

1 次モード特性を用いた連続梁の曲げ剛性同定法に関する基礎的研究

徳島大学大学院 学生員 ○加島 悠生

徳島大学大学院 フェロー 成行 義文

四国建設コンサルタント 正会員 豊崎 裕司

徳島大学院 正会員 井上 貴文

- はじめに** 高度経済成長期に大量に建設された道路橋等の構造物は、現在約 50 年が経過し、この間に各構造物には、風化・降雨・地震等といった自然作用の影響で、劣化等による損傷が蓄積し、構造物の崩壊に繋がる危険性が高まっている。このことから、構造物の損傷状態を的確に把握する必要がある。近年では、「モード解析による構造物の損傷同定法」が注目されている。その一手法として、J. Maeck ら¹⁾ および金田ら²⁾ は、単純梁を対象として比較的容易に入手可能な 1 次のモード形及び固有振動数から、曲げ剛性分布を同定する手法を提示している。本研究は、静定梁である単純梁を対象とした金田らの剛性同定法を 1 次不静定の連続梁にも適用し得るよう拡張し、その精度について検討したものである。
- 解析モデル** 本研究では全長 2.0m の 2 スパン連続梁（各スパンとも 1m）を解析モデルとして使用する。この連続梁を 100 等分割(要素長 0.02m)し、節点数は 101 個である。また、横断面は縦 0.22m×横 0.32m とした。本研究で固有値解析ならびに静解析は、汎用解析ソフト TDAPⅢを用いた。なお、本研究では、曲げ剛性 EI の低下を損傷と定義する。
- 曲げ剛性同定法** 曲げモーメント M と曲率 κ が分かれば、その比からその断面の曲げ剛性 $EI (=M/\kappa)$ が求まる。単純梁のような静定構造物の場合、任意の荷重に対する M は容易に算定できる。また、その時の梁のたわみ分布(δ)の 2 階微分として曲率分布 κ を近似的に求めることができる。しかしながら、実際の橋梁構造物を考えた場合、載荷自体が容易ではなく、たわみ δ の測定も難しい。ここで、固有値方程式 $\omega^2[m]\{\phi\}=[k]\{\phi\}$ (1) に着目する。式中、 ω :固有円振動数、 $[m]$:質量行列、 $[k]$:剛性行列、 $\{\phi\}$:固有ベクトルである。静力学的観点において、式 (1) は、質量 $[m]$ および剛性 $[k]$ の梁に静荷重 $\{f\}=\omega^2[m]\{\phi\}$ が作用した場合、その変位が $\{\phi\}$ となることを示している。したがって、梁の自由振動データのモード解析により求まる ω と $\{\phi\}$ を用いて擬似慣性力 $\{f\}$ を算定し、それに対する M を求めるとともに、その時のたわみ $\{\phi\}$ の 2 階微分として κ を求めれば、前述のように曲げ剛性 $EI (=M/\kappa)$ を同定することができる。本研究で対象としている連続梁のような不静定構造物の場合には、反力等の算定時に変形の適合条件を用いるため、本来の未知の曲げ剛性 EI に初期値を設定し、それが収束するまで繰り返し計算を行う必要がある。具体的な曲げ剛性同定手順を次節に示す。

- 曲げ剛性同定手順** 1 次モード特性から連続梁の曲げ剛性を同定する手順を以下に示す。(図 1 参照)
図 1 に自由振動計測データから連続梁の曲げ剛性 EI を同定する手順をフローチャートで示す。実際には同図中<B1>～<B2>に示すように、実験により得られた振動データあるいは実橋の振動測定データからモード解析により、1 次モードの固有円振動数 ω_1 ならびにモードベクトル $\{\phi\}_1$ を求める必要があるが、本研究では同定手法の構築に主眼を置いているため、 ω_1 および $\{\phi\}_1$ は、<A1>で想定した連続梁モデル (n 等分割 (曲げ剛性既知)) のものを用いた。<A2>以降は、曲げ剛性 $\{EI\}$ を未知として、繰り返し計算により、 $\{EI\}$ の収束値を求めている。本研究の場合、この収束値が設定値と同等となる必要

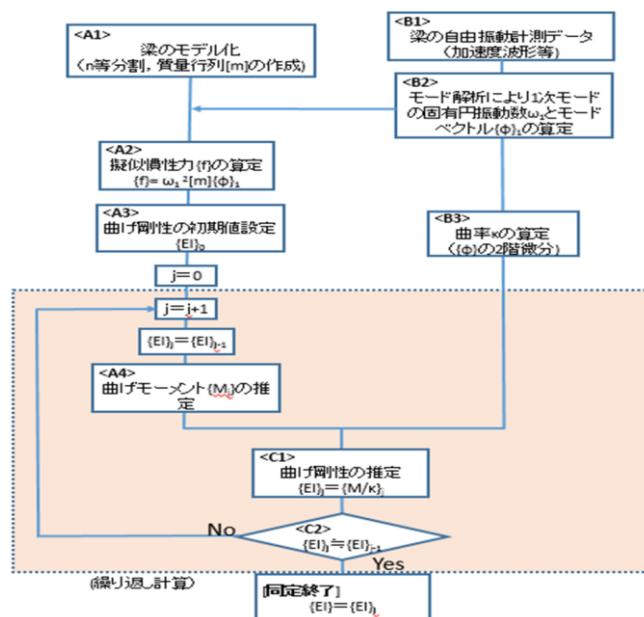


図 1 連続梁の曲げ剛性同定フロー

がある．単純梁のような静定構造物の場合には，図 1 における曲げ剛性を考慮する必要がなくかつ繰り返し計算も不要である．なお，本研究では，<A4>の”曲げモーメント $\{M_j\}$ の推定”における反力算定に際して，弾性荷重法（モールの定理）を用いた．

5. 曲げ剛性同定結果

前述の曲げ剛性同定手法を用いて得られた，2 スパン連続梁の曲げ剛性同定結果を図 2 に示す．それぞれ無損傷時(CASE ND)と 41～60 要素に損傷を与えた場合(CASE D1)の結果である．CASE ND では繰り返し計算を 3 回，CASE D1 では 8 回行った．図から読み取れるように，両方とも設定した剛性値にほぼ近い値となった．しかし，中央支点の節点 51 は剛性値を求めることができなかった．理由として，両 CASE とも連続梁の節点 51 における曲げモーメントと，曲率がともに 0 になってしまったためである．なお，本研究では各節点の剛性は，「節点に隣接する要素剛性の平均的な値」となっている．これは，各断面の曲げ剛性 EI を求める際の曲率 κ を鉛直たわみ $\{\phi\}$ の 2 階の中央差分によって求めているためである．

6. 損傷シナリオの曲げ剛性同定結果

図 3 は，21～30 要素に 40% 損傷(CASE D2)，21～30 要素に 20% 損傷と 61～70 要素に 40% 損傷(CASE D3)，11～20 要素に 20% 損傷と 41～50 要素に 40% 損傷と 61～70 要素に 40% 損傷(CASE D4)の 3 パターンの損傷シナリオに対する曲げ剛性同定結果である．図 2 で示した CASE は構造的に対称であったため，節点 51 における曲げモーメントと曲率は 0 であったが，図 3 では損傷箇所が非対称のため，節点 51 の曲げ剛性値は求まった．同図より分かるように，CASE D2～D4 とも一部を除いてほぼ設定した剛性値に近い値に収束している．しかし，節点 51 に近い中央付近の剛性値は，収束過程でマイナスの値や過大値となった．

7. おわりに

本研究では，1 次モード特性から 2 スパン連続梁の剛性を同定する方法を導いた．中央支点付近以外の節点における曲げ剛性を比較的精度よく同定することができた．今後，中央支点付近の曲げ剛性の同定手法について検討する必要がある．

参考文献

- 1) J.Maek, M.Abdel Wahab, B.Peeters, G.De Roeck, J. De Visscher, W.P.De Wilde, J.-M.Ndambi, J.Vantomme : Damage identification in reinforced oncrete structures by dynamic stiffness determination, Engineering Structures, No.22, pp.1339—1349 22, 2000
- 2)金田泰明：1 次モード特性を用いた単純梁の剛性評価ならびに損傷同定手法に関する研究，2015 年

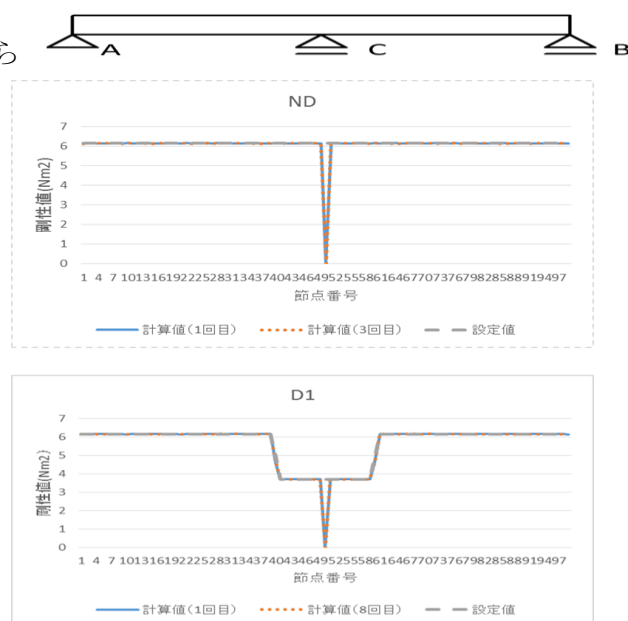


図 2 曲げ剛性同定結果と解析モデル

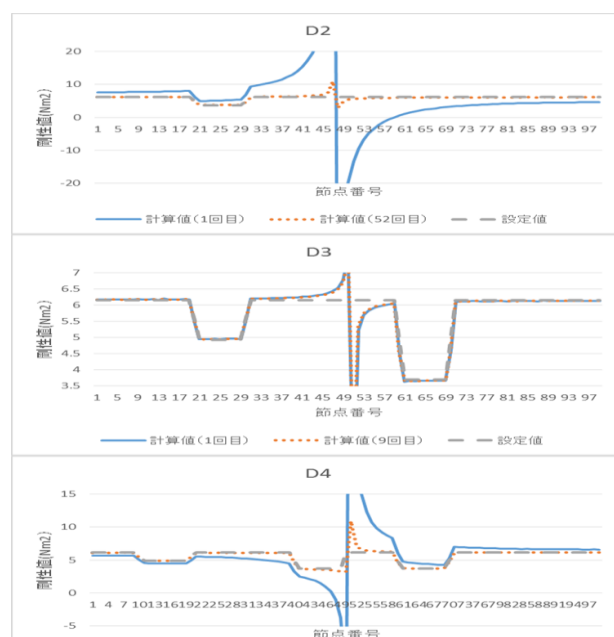


図 3 曲げ剛性同定結果