

V-17 補強筋の付着滑りを考慮したRC梁部材の曲げについて

北大・正員 上田 正生 同 左 土橋 由造

1 はじめに

鉄筋とコンクリートの界面に生ずる付着滑り作用は、亀裂発生後の鉄筋コンクリート(RC)構造物の変形挙動を支配する重要な要因の一つであり、実験的並びに理論的にも、古くから数多くの研究がなされている。然し、この現象自体が極めて複雑であり又その理論的な取り扱いも困難であるため、近年に至るまで、RC構造の変形挙動の追跡を目的とした理論解析の殆どは、付着滑り無視の完全付着の仮定に立脚するものであった。

然るに最近、有限要素法のような数値計算法の発展に伴って、曲げを受けるRC梁部材の変形挙動の解析に、従来無視されていたこの付着滑り現象を、何らかの形で考慮に入れた幾つかの報告がなされるようになってきたが、それらの多くは、未だ試行・改良の段階にあり、また材料非線形領域を指向するあまり応用に片寄り過ぎる嫌いがあるため、著者の知る限りでは、線形領域における支配微分方程式についてさえ、未整備の状態にあるのが現状のように思われる。

本報告は、曲げと軸力を受けるRC梁部材を対象にして、従来の梁理論に鉄筋の付着滑りを考慮した場合の基礎微分方程式を導き、更に、この理論に基づいて、線形並びに材料非線形解析を行なうために、有限要素法を用いて定式化し、二・三の数値計算例を掲げて、若干の考察を加えたものである。

2 補強筋の滑りを考慮したRC梁の曲げ理論

2-1 基本仮定事項

理論展開を行なうに当たって、次のような基本仮定事項を設ける。

- ① 梁には、軸力と曲げが作用し、微小変形理論が適用できるものとし、鉛直せん断変形は無視する。
- ② コンクリートは等方弾性体であり、コンクリート断面には変形後も平面保持の仮定が成立する。
- ③ 鉄筋は梁丈方向の大きさを持たず、配筋位置に集中して存在する弾性体とする。
- ④ 鉄筋とコンクリートの間には、配筋方向の付着滑りが生じ、或る位置における鉄筋の滑り変位は、平面が保持されるその位置のコンクリート部分からのズレ変位で表示でき、また付着応力と滑り変位の

間には、線形関係が成立するものとする。

2-2 変位場、及び応力と歪

図1に示す断面

記号を用いるものとし、鉄筋は断面内に m 層配筋されているものとする。

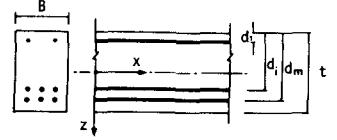


図1 RC梁の断面記号

前項の仮定に基づ

き、この問題を定式化するために設定しなければならない変位場は、梁中央面上の x 軸における材軸方向の変位 u と、 z 方向の鉛直変位 w 、及び梁断面内には m 層配置されている各鉄筋層の滑り変位 $S_1, S_2, \dots, S_1, \dots, S_m$ の、計 $(2+m)$ 個の独立変数である。ここで導入した変位場を用いると、梁内部のあらゆる位置における歪を表示することが可能となる。

コンクリート部分の歪と応力： 梁中央面から z だけ離れた任意点のコンクリート部分の歪 ϵ_c は、梁中央面の軸歪を ϵ_0 、曲率を ϕ とすれば、下式であらわされる。

$$\epsilon_c = \epsilon_0 + z \phi \quad (1)$$

但し、上式中の ϵ_0, ϕ は、変位 u と w を用いて次式で与えられる。

$$\epsilon_0 = \frac{du}{dx} \quad (2)$$

$$\phi = -\frac{d^2w}{dx^2} \quad (3)$$

従って同じ位置のコンクリートの応力 σ_c は、

$$\sigma_c = E_c \epsilon_c = E_c \epsilon_0 + E_c z \phi \quad (4)$$

但し、 E_c ：コンクリートの弾性係数

各鉄筋層の歪と応力： 梁断面内に m 個存在する鉄筋層のうち、任意の i 層を考える。この層の鉄筋の歪 ϵ_{s_i} は、先の仮定3),4)より下式で示される。

$$\epsilon_{s_i} = \epsilon_0 + h_i \phi + \epsilon_{bs_i} \quad (5)$$

但し、 $h_i = d_i - t/2$

ここに、 ϵ_{bs_i} は i 層の鉄筋の滑り率であり、次式で表わされる。

$$\epsilon_{bs_i} = \frac{dS_i}{dx} \quad (6)$$

従ってまた、この層 i の鉄筋応力 σ_{s_i} は、

$$\sigma_{s_i} = E_{s_i} \epsilon_{s_i} \quad (7)$$

但し、 E_{s_i} ： i 層の鉄筋の弾性係数

2-3 全ポテンシャル・エネルギー汎関数

この問題に対する全ポテンシャル・エネルギー汎関数を導くことを考える。周知のように、全ポテンシャル・エネルギーは、次式で表示される。

$$\Pi = U - V \quad (8)$$

ここに、 U は、外力によって構造系の内部に蓄えられる内部エネルギーであり、また V は、外力がなす負荷ポテンシャル・エネルギーである。

内部エネルギー U ： 付着滑りを考慮したこの場合の内部エネルギー U は、下式で表わすことができる。

$$U = U_{CN} + U_{ST} + U_{BS} \quad (9)$$

上式中の U_{CN} と U_{ST} は、それぞれコンクリート部分と全鉄筋層に蓄積される歪エネルギーであり、 U_{BS} は、各層の鉄筋とコンクリートの界面に生ずる付着滑りに係る付着ポテンシャルエネルギーである。

これらの内部エネルギーのうち、コンクリート部分の歪エネルギー U_{CN} は、(1)、(4)式を用い、また、全鉄筋層の歪エネルギー U_{ST} は、(5)、(7)式の関係より求められ、それぞれ次のようになる。

$$U_{CN} = \frac{1}{2} \int_0^L \int_{-1/2}^{1/2} B \epsilon_c^2 dz dx - \frac{1}{2} \int_0^L E_c (\sum A_{si} \epsilon_c^2) dx \quad (10)$$

$$U_{ST} = \frac{1}{2} \int_0^L [\sum A_{si} E_{si} \epsilon_s^2] dx \quad (11)$$

但し、 A_{si} : i 層の鉄筋の断面積の総和

B : 梁巾

次に、付着ポテンシャル・エネルギー U_{BS} を考える。基本仮定 4) に従えば、任意の i 層の鉄筋の、付着境界に生ずる付着応力 τ_i と滑り変位 S_i の間には、次の関係が成立する。

$$\tau_i = K_{bi} S_i \quad (12)$$

但し、 K_{bi} : i 層の鉄筋の付着係数

従って、全鉄筋層の付着滑りに係るエネルギー U_{BS} は、下式で表示することができる。

$$U_{BS} = \frac{1}{2} \int_0^L [\sum A_{bi} K_{bi} S_i^2] dx \quad (13)$$

但し、 A_{bi} : 梁の単位長さ当たりの、 i 層の鉄筋の表面積の総和

負荷ポテンシャル・エネルギー V ： 外力のなす負荷ポテンシャル V は、荷重条件に応じて異なったものとなるが、ここでは一例として、梁の両端に軸荷重 P が、又 z 方向には、一様な分布荷重 q_z が作用する場合を考え、鉄筋は全て材端で定着されているものとする、この時の負荷ポテンシャル・エネルギー V は、次のように表わされる。

$$V = \int_0^L [P \frac{du}{dx} + q_z w] dx \quad (14)$$

汎関数 Π ： 以上で得た U_{CN} 、 U_{ST} 、 U_{BS} 、 V を(8)式に代入して整理すると、全ポテンシャル・エネルギー汎関数は、次式で表示される。

$$\begin{aligned} \Pi = & \frac{1}{2} \int_0^L \left[(A E_c + \sum A_{si}^* E_{si}) \left(\frac{du}{dx} \right)^2 - 2 \left(\sum A_{si}^* E_{si} h_i \right) \left(\frac{du}{dx} \right) \left(\frac{d^2 w}{dx^2} \right) \right. \\ & + (E_c I + \sum A_{si}^* E_{si} h_i^2) \left(\frac{d^2 w}{dx^2} \right)^2 + 2 \left(\frac{du}{dx} \right) \left(\sum A_{si} E_{si} \frac{dS_i}{dx} \right) \\ & \left. - 2 \left(\frac{d^2 w}{dx^2} \right) \left(\sum A_{si} E_{si} h_i \frac{dS_i}{dx} \right) + \sum A_{bi} K_{bi} \left(\frac{dS_i}{dx} \right)^2 \right] dx \\ & - \int_0^L [P \frac{du}{dx} + q_z w] dx \end{aligned} \quad (15)$$

但し、 $A_{si}^* = A_{si} (1 - E_c / E_{si})$, $A = Bt$, $I = Bt^3 / 12$

2-4 支配微分方程式

補強筋の滑りを考慮したRC梁を支配する基礎微分方程式は、(15)式的全ポテンシャル・エネルギー Π の停留関数として求められる。変位 u と w 、及び任意の鉄筋層 i の滑り変位 S_i に関してEuler-Lagrange方程式を構成すると、次のような支配微分方程式をうる。

変位 u に関して：

$$(A E_c + \sum A_{si}^* E_{si}) \frac{d^2 u}{dx^2} - \left(\sum A_{si}^* E_{si} h_i \right) \frac{d^3 w}{dx^3} + \sum A_{si} E_{si} \frac{d^2 S_i}{dx^2} = 0 \quad (16)$$

変位 w に関して：

$$-\left(\sum A_{si}^* E_{si} h_i \right) \frac{d^3 u}{dx^3} + (E_c I + \sum A_{si}^* E_{si} h_i^2) \frac{d^4 w}{dx^4} - \sum A_{si} E_{si} h_i \frac{d^3 S_i}{dx^3} = q_z \quad (17)$$

変位 S_i に関して：

$$E_{si} \left(\frac{d^2 u}{dx^2} + h_i \frac{d^3 w}{dx^3} + \frac{d^2 S_i}{dx^2} \right) = A_{bi} K_{bi} S_i \quad (18)$$

以上の3式の内、最後の(18)式は、多少の変形の後、次式に変換することができる。

$$A_{si} \frac{d \sigma_{si}}{dx} = A_{bi} \tau_i \quad (19)$$

上式は、 i 層の鉄筋の応力の釣り合い式であり、これはまた、付着応力が鉄筋応力の変化率に等しいことを意味している。

2-5 軸力、曲げモーメント、及びせん断力

梁の任意断面における軸力 N と曲げモーメント M は、(1)～(4)式および(5)～(7)式の関係を用いて容易にもとめられ、次のようになる。

$$N = (A E_c + \sum A_{si}^* E_{si}) \frac{du}{dx} - \left(\sum A_{si}^* E_{si} h_i \right) \frac{d^2 w}{dx^2} + \sum A_{si} E_{si} \frac{dS_i}{dx} \quad (20)$$

$$M = \left(\sum A_{si}^* E_{si} h_i \right) \frac{du}{dx} - (E_c I + \sum A_{si}^* E_{si} h_i^2) \frac{d^2 w}{dx^2} + \sum A_{si} E_{si} h_i \frac{dS_i}{dx} \quad (21)$$

また、せん断力 Q は、モーメント M を微分してえら

れ下式となる。

$$Q = \left(\sum A_{s1}^* E_{s1} h_1 \right) \frac{d^2 u}{dx^2} - (E_c I + \sum A_{s1}^* E_{s1} h_1^2) \frac{d^3 w}{dx^3} + \left[A_{s1} E_{s1} h_1 \frac{d^2 S_1}{dx^2} \right] \quad (22)$$

上の 3 式からも明らかなように、軸力、曲げモーメントおよびせん断力は、変位 u と w のみではなく、補強筋の滑り変位 S_i とも係わりをもつこととなる。

3 有限要素解析

前章の全ポテンシャル・エネルギー汎関数に基づく有限要素法により、補強筋の付着滑りを考慮した RC 梁部材の、曲げ変形挙動解析を試みる。

3-1 線形解析

ここでは、コンクリートと鉄筋の応力-歪性状、及び補強筋の付着応力-滑り関係が、共に線形領域にある場合を対象にして、以下に述べる高・低 2 種の形状関数要素を用いて、解析を行なってみる。

(1) 高次関数要素 H-ELM

より高精度

の解を得るため、図 2 に掲げる要素 (H-E LM と略記) を設定して解析をおこなうこととする。

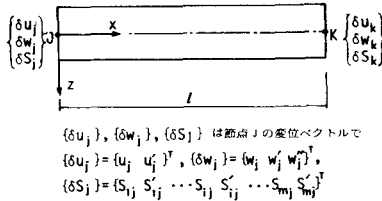


図2 高次関数要素 H-ELM

この要素の変位関数は次のようである。

$$u = [1 \ x \ x^2 \ x^3] \{\alpha_{u1} \ \alpha_{u2} \ \alpha_{u3} \ \alpha_{u4}\}^T = [f_u] \{\alpha_u\} \quad (23)$$

$$w = [1 \ x \ x^2 \ x^3 \ x^4 \ x^5] \{\alpha_{w1} \ \alpha_{w2} \ \alpha_{w3} \ \alpha_{w4} \ \alpha_{w5} \ \alpha_{w6}\}^T = [f_w] \{\alpha_w\} \quad (24)$$

$$S_1 = [1 \ x \ x^2 \ x^3] \{\alpha_{s1} \ \alpha_{s2} \ \alpha_{s3} \ \alpha_{s4}\}^T = [f_s] \{\alpha_s\} \quad (25)$$

ここに、 $\{\alpha_u\}$ 、 $\{\alpha_w\}$ 、 $\{\alpha_s\}$ は、それぞれ u 、 w 、 S_i の一般化変位で、これらはまた対応する図 2 中の節点変位ベクトル $\{\delta u\}$ 、 $\{\delta w\}$ 、 $\{\delta S\}$ と関係づけられる。

(2) 低次関数要素 L-ELM

図 3 に示す

この要素 (L-ELM と略記) は、基本独立

変数として、変位 u 、 w 、 $S_1, S_2, \dots, S_m$ を有してお

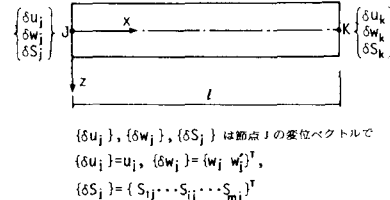


図3 低次関数要素 L-ELM

り、これらの変位はそれぞれ次のように仮定される。

$$u = [1 \ x] \{\alpha_{u1} \ \alpha_{u2}\}^T = [f_u] \{\alpha_u\} \quad (26)$$

$$w = [1 \ x \ x^2 \ x^3] \{\alpha_{w1} \ \alpha_{w2} \ \alpha_{w3} \ \alpha_{w4}\}^T = [f_w] \{\alpha_w\} \quad (27)$$

$$S_1 = [1 \ x] \{\alpha_{s1} \ \alpha_{s2}\}^T = [f_s] \{\alpha_s\} \quad (28)$$

ここに、 $\{\alpha_u\}$ 、 $\{\alpha_w\}$ 、 $\{\alpha_s\}$ は、先の場合と同様、それぞれ u 、 w 、 S_i の一般化変位で、これらはまた対応する図 3 中の節点変位ベクトル $\{\delta u\}$ 、 $\{\delta w\}$ 、 $\{\delta S\}$ と関係づけられる。

(3) 剛性マトリクス

上記 2 種の RC 梁要素に対する剛性マトリクスは、通常の有限要素展開の手続きに従って、それぞれ独自に求めることができる。必要な諸式を前掲の汎関数 (15) 式に代入し、各節点変位に関して変分をとることにより、両要素の剛性マトリクスは、見掛け上全く相似な形で次のように書き下すことができる。

$$\begin{Bmatrix} K_{uu} & K_{uw} & K_{us} \\ K_{uw} & K_{ww} & K_{ws} \\ K_{us} & K_{ws} & K_{ss} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta u \\ \delta w \\ \delta S \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P_u \\ P_w \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (29)$$

3-2 非線形解析

通常の梁理論に補強筋の滑りの効果を取り入れた既往の非線形解析としては、児島等、黒正等、松浦・山本、市之瀬、等の有用な研究があるが、これらは、部材内に或る間隔をおいて散発的に発生するコンクリートの亀裂現象を表現し得るまでには至っていない。亀裂間隔をも追跡可能なものとしては、佐藤・青柳の Runge-Kutta 法による研究があり、現時点では、亀裂現象を実際に近い形で再現し得る最も進んだ解法の一つとして位置づけることができるように思われる。然し乍ら、佐藤等のこの手法は、荷重条件が一定モーメントおよび一定軸力下に限定されており、またこの種の解析では重要となる付着応力-滑り関係に、載荷履歴の影響が考慮されていない、等の問題がある。ここでは、前節 3-1 で展開した低次関数要素 L-ELM を用いて、亀裂間隔をも表示し得る RC 梁部材の非線形解析のための一手法について記述することとする。

(1) 仮定事項

① 梁部材のコンクリート断面を層状に仮想分割して取り扱う周知のファイバーモデルを採用する。

② 部材は単調増加荷重下のみあるものとし、コンクリートと各鉄筋の応力-歪関係、及び各鉄筋層の付着-滑り関係は、部材全体に亘って同一の性

質を有するものとする。

③ コンクリートのひびわれは、材軸に垂直に生ずるものとし、解析に当たっては、ひびわれを表示するための要素（以下亀裂要素と呼称）を、一定の間隔をおいて配置しておき、亀裂はこの要素に選択的に発生させる。

④ 非線形解法としては、接線剛性を用いた荷重増分・反復法によるものとし、構成材料と付着滑り性状の非線形性に起因して生ずる非釣り合い応力を、初期応力とみなしてこれと等価な節点荷重に変換することによって解除する。

(2) 材料性状と構成関係

a) コンクリートの仮定

応力-歪関係 コンクリートは、図4に示すように引張り側では弾性-亀裂材料として、また圧縮側では、圧縮強度 σ_{cc} に達するまでは、Saenz のシミュレート曲線で表示でき、C 点で剛性を失い ($E_{tc}=0$)、以後は F 点まで保持応力を減衰していき、F 点に至って全応力を消失するものとする。

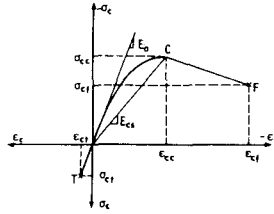


図4 コンクリートの応力-歪関係

b) 鉄筋の仮定応力-歪

関係 各鉄筋層は、それぞれの材質に応じた図5に例示する trilinear 型の弾・塑性材料として取り扱う。

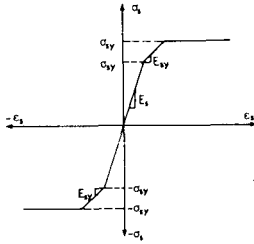


図5 鉄筋の応力-歪関係

c) 付着応力-滑り関係

既に幾度か指摘してきたように、部材全体が単調増加荷重下にある場合でも、付着応力には除荷が生ずるので、付着応力-滑り関係 (τ - S 関係と略記) には、載荷履歴の影響を考慮することが必要と

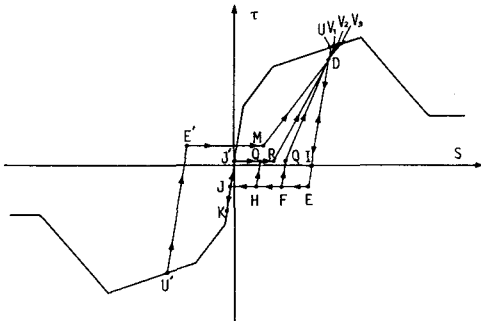


図6 付着応力-滑り関係

なる。本報告では、図6に掲げる 既報1)で設定した τ - S モデルを用いることとする。

(3) 非線形解析のための増分汎関数

前項 (1)の仮定より、各荷重増分段階では Piece-wise Linear が適用されるので、基本的には前章で導いた汎関数 (15) 式が有効であるが、非線形領域においては、各要素の各薄層ごとに構成材料の接線剛性が異なるので、先の汎関数は、非線形解析のための積層要素に適した型に書き換えることが必要になる。この汎関数は増分型で表示され下式となる。

$$\begin{aligned} \Delta \Pi = & \frac{1}{2} \int_0^L \left[(B \Delta t \sum E_{ci} + \sum A_{si} E_{si}) \left(\frac{d\Delta u}{dx} \right)^2 - 2(B \Delta t \sum z_i E_{ci} \right. \right. \\ & + \sum A_{si} E_{si} h_i) \left(\frac{d\Delta u}{dx} \right) \left(\frac{d^2 \Delta w}{dx^2} \right) + 2 \left(\frac{d\Delta u}{dx} \right) \left(\sum A_{si} E_{si} \frac{d\Delta S_i}{dx} \right) \\ & + (B \Delta t \sum z_i^2 E_{ci} + \sum A_{si} E_{si} h_i^2) \left(\frac{d^2 \Delta w}{dx^2} \right)^2 \\ & - 2 \left(\frac{d^2 \Delta w}{dx^2} \right) \left(\sum A_{si} E_{si} h_i \frac{d\Delta S_i}{dx} \right) + \sum A_{si} E_{si} \left(\frac{d\Delta S_i}{dx} \right)^2 \\ & \left. + \sum A_{bi} K_{bi} \Delta S_i^2 \right] dx - \int_0^L \left[\Delta P \frac{d\Delta u}{dx} + \Delta q \Delta w \right] dx \quad (30) \end{aligned}$$

但し、 E_{ci} : 任意の i 層のコンクリートの弾性係数

E_{si} : 任意の i 層の鉄筋の弾性係数

Δt : コンクリート薄層の厚さ

(4) 非釣り合い応力の取り扱い

外荷重の増加による変形の伸展に伴い、部材の各部には、コンクリートと鉄筋の応力-歪性状、および付着応力-滑り関係の非線形性により、それぞれ $\Delta \sigma_{ci}$ 、 $\Delta \sigma_{si}$ 、 $\Delta \tau_i$ なる非釣り合い応力が発生する。これらの応力は初期応力とみなされ、仮想働の原理と上記の汎関数 (30) 式に基づいて、容易にこれと等価な節点荷重に変換することができる。

4 数値計算例と考察

4-1 線形計算例

補強筋の付着

滑りが、線形領域における RC 梁

部材の力学性状

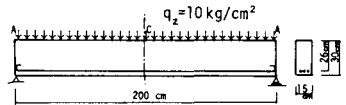
に如何ような影響

をおよぼすかを調べるため、

前章 3-1 で展開した高・低 2 種の要素を用い、

図7に示すような、等分布荷重

下にある単配筋



CONCRETE: $E_c = 260000 \text{ kg/cm}^2$
STEEL (D19 x 3): $E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$, $A_s = 8.55 \text{ cm}^2$, $A_{st} = 18.0 \text{ cm}^2$

図7 等分布荷重を受ける梁の概要

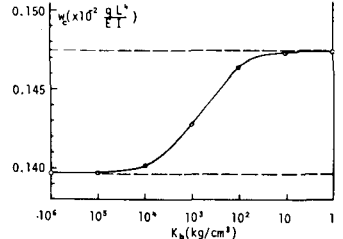


図8 中央点の鉛直変位 W_c の推移

の単純梁を設定して計算をおこなってみる。但し、鉄筋は材端で完全に定着されているものとし、荷重強度や他の材料定数を一定に保ち、鉄筋の付着係数 K_b のみを7段階($K_b=1, 10, 10^2, 10^3, 10^4, 10^5, 10^6$)に変化させ、その効果について検討することとする。

高次関数要素 H-ELMによる解析結果を、図8～13に示した。図8は、梁中央点の鉛直変位 w_c が付着係数 K_b の値と共に変化する様子を図示したものである。図の結果は、 K_b が10以下と 10^4 以上の領域においては、略両極の極限状態に近いことを示している。ここにおける両極とは、アンボンド状態に対応する $K_b=0$ の「滑り自由」と、完全付着に対応する $K_b=\infty$ の「滑り固定」の二つの極限状態を意味している。図9～11は、ここで設定した付着係数のうちの、両極の値を例にとり、材軸に沿う鉛直変位曲線、曲げモーメント、及びせん断力の分布曲線を、それぞれ無次元化して例示したもので、図12と13には、7段階全ての K_b の値に対応する、材軸に沿う鉄筋応力分布曲線と付着応力分布曲線を、対比して掲げた。図12と13の結果は、先の図8での考察を裏付けている。尚、図13の付着応力は、(12)式を用いて滑り変位 S から求めたものであるが、高次要素 H-ELMでは(19)式を用いて鉄筋の応力からも得ることができるので、図14には参考のため、 $K_b=10^6$ の値に対する両者の値を比較して示した。また、図15、16、17、18は、低次関数要素 L-ELM による解の精度を調べるため、 $K_b=10^6$ の場合を例にとり、鉛直変位、曲げモー

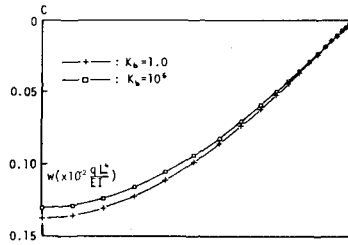


図9 材軸に沿う鉛直変位曲線

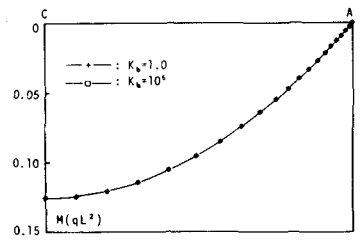
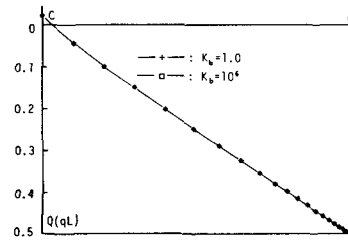


図11 材軸に沿う剪断力分布

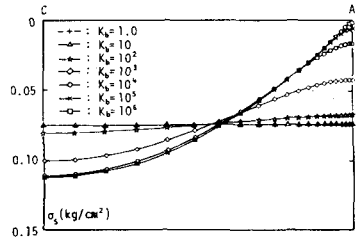
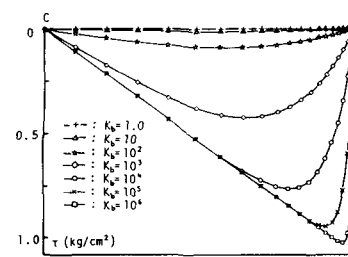


図12 材軸に沿う鉄筋応力分布の推移

図13 材軸に沿う付着応力分布の推移

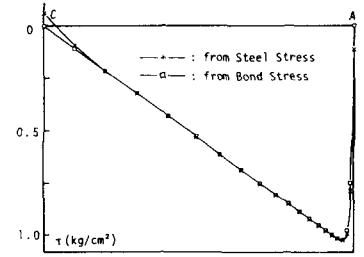
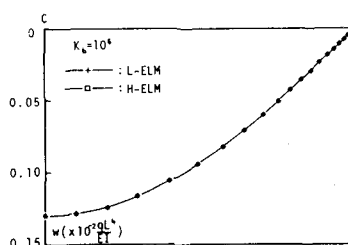


図14 材軸に沿う付着応力分布の比較

図15 鉛直変位分布の解の比較

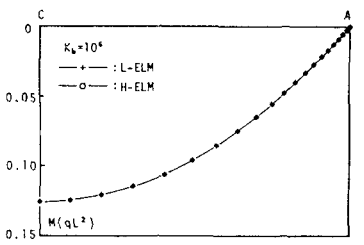
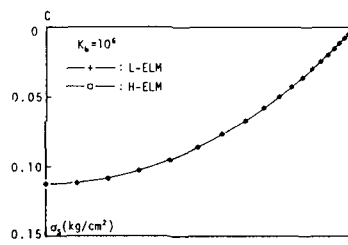


図16 曲げモーメント分布の解の比較

図17 鉄筋応力分布の解の比較

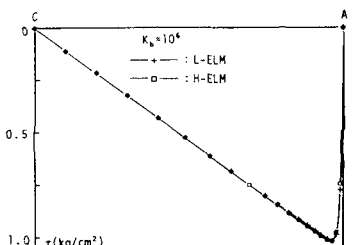


図18 付着応力分布の解の比較

ント、および鉄筋応力と付着
 応力の各分布曲線を、前掲の
 H-ELMの解と比較したもので
 ある。これらの図によれば、
 低次要素でも十分な精度をも
 つことを知る。

4-2 非線形計算例

コンクリートに亀裂の生ず
 る非線形計算例を示すため、図
 19に掲げるような形状寸度をも
 つ2点荷重受ける単純支持のモ
 デル梁を想定し、図20の $\tau-S$
 曲線を仮定して解析を行って
 みる。図21は、計算結果を梁中央
 点の荷重-変位曲線で図示した

図19 2点荷重を受ける梁の概要

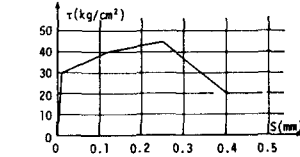


図20 仮定 $\tau-S$ 曲線

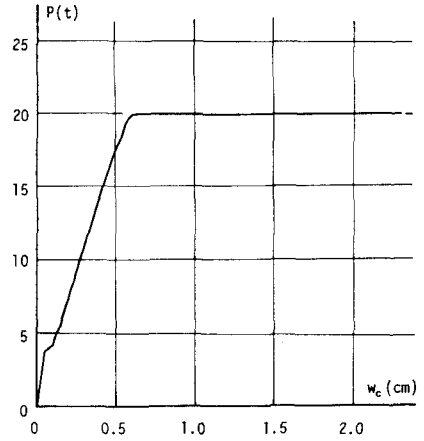


図21 中央点の荷重-変位曲線

ものである。
 また、図22に
 は、梁の破壊
 以前の5つの
 荷重段階にお
 ける、材軸方
 向に沿うコン
 クリートの引
 っぱり張力、
 鉄筋応力、付
 着応力分布の
 推移状況を対
 比して掲げた
 が、この図の
 結果は、本解
 析法がRC梁部
 材の変形-破
 壊挙動を、可
 成り実際に近
 い形で追跡し
 得る可能性の
 あることを示
 唆している。

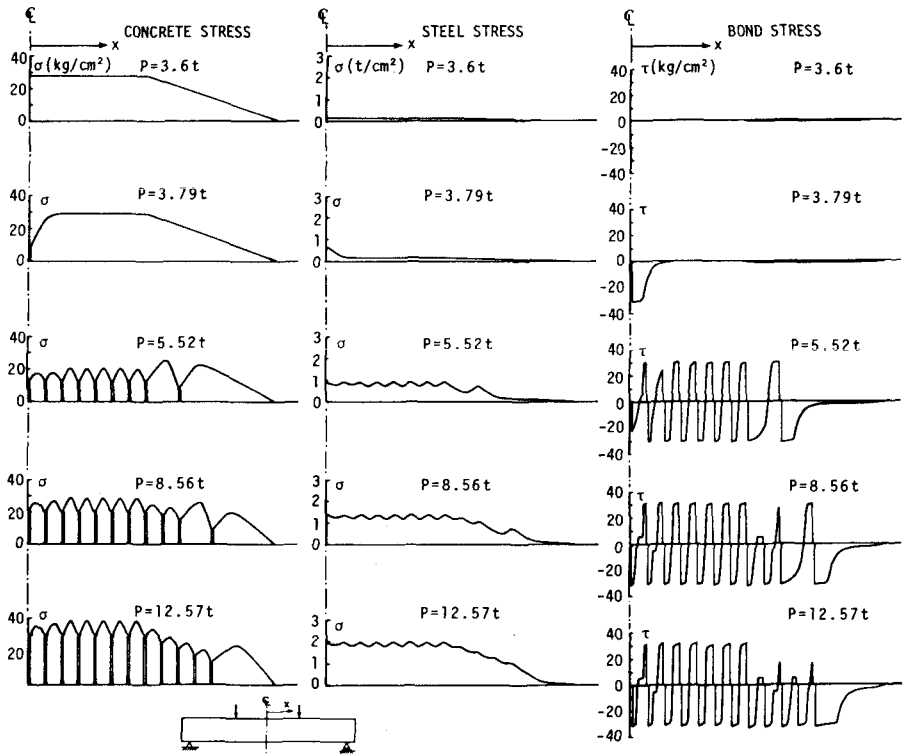


図22 材軸方向に沿う各応力分布の推移状況

【参考文献】

- 1) 上田、土橋【引張り力を受けるRC梁部材の付着滑り挙動解析】土木学会道支部論報第41号、1985.2
- 2) 上田、土橋他【鉄筋の付着すべりを考慮したRC床版の弾性解析】建築学会道支部研報 No.57、1984.3
- 3) 森田・角【繰り返し荷重下における鉄筋とコンクリート間の付着特性に関する研究】建築学会論報第 229号、1975.3
- 4) 鬼沢、林、黒正【付着剛性を考慮した鉄筋コンクリート部材の変形解析】建築学会大会要覧集、1979.9
- 5) 松浦、山本【鉄筋コンクリート梁、柱部材の非線形及び時間依存性挙動】建築学会論報第 322号、1982.12
- 6) Sato, T. and Aoyagi, Y. [Studies on Deformation and Crack of Reinforced Concrete Flexural Members under Low Temperature] Proc. of JSCE., No. 329, 1983.]
- 7) 市之瀬敏勝【付着すべりを考慮した鉄筋コンクリート骨組みの非線形解析法】建築学会論報第 328号、1983.6