

I - B 219 長大橋と隣接中小橋の連結部地震時相対変位に関する一考察

立命館大学大学院 学生員 武野志之歩
立命館大学理工学部 正会員 伊津野和行

1. はじめに

現行の道路橋示方書では、可動支承の移動量の算定を、温度変化や活荷重によるたわみ量から算定している。しかし、隣接する振動系の固有周期が著しく異なってくる場合、地震時における挙動は複雑になることが予想され、連結部に生じる相対変位を把握するのに応答解析が必要となってくる。計算機の発達により、応答解析が簡単に行えるようにはなってきたが、実際の作業量を考えると簡易な方法が有効になってくる。実際、相対変位量に対する検討¹⁾も行われている。よって、本研究では、長大橋の両側側径間に中小橋梁を設け、その相互作用が連結部に及ぼす影響を調べ、相対変位量の規則性について検討した。

2. 解析モデルについて

解析対象としたモデルは、連続高架橋が埋立地等を結ぶケースで、埋立地間の水路を跨ぐため長大橋を設け、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ている。本研究では、連結部の橋軸方向の挙動を検討するため、2次元モデルとしてモデル化を行った。全体モデルを図1に、橋脚の詳細モデルを図2に示す。モデル作成に際しては、上部構造・下部構造及び基礎構造をすべて線形はり部材とし、地盤は水平・鉛直・回転方向を考慮したバネとしてモデル化を行った。固定支承は剛性の高いバネを水平・鉛直方向に設定し、回転方向は自由に挙動できるようにした。可動支承に関しては移動制限を考慮したバネによりモデル化を行い、移動制限値内ではバイリニア型の履歴特性を描くよう設定している。

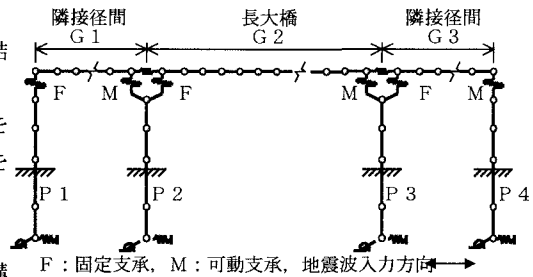


図1 解析モデル（全体）

長大橋のスパン長は、150m・200m・250m・300mの4ケースを設定した。上部構造のスパン長の変化にともない、支持橋脚が負担する重量が大きく異なってくるのが考えられる。ここでは簡単のため、各ケースとも橋脚を高さ25mの単柱として扱い、それぞれの荷重に対して試設計を行った。

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で観測された波形のうちEW成分（以下、地震波①と表記）と、道路橋示方書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type2（地震波②）と同type1（地震波③）を用いた。

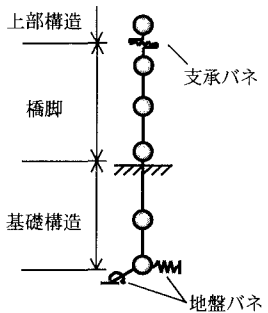


図2 解析モデル（詳細）

3. 可動支承の移動制限による影響

ここでは、移動制限による影響が下部構造に与える影響について検討する。図4・図5にP2・P3橋脚基部に生じる曲げモーメントを、図6に各橋脚基部における最大値をそれぞれ示す。入力地震波①を用い、長大橋長150mの場合について示した。P2橋脚は長大橋の固定端を支持する橋脚であるが、可動支承の移動制限の有無による影響はほとんどなく、移動制限が無い場合の最大値が約89MN・m、移動制限を考慮した場合でも約91MN・mとなっている。一方、長大橋の可動端を支持するP3橋脚では、移動制限を考慮したことにより、最大値が約57MN・mから約98MN・mに増加し、固定端側橋脚とほぼ等しい値となった。可動支承で移動制限値以上の変位が生じると、上部構造の挙動が両橋脚に均等に影響を及ぼす傾向が伺える。支承での衝突現象が構造系に与える影響が大きいため、移動制限量についての詳細な検討が必要である。

キーワード：異種橋梁・耐震設計・移動制限・相対変位

連絡先：〒525-8577 滋賀県草津市野路東1-1-1 TEL：077-561-2728 FAX：077-561-2728

4. 固有周期差と応答相対変位

連結部の適切な移動制限量を考慮するに当たり、ここでは隣接する振動系の固有周期に着目して検討を行った。各ケースにおける固有周期を表1に示す。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、移動制限は考慮していない。Case1-1~1-4では図1に示した解析モデルを対象範囲とし、長大橋のスパン長をそれぞれ変化させて解析を行っている。次に各振動系固有の挙動をみるため、Case2-1~2-4で長大橋 (P2・P3 橋脚とG2 桁) のみで解析を行った。これは、今回モデルを作成するにあたって、簡単な設計を行った範囲に相当する。隣接径間を考慮した場合と比較すると、固有周期が1割程度短くなっている。Case3は隣接径間を支持する橋脚 (P1・P4 橋脚) で、上部構造であるG1 桁あるいはG3 桁に相当する重量を橋脚柱頭部に載荷して、解析を行っている。

表1 固有値解析結果 (1次)

ケース No	解析対象 (長大橋スパン長)	固有周期	有効質量比
Case1-1	全体 (150m)	2.19sec	62%
Case1-2	全体 (200m)	2.36 sec	63%
Case1-3	全体 (250m)	2.52 sec	63%
Case1-4	全体 (300m)	2.67 sec	64%
Case2-1	中央径間 (150m)	1.92 sec	61%
Case2-2	中央径間 (200m)	2.12 sec	61%
Case2-3	中央径間 (250m)	2.32 sec	62%
Case2-4	中央径間 (300m)	2.49 sec	63%
Case3	側径間橋脚	0.31 sec	49%

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。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た。図6に長大橋 (G2 桁) 可動支承における相対変位を示す。図6aは隣接径間を考慮しないケースであり、図6bは隣接径間を考慮した場合を示した。隣接径間を考慮することにより、いずれの地震動に対しても相対変位量が約10cm増加していることがわかる。次に、隣接径間の可動支承として、G1 桁可動支承における相対変位を図7に示す。隣接径間における可動支承の移動制限値は温度変化を考慮すると3cmとなるが、長大橋と隣接することにより大幅に上回る値を示している。また、G1・G2 桁の相対変位量は入力地震動により10cm程度の差はあるが、固有周期差比が約0.85で最大値を示し、約0.87で最小値を示す傾向が伺える。

以上、固有周期差比と可動支承の相対変位量は一定の規則性を有していることを示した。隣接径間の影響が無い図6aにおいても同様の傾向が見られることから、構造モデルの特性について検討する必要がある。

参考文献

- 1) 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，Vol42A，1996

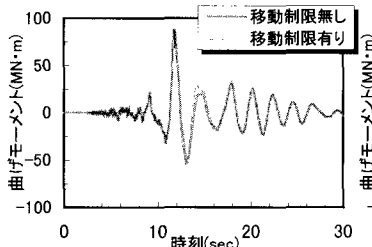


図3 P2 橋脚基部における曲げモーメント

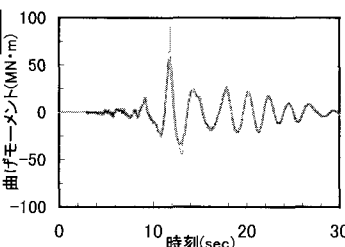


図4 P3 橋脚基部における曲げモーメント

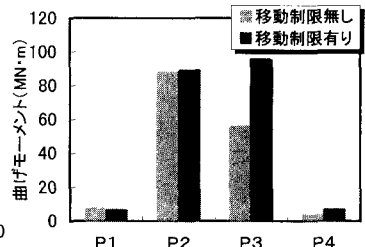
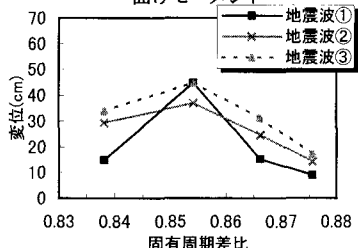
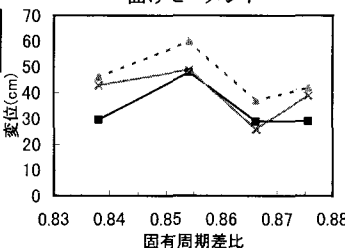


図5 橋脚基部における曲げモーメント



a) 隣接径間を考慮しない場合



b) 隣接径間を考慮した場合

図6 長大橋 (G2 桁) 可動支承における相対変位

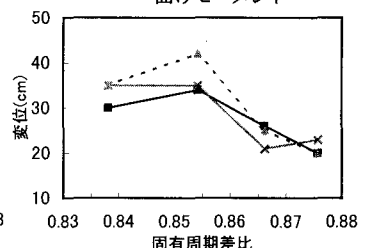


図7 G1 桁可動支承における相対変位