

もたれ式擁壁の地震時地盤反力度に着目した動的遠心模型実験

もたれ式擁壁、地盤反力度、設計

(国研) 土木研究所 正会員 ○小出 央人 澤松 俊寿 宮武 裕昭
(公社) 全国土木コンクリートブロック協会 正会員 近藤 和仁

1. はじめに

少子高齢化を背景に、建設業に関わる熟練技術者の高齢化及び若年層の労働者不足が問題となっており、建設業における生産性の向上が必要とされている。生産性向上の取組みの1つに、建設現場におけるプレキャスト製品の活用促進が挙げられるが、道路延長のうちその多くを占める道路土工構造物に関する既往の調査¹⁾によれば、NETISでプレキャスト擁壁及びカルバートとして登録されているものの内、大型ブロック積擁壁の割合が最も多く、全体の48%を占めており、今後もさらなる活用の増加が見込まれる。

道路土工—擁壁工指針²⁾では、大型ブロック積擁壁はブロック間の結合構造等に応じて、通常ブロック積擁壁に準じた構造の大型ブロック積擁壁ともたれ式擁壁に準じた構造の大型ブロック積擁壁に区分されているが、いずれの場合にも背面地盤にもたれかかって安定を確保するもたれ式擁壁の抵抗機構を有する形式である。もたれ式擁壁の設計計算では、擁壁は基礎地盤及び背面地盤に支持された構造体として扱われ、設計条件に応じた基礎地盤及び背面地盤の地盤反力度分布を簡略化して設定する方法(以下「簡便法」と呼称する)が用いられている。しかし、もたれ式擁壁の地震時挙動や簡便法で仮定する地盤反力度分布が地震時に擁壁のどのような状態まで担保されるかは説明性向上の余地があり、そのため、現行設計の照査方法やその前提条件を明確化し、より信頼性を向上させていくことが重要であると考えられる。本研究では、もたれ式擁壁の地震時挙動を把握することを目的に、動的遠心模型実験を実施した。本報では特に、もたれ式擁壁に背面地盤から伝達される地盤反力度に着目し、結果を整理したので報告する。

2. 遠心模型実験の方法

実験模型を図1に示す。遠心力載荷試験装置は(国研)土木研究所が所有するものを使用し、20Gの遠心力場において実大換算で幅30m、高さ10m、奥行き6mの剛土槽内部に、実験模型を作製した。以下、特に断りが無い限り、寸法値、計測値については実物大換算値を用いる。もたれ式擁壁模型の形状及び寸法は、道路土工—擁壁工指針²⁾を参考にし、適用条件の中でも壁高が高い条件である擁壁高7.0m、背面勾配1:0.4、控長1.08mとした。擁壁模型はモルタル製で、単位体積重量が23.0kN/m³となるように配合を設計した。また、本実験では躯体の部材破壊には着目していないことから、高強度のモルタル(圧縮強度約70N/mm²)とした。擁壁模型は奥行き方向に3等分割し、そのうちの中央に図1に示す計測器を配置した。基礎地盤は堅固な条件として石膏で作製し、表面には裏込材及び擁壁躯体底面との間で一定の摩擦係数が得られるよう、サンドペーパー(#100)を貼り付けた。裏込材には東北珪砂7号(D₅₀=0.16mm)を使用し、相対密度で80%程度となるように締め固め法で作製した。入力地震動については、2.0Hz、20波の正弦波を1载荷ステップとし、最大加速度を50cm/s²程度ずつ大きくするステップ加振とした。擁壁の安定に対する異なる破壊モードにおける背面地盤反力度の影響を調べるために、つま先の水平変位を固定しないケース(Case1)と強制的に固定するケース(Case2)の計2ケースを実施し、Case1では滑動モードに、Case2では転倒モードに誘導した。

3. 遠心模型実験の結果

3.1 擁壁の変位と破壊形態

実験結果の概要について示す。図2には各ケースの最終3ステップにおける躯体の水平変位の推移と最終ステップ終了時における模型の状況を示している。水平変位は土槽の底面に取り付けられた加速度計(図1のAT)による水平加速度の大きさによって色を変えて表記している。Case1ではStep5(最大加速度 Acc_{max}=307 cm/s²)で背面地盤にすべりが生じ、Step6(Acc_{max}=341 cm/s²)で崩壊に至った。対してCase2では、Step8(Acc_{max}=533 cm/s²)で背面地盤にすべりが生じ、Step9(Acc_{max}=566 cm/s²)で崩壊に至った。両ケースともにすべりが生じたタイミングから急激に変位増分が大きくなった。Case1では高さ方向の位置によらず一様に変位が増加していることから滑動モードで崩壊に至った。Case2では躯体下端が鋼板によって滑動変位を制限されたことから、

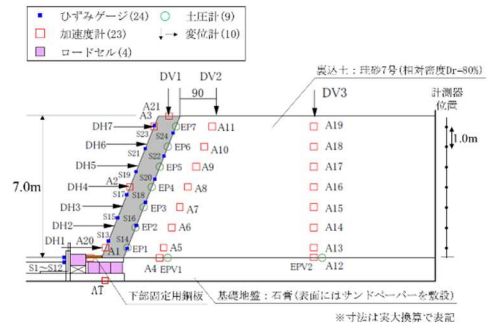


図1 実験模型概要図

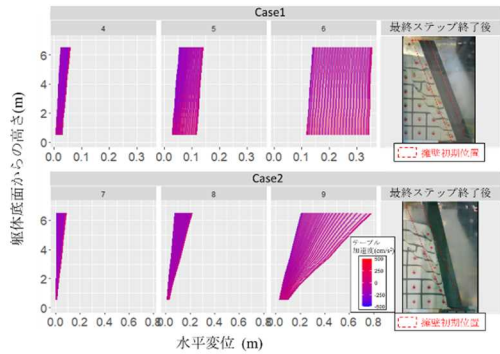


図2 水平変位の推移と破壊形態

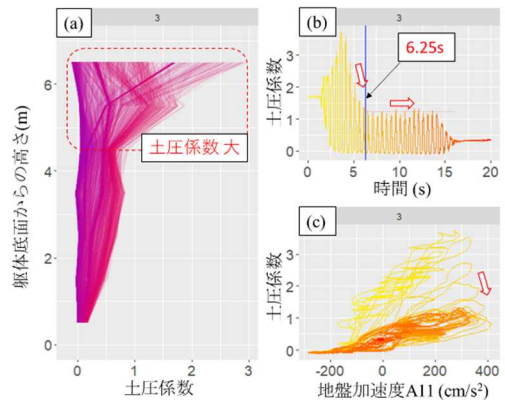


図3 躯体上部における土圧係数の分析(Case1)

躯体底面位置での変位がほぼゼロとなり、転倒モードで崩壊に至ったことが確認できる。なお、いずれのケースも躯体自体に損傷は認められなかった。

3. 2 躯体に作用する地盤反力度に着目した分析

以下では、躯体に作用する地盤反力度に着目し、分析した。

図3は躯体上部における土圧係数(図1 土圧計 EP7 から算出)に関する分析結果である。ここでは、一連の加振において土圧計の計測結果を土圧係数の形で整理した値が最大となったステップを分析することとし、Case1ではStep3を、Case2ではStep4を抽出した。紙面の都合上、Case1の結果のみを示す。図3(a)は躯体底面からの高さで土圧係数の関係を、図3(b)は土圧計 EP7 による土圧係数とその背面の地盤内に設置した加速度計(図1 加速度計 A11)による加速度の関係を、図3(c)は土圧係数の時刻歴波形を示している。図3(a)では、土圧係数は高さ方向に一様ではなく、高い位置ほど大きくなっていることが分かる。これは主働土圧に加え、背面地盤に支持されることによる地盤反力の増分が含まれていると考えられる。また、図3(b)ではStep3の加振開始から約4.00sで土圧係数は最大値をとり、その後1/3程度まで急激に減少した後、約6.25s以降は一定で推移していることがみてとれる。図3(c)では、土圧係数が急激に減少した後は、地盤内の加速度が増加しても土圧係数は増加していないことから、土圧係数が減少したタイミングで、躯体背面に十分な地盤反力が発揮されなくなる限界となったと考えられる。Case2でも同様の傾向が得られた。以下、土圧係数が減少し、一定値に達した時点(Case1:6.25s、Case2:8.75s)を変曲点と呼称する。

図4は土圧計 EP7 の位置における土圧係数と躯体直下に設置したロードセルによる鉛直荷重の関係である。躯体直下に設置したロードセルは、擁壁底面の地盤反力度分布の変化が捉えられるように、図4のとおり3点で計測した。このうち、躯体つま先位置(LV3)及びかかと位置(LV1)におけるロードセルによる荷重と土圧係数の関係に着目して分析を行った。なお、着目したステップはCase1及びCase2で変曲点が表れた、それぞれStep3及びStep4である。ここでも紙面の都合上、Case1の結果のみを示す。変曲点の前後における挙動の変化を強調するために、変曲点前後で色を変えて表示した。躯体つま先位置におけるロードセル(LV3)の荷重に着目すると、変曲点前は、鉛直荷重が小さいほど土圧係数が大きくなっていることから、擁壁底面の重心位置がかかと側にあり、躯体が背面地盤にもたれる挙動が表れている。変曲点後は荷重が増加していることから、擁壁底面の重心位置がつま先側にあり、躯体が起き上がる挙動に推移していることが分かる。躯体のかかと位置におけるロードセル(LV1)においても、同様の解釈が出来る。以上の分析より、仮定した変曲点が妥当と判断し、この変曲点と簡便法²⁾の計算で躯体背面の地盤反力度がゼロになるタイミングを、水平震度で比較した。簡便法によれば、本実験の条件では、水平震度 $k_h=0.104$ (簡便法計算値)で躯体背面に作用する地盤反力がゼロになった。一方、遠心実験では、変曲点が表れたステップにおける応答加速度(図1 加速度計 A11)のピーク値の平均をとると、Case1及びCase2でそれぞれ 346 cm/s^2 及び 411 cm/s^2 となり、便宜的に、これらの加速度平均値を重力加速度で除した値(換算水平震度)を計算すると、0.35及び0.41となる。簡便法計算値及び換算水平震度の比較より、簡便法計算値より換算水平震度が大きいことから、本報の条件であれば、実際には簡便法よりも大きな水平震度まで躯体が背面地盤にもたれかかる状態が担保されており、設計上安全側に評価しているといえる。ただしここでの前提は、震度法における水平震度と加速度の関係が1:1であると仮定した場合である。

図5には、変位計 DH7 の位置における変位 d (m)と、変位 d (m)に対する滑動変位 d_s (m)の割合を示している。図5上方にも示すとおり、観測された変位 d を滑動変位 d_s と回転変位 d_θ に分け、変位 d に占める滑動変位 d_s を縦軸とした。つまり1に近くなる程、滑動モードが卓越することを意味している。合わせて、上述の変曲点の位置もプロットしている。Step1では変曲点を境に、滑動変位が増加し始めたことが分かる。一方、つま先の水平変位を強制的に固定したCase2では、変曲点において滑動変位及び回転変位はほとんどゼロに近い値となり、変曲点から 150 cm/s^2 程度加速度が増加した後(Step7)で回転変位が大きく増加し始めた。躯体がもたれなくなる挙動と変形量増分の関係については、今後も詳細な分析が必要である。

4. まとめ

本報の条件の範囲で得られた知見を以下に示す。

①躯体に設置した土圧計より整理した土圧係数に関する分析では、加速度の増加とともに土圧係数はピークを示し、その後減少、一定値に達した点(変曲点)が確認された。②この変曲点の前後で土圧係数と躯体のつま先部及びかかと部に設置した荷重値の関係を整理すると、躯体重心位置は変曲点を境にかかと部からつま先部に推移しており、躯体が背面地盤にもたれなくなる挙動が確認された。③実験結果を簡便法の設計値と比較すると、変曲点は簡便法における躯体背面に作用する地盤反力度がゼロになる時点よりも安全側に評価する結果が得られた。ただし変曲点と躯体の安定性との関係については今後、詳細な分析が必要である。

謝辞：本研究は(国研)土木研究所が(公社)全国土木コンクリートブロック協会と共同で実施した「大型ブロック積擁壁の設計・施工・維持管理の高度化に関する共同研究」の成果の一部であり、関係各位に多大なる協力をいただいた。ここに記して謝意を示す。

【参考文献】1) 澤村俊寿・宮武裕昭(2017):道路におけるプレキャスト擁壁の構造的特徴、第32回日本道路会議概要集、2) 道路土工—擁壁工指針(2012):公益社団法人日本道路協会

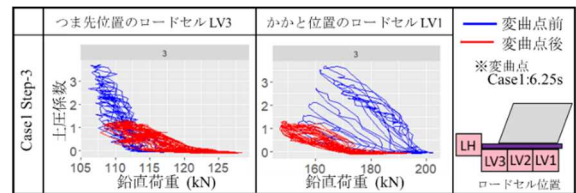


図4 土圧係数と躯体直下における鉛直荷重の関係(Case1)

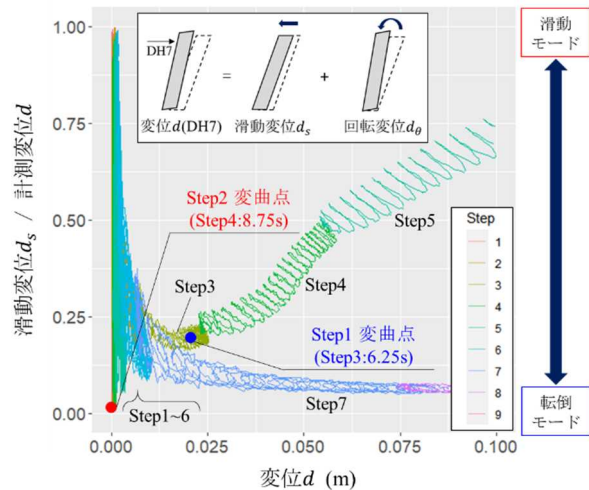


図5 変曲点と破壊モード進展の関係