

Ⅲ - B192

重力式擁壁の模型振動実験

（財）鉄道総合技術研究所 正 ○小島謙一, 正 舘山 勝
 東京大学生産技術研究所 学 Y.Munaf, 正 古関潤一
 東京大学工学部 正 龍岡文夫

1. はじめに

阪神大震災を教訓として土木・建築構造物における耐震性の検討が各機関で進められているが、土構造物においても例外ではなく新設、既設に問わず耐震性の評価が課題となっている。現在、土構造物の耐震設計は震度法を基本として行っているが、不明瞭な点も残されており、その確立が望まれている。

本研究は各抗土圧構造物の耐震性評価の一環^{1),2)}として、重力式擁壁の模型振動実験を行い地震時の挙動について検討を行った。

2. 実験概要

実験は、1/10 モデルの模型を用いて行った。模型盛土材料は、豊浦標準砂を用いた。加振中の変形は、同じ豊浦砂を彩色した色砂を用いて地盤にラインを引き追跡した。図-1 に各計測器の配置を記した模型モデル図を示す。計測は、背面土の加速度(A2~A9)、地盤の加速度(A11~A14)、壁体加速度(A1,A10)、壁体変位(D1~D4)、壁体応力(NFC,SFC1~10)、壁体底面の応力(NLT,SLT1~4)など合計57点について同時サンプリングを行った。サンプリングは秒間500点で、入力波は5Hzの正弦波とした。加振は50galから50galごとにステップ加振を行い、それぞれの加速度では約10数秒間保持した。実験は、著しく擁壁の変形が進行した時点で終了した。

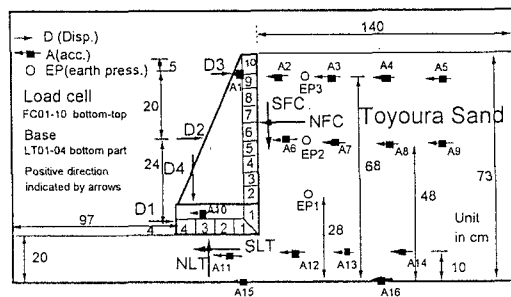


図-1 計測器配置図

背面土の加速度(A2~A9)、地盤の加速度(A11~A14)、壁体加速度(A1,A10)、壁体変位(D1~D4)、壁体応力(NFC,SFC1~10)、壁体底面の応力(NLT,SLT1~4)など合計57点について同時サンプリングを行った。サンプリングは秒間500点で、入力波は5Hzの正弦波とした。加振は50galから50galごとにステップ加振を行い、それぞれの加速度では約10数秒間保持した。実験は、著しく擁壁の変形が進行した時点で終了した。

3. 実験結果・考察

図-2 は実験終了後の模型断面である。加振中の挙動は他の擁壁実験と同じく、まず1cm程度横方向に滑动（解放面方向）した後、転倒モードによる変形が生じ、あわせて壁体背面の土くさびが落ち込むような挙動を示した。崩壊時の加振加速度は約350galであった。発生したすべり線を図-2中に点線で示す。一方、物部・岡部の理論³⁾によるすべり線を実線で示すが、他の各擁壁（もたれ式、L型）の実験でも見られたのと同様に実験結果はかなり急角度でのすべりが発生した。実験では、ある加振加速度で一旦すべり面が発生するとすべり面近傍において変形の局所化が起り、加速度がそれ以上大きくなってもすべり面の位置は変化せず、この面上で発揮される残留強度によって土圧が決定されていると考えられる。

図-3には振動台の加速度(A15)、図-4に壁体の変位を示す。350gal付近で急激に変形が進行したことが伺える。図-5,6(A),(B)に加振中の壁面水平応力、図-7,8(A),(B)にせん断応力の増分を示す。図-5,7は加振初期（60sec（100gal）,80sec（200gal）時）、図-6,8は破壊近傍（110sec(250gal),120sec(300gal),130sec(350gal)時）である。(A)は慣性力が解放面方向（図-1の左向き）に作用し

Key words: 重力式擁壁, 振動台, 模型実験, 地震

〒185 東京都国分寺市光町 2-8-38 TEL 0425-73-7261 FAX 0425-73-7248
 〒106 東京都港区六本木 7-22-1 TEL 03-3402-6231 FAX 03-3479-0261
 〒113 東京都文京区本郷 7-3-1 TEL 03-3812-2111 FAX 03-3818-5692

た時、(B)は背面側に作用した時である。壁体側面の応力を見ると慣性力が解放面側に加振した際に壁体下部に水平・せん断応力とも集中している。この傾向は80sec(200gal程度)から発生しており、時間の経過とともに水平応力は増加し、せん断応力は減少して向きが反転した。これは、すべり面が発生する前から潜在的なすべりが生じ、壁体下部に応力集中が起こり、すべり面の発生とともにくさびが落ち込んで、この傾向が顕著になったものと考えられる。せん断応力の反転現象に関しては、現在解明中である。逆に慣性力が背面土方向に作用した際には、ほとんど土圧が変化しなかった。図-9(A),(B)に背面土中の水平土圧(EP1~3)を示す。(A)は解放面、(B)は背面土方向に慣性力を作用させた場合である。解放面側方向では正、背面土方向では負の水平土圧となっている。このことから、背面土は慣性力と同位相で土圧が発生し、壁体のような位相のずれがないことが解る。

本研究では1/10モデルの模型振動実験から、地震時における重力式擁壁の挙動を観察したが、現行の設計法とは異なった挙動が見受けられた。今後、既に行った振動・傾斜実験の結果を踏まえて、抗土圧構造物の特に大地震における合理的な設計法の検討を行う予定である。

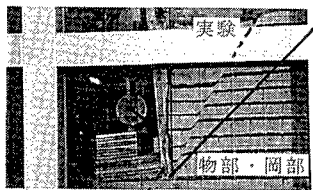


図-2 模型変形状況(実験終了後)

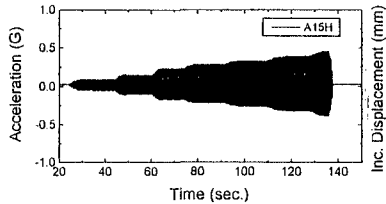


図-3 振動台加速度

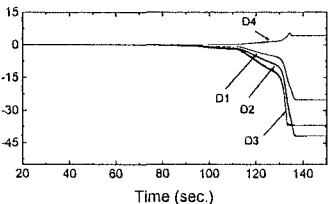


図-4 壁体変位

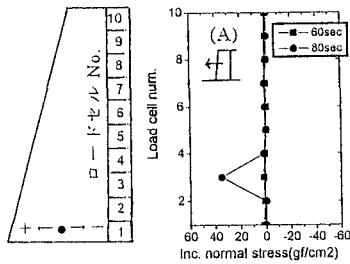


図-5 加振初期の壁面水平応力増分

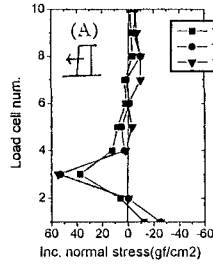
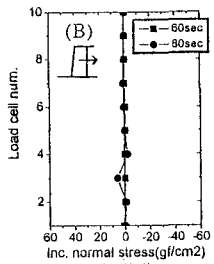


図-6 破壊時の壁面水平応力増分

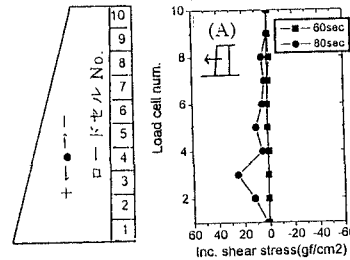
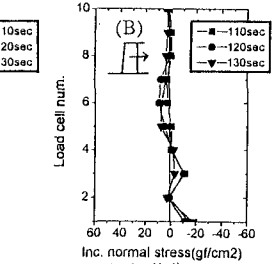


図-7 加振初期の壁面せん断応力増分

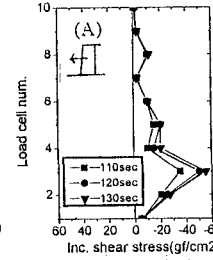
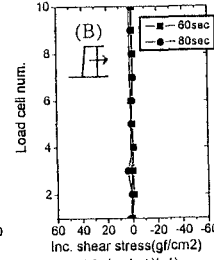
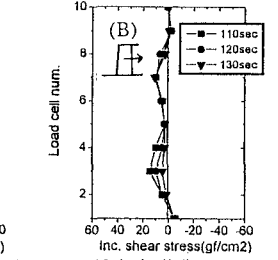


図-8 破壊時の壁面せん断応力増分



<参考文献>

- (1)もたれ式擁壁の模型振動実験：小島， 館山， Munaf, 古関， 龍岡， 第32回地盤工学研究発表会， 1997.7
- (2)Shaking table test of cantilever type retaining wall models：Y.Munaf, J.Koseki, M.Tateyama, K.Kojima, F.Tatsuoka, 第52回年次学術講演会， 1997.9
- (3)土工学ハンドブック：土木学会編， p451, 1989

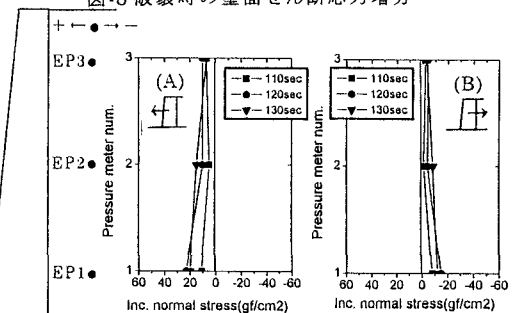


図-9 土中の水平応力増分