# 弾性壁に作用する動土圧に関する遠心模型実験(その1:遠心模型実験)

(株)	高速道路総合技術研究所	正会員	○高原	良太	正会員	広瀬	岡川
(株)	大林組	正会員	加藤	一紀	正会員	樋口	俊一

## 1. はじめに

1995年兵庫県南部地震以降,橋台の地震時土圧評価法は背面盛土に完全剛塑性を仮定した物部・岡部理論<sup>例</sup> <sup>えば1)</sup>から,古関らによる地震時の盛土の軟化を考慮した評価法(修正物部・岡部理論)<sup>2)</sup>への転換が図られた <sup>3,4)</sup>.一方,橋台とその基礎および基礎地盤と周辺地盤を含めた全体系としての耐震性評価が必要と考えられ ることから,本研究では地震時の橋台と背面土の相互作用を遠心模型実験により把握した.

## 2. 実験方法の概要

図-1 に遠心実験模型の構成を示す. 図中括弧内の数値は遠心重力 30g での実物換算値である. 橋台模型(以降,弾性壁とする)はT字型(壁部 400mm,フーチング部 100mm)にモデル化し,アルミ材を切削加工して製作し,剛土槽底版にボルト固定した. 壁面には土圧計(φ50)の計測面を壁面に合わせて設置するための孔を設けた. 橋台背面地盤は長さ 1435mm(実物 43.1m),幅 800mm(実物 24m)で,地表面より砂層(層厚 400mm: 実物 12m)と基盤層(層厚 100mm:実物 3m)で構成される.砂層は乾燥砂を相対密度 92%に振動締固めで作製した. 基盤層はソイルセメント(一軸強度 qu=1,000kN/m<sup>2</sup>)を用いて作製した.

図-2 に,弾性壁の固定状態を把握するために 1g 場において実施した打撃試験による弾性壁天端の加速度フーリエスペクトルを示す.これより固有振動数は 214Hz(実物換算 7.13Hz)付近にある.弾性壁を片持梁と仮定した理論固有振動数は約 260Hz であることから,固定部は完全剛結ではなく硬いばね支持状態と考えられる.

遠心重力 30g を載荷した後,加振レベルを数種類設定して正弦波を入力した.正弦波の振動数(45Hz:実物 換算 1.5Hz)は、図-3に示すように地盤を一次モードで振動させるように、模型地盤(推定値)と弾性壁の固 有振動数を考慮して設定した.正弦波は振幅を 5 波で漸増させ、最大振幅を 10 波継続した後、5 波で漸減さ せた.振動実験では弾性壁の土圧、加速度、変位と、地盤の加速度を計測した.

### 3. 実験結果の概要

代表的な実験結果の例として、図-4に正弦波,最大加速度振幅 3m/s<sup>2</sup>加振における各時刻歴を示した.各計 測位置は図-5 に示すとおりである.また加速度との対比ため、土圧は計測土圧から静止土圧を差し引いた動 土圧を示している.加速度応答と地震時土圧応答の特徴を図中赤線の時刻(時刻 178.935s)に着目して分析 すると、図-5 のように地盤加速度の逆位相(変位)が動土圧の時刻歴と相関することがわかった.

図-6 に弾性壁に作用する動土圧最大値の深度分布を示す.加振加速度 0.5m/s<sup>2</sup>~3m/s<sup>2</sup>の範囲では深さ方向にほぼ線形に動土圧が大きくなるが,加振加速度 6m/s<sup>2</sup>では深部での増加傾向が異なることがわかる.

### 4. 地震時土圧係数

図-7 に実験結果より求めた物部・岡部理論による地震時土圧係数 Kas と震度 khの関係をプロットした.こ こで地震時土圧係数は、各土圧計での計測値に計測器の分担長(壁高さ 12m/4 深度=3m)と単位奥行(1m)を 掛け、鉛直方向に足し合わせた弾性壁に作用する地震時土圧合力の最大値から算定した.震度は地震時土圧合 力最大時刻付近での地盤加速度計測値(Age1~Age5)の平均値を遠心加速度(30g: 294m/s<sup>2</sup>)で除して算定した.

一方,図中には地盤物性値を用いて物部・岡部理論により算定した地震時土圧係数  $K_{as}$ と震度  $k_h$ の関係を実線および点線で示した.実線は珪砂の3軸試験(CD 試験)における内部摩擦角  $\phi_{peak}$ (=40°)を用いた場合, 残留内部摩擦角  $\phi_{res}$ (=35°)を用いた場合の算定値である.この整理から,震度  $k_h$ =0.4(3m/s<sup>2</sup>加振)までの 実験値は残留内部摩擦角  $\phi_{res}$ を用いた場合の地震時土圧係数 Kas と震度  $k_h$ の関係と良く整合するが,震度

キーワード 動土圧,橋台,遠心模型実験

連絡先 〒194-8508 東京都町田市忠生 1-4-2 (株)高速道路総合技術研究所 TEL 042-791-1943

-983-

 $k_h=0.8$  (6m/s<sup>2</sup> 加振) では理論式を下回る.よって、実験結果は震度が大きくなると地盤の非線形性等の影響 により地震時土圧が極端には大きくはならないとする修正物部・岡部理論と整合することがわかった.



図−3 模型地盤・弾性壁の固有振動数と入力振動数の関係および地盤の振動モードの概念図



図-7 実験結果より求めた物部・岡部理論による 地震時土圧係数 K<sub>as</sub>と震度 k<sub>h</sub>の関係 4)日本道路協会編:道路橋示方書・同解説, 耐震設計編, 2002.