

長良川堤防の決壊メカニズムに関する一考察

高 田 彰*, 大 野 陽 男*

A View on the Mechanism of Collapse of an Embankment of the Nagara River

Akira TAKADA* and Akio OHNO*

(Received September 17, 1977)

The duration of 80~100 hours of flood due to heavy rain from the Typhoon 7617 is positioned as a historical event that requires reinvestigation and countermeasures for floods in Japan. The pattern of collapse is considered as a landslide collapse by the rainfall, permeation of flood, and the competition of oblique collapse due to water leakage with clayey core material.

Therefore, the cause of collapse is complex, coming from competition between various leading and primary causes.

However, in this study, it was clarified that the rainfall on the embankment and the elements (river road, clayey core material etc.) related to it largely influenced the collapse of the embankment in particular.

1. まえがき

河川流域の開発や沿岸部の産業活動と人口の集中などによって、防災構造物とくに堤防および護岸の重要性がますます認識されて来ているが、その期待に十分答えるほど防災対策が進んでいるとは云えないのが実状であろう。また、個々の堤防および護岸の安全性がどの程度約束できるかについても技術的な評価が確立されていないように考えられる¹⁾。

一方、昭和51年9月12日、台風17号に伴う集中豪雨によってこれまで比較的安全とされてきた(危険度Cランク)長良川右岸堤防が安八町大森地区で非溢流状態で決壊したため、河川堤防の安全性が広範囲にわたり深刻な社会問題にもなって来ている。そして台風7617号の災害は全国的にも河川堤防の安全性の再検討を迫る歴史的な

災害として位置づけられよう。

昭和51年9月の台風17号前ぶれ豪雨による木曾三川の堤防の被害状況(長良川被災箇所128)と昭和36年6月の梅雨前線豪雨の被害状況(長良川被災箇所20)と比較して、昭和51年9月の被害は格段に大きい²⁾。長良川堤防の決壊は災害史的に見ても長時間降雨・長時間洪水という極めて悪い気象条件下において発生したものであり、過去における伊勢湾台風(昭和34年9月24日)が最大偏差3.55mという既往最高記録であったために、日本の高潮対策を根底より考え直す契機となったように、台風7617号の集中豪雨は降雨・洪水継続時間がともに約80時間~100時間という略既往最高記録であるので、日本の洪水対策を変革するほどの特筆すべき災害といえよう。日本の高潮対策、洪水対策の再検討の契機となった災害が、共に伊勢湾周辺で発生している事実は、伊勢湾

* 土木工学科 (Department of Civil Engineering)

周辺の被害に対する危険性が他の地域より大きいことを示唆している。

昭和51年9月の長良川堤防の決壊は災害史的に見ても降雨・洪水が極めて記録的であり、歴史的な洪水といえるが、一方、輪中地域の発展および河川堤防を取り巻く環境変化も無視できない要素と考えられる。したがって、時代にマッチした河川堤防の安全性とその構造について、水理学的、土質工学的に再検討すべき問題が多いと考えられる。

本研究は、長良川堤防の決壊原因とその破壊機構を明らかにし、今後の河川堤防の合理的な設計および安全性の評価の位置づけの基礎資料になることを目的としている。そこで、第1報として、現象の実態把握に重点をおき、これまでの現地調査、資料調査、水理模型実験および斜面崩壊とパイピングの安定計算に基づく破堤のメカニズムを考察する。

2. 決壊現場の地的特性

2・1 降雨と洪水の特性

(1) 降 雨

長良川流域（忠節上流）の平均総降雨量は1,063mm⁶⁾（別の資料では961mm）に達し、決壊堤防近くの羽島市においては約620mm（決壊時まで595mm）、最大時間雨量約35mmであった。また、羽島市においては、図-1に示

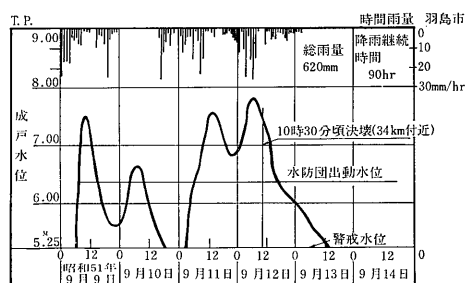


図-1 台風7617号による決壊堤防付近の降雨、洪水の記録（岐阜大学、河村教授）⁴⁾

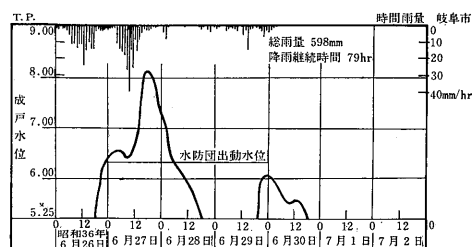


図-2 昭和36年6月梅雨前線による降雨、洪水の記録（長良川決壊堤防付近）（水資源公団）⁷⁾

すように、降り始めから終わりまでの降雨時間約110時間（決壊時まで93時間）、降雨継続時間約90時間（決壊時まで73時間）、である⁴⁾。昭和36年6月梅雨前線豪雨（戦後最大）のときは図-2のように⁵⁾、岐阜市において総雨量598mm、最大降雨量約36.9mm、降り始めから終わりまでの降雨時間約150時間、降雨継続時間約79時間であるので、台風7617号の豪雨は略既往最高記録として位置づけられよう。

(2) 洪 水

決壊現場より上流の墨俣水位観測所において警戒水位の始めから終わりまでの洪水継続時間約99時間（決壊時まで約82時間）であり、その間に計画水位に近いピークが図-1に示すように3回（小さいピークを入れると4回、最高 T.P.+7.31m）発生している²⁾、³⁾。また、警戒水位以上洪水継続時間は約87～91時間（決壊時まで約70時間）であり、昭和36年6月豪雨のときの42時間（最高水位+7.52m）と比較すると台風7617号の洪水は約2倍の長さになる。なお、長良川における主な洪水の警戒水位以上の継続時間および洪水最高水位は表-1に示さ

表-1 警戒水位継続時間と洪水位の記録の比較

	昭和34年9月 伊勢湾台風	昭和35年8月 台風11.12号	昭和36年6月 梅雨前線	昭和51年9月 台風17号
忠 節	11hr (5.50m)	18hr (5.75m)	22hr (5.50m)	79hr (5.55m)
墨 俣	21hr (7.74m)	22hr (7.41m)	42hr (7.52m)	91hr (7.31m)
成 石	18hr (6.82m)	26hr (7.14m)	70hr (7.38m)	101hr (7.45m)

（中部地方建設局）⁶⁾

（カッコ内は洪水位）

れる⁶⁾。これより、台風7617号の洪水はこれまでの主要洪水に比べ約1.4～7.2倍も長いことがわかる。

表-2は同様に水防団出動時間を比較したものである

表-2 長良川の洪水継続時間・水防団出動時間の比較（成戸地点（24km））

年 月 日	洪水継続時間	水防団出動時間	備 考
34. 9. 27	18hr	9hr	伊勢湾台風
35. 8. 13	26	11	
36. 6. 27	71	29	梅雨前線豪雨
36. 9. 16	26	7	
39. 9. 25	13	3	
44. 6. 30	21	10	
47. 7. 13	41	15	
49. 8. 26	18	7	
50. 8. 23	14	7	
51. 9. 12	101	48	台風17号前ぶれ豪雨

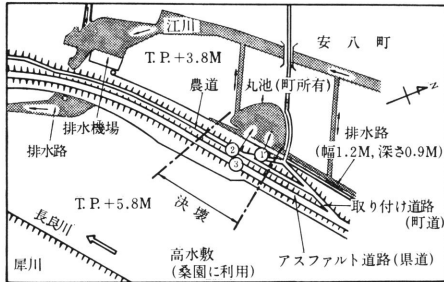
水資源開発公団長良川河口堰建設所
長良川河口堰通信第2、3号（昭和51年9月）

る⁷⁾。これより、昭和51年9月の洪水は昭和36年6月の洪水に比べて約1.6倍であり、如何に危険な状態におかれていたかが推察される。

2・2 地形的特性と決壊堤防の変遷

(1) 決壊堤防周辺の環境

図—3に示すように堤外地の桑園(昭和47年より使用)、



図—3 決壊現場地図(安八町役場)

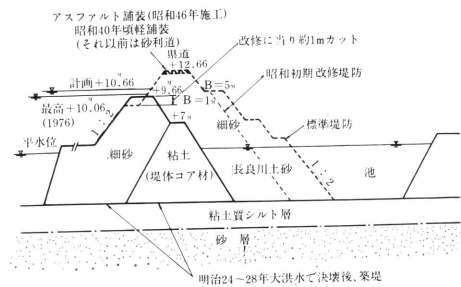
堤防のり尻に接して排水路(巾約1.2m, 深さ約0.9m), 丸池(巾約60m, 深さ約4m), そして, 下流約100mに森部排水機場がある。さらに, 天端のアスファルト舗装道路(県道)と安八町への取り付け道路(町道)があり, 堤防環境はあまり良くないことが観察される。

河村(Nov., 1976)によれば, 堤防裏小段の上流側①

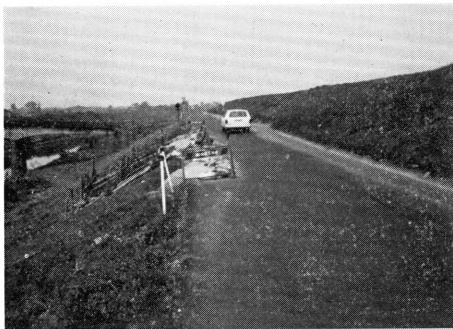
の部分がまずすべり出し, ついで, ②, ③の順にすべって破堤したと解析している⁴⁾。

(2) 決壊堤防の変遷

決壊堤防は過去にも決壊した事があると云い伝えられているが, 大正9年測量図に決壊跡と思われる池が記入されている。しかし明治24年(木曾三川分流工事の頃)測量図にはそのような池の記入のないこと, 明治29年の未曾有の大洪水でも森部輪中が無事であったこと, そして, 地元古老の話などから明治24~28年の間に決壊が生じたものと推測される。一方, 昭和51年測量図では河道が改修され, これまで曲折していた堤防法線が各所で直線状になり, 天端が道路になっていること, また, 住



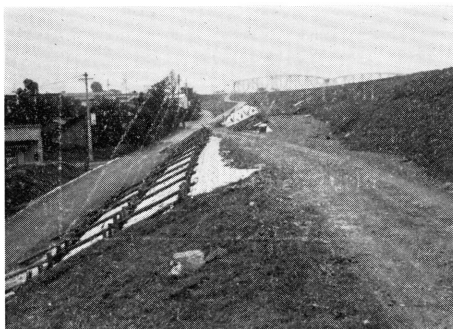
図—4 決壊箇所堤防の変遷



(a) 裏小段のり面の被害



(b) 取り付け道路のり面の被災



(c) 取り付け道路のり面の被災



(d) 雨水の集中によるのり面浸食と浸透の形跡

図—5 河川道路が主な原因と考えられるのり面の被害

宅、工場、排水路など、堤防を取り巻く環境変化の著しいことも観察される。

このように、80数年前に決壊した事実はあるが、その後、築堤された堤防は明治29年、昭和36年の大洪水でも破堤していない⁹⁾。昭和37年以後、輪中地域の発展に伴い天端を道路に利用するようになり、昭和40年頃軽舗装、昭和46年アスファルト舗装されている。また、決壊現場より約100m下流に、昭和3年に森部排水機場が設置され、高水敷は昭和47年10月頃から桑園として利用されるようになった⁹⁾。

図-4は、堤防断面の変遷を模式的に示したものである。

3. 決壊メカニズムの想定

台風7617号の災害例で、とくに多く見られるのは図-5号(a)~(d)に示されるように、堤防上の降雨(とくにアスファルト舗装と道路の排水不備など)がおもな原因と考えられるのり面の崩壊である。

南部・川瀬・杉浦(1965)は長良川左岸38.6km+45m(岐阜市茶屋新田)において実物堤防を用いて堤防上の降雨とのり面壊との関係を調べ(スプリングラーによる降雨実験)、貴重な成果を発表している⁹⁾。その研究によれば、堤防上の降雨による堤体土砂の含水比の場所的

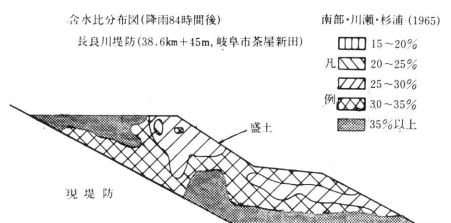


図-6 実物堤防の降雨実験による含水比の分布
南部・川瀬・杉浦(1965)⁹⁾

分布は図-6, のように示される。これらより、一般に天端より下方に行く程、また、のり尻に近いほど含水比が高く、流動性の大きくなることがわかる。さらに、彼らは、含水比と内部摩擦角との関係、含水比と粘着力との関係を長良川堤防の堤体材料について示している。それらの結果によれば、含水比の増加は土の強度低下に敏感に反応し、堤防の安全度を著るしく低下させることを指摘している。

一方、長良川堤防の決壊は図-7に示されるように、

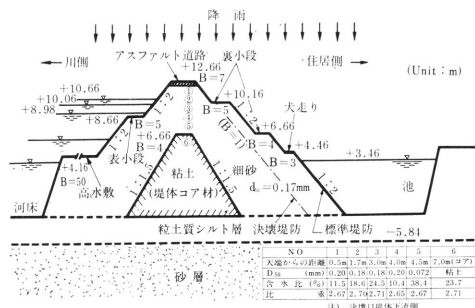
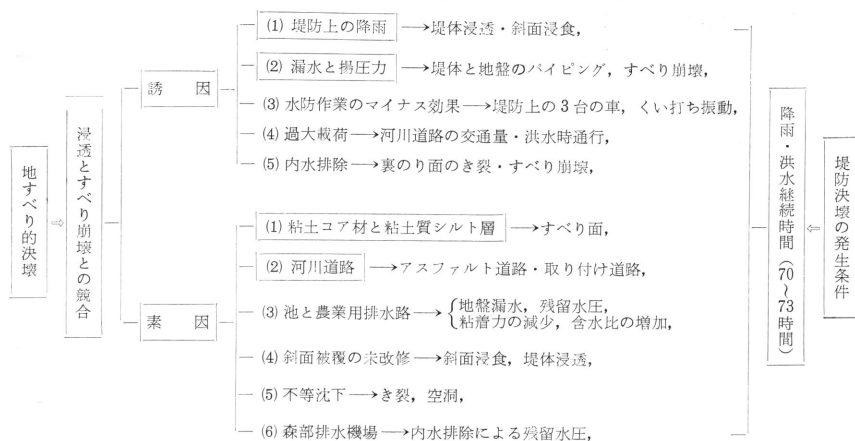


図-7 決壊堤防の断面と特性



図-8 決壊堤防の粘土コア材(旧堤防)

表-3 長良川の破堤メカニズムの想定



非溢流状態で発生しており、決壊時の状況からして単独原因ではなく、種々の誘因と素因とが競合した複合原因と考えられる。決壊のパターンは降雨・洪水の浸透・漏水（堤体と地盤）による斜面崩壊と図-8に示される粘土コア材（粘土質シルト層を含む）との競合による地すべりの決壊と考えられる。

決壊の発生条件として、降雨・洪水の継続時間が決壊時まで約70～73時間というこれまでにほとんど経験した事のない作用時間が支配的要素と考えられるが、決壊のメカニズムとして、現地調査および資料調査などから表-3、図-9のように想定される。この中で著者らは、

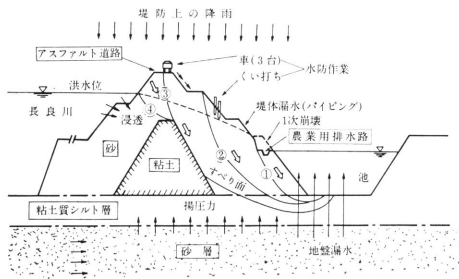


図-9 長良川堤防の決壊メカニズムの想定図

とくに洪水継続時間（誘因）、堤防上の降雨（誘因）、河川道路（素因）などを重要な因子と考えている。

4. 浸透・漏水決壊の水理模型実験

4.1 実験装置と研究方法

図-10の堤防断面を想定し、模型縮尺 $1/40$ 、 $1/20$ 、および

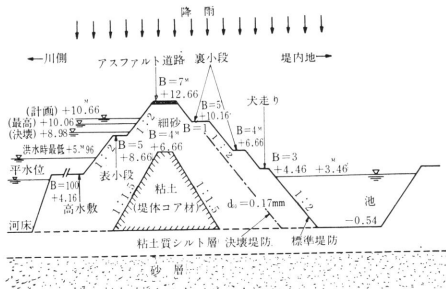


図-10 水理模型実験の断面図

$1/30$ 、の3種類について行った。用いた実験水路は①幅0.8m、高さ1.8m、長さ30mのガラス張り水路、②幅0.63m、高さ1.0m、長さ30mのガラス張り水路、③幅2.5m、高さ0.7m、長さ30mのコンクリート水槽である。

実験土砂は瀬戸産珪砂($d_{50}=0.17\text{mm}$ 、比重2.59、均等係数2.50、透水係数 $k=7.2\times 10^{-4}\text{cm/sec}$)を用いたが、現地の天端付近（天端下2m）の粒度分布と非常に

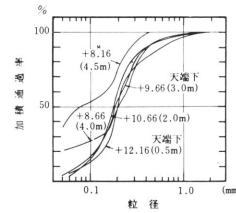


図-11 決壊口下流側の堤体土砂の粒径加積曲線

よく一致している（図を割愛）。図-11は現地の決壊堤防下流側の試料の粒径加積曲線を示す。

実験の種類は(1)堤体断面の形状、(2)粘土コア材の有無、(3)洪水位・内水位の変化、(4)堤内地の排水路・池の有無、(5)降雨の有無、(6)地盤漏水の有無、(7)堤体振動の有無、などについて比較実験を行う。

実験項目は、(a)浸潤線、(b)漏水量、(c)浸透圧、(d)斜面崩壊の過程、(e)決壊直前の状況、(f)クイックサンド・パイピングの発生などを調べ、さらに計算は円弧すべりの安全率、クイックサンドの発生の有無などについて考察する。

4.2 実験結果とその考察

(1) 降雨・洪水の浸透（浸潤線）

図-12は降雨の浸透流線と洪水の浸潤線を調べた結果

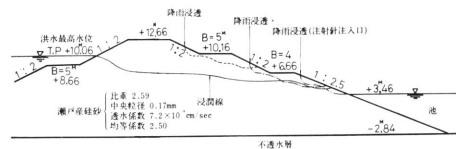


図-12 洪水および降雨の浸透実験（浸潤線と浸透流線）

である。これより、のり尻付近に浸透水が集中し、のり尻より上部の方へと含水比の高まる過程がよくわかる。

図-13は洪水の浸潤線（下の曲線は実験初期）を示すが、その浸潤線は洪水の継続時間が長くなると次第に上

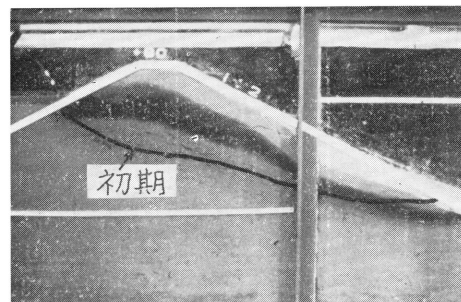


図-13 浸潤線の実験（時間経過による浸潤線の上昇を示しており、下の曲線は初期の浸潤線）

方へと移動することを示している。また、決壊直前の浸潤線は天端付近で急上昇することがわかった。これは、天端付近のきれつ（すべり面）に漏水がたまり、毛管現象なども加わり次第に浸透水が上昇するためと考えられる。このような現象は決壊の時期を判断する目安として有益であるので、今後の研究課題となろう。

一方、洪水の浸潤線についてキャサグランディの方法（ただし、模型断面を台形に近似して用いる）と比較したところ、計算値は実験値をかなりよく説明できることがわかった。

(2) 堤体漏水

不透水層（コンクリート水路）の上に設置した堤体の漏水量は極めて少なく、縮尺 $1/50$ の計画断面の堤防では、 4.5cc/sec.m （洪水位 T.P.+10.06m、一定）であり、Casagrande および Creager-Justin の2方法⁹⁾の計算値は $0.1\sim 0.8\text{cc/sec.m}$ 程度とさらに少ない。また、縮尺 $1/50$ の場合には実験値は 3.9cc/sec.m （計算値は $0.3\sim 0.5\text{cc/sec.m}$ ）である。これらはいずれも洪水位を一定（T.P.+10.06m）、堤体土砂を一定（透水係数 $k=7.2\times 10^{-4}\text{cm/sec}$ ）としたものであるので、実験の相似則などが問題になると考えられるが、少なくとも定性的には堤体漏水によるパイピング作用はかなり弱いと結論できよう。

一方、浸潤線が裏のり面に到達する時間は降雨のある場合がない場合に比べるとかなり早く到達することがわかった。また、実験値（約15時間、ただし、縮尺 $1/50$ の模型で降雨時を想定）は計算値 {Strohl 法、内田法、Schmied 法⁹⁾で求めると約6日（ただし、透水係数を実際の10倍とし $k=7.2\times 10^{-3}\text{cm/sec}$ ）に比較して、極めて早い到達時間となった。

(3) 堤防の地盤漏水

決壊現場付近は旧河道であり、形成された沖積層は決壊現場よりやや上流（穂積町生津字天侍地先）、糸貫川・天王川排水機場新設工事の際の土質調査でも明らかに、シルト層、砂礫層、粘土層の互層から成り立っていると推測される。この砂層から漏水し表層にクイックサンド・パイピングを発生させ、堤体の安全性に重大な影響をおよぼすことがある。1例として、昭和28年6月梅雨前線豪雨による遠賀川（北九州）の堤防決壊（河口より14.1km、植木町左岸）があげられる^{19), 20)}。また、地盤漏水対策に苦慮している報告も多い^{10), 21), 22)}。それゆえ、地盤漏水量とりのり付近の浸透流の水頭勾配を検討することが必要である。

堤防の地盤漏水に関する研究はこれまでに数多くなされているが、ここでは、図-14に示すようにのり付近

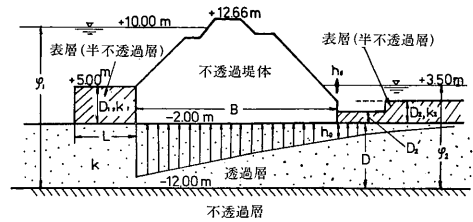


図-14 地盤漏水とクイックサンド発生の検討

の浸透流の水頭を見積るために、Turnbull et al. (1959)の方法と山村・久楽 (1972)の方法、Bligh (1910)の方法および Lane (1935)の方法を用いて検討する。

a) 山村・久楽 (1972)の方法¹⁰⁾

山村・久楽は透水層内の浸透流を Darcy の法則と連続の方程式を用い、種々の境界条件を代入して堤体のり付の水頭 h_0 の計算式は式(1)のように示される。

$$h_0 = \frac{\varphi_1 \lambda_2 \coth \frac{L}{\lambda_1} + \varphi_2 \left\{ \lambda_1 + B \coth \left(\frac{L}{\lambda_1} \right) \right\}}{(B + \lambda_2) \coth \frac{L}{\lambda_1} + \lambda_1} - \varphi_2 \quad (1)$$

ここに、

$$\lambda_1 = (k D C_1)^{\frac{1}{2}}, \quad C_1 = D_1 / k_1, \quad (2)$$

k : 透水層の透水係数, D_1 : 高水敷表層の厚さ,

k_1 : 高水敷表層（半不透水層）の透水係数,

$$\lambda_2 = (k D C_2)^{\frac{1}{2}}, \quad C_2 = D_2 / k_2, \quad (3)$$

k_2 : 堤内地表層の透水係数,

D_2 : 堤内地表層の厚さ,

D : 透水層の厚さ,

決壊現場より少し上流（穂積町付近）の排水工事の際の土質調査から 透水層の 透水係数 $k=10^{-2}\text{cm/sec}$ と考えられ、その他の諸元を決壊現場付近の状況を考慮して、次のように仮定する。

$$L=100\text{m}, \quad B=50\text{m}, \quad D_1=7\text{m}, \quad D_2=5.5\text{m}, \quad D=10\text{m}, \quad \varphi_1=22\text{m}, \quad \varphi_2=15.5\text{m}, \quad k_1=k_2=10^{-4}\text{cm/sec},$$

以上の諸数値を式(1)に代入すれば、 $h_0=2.5\text{m}$ が得られる。

一方、表層クイックサンド・パイピングを生じる限界動水勾配は式(4)で示され、 G_s, e の範囲より近似的に $1.17\sim 1.01$ の値である¹⁰⁾。

$$\frac{h_0}{z} = (G_s - 1) / (1 + e), \quad (4)$$

ここに、

z : 浸透経路長さ, G_s : 土粒子の比重, e : 間隙率

しかし、ミシシッピー河、矢作川、阿武隈川、過去の長良川などの例よりクイックサンド・パイピングは $\frac{h_0}{z} =$

0.5程度でかなり発生している。

図-14において、 $D_2=5.5\text{m}$ とすれば、 $h_0/D_2=2.5/5.5=0.45\approx 0.5$ となりクイックサンド・パイピングに対して安全限界である。しかし、部分的に表層が薄いところで、 $D'_2=2\text{m}$ とすれば、 $h_0/D'_2=2.5/2=1.25>0.5$ となり表層にクイックサンド・パイピングが発生することになる。しかし、ここで注意すべきことはクイックサンド・パイピングが発生したからといってそれが直ちに堤体の危険に結びつくものではなく、土砂の噴き出しの程度とその作用時間（洪水継続時間）との関連で検討しなければならない。それらについては今後の課題であらう。

b) Turnbull et al (1959) の方法^{11), 12)}

図-14に示す条件では、 h_0 は式(5)で求められる。

$$h_0 = \frac{x_3}{S+x_3} (\varphi_1 - \varphi_2) \quad (5)$$

ここに、

$$x_3 = (k \cdot D \cdot D_2 / k_2)^{\frac{1}{2}} \quad (6)$$

$$S = x_r + B \quad (7)$$

$$x_r = \frac{\tanh\{k_1/kDD_1\}^{\frac{1}{2}} \cdot L}{(k_1/kDD_1)^{\frac{1}{2}}} \quad (8)$$

堤体の地盤の漏水量 Q_s は式(9)で求められる。

$$Q_s = \rho k (\varphi_1 - \varphi_2), \quad (9)$$

ここに、

$$\rho = \frac{D}{S+x_3}, \quad (10)$$

式(5)および(9)に前述の諸元を代入すれば、 $h_0=2.5\text{m}$ 、 $Q_s=0.034\text{l/sec.m}$ の解を得る。これより、山村・久楽の方法の h_0 の値と同一であり、漏水量は極めて少ないことがわかる。また、表層にクイックサンド・パイピングが発生することが推測される。

c) Bligh (1910) の方法^{12), 13)}

Creep 比によって透水地盤のクイックサンド・パイピングの危険性を大略判定できる。Bligh の Creep 比は

$C_B = \sum l_w / \Delta h$ (l_w : 浸透経路長, Δh : 水頭差) であり、決壊現場付近の条件 (図-14の高水敷と堤体を不透過体と仮定) を代入すれば $C_B = (100+50+5.5)/6.5 \sim (\frac{100}{2} + 50+5.5)/6.5 = 23.6 \sim 16.2$ である。これに対して、シルト層の安全限界クリープ比は18, 細砂の場合は15であるので、計算値は限界クリープ比前後に位置づけられる。しかし、クイックサンド・パイピング発生危険性はそれほど強いものではないと推測される。

d) Lane (1935) の方法^{12), 14)}

加重クリープ比 $C_L = (1/3) \sum H_w + \sum V_w / \Delta h$, (H_w : 水平浸透経路長, V_w : 鉛直浸透経路長) でクイックサンド・パイピングの危険性を概略判定できる。前述のように、決壊現場付近の条件 (図-14の高水敷と堤体を不透過体と仮定) を代入すれば $C_L = \left\{ \frac{1}{3} (100+50) + 5.5 \right\} / 6.5 \sim \left\{ \frac{1}{3} \left(\frac{100}{2} + 50 \right) + 5.5 \right\} / 6.5 = 8.5 \sim 6.0$ である。こ

れに対して、シルト層の安全限界の加重クリープ比は8.5, 細砂の場合は7.0であるので、計算値は限界の加重クリープ比前後に位置づけられる。すなわち、クイックサンド・パイピング発生危険性が示唆されるが、その程度 (土砂の噴き上げ) はそれほど激しいものではないと推測される。このことは、80数年間決壊していない事実からも裏付けされるように思われるがさらに検討を要する。

(4) 斜面崩壊のプロセス

図-15(a), (b), は降雨の有無 (堤体を実験水位で内外を飽和させた場合を降雨状態と設定) が漏水決壊に至るプロセスにどのような影響を与えるかを調べたものである。これらより、降雨のある場合 ((b) 図) が降雨のない場合 ((a) 図) に比べて極めて早く決壊に至ることがわかる。また、いずれの場合も、浸潤線より上の盛土部分が崖の後退のように崩壊し、決壊直前では表のり面にもキレツを生じそこより漏水が激しくなる。そして、

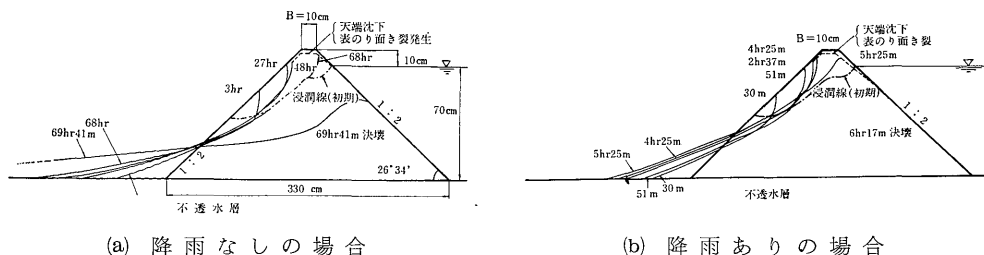


図-15 基礎実験における浸透決壊実験

天端が沈下し、すべりを生じ、最終的には沈下した天端を溢流状態で破堤するという興味深い現象を観察することができた。図-16はそれらを模式的に示したものである。

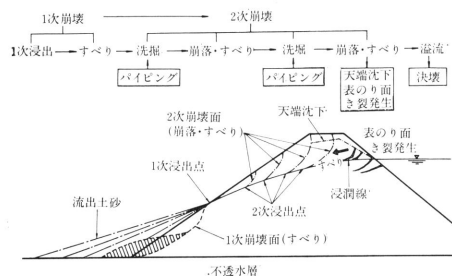
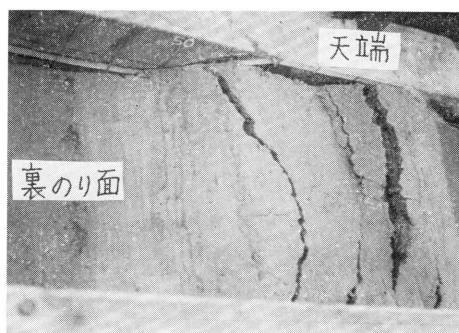
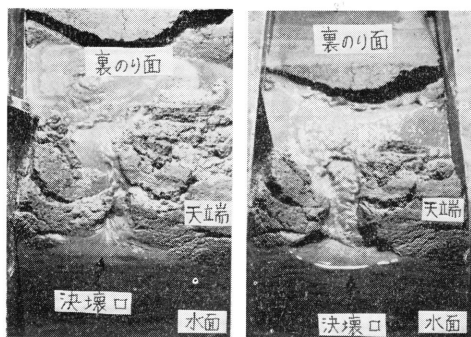


図-16 堤体パイピングによる斜面崩壊のパターン



(a) コア面上のすべり崩壊



(b) 天端沈下による溢流開始 (決壊) (c) 決壊口の拡大

図-17 粘土コア材を有する堤防の漏水決壊

図-17(a)~(c)は図-10の標準堤防に粘土コア材(コアの断面をビニールシートでおおい表面にグリスをぬる)を有する堤防の漏水決壊のプロセスを示したものである。これらより、コアを有する場合は天端付近に達するすべり面を生じ、天端付近ののり面にもキレツが2、

3個発生することがわかる((a)図)。また、決壊直前には表のり面にもキレツを生じ、そこより漏水が始まり、天端が沈下してついには溢流状態となり((b)図)、決壊((c)図)に至ることがわかる。

(5) 洪水位・内水位の変化と斜面崩壊との関係

洪水位の変化(ただし、内水位一定)による表のり面の崩壊実験と内水位変化(ただし、洪水位一定)による裏のり面崩壊の実験を行った。まず、洪水位変化の実験では縮尺1/10の模型において、最高水位(T.P.+10.406)より平水位(+4.416)の間を1サイクル(1周期)4時間(昇降速度、約1.1cm/min)で昇降させるような水位変化を数回行った。その結果、表のり面ののり先付近はかなりすべり(水位上昇時も、下降時も)を生じるが、天端が崩壊したり、沈下したりするほど大きなすべりは生じなかった。これは、川側から見た堤防のり勾配が高水敷、表小段などにより実質的には緩勾配で、堤防高が低いと考えられる。また、洪水位が一定の場合に比べて、裏のり面の崩壊程度が小さいことがわかった。

一方、内水位変化の実験では、内水面の変化に裏のり面の崩壊が微感に応じ、内水位変化の程度によっては進行性の斜面崩壊の発生することもあることがわかった。これは、表のり面よりも堤防高が高いことと堤体浸透流の影響が加わるためと考えられる。

5. 裏のり面の安定計算

5.1 南部・川瀬・杉浦(1965)の計算結果⁵⁾

南部・川瀬・杉浦は長良川(+45km+400m)左岸のなく乱資料より土質条件を決め、長良川堤防の平水時に於いて斜面の安全率(ラルツァギ・ベックの計算法を適用)含水比との関係を調べている。なお、降雨前の土質条件は、現場土質試験より含水比 $w=19.2\%$ 、粘着力 $c=0.70\text{t/m}^2$ 、内部摩擦角 $\phi=20^\circ30'$ 、土の単位体積重量 $\gamma_t=1.56\text{t/m}^3$ であり、降雨時(崩壊発生時)の土質条件は $w=35\%$ 、 $c=0.30\text{t/m}^2$ 、 $\phi=14^\circ$ 、 $\gamma_t=1.72\text{t/m}^3$ としている。円弧すべりの計算結果は堤防高7mに対する小段からのり尻を切る場合で、間隙水圧を考慮しない斜面の安全率であるが、その計算結果によれば、含水比による影響が極めて大きく、とくに、含水比が30~35%以上になると安全率は1以下となる。

一方、南部らは堤防高と安全率の関係を調べ、堤防が完全に飽和された場合に、長良川では3割のり勾配で堤防が安全であるのは高さが5m以内であると推測している。

5.2 宇野ら(1973,1974)の計算結果^{15),16)}

宇野らは長良川堤防の標準断面を対象にして、サクシオン効果、降雨浸透、洪水位変化、透水力を考慮した斜

面の安定計算 (Bishop 法の適用) を行っている。それらによれば、安全率は浸透、排水過程によりヒステレシスを描き、浸透過程の方が同一含水比に対する安全率が低い。また、裏小段より下の安全率が含水比の増加により著しく低下すること、とくに、洪水水位の上昇にともなう安全率の低下の著しいことなどを明らかにしている。一例をあげれば、平水時水深 0 m に対して安全率 1.77~3.17, 洪水時水深 7 m に対して安全率 0.28~0.97 (ただし, $c=0$, $\phi=35^\circ$, $\gamma_t=1.56\text{t/m}^3$, $e=0.7$) であると計算している。

5・3 著者らの計算結果

洪水の有無、降雨の有無が裏のり面の安定性にどのように影響するかを、決壊堤防をモデル化して、フェレニウス法 (簡便法)¹⁷⁾ を用いて検討した。計算の対象にした堤防は図-10の標準堤防についてである。計算では、間隙水圧を考慮し、堤体内の浸潤線以下の単位体積重量 $\gamma_2=2.0\text{t/m}^3$, 浸潤線以上の降雨なしの $\gamma_1=1.6\text{t/m}^3$, 降雨ありの $\gamma_1=1.8\text{t/m}^3$, とした。また、浸潤線の形状は裏のり尻と洪水水位とを直線で結ぶものとし、土の特性をこれまでの資料を参考に次のように仮定した。

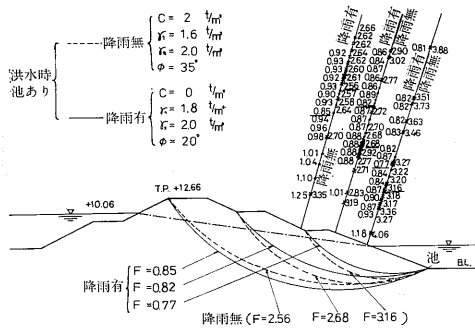
$$\begin{cases} \text{降雨なしの場合: } c=2\text{t/m}^2, \phi=35^\circ, \\ \text{降雨ありの場合: } c=0\text{t/m}^2, \phi=20^\circ, \end{cases}$$

(1) 洪水時の場合

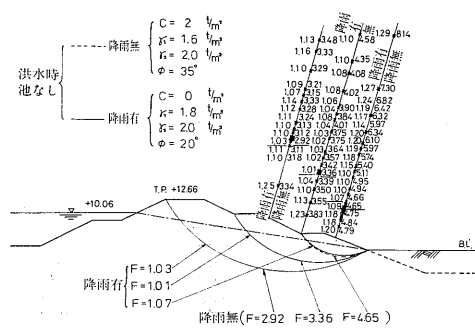
円弧すべり面が犬走り、小段、天端をそれぞれ通ると仮定して、安定計算を行い図-18(a), (b), の結果を得た。なお、図の下にはすべり面の最小値を示す。これらより、池ありの (a) 図の場合は、降雨なしのときの安全率 $F_s=2.56\sim3.16$ であるが、降雨ありの状態になると $F_s=0.77\sim0.85$ に著しく減少する。池なしの (b) 図の場合は降雨なしのときの $F_s=2.92\sim4.65$ に対し、降雨ありの状態になると $F_s=1.01\sim1.07$ に減少する。このように、断面 (とくに、堤防高さ) の相違による安全率の程度がかなり異なり、一方、降雨による安全率の低下の著しいことを再確認することができる。

(2) 平水時の場合

洪水時の場合と同様、図-19(a), (b), に示される。これらより降雨による影響が著しく、池ありの (a) 図の場合には、降雨なしで $F_s=3.06\sim3.43$, に対して、降雨ありで $F_s=0.88\sim1.10$ となる。また、池なしの (b) 図の場合には、降雨なしで $F_s=4.08\sim4.44$ に対して、

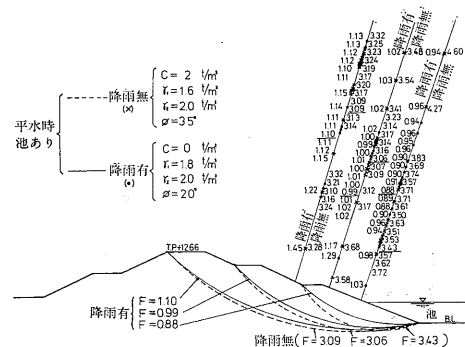


a) 堤内地に池ありの場合

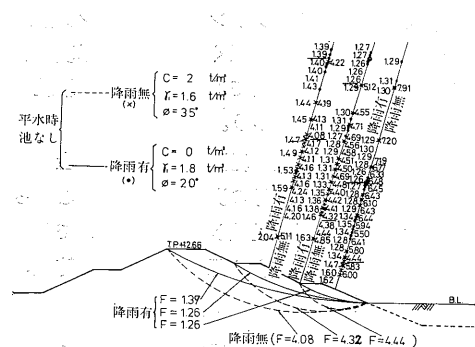


b) 堤内地に池なしの場合

図-18 洪水時の堤体降雨の有無による斜面安全率の変化



a) 堤内地に池ありの場合



b) 堤内地に池なしの場合

図-19 平水時の堤体降雨の有無による斜面安全率の変化

降雨ありで $F_s=1.26\sim1.37$ となる。ここで、注意すべきことは、降雨ありの場合には、犬走り付近の安全率が最小になり、降雨なしの場合には、天端付近の安全率が最小になることである。このことは降雨時におけるのり尻付近の流動化・崩壊の例の多いことから説明できる。また、図一18と図一19を比較して洪水時は平水時に比べ安全率が低下し、降雨のある場合の安全率がさらに著しく小さくなるのが堤体の崩壊に密接に関連していることを示唆している。なお、すべり面上の土塊の移動量と流動化の程度については今後の課題となろう。

6. あとがき

長良川の決壊堤防は明治29年の大洪水、昭和36年6月の梅雨前線豪雨を始めとする80数年の幾多の洪水に無事耐えて来た実績を有しており、災害史的に見てもその実績は高く評価されるであろう。また、昭和34年9月の伊勢湾台風最大の偏差が日本の高潮対策を根底より考え直す契機となったように、台風7617号に伴う集中豪雨の降雨・洪水継続時間は日本の洪水対策を再検討させる契機となる歴史的な記録であったと位置づけられよう。

一方、降雨・洪水継続時間が過去最長であることが決壊原因の主たる因子と考えられるにしても、決壊の背景として、昭和36年6月以後の堤防を取り巻く環境変化も無視できないように考えられる。決壊の誘因と素因にあげられる種々の因子の影響を定量的に明らかにすることが防災的にも意義のあることといえよう。

決壊時の状況、これまでの調査・研究資料などから決壊のメカニズムは表一3の誘因と素因との競合によるものと推測される。一方、著者の実験的研究では、模型実験の相似率、境界条件、土質条件、地盤条件など、検討しなければならない問題が残されてはいるが、とくに、「堤防上の降雨」と「それに関連する要素（粘土コア材、河川道路など）」が、「洪水継続時間」と共に堤防決壊に大きく影響していることを強調したい。また、地盤漏水の推算式より「クイックサンド・パイピング」が発生し、堤体のり尻の安全性を悪くしたことが示唆されるが、土砂の噴き上げの程度までは分らず、洪水継続時間と関連して今後の課題となろう。

一方、堤防環境の悪い決壊堤防が80数年も安全であったこと、つまり、台風7617号の洪水まで決壊しなかった理由を検討することも別の見地から重要な課題である。

今後、緊急に再検討を要する課題として、堤防上の降雨の挙動の解明、河川道路の技術的評価¹⁸⁾と排水対策、地盤漏水が堤防におよぼす影響に関する研究などがあげられる。そして、河川堤防の安全性は、アースダム、ロックフィルダムの安全性に比べて著しく低く、時間の関数

としてのみ安全性が保証されていることを再認識して、外力（洪水、降雨、振動など）の継続時間を設計に取り入れる研究などがあげられる。また、長良川堤防の決壊は、そこだけの特殊な問題ではなく、全国の河川にも共通した問題点が山積していることを指摘しておきたい。

謝辞：この研究は三浦学園と、昭和51年度、52年度の卒業研究の学生（仙田隆晴、田中和也、稲垣義昭、植村武司、太田俊英、小笠原克明、後藤章夫、伊藤正樹、佐藤清隆、河村由雄、四井克俊、佐々木尚男、野呂幸孝）諸君の絶大な協力によりなされた。また論文の作成にあたり、土木工学科教室職員の中村さん、加藤さんの助力を得た。ここに記して謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 高田彰・大野陽男：昭和51年台風17号による長良川堤防決壊に関する一考察——破堤メカニズムと水理模型実験——，第14回自然災害科学総合シンポジウム講演論文集，Aug., 1977, pp. 37~40.
- 2) 矢部正宏：台風17号（1976年9月）による木曾三川の被害，土と基礎，24—12(226)，Dec., pp. 95~98.
- 3) 土屋昭彦・須賀寛三・矢部正宏・石崎勝義：台風17号による長良川災害調査報告，土木技術資料（建設省），18—12（1976），pp. 47~55.
- 4) 河村三郎：昭和51年9月豪雨に伴う長良川右岸堤の決壊について，土木学会中部支部研究発表会講演概要集，昭和52年1月，pp. 79~82.
- 5) 南部三郎・川瀬欽吾・杉浦英雄：木曾川水系三河川の堤防のり面崩壊と降雨実験，建設省直轄工事第17回技術研究報告，1961，pp. 393~416.
- 6) 建設省中部地方建設局，木曾川上流工事事務所編：木曾三川の治水史を語る，昭和44年，454p.
- 7) 水資源開発公団長良川河口堰建設所：長良川河口堰通信，第2，3号，昭和51年9月。
- 8) 安藤萬寿男編著：帳中——その展開と構造——古今書院，昭和51年版，340p.
- 9) 土木学会編：水理公式集，昭和38年版，技報堂，pp. 130~133.
- 10) 山村和也・久楽勝行：堤防の地盤漏水に関する研究，土木研究所報告，July, 1972.
- 11) Turnbull, W.J and C.I. Mansur: Investigation of Underseepage Mississippi River Levees, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proc. ASCE, Aug., 1959.
- 12) 土木学会編：水理公式集，昭和38年版，技報堂，pp. 135~139，pp. 303~306.
- 13) Bligh, W.P.: Dams, Barrages and Weirs on Porous Foundations, Engineering News, 1910.
- 14) Lane, E. W.: Security from Underseepage Masonry Dams on Earth Foundations, Trans., ASCE, Vol. 100 (1935).
- 15) 赤井浩一・宇野尚雄：河口ゼキ計画に伴う堤防護岸の安定性の

- 検討, 第10回自然災害科学総合シンポジウム講演論文集, 1973, pp.369~370.
- 16) 赤井浩一・宇野尚雄: サクシオンを考慮した場合の堤防浸透破壊に対する安全率変化, 第11回自然災害科学総合シンポジウム講演論文集, 1974, pp 233~234.
- 17) 三木五三郎・中瀬明男・福住隆二・持永龍一郎: 演習土質力学, オーム社刊, 昭和51年版 pp.133~154.
- 18) 全国防災協会: 防災, 第324号, 昭和51年6月, pp. 1~12.
- 19) 松尾春雄: 九州水害について, (1)堤防の決壊, 土と基礎, Vol. 1, No. 3, 1953, pp.48~54.
- 20) 古賀雷四郎・内田一郎: 遠賀川の堤防決壊及び漏水について, 土と基礎, 1953.
- 21) 北野昭夫・杉本良作・池上俊男・山村和也・川瀬欽吾・竹下国成・竹内治夫: 河川堤防の地盤漏水とその対策について, 土と基礎, 14-7(July, 1966), No. 468. pp 19~25.
- 22) 長尾精・赤井浩一・宇野尚雄: 河口ぜき計画にともう河川堤防の漏水に関する調査報告, 土木学会論文報告集, No.172, 1969-12, pp. 1~10.