

実際の路床のサクシオンを知るために東京地方の既設の舗装を小部分取り除き路床上部に tensiometer を挿入して路床の間隙水圧 u を測定してサクシオン S を(1)式から求めた。路床上部であるので P は小さい。又 α は土質を無視して 0.3 位にしてみた。それ故 αP は 20~30 g/cm² でサクシオン S と間隙水圧 u とは大差ないわけである。測定箇所はまだ約 20 であるが、地下水面まで 50 cm 以上と思われる所で間隙水圧は 0~300 g/cm² 位であり、地下水位に余り関係あるとは思われなかつた。これは我国の舗装道路の路床が側溝及び路肩などからの透水や降雨日数の多いことによる影響を受けていることを示すものである。一般に間隙水圧 u は 50~100 g/cm² のものが多かつたのでサクシオン S としては 100 g/cm² 内外と考えればよいのではなからうか。

本研究ではサクシオン 100 g/cm² における攪乱試料土の含水量を路床の設計含水量とし、この含水量における CBR を求めた。この値が言わば設計 CBR になるわけである。この CBR が土のどの様な要素によつて決定されるかと言うことについて調査してみた結果、大体 Group Index に関係があることが明かになつた。

又この設計 CBR と標準試験法(4日間 Soaking)の CBR と比較した結果は次の様なものである。即ち砂質土では設計 CBR の方が標準試験 CBR より大きいが粘土分が増加するに従い逆な傾向が著しくなり、設計 CBR は標準試験 CBR より一般に小さくなる。標準試験 CBR は4日間 Soaking 後の値であるので現実の状態に比し厳し過ぎると批判されているが、その値より更にこの設計 CBR は小さい。この不合理を解消するには設計 CBR に thixotropic 現象による強度増加比を乗じたものを修正設計 CBR として、これを真の設計 CBR と考えればよいのではないかと考える。この修正設計 CBR は標準試験 CBR より稍高くなる様である。

本研究は初見孝、沼沢一馬、御靴保正、鈴木慎二の4君の御協力を受けたことを附記して、ここに謝意を表す。

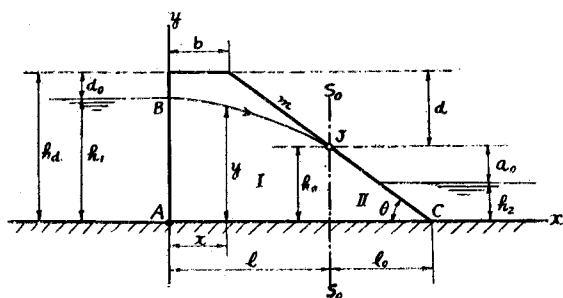
(4-8) 軟弱地盤上の一築堤工法について

正員 京都大学工学部 松尾新一郎

いわゆる軟弱地盤上に築堤を行う場合の電気化学的処理工法その他について、実施例を基として述べる。

(4-9) 浸透水圧をうける築堤斜面の崩壊機構について

正員 神戸大学工学部 久保田敬一

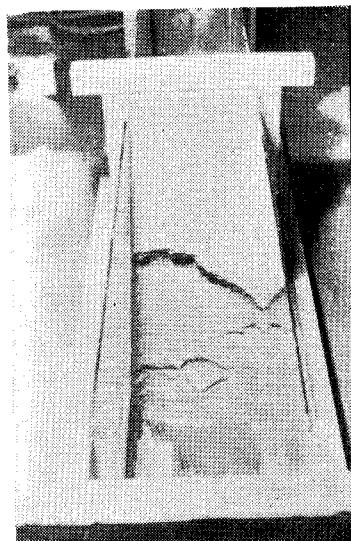


著者は図に示すような堤体についてその崩壊を理論的及び実験的に考察を行つたが、その結果、浸透水圧をうけたときの築堤の崩壊は、浸出点Jより下流側にある法先部分において起ることを究明することができた。また浸出点Jの位置は著者が提唱する次式によつて与えられる。

$$h_a = (b/m + h_a) + \sqrt{(b/m + h_a)^2 - h_1^2} \dots \dots \dots (1)$$

$$\therefore a = h_a / \sin \theta \dots \dots \dots (2)$$

築堤斜面の崩壊は砂質土と粘土質土とによつてその様相を異にするこ
とは当然であり、前者の場合には浸出点において著者の提唱する次式で表わされる関係が成立し、また後者の場



合には慣用の崩壊理論が大体において適用できることを明らかにすることができた。

$$\left. \begin{aligned} r'(\tan \phi - \tan \theta) \cos \theta + c' &= f_s \sin \theta \\ r' &= r_b / r_w, \quad c' = c / r_w \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3)$$

なお、W. Bernatzik の提唱する理論と比較研究して（3）式の関係を明確にすることができた。

本研究は文部省科学研究費の補助を受けて行つたものである。

（4—10） 粘土層の水平振動及び土圧について

正員 早稲田大学理工学部 後 藤 正 司

一様な粘土層がその基底に於て地震動その他の外力によつて剪断力を受ける場合、この剪断力は波動として表面に向つて伝播して行くことになる。その状態は勿論粘土層の性質に依つて異なるものであるが、今仮に Maxwell 型の粘性的物質で置きかえてこの状態を見ると粘性的要素或は土の密度等によつて粘土層中に剪断力が比較的大きく作用する点が生じる。これは前述の各要素と波長との関係で定まつてくるが、粘土層中に考えられる弾性的性質が濃厚な場合程これが明らかに現われ粘性的性質が強いとこの傾向は小さくなる。このことはこの粘土層を支える擁壁の土圧について見るに、興味ある結果を知ることが出来る。これらの計算及び結果について述べる予定である。

（4—11） ウェル沈下の特殊工法について

正員 建設省東北地方建設局 比 留 間 豊

1. 工 事 概 要

路線名 六号国道
場 所 福島県常磐市西郷
橋梁名 岩崎橋（橋長 19.70 m） 合成桁（活荷重）
藤原橋（橋長 48.40 m） 合成桁（活荷重）
基礎工 岩崎橋 ウェル 2 本、深さ 23 m（橋台片側分）
藤原橋 ウェル 5 本、深さ 25 m（橋台片側分）

2. 地 質

別図に示す如く大体上部及び下部に砂層を有しその中間は沈泥の層である。又岩盤上 50 cm～1.00 m は砂利層で玉石を含んでいる所もある。

3. ウェルの構造

外径 2.0 m、内径 1.2 m の鉄筋コンクリートの円筒形

4. 型 枠

内型枠、外型枠とも鉄板製で、外型枠は 3 ヶ所継ぎ、内型枠は 4 ヶ所継ぎでボールド締めとし組立、取外しを容易にした。

5. 設 備

- | | |
|----------------|---------------------------|
| a) クレーン 3 台 | b) サンドポンプ 1 台 |
| c) オレンジビール 1 台 | d) 6 吋 4 段タービンポンプ（100 馬力） |
| e) 6 吋渦巻ポンプ | f) ミキサー |
| g) 電力施設 | |

6. 噴射水装置：配管図参照

外周噴射水はウェル外面に対し上方 45° の方向に噴射し、孔数は 24 個、口径 10 mm である。これはウェルの外面と土砂との摩擦を減ずるためにウェルの外面に沿つて水を上昇させるものである。内周噴射水も同様 24 個の噴射孔を有し、13 吋瓦斯管に依つて送水される。これは鉄管の刃口に残る土砂を吹き飛ばして

