

長スパン GRS 一体橋梁の温度伸縮が地震時応答に与える影響の解析的検討

鉄道総合技術研究所

正会員○佐々木 徹也, 加藤 久也, 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, 高野 裕輔, 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

橋梁と補強盛土を一体化した GRS 一体橋梁では、橋梁の側壁が前面側へ変位する際は補強材(ジオテキスタイル)が、背面側へ変位する際は背面地盤が抵抗する。しかしながら、桁長が 20m を超えるような長スパン GRS 一体橋梁では、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、補強材のばね特性(剛性および破断強度)が低下することが確認されている¹⁾。このことを考慮した解析的検討として、これまでに桁の乾燥収縮および温度伸縮が常時の不静定断面力に及ぼす影響²⁾、および補強材ばね特性の低下が地震時応答に及ぼす影響³⁾についての検討がなされている。本稿では、主に桁の伸縮量の違いが地震時応答に及ぼす影響に着目した、時刻歴動的的非線形解析による検討結果について報告する。

2. 解析条件

既往の検討³⁾と同様に桁長 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が、本解析の範囲内では全て線形領域内に留まった。作用は自重および列車荷重、地震時慣性力に加えて温度変動を想定した桁コンクリート温度伸縮(コンクリートの熱膨張係数 $10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)を考慮した。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。本検討では主要なパラメーターとして地震発生直前の桁の伸縮ひずみとして、 -150μ (収縮), 0μ , $+150\mu$ (伸長)の3ケースを実施した。このひずみの範囲は、最も温度が低い時期に桁コンクリートを打設して乾燥収縮ひずみ 150μ が生じた状態から、温度が 30°C 上昇した状態までの範囲に相当する。

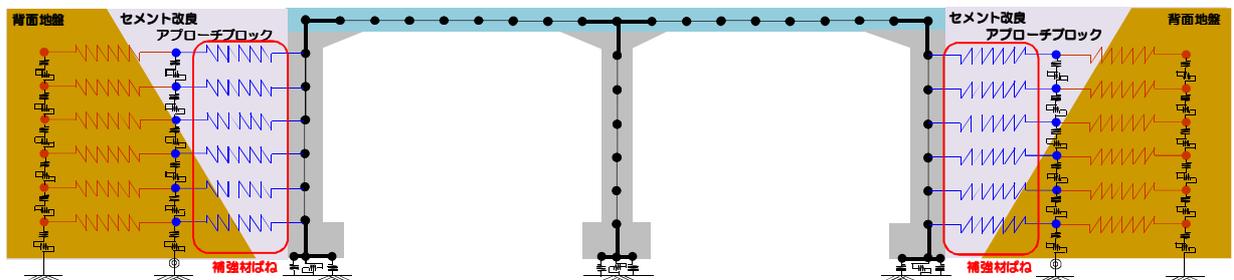


図-1 動的非線形解析モデル図

本検討では上述の桁の伸縮ひずみの他に、補強材のばね特性もパラメーターとした。補強材ばね特性は、補強土橋台の設計で用いる値(建設直後の状態に相当, Case-1)と、桁長 60m 相当の温度伸縮による繰返し変位の影響を考慮して低減した値(建設から数年以上経過した状態に相当, Case-4)の2ケースとし、桁の伸縮ひずみと組み合わせた全6ケースについて、動的解析を実施した。補強材ばね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、圧縮側を上限值が十分に大きい線形弾性型のばねとしてモデル化した(図-2)。その他の補強材ばね特性の設定の詳細は文献3)を参照されたい。

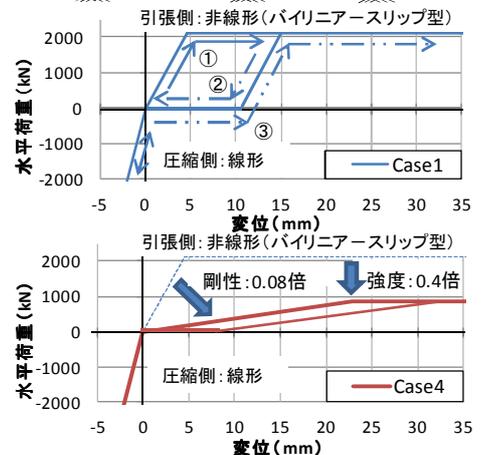


図-2 補強材ばねの履歴モデル

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 (公財) 鉄道総合技術研究所 TEL 042-573-7261

3. 解析結果

P1 橋脚天端における応答加速度—水平応答変位履歴を図-3 に示す。桁が縮んでいる状態の方が、変位振幅が大きくなることで長周期化する傾向が確認できる。これは、桁が縮んだことにより両側の補強材が引張状態となるため、地震時に圧縮側の地盤抵抗が発揮されるまでに大きな変位振幅が必要になるためである。

温度低下（による桁の収縮）に対する地震応答の増加の感度、および補強材ばね特性の低下に対する地震応答の増加の感度を比較した結果を表-1 に示す。対象とした応答値は、等価固有周期（図-3の平均勾配から算出）、最大変位（P1 橋脚天端および補強材ばね変位）、および起点側スパンの曲げモーメント（隅角部、スパン中央付近およびP1 橋脚部）である。なお、地震時の側壁の最大曲げモーメント分布は、上端すなわち隅角部が最大となっているので感度の算出は省略した。

大半の項目で温度低下の感度の方が補強材ばね特性の低下の感度より大きくなっており、その比率自体が2倍を超える項目もある。

長スパン GRS 一体橋梁の耐震設計において桁の伸縮量が重要な設計パラメーターであることがわかる。ただし、温度低下に対する感度が 1.0 を大きく下回る項目はないことから、設計としては温度が最も低い状態（すなわち桁が最も収縮した状態）で設計しておけば安全側であることがわかる。

一方、補強材ばね特性の低下の感度が相対的に大きいのは、補強材の圧縮側の変位（すなわち、壁体が背面盛土側に押し込まれる変位）と A1（隅角部付近）の上側引張の曲げモーメントである。ただし、長スパン GRS 一体橋梁では背面盛土をセメント改良することを想定しており、前者は設計上の支配要因とはならない。また、後者の比率（1.29）も下側引張に対する温度の感度（3.08）よりも小さくなっている。このほか、A1 の下側引張の曲げモーメントは、補強材ばね特性の上昇に対して 1.19 (=1/0.84) の感度がある。すなわち、地震時の応答値に対して補強材ばね特性の感度は相対的に小さいものの、必ずしも低下させることが安全側ではないため、低下する前の状態も想定して設計する必要があると考えられる。

4. まとめ

長スパン GRS 一体橋梁の地震応答に対して桁の伸縮の感度が大きいことが確認できた。実務的には桁が最も収縮した状態で設計しておくのが安全側と考えられる。

参考文献

1) 田村, 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, 第 48 回地盤工学研究発表会, pp.1541-1544, 2013. 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 回土木学会年次学術講演会, V-068, 2013. 3) 加藤ら: 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, 第 68 回土木学会年次学術講演会, I-085, 2013. 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

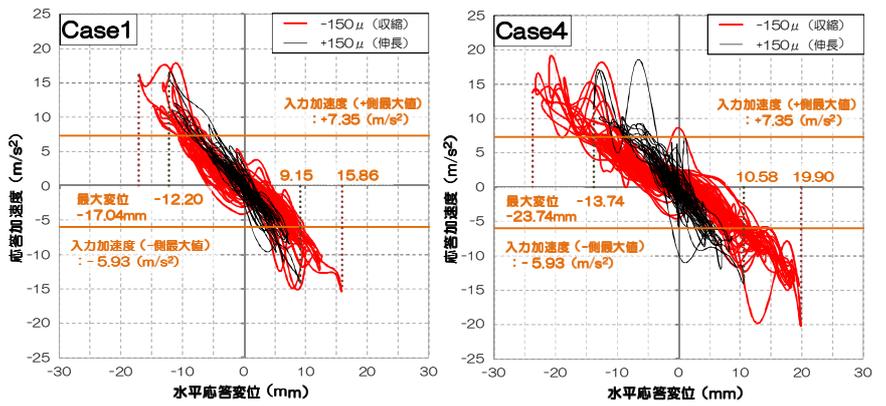


図-3 P1 橋脚天端の応答加速度—水平応答変位履歴

表-1 地震応答の増加感度の比較

		地震応答 (温度低下に着目)				地震応答 (補強材ばね特性低下に着目)				
		①Case4(ばね弱) +150μ(伸長)		②Case4(ばね弱) -150μ(収縮)		③Case1(ばね強) 0μ		④Case4(ばね弱) 0μ		
等価固有周期 (sec)		①	0.196	比率	1.34	③	0.210	比率	1.07	
		②	0.262	②/①		④	0.224	④/③		
変位	橋梁最大変位 (mm)	P 1 (+側)	①	9.84	比率	2.02	③	11.42	比率	1.24
		P 1 (-側)	①	-13.18	比率	1.85	③	-12.90	比率	1.53
	補強材A1側最上段最大変位 (mm) (引張側)	①	7.52	比率	3.23	③	7.58	比率	1.96	
		②	24.28	②/①		④	14.84	④/③		
	補強材A1側最上段最大変位 (mm) (圧縮側)	①	-8.67	比率	1.08	③	-6.02	比率	1.60	
		②	-9.35	②/①		④	-9.64	④/③		
曲げモーメント (桁部) kN・m	A 1 隅角部 (上側引張)	①	67293.1	比率	0.98	③	56645.7	比率	1.29	
		②	66084.8	②/①		④	72838.1	④/③		
	A 1 隅角部 (下側引張)	①	-6436.4	比率	3.08	③	-14866.2	比率	0.84	
		②	-19853.0	②/①		④	-12471.1	④/③		
A 1-P 1 間 (下側引張)	①	-37862.1	比率	1.76	③	-41754.4	比率	1.10		
	②	-66691.9	②/①		④	-46125.8	④/③			
P 1 隅角部 (上側引張)	①	52361.8	比率	1.26	③	50880.0	比率	1.04		
	②	66232.5	②/①		④	52768.7	④/③			

※同じ項目で感度が大きい方をハッチングしている