

セメント改良補強土橋台の現地載荷試験 の検証解析

矢崎澄雄¹・青木一二三²・米澤豊司³・篠田昌弘⁴・館山 勝⁵

現地水平載荷試験によるセメント改良補強土橋台の挙動を設計的に再現することを目的として、レベル2地震動に対する検討手法である静的非線形解析による逆解析を実施し、本橋台の設計に用いた補強材ばねなどの設計パラメータの検証を行った。解析は、設計で用いられた解析モデルを基本として、水平載荷試験の計測結果のひとつである橋台変位をシミュレートすることで行った。また、有限差分法による同様の逆解析を実施し、静的解析により構築した現地橋台の解析モデルを用いて、地震時の動的挙動を推定するための動的解析を実施した。本論文は、これら解析結果について報告するものである。

キーワード：セメント改良補強土橋台，耐震性橋台，限界状態設計法，解析，載荷試験

1. はじめに

九州新幹線高田トンネルの坑口付近に、本設構造物として適用された新しい形式の耐震性橋台であるセメント改良補強土橋台の、レベル2地震動に対する耐震性能を確認することを主目的として、実橋台の現地水平載荷試験が実施された^{1)~3)}。

現地水平載荷試験では、「耐震標準⁴⁾」に準拠して決定されたレベル2地震動相当の設計水平荷重を橋台に静的な増分荷重として作用させ、橋台の変位や部材の応力、補強材ひずみ、背面盛土内の土圧等を測定し、耐震性能の評価・確認を行った。その他、セメント改良アプローチブロック内に敷設された補強材の引抜け特性を把握することを目的として、実構造物内の試験片による補強材の引抜き試験も実施された⁵⁾。

ここで、本橋台の設計法の基本的な考え方は、耐震標準による従来型の橋台と同様に、静的非線形解析による検討を主体としている。従来橋台の設計との大きな違いは基礎の地盤ばねに加えて、本橋台の設計では補強材の引張ばねを静的非線形解析に考慮した点である。

セメント改良補強土橋台の安定に対する抵抗要素を想定した場合、従来の直接基礎形式の橋台が基礎の地盤ばねに安定を依存しているのに対して、本橋台の場合には、基礎の地盤には鉛直支持のみを期待し、水平力に対する抵抗は地盤抵抗よりも補強材ばねに依存させる構造形式となっている。このため、設計段階における補強材のばね定数の設定が、直接設計結果の変形性能として現れる。

したがって、補強材のばね定数の設定が本橋台の設計では最も重要な項目のひとつである。しかし、セメント

改良アプローチブロック内での補強材の引張り特性は、これまで十分に把握させていなかったことから、今回実施した各現地試験結果を、解析的に検証することで、設計へ反映させることが重要となる。

そこで、現地水平載荷試験によるセメント改良補強土橋台の挙動を、静的非線形解析による逆解析を行うことで設計的に再現し、本橋台の設計に用いた解析モデルや補強材ばねなどの設計パラメータの検証を行うこととした。また、有限差分法による同様の逆解析を静的解析により実施することで、有限差分法に用いる現実的な解析モデルを構築し、このモデルを用いてレベル2地震動による動的解析を行い、本橋台のレベル2地震動に対する動的挙動を推定することとした。

2. 現地水平載荷試験による橋台の変形モード

逆解析は、現地水平載荷試験の水平変位をシミュレートすることで行う。したがって、載荷試験での橋台の変形状況を分析したうえで解析を行う必要がある。水平載荷による橋台の変形は、橋台躯体の変形、土嚢部分の補強材伸張による変形、セメント改良補強アプローチブロック自体の伸張変形および橋台躯体とアプローチブロックが一体となつての転倒変形が合わさつたの変形であると、各計測結果から想定された。上記～全てによるセメント改良補強土橋台としての変形（以降、全体変形と称す）は、最大載荷荷重（4000kN）時の計測結果から図-1に示すようにパラペット上端で15.5mm、

¹ 正会員，株式会社複合技術研究所，技術部（〒107-0052 港区赤坂2-15-16 赤坂ふく源ビル7F）
^{2,3} 正会員，独立行政法人鉄道建設・運輸施設整備支援機構 鉄道建設本部設計技術室 基礎土構造（〒231-8315 神奈川県横浜市中区本町6-50-1 横浜アイランドタワー）
^{4,5} 正会員，財団法人鉄道総合技術研究所，基礎土構造（〒185-8540 国分寺市光町2-8-38）

フーチング上面部で-1.8mm であり、セメント改良アプローチブロックと一体になって転倒変形し、背面盛土上面にはクラックが観測されている。また、相対変位計による計測結果より、土嚢部分の補強材伸張による変位は、図-2に示すように桁座面の高さで2.3mm、フーチング下面から5mの位置で0.2mmであった。

静的非線形解析による設計は、変形モードの土嚢部分の補強材伸張による変位に対するものであり、～の全体変形モードの逆解析は静的非線形解析では実施できない。このことから、全体変形に対する逆解析を有限差分法により実施することとした。

3. 静的非線形解析による逆解析

耐震標準に示される鉄道橋台の地震時設計手法である静的非線形解析により、セメント改良補強土橋台の現地水平載荷試験の逆解析を実施し、本橋台の設計に用いた補強材ばね定数や背面地盤のばね定数の妥当性を検証した。

(1) 解析条件

逆解析に用いた解析モデルは現地橋台の設計で用いられた解析モデルを基本として、解析は、補強材ばね定数および橋台背面の地盤ばね定数をパラメータとして、水平載荷試験による水平変位をシミュレートすることにより行った。

a) 解析モデル

解析モデルを図-3に示す。節点6が水平載荷位置であり、節点荷重で水平方向増分荷重として4000kN/全幅を400ステップで与え、節点5には桁反力としての鉛直荷重1350kN/全幅を増分しない荷重として与え、各要素

素には橋台自重を要素軸方向分布荷重（増分しない荷重）として与えた。補強材ばねは節点水平ばねとして、図-3に示す各節点の受け持つ本数分を与えた。また、地盤ばねとしては、背面地盤ばねを節点1~18に水平方向ばねとして与え、フーチング下面の鉛直・回転ばねを節点18に考慮した。

なお、解析は橋台全幅（11.3m）で実施した。

b) 橋台部材の非線形特性

表-1に橋台部材の諸元を示す。パラペット（胸壁）および躯体は鉄筋コンクリート非線形部材として与え、フーチングは剛体として考慮した。

c) 解析パラメータの設定

本解析では、補強材ばね定数、背面地盤のばね定数をパラメータとして、橋台の水平変位をシミュレートすることとした。

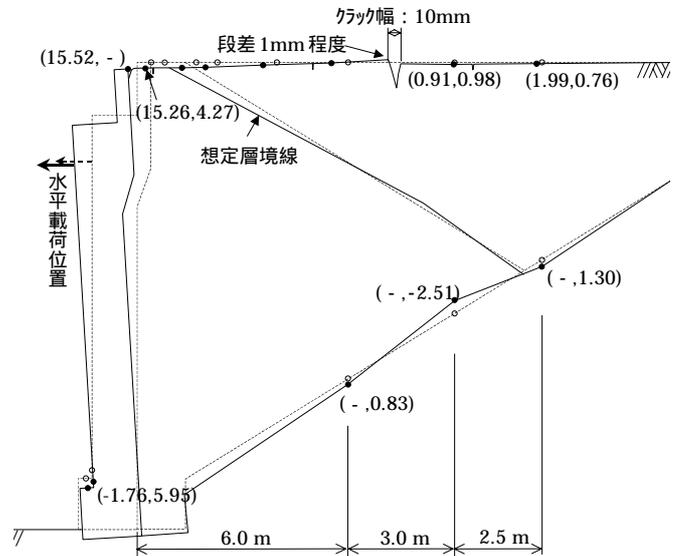


図-1 セメント改良補強土橋台の全体変形（誇張図）

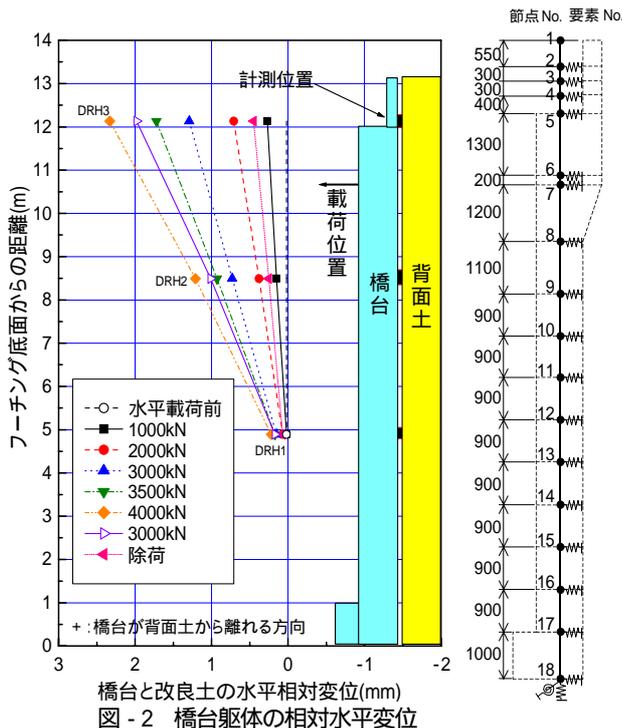


図-2 橋台躯体の相対水平変位

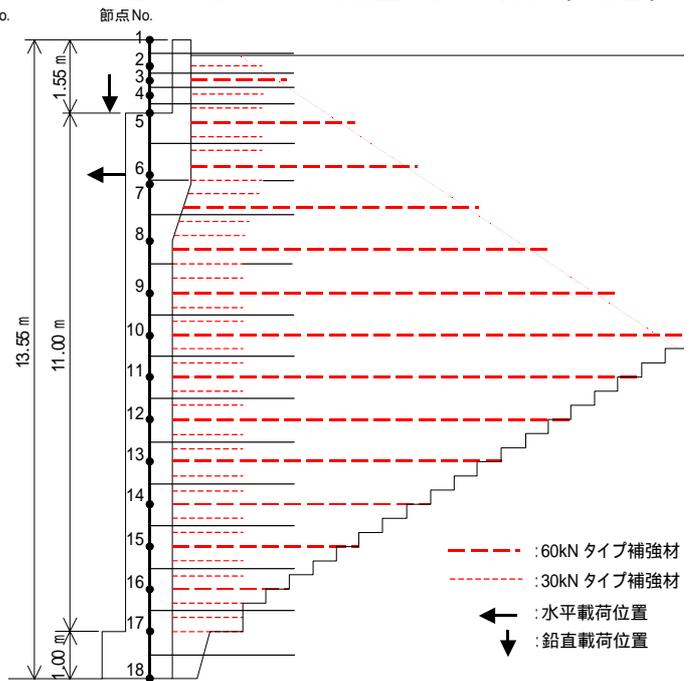


図-3 静的非線形解析モデル

表 - 1 橋台部材の諸元

種別	適用要素番号	断面高さ(mm)	断面の諸元			せん断補強鉄筋		
			被り(mm)	径(mm)	本数(本)	径(mm)	本数(本)	配置間隔(mm)
胸壁	~	400	80	19	58	16	28	200
躯体	,	1400	80	25	58	16	18	200
		1200	80	19	58	16	18	200
	~	1000	80	25	58	16	18	200
フーチング	剛域	1500	-	-	-	-	-	-

表 - 2 各節点の補強材ばねの入力値

節点No.	節点が受け持つ補強材本数(本)		換算本数(本)	補強材ばね定数(kN/m/全幅)			制限値(kN/全幅)	
	30kNタイプ	60kNタイプ		ケ-ス1	ケ-ス2	ケ-スn	引張側	圧縮側
	1	0		0	0	-	-	-
2	1	0	1	1000	2000	1・X	339	0
3	0	1	2	2000	4000	2・X	678	0
4	1	0	1	1000	2000	1・X	339	0
5	2	1	4	4000	8000	4・X	1356	0
6	1.5	1	3.5	3500	7000	3.5・X	1186.5	0
7	1.5	1	3.5	3500	7000	3.5・X	1186.5	0
8	2.5	1	4.5	4500	9000	4.5・X	1525.5	0
9	2.5	1	4.5	4500	9000	4.5・X	1525.5	0
10	2	1	4	4000	8000	4・X	1356	0
11	2	1	4	4000	8000	4・X	1356	0
12	2	1	4	4000	8000	4・X	1356	0
13	2	1	4	4000	8000	4・X	1356	0
14	2	1	4	4000	8000	4・X	1356	0
15	2	1	4	4000	8000	4・X	1356	0
16	2	1	4	4000	8000	4・X	1356	0
17	2	0	2	2000	4000	2・X	678	0
18	0	0	0	-	-	-	-	-

補強材ばね定数の設定

補強材ばね定数は、本解析では30kNタイプの補強材1本を基準として、60kNタイプの補強材ばねは30kNタイプの2倍の値であるとして、各節点が負担する30kNタイプの本数に換算することとした。表-2に、各節点が負担する補強材の各タイプの本数および30kNタイプの補強材に換算した本数を示す。解析は、表中に示すように換算本数にX倍した値を用いてトライアル計算を実施した。また、補強材ばねはバイリニアとしてモデル化しており、その上限値は補強材の設計引張強度とした。

背面地盤のばね定数

セメント改良アプローチブロックからなる背面地盤のばね定数は、トライアル計算を行うことにより着目する変位がシミュレートできる値を求めた。

なお、直接基礎の鉛直地盤ばね定数、地盤のばね定数

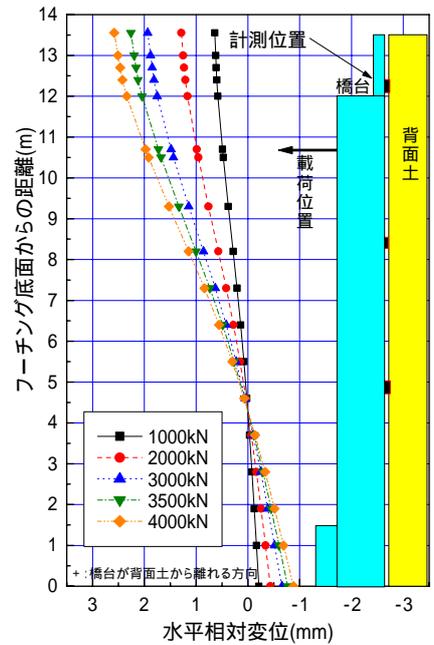


図 - 4 解析結果による水平変位分布

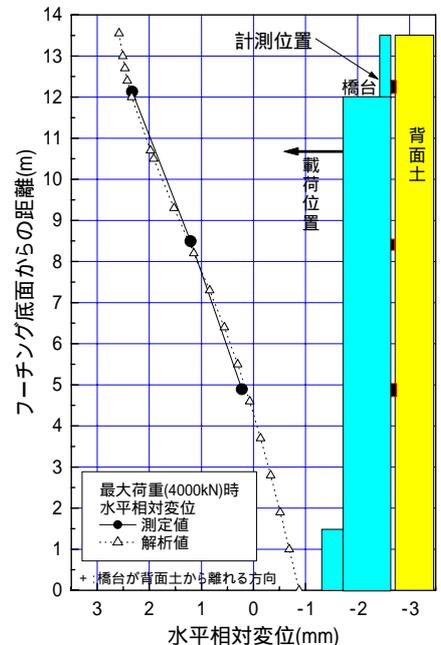


図 - 5 水平変位分布の比較

表 - 3 水平変位量分布の比較

パラメータ	ばね定数(kN/m/全幅)
補強材ばね定数(表-2のX値)	80000 × (換算補強材本数)
背面地盤ばね定数	65000

についてはバイリニアによるモデル化をしており、設計計算書による値を用いた。

(2) 解析結果

トライアル計算により、橋台の相対変位にほぼ一致したときの解析結果による橋台水平変位の分布を、図-4に荷重段階ごとに、図-5に最大水平荷重(4000kN)時の

測定結果と解析結果の水平変位分布の比較を示す。また、このときの各パラメータの値を表 - 3 に示す。

図 - 5 から、最大荷重時の水平変位の分布はほぼ一致していることがわかる。次に図 - 2 および図 - 4 から、パラペット上端位置での荷重～変位関係として整理した結果を図 - 6 に示す。解析では各ばね定数をバイリニアとしてモデル化しているため、上限値に達しない限りばね定数は一定であることから、線形的な荷重～変位関係となっていることがわかる。これに対して、水平載荷試験の荷重～変位関係は非線形であり、荷重レベルが増加するに従い勾配が緩くなる傾向にあることがわかる。このことは、実際の構造物内の補強材ばね定数が非線形で、荷重レベルすなわち補強材に作用する引張力が大きくなるほど低下していることを示している。

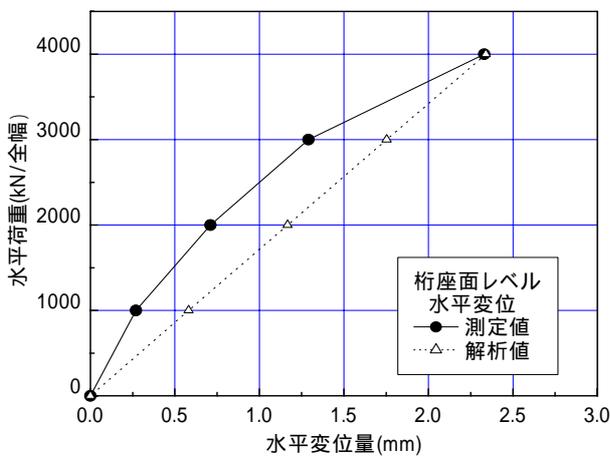


図 - 6 荷重～変位関係の比較

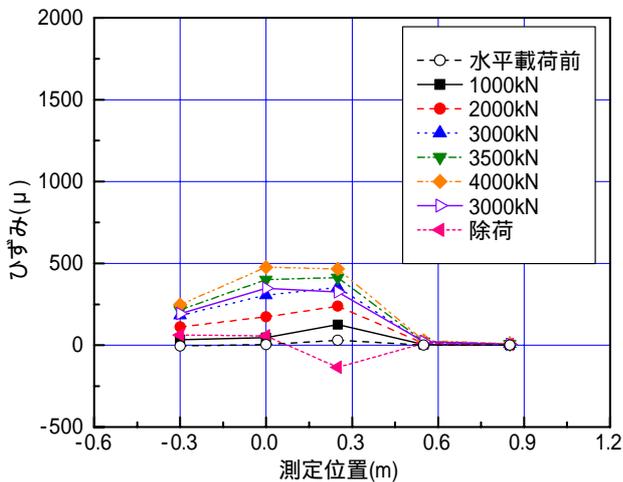


図 - 7 補強材ひずみ測定値分布の一例

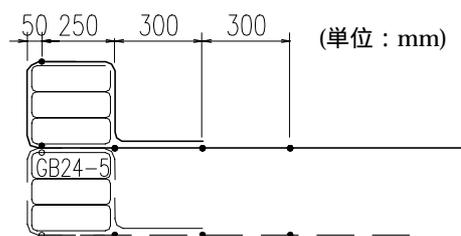


図 - 8 ひずみゲージ貼付け位置

(3) 補強材ばね定数に関する考察

表 - 3 に示した逆解析により求められた補強材のばね定数について、実際の構造物の設計に用いた補強材ばね定数、および現地で実施した補強材引抜き試験⁵⁾の結果から得られるばね定数との比較を行い、今後、静的非線形解析の設計に考慮すべき補強材ばね定数について検討を行う。

解析においては、30kN タイプの補強材を基本として考えたことから、以下に実際の設計で設定した 30kN タイプの補強材の設計ばね定数の算定を示す。

設計では、気中での引張り試験により、補強材の伸びが 5%のときの荷重～伸びひずみの関係を用いて、伸びしろ 1.5m 当たりのばね定数を公称ばね定数 $k_{gt,0}$ としている。

実設計においては、この $k_{gt,0}$ を基本として、地中でのばね定数に対する補正係数、土嚢部分の折返しによる効果、セメント改良アプローチブロック内での補強材伸びしろ長を考慮して、以下のように解析に用いる補強材のばね定数を設定した。

$$k_{gt} = (\text{気中 5\% 伸び, 伸びしろ 1.5m での } k_{gt,0}) \times (\text{従来の実験等による補正係数}) \times (\text{折返し効果}) \\ = k_{gt,0} \times 5 \times 2 = 10 \cdot k_{gt,0} \text{ (kN/m/m)}$$

ここで、セメント改良土内での補強材の伸びしろを 40cm と仮定し、さらに橋台全幅でのばね定数を以下のように求めた。

$$k_{gt} = 10 \cdot k_{gt,0} \times (150/40) \times 11.3 \\ = 424 \cdot k_{gt,0} = 424 \times 200 = 84800 \text{ (kN/m/全幅)}$$

したがって、実際のセメント改良補強土橋台の設計に用いたばね定数は、逆解析結果とほぼ一致している。

ここで、水平載荷試験時に計測した補強材ひずみの分布図の一例を図 - 7 に示す。補強材のひずみは図 - 8 に示す位置にひずみゲージを貼り付けて計測したものである。図 - 7 から、引張りひずみが発生している領域は、橋台背面から 30cm の位置の測定点までであり、55cm の位置ではひずみが発生しておらず、このことから、伸びしろを土嚢部分の幅 40cm として設計ばね定数を求めたことは、比較的現実的であったものと考えられる。また、折り返し部分の測定点(図 - 7 の -0.3m の点)についても引張りひずみが発生しており、このことから、折り返し効果もあることが確認された。

以上より、設計で用いた補強材ばね定数の設定方法が比較的現実的であると判断することができる。

(4) 補強材引抜き試験結果と補強材設計ばね定数の関係

(3) より、橋台の安定に対する静的非線形解析に用いる補強材のばね定数については、設計値と逆解析により求めた値とがほぼ一致する結果となった。ここでは、現地水平載荷試験の際に実物の補強アプローチブロックを用いて行った補強材引抜き試験の結果から、補強材先端位置でのばね定数を求め、設計で用いたばね定数との比較を行う。

引抜き試験は、30kN/m タイプの製品および 60kN/m タイプの製品の 2 種類について、フーチング下面を第 1 層の

補強材として、フーチング下面から 16 層目および 30 層目の計 4 ケースを実施した。

図 - 9 に、各ケースの荷重～引抜き変位関係を示す。各図から、履歴を受けた荷重程度までの変位の発生量が大きく、履歴を受けていない荷重からの変位が小さい発生傾向にあり、その結果ヒステリシスループとなっていることがわかる。これは、荷重の増加と共に補強材と地盤との摩擦切れが進行的に奥に進むためと考えられる。

補強材のばね定数は、図 - 9 の各荷重～変位ループの割線での傾きとして、各荷重段階ごとに整理を行うこととした。その際、引抜き試験は、幅 13.8cm (7 スtrand) の試験片で実施しており、ひずみゲージの貼付けのため中央 2 本のスrandは地盤と摩擦が取れていなかった可能性があったため、橋台全幅でのばね定数の換算は、これらを考慮して行った。

図 - 10 および図 - 11 に、各製品の橋台全幅に換算した補強材ばね定数を引抜き荷重レベルごとに示す。同図から、補強材ばね定数は、荷重レベルが大きくなるに従い減少し、一定値に収束する傾向にあることがわかる。これは、前述のヒステリシスループのためである。同図には、設計で用いた補強材ばね定数を示したが、設計ばね定数は荷重レベルの低いばね定数に近いことがわかる。

レベル 2 地震動の設計で用いる補強材のばね定数としては、補強材は地震が発生して初めて大きな引張力を受けると考えることができることから、図 - 10、図 - 11 の荷重レベルの低いばね定数を適用してよいものと考えられ、設計で用いている補強材ばね定数は比較的妥当性の高い値であると判断できる。

(4) 橋台背面地盤のばね定数に関する考察

橋台背面地盤のばね定数は、実際には土嚢によるばねであると考えられる。表 - 3 に示した逆解析により求められた背面地盤のばね定数は 65000kN/m であり、節点間隔が約 1.0m であるので、奥行き 1.0m 当たりの設計水平地盤反力係数は $k_p=65000\text{kN/m}^2$ となる。したがって、逆解析の結果から単純に土嚢部分を地盤として評価した場合 $N=20$ 程度の砂層と想定できる。

4. 有限差分法による逆解析

現地水平載荷試験によるセメント改良補強土橋台の全体変形をシミュレートし、解析モデルの各物性等、現実

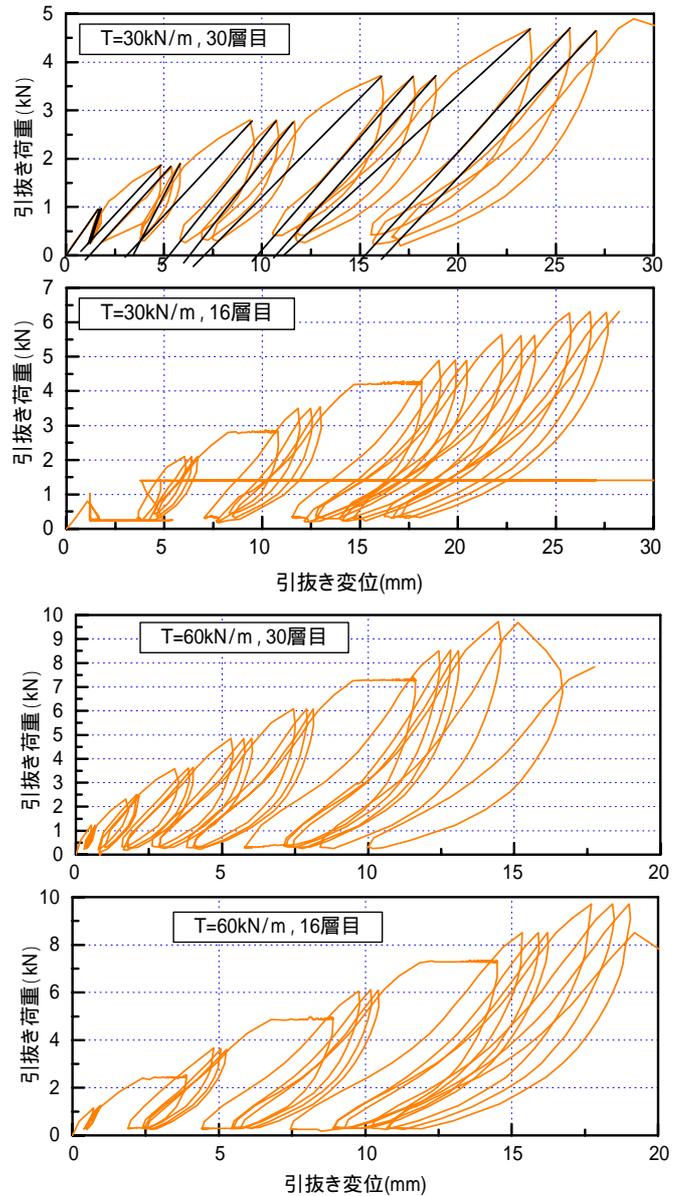


図 - 9 補強材引抜き試験の荷重～変位関係

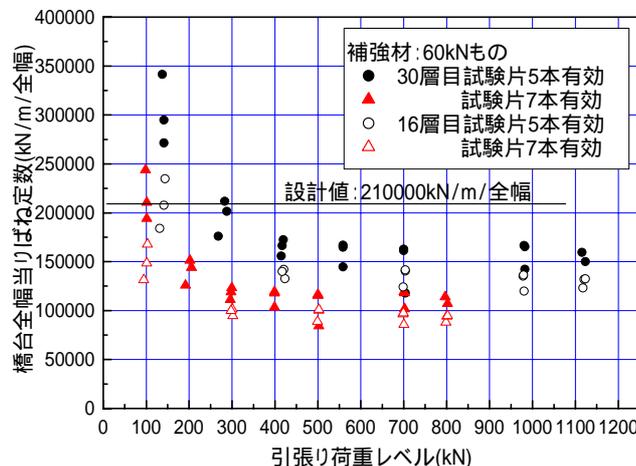


図 - 10 30 kN/m製品の補強材ばね定数

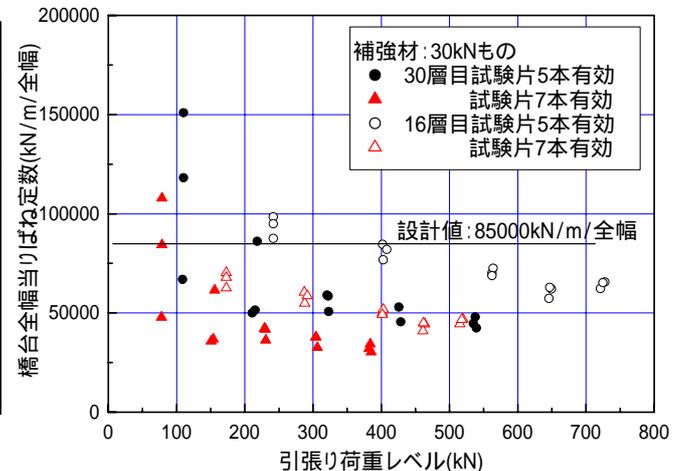


図 - 11 60kN/m製品の補強材ばね定数

的な解析モデルを構築することを目的として、有限差分法による解析を実施した。

ここで、有限差分法は、解析対象を有限の格子に離散化し、各格子において差分計算式により直接支配方程式を解いて解析領域の応力・変形などを求める方法であり、段階掘削や段階盛土、荷重載荷などの施工工程に沿った解析が可能である。本検討では、解析プログラム FLAC(ver. 40)により解析を実施した。

(1)解析条件および解析方法

本解析で用いた有限要素メッシュと境界条件を図-12に示す。要素数は約3500メッシュとし、境界条件は支持地盤下面をY方向固定、盛土背面および前面地盤をX軸方向固定とした。

解析は、現地の施工手順を再現することとして、幅25mの切り取り斜面上に、一層(30cm厚さ)ごとに補強盛土を構築し、各施工段階での安定解析を行った。補強盛土構築中のセメント改良アプローチブロックの物性は、安定処理土が未固結であることを考慮し、盛土材料の内部摩擦角のみを用いた。壁面構築後のセメント改良補強土橋台が完成した後の解析では、安定処理土の固結を考慮して、室内配合試験の結果からセメント改良土の粘着力 $c=614 \text{ kN/m}^2$ として安定解析を行った。また、地盤材料については Mohr-Coulomb の破壊基準に準じた弾完全塑性体としてモデル化し、補強材には線形のケーブル要素を用いてモデル化した。表-4、表-5に各入力定数を示す。これら入力定数については、基本的には室内土質試験、補強材引張り試験等から定めたが、セメント改良土の引張り強度については十分な試験が実施されていなかったため、水平載荷試験結果の逆解析により設定したものである。また、補強材の降伏強度は、引張強度の特性値(設計引張強度/0.8)を、土のう部の折り返しを考慮して2倍として入力した。

解析は、まず鉛直載荷による解析を実施した後、水平載荷によるステップ解析を実施した。鉛直荷重は、現地載荷試験で実施した1350kN/全幅を再現するため、単位奥行き幅あたりの鉛直荷重 122.73 kN/m を桁座面両端に集中荷重として 61.36 kN/m ずつ載荷した。水平載荷荷重は、載荷試験の載荷位置と同じ位置で、載荷試験の最大荷重 4000 kN /全幅と同値となるように 25 kN/m ずつ段階的に載荷し、各荷重ステップで安定解析を行った。

(2)解析結果

図-13に水平載荷試験の測定結果と数値解析結果の荷重～水平変位の関係を、パラペット上端での変位として示す。また、図-14に解析結果における荷重段階ごとの水平変位分布を示す。各図から、水平荷重 350 kN/m (4000 kN /全幅)時の変位は、計測値 15 mm 程度に対して、解析値 24 mm 程度であり、解析値の方が約1.5倍大きい結果であった。この原因としては、実構造物は有限幅

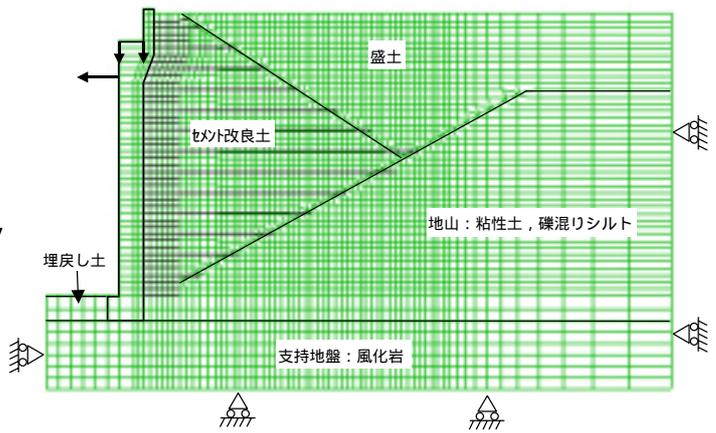


図-12 解析モデルおよび境界条件

表-4 各入力定数

種類	密度 (t/m ³)	ポアソン比	せん断剛性 G_{max} (kPa)	体積弾性係数 k (kPa)	粘着力 c (kPa)	摩擦角 (°)	引張強度 (kPa)
盛土	2.7	0.25	4.00×10^5	6.67×10^4	44.7	55	-
地山	1.5	0.3	4.73×10^3	1.03×10^4	1000	55	-
支持地盤	1.9	0.3	1.85×10^4	4.00×10^4	-	50	-
埋戻し土	1.8	0.3	4.81×10^3	1.04×10^4	-	20	-
セメント改良土	2.7	0.25	2.50×10^6	4.16×10^6	614	61.8	3.5×10^6
工カト	2.5	0.2	1.04×10^7	1.39×10^7	-	-	-
土嚢	2.0	0.3	2.12×10^4	4.58×10^4	-	-	-

表-5 補強材の入力定数

項目	30kN/mタイプ	60kN/mタイプ
密度(t/m ³)	1.00×10^5	1.00×10^5
ポアソン比	0.3	0.3
ヤング係数E(kPa)	4.00×10^5	10.0×10^5
せん断剛性率G(kPa)	1.54×10^5	3.85×10^5
厚さ(m)	0.002	0.002
断面積(m ²)	0.002	0.002
降伏強度(kN/m)	76.4	147.0
周長(m)	2.0	2.0
ゲオットの剛性(kPa)	2.00×10^6	2.00×10^6
ゲオットの剛性摩擦(kPa)	1.00×10^3	1.00×10^3
摩擦角(°)	35	35

(11.3m)の3次元構造物であり、橋台の側面部には線路横断方向の補強材が配置されている。このことから、解析の2次元モデルよりも実際の構造物のほうが剛性が大きく、その結果、解析のほうが変位が大きくなったものと想定される。

図-15に設計地震動相当の水平荷重である 375 kN/m 時のせん断ひずみのコンター図を示す。同図から、せん断ひずみは第6層目の長尺補強材の端部位置付近の地表面で大きな値を示しており、水平載荷試験のクラックの発生位置とほぼ一致している。

これらのことから、解析では水平変位量が若干大きな値を示したが、2次元モデルであること、背面地盤のひずみ分布から全体変形の傾向を再現していたことから、解析モデルは概ね妥当であると判断した。

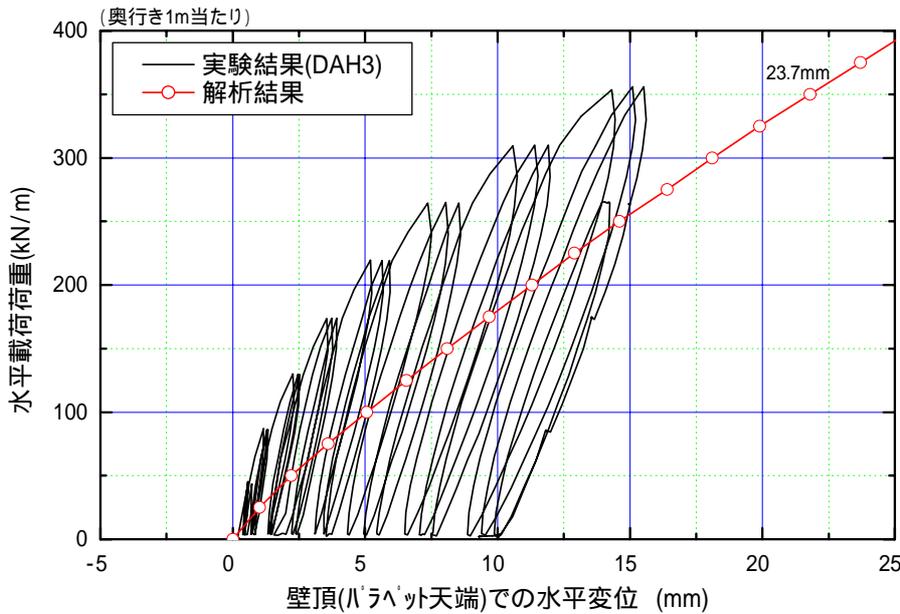


図-13 パラペット上端位置における荷重～変位関係の比較

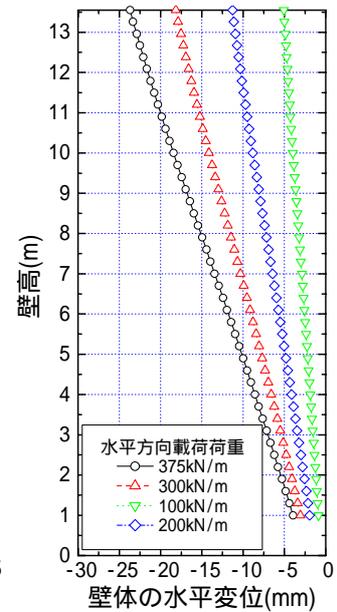


図-14 荷重ステップごとの水平変位分布

5. 有限差分法による動的解析

水平載荷試験の逆解析で決定した解析モデルを用いて、図-12に示した有限要素メッシュ最下面にレベル2地震の設計地震動を入力し、地震時の動的変形挙動の検討を行った。

(1) 動的解析における解析条件

動的解析における境界条件は、自由境界とした。また、設計地震動は、支持地盤がN 50の砂礫地盤であることから、レベル2地震動を想定した耐震標準によるスペクトル、G1地盤用の設計地震動を入力した。

(2) 動的解析結果

図-16に基盤面を基に算定したパラペット天端と壁面工中央部での相対変位時刻歴、図-17にパラペット天端での最大応答加速度時の相対水平変位コンター図、図-18にパラペット天端での最大応答加速度時の相対変位ベクトル図を示す。図-16から、地震時のパラペット天端の最大相対変位量は、壁面工前面方向に9.3cmを示したが、残留変位量は1.7cmと小さかった。また、地震時の壁面工中央部の最大相対変位量は、壁面工前面方向に5.3cmを示したが、残留変位量は0.7cmと非常に小さかった。地震時の相対変位量がパラペット天端と壁面工中央部で差が大きいことおよび図-17の水平変位コンター図から、本橋台のレベル2地震時の変形モードは転倒変形モードであると判断できる。また、パラペット天端と壁面工中央部の残留変位量が小さいことから、レベル2地震動下でもセメント改良補強土橋台は弾性的な挙動を示したと考えられる。

図-19に、パラペット天端での最大応答加速度時の最大せん断ひずみコンター図を示す。パラペット天端が

最大応答加速度を示した時には、せん断ひずみはセメント改良土と粘性土地盤の境界に沿って粘性土地盤内で発達しているのがわかる。また、セメント改良土内にはせん断ひずみはほとんど発生していないことから、高い耐震性が示されたと判断できる。

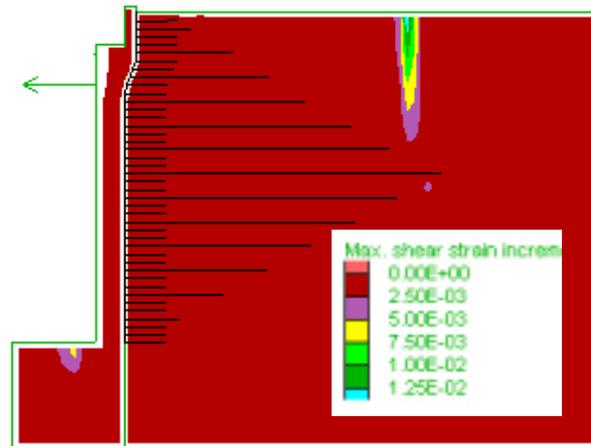


図-15 せん断ひずみ増分分布

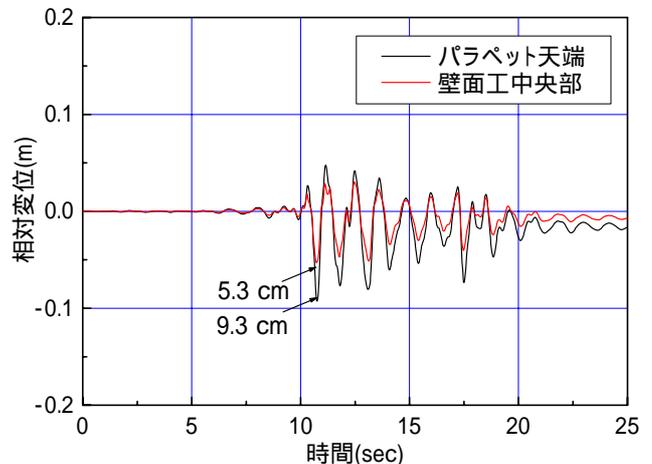


図-16 パラペット天端と壁面工中部での相対変位時刻歴

6. おわりに

現地水平載荷試験によるセメント改良補強土橋台の挙動を設計的に再現し、本橋台の設計に用いた補強材ばねなどの設計パラメータの検証を行うことを目的として、静的非線形解析による逆解析を実施した。その結果、当初の設計における補強材ばね定数は、逆解析の結果とほぼ一致した。また、現地補強材引抜き試験の結果からも概ね現実的なばね定数であると判断できた。このことから、設計における補強材ばねの設定方法は、妥当性が高いと判断された。

さらに、背面地盤を含むセメント改良補強土橋台全体系のレベル2地震動による動的な挙動を把握することを目的として、有限差分法による逆解析および動的解析を実施した。その結果、耐震標準に示されるスペクトル用設計地震動による本橋台の挙動は、弾性的であり地震後の残留変形も非常に小さいと判断された。これらのことから、セメント改良補強土橋台の高い耐震性が確認されたものと考えられる。

参考文献

- 1) 矢崎澄雄・渡邊修・青木一二三・米澤豊司・館山勝・龍岡文夫・古関潤一：セメント改良補強土橋台の現地水平載荷試験（その1：実施概要），土木学会第58回年次学術講演会，2003.
- 2) 青木一二三・米澤豊司・加藤順・田村幸彦・館山勝・龍岡文夫・古関潤一：セメント改良補強土橋台の現地水平載荷試験（その2：変形モード），土木学会第58回年次学術講演会，2003.
- 3) 青木一二三・米澤豊司・渡邊修・館山勝・龍岡文夫：ジオテキスタイルを用いたセメント改良補強土橋台の現地載荷試験結果，第18回ジオシンセティックスシンポジウム，2003.
- 4) 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，運輸省鉄道局監修鉄道総合技術研究所編，1999.
- 5) 内村太郎・龍岡文夫・青木一二三・米澤豊司・北野陽堂・館山勝・渡辺健治・田村幸彦・舩尾孝之：セメント改良粒調砕石盛土中のジオグリッド補強材の引抜き試験，第18回ジオシンセティックスシンポジウム，2003.

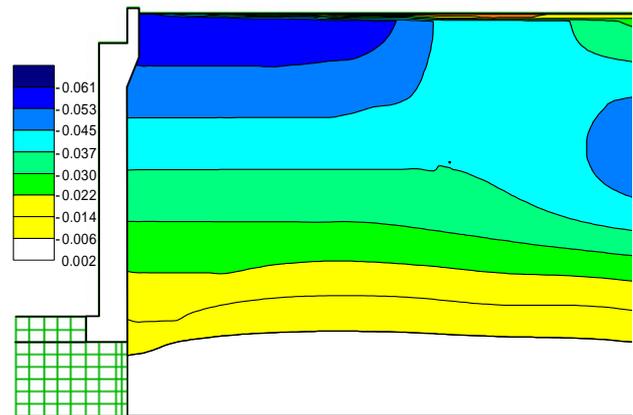


図 - 17 最大応答加速度時の絶対水平変位コンター図

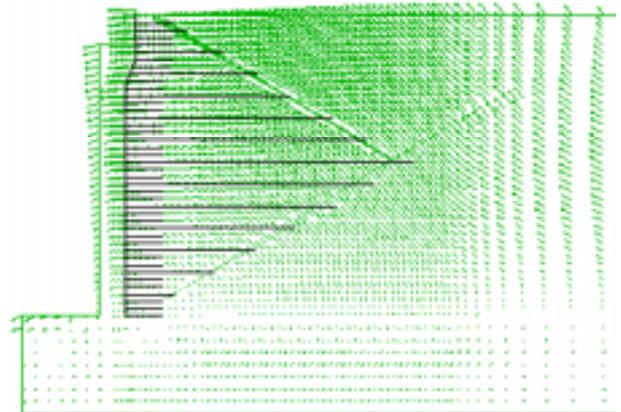


図 - 18 最大応答加速度時の絶対変位ベクトル図

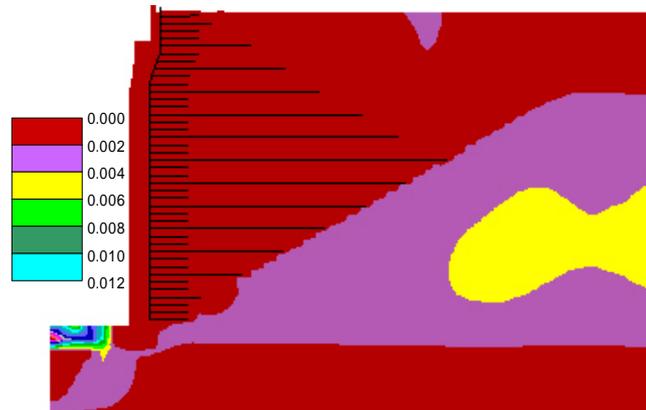


図 - 19 最大応答加速度時のせん断ひずみコンター図

FIELD TEST AND BACK ANALYSIS OF BRIDGE ABUTMENT WITH GEOGRID-REINFORCED CEMENT TREATED BACKFILL

Sumio YAZAKI, Hifumi AOKI, Toyoji YONEZAWA, Masahiro SHINODA and Masaru TATEYAMA

The paper describes back analysis of the bridge abutment with geogrid-reinforced cement treated backfill subjected to vertical static load and horizontal cyclic load with static nonlinear analysis which is the conventional seismic design method. Input parameters for designing, such as spring coefficient of reinforcement, were examined by the above analysis. A dynamic analysis was also conducted with finite difference method based on the back analysis with the same method to expect the dynamic behavior of the bridge abutment subjected to strong seismic load.