

熊本大学工学部 正員 ○ 梶原 光 久
西 浦 組 西 浦 祥 史

軟弱地盤あるいは軟弱地盤上の低盛土安定工法としてわれわれが推奨してきた“スペントカーバイドによる土質安定工法”は熊本、佐賀、福岡県下の道路、河川、ダム、宅造、防災関係の土質改良工⁽¹⁾事に広く採用されている。有明ヘドロ処理基盤上の低盛土内堤工事⁽²⁾はヘドロの含水比が高く、処理効果の発現性が比較的急速なために施工継目が生じ易く、対称型低盛土の沈下速度はきわめて大きい観測値が得られたが、2年経過後の現在でも全く異状は認められず、継続工事を実施している。

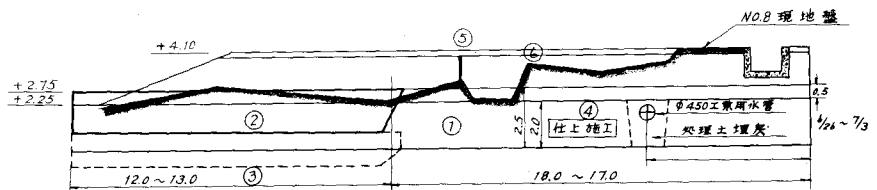
さて、産炭地事業団北九州市若松乙二島団地は競艇場に隣接し、十数m以上の軟弱ヘドロ上に生ボタで埋立てられ、局部的にはアッシュ、微粉炭なども投棄され北部湿地帯には茅が密生している状態である。また、競艇場との境界護岸は団地側全面埋立の予定のところ、埋立の段階で約100mの護岸が迂り出し傾斜を起したために、延長200mにわたる護岸までの幅25m部分はボタによる埋立を行っていない。このようなボタ埋立地内に盛土高2m以内の延長1.140mの道路を新設するに当たって、種々の地盤改良工法を検討した結果、54,000 m^2 のスペントカーバイド安定処理基盤によって円形スベリの安全率を高める新工法を採用し、従来の考え方では安全な横断面構成で着工した。

1. 設計、施工状況

標準断面として採用されたNo.11における円形スベリ安全率は盛土湿润密度 $2\text{t}/\text{m}^3$ 、同粘着力 $2\text{t}/\text{m}^2$ 、ボタ処理基盤粘着力 $6\text{t}/\text{m}^2$ 、ヘドロ層粘着力 $(0.25+0.1\text{t})\text{t}/\text{m}^2$ として1.44が得られたので一応安全な断面として従来の手順に従って施工したが、道路敷内には図-1に示すように直径450mmの水道管が延長方向に埋設されており、処理基盤内に位置しているので周辺土の処理混合作業は当初より困難が予想されていた。

図-1. 基盤改良盛土工程ならびに崩壊横断面図 (No. 8)

図-2の工程平面図によれば、湿式スペントカーバイド15%添加のNo. 0~11区間の第1回基盤処



理混合作業はバックホーによってなされ、水道管周辺部を除いて4月5日~5月20日に終了している。ところが、処理層が規定の2mより厚過ぎたため後面を0.5mカットした。同時に前面12~13m幅を図-1の横断面図に示すように、まず処理盤を2m掘削仮置きし、更に③部分の1.2m(うち0.5mは処理土、0.7mは未処理土)に不足分の安定材を添加して再混合し、1.5mの処理清土で埋戻しをした。なお、前後面の掘削作業は6月26日~7月3日、前面再混合ならびに埋戻し作業は7月3日~6日に実施された。材料搬入その他施工に伴って水道管が破損を受け、これらの入れ替えのため周辺部の掘削を6月下旬に開始したが、掘削部の排水を図-2に示すように盛土施工前は④横断系掘溝で行ない、周辺部処理工事は7月下旬までに処理清土による埋戻しで終了している。

2本発生したので盛土層を処理基盤上面まで掘削調査した結果、処理基盤層には大きいキレツは認められなかったがショベル除荷直後に間隙水の滲出ががあるので処理基盤層も損傷を受けているものと思われた。車道部における現地盤よりの盛高は約1.3mであるが、これによる8月21日～9月21日間の沈下量はNo.5、No.10の道路中心、路肩で7～8cm、法尻で4cmを示している。

縦断キレツ発生10日後の10月1日に写真、および図一、2に示すようにNo.5～No.11間の約120mにわたるニリ出し崩壊を起し水道管周辺部まで波及した。

安定処理基盤の品質管理は11測点における養生期間7日以上、1軸圧縮強度によったが、その結果は図-3に示されているように、終点側の一部を除いて生ボタ層では2ヶ月で 1.5 kg/cm^2 以上、3ヶ月で 2 kg/cm^2 以上であるから設計粘着力 6 t/cm^2 をほぼ満足しているものと思われる。しかし、盛土材の自然含水比37%におけるCBRは1%程度

2. 崩壊調査

標準断面に対する円形スベリ安全率1.44は軟弱地盤を対象とする限りにおいては低い値ではない。しかし、今回の処理基盤上盛土工事においては、処理基盤下げ、処理基盤内の横断排水溝設置、長期養生(約2ヶ月)後の再混合、水道管周辺部の処理済土埋戻しなどの施工上の問題点があり、また、処理基盤下面において間隙水圧を減少できない難点があるので、安全断面と破壊断面との比較において破壊原因を究明し復旧対策を立てなければならない。そのためのボーリング調査と処理基盤、盛土部の土質調査結果をまとめると次の通りであった。

1) 軟弱地盤調査

圖-2. 基盤改良工程平面圖 (No. 0~11)

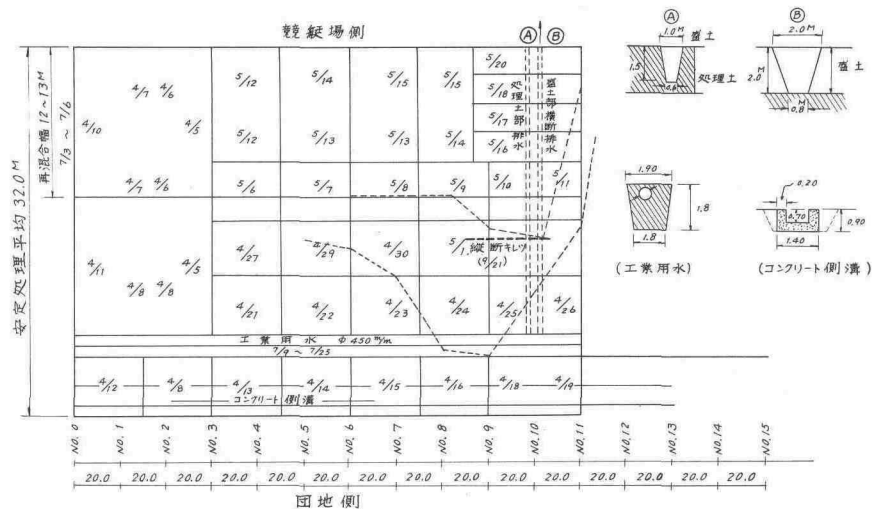


写真 二島団地道路盛土より出し崩壊状況



(1) 崩壊断面

崩壊状況は迂りと陥没で破打っているが、崩壊2ヶ月後のフオイルサンプリング、浅層のベーンせん断試験結果によれば、版形成のままの処理基盤下の軟弱層1m部分は粘着力 1 kg/cm^2 以上であるが、段差の著るしい他のヶ所では処理基盤下1.5~1.7mは軟弱化して含水比は100~110%を示し、下層部分より約20%増加している。軟弱化層の粘着力は最低0.5~0.6 kg/cm^2 を示しているようである。

(2) 安全断面

盛土ヶ所の処理基盤下における粘着力は1.3 kg/cm^2 以上であり極めて安定した状態である。

以上の深層までのフオイルサンプリングの結果は想定されていた円形スベリ面は発見されず、9月21日の第1回縦断キレツ発生が崩壊の前兆で、これが全面大崩壊につながったものと思われる。また、崩壊直後、No.5付近の法尻においてボーリング現象が見られ、その後も、崩壊面からの間隙水の噴出があるので盛土、滲透水、潮位に基因する間隙水圧を崩壊要素として重視しなければならない。

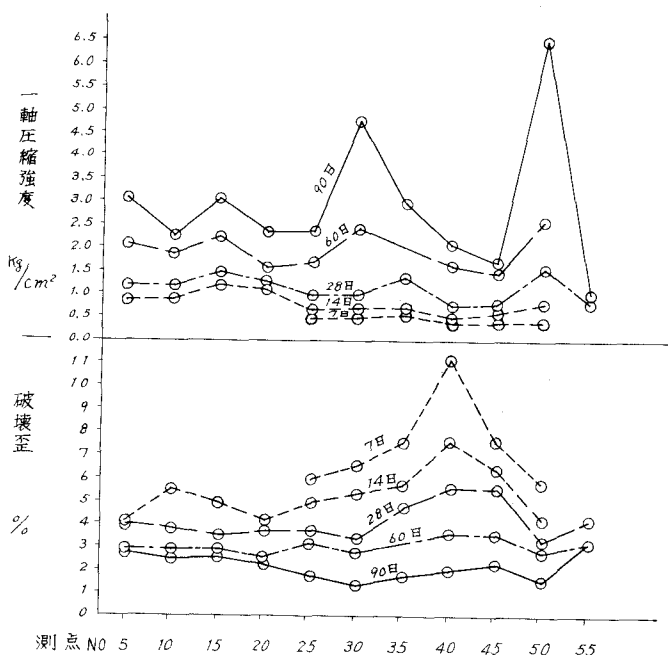
2) 処理基盤、盛土

処理基盤の崩壊現場採取コアによる1軸圧縮強度は非水浸 2.2 kg/cm^2 、水浸 1.6 kg/cm^2 であるから設計値をほぼ満足しているが、盛土は非水浸 2.6 kg/cm^2 、水浸0で含水比18.5%と報告されている。しかし、9月上旬採取の盛土材含水比は37%、崩壊後採取のものは25~27%を示しているので、これを勘案すれば盛土の水浸強度は殆んど0に近いものと考えられる。

3. 崩壊解析

前述の前面12~13m幅にわたる再混合部、④横断排水溝および水道管周辺部を除けば各施工ブロックの経目は長くて10日位しか養生期間に差がないので施工経目の弱点は全般的になかったものと推定される。それは、安定処理1~2ヶ月後に全面0.5mの盤下げおよび前面再混合を実施したにも拘らず、No.0~5区間は迂り出しを起していない事実から明かである。安全区間と崩壊区間での施工内容の相違は④横断排水溝(この部分の有効処理基盤厚0.5m)設置下における盤下げと前面再混合である。この結果、④横断排水溝を挟んで再混合隣接部処理基盤に損傷を与え、この損傷が盛土縦断キレツを引き起したものと推定される。なお、図-3に示されている処理基盤の破壊ヒズミ3%に対応する円形スベリ安全率を求めると前記標準断面で1.29に低下するが、施工断面では1.51となり、かな

図-3. 基盤処理混合試料による1軸圧縮強度と破壊ヒズミ



り大きい。また、盛土層の粘着力を無視すれば1.29、更に処理基盤の粘着力を 4 kg/cm^2 に下げてもなお1.06の安全率を確保できるので、円形スベリに対しては一応安全であろうといえる。

また、前面再混合、処理済土埋戻しによって前面基盤の透水性が、安定、崩壊両区間とも大きくなっているものとすれば、間隙水圧の減少は後面より前面が早い筈である。一方、損傷を受けている処理基盤層のヘアクラックには間隙水圧が発生し、破壊ヒズミの大きい盛土材のせん断抵抗に依存せざるを得ないが、最終的には盛土部には縦断キレツに発展するものと思われる。

有明干拓地内堤工事に際しては堤体各点における沈下量はほぼ等しく、堤体外の沈下量は極めて小さかったので法尻付近の施工継目の弱点が引張応力部に重なり数cmの縦断キレツに発展したが、堤体下部処理基盤に損傷がなかったので土り出し崩壊が起らなかったものと推定される。

さて、安定処理基盤上の盛土を弾性支承上の梁に作用する分布荷重で置き換えば、処理基盤の沈下量および基盤下の接触圧力(初期間隙水圧)は近似的に次式で与えられる。

$$y = \frac{4\gamma H \ell}{\pi^2 K a} \sin \frac{a}{\ell} \pi \cdot \cos \frac{x}{\ell} \pi, \quad p = Ky \quad (1)$$

ここに、 γ は盛土の密度、 H は盛土高、 a は法面水平長、 ℓ は処理基盤長、 K は軟弱地盤の地盤係数 x は処理基盤中心よりの距離である。上式によれば初期間隙水圧は軟弱地盤の K -値にはほぼ無関係となる。二島団地の場合、 $K=0.1 \text{ kg/cm}^2$ と仮定すれば法肩より中中部の沈下量は略4.5cmで、観測値のオーダーを与え、初期間隙水圧は盛土荷重にほぼ等しくなるので、土り出し解析に必要な盛土による間隙水圧としては盛土荷重を仮定する。更に、前述の如く、前面再混合埋戻しは盛土表面の引張応力を発生し易く、基盤損傷部の間隙水圧、干満の差による水圧および滲透水圧などの水圧が基盤下面におけるせん断抵抗より大きい範囲で横断りを起すものとするれば、処理基盤前端より15m付近に盛土層縦断キレツが入ることになる。これは図-1、2の縦断キレツ位置にほぼ一致している。前面埋戻し部は後面処理部に比較して版効果は少ないが、間隙水圧の消散には役立ち、No.0~5 区間の安定にはそれほど悪影響はなかったものと思われる。

4. 復旧対策

盛土荷重によって処理基盤に生ずる最大応力は $\frac{Eh}{\ell} \left(\frac{\pi}{\ell}\right)^2 y$ によって近似的に求めることができる。 $E=80 \text{ kg/cm}^2$ 、 $h=200 \text{ cm}$ 、 $\ell=2800 \text{ cm}$ の場合、5cm位の沈下量ならば基盤の応力は極めて小さく、今回の如き特別の弱点がなければ沈下に基因するクラックの発生は考えられず、50cm位の沈下量でも 5 kg/cm^2 の最大応力であるから現場採取コアでも1.6の安全率になる。しかし、今回の崩壊に鑑みれば間隙水圧消散を主たる対策として陥没盛土部を安定処理によって基盤化し、この上に砂を敷き込んで排水層を設ける方がよい。また、団地側からの滲透水は道路敷外の縦断メクラ溝で対処し、更に盛土層を安定処理して横断り、沈下に伴う応力に抵抗させる。上述の基盤化は一部水中工事の懸念もあるので不十分と仮定して安定処理盛土層のみで抵抗するとすれば法肩における所要粘着力は 3 kg/cm^2 となるが、7日養生で横断り安全率3位を確保できることになる。

文献 (1) 栗原、榎原：天草連絡道路第4号道路土質安定処理について 土と基礎 Vol.20 No.6

(2) 梶原：有明ヘド口の安定処理 第6回土質工学研究発表会 昭和46年度

(3) 原口、米田：土と杭の工学