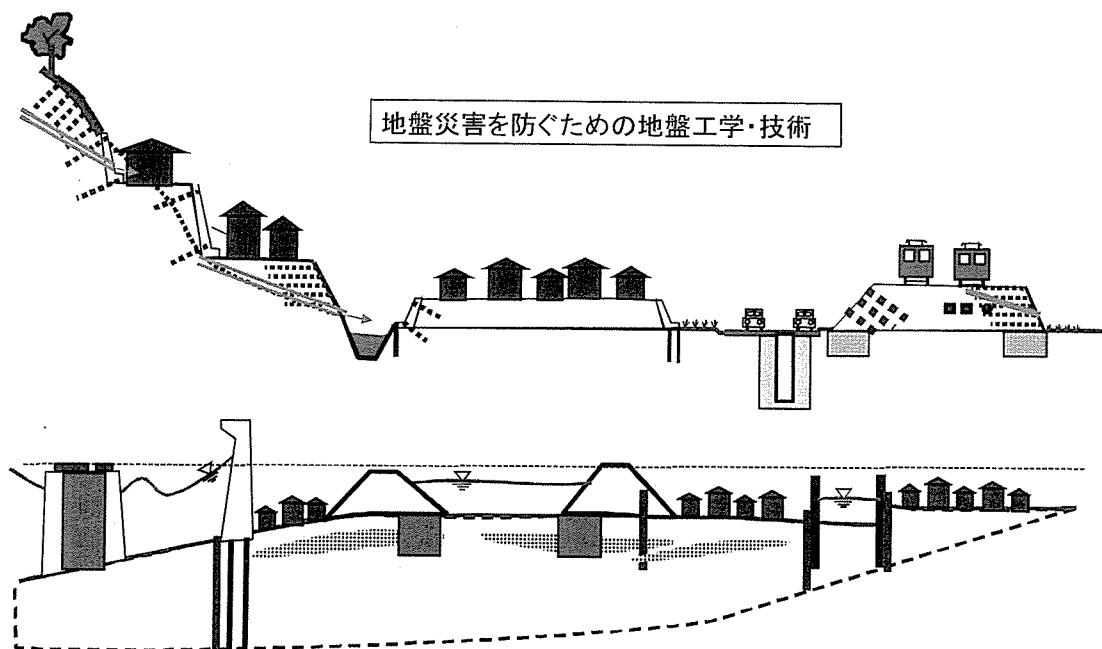


地震と豪雨・洪水による地盤災害を防ぐために —地盤工学からの提言—



2009年8月
社団法人 地盤工学会
2007年度会長特別委員会
東京都文京区千石四丁目38番2号
TEL: 03-3946-8677 FAX: 03-396-8678 jgs@jiban.or.jp

質なデータの戦略的蓄積

- ③ 堤防の設計思想の転換
- ④ 堤防の設計計算における初期条件・境界条件の明示
- ⑤ 施工環境に即した耐震補強や耐震強化技術の向上

これらの事項に属する災害軽減行動のうち、現存する技術のみによっても取り組み方によっては実現可能と思われるものを主として2.3.4で取り上げ、また、直ぐには実現が困難であっても取り組むべき研究開発の方向を2.3.5で例示する。

2.3.3 豪雨災害

2.3.3.1 設計（安全性照査）の現状

(1) 設計指針の概要

河川堤防は、治水施設の根幹をなすもので、氾濫域に多くの人と資産を抱える我が国では、適切な整備を行うことが重要な課題である。しかし、多くの河川堤防は築堤履歴が複雑なため内部構造が不明であり、洪水による河川堤防の挙動とその予測が把握されているわけではない。このような状況で、国土交通省では、これまでの高さや幅等の量的設備に加え、既設堤防の強化対策等質的整備を計画的に図ることで質・量バランスのとれた堤防整備を推進することとしており、平成14年7月に「河川堤防設計指針」（以下では設計指針と略称する）をまとめるとともに^{61), 62)}、平成16年5月に「堤防質的整備技術ガイドライン」は必要となる堤防強化工法選定の考え方を、「河川堤防モニタリング技術ガイドライン」は堤防弱部を目視と計測でモニタリング（強化工法効果の確認も含め）するためのガイドラインとして公布され、H19年には耐震性能照査指針も公布されて以降、点検照査が始まっている²⁹⁾。

なお、河川管理施設等構造令・第18条で「堤防は、護岸、水制その他これらに類する施設と一体として、計画高水位以下の水位の流水の通常の作用に対して安全な構造とするものとする」とされ⁶³⁾、「建設省河川砂防技術基準（案）」設計編は「堤防の設計細目として、侵食、浸透及び地震に対する安全性について規定」されている³⁷⁾。現在は、平成9年の新版改訂河川砂防技術基準・同解説により思想的に一変して、次のような特徴で規定されている。1)形状規定から性能規定へ（形状に依存せず、性能を發揮させる）、2)機能照査と機能別安全度の評価法へ（耐浸透、耐侵食、耐地震の各機能に対して）、3)河川ごとの最適化設計へ（地形、周辺資産、河相等の考慮）、4)環境への配慮、などの特徴が主たるものである。

堤防では河水の流れる川側を「表」と形容し、田圃や住宅のある側は「裏」と形容する。

(2) 安全性照査の概要

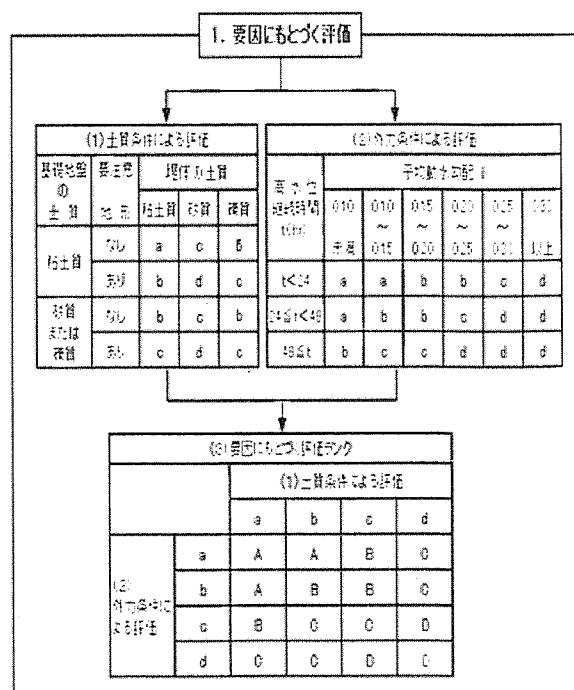
設計指針の中で既往の堤防に対する安全性照査は、概略点検と詳細点検の二つからなる。前者は、堤防と基礎地盤の土質条件、洪水継続時間や平均動水勾配による外力条件、の2視点から評価したものを総合化する評価手

法で、図—2.3.16のように安全な方からA,B,C,Dの順に4段階に概略的に評価する^{62), 64)}。この概略点検で危険と評価された箇所を対象にして、後者の詳細点検は、非定常浸透計算（堤防土の透水係数等を用いた間隙水圧と動水勾配の算出）とすべり面計算（堤防土のせん断強度定数を用いたすべり破壊に対する安全率の算出）を行う。安全率が不足するとき、基本断面形状（堤防定規）を確保することを優先しつつ、対策工法を選考することとなる。

(3) 特徴的な建設経緯と土質構造（堤体）パターン

堤防は河川の変遷と密接に関係している。流路の変化に応じて周辺の土質条件に影響され、堤防を構成する土質とともに基礎地盤との関係で、遮水構造物としての機能を満足させるため経験に基づいて対策されてきた。このため、「堤防地震災害」の項でも指摘された事項や2.3.1 施設特性にも述べた特性が照査法や対策工法に影響している。ここでは、それらの中で堤防本体の上質構成がどのようにになっているか概括する。

土質断面構成については赤井らが全国的な主な2回の工期により土質構成のパターン分類を試みている⁶⁵⁾。すなわち、1)表腹付け、2)表腹付けと嵩上げ、3)嵩上げ、4)嵩上げと裏腹付け、5)裏腹付け、6)表裏同時腹付け、および7)全断面拡幅、の7種類の形式がある。我が国の全国的に強化された時期は、昭和10年代始めの1期と昭和20年代後半の主に2期にあることに着眼して、2回7種類に堤体が増築されると、49種類の概略的な土質断面構成が可能であるが、淀川と木曽川で調べた結果では、(a)全断面を2期続けた断面、(b)全断面に表腹



図—2.3.16 概略点検の手法⁶²⁾

付けと嵩上げた断面、(c)裏腹付けに続いて嵩上げた断面、(d)裏腹付けと嵩上げの後に嵩上げた断面、が多いことを指摘している。河川によっては、(c)や(d)の場合の裏腹付けと逆に「表腹付け」にしているケースも多い。これらの1期と2期に実施される断面拡大となる土質は、砂質土などの粗粒土と粘性土などの細粒土の対応があるので、その組み合わせによっては、大変危険な土質構成があるため、現在は堤防原則として「水は浸透し難く、入った水は速やかに抜く」原則が守られるように設計指針や質的整備ガイドラインで規定されている。一例を図-2.3.17で紹介すれば、上記のケース(c)の2期の裏腹付けが良い土のつもりで粘着力のある山土が使用されると、排水し難くなり、堤防本体ではなく補強した裏腹付け部内部に水圧が蓄積して崩壊する結果となり、危険な断面となるため避けるべき土質断面構成であるとの認識が強化されている。なお、堤防は異種材料を嫌う。理由は異なる変形性状のために接触部分にみず道を作りやすいこと等があり、成功例が少ないからである。しかし、既往の堤防には種々の形式が残存しているため、平成16年～21年にかけて全国的に点検調査が実施されている。今後の重要な課題は、調査結果の活用である。

(4) 詳細点検の概要

概略点検は土質条件と外力条件により4段階評価するが、堤防土質は粘土質、砂質、礫質、の3区分（基礎地盤は2区分）であるため評価精度に疑問が向けられやすいが、存外の精度を持つ⁶⁶⁾。一方、詳細点検は、最終段階で設計基準の安全率を0.2だけ割り増しする点

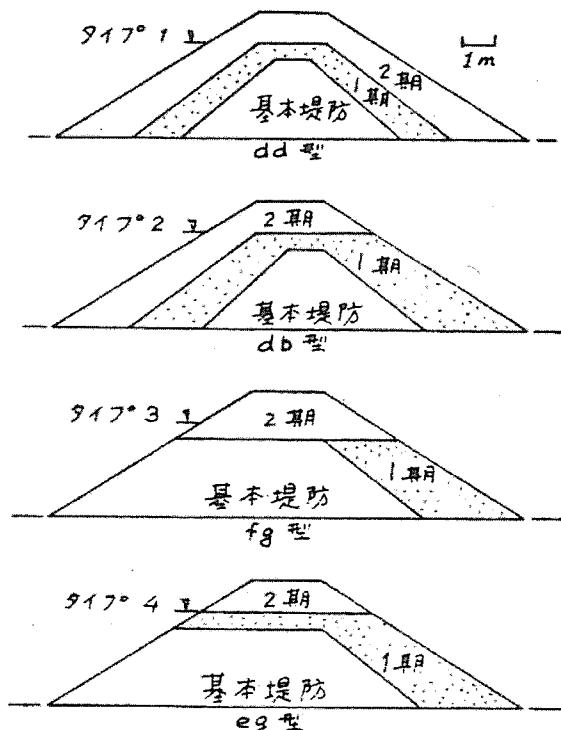


図-2.3.17 多い堤防土質構成の例⁶⁵⁾

もあるが、地盤工学的に定まった解析手段である、浸透解析と安定すべり面解析に基づく安全率の算出で問題が無い。計算に使用する、透水係数と強度定数の推定・評価が重要である。特に前者は10倍、10分の1に変動するから、その推定に慎重でなければならない。もう一つの強度定数は、設計指針で砂質土のせん断強度はCU試験で行うとされている。留意点を後述の2.3.3.4の1)の項で補足する。

(5) 対策工法

日本の河川は千差万別である。一つの視点は、縦断勾配の大きさであり、急流河川と緩流河川の存在である。二つ目は、川幅の変動比の大きさ（地形の影響で急激に川幅が変化する）である。このため、次のような特徴が対策工法に見られる。

急流河川の堤防では、河水の制御が重要で侵食防止が優先され、水制、根固め工、護岸、などが重視されて、霞堤、縦工（河道砂州部に堤体を守るよう縦列に施工）、などに巨石盛土（高水敷部）や前腹付け工の試験施工もある。一方、緩流河川の堤防では、長い洪水継続時間を見越して対策を旨とした、表法面被覆（遮水工法）、天端舗装、浸透制御シート、裏法尻ドレン工、が主要なものである。

一方、川幅が何倍も変化する河川の堤防では変化地点での縦断的な対応が工夫され、特に水制、根固め工、護岸工に重点が生じるため、裏法尻対策工に手が廻らない面が懸念される。急流河川では洪水継続時間が短いため裏法尻へ浸透水が到達せず、被災を免れた可能性があるが、急流から緩流の平野部になって支川への逆流遇上による被災を軽減する対策として整備した霞堤がある富山・砺波平野は特色がある。歴史的に形成された地域特性を生かした強化対策が適切である。

2.3.3.2 外力の設定（降雨と洪水）

豪雨時における主な外力は、1) 流量の時間変化（洪水波形・ハイドログラフ）と2) 降雨の時間的変化（ハイエトグラフ）である。前者は河川整備の計画にも用いられ、外水位として堤体の安全度照査の外力となる。降雨量、降雨量の時間的変化および降雨量の地域分布の3要素で対象降雨を表し、対象降雨の規模と実績降雨を比較して実績降雨の引き伸ばしをして設計降雨が決定される。その後、設計降雨から基本高水と河道、洪水調節ダム等に配分された各地点での計画高水流量からハイドログラフが作成され、外水位が設定される⁶⁷⁾。降雨はさまざまなパターンがあるが対象降雨をもとに一定降雨強度の10mm程度を目安として矩形の降雨波形を安全度照査のための外力として用いられている⁶⁸⁾。ここで、設定される外力となる対象降雨の規模（外力の規模）は降雨量の年超過確率で評価されており、表-2.3.5にあるような河川の重要度に応じて降雨量の超過確率年が設定されている⁶⁷⁾。この超過確率年は、中長期の

表—2.3.5 河川の重要度と計画の規模⁶⁷⁾

河川の重要度	計画の規模(対象降雨の降雨量の超過確率年)*
A 級	200 以上
B 級	100~200
C 級	50~100
D 級	10~50
E 級	10 以下

(*): 年超過確率の逆数

整備計画においては説明しやすく、分かりやすい。しかし、国民が豪雨の際に危険性を考える点においては累積雨量や時間雨量の指標の方が分かりやすく、避難行動への意向も迅速に対応できると考えられる。

近年の降雨の傾向は、時間雨量で図—2.3.18に示すように異常気象による大雨の発生傾向を呈しており⁶⁹⁾、20世紀初頭の30年平均値と最近30年平均値で算出した日雨量の100mmおよび200mmの再現期間が短くなるという気象庁の報告(図—2.3.19)⁷⁰⁾や一日の最大降水量が100年後には最大1.5倍になる予測がある⁷¹⁾。超過確率年または確率雨量に対する国民を含めた技術

者の実感のズレもある。大きく変わりつつある環境への対応や住民にとって直感的な危険度判断がしやすくするためにも、累積雨量、最大の降雨継続時間など設定外力(対象降雨)を複数の指標で表していく試行も必要である⁷²⁾。

堤防に作用する外力としての河川水位が、堤防の計画高水位 HWLに対して、近年にどの程度の最高水位になっているかは重要な視点である。一例として調べた近畿地方での状況は表—2.3.6のようである⁷³⁾。淀川では、半世紀ほどHWLに近い水位を経験していない。

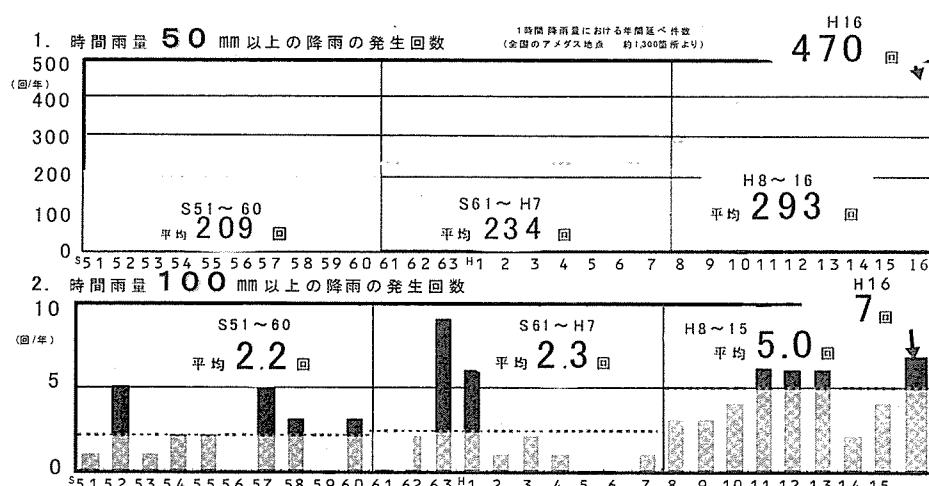
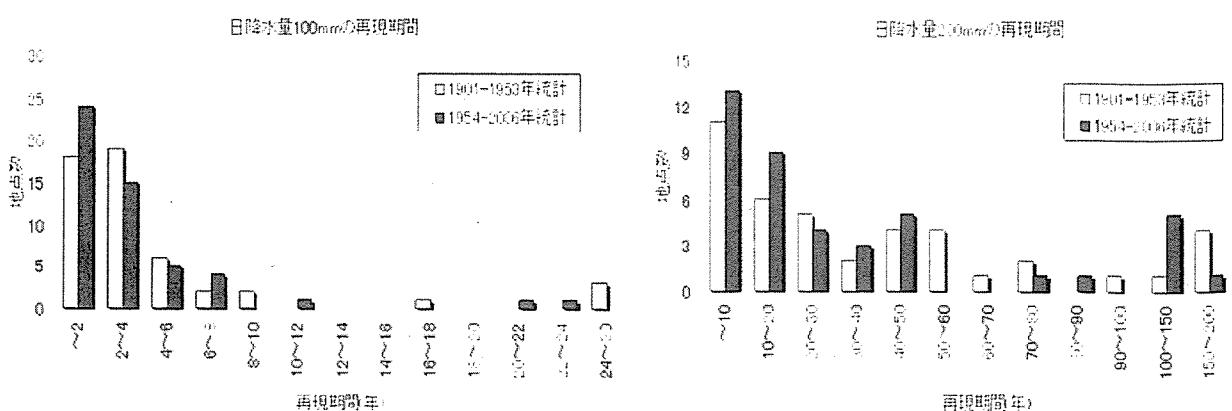
図—2.3.18 時間雨量の年間延べ回数⁶⁹⁾図—2.3.19 20世紀前半50年と後半50年での日雨量の再現期間の比較⁷⁰⁾

表-2.3.6 近畿地方のHWLと最高水位実績の比較

淀川	月、日	枚方	警戒水位	HWL	最高水位	(HWL - 最高水位)
1953	9.25	台風13号	4.5	6.36	6.97	-0.61
1954	7.6	梅雨前線	4.5	6.36	4.77	1.59
1956	9.27	台風15号	4.5	6.36	5.49	0.87
1959	8.14	前線・台風7	4.5	6.36	6.5	-0.14
1959	9.27	伊勢湾台風	4.5	6.36	6.69	-0.33
1961	6.27	梅雨前線	4.5	6.36	5.52	0.84
1961	10.28	低気圧前線	4.5	6.36	6.95	-0.59
1959	9.27木津川	八幡	4	6.41	6.74	-0.33
1959	9.27宇治川	向島	2	4.11	4.14	-0.03
円山川	月、日	立野	警戒水位	HWL	最高水位	(HWL - 最高水位)
1959	9.27	伊勢湾台風	4.5	8.16	7.42	0.74
1966	9.18	台風21号	4.5	8.16	5.56	2.6
1968	8.29	台風10号	4.5	8.16	4.17	3.99
1971	9.6	前線9月	4.5	8.16	5.29	2.87
1976	9.1	台風17号	4.5	8.16	6.92	1.24
1979	10.19	台風20号	4.5	8.16	6.75	1.41
1987	10.17	台風19号	4.5	8.16	6.13	2.03
2004	10.20	台風23号	4.5	8.16	8.29	-0.13
由良川	月、日	福知山	警戒水位	HWL	最高水位	(HWL - 最高水位)
1953	9.25	台風13号	4	7.74	7.8	-0.06
1957	7.17	梅雨前線	4	7.74	4.55	3.19
1962	6.10	梅雨前線	4	7.74	5.15	2.59
1967	7.10	7月豪雨	4	7.74	4.33	3.41
九頭竜川	月、日	中角	警戒水位	HW	L最高水位	(HWL - 最高水位)
1953	9.25	台風13号	7.5	10	8.9	1.1
1958	8.26	台風17号	7.5	10	8.9	1.1
1964	7.9	梅雨前線	7.5	10	9.2	0.8
1965	9.15	梅雨前線	7.5	10	9.8	0.2
1972	7.16	台風20号	7.5	10	10.28	-0.28
1981	7.3	梅雨前線	7.5	10	9.04	0.96
九頭竜川	月、日	布施田	警戒水位	HWL	最高水位	(HWL - 最高水位)
1959	9.27	伊勢湾台風	5	6.3	6.56	-0.26
1961	9.16	第二室戸	5	6.3	7.1	-0.8
加古川	月、日	柄波	警戒水位	HWL	最高水位	(HWL - 最高水位)
1990	9.20	台風19号	3.5	6.1	6.7	-0.6
1996	8.28	秋雨前線	3.5	6.1	4.7	1.4
大和川	月、日	藤井	警戒水位	HWL	最高水位	(HWL - 最高水位)
1991	11.28	低気圧	6	8.29	6.09	2.2
1993	7.5	梅雨前線	6	8.29	8.44	-0.15
1995	7.4	梅雨前線	6	8.29	8.66	-0.37

2.3.3.3 安定性評価

平成9年の新版改訂河川砂防技術基準によって、堤防の設計思想は「形状規定から性能規定へ」および侵食、浸透や耐震という機能の「機能照査と機能別安全度の評価法」へ改定され、工学的な判断基準による評価が規定されて進行している。

現在の河川堤防の安全性評価は主に、洪水時のすべり破壊に対する安全性と洪水時の基礎地盤のパイピング破壊(法尻地盤部の鉛直上向きのパイピング破壊と法尻部水平方向の浸透破壊の2ヶに対して呼称する。前者は質量バランスで規定されるが、後者はせん断破壊で規定されるので注意が必要である。)に対する安全性の2項目について検討される⁶⁸⁾。

(1) すべり破壊に対する安全性評価

非定常場での飽和-不飽和浸透流解析を実施し、所定の降雨と河川水位の条件を想定して計算した洪水時の

堤防断面内の浸潤面を図-2.3.20のように求める⁶⁸⁾。

その浸潤面を考慮して、図-2.3.21に示すような円弧すべり解析を実施し、次式で示す全応力解析による安全率によって洪水時のすべり破壊に対する安全性の評価が行われる。

$$F_s = \frac{\sum \{ c\ell + (W - u \cdot b) \cos \alpha \cdot \tan \phi \}}{\sum W \sin \alpha} \quad \dots \dots \dots (2.3.3)$$

ここに、 F_s : 安全率、 u : すべり面での間隙水圧、 W : 分割片の重量、 c : すべり面に沿う土の粘着力、 ℓ : 円弧のながさ、 ϕ : すべり面に沿う土の内部摩擦角、 b : 分割片の幅、である。この安全率を用いた安全性の判定は、一般的な地盤工学的に認識されている

基準値1.2にさらに不確定要素(築堤履歴、基礎地盤の複雑さ、被災履歴など)に応じて割り増し係数が乗じられて設定されている。



図-2.3.20 実大堤防による浸透実験と飽和-不飽和浸透流解析結果の比較⁶⁸⁾

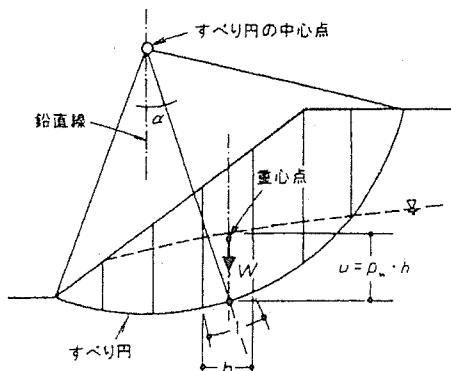
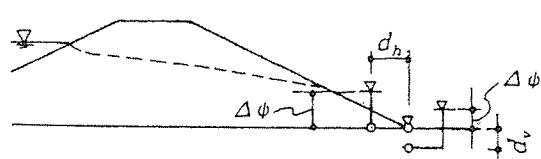


図-2.3.21 全応力円弧すべり解析⁶⁸⁾

この安全率の計算にあたっては、強度定数(粘着力 c 、せん断抵抗角 ϕ)の設定が最も重要なが、後述するようにその設定には議論の余地がある。また、浸潤面を決定するための飽和-不飽和浸透流解析にあたっては、土の水分特性と透水係数の設定が重要となる。

(2) パイピング破壊に対する安全性検討

浸透に起因するパイピング破壊に対する安全性の評価に用いられる動水勾配は、①のすべり破壊の安全性評価で実施される飽和-不飽和浸透流解析から得られる全水頭分布を用いて、図-2.3.22 の仕方で堤体裏法尻部における局所動水勾配として計算される⁶⁸⁾。その安全性の評価基準は、安全率 2 を見込んで鉛直方向および水平方向のいずれも 0.5 としているが、既往の研究成果によれば、水平方向は安全率を見込まないで評価して



$\Delta\psi$: 全水頭差

d_h : 水平距離

d_v : 鉛直距離

図-2.3.22 局所動水勾配の計算⁶⁸⁾

約 0.3 程度(法面勾配に依存)に低減させる必要がある。後述の 2.3.3.6 の 2)にて論ずる。

(3) 浸透とすべり破壊の安全性検討の方向

すべり破壊の安全性検討で用いる強度定数は、粘性土であれば UU 条件、砂質土や礫質土であれば CU 条件での三軸試験もしくは等体積一面せん断試験で求められる。その理由は全応力解析に資するからであるが、次節で述べるように全応力解析によるすべり破壊の解析は実務における運用上で不都合な点もあり、得られる解の位置付けも不明確な場合が多い。さらに、パイピング破壊に関する安全性とは全く別個に検討するために、両者の関連性もない。近年、FEM を用いた連成解析手法を用いて、浸透とすべりに対する安定性を同時に判定する試みもなされている^{74),75),76)}。図-2.3.23 はそ

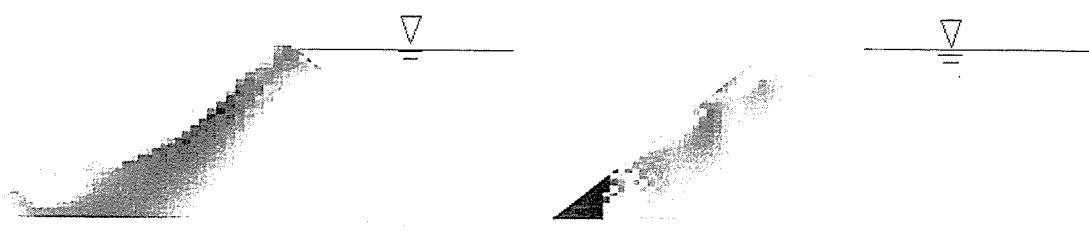


図-2.3.23 不飽和浸透-変形連成 FEM 解析の例 (洪水時の堤体内でのひずみ増分分布)⁷⁴⁾

の一例であり、浸潤面に沿ってせん断ひずみが発生している様子が分かり、破壊時には法尻にひずみが集中している⁷⁴⁾。このように、浸透と変形を連成して解析を行うには、当然有効応力で得られる強度定数や、ダイレイタンシー特性を用いることになり、変形から破壊までのより詳細な検討がなされる必要があることから、実務での適用も進めてゆくべきであろう。

2.3.3.4 盛土土質の制御（締固め管理～透水性・強度）

(1) 堤体および基礎地盤の土質

河川堤防は締固め度 90% の締固め度による密度管理が実施されている。しかし、そのように十分な締固め管理がなされたとしても、新設河川堤防以外は 1) で述べたように築堤履歴を反映した断面構造を有しており、盛土材料自体も現地発生の浚渫土砂で築造される場合が多く、決して均質なものにはなっていないのが現状である。その盛土材料の強度については、4) で述べたように、粘性土あるいは砂質土・礫質土の別で、土質ごとに異なる条件での室内試験で評価されている。遮水構造物としては、盛土材料の透水係数は強度以上に重要な要因であり、しかもその数値的なバラツキが大きいため慎重な評価が要請されている。その際、本来であれば、土質の状態量を表現する「間隙比」、「相対密度」と「透水係数」との関係が議論されることが理想であるが、残念ながらそこまでの議論に至っていない。間隙比は、乾燥密度を通じて締固め度と関係し、土の構成式で重要な要因であるため、「締固め度」（間隙比または相対密度）～「強度」～「透水係数」の関係の明確な意義付けが習慣付けられることにより、盛土材料の力学性質との関係が明確になって、施工に反映される期待感がある。以上のように、透水性と強度の両面から、盛土材の制御をする必要がある。

一方、浸透破壊に対する安全性を高めるためには、洪水時の浸潤面が堤体裏法面に到達するのを防ぐことが最も重要である。そのためには裏法尻にドレーンを設置することが有効であることは周知であるが、さらに、洪水時に堤体内の浸潤面の裏法への到達時間を左右する要因としては、堤体盛土の材料だけではなく、基礎地盤の土質構成も大きな要因となる。すなわち、透水性の高

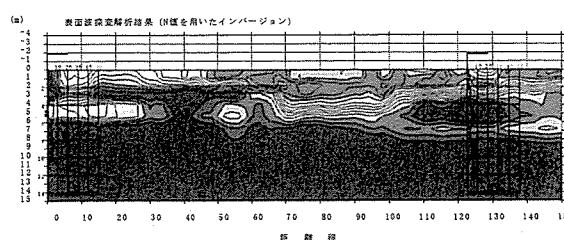
い砂礫地盤などを基礎地盤に持つ堤体では、透水性の低い基礎地盤上の堤体よりも洪水時において浸潤面の裏法への到達が早く、浸透破壊に起因する被害が発生しやすい。基礎地盤の土質構成も含めて、総合的に堤体の盛土材料を見直すことが重要であり、今後データベースを整備してゆく必要がある。しかし、先述のように河川堤防は現地発生の浚渫土砂で構築されている場合が多く、その内部構成は複雑である。縦断方向においては基礎地盤を含めて堤防土質が不均質であることは当然として、横断面内においても度重なる築堤履歴を反映して複雑な土質構成をなしている場合が多い。主要河川においては、比較的小間隔でボーリング調査が実施されているものの、数 m 先の土質構成は同一ではないことが少なくない。図-2.3.24 は高密度表面波探査を用いた河川堤防の非破壊調査の結果であるが^{75), 77)}、たかだか 100m ほどの区間であっても、縦断方向に堤体にも基礎地盤にも不均質性が大きく現れている。このように比較的大きな堤防であっても、その築堤履歴も明確でない場合も多く、外見では均質に見える河川堤防であっても、内実は横断方向にも縦断方向にも不均質であることが多い。河川堤防および基礎地盤の複雑な土質構成を、ある程度決められた区間を対象に詳細に調査するためには、今後、図-2.3.24 に示した手法をはじめとして、弾性波探査、電気探査、電磁探査などの物理探査を有効に活用してゆくべきであろう^{75), 77)}。

(2) 力学定数の評価

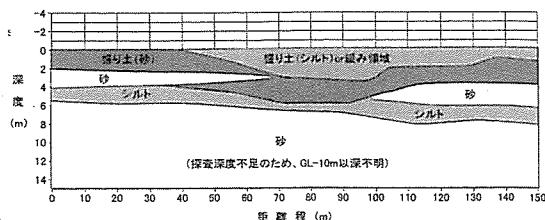
安定性評価に必要な、透水係数、強度定数の力学定数について、安定性の評価法と関連して現状を総括的に述べる。

a) 透水係数

堤体盛土を構築する際には、締固めに制御ポイントが置かれていたために、堤体自身の密度あるいは間隙比の状態量が十分把握されていないことが多い。その結果として、堤体の密度や間隙比の影響を受ける透水係数は、室内試験で得られた試験値の妥当性を正当に評価できないケースが多い。通常の実務で基本として考えられる飽和透水係数については、設計指針などにその試験法に関する特段の記述はないが、JIS 規格に準拠するのが一般的である。しかし、土質構成が種々ある実際の堤体



(a) S 波速度分布



(b) 地盤構造の解釈

図-2.3.24 高密度表面波探査による堤体および基礎地盤の非破壊調査^{75), 77)}

に対して対象土の採取法(位置も含めて)あるいは望ましい原位置試験法の必要性などについて研究する必要がある。例えば、礫を多く含む堤体内部の透水係数を予測する場合などでは、堤体内部の礫を含んだ土質材料自体の採取が困難なことが多く、室内試験では大きな礫を含まないマトリックス部分のみでの透水係数を計測していることにもなりかねず、現地の透水係数とは数オーダー異なる可能性もある。

一方、通常の堤体土質は不飽和状態におかれていることから、不飽和透水係数を求めるための研究も活発に行われてきている。不飽和透水係数は、浸透排水によって変化するサクションによって変動するので、飽和透水係数および水分保持曲線(サクション～飽和度あるいは含水比関係)が飽和不飽和解析に必要である。この水分特性曲線に関しては堤防設計指針では、3種類の土質に対して3パターンに単純化して用いている⁶⁷⁾。単純化せずに土質に応じた水分特性曲線を用いるべきとの指摘もあるが、室内土質試験で得た水分特性曲線をそのまま非定常浸透流解析に用いた場合には、現実的ではない浸潤面、流速分布を解として導き出すこともあり、水分特性曲線の試験結果をそのまま厳密に使用することにも課題が多く残されている。これは、使用している試験装

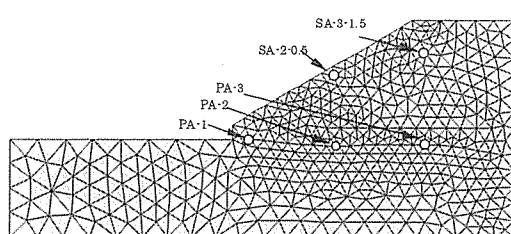


図-2.3.25(a) 盛土の解析メッシュと観測点⁷⁸⁾

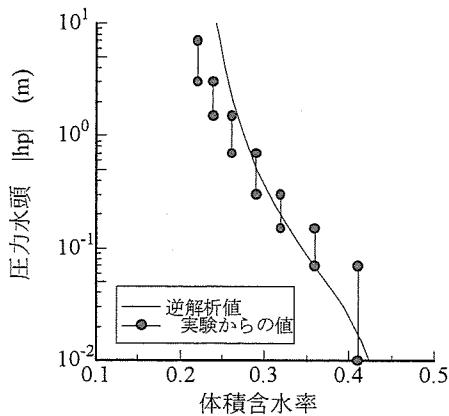


図-2.3.25(c) 水分特性曲線の逆解析結果⁷⁸⁾

置の特性や試験方法、さらにはその試験結果を表すためのモデルの選択など、種々の問題を含んでおり、不飽和土の力学定数を決定する難しさがある。この他、試料のサンプリング箇所やサンプリング時の乱れなどの避けられない課題もあり、室内試験で得られる不飽和浸透特性を用いた解析結果と現地の整合性が得られ難い場合がある。そのため飽和不飽和浸透流解析により、間隙水圧(サクション)や水分量、地下水位、降雨量といった観測データに一致するような透水係数や水分特性曲線である不飽和浸透特性を推定する逆解析法が研究されている⁷⁸⁾。図-2.3.25(a)～(c)は盛土の逆解析の例とその手順を示している⁷⁹⁾。盛土内のサクション(圧力水頭)およびインパクトとしての降雨量が計測されており、これらを観測データとして飽和不飽和浸透流解析の逆解析により、現地の不飽和浸透特性(透水係数、水分特性曲線)が推定された結果が示されている。実際の観測データを活用することにより信頼性を高められる。河川堤防の場合には、外水位、降雨量などの境界条件となる外力に対しては得やすく、堤体内的サクションや水分量のモニタリングのためのセンサーの設置、埋設が必要となるけれども、近年開発されている、安価で小型かつタブな水分量センサーなどを用いた現場計測が、計算機の發

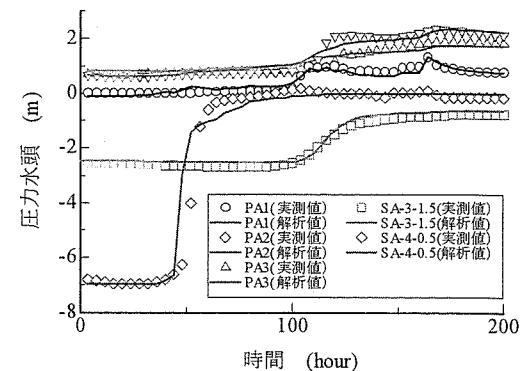


図-2.3.25(b) 観測値と解析値⁷⁸⁾

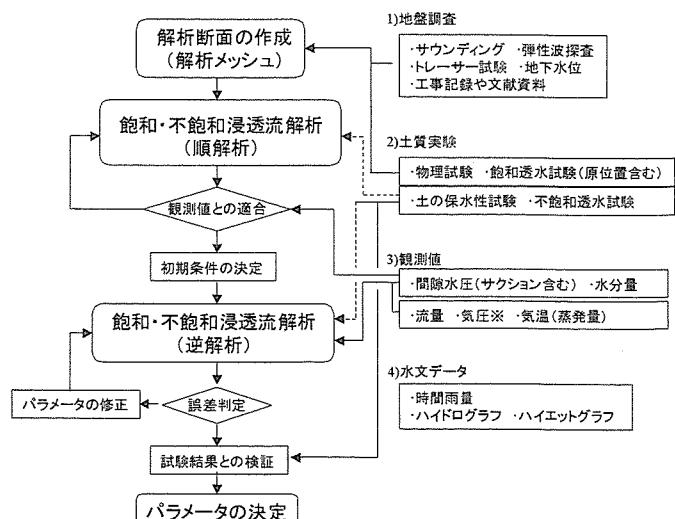


図-2.3.25(d) 逆解析のフロー⁷⁸⁾

達とともに基礎的パラメータを評価する方法として期待される。

b) 強度定数と全応力・有効応力

2.3.3.3 でも述べたように、すべり破壊に対する安全性評価では、堤防土質の強度定数を求める場合には、飽和状態の試料を用いて三軸圧縮試験もしくは等体積一面せん断試験により、粘性土については非圧密非排水(UU)条件、礫質土あるいは砂質土については圧密非排水(CU)条件で実施することを原則としている。このような条件を設定している背景は、すべり破壊時の安全率を評価する方法が、全応力法に基づく円弧すべり解析であることに起因している。具体的には、円弧すべり解析にあたっては、まず浸水時の浸潤面ならびに間隙水圧を飽和一不飽和浸透流解析で求め、その有効応力状態に置かれた土が発揮する非排水せん断強度を用いて全応力解析を実施する。すなわち、洪水時の堤体内への浸透を数時間～十数時間のオーダーで考えれば、粘性土には浸透水は流入せず有効応力に変動はないが、砂質土、礫質土には浸透水が流入するために有効応力の変動が起こると考えるためにこのような条件が必要となる。ここで、砂質土や礫質土においてCU条件で得られた強度定数を用いて全応力法の円弧すべり解析を実施する意味は、与えられた浸水状態において、その瞬間に作用している外力に対して構造物としてどれだけの余裕度があるか(すなわち安全率)を求めていくことに相当する。この全応力法の考え方自体が実務における技術者に理解されていない場合も多く、それによる混乱も見受けられる。例えば、砂質土であれば透水性が大きいために、CD試験による強度定数を用いることが妥当であるとの議論もあるが、その際にはすべり破壊が生じる瞬間に、該当するすべり面に過剰間隙水圧が全く発生しないということが前提となる。また、すべり破壊を検討する堤防法面の応力状態を有効応力(有効重量)で考えていることから、すべり破壊時の安全率も有効応力の強度定数を用いるべきとの議論もなされるが、その場合においてはすべり破壊が生じる瞬間の過剰間隙水圧分布があらかじめわかっているか、あるいは同時に解くこと(すなわち連成解析)ができる必要がある。このような理論的意味づけを理解しないままに、形式的に実務で有効応力の強度定数を用いた円弧すべり解析が実施されている例が多い。いずれにしても、現実には非常に透水性が大きく、すべり破壊時に間隙水圧が発生しないような材料以外では、CD試験や有効応力で整理したせん断抵抗角 ϕ を用いる場合には、多くは危険側の安全率を見積ることになるため注意が必要である。以上のように、理論上ではCU条件による強度定数をすべり破壊の安定計算に用いることに矛盾はないのだが、実務上では様々な議論が生まれる余地があるのは、以下のような不都合があるからであろう。

通常、CU条件の強度定数では、せん断抵抗角 ϕ は小さくなる一方で、粘着力cは比較的大きく現れることが多い。特に、堤体法面の土被りは小さいので、極力低拘束圧のもとで試験を実施することが推奨されているが、低拘束圧での試験においては、より一層cが大きく評価される傾向がある。さらに、円弧すべり解析においては、堤体法面での拘束圧が小さいので、 ϕ よりもcがすべり抵抗に大きく寄与するために、CU試験で得られたcをそのまま強度定数として用いると、経験的にも過大な安全率を見積ることになる。そのため、現状の安全性照査法では、CU試験によるcをそのまま用いずに、ごく小さな値を用いることが推奨されている。したがって、CU試験で得たcを用いず、 ϕ だけ用いる場合には、安全側ではあるが、かなり過小な安全率が求められることになる。この点が実務上 CU 条件の強度定数を用いることの最も不都合な点となりえる。だからといって、上述のように CD 条件や有効応力条件の強度定数を用いれば、逆に過大な安全率を見積もる可能性が高くなるが(逆もあり得るが)、実務上はしばしばそのような強度定数の読み替えが技術者の個々の判断でなされているのが現状である。なぜなら、河川堤防の安全性照査において、CU条件の ϕ のみを安定解析に用いていたのでは、すべり破壊に対する安定性を満たしていない不適格堤防が続出してしまうことが起こりえることになり、強度定数の読み替えはそれを防ぐための技術者の知恵でもある。以上のように、現状のすべり破壊に対する安定性照査手法では、どの試験条件の強度定数を用いたところでも理論的な裏付けは乏しく、また一長一短の部分があるが、シルト分をそれほど含まず透水性の高い砂質土や礫質土で構成されている堤防であれば、すべり破壊時にCD試験や有効応力条件で得られた強度定数を用いる方が現状に適合していることは確かであろう。

(3) 盛土材の選択・制約

河川堤防は長い延長を有する線状構造物であることから、良質な土質材料ばかりで構築できるわけではなく、そのほとんどが現地発生の浚渫土砂で築造される場合が多い。平野部の緩流河川であれば細粒分が卓越した土砂となるが、山陰地方の平野部のように、急峻な山地を下りてすぐに日本海に流れ込むような急流河川を有している場合では、堤体材料に非常に大きな礫を豊富に含んでいることが多い。また、堤防築造と同時期に、近傍で大規模なトンネル工事などが行われていた場合には、堤体にそれらの現場から発生したズリが使用されている区間も存在したりする。一方、上流部の岩質にも影響され、花崗岩を主体とする山地を上流部に有する場合には、堤体全体が非常に均質なマサ土でできている場合が多い。以上のように、堤体に用いる盛土材料は、その河川の地域によっても、築造される時期によっても、その選択に制約をうけることが多かった。