

地震時の地盤変状が橋梁の耐震性に与える影響の検討

石川 義樹¹・名古屋 和史¹・前原 康夫²

¹正会員 工修 八千代エンジニアリング㈱ 総合事業本部橋梁部（〒161-8575 東京都新宿区西落合 2-18-12）

²正会員 八千代エンジニアリング㈱ 総合事業本部（〒161-8575 東京都新宿区西落合 2-18-12）

1. はじめに

橋梁の耐震性に影響を与える地盤変状としては、液状化や流動化、軟弱地盤・護岸・盛土・地形の傾斜による地盤のすべりや沈下等の現象が挙げられる。

これらの現象のうち、液状化や流動化については、その影響の一部が基礎の耐震設計において考慮されているが、橋梁全体系の耐震性という観点からは全ての現象を体系的に設計へ取り入れられていないのが現状である。

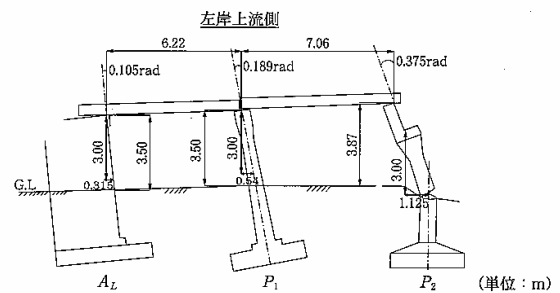
例えば、橋台は、液状化発生時に、地盤変状によって前面にせり出すことが多いが、この際、桁がストラットとして働き、縦壁が被災した事例（図 - 1 参照：新潟地震、八千代橋の被災事例^{1), 2), 3)}）がある。

新潟地震では、同じ様な地盤条件で、剛なアーチ構造を有する万代橋（主径間：6径間連続固定アーチ）の方が、パイルベント橋脚を採用した比較的柔な構造となる昭和大橋よりも、損傷が軽微であった事例^{1), 2), 3)}）もある。現状では、レベル2地震動において地盤に大きな変位が生じた場合、剛な構造と柔な構造の橋梁について、耐震設計上、どちらが優位となるかは明確となっていない。

また、桁が橋台で拘束され、過大な地盤変位によって基礎が大きく動く場合、橋脚に発生する断面力分布は、上部構造慣性力作用時の断面力分布と異なることが考えられ、支承部が想定外の荷重で破壊する可能性がある。

これらの地盤変状と橋梁への影響を全て定量的に評価することは難しいが、橋梁の耐震構造計画、落橋防止システムの設計、既設橋梁の耐震補強においては重要な課題であり、既往の被災事例や試算によって定性的に把握しておく必要がある。

よって、本検討では、これまで地盤変位が原因で被害を受けた橋梁の被災事例を勘案し、非線形動的FEM解析（有効応力解析）を用いて液状化の発生を考慮した橋梁の地震応答解析を行い、大きな地盤変位を伴う場合の橋梁の耐震性について定性的に評価・検討する。



(a) 八千代橋の被災事例



(b) 昭和大橋の被災事例

図 - 1 新潟地震で被災した橋

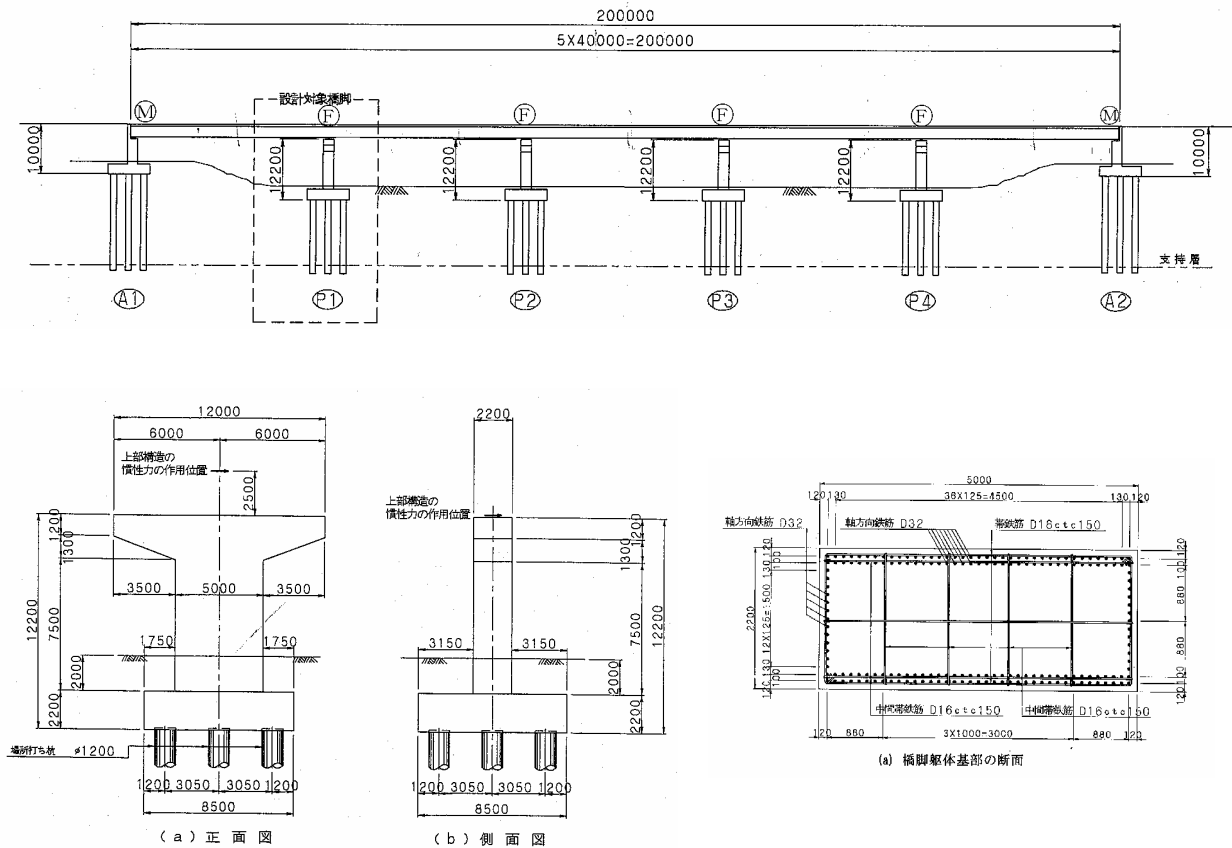


図 - 2 検討対象橋梁の一般図

2. 検討対象橋梁

検討対象橋梁は、図 - 2 に示すような橋長 200m の鋼 5 径間連続 I 桁橋⁴⁾である。

支承条件は、固定支承を用いた多点固定とし、端支点は可動とした。橋脚は T 形の RC 橋脚で、基礎は場所打ち杭とする。地盤条件は液状化の発生する地盤とした。

以下に検討対象橋梁の諸元を整理する。

< 橋梁の諸元 >

- 構造形式 : 鋼 5 径間連続 I 桁橋
- 橋長 : 200.000m
- 支間割 : 40.000m × 5 径間
- 全幅員 : 12.000m
- 支承形式 : タイプ B, 固定・可動支承
- 地盤条件 : 液状化の発生する地盤 (種地盤相当)
- 下部工 : 表 - 1 を参照

表 - 1 下部工形式と諸元

橋脚・橋台・基礎形式と諸元	
A1・A2	逆 T 式橋台 場所打ち杭, =1.2m, L=34.5m, N=12 本
P1~P4	T 型矩形 RC 橋脚, H=10.0m、5.0m × 2.2m 場所打ち杭, =1.2m, L=29.5m, N=9 本

3. 橋梁～地盤系の 2 次元非線形動的 FEM 解析

本検討では、液状化地盤における橋の挙動を把握するため、橋梁～地盤系の 2 次元非線形動的 FEM 解析 (有効応力解析) を実施し、地盤変状が橋梁の耐震性に与える影響について検討する。

(1) 解析モデルおよび解析条件

解析モデルは、図 - 3 に示すように、橋梁～地盤系の FEM モデルとする。橋梁および基礎を梁要素とバネ要素を用いてモデル化し、地盤を平面ひずみ要素でモデル化する。地盤の奥行き方向の長さは、橋軸直角方向のフーチング幅とする。側方および底面の境界条件は、粘性境界とした。

損傷が生じる橋脚や基礎は、耐力と変形の関係 (M~M~ 関係) を非線形でモデル化する。橋台パラペットと桁の衝突を考慮するため、桁端部とパラペット間には、衝突パネを設けた。

地盤の非線形性は修正 R-O モデルを用いた。液状化地盤のダイレイタンス特性はおわんモデル⁵⁾を用いて、過剰間隙水圧の上昇に伴う液状化の発生を考慮した。

土質定数は、PS 検層や動的変形試験の結果が得られていないため、N 値から推定した Vs をもとにせん断弾性係数を算定し、土研式から算出したひずみ依存性に合うよ

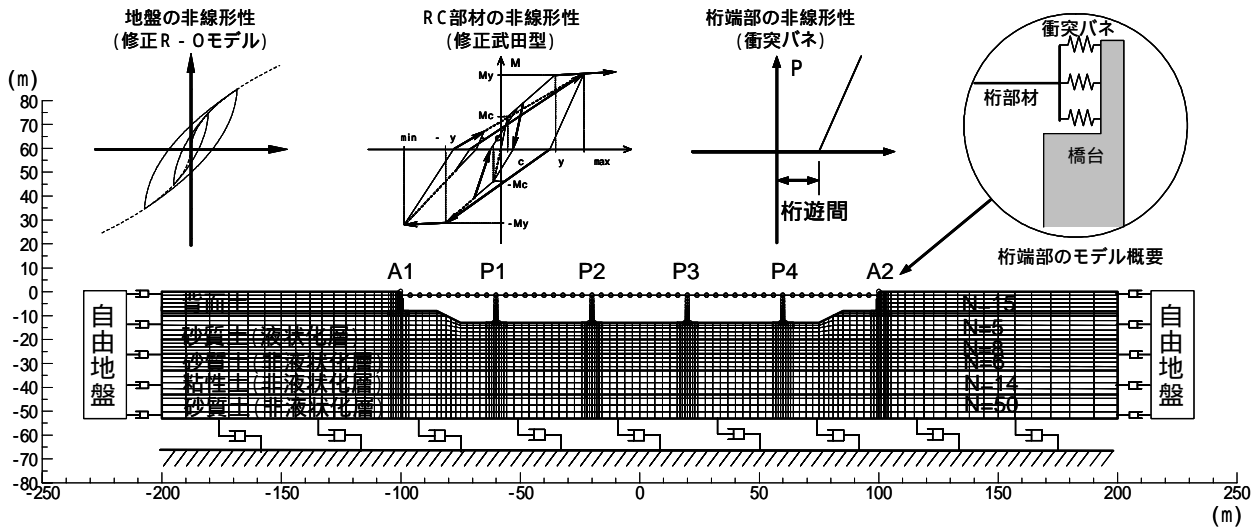


図 - 3 解析モデルと土質定数

うに修正 R - Oモデルのパラメータを設定した。第2層のひずみ依存性および液状化強度比を図 - 4 に示す。

入力地震動は、図 - 5 に示す土木学会コンクリート標準示方書[耐震性能照査編]で規定されている基盤波(レベル2の内陸型地震動)⁶⁾を用いた。

解析は、自重解析を行って初期応力状態を再現した後、基盤から地震動を入力して非線形動的解析を行う。解析条件を表 - 2 に示す。

表 - 2 解析条件

項目	解析条件
解析手法	非線形時刻歴応答解析(有効応力解析)
積分手法	Newmarkの法(α=1/4), t=0.002sec
構造部材	上部構造:線形梁要素 支 承:線形バネ(剛) 塑性ヒンジ:非線形回転バネ 橋脚躯体:非線形梁要素 橋 台:線形平面ひずみ要素 フーチング:線形平面ひずみ要素 杭基礎:非線形梁要素 桁~橋台:衝突バネ(非線形バネ) 地盤:非線形平面ひずみ要素
骨格曲線と履歴法則	塑性ヒンジ:M-トリリニア,修正武田型 橋脚躯体:M-トリリニア,修正武田型 杭基礎:M-トリリニア,修正武田型 地盤:修正R-Oモデル(+おわんモデル)
減衰定数	上部構造:0.02,橋脚:0.02,橋台:0.05, 杭基礎:0.02,地盤:0.02
減衰マトリクス	Rayleigh減衰マトリクス[C]=[M]+[K]
境界条件	底面:粘性境界,側方:粘性境界
入力地震動	2E入力,図-5を参照

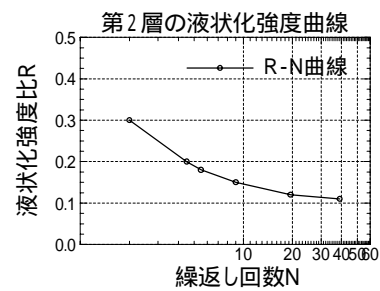
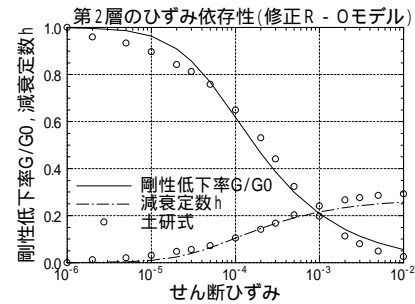


図 - 4 地盤のひずみ依存性と液状化強度曲線(第2層)

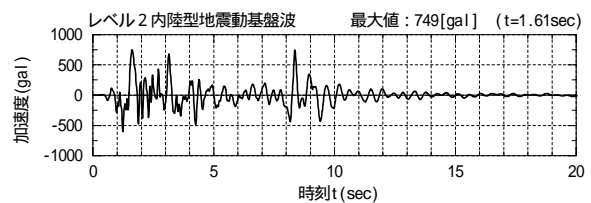


図 - 5 入力地震動の加速度波形

[A1残留変位] 28.9(cm) [P1残留変位] 天端: 28.8(cm) 基部: 34.2(cm) [P2残留変位] 天端: 28.7(cm) 基部: 30.5(cm) [P3残留変位] 天端: 28.9(cm) 基部: 25.8(cm) [P4残留変位] 天端: 28.9(cm) 基部: 7.83(cm) [A2残留変位] 28.9(cm)

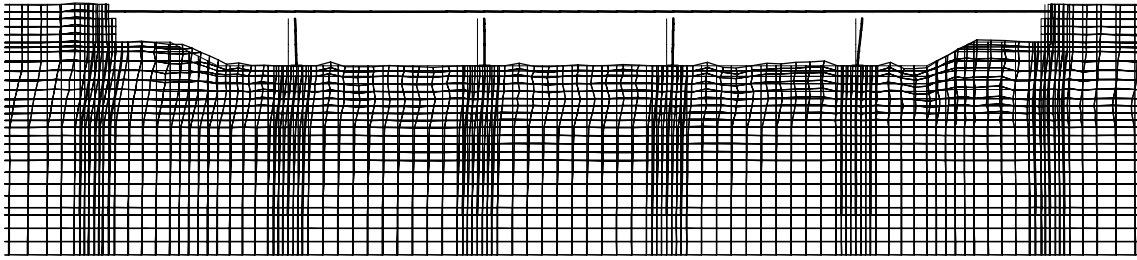


図 - 4 Case-1 残留変形図 (t=20.0 秒)

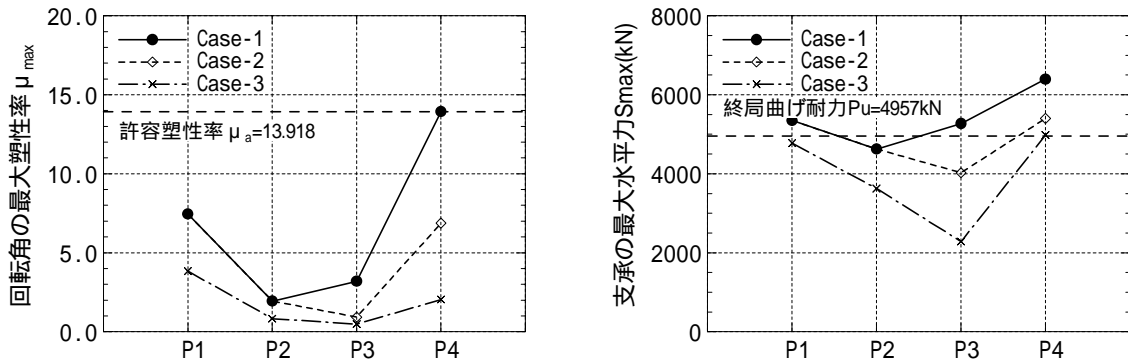


図 - 5 最大応答値の比較 (塑性ヒンジ部の応答塑性率、支承部の作用力)

(2) 検討ケース

検討ケースは、表 - 3 に示す 3 ケースについて解析を行い、応答値を比較する。

ここで、液状化地盤において橋の挙動に影響を及ぼす要因としては、橋台が前面にせり出してきて、桁端部とぶつかり桁がストラットとして働く状態や、液状化によって生じる地盤変位の大きさが問題と考えられる。

そこで、本検討では、以下の項目に着目して橋の耐震性に与える影響を評価する。

- 桁端部の衝突の有無
- 液状化の発生の有無

(3) 地震応答解析の結果

解析結果として、図 - 4 に Case-1 の残留変形図を示す。図 - 5 には、Case-1 ~ Case-3 の塑性ヒンジ部における回転角の応答塑性率 μ_{max} と支承に作用する最大水平力 S_{max} の比較を示した。また、表 - 4 には、桁端部とパラペット間の相対変位を整理した。

図 - 4 の残留変位では、桁は 29cm ほど A2 側へ移動している。橋台側の橋脚基部においては、脚天端より基部の方が桁中央へ向かって移動している。これは、橋台前面の盛土の影響と考えられる。

表 - 4 に桁端部と橋台パラペット間の相対変位について整理した。背面側へ移動する場合は桁端部とパラペットが衝突する状態で、P1 や P4 橋脚側へ移動する場合は

桁とパラペットが離れる状態である。桁端部の遊間が 25cm であり、衝突するのは Case-1 の A1 側だけである。また、桁かかり長は 120cm あるため落橋のおそれは無い。

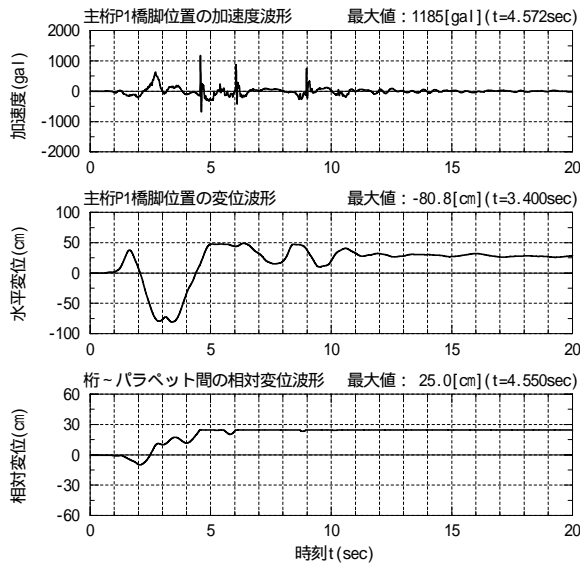
図 - 5 の最大応答値を比較した結果、液状化の発生と桁端部の衝突を考慮した Case-1 の塑性率が最も大きく、液状化の発生を考慮しなかった場合には、橋脚基部の損傷は小さくなる。Case-1 の P4 橋脚では道路橋示方書による許容塑性率を超過する。また、支承に作用する水平力についても地盤の変状が顕著なほど大きくなる傾向にあり、桁端部が衝突すると更に大きくなる。

表 - 3 検討ケース

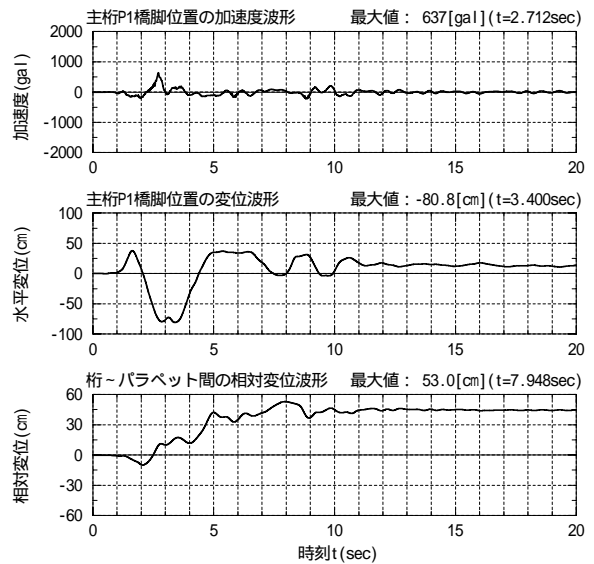
	桁端部の衝突		液状化の発生	
	あり	なし	あり	なし
Case-1				
Case-2				
Case-3				

表 - 4 桁端部と橋台パラペット間の相対変位

	A1 橋台側		A2 橋台側	
	背面側	P1 側	P4 側	背面側
Case-1	25.0(cm)	10.0(cm)	18.0(cm)	16.5(cm)
Case-2	53.3(cm)	10.0(cm)	28.8(cm)	16.5(cm)
Case-3	14.5(cm)	8.1(cm)	9.1(cm)	15.8(cm)

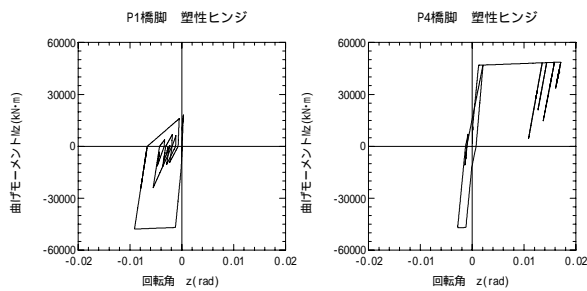


(a) Case-1(衝突あり)

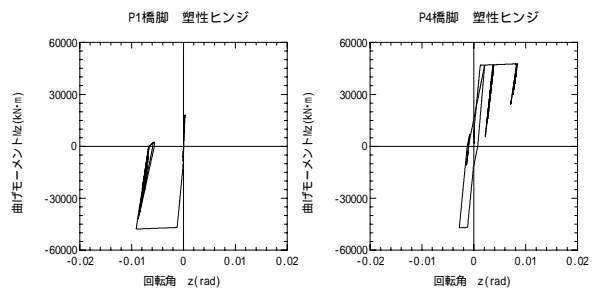


(b) Case-2(衝突なし)

図 - 6 主桁および桁端部 時刻歴応答波形の比較



(a) Case-1(衝突あり)



(b) Case-2(衝突なし)

図 - 7 P1 橋脚・P4 橋脚 塑性ヒンジ部のM ~ 履歴の比較

4. 比較検討結果の整理および耐震性の評価

ここでは、地震応答解析の結果を踏まえて、比較検討結果の整理と耐震性の評価を行う。図 - 6 および図 - 7 に、Case-1 と Case-2 の時刻歴応答波形と履歴曲線の比較を示す。

(1) 桁端部の衝突の影響

図 - 6 において、Case-1 の主桁加速度波形を確認すると、スパイク状の形をしている箇所があり、このとき、桁端部がA1 橋台パラペットに衝突している。

衝突は3回ほど見られるが、桁とパラペットの相対変位波形を見ると、約5秒から桁遊間相当の25cmで一定となっており、橋台が前面にせり出して、桁端部の遊間がなくなっている状況を示している。

一方、Case-2 では桁端部の衝突をモデル化していない

ため、主桁の加速度波形にはスパイク状の形も見られず、5秒以降も桁とパラペットの相対変位が桁遊間以上に大きくなっている。例えば、桁端部がパラペットに衝突した瞬間、パラペットが破壊した場合には、これに近い状況になると考えられる。

桁端部の衝突が橋の耐震性に及ぼす影響は、P1 橋脚とP4 橋脚の塑性ヒンジ部の応答履歴の比較で確認できる。

P1 橋脚の回転角に対する最大応答塑性率は、Case-1 とCase-2 で全く同じであるが、除荷後の応答が異なっている。Case-1 の方が、除荷後、より原点に戻っており、履歴を描いているが、これは桁が橋台と衝突して押出された際の影響である。

P4 橋脚のCase-1 の最大応答は、Case-2 の正側の回転角よりも更に塑性化しており、損傷が進行している。これは、P1 橋脚と同様にA1 橋台が桁端部に衝突した際に増加した変位の影響である。このときの回転角に対する

最大応答塑性率は13.942となるが、道路橋示方書 によって許容塑性率を規定した場合には13.918となるため、地盤が大きく変状し、かつ、桁端部の衝突を考えると、下部工の安全性に余裕がなくなることが分かる。Case-2では塑性ヒンジ部の応答塑性率は6.872と約1/2であり、耐震性に問題の無い結果となっている。

また、図-5で支承に作用する水平力を比較すると、塑性ヒンジ部の損傷と同様に、桁端部の衝突を考慮した場合には、P3やP4橋脚の水平力が大きくなる傾向にある。P2橋脚以外の支承部の水平力は、橋脚の終局耐力を超えるため、支承部の設計が橋脚耐力に対してあまり余裕が無い場合には、支承が破壊する可能性がある。

検討対象橋梁の支承条件は、中間支点で固定となっている。この試算結果のように、多点固定でかつ橋台によって桁が拘束される場合には、一部の橋脚や支承部において耐震性が低下するおそれがある。

(2) 地盤変状の影響

地盤の変状が橋の耐震性に与える影響を検討するため、図-5のCase-1・Case-2(有効応力解析)とCase-3(全応力解析)の結果を比較した。

Case-3と比べて、塑性ヒンジ部の応答塑性率は、液状化が生じるCase-1やCase-2の方が大きく、過大な地盤変位によって、橋脚の損傷が大きくなる傾向にあった。

支承作用力についても同様の傾向にあり、全応力解析の結果では支承作用力は橋脚の終局耐力以下となる。これに対して、液状化が生じる有効応力解析の結果では、Case-1およびCase-2の両ケースで支承部の水平力が橋脚の終局耐力を超えるため、支承部が破壊する可能性がある。

Case-1とCase-2の比較結果から、桁端部の衝突は、支承に作用する水平力の大きさに影響を与えることが分かっているが、桁端部の衝突を考慮しないCase-2とCase-3を比べた場合でも、液状化が生じるCase-2においてP3橋脚の支承作用力が大きく増えていることから、橋の耐震性に与える影響として、桁端部の衝突以外に、地盤の変状も大きな要因となるようである。

また、本検討の支承条件は固定支承を想定したものであるが、積層ゴム支承の場合には、支承部の相対変位が過大となって支承が壊れると想定される。道路橋示方書では、地盤が不安定となる場合、免震支承をはじめとしてゴム系の支承を採用しないように規定されているが、支承を免震支承等のゴム系の支承にかえて検討することによって、液状化地盤のような不安定な地盤条件での橋の挙動を把握できると考える。

5. まとめ

本論文では、液状化地盤における橋梁～地盤系の動的FEM解析を行い、地盤変状が橋の耐震性に与える影響を検討した。以下に、本検討で得られた知見をまとめる。

- (1) 桁と橋台パラペットの衝突を考慮して有効応力解析を実施した結果、衝突を考慮しないケースと比べて、橋脚基部の損傷が大きくなった。橋台による桁拘束や地盤変位によって、下部工の損傷や支承に作用する水平力が増加する場合があることが分かった。
- (2) 地盤変状の影響を把握するため、有効応力解析のほかに、全応力解析を行って、橋の耐震性に与える影響を検討した。その結果、地盤の変状が大きいほど、橋脚の損傷も支承作用力も大きくなることが分かった。

本検討では、桁端部の衝突や地盤変状の影響といった比較的単純な条件で、液状化地盤上の橋梁の挙動や耐震性について検討した。橋梁の耐震構造計画、落橋防止システムの設計・検討、既設橋の耐震補強といった観点から、液状化地盤における橋の地震時挙動を整理することは重要なテーマである。今後は、液状化で被害を受けた橋梁を例に、地盤変状に対する橋梁の耐震性を定性・定量的に整理していきたいと考える。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 耐震設計編，2002.12
- 2) 新潟地震30年事業実行委員会：新潟地震と防災技術，1994.6
- 3) 土木学会新潟震災調査委員会：昭和39年新潟地震被害調査報告，1966.6
- 4) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1997.3
- 5) 大槻明，福武毅芳，藤川智，佐藤正義：液状化時群杭挙動の三次元有効応力解析，土木学会論文集，491/I-28，pp.101-110，1994.7
- 6) 土木学会：2002年制定コンクリート標準示方書[耐震性能照査編]，pp.7-10，2002.12
- 7) 地盤工学会：地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム，1998.5
- 8) 岩田秀治，村田清光，家村浩和，石井拓一：鉄道高架橋の有効応力を考慮した3次元非線形動的解析，第4回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.399-407，2000.12
- 9) 那須誠：橋梁の地震被害への地盤変位の影響の考察，第5回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.189-196，2002.1