

繊維混合改良土による地下構造物の耐震補強効果の検討

ハザマ 正会員 ○浦野 和彦 足立 有史
 ハザマ 正会員 山田 淳夫 三反畑 勇
 豊橋技術科学大学 正会員 河邑 眞

1. はじめに

地下構造物についても地盤改良などによる耐震補強が最近行われるようになってきている。著者らは、既設構造物の耐震補強に地盤改良工法を施工する際、コストダウン、工期短縮、用地等の観点から繊維を混入させた地盤改良体の適用を検討している¹⁾。これは、繊維を混入することで改良土の剛性や引張り強度の改善効果により改良範囲の低減が期待できるためである。

本検討では、この繊維混合改良土を地下構造物の耐震補強に適用した場合の耐震補強効果について検討するため、2次元FEM解析による動的解析を実施した。この動的解析結果に基づき、地盤固化改良に繊維混合改良土を適用することで繊維を混入しない場合に比べ補強効果の向上や固化改良体規模の低減の可能性について検討する。

2. 解析方法

図-1に示すように、検討対象とした地下構造物は単ボックスの共同溝とし、横断方向についてモデル化した。構造物の側壁、頂版、底版ともに壁厚40cm、配筋はD16@150mm(引張鉄筋比0.44%)である。図-2に解析モデル図を示す。モデルの境界条件は、底面粘性境界及び側方水平ローラーとした。

地盤物性を表-1に、固化改良体(高さ3.4m×幅2m)及び躯体の物性を表-2に示す。地盤及び固化改良体はソリッド要素でモデル化し、非線形性はR-0モデルを用いて表現した。R-0モデルのパラメータを表-3に示す。ここで、固化改良体は図-1に示すように構造物に近接する範囲とし、地盤と同様にR-0モデルを適用した。その変形特性($G/Go \sim \gamma$, $h \sim \gamma$ 関係)は、文献¹⁾で得られた関係を用いた。また、固化改良体の初期弾性係数は、高压噴射工法における一軸圧縮強さ qu と弾性係数 G の関係(ここでは、 $Go=120qu$ に設定)から算定した。

構造物については梁要素でモデル化し、図-3に示すようなトリリニア型の $M-\phi$ 関係を考慮した。また、履歴モデルとしては修正武田モデルを用いた。ここで、隅角部については剛域を考慮した。

入力地震動は兵庫県南部地震の神戸海洋気象台地盤上の波形(最大812Gal)を用いた。また、減衰としてRayleigh減衰を採用し、その係数は剛性比例型

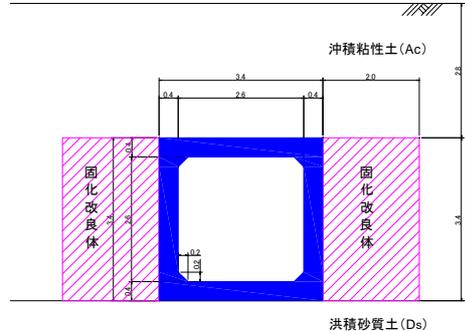


図-1 検討対象構造物

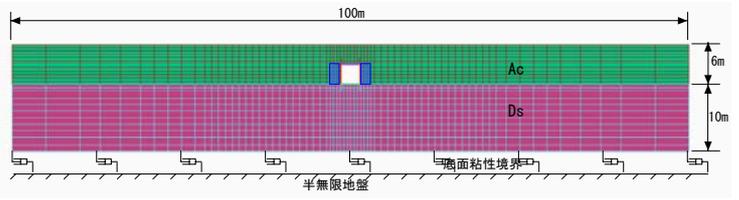


図-2 解析モデル図(補強時)

表-1 地盤物性

土質	平均N値	ポアソン比	単位体積重量 γ (kN/m ³)	Vs(m/sec)	G ₀ (kN/m ²)	変形特性タイプ (表-3)
Ac	2	0.49	16.5	130	28000	Ac
Ds	50	0.49	20.0	300	183000	Ds

表-2 構造物、固化改良体の物性

材料種別	構造物	補強体(繊維なし)	補強体(繊維あり)
単位体積重量 γ (kN/m ³)	24.0	16.5	16.5
一軸強度 q_u (kN/m ²)	-	1400	2100
ポアソン比 ν	0.2	0.35	0.35
せん断弾性係数 G_0 (kN/m ²)	10417000	16800	252000
引張強さ σ_t (kN/m ²)	-	200	500
変形特性タイプ(表-3)	-	補強体(繊維なし)	補強体(繊維あり)
備考		$G_0=120q_u$	

表-3 地盤及び固化改良体のR-0モデルパラメータ

変形特性タイプ	基準ひずみ γ_f	減衰定数 h_{max}
Ac	0.0010	0.20
Ds	0.0005	0.25
補強体(繊維なし)	0.0007	0.20
補強体(繊維あり)	0.0012	0.15

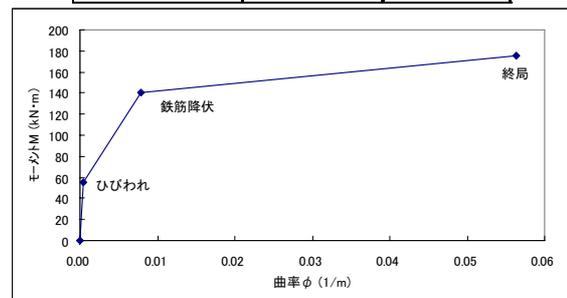


図-3 構造物のM-φ関係

キーワード 地盤改良, 繊維補強, 耐震補強

連絡先 〒305-0822 茨城県つくば市荻間 515-1 ハザマ技術研究所 TEL029-858-8813

で地盤の固有振動数に対して2%の減衰を考慮した。

3. 解析結果

無補強時と補強時（繊維あり）のケースの最大変形図及びせん断歪み分布図を図-4に示す。せん断歪みの分布状況からAc層下部の層境界部において最大1.5%程度のせん断歪み（図中の赤い部分）を生じており、この付近で変位が卓越していることが確認できる。また、固化改良体の存在により、構造物周辺（側方）でせん断歪みが小さくなっていることが確認された。

図-5に構造物の頂底板間相対変位の時刻歴波形を示すが、無補強の場合には最大2.5cm程度（層間変形角0.86%）の大きな相対変位が発生しているが、補強により半分程度の相対変位に低減している。また、図-6に構造物の鉄筋降伏発生位置（図中の●）を示すが、補強により鉄筋降伏の発生が減少していることがわかる。特に繊維ありの補強では鉄筋降伏が発生していない。

図-7に固化改良体の最大主応力分布図を示すが、固化改良体の左端部（図中の赤い部分）において大きな引張応力が発生している。

また、これらの結果に対して実施した躯体及び固化改良体の耐震性能照査結果を表-4に示す。無補強及び補強（繊維なし）のケースにおいて、躯体の曲げモーメントが降伏曲げモーメントを上回っている部材がある。また、補強（繊維なし）のケースにおいて、固化改良体の引張応力が引張強さを上回る結果となった。一方、補強（繊維あり）のケースでは、躯体及び固化改良体について目標性能を満足する結果となった。

4. まとめ

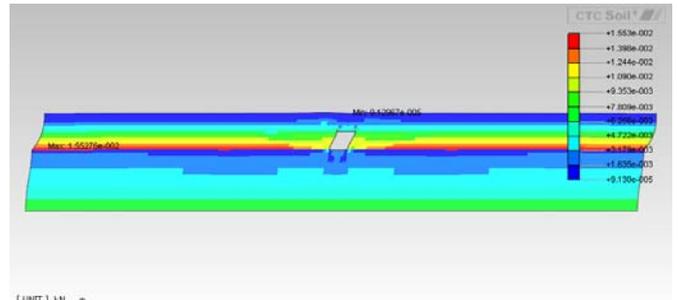
繊維混合改良土を利用した地下構造物の耐震補強における改良効果を確認するため、2次元動的FEM解析を実施した。繊維補強効果により、躯体の曲げモーメントが低減し、固化改良体に作用する引張応力も繊維なし固化改良体に比べ安全であることが確認でき、改良範囲の低減の可能性が示唆された。

<参考文献>

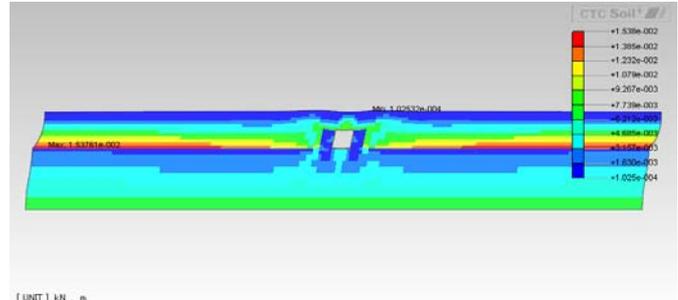
- 1) 山田淳夫, 三反畑勇, 足立有史, 浦野和彦: 繊維混合改良土の静的・動的力学特性に関する基礎的検討, 第45回地盤工学研究発表会, 2010. (投稿中)

表-4 躯体及び固化改良体の耐震性能照査結果

照査対象項目	単位	無補強	補強 (繊維なし)	補強 (繊維あり)	
躯体	最大曲げモーメント M_{max}	kN・m	143.5	140.7	137.2
	降伏曲げモーメント M_y	kN・m	140		
	判定		$M_{max} > M_y$	$M_{max} > M_y$	$M_{max} < M_y$
固化改良体 (せん断応力)	最大せん断力応力 τ_{max}	kN/m ²	-	161.3	205.3
	補強体せん断強度 τ_f	kN/m ²	1000		
	判定		-	$\tau_{max} < \tau_f$	$\tau_{max} < \tau_f$
固化改良体 (引張応力)	最大引張応力 σ_1	kN/m ²	-	232.7	359.0
	一軸引張強さ σ_t	kN/m ²	-	200	500
	判定		-	$\sigma_1 > \sigma_t$	$\sigma_1 < \sigma_t$



(a) 無補強時



(b) 補強時 (繊維あり)

図-4 最大変形図及びせん断歪み分布図

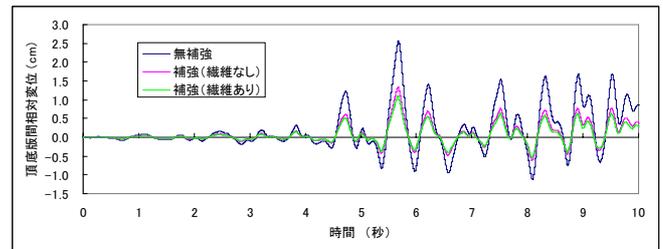
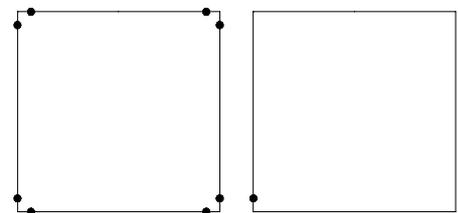
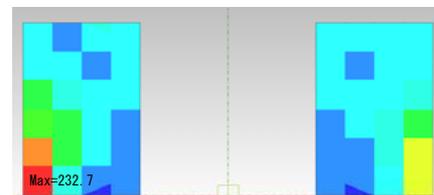


図-5 頂底板間相対変位の時刻歴波形

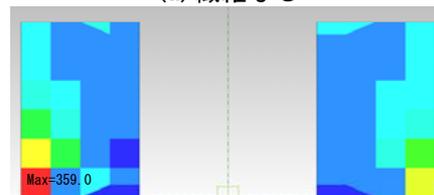


(a) 無補強 (b) 補強 (繊維なし)

図-6 鉄筋降伏発生位置



(a) 繊維なし



(b) 繊維あり

図-7 固化改良体の最大主応力分布図 (引張側) (*赤くなるほど引張応力が大きい)