

タイトル	道路橋橋脚の骨格曲線について
著者	杉本，博之；佐々木，利健；渡辺，忠朋
引用	北海学園大学工学部研究報告，31：13-32
発行日	2004-02-20

道路橋橋脚の骨格曲線について

杉 本 博 之*・佐々木 利 健**・渡 辺 忠 朋***

On Skeleton Curves of Steel Piers of Road Bridge

Hiroyuki SUGIMOTO*, Masakatu SASAKI** and Tadatomo WATANABE***

1. ま え が き

新道路橋示方書(平成14年3月改定, 以下, 新道示)¹⁾は, 旧道路橋示方書(平成8年12月改定, 旧道示)²⁾と比較すると鋼製橋脚の耐震設計に関する規定がより具体的に示されるようになった。例えば, 旧道示では, コンクリートを充填した鋼製橋脚に関しては許容ひずみが規定されていたが, コンクリートを充填しない鋼製橋脚に関しては, 許容ひずみが規定されていなかった。それに対して, 新道示では, コンクリートを充填する, および充填しない鋼製橋脚に関して, それぞれ許容ひずみを算定するための公式が規定されるようになった。

新道示では, コンクリートを充填しない, および充填した鋼製橋脚に対してそれぞれ曲げモーメント M と曲率 ϕ の関係(以下, $M-\phi$ 関係)の骨格曲線が規定されている。また, 鋼製橋脚は, 脆性的な破壊を防ぐとともに, 所要のじん性を確保できる構造としなければならないことが規定されている。具体的には, コンクリートを充填した鋼製橋脚や, 充填しないがじん性の向上を図った構造細目を有する鋼製橋脚があげられている。コンクリートを充填した鋼製橋脚と充填しない鋼製橋脚の力学的な差異は, $M-\phi$ 関係の骨格曲線の算定の過程で考慮されることになる。

本研究においては, 新道示に従って鋼製ラーメン橋脚を設計した場合, 上記した許容ひずみの公式の適用範囲の関係で, 設計上矛盾が生じることをすでに指摘している。³⁾こ

* 北海学園大学

** 株式会社メンテック

*** 北武コンサルタント株式会社

これらの研究においては、骨格曲線の計算が重要な位置をしめるが、それらの計算手順について十分には説明していなかった、

そこで、本報告では、コンクリートを充填しない鋼製橋脚、および充填した鋼製橋脚の骨格曲線の算定について詳細に説明する。

2. コンクリートを充填しない鋼製橋脚の骨格曲線の算定

コンクリートを充填しない鋼製橋脚は、鋼断面が軸力による圧縮力、および曲げモーメントによる圧縮力、引張力に抵抗するものとして骨格曲線における曲げモーメントと曲率を算定している。コンクリートを充填しない鋼製橋脚の骨格曲線を図-1に示す。図における横軸は曲率であり、縦軸は曲げモーメントである。YC 点は、圧縮力を受けるフランジの板厚中心位置におけるひずみが降伏ひずみ ϵ_y に達した点であり、その時の曲げモーメントが M_{yc} 、曲率が ϕ_{yc} である。YT 点は、引張力を受ける板厚中心位置におけるひずみが降伏ひずみ ϵ_y に達した点であり、その時の曲げモーメントが M_{yt} 、曲率が ϕ_{yt} である。A 点は、圧縮力を受ける板厚中心位置におけるひずみが道示に定める許容ひずみ式 ($\epsilon_a/\epsilon_y=20-25 R_F$) により求められる許容ひずみ ϵ_a に達した点であり、その時の曲げモーメントが M_a 、曲率が ϕ_a である。新道示では、上記の3点を結んだトリニアモデルの骨格曲線が規定されている。

以下に、YC、YT および、A 点の算定方法について説明する。

曲げモーメント M

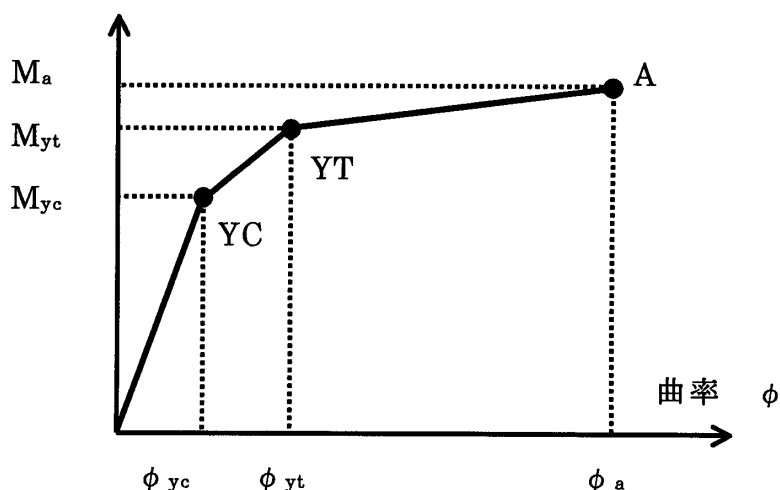


図-1 コンクリートを充填しない鋼製橋脚の骨格曲線

(1)鋼材の応力-ひずみ関係

上記の $M-\phi$ 関係の骨格曲線は、静的非線形解析、および時刻歴応答解析を行う際に重要な部材の非線形特性である。その骨格曲線を算定する過程で、材料の応力-ひずみ関係（以下、 $\sigma-\epsilon$ 関係）は、重要な材料の非線形特性である。図-2 に新道示に規定されているバイリニア型の鋼材の $\sigma-\epsilon$ 関係を示す。図において、横軸は鋼材のひずみであり、縦軸は鋼材の応力である。 ϵ_y は鋼材の降伏ひずみであり、 ϵ_a は前記の許容ひずみ式により求まる許容ひずみである。 σ_y は鋼材の降伏応力である。初期勾配は E であり、2次勾配は $E/100$ である。 E は鋼材のヤング率である。新道示では、2次勾配を $E/100$ のバイリニア型にモデル化した理由として、鋼材のひずみ硬化の影響を考慮するとともに、鋼製橋脚の載荷実験結果により得られた最大水平力との比較に基づくものである（新道示の 11.2）、と示されている。本研究では、Fortran 言語によるプログラムを用いて骨格曲線を算定している。そこで、図-2 の $\sigma-\epsilon$ 関係は以下のように式化して用いている。

$$-\epsilon_y \leq \epsilon \leq \epsilon_y \quad : \quad \sigma = E \cdot \epsilon \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$\epsilon > \epsilon_y \quad : \quad \sigma = \frac{E}{100} \cdot (\epsilon - \epsilon_y) + \sigma_y \quad \dots\dots\dots(2)$$

$$\epsilon < -\epsilon_y \quad : \quad \sigma = \frac{E}{100} \cdot (\epsilon + \epsilon_y) - \sigma_y \quad \dots\dots\dots(3)$$

ここで、 ϵ は鋼材のひずみ、 σ は鋼材の応力 (kN/mm^2) である。

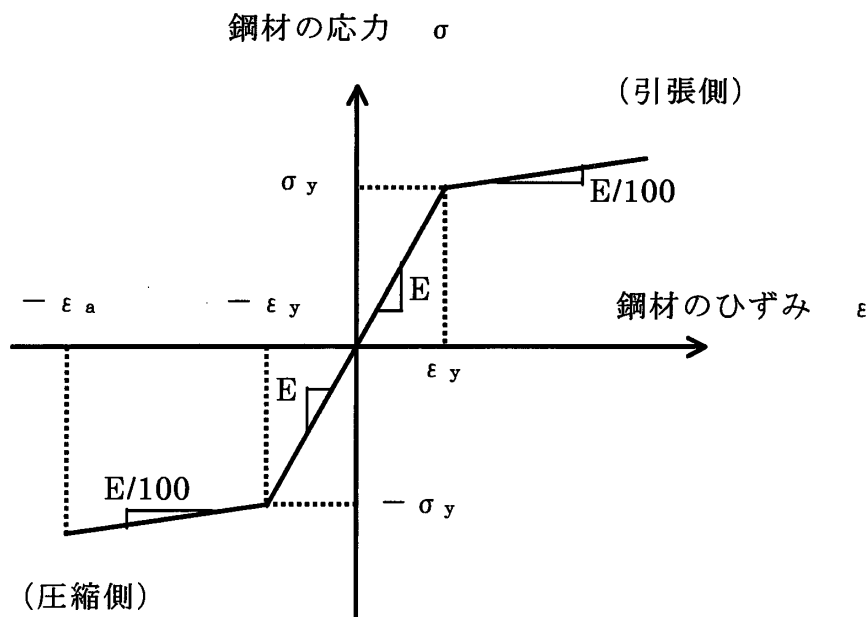


図-2 鋼材の応力-ひずみ関係

(2)軸力との釣り合い条件

M- ϕ 関係の骨格曲線の各点 (YC, YT, A) の曲げモーメントと曲率の値を算定するためには、まず荷重の作用方向に対して直角に断面を N 個の微小要素に分割する必要がある。また、本研究では、補剛材を有する矩形断面を対象としているため、補剛材についても微小要素に分割している。分割された各微小要素は、平面保持の仮定が成り立つものとする。ひずみの照査位置は、骨格曲線における YC 点で圧縮力を受けるフランジの板厚中心位置, YT 点で引張力を受ける板厚中心位置, A 点で圧縮力を受けるフランジの板厚中心位置である。それぞれのひずみ照査位置に降伏ひずみ ε_y , および許容ひずみ ε_a を与え、その反対側のフランジのひずみ ε_x を仮定し断面のひずみ分布を仮定する (図-3~5)。

図-3 は YC 点のひずみ分布と応力分布, 図-4 は YT 点のひずみ分布と応力分布, 図-5 は A 点のひずみ分布と応力分布を示している。応力分布は、まずそれぞれの図の仮定されたひずみ分布から各微小要素のひずみを求める。次に、式(1)~(3), を用いて、そのひずみに対応する各微小要素の応力を求める。この応力分布から圧縮側の合力 C, および引張側の合力 T をそ

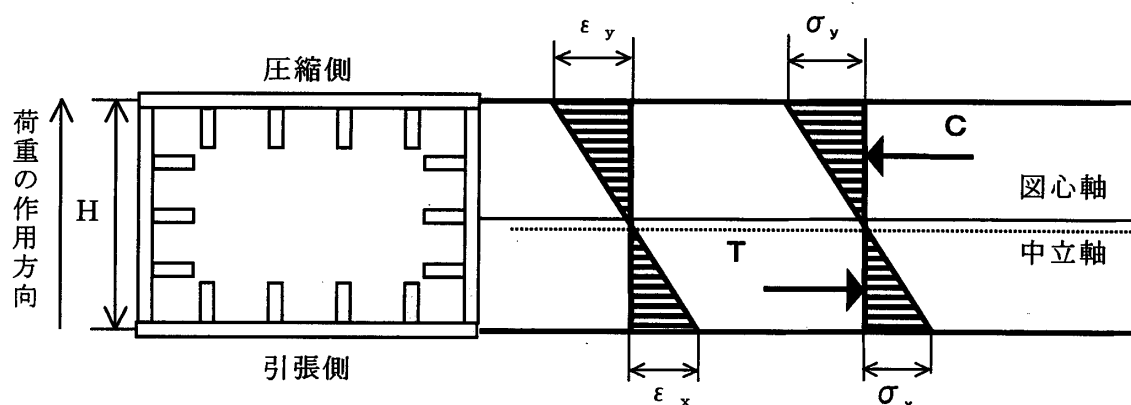


図-3 ひずみ分布と応力分布 (YC 点)

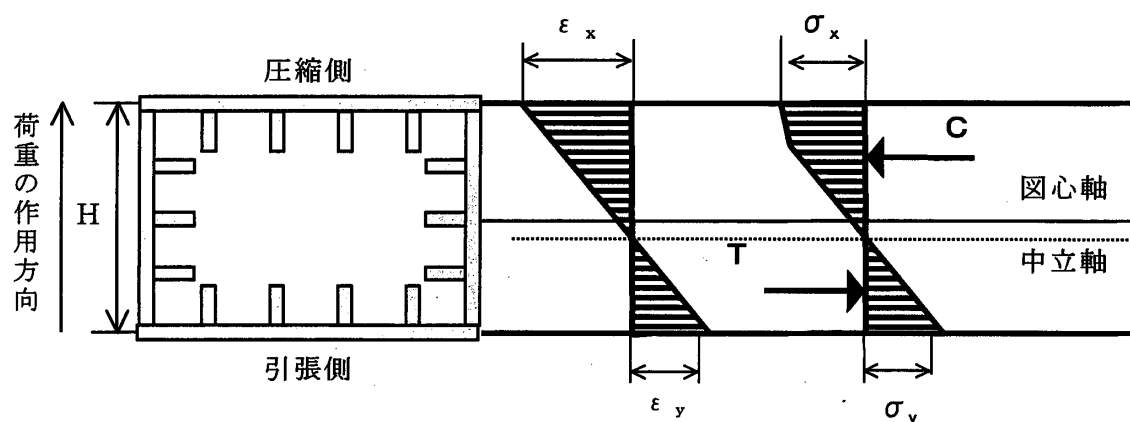


図-4 ひずみ分布と応力分布 (YT 点)

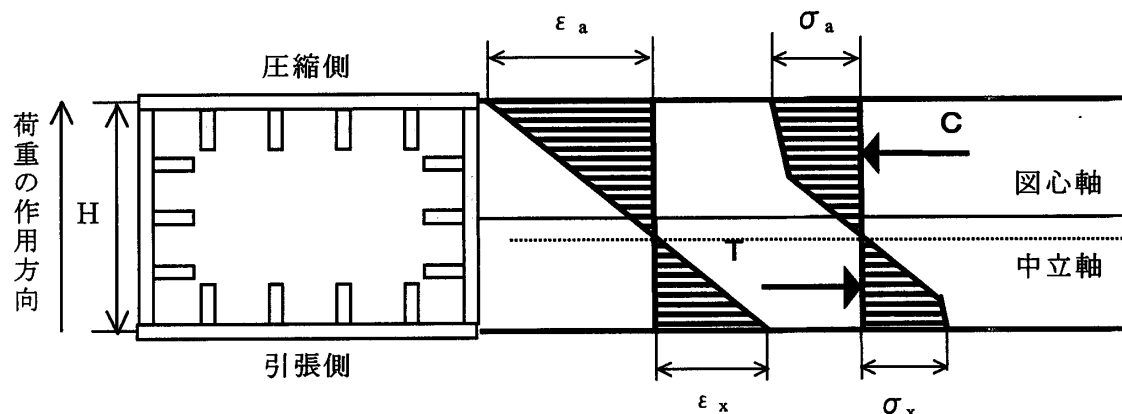


図-5 ひずみ分布と応力分布 (A点)

それぞれ算定し、以下の式により軸力との釣り合い条件を照査する。

$$N = C + T \quad \dots\dots\dots(4)$$

ここで、 N は断面に作用する軸力(符号：－)， C は断面の微小要素から得られる圧縮側の合力(符号：－)， T は断面の微小要素から得られる引張側の合力(符号：＋)である。

式(4)の N は、上部積載荷重により断面に作用する軸力である。また、圧縮側の合力 C や引張側の合力 T は以下の式から求められる。

$$C = \sum_{j=1}^n \sigma_{cj} \cdot \Delta A_{cj} \quad \dots\dots\dots(5)$$

$$T = \sum_{j=1}^n \sigma_{tj} \cdot \Delta A_{tj} \quad \dots\dots\dots(6)$$

ここで、 σ_{cj} は各断面微小分割(j 番目)における圧縮側の応力度、 ΔA_{cj} は圧縮側の各微小要素(j 番目)の面積、 σ_{tj} は各断面微小分割(j 番目)における引張側の応力度、 ΔA_{tj} は引張側の各微小要素(j 番目)の面積である。

式(4)の軸力との釣り合い条件を満足するまで ϵ_x を仮定し直し収束計算を行う。釣り合い条件を満足しなかった場合は、以下に示すように ϵ_x を仮定し直す。

$$\epsilon_{x2} = \alpha \cdot \epsilon_{x1} \quad \dots\dots\dots(7)$$

ここで、 ϵ_{x2} は新しく仮定されたひずみ、 ϵ_{x1} は前の計算で用いたひずみ、 α は合力の和と

軸力の比(YC, A点： $\alpha = \frac{(C+T)}{N}$ ，YT点： $\alpha = \frac{N}{(C+T)}$)である。

上記の手順で収束計算を行い、骨格曲線における各点(YC, YT, A点)の曲率分布、およ

び応力分布を算定する。

(3) 曲げモーメント M と曲率 ϕ の算定

前述した軸力との釣り合い条件を満足すると、そのひずみ分布を用いて曲率を算定し、各微小要素の応力を用いて曲げモーメント M を算定する。図-6 に曲げモーメントと曲率の算定の概念図を示す。

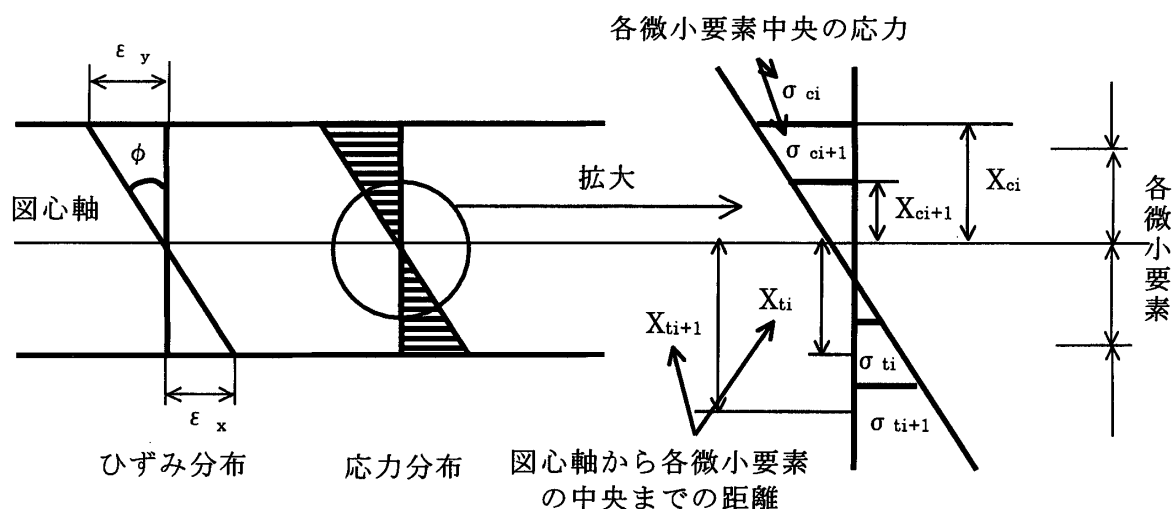


図-6 曲げモーメントと曲率の算定の概念図

軸力との釣り合い条件を満足すれば、図-6 に示した各値を用いて以下の計算式により、曲げモーメント M と曲率 ϕ を算出する。 M は以下の式から求まる。

$$M = \sum_{j=1}^n \sigma_{cj} \cdot x_{cj} \cdot \Delta A_{cj} + \sum_{j=1}^n \sigma_{tj} \cdot x_{tj} \cdot \Delta A_{tj} \quad \dots\dots\dots(8)$$

ここで、 M は骨格曲線における各点の曲げモーメント、 x_{cj} は圧縮力を受ける微小要素の図心から箱型断面の図心位置までの距離、 x_{tj} は引張力を受ける微小要素の図心から箱型断面の図心位置までの距離である。

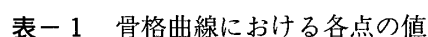
また、 ϕ は以下の式から求められる。

$$\phi = \frac{(\epsilon_y + \epsilon_x)}{H} \quad \dots\dots\dots(9)$$

ここで、 ϕ は骨格曲線における各点の曲率、 H は圧縮側フランジの板厚中心から引張側フランジの板厚中心までの距離である。

以上の計算手順が、鋼材の $\sigma-\epsilon$ 関係からコンクリートを充填しない鋼製橋脚の $M-\phi$ 関係の骨格曲線を作成する過程である。この骨格曲線を算定するための計算を Fortran 言語により作成したプログラムで行っている。

図-7における, ex 方向, in 方向は表-1, および図-8と対応している。表-1は ex, および in 方向の双方の骨格曲線の各点の曲げモーメントと曲率の値を示したものである。図-8におけるそれぞれの骨格曲線の第1折れ点は YC 点, 第2折れ点は YT 点, 最終点は A 点であ



	ex		in	
	ϕ (1/m)	M(kN*m)	ϕ (1/m)	M(kN*m)
YC	0.001442	31259	0.002449	25856
YT	0.001985	37698	0.003961	30463
A	0.015887	46714	0.019317	33708

(kN · m)

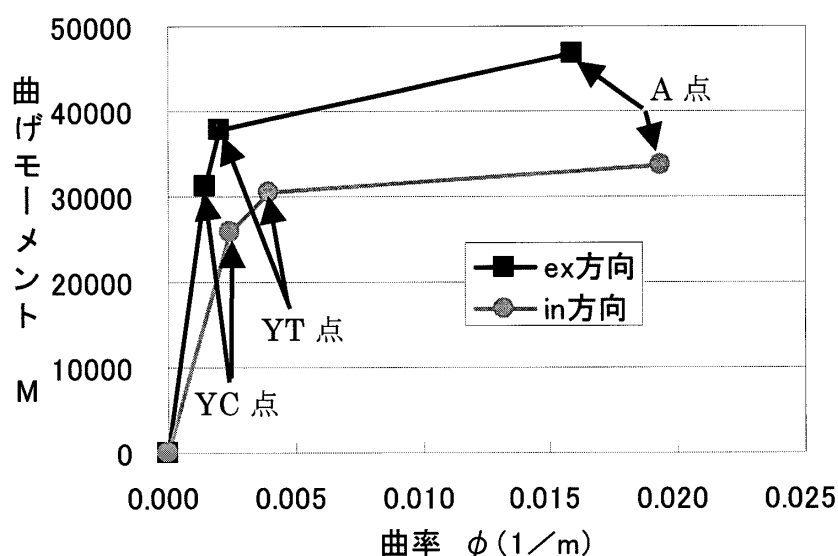


図-8 コンクリートを充填しない骨格曲線

る。in 方向よりも、ex 方向の方が常に上側にある。このことは、in 方向よりも ex 方向の方がより大きな曲げモーメントに抵抗することが出来ること、つまり曲げ耐力が大きいことを示している。また、ex 方向の A 点よりも、in 方向の A 点の方が曲率の値が大きくなっている。このことは、ex 方向よりも、in 方向の方がより変形性能が優れていることを示している。上記のことから、ex 方向は in 方向よりは曲げ耐力により地震動に抵抗する性質を持ち、in 方向は ex 方向よりは変形性能により地震動に抵抗する性質を持っていることになる。

3. コンクリートを充填した鋼製橋脚の骨格曲線の算定

コンクリートを充填した鋼製橋脚は、鋼断面が軸力による圧縮力、および曲げモーメントによる圧縮力、引張力に抵抗し、コンクリート断面が曲げモーメントによる圧縮力に抵抗するものとして骨格曲線における各折れ点の曲げモーメントと曲率を算定している。コンクリートを充填した鋼製橋脚の骨格曲線を図-9に示す。図における横軸は曲率であり、縦軸は曲げモーメントである。Y 点は、圧縮力を受けるフランジの板厚中心位置におけるひずみが降伏ひずみ ϵ_y に達した時の曲げモーメント M_{yc} 、曲率 ϕ_{yc} と、引張力を受けるフランジの板厚中心位置におけるひずみが降伏ひずみ ϵ_y に達した時の曲げモーメント M_{yt} 、曲率 ϕ_{yt} のうち、いずれか小さい方の値であり、その時の曲げモーメントが M_y 、曲率が ϕ_y である。A 点は圧縮力を受けるフランジの板厚中心位置におけるひずみが道示に定める許容ひずみ式 ($\epsilon_a/\epsilon_y = 7$) によって得られる許容ひずみ ϵ_a に達した点であり、その時の曲げモーメントが M_a 、曲率が ϕ_a である。上記の2点を結んだバイリニアモデルの骨格曲線が規定されている。以下に、Y および、A 点の算定

曲げモーメント M

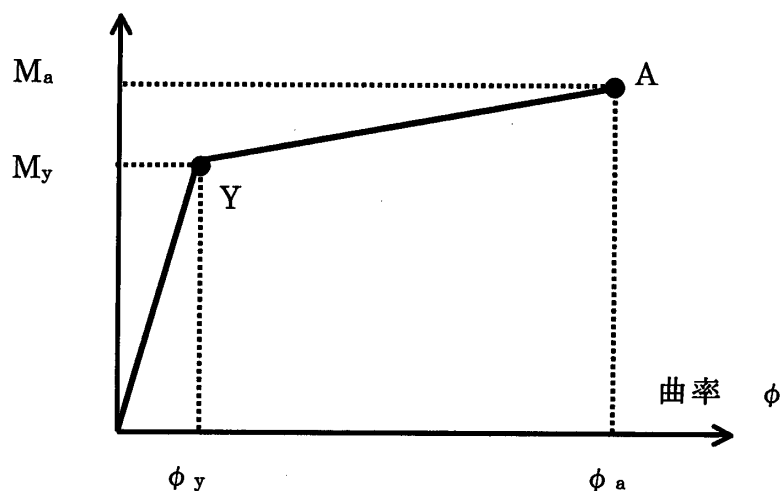


図-9 コンクリートを充填した鋼製橋脚の骨格曲線

方法について説明する。

(1)コンクリートの応力-ひずみ関係

コンクリートを充填した鋼製橋脚の場合は、充填されたコンクリートの力学的特性も考慮して骨格曲線を算定することにより、コンクリートを充填しない鋼製橋脚と充填した鋼製橋脚の力学的差異が考慮されている。鋼材の $\sigma-\epsilon$ 関係はコンクリートを充填した場合でも図-2に示した $\sigma-\epsilon$ 関係を用いて骨格曲線を算定する。さらに新道示では、骨格曲線を算定する時に用いるコンクリートの $\sigma-\epsilon$ 関係が規定されている（新道示の11.2）。図-10にコンクリートの $\sigma-\epsilon$ 関係を示す。図における横軸はコンクリートのひずみであり、縦軸はコンクリートの応力である。 σ_{ck} はコンクリートの設計基準強度である。コンクリートのひずみが0.002に達するまでは、ひずみと共にコンクリートの応力は増加していく。さらに、コンクリートのひずみが増加し、0.002を越えると $0.85 \sigma_{ck}$ の一定値となる。

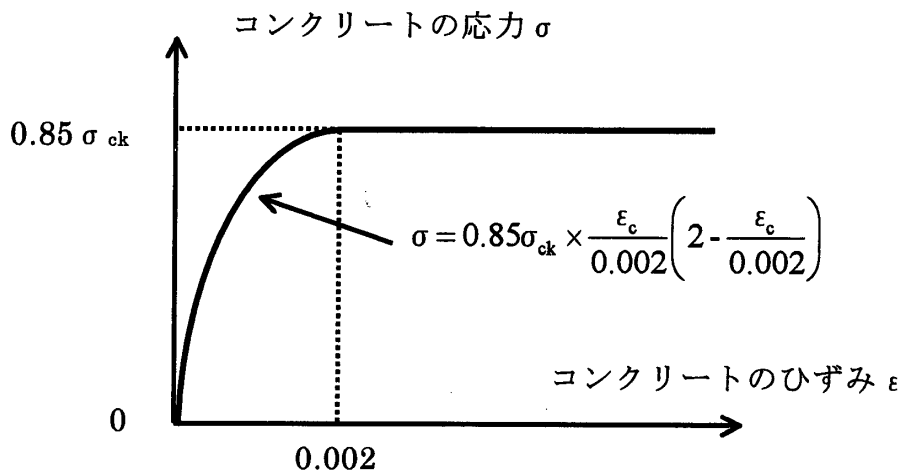


図-10 コンクリートの応力-ひずみ関係

(2)軸力との釣り合い条件

コンクリートを充填した鋼製橋脚の場合でも、鋼断面については軸力による圧縮力、および曲げモーメントによる圧縮力、引張力に抵抗するものとする。また、コンクリート断面については曲げモーメントによる圧縮力に抵抗するものとして計算を行うことになる。 $M-\phi$ 関係の骨格曲線の各点 (Y, A) の曲げモーメントと曲率の値を算定するためには、まず荷重の作用方向に対して直角に鋼断面、およびコンクリート断面を N 個の微小要素に分割する。分割された各微小要素は、鋼材、コンクリートともに平面保持の仮定が成り立つものとする。コンクリートを充填しない場合と同様に、ひずみの照査位置は、骨格曲線における Y 点で圧縮力を受ける

フランジの板厚中心位置，または引張力を受ける板厚中心位置，A 点で圧縮力を受けるフランジの板厚中心位置である。コンクリートを充填した場合でもひずみの照査位置は鋼材の板厚中心位置である。それぞれのひずみ照査位置に降伏ひずみ ϵ_y ，および許容ひずみ ϵ_a を与え，その反対側のフランジのひずみ ϵ_x を仮定し鋼断面のひずみ分布を仮定する（図-11～13）。

図-11 は Y 点のうち圧縮側が先に降伏した場合のひずみ分布と鋼材，およびコンクリートの応力分布，図-12 は Y 点のうち引張側が先に降伏した場合のひずみ分布と鋼材，およびコンクリートの応力分布，図-13 は A 点のひずみ分布と鋼材，およびコンクリートの応力分布を示

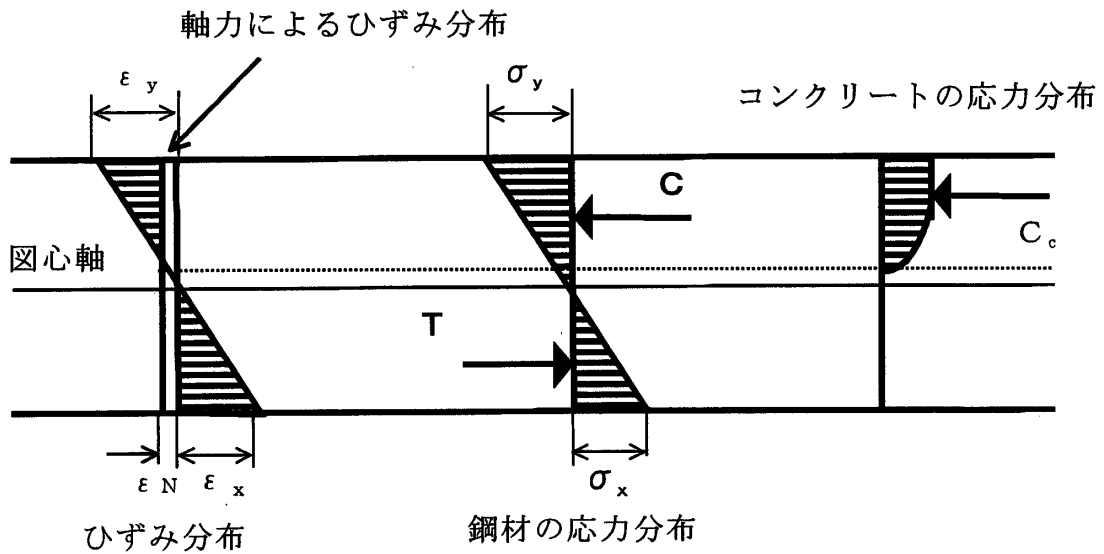


図-11 コンクリートのひずみ分布と応力分布（圧縮側降伏）

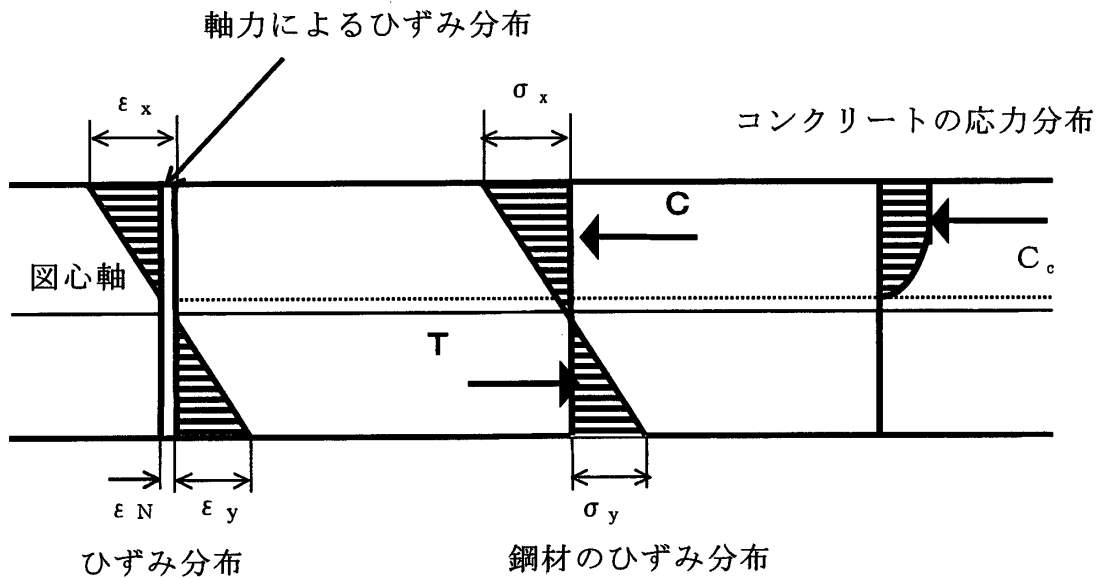


図-12 コンクリートのひずみ分布と応力分布（引張側降伏）

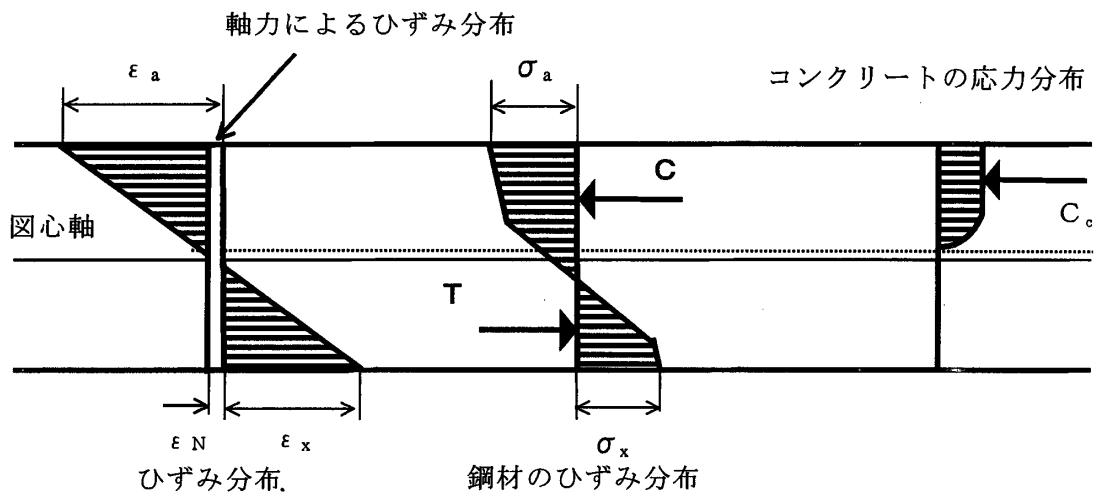


図-13 コンクリートのひずみ分布と応力分布（圧縮側終局）

している。また、図-11～13に示したひずみ分布のうち白抜きで示している部分が軸力によるひずみ分布である。

充填されたコンクリートは、曲げによる圧縮力のみ抵抗するものと仮定している。そこで、コンクリートのひずみ分布は、それぞれの図に示しているように ϵ_x を仮定して得られた鋼材のひずみ分布から軸力によるひずみを引くことにより求めている。鋼材、およびコンクリートのひずみ分布から、それぞれの各微小要素のひずみを求めて、鋼材は図-2、コンクリートは図-10に従い、そのひずみに対応する微小要素の応力を求めることにより、図-11～13の中央に示すような鋼材の応力分布、および右側に示すようなコンクリートの応力分布が仮定される。それぞれの応力分布から鋼材が受け持つ圧縮側の合力 C 、引張側の合力 T 、およびコンクリートが受け持つ圧縮側の合力 C_c を算定する。このように得られた各合力を用いて、以下の式により軸力との釣り合い条件を照査する。

$$N = C + T + C_c \quad \dots\dots\dots(10)$$

ここで、 C_c はコンクリート断面の微小要素から得られる圧縮側の合力（符号：－）である。

式(10)の N は、上部積載荷重により断面に作用する軸力である。また、コンクリートが受け持つ圧縮側の合力 C_c は以下の式から求められる。

$$C_c = \sum_{j=1}^n \sigma_{ccj} \cdot \Delta A_{ccj} \quad \dots\dots\dots(11)$$

ここで、 σ_{ccj} は各断面微小分割 (j 番目) におけるコンクリートの応力度、 ΔA_{ccj} は圧縮側の各微小要素 (j 番目) の面積である。

式(10)の軸力との釣り合い条件を満足するまで ϵ_x を仮定し直し収束計算を行う。釣り合い条件

を満足しなかった場合は、以下に示すように ϵ_x を仮定し直す。

$$\epsilon_{x2} = \alpha \cdot \epsilon_{x1} \quad \dots\dots\dots(12)$$

ここで、 ϵ_{x2} は新しく仮定されたひずみ、 ϵ_{x1} は前の計算で用いたひずみ、 α は合力の和と

軸力の比 (Y, A 点: $\alpha = \frac{(C+T+C_c)}{N}$, Y 点: $\alpha = \frac{N}{(C+T+C_c)}$) である。

上記の手順で収束計算を行い、骨格曲線における各点 (Y, A 点) の曲率分布、および応力分布を算定する。

(3) 曲げモーメント M と曲率 ϕ の算定

前述した軸力との釣り合い条件を満足すると、そのひずみ分布を用いて曲率を算定し、各微小要素の応力を用いて曲げモーメント M を算定する。図-14 に曲げモーメントと曲率の算定の概念図を示す。

軸力との釣り合い条件を満足すれば、図-14 に示した各値を用いて以下の計算式により、曲げモーメント M と曲率 ϕ を算出する。 M は以下の式から求まる。

$$M = \sum_{j=1}^n \sigma_{cj} \cdot x_j \cdot \Delta A_{cj} + \sum_{j=1}^n \sigma_{tj} \cdot x_j \cdot \Delta A_{tj} + \sum_{j=1}^n \sigma_{ccj} \cdot x_{cj} \cdot \Delta A_{ccj} \quad \dots\dots\dots(13)$$

ここで、 M は骨格曲線における各点の曲げモーメント、 x_{cj} は微小要素の図心から、箱型断面の図心位置までの距離である。

また、 ϕ は以下の式から求められる。

$$\phi = \frac{(\epsilon_y + \epsilon_x)}{H} \quad \dots\dots\dots(14)$$

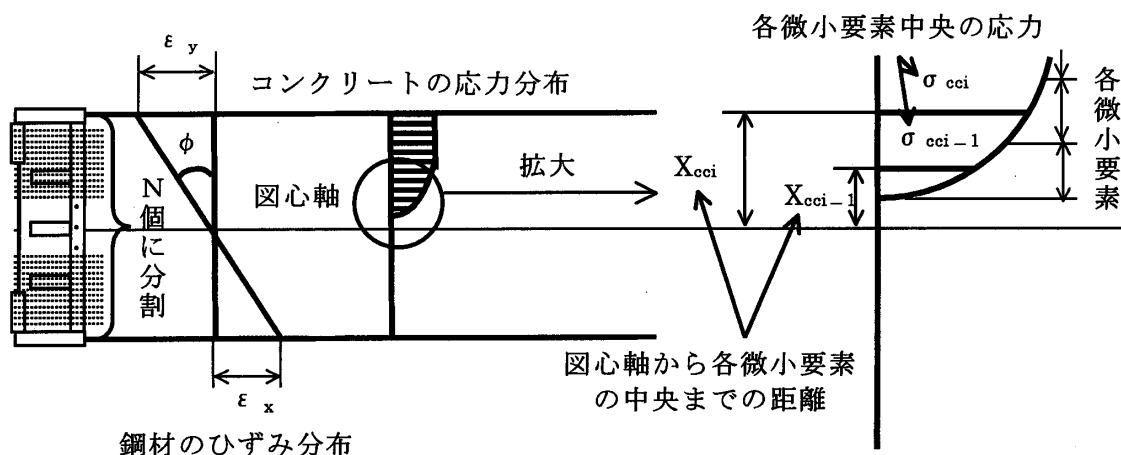


図-14 コンクリートを充填した骨格曲線の曲げモーメントと曲率の算定の概念図

ここで、 ϕ は骨格曲線における各点の曲率、 H は圧縮側フランジの板厚中心から引張側フランジの板厚中心までの距離である。

以上の計算手順が、鋼材の $\sigma-\epsilon$ 関係からコンクリートを充填した鋼製橋脚の $M-\phi$ 関係の骨格曲線を作成する過程である。この骨格曲線を算定するための計算を Fortran 言語により作成したプログラムで行っている。鋼製橋脚にコンクリートを部分充填した場合は、充填部にはコンクリートを充填した鋼製橋脚の骨格曲線を与え、無充填部はコンクリートを充填しない鋼製橋脚の骨格曲線を与え解析を行っている。

以下に、そのプログラムによって算出された骨格曲線の一例を示す。断面はコンクリートを充填しない場合と同様の断面（図-7）とした、この断面にコンクリートを充填して骨格曲線の算定を行った。また、得られた骨格曲線の各点の曲げモーメントと曲率の値を表-2に、得られた骨格曲線を図-15にそれぞれ示す。

コンクリートを充填しない場合と同様に表-2、および図-15における ex 方向、in 方向は図-7における ex 方向、in 方向と対応している。表-2は ex、および in 方向の双方の骨格曲線の各点の曲げモーメントと曲率の値を示したものである。図-15におけるそれぞれの骨格曲線の第一折れ点は Y 点であり、最終点は A 点である。計算例の断面では、圧縮力を受ける板厚中心位置の方が先に降伏ひずみ ϵ_y に達していた。コンクリートを充填した場合

表-2 コンクリートを充填した骨格曲線における各点の値

	ex		in	
	ϕ (1/m)	M (kN*m)	ϕ (1/m)	M (kN*m)
Y	0.001645	41455	0.002792	32815
A	0.010927	54008	0.020749	39048

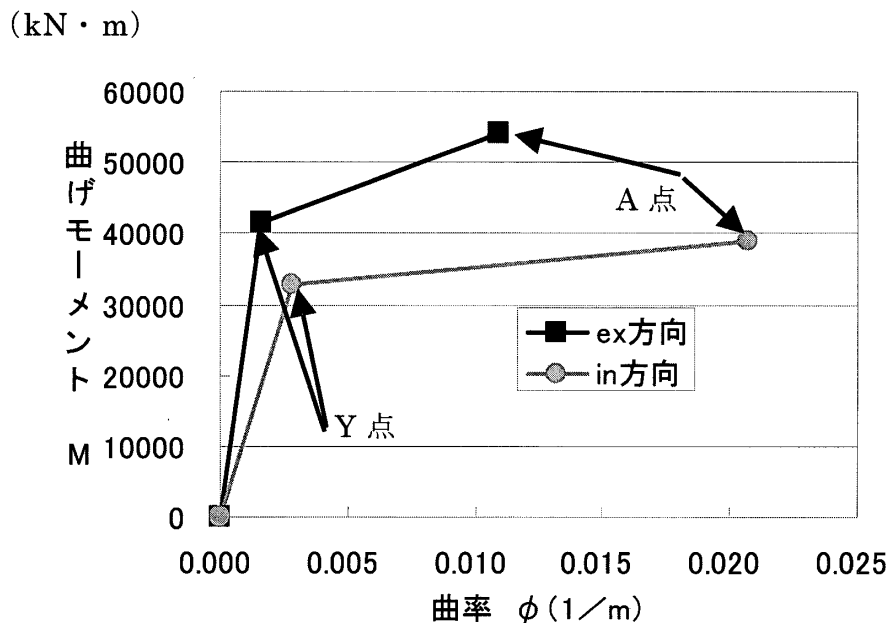


図-15 コンクリートを充填した骨格曲線

でも充填しない場合と同様に, in 方向よりも, ex 方向の方が常に上側にあり, in 方向よりも ex 方向の方が曲げ耐力が大きくなっていることを示している。また, ex 方向の A 点よりも, in 方向の A 点の方が曲率の値が大きくなっている。このことは, ex 方向よりも, in 方向の方がより変形性能が優れていることを示している。

一例としてコンクリートを充填した鋼製橋脚における Y 点(圧縮側が先に降伏する場合), および充填しない鋼製橋脚における YC 点の曲げモーメント M と曲率 ϕ を算定するためのプログラムを以下に示す。

```

SUBROUTINE EPS 5 (NTL, EPSY, H, TF, Y, A, E, SIGY, ENZ, BM, FAL, IPRT,
1 K, EPSZ, EPA, DAC, YC, SIGCK, DNZ, N, ILL)
  DIMENSION Y(1), A(1), ZAL(10), YC(1)
  DATA ZAL/0.1, 0.05, 0.01, 0.005, 0.001, 0.0001, 0.00001, 3 * 0.000001/
  EPSX=1.0 * EPSY
  ICOUNT=0
10  ICOUNT=ICOUNT+1
  IF (ICOUNT.GE.200) GO TO 100
  AEPS=(EPSX+EPSY)/(H-TF)
  WA=0.
  BM=0.
  DO 30 I=1, NTL
    EPS=AEPS * (Y(I)-TF/2)-EPSX
    SIG=E * EPS
    IF (EPS.GT.EPSY) SIG=E/100. * (EPS-EPSY)+SIGY
    IF (EPS.LT.-EPSY) SIG=E/100. * (EPS+EPSY)-SIGY
    DWA=SIG * A(I)
    WA=WA+DWA
30  BM=BM+ABS(DWA * (Y(I)-H/2.))
C --- if K=0, no filled concrete
  IF (K.EQ.0) GO TO 45
  DO 40 J=1, N
    I=N-J+1
    EPS=AEPS * (YC(I)-TF/2)-EPSX-EPSZ
    IF (EPS.LE.0.) GO TO 45
    SIG=0.85 * SIGCK
    IF (EPS.LT.EPA) SIG=0.85 * SIGCK * (EPS/EPA) * (2-(EPS/EPA))
    DWA=SIG * DAC
    WA=WA+DWA

```

```

40  BM=BM+ABS(DWA * (YC(I) - H/2.))
45  CONTINUE
    IF (ICOUNT.EQ.1.AND.WA.LE.0.) GO TO 200
    DDN=ABS(ENZ-WA)
    IF (DDN.LE.DNZ) GO TO 50
    IF (ABS(WA).LE.1.0) WA=1.
    ALPH=WA/ENZ
    II=(ICOUNT+9)/10
    ALMN=1.0-ZAL(II)
    ALMX=1.0+ZAL(II)
    IF (ALPH.LT.ALMN) ALPH=ALMN
    IF (ALPH.GT.ALMX) ALPH=ALMX
    EPSX=ALPH * EPSX
    IF (IPRT.EQ.2) write (36, *) 'ALPH, EPSX, N', icount, alph, epsx, wa
    GO TO 10
50  FAI=(EPSX+EPSY)/(H-TF)
    if (ABS(FAI).LE.0.000001) FAI=0.000001
    IF (IPRT.EQ.2) write (16, *) 'TOTAL AXIAL FORCE', icount, wa
    IF (IPRT.EQ.1) WRITE (16, 90) EPSY, EPSX
90  FORMAT (10 X, '1) EPSY=', F 9.6, ' , EPSX=', F 9.6)
    RETURN
100 WRITE (*, *) 'NOT convergent-1'
    ILL=555
    RETURN
200 EPSX=0.8 * EPSX
    ICOUNT=0
    GO TO 10
    END

```

ここで、NLT：荷重の作用方向に対して直角方向に分割した鋼材の微小要素の数

EPSY：鋼材の降伏応力

H：断面高さ

TF：断面におけるフランジの板厚

Y：断面の図心軸から鋼材の各微小要素までの距離

A：鋼材の各微小要素の断面積

E：鋼材のヤング率

SIGY：鋼材の降伏応力

ENZ：作用軸力

BM：収束計算により得られた曲げモーメント

FAI：収束計算により得られた曲率

IPRT：出力を制限するための値

K：コンクリートの充填の有無（ $\neq 0$ 充填した場合， $=0$ 充填しない場合）

EPSZ：軸力によるひずみ

EPA：コンクリートが最大圧縮応力に達するときのひずみ（ $=0.002$ ）

DAC：コンクリートの各微小要素の断面積

YC：断面の図心軸からコンクリートの各微小要素までの距離

SIGCK：コンクリートの設計基準強度

DNZ：軸力との釣り合い条件における収束判定に用いる値（ $=ENZ/10000$ ）

N：荷重の作用方向に対して直角方向に分割したコンクリートの微小要素の数

同様のプログラムにより $M-\phi$ 関係における各点を算定し、それらを結ぶことにより骨格曲線が算定される。

4. 静的非線形解析

静的非線形解析法は、地震動による慣性力を静的な荷重に置き換え、構造物の非線形挙動を推定する解析法である。また、荷重の載荷方法により 1 方向に荷重を与える 1 方向単調載荷と、荷重を繰返し与える繰返し載荷とに分けられる。本研究では、 $M-\phi$ 関係の骨格曲線を用いて、1 方向単調載荷のプッシュオーバー解析を行っている。

構造物に頂部水平荷重を漸増載荷していくと、構造物には $M-\phi$ 関係の骨格曲線における降伏曲げモーメント（コンクリートを充填した場合は Y 点，充填しない場合は YC 点）に達する断面が段階的に増えてくる。さらに荷重を大きくしていくと、構造物は降伏が進み、倒壊に至るまでの非線形挙動を示す。このとき構造物の非線形挙動は、荷重が漸増載荷されるごとに降伏する断面が増えていく段階で、変化する部材の剛性により表されることになる。各部材の剛性の変化は、部材ごとに与えられる $M-\phi$ 関係の骨格曲線により考慮されることになる。このときに用いられる $M-\phi$ 関係の骨格曲線が上記の計算手順に従い算定されたものである。

本研究では、プッシュオーバー解析により得られる頂部水平荷重 P と頂部水平変位 δ の関係（以下、 $P-\delta$ 関係）のうち降伏荷重 P_y を用いて構造物の固有周期 T ，および降伏震度 K_{hy} ，さらに、降伏変位 δ_y ，および終局変位 δ_a を用いて 1 次設計における耐震性の照査で必要となる許容塑性率 μ_a を算定している。

ここでは、コンクリートを充填した鋼製橋脚を例にとり、具体的な $P-\delta$ 関係の算定方法と $M-\phi$ 関係の骨格曲線により与えられる部材の剛性について説明する。

骨格曲線と曲げ剛性の関係について図-16に示す。図における EI_1 は弾性時の曲げ剛性であり、 EI_2 は塑性化後の曲げ剛性である。図に示すように、それぞれの曲げ剛性は、 $M-\phi$ 関係の骨格曲線の第1勾配、第2勾配である。

曲げモーメント M と曲率の関係は次式で表現される。

$$\phi = \frac{M}{EI} \quad \dots\dots\dots(15)$$

式(15)を変換すると、以下の式になる。

$$M = (EI) \cdot \phi \quad \dots\dots\dots(16)$$

式(16)より EI が骨格曲線における勾配になることがわかる。

$M-\phi$ 関係の骨格曲線を用いてプッシュオーバー解析を行うためには、解析を行う構造を構成する部材を材軸方向に分割する必要がある。分割された各要素に骨格曲線を与えプッシュオーバー解析を行うことになる。この時に図-16に示した骨格曲線から得られる曲げ剛性を適切に各部材に与える。それにより、部材の降伏後の挙動まで考慮することになる。また、各要素の曲げモーメント、および曲率の照査を行う場合は、要素の下、上、中央のいずれかの値を代表値として用いることになる。本研究では、中央の値を代表値として解析を行っている。部材の塑性化は分割された要素ごとに進行するものとしている。各要素の曲げ剛性は、作用曲げモーメントの値の増加に応じて、 EI_1 から EI_2 へと変わるものとする。

ある段階(j)における全体剛性マトリクスを $\{K\}^{(j)}$ とすると、いずれかの要素の剛性が次の段階の剛性に移るまでの間は線形の関係にあるので、

以下の剛性方程式を解く。

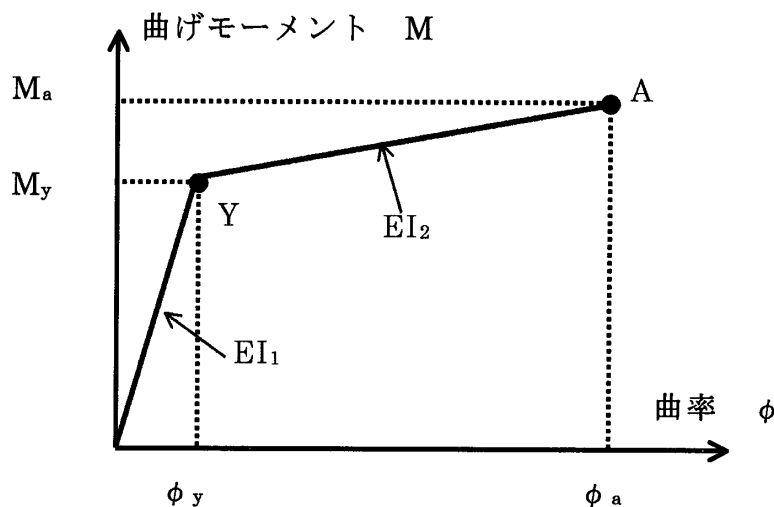


図-16 $M-\phi$ 関係の骨格曲線と曲げ剛性

$$\{K\}^{(i)}\{X\}=\{p\} \quad \cdots\cdots\cdots(17)$$

ここで、 $\{p\}$ は荷重ベクトルであり、荷重載荷点に対応する自由度に値1，他はすべて値0のベクトルである。

式(17)に示した方程式を解き、着目点の水平変位 u_0 ，各要素の曲率 $\{\phi\}$ を算定する。曲率 $\{\phi\}$ は次式である。

$$\{\phi\}=\{\phi_1, \phi_2, \phi_3, \cdots\} \quad \cdots\cdots\cdots(18)$$

各要素の曲率は正負があるため，それぞれの状態に応じた骨格曲線における折れ点までの余裕曲率を求める。曲げ剛性 EI_1 を用いている場合は，要素 i の曲率 ϕ_i が目標曲率 ϕ_i^t となり， ϕ_i^t までの余裕量が余裕曲率になる。各要素の曲率が目標曲率に達する荷重増分 δP_i は，余裕曲率が正の場合，および負の場合にわけ，それぞれ以下の式により求まる。

$$\phi_i \cdot u_0 > 0 \quad : \quad \delta P_i = \frac{\phi_i^{\max}}{\phi_i} \quad \cdots\cdots\cdots(19)$$

$$\phi_i \cdot u_0 < 0 \quad : \quad \delta P_i = \frac{\phi_i^{\min}}{\phi_i} \quad \cdots\cdots\cdots(20)$$

ここで， $\phi_i^{\max}$ は正の余裕曲率， $\phi_i^{\min}$ は負の余裕曲率である。

さらに， $\phi_i^{\max}$ ， $\phi_i^{\min}$ は以下の式により求まる。

$$\phi_i^{\max} = \phi_i^t - \phi_i^0 \quad \cdots\cdots\cdots(21)$$

$$\phi_i^{\min} = -(2\phi_i^t - \phi_i^{\max}) \quad \cdots\cdots\cdots(22)$$

ここで， ϕ_i^t は要素 i の現段階における目標曲率， ϕ_i^0 はその段階までに要素に蓄積された曲率である。

以上の手順により，各要素の荷重増分量が求まると，最初にいずれかの要素が目標曲率に達する水平荷重の増分量 $\delta u^{(k)}$ は以下の式により求まる。

$$\delta u^{(k)} = \min_i (u_0 \cdot \delta P_i) \quad \cdots\cdots\cdots(23)$$

以上の計算をいずれかの要素の曲率が骨格曲線における ϕ_a に達するまで行うことにより，構造物の $P-\delta$ 関係が得られる。

例として，図-7の断面を有する片持ち梁構造に対してプッシュオーバー解析を行い。得ら

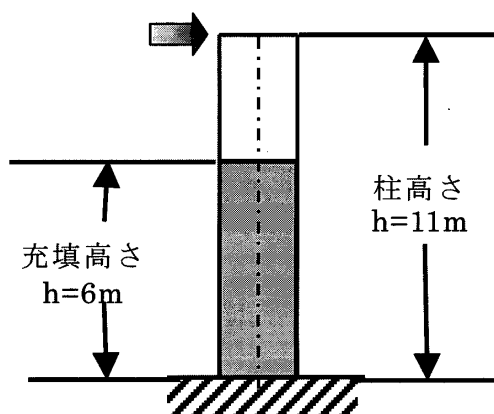


図-17 計算例に用いた構造モデル

れた $P-\delta$ 関係を示す。解析を行った構造モデルを図-17に示す。さらに $P-\delta$ 関係における各折れ点の値を表-3に、図化したものを図-18に示す。

計算例には図-17に示す柱高さ 11 m の構造を用いた。コンクリートの充填高さは、6 m とした。材軸方向の要素分割は、各要素の長さを 1 m とした。つまり、要素数が 11 個ということになる。表-3はプッシュオーバー解析により得られた $P-\delta$ 関係の各折れ点の値を示しており、表中の①～④の番号は図-18の番号と対応している。以下に①～④に対応した各要素が骨格曲線上のどの状態になっているか示した図を図-19に、および骨格曲線を図-20にそれぞれ示す。

表-3 $P-\delta$ 関係の各折れ点の値

	δ (mm)	P(kN)
①	69.6	3948.1
②	109.0	4363.7
③	190.1	4877.1
④	245.7	5143.7

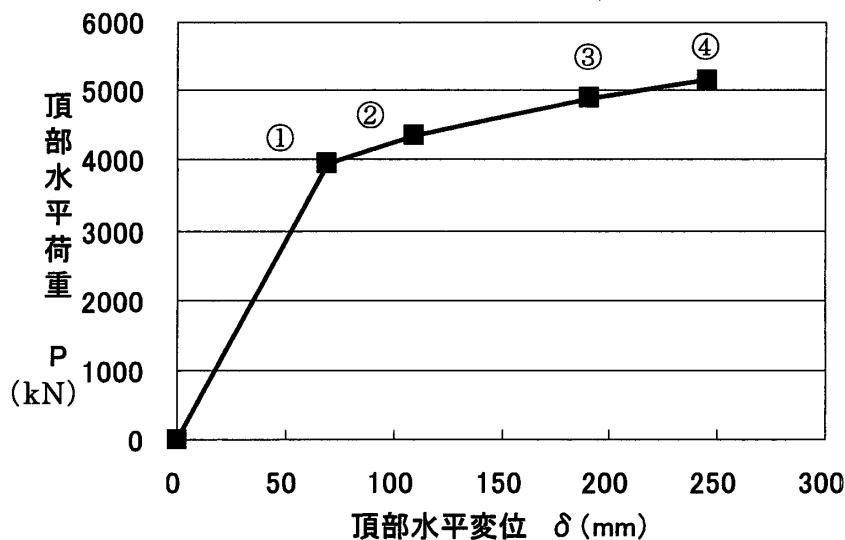
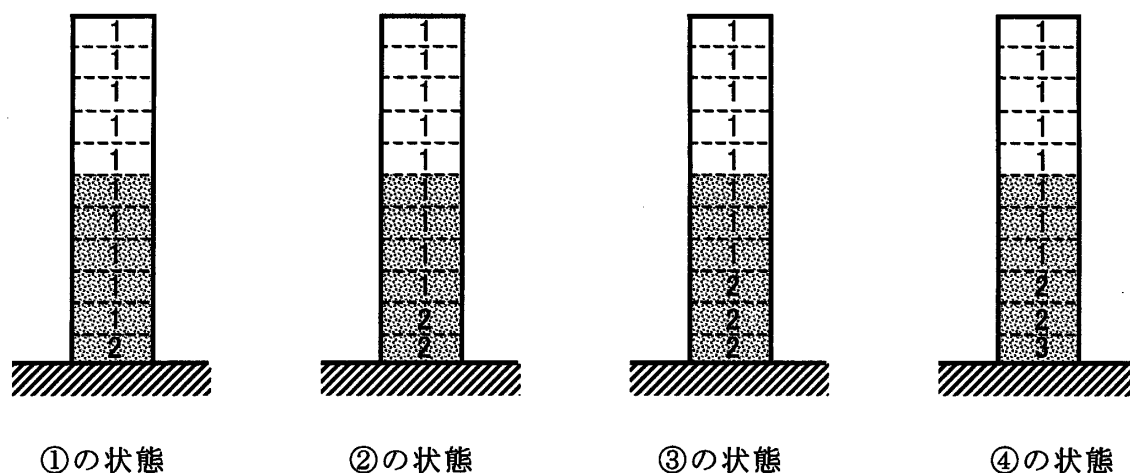
図-18 プッシュオーバー解析により得られた $P-\delta$ 関係

図-19における柱に示した数字は骨格曲線上のどの状態にあるかを示しており、図-20の数字と対応している。また、左から順に①～④に対応している。①点は1番下の要素の曲率が降伏曲率に達した点、②点は下から2番目の要素の曲率が降伏曲率に達した点、③点は下から3番目の要素の曲率が降伏曲率に達した点、④は1番下の要素の曲率が終局曲率に達した点である。①点の頂部水平荷重が P_y であり、頂部水平変位が δ_y である。また、④点の頂部水平荷重が P_a であり、頂部水平変位が δ_a である。

5. 考察と結論

骨格曲線は、単純な図であるので、場合によっては本報告のように断面から計算をしなくとも適当に与えて動的解析、あるいは静的解析をすることは可能である。そのような研究をもっ

図-19 P- δ 関係の各折れ点における各要素の状態

て「……の設計に関する研究」と称する報告もかなりある。その理由の一つには、骨格曲線の計算が必ずしも正確には理解されていないことが指摘される。一連の本研究においては必ず断面パラメータから骨格曲線を計算し静的解析あるいは動的解析を行ってきたが、そこでは紙面の量的な関係により、骨格曲線の詳細な計算法は説明されていなかった。そこで、本報告では、コンクリート無充填あるいは充填鋼製橋脚の場合を例にとり、それらの骨格曲線の計算法の詳細を、一部プログラムとともに説明した。

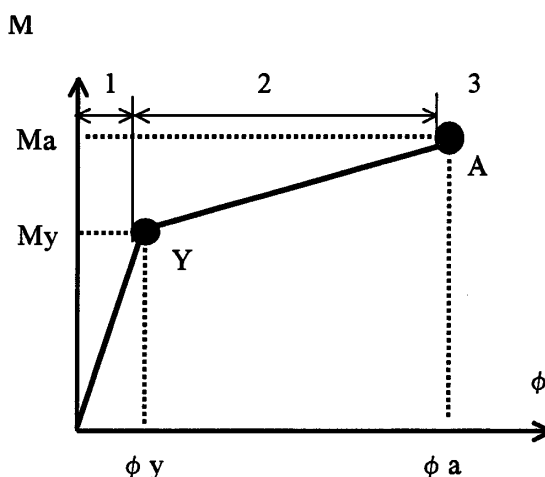


図-20 骨格曲線と要素の状態（充填部）

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，丸善株式会社，2002
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，丸善株式会社，1997
- 3) 杉本・佐々木・名畑・渡辺・古川：新道路橋示方書に基づく鋼製橋脚の最適耐震設計とアクティブな条件に関する研究，構造工学論文集，Vol. 49 A, pp. 189-199, 2003.