### 減衰の振幅依存性を有する鋼製橋脚模型の動的応答解析に関する研究

宇都宮大学大学院 学生員 学生員

員 〇丸山祥平 員 Reem Al Sehnawi フェロー会員 中島章典

## 1. はじめに

地震時における構造物の挙動を数値解析によって適切に 再現することは、構造物の設計を行う上で重要となってく る. そのため既に構造物の地震時挙動を再現する動的応答 解析が多くなされ、様々な方法、モデル等を用いた解析の 研究がなされている<sup>1)</sup>. しかしそれらの解析においては, 時刻歴で見ると解析値と実験値が一致しない。また、強制 振動の解析を行う際,解析値を実験値と一致させるため に必要な減衰定数等の値は,自由振動実験からでは一義的 に求められないといった問題点がある.このような問題の 原因の一つとして,構造物の減衰が振幅依存性を有してい ることが挙げられる.ここでの振幅依存とは構造物の応答 振幅が大きくなるにつれ、減衰が大きくなっていくという ものである.既往の研究において動的応答解析を行う際, 様々な減衰の解析モデルが考案され、それぞれにおいて再 現性の比較,検討がなされてきたが<sup>2)</sup>,それらの多くは減 衰をある一定の定数に比例する比例減衰としており,減衰 の振幅依存性を考慮して減衰を振幅の大きさに応じて変化 するようにした解析はあまりない<sup>3)</sup>.

そこで本研究では,解析モデルの基部に非線形の復元力 特性を有する回転ばねを組み込むことで,減衰の振幅依存 性を再現し,線形の回転ばねを用いた線形動的応答解析よ りも精度よく構造物の挙動を再現することを目的とする.

### 2. 試験体

本研究では、再現解析を行う対象として、簡易な鋼製橋 脚模型試験体を用いた.実験に用いた試験体を図-1に示 す.また詳細な断面諸量は表-1に示す.

部材	寸法	単位体積重量
	(mm)	$(kN/m^3)$
おもり	$80 \times 85 \times 150$	76.5
上鋼板	$9 \times 99.8 \times 126$	75.6
橋脚部材	$485 \times 19.9 \times 11.7$	75.9
下鋼板	$12 \times 300 \times 300$	76.1

表−1 断面諸量

# 3. 振動実験

橋脚部材の材料内部減衰を把握できると考えているため、橋脚単体に近い状態である、おもりなしの試験体を対象として自由振動実験を行った.橋脚頂部に加速度計を設置し、ハンマーで橋脚頂部を叩くことで加振を行い、加速度を測定した.測定した加速度波形の例を、縦軸を橋脚頂部の水平加速度、横軸を時間として図-2に示す.この加速度波形に基づいて、橋脚の固有振動数、減衰定数を把握した.その後、試験体におもりを載せた状態で自由振動実験を行い、その状態における振動特性を把握した.自由振動実験の後、振動台によって実地震波で加振することで、強制振動実験を行った.



図-4 減衰定数と最大応答加速度の関係

# 4. 自由振動実験結果

自由振動波形より求めた1次モードの固有振動数と減衰 定数を図-3,図-4に示す.図-3は、縦軸を固有振動数, 横軸を最大応答加速度とした固有振動数と最大応答加速度 の関係で、図-4は、縦軸を減衰定数、横軸を最大応答加 速度とした減衰定数と最大応答加速度の関係である.

図-3-a,図-4-aよりおもりがない状態では固有振動数 は振幅によらず一定であるが、減衰定数は振幅依存の傾向 を示していることがわかる.また、図-3-b、図-4-bより おもりがある状態でも固有振動数は振幅によらず一定で あるが、減衰定数は振幅依存の傾向を示していることがわ かる.

これらの自由振動実験より得られた固有振動数と減衰定 数,および実験前に計測した試験体の諸量を元に試験体を モデル化し,数値解析を行った. 数値解析において、試験体のモデル化には、はり要素を 用いた有限要素法を、時刻歴挙動の再現にはニューマーク のβ法(β=1/4)を、カー変位関係の非線形挙動の追跡には 修正ニュートンラフソン法をそれぞれ使用した地震応答解 析プログラムを用いた、本研究で用いた解析プログラムと 線形動的応答解析プログラムとの違いについて説明する.

解析プログラムでは,試験体と地盤に相当する部分との 固定状況を再現するために,試験体のモデルの基部に回転 ばねと回転ダッシュポットを組み込んでいる.線形動的応 答解析プログラムでは,回転ばねのカー変位関係が線形と なっている.一方本研究で用いた解析プログラムでは,回 転ばねのカー変位関係が非線形となっている.振幅依存性 を生じさせる減衰要因は試験体基部における逸散減衰だと 考えられるので,この方法により,減衰の振幅依存性の再 現を試みた.回転ばねの復元力特性モデルとして Hardin-Drnevich モデル<sup>4)</sup>(以下 HD モデルとする)とバイリニア 型モデルの2種類を用いた.なおこれらのモデルにおける カー変位関係は本解析に適合させるために,モーメントー 回転変位関係としている.

HD モデルにおける骨格曲線は降伏強度  $M_f$ ,初期接線 剛性  $K_0$ を用いて以下の式 (1) で表される.このときの骨格曲線の例を図-5-a に示す.

$$M = \frac{K_0 \theta}{1 + \frac{K_0 \theta}{M_{\ell}}} \tag{1}$$

また,バイリニア型モデルの骨格曲線は,降伏強度 $M_f$ , 1次剛性 $K_1$ ,2次剛性 $K_2$ とすると図-**5-b**のようになる. これらの骨格曲線を元に履歴ループを描くことで,試験体 における逸散減衰を再現している.

復元力特性としてこれら2種類のモデルを使用した理由 を以下に示す. HD モデルを用いた場合,微小振幅時にお いてもモーメントー回転変位関係は履歴ループを描き,減 衰を生じさせるため,振動振幅によらず減衰の振幅依存性 が生じる. 一方,バイリニア型モデルを用いた場合,振幅 が降伏強度以下になるとモーメントー回転変位関係は履歴 ループを描かないため,微小振幅時には減衰の振幅依存性 が生じない.

解析では試験体の断面諸量以外に回転ばねのばね定数や 回転ダッシュポットの減衰係数を設定するが,以下にそれ らの設定方法について簡潔に説明する.

まず,事前に計測した試験体の諸量を元に解析モデルの 寸法や弾性係数を設定した.その後,実験と解析とで固有 振動数を一致させるため,自由振動実験より得られた試験 体の固有振動数を元に回転ばねのばね定数を設定した.

本研究で用いた試験体では,主に橋脚部材における材料 内部減衰と基部における逸散減衰の2種類の減衰要因が 考えられる.解析ではこの2種類の減衰を適切に再現する 必要がある.おもりなしの試験体の減衰定数と最大応答加 速度の関係が図-4-aであるが,この図中において,逸散 減衰の影響が無視できると思われる最大振幅が最も小さい 時の減衰定数を元に解析における橋脚部材の材料内部減衰 を設定した.また基部の逸散減衰は,おもりありの試験体 における自由振動実験を元に設定した.線形動的応答解析 では基部の回転ダッシュポットのみで逸散減衰の再現を試 みている.その減衰係数は,前述の材料内部減衰も含めた 橋脚全体の減衰として図-4-bでの中央値である,最大応



図-5 骨格曲線

答加速度  $15m/s^2$  付近の減衰定数と一致するように設定した.また本研究で用いた非線形の回転ばねを組み込んだ解析では、橋脚全体の減衰として、まず減衰の振幅依存の傾向がほとんどないと思われる最大振幅が最も小さい時の減衰定数を元に回転ダッシュポットの減衰係数を設定した後、最大振幅が大きい時の自由振動における波数と振幅の関係(以下波数振幅曲線とする)が一致するように $M_f$ 等の係数を設定した.

この波数振幅曲線が解析と実験とで一致すれば、減衰を 的確に再現できていると言える.この波数振幅曲線を図-6 ~図-8に示す.なお、図-6は線形動的応答解析の波数振 幅曲線,図-7はHDモデルを使用した時の波数振幅曲線, 図-8 はバイリニア型モデルを使用した時の波数振幅曲線 である.また各図において、黒線が実験値、赤線が解析値 である. 図-6より線形動的応答解析では、最大振幅が大 きい時には波数振幅曲線の傾きが一致しているが、小さい 時では傾きが大きく異なっている. また図-7より HD モ デルを使用した時では,最大振幅が大きい時と小さい時と で傾きは一致しているが、振幅が大きい時は解析値が下に 凸の波形となっており、実験値と形が異なっている.一方 図-8よりバイリニア型モデルを使用した時では、最大振 幅が大きい時と小さい時の両方で波数振幅曲線が概ね一致 している.この結果より、バイリニア型モデルを使用した 解析ではこのモデルの減衰の振幅依存性をある程度再現で きていると言える.

これらの結果を元に地震波を入力した時の時刻歴挙動を 解析で再現する.

#### 6. 強制振動における数値解析結果

地震波を用いた強制振動実験結果と時刻歴応答解析を 行った結果を、縦軸を橋脚頂部の水平加速度、横軸を時間 として図-9に示す.入力地震波として釧路地震波と神戸地 震波の2種類を使用したがここでは釧路地震波の結果につ いて述べる.図-9よりすべてだいたい実験値を再現して いるように見える.また、これらの波形に対しFFT 解析 を行い、フーリエスペクトルを求めた. そのフーリエスペ クトルを、縦軸をフーリエスペクトル、横軸を振動数とし て図-10に示す. さらに、このフーリエスペクトルの解析 値を実験値で除すことにより、 フーリエスペクトルの比を 求めた. このフーリエスペクトルの比が1に近ければ, 解 析が精度よく実験値を再現できていると言える. このフー リエスペクトルの比を、縦軸をフーリエスペクトルの比, 横軸を振動数として図-11に示す. 図-11より、フーリエ スペクトルの比で見るとバイリニア型モデルを使用した解 析が一番精度よく実験値を再現できているとわかる.また,



図-9 実験値と解析値の比較(時刻歴応答加速度波形)

神戸地震波を用いた時の結果も釧路地震波の結果と同様の 傾向が得られた.

これらの解析の結果に違いが生じた理由として以下のようなことが考えられる.まず,線形動的応答解析においては,自由振動実験結果より同定したばね定数や減衰係数が,強制振動時と異なっていることが考えられる.そのため自由振動実験からではそれらの値を決定することは難しく,

精度よく解析を行うためには適宜値を変更する必要がある. 次に,HDモデルを使用した時の解析においては,図-7-b に示したように自由振動における最大振幅が大きい時の波 数振幅曲線が,解析と実験とで異なっており,振幅が大き い時の減衰が過大となっていることが考えられる.ここで 自由振動実験から得られた波数振幅曲線を図-12の赤線 に示すようにいくつかの区間に分け,それぞれで減衰定数



図-12 波数振幅曲線の区間分け

を求めた.その時の減衰定数と最大応答加速度の関係を図 -13に示す.図-13よりこの試験体において、0.3m/s<sup>2</sup>以 下の微小振幅時における減衰はほとんど振幅依存の傾向を 示していないことがわかる.そのためこの試験体において は、自由振動における試験体の減衰を最もよく再現でき、 微小振幅時の減衰を発生させないバイリニア型モデルを使 用した解析が、強制振動においても最もよく実験値を再現 できたと考えられる.

### 7. おわりに

本研究では、解析モデルの基部に非線形の復元力特性を 有する回転ばねを組み込むことで、減衰の振幅依存性を再 現し、地震波を入力した時の試験体の時刻歴挙動の解析を 行い、以下の結果を得た.基部の回転ばねの復元力特性を 設定するに際して、自由振動実験より得られた降伏強度等 の値をそのまま用いて、2種類の地震波を用いた強制振動



における振動挙動をある程度再現できた.また本研究で用 いた試験体の場合,バイリニア型モデルが対象モデルの自 由振動における減衰性状を再現しているため,強制振動に おける試験体の時刻歴挙動を最もよく再現することがで きた.

### 参考文献

- 中島他:簡易モデルを用いた多径間高架橋システムの大地 震時応答解析,鋼構造年次論文報告書第5巻,pp.313-320, 1997.
- 2) 矢部正明:粘性減衰のモデル化の違いが非線形応答に与える 影響,第4回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設 計に関するシンボジウム講演論文集,pp.101-108,2000.
- 3)本山他:振動数および振幅を変化させた載荷試験による杭 基礎模型の減衰評価(その2減衰の試算),土木学会第70回 年次学術講演会論文概要集 I-175,2015.
- 年次学術講演会論文概要集 I-175, 2015. 4) Hardin,B.O. and Drnevich,V.P. : Shear Modulus and Damping in Soils, Design Equations and Curves, Proc. ASCE, SM7, pp.667-692, 1972.