

長スパン化した GRS 一体橋梁の地震時作用に対する解析的検討

鉄道総合技術研究所 正会員 ○加藤 久也, 栗山 亮介, 西岡 英俊
 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 正会員 山東 徹生, 西 恭彦, 森野 達也, 陶山 雄介
 レールウェイエンジニアリング 正会員 青木 一二三

1. はじめに

桁と補強盛土を一体化した GRS 一体橋梁の長スパン化を図る場合、常時の桁の乾燥収縮および温度伸縮により両端の補強盛土壁に比較的大きな繰返し変位が作用し、補強材のばね剛性および破断強度が低下することが既往の実験より確認されている¹⁾。本研究では補強材ばね特性をパラメーターとした静的線形解析および動的的非線形解析を実施し、補強材ばね特性の違いが GRS 一体橋梁の常時不静定断面力および地震時応答に及ぼす影響について検討した。なお本報文では、地震時作用に対する解析的検討について報告するものとし、常時の桁の乾燥収縮および温度伸縮に対する解析的検討については参考文献²⁾を参照されたい。

2. 解析条件

2. 1 解析モデル

本解析では桁長 58.7m (=31.5m+27.2m) の GRS 一体橋梁と背面地盤を図-1 のような多質点の梁ばね系にモデル化した。補強材ばね特性の違いに着目するため、桁、橋脚および橋台の各部材は線形部材としてモデル化した。支持地盤および背面地盤は非線形性を考慮した地盤ばねとしてモデル化した。本解析の範囲内では全て線形領域内に留まった。詳細な構造寸法および基礎底面の地盤ばねの設定については参考文献²⁾を参照されたい。作用荷重にはセメント改良補強土の安全性照査(地震時作用)の組合せ³⁾に加えて桁の乾燥収縮を考慮し、入力地震動は L2 地震動スペクトル II⁴⁾の基盤地震動とした。減衰定数は、表-1 に示す各要素の減衰定数⁴⁾を設定した解析モデルに対して固有値解析を実施し、得られた全体系の振動モードの中で補強材ばねの応答が卓越する振動モード(1 次モードから 5 次モード)に着目して、安全側となるようレーリー減衰を設定した。

2. 2 補強材ばねの設定

本解析では、補強材のばね剛性と破断強度をパラメーターとした 4 ケースの動的・非線形解析を実施している。その中でも本報文は Case-1 と Case-4 について報告する。Case-1 では現行の設計で用いる補強材のばね剛性と破断強度を設定し、Case-4 では補強材のばね剛性と破断強度を現行設計値のそれぞれ 8%と 40%に低減した値を設定した。この設定は、桁長 60m 相当の常時の繰返し変位を載荷荷重とした実物大試験¹⁾より、載荷直後の初期剛性については現行設計値相当の補強材ばね剛性が発揮されるのに対し、繰返し変位の作用により補強材のばね剛性が大幅に低下し、破断強度も気中での破断強度よりも低下したことを考慮して設定した。すなわち、本解析の Case-1 は建設直後を想定した解析に相当し、Case-4 は供用開始から数年が

表 - 1 各要素の減衰定数

構造要素	減衰定数 h
SRC部材	0.02
RC部材	0.03
アプローチブロック	0.10
自由地盤	0.05
底面地盤ばね (鉛直)	0.05
底面地盤ばね (水平)	0.05
底面地盤ばね (回転)	0.10
土柱間地盤ばね	0.10
背面地盤ばね	0.05
補強材ばね	0.10

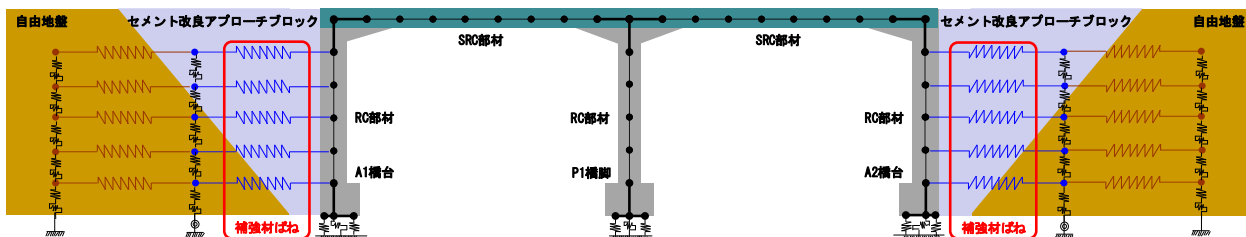


図 - 1 動的・非線形解析モデル図

キーワード 長スパン化, GRS 一体橋梁, 動的・非線形解析, 補強材ばね特性, 動的応答特性

連絡先 〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38 構造物技術研究部 基礎・土構造 TEL 042-573-7261

経過し乾燥収縮および温度伸縮が十分に生じた時点を想定した解析に相当する。解析上の履歴特性のモデル化は、引張側を補強材破断強度が上限値のバイリニアースリップ型、圧縮側を上限値が十分に大きい線形弾性型のばねとしてモデル化した。

3. 解析結果

3. 1 応答加速度 - 応答変位関係

P1 橋脚天端における応答加速度－応答変位履歴を図-2 に示す。Case-4 の応答加速度はほぼ同等で、応答変位は Case-1 に比べ 2 割から 3 割程度大きくなり、補強材のばね剛性および破断強度の低下により構造物全体としての剛性が低下していることがわかる。なお、桁長 20m 程度までの GRS 一体橋梁は動的応答特性が小さいとされており、設計上では動的応答特性が考慮されていない。これに対し本解析結果では、両解析ケース共に、入力加速度に対して構造物天端での応答加速度が 2 倍から 3 倍程度まで増幅する傾向が確認された。長スパン化された GRS 一体橋梁は、桁慣性力の影響が相対的に大きくなることで長周期化し、動的応答が無視できなくなると推察される。

3. 2 補強材変位レベル

A1 橋台背面最上段の補強材ばねの補強材ばね反力－変位履歴を図-3 に示す。補強材ばねの最大引張変位（初期の乾燥収縮分 3mm 程度を含む）は、動的応答特性の差により、Case-1 の 15mm 程度に対して Case-4 では 25mm 程度に増加した。但し Case-4 の最大変位は、実物大試験¹⁾の最大荷重時変位と同程度以下であり、桁長 60m 相当の常時繰り返し変位の影響を受けた GRS 一体橋梁が地震時作用を受けた場合、最大荷重は保持できるものと推察される。

3. 3 地震時発生断面力

主桁に発生する下側引張曲げモーメントの時刻歴最大値を図-4 に示す。下側引張曲げモーメントは桁中央部付近で Case-1 に比べて Case-4 の方が大きく、橋台隅角部付近では逆の傾向を示した。補強材ばね特性を低減することで発生断面力が増加する箇所と減少する箇所が混在する結果となり、他断面力（せん断力、軸力）、他部材（A1 橋台、P1 橋脚、A2 橋台）でも同じ結果となった。よって長スパン化した GRS 一体橋梁の地震時照査では、建設直後の地震を想定して、補強材ばね特性に現行設計値を設定した照査（Case-1）と、供用開始から数年経過した後の地震を想定して、補強材ばね特性を低減した照査（Case-4）を実施する必要があると推察される。

4. まとめ

長スパン化した GRS 一体橋梁に比較的大きな常時の繰り返し変位が作用することで補強材のばね剛性や破断強度が低下した場合、構造物の固有周期が長周期化して応答加速度の増幅率が増加し、応答変位や各部材の断面力および補強材ばねの最大変位が増加した。但し、補強材ばねの最大変位は実物大補強盛土壁を用いた正負交番水平載荷試験での最大荷重時変位と同程度以下に留まっていたことから、GRS 一体橋梁を桁長 60m 程度まで長スパン化することは可能であると考えられる。なお本解析では、安全側の設定として減衰定数を比較的小さく設定しており、補強材ばねの履歴モデルについても実物大試験結果と比べて履歴減衰を過小評価しているため、これらについての精査および検討が今後の課題である。

参考文献 1) 加藤ら：GRS 一体橋梁の長スパン化を想定した補強盛土壁の正負交番載荷試験（その 2：試験結果），第 48 回地盤工学研究発表会，2013（投稿中），2) 栗山ら：長スパン化した GRS 一体橋梁の桁の温度伸縮に対する解析的検討，第 68 回年次学術講演会，2013（投稿中），3) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 土留め構造物，2011，4) 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，2012

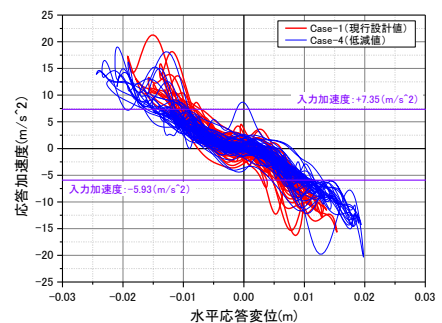


図-2 応答加速度-応答変位履歴

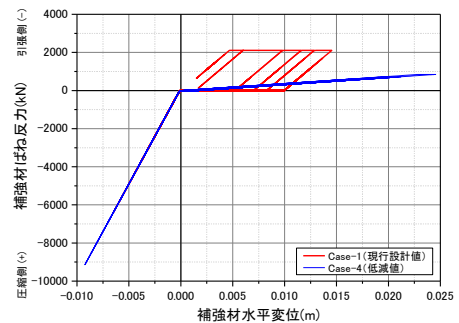


図-3 補強材ばね反力 - 変位履歴

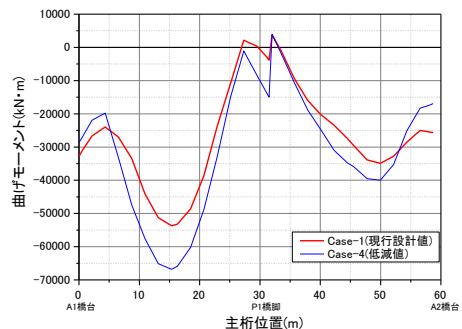


図-4 下側引張曲げモーメント