



応用要素法を用いた RC 梁部材の荷重－変形関係の推定

李煥九¹⁾、崔琥²⁾、松川和人³⁾、中埜良昭⁴⁾

1) 東京大学大学院、大学院生

e-mail : hwankoo@iis.u-tokyo.ac.jp

2) 東京大学生産技術研究所、助教 博士 (工学)

e-mail : choiho@iis.u-tokyo.ac.jp

3) 東京大学生産技術研究所、助教 博士 (工学)

e-mail : mtkw @iis.u-tokyo.ac.jp

4) 東京大学生産技術研究所、教授 工博

e-mail : iisnak@iis.u-tokyo.ac.jp

要 約

本研究の目的は応用要素法 (AEM) を用いた無補強組積造壁を含む鉄筋コンクリート (RC) 造架構の耐震性能を解析的に評価することで、本報ではその前段階として、AEMを用いて RC梁部材の荷重-変形関係の推定を試みた。本検討では、既実験された2体のRC梁部材を対象として、ひび割れ発生後に再接触するコンクリートのせん断剛性をパラメータとした静的非線形解析を行った。その結果、両試験体ともに実験結果の荷重－変形関係を精度良く推定でき、さらに設定したパラメータによっては耐力低下も再現できた。

キーワード： 応用要素法、RC梁部材、荷重－変形関係

1. はじめに

無補強組積造 (以下、URM) 壁を含む鉄筋コンクリート (以下、RC) 造架構は、世界各地で用いられている主要な建築工法である一方で、地震時に甚大な被害をもたらすことが過去の地震被害 (図1) から明らかにされている。

本研究では、URM壁を含むRC造架構の耐震性能を応用要素法 (以下、AEM (Applied Element Method)) を用いた解析手法で評価することを目的とし、本報ではまずRC造に適切なモデル化手法を提案し、その適用性を検証すべく、本研究で構築したAEMの解析手法を用いて、既に載荷実験を実施した2体のRC造梁部材を対象に、コンクリートのせん断剛性をパラメータとした静的非線形解析を行い、その荷重－変形関係を推定することで、本解析手法の妥当性を確認する。

2. AEMの概要

AEMとは、微小変形から崩壊に至るまで発生する物理現象を再現するため、目黒・Hatemら^{1),2)}により開発された解析手法であり、剛体要素とばね要素に基づき解析対象を表現する。AEMにおける要素の概



1999年台湾
集集地震

2006年インドネシア
ジャワ島中部地震

図1 過去の地震における無補強組積造の被害事例

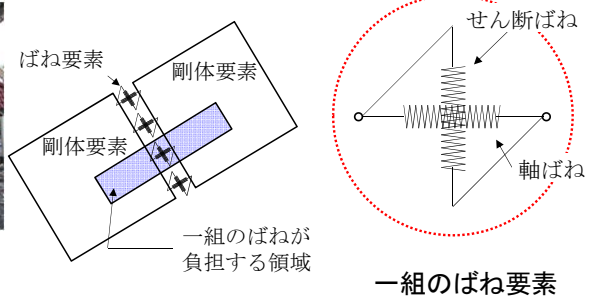


図2 AEMの剛体要素とばね要素

念を図2に示す。ここで、剛体要素は解析対象の最初の形状を表す概念的なものであり、変形によって他の剛体要素と重なることが許される。また、剛体要素はその中心に自由度を持ち、自由度に生じる変位を用いてそれぞれの剛体要素の移動・回転を記述し、解析対象の形状変化を表現する。

一方、ばね要素は軸ばねとせん断ばねで構成され、2つの剛体要素は複数のばね要素で連結される。ここで、剛体要素のある一辺の法線方向に位置する軸ばねに対し、せん断ばねはその辺の平行方向に位置する。また、一組のばね要素には図2に示す負担領域を代表する材料特性が与えられる。より詳細なAEMの概念については文献2)を参考されたい。

3 AEMを用いた静的非線形解析手法

3.1 静的非線形解析のアルゴリズム

静的非線形解析の流れを図3に示す。本解析では、入力により指定した1つの自由度 k (k は水平方向、鉛直方向、回転のいずれかを表す)で発生する各ステップの変位増分が、設定した目標変位増分 $\Delta_m U_k$ と等しくなるように、荷重の倍率 $_m \lambda$ を設定し、外力増分ベクトル $\{\Delta P^*\}$ に $_m \lambda$ を乗じて荷重増分 $\{\Delta_m P\}$ を算定した。ばねに生じる不釣り合い力は次のステップで外力として解除する。

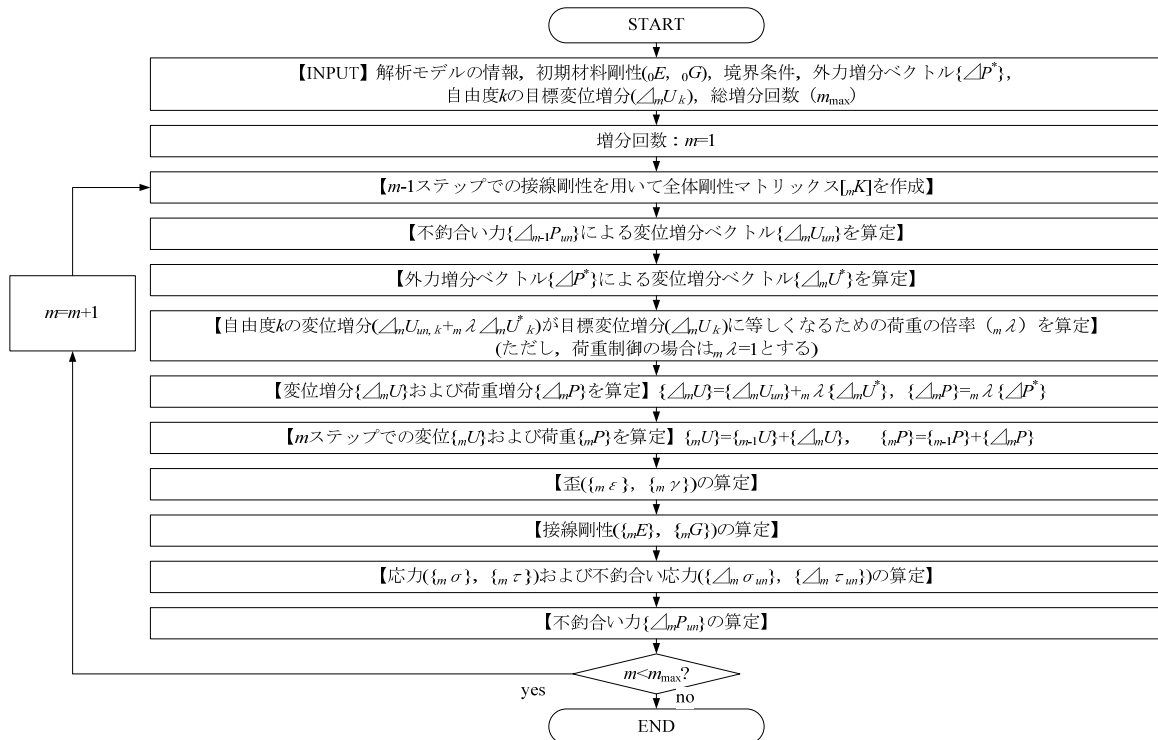


図3 解析の流れ

3.2 材料モデル

3.2.1 コンクリートの構成則

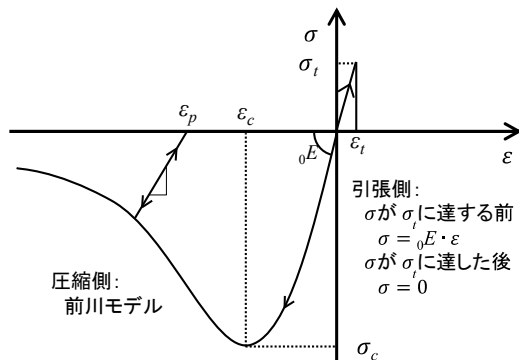
コンクリート軸ばねモデルを図4(a)に示す。コンクリート軸ばねの圧縮側は式(1)に示す前川モデル³⁾を用い、引張側はコンクリートの引張強度 (σ_t) に達するまでは初期剛性 E_0 を持つ線形とし、その後は応力を0と仮定した。

$$\sigma = \frac{2\sigma_c}{\varepsilon_c} \cdot e^{\left(-0.73 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c} \left(1 - e^{-1.25 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c}}\right)\right)} \cdot \left(\varepsilon - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_c} - \left(1 - e^{-0.35 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c}}\right)\right) \cdot \varepsilon_c\right) \quad (1)$$

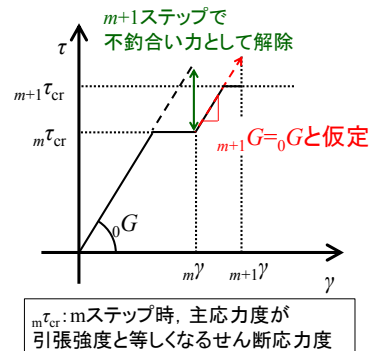
ここで、 σ_c : コンクリートの圧縮強度、 ε_c : コンクリート圧縮強度時の歪

本研究ではコンクリートのせん断ばねを図4(b)~(d)に示すように3ケース、すなわち(b)ひび割れ発生以前で軸ばねが圧縮応力を受ける場合、(c)軸ばねが引張応力を受ける場合、および(d)ひび割れ発生後、軸ばねが圧縮応力を受ける場合に、それぞれ分けて考える。ここで、ひび割れの発生はコンクリートの主応力度 (σ_p 、式 (2)) が引張強度 (σ_t) に達する時とし、その時のせん断応力度 τ を図4(b)~(d)に示す各ケースにおける許容最大せん断応力度 τ_{cr} とした。本研究で用いた σ_p および τ_{cr} の算定方法は以下の通りである。

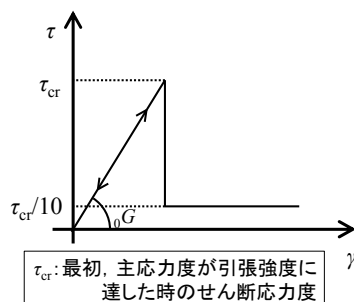
図5に各ばね要素およびその応力を示す。同図に示すように、対象ばね要素はそのばねが接している剛体要素 j の左側端からの距離 x に位置しており、そのばね要素の軸ばねとせん断ばねに作用する応力は主応力度 σ_p (式 (2)) を算定する際の σ_{yy} および τ となる。一方、式 (2) の図6に示す σ_{xx} を表すばねは存在しないため、 σ_{xx} は次のように算定した。まず、対象ばね要素が接する辺の直近に位置した剛体要素の両端軸ばねの応力 (σ_{x1j} 、 $\sigma_{x1j'}$ 、 σ_{x2j} および $\sigma_{x2j'}$) を求め、両端での平均値 σ_{x1} と σ_{x2} を両端に作用するX方向応力とした。次に、X方向応力度は図7に示すように線形に分布すると仮定し、 σ_{xx} を (式 (3)) より



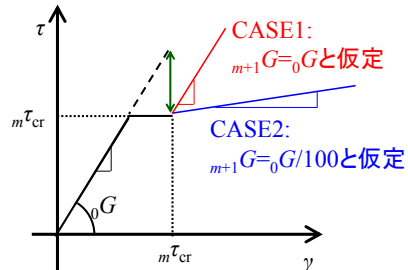
(a) コンクリート軸ばねモデル



(b) 軸ばねが圧縮応力を受ける場合のせん断ばねモデル



(c) 軸ばねが引張応力を受ける場合のせん断ばねモデル



(d) ひび割れ経験後に圧縮応力を受ける場合のせん断ばねモデル

図4 コンクリートばねモデル

対象ばね要素

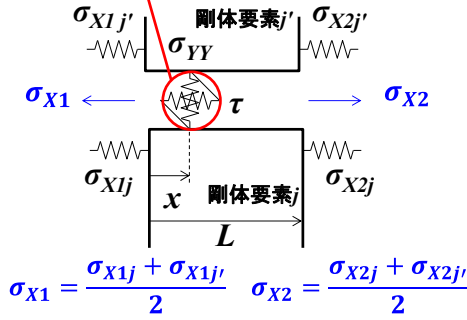


図5 ばね要素とばねの応力

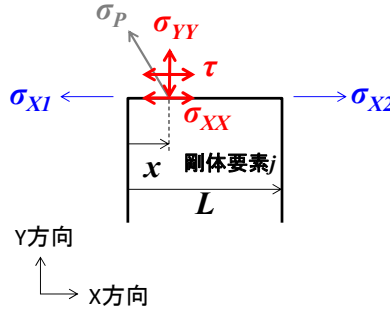


図6 主応力の算定

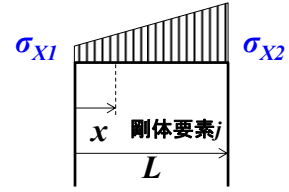


図7 X方向応力度の分布

求めた。コンクリートの許容最大せん断応力度 τ_{cr} は、前述したとおり、主応力度 σ_p が引張強度 σ_t に達する時 ($\sigma_p = \sigma_t$) と設定したため、 σ_t と τ の関係は式 (2) より式 (4) のようになり、 τ_{cr} は式 (5) より求められる。

$$\sigma_p = \frac{\sigma_{XX} + \sigma_{YY}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{XX} - \sigma_{YY}}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad (2)$$

$$\sigma_{XX} = \frac{x}{L}\sigma_{X2} + \frac{L-x}{L}\sigma_{X1} \quad (3)$$

$$\sigma_t = \frac{\sigma_{XX} + \sigma_{YY}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{XX} - \sigma_{YY}}{2}\right)^2 + \tau_{cr}^2} \quad (4)$$

$$\tau_{cr} = \sqrt{(\sigma_t - \sigma_{XX}) \cdot (\sigma_t - \sigma_{YY})} \quad (5)$$

以上の算定方法に基づいた各ケースのせん断ばねモデル化は以下の通りである。

ひび割れ発生以前でコンクリートが圧縮応力を受ける場合は (図4(b))、現ステップ (ステップ m) での許容せん断応力度が ${}_m\tau_{cr}$ を超え、すべりが発生しても圧縮応力が作用される際には摩擦および骨材の噛み合いによってせん断抵抗できると仮定し、せん断応力度が現ステップ (ステップ m) での許容最大せん断応力度 ${}_m\tau_{cr}$ を超えてもその値を維持すると仮定した。なお、同様な理由により次ステップでのせん断剛性は初期剛性を維持するものと仮定した (${}_{m+1}G = {}_0G$)。また、 ${}_m\tau_{cr}$ を超える応力分については不釣合い力として処理した。

一方、コンクリートの軸ばねが引張応力を受ける場合 (図4(c))、ひび割れ発生面は要素間に離間が生じているため、せん断抵抗は消失すると考え、せん断剛性をほぼゼロ (初期剛性の1/100) と仮定した。ただし、骨材の噛み合いを考慮し、ひび割れ発生後の許容最大せん断応力度はひび割れ時の τ_{cr} の1/10と仮定した。

また、ひび割れ発生後、再接触によりコンクリートの軸ばねが圧縮応力を受ける場合 (図4(d)) のせん断ばねの物性は明確ではないため、基本的には図4(b)と同様なモデルを用いることとした。ただし、コンクリートの許容最大せん断応力度を超えた時のせん断剛性の物性も明確ではないが、図4(b)の場合より剛性が低くなると予想されるため、本検討ではその剛性をパラメータとして2ケース、すなわち CASE1: 弾性時剛性 (${}_{m+1}G = {}_0G$) に加えて CASE2: ほぼゼロの剛性 (${}_{m+1}G = {}_0G/100$) も設定し、解析を行うこととした。

3.2.2 鉄筋の構成則

図8に示す鉄筋の軸ばねは、降伏強度 σ_y までは初期弾性 ${}_0E$ 、降伏後は ${}_0E/100$ の接線剛性を持つバイリニアモデルを用いた。図9に示す鉄筋のせん断ばねは、せん断降伏強度 τ_y までは初期せん断弾性 ${}_0G$ 、降伏後は ${}_0G/100$ の接線剛性を持つバイリニアモデルを用いた。

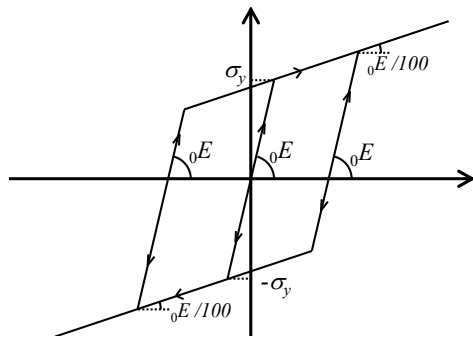


図8 鉄筋の軸ばねモデル

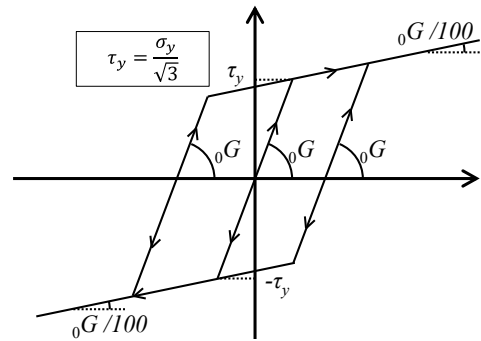


図9 鉄筋のせん断ばねモデル

4 AEMを用いた静的非線形解析結果

本研究で構築した解析手法の妥当性を確認するため、既実施した実験結果と比較を行った。比較に用いた試験体は、RC梁部材2体（曲げ破壊が生じた試験体（F-1/1試験体⁴）および曲げせん断破壊が生じた試験体（FS-90試験体⁵））である。

4.1 解析対象試験体

F-1/1試験体およびFS-90試験体の詳細を図10および図11に、各試験体の諸元を表2に、それぞれ示す。

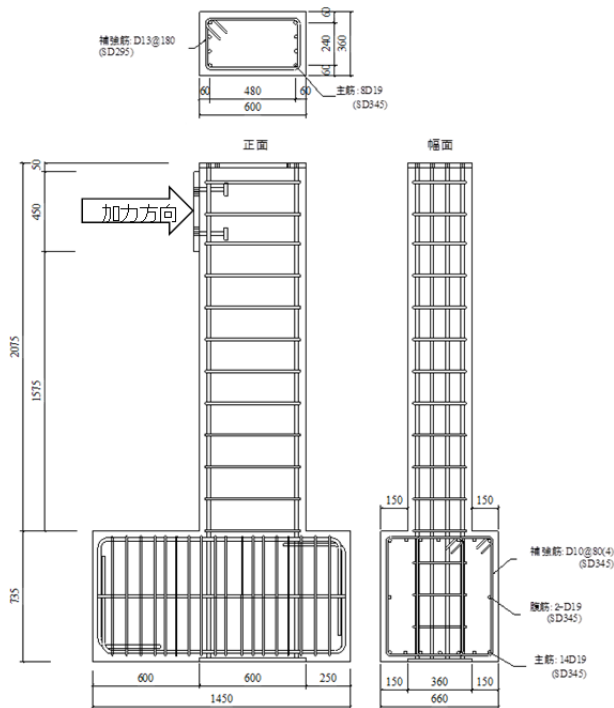


図10 F-1/1 試験体の詳細

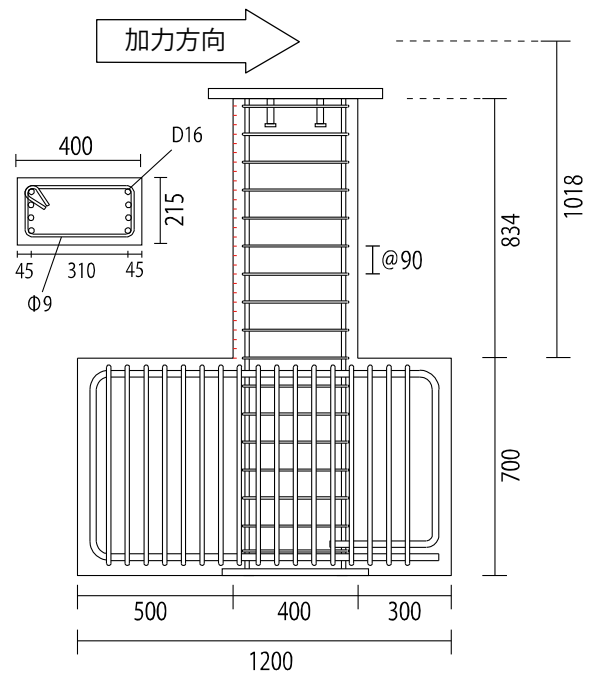


図11 FS-90 試験体の詳細

表1 試験体諸元およびせん断余裕度

試験体名	b×D (mm)	h (m)	コンクリート圧縮強度 (N/mm ²)	主筋、P _e (%)	σ _y (N/mm ²)	補強筋、P _w (%)	σ _{wy} (N/mm ²)	せん断余裕度
F-1/1	360×600	1.8	28.8	8-D19、0.53	396 (SD345)	D13@180、0.39	367 (SD295)	2.69
FS-90	400×215	1.02	32.5	8-D16、1.04	569 (SD490)	φ9@90、0.66	358 (SR235)	1.14

4.2 荷重-変形関係

3.2.1節で仮定した二つのコンクリートのせん断ばねモデル（CASE1およびCASE2）における解析結果を以下に示す。

図12にF-1/1試験体における解析および実験による荷重-変形関係を示す。表1に示したとおり、本試験体はせん断余裕度が2.69であり、純曲げ挙動を示したため、せん断ばねモデルの変化による影響をほとんど受けず、CASE1とCASE2の結果はほぼ一致した。また、それぞれの解析結果は実験結果を概ね再現できた。

図13にFS-90試験体における解析および実験による荷重-変形関係を示す。実験では、部材角8%までは耐力を維持するものの、その後せん断破壊し終局に至った。CASE1の解析では、ひび割れ発生後のコンクリートのせん断剛性を弾性と仮定したため、主に曲げ変形が卓越する解析結果となり、耐力低下は生じなかった。一方、せん断剛性をほぼ0と仮定したCASE2ではせん断剛性を低減することでせん断変形分が増加しそれが隣接するばね要素に影響を与え、耐力低下が生じる結果となった。

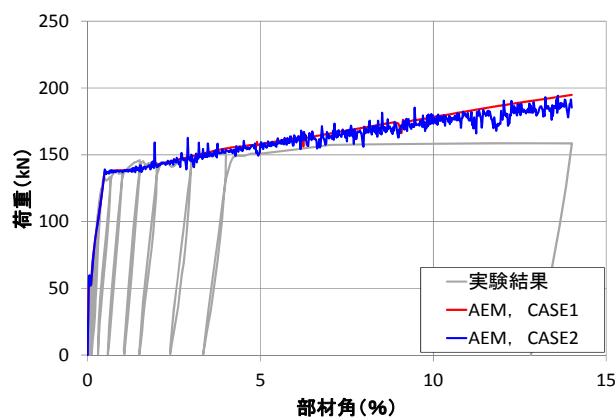


図 12 F-1/1 試験体の詳細

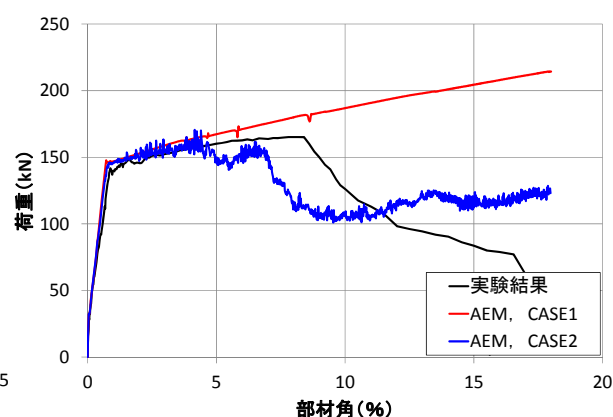


図 13 FS-90 試験体の詳細

5 まとめ

本研究では、RC造架構を対象に、応用要素法を用いた解析プログラムを構築し、2体のRC造梁部材を対象にその静的非線形解析を行った。その結果、純曲げ挙動を示したF-1/1試験体ではせん断変形分が小さいため、両解析結果はせん断剛性の変化に関わらずほぼ同様であり、実験結果と概ね一致した。一方、曲げ降伏後せん断破壊したFS-90試験体においてはせん断剛性をほぼ0と設定することで耐力低下が概ね再現できた。

今後、解析精度をより高めるため、ひび割れが発生したコンクリートばねが再接触し圧縮応力を受ける場合のせん断剛性について検討を行う必要がある。

参考文献

- 1) Hatem TAGEL-DIN : A New Efficient Method for Nonlinear, Large Deformation and Collapse Analysis of Structures, Doctoral thesis, The University of Tokyo, 1998.6.
- 2) Kimiro MEGURO, Hatem TAGEL-DIN : Applied Element Method for Structural Analysis: Theory and Application for Linear Materials, Structural Engineering / Earthquake Engineering, Vol.17, No.1, 2000, pp.21s-35s.
- 3) 岡村甫、前川宏一：鉄筋コンクリートの非線形解析と構成側、技報堂出版、1991.5
- 4) 沙拉依丁沙吾提他：RC造縮小試験体に生じる曲げひび割れの定量化とその実大スケールへの換算評価に関する研究、修士論文、東京大学、2014.7.
- 5) 高橋典之他：鉄筋コンクリート梁部材のひび割れ長さ評価手法に関する研究(その1～2)、日本建築学会学術講演梗概集、2012.