

I-B236 セメント安定処理土を用いた橋台構造の耐震性評価に関する検討

日本道路公団 正会員 井ヶ瀬良則 ○小野塚和博

1. はじめに

橋台の機能として上部工の支持および土留めがあり、これらの荷重に対して安定するように断面等が決定されている。そのため、橋台の背面土圧軽減が可能となれば橋台の規模を小さくでき経済的な橋台になると考えられる。そこで、橋台の背面土圧軽減を目的に、①裏込め土を自立(強化)させるためにセメント安定処理土を用いる橋台と、②橋台の規模を縮小するために、セメント安定処理土(以下「強化土」という)上に桁受け(小橋台)を設置する橋台(以下「強化土橋台」という)の検討を行っている。前述の工法は要領化され現地施工も行われている。

ここでは、後述の強化土橋台の実用化までの課題のひとつとして、大規模地震時の耐震性評価に対し、前年度に行った遠心振動模型実験の結果を踏まえて、震度法レベルで設定した強化土橋台に対して大規模地震時を想定した動的解析を行ったものである。

2. 震度法レベルで設定した強化土橋台の形状

解析手順としては、震度法レベルで設計した場合の強化土橋台の形状決定、波形特性の検討を踏まえて大規模地震を想定した動的解析を行った。

強化土橋台の震度法レベルの設計は、次に示す条件を満たす形状とした。

- ①桁受け(小橋台)の安定照査(強化土上の直接基礎として、滑動や転倒に対して安定であること)、
- ②強化土体の内的安定の照査(強化土が自立する強度および橋台支持地盤としての強度を満たすこと。)、
- ③強化土体の外的安定の照査(強化土体は、支持地盤上に直接基礎で支持されることを原則とするため、支持力、滑動および転倒に対して所定の安定性を満たすこと。)

その結果、上記項目を満たす形状(図1)を検討対象とした。なお、橋台は高いほど、施工性、耐震性が問題となることから、逆T式橋台の施工高さの上限値とされる15m相当を橋台高さとした。

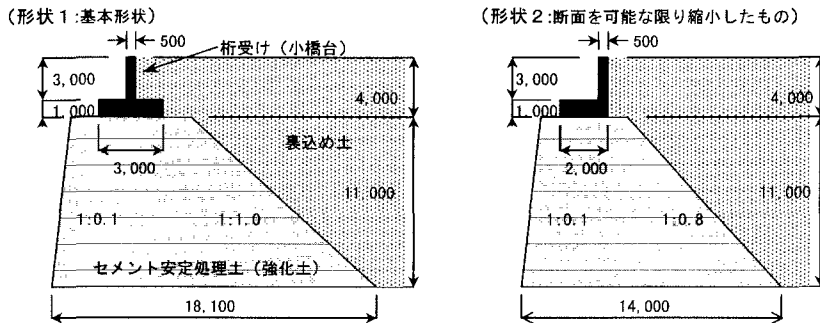


図1 強化土橋台形状

3. 波形特性の検討

強化土橋台は、その橋台の非対称性により入力地震動の方向に影響を受けると考えられるため、形状1(図1)の強化土橋台形状に対して4種類の地震動波形(板島橋波形、開北橋波形、JR 鷹取駅波形、神戸海洋気象台波形)を入力して波形特性の検討を行った。解析モデルは、強化土橋台の地震時挙動を検証した遠心振動模型実験(平成9年度実施)で作成したものをを用いた。この解析モデルでは、構造物の全体系および個々の材料の動的特性を考慮して、変形および破壊しない、または塑性変形が微小と想定される材料(強化土体、

セメント安定処理土、橋台

東京都町田市忠生 1-4-1 日本道路公団試験研究所橋梁研究室 TEL.042-792-1621 FAX.042-792-8650

支持地盤、桁受け（小橋台）については、内部の塑性化が卓越しないと考えられるので弾完全塑性体として扱うこととし、内部の塑性化が卓越すると予想される材料（裏込め材）に対しては、動的非線形特性を考慮するために鶴飼らによる改良双曲線モデルを適用することとした（表 1）。また、計算安定化に対してレイリー減衰を用いた。

表 1 材料定数（弾完全塑性モデル、改良双曲線モデル）

	材料	ϕ (°)	G (tf/m ²)	E (tf/m ²)	γ (tf/m ³)	α アソビ比	G_0 (tf/m ³)
弾完全塑性モデル	強化土 ($q_u=1000$ kPa)	37.0	20	30,000	1.90	0.2	—
	橋台 (RC 橋台)	—	10,000	235,000	2.50	0.167	—
	支持地盤 (I 種地盤)	40.0	3.0	30,000	2.00	0.33	—
改良双曲線モデル	裏込め地盤	35.0	0	10,000	1.90	0.33	1.90

なお、JR 鷹取駅波形と神戸海洋気象台波形が強化土橋台に与える損傷が大きいものと考えられ、それらの波形を正負反転させた場合の解析も行った。その結果、神戸海洋気象台の正負を反転させた波形（最大入力加速度 884.9 gal）が強化土橋台に最も大きな損傷を与える波形であると判断し検討に用いる入力波形とした（表 2）。

表 2 波形特性の解析結果

	板島橋 波形	開北橋 波形	JR 鷹取 駅波形	神戸海洋 気象台波形	JR 鷹取駅波 形（反転）	神戸海洋気象台 波形（反転）
最大入力加速度 (gal)	475.9	373.3	727.6	-884.9	727.6	884.9
橋台天端最大応答加速度 (gal)	1533.0	1454.0	1650.0	2140.0	1650.0	1875.0
強化土体前面下端最大応答加速度 (gal)	602.1	585.2	763.0	867.5	763.0	832.4
橋台天端最大応答変位 (cm)	-11.2	-5.8	-18.4	11.3	-18.4	-30.7
橋台天端残留水平変位 (cm)	-6.0	-2.5	-15.0	0.0	-15.0	-22.0
強化土体前面下端最大応答変位 (cm)	-1.3	-1.0	-2.2	7.0	-2.2	-1.5
強化土体下端残留水平変位 (cm)	0	-0.2	-0.5	5.5	-0.5	-8.2

4. 大規模地震を想定した強化土橋台の動的解析

震度法レベルで安定性を確認した形状（図 1）に対し、「3. 波形特性の検討」と同一モデルを用いて解析を行った。形状は 2 種類とし形状 2 においては強度を 2 種類設定した。入力波形は神戸海洋気象台波形（正負逆転）を用い、実構造物に近づけるために上部工反力として活荷重 100tf、死荷重 150tf を想定した。

表 3 強化土橋台の動的解析結果

	ケース 1（形状 1） 背面勾配 1:1.0 $q_u=1000$ kN/m ²	ケース 2（形状 2） 背面勾配 1:0.8 $q_u=1000$ kN/m ²	ケース 3（形状 2） 背面勾配 1:0.8 $q_u=1500$ kN/m ²
橋台天端最大応答加速度 (gal)	1540.0	-1800.0	-1900.0
強化土体前面下端最大応答加速度 (gal)	1125.0	1000.0	1000.0
橋台天端最大応答変位 (cm)	-30.0	-49.0	-29.0
橋台天端残留水平変位 (cm)	-25.0	-44.0	-24.0
強化土体前面下端最大応答変位 (cm)	-7.5	-6.0	-7.5
強化土体下端残留水平変位 (cm)	-6.0	-5.0	-5.5

ケース 1～3 は、橋台高さ 15m（小橋台 4m、強化土体 11m）、前面勾配 1:0.1、支持地盤：砂礫地盤である。

その結果、桁受け（小橋台）の水平変位、強化土体の滑動量はあるものの、一般に既存の橋台は震度法により設計されているが、背面の動土圧が不明確なことに加え、構造物の破壊を伴わない橋台の移動は直接落橋につながらないと考えられることから、ここでは強化土体に生ずる引張りおよび圧縮応力の降伏応力を越える範囲について検討を行った。その結果、3 ケースとも強化土体前面下端に圧縮破壊、背面側に引張り破壊が生じる傾向を示したが、ケース 2 においては、その程度が大きいいため強化土体に破壊が生ずると考えられた。今後は強化土体の強度、形状と破壊の程度に対する評価手法を設定することが必要となってくると思われる。

5. あとがき

今回の解析結果を踏まえ、残留変位、強化土損傷程度および支持地盤の塑性化程度に対する強化土橋台に必要な健全性の定義を定めることが必要であり、①橋台の水平変位、②強化土体の滑動量、③強化土体に発生する応力、④支持地盤に発生する応力に分類して検討していく予定である。