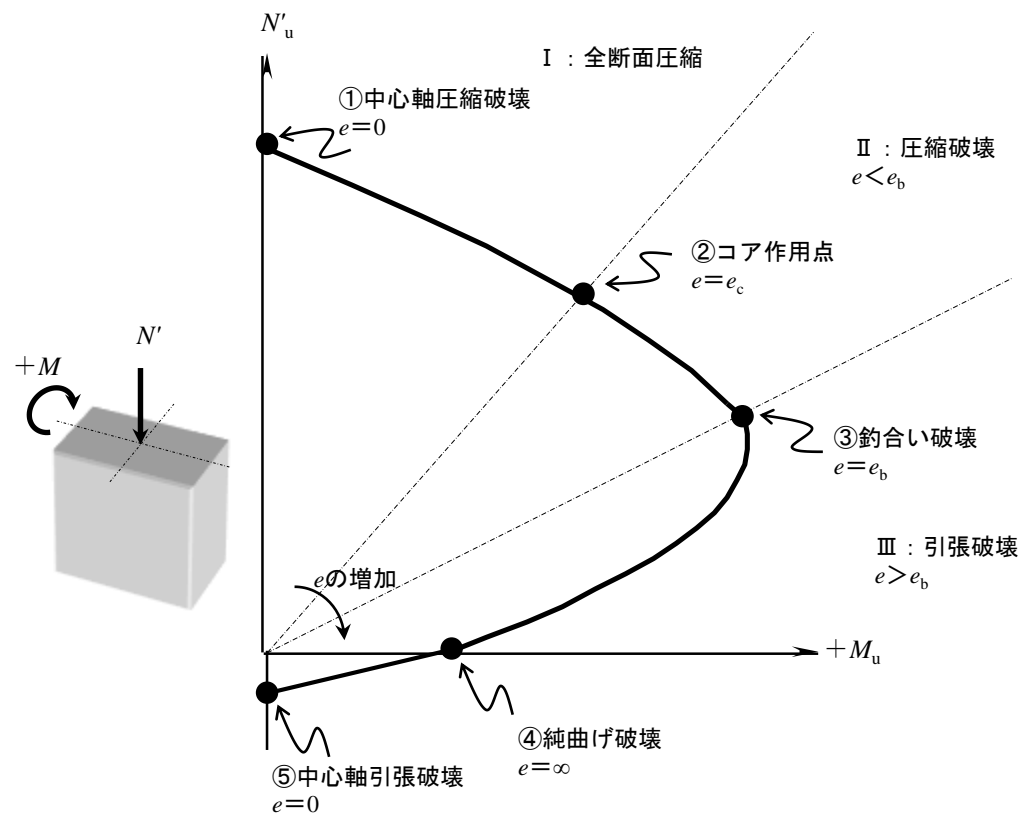


図2-10 M_u , N_u に関する相互作用図(破壊包絡線)

降伏 / 終局時の曲率と断面靱性率: $N'_u - M_u - \phi_u$ 曲線

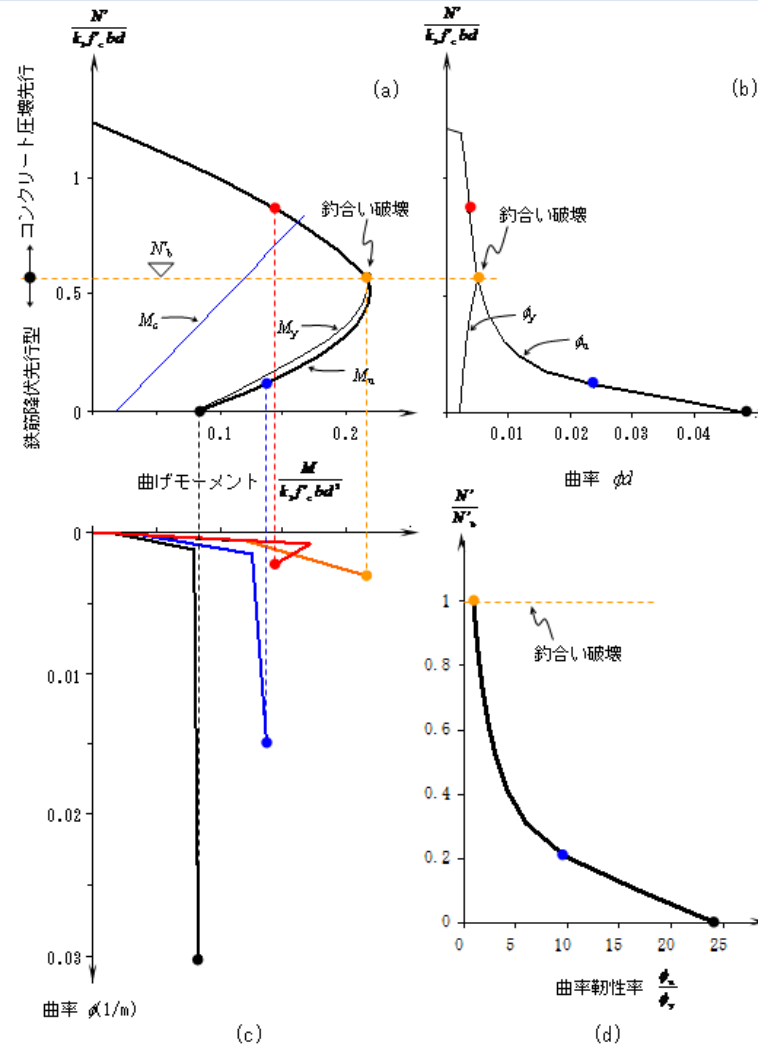


図2-12 軸力と曲げモーメントを受ける断面の耐荷力と変形性能

第3章

部材の非線形解析

部材の非線形特性

- 部材の変形挙動は、荷重-変位関係(P - δ 関係)によって明快に表され、耐震性能を評価する際の基本情報となる。
- 荷重-変位関係の曲線上には、いくつかの重要な特異点(ひび割れ, 降伏etc.)がある。
- 鉄筋コンクリート単柱式橋脚について、変形挙動と破壊/倒壊過程を図3-1に示す。

部材の非線形特性

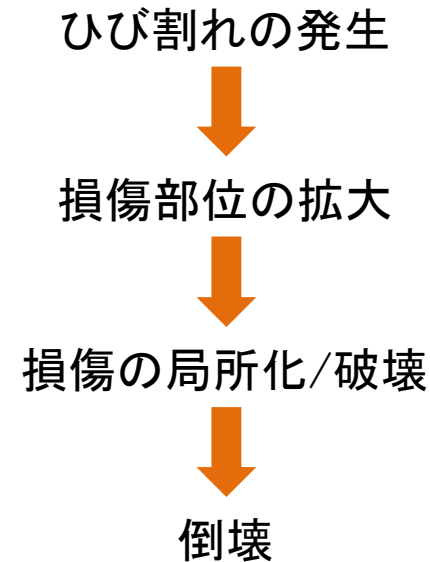
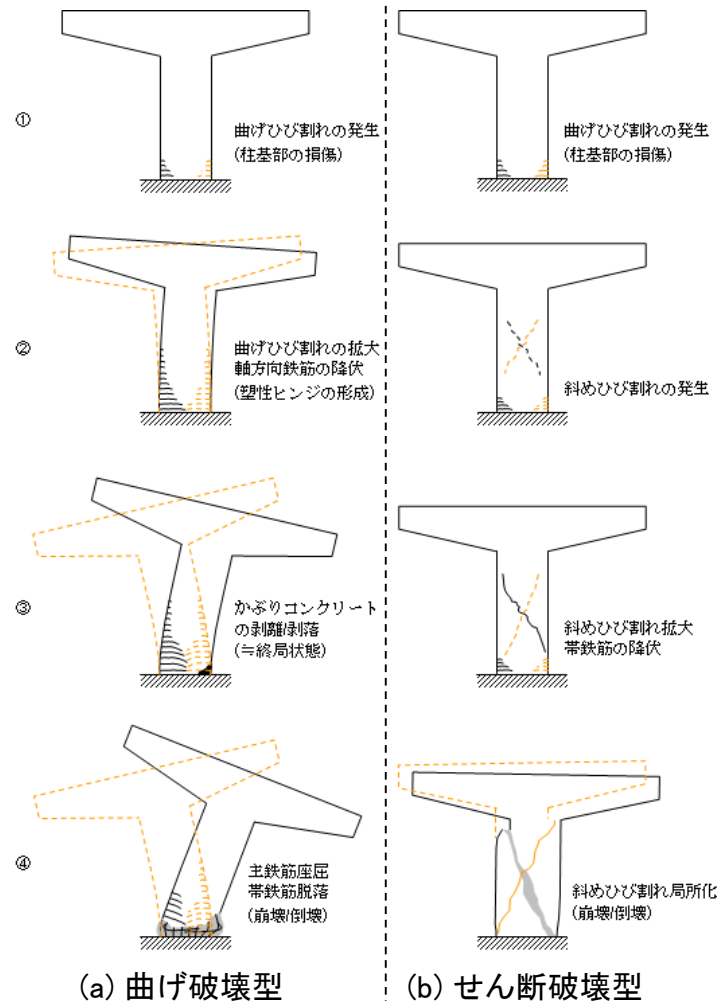
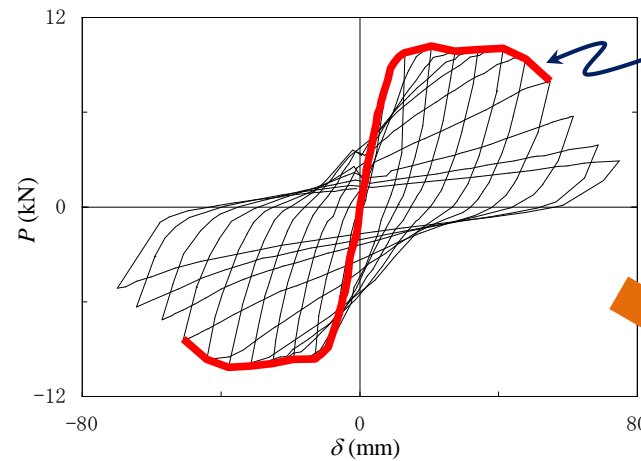


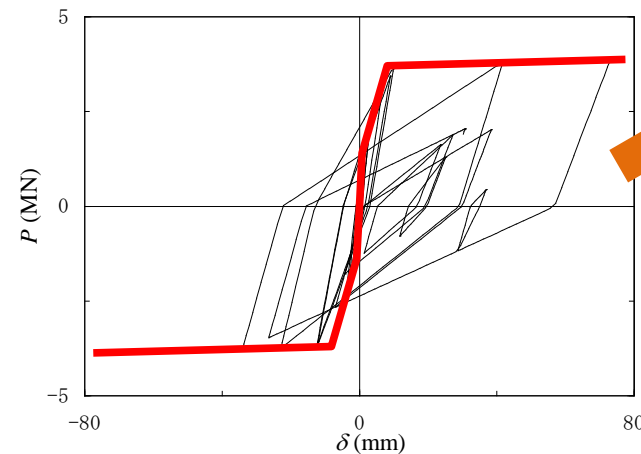
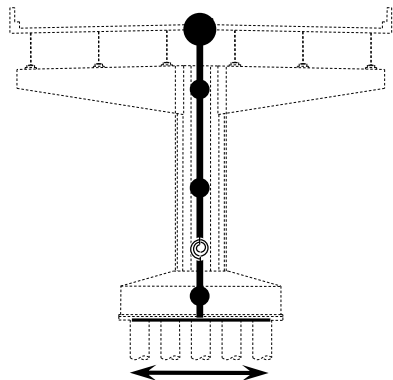
図3-1 地震時における鉄筋コンクリート橋脚(柱部材)の変形挙動と破壊過程

荷重-変位関係(P - δ 関係)の見方/考え方

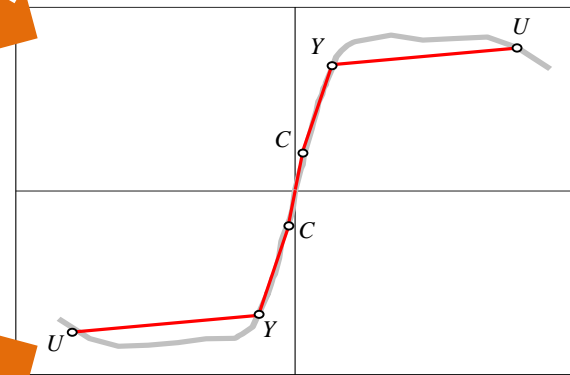


一般的に荷重変位曲線とはこの包絡線(envelope curve)を指す

(a) 変位制御型繰返し



(b) ランダム波による動的応答解析



(c) 荷重-変位関係のモデル化

図3-2 柱部材の荷重-変位関係

P - δ 曲線上の特異点: C , Y , U 点

- ・ C : *crack* 初期ひび割れ
- ・ Y : *yield* 引張鉄筋(軸方向筋)の降伏
- ・ U : *ultimate* 終局状態

最初の折れ点はひび割れ(C 点)によるもので、その後のひび割れ進展とコンクリートの非線形性により部材剛性が低下し、やがて引張鉄筋(軸方向筋)の降伏(Y 点)により大きな折れ点を呈する。その後、荷重最大点(ピーク点)を示した後、軟化挙動を呈し、やがて終局(U 点)を迎える。

典型的な骨格曲線(*skeleton curve*)

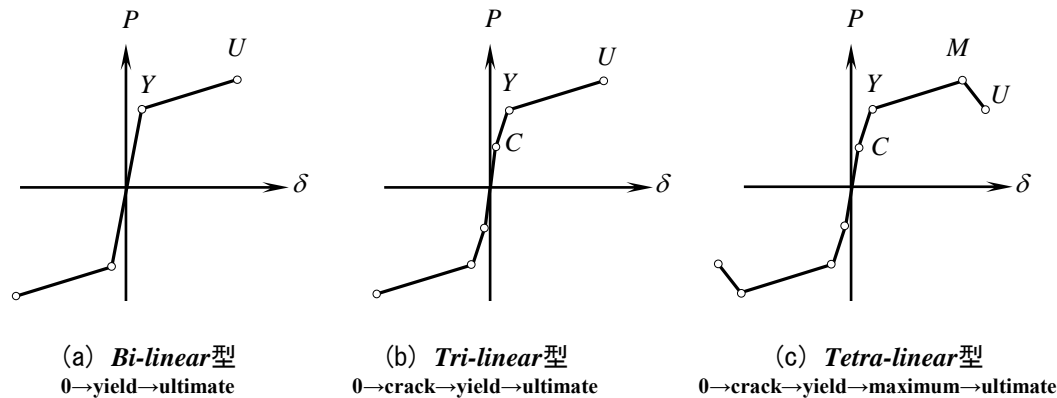


図3-3 多直線モデルによる P - δ 関係のモデル化

破壊モードと靱性

- ・曲げ破壊 : 設計上想定した理想的な終局状態。曲げ耐力 P_u よりも十分に大きなせん断耐力 P_s を保有しており、かつ、靱性を向上するための構造細目を満たした理想的な破壊モード。十分な靱性が確保される。
- ・せん断破壊 : 設計上回避すべき終局状態。曲げ耐力 P_u に比べ、せん断耐力 P_s が低い、あるいは十分な余裕がなく、変形の過程で突如として脆性的な破壊を示す。十分な靱性が得られない。
- ・局所破壊 : 本来、設計細目を満たすことにより防止される破壊。これを満たさないで早期破壊となり、やはり十分な靱性が得られない。

水平荷重 P

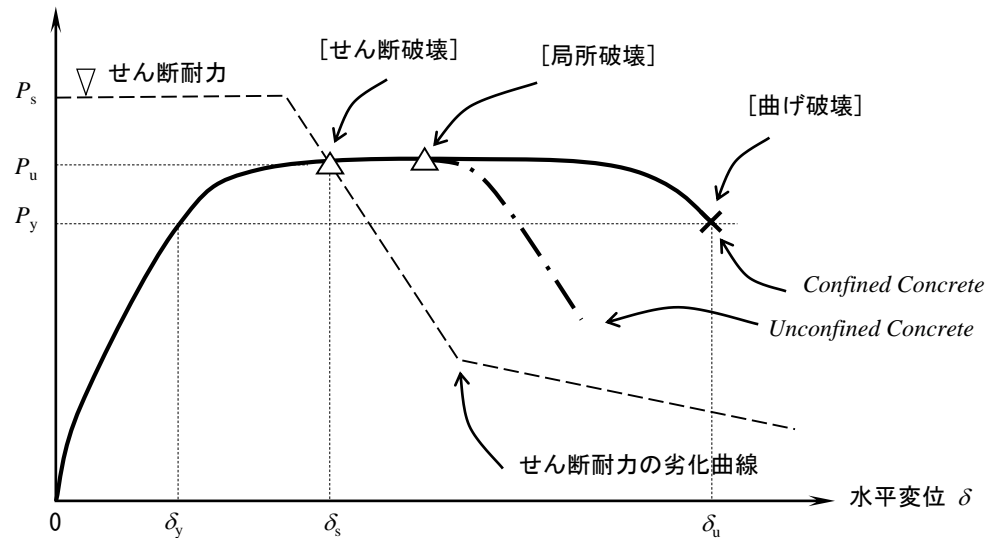


図3-4 柱部材のP-δ関係:破壊モードと耐力/靱性からの見方

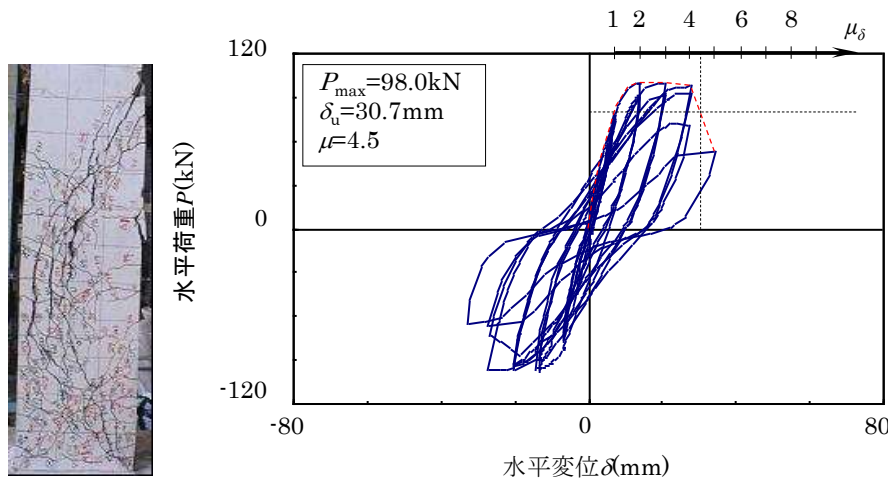
柱部材の繰返し挙動

条件

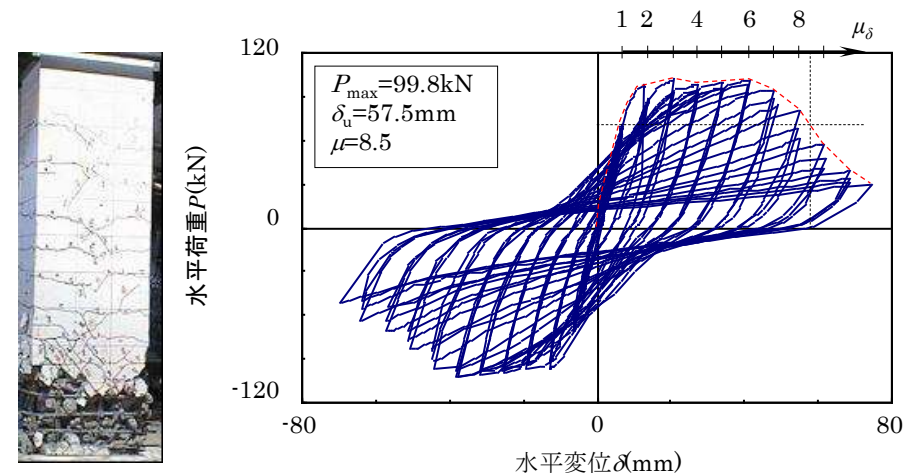
- 断面: 320mm × 320mm
- 軸力=0
- 軸方向鉄筋: D13-SD295A($p_t=2.5\%$)
- 帯鉄筋: $\phi 6$ -SR235@330mm($p_w=0.06\%$)[試験体A]
D6-SD295A@45mm($p_w=0.47\%$)[試験体B]
- 曲げせん断耐力比: 1.08[試験体A], 2.51[試験体B]

$$\text{曲げせん断耐力比} = \frac{\text{せん断耐力}}{\text{曲げ耐力}}$$

$$\text{部材靱性率}\mu = \frac{\text{終局変位}\delta_u}{\text{降伏変位}\delta_y}$$



(a)試験体A



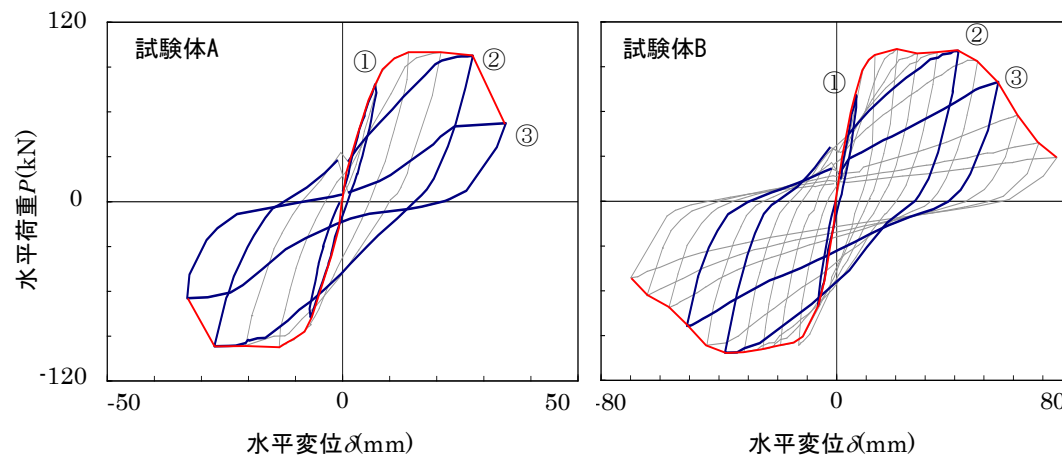
(b)試験体B

図3-6 正負交番変位制御型繰返し載荷実験の実験結果

繰返し変形挙動

• 1サイクルの変形挙動

下図の荷重変位曲線の包絡線より、①ひび割れ発生、②最大荷重維持、③終局の3つの状態を特定し、その1サイクル目を抽出する。



(a)荷重-変位履歴と骨格曲線

図3-7 繰返し挙動の特徴：包絡線と1サイクルの挙動

繰返し変形挙動

①軸方向鉄筋降伏時:

ほぼ弾性状態(剛性変化が小さく, 残留ひずみがほとんどない)である。

②最大荷重を維持:

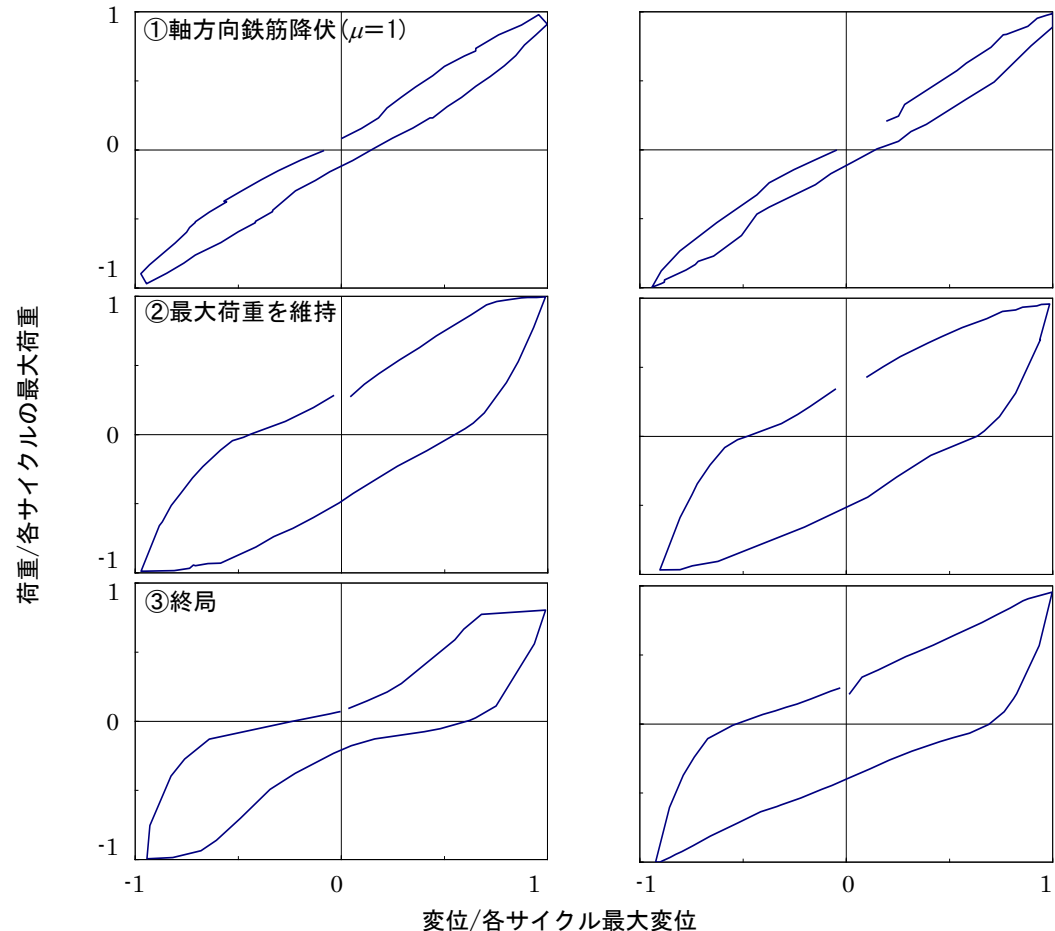
軸方向鉄筋降伏時に比べ膨らみが増し, いわゆる紡錘型のループを呈し, 十分なエネルギー消費を観察することができる。

③終局時:

試験体Aについては, 部材劣化に伴い逆S字型のサイクルに変化した。それと同時に, ループ面積が減少していることが分かる。試験体Bについては, 引き続き, 安定した紡錘型のループを描いている。



部材靱性率に反映されている



(b)繰返しに伴うサイクル挙動の変化

図3-7 繰返し挙動の特徴: 包絡線と1サイクルの挙動

繰返し変形挙動

• 1サイクルのモデル化

- a. 紡錘型 : 繰返し履歴ループの面積が大きく, 十分なエネルギー吸収能力がある。適切な主鉄筋と帯鉄筋の配筋により, 理想的な部材特性を達成できる。
- b. 逆S字型 : 構造材料の劣化, 構造形状, せん断成分の増加により, このような逆S字型の履歴ループを有する。特に原点付近(荷重が正負反転するとき), くびれを呈することが特徴である(ピンチ効果とも呼ばれる)。紡錘型に比べて履歴ループの面積が小さく, エネルギー吸収能力は劣る。
- c. スリップ型 : 打継ぎ面などの滑りにより, 荷重反転時に大きな変形(スリップ)を生じる。ループ面積が小さく, エネルギー吸収能力はかなり劣る。

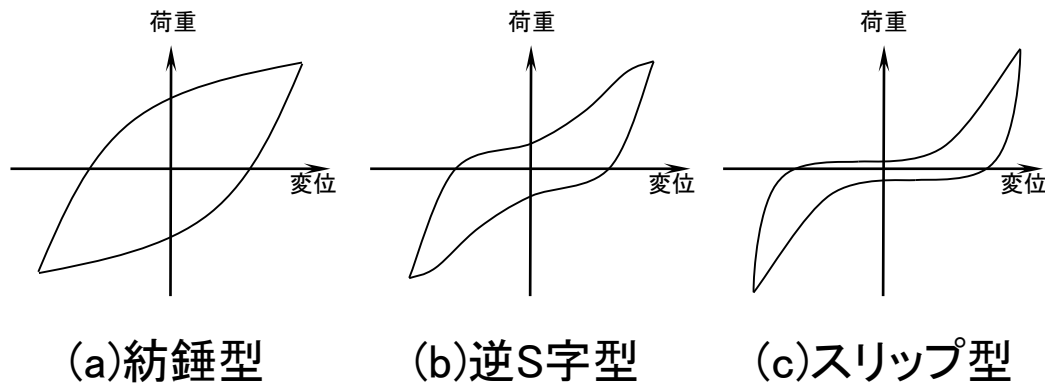


図3-8 3つの典型的な繰返し挙動

履歴特性のモデル化

復元力特性のモデル化として、骨格曲線とループ特性を組み合わせて、下図のように2つ例示する。

左は骨格曲線が**bi-linear**，履歴則は非劣化モデルであり，除荷は常に弾性時の剛性(初期剛性)と同一であり，最も簡便な繰返しモデルである。

右は**tri-linear**による骨格曲線と劣化型の履歴性状を組合せたものである。劣化モデルは，除荷時の剛性が，それまでの最大変位が大きくなるほど低下していることが特徴的である。

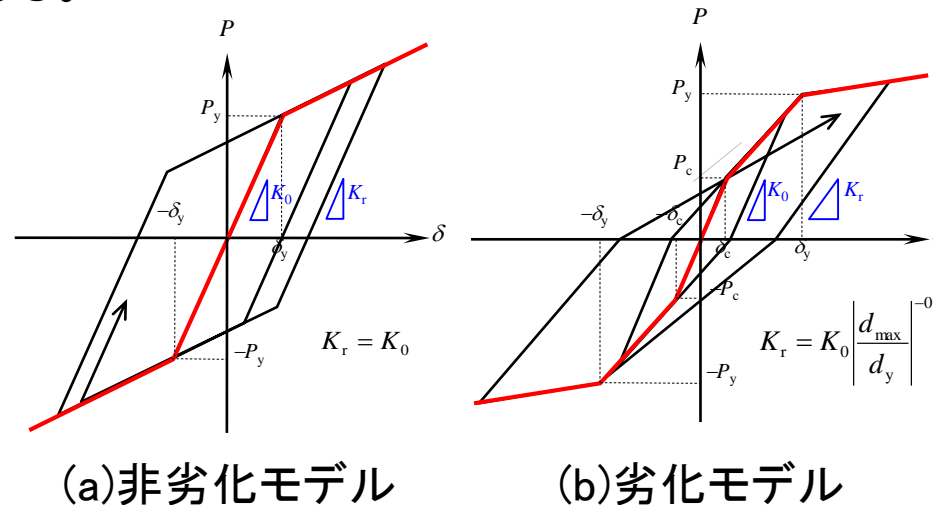
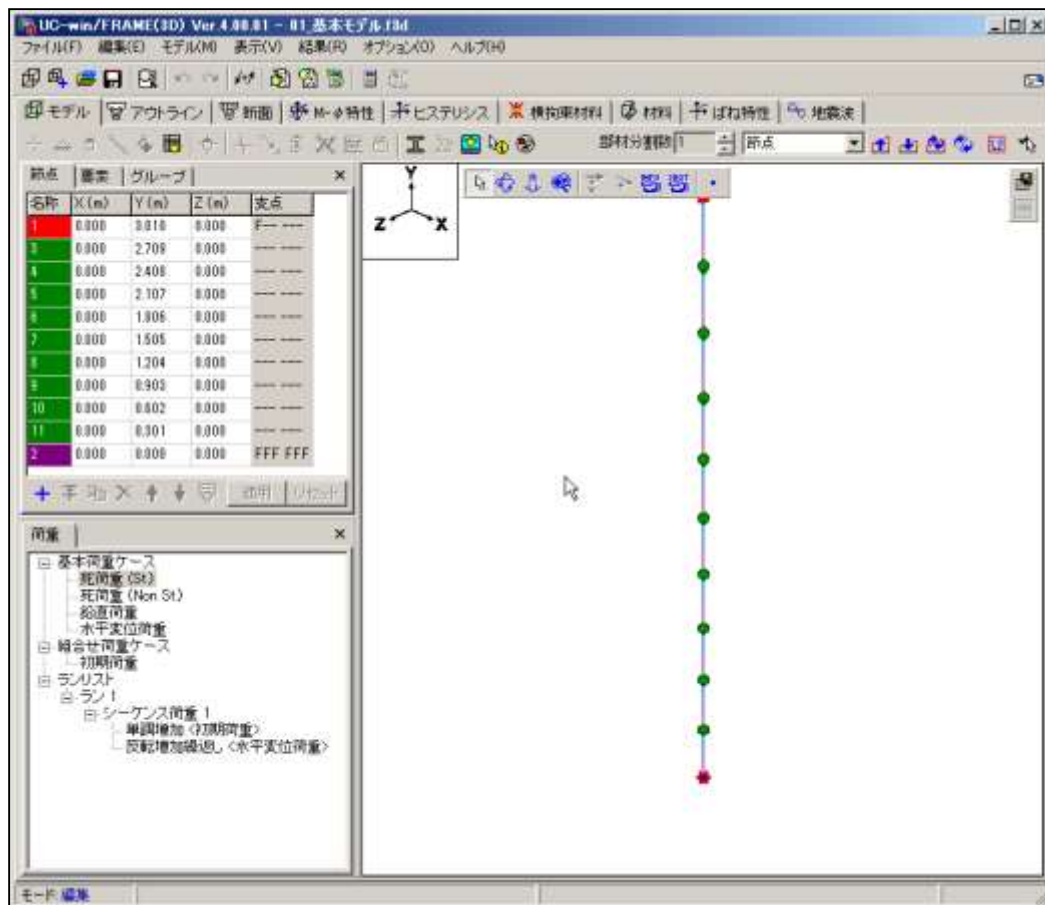


図3-9 復元力特性の特徴とモデル化：非劣化モデル/劣化モデル

数値シミュレーション #2: 正負交番繰返し載荷

テキストP.62 図3-10モデルを再現する。

1. 「01_基本モデル.f3d」ファイルをダブルクリックで起動する。
2. このモデルはファイバー要素を用いた解析モデルである。

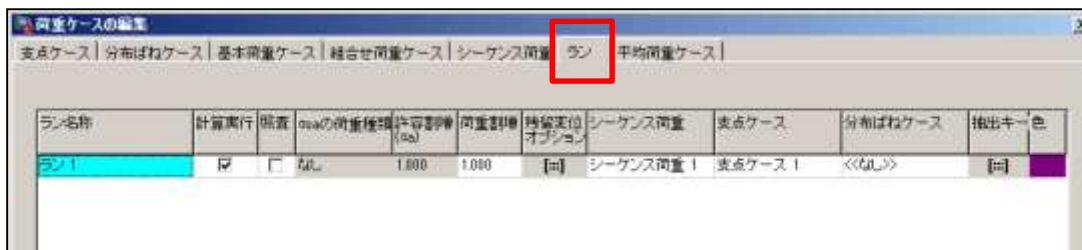


数値シミュレーション #2: 正負交番繰返し載荷

3. 解析単位である「ラン」をコピーし, $M-\phi$ 要素を用いた解析モデルを作成する。
4. 「荷重ケースの編集」ボタンをおす。

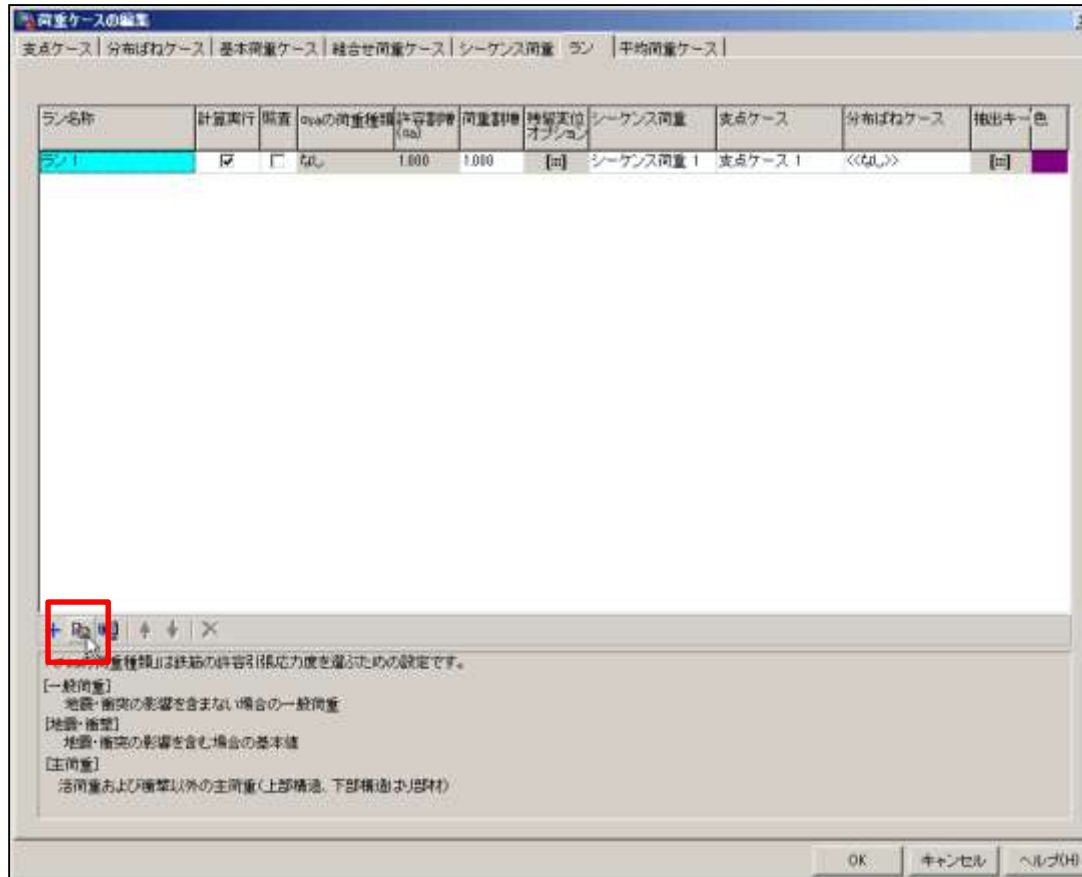


5. ランのタブを開く。



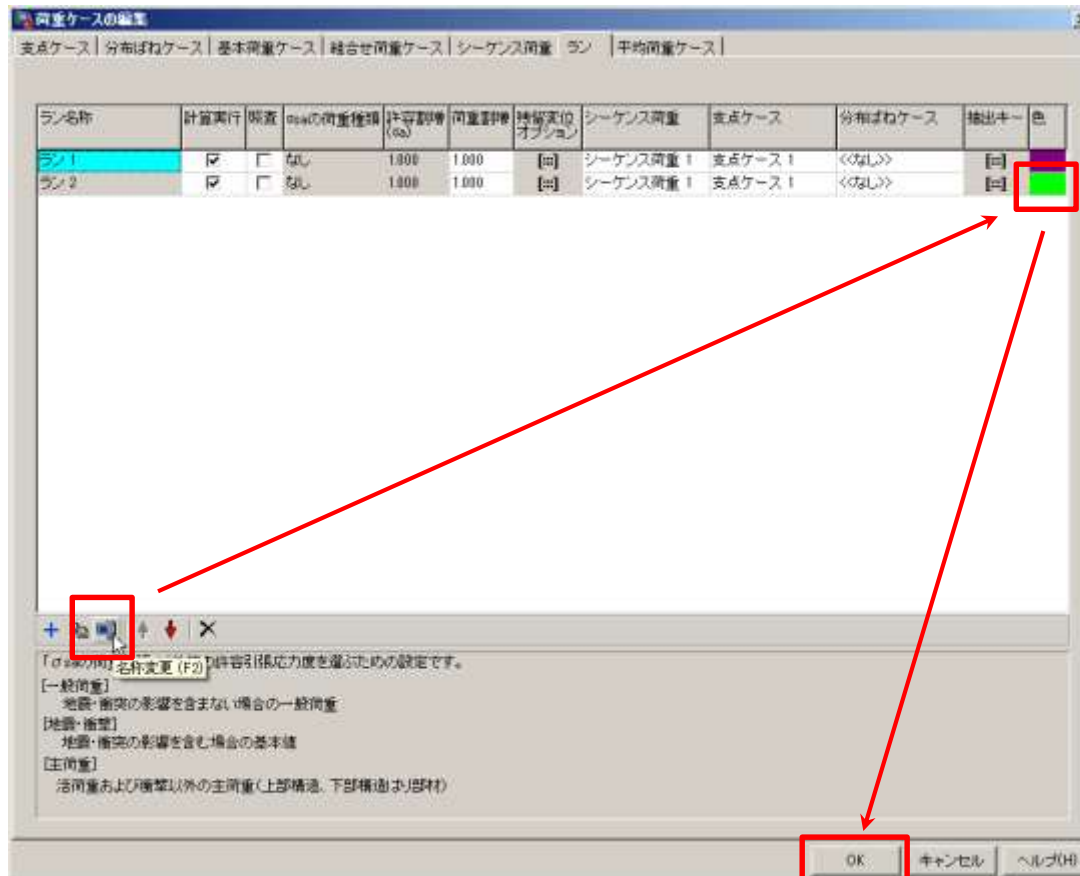
数値シミュレーション #2: 正負交番繰返し載荷

6. コピーボタンを押す。



数値シミュレーション #2: 正負交番繰返し載荷

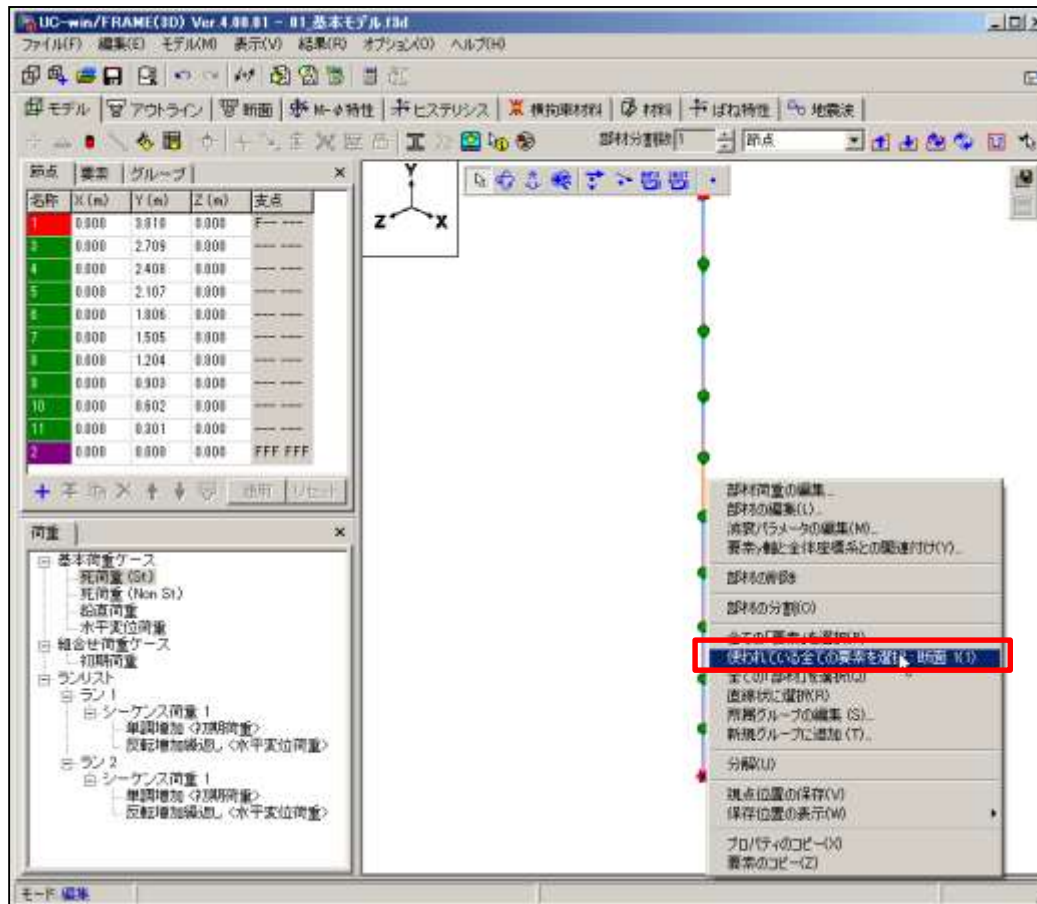
7. 新しく、「ラン 1(1)」が作成されるので、「名称変更」ボタンを押し、名称を「ラン2」に変更する。また、ラン2の色を任意に変更する。



8. OKボタンを押し、上記画面は閉じる。

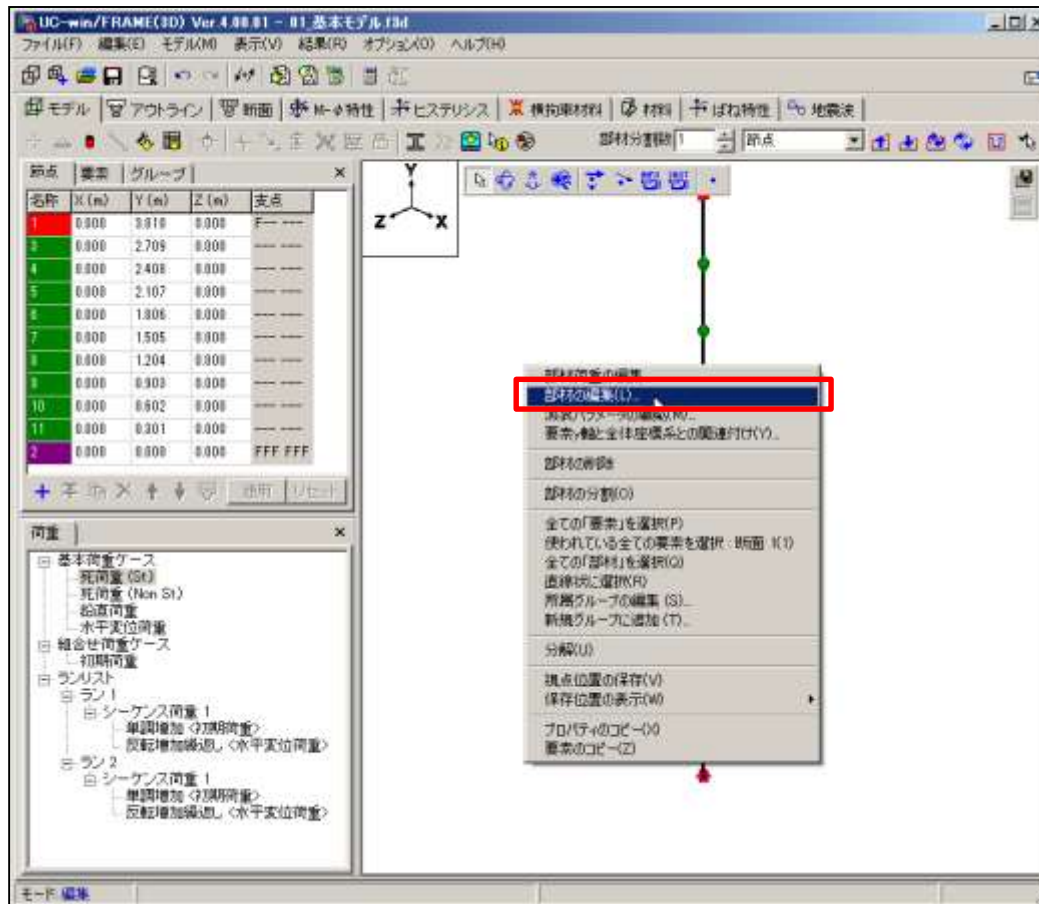
数値シミュレーション #2: 正負交番繰返し載荷

9. 「モデル」タブに戻り, 任意の部材を選択する。
10. 右クリックし, 「使われているすべての要素を選択: 断面1」を選択する。



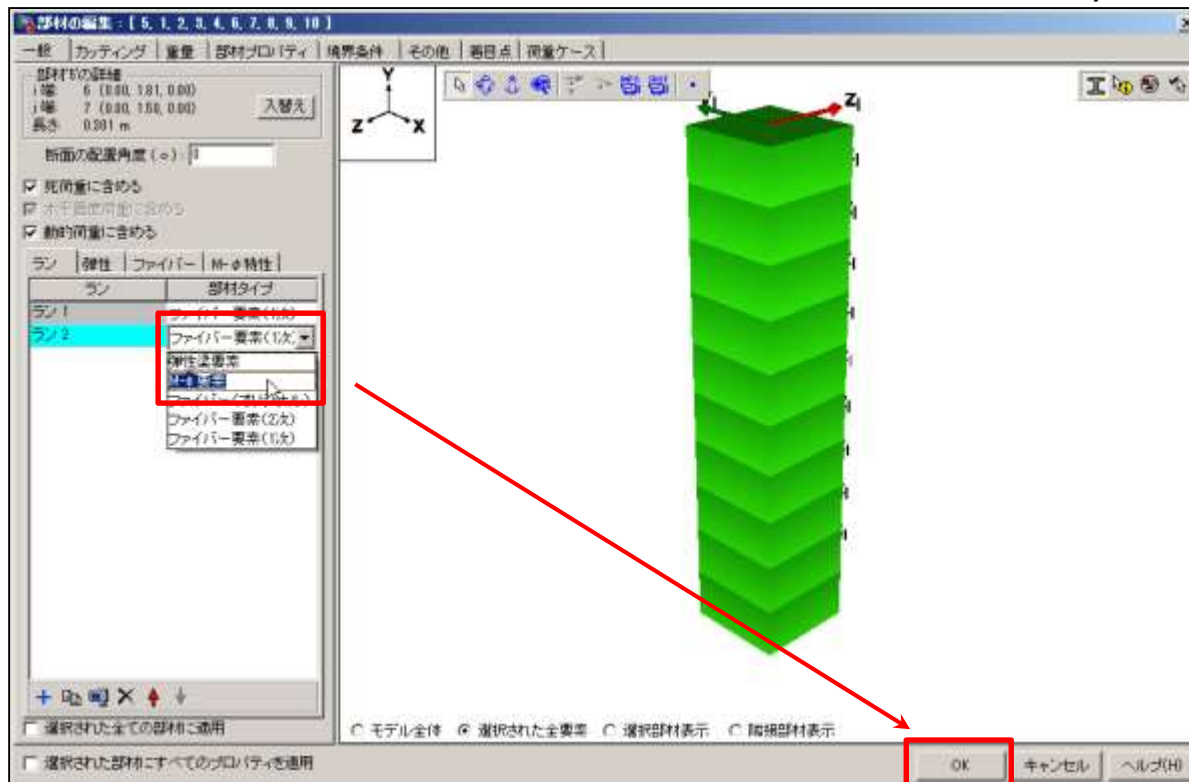
数値シミュレーション #2: 正負交番繰返し載荷

11. 全ての柱部材が選択されるので、その状態でもう一度右クリックし、「部材の編集」を選択する。



数値シミュレーション #2: 正負交番繰返し载荷

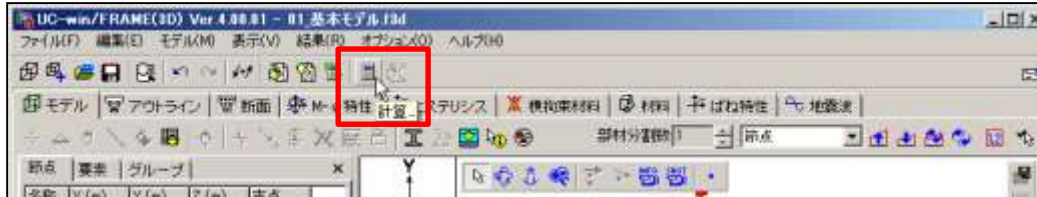
12. ラン2の部材タイプを「ファイバー要素(1次)」から「 $M-\phi$ 要素」へ変更する。



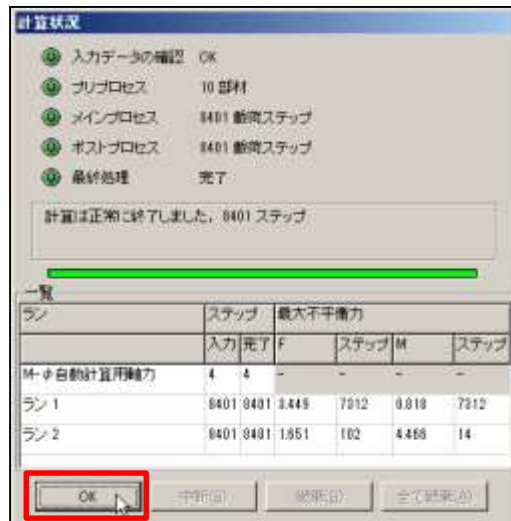
13. OKボタンを押し、画面を閉じる。

数値シミュレーション #2: 正負交番繰返し载荷

14. 「計算」ボタンをおし、解析を実行する。

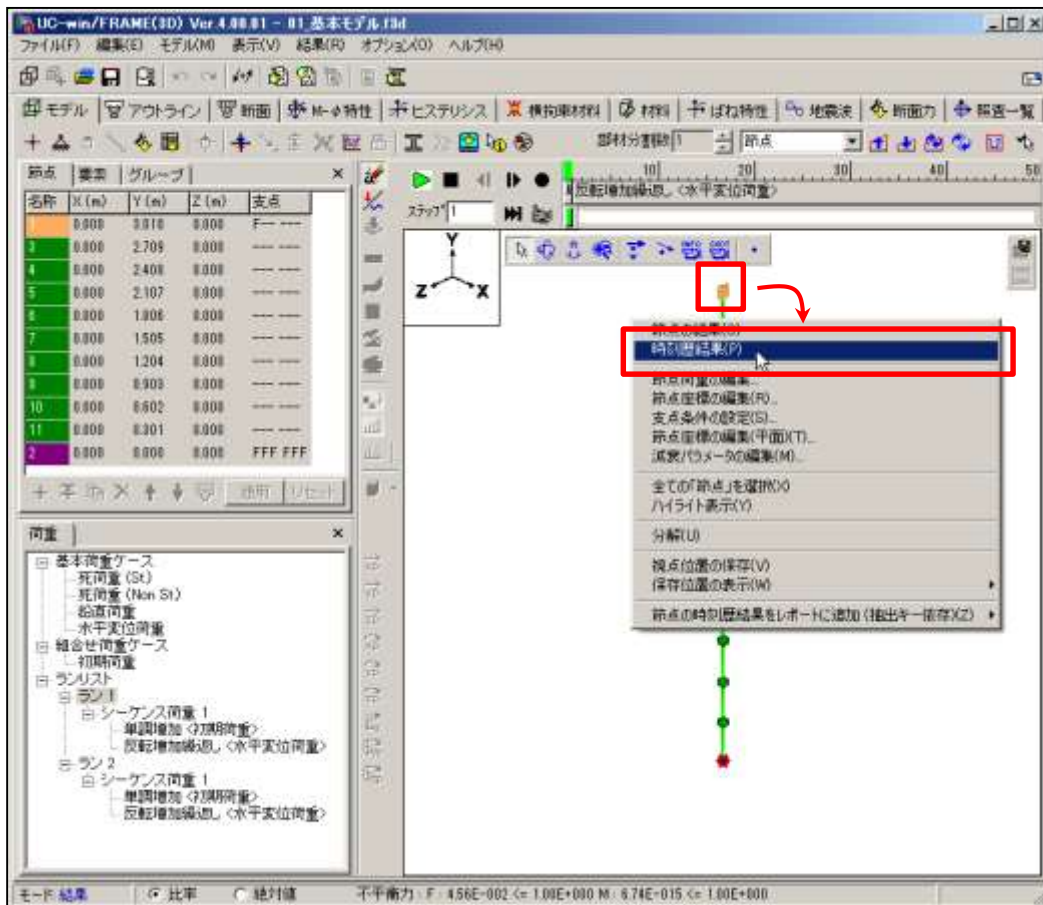


15. 解析が終了したら、下記画面はOKをおす。



数値シミュレーション #2: 正負交番繰返し載荷

16. 荷重変位曲線を確認する。柱天端の節点である「1」を選択し、右クリックメニューの「時刻歴結果」を選択する。

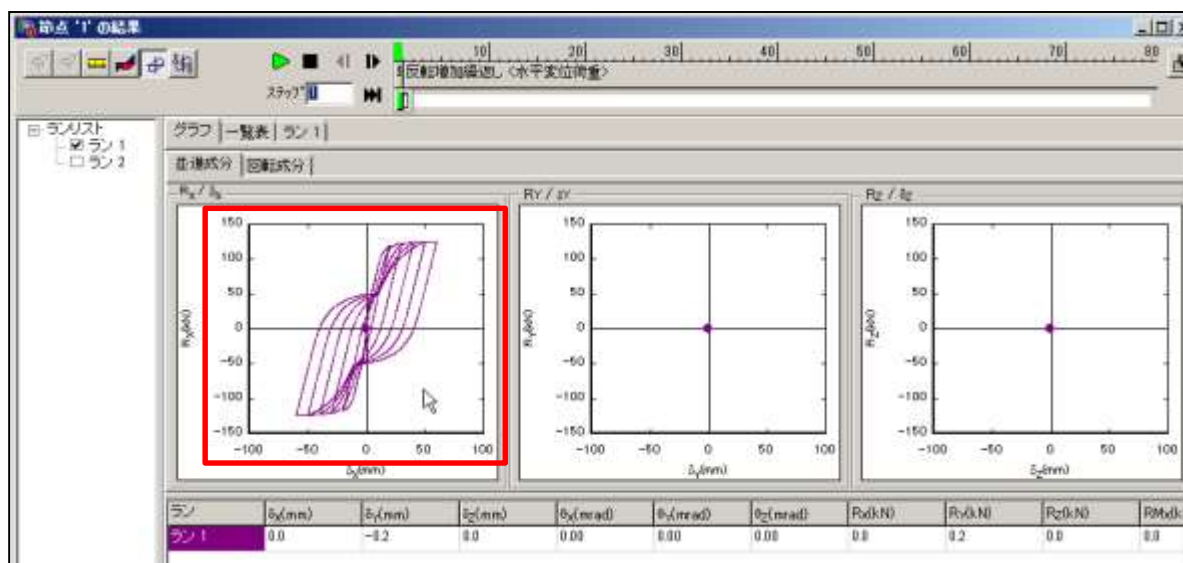


数値シミュレーション #2: 正負交番繰返し载荷

17. 「反力/変位」のボタンを押す。

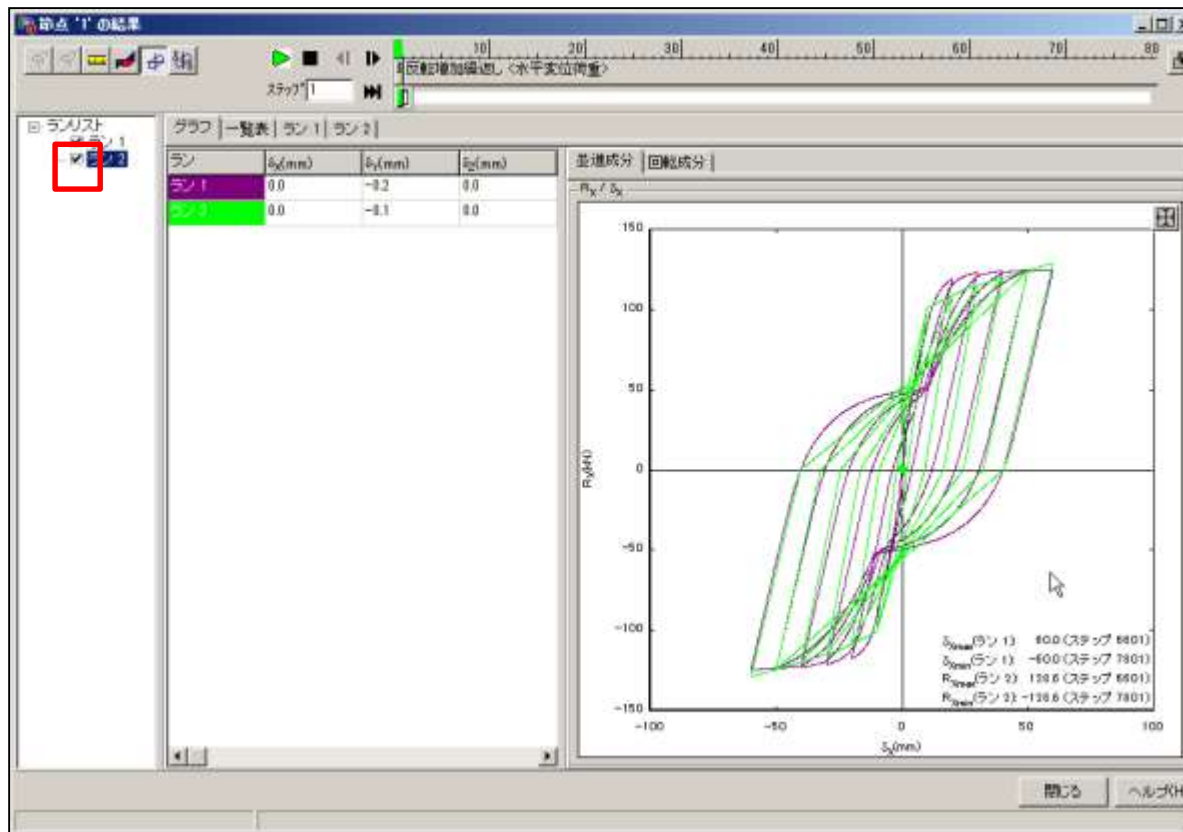


18. 荷重変位曲線を確認することができる。



数値シミュレーション #2: 正負交番繰返し载荷

17. 「ラン2」のチェックを入れると、 $M-\phi$ 要素の結果を重ねて見ることができる。



RC部材の靱性評価

• RC柱部材の終局変位

基部で曲げ破壊する部材の終局変位 δ_u を以下のように定義する。

δ_u = 降伏曲率までの変形 δ_y
+ 塑性ヒンジ部の塑性変位 δ_p

δ_y : 曲率分布の面積 × 重心位置までの距離

δ_p : 基部の回転角 × 塑性ヒンジ重心までの距離

塑性ヒンジの回転角 θ_p は下式で表される。

$$\theta_p = \phi_p \times L_p$$

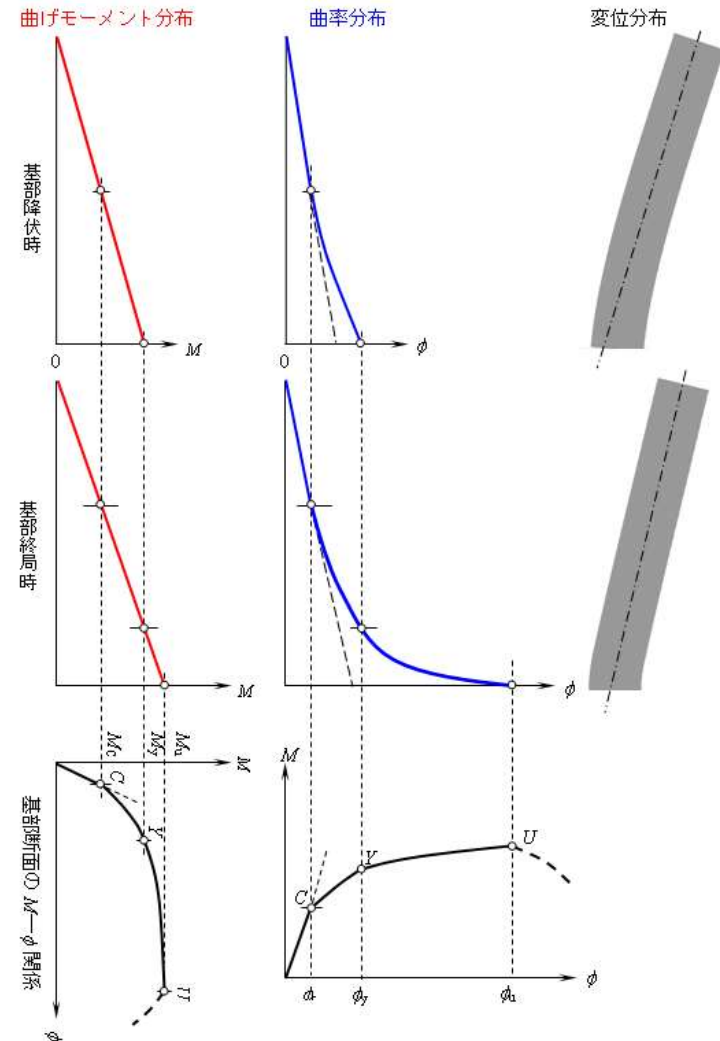


図3-12 柱部材の曲げモーメント分布と曲率分布

RC部材の靱性評価

L_p は等価塑性ヒンジ長であり、通例、断面高の1.0から0.5倍程度となるが、次式のよ
うな提案式がよく知られている。

- 鉄道構造物等設計標準 : $L_p = 1.0D$
- 道路橋示方書 : $L_p = 0.2h - 0.1D, 0.1D \leq L_p \leq 0.5D$
- Priestley et al. : $0.08L + 0.022d_s f_y \leq 0.044d_s f_y$

ここで、 h =部材高さ、 D =断面高、 f_y =軸方向筋の降伏強度、 d_s =軸方向筋の直径である。
Priestley et al.の式では、第1項が柱本体の塑性ヒンジ長を示し、第2項には軸方向鉄
筋の基礎部への貫入による影響を表している。

断面靱性率と部材靱性率の算出

- 断面靱性と部材靱性とは、軸方向鉄筋の降伏以降、耐荷力を保持しながら変形に追随する能力を示すものである。以下のように定義する。

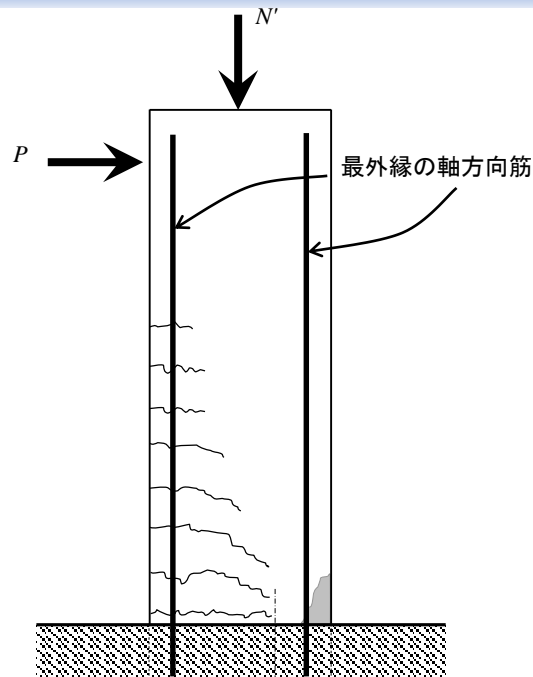
断面靱性率: $\mu_{\phi} = \frac{\phi_u}{\phi_y}$

部材靱性率: $\mu_{\delta} = \frac{\delta_u}{\delta_y}$

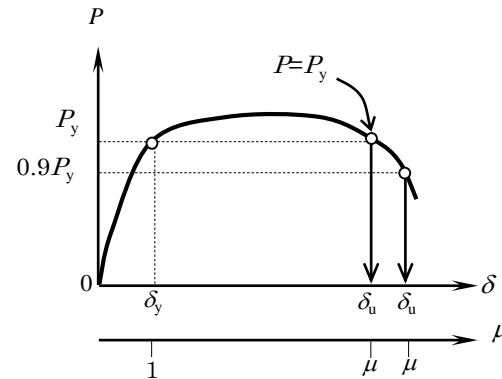
- δ_y : 引張鉄筋が最初に降伏した時の変位
- δ_u : 曲げ破壊の場合、圧縮側最外縁コンクリートのひずみが終局ひずみに達したとき

曲げ破壊型の場合、初降伏時変位 δ_y のときの荷重 P_y を、その後の荷重履歴の過程でそれを下回る(もしくは、その90%を下回る)時点をもって、終局とすることも工学的な方法として用いられる。

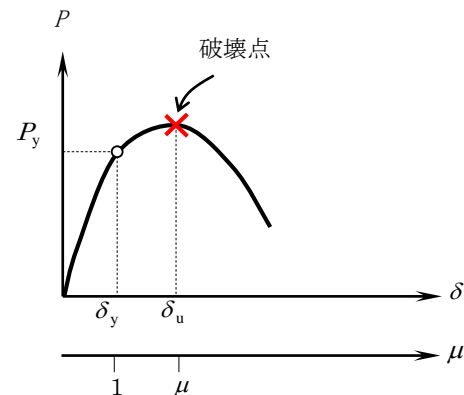
断面靱性率と部材靱性率の算出



(a) 柱断面とひずみ分布



(b) 曲げ破壊の場合



(c) 曲げ破壊以外の場合

図3-13 部材の P - δ 関係と降伏変位 / 終局変位の定義

部材靱性率と応答塑性率

- 部材靱性率(*ductility capacity*):
その部材が崩壊するときの終局変位。部材の最大変形能力。
- 応答塑性率(*ductility demand*):
ある地震荷重による応答変位。通例, 最大変位を考える。

降伏変位にて除し, 正規化して用いる



- 部材靱性率 = 終局変位 / 降伏変位
- 応答塑性率 = 最大応答変位 / 降伏変位

最終的に耐震性能照査では, 次式により判定される。

- 応答塑性率 < 部材靱性率: OK 安全, 崩壊しない
- 応答塑性率 > 部材靱性率: NG 危険, 崩壊する

既設橋脚の靱性評価：道路橋T型単柱橋脚

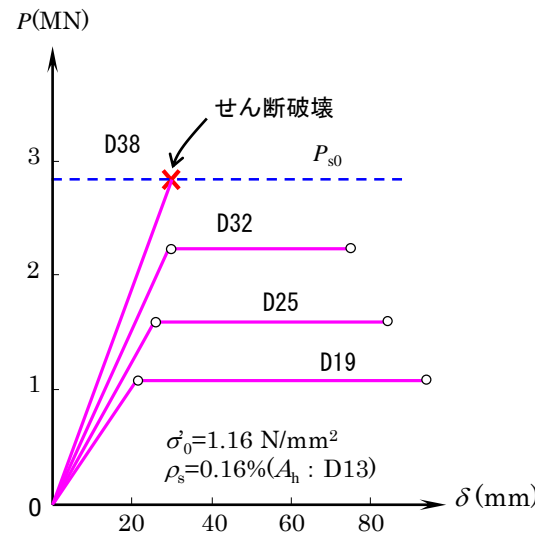
既設の鉄筋コンクリート橋脚を対象として、 P - δ 関係、部材靱性率などを試算。
 基準モデルは昭和55年に設計されたもので、現在の耐震基準を満足しない。
 基準モデルに対して次のパラメータを変化させて、合計72ケースのパラメトリックシミュレーションを実施した。

- ①軸方向鉄筋比(引張鉄筋比) p_1
- ②軸応力 σ'_0
- ③帯鉄筋 ρ_s

各々の P - δ 関係を算出し、各パラメータが部材靱性率ならびに終局耐力に与える影響を整理する。

P - δ 関係

主鉄筋 p_1 の増大とともに、初期剛性と終局水平耐力は上昇する。降伏時変位 δ_y は若干増加するが、最大変位 δ_u が減少するため、部材靱性率 $\mu_\delta(=\delta_u/\delta_y)$ は低下する。また、軸方向鉄筋が過大になると、せん断破壊となる。この時、終局水平耐力はせん断耐力となり、部材靱性率は1を下回ることになる。

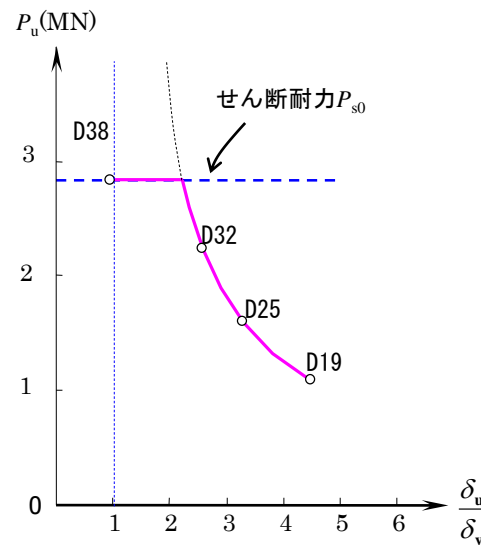


(a) P - δ 関係

図3-14 RC橋脚(道路橋T型単柱橋脚)の P - δ 関係と靱性率

終局水平耐力 P_u と部材靱性率 μ_δ

図(a)から得られた水平耐力 P_u と部材靱性率 μ_δ の関係を、直接図示したものである。主鉄筋 p_1 の増大とともに、終局水平耐力の上昇、および、部材靱性率の低下が明確に読み取れる。すなわち、‘低耐力高靱性/高耐力低靱性’を、数値シミュレーションにて再現したことになる。

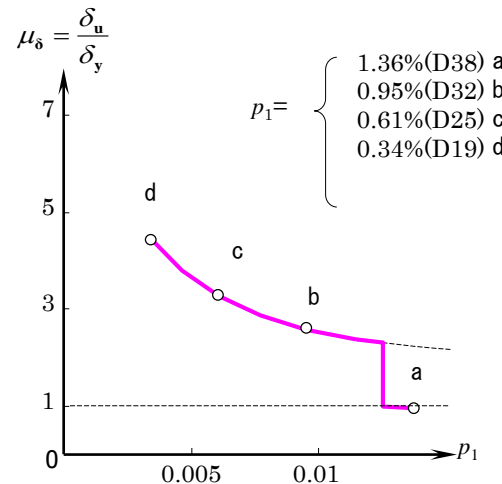


(b)終局水平耐力と部材靱性率

図3-14 RC橋脚(道路橋T型単柱橋脚)の P - δ 関係と靱性率

軸方向鉄筋比 p_1 と部材靱性率 μ_δ

パラメータである軸方向鉄筋比 p_1 と、図(a)から得られた部材靱性率 μ_δ との関係を図示したものである。軸方向鉄筋比 p_1 の増大とともに(d→c→b→a)、部材靱性率が低下する様子を、定量的に読み取ることができる。また、部材靱性率は、軸方向鉄筋比 p_1 に対し、非線形な関係であることもわかる。



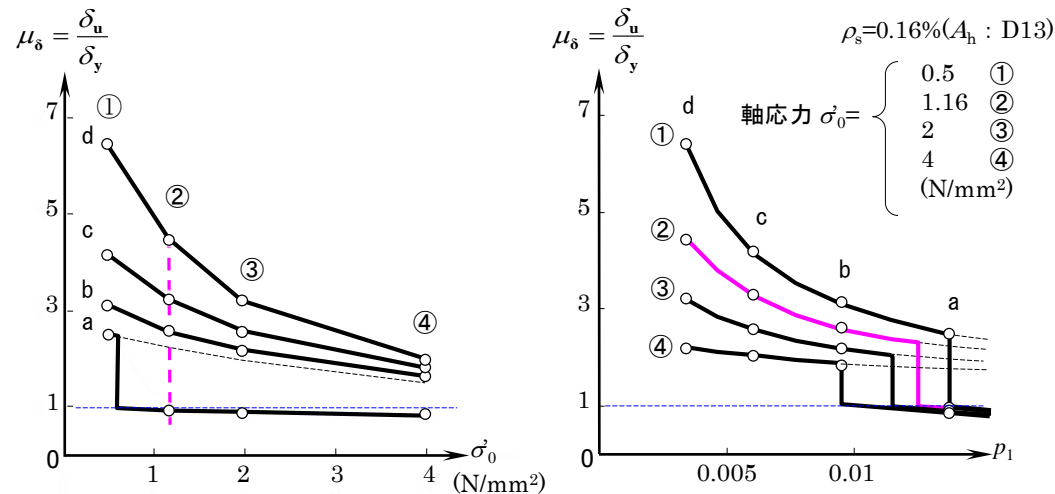
(c)軸方向鉄筋比と部材靱性率

図3-14 RC橋脚(道路橋T型単柱橋脚)の P - δ 関係と靱性率

軸応力 σ'_0 と部材靱性率 μ_δ

【左図】図3-14で実施した、軸方向鉄筋比 $a \sim d$ のそれぞれについて、今度は軸応力 σ'_0 の変化も加え、軸応力 σ'_0 と部材靱性率 μ_δ との関係を図示したものである。軸応力の増大とともに(①→②→③→④)、部材靱性率が低下する様子が読み取れる。さらに、軸方向鉄筋比が小さいほど($a \rightarrow d$)、勾配が急になっており、軸応力に対する感度が大きいことがわかる。

【右図】同図(a)の結果を、図3-14(c)と同様に横軸を軸方向鉄筋比 p_1 として、部材靱性率 μ_δ との関係を図示したものである。図中のケース②が、図3-14(c)に対応する。図3-14(c)と同様に、主鉄筋 p_1 の増大とともに($d \rightarrow c \rightarrow b \rightarrow a$)、部材靱性率が低下するが、軸応力が小さいほどその勾配が大きくなっている。



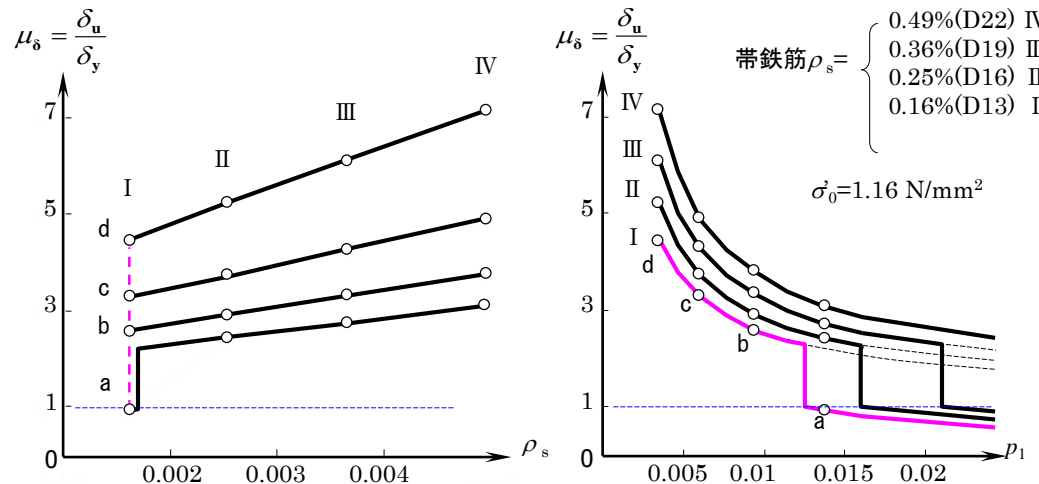
(a)軸応力と部材靱性率

図3-15 RC橋脚(道路橋T型単柱橋脚)の部材靱性率

帯鉄筋 ρ_s と部材靱性率 μ_δ

【左図】図3-14で実施した、軸方向鉄筋比 $a \sim d$ のそれぞれについて、今度は帯鉄筋 ρ_s の変化も加え、帯鉄筋 ρ_s と部材靱性率 μ_δ との関係を図示したものである。帯鉄筋 ρ_s の増大とともに(I \rightarrow II \rightarrow III \rightarrow IV)、部材靱性率 μ_δ が直線的に増大する様子が読み取れる。ただし、図3-15(a)左図とは異なり、軸方向鉄筋比による勾配の違いは見られない。

【右図】同図(a)の結果を、図3-14(c)と同様に横軸を軸方向鉄筋比 p_1 として、部材靱性率 μ_δ との関係を図示したものである。図中のケース I が、図3-14(c)に対応する。図3-14(c)と同様に、軸方向鉄筋比の増大とともに($d \rightarrow c \rightarrow b \rightarrow a$)、部材靱性率は低下するが、帯鉄筋 ρ_s による勾配の違いは見られない。



(b) 帯鉄筋比と部材靱性率

図3-15 RC橋脚(道路橋T型単柱橋脚)の部材靱性率

終局水平耐力 P_u と部材靱性率 μ_δ

【左図】軸応力 σ'_0 の変化を加えた図3-15(a)の結果について、図3-14(b)と同様に終局水平耐力 P_u と部材靱性率 μ_δ の関係を図示したものである。軸方向鉄筋 p_1 の増大とともに(d→c→b→a), 終局水平耐力の上昇, および, 部材靱性率の低下が明確に読み取れる。すなわち, ‘低耐力高靱性/高耐力低靱性’は, 軸応力 σ'_0 が小さい方(④→①)が感度は大きくなるものの, いずれの軸応力 σ'_0 でも表れている。

【右図】帯鉄筋 ρ_s の変化を加えた図3-16(b)の結果について、図3-14(b)と同様に終局水平耐力 P_u と部材靱性率 μ_δ の関係を図示したものである。軸方向鉄筋 p_1 の増大とともに(d→c→b→a), 終局水平耐力の上昇, および, 部材靱性率の低下が明確に読み取れる。すなわち, ここでも ‘低耐力高靱性/高耐力低靱性’がいずれの帯鉄筋比 ρ_s でも観察できるが, 帯鉄筋比による感度の違い(I～IV)はほとんど表れていない。

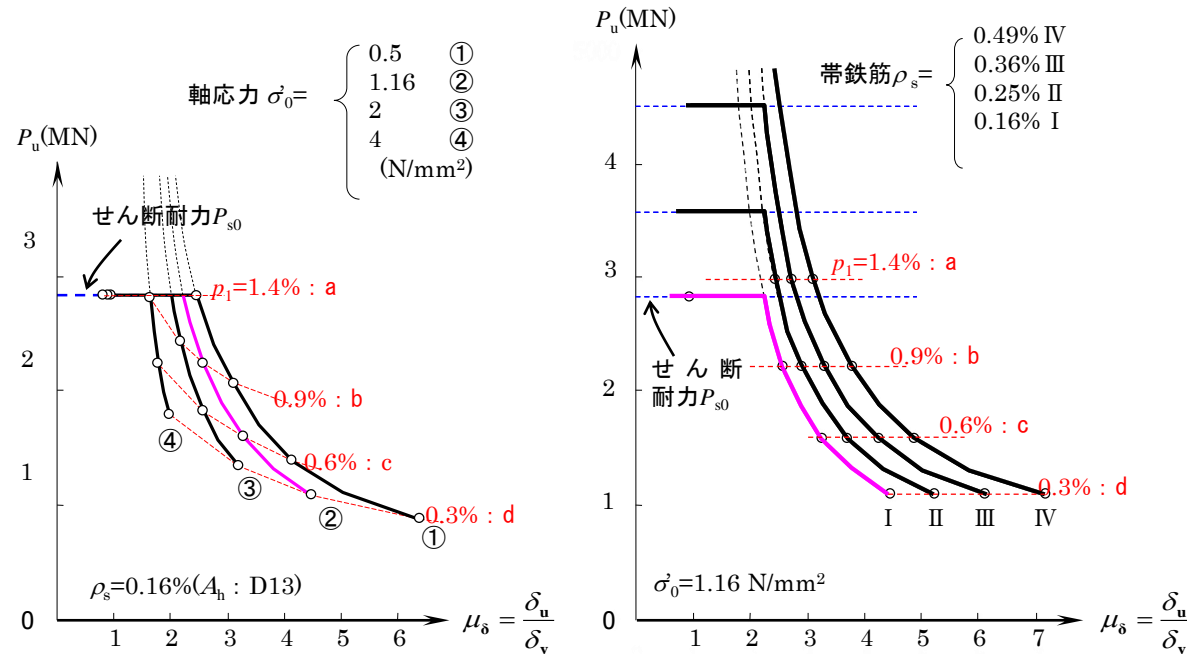
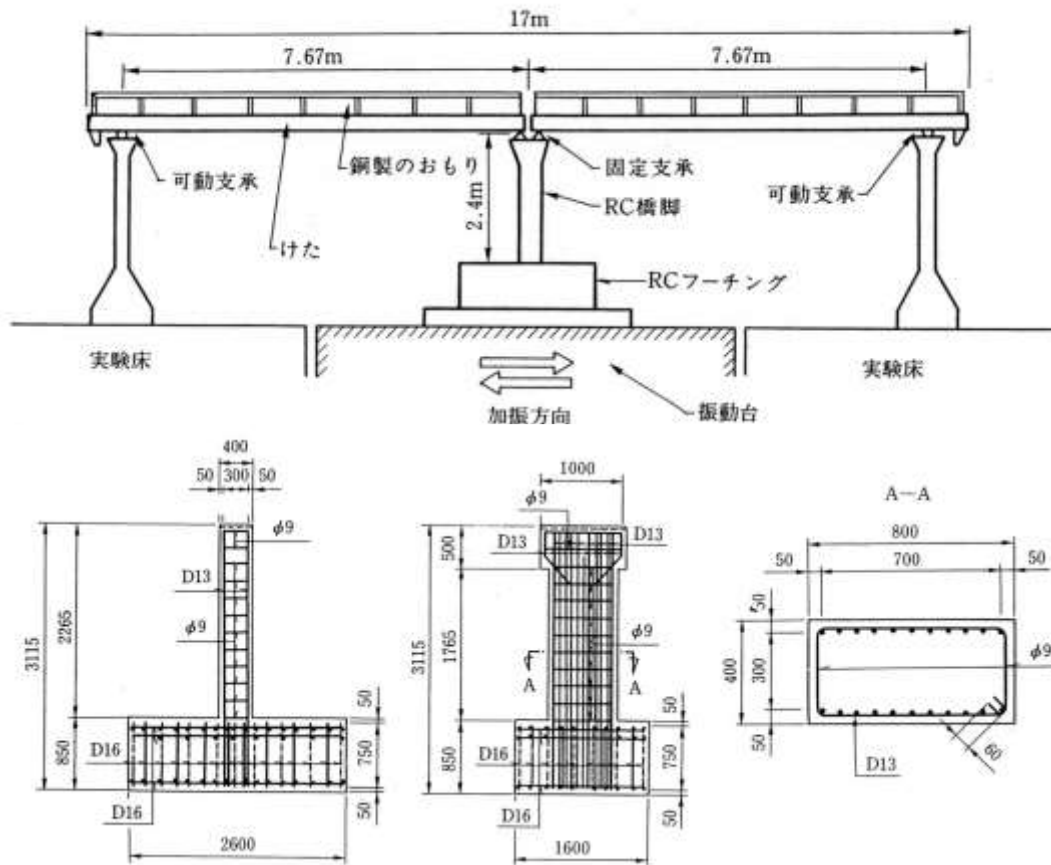


図3-16 RC橋脚(道路橋T型単柱橋脚)の耐力と部材靱性率

水平1方向加振によるRC橋脚の動的応答

旧建設省土木研究所で実施された震動実験を例に、鉄筋コンクリート橋脚(RC柱部材)の地震時の非線形挙動と、非線形動的解析による再現性を考察。



入力地震動

1983年日本海中部地震
(八郎潟干拓堤防上)

- 実験A: 振幅2倍
- 実験B: 振幅3倍
- 実験C: 振幅4倍

図3-17 実験装置と試験体

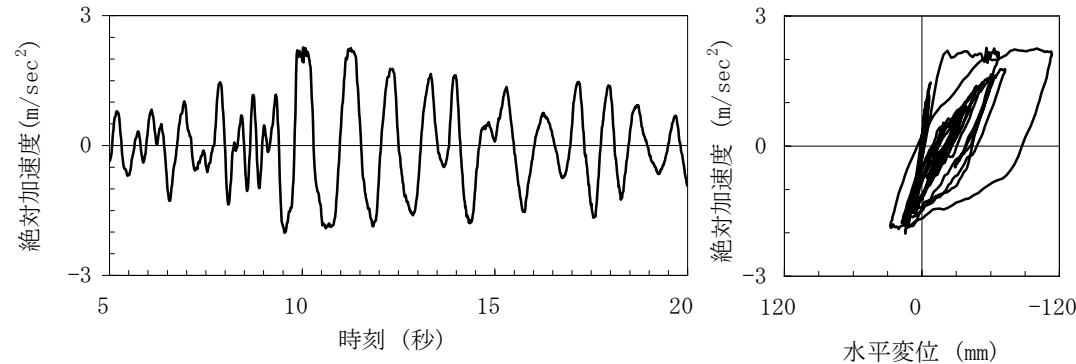
水平1方向加振によるRC橋脚の動的応答

実験結果

	実験A	実験B	実験C
入力地震動の振幅	2倍 (1.00)	3倍 (1.50)	4倍 (2.00)
振動台上加速度	275Gal (1.00)	360Gal (1.31)	402Gal (1.46)
桁の加速度	216Gal (1.00)	231Gal (1.07)	238Gal (1.10)
試験体外観	加振中に微細な ひび割れ 加振終了後閉合	加振中に微細な ひび割れ 加振終了後閉合	柱基部から 250mm程度で かぶりコンクリートの 剥離・剥落 軸方向鉄筋の座屈
橋脚天端の最大水平変位	45mm (1.00)	114mm (2.53)	163mm (3.62)

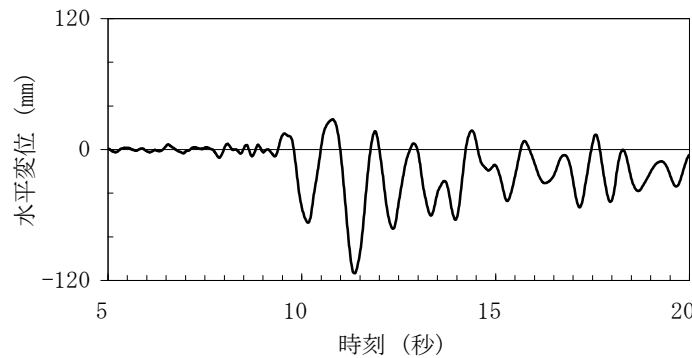
水平1方向加振によるRC橋脚の動的応答

実験Bの結果



(a) 桁の絶対加速度時刻歴

(c) 桁の相対変位
～絶対加速度



(b) 桁の相対変位時刻歴

図3-18 実験Bの結果

応答解析による再現

(1) 解析モデルと解析手法

- 解析手法: 立体骨組解析
- 動的解析解法: *Newmark β 法* ($\beta=1/4$)
- 解析モデル: 橋脚のみ
- 非線形要素: 柱部材をファイバー要素もしくは $M-\phi$ 要素
- 非線形履歴モデル: コンクリート(骨格: *Hoshikuma* ら, 内部履歴: *Sakai-Kawashima*)
鉄筋(骨格: *Bi-linear*, 内部履歴: 修正 $M-P$)
- 減衰: 要素別剛性比例型(瞬間剛性)

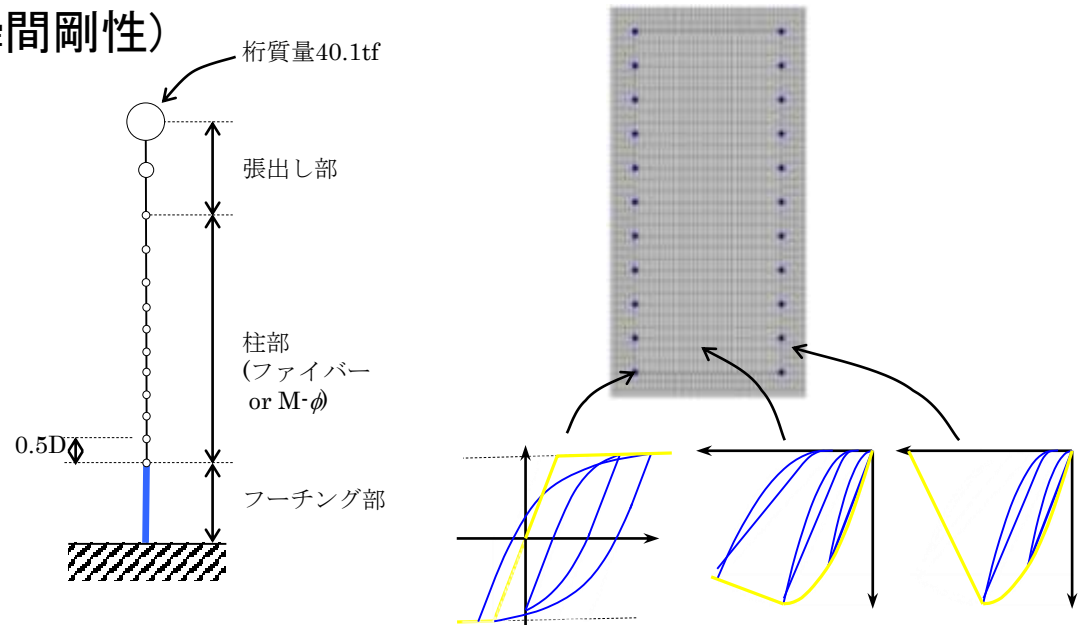


図3-19 解析モデル

応答解析による再現

(2)解析結果

1方向から地震動を受けるRC柱の非線形応答については、両モデルとも実用上十分な精度で追跡できる。

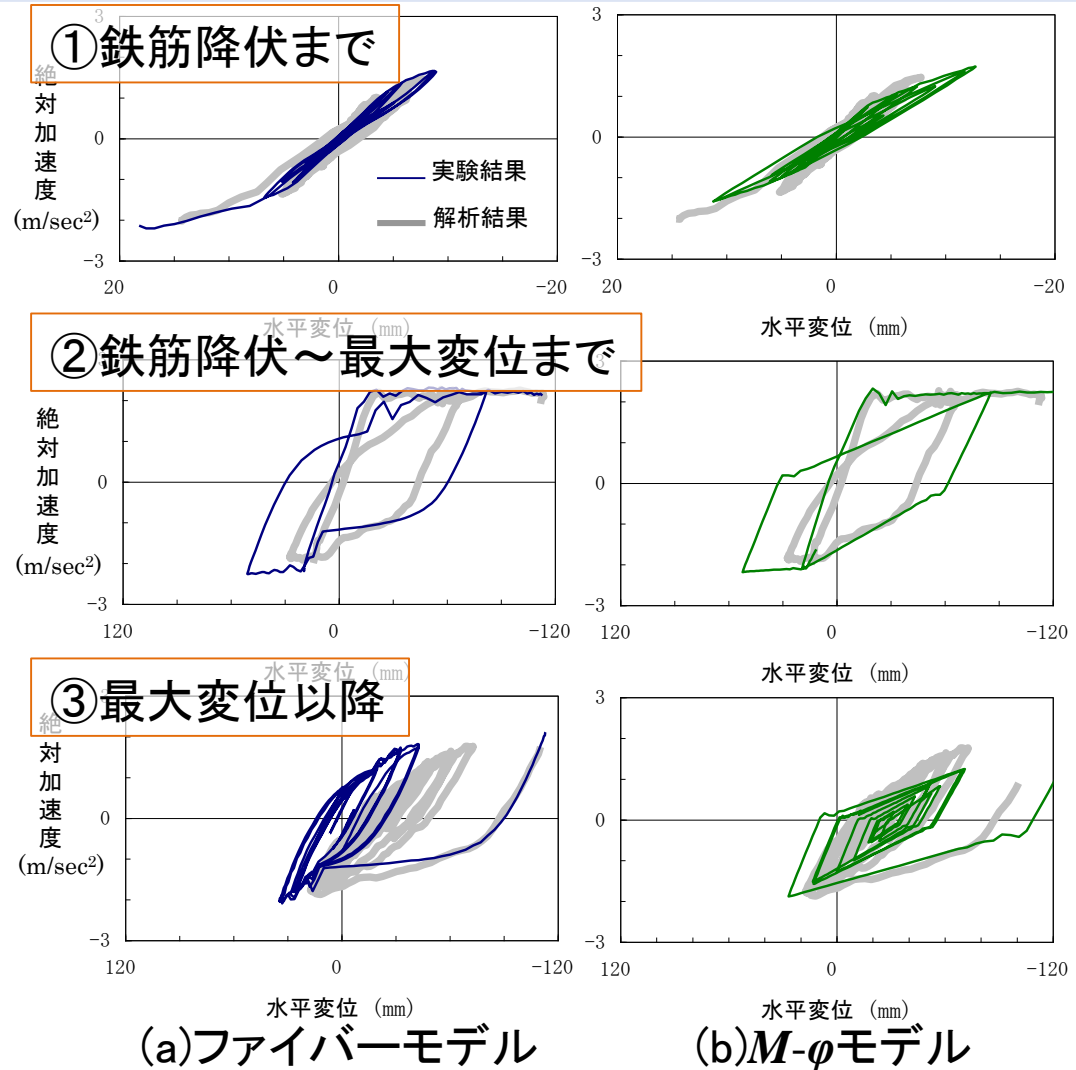


図3-21 桁の絶対加速度-相対変位履歴

応答解析による再現

(2)解析結果

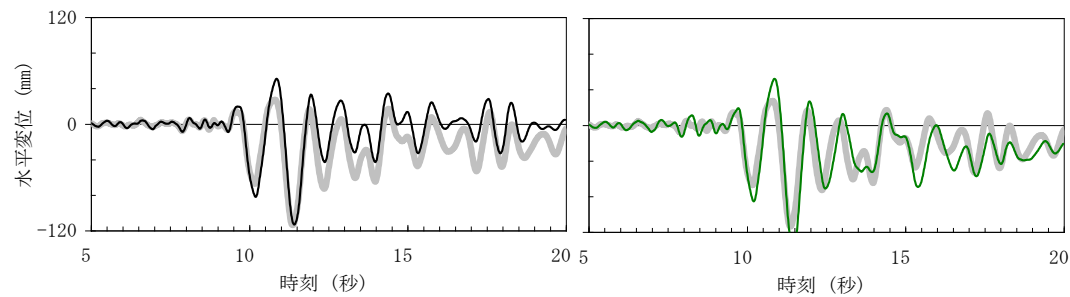


図3-21 桁の相対水平変位の時刻歴波形