

長大鋼橋と隣接中小橋の連結部における 地震時挙動に関する研究

武野 志之歩*, 伊津野 和行**

*立命館大学大学院 理工学研究科環境社会工学専攻 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東 1-1-1)

**工博 立命館大学助教授 理工学部土木工学科 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東 1-1-1)

都市部の連続高架橋などでは、長大鋼橋に隣接して中小橋梁が設置されているケースがよく見られる。規模の異なる振動系が隣接する際、振動系の固有周期が著しく異なるため、連結部における挙動は複雑になると予想され、桁間衝突や支承破壊などにより構造系に大きな被害を及ぼすことが考えられる。地震時における隣接径間の衝突を考慮に入れた橋梁の地震応答性状を把握必要がある。

本研究では、数値シミュレーションにより地震時における連結部の挙動特性について検討した。その結果、連結部における衝突により、支持橋脚に大きな影響が生じることが確認できた。また、連結部の応答速度に着目すると、橋脚基部に与える影響を定量的に評価できる可能性が示された。

Key Words: structure-structure interaction, bridge joints, long-span bridge, collision velocity

1. はじめに

道路橋示方書の改訂を受け、新設橋梁だけでなく既存道路橋の耐震補強に関しても、耐震性を考慮した弾性ゴム支承や免震支承が採用される傾向にある。支承の変形により地震エネルギーを吸収する免震橋梁においては構造系が長周期化し、桁の地震応答変位が大きくなる傾向があり、既存の桁遊間では衝突を起こす可能性がある。

一方、長大鋼橋のように上部構造の重量が大きい構造物を含め、依然、既設橋梁の多くが鋼製支承を有しているのが現状である。このような鋼製支承を有する構造系は固定・可動が明確な構造形式であり、可動支承側には移動制限装置が設けられている場合が多い。可動支承の移動制限は、桁の温度変化による影響、コンクリートの乾燥収縮およびクリープによる移動量、桁のたわみによる移動量など常時の荷重を考量した設定が行われており¹⁾、地震時に生じる相対変位量について、考慮されていないのが現状である。

固有周期が異なる振動系が隣接する際、このような連結部における挙動特性が構造系に与える影響は大きいと考えられる。実際、地震時における隣接桁間の衝突を見込んだ橋梁系の応答評価や、地震時の相互作用に着目した研究もされている^{2),3)}。

新しい耐震設計法により、大地震時における構造物の挙動を検討する手段として、動的解析を用いる必要性は高まってきているが、実際の作業量を考慮すると簡易な方法も有効であり、実際、相対変位スペクトルの検討⁴⁾も行われている。

本研究では、長大鋼橋に隣接して中小橋梁が設けられ

ている場合を例とし、隣接径間との相互作用による影響と連結部の衝突が構造系に与える影響について検討した。また、構造系の挙動特性を知るため、橋脚の非線形応答による影響や地盤の支持条件にも着目した。連結部の相対変位量については、隣接する構造系の固有値に着目し、その規則性についても併せて検討を行った。

2. 数値シミュレーション解析の方法

解析にあたり、構造物を2次元非線形骨組モデルとしてモデル化した。橋軸直角方向の地震動が橋軸方向に影響を与えることは十分に考えられるが、今回は、衝突の基礎的現象の把握を目的とし、橋軸直角方向の応答は考慮しないものとした。以下、非線形地震応答解析には、市販のソフトウェア TDAP III⁵⁾を利用した。

固有周期が異なる振動系が隣接する例として、ここでは、都市部における連続高架橋が埋立地間を跨ぐケースを対象とした。すなわち、長大鋼橋を埋立地間の水路を跨ぐために設け、そのアプローチ橋として中小橋梁が隣接している場合を想定し、モデル化を行った。

2.1 構造躯体のモデル化

対象とするモデルの構造躯体は、桁、橋脚、および基礎構造に分類される。これら構造躯体をすべて線形はり要素としたモデルと、橋脚のみ非線形はり要素としたモデルを作成した。各躯体材料は、長大鋼橋の桁要素および橋脚を鋼製、隣接アプローチ橋の桁部分を剛性桁、側径間の支持橋脚をRC製とした。また、各部材の減衰定数は、桁および鋼製橋脚部材に対して2%、RC橋脚に対

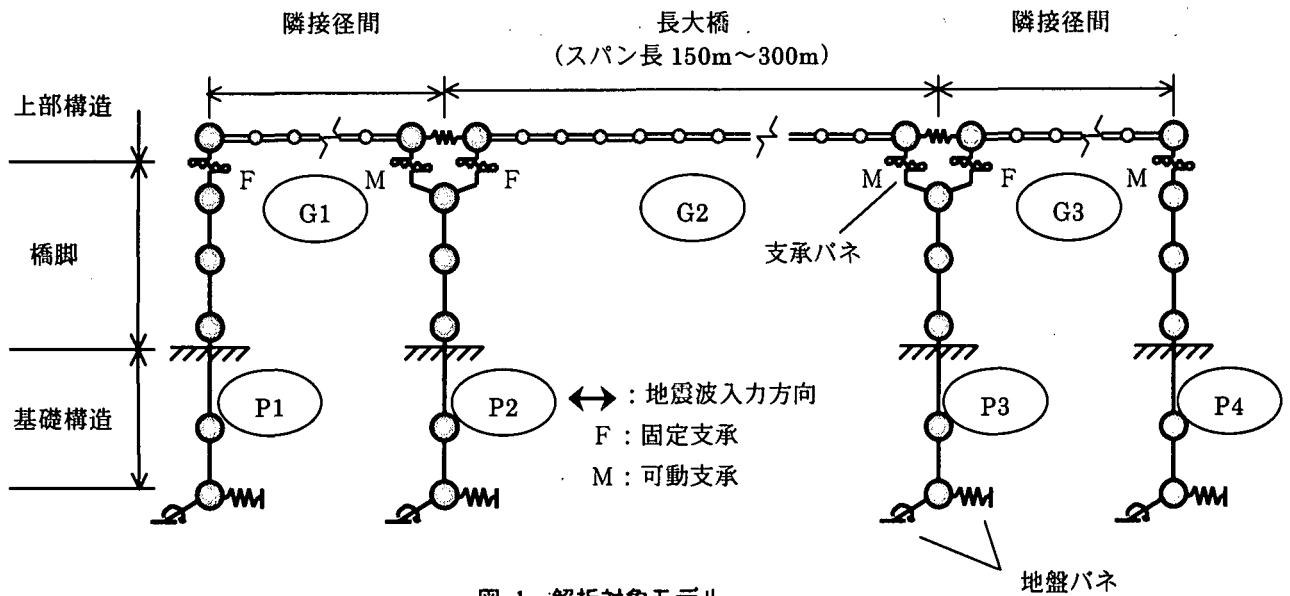


図-1 解析対象モデル

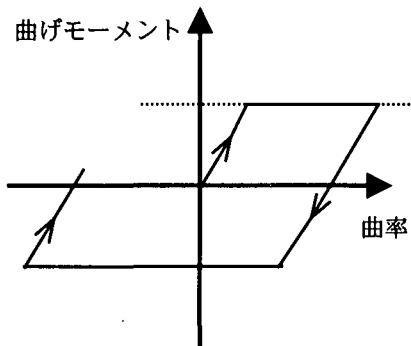


図-2 鋼製橋脚の履歴特性

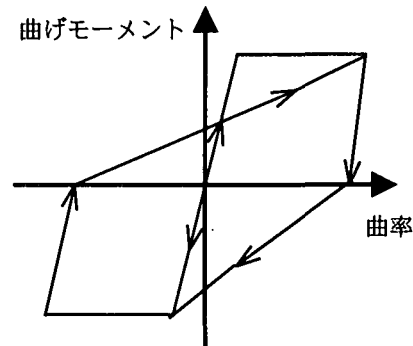


図-3 RC橋脚の履歴特性

して5%、地盤ばねに対して20%を仮定した。全体モデルを図-1に示す。

連続高架橋の一部分をモデル化する際、モデルに含めなかった部分の影響を、境界条件として取り入り入れることが必要となってくる。ここでは、G1桁およびG3桁の外側の径間に、アプローチ桁と同じ構造系が隣接する場合を想定し、モデル端部に隣接桁重量の影響を考慮することとした。すなわち、P1橋脚上端部では隣接径間の可動端側の影響として桁重量の10%を負荷し、P4橋脚上端部には隣接径間の影響として桁重量の90%を配分した。

長大鋼橋のスパン長として150m・200m・250m・300mの4ケースを設定した。各ケースにおけるモデルの桁重量はスパン長と鋼重がある程度の比例関係を有している⁶⁾ことを前提とし、算定している。桁部材の断面二次モーメントに関しては、桁を単純梁と仮定して最大たわみ量を算出し、示方書に記載されている許容たわみ量に収まるよう検討した。

上部構造のスパン長が長大化するのに伴い、支持橋脚が負担する重量も大きくなっていく。よって、支持橋脚の断面形状に関しても、個々に検討する必要性が生じてくる。ここでは簡単のため、各ケースとも橋脚高さ25m

の単柱とし、それぞれの上載荷重に対して試設計^{7),8)}を行った。

2.2 橋脚の非線形モデル

解析対象モデルでは、長大鋼橋を支持するP2橋脚とP3橋脚を鋼製橋脚、側径間桁を支持するP1橋脚とP4橋脚をRC橋脚として設定している。

図-2に鋼製橋脚の履歴復元力特性を示す。鋼製橋脚の骨格曲線は、橋脚が終局状態に至らないだけの十分な強度を有していると仮定し、降伏後の剛性を0とした完全弾塑性の骨格曲線を持つ、バイリニア型履歴復元力特性によりモデル化した。一方、RC橋脚の非線形性は、剛性劣化型武田モデルによりモデル化した。設定降伏限度は0.5と仮定し、骨格曲線は完全弾塑性モデルを用いた。図-3にRC橋脚の履歴復元力特性を示す。

2.3 支承のモデル化

隣接する振動系の地震時相互作用について検討する際、モデル中の支承条件が構造系の地震応答性状について支配的な影響力を持つ可能性が考えられる⁹⁾。本研究では、モデルの支承条件として、固定、可動が交互に存在する構造形式(図-1参照)とした。

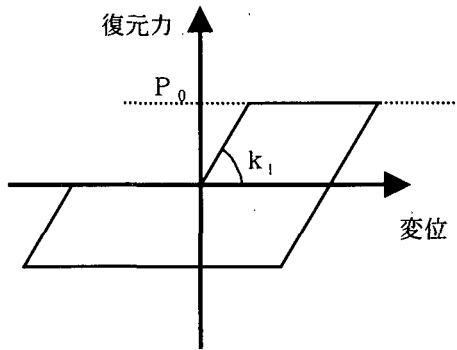


図-4 可動支承の
摩擦復元力特性

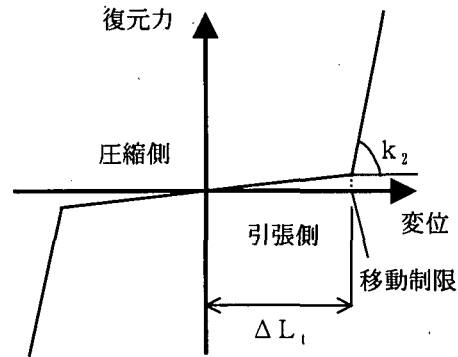


図-5 連結部移動制限の
変位復元力特性

固定支承は剛性の高いバネを水平・鉛直方向に設定し、橋軸直角方向を軸とする回転方向に回転バネを設け、ピンとしての役割を担うよう設定した。

可動支承は橋軸方向に非線形ばねを用いて移動制限を設定した。ただし、鉛直方向は剛性の高いばねにより拘束している。橋軸方向の非線形ばねは、図-4のバイリニア型の履歴復元力特性を与え、可動支承の摩擦力を評価した。図中の p_0 の値は、

$$p_0 = \mu R_d$$

として求められる。ただし、 μ ：摩擦係数 0.05、 R_d ：死荷重反力である。

連結部の移動制限については、移動制限装置や桁間衝突を考慮し、図-5に示す変位復元力特性を持つばねを設定した。移動制限値については、道路橋示方書に記載されている上部構造の温度変化による伸縮量を考慮し、

$$\Delta L_1 = \Delta T \cdot \alpha \cdot L$$

より算定した。ただし、 ΔT 、 α 、 L は、それぞれ温度変化、線膨張係数、伸縮桁長を示す。

衝突ばねの二次剛性 k_2 の値は、他部材と比較して十分大きい値を与えることとし、 $k_2 = 1.0 \times 10^6 \text{ N/m}$ と仮定した。

2.4 地盤のモデル化¹⁰⁾

対象橋梁の基礎地盤は、沿岸部埋立地を想定し、Ⅲ種地盤として扱ったケースと、構造物を良質な地盤面において解析を行ったケースを設定し、地盤の支持条件が及ぼす影響について検討した。

軟弱地盤上における構造物の挙動は、周辺地盤の振動に強く影響されるため、モデル中においても基礎-地盤系の動的相互作用を考慮できるモデルを用いることが理想である。しかし、本研究ではモデルを簡易化するため、水平変位、鉛直変位、および回転に抵抗する線形ばねを設定し、地盤をモデル化した。

2.5 入力地震動

入力地震波は、兵庫県南部地震時に阪神高速5号湾岸線東神戸大橋付近の地盤 (GL-1.5) で観測された波形のうち、N78E成分 (以下、地震波①と表記) と、道路

表-1 入力地震動

入力地震動	入力最大 加速度	入力最大 速度
地震波①	282.0 gal	19.6 kine
地震波②	619.2 gal	67.7 kine
地震波③	433.4 gal	50.2 kine

橋示方書V耐震設計編に適合する標準地震入力例のうち、Ⅲ種地盤用タイプⅡのEW成分 (地震波②) 及び同タイプⅠのEW成分 (地震波③) を用いた。表-1に入力地震動の最大加速度と最大速度を示す。

3. 構造系の挙動特性

移動制限装置を有する可動支承や桁連結装置が、振動系の連結部に設置されている場合、大地震時にそれらが作動する際には一種の衝突現象が発生する。衝撃力の作用や部材の破壊は、支持橋脚に大きな影響を与える可能性がある。隣接桁同士が衝突を起こした場合にも、同様のことが考えられる¹¹⁾。ここでは、連結部の衝突現象が構造系に与える影響を検討した。

大地震時における鋼製橋脚の応答性状を把握する際、橋脚の非線形応答に着目する必要がある。橋脚の非線形応答により構造系の固有周期が異なり、線形時とは異なる振動特性を持つことが考えられる。また、構造系を支持する地盤振動の影響についても、検討することが必要となってくる。よって、橋脚の非線形応答を考慮した構造物の地震時挙動と、支持地盤の特性を考慮した地震時挙動について、併せて検討した。

3.1 桁端部の衝突が橋脚に与える影響

図-6に橋脚基部におけるモーメントの最大値を示す。ここでは、移動制限の有無による影響が顕著に現れたスパン長200mのケースについて示した。連結部における衝突を考慮しないモデルを“移動制限無し”、考慮したケースを“移動制限有り”として示した。なお、橋脚は線形はり要素として扱い、振動系の連結部における衝突に着目している。

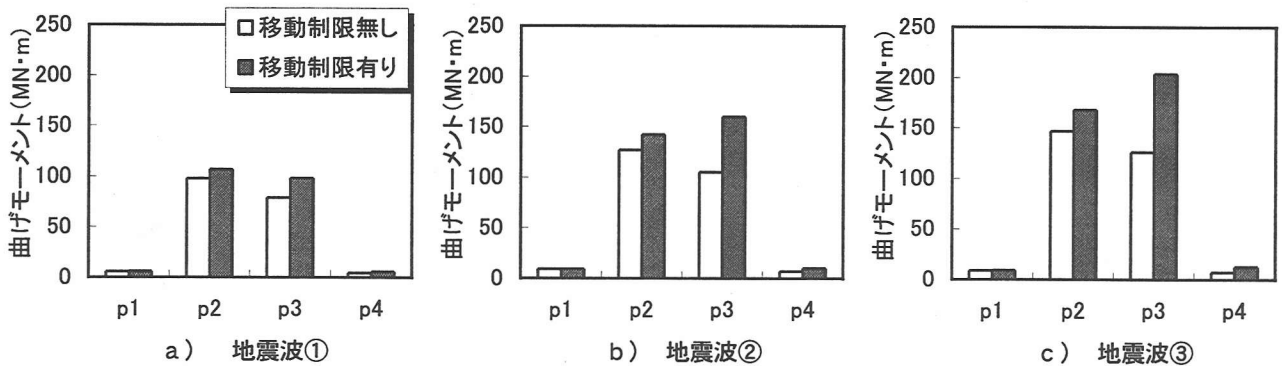


図-6 橋脚基部モーメント (最大値)

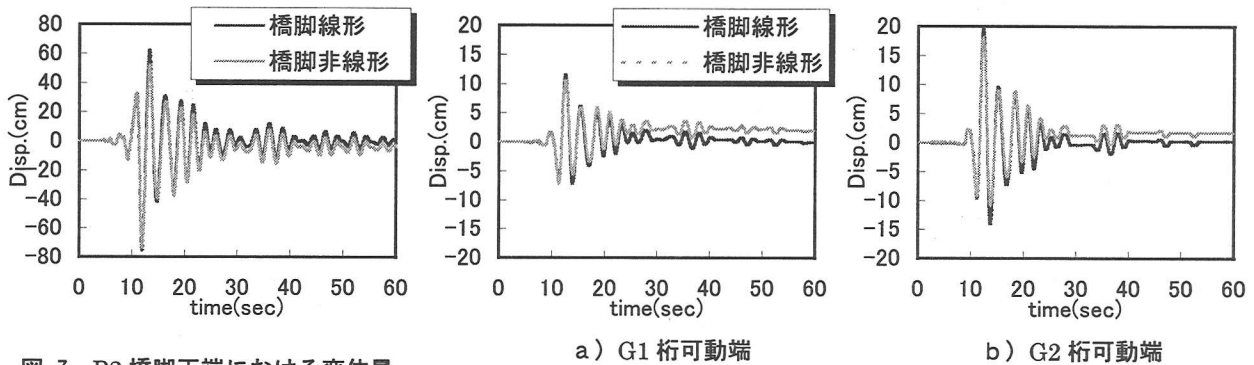


図-7 P2 橋脚天端における変位量

a) G1 桁可動端

b) G2 桁可動端

図-8 連結部における相対変位量

P2・P3 橋脚はそれぞれ長大鋼橋の固定端と可動端を支持する橋脚であり、P1・P4 橋脚は側径間を支持する橋脚である。支持する上部構造重量が大きい、P2・P3 橋脚の基部モーメントが突出していることが分かる。

移動制限を考慮すると、いずれの橋脚においても基部モーメントが増加する傾向が見られる。特に、長大鋼橋の可動端側橋脚 (P3 橋脚) における増加が著しい。入力地震波に着目すると、地震波①における挙動が最も小さく、地震波③の入力時の 2/3 倍程度のモーメント量となっている。入力地震波により、発生するモーメント量は大きく異なるが、連結部の移動制限を考慮するとモーメント量が増加する可能性がある。

3.2 橋脚の非線形応答を考慮した構造物の挙動

ここでは、橋脚の非線形応答に着目し、橋脚天端や振動系の連結部における挙動を調べ、その影響について検討した。対象としたモデルは、連結部の衝突により基部モーメントに最も影響が顕著に現れたスパン長 200m のケースについて示した。入力地震動としては、地震波①を用いた。

図-7 は、長大鋼橋固定端を支持する P2 橋脚天端における節点変位量を示したものである。橋脚線形時における挙動は、地震波の入力開始時刻を 0 秒として、12 秒付近で 75cm、13 秒付近で 62cm、各最大値を記録し、以降、30 秒付近まで一様に減衰する傾向がある。

一方、橋脚の非線形応答を考慮しても、一側の最大値を示す 12 秒付近までは線形解析結果とほとんど変わら

ない。しかし、各最大値は一側で 2cm、+側で 10cm 減少していた。

図-8 に G1-G2 桁間、G2-G3 桁間の連結部における相対変位量を示す。天端変位と同様、非線形時における変位量は、線形時と比較して減少する傾向にあるが、残留変位が生じている。

3.3 支持地盤の影響

橋脚の非線形性を考慮した場合、エネルギー収支の観点から、橋脚天端における変位量は増加することが予想される。しかし、前節における検討では、一様に減少する傾向が見られた。本研究で対象とする構造系においては、隣接径間の影響等で変位量が減少する可能性もあるが、連結部の相対変位量も減少していることからその可能性は低いと考えられる。よって、ここでは構造系の挙動に影響を与える可能性がある支持地盤に着目し、異なる支持地盤上における構造物の挙動を調べ、橋脚の非線形性を考慮した時に変位量が減少する原因について検討する。

図-9 は、前節までの解析で仮定したⅢ種地盤と、Ⅰ種地盤において、橋脚天端の変位量における橋脚固有の変形と地盤ばねの回転による変形の割合を示したものである。図中の地盤応答値は、地盤ばねの回転変形量に躯体長をかけたものとし、橋脚応答値は天端変位量と地盤応答値の差と定義した。モデルは前節までと同様にスパン長 200m のケースに地震波①を入力している。地盤条件が異なると入力地震動も異なるものとなるが、ここで

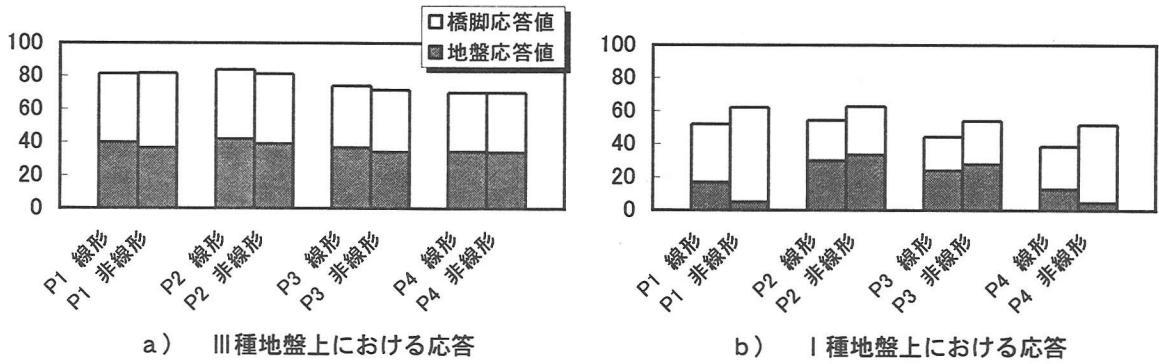


図-9 橋脚天端における変位量 (スパン長 200m)

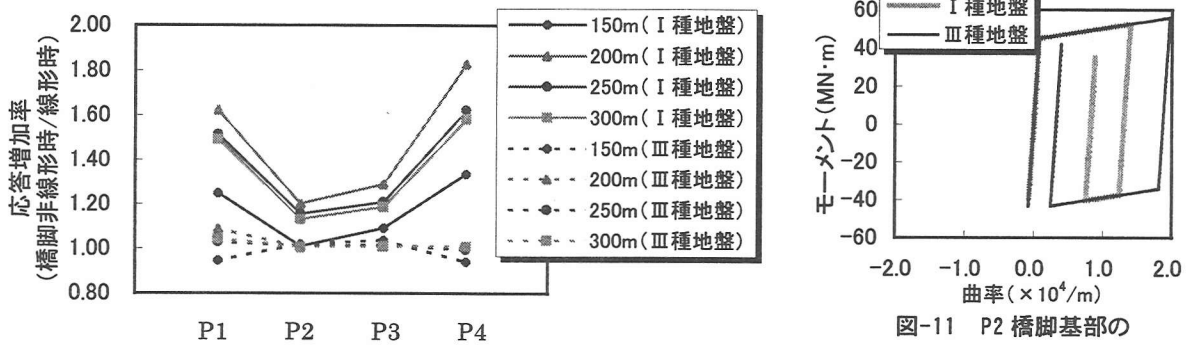


図-10 橋脚天端における応答変位増加率

図-11 P2 橋脚基部の曲率-曲げモーメント

は地盤ばね剛性の違いによる応答の差をみるため、同一の地震波成分を入力した。

いずれの橋脚においても、III種地盤上における天端の変位量は70~80cm程度であり、橋脚の非線形応答によりやや減少する傾向が伺える。一方、I種地盤上では線形時の変位量が40~50cmで、橋脚の非線形応答を考慮すると、天端の変位量が10cm程度の増加を示している。

ここで、橋脚の非線形応答による影響について調べる。図-10中の増加率は、橋脚の非線形性を考慮することによる橋脚の応答変位量を示したものである。これによれば、III種地盤上ではほとんど変化がなく、I種地盤上では長大鋼橋の支持橋脚で1.2~1.3倍、側径間橋脚で1.7~1.8倍に及んでいる。

図-11にスパン長が200mのケースにおけるP2橋脚基部の履歴特性を示す。これによると、I種地盤と比較して地盤ばね剛性が低いIII種地盤の方が、橋脚の塑性域に入る割合が大きい。しかし、III種地盤上では塑性化による影響が天端に現れていないことから、III種地盤上では橋脚の非線形化による影響が低減される可能性が高いと考えられる。

以上、橋脚の非線形応答と支持地盤が構造系に及ぼす影響について、橋脚天端の変化量に着目し検討した。その結果、側径間橋脚では地盤条件により大きな変化が見られたが、長大鋼橋の支持橋脚では地盤条件による影響はほとんどなく、橋脚の非線形応答による影響も低減する傾向が伺えた。

4. 連結部応答速度と橋脚基部モーメント

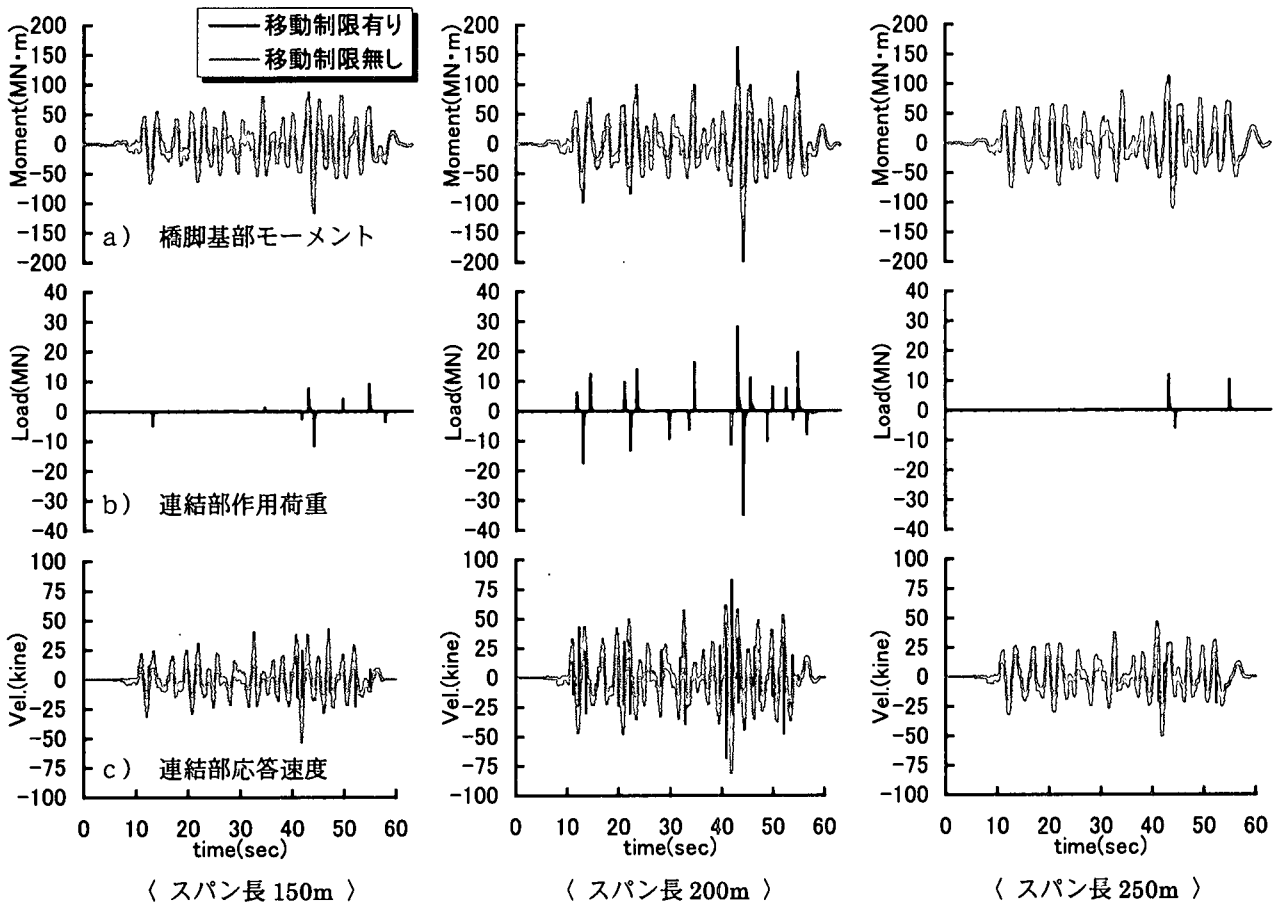
前章では、橋脚基部モーメントの最大値により、連結部の衝突が及ぼす影響について検討を行った。その結果、長大鋼橋の可動端側橋脚に大きな影響が生じる可能性が示された。また、対象とするモデルではIII種地盤を仮定した場合、橋脚の非線形性はほとんど影響が無いことが明らかとなった。ここでは、長大鋼橋可動端側の連結部に着目し、連結部の作用荷重、応答速度とP3橋脚基部モーメントとの関係について検討する。なお、スパン長300mのケースについては、衝突現象が発生していないため、省略した。

4.1 応答波形による検討

図-12に、a) P3橋脚の基部モーメントと、長大鋼橋可動端側連結部のb)作用荷重、c)応答速度を示す。基部モーメント量の増加が顕著に現れた地震波③に着目し検討する。

連結部における衝突の有無を確認する際、連結部の作用荷重に着目すると容易に判断できる。実際、図-12をみると、衝突により連結部に衝撃的な荷重が作用していることが分かる。また、基部モーメント量もほぼ同時刻に増加する傾向が見られる。

構造物の損傷にとって、速度応答は重要な意味を有する。SI値¹²⁾のように、速度応答スペクトル、つまり最大応答速度から構造物の損傷度を予測する指標も実用的に用いられている。



〈 スパン長 150m 〉 〈 スパン長 200m 〉 〈 スパン長 250m 〉
 (上段：基部モーメント，中段：連結部応答荷重，下段：連結部応答速度)

図-12 長大橋可動端橋脚の基部モーメントと連結部応答荷重・応答速度(地震波③入力時)

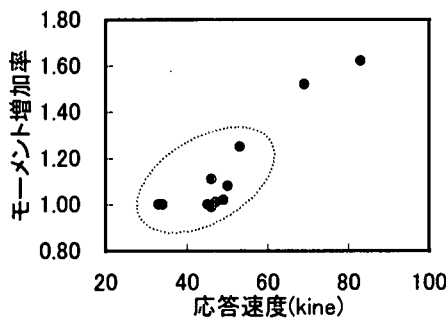


図-13 連結部応答速度とモーメント増可率

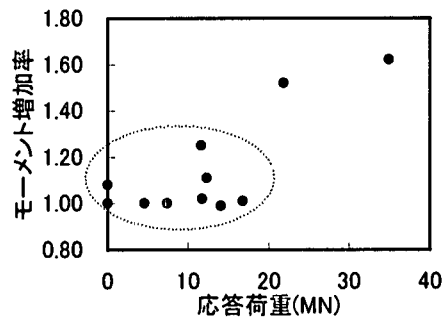


図-14 連結部応答荷重とモーメント増可率

図-12 c) は各ケースにおいて、連結部で作用する相対応答速度である。応答速度と橋脚基部モーメントを比較すると、移動制限の有無に関わらず波形の形状は非常に類似している。このケースでは、応答速度 25kine に対し、基部モーメントが 50MN・m となっている。連結部の応答速度と橋脚基部のモーメント増加について、衝突の影響について調べると、スパン長 200m のケースにおいて、橋脚基部モーメントに顕著な変化が生じたのは、40sec~55sec における 3 回である。モーメントの大幅な増加を示している時刻と同時刻の応答速度を調べると、いずれも応答速度が突出して大きい値を示している時刻と一致する。また、その値はおよそ 50kine~85kine の

範囲内である。他のケースでも、応答速度が 50kine 近傍に及ぶとわずかであるが、橋脚基部のモーメントに変化が見られる。

図-13、図-14 は、すべてのケースに地震波①~③を入力したときの、長大鋼橋可動端側連結部の応答荷重と応答速度について、P3 橋脚基部におけるモーメント増加率との関係を示したものである。P3 橋脚に着目したのは、長大鋼橋可動端の連結部で衝突が発生すると、支持橋脚である P3 橋脚に最も顕著な影響が現れていたことによる。どちらの図も各指標間に相関が見られる。特にモーメント増加率が 1.3 倍程度までの範囲内であれば、応答荷重、応答速度いずれの指標を用いても一定の範囲内(図

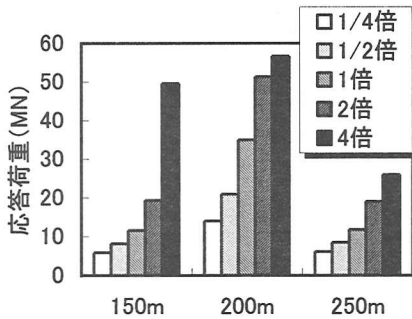


図-15 衝突バネ剛性が連結部応答荷重に及ぼす影響

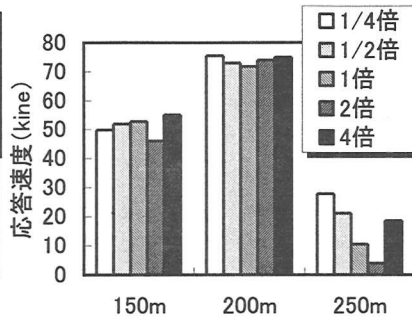


図-16 衝突バネ剛性が連結部応答速度に及ぼす影響

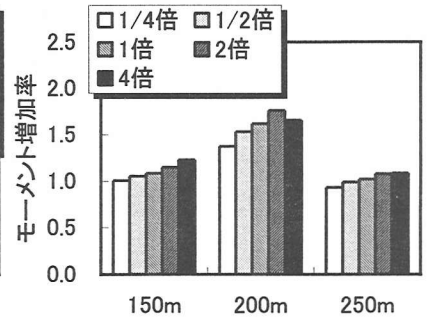


図-17 衝突バネ剛性がモーメント増加率に及ぼす影響

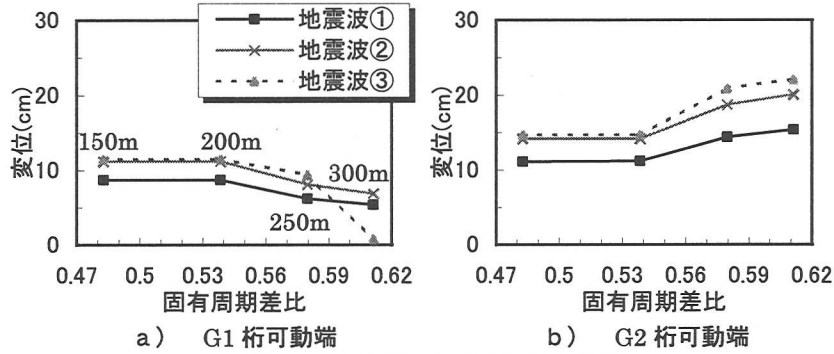


図-18 連結部における相対変位量

中の点線内)におさまっている。各指標について相関係数による検討を行うと、応答荷重と基部モーメント増加率では 0.79、速度応答では 0.92 という値が得られた。衝突速度と基部モーメント増加率には直線的な関係を仮定することが可能と考えられる。

4.2 衝突バネ剛性に着目した連結部挙動の解析精度

前節 4.1 では、長大鋼橋可動端側連結部における応答荷重と応答速度に着目し、支持橋脚である P3 橋脚基部モーメントの増加率との関係について検討した。ここでは、連結部の挙動を照査する上で重要な要素である衝突バネに着目し、バネ定数の変化が応答荷重と応答速度に与える影響について調べる。

図-15、図-16 はそれぞれ連結部の衝突バネ剛性を変化させた場合の、連結部応答荷重と応答速度を示したものである。各値は、基部モーメントが最大となる時刻のものを用いた。2.3 節のモデルのバネ定数を基準とし、1/4、1/2、1、2、4 倍の 5 ケースを設定した。

バネ値を変化させることにより連結部の応答荷重は大幅に変化し、スパン長 150m のケースでは 5~50MN、スパン長 200m のケースでは 15~55MN を示している。スパン長 250m のケースでは他の 2 ケースと比較して変化が小さくなっているが、これは衝突がほとんど発生していない為と考えられる。一方、応答速度はスパン長 150m と 200m のケースではほとんど変化を示していない。

図-17 は、橋脚基部モーメントの増加率を示したものである。増加率は、前節と同様の方法で算定した。衝突バネ剛性が強くなると、橋脚基部モーメントは一様に増

加していく傾向が伺える。応答荷重、応答速度と比較すると、移動制限装置による衝突現象の影響が比較的小さいスパン長 150m や 250m のケースにおいても、応答荷重は大きく変動し、一方の応答速度では安定した値を示している。

以上、連結部の衝突バネ剛性に着目し、連結部の挙動特性を確認した。解析モデル中における衝突バネ剛性は、非常に不確定な要素のひとつであるが、本解析例においては衝突時の速度に及ぼす影響は小さく、橋脚への影響も少ない。

5. 固有周期差と応答相対変位

前節までで、連結部における衝突や橋脚の非線形性、あるいは支持地盤が構造系全体の挙動に及ぼす影響について検討した。また、連結部の衝突速度に着目した検討も行った。ここでは、地震時における連結部の衝突を緩和することを目的とし、連結部の地震時挙動について検討する。連結部の相対変位量を決定づける要因としては、桁重量、スパン長、部材特性等、様々なものが挙げられるが、簡単のため各振動系の固有周期に着目し、連結部の適切な移動制限量について検討を行う。

ここで、固有周期差比と各可動支承での相対変位について、その相関性を調べる。これらの解析は、実質的に相対変位量がいくら生じるか検討するため、移動制限や桁間衝突は考慮していない。固有周期差比は、道路橋示方書に記載されているものを用い、長大鋼橋と隣接中小橋梁の固有値から算定した。

図-18 に連結部における相対変位量を示す。G1 桁可動

端では、固有周期差比が大きくなるにしたがって、相対変位量が減少する傾向にある。これは、隣接する長大鋼橋の固有周期が大きいほど変位量が減少することを示している。一方、G2 桁可動端では、固有周期差比が大きくなるのにしたがって、相対変位量が増加する傾向がある。

G1 桁と G2 桁の可動端は、隣接する振動系の固有周期が同じ条件であるが、G1 桁可動端は長大鋼橋の固定端に接しており、G2 桁可動端は長大鋼橋の可動端の相対変位である。図-18 の a) と b) を比較することにより、支承条件の違いによる相対変位量が分かる。これによると、長大鋼橋の固定端側では、長大鋼橋の可動端側と比較して約 1/2 程度の相対変位量しか生じず、また、長大鋼橋が長周期化するにしたがって、固定端側では相対変位量が減少し、可動端側では増加する傾向が示された。

長大鋼橋のように重量が大きく、隣接径間に比べてスパン長が長い構造では、隣接径間との固有周期差比を考慮した上で可動端側の遊間を設ける必要がある。

6. まとめ

以上、長大鋼橋に中小橋梁が隣接する構造システムについて、連結部における地震応答性状を確認し、連結部の衝突速度に着目した検討を行った。以下にその結果を示す。

- (1) 各振動系の連結部で移動制限装置が作動すると、衝撃的な荷重が連結部に作用する。その際、重量が大きい長大鋼橋の可動端を支持する橋脚では、基部モーメントが増加する可能性がある。
- (2) 構造モデルの支持地盤が軟弱な場合、橋脚の非線形応答を考慮しても天端変位に対する橋脚の寄与率は小さく、地盤の影響が支配的である。
- (3) 連結部の衝突速度に着目すると、数値解析における衝突バネ定数の影響を受けにくく、構造物の地震時挙動をある程度把握することができる。
- (4) 振動系の連結部における衝突速度と、連結部の衝突による基部モーメントの増加率に直線的な相関性がみられる。
- (5) 長大鋼橋と隣接中小橋の固有周期差比に着目すると、連結部の相対変位量に規則性が存在する可能性

が示された。また、支承条件により異なる挙動特性が得られた。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，1996。
- 2) Kazuhiko Kasai, Anil R. Jagiasi, Van Jeng : Inelastic vibration phase theory for seismic pounding mitigation, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.122, pp.1136-1146, 1996。
- 3) 伊津野和行, 武野志之歩, 中井 博：長大橋とそのアプローチ桁の地震時相互作用に関する考察，*土木学会論文集*, No.633, pp.169-180, 1999。
- 4) 川島一彦, 佐藤貴志：相対変位応答スペクトルの提案とその適用，*構造工学論文集*, Vol.42A, pp.645-652, 1996。
- 5) 株式会社アーク情報システム：TDAPⅢ, Ver2.00, 理論説明書，1998。
- 6) 日本橋梁建設協会：デザインデータブック，1997。
- 7) 中井 博, 北田俊行：橋梁工学，共立出版株式会社，1997。
- 8) 中井 博, 北田俊行：鋼橋設計の基礎，共立出版株式会社，1992。
- 9) 土田貴之, 緒方紀夫, 金子恵二, 宮本 裕, 岩崎正二：橋台への桁衝突が橋脚の地震応答に与える影響，第4回構造物の衝撃問題に関するシンポジウム講演論文集，pp.45-50, 1998。
- 10) 土木学会編：ライフライン施設，動的解析と耐震設計，第4巻，pp.23-30, 1989。
- 11) 家村浩和, 宮本文穂, 高橋良和：鋼製支承の破損が橋梁の地震時損傷モードに与える影響，*構造工学論文集*, Vol.44A, pp.659-666, 1998。
- 12) Housner, G.W.: Behavior of structures during earthquakes, *Journal of the Engineering Mechanics Division*, Proc. of ASCE, Vol.85, No. EM 4, 1959。

(1999年11月19日受付)

SEISMIC RESPONSE BEHAVIOR OF BRIDGE JOINTS BETWEEN LONG-SPAN STEEL BRIDGE AND ADJACENT APPROACH BRIDGE

Shinobu Takeno and Kazuyuki IZUNO

Pounding between closely spaced structures can be serious hazard in seismic response of highway viaduct, in some case, has caused total collapse of the structure. The structure-structure interaction problem between a long-span bridge and an adjacent approach bridge was discussed in this study. Series of dynamic history analyses estimated the behavior of the whole system considering the maximum relative distance between the adjacent bridges. The calculated responses showed that the pounding might occur between the girders during the large earthquakes, and that the collision velocity at the girder-end affected the increase of the bending moment response at the pier bottom.