



土 木 研 究 所 資 料

第 4 7 7 号

河 川 堤 防 に つ い て



昭 和 4 4 年 6 月

建 設 省 土 木 研 究 所

河川堤防について

土木研究所 土質研究室長 山村和他

1. まえがき

堤防とは洪水 高潮などによる氾濫から土地を守る目的で河川、湖沼、海岸などに沿って築造された水理構造物である。

材料には主として土、砂、砂レキなど現地で容易に入手できるものが用いられ、斜面の表面や堤脚部が波浪、流水などによって侵食、洗掘、流失の恐れのある場合には根固め、護岸などで保護する。

堤防には河川堤防、海岸堤防、干拓堤防、縮切堤防などの名称があるが水理構造物としての特徴、築造の目的などいずれも同じで、築造した個所や事業目的などによって異なった名称が付けられている。堤防の構造的な特徴はむしろ、堤防に期待する機能、築造地点の条件たとえば地盤ならびに入手できる築堤材料の性質、洪水継続時間、波浪、流水などの侵食作用の強弱、防御する土地の重要性、用地の入手の難易などによってきまってくる。

堤防の土構造物としての規模は道路、鉄道などの盛土に匹敵したものと考えられその構造物としての重要性はそれらに比べ勝るとも劣るものではない。最近、河川沿川、臨海地区に人口が集中し、土地の利用度が極度に上昇している事実にかんがみての防災上の重要性は十分認識されるべきで、設計施工に当たっても十分な考慮が払わなければならないと考えられる。

堤防の設計では、水理的な諸条件に適合し、しかも力学的な安全性をも確保するよう検討が行なわれ、断面形状ならびに構造が決定されるわけであるから、当然水理学的立場と土質工学的立場からの検討が行なわれるはずである。堤防天端高の決定法や、洗掘防止の根固め、護岸の設計方法など、水理学的な問題も数多くあるが、ここではこれらについては触れず、他の一方の面すなわち土質工学的な立場から堤防を眺めたときのいくつかの問題点について述べてみる。

2. 築堤材料

築堤に用いる材料は経済的な見地からできるだけ現場の近くで入手できる材料を用いるべきであるが、土質の良否は堤防の安定性に大きな影響をもつのでその質的な検討も忘れてはならない。

土質工学的な立場からみて良好な材料とは次のような性質をもったものと云える。

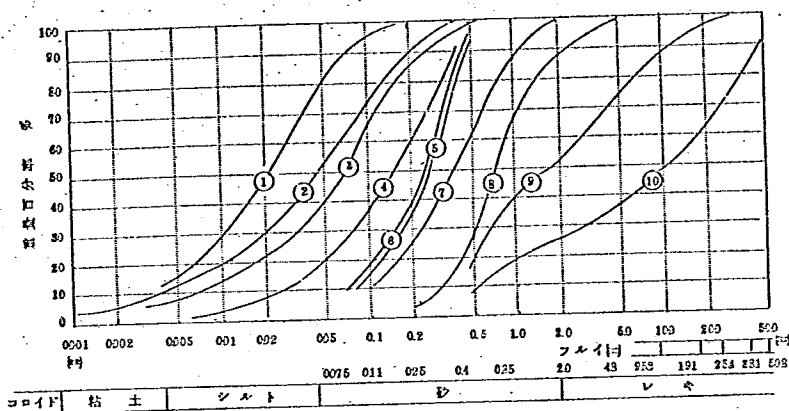
- ① 降雨あるいは浸透流で堤体内の含水比が上昇してもノリ崩れを起さないような土質であること。
- ② 洪水時の漏水に対しても安定していること。
- ③ 掘削、運搬、マキ出し、締固めなどの施工が容易であること。
- ④ 乾燥期に有害なヒビワレを生じないこと。

安定性の高い堤防を作るためには良質の材料を使用することが望ましいが、実情は有機質含有量が多い土で、堤後に大きな変形のおそれのある場合とか含水比の高い粘土、シルト質土で施工が著しく困難な場合など特別の理由のない限り材料の選択はあまりしていない。たとえば北海道の泥炭、九州の有明沿岸のガタ土などによっても築堤が行なわれた例がある。むしろ築堤材料に依りて設計や施工法を適宜変えていくべきであろう。

実際の河川堤防の材料にどんな土が使われているかを示す調査の1例を図-1に示したが、粒度曲線にはいろいろのものがあることがわかる。この中で堤体漏水を起しているのは⑤⑥より粗い土が多い。

河床を掘削、または浚渫して築堤材料に使用すると、河川の上流部や急流河川では全く砂レキばかりの材料による堤防になったり、また下流部でも砂が堤体材料になることが多く、このような材料で作った堤防にはしばしば漏水が起っている。このような場合には別に粘性土を採取して被覆土として用いたり、あるいはアースダムのような考えで粘性土を中心に配置したりしなければならない。

砂レキとは反対に粘性土を工事に用いることがあるがこの場合には土取場



- ① 信濃川下流長良
- ② 阿賀野川下流部
- ③ 揖斐川中流大須橋上流部右岸
- ④ 功利川下流小野
- ⑤ 木曾川中流朝日
- ⑥ 信濃川下流長良
- ⑦ 矢作川中流大門
- ⑧ 同 上
- ⑨ 吉野川中流部
- ⑩ 同 上

図-1 堤防材料の粒度曲線

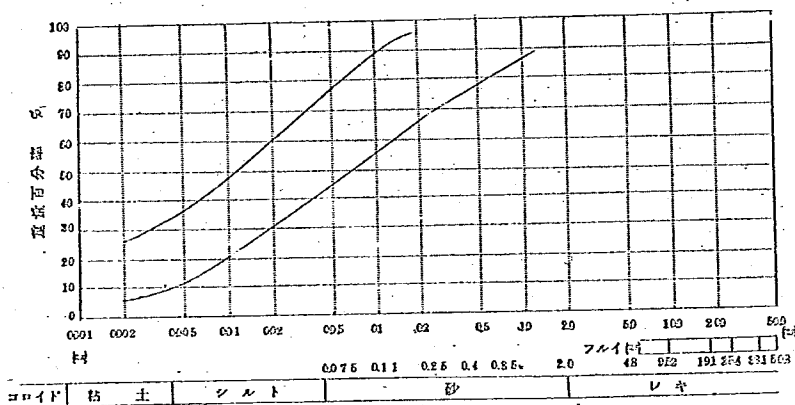


図-2 クラックのはいりやすい材料 (J.L.Sherardによる)

の排水に十分気を付けなければ材料の含水比が高く施工が困難になることがある。粘性土での築堤は施工を上手に行ない・締固めを十分に行なっておけば・堤体の透水係数も小さく外部から内部へ浸透する水も少ないので安定性の高い堤体が作られると思われる。粘性土の堤体には有害なクラックのはいることがあるといわれている。この例がアースダムの場合について報告されており・たとえばアメリカのアースダムの調査では図-2に示す粒度の範囲の土がクラックがはいり易いと云われている。これらの土は比較的塑性指数が小さいことも示されている。砂質ロームないしシルト質土に属するものである。

次に降雨などの浸透水の影響を受けて斜面崩壊を起こす土について述べる。たとえば31年・33年の阿武隈川・荒川・36年の木曾三川の堤防ノリ面崩壊がこの種の問題の災害例であるが崩壊を起こした堤防の材料の粒度曲線を調べてみると概ね図-3のとおりである。このうちでは阿武隈川堤防の材料が最も粗粒であるが・浸透水の影響を受けすべりを起こしやすい土は粒度曲線がもう少し右方に寄りD₅₀が0.2mm程度の比較的細かい砂まで含めた範囲のものであろうと考えられる。簡単に云えば透水係数が 10^{-3} cm/sec前後の比較的透水性のよい土でしかも含水比が上昇するとせん断強さの低下する土であると言える。

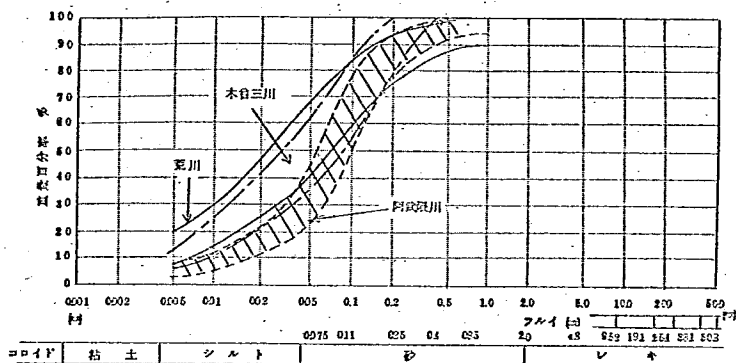


図-3 降雨によって斜面崩壊を起した堤体上の粒度曲線

3. 堤防の締め固め

土を締め固める目的は①固められた土を均質にして透水性を低下させると同時に水の浸入による軟化膨張を小さくし土を最も安定した状態にすること。②必要な強度特性を持たせること。③完成後の変形をできるだけ少なくすること。などである。

最近盛土の締め固めについても多くの研究が行なわれ、その成果が実際の設計施工に応用されるようになったが、これは主として道路盛土についてであり、堤防の場合はまだまだ関心が低く検討がほとんど行なわれていない。

河川堤防の締め固めについては古くは昭和29年から数年間にわたる直轄技術研究会の要望課題の「築堤土質および築堤地盤の研究」と「機械輾圧による締め固め効果」で取り上げ調査が行なわれているので、その結果を取まとめものについて多少述べる。

調査された堤防の土の粒度曲線は図-1に示す曲線の範囲をほぼ全部カバーしていて、調査結果の平均値を示すと堤体土の乾燥密度 1.63 t/m^3 、含

水比12%、締固め度89%であつた。また堤体の完成後の圧縮沈下は非常に小さいことが示されている。

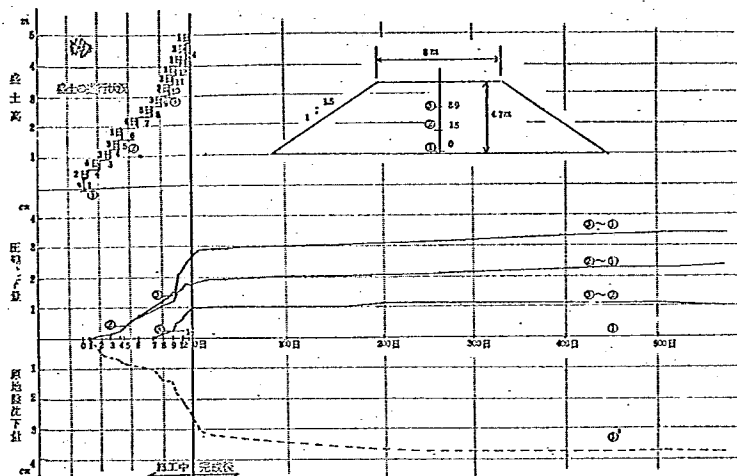
最近東北地建で行なわれた管内堤防の締固め実態調査では、実際の堤防の土の締め具合を知るための多くの資料が集められたが、これによると、堤体の締固め度は粘性土で80.8%また非粘性土で81.7%を示していて、全国的な調査結果と比較して、幾分値が小さくでている。しかし調査方法などの差があり、一概にその差を締固めの不足に結び付けることはできない。

在来の築堤工事は機関車による土運搬を行ない、土を高まきし、堤体表面のみを土羽打ちによつて締固め、芝生などの植生による法面保護を行なつてきていたので堤体内部にはきつて柔らかい状態の土が残つていたことは予想されていたが、今回の調査でも締固め度55%~70%の極めて緩い状態の堤防がかなり多いことを示している。

築堤後、年月の経過と共に土の自重によつて体積が減少して、密度が増加するとも考えられるが、この効果の極めて少ないことは築堤完了後の堤防の圧縮沈下量が小さいという測定結果からも明らかである。このことは土木研究所構内の試験盛土の結果にも示されている。土研の実施した試験盛土は対象に堤防を考えているわけではないが、盛土の圧縮沈下の状況を実測しているので同種の構造物の挙動を知る手掛りになると思われるのでここに資料の1部を掲げる。

使用した土はいわゆる関東ロームで、高さ4.7m、天端幅5.0m、法勾配1:1.5に積み上げたが、盛土を2つの部分に区分し、一方はよく締めた盛土と他方はゆるく締めた盛土とした。よく締めた盛土の方は30cmの仕上厚さで被索引式タイヤローラーで最低6回の輾圧を行なつたのに反して、締めない方の盛土は50cm~70cmの高さで湿地ブルドーザによつて軽い輾圧を行なうに留めた。湿地ブルドーザによる軽い輾圧と云つても機関車運搬、

図-4 試験盛土の沈下量



高まき出しに比較すれば幾分よく締つていると思われるが、それほど大きな差はないと考えてもよい。

盛土施工中および完成後種々の観測を実測しているが堤体の圧縮性についてののみ示してみる。

試験盛土の中に埋設した沈下板の位置ならびに施工後の沈下量は図-4のとおりである。この図からわかるように、堤体の自重による施工完了後の圧縮沈下量はよく締めた盛土で約1%、また緩い盛土でもわずかに2%にすぎない。このことは関東ロームのような悪いと云われている土で作つた盛土でも施工後の変形は極めて小さいこと、云いかえれば自重によつて密度が増加することをほとんど期待することができないことを示している。

堤防天端のごく地表付近の圧縮は別として、堤体内部が自然に締め固まることはほとんど期待できないから、内部の弱点はいつまでも弱点として残るので盛土の安定性を向上させるためには施工時の適当な輾圧はぜひ必要である。

それならば、堤防の締め固めをどの程度行なうべきか、という問題が生じるが、堤防の上には舗装版などの不等沈下をきらう構造物を作ることは少ないから、少なくとも道路盛土ほど入念な締め固めは不要であろう。もつともコンクリート護岸を行なう場合とか、いわゆる三面張りの特殊堤を作る場合には入念な締め固めは必要であろう。

一般的に云えることは比較的緩く締め固められた盛土でも均質に作られた堤防は浸透水の影響により変形はするが、容易に破壊しないことである。これは淀川あるいは利根川の湛水実験の結果わかつたことであるが堤体の漏水も部分的な欠陥すなわち、クラックなどの水みちによることが多いと云われているから、適当な締め固めを行なつて、均質な堤防を作り部分的な欠陥を除去するよう努めることは大切である。

道路盛土の場合はJIS A 1210の突き固め試験で求めた最大乾燥密度の90%以上の乾燥密度になるように土を締め固めることを目標としている。河川堤防の場合は多少これを下廻るとしても安定した堤体を作るため

80%以上程度には締め固めたいものである。

斜面の安定性のみを考えると、機械化施工によつて十分締め固めを行なつた堤防がしばしば破壊を起してあり、機械化施工によつても必ずしも安定した堤防はでき上らない。これは大型機械によつて盛土の中心部のみが十分締め固められるが、その上に比較的柔らかい土羽土をかぶせるので降雨などの浸透水が不透水性の硬い層の上に集まり硬軟両層の境界面に沿つてすべりが起こるためである。これなど堤体内に極端な密度の差が生じないようにしなければならぬことを示す一例である。

さて、これまで、締め固めよりも均質な盛土を作ることの大切なことを述べてきたが、均質であつても軟かい堤体は浸透流によつてかなりの変形を生ずるという例を挙げ、締め固めの必要性を示したい。やわらかい堤防の変形例として先年、淀川で実施した堤防実験の結果を述べる。

淀川の実験堤防は高さ4.00m、斜面勾配1:1.5、天端幅2.00mで現地の砂質ロームを使つて均質に作り上げた堤防である。締め固めはまき厚3mで手押ローラーでの一回輾圧であつたので締め固め度は82%であつた。試験堤の築造は3月末に行ない、しばらく放置した後、5月中旬に人工降雨の散水ならびに、湛水実験を行なつた。築堤完了後、実験開始までの期間は約1ヶ月半あつたがこの間の堤体の変形量はごくわずかであつた。実験開始後まず人工降雨を作用させたが、浸透流が生じるとかなりの変形が起り、さらに湛水によつて堤体のかなりの部分を飽和させたところ堤体の沈下ならびに堤体に大きな変形が生じた。その結果を示すと図-5のとおりである。このようにルーズな堤防は浸透流の影響によつて大きな変形を起すので注意が必要である。同種の実験を土研構内でも行なつたが、この場合には人工降雨のみを作用させ堤体の変形を調べた。ルーズに作つた盛土は約20mm/hrの降雨が約5時間も続くと沈下が認められはじめ総降雨量250mm程度でノリすべりが生じた。これに反して、ブルドーザーで輾圧した盛土は降雨による変形がほとんど起らず、斜面の破壊も全く生じなかつた。この実験には関東ロー

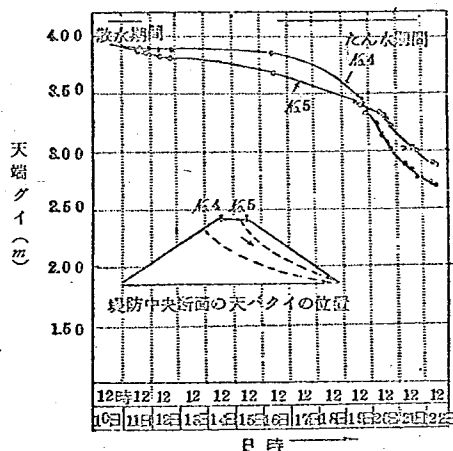


図-5
試験堤防の沈下

△を堤体材料として使ったが、締め固めを十分行なうと透水係数が小さくなり内部への水の浸透が大幅に制限されることならびに、土のせん断強さが大きくなることによつて堤体の変形がほとんど生じないものと思われ、盛土の安定性を向上させる上に締め固めは非常に有効であることが知られた。

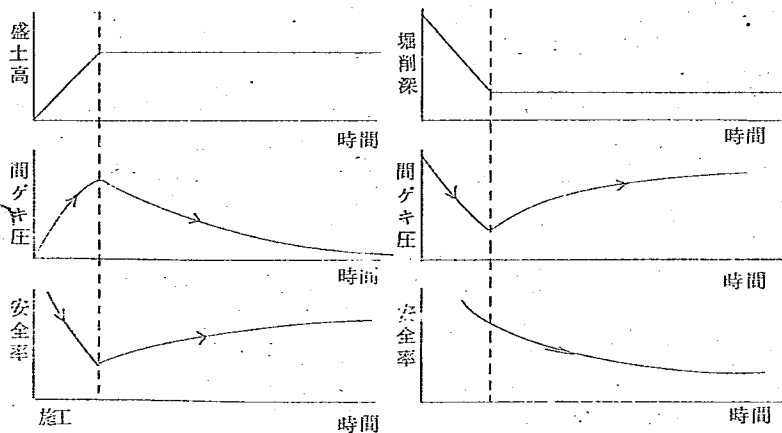
河川堤防は他の盛土に較べて断面積を大きく取り、斜面傾度をゆるやかに取っているので安定性は大きい。堤防の破壊が起こるときはよほどの悪条件の重なつたときで、めつたに起こるものではない。水害の直後には堤防の重要性が認識され、構造上の問題がいろいろ討論もされるが、いつのまにか関心は薄らいでいく。たとえば道路盛土では少しばかりの不等沈下でも舗装の損傷や路面の凹凸となつて現われ、設計施工の不備が目立つが、堤防の場合には、草に覆われているため多少の沈下や変形は目立たず、また、たとえ起こつたとしてもそれが直接、構造物の致命的欠陥ともならない。しかし、被堤による災害の大きさを考えれば、むしろ道路土工以上に築堤土工を慎重に行なわなければならないはずである。

4. 堤防のすべりに対する安定性

堤防の安定性には地盤がすべりに対して安全であるかどうか、また堤体自体のノリ面が安定しているかどうかの2つの問題に分けることができる。

地盤のセン断破壊は主に軟弱地盤の問題で堤防築堤の施工中あるいは築堤完了直後に起こる。軟弱地盤上に盛土を行なうときの安定性は間隙水圧の発生のため盛土完成直後が最も危険になる。図-6(a)に示すように安全率は時間の経過とともに増加するので地盤の破壊が施工中に起こらなければ完成後の安定性については過度の地震力が加わらない限りまず心配はいらない。たゞ沈下は長期にわたって続くことがあるので嵩上げなどの対策は必要となろう。

これに反して軟弱地盤に大規模な掘削を行ない河道を作るようなときは工事終了直後は安定していても時間の経過と共に安定性が低下し破壊を起こすことがある。この場合掘削によつて上載荷重が除去されるので間隙水圧が減少するが、それが次第に回復するためである。安全率の変化は図-6(b)に示すとおりである。



(a) 盛土工事による安全率の変化

(b) 掘削工事による安全率の変化

図 - 6 安全率の変化

軟弱地盤の調査は必要ならば試料を採取して一軸圧縮試験あるいは三軸試験を行ないすべりの計算を行なう。試験結果と実際の現象が比較的よく一致すると云われているが破壊を起こすか起こさないかの微妙な判定となると土質試験にもとずく解析ではどうにもならない。

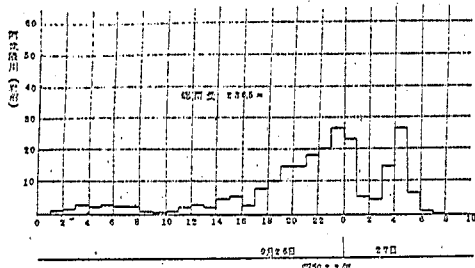
破壊を起こす危険のある地盤に対しては十分に慎重な検討を加えるべきである。一度破壊を起こすと工事の手戻りになるうえ、地盤の強度がある程度回復するまで待たなければならないので工期が大幅に遅れる。軟弱地盤のすべりは局所的な弱点が原因となつて起こることも多いので部分的な片盛り、や急速盛土は絶対つゝしむべきである。均等なまき出しを行ない、ゆつくりと盛土を行なえばすべりは容易に起こらないものである。

次に堤体斜面の安定性であるが、直轄河川の堤防は大体2～3割のノリ勾配で適当な高さごとに小段を設けていて、斜面を平均すると極めて緩コウ配になる。したがつて堤防の斜面の安定性は円弧すべりの計算を用い安全率を算出して検討すれば、浸透流の影響がない限り、安定性は十分あるという答がでてくる。

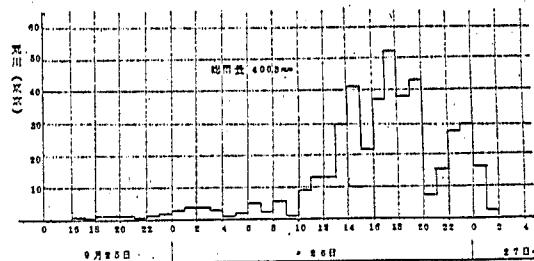
しかし、記録的な豪雨が続いた場合、あるいは大出水により堤体内に多量の水が浸透した場合にしばしば斜面崩壊が生じている。

例えば31年、33年の阿武隈川の災害、33年の荒川、36年の木曾、長良、揖斐三川の災害はいずれも記録的な豪雨による浸透が直接の原因になつて斜面崩壊を起こしている。おのおのの川の堤体材料の粒度曲線はすでに図-3に示した。これらの災害の直接の原因になつた降雨量を参考のために掲げると図-7のとおりである。いずれの場合も時間雨量20mm以上の豪雨がかなりの時間継続している。阿武隈川堤防が最も少ない雨量で崩壊しており、31年と33年の2回同じ形の災害が重なつて起こつたことから、図-3に示した粒度曲線の範囲のうちでも、粒径の大きい透水性の高い土が降雨に弱さうである。

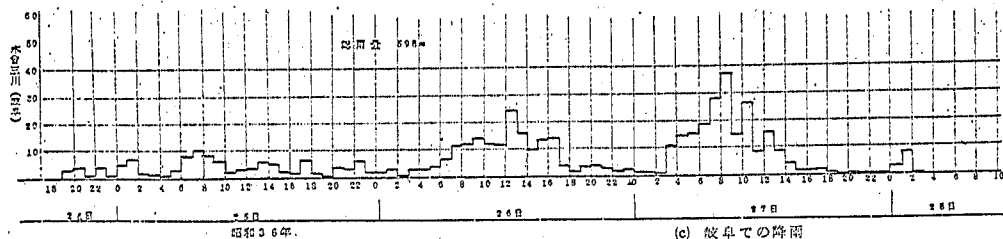
崩壊を起こした堤防の土は水が浸透することによつてせん断強さがいちじる



(a) 岩沼での降雨



(b) 東京での降雨



(c) 盛岡での降雨

図-7 堤防にノリすべりを起こさせた降雨

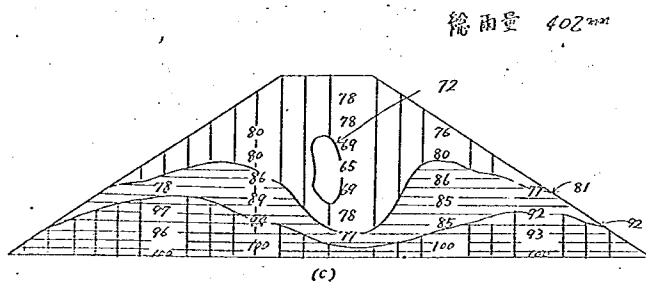
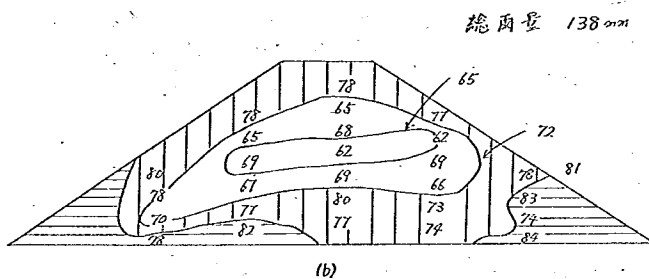
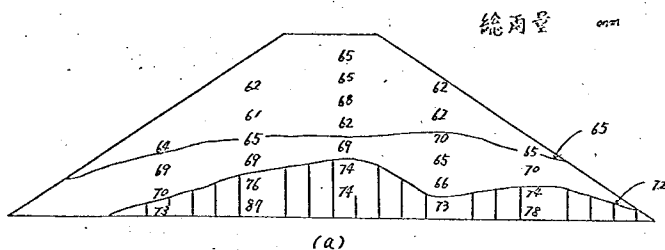
しく小さくなり、斜面の下部はぬかるみ状態になつてしまつている。これらの土は三角座標で分類すると砂質ロームが多く、ある程度水を透しやすいことである。降雨による斜面崩壊は比較的浅いすべり面をもつていて、すべりのみでは堤体が全面的にこわれることはないが、すべりを起こした後に出水に見舞われると、今度は外水位の上昇による浸透水の影響がこれに加わり、法すべりをますます助長し、全面的な堤体破壊へも進んでいく恐れがある。たとえば42年の羽越災害のときの加治川の破堤などはこの例である。36年の木曾三川の災害のときのように総雨量が600mmに達するような豪雨に見舞われれば、のりすべりを起こす堤防は全国いたる所に存在すると思われる。この法すべりの対策としてのり勾配をゆるくしたり、堤防法尻付近に石積を行なつているが、どの程度の効果が期待できるか明らかでない。

比較的ゆるやかな不飽和な土が、水比を増した場合、セン断常数がどのように変化していくか不明であり、セン断試験を行なつてもなかなか満足できる値は得られない。実際にすべつた破壊面を調べ円弧すべりの計算から土の内部マサツ角および粘着力を逆算して求めた値とセン断試験から求めた値を比較してみると後者がかなり大きい。セン断試験の結果から斜面の安定性を調べることは現状ではまだ無理のようである。土木研究所では現在、盛土の斜面安定の問題を調べるため実物大の試験盛土に人工降雨を作用させてのりすべりを起こさせる斜面の破壊実験を行なつており、実験室内の試験結果と実際の現象をいかに結び付けるか、また浸透流によつて斜面崩壊が起こらないようにするにはどのような対策工法を適用すればよいかなどに対して検討を進めている。

参考のために実験結果の一部を示すがまず実験堤について述べると、高さ4m、天端幅2m、ノリ勾配1割5分で材料は一度乾燥させた関東ロームを軽く輾圧して作つたものである。

図-8は堤防に一定強度の人工降雨を作用させたときの堤体内の飽和度の変化である。雨量強度15mm/hr程度の雨が降り続いた場合の水の浸透の状

図-8 盛土内の飽和度の変化(雨量強度 15mm/hr)



況がわかる。比較的ルーズなしかも透水性の高い盛土であつても内部までは容易に水は浸透しないことを示し、盛土表面でしかも法尻部の含水量が増加する様子がわかる。また堤体内に埋設した間ゲキ水圧計によつて観測した間ゲキ水圧の変化を図-9にかゝけるが、かなり激しい雨が降つてもそれほど大きな間ゲキ水圧の発生しないことがわかる。すでに土中の含水比が増加すると土のせん断強さが減少するということを述べたが、それに関連するデータとして、コーン貫入試験の結果を図-10に示す。この図には降雨実験終了直後、堤体内の含水量がまだ大きい時点と3週間放置し含水比がある程度低下した時点での貫入抵抗を比較しているが両者にかなりの差がみとめられる。

含水比の変化による土のせん断強さの変化は考えずに簡単な場合として粘着力のない土でできた斜面に飽和浸透流が存在するときの斜面の安定性について検討してみる。

粘着性のある土でも砂質系の土は含水比が増加すると、粘着力が減少するので、飽和浸透流の下では粘着力を無視してもよい場合がある。堤防斜面の法尻付近には浸透流が流出するので図-11のような状態を考える。すべり面を法面に平行と考える。これはすべり面が浅い場合に相当する。

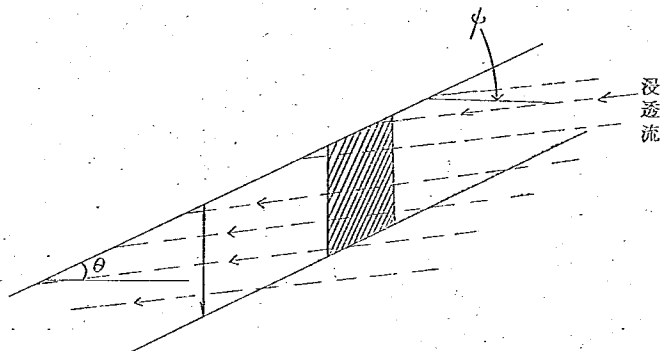
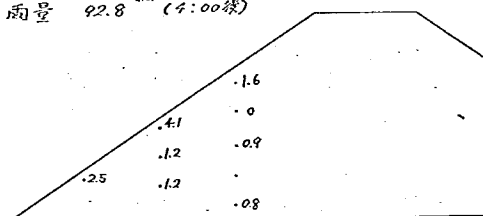


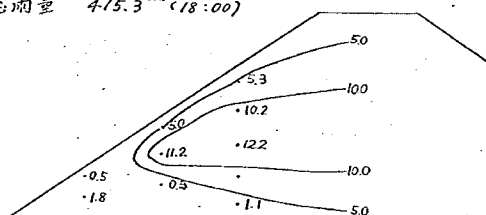
図-11 浸透流のある場合の斜面

図-9 間ゲキ水圧の変化

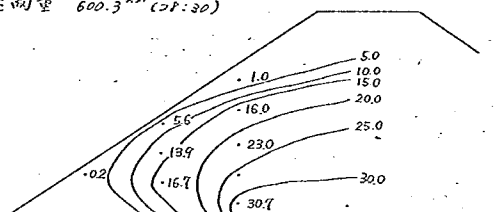
総雨量 92.8 mm (4:00後)



総雨量 415.3 mm (18:00)



総雨量 600.3 mm (21:30)



総雨量 157.0 mm (37:00後)

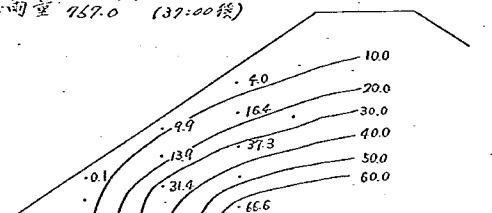
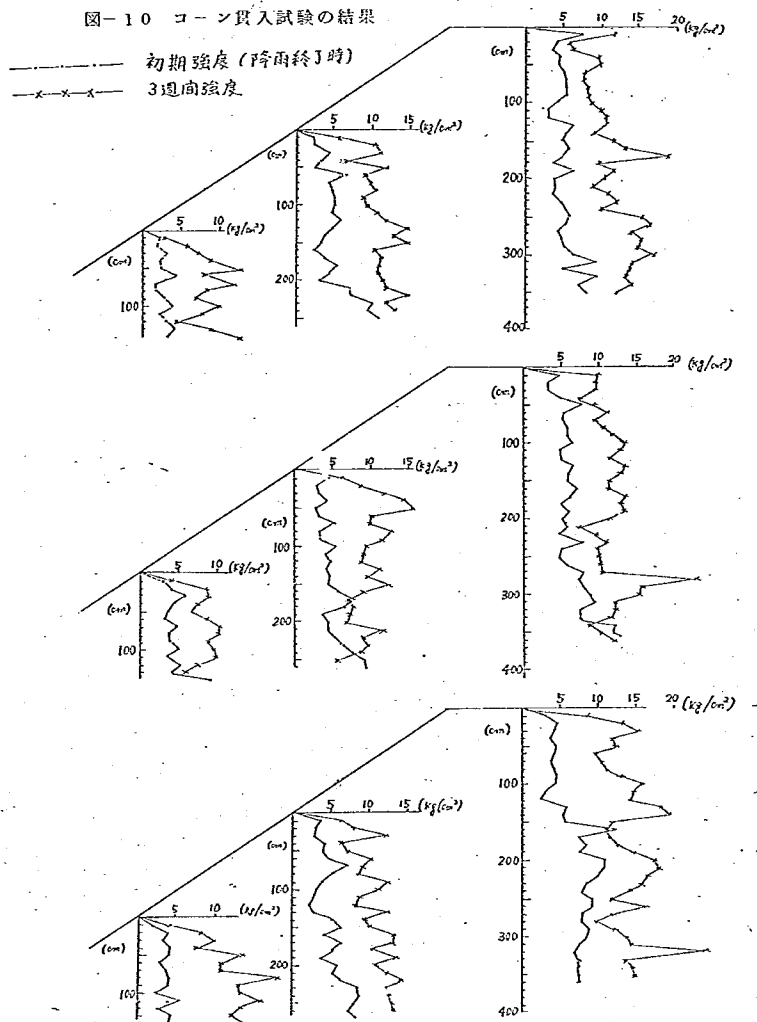


図-10 コーン貫入試験の結果



斜面の傾斜角を θ 、浸透流の流出する角を ψ とする。

いま図に示すような微小部分の釣を考へ、すべり面に鉛直方向の有効応力 $\bar{\sigma}$ ならびに地表面方向のせん断応力 τ を求める。

$$\begin{aligned}\bar{\sigma} &= \gamma Z \cos^2 \theta - \gamma_w Z \frac{\cos \theta \cos \psi}{\cos(\theta - \psi)} \\ &= Z \cos \theta \left\{ \gamma_s \cos \theta - \gamma_w \frac{\cos \psi}{\cos(\theta - \psi)} \right\} \\ \tau &= \gamma_s Z \cos \theta \sin \theta\end{aligned}$$

したがつてすべりを起さないようにするためには、

$$(\gamma_s Z \cos \theta \sin \theta) F_s \leq \left(Z \cos \theta \left\{ \gamma_s \cos \theta - \gamma_w \frac{\cos \psi}{\cos(\theta - \psi)} \right\} \right) \tan \phi$$

ゆゑに

$$F_s \leq \frac{\gamma_s \cos \theta - \gamma_w \frac{\cos \psi}{\cos(\theta - \psi)}}{\gamma_s \sin \theta} \tan \phi$$

5. 地震時の堤防の安定性

河川堤防や同種の道路、鉄道などの盛土の設計には地震時の安定性は全く検討されておらず、また研究もほとんど行なわれていない。

たと同種の構造物であるアースダムの耐震性に関してはかなり研究が進められているので、その方向から多少問題点についてふれてみる。

アースダムの設計で普通行なわれている地震時の安定性の検討は静的なすべり面の安定計算に地震力として水平方向に $0.12 \sim 0.25g$ の加速度を加算しているにすぎない。いわゆる震度法を適用しているわけである。計算に用いる震度はわが国の場合2地域に分け2通りの規定とした貯水池が空虚であれば $1/2$ をとることになっている。

しかし、この震度法を盛土の設計計算に適用するのが妥当であるかどうかにはいろいろの議論があり、少なくとも計算法の理論的根拠には乏しいよう

である。

実際の地震によつて堤体の受ける被害は天端付近のクラックが多く、さらにひどくなると沈下を伴うが堤体内部に円弧すべりで計算で仮定するような類似の破壊面が生じたと認められない場合も多く、その上、堤体材料である土の動的性質もよくわかっておらず、普通突き固めて作られた堤体に地震による繰返し荷重によつて内部に部分的に破壊応力を超過するような応力が生じたとしても、短時間の間にすぎないので、堤体にすべりが生じるとも考えられない。

たとし、地盤がルーズな砂あるいは鋭紋比の高い軟弱な粘土の場合には動的な荷重によつて強度が著しく減少し、破壊を起こすことがあると云われている。円弧すべりの計算には土の内部の間隙水圧は変らないと仮定した有効応力法と、実験室内の試験結果に基づく全応力法の2つがあるが、いずれにせよたゞ一定の加速度のみ加算して行なう安定計算では実際の地震時の現象を解析する方法としては非常に不満足なものであることは否定できない。当然振動の周期や振幅なども重要な要素であると思われる。地震時の地表面の動きは非常に複雑で、たとえば周期でも非常に範囲の広い値が観測されている。どのような周期を持つ振動が堤防に最も大きな被害をもたらすか現在はいくわかつていない。比較的短い周期の振動より長目の周期の方が悪いようである。

さて振動が地盤を伝わる場合、硬い岩盤では伝播速度は大きい振幅の小さいのが普通である。しかし波動が基岩から地表面近く of 軟らかい表層に伝わってくると速度は低下し、振幅が増大してくると云われている。これは大きな地震に対する真付けデータは十分でないが、近接して岩盤と土の上に設置された地震計による観測結果を比較したら振幅が約1:8であつたという報告がある。

軟弱地盤上の盛土の被害が大きいのは、地盤強度の不足による原因のみならず、振動が大きいことにも原因があると思われるのでこの面からの研究も必

要である。

これに関連して堤防の耐震性と常時微動との関係についての調査も行なわれている。これは堤防の常時微動特性から堤防の耐震性を判定しようとする試みで、新潟地震で被害を受けた最上川河口部および男鹿西方沖地震で被害を受けた八郎潟干拓堤防に対して実施された。この調査によると、地震によつて堤防に生じた被害の程度が大きい地盤ほど、常時微動から求めた卓越周期が長く、また最上川堤防のように浅い地盤調査は堤防の耐震性すなわち被害の程度と結び付けることはむずかしかったが常時微動の測定結果はかなり明りような区別をすることが可能であつたということである。

また地盤の振動に関して、ある地震が起こつた場合、各地に生じる地盤の振動は類似しているかどうか、またある地点の地盤の振動はいつの地震に対しても同じような特性を示すかどうかなどの問題もいろいろ調査されているが振動はきわめて不規則ではつきりした傾向は見出されていないようである。

また堤防法線の方向が震源地に対してどのようであるかによつて被害程度が変化するかについてもはつきりした傾向を見出すことはできなかった。

最近河川沿川の土地が高度に利用されてくるにつれ、堤防の耐震性についても検討を要する時期と思われるので、利根川、豊川、太田川の堤防に地震計を取り付け測定を継続している。現在はまだ資料収集の段階であるが今後研究を発展させていく計画である。

この他千曲川堤防で、松代群発地震を利用して堤体の振動を観測しかなりのデーターを得ることができた。その調査結果の一部は取りまとめて土木技術資料その他に発表してある。

最後に新潟地震の際大きな被害を受けた阿賀野川堤防に対して実施した調査ならびに十勝沖地震によつて生じた堤防の被害に関連した問題点に多少触れる。

阿賀野川堤防の被害は河口より4 kmの所にある泰平橋の下流に集中した。災害直後、下流部一帯の地盤のサウンディング調査を行ない堤防の被害と地盤

の強さの関連を調べたが、その結果によると、スエーデン式サウンディングで貫入抵抗が200半回転以上の堅い砂層地盤までの深さが大きいところは被害が大きく、地表より6~7mでこのような値のでくる地盤では被害は全く起こっていない。サウンディング試験の結果、堅い層が深い地区は旧河川敷と一致しており、比較的最近堆積した地層は強度の低いことを示している。このような地区で同じような貫入抵抗を示す地盤上の堤防でも被害の大きなものと被害の全くないものがあり、地表面付近の地盤の強さのみならず他のいろいろの要素が関係を持っているようである。

次に十勝沖地震のときの河川堤防の被害であるが、その形態は過去における新潟地震のときの被害などと同様である。しかしながらこの地震で特に注目しなければならないのは地震の発生前に多量の降雨があつて、斜面崩壊に浸透水がかなりの影響を及ぼしたと云うことである。

たとえば八戸市では5月13日 14,15日の3日間に総雨量163mmの降雨があつて、そのうち14日には115mmの降雨が記録されている。所によつては総雨量200mmに達する豪雨があつたため、堤防などの土によつてできている構造物は降雨の浸透ならびに河川の増水による浸透水によつて、土の含水量がかなり上昇していたことが想像される。豪雨によつて土の斜面の崩壊の生じうることは、すでに述べたとおりで、浸透流によつて構造物の安定性が低下していたところ地震の振動が作用したため、地震災害が大きくなったものと思われる。特にシラス系の材料の盛土に被害の多かつたことはこの種の盛土は比較的ルーズであり、しかも砂質土で水を吸い込みやすいことと土粒子の比重の軽いことなどが原因となり、浸透流によつて土の強度の低下や流動化が起りやすかつたためと考えられる。

参考のために斜面に飽和浸透流が存在し、しかも地震力の加わつたときの安定について前節と同様の方法で検討してみる。

単純にするための土の粘着力は無視する。一般に砂質土系の土は含水比が増加すると粘着力が減少してしまうので、浸透流を考えるとときには粘着力を

無視してもよい場合が多い。また地震時の安定性についてはいわゆる震度法を適用し、水平方向の加速度のみ加算する。しかも地震による間隙水圧の変化はないものと仮定する。

いま、無限に広がっている斜面を考え、斜面に平行な浸透流が生じているとする。すべり面を斜面に平行と考え図-12に示すような微小部分の釣合を考え、すべり面に鉛直方向の有効応力 σ および斜面の地表方向のせん断応力 τ を求める。

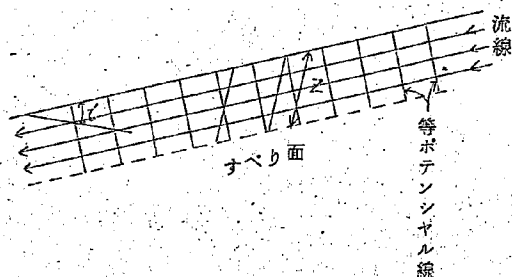


図-12 地表面と平行な流線のある場合の斜面

$$\sigma = \gamma_s z (\cos^2 i - a \cos i \sin i) - \gamma_w z \cos^2 i$$

$$\tau = \gamma_s z (\cos i \sin i + a \cos^2 i)$$

ここに、 γ_s および γ_w はそれぞれ土の現場単位体積重量および水の単位体積重量、 a は震度である。

したがって、すべりが起らないためには

$$\frac{\tan \phi}{F_s} = f \geq \frac{\tau}{\sigma}$$

がなり立たなければならない。したがって

$$f \geq \frac{\gamma_s (\sin i + a \cos i)}{\gamma_s (\cos i - a \sin i) - \gamma_w \cos^2 i}$$

地震と浸透の影響がないものとする上式は簡単に

$$f \geq \frac{\sin i}{\cos i} = \tan i$$

浸透流の影響のみを考え、地震力は作用しないときは

$$f \geq \frac{\gamma_s \sin i}{(\gamma_s - \gamma_w) \cos i} = \frac{\gamma_s}{\gamma_s - \gamma_w} \tan i$$

地震のみで浸透の影響のないときは

$$f \approx \frac{\sin i + a \cos i}{\cos i - a \sin i}$$

計算例としてのり勾配2割5分、水平震度0.15、 $\gamma_s = 2 \text{ t/m}^3$ 、

$\gamma_w = 1 \text{ t/m}^3$ を代入してそれぞれの場合についても計算を行なつてみる。

その結果を表に示すと次のとおりである。

条 件	地震、浸透とも にない場合	地震を考え浸透 を考えない場合	浸透を考え地震 を考えない場合	地震、浸透とも にある場合
$\tau \sigma$	0.4	0.585	0.8	1.25

表からわかるように、地震、浸透ともない平常の状態に比較し、両者がある場合は斜面を形成する土の摩擦係数が約3倍なければならないことになる。逆にいえば安定性が約1/3に減少するともいえるわけである。現地の被災状態の観察によつても地震より降雨の影響が大きかつたように判断されるが、この計算でも地震よりも浸透の影響が約2倍程度大きいことが示されている。しかし、実際の場合には斜面全体が飽和しているとは思えない。また飽和したシルト、砂に振動が加わると流動化することもあり、いろいろ複雑な現象が起こるので、ここに示した計算式のように単純でないことはもちろんである。

堤体斜面の破壊は場所によつては土が液状化したらしく、かなり激しく流動したのが見られ、浸透流と地震の影響が重なつた場合、ルーズな砂質土系の盛土の弱体なことが明らかになつた。この種の被害を少なくするためには堤体に良質の土（流動化しにくい土）を使い、特に十分締め固めることと、堤体の排水を良好にすることが大切と思われる。

この他、今回の地震災害に関連し、注目しなければならないのは、地震の直後、かなり大きな津波が襲来し、一部堤防を越波したことである。幸い今回の地震では堤防の破壊や沈下が僅少であり、かつ津波も小さかつたため大事に到らなかつたが、太平洋岸に流出する河川の河口部付近の堤防は耐震性を考えて築造されなければならないということを考えさせる教訓でもあつた。

6. 堤防の漏水対策

河川堤防は洪水を河道内に制限し、海へ安全に放流するためのものであるから堤内地に害を与えるような多量の漏水は許されない。しかし漏水で恐ろしいのは漏水量そのものよりも、それに伴うクイックサンド、パイピングなどによつて土の中の細粒子が洗い流されたり、土の中の間ゲキ水圧が上昇し土の強度を低下させて土の構造物としての安全性を失わせることで、しばしば漏水から破堤に至つたという例を聞いている。

堤防の漏水を大別すると堤体自体の漏水および基礎地盤の漏水の二つがあり、河川改修の進行に伴い旧河道上の築堤が各所で行なわれているので、地盤漏水の問題箇所はますます増加の傾向にある。

堤体の漏水は築堤材料に砂レキなど透水性の大きい材料を使用したとき堤体にキ裂、穴などの弱点が生じた時などに起こるが、小断面の堤防では浸透水によつて堤防裏側に崩れが起つたりすると漏水が次第に大きくなり、遂には破堤に到ることもある。しかし一般にはわが国の河川は洪水継続時間が短いので河側からの浸透水が裏斜面に達する以前に水位が低下してしまうようである。この場合ヒ(樋)管など堤体を横断する河川構造物に沿つた漏水に問題が多いから、止水・埋戻し方法には十分な注意が必要である。

次に地盤漏水であるがこれに対する対策工法は従来からいろいろな方法が採られていた。「月の輪」などは旧来の代表的な応急工法の一つであるが、

効果的かつ経済的な決定的工法というものはまだ確立されていない。

地盤漏水の起こる個所の地盤構成は地盤の中にかなり透水性の高い厚い層が存在し、その上を半透水もしくは不透水性の表土が覆っている場合が多い。このような条件では洪水時に透水層内の水圧が上昇し、やがては表層を突き破つてクイックサンド現象が生じる。一般に表層での動水勾配が0.5～0.8になるとクイックサンドが起こるようであるが、土質条件や過去にクイックサンドが生じていたかどうかによつて値がかなり異なる。過去にクイックサンドを経た箇所では小さい動水勾配によつてもクイックサンドが再発する。

河川堤防あるいはダムなどの漏水防止に最も広く用いられている工法は透水路内に止水壁を打設する方法である。矢板打ちはこの止水壁工法の代表的な方法であるがこのほか、場所打ちコンクリート工法を連続的に施工する方法グラウチング、粘土コブなどの工法も試みられている。止水壁工法でとくに注意しなければならないことは厚い透水路に短い止水壁をソウ入してもほとんど効果がなく、透水路の95%以上を締切らなければ止水効果の上がないことが確かめられている。もちろん止水壁は施工深度のみでなく壁自体の水密性も問題になり、最も確実と思われる鋼矢板でさえ継目から相当な漏水の起ることが報告されているから、グラウチングあるいは場所打ち工法の連続施工はよほど入念な工事を行なっても、なかなか水密性の止水壁を作るのはむずかしいと考えなければならない。

止水壁を作るためにビニールシートのような膜を地中にソウ入する方法やイタリアのイコス工法のごとき方法で完全な水密性止水壁を作ることも考えられている。

漏水対策工法には、このほかアースダムなどで用いられている減圧井戸のような方法が考えられる。堤防の裏斜面先付近にドレーンを設けたり、裏斜面先部分を透水性材料に置換えるのは同様な考え方で効果的な方法であると考えられる。先年矢作川で減圧井戸が実際に施工されたが、その効果はまだ確かめられていない。井戸の施工に当ってフィルターを完全に作らないと、砂などの微粒子が井戸から流出する恐れがある。井戸の目づまりなどの点も問題と云われている。

さらに排水井戸その他の施設から流れ出るわき（湧）水は理論的には安全であつても付近に住む人々に不安感を与えたり、また土地利用度が高まつている現在、排水方法のいかんによっては補償問題にも直接関連してくるので多くのむずかしい問題を含んでいる。

7. 特殊堤

一般に土砂堤は安定性に富み、地盤の多少の変形に対してもなじみがよく、しかも工費が低廉であると考えるのが常識である。

特殊堤にはいろいろの種類があるが、最も多く作られているのは市街地などで用地が十分確保できないため、やむをえずコンクリートや石材を用いた小断面の堤防である。

特殊堤に対する調査研究はほとんど行われていないので、地震時にどのような挙動を示すか、地盤の不等沈下に対してどのような考慮を払うべきか、
○将来の嵩上げに対してどのような構造が有利なのかなどの問題に対して、十分な検討がなされていないようである。

特にいわゆる三面張りの特殊堤などでは地盤および堤体上の圧縮変形ならびに浸透流による土砂の吸出しによつて法覆の裏面に空洞の生じることがあり、これが欠陥になつて堤防が破損することがよく起こつており、その対策なども重要な研究課題の一つである。

一般の特殊堤とは異なるが、最近取り扱つた問題の一つに越流堤の構造設計の検討がある。

これは堤防上をかなりの水深で水が越流するので、普通の堤防とは多少構造を異にしているが、これも特殊堤の1種である。

堤体内の浸透流に対して法覆が安全なように内部には空気抜および排水施設が付けられている。構造は図-13のとおりである。なお参考のため、現在奥怒川に設けられている越流堤の断面図を図-14に示す。

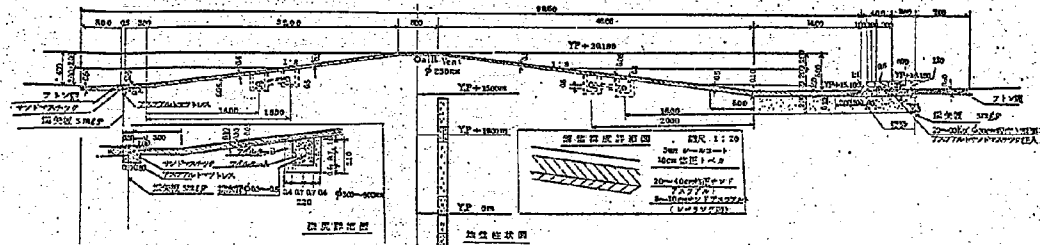


図-13 波長調節水池越流提構造図

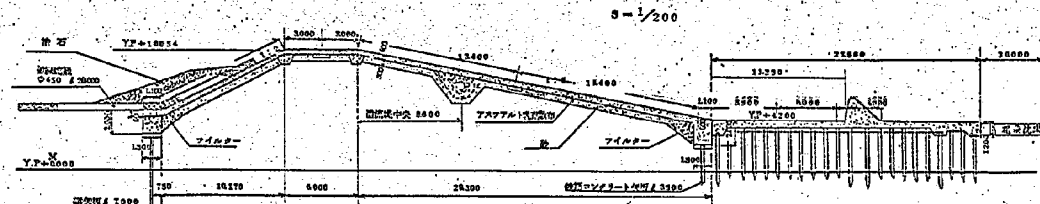


図-14 田中溢流提横断面図

8. 水 防 工 法

洪水時に斜面崩壊が起こつたり、堤防の斜面先が流水によつて洗掘された場合には応急的な補強をして、破壊の進行を防止することや、堤防の応急のカサ（嵩）上げを行ない河川の越流を防ぐことが水防工事である。

水防工法は昔からの幾多の水との戦いの結果、経験的に考案されたもので種類が多く、地方によつてそれぞれ特色がある。しかしいずれも手近に得られる材料を使つて人力に頼つた人海戦術による対策工法には変わらない。最近土木工事のすべての分野に大型機械が取り入れられ、工事の質的向上ならびに能率の増進が計られているが、こと水防工事に関してはこの100年間はほとんど進歩らしい進歩を認めることができない。

水防工事の機械化を進めて行く上に難点と思われることは、堤防は一般に不便な所にあり、連絡路は狭く悪いこと、また出水時は長期降雨のあとの場合が多く、土はいわゆる「うんだ」状態になり、とくに堤防の小段から下はディネイ（泥寧）化し機械の移動にきわめて都合の悪いことなどがあげられさらに出水時、堤防の危険箇所はどこに生じるかわからないので機械には問題地点に敏速に移動できる機動性などむずかしい条件が要求される。

水防工事に用いる材料も昔からの俵、ムシロ、竹、丸太などだけに頼らず新材料にも着目して効果的な使用法の開発に努力すべきであろう。いかに機械を工事に適用するかもむずかしい研究問題で、早急に解決されそうにもないことだけに、早期に取り組んでいかなければならない課題であろう。