

セメント改良補強土橋台の試設計

(株) 複合技術研究所 正○堀井克己
 日本鉄道建設公団 正 青木一二三 正 米澤豊司 正 武藤和久
 (財) 鉄道総合技術研究所 正 舘山勝
 (株) 複合技術研究所 正 矢崎澄雄

1. はじめに

兵庫県南部地震をはじめとする過去の地震において、橋台取り付け盛土の被害が多く報告されている。地震被害の多くは、取り付け盛土の沈下に伴う橋台背面の段差沈下、取り付け盛土の破壊などであり、列車の走行安全性が著しく阻害される。そこで、大規模地震動に対する耐震橋台の開発を目指して、模型振動実験¹⁾、解析²⁾などの検討を実施してきた。

本論文は、アプローチブロックにセメント安定処理した改良体と橋台を連結した、セメント改良補強土橋台の試設計をまとめたものである。

2. 試設計条件

図1に、セメント改良土橋台の試設計断面図および地盤条件を示す。橋台高さ6.37m、上部構造物は単線下路プレートガーダーとした。基礎地盤はN値=40の砂質土地盤であり、基礎形式は直接基礎である。地盤種別はG3地盤であり、L2地震動の設計震度は最大加速度PGA=975galより、 $k_h = PGA/g = 0.99$ である。本形式の橋台は、セメント改良体でアプローチブロックを施工する。施工方法は、粒調砕石にセメントを混ぜて撒きだし、転圧を行い、路盤面まで構築する。ただし、30cmごとに補強材を敷設する。補強材の敷設長は剛な壁面を有する補強土擁壁(RRR工法)の設計法に準拠して決定した。セメント改良体を施工してから、その前面に橋台く体を構築し、最後に橋桁を設置する。このようにして構築したアプローチブロックは自立するので、橋台には土圧は作用しないと仮定する。ただし、L2地震時に背面の改良体に損傷を受ける場合は、残留強度に低下した改良体の地震時主働土圧を考慮する。このことより、橋台基礎はく体自重、支承荷重を支えるだけで十分であるので、橋台基礎のフーチング幅は橋台く体幅と同じ85cmとした。ただし、基礎幅は長期使用限界状態での地盤反力度が設計最大地盤反力度の制限値以下になるように決定した。なお、本形式橋台の設計手法は文献³⁾に詳しい。

3. 静的非線形解析結果

橋台は棒部材、補強材はバネ、基礎は回転、せん断ばね、鉛直ばねでモデル化して静的非線形解析(Push-Over解析)を行った。図2に解析モデルを示す。荷重はく体の自重、地震慣性力、支承荷重とした。解析方法は静的非線形解析法によった。この方法では部材のM-φ関係はD22@250cmの主鉄筋配置より求めた。図3に部材4のM-φ関係を示す。補強材の引張り強度は30kN/m、バネ係数は土の拘束圧効果を考慮して1000kN/mとした。ただし、補強材の巻き返しを考慮して両方とも2倍にして層当たりに換算してある。

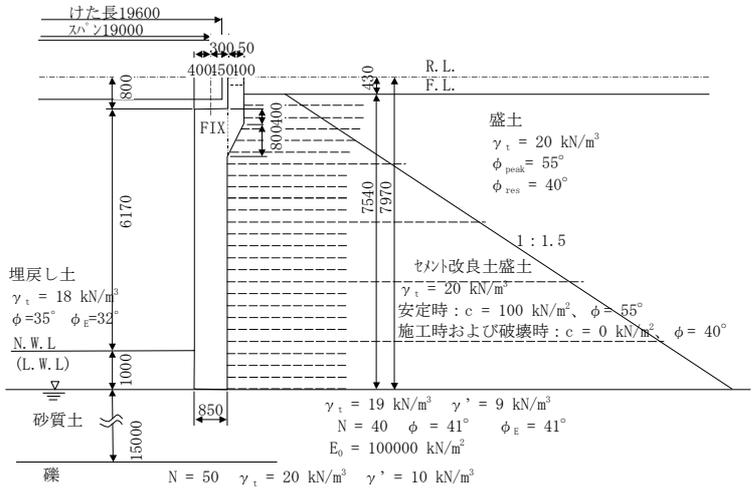


図1 試設計断面図(地盤条件および土質定数)

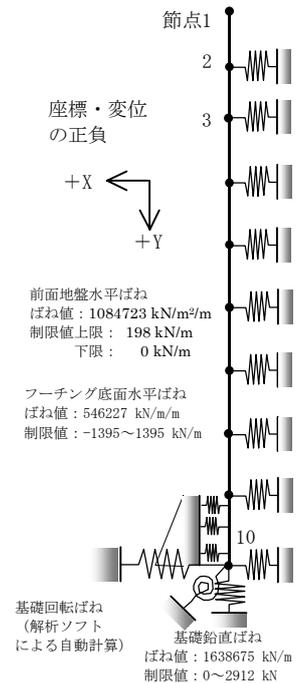


図2 橋台く体の構造モデル

キーワード：セメント改良補強土橋台、耐震設計、静的非線形解析、内的安定、外的安定

連絡先：〒107-0052 東京都港区赤坂 2-15-6(赤坂ふく源ビル) TEL03-3582-3373 FAX03-3582-3509

III-2/2, 堀井克己, セメント改良補強土橋台の試設計

図4に、節点1での荷重変位関係を示す。最大水平変位量は約9mmと小さい。最大設計震度 1.0 まで载荷しても線形に変化しており、弾性応答である。また、発生曲げモーメントは(図3の Md)、部材のひび割れ Mc 以下である。これは、橋台く体が補強材で支持された連続支承上の梁であり、橋台に土圧を作用させていないので、く体が発生する部材力は大きくなることによる。

4. セメント改良体の内的安定性照査

図5に、セメント改良体の内的安定性を照査する模式図を示す。内的検討では、改良体のせん断破壊、引張り破壊に対する照査を行った。外力は、静的非線形解析による補強材力、改良体の自重、地震慣性力、背面の地震時主働土圧を与えた。地震時主働土圧は修正物部・岡部法(修正 MO 法)⁴⁾により算定した(図7の階段状で示す実線)。内的安定性照査より、せん断破壊に対する安全率 Fs は、L2 地震動に対しては 1.6~2.8 の間に分布し、検査面の高さとともに大きくなる。しかし、高さ5mまでは Fs はほぼ一様であるので、台形のアプローチブロックの形状は合理的であることを示している。なお、検査面での合力の作用点はミドルサード内にあり、鉛直応力は引張が発生せず、また、圧縮破壊に対しても拘束圧効果を考慮すると安全であることを確認した。

5. 橋台の滑動変位

外的安定は改良体の滑動破壊を照査した(図6)。この結果、L1 地震動に対しては、滑動安全率Fs=1.54 > 1となり安定である結果を得る。しかし、L2 地震動に対してはFs=0.77 < 1となり、滑動が発生する。そこで、Newmark 法⁵⁾により滑動変位量を算定した。ただし、内的安定照査では改良体内に損傷が生じないので、橋台と改良体の一体化した構造系に対して滑動変位解析を行った。解析に与えるL2地震動はG3地盤の総研適合波を入力した。なお、不規則波入力への修正 MO 法の地震時主働土圧を適用することが難しいので、最大設計震度時の土圧係数を加速度に比例させる形で与えた(図7の破線)。主働土圧を過大に評価しているが、滑動変位量の計算値は2cm弱と小さい。これは、一体化した構造系の降伏震度=0.78を超えるL2地震動の波数が1波しかないためである。

6. まとめ セメント改良土橋台の耐震設計を行い、設計断面はL2地震動に対して耐震性能を満足することを確認した。今後、この設計の考え方により実橋台の設計・施工を行う予定である。

謝辞 本研究の一部は運輸施設整備事業団基礎研究制度による成果である。ここに記して深謝の意を表します。

参考文献 1) 渡辺, 館山, 青木, 米澤, 古関, 龍岡: セメント改良補強土橋台に関する模型振動実験, 第36回地盤工学研究発表会, 2001.

2) 青木, 米澤, 館山, 小島, 大河内, 堀井: 耐震性橋台模型振動実験の弾塑性 FEM による動的解析, 第36回地盤工学研究発表会, 2001.

3) 山田, 館山, 青木, 米澤, 北野, 矢崎: セメント改良補強土橋台の設計法の検討, 第56回土木学会年次学術講演会, 2001.

4) 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計), 丸善, 1991.

5) 堀井, 館山, 青木, 米澤, 古関, 龍岡: 各種背面構造橋台の模型振動実験に対する滑動変位解析, 第34回地盤工学研究発表会, 1999.

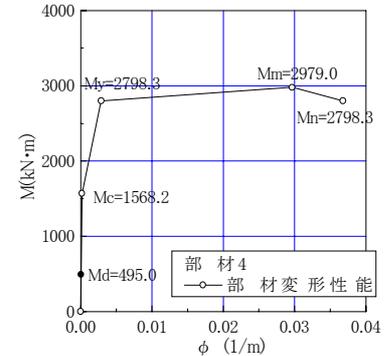


図3 部材4のM-φ関係

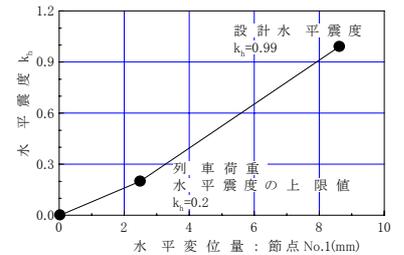


図4 水平震度と橋台く体の水平変位量の関係

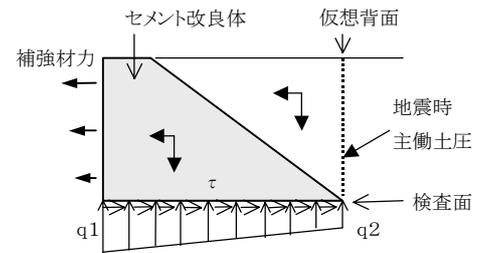


図5 セメント改良体の内的安定照査

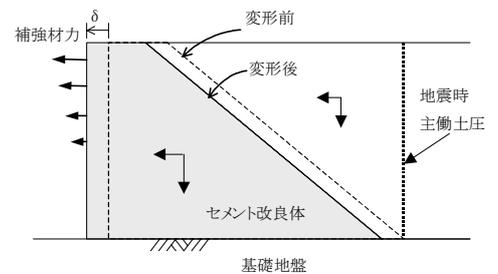


図6 セメント改良体の外的安定照査

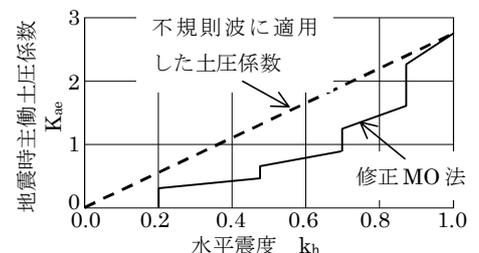


図7 地震時主働土圧係数と水平震度の関係