

桁衝突が橋台の変形におよぼす影響評価

九州工業大学大学院

学生会員

宮蘭雅裕

九州工業大学

正會員

幸左賢二

パシフィックコンサルタンツ(株)

正會員

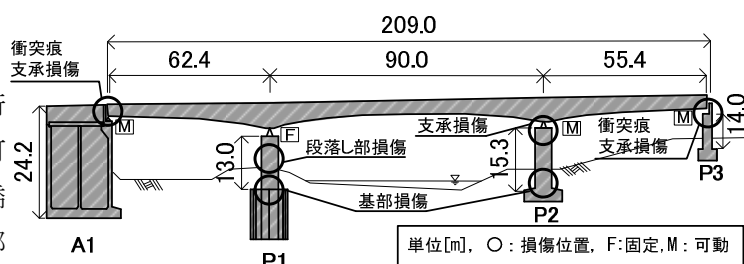
濱本朋久

1. はじめに

現在の橋梁の耐震設計では、主桁と橋台の衝突を考慮しない設計がなされているため、主桁や橋脚の地震時水平変位が大きくなり、大規模な伸縮装置や橋脚、基礎の鉄筋量の増大が余儀なくされる。このような設計法に対して、主桁に生じる橋軸方向の水平変位を橋台により拘束し、橋脚の変形を低減する方法も考えられる。このとき、橋台は、主桁からの衝突力により変形し、変位拘束効果も変化することが考えられる。本研究では、地盤条件の違いや橋台のモデル化方法が橋台の変形に与える影響を時刻歴応答解析により検討する。先ず、図-1 に示す対象橋梁に対して地震時の橋台の変形量を算出した。また、基礎地盤の違いが橋台の変形や変位拘束効果に及ぼす影響に着目し、橋台基礎地盤の N 値のパラメータ解析を行った。

2. 对象桥梁

図-1に示すように橋長209.0mのPC3径間連続箱桁橋を対象とした。支承条件は、P1橋脚が固定、他は可動である。本橋は新潟県中越地震により主桁端部や橋台パラペットに桁衝突の痕跡、橋脚の段落し部、基部のひび割れ等、各部材に損傷が見られた。



圖一1 対象橋梁

3. 解析モデルと解析ケース

図-2 の解析モデルに示すように橋梁全体系の 2 次元フレームモデルを用いた。主桁および基礎は剛梁要素、各橋脚は弾塑性梁要素を用い、支承および基礎部は線形バネ要素を用いた。橋脚の曲げ変形特性は道路橋示方書 V 編に準じて決定している。橋台のモデル化は図-3 に示すように橋台が固定であると仮定したモデル 1、橋台の変形を考慮したモデル 2 を用いており、接触バネは十分に剛性の高いバネを、せん断、曲げ破壊バネは実損傷状況より想定し、背面土バネはケーソン基礎に準じたバネを 1~2m 間隔で 23 個配置している。解析における数値積分にはニューマークの β 法 ($\beta=1/4$) を用い、積分時間間隔は、衝突力の精度を向上させるため、 $\Delta t=1/20000$ 秒とした。本解析で用いる入力地震動は、新潟県中越地震で観測された JMA 川口町(E-W)波形を用いた。

解析ケースは表-1 に示すように、橋台基礎の地盤条件を変化させて、橋台の変形や変位拘束効果に及ぼす影響に着目する。Case1 は本橋の設計概要より基礎が泥岩層にある N 値 70 を標準ケースとしている。また、直接基礎の範囲内で軟らかい地盤を想定して Case2, Case3, 地盤条件が良いと仮定し基礎バネの剛性を非常に高くした Case4, 橋台の移動を考慮しない Case5 を比較ケースとして用いた。

4. 解析結果

図-4 に Case1 における主桁と橋台天端の時刻歴応答変位を示す。図は橋台と主桁の衝突が確認された 4 秒から 12 秒に着目し

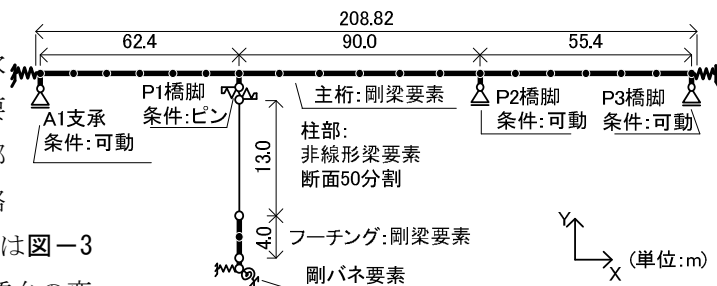


図-2 解析フレームモデル(例, モデル 1)

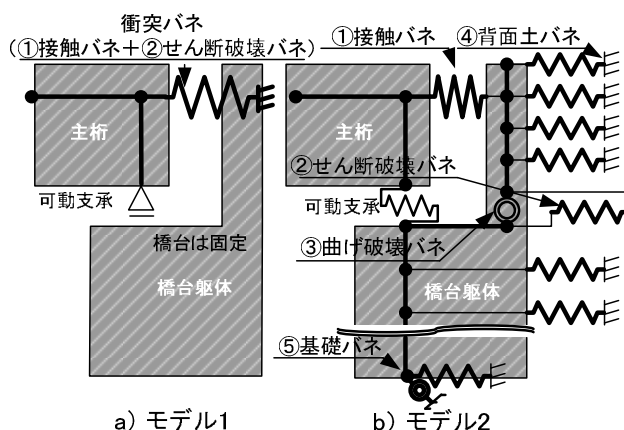


図-3 橋台のモデル化

表-1 解析ケース

	橋台 モデル	N値	水平バネ [MN/m]	回転バネ [MN・m/rad]
Case1	モデル2	N=70	8.45E+03	5.88E+06
Case2		N=50	6.04E+03	4.20E+06
Case3		N=40	4.83E+03	3.36E+06
Case4		(N=∞)	剛バネ	
Case5	モデル1	橋台の移動を考慮しないモデル		

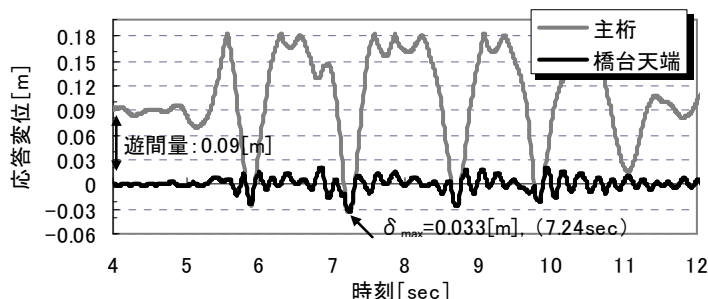


図-4 主桁および橋台天端時刻歴変位 (Case1, N=70)

ている。図より、主桁と橋台は4回衝突している。橋台の最大応答変位は0.033m (7.24sec)であり、主桁との衝突により橋台が背面土側に押し込まれている。

図-5にCase1, 2, 3における橋台の最大変形図を比較する。何れのケースも橋台底面の変位に大きな差がない。一方、橋台天端と基部の相対変位は、Case1:0.006m, Case2:0.024m, Case3:0.030mと、N値が小さいケースで大きな回転変形が発生している。図-6に橋台最大変形時における背面土への作用力の合計値 (P_A) および基礎水平バネ作用力 (P_B) を比較する。N値が小さいケースは背面土への作用力が大きい (Case1:176MN, Case2:227MN, Case3:240MN) ため、橋台を回転させる力 ($P_A \times h_A$) が大きく、また基礎の回転バネの剛性が低くなることから、回転変形が大きくなったと考えられる。

図-7にCase1, 4, 5におけるP1橋脚天端の時刻歴応答変位を比較する。良い基礎地盤を想定したCase4は、A1橋台への衝突回数は同様であるが、最大応答変位はCase1:0.123m, Case4:0.104mと橋台の変形により18%程度の差が見られた。橋台の移動を考慮しないCase5の最大応答変位はCase5:0.104mとCase4:0.104mと等しく応答履歴もほぼ同様であった。

図-8に各ケースのP1橋脚天端の応答変位および曲率じん性率を比較する。軟らかい地盤条件を想定したCase2, 3は橋台の変形を考慮しないCase5よりも変位、曲率じん性率ともに大きな応答が生じている。Case1とCase5を比較すると変位で18%, 曲率じん性率で9%応答結果に差異が生じている。またCase4とCase5を比較すると変位、曲率じん性率ともに同様の値が得られた。Case1~4は橋台変形の程度によりCase5との差異が生じていることから、地盤条件が良く橋台変形が微小であるケースではCase5のようにパラペットの破壊バネのみで橋台抵抗をモデル化出来る。

5. まとめ

- 1) 橋台基礎地盤のN値が70であるCase1は、地震時に橋台は主桁と衝突することで、0.033m程度の変形が生じる。
- 2) N値40の地盤を想定したCase3の橋台の変形量は、底面の水平変位0.030m, 天端と底面の相対変位0.030m, Case1は、それぞれ0.027m, 0.006mであるので回転の影響が大きく生じる。
- 3) 地盤条件の良いCase1, 4は、主桁の最大応答変位、橋脚の曲率じん性率においてCase5との差異が小さくなるため橋台抵抗をパラペット破壊バネのみでモデル化することが出来る。

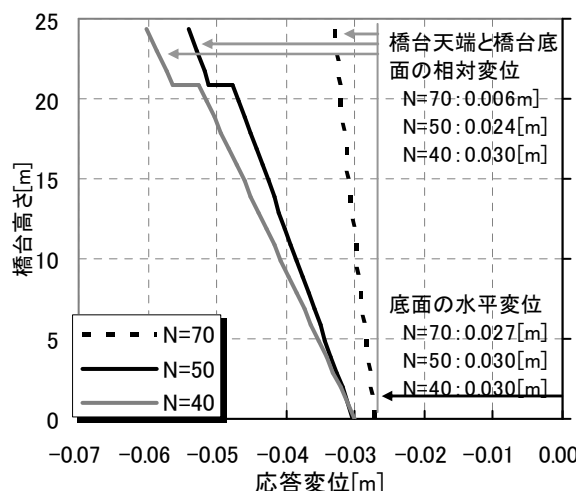


図-5 最大変形時の変形模式図 (Case1,2,3)

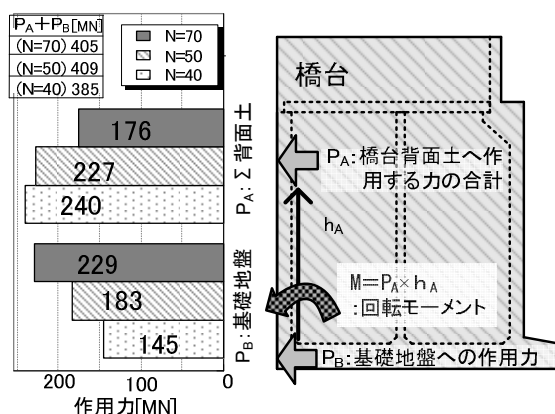


図-6 最大変形時の作用力 (Case1,2,3)

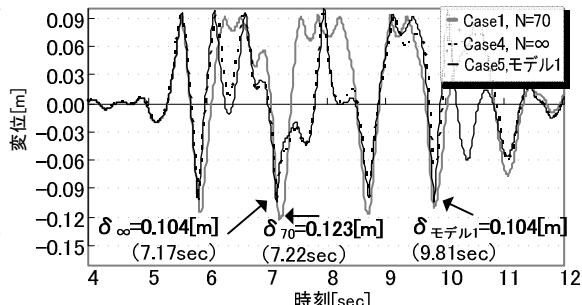


図-7 P1橋脚天端時刻歴応答変位比較 (Case1,4,5)

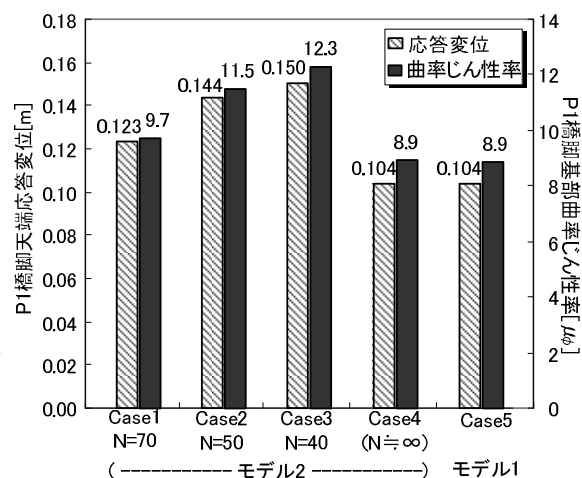


図-8 主桁変位およびP1橋脚基部塑性率比較