

堤防の崩壊に関する2.3の考察

秋田工専 正会員 伊藤 駿

1. まえがき

47年豪雨は、日本列島を縦なめにしたが、東北では秋田県に甚大な被害をもたらした。秋田県の場合、連続的な降雨量が大きかったために、災害のほとんどは、河川が氾濫したり、越水や水圧のかかり易い部分の堤防の崩壊によって生じている。このような堤防の崩壊には、いくつかのタイプがありいずれも蛇行部で起きているが、各地でその崩壊の状況を異にしている。即ち(1)ニッ井町……越水及び内水による崩壊、(2)能代市……漏水及び水圧のアーチ作用、(3)角館町……側方浸食による崩壊等である。このうち能代市中川原堤防では、バイピング現象による著しい漏水があり、この浸透水による基礎浸食及び高水位のアーチ作用が、崩壊の直接の引き金になっていたものと考えられる。本報告では、このような現象と土の中の間ゲキ水圧に着目し、中川原堤防の断面を基に、堤防の安全性について検討を行った。ここにその概要を述べる。

2. 浸透水による基礎崩壊

図-1に示すように、中川原堤防の基礎地盤は透水性良好($k=8.86 \times 10^{-3}$ cm/sec)な、厚い砂礫層によって構成されている。この構成土及び盛土材について、図の①②③の箇所から採取された試料を用い、室内実験を行った。結果の一例を図-2に示す。①の土は堤体の大半を占めるが、 W_{opt} が20.95%であり、この土の自然含水比は、30%を越えていたから、この10%の差は、粒子の容積の減少と間ゲキ水圧の上昇に変化したと予想される。さらに堤体は、遠心力の加わった高比重及び異常高水位の濁流が長時間作用したので、基礎地盤もろとも堤体には著しい間ゲキ水圧が発生したと考えられる。中川原堤防では、当初氾を伴った小指大の漏水が数カ所発生していた。このような浸透水は、下部の基礎地盤から表面に向って高い水圧と大きい流速をもって、貫孔作用による水脈状の経路を形成しながら、流出してきたものである。この浸透水は図-3に示しているように、数つものバイア状の水みちを形成し空気を含んだ裂け目を作り、堤体の欠陥部に侵入し、水圧が大きくなると、濁水や泡を伴って基礎を浸食する。この浸食作用は、最初、法尻を滑らせ、徐々に上流側に発達していく。続いて裏小紋を陥没させ、かつて加えて側圧のアーチ作用によって堤体に大きな引張り亀裂が生じ、ついに崩壊させるも

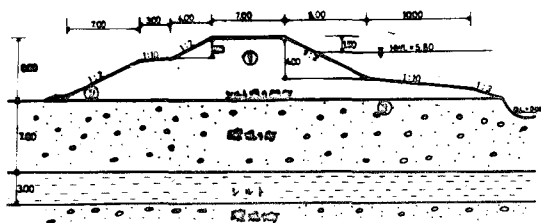


図-1 能代市中川原堤防の断面図 (○は観測位置)

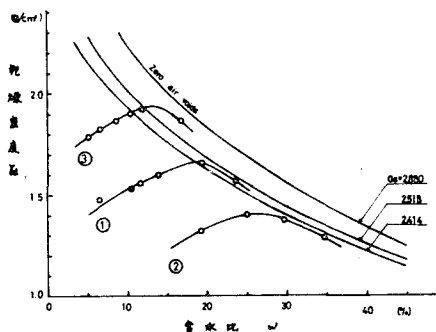


図-2 盛土材・コア土の曲線

のである。このようなパイピング現象は、堤防崩壊の主要な原因の一つであるから、早急に処置を施さねばならない。堤防末端部の土について、これに対する安全性を調べてみると、土の水浸時の単位体積重量 $\gamma_b = \gamma_w(G_s + e)/(1+e) - \gamma_w$ より、 γ_w は水の水単位体積重量であるから、 $\gamma_b = 0.692$ となり、浮き易い。比重 (G_s) が小さく、間ゲキ比 (e) が大きいので、これは、パイピングによって容易に基礎崩壊が起こるものと思われる。

次に Lane の与えた基準に従い、各水頭 (H) に対して水頭クリープ比 (R_c) による安全性を調べてみると図-4 のようである。基礎地盤を粗砂 ($R_c=5.5$) とすれば、 $H=2m$ 以上でパイピングの危険域に入っている。この危険を防ぐため、堤体中央下部に砂礫層の中をもった矢板を打ち込んだとする。この方法では、図示のように、 $H=5.2m$ まで安全である。

実際の堤防は、種々要因が作用し、かなり弱面が生じていたことが考えられる。このため盛土自体も浸潤し、上中の間ゲキ水圧を高めたものと思われるが浸潤した堤防の有効荷重や浸透水圧を推定するため、Casagrande の方法により浸潤線と求めた。これを図-5 に示す。図の AB は不透水膜によって閉じられており、この面に有効荷重が加わるものとする。堤体を 6 つに分割し、浸潤面に基ついた有効応力 (σ') を求めると、その面に作用する全垂直応力 (σ) と間ゲキ水圧 (u_w) との差をとって、

$$\sigma' = \sigma - u_w = \gamma_w h_1 + \gamma_s h_2 - \gamma_w h_2 = \gamma_s h_1 + \gamma_b h_2 \quad (1)$$

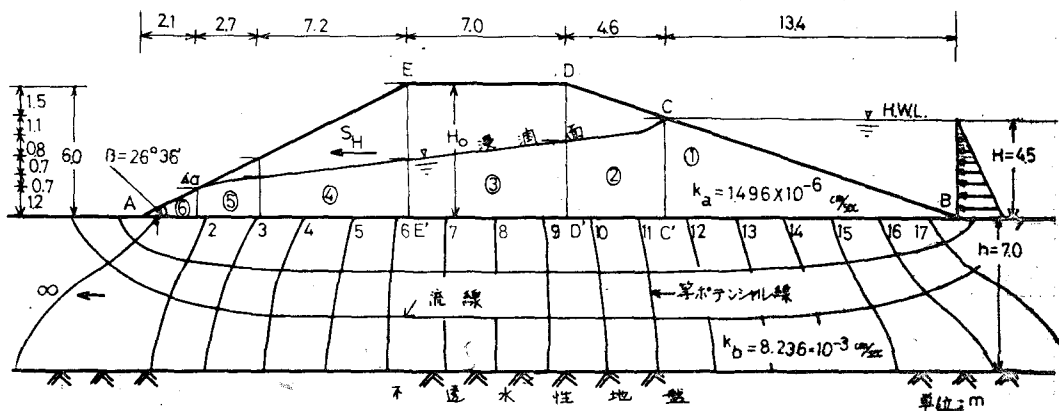


図-5. 有効応力、間隙水圧の計算図

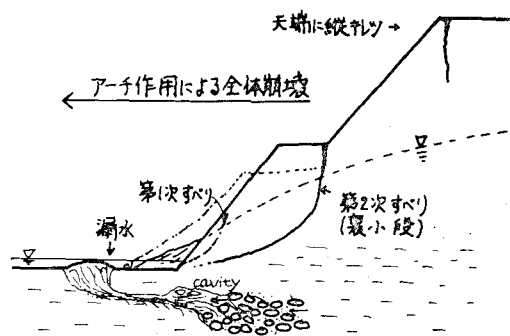


図-3. パイピング現象と基礎及び盛土崩壊

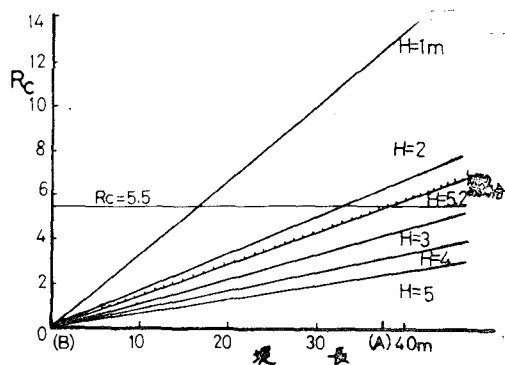


図-4. 水頭クリープ比

ここで、 γ_s , γ_d , γ_b は各々土の乾燥重量、湿潤 (kg/cm^2) 重量、水中重量である。水中重量は、

$$\gamma_b = \gamma_d - \gamma_w / (1 + e) = (\gamma_s - 1) / (1 + e) = i \cdot \gamma_w$$

ここで $i = (\gamma_s - 1) / (1 + e)$ 。一方、土の中を水が浸透して流れている場合は、単位体積 (V) 中の土の重量 ($\gamma_s \gamma_w V$) に対し、浮力 ($\gamma_w V$) と浸透水圧 (P) が作用する。土粒子に作用するこの浸透水圧は、

$$P_v = \gamma_s \gamma_w V - \gamma_w V = \frac{\gamma_s - 1}{1 + e} \gamma_w V = i \cdot \gamma_w V \quad (2)$$

となり飽和土の水中重量と等しくなる。従ってある深さ (R_1) において、浸透水圧が、土の水中重量以上になり、 $\sigma' = (\frac{\gamma_s - 1}{1 + e} - i) \gamma_w R_1 = 0$ となれば、土砂が浮遊しはじめる。上の式は、 $i = \frac{1}{F_p} \cdot \frac{\gamma_b}{\gamma_w}$ (F_p : パイピングに対する安全率) と書き換えられ、 $i \geq 1$ では、浸透水の上昇流の影響で、軽微な土粒子は攪乱され、表面に押し出される。このような流動化による、基礎地盤の浸透破壊に対する安全性をここで検討する。まず図-5 のような基礎地盤のフローネットを用い、等ポテンシャル線間の水頭差 h_u ($H_{ud} = 25\text{cm}$) を用いると、 $i = 0.957$ を得、砂礫系の臨界動水傾度 i_c は、 $i_c = \frac{\gamma_b}{\gamma_w} = 1.306$ 。この地盤の流動化現象に対する安全率は $F_p = \frac{i_c}{i} = 3.54$ 。この値は、通常 8~12 ととるから、この地盤でのパイピングは容易に起り得ることを示している。また等ポテンシャル線と底面との交差に下流側から番号をつけ、各交における水頭 h_1 と等ポテンシャル線に挟まれる等の数 (N_e) との関係 $h_1 = (H_{ud}) \times N_e$ から、深さ R_2 における揚圧力 $P_u = (R_1 + R_2) \gamma_w$ 、底面各点における P_u はこの場合、

$$P_u = \frac{H}{n_d} \cdot N_e \cdot \gamma_w \quad (n_d = 18, \quad N_e = 1 \sim 17) \quad (3)$$

種々の水頭 H における揚圧力を (3) 式から求めて図-6 に示す。また AB より上部の盛土の間ゲキ水圧の分布は、図中実線で示されているが、これは浸潤線とよく類似している。浸潤線に基づいて得られた各アロックの土被り応力と間ゲキ水圧の比をとると図-7 のようである。 $\frac{\sigma}{u_w} = 1$ 又は、 $\frac{\sigma}{u_w} = 2$ は液状化の目安である。これらの比は一定であり、 $\frac{\sigma}{u_w} - \frac{\sigma'}{u_w} = 1$ の関係をもっている。図をみると両端は液状化に対し危険である。上流側はこの図では、洗掘力に対し無力であったことが推定される。地盤の中央部では、この比が大きいため、液状化は遅れて現われることを示している。

3. 滑り安定性

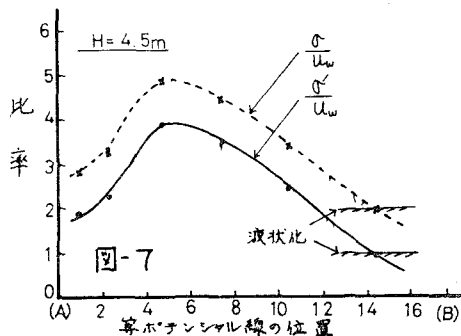
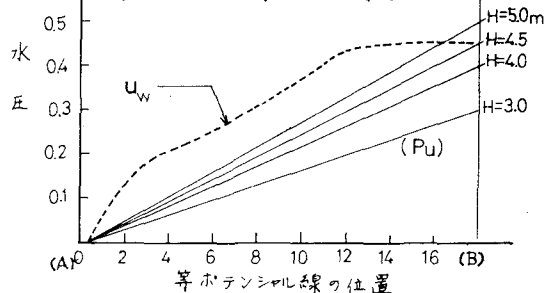
堤防の裏法先の浸出口 Aaa における浸出圧力とこの点での土のせん断抵抗との関係から得られる斜面の安定性を考察する。斜面の安定を保つ限界高さ R_1 は

$$\frac{C}{R_1 \gamma_s} = \cos^2 \beta \left(\tan \beta - \frac{\gamma_b}{\gamma_s} \tan \phi \right) \quad (4)$$

で与えられているから、この式と (2) 式を考りよして、

$$i_c = \frac{1}{u_w \tan \phi} \left\{ R_1 \gamma_s \tan \beta - C \right\} \quad (5)$$

図-6. 揚水圧と間ゲキ水圧の変化



実験値は $c=0.1 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=16.3^\circ$ であるから $i_c=0.345$ となりかなり小さい。従ってこの部分の土砂は極めて流動、崩壊しやすいことを示している。この安全のために粘着の大きい土を用いるか、内部摩擦角も増加させ、 $\tan \beta \leq \tan \phi$ とし、間ゲキ水圧の上昇を抑えなければならぬ。

一方、上流側に生ずる水圧のため、下流側は滑しおしに対し、安全でなければならぬ。これを検討するため、最も危険と思われる図-5の左側部分 $\triangle AEE'$ について、ランキン土圧論による水平せん断力 (S_H) を考える。水圧によって生ずる水平力は $\frac{1}{2} \gamma_w \cdot H^2$ であるから、

$$S_H = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cdot \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2}) + \frac{1}{2} \gamma_w \cdot H^2 \quad (6)$$

ここで γ は考えている堤防土の平均単位重量である。この三角形部分のせん断抵抗力は、

$$T = (\sigma - u_w) \tan \phi + c \cdot AE' \quad (7)$$

安全率 $F_s = T/S_H = 1.221$ となり、一応安全側にある。この部分の強度は、水位や間ゲキ水圧の変化によっても異なった値を示すと思われる。図-7にも示したように安全性の目安として、 σ と u_w の比を調べることも便利である。これと水位を変化させ、他の条件を一定として安全率を求めると、図-8のようになる。この図では、浸潤線位置は σ/u_w の変化に対応している。また γ の変化は、 $\gamma' = \frac{H'}{H} \gamma = n \gamma$ とおき、 γ は H の変化に比例して変化するものとする。各水頭に対し、 σ/u_w の変化について求めた安全率は $H=40\text{m}$ で最大値となった。従ってこれ以上の水頭では危険であり、ここで基準値として用いている $H=45\text{m}$ に対しては、図をみると $\sigma/u_w > 2.5$ に満たねばならない。これは図-7をみると $\sigma/u_w=3$ なので、この段階では、安全である。また図-9をみると、間ゲキ水圧を有効荷重に等しくなるまで増加させると、安全率は水頭 4m で1となる。浸潤線を使って得られた $\sigma/u_w=4$ を適用すると $H=4.5\text{m}$ で $F_s=1.55 > 1.0$ となり、以前として安全であり、実際ではなぜ堤防が滑り出したかに疑問が残る。しかし、土は時間と共に塑性変形し、浸潤の度に加え、前述のようにパイピングも上流に向かって発達するから、大抵はな力関係だけでは解決できないのであろう。

4. おまけ

堤防を等方均質とし、崩壊について初步的考察を行った。堤体は、実際かなり不均質なものであり、想像以上の浸透水の流入や間ゲキ水圧を上昇させる要素が含まれていたのではないかと考えている。今後問題を取り上げて、大いに考えなければならぬものであると思う。

