

III-22

火山灰質粘性土地盤上の橋台の
側方移動抑止工の効果について

土東北工業大学 正員 ○ 伊藤 孝男
 " " 浅田 秋江
 " " 今埜 辰郎

1, まえがき

道路網整備に伴い、路線延長の建設が進められる反面、路線の中には、通過位置の制約を受けて、軟弱地盤地帯のような技術的に施工が困難な箇所でも、やむなくそこを通過している路線が多い。

軟弱地盤上に設けられた構造物は、その地盤の特性から種々の変状を生じやすく、特に、橋台は橋梁部と土工部との接点にあたり、橋台の移動や傾斜が生じやすく、施工時、または、竣工後著しい変状を起こした例が数多く報告されている。本橋梁は、1径間のプレートガータ桁で、基礎構造は杭基礎（支持杭）となっている。橋台施工後、背面盛土施工中に橋台に変状を生じ、盛土撤去後、種々の対策工の検討が行われた。

橋台の支持力、および、各断面応力の低減を目的として、ジオテキスタイルによる敷網工と、側方移動抑止工として固粒体パイル工との併用法により補強対策工事が行われた。ここに、設計・施工の概要、および、改良後の調査結果について報告する。

2, 地盤の概要

地質は砂層を挟むシルト質粘土層が33m以上におよび、シルト質粘土は灰～暗灰色で火山灰質の粘性土である。標高 445m以浅は $N=2\sim6$ で極めて軟弱であり、以深は $N=10\sim30$ 程度となり、固結度も漸次高くなる傾向を示し、所々に細砂の薄層を挟み最大で1.25mの砂層も見られる。これらの砂層は被圧滞水層となっている。

なお、原地盤の土質定数の概略値は図-2に示すとおりである。

3, 移動の原因

橋台の施工時から盛土の施工にかけての橋台の変位量は、当初、14～15cmと推定された。

側方移動の判定結果によると、建設省方式（I値）で $C=1.48\text{tf/m}^2$ とした場合、盛土高さ $H=4\text{m}$ 、道路公団方式（F値）では $H=2.5\text{m}$ で移動の可能性があるとして判定された。この盛土高さは、現地において比高差1.95～4.65mを施工しており判定結果と合致している。また、側方移動量と圧密沈下量の研究結果より、移動の多くは圧密沈下量の20%程度以下に集中している。当地盤の圧密沈下量 S は弾性沈下で73cm、圧密沈下で27cm、合計100cmと推定され、これより、本橋台の移動量と圧密沈下量との比率は14～15cm/73cm $\approx 19\sim20\%$ となり、一般的な値である。よって、移動の原因は側方移動によるものと判断される。

4, 対策工の検討

本橋梁は既に橋台が施工済みであることを考慮し、下記の条件を満足する対策工法について検討を行った。

- ①河川の流下断面（計画流量）を確保すること。
- ②既に施工済みである橋台を生かすこと。
- ③対策工を施した後の側方移動の有無の判定
 はI値、F値とも $I\leq 1.2$ 、 $F\geq 0.04$ を満足すること。

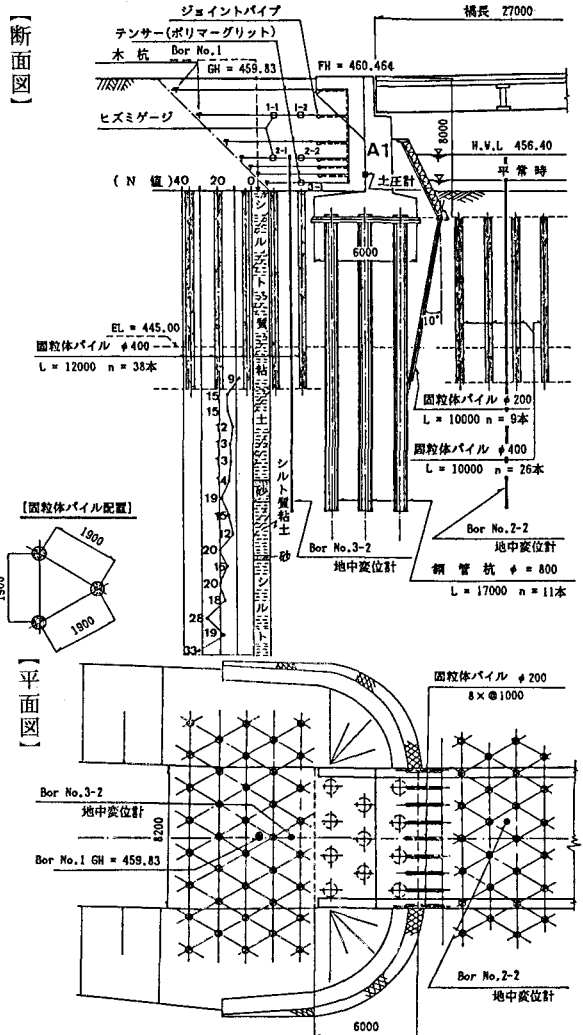


図-1 施工概略図

④経済性、施工性に優れたものとする。

⑤側方移動の応力度に地震時応力度を累加した場合、破壊に至らないこと。

以上の条件のもとに、Ⅰ) 背面土圧対策、Ⅱ) 地盤処理対策、Ⅲ) 構造物による補強、などに大別し検討した結果、地盤処理対策「固粒体パイル工」と背面土圧対策「ジオテキスタイル工」による併用工法が妥当とされた。

5, 対策工の概要

橋台の背面盛土圧を軽減させるジオテキスタイル(ポリマーグリット)の設計は、背面土砂がフーチング後踵端に鉛直に仮想背面を考え、ポリマーグリットの定着長の計算を行ったが、本設計では補強対策工の掘削地盤線まで敷設することにした。また、地盤改良の固粒体パイルの設計は、側方移動を抑止できる I 値、F 値を満足する周辺地盤強度(C_0)が得られる、パイル径(0.4m)、打設ピッチ(1.90m)の正三角形配置で処理することにより、 C_0 が4.4tf/m²となり I 値、F 値とも許容値を十分満足できる。なお、施工の概略の一部を図-1に示した。

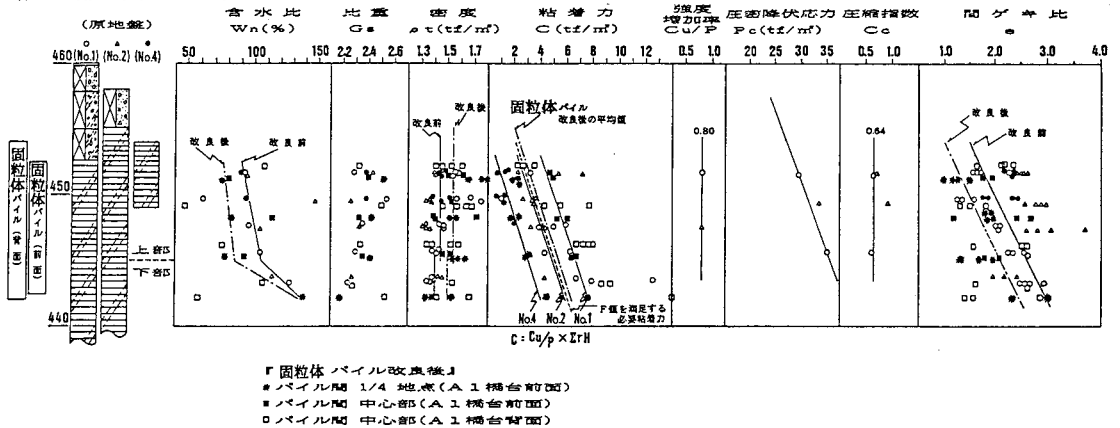


図-2 土性図(改良前、後)

6, 結果および考察

改良前後の土性を図-2に示した。含水比(W_n %)は10~20%程度の低下が見られる。湿潤密度(ρ_t tf/m³)は0.1tf/m³程度増加している。間ゲキ比(e)は0.5~1.0程度縮小している。粘着力(C tf/m²)は平均で2.0~2.5tf/m²の強度増加などの改良効果を示されている。さらに、軟弱層(7.5m)の深度1mごとの改良後の周辺地盤強度を用いて、I 値、F 値の判定式により側方移動の再検討を行ったところ、I 値=0.017~0.667<1.2、F 値=0.045~0.227>0.04 となり、移動に対して安全となっている。また、ボーリング槽を利用した孔内水平載荷試験より、横方向地盤反力係数(K 値)の測定を行った。その結果、改良後2.2 Kgf/cm²となり、改良前の0.75Kgf/cm²に対して約3倍に増加している。

次に、対策工施工中の動態観測結果については、各項目ごとに以下に示すとおりである。

【橋台の変位】橋台の累積変形を極力小さくするよう、常時および定期観測を行い、盛土工事においては橋台の許容変位量を10mmとして施工した。その結果、橋台の累積変位量は、対策工事開始時から26mm増加したが、このような特殊土地盤において、ケーシングをパイプロにより打設した場合、この程度の値はやむおえないものと考えられる。

【地盤の変位】地中内変位計による変位分布は、橋台背面側において、軟弱層の中央部を頂点した三角形分布となっている。これは施工中の振動により、土が流動したものと考えられ、その変位は最大で20mm程度で比較的小さい値である。

【盛土内歪】ポリマーグリットに張付けた電気抵抗歪計により測定した結果、2-2地点で4000 μ の歪が発生しているが、他のゲージでは、それほど大きな値は示されていない。

【橋台への土圧】橋台に作用する土圧を低減する目的で、ポリマーグリットを敷設したが、路盤高(HE=5.75m)で5.2 tf/m²の土圧が生じている。これは、土の内部摩擦角 $\phi=30^\circ$ のときの静止土圧係数にほぼ一致する。これは裏込め土砂の施工時における側圧と考えられる。

以上の動態観測の結果から、橋台の健全度を検討すると、杭本体、杭頭とも破壊抵抗応力度以内であることが、鋼管杭抵抗曲げモーメント図より示されており、本橋台は地震時においても破壊の心配はないと思われる。

なお、本工事の施工、および、調査に際し、ご協力いただいた関係各位に深く感謝の意を表します。