

多径間連続免震橋梁の地震時挙動と 解析モデル化に関する一考察

中村 博一¹・藤田 亮一¹・森 敦¹・水上 善晴²

¹ 正会員 日本技術開発株式会社 環境防災事業部 (〒164-8601 東京都中野区本町五丁目33-11)

² 正会員 日本道路公団試験研究所 道路研究部 (〒194-8508 東京都町田市忠生一丁目4-1)

本報告は、多径間連続免震橋梁の地震観測記録に基づく地震時挙動特性と耐震設計に適用される一般的な構造解析のモデル化に関して考察を行ったものである。具体的には、上部構造および橋脚の応答性状と耐震設計上の基盤相当層で観測された入力地震動特性に着目して、当該橋梁が地震時に呈する振動挙動の特徴について考察している。また、耐震設計で通常用いられる多質点系構造解析モデルによる観測記録に対するシミュレーション解析を実施し、橋脚解析のモデル化方法の違いが解析精度に及ぼす影響を把握するとともに、モデル化の妥当性確認を行っている。

Key Words: Earthquake observation, Seismically isolated multi-span continuous bridge, Seismic design.

1. はじめに

動的解析は、一般に地震時の構造物の挙動をある程度精度よく予測できる解析方法として設計・照査に使われることが多い。特に、構造物が大規模ないしは複雑であれば、動的解析により構造物の地震時挙動を把握した上で、その特性を設計に反映させる必要性が高い。この場合、最も重要なことのひとつに、構造のモデル化として部材の取り方、部材剛性・減衰などの設定方法が適切であることが前提となる。

本報告は、多径間連続免震橋梁の地震観測記録に基づき、上述のことに着目して、橋梁の地震時挙動を把握・考察し、その結果を反映させた橋脚のシミュレーション解析におけるモデル化方法について検討したものである。

2. 橋梁観測挙動の分析

(1) 地震観測サイト、対象地震、分析方法

対象構造物は、多径間連続箱桁橋の中のひとつの鉄筋コンクリート橋脚であり、図-1に示すように、橋脚下端部、橋脚上端部および上部構造の桁内部に各々観測点が設けられている。橋脚位置における地盤条件は道路橋示方書¹⁾によるⅢ種地盤に当たり、橋脚基礎構造は鋼管矢板形式が採用されている。本サイトでは、耐震設計上の基盤相当層の中であるTP-130mに

も強震計(橋軸、橋軸直角、上下の3方向)が設置されているが、この観測点は橋脚から約7km離れている。

本地震観測サイトでは観測開始後1年間で47地震が観測されており、本報告では、その中で最大レベルの千葉県北西部を震源とする地震[1998年8月29日、 M_j :5.1、震源深さ:67km、震央距離:25km]²⁾に対する解析結果を示す。ただし、上下動に関する報告は割愛した。

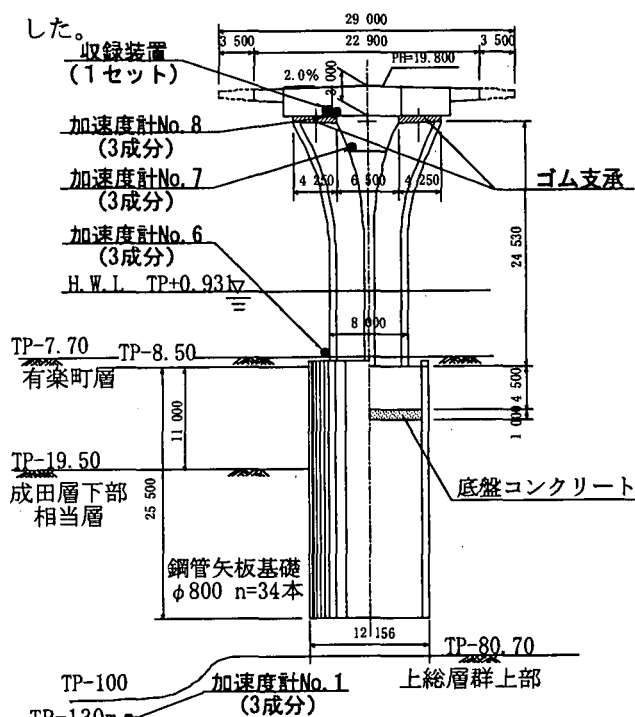


図-1 対象橋脚の諸元および強震計位置

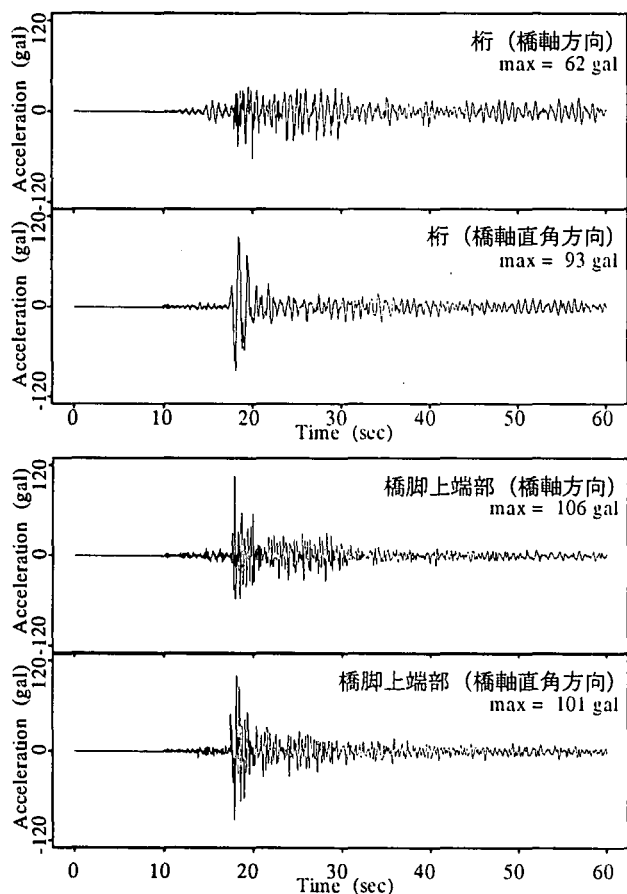


図-2 桁および橋脚上端部における加速度波形

以下では、橋梁の観測挙動を分析するに当たって、橋梁の最大応答値、パワースペクトルおよびフーリエスペクトル比を用いる。スペクトルの推定には主要動部(10～30秒)を用い、パルザンウィンドー(バンド幅0.4Hz)によりスペクトルを平滑化した。桁および橋脚上端部における加速度波形を図-2に示す。

(2) 最大加速度、最大変位、最大相対変位[表-1]

- 1) 水平2成分の最大加速度は、桁位置よりも橋脚上端部で大きく、橋脚上端部の最大加速度は水平2成分ともに100galを越えている。また、最大加速度の分布は橋脚上端部と桁の間(支承部)で大きく変化

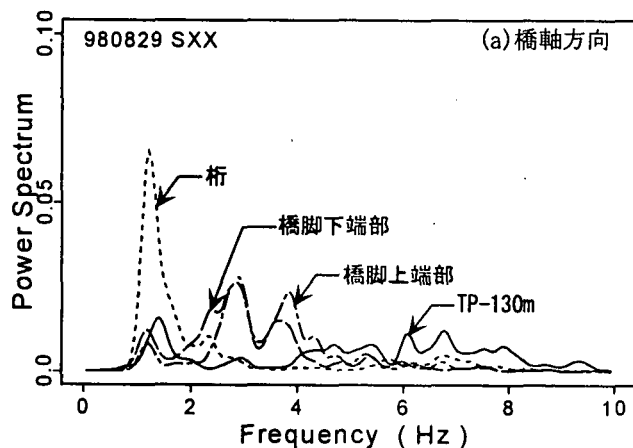


表-1(1) 強震計位置における最大応答値

成分*	TP-130m	橋脚下端	橋脚上端	桁
最大加速度 (gal)	X 9, Y 10	X 30, Y 44	X 106, Y 101	X 62, Y 93
最大変位 (cm)	X 0.11, Y 0.17	X 0.17, Y 0.98	X 0.31, Y 1.24	X 0.45, Y 2.51

* X:橋軸方向; Y:橋軸直角方向

表-1(2) 強震計位置間における最大相対変位

成分*	上端-下端	桁-上端	桁-下端
最大相対変位 (cm)	X 0.19, Y 0.69	X 0.35, Y 1.57	X 0.40, Y 2.13

* X:橋軸方向; Y:橋軸直角方向

- し、桁で小さい。
- 2) 最大変位は橋軸方向より橋軸直角方向で大きく、橋軸直角方向の最大変位は橋脚下端部で約1.0cm、桁で約2.5cmである。桁の最大変位は、橋脚と比較して水平2成分ともに大きく、最大変位の分布は、橋脚上端部と桁の間(支承部)で大きく変化する、桁で大きい。
- 3) 橋脚下端部、橋脚上端部および桁の3地点間における最大相対変位の中では、橋軸方向、直角方向ともに桁-橋脚上端部(ゴム支承部分)間のものが大きく、各々0.4cmと1.6cm程度である。ここで、直角方向に対する支承の動きは設計上固定であるが、橋軸方向の約4倍の最大相対変位を示している。

(3) 加速度パワースペクトル[図-3]

- 1) 桁位置における卓越振動数は橋軸方向で1.25Hz(0.8秒)、直角方向で1Hz(1.0秒)となっていることから、橋脚は、橋軸直角方向より橋軸方向で短周期振動をしている。また、桁、橋脚上端部および橋脚下端部の卓越振動数がほぼ同じであることから、各観測点はほぼ同じ運動をしている。
- 2) 直角方向では、桁および橋脚下端部の1次モードが最もパワーを、橋脚上端部でも2次モード3.2Hzについて大きなパワーを示すことから、直角方向は橋軸方向より強い応答の卓越性を呈している。

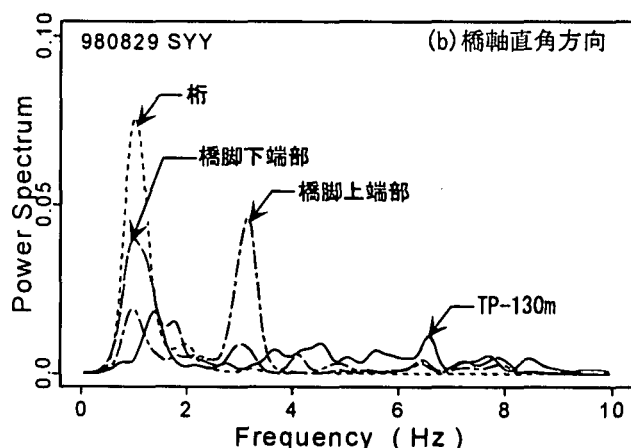


図-3 加速度パワースペクトル

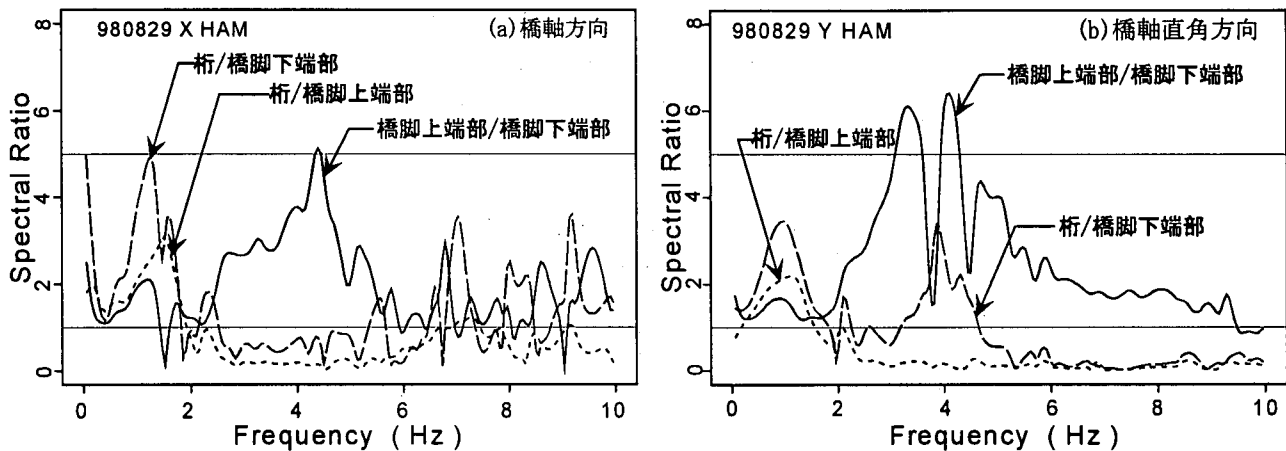


図-4 加速度フーリエスペクトル比

3) 橋脚上端部において橋軸方向の卓越振動数は2.9Hzであるが、3.8Hzにもピークが見られる。また、橋軸方向の2.9Hzと比較すると直角方向の卓越振動数は若干長周期である。

(4) 加速度フーリエスペクトル比[図-4]

- 1) 桁／橋脚上端部より、支承部の卓越振動数(1次モード)は、橋軸方向1.5Hz(0.67秒)に対して直角方向1.1Hz(0.91秒)で、直角方向の方が長周期側にある。
- 2) 橋脚上端部／橋脚下端部より、橋脚部の振動は1次よりも2次以降のモードで顕著となり、そのピークは水平2成分ともに広い振動数領域(2.5Hz～5Hz)に渡る。
- 3) 桁／橋脚下端部および桁／橋脚上端部によると、約2.5Hz以上において水平2成分ともに1次モード付近で応答が増加している一方、2次モード以降で応答が減少している。ここで、橋軸直角方向の桁／橋脚下端部は4Hz付近で増幅しているが、パワースペクトルをみると、4Hz付近の振動が橋梁全体に与える影響は小さい。

(5) 分析結果

- 1) 最大応答変位、最大相対変位およびパワースペクトルの1次モードから、橋軸方向では桁の存在もありスウェイ振動がより支配的で、直角方向ではロッキング振動がより支配的というように、直角方向では橋軸方向であまり顕著ではない回転する動きが現れていると思われる。
- 2) 水平2成分ともに、約2.5Hz以上でスペクトル比が減少しており、これは小振幅領域におけるゴム支承の高い初期剛性の影響によるものと思われる。ここで、支承部では、橋軸方向よりも大きな変形が直角方向で生じているが、この支承部直角方向の変位はストッパーの隙間や基礎の回転などの影響によるものと考えられる。

3. 橋脚のシミュレーション解析

(1) 解析方法

本報告では橋脚下端部より上の部分を対象として検討を実施することとした。この理由は、図-1に示すように、TP-8.5mより下の部分において当該橋脚では観測記録が得られていないこと、地盤や基礎を検討対象範囲に含めることは実質的に検討パラメータを増やすだけで精度の低下を招く恐れがあること、現実的に地盤物性値をある程度の精度で設定するには現在ある情報では不十分であることである。

検討に際しては、橋脚下端部における観測記録を入力地震動とし、橋脚下端部以下の構造を切り離した下端固定の相対系モデルとした。ただし、回転方向の成分については観測データがないこともあり、橋脚下端部におけるロッキング挙動は考慮していない。観測された地震動は比較的小さく、橋脚は弾性応答範囲に留まっていたと判断されたことから、線形時刻歴応答解析法によるシミュレーションを行った。ここでは、橋軸方向に対する解析結果を示す。

対象構造物のモデル化に当たっては、図-5に示すような、一般に設計等で動的解析に用いられる手法を用いた。ただし、上部構造と下部構造との結合部分(支承部)のモデル化に当たっては、支承部特性値(等価剛性・等価減衰定数)を、観測記録から推定したも

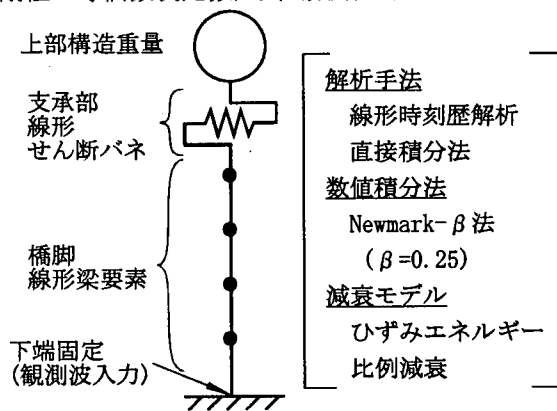


図-5 解析モデル

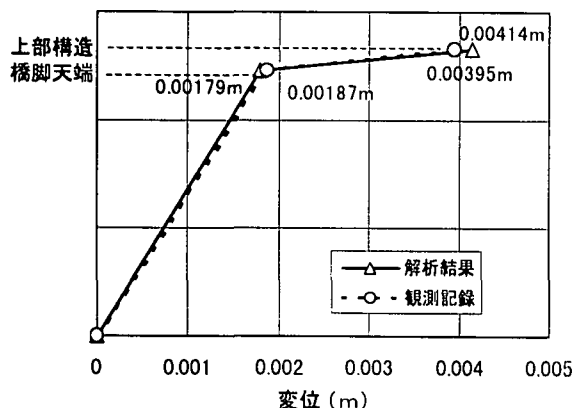


図-6 最大変位の比較

のを用いることとした。これは、対象地震時に支承で発生したひずみが小さいため、ゴム支承が実際に有している特性値が不明であったことと、実際の上部構造～支承構造～下部構造の挙動はそれぞれが相互に影響して複雑と考えられたことによる。そこで、支承部を線形1自由度振動系でモデル化し、等価剛性および等価減衰定数を推定することを試みた。すなわち、橋脚天端～上部構造間の加速度の伝達関数に着目し、振動数領域で観測記録と解析結果の伝達関数が近くなるように等価剛性（固有振動数に関わるパラメータ）と等価減衰定数（応答倍率に関わるパラメータ）を設定することとした^{3), 4)}。なお、検討に用いる伝達関数の着目範囲は橋梁構造で特に耐震上重要となる5Hz以下の振動数領域とした。以上の方法で、図-5の支承部モデルに対する物性値を推定した結果、等価剛性は21019tf/m、等価減衰定数は0.17となった。

上記支承モデルを用いて橋脚のシミュレーション解析を行った。橋脚部材の剛性は全断面有効剛性あるいはひび割れ剛性とし、等価減衰定数は0.05を中心としてパラメトリックに変化させた。その結果、観測記録と最も適合したケース（橋脚剛性：全断面有効剛性、減衰定数：0.06）を以下で示す。

(2) 解析結果

解析結果および観測記録を最大相対変位に関して比較したものが図-6である。また、図-7には上部構造および橋脚天端における変位波形を比較した結果を示す。図のように、最大相対変位に関しては非常に良好な一致が見られる。同様に、変位波形に関しては、主要動部分における応答の周期特性に着目すると、比較的良好的な一致が見られる。支承部のモデル化がある程度適切に行えたことがこのような結果につながったといえる。以上の結果から、震度法による耐震性照査に用いられる全断面有効剛性・減衰定数0.05～0.1（本検討では0.06）という設定により、ある程度実現象との対応がとれることが確認できた。なお、本解析結果からは、橋脚下端部のロッキング現象が橋脚

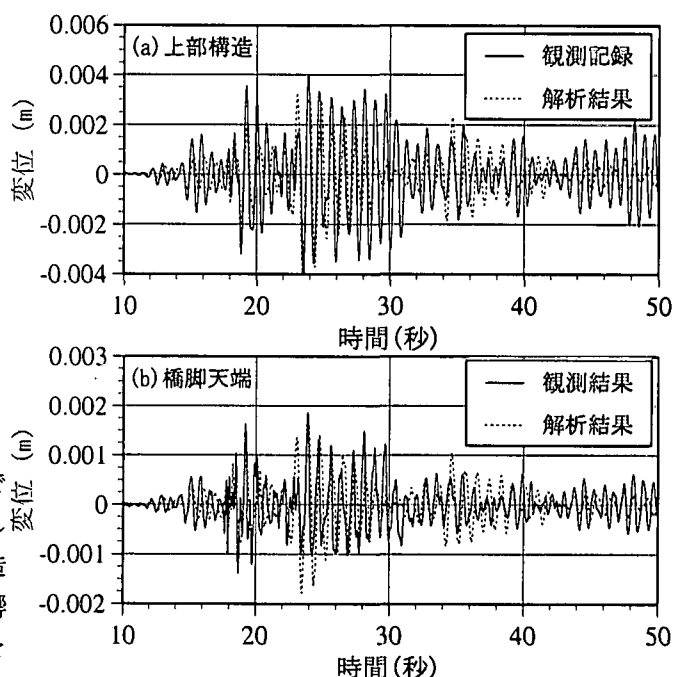


図-7 変位時刻歴波形の比較

および上部構造の地震時挙動におよぼす影響が小さかったと判断でき、橋脚のモデル化における前提がある程度妥当なものであったと思われる。

4. あとがき

本報告は、多径間連続免震橋梁の地震観測挙動の把握にもとづき橋脚を対象とした一般的に設計などで用いられる動的解析モデルの適用性について考察したものである。その結果、ここで対象とした地震は比較的小さなレベルではあるものの、弾性応答域における橋脚の動的特性を表現する計算モデル（動的解析を震度法による耐震設計・照査に用いる場合のモデル）について、観測記録とシミュレーション解析との比較からその妥当性がある程度確認された。

今後はよりいっそう地震観測記録の蓄積を図り、耐用期間中に発生する確立が高い中小規模地震も対象としてより精度の高い橋梁全体系動的挙動のシミュレーションを行うための適切なモデル化方法についての検討が望まれる。

参考文献

- (1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，1996。
- (2) 気象庁：地震・火山月報（防災編）。
- (3) 藤野陽三，吉田純司，阿部雅人：実観測記録に基づく免震橋梁の地震時挙動の解明，第24回地震工学研究発表会講演論文集，pp. 325-328，1997。
- (4) 山之内宏安，吉田純司，阿部雅人，藤野陽三：実測記録に基づく免震橋梁の免震性能評価，第3回都市直下地震災害総合シンポジウム，pp. 269-272，1998。