

## 桁衝突が橋台の変形におよぼす影響評価

宮蘭雅裕<sup>1</sup>・幸左賢二<sup>2</sup>・濱本朋久<sup>3</sup>・今村壮宏<sup>4</sup>

<sup>1</sup>学生会員 九州工業大学大学院 建設社会工学専攻（〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1）

<sup>2</sup>正会員 Ph.D. 九州工業大学教授 工学部建設社会工学科（〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1）

<sup>3</sup>正会員 工修 パシフィックコンサルタンツ株式会社 九州本社技術部（〒819-0007 福岡市西区愛宕南1-1-7）

<sup>4</sup>非会員 NEXCO中央研究所 道路研究部（〒194-8508 東京都町田市忠生1-4-1）

### 1. はじめに

現在の橋梁の耐震設計においては、大きな桁遊間量を設定し、大規模地震時に主桁と橋台の衝突を考慮しない設計がなされている。そのため、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ている。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が考えられている。

橋台の拘束効果を設計に取り入れる解析方法として、筆者ら<sup>1)</sup>は、橋台を図-1のモデル1に示すように、基礎が岩盤上にあり、ウイングや隔壁により十分な耐力を有しているため、橋台の変形は微小であると考え橋台躯体を固定するモデルを作成し、パラペット基部の損傷状況から想定したせん断破壊バネを接触バネと合成し主桁端部に配置するモデルの妥当性について検討を行ってきた。その結果、モデル1では、変形が生じない橋台では、主桁の変位が拘束され橋脚の損傷が低減されることが明らかになっている。

一方、橋台の変形を考慮した代表的参考文献<sup>2)</sup>では、図-1bのモデル2に示すように、接触バネ、せん断破壊バネおよび曲げ破壊バネ、橋台背面土バネ、橋台基礎バネを用いることで、地震時の橋台の

挙動を考慮した解析モデルが示されている。

モデル2では、基礎地盤の条件によっては橋台が大きく移動することが考えられる。本研究では、基礎地盤のN値をパラメータとして検討することに加えて、橋台の変形が生じないと仮定したモデル1と比較することで、基礎地盤の条件が橋台の変形に与える影響を検討した。

### 2. 対象橋梁と被害概要

図-2に対象橋梁の橋梁全体図と地震による損傷箇所を示す。本橋は橋長209.0m、主桁重量60.07MN

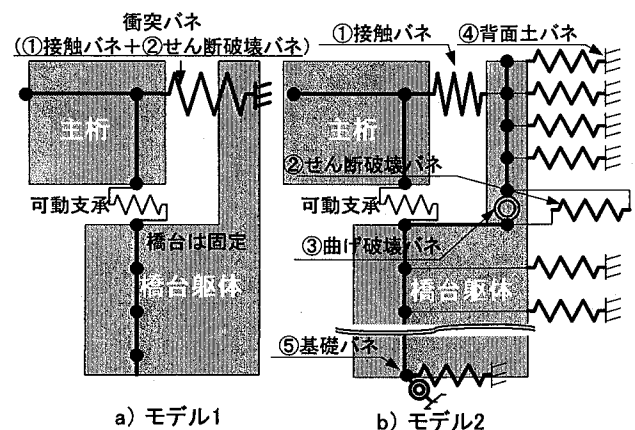


図-1 橋台抵抗モデル

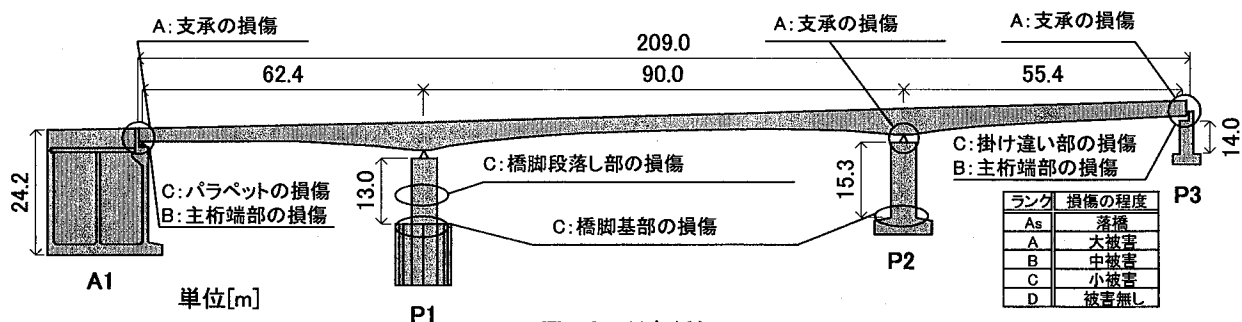


図-2 対象橋梁



a) 衝突の痕跡

b) 橋台背面の損傷

写真-1 A1 橋台損傷状況

の PC3 径間連続箱桁橋であり、中間支点部の桁高 5.0m、幅員 11.65m、支間長は 207.8m である。A1 橋台は上下線一体構造であり、形状は高さ 24.2m、パラペット高さ 3.3m、パラペット厚さは 0.8m、8 室の隔壁を有する構造である。橋軸方向の支承条件は、P1 橋脚が固定のピン支承、その他の橋脚は可動ピンローラー支承である。

A1 橋台の損傷状況を写真-1、図-3に示す。A1 橋台は図に示すように上下線一体構造である。橋台パラペットには主桁端部が衝突したことで生じたひび割れや被りコンクリートの剥落が見られた。パラペット前面には、写真-1a)、図-3a)に示すように、パラペット左ウィング側に最大ひび割れ幅 8.0mm のひび割れ、パラペット基部および左ウィングとの隅角部に被りコンクリートの剥落が見られた。また、主桁がパラペットにめり込んでおり、現地の損傷写真を用いた画像解析によると、主桁の残留めり込み量は 30mm 程度であった。また、橋台背面では写真-1b)に示すように舗装の沈下や図-3に示すように約 0.2m の目地開きが見られた。

P1 橋脚の形状および損傷状況を図-4 に示す。断面は 4.5×7.0m の矩形断面であり、橋脚基部から 6.9m、8.1m の位置で軸方向鉄筋が 3 段から 1 段に急激に段落しされている。損傷状況は、図-4 に示すように、橋脚中央部で斜めひび割れが確認され、橋脚基部では水平な曲げひび割れが確認されたが、被りコンクリートの剥落は見られなかった。

### 3. 地震応答解析

本解析では、橋台底面の地盤条件の違いが橋台の変形に与える影響に着目した検討を行う。

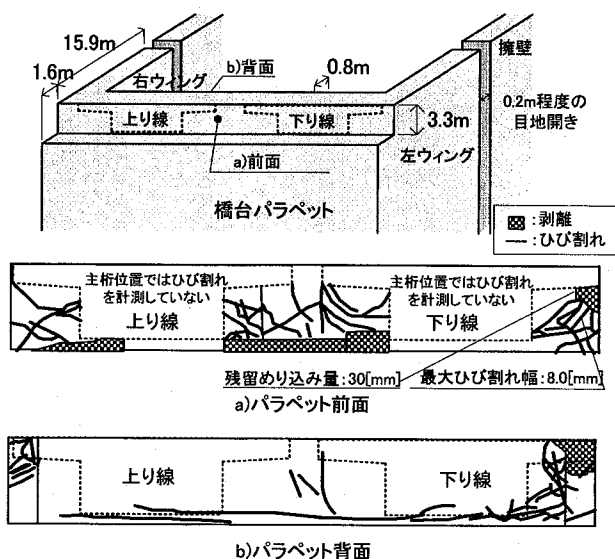


図-3 A1 橋台パラペットの損傷状況

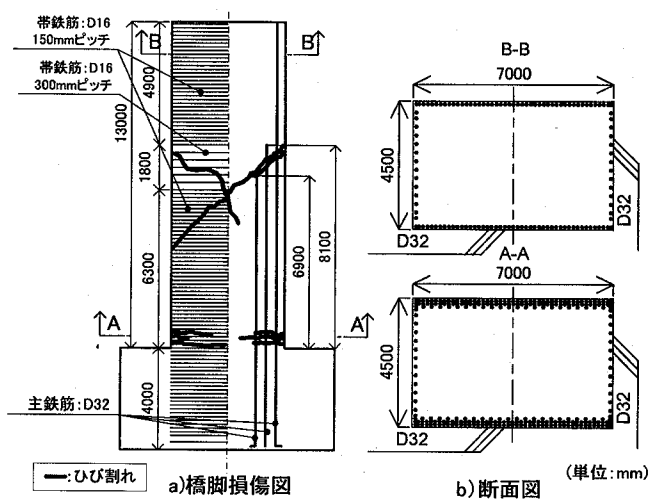


図-4 P1 橋脚形状と損傷状況

#### 1) 解析モデルと解析手法

解析モデルは図-5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。橋台部には、接触バネ、せん断破壊バネ、背面土バネおよび基礎バネを設置した。接触バネは、桁が離れる方向では抵抗が無いものとし、図-5a)に示すように、桁と橋台の遊間量 0.09m を考慮して圧縮側のみで弾性抵抗を示すバネ特性を与え、初期剛性は主桁の軸方向剛性より  $k_1=122\text{MN/mm}$  とした。橋台パラペットのせん断破壊バネは、実被害がせん断損傷であり、軽微な損傷であることから線形バネを用いた。バネ剛性は、既往の局所集中荷重を受ける鉄筋コンクリート部材の押抜きせん断実験結果<sup>3)</sup>を参考とした。ひび割れより想定したA1橋台の抵抗面積は図-6に示すように 44.8m<sup>2</sup>であり、実験供試体の破壊面の570倍の面積を有していることから実験により得られたP- $\delta$  関係を570倍し図-5b)に示すように  $k_2 = 39.8\text{MN/mm}$  とした。橋台パラペットの曲げ破壊バネは、実被害がせ

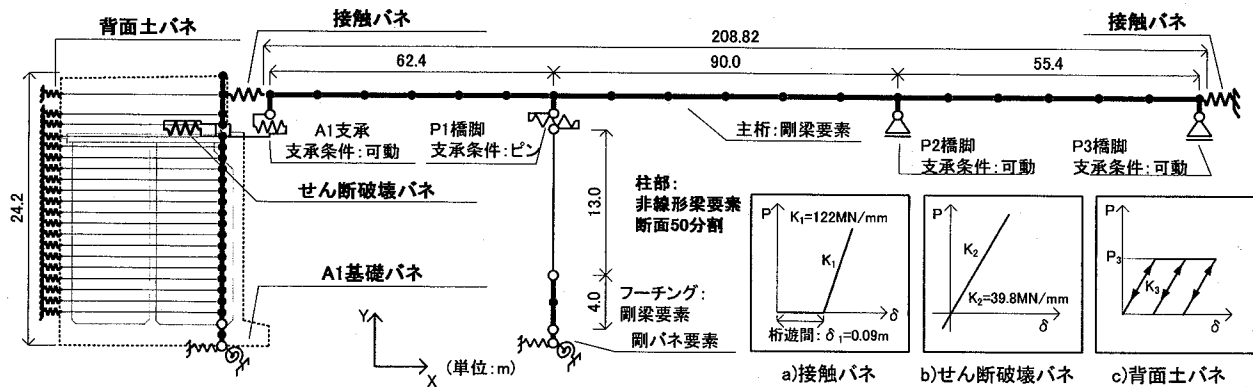


図-5 解析フレームモデルと各種バネモデル

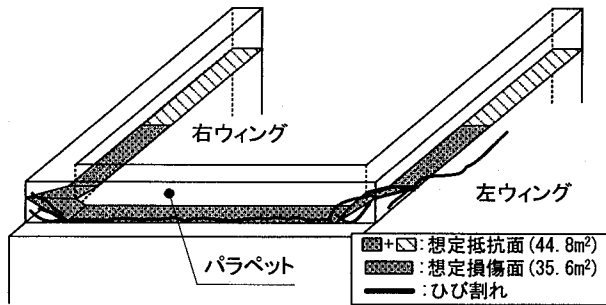


図-6 橋台の想定抵抗面および想定抵抗面積

ん断損傷するメカニズムを推定し、十分に剛性の高いバネを配置している。背面土バネは、図-5c)に示すように、道路橋示方書（以下、道示）IV編に規定されるケーソン基礎に準じた非線形のパネを1~2m間隔で23個配置した。橋台基礎バネは、道示IVに従って水平バネおよび回転バネを算出した。

P3橋脚側のモデル化は、主桁、P1橋脚ともにA1橋台側の変形時に着目した考察を行っており、P3側のモデル化の影響は少ないことから、本検討では固定点に接触バネを設置する簡易的なモデルを適用した。

橋台躯体、パラペットおよび主桁は剛梁要素、橋脚は弾塑性梁要素、支保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示V編に準じて決定し、復元力モデルには、ひび割れを考慮したTakedaモデル（剛性低下率=0.4）を用いている。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。各非線形部材の履歴減衰の他に粘性減衰定数として、主桁および橋脚は2%、基礎は20%とし、橋全体の粘性減衰としてレーリー減衰を用いた。数値積分にはニューマークの $\beta$ 法（ $\beta=1/4$ ）を用いた。入力地震動は本橋近傍で観測された気象庁川口町川口(E-W)波形（図-7）を橋軸方向に入力した。

## 2) 解析ケース

解析ケースは表-1に示すように、橋台底面の基礎地盤のN値を70~40に変化させて橋台の挙動を

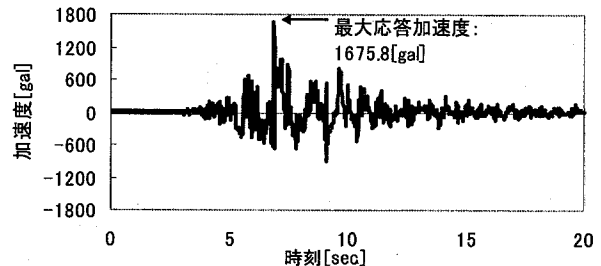


図-7 入力地震波形

表-1 基礎バネとN値の関係

|       | N値             | 水平バネ<br>[MN/m] | 回転バネ<br>[MN・m/rad] |
|-------|----------------|----------------|--------------------|
| Case1 | 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 | 橋台の移動を考慮しないモデル |                |                    |

比較する。まず、本橋の設計概要において、計画地点の基礎地盤はN値70以上の泥岩と示されているため、これをCase1とした。さらに、比較ケースとして本橋のような直接基礎を用いる地盤条件として、道示IVにN値30以上の砂質土と示されているのでN値を40、50としたものをそれぞれCase2、3としている。

また、橋台の移動を考慮しないケースとして、モデル1のCase4設定し、それぞれのケースを比較している。

## 4. 解析結果

### 4. 1 橋台の応答結果

#### 1) N=70の解析結果

主桁と橋台天端の時刻歴応答変位を図-8に示す。図は橋台と主桁衝突が確認された4秒から12秒に着目している。対象橋梁の橋台と主桁の遊間量は0.09mであるので、橋台は0mを中心に、主桁は0.09mを中心に振動している。図より、主桁と橋台は4回衝突していることが分かる。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ことが分かる。橋台底面の最大応答変位も0.027m(7.24sec)と橋台

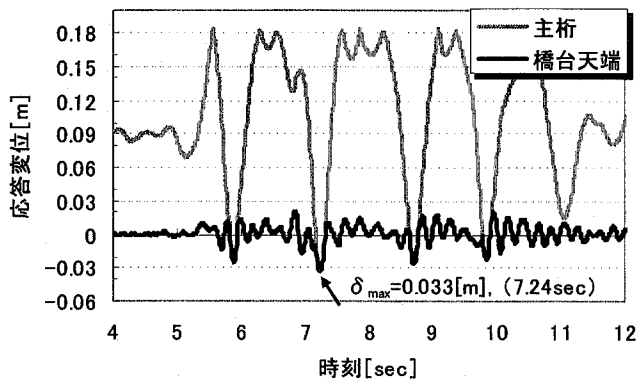


図-8 橋台天端の時刻歴応答変位

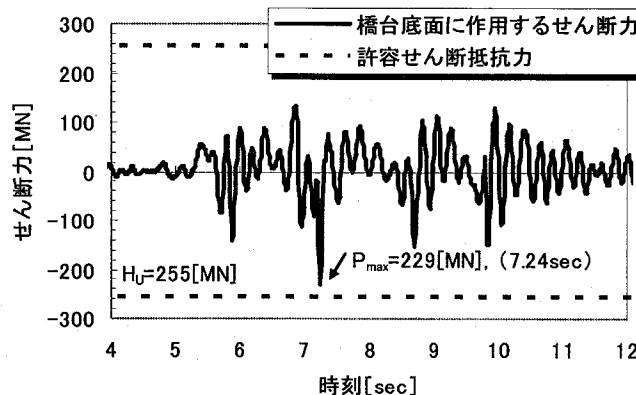


図-9 橋台底面の許容せん断抵抗力

天端と同時刻に発生しており同様の周期で振動している。ここで、橋台底面の基礎水平バネに作用するせん断力と道示IVにより算出される橋台底面の許容せん断抵抗力(1)式を比較する。許容せん断抵抗力の算出には、本橋の基礎地盤が泥岩であるため付着力 $C$ を考慮している。基礎バネに作用するせん断力の時刻歴変化を図-9に示すように橋台底面には最大で229MNの力が作用している。一方で、(1)式から算出される許容せん断抵抗力は255MNと応答値は許容値以内である。従って、橋台底面の地盤は弾性域の範囲内であり変形量は僅かな値であるといえる。

$$H_u = c_B A_e + V \tan \phi_B \quad (1)$$

$$= 254 [\text{MN}] \quad (C=250)$$

ここに、

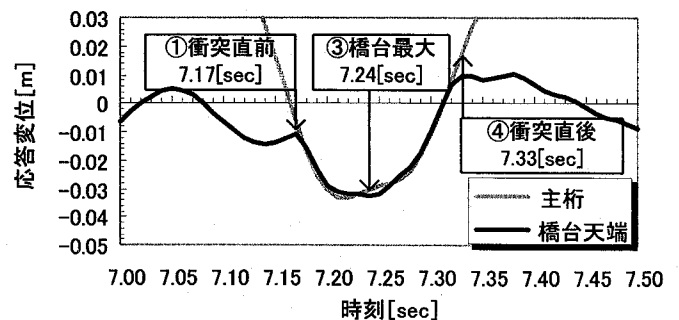
$c_B$  : 基礎と地盤との間の付着力 : 250 kN/m<sup>2</sup>

$A_e$  : 有効載荷面積 : 488 m<sup>2</sup>

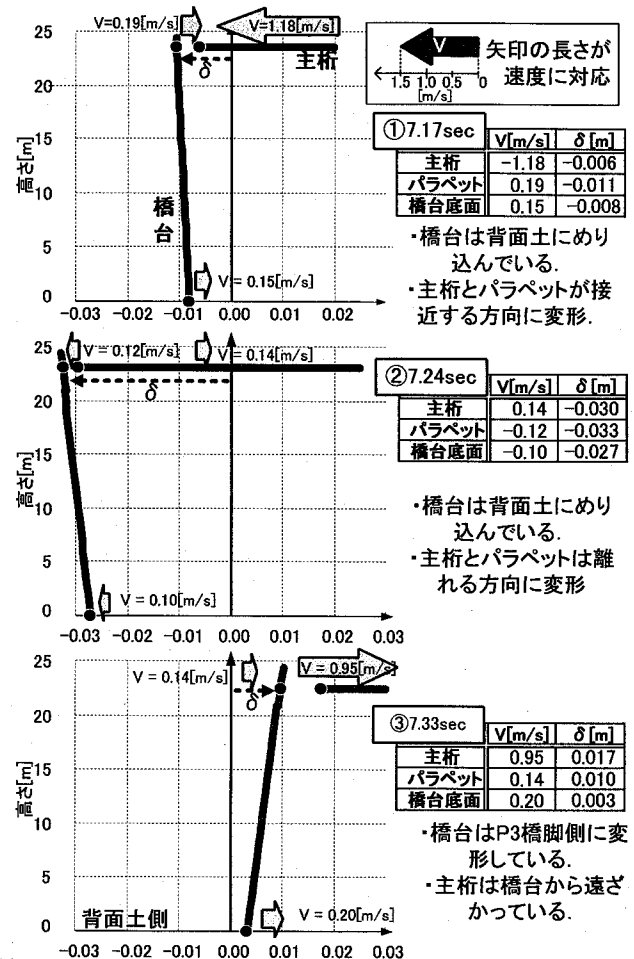
$V$  : 作用する鉛直荷重 : 220794 kN

$\phi_B$  : 摩擦角 :  $\tan \phi_B = 0.6$

橋台天端が最大応答変位となる2回目衝突時(7.24秒付近)に着目した変形模式図を図-10に示す。図-10a)より、主桁と橋台は7.18秒~7.32秒の間接触している。この中で、主桁と橋台が接触する直前の



a) 時刻歴応答変位 (2 回目衝突時)



b) 変形模式図 (2 回目衝突時)

図-10 2 回目衝突時変形模式図

7.17秒、橋台最大変形時の7.24秒、再び主桁と橋台が離れる7.33秒に着目した変形模式図を図-10b)に示し以下に説明を加える。図中には橋台及び主桁の移動速度を矢印の大小で示している。

(時刻7.17秒) 衝突直前であり、パラペットは背面土側にめり込んでいる。応答変位は-0.011m、主桁は-0.006mとなっており0.005mの隙間が見られる。応答速度はパラペット0.19m/s、主桁-1.18m/sと共に接近する方向に移動している。この直後、主桁と橋台が衝突し橋台は背面土側に移動の向きを変える。

(時刻7.24秒) パラペットは主桁に押し込まれることで背面土側に-0.033mめり込んでいる、主桁の応

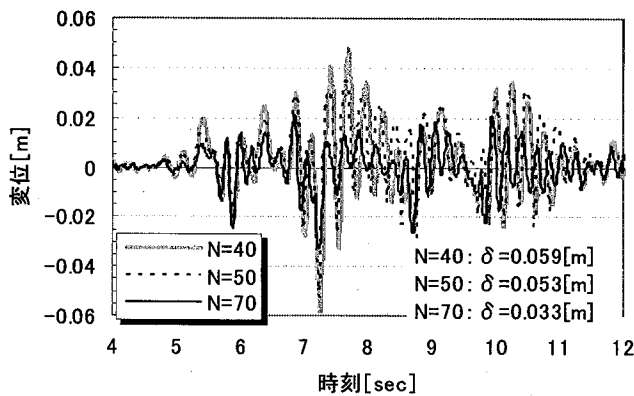


図-11 橋台天端の時刻歴応答変位比較

答変位は-0.030mであり0.003mの隙間がみられ衝突途中においても接触と離れが見られた。応答速度はパラペットは-0.12m/s、主桁は0.14m/sと離れる方向に発生している。

(時刻7.33秒)パラペットの応答変位は0.010m、応答速度は0.14m/sと背面土から離れる方向に移動している。主桁の応答変位は0.017mであり0.007mの隙間が見られ、応答速度は0.95m/sと橋台から離れる方向に移動している。

## 2) N=50, 40の解析結果

次に、橋台底面のN値を50、40と設定して橋台の挙動を比較する。

図-11に橋台天端の時刻歴応答変位を比較する。橋台天端の応答変位はP3橋脚側、橋台背面土側ともにN値が小さくなる毎に、変位が大きく生じている。最大応答変位は、何れも主桁との衝突により発生しており、N=50で0.053m、N=40で0.059mであった。

図-12に最大変形時の橋台の変形状態を比較する。橋台底面の応答変位より、橋台底面の水平変位は、N=70における0.027mに対してN=50、N=40では共に0.030m程度でありほぼ同様であるが、天端と底面の相対変位は、N=70の0.06mに対して、N=50で0.024m、N=40で0.030mとなっており、N値が小さくなることで回転の影響が大きくなっている。

N値が小さくなると回転変形が大きく発生する原因について以下に考察する。橋台天端最大変形時(図-12)における背面土および橋台底面への作用力を図-13に比較する。背面土への作用力は23個設置している背面土バネの合計値( $P_A$ )を示しており、基礎地盤への作用力は基礎水平バネの値( $P_B$ )を示している。水平方向の作用力の合計値( $P_A+P_B$ )に着目すると、N=70:405MN、N=50:409MN、N=40:385MNとなっており作用力の合計値に大きな差異は見られない。しかし、背面土と基礎地盤の作用力の分担割合に着目すると、N値が小さくなると背面土への作用力は

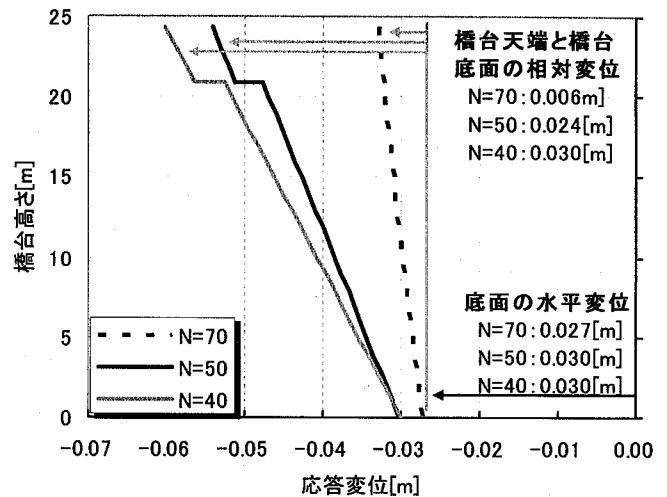


図-12 橋台最大変形時の変形模式図

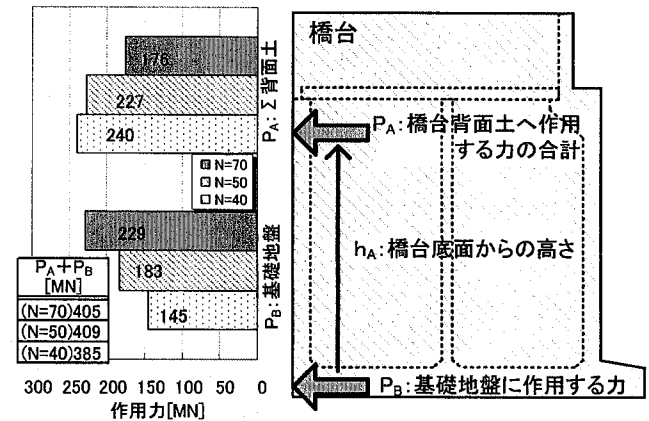
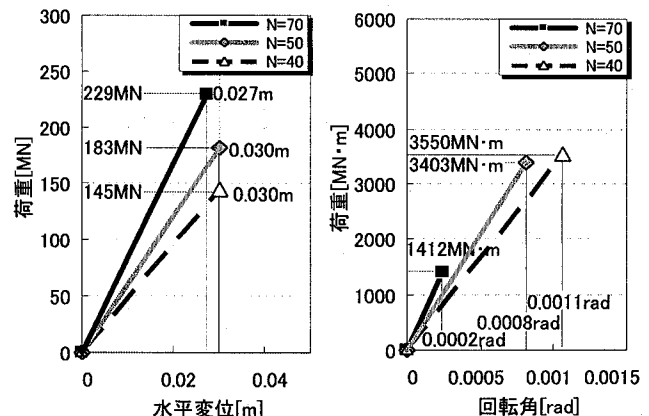


図-13 橋台天端最大変形時の作用力比較



a) 水平バネ b) 回転バネ

図-14 橋台最大変形時の荷重-変形関係比較

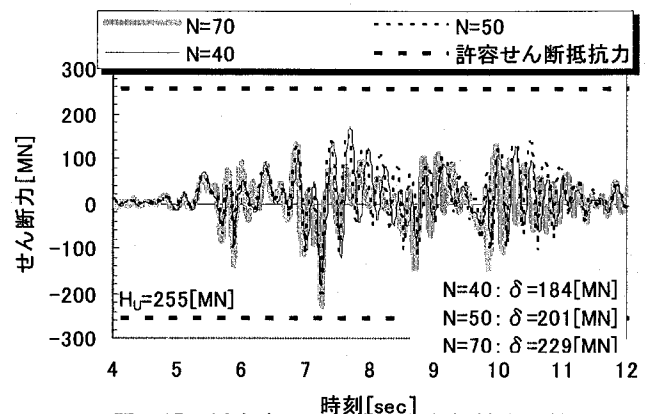


図-15 橋台底面の許容せん断抵抗力比較

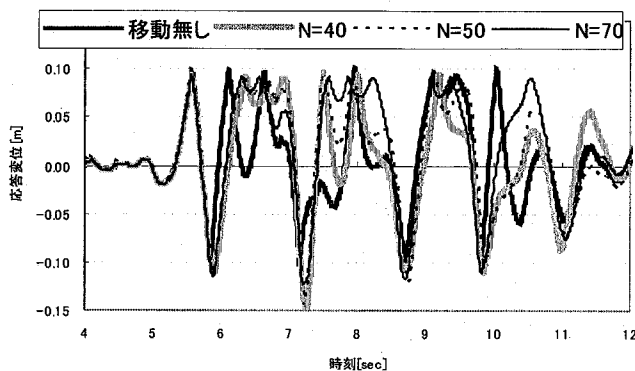


図-16 P1 橋脚天端の時刻歴応答変位

大きく ( $N=70:176\text{MN}$ ,  $N=50:227\text{MN}$ ,  $N=40:240\text{MN}$ ), 基礎地盤への作用力は小さくなる ( $N=70:229\text{MN}$ ,  $N=50:183\text{MN}$ ,  $N=40:145\text{MN}$ ) 結果となり,  $N$ 値が高くなることで基礎へ力が集中する傾向となった。

基礎の水平バネ, 回転バネの荷重-変形関係を図-14に示す。基礎バネの剛性は $N$ 値の関数であるので $N$ 値によりバネ剛性が変化している。水平バネに着目すると,  $N$ 値が小さいケースでは図-13に示したように作用力は減少するが, バネ剛性も低くなるため変位はほぼ同様 ( $N=70:0.027\text{m}$ ,  $N=50:0.030\text{m}$ ,  $N=40:0.030\text{m}$ ) である。回転バネに着目すると,  $N$ 値が小さいケースでは, 荷重 ( $N=70:1412\text{MN}\cdot\text{m}$ ,  $N=50:3403\text{MN}\cdot\text{m}$ ,  $N=40:3550\text{MN}\cdot\text{m}$ ), 回転角 ( $N=70:0.0002\text{rad}$ ,  $N=50:0.0008\text{rad}$ ,  $N=40:0.0011\text{rad}$ ) とともに大きく発生している。これは, 図-13に示したように背面土バネへの作用力 ( $P_A$ ) が増加するため, 回転バネへの作用曲げモーメント ( $P_A \times h_A$ ) も大きくなり, その結果,  $N$ 値が小さいケースでは回転変形が大きく発生したものと考えられる。なお, 橋台の高さが  $24.4\text{m}$  であることから回転角が橋台天端の変形に及ぼす影響は  $\delta = \theta \times 24.4\text{m}$  より  $N=70:0.006\text{m}$ ,  $N=50:0.020\text{m}$ ,  $N=40:0.026\text{m}$  と, 図-12で示した相対変位とほぼ同様である。

## 4. 2 P1橋脚の応答結果

4.1節より橋台基礎地盤の $N$ 値が橋台の変形に影響を及ぼすことが分かった。本節では, 橋台の変形がP1橋脚の応答結果に与える影響に着目する。

図-16にP1橋脚天端の時刻歴応答変位を示す。図より, 橋台の $N$ 値が小さくなる毎に変形が大きく発生しており, P1橋脚の変位拘束効果に差異が生じていることが分かる。各ケースの最大応答結果を図-17に示す。橋台側変形時のP1橋脚の最大変形量を比較すると橋台の移動を考慮しないケースは,  $0.104\text{m}$  の変形が発生している。橋台の $N$ 値が70のケースの変形量は18%大きい  $0.123\text{m}$  の変形が生じており,  $N$

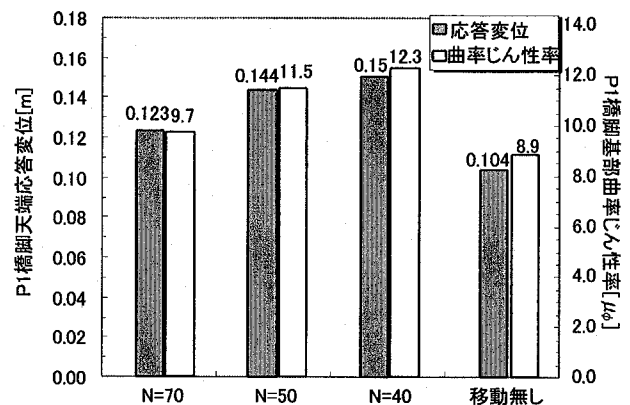


図-17 主桁変位およびP1橋脚基部塑性率比較

値が50では38%,  $N$ 値が40では44%大きな変形が生じた。P1橋脚基部の曲率じん性率を比較すると橋台の移動を考慮しないケースでは曲率じん性率  $\mu_p$  は  $8.9$  であった。  $N$ 値が70のケースでは, 曲率じん性率は  $9.7$  であり, 移動を考慮しないケースとの差異は10%程度であった。一方で,  $N$ 値が50では, 曲率じん性率は  $11.5$ ,  $N$ 値が40では  $12.3$  と, 曲率じん性率は, 橋台が変形することで移動を考慮しないケースと差異が見られた。

## 5. まとめ

- 1) 橋台の水平変位に関して, 橋台底面には,  $N$  値を  $70 \sim 40$  に変化させた何れのケースにおいても  $3.0[\text{cm}]$  程度の水平変位が生じるがいずれも許容せん断抵抗力以内であり, 弾性の範囲内であると考えられる。
- 2) 橋台の回転変形に関して,  $N$  値が小さくなると回転の影響が大きく発生している。  $N$  値が小さいケースでは基礎バネと背面土バネの作用力の分担割合が変化し, 回転バネへの作用力が増加したためであると考えられる。
- 3) 橋台底面の  $N$  値と主桁変位の関係は,  $N$  値  $70$  で  $0.123\text{m}$ ,  $N$  値  $50$  で  $0.144\text{m}$ ,  $N$  値  $40$  で  $0.15\text{m}$  と  $N$  値が小さくなることで, 橋台の拘束効果が変化することが分かった。

## 参考文献

- 1) 瀧本, 幸左, 阿部, 猪熊, 成行: 新潟県中越地震で被災を受けた橋梁の損傷メカニズムに関する一考察, 構造工学論文集, Vol.52A, 2006.3
- 2) (財)海洋架橋・橋梁調査会: 既設橋梁の耐震補強工法事例集, 平成17年4月
- 3) 幸左, 宮原, 関上, 萩原: 局所集中荷重を受ける鉄筋コンクリート梁端部の実験的検討, 構造工学論文集, Vol.50A, pp.943-950, 2004.3