

軟弱ヘドロ層における橋脚の挙状について(住之江橋)

九州大学工学部助教授 山内 豊 聡
同 大学院学生 ○佐竹 正 行
日本道路公団福岡支社工事部

1. いささつ

住之江橋は、佐賀市の南西約15km、六角川の河口附近に位置し、昭和30年3月に竣工した。この地帯は有明海の典型的ヘドロ層であり、各種構造物は基礎に異状が生じやすいことがよく知られている。

住之江橋もまた例外でなく、昭和38年になって図-1に示すような12橋脚のうち、左右両岸のそれぞれ1橋脚において、当附近のコンクリートにすでに注意すべき異状が生じ始めていた。そこで同年夏、公団において調査したところ、その異状状態はおもにつぎのようなものであった。

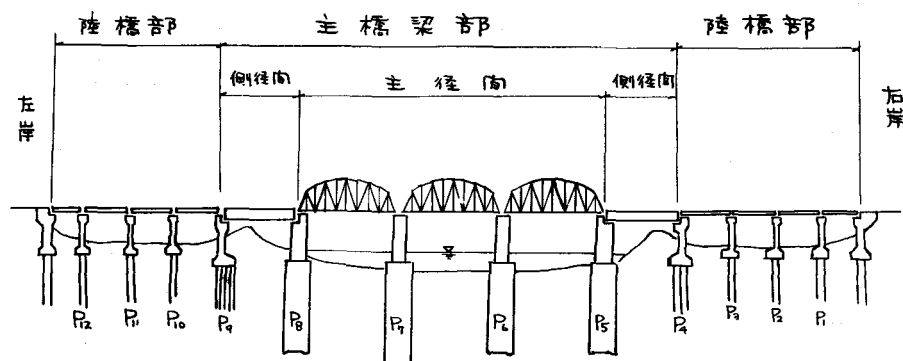


図-1 一般側面図

(a) 図-1に示す記号により、 P_4 、 P_5 両橋脚はその移動あるいは傾斜により橋脚上部のコンクリートにクラックを生じ、 P_4 についてはすでにこの部分のコンクリートがはく離していた。 P_4 が点線で示す位置に移動した結果、桁Cの省(可動端)は橋脚とともにその可動余裕をはるかに越えて動いていた(図-2)。

桁Bの省(固定端)は橋脚とともに動けず、この部分のコンクリートを破壊し、図中に斜線で示す部分は落ちていた。橋脚の移動量は、桁B、 P_4 上の省で約8cm、 $P_3 \sim P_4$ 間で約8.5cmとなっている。また P_4 の傾斜の程度は図-3に示すとおりであった。

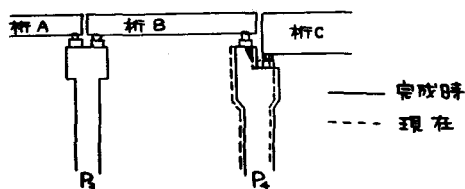


図-2

(8) Rについては、昭和33年に析日の首が1cm程移動し、一部にクラックが生じたのでコンクリートの打直しを行なっている。その後38年4月までの約4年余りの間に、約7cm程進行している。現地の河川堤防は、架橋時は現在のものより少し低く、位置も河内側の側径間の中央位にあった。現在の状態にかさ上げ改修されたのは昭和36年5月～6月のことである。現地の管理事務所員によれば、堤防のかさ上げ後、当部のクラックが急に増大したように思えるとのことである。他の橋脚、当についてほとんど異状は認められない。

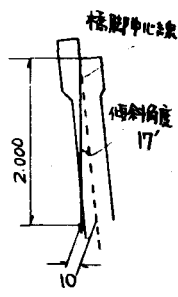


図-3

2. 観測に先立って行なった検討

かさ上げされた堤防盛土について試験をした結果、つぎの値を得た。

粘着力 $c = 0.31 \text{ kg/cm}^2$, 内部摩擦角 $\phi = 10^\circ 15'$,

見掛けの密度 $\gamma = 1.66 \text{ kg/m}^3$, 含水比 $w = 58.8\%$ 。

また、オーガーボーリング孔によって橋脚附近の地下水位をしらべた結果は、潮の干満に関係なくほぼ一定であることがわかった。

(1) 土圧

図-4に示す断面についてCulmannの図解法によって主動土圧を求めると11.5%であったが、堤防土の持つ粘着力による土圧軽減の大きさは19.2%(粘着高は4.5m)となり、土圧が壁体の移動や傾斜の原因になるとは考えられない。

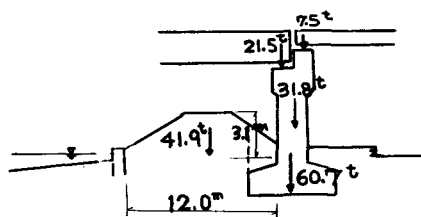


図-4 橋脚附近の断面

(2) 斜面の安定

河床面は図-4に示すように傾斜しているのを、これを斜面とみなしていくつかの仮想スベリ面を画きおののについて回転スベリの安全率(スベリモーメントに対する抵抗モーメントの比)を求めたところ図-5に示すようになり、最小安全率は1.3(盛土端からスベる場合)であつたが、この値はこの種斜面設計上の必要最低のものであつた。したがってとくに斜面が異状の主原因であるとは思われない。

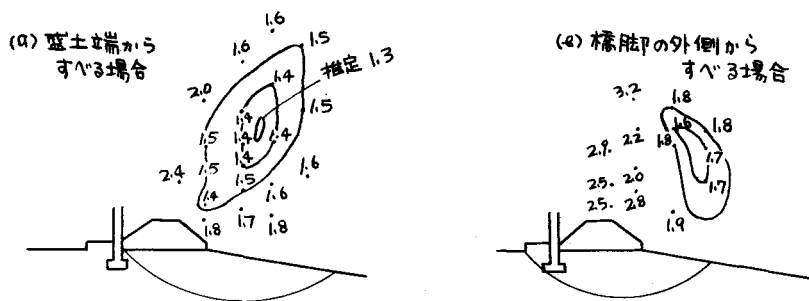


図-5 斜面の安定計算結果

(3) 支持力

Terzaghi式および回転破壊式による限界支持力の計算を行なって盛土荷重に対する安全率を求め、これを昭和29年に佐賀県道路課によって行われた載荷試験の結果とくらべると表-1に示すようになった。この計算では、堤防盛土の単位面積あたりの重量は平均値で3.6%、中央部の最大値で5.2%とした。

表-1 堤防地盤の限界支持力の大きさと盛土荷重に対する安全率

計 算 方 法	Terzaghiの局部 せん断破壊式	粘性土の回 転破壊式	地盤載荷実験
限界支持力(%)	3.6	5.1	3.6
平均的盛土荷重 に対する安全率	1.0	1.4	1.0
中央部盛土荷重 に対する安全率	0.7	1.0	0.7

このように問題の橋脚附近では、かさ上げされた盛土に対する支持力においてかなり危険なものであったことがわかる。このことは1.16)で述べたような経過とも合致するが、支持力不足による沈下はおそらく非対称的かつ局部せん断破壊的に進行するものであろう。その詳細についてはまだ調査不足である。またかさ上げ盛土による地盤の圧密も沈下に加わったであろうと思われる。

3. 現地観測

現地の観測はおもに問題の橋脚の傾斜角の長期測定であるが、ある時機に橋脚の定点の水準測量も行なった。橋脚の傾斜測定は P_1 、 P_2 の両橋脚の上面中央に微分傾斜計(感度2秒、勾配として 1×10^{-5})を取りつけて行なったが、傾斜の変動はもちろん、潮の干満にともなう水位の変動、とくにその周期関係を考慮して考察しなければならない。

1日間の干満にともなう橋脚の傾斜はほとんど完全に復帰するととき、復帰しないときがあることがわかったが、とくに後者による残留傾斜が長期にわたって収れんするか否かが問題となる。図-6は最近1年間ににおける3回(1回は1週間)の測定結果を示したものである。

(a) P_2 橋脚(右岸): 39年1月から2月にわたって約20秒だけ傾斜が進んだが、その後12月までの間に約80秒だけ反対方向に傾斜が変っている。結局この1年間に約70秒だけ河心側へ傾斜している。

(b) P_1 橋脚(左岸): 1月から2月にかけてわずかに河心側への傾きが進んだが、12月までの間にさらに約180秒だけ傾いている。この傾斜方向は P_2 と対称的である。しかも12月になると水位の昇降にともなう傾斜の変動は理われていない。

橋脚傾斜の回転中心およびその速度が変らないものとして、尙の限界移動量である3cmに対して考えられる限界傾斜角6分18秒に達するのは、ごく概略な値としてそれぞれ5年後および2年後となる。とくにこれまで外観上から考えられていたことと異なっており、 P_1 橋

橋脚(左岸)において今後とくに監視が必要であることがわかった。

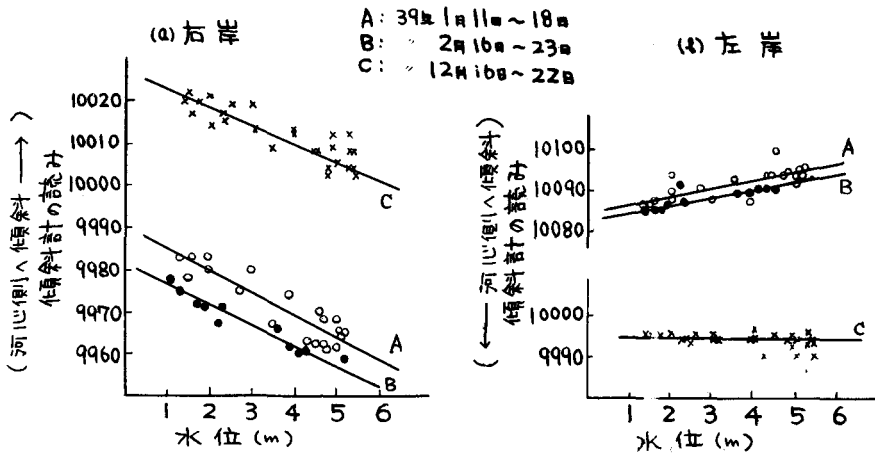


図-6 長期間にわたる傾斜と水位

橋脚の水準測量の結果は支持力沈下と関係があるはずであるが、絶対的ベンチマーの不備のためその状況はまだよくわかっていない。

4. 結び

以上は住之江橋の2橋脚の異状に関する調査結果を述べたものであるが、諸種の理由により連続的かつ詳細な現地観測データを得られなかった。このため本報告も不十分な点が多いが、今後の調査によって補いたい。なおこの調査については、九大土木教室三浦哲彦氏や公団工事部態谷信之氏の協力を得たことを附記して謝意を表するものである。

参考文献

- 1) 袴田, 東島: 住之江橋橋脚基礎の設計について, 土と基礎, Vol.2, No.5, B829.4,
- 2) 東島: 土質基礎的に見た住之江橋工事, 土と基礎, Vol.4, No.2, B831.4,
- 3) 東島: 干満差による軟弱地盤橋脚の動揺現象について, 土木学会誌, Vol.43, No.6, B833.6,