

北海道大学工学部 フェロー 林川 俊郎
 北海道大学工学部 学生員 大嶽 敦郎
 北海道大学工学部 正会員 平沢 秀之
 北海道大学工学部 フェロー 佐藤 浩一

1. はじめに

先の兵庫県南部地震では数多くの土木構造物が甚大な被害を受けたが、特に橋梁構造物の橋脚に関してはRC橋脚ばかりでなく鋼製橋脚にも被害が見受けられた。鋼製橋脚は靱性を大きくして耐震性を向上させることなどが課題とされているが、特に上部構造に大きな質量を有する単柱形式の橋脚では地震時の動的挙動が問題とされる。また、地震動は水平2方向および上下方向の3成分を有するので、支承部など地震時において弱点となることの多い部分については、その3次元挙動が問題となる。そのため橋梁構造全体のバランスのとれた設計を行うためには、全体系の立体的な挙動を捉える必要がある^{1,2)}。

そこで本研究では、高架橋を片持ち柱にモデル化し、大きな地震動を受ける場合の鋼製橋脚の動的挙動を、幾何学的非線形性、材料非線形性を考慮した弾塑性動的応答解析を行うことによって、橋脚頂部の変位、加速度および橋脚基部の曲げモーメント-曲率関係など、おもに定性的な傾向に着目して立体的な観点から考察を行った。

2. 解析方法

2-1. 弾塑性有限変位解析

いま、 Q_n 状態における解が得られたものとし、その状態における変位ベクトル、外力ベクトル、応力およびひずみをそれぞれ $u_n, f_n, \sigma_n, \varepsilon_n$ とする。そして、 Q_n 状態から Q_{n+1} 状態までの変位ベクトル、外力ベクトル、応力およびひずみの増分をそれぞれ $u, f, \sigma, \varepsilon$ とすると仮想仕事方程式は、

$$\int_V \left\{ \sigma \delta \varepsilon + \sigma_n \frac{1}{2} \delta \left(\frac{dv}{dx} \right)^2 \right\} dV - \int_S f^T \delta u dS = \int_S f_n^T \delta u dS - \int_V \sigma_n \delta \varepsilon dV \quad (1)$$

となる。ここで、

$$\varepsilon = \frac{du}{dx} + \frac{dv_n}{dx} \cdot \frac{dv}{dx} \quad (2)$$

である。 u_n, v_n はそれぞれ変位ベクトルのx方向、y方向成分であり、 u, v はそれぞれ Q_{n+1} 状態までの変位ベクトルの増加量のx方向、y方向成分である。式(1)の右辺は Q_n 状態における仮想仕事方程式であり、 Q_n 状態におけるつりあいが完全に満足されていれば、式(1)の右辺はゼロとなる。有限要素解析においては式(1)を有限要素法の標準的な手法にしたがって、等価な離散系の剛性方程式にマトリクス系で定式化した。

2-2. 時刻歴応答解析

応答計算の手順を以下に要約する。

- 1) 初期値の設定：構造形状、断面諸量に関するデータを読み込み、質量マトリクスを構成する。座標、断面の応力状態、増分変位ベクトルなどの初期値を設定する。
- 2) 収束計算の準備：時刻 t_n の座標値、応力状態をもとに接線剛性マトリクスを構成する。外力ベクトルからニューマークの β 法を用いて第一次増分変位ベクトルを計算する。
- 3) 収束計算の開始 (i : 収束回数) :

Nonlinear Behavior of Steel Pier under Three-Dimensional Earthquake Motions
 by Toshiro Hayashikawa, Atsuo Otake, Hideyuki Hirasawa and Koichi Sato

- ①第 i 次増分変位ベクトルを求める。
 - ②第 i 次慣性力ベクトルおよび増分変位ベクトルをもとに断面の応力状態を決定し、第 i 次増分相当荷重成分(復元力)ベクトルを求める。
 - ③収束条件を満足しているか否かを調べる。満足している場合は4)に進み、収束回数の制限値を上回っていれば、崩壊状態かどうかを調べる。もし崩壊状態でなければ、時間刻みを半分にして再び2)に戻り計算を行う。崩壊状態であれば、計算を終了する。
 - ④第 i 次残差不平衡力ベクトルを計算し、①へ戻る。
- 4) 諸量の記憶：変位、速度、加速度ベクトルを計算する。

ここで採用した弾塑性動的応答解析法は、鋼材の降伏および幾何学的非線形性の影響を考慮したはり柱要素の有限要素法とニューマークの β 法($\beta=0.25$)および修正ニュートンラフソン法を併用した平面骨組のための有限変位動的応答解析法⁴⁾を立体構造に拡張した方法である。ここでは部材の面内振動、面外振動それぞれについて材料非線形性と幾何学的非線形性を考慮した剛性マトリクスを作成し、ねじりについてのみ線形であるという仮定から組み合わせた3次元に対応する剛性マトリクスを用いて、非線形の際に生じる荷重－変位関係の不釣り合いを修正した上で、時刻歴応答解析を行った。解析に際しては、鋼材の応力ひずみ関係を図1に示すようなバイリニア型とし、除荷が生じた場合には弾性除荷経路をたどるものとしている。有限要素解析に際して柱の要素分割数は10としている。また、構造減衰としては、質量比例型を仮定し、1次の固有振動モードに対する減衰定数 $\eta=2\%$ を基準とした。

3. 解析モデル

本研究では、図2に示すような橋脚頂部に上部構造の質量を有し、またその死荷重反力に相当する鉛直圧縮力を受ける鋼製橋脚モデルを解析の対象とした。一般に橋脚に着目した地震応答解析を行う際にはこのようなモデル化を行うので、モデル化の妥当性の確認については省略する。ここでは支間長40mの2径間連続高架橋を対象としているので、上部構造重量は5.88MNと仮定している。したがって、死荷重反力は3.63MNとなる。橋脚は高さ20mの無補剛等断面鋼製橋脚とし、震度法(設計水平震度0.2)と許容応力度法により概略設計した⁶⁾。また、その降伏応力度は235MPaとし、弾性係数 $E=205.8\text{GN/m}^2$ および塑性域のひずみ勾配 $E_T/E=0.01$ としている。橋脚の基礎は十分剛である場合を考え固定とし、支承部も固定支承を有するものとして剛な結合条件を設定した。鋼製橋脚には車両衝突から基部を保護する目的でコンクリートが中詰めされる場合もあり、それが鋼製橋脚の挙動に大きく影響する場合も考えられるが、本研究では中詰めコンクリートを充填しない鋼

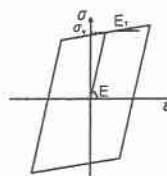


図1 鋼材の応力ひずみ関係

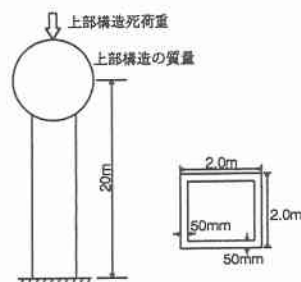
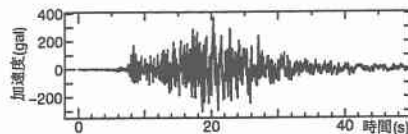
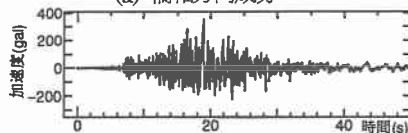


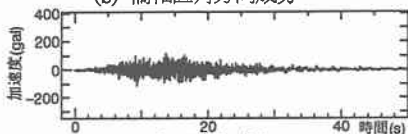
図2 解析モデル



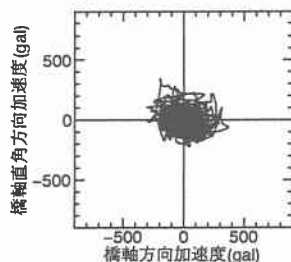
(a) 橋軸方向成分



(b) 橋軸直角方向成分



(c) 上下方向成分



(d) 上面から見た入力地震動の軌跡

図3 釧路沖地震波(大楽毛橋観)

製橋脚を対象とした。なお、軸力を考慮した降伏曲げモーメント、降伏曲率はそれぞれ 55.9MNm 、 $1.098 \times 10^{-3}\text{m}^{-1}$ である。

4. 入力地震波

入力地震波としては図3に示す釧路沖地震波形(大楽毛橋観測)を用いた。橋軸方向成分(最大加速度 372gal)を図3-aに、橋軸直角方向成分(最大加速度 352gal)を図3-bに、上下方向成分(最大加速度 118gal)を図3-cに示す。図3-dには上面から見た入力地震動(橋軸方向-橋軸直角方向加速度)の軌跡を示す。

5. 解析結果

動的応答解析に先立ち解析モデルの固有値解析を行った。その結果、1次の固有周期が $1.13(\text{秒})$ となった。

(1) 橋脚頂部の各方向変位応答

図4に橋脚頂部の各方向変位時刻歴応答曲線を示す。図4-aは橋軸方向応答変位、図4-bは橋軸直角方向応答変位、図4-cは上下方向応答変位である。また、図4-dに上面から見た橋脚頂部の変位(橋軸方向-橋軸直角方向変位)の軌跡を示す。

ここでは入力地震動の橋軸方向成分が橋軸直角方向成分より大きいにも関わらず、橋軸直角方向応答変位が大きく、さらに残留変位が生じていることがわかる。これは次の(3)に示すように橋軸直角方向に大きく塑性化することと、入力地震波の橋軸直角方向成分が 18 秒付近で突出している特性によるものと考えられる。橋脚の上面から見た橋脚頂部の挙動(橋軸方向-橋軸直角方向変位)は滑らかに円を描いているものの、橋脚基部が塑性化したと思われる時点で軌道が逆回転し、楕円を描いている。残留変位により橋軸方向-橋軸直角方向変位の描く円の中心はわずかに右下に偏心していることがわかる。また、中心軸から最も大きく離れた応答変位は 0.25m 程度であり、橋軸直角方向変位の最大値 0.24m を上回っている。

(2) 橋脚頂部の各方向加速度応答

図5に橋脚頂部の各方向加速度時刻歴応答曲線を示す。図5-aは橋軸方向応答加速度、図5-bは橋軸直角方向応答加速度、図5-cは上下方向応答加速度である。また、図5-dに上面から見た橋脚頂部の応答加速度(橋軸方向-橋軸直角方向加速度)の軌跡を示す。

水平2方向の応答加速度が入力地震動に比べて2倍程度の大きさを示すのに対して、上下方向の応答加速度はさらに大きな値を示している。これはほかの入力地震波に対して行った計算結果により、同じような傾向を示すことがわかったが、図4-cに示すように上下方向の変位は小さく、支承の浮

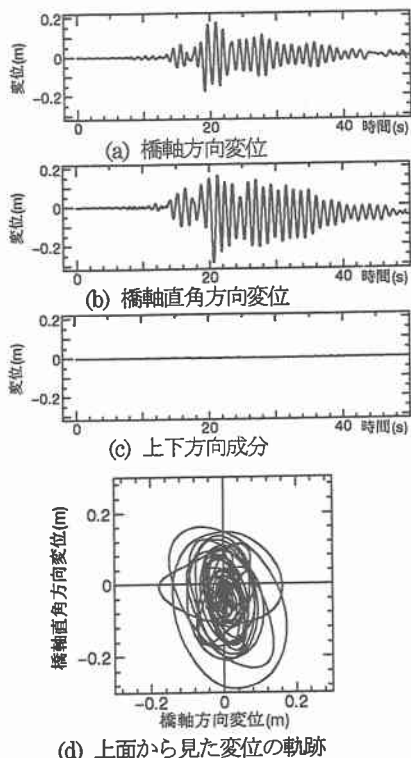
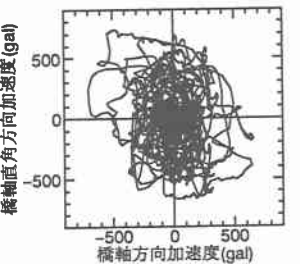
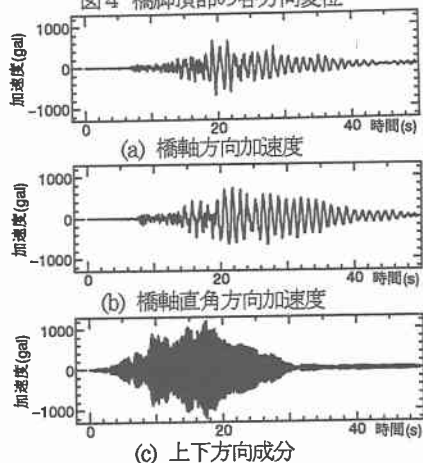


図4 橋脚頂部の各方向変位



(d) 上面から見た加速度の軌跡
図5 橋脚頂部の各方向加速度

き上がりなどの問題以外については特に影響はないものと思われる。水平2方向の加速度応答は入力地震動に比べて周期が大きく、橋脚の1次固有周期に依存していることがわかる。また、上面から見た橋脚頂部の加速度曲線は橋脚基部の塑性化などの影響によって入力地震動と大きく異なると考えられる。図4-dに示した橋軸方向-橋軸直角方向変位の描く円が右下に偏心したことに對して、図5-dに示す橋軸方向-橋軸直角方向加速度は左上から右下にかけて、大きな値を示していることがわかる。

(3) 橋脚基部の曲げモーメント-曲率関係

図6に橋脚基部の曲げモーメント-曲率関係を示す。縦軸には曲げモーメントを、横軸には曲率を示す。図6-aは橋軸方向(面内振動)の曲げモーメント-曲率関係、図6-bは橋軸直角方向(面外振動)の曲げモーメント-曲率関係である。

両者とも上部構造による大きな地震力を受けて塑性化しているが、橋軸方向の履歴ループに対して、橋軸直角方向の履歴ループは大きく、偏心していることから残留変位が生じることがわかる。また、図4bの橋軸直角方向変位からも残留変位が生じていることがわかる。

6. おわりに

本研究は、鋼材の降伏および幾何学的非線形性の影響を考慮した平面骨組のための弾塑性応答解析法を立体構造物に拡張した解析法によって、3成分地震波を受ける鋼製橋脚の非線形応答性状を定性的に検討したものである。ここでは、特定のモデルに対して1種類の地震波を用いた結果であるので、今後広範な解析を行う必要があると考えられる。また解析モデルや入力地震動を変えた場合の弾塑性動的応答解析を行い、結果を当日発表する予定である。

最後に、本研究の一部は中島章典助教授(宇都宮大学工学部建設工学科建設工学コース)の協力を受けたことを付記する。

参考文献

- 金子誉・勝川藤太：高架橋の橋軸直角方向の地震力分担に関する一考察，阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，1996.1
- 北根安雄・渡邊英一・杉浦邦征・宇都宮智昭・堀江佳平：立体骨組解析による支承に着目した高架橋の耐震性評価，土木学会第51回年次学術講演会，1996.9
- 永田和寿・渡邊英一・杉浦邦征：基礎-構造物系の非線形動的相互作用に関する研究，構造工学論文集，vol.42A，pp593-602，1996.3
- 中島章典・倉西茂：レベル2地震に対する鋼製橋脚の基本応答性状，構造工学論文集，vol.40A，pp.227-234，1994.3.
- 中島章典・大嶽敦郎・安波博道：上部構造の支承条件を考慮した高架橋の大地震時挙動に関する研究，鋼構造年次論文集，1996.11
- 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，II 鋼橋編，1990.2
- 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，1990.2

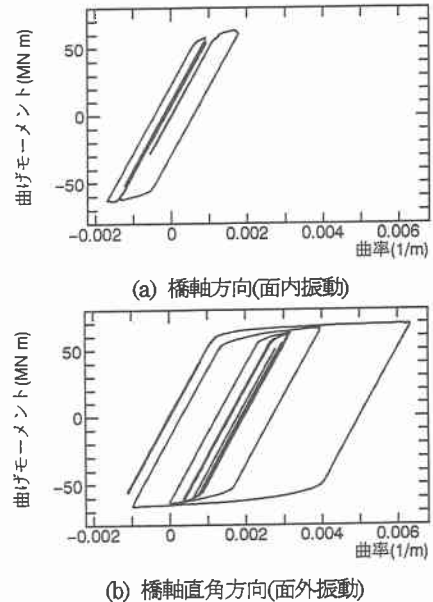


図6 橋脚基部の曲げモーメント-曲率関係