

無筋コンクリート橋台における地震時被害に関する再現解析

東日本旅客鉄道（株）
東日本旅客鉄道（株）
東日本旅客鉄道（株）

正会員 ○高橋 紗希子
正会員 佐々木 尚美
フェロー 中村 宏

1. はじめに

鉄道構造物においては、大正～昭和初期を中心に無筋コンクリート構造物が建造され、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、これまでの地震被害として、2004年に発生した新潟県中越地震の際、無筋コンクリート橋脚においてコンクリートの打継ぎ部（以下打継ぎ部）での水平ずれが確認されている¹⁾。また、この橋りょうでは端部の無筋コンクリート橋台（以下、無筋橋台）においても、打継ぎ部で約400mmの変位が確認され、現在は復旧されている（図-1）。このような変位が生じた理由としては、地震時に弱点であった水平の打継ぎ部が地震時に目地切れを起こし、水平力や背面土圧等によって前面方向にずれたことが考えられる。なお、無筋橋台でこのような被害が確認されたのは1例のみである。

本研究では、新潟県中越地震で被災した無筋橋台を例に、実現象の解明のために中越地震変位量の算出シミュレーションとしてとしてニューマーク法を用いて再現解析を実施したので報告する。

2. 検討方法

2.1 対象橋台

対象橋台のモデルを図-2に、構造諸元を表-1に示す。打継ぎ部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の位置として設定した。

2.2 入力地震動

入力する地震動は、公開されている観測地震動を設計基盤まで落とし、対象橋台位置の橋台線路方向の地表面加速度波形を地震応答解析より抽出した地震動（以下、実地震動）と、鉄道構造物設計標準・同解説（耐震設計）に示されている地盤種別ごとの地表面地震動（以下、設計地震動）を適用した。入力地震波形を図-3に示す。

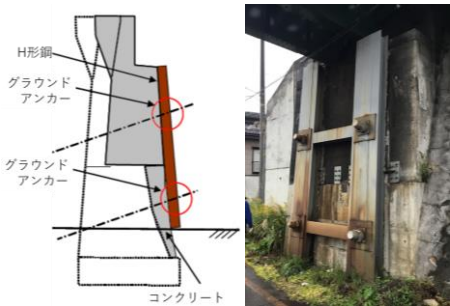


図-1 復旧後の無筋橋台

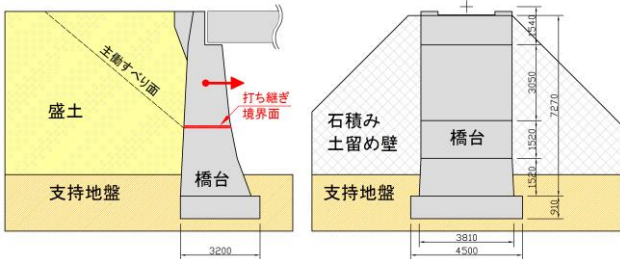


図-2 対象橋台モデル

表-1 構造諸元

構造形式	重量式橋台
基礎形式	直接基礎
橋台高さ	8.5m
斜角	90度
支承条件	固定

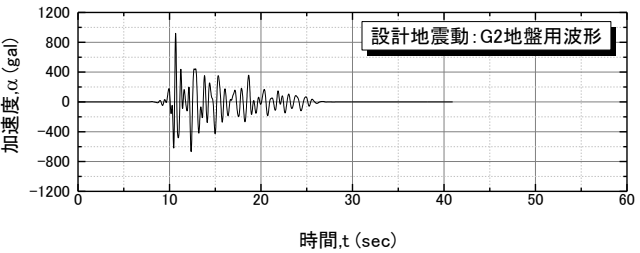
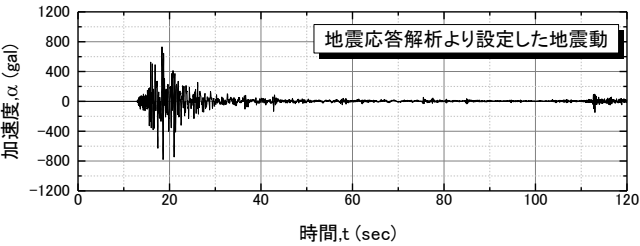


図-3 入力地震動

キーワード 無筋橋台，打継ぎ部，ニューマーク法，変位量
連絡先 〒163-0231 東京都新宿区西新宿 2-6-1 新宿住友ビル 31 階 03-6851-0085

表－2 解析結果

Case No.	降伏設定	土質	レス設定	地震動	変形量
1	予め目地切れ	土質 3 ($\phi_{peak}=40^{\circ}$, $\phi_{less}=30^{\circ}$)	$\mu=1.61$	実地震動	400mm
2	せん断応力度 Kh=2.05	土質 3 ($\phi_{peak}=40^{\circ}$, $\phi_{less}=30^{\circ}$)	なし	実地震動	0mm
3	曲げ引張応力度 Kh=0.49	土質 3 ($\phi_{peak}=40^{\circ}$, $\phi_{less}=30^{\circ}$)	$\mu=1.52$	実地震動	414mm
3'	引張応力度 Kh=0.49	土質 3 ($\phi_{peak}=40^{\circ}$, $\phi_{less}=30^{\circ}$)	$\mu=1.52$	設計地震動	2989mm
4	引張応力度 Kh=0.67	土質 A ($C'=10.8\text{kN/m}^2$, $\phi'=32^{\circ}$)	$\mu=0.8$	実地震動	474mm

2.3 解析に用いた物性値

橋台背面土の物性値は、鉄道構造物等設計標準・同解説（土留め構造物）²⁾に示されている土質 3、および関東首都圏における盛土部採取の不攪乱試料を用いた CUB 試験結果（数量 632）の平均設計定数（以下土質 A）を用いて検討した。無筋橋台の打継ぎ部の許容値は参考文献³⁾より、せん断応力度は 0.35N/mm²、曲げ引張応力度は 0.3N/mm²とした。

2.4 変位量の算出方法

変位量は、抗土圧擁壁の応答値算定に用いられているニューマーク法を採用して算出した。解析パラメータは、入力地震動、初期降伏震度の決定要素、初期降伏震度到達以降の降伏震度の変化を表現するためのレス設定、摩擦係数、橋台背面土の土質定数とした。このうち摩擦係数のみ任意に変動させ、各パラメータの組合せを変えながら変位量が 400mm 程度となるような値を求めた。

3. 解析結果

前述した各パラメータを組合せのうちいくつかの解析結果を表－2 に示す。Case1 から Case3 は実地震動、Case3'は設計地震動を入力地震動とした結果である。なお、表中の kh は降伏震度を、 μ は摩擦係数を示している。

(1) 降伏設定

初降伏を、予め打継ぎ部の目地が切れていたと想定した場合は変位量を 400 mm程度に抑えるために必要な摩擦係数は $\mu=1.61$ となった。逆に、打継ぎ部がコンクリートの許容せん断応力度の耐力を有していたとした場合は、初期降伏震度 kh=2.05 と大きく、変位が生じない結果となった。

(2) 土質定数

Case3 と Case4 の違いは背面土の土質定数である。土質定数の条件を変え、最終的な変位量が 400mm 程度となるために必要な摩擦係数は、Case3 で $\mu=1.52$ 、Case4 で $\mu=0.8$ と、大きく異なる結果となった。これは変位量

算出に対し背面土の地震時土圧による影響が大きいことを示唆している。

(3) 摩擦係数

変位が 400mm 程度となったケースにおける摩擦係数 μ の値は 0.8～1.61 となった。坂岡ら⁴⁾の研究では、平滑に仕上げたコンクリート試験片の最大静止摩擦係数は 0.63 であり、実橋脚ではおよそその倍程度の摩擦係数があることが確認されている。このことから、Case1 のように予め打継ぎ部の目地が切れていたと想定するには摩擦係数が大きいため、当該橋台は地震によって打継ぎ部が損傷したものと考えられる。

(4) 地震動による比較

Case3 のパラメータを用いて入力地震動のみを変化させた場合、変位量は 2989mm となり、無筋橋台の変位量に対して地震動が与える影響が大きいことを確認した。

4. おわりに

今回、無筋橋台が地震時に打継ぎ部で生じる変位量に着目し、ニューマーク法を用いた再現解析を実施した。その結果、変位量算出に対して背面の土圧や入力地震動の影響が大きいことが確認された。したがって、検討に際してはこれらの値を適切に評価することが重要である。

参考文献

1)JR 東日本, 特集「新潟県中越地震と鉄道」, SED No.24, 2005
2)鉄道総研, 鉄道構造物等設計標準・同解説（土留め構造物）, 2012
3)日本国有鉄道, 建造物標準解説, 1983
4)坂岡ら, 無筋コンクリート橋脚の打継目性状に関する基礎的研究, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集, 2016