

報告 無筋コンクリート橋台の地震時被害に関する再現解析

大口 亜希子*1・佐々木 尚美*2・中村 宏*3

要旨：無筋コンクリート構造物は、鉄筋コンクリート構造物に比べて耐震性能が低く、現在は新設されることのない構造であるが、鉄道構造物においては、大正～昭和初期を中心に建造され、現在も多く供用されている。2004年に発生した新潟県中越地震では、無筋コンクリート橋脚や無筋コンクリート橋台において、打継目で最大約400mmの変位が確認されている。本研究では、地震時に無筋コンクリート橋台の打継目で生じた変位量に着目し、ニューマーク法を用いた再現解析を実施した。その結果、極限釣合とニューマーク法を組み合わせた簡易な変位量算定法により、地震時に生じた変位量を概ね算出することができた。

キーワード：無筋コンクリート橋台、打継目、ニューマーク法、変位量

1. はじめに

鉄道構造物における無筋コンクリート構造物は、現在も多く供用されている。無筋コンクリート構造物は、鉄筋コンクリート構造物に比べて耐震性能が低く、2004年に発生した新潟県中越地震では、無筋コンクリート橋脚（以下、無筋橋脚という。）および無筋コンクリート橋台（以下、無筋橋台という。）において、コンクリートの打継目（以下、打継目という。）で水平ずれが確認されている¹⁾。これまで、無筋橋脚の水平ずれは多く報告されている²⁾が、無筋橋台で線路方向の水平ずれが確認されたのはこの1例のみである。なお、変位が生じた全橋脚・橋台の復旧は完了している。

本研究では、新潟県中越地震で被災した無筋橋台を例に、地震時変位量の算出を目的としてニューマーク法を用いた変位量の算出シミュレーションを行い、再現解析を実施したので報告する。

2. 被害状況

新潟県中越地震において、飯山線内ヶ巻・越後川口間に位置する魚野川橋りょうの橋台や橋脚に多数の変位が確認された¹⁾。魚野川橋りょう全体図と被災状況について図-1に示す。

魚野川橋りょうは、1920年代に完成した魚野川を跨ぐ橋りょうであり、全長約364mで橋台2基と橋脚19基からなるプレートガーダー橋（20連）である。橋台は無筋コンクリート構造であり、橋脚は河川部（P3～P11）が組積構造（内部にコンクリートが充填された石積構造）、河川部以外は無筋コンクリート構造である。地震により、橋台・橋脚には貫通ひび割れやく体部のコンクリート剥落、水平ずれ等が確認された。

特に大きな変位が見られた終点方の無筋橋台（A2）の変位状況について写真-1・2に示す。地震後に橋台の打継目箇所では橋台前方（線路方向）に400mm程度の水平ずれと橋台背面盛土の落ち込みが確認された。一方、起点方の無筋橋台（A1）は橋台背面盛土の沈下と共に翼壁の損傷が確認されたものの、打継目での水平ずれは生じていなかった。本橋りょうは全長が長いので、起終点において地震動が異なっていた可能性もあるが、無筋橋台に関しては、起点方（A1）は可動査、終点方（A2）は固定査という支承条件の違いによる影響もあったと考えられる。

本研究では、大きな変位が見られた終点方無筋橋台（A2）について再現解析を行った。

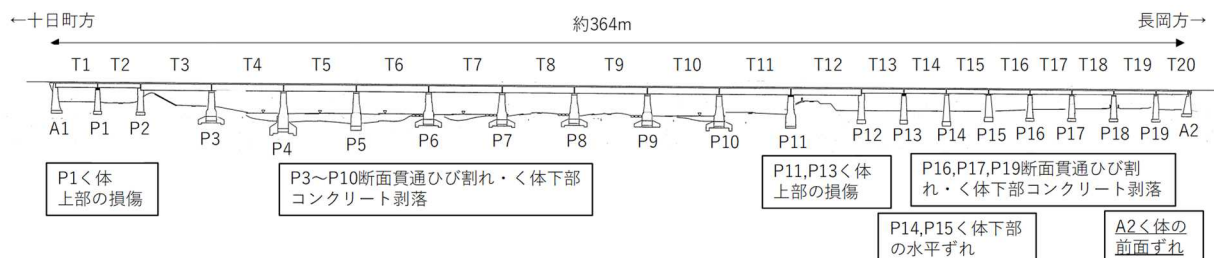


図-1 魚野川橋りょう全体図（被災状況）

*1 東日本旅客鉄道（株） 構造技術センター 修士（工学）（正会員）

*2 東日本旅客鉄道（株） 構造技術センター 博士（工学）（正会員）

*3 東鉄工業（株）土木本部大規模プロジェクト推進部



写真-1 新潟県中越地震で変状した
無筋コンクリート橋台前面の状況³⁾



写真-2 新潟県中越地震で変状した
無筋コンクリート橋台背面の状況³⁾

3. 変位量の評価方法について

3.1 変状発生メカニズム

無筋橋台の打継目で地震時に変状が生じたメカニズムとして推定されるイメージ図を図-2に示す。

まず、地震の作用により打継目にひび割れが発生しそのひび割れが貫通する。く体の打継目に断面を貫通するひび割れが生じたことで、く体が上部と下部に分断され、さらに上部が背面土に押し出される形で橋台前面側（線路方向）へ移動したと推定された。ひび割れ後の変状は滑動や転倒挙動により生じると考えられるが、転倒挙動においては、主に橋台天端に変位が生じ、打継目位置では滑動挙動による変位が支配的だと考えられる。よって、当該橋台に生じた打継目での変位は、滑動挙動により累積された変位が地震後に残留変位として生じたものと捉え、本研究では滑動挙動に着目して解析を行った。

3.2 変位量の算定方法

構造物の地震時変形量を照査する方法として、構造物ごとに様々な評価方法が提案されているが、今回のような無筋橋台打継目における変位量の算出方法について確立されたものはほとんどない。構造物の地震時変形量を照査する一般的な方法として、構造形状と構造境界条件をモデルに反映させ、動的作用を入力し正確な挙動を評価するFEM解析（有限要素法）やDEM解析（個別要素法）が挙げられる。しかし、これらの解析は高度な技術やノウハウが求められ、また、多大な費用や時間を要することが多い。よって、今後同様な検討を行う場合に適用しやすい簡易的な手法について検討した。ここでは、鉄道構造物等設計標準・同解説（土留め構造物）⁴⁾（以下、現土留め標準という）で採用されている「ニューマーク法」⁵⁾を用いて再現解析を行い、本無筋橋台の打継目での水平ずれによる変位量を算出する方法について検証した。

3.3 ニューマーク法について

1997年版の鉄道構造物等設計標準・同解説（基礎構造物・抗土圧構造物）⁶⁾（以下、旧土留め標準という。）においては、構造物の荷重と変位の関係を静的非線形解析により算定し、エネルギー一定則によって塑性領域を考慮した最大応答変位量を求めている。エネルギー一定則は簡便に応答値を算定できるというメリットを有する

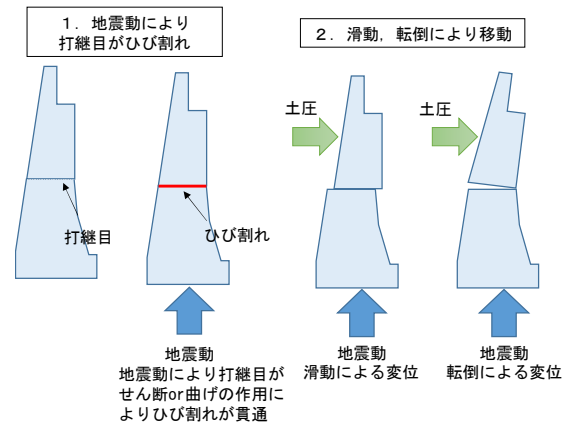


図-2 変状発生メカニズムの推定

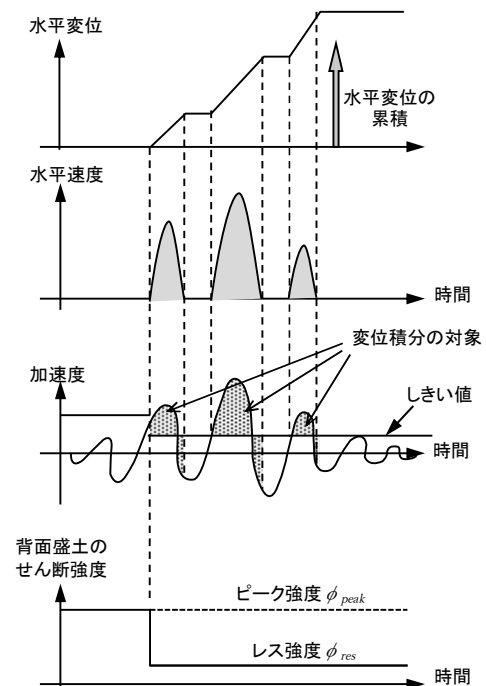


図-3 ニューマーク法概念図

ものの、抗土圧構造物の地震時応答（残留変位）が一方方向（主働方向）に卓越しやすく、地震動の特性（継続時間、繰返し回数）の影響を考慮できないこと、応答塑性率（＝最大応答変位/降伏変位量）と構造物の残留変位量の関係が不明なことから、現土留め標準⁴⁾では残留変位量を直接算定できるニューマーク法を適用している。ニューマーク法のメリットとしては、「理論が簡明であり

解析パラメータが少ないが、それに比して妥当な結果を与えること」、「地震動の特性を直接的に考慮できること」、「背面地盤・支持地盤の強度特性が考慮できること」などが挙げられる⁴⁾。ニューマーク法は、斜面内に想定したすべり土塊に関して、すべり面上で発揮されるせん断抵抗力を上回る慣性力が作用した瞬間に、その超過分に相応する加速度が地震後のすべり変位をもたらす。ニューマーク法の原理は、時刻歴波形を1階積分すると速度波形が算出され、速度が正值を示している範囲についてさらに1階積分することで累積変位が算出される。文献4)のニューマーク法概念図を基に作成した図を図-3に示す。

ここで、2つの降伏強度であるピーク強度とレス強度は土質試験結果等より求められる値で、入力する地表面加速度波形がピーク強度から求まる降伏震度を超過した時点で降伏し、背面盛土のせん断強度はピーク強度からレス強度まで低下する。低下後は入力する地震加速度波形がレス強度から求まる降伏震度を超過するたびに変位量が蓄積される。

3.4 本研究での算出方法

本研究では、文献4)における硬質地盤上に建設される抗土圧擁壁の挙動と今回対象とする無筋橋台打継目での挙動は近似すると考え、文献4)と同様に極限釣合とニューマーク法を組み合わせた方法で検討を行った。

3.4.1 極限釣合法の設定方法

ニューマーク法の適用においては、極限釣合条件における安全率1.0となる降伏震度を定義し、それ以上の弾性エネルギーが変形に寄与すると仮定している。本稿で設定した極限状態の仮定について図-4に示す。図-4に示す打継面をすべり面と仮定し、すべり面生成のタイミングを無筋橋台にひび割れが生じる時点とした。く体が「許容せん断応力度：0.35N/mm²」もしくはく体背面が「許容曲げ引張応力度：0.3N/mm²」に到達した時点で極限状態に至ったものと仮定し、これらの許容値に到達した時の水平震度を降伏震度（ピーク強度）と定義した。各許容値は一般的に定義されている無筋コンクリートの許容値⁷⁾である。各許容値に到達した瞬間に打継面全体へひび割れが貫通することはないが、計算の過程において地震動の繰返しを考慮し、ひび割れ貫通の瞬間を定量化するのは大変難しいことから、本研究においては各許容値に到達した時点を極限状態とし、破壊モードを決定した。く体が許容せん断応力度に到達した場合はせん断破壊モード、く体背面が許容曲げ引張応力度に到達した場合は曲げ引張破壊モードとした。

また、本研究ではすべり面が生成された後に、すべり面に働く抵抗力として打継面の摩擦係数を設定した。摩擦係数は、プレストレストコンクリート設計施工基準・同解説⁸⁾に記載されている設計用摩擦係数値 $\mu=0.5$ や鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）

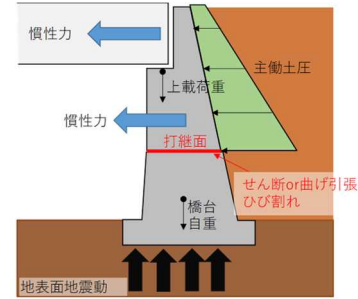


図-4 極限状態の仮定

9)に記載されている $\mu=0.45$ を参考に、 $\mu=0.5$ に設定した。打継面に摩擦抵抗がなくなる時点の水平震度を降伏震度（レス強度）とした。

各破壊モードの極限釣合式として、せん断破壊モードの極限釣合条件式¹⁰⁾を式(1)に、曲げ引張破壊モードの極限釣合条件式¹⁰⁾を式(2)に示す。

せん断破壊の極限釣合式

$$\gamma_i \cdot H_{RD}/H_{LD} \leq 1.0 \quad (1)$$

ここに、

γ_i : 構造物係数（一般に1.0）

H_{RD} : 滑動力の応答値 (kN/m)

$$H_{RD} = \gamma_h \cdot P_h + \gamma_{EQ} \cdot W_{EQ}$$

P_h : 橋台背面に作用する土圧合力 P の水平成分 (kN/m)

W_{EQ} : 橋台・上載荷重の地震時慣性力 (kN/m)

H_{LD} : 滑動力の限界値 (kN/m)

$$H_{LD} = \gamma_{BS} \cdot W_{BS}$$

W_{BS} : 橋台打継面のせん断抵抗力 (kN/m)

γ_n : 各作用係数

曲げ引張破壊の極限釣合式

$$\gamma_i \cdot M_{RD}/M_{LD} \leq 1.0 \quad (2)$$

ここに、

γ_i : 構造物係数（一般に1.0）

M_{RD} : 転倒モーメントの応答値 (kN・m/m)

$$M_{RD} = \gamma_P \cdot M_P + \gamma_{EQ} \cdot M_{WEQ}$$

M_P : 橋台背面に作用する土圧合力 P によるモーメント (kN・m/m)

M_{WEQ} : 橋台・上載荷重の地震時慣性力によるモーメント (kN・m/m)

M_{LD} : 転倒モーメントの限界値 (kN・m/m)

$$M_{LD} = \gamma_{PV} \cdot M_{PV}$$

M_{PV} : 橋台く体背面が許容引張縁応力度に到達する時のモーメント (kN・m/m)

γ_n : 各作用係数

3.4.2 計算手順

変位量算定においては、はじめに検討条件の設定を行う。検討条件とは、構造物条件や背面地盤の土質条件、

表－1 構造物条件

形式	構造
構造形式	無筋構造の重力式橋台
基礎形式	直接基礎
橋台高さ	8.5m（レール高）
斜角	90度
線路本数	単線（1本）
軌道構造	バラスト軌道
地盤種別	G2地盤
打継目位置	フーチング下面より3.9m
打継目断面幅	3.2m×3.8m

表－2 橋台背面の地盤定数

	土質3（砂質土）
単位体積重量 γ	16.0kN/m ³
内部摩擦角 ϕ	35.0°
粘着力 C	6kN/m ²

入力地震動、打継目位置の設定等である。次に、降伏震度（ピーク強度）の算定を行う。打継面でのすべり面生成のタイミングを、「許容せん断応力度」もしくは「許容曲げ引張縁応力度」に到達した時点として破壊モードを決定し、許容応力度に到達した時点の降伏震度（ピーク強度）を設定する。次に、すべり面に働く抵抗力として打継面の摩擦係数を考慮し、打継面に摩擦抵抗がなくなる時点の降伏震度（レス強度）を設定する。

最後に、構造体の滑動運動に対して、変位量の計算を行う。滑動に対する運動方程式⁴⁾を式（3）に示す。

滑動に対する運動方程式

$$M\ddot{\delta}(t) = H_{LD}(t) - H_{RD} \quad (3)$$

ここに、

δ ：橋台天端での変位量

M ：橋台・上載荷重の慣性質量

H_{LD} ：滑動力

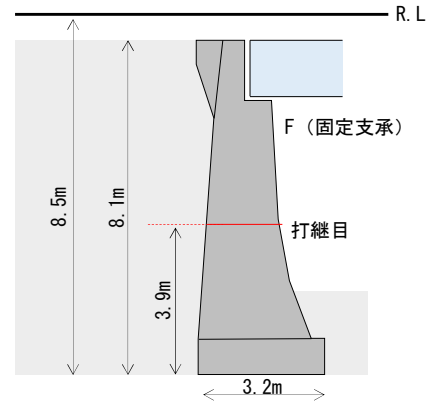
H_{RD} ：抵抗力

4. 被災橋台の再現解析

4.1 検討条件

4.1.1 構造物条件と土質条件

魚野川橋りょうの終点方橋台（A2）の構造物条件を表－1に、対象橋台の略図を図－5に示す。荷重条件は、自重・上載荷重（固定支承）・土圧とし、各荷重により発生する作用力から打継面に発生する断面力を算出する。打継面は、既存資料および現地調査の結果からフーチング下面より3.9mの位置に設定した。橋台背面地盤の物性値については、本来は土圧量の再現性を高めるために現



図－5 対象橋台略図

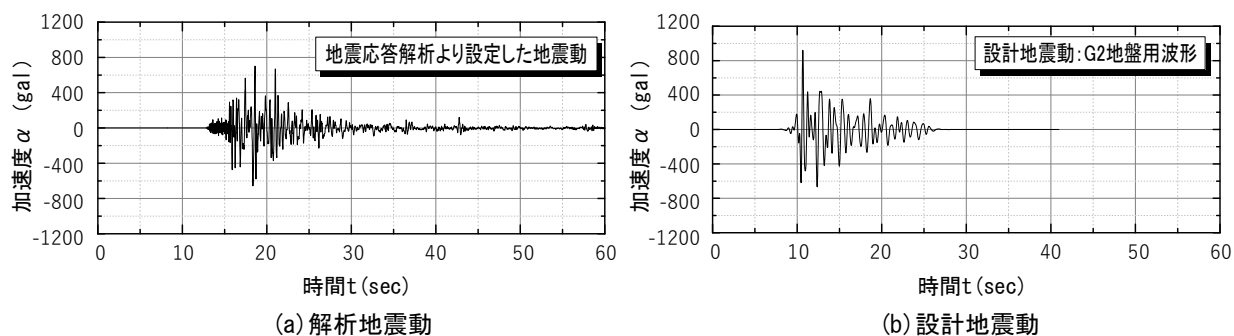
位置での地質調査が必要であるが、地質調査が困難であったことから、鉄道構造物等設計標準・同解説（土構造物）¹¹⁾に示されている「土質3」の物性値を用いた。橋台背面の地盤定数を表－2に示す。「土質3」は文献11)に示されている砂質土の中で粒度配合の悪い砂と定義されている。今回は当該箇所において、地震時に橋台背面盛土の沈下が見られたことや盛土のり面付近では転圧が不十分な場合があることから「土質3」を選定した。

4.1.2 入力地震動

今回、入力する地震動は、2 ケース設定した。入力地震動の時刻歴波形を図－6に示す。

1 ケース目は、防災科研技術研究所の強震観測網（K-NET）¹²⁾にて公開されている地表面観測地震動（K-NET 小千谷 NIG019）と地盤条件を用いて、被災地の地表面加速度波形を評価したケースである。被災地の近傍観測地点（K-NET 小千谷）における地表面加速度と同地点の地盤条件を元に1次元重複反射理論に基づく多層地盤の応答解析手法である1次元等価線形解析（SHAKE）¹³⁾を用いて工学基盤波形を推定した。次に、観測地点（小千谷）～当該橋台までの距離減衰を鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）¹⁴⁾に記載の推定式で考慮し、推定した工学基盤より地表面までの逐次積分手法を用いた1次元地震応答解析により評価した地表面地震動を算定し、ニューマーク法に適用する地表面地震動として設定した。線路方向の加速度時刻歴波形（以下、解析地震動という。）を図－6（a）に示す。また、当該橋台周辺で観測された地震動情報の表面最大加速度 $PGA^{15)}$ の抜粋を表－3に示す。本検討で評価した時刻歴波形の PGA は最大701galとなり、被災地近傍2km以内の観測結果（観測4点、357～640）よりも若干大きくなったが、当該エリアは魚野川近傍で周辺地域よりも構造物被害が大きかったため、応答値としては妥当であると判断した。

2 ケース目は、文献14)で定義されているG2地盤（洪積層が土層の大半を占めるような地盤）の地震波形（以下、設計地震動という。）である。近傍のボーリング結果より、対象地盤はG2地盤と設定した。G2地盤における



図－6 入力地震動の時刻歴波形¹⁴⁾

表－3 当該橋台周辺における
観測地震動の最大応答加速度¹⁵⁾

観測地点	観測者	PGA (gal)	当該橋台との直線距離 (km)
小出町	町営ガス	475	1.1
小出	防災科研(K-NET)	640	1.1
小出町小出島	新潟県	378	1.1
小出	国土交通省	357	1.7

表－5 土質定数の比較

	土質3	土質A
単位体積重量 γ	16.0kN/m ³	15.9kN/m ³
内部摩擦角 ϕ	35.0°	32.5°
粘着力C	6kN/m ²	10.8kN/m ²

表－4 検討条件および解析結果

Case	1-1	1-2	2-1	2-2
入力 地震動	解析 地震動	設計 地震動	解析 地震動	設計 地震動
破壊 モード	せん断破壊		曲げ引張破壊	
土質 条件	土質3			
ピーク強度時 降伏震度	1.89		0.49	
摩擦係数	0.5			
変位量 (mm)	0.0	0.0	202,489	452,489

表－6 再解析結果

Case.	土質条件	地震動	ピーク強度時 降伏震度	摩擦 係数	レス強度時 降伏震度	変位量
2-1-1	土質A	解析 地震動	0.62	0.8	0.45	474mm
2-2-1		設計 地震動				6391mm

設計地震動の時刻歴波形を図－6 (b) に示す。図より、設計地震動は解析地震動と比較して大きい加速度を示していることがわかる。今回は再現解析のため、解析地震動を用いて解析することが妥当であるが、設計標準に基づく設計地震動による解析についても参考に実施した。上記2 ケースの地表面時刻歴波形を橋台フーチング下端に入力し、解析を行った。

4.2 対象橋台の変位量算定結果

3.4 本研究での算出方法で提案した方法により解析を行った。検討条件および解析結果を表－4 に示す。

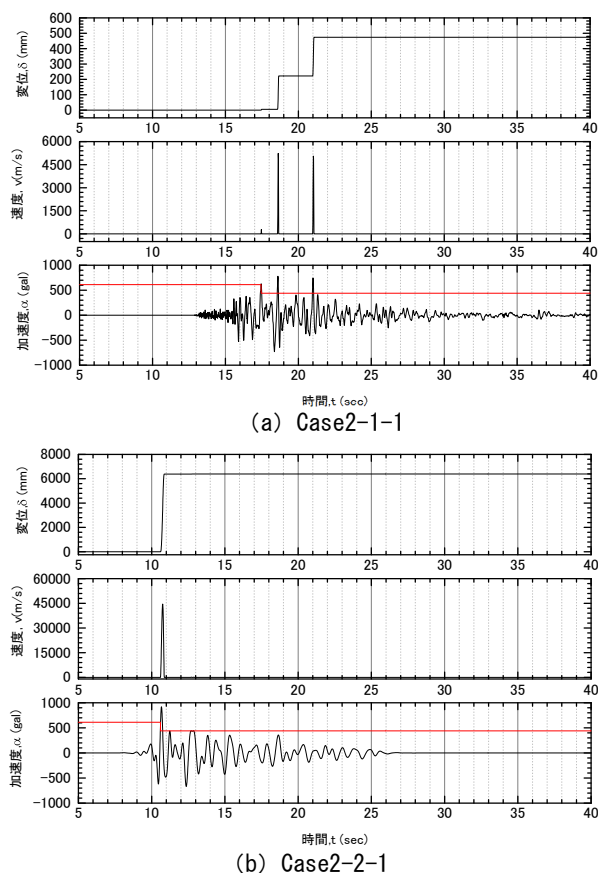
解析の結果、破壊モードがせん断破壊の場合、打継面が許容せん断応力度に達する時の降伏震度は 1.89 となり非常に大きい値となった。これは、橋脚く体の断面幅が 3.2m×3.8m と比較的大きいためせん断によるひび割れが生じにくく、つまり、ピーク強度はせん断破壊に起因するものではないと考えられる。

一方、破壊モードが曲げ引張破壊の場合、ピーク強度時降伏震度が 0.49 となり、変位量は、解析地震動で約 202m、設計地震動で約 452m と非常に大きな値となった。

4.3 再解析結果

表－4 の解析結果より、変位を引き起こす破壊モードは曲げ引張破壊と推定されたが、変位量は非常に大きい量となったことから、橋台背面地盤の物性値と摩擦係数について再検討し、再度解析を実施した。

橋台背面地盤の物性値については、「土質 3」を適用したが、JR 東日本の土構造物の耐震補強対策で実施してい



図－7 変位量計算結果

る、精度の高い不攪乱資料を用いた三軸圧縮試験結果の統計分析結果である「土質 A」¹⁶⁾の物性値を適用することとした。一般的に広く適用されるデータではないが、既設盛土の物性値として、統計母数も多い（データ収集母数 632）ため、有効であると考えた。「土質 3」および「土質 A」の土質定数の比較を表-5 に示す。「土質 A」は「土質 3」と比較して、単位体積重量および内部摩擦角はほぼ同じだが、粘着力が若干大きい値となっており、滑りにくい土質である。

また、レス強度は摩擦係数で決まることから、摩擦係数が変位量算定に与える影響は大きいと考えられる。一般的に定義されている摩擦係数 $\mu=0.5$ は平滑な面における係数であるが、橋台打継目が平滑であった可能性は低い。坂岡らの研究¹⁷⁾では、一面せん断すべり試験により摩擦係数の計測を行った結果、平滑な打継目を模した供試体の摩擦係数は 0.53~0.64（平均値 0.62）、付着のある打継目を破壊させた供試体の摩擦係数は 0.83~0.91（平均値 0.80）となり、実構造物より採取したコアを用いた一面せん断試験においては摩擦係数 0.8 という値が得られたと報告されている。そこで、摩擦係数 $\mu=0.8$ を適用することとした。

土質条件および摩擦係数を見直した再解析の結果を表-6 に、Case2-1-1 および Case2-2-1 のニューマーク法による変位量計算結果を図-7 に示す。Case2-1-1 では変位量が 474mm となり、実構造物に生じた変位量を概ね再現することができた。一方、Case2-2-1 では変位量が 6000mm となった。

5. まとめ

本研究では、地震時に無筋橋台の打継目で生じた変位量に着目し、ニューマーク法を用いた再現解析により変位量の算定を行った。得られた知見は以下のとおりである。

- (1) 打継目で生じた水平ずれは、曲げ引張破壊モードに起因したものと考えられる。
- (2) 解析地震動を用いて曲げ引張破壊モード、土質 A（JR 東日本管内の既設盛土物性値）および摩擦係数 $\mu=0.8$ として解析した結果、変位量が 474mm となり、実構造物に生じた変位量と近似する結果を得た。

本報告においては、被害事例の再現解析について述べた。引き続き本解析手法の検討を行い、既存の無筋橋台における同様な変状を生じる可能性の有無について、より簡易に評価できる解析手法を確立していきたい。

謝辞

本報告にあたっては、防災科研 K-net の強震記録を使用しました。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 東日本旅客鉄道株式会社：特集「新潟県中越地震と鉄道」、SED No.24, pp.104-110, 2005
- 2) 坂岡和寛，大坪正行，小山倫史：無筋コンクリート橋脚の実態と地震時の被災状況についての考察，関西大学 社会安全学研究，第 7 巻，pp.3-23, 2017.3
- 3) 東日本旅客鉄道株式会社設備部：新潟県中越地震鉄道土木構造物災害復旧記録誌，2006.3
- 4) 運輸省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（土留め構造物），丸善，2012
- 5) Newmark,N.M.：Effects of earthquakes on dams and embankments,Geotechnique,Vol.15,No.2,pp.139-160, 1965
- 6) 運輸省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（基礎構造物・抗土圧構造物），丸善，1997
- 7) 日本国有鉄道：建造物標準解説，1983
- 8) 日本建築学会：プレストレストコンクリート設計施工基準・同解説，1998
- 9) 運輸省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物），丸善，2004
- 10) 公共財団法人鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 設計計算例 抗土圧擁壁，2017
- 11) 運輸省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（土構造物），丸善，2007
- 12) 防災科学技術研究所：強震 K-net,
<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/k-net/>
- 13) Schnable,P.B.,Lysmer,J.and Seed,H.B.：SHAKE A Computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites,Report No.EERC72-12, University of California,Berkeley,1972.
- 14) 運輸省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），丸善，2012
- 15) 福島康宏ほか：新潟県平野部の地盤データベースの構築と新潟県中越地震の地震特性の面的評価，土木学会地震工学論文集，第 28 巻，pp.168, 2005
- 16) 滝沢聡，中村宏，池本宏文，鈴木健一：柱列状地盤改良体を施工した斜角橋台背面盛土の挙動解析，地盤工学誌，No.66-6, pp.16-19, 2018.6
- 17) 坂岡和寛，大坪正行，和田一範，小山倫史：無筋橋脚の打継目移動制限装置による地震対策工法の実験的研究，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.74, No.4（地震工学論文集第 37 巻），pp.1_1~1_15, 2018