

用地制約箇所における重力式擁壁の耐震補強検討

JR 東日本 正会員 ○池本 宏文 鈴木 啓晋
 ジェイアール東日本コンサルタンツ 山本 忠

1. はじめに

明治後期から大正にかけて建設された重力式擁壁においては、フーチング幅に対して壁体が非常に高いものが存在する。擁壁によっては滑動に抵抗するために基礎底面を傾斜させているが、主たる変形モードは転倒モードとなっている。このような擁壁は今後想定される大規模地震に対して、基礎の抵抗モーメントを増加させる必要があるが、擁壁背面には補強のために使用できる十分な用地が確保できない課題があった。本稿は、用地内に納まるように中径棒状補強材を配置した補強方法を解析的に検討した内容について報告する。

2. 重力式擁壁の構造概要・地質条件

図-1 に示す重力式擁壁は直接基礎であり、高さ 9.4m、フーチング幅 3.67m、フーチング幅に対する壁高は約 2.6 倍である。基礎底面は水平抵抗を確保するためと思われるが、1:10 程度の傾斜が設けられている。このような特徴的な構造であることから、主たる変形モードは転倒モードとなっている。

擁壁背面の地質条件は、図-1 に示すように上層から埋土、ローム層、洪積粘土層および洪積砂層が堆積している。なお、擁壁背面は建設時の埋土が存在し、擁壁前面も埋土である。地盤種別は、「鉄道構造物等設計標準 耐震設計 (H11 年版)」で示される G4 地盤である。

3. 補強方法の検討

擁壁背面は補強のために使用可能な十分な用地が確保できないことから、擁壁前面から背面側に向けたグラウンドアンカーや棒状補強材を用いた補強ができない。そこで、図-2 に示すように地盤改良および中径棒状補強材を施工することで抵抗モーメントを増加させる方法とした。地盤改良はフーチング下を高圧噴射攪拌工法で行なうこととし、効果的に抵抗モーメントを増加させるためにフーチングつま先下を改良範囲とした。なお、地盤改良は地震時における洪積砂層の強度低下を防止する目的も有している。中径棒状補強材は、引抜き抵抗により基礎の抵抗モーメントを増加させるものであり、補強材が用地内に納まるように擁壁天端からフーチング底面まで躯体の背面寄りを 3° の傾斜角でコア削孔し、以深に改良径 $\phi 216\text{mm}$ の補強材を設置することとした。中径棒状補強材の長さは、「グラウンドアンカー設計・施工基準 同解説 (JGS4101-2012)」のアンカー一体定着長を参考に上限値である 10m と設定した。

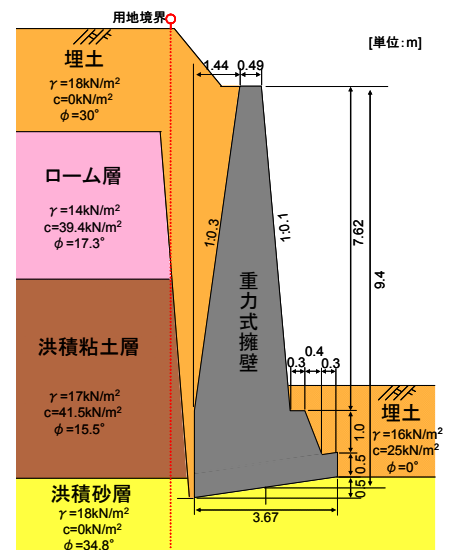


図-1 重力式擁壁の構造概要・地質条件

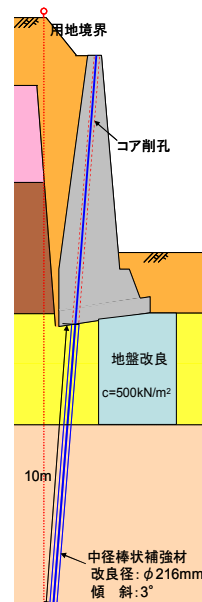


図-2 補強方法

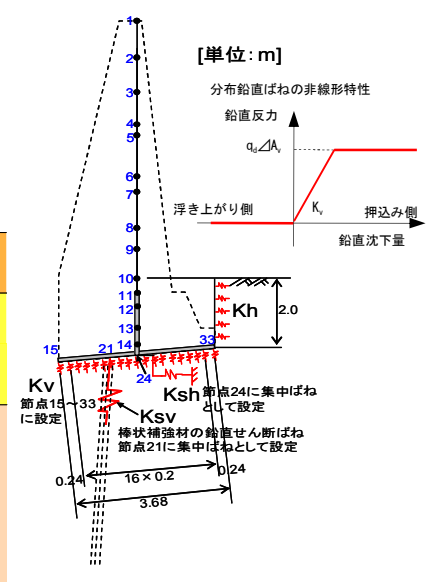


図-3 解析モデル

4. 解析手法とモデル化

検討解析は図-3 に示すような梁ばねモデルとし、静的非線形解析から求まる荷重・変位関係とエネルギー

キーワード 棒状補強材, 重力式擁壁, 耐震補強

連絡先 〒151-8512 東京都渋谷区代々木二丁目2番6号 TEL 03-3379-4353

一定則により応答値を算定した。基礎の降伏点は荷重・変位関係から、変位が急増する点としている。直接基礎の回転抵抗のモデル化は、底面の傾斜や中径棒状補強材の引抜き抵抗を評価するため分布ばねモデルとし、鉛直ばねは設計鉛直支持力度を上限とするバイリニアとした。中径棒状補強材は、補強材全長の引抜き抵抗を「鉄道構造物等設計標準 基礎構造物 (H12 年版)」の場所打ち杭の算定式に準じて求め、補強材位置に集約ばねとしてバイリニアでモデル化した。フーチング底面のせん断地盤抵抗およびフーチング前面の水平地盤抵抗については、それぞれの支持力を上限とするバイリニアのばねでモデル化した。

地震時主働土圧は擁壁背面の地盤が粘性土であったこと、地層構成が様ではなかったことから、試行くさび法により算定した。なお、地震時主働土圧算定時の壁面摩擦角は重力式擁壁のため $\delta=0^\circ$ とし、擁壁背面の傾斜角を考慮して算定した。また、設計水平震度は、L1 地震動 0.2, L2 地震動は 0.715 (耐震標準: G4 地盤の地表面最大加速度 700.3gal) とした。

5. 検討内容および解析結果

検討解析は、無補強[CASE1]、地盤改良のみ[CASE2]、地盤改良及び中径棒状補強材(擁壁延長方向に 3.0, 1.5, 1.0m 間隔[CASE3~5]) の計 5 ケースについて実施した。図-4 は CASE3 における擁壁天端位置(節点 1)の荷重・変位関係を示したものであり、降伏震度は 0.290, 最大応答変位は 1154mm となった。フーチング背面側の浮き上り(節点 15 の鉛直ばね上限値超過)は $K_h=0.16$ から生じ、降伏震度作用時では図-4 に示す地盤反力分布となっている。表-1 は各ケースの解析結果をまとめたものであり、図-5 は単位延長当りの補強量と降伏震度及び最大応答変位の関係を示したものである。CASE2 と CASE3 を比較すると、降伏震度が 0.066 上昇し、最大応答変位が 466mm 減少していることから、中径棒状補強材を用いた補強効果が確認できた。また、図-5 から、中径棒状補強材の単位延長当りの補強量を増やす(擁壁延長方向の間隔を縮める)ことにより、降伏震度が上昇し、最大応答変位が減少する傾向が見られる。これらの結果から、補強に際しては所要の耐震性能を満足するように中径棒状補強材の間隔を調整すればよいことが分かる。

6. まとめ

重量式擁壁の耐震補強にあたり、擁壁背面の用地に制約を受ける条件下において、用地内に納まるよう中径棒状補強材を施工することで補強効果のあることを解析的に確認した。また、中径棒状補強材の単位延長当りの補強量を増やすことにより、擁壁の耐震性能を向上させることが可能なことを確認した。

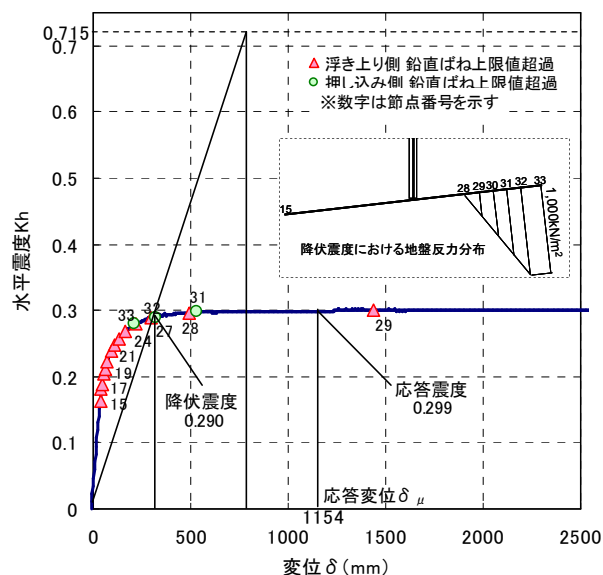


図-4 CASE3 の荷重・変位関係

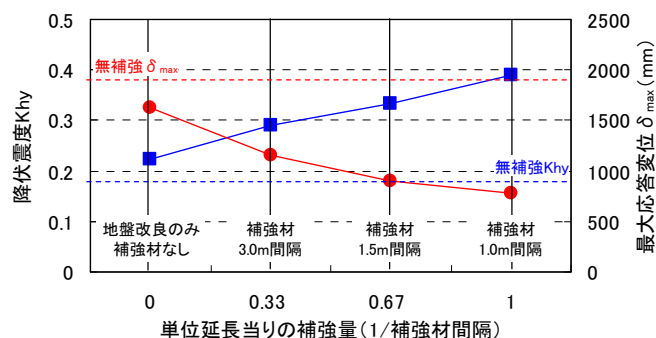


図-5 補強量と降伏震度・最大応答変位の関係

表-1 検討ケースと解析結果

	CASE1 無補強	CASE2 地盤改良のみ	CASE3 地盤改良 + 棒状補強材	CASE4 地盤改良 + 棒状補強材	CASE5 地盤改良 + 棒状補強材
棒状補強材 擁壁延長方向間隔 (m)	—	—	3.0	1.5	1.0
降伏震度 K_h	0.193	0.224	0.290	0.332	0.389
降伏変位 δ_y (mm)	195	281	318	335	348
最大応答変位 δ_{max} (mm)	1860	1620	1154	903.4	775
応答塑性率 μ	7.02	5.59	3.54	2.65	2.22