

I S S N 0386—5878
土 研 資 料 第2017号
マイクロフィルム 第 号

土 木 研 究 所 資 料

盛土構造物の崩壊と対策に関する研究

昭和58年8月

建設省 土木研究所
機械施工部 土質研究室

Copyright© 1983 Fiscalyear by P. W. R. I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director of P. W. R. I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は、一部の転載、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

盛土構造物の崩壊と対策に関する研究

目 次

	記 号 の 説 明	1
第 1 章	総 論	1
第 2 章	盛土構造物の実態と崩壊原因	4
2.1	序 説	4
2.2	河川堤防の実態調査	4
〔1〕	洪水時における破堤原因	4
〔2〕	河川堤防の実態	6
2.3	道路盛土の実態調査	12
〔1〕	盛土のり面の安定性	12
〔2〕	崩壊に対する検討	14
〔3〕	盛土のり面の締固め度とその安定性	14
2.4	結 語	16
第 3 章	盛土材料の締固めとその工学的性質	17
3.1	序 説	17
3.2	締固め度が盛土材料の工学的性質に及ぼす影響	17
〔1〕	実 験 方 法	18
〔2〕	実験結果と考察	19
〔3〕	締固め度の規定に関する考察	25
3.3	不飽和土の強度特性	26
〔1〕	不飽和土の一軸圧縮強さとサクシヨンの関係	26
〔2〕	土の強度定数と飽和度の関係	30
3.4	結 語	33
第 4 章	盛土内への雨水の浸透	35
4.1	序 説	35
4.2	不飽和浸透流の一次元的な流れ	35
4.3	不飽和浸透流の二次元的な流れと数値計算法	37
4.4	実物大盛土による雨水浸透実験	39
〔1〕	実物大盛土による浸透実験の意義	39
〔2〕	雨水浸透に関する実物大の模型実験	40
4.5	不飽和土の毛管水頭と透水係数	42

〔1〕	毛管水頭と飽和度の関係	42
〔2〕	不飽和土の透水係数	44
4.6	数値計算による雨水の浸透に関する検討	48
〔1〕	数値計算結果と雨水浸透実験の比較	48
〔2〕	初期飽和度が雨水の浸透に及ぼす影響	50
4.7	結 語	51
第 5 章	水位上昇に伴う堤体内の非定常浸透流	53
5.1	序 説	53
5.2	水位上昇にもとづく堤体内浸透流の観測例	54
〔1〕	淀川における模型堤防実験	54
〔2〕	利根川堤防の実験結果	56
〔3〕	江戸川堤防の実験結果	56
〔4〕	阿武隈川堤防における観測結果	57
〔5〕	淀川堤防における観測結果	58
5.3	図解法による非定常浸透流解析	59
5.4	有限要素法による非定常浸透流の解析方法	60
〔1〕	浸透流解析の基本式	60
〔2〕	有限要素法への定式化	61
〔3〕	外水位の変動に伴う堤体内の非定常浸透流の解析法	61
〔4〕	降雨が加わった場合の堤体内の非定常浸透流解析	62
5.5	堤体の透水性及び外水位の条件が堤体内の非定常浸透流に及ぼす影響	63
〔1〕	堤体及び地盤の条件	63
〔2〕	水位移況及び計算ケース	64
〔3〕	解 析 結 果	65
5.6	基礎地盤の条件が堤体内の非定常浸透流に及ぼす影響	69
〔1〕	堤防基礎地盤の分類と特徴	69
〔2〕	模型堤防を用いた浸透実験	71
〔3〕	有限要素法による非定常浸透流解析	73
5.7	浸透防止対策	78
〔1〕	検 討 方 法	78
〔2〕	検 討 結 果	78
5.8	結 語	80
第 6 章	雨水の浸透に伴う盛土内の自由水面の挙動	82
6.1	序 説	82
6.2	雨水の浸透解析と有限要素法とを組み合わせた非定常浸透流解析	82
〔1〕	解 析 方 法	83
〔2〕	実物大盛土による雨水浸透実験との比較	84

6.3	雨水の浸透を考慮した飽和ないし不飽和浸透流解析	86
〔1〕	解 析 方 法	86
〔2〕	大型模型堤防による浸透実験の結果との比較	90
6.4	降雨条件が堤体内の非定常浸透流に及ぼす影響	92
6.5	結 語	94
第 7 章	降雨時及び洪水時の盛土構造物の安定解析	96
7.1	序 説	96
7.2	安定解析の一般的な考え方と問題点	96
〔1〕	安定解析の一般的な考え方	96
〔2〕	安定解析上の問題点	97
7.3	雨水の浸透を考慮した盛土の安定解析	99
〔1〕	降雨時の盛土の安定解析法	99
〔2〕	安定解析の実際への適応性	101
7.4	降雨条件の違いが堤体の安定性に及ぼす影響	106
7.5	堤体及び地盤の条件が堤体の安定性に及ぼす影響	107
7.6	結 語	109
第 8 章	地震時の盛土構造物の安定性	111
8.1	序 説	111
8.2	大型振動台による大型盛土の振動実験	111
〔1〕	模型の相似率	111
〔2〕	実験装置と方法	112
〔3〕	振動実験の結果	114
8.3	振動実験からみた地震時の盛土構造物の安定解析	119
〔1〕	安定解析の方法	119
〔2〕	安定解析に用いた諸条件	120
〔3〕	安定解析の結果	122
8.4	地震時の盛土構造物の安定解析に関する考察	124
〔1〕	盛土内の加速度分布の推定法	124
〔2〕	地震時の盛土内の加速度の増幅度	126
〔3〕	地盤内の間隙水圧の評価	127
8.5	結 語	128
第 9 章	河川堤防の補強方法	130
9.1	序 説	130
9.2	河川堤防の安全性	130
〔1〕	構造物としての安全性	131
〔2〕	経済的見地からの安全性	132

9.3	越水破堤に対する堤防補強	133
〔1〕	合成繊維のシートを用いた堤防の補強工法	133
〔2〕	実験に用いた補強堤防	134
〔3〕	実験に使用した材料	135
〔4〕	越流実験	136
〔5〕	実験結果と考察	136
9.4	浸透水に対する堤防補強	138
〔1〕	堤防補強の考え方	138
〔2〕	堤防補強に用いる材料	140
〔3〕	砂質土の土質改良効果に関する室内実験	141
〔4〕	大型模型堤防による浸透実験	144
〔5〕	実験結果と考察	146
9.5	結 語	150
第10章	結 論	152
	参 考 文 献	157

記 号 の 説 明

本論文に用いている記号について、各章ごとに以下に説明する。

1. 総 論 記号なし

2. 盛土構造物の実態と崩壊原因

D_{10}	: 有効径, 10%の通過百分率に対する土粒子の直径
D_{60}	: 60%の通過百分率に対する土粒子の直径
c'	: $\overline{CU}$ 試験によって得られる粘着力(有効粘着力)
k	: 透水係数
w	: 含水比
w_{opt}	: 最適含水比
w_{85}	: 最大乾燥単位体積重量の85%を得るときの含水比
γ_d	: 土の乾燥単位体積重量
$\gamma_{d, max}$	: 土の最大乾燥単位体積重量
ϕ'	: $\overline{CU}$ 試験によって得られるせん断抵抗角(有効せん断抵抗角)

3. 盛土材料の締固めとその工学的性質

B	: 間隙水圧係数
D	: 締固め度
G_s	: 土粒子の比重
W_c	: 細粒土の乾燥重量
W_g	: 礫の乾燥重量
a, b	: 透水係数と乾燥単位体積重量の関係を表わす実験式の定数
c'	: $\overline{CU}$ 試験によって得られる粘着力(有効粘着力)
c_{cu}	: CU 試験によって得られる粘着力(見掛けの粘着力)
e	: 間隙比
k	: 透水係数
p_F	: 土のサクションを水柱の高さ(cm)に換算し, その対数をとった値
qu	: あるサクションにおける不飽和土の一軸圧縮強さ
qu'	: サクションが0における土の一軸圧縮強さ
u	: 間隙圧
u_a	: 間隙空気圧
u_w	: 間隙水圧(不飽和土)
w	: 含水比
w_{opt}	: 最適含水比
γ_d	: 試料全体の乾燥単位体積重量

$\gamma_{d, c}$	: 細粒土部分の乾燥単位体積重量
$\gamma_{d, \max}$	: 試料の最大乾燥単位体積重量
γ_w	: 水の単位体積重量
δ	: 礫の混入率
σ	: 垂直応力 (全応力)
σ'	: 有効垂直応力
τ	: せん断応力
$\tau_{\max}$	: 最大せん断応力
ϕ'	: CU試験によって得られるせん断抵抗角 (有効せん断抵抗角)
ϕ_{cu}	: CU試験によって得られるせん断抵抗角
χ	: 飽和度によって決まるパラメーター

4. 盛土内への雨水の浸透

A	: 断面積
K	: 飽和土の透水係数に比透水係数を乗じた不飽和土の透水係数
L_m	: 模型における盛土の形状を示す基準長
L_p	: 実物における盛土の形状を示す基準長
S	: 飽和度
S_0	: 間隙中の動かない水によって占められる土の飽和度
h_c	: 毛管水頭
k	: 飽和土の透水係数
k'	: 不飽和土の透水係数
k_m	: 模型における透水係数
k_p	: 実物における透水係数
n	: 間隙率
n_m	: 模型における間隙率
n_p	: 実物における間隙率
q	: 浸透流量
q_m	: 模型における浸透流量
q_p	: 実物における浸透流量
t	: 時間
t_0	: 降雨開始時刻
t_1	: 雨水到達時刻
t_2	: 飽和度安定時刻
t_m	: 模型における時間
t_p	: 実物における時間
x_f	: 浸潤前線の到達距離
α	: 角度, 傾度
κ	: 比透水係数

ϕ : ポテンシャル

5. 水位上昇に伴う堤体内の非定常浸透流

A_n : 有限要素法への定式化における各々の係数となる未知のパラメーター
 H : 全水頭
 L : 堤体内の浸潤線の到達距離
 L_i : 表のり面から堤体内の i 点までの流線の長さ
 N_n : 有限要素法への定式化における座標のみの関数
 R : 降雨浸透率
 U_x : x 方向の浸透水の流速
 U_y : y 方向の浸透水の流速
 V : 自由水面における節点の移動速度
 a, b : 堤体内の浸潤線の到達距離に関する定数
 h : 水頭
 i_i : i 点における動水勾配
 k : 透水係数
 k_p : 止水壁の透水係数
 k_s : 難透水性材料の透水係数
 k_x : x 方向の透水係数
 k_y : y 方向の透水係数
 q : 要素内に発生する水量
 t : 時間
 Δt : 時間ステップ
 $t_{\max}$: 最大追跡時間
 v : 土中の水の浸透速度
 v' : Δt 時間後の土中の水の浸透速度
 w : 重み関数
 β : 有効間隙率
 ϵ : 残差

6. 雨水の浸透に伴う盛土内の自由水の挙動

B : 飽和ないし不飽和浸透流の支配方程式における係数
 $\mathbf{B}$: 位置水頭ベクトル
 $C(\phi)$: 比貯留係数 ($= \frac{d\theta}{d\phi}$)
 K_T : 透水係数テンソル
 $\hat{K}$: 透水性行列
 Q : 飽和ないし不飽和浸透流の支配方程式における湧水率項
 $\mathbf{Q}$: 節点湧水率ベクトル
 Q_A, Q_B : A, B 点における地表面からの浸透量

R	: 降雨強度
R_1, R_2	: 節点降雨量
S	: 飽和度
S_s	: 比水分容量 ($\equiv \frac{dn}{d\psi}$)
U_n	: 外向きの法線方向の土中水の流速
h	: 水頭
h_c	: 毛管水頭
k	: 透水係数
n	: 間隙率
$\vec{q}$	: 境界流出ベクトル
Δt	: 時間ステップ
x_r	: 降雨による浸透水が盛土内の自由水面に流入する範囲
α	: 飽和ないし不飽和浸透流の支配方程式において、不飽和領域と飽和領域を区分する係数
β	: 有効間隙率
θ	: 体積含水率 ($= n \cdot S$)
ψ	: 圧力水頭
$\dot{\psi}$	: ψ の時間変化率

7. 降雨時及び洪水時の盛土構造物の安定解析

F_s	: 安全率
S_t	: 鋭敏比
W	: 円弧すべり面上の分割片の土塊重量
c	: 定数, 土の粘着力
c'	: 有効粘着力
l	: 分割片がすべり面を切る円弧の弦長
p	: コーン貫入試験を実施した点の土被り圧
q_c	: コーン貫入抵抗値
s	: 土のせん断強さ
u	: 間隙水圧
γ_t	: 土の湿潤単位体積重量
θ	: 角度, 傾度
σ	: すべり面上の垂直応力
ϕ	: 定数, 土のせん断抵抗角
ϕ'	: 有効せん断抵抗角

8. 地震時の盛土構造物の安定解析

F_L	: 液状化抵抗率
F_s	: 安全率

G	: 盛土材料のせん断剛性率
H	: 盛土高
K	: 震度
T_0	: 固有周期
W	: 円弧すべり面上の分割片の土塊重量
W_m	: 模型における土塊重量
W_p	: 実物における土塊重量
a_m	: 模型における加速度
a_p	: 実物における加速度
c'	: $\overline{CU}$ 試験によって得られる粘着力(有効粘着力)
c'_m	: 模型における有効粘着力
c'_p	: 実物における有効粘着力
g	: 重力の加速度
h	: 高さ
l	: 分割片がすべり面を切る円弧の弦長
l_m	: 模型における長さ
l_p	: 実物における長さ
q_c	: コーン貫入抵抗値
t	: 時 間
t_m	: 模型における時間
t_p	: 実物における時間
u	: 間隙水圧
α	: 加速度
α_0	: 合加速度
γ_t	: 盛土材料の単位体積重量
$\gamma_{t, m}$	: 模型における材料の単位体積重量
$\gamma_{t, p}$	: 実物における材料の単位体積重量
θ	: 角度, 傾度
λ	: 縮尺比
ρ	: 盛土材料の質量
ϕ'	: $\overline{CU}$ 試験によって得られるせん断抵抗角(有効せん断抵抗角)
ϕ'_m	: 模型における有効せん断抵抗角
ϕ'_p	: 実物における有効せん断抵抗角

9. 河川堤防の補強工法

A	: 構造物の建設費用
C_F	: 破壊によって必要となる費用(復旧費, 被害額など)
P_F	: 破壊の確率
R	: 堤防の強度

S : 堤防に作用する破壊力
 $\phi(R)$: R の確率密度関数
 $\psi(S)$: S の確率密度関数

10. 結 論 記号なし

第1章 総論

本論文は河川堤防、道路盛土などの盛土構造物の斜面の安定性を、土質工学的な立場から検討しとりまとめたものである。

斜面には、自然斜面と盛土構造物のように人工的に築造された斜面とがある。この論文では、自然斜面を除いた盛土構造物の安定性を論ずることにするが、ここに示されている盛土斜面の安定解析法ならびに考察は、自然の斜面にも一部適用できると考えられる。

河川堤防などの盛土構造物は古くから長年の技術的な経験にもとづいて築造されてきたものであり、また土質力学の分野からみても盛土斜面の安定の問題は、古くから数多くの研究者、技術者によって議論されてきた問題であるともいえる。従って、盛土斜面の安定問題に関する基本的な考え方は、かなり確立されているといっても過言ではない。しかしながら、一方では依然として斜面の崩壊に関連した災害は毎年生じており、数多くの尊い人命や莫大な国民資産が失われている。たとえば、建設省河川局防災課⁸⁾(1982年)の発表によると、昭和56年における建設省所管分の公共土木施設の全被害額は、9.2万件で6700億円にも達している。しかも、災害復旧事業の箇所数及び被害額も年々減少する傾向に至っておらず、依然として多い。従って、安定性の高い構造物を築造することが一層強く望まれるわけであり、そのために解決されなければならない問題も数多く残されている。

斜面を含めた盛土構造物の安全性は軟弱地盤上に築造されるものを除くと、通常の場合にはかなり高いと考えられるが、豪雨、洪水、地震などの外力が加わると、その安全性は著しく低下し、崩壊を起こすこともしばしばある。

安全率の面から、コンクリート構造物や橋梁などの土木構造物と比較すると、コンクリート構造物などの場合には許容強度なるものが設定されており、安全率そのものがかなり余裕をもったものになっている。これに対して盛土構造物などでは、試験で得られた土質定数そのものが設計値として使われており、さらに盛土構造物の安定性を検討する際の安全率として、1.20~1.30程度の値のものが通常採用されている。^{1), 13)}このため、豪雨、洪水、地震などの外力が加わったときの盛土構造物の安全率は、コンクリート構造物や橋梁に比べてかなり低いものになり、外力の大きさにもよるが、ほぼ1.0付近になることも十分予想される。^{10), 12), 14)}

従って、過去において被害を受けなかった盛土構造物といえども、かろうじて安定を保ってきたと考えるのが妥当であるように思われる。このため、過去の経験よりも大きな外力が作用したり、場所的に特殊な地形、地質条件などが重なり合うと、盛土構造物の斜面は思いのほか弱く、崩壊を起こしやすいといわれている。⁵⁾

河川堤防についてみると、堤防の築造される地域の大部分は河川氾濫区域内の沖積平野である。河川氾濫区域内の地盤は過去の幾多の変遷を経て形成されたものであるから、複雑な地層構成を

なしている場合が多く、そのような地盤上に築造された堤防は洪水時に、河川水、雨水、地盤からの浸透水などの影響を受け、のりすべりなどを起こしやすい。洪水継続時間が長くなると一次、二次とのりすべりが進行し、浸透経路長が短くなることにより、さらにのりすべりが助長され、ついに破堤に至る場合がある。

近年、河川氾濫区域内に生活する人口、存在する国民資産は年々急激に増加しており、一度破堤を起こしたときに生ずる被害は莫大な額に達することが予想される。加うるに、河川流域の開発によって河川の洪水流量は増加の傾向にあること、河川沿岸の住民の連帯意識の低下により従来のように出水時における自主的な水防活動を期待しえなくなりつつあることなど、堤防破壊による災害を発生させる要因が次第に増加しつつあるため、従来ともすれば経験的な技術的判断に頼りがちであった堤防設計に、洪水波形、降雨、地盤からの浸透水などの影響を考慮した設計の考え方ならびに既設の堤防の安全度を高める堤防強化の方法などについて、具体的な提案をしていくことが今後重要である。

次に、道路盛土についてみると、地域開発のための一般道路の整備ならびに高速道路の建設に伴い、急峻な山岳地帯に道路を通すことがますます増える傾向にある。このため、高盛土の箇所や、片切り・片盛りの盛土が次第に多くなっている。

そのような盛土は一般に雨水や地下水の影響を受けやすく、雨水や地下水の作用によって盛土内の自由水面が上昇し、盛土の安定性が損なわれる危険性も高い。雨水や地下水の作用は盛土内の浸透流が不飽和領域を含めた非定常の浸透流となるため、通常の定常浸透流に比べていっそう難しい問題となる。しかし、盛土斜面の安定性の検討には重要なものであるから、雨水や地下水が斜面のなかにどのように浸透していき、それが盛土斜面の安定性にどのような影響を及ぼすかといった問題を解明し、高盛土や片切り・片盛りの盛土が豪雨時にも安定を保ちうるような方策を講じていくことが大切である。

さらに、盛土構造物の安定性を検討する際に考慮しなければならないもう一つのものとして、地震があげられる。最近の地震災害から盛土構造物の耐震性についてみると、昭和49年及び昭和53年の伊豆半島沖地震^{2),3)}、昭和50年の大分中部地震⁹⁾、昭和53年の宮城県沖地震⁴⁾などで盛土のり面の崩壊、河川堤防ののり崩れ及び沈下、土堰堤の崩壊などが生じており、地震に対して盛土構造物は予想外に弱いといえる。

これは、従来より地震による被害は天災であるという考え方が存在していたこと、及び地震によって盛土構造物がたとえ被害を受けてもその補修が容易なことなどから、盛土構造物の設計に耐震性を十分考慮していなかったことが原因していると思われる。しかし、防災構造物としての盛土構造物の重要性が急激に増大していることから、都市河川の堤防や人家の密集している地域での道路盛土などでは、耐震性を十分考慮した盛土構造物の設計が必要となるであろう。

以上述べたように降雨時、洪水時及び地震時の盛土構造物の安全性は必ずしも高くない。従っ

て、盛土構造物の安全性を高めるには、断面を大きくとり、のり勾配を緩和し、良好な材料を使用して入念な工事を進めることが必要となる。しかし、通常の盛土構造物は付近に存在する土砂を掘削して築造することが多いため、盛土構造物の安全率を高めるのに限界があるとともに、安全率を高めるにも従来に比べてかなりの対策を施さないと、十分な効果を期待することができない。

一方、防災構造物としての盛土構造物を考えると、多少の工費の節約よりも、より安全性の高い盛土構造物を築造するのが、防災工事を行ううえでの原則のように思われる。しかも、それが従来の工法の追従であったり、不必要に安全側の設計を行い、工費が嵩むようなものであってはならない。

本論文は、以上述べたような立場から実施してきた盛土構造物の安定性に関する一連の研究をとりまとめたものである。

従来、経験的なものに頼りがちであった盛土構造物の斜面の安定問題を、土質工学的な立場から合理的な解明を加え、盛土構造物の設計、施工法に役立てようとするのが、本論文の目的である。

第2章 盛土構造物の実態と崩壊原因

2.1 序 説

河川堤防、道路盛土などの盛土構造物の設計は、主として従来経験にもとづく一定の基準に従って行われており、基準どおりに普通の施工をすれば盛土の安定性は十分保たれるものとされている。しかし、これらの基準は必ずしも工学的な根拠にもとづいて決められたものでなく、またどの程度の外的条件に対して盛土が安定であるかなどの点になるとはっきりとした基準がない。従って、異常な豪雨や洪水、及び地震などが作用した場合には盛土は予想外に弱く、過去において大災害を招いた例は数多くある。

そこで、本章ではそのような現状を踏まえて河川堤防及び道路盛土の実態調査を行い、実際に施工されている盛土斜面の安定性について検討を加えるとともに、斜面崩壊を起こした個所については崩壊原因などを調査し、盛土構造物を設計、施工するにあたっての問題点について考察を加える。

2.2 河川堤防の実態調査

過去の河川堤防の破堤の原因を分析し検討することは、今後の河川改修あるいは堤防補強法の方向付けに有意義であると考え、戦後に起こった災害について調査した。また、堤防の品質を向上させ、堤防の安全率を高めるために締固め度の規定をどのような内容のものにすればよいかは堤防の設計、施工において大きな問題である。締固めが十分行われているほど強度や透水性の点から有利であることは明らかであるが、現場に近い土を利用するというのが築堤工事の一般的な考え方であるので、非常に多種の材料のなかには十分な締固めのできないものが出てくる可能性がある。

そこで、既存の堤防の締固め度がどの程度であるかを調べ、それが何らかの不都合な状況、例えばのりすべりや漏水などとどのような関係をしているかを明らかにする目的で、河川堤防の実態調査を実施した。それらの調査の結果について述べると、次のようになる。

[1] 洪水時における破堤原因¹²⁾

調査の対象は、資料の収集可能な範囲として直轄河川の堤防に限ることとし、戦後の昭和22年から昭和44年度までに破堤を起こした堤防について、その堤体土質、破堤時の水位、破堤に至るまでの過程などができるだけ詳細にわかるように、全国の直轄河川の工事事務所に調査票を送付して記入を依頼し、また機会あるごとに関係者と接触し、より正しい情報の収集に努めた。なお、戦後の混乱期のように資料の収集の困難な時期のものについては、破堤原因を分析するのに必要な資料が得られなかったものもある。従って、原因不明のものは除外した。

収集した資料をもとにして、破堤原因を表－2.1に示すような越水、のりすべり、漏水、洗掘、その他に分けて集計した。のりすべりが起こった場合、のりすべりのみで全面的な破堤に至ることは少なく、表のりすべりであれば、その個所に洗掘が生じ、次第に傷口を大きくして破堤に進んでいくであろうし、また裏のりすべりであれば、堤体断面の減少によって漏水が生じ、のりすべりを助長していくと思われるので、破

堤が一つだけの原因で起こったと考えられない場合もある。しかし、ここでは支配的な原因を一つのみ取り上げてまとめることにした。また、漏水には堤体及び基礎漏水が含まれているが、破堤原因となった漏水は堤体漏水の方が多い。その他の中には引堤工事中、樋管工事中、樋管の漏水などが含まれており、特殊な原因に属するものを一括しておいた。

破堤原因を原因別に百分率で示したものが表－2.2である。表－2.2をみると、堤防越水によって生じた破堤が圧倒的に多い。しかし、昭和51年9月洪水の長良川の裏のりのすべりによる破堤の例や、⁵⁾洪水の中に堤防にのりすべり、漏水、洗掘などが起こり、地元民や水防団員などの必死の水防活動によって破堤をまぬがれた例は少なくない。

表－2.2に示した原因は、上記のように最終的に破堤したもののみを整理したものであって、現実には破堤に至らなかったが、のりすべり、洗掘などが生じた例は極めて多く、越水以外の原因に対して堤防の安全性が高いことを示しているものではない。

河川沿岸の開発が進むにつれ、むしろ地元民の地域社会の一員としての連帯意識が薄れ、万一の場合の地元民の水防活動を期待することが難しくなっていることや河川周辺の国民の資産額の急上昇などから、堤防の安全性を今後さらに向上させていかなければならないと考えるべきである。

表－2.1 堤防破壊の原因

破堤原因	条件ならびに形態
越 水	異常出水 堤防断面の不足 (未改良堤防、工事中の仮堤防)
のりすべり	豪雨、河川水位上昇による浸透水 地 震
漏 水	堤体の止水性の不足、水みちの存在 堤防地盤の止水性の不足、水みちの存在 河川構造物と堤防の接触面の施工不良
洗 掘	表のり先の洗掘 のり面の浸食

表－2.2 破堤原因の比率

破堤原因	越 流	洗 掘	漏 水 のり面崩壊	そ の 他	計
個 所 数	231	32	15	5	283
百 分 率(%)	82	11	5	2	100

〔2〕 河川堤防の実態

実態調査は四国、北陸、近畿、中部の四つの地方建設局管内の21の直轄河川で実施した。各河川とも上流、中流、下流の3地点を選定し、各地点で天端付近にテストピットを掘り、地表面から1 m、2 m、3 m、4 mの深さごとに試料を採取して土質試験を行うとともに、試験可能な場所では現場透水試験及びコーンペネトロメータによる貫入抵抗の測定を実施した。土質試験として粒度試験、コンシステンシー試験、室内透水試験及び現場密度の測定などを行った。また、全試料についてではないが、堤体土の強度を調べるための三軸圧縮試験を可能な限り実施した。

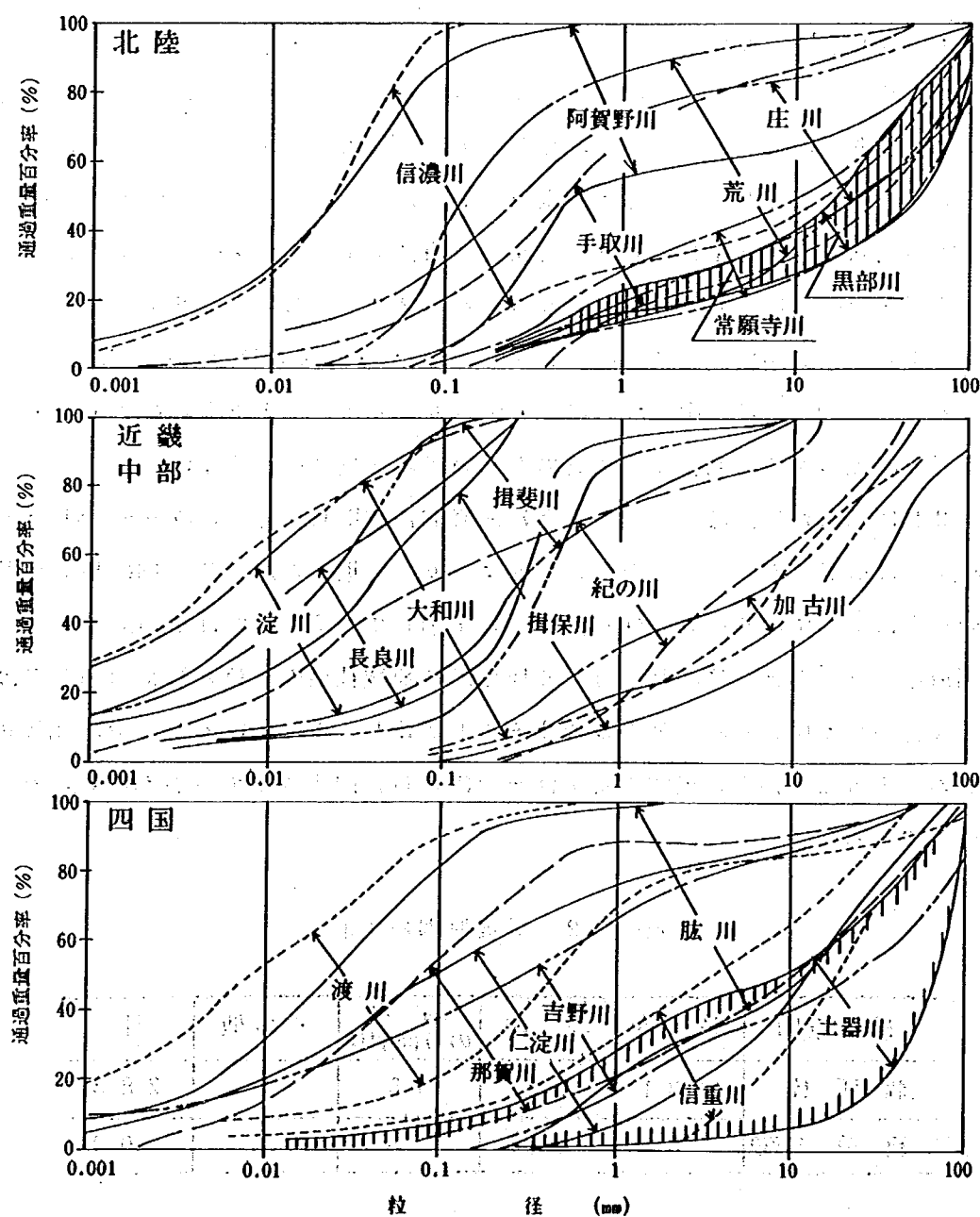


図-2.1 調査した堤体土の粒度分布

(1) 既設堤防の土質

既設堤防の堤体土の粒度曲線を示したものが、図-2.1である。堤体土の土質は図からも明らかなように礫(GW, GP)から細粒土(CH, OH)にわたって広範囲に分布しており、あらゆる土が堤体材料として使われているといえる。

一般に、堤体材料として要求される土の性質としては次の3条件があげられる。

- ① ある程度の止水性があること
- ② 浸透水に対して安定であること
- ③ 施工しやすいこと

上記の3条件を満足するといふ観点から、堤体材料を統一分類にもとづき評価したものに表-2.3がある。^{1), 11)}

表-2.3において評価の低いものは、上記の3条件のうちの①の止水性及び③の施工法に問題があるといえる。

表-2.3 堤体材料としての評価基準¹¹⁾

土の種類	土の名称	評価
GW, GP	礫	6
GM, GC	礫質土	1
SW, SP	砂	5
SM, SC	砂質土	2
ML, CL, OL	粘性土	3
MH, CH, OH	粘土	4
Pt	泥炭	—

(2) 堤防損傷個所の土質

長良川、撮斐川の堤防などで
のりすべりが生じ、堤体に損傷

個所が認められたものについて土の粒度曲線を整理し、それを図示したものが図-2.2である。図中には、過去において山村¹¹⁾(1970年)が調査した木曾川三川、阿武隈川、荒川などで損傷した個所の堤体土の粒度分布、Sherard¹⁰⁾(1953年)によるのりすべりを起こしやすい土質及び名神高速道路の資料³⁾(1965年)から、水浸により著しく強度が低下する土の粒度分布を合わせて併記した。

のりすべりを起こしやすい土としては有効径 $D_{10}=0.06\text{mm}$ 以下、 $D_{60}=0.03\text{mm}$ 以上、均等係数が10前後の粒度分布を有する比較的粒径のそろった砂質土で、統一分類でSM, SC, MLに属する土があげられる。⁶⁾これらの土はある程度の透水性をもち、しかも水が浸透することによってせん断強さが著しく低下する性質をもっている。

今回の調査結果によると、損傷を起こした個所の土の粒度の多くは過去の木曾川三川などで、のりすべりを生じた土の粒度分布の範囲に含まれるが、なかにはそれをはずれるものもいくつかあり、粒度分布の範囲が過去のものよりも広がっている。これは昭和51年の長良川の異常な降雨及び長期の洪水継続によって損傷したものが含まれているためである。このことは、過去の降雨及び洪水に対して安定を保っていた堤防であっても、それ

を超える異常な降雨及び洪水が発生した場合には、のりすべりなどの堤防損傷が起こる可能性のあることを示唆している。

次に、有効径 $D_{10}=0.06\text{mm}$ の土の透水係数は Hazen の式によると、 $k=4\times 10^{-3}\text{cm/sec}$ 程度になる。後で述べる非定常浸透流解析の結果からも明らかなように $k=4\times 10^{-3}\text{cm/sec}$ の透水係数をもつ土からなる大河川を想定すると、浸透水が表のりから裏のりに到達するのにかなりの時間を要する。これは実際の洪水継続時間とは一致しない。従って、裏のり先部の損傷は降雨または透水地盤からの浸透水の影響などが加って裏のり部の浸潤線が上昇し、堤体に損傷が生じたと考えるのが妥当であるように思われる。

表-2.3 の評価基準にもみられるように、砂などの堤体材料として評価基準の低い土は、止水性に問題があるとしてあらかじめ対策が施されていること、及び全国的にみてそのような個所が他の土質に比べて少ないなどの理由で、堤体が損傷する例は少ない。逆に、評価基準では比較的良いとされている砂質土の堤防にのりすべりが多いが、これはそのような堤防が全国的に多いこと、及び上述のように降雨によるものが多いからであると考えられるので、今後砂質土からなる堤防についても、のりすべりを防止する意味で、堤体上に降る雨の対策について検討する必要がある。

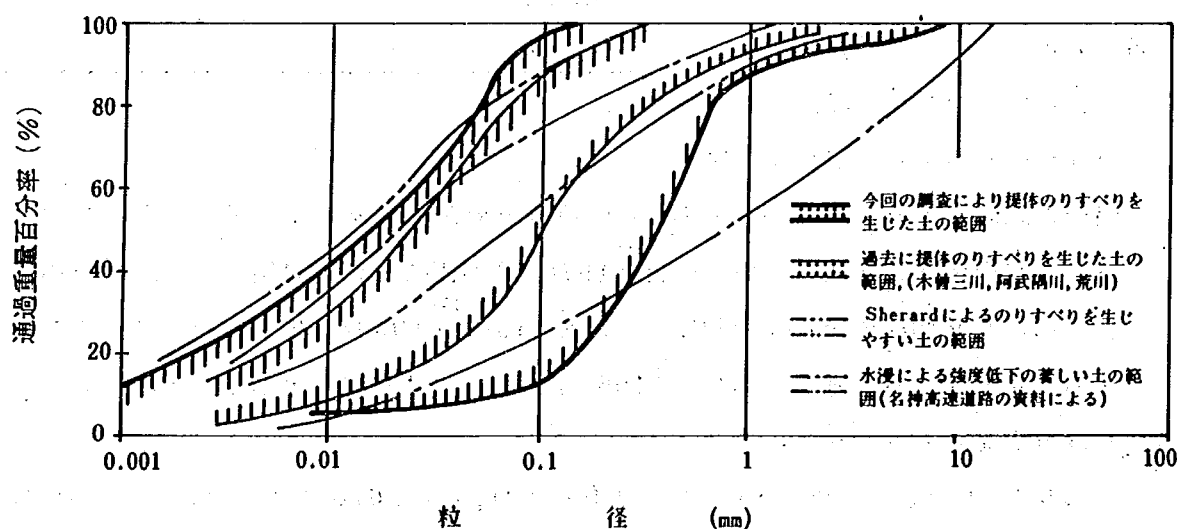


図-2.2 のりすべりを生じやすい土の粒度分布

(3) 堤防の締固め度

実態調査の結果をまとめ、礫 (GW, GP, GM, GC), 砂 (SW, SP, SM, SC), 粘土 (ML, CL, MH, CH, OH) グループごとに整理し、自然含水比と現場乾燥単位体積重量との関係を示したものが、図-2.3 である。

図から、自然含水比が高くなるに従って、現場乾燥単位体積重量は低くなる傾向にある。現場乾燥単位体積重量は、礫グループのものが高く、粘土グループのものが低い値を示し

ている。砂のグループのものは広範囲に分布している。

次に、堤体の締固め度について示したものが表-2.4である。調査結果にもとづく堤防の締固め度の全体の平均値は85%程度になっている。

グループごとの締固め度の平均値についてみると、礫のグループの締固め度が最も高く、続いて砂、粘土の順になっており、粘土グループの締固め度の平均値は81%程度の値を示している。

堤防の締固め基準を85%にとると、全体として平均締固め度が85%程度であるため、半数以上のものがこれを下回ることになる。特に、粘土グループでは8割近くのもの下回る結果になっている。このように締固め度が低い原因としては土質にもよるが、施工方法そのものが関係していると考えられる。

そこで、図-2.4に示す突固め曲線の結果、最大乾燥単位体積重量の85%に相当する含水比 w_{85} を求め、さらに現場乾燥単位体積重量が最大乾燥単位体積重量の85%以下(締固め度が85%以下)で、

しかも含水比が w_{85} 以下

のもの、すなわち図中の

○印に相当するものを求

めた。ここで締固め度が

85%以下で、しかも含水

比が w_{85} よりも低いもの

は締固めエネルギーを増

大することにより、締固

め度を85%以上に高める

ことが可能な土であると

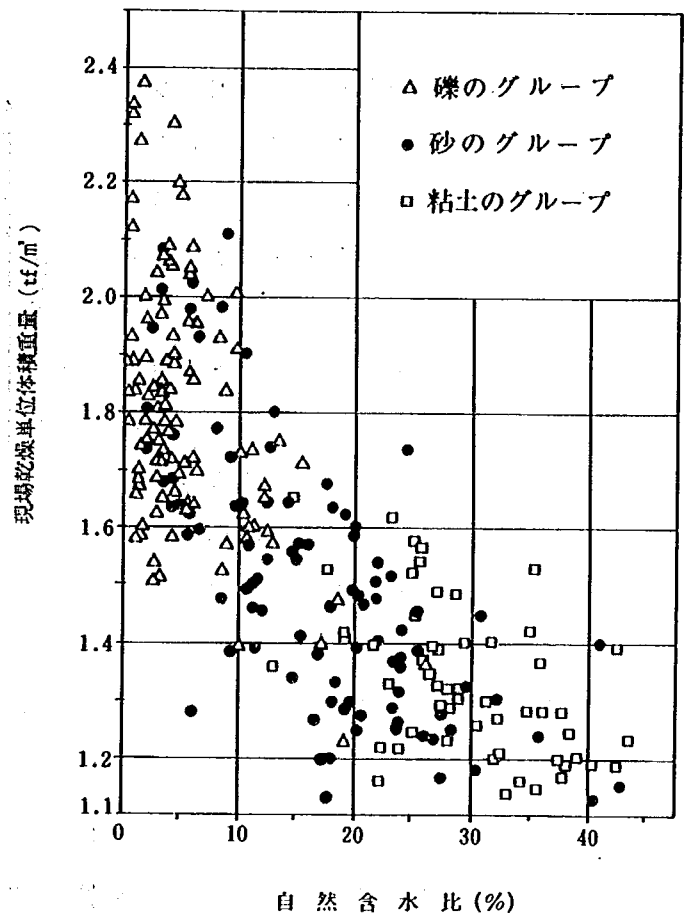


図-2.3 現場乾燥単位体積重量と自然含水比の関係

表-2.4 既設堤防の締固め度

締固め度	礫 117個	砂 102個	粘土 60個	全体 279個
75%以下	7.6%	14.6%	25.8%	14.1%
80 "	19.3	39.8	53.2	34.2
85 "	41.2	64.1	79.0	57.7
90 "	63.9	80.6	88.7	75.4
95 "	73.9	91.3	96.8	85.2
平均値	88.3%	83.3%	81.2%	85.3%
標準偏差	9.84%	8.74%	6.95%	9.44%

判断される。

このような観点から、締固め度が85%以下のものについてまとめたものが図-2.5である。図-2.5の横軸は自然含水比から最適含水比を差し引いた値である。

礫のグループでは w_{85} 以上の含水比のものはほとんどなく、しかも最適含水比よりも低い含水比のものが大半を占めている。砂及び粘土のグループでは、 w_{85} 以下のものがそれ

ぞれ76%、72%となっている。従って、締固め度85%以下のもののうち、 $\frac{3}{4}$ 程度のものが、締固めエネルギーの不足によって生じていると判断される。

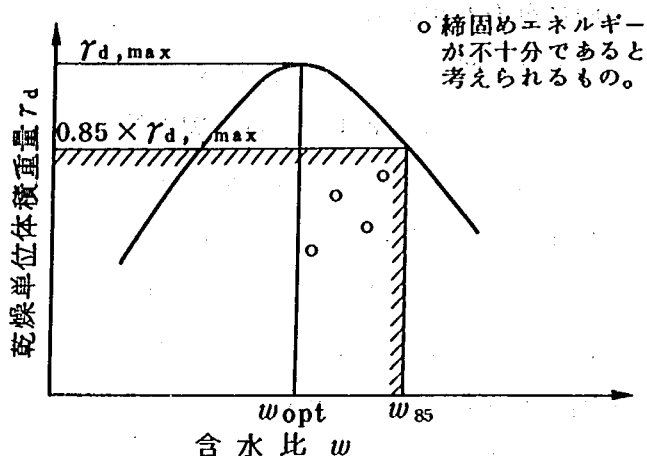


図-2.4 乾燥単位体積重量と含水比の関係

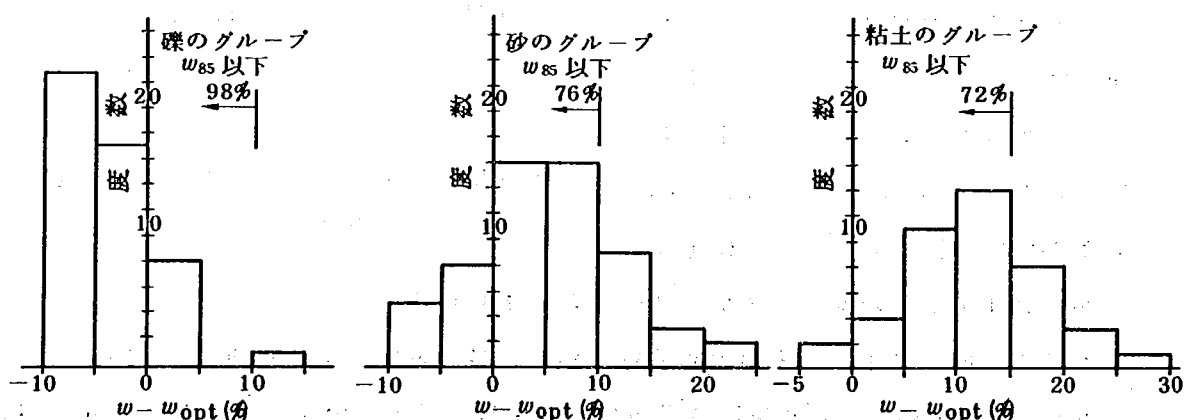


図-2.5 締固め度85%以下の土の含水比

最近の築堤工事では、ダンプトラック運搬やブル転圧などによる機械施工が主流をなしている。現在の施工方法によって堤体を築造したときに、比較的含水比の高い粘性土であっても、85%以上の締固め度が得られるという現場の報告がある。従って、現在の機械施工によれば堤体を85%以上に締固めることは十分可能である。

一方、約25年前までは機関車運搬やブル敷き均しが大部分であり、さらにそれ以前の大正、昭和の初期の頃の工事では人力に頼った施工方法が実施されていた。このため、締固めエネルギーが必ずしも十分でなかったと推定される。堤防の実態調査のなかには、そのようにして築造された堤防がかなり含まれており、締固め度の低いものがこれにあたりとえられる。

締固め度の低い既設の堤防であっても、過去の洪水や豪雨に対して破堤せずに安定を保ってきており、通常の洪水や降雨に対してかなりの安全度をもっていると思われる。しかし、損傷個所の土質のところで述べたように過去のものに比べて異常な出水や豪雨が続いた場合には、堤防が損傷する危険性は依然として存在している。しかも、損傷が早期に生ずる個所としては締固め度の低い堤防などがあげられることから、締固め度の低い堤防については、その安全度を高める補強対策が今後必要であろう。

(4) 堤体の強度

堤体の強度を調べるために、堤体から採取した試料について三軸圧縮試験を行い、その結果を示したものが図-2.6である。

図-2.6は乾燥単位体積重量とCU試験によって得られた土の強度定数 c' 、 ϕ' の関係を表示したもので、図から砂のグループ及び粘土のグループともに c' の値は乾燥単位体積重量に関係なく、かなりのばらつきを示している。

一方、 ϕ' の値は砂グループでは乾燥単位体積重量の低い $1.2 \text{ tf/m}^3 \sim 1.3 \text{ tf/m}^3$ で、 30° 前後の値を示している。乾燥単位体積重量が大きくなるに従い、 ϕ' の値も大きくなる傾

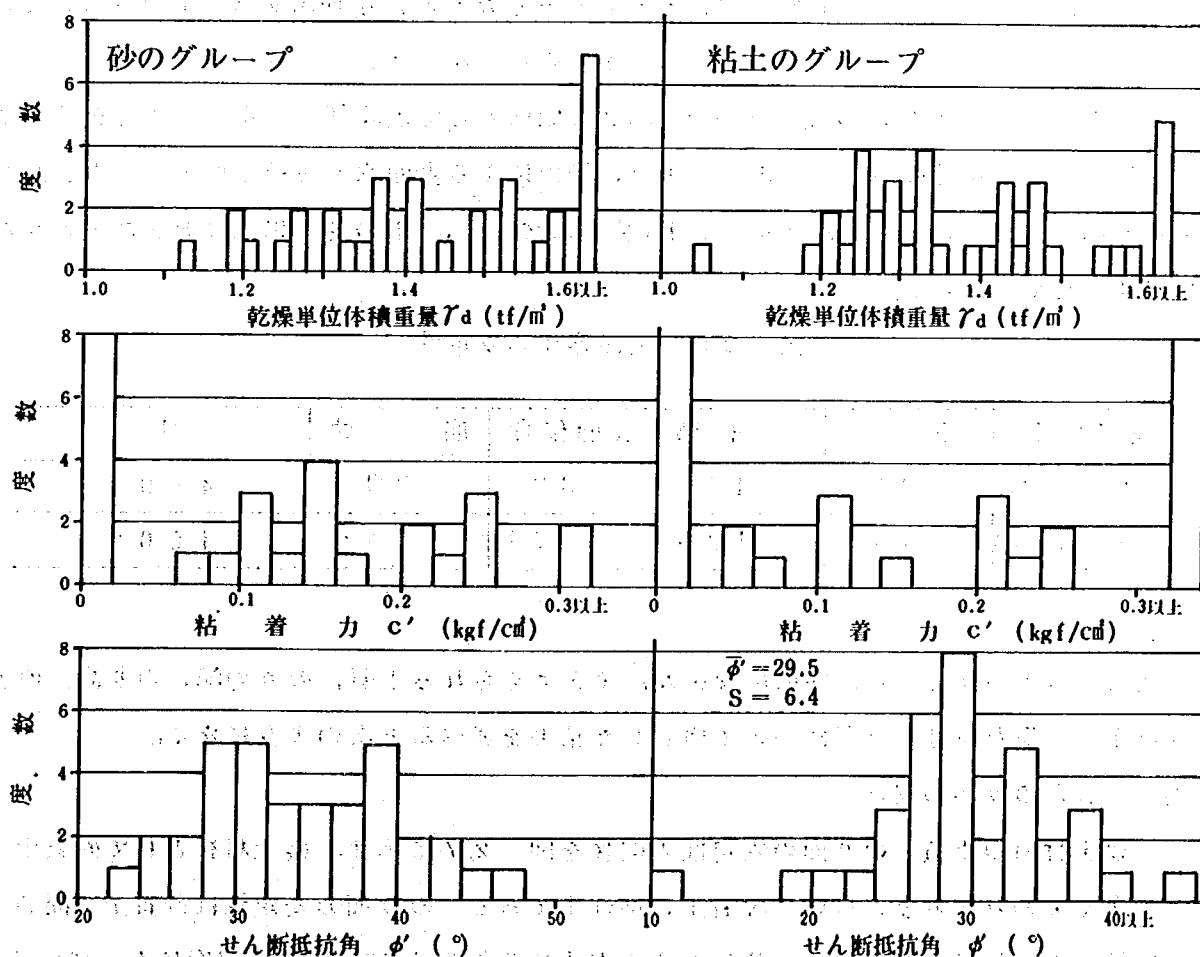


図-2.6 乾燥単位体積重量と土の強度定数 c' 、 ϕ' の関係

向を示しており、乾燥単位体積重量が 1.6 tf/m^3 以上になると、 40° に近い ϕ' の値が得られている。

粘土のグループでは、 ϕ' は正規分布に近い分布形状を示している。そこで、 ϕ' が正規分布をしているとすると、 ϕ' の平均値 $\bar{\phi}' = 30^\circ$ 、標準偏差は 6° 程度になる。

2.3 道路盛土の実態調査^{2), 8), 9)}

道路盛土ののり面が実態としてどのような状態になっているのか、また崩壊はどのような原因で多く生じているかなどを調べるために、各地方建設局の管内で危険個所としてみなされている盛土のり面について調査を実施した。

調査項目は施工年月日、のり高、のり勾配、地形及び線形、土質、盛土の締固め度、のり面保護工などであり、のり面に変状が認められたものについては、さらに崩壊原因、崩壊土量、崩壊を起こしたときの連続雨量、日降雨量、雨量強度などを調査した。調査結果について、以下に述べる。

〔1〕盛土のり面の安定性

調査した盛土のり面は450個所で、それらを安定なもの、小崩壊を起こしたもの、表面侵食を受けたもの、崩壊したものに分類し、まとめると表-2.5のようになる。

安定なものが全体の78%を占めており、調査個所として危険個所を選んだことを考慮すると道路盛土の安定性は高いといえる。また、降雨による表面水や浸透水によってのり面が小崩壊を起こしたり、洗掘されたものが18%占めており、車の通行に支障をきたすような崩壊は4%程度である。

表-2.5 道路盛土の安定性

崩壊の形態	安 定	小 崩 壊	表面侵食	崩 壊	計
個 数	3 4 9	4 9	3 2	2 0	4 5 0
百分率(%)	7 7.6	1 0.9	7.1	4.4	1 0 0.0

次に、盛土のり面の安定性に影響を及ぼすと考えられる土質、のり勾配、のり高、のり面保護工、線形及び地形などについて検討した結果を述べると次のようになる。

(1) 土質とのり面の安定

盛土材料の土質とのり面の安定性の関係を図-2.7に示す。盛土材料として砂質土が最も多く使われており、続いて礫質土、粘性土である。のり面の安定性は砂質土、礫質土、粘性土ともにほぼ同程度で、安定なものが占める割合は75~80%程度になっている。

(2) のり勾配とのり面の安定

盛土のり面の勾配は、標準勾配として一般に1:1.5~1:2.0 のものが多く採用されている。

土の分類	全体に対する割合		のり面の安定性							
			安定		表面侵食		小崩壊		崩壊	
	個数	百分率 20 40 60 80	個数	百分率 20 40 60 80	個数	百分率 20 40 60 80	個数	百分率 20 40 60 80	個数	百分率 20 40 60 80
①礫 GW, GP	36		30		1		3		2	
②礫質土 GM, GC	60		47		6		5		2	
③砂 SW, SP	23		20		1		2		0	
④砂質土 SM, SC	133		104		8		13		8	
⑤粘性土 ML, CL, OL	53		41		5		6		1	
⑥粘土 MH, CH, OH	26		23		1		0		2	
計	331		265		22		29		15	

図-2.7 土質と盛土のり面の安定性

調査結果によると、各土質ともりのり勾配が1:1.5程度のものが最も多く、全体の76%を占めており、そのうちの安定なものが82%である。続いて多いものが、1:1.8程度の勾配で全体の11%にあたり、礫質土、砂質土の盛土に多い。1:1.8よりゆるい勾配のものは砂質土、粘性土に多く、全体の9%を占めている。安定性はのり勾配がゆるくなるに従って、必ずしもよくなっているとはいえない。

(3) のり高とのり面の安定

盛土ののり高は3m~5mのものが最も多く、全体の27%程度を占めている。のり面の安定性は、礫及び礫質土ではのり高が高くなるに従って安定性がやや悪くなる傾向にあり、砂質土ではのり高にあまり関係なく、各高さともほぼ同程度である。粘性土及び粘土ではのり高が7m程度のもまでは比較的よく安定しているが、10mを超えると安定性がやや落ちていることが注目される。

(4) のり面保護工とのり面の安定性

のり面保護工として、植生工が最も多く用いられている。調査結果では、植生工のうち筋芝工、種子吹付工、植生盤工の適用例が多い。張芝工は砂質土ののり面で安定性がよく、植生盤工は粘性土ののり面で安定性がよいという結果が得られている。種子吹付工は施工面積が広い場合に特に適しており、その安定性もよい。

張石工、コンクリート枠工、ブロック張工などの構造物によるのり面保護工は、構造物自体よりもむしろ上ののり面が小崩落を起こした事例が多くなっている。

(5) 地形及び線形とのり面の安定

山岳盛土と平地の盛土とを比較すると、山岳盛土の方が全体的にのり面の安定性が悪く

なっている。特に、山岳盛土では縦断勾配の長さが長くなるに従って安定性が悪くなる傾向にあり、また曲線の長さが150 m以下の短かいものの方が、曲線の長いものに比べて安定性は悪くなっている。曲線の内側ののり面で表面侵食や小崩壊を起こす事例が多い。平地の盛土では、縦断勾配や曲線の長さによる安定性の差はほとんどないといえる。

〔2〕 崩壊に対する検討

調査を実施した盛土のり面のうち、表-2.5に示した101個所の不安定なものを選びだし、崩壊土量、降雨量、排水工などについて検討を加えたので、その結果について述べる。

(1) 崩壊土量

今回の調査結果では、表面水や浸透水による表面侵食や小崩落が多いため、崩壊土量は比較的小さいものが多くなっている。崩壊のうち、約6割が30 m³以下の小規模の崩壊である。500 m³を超える大きな崩壊が全体の約1割程度あり、砂質土の盛土のり面で生じている。

(2) 降雨量と崩壊の関係

盛土のり面が崩落するまでの連続雨量は、50～150 mmのものが全体の56%で、最も多い。また、350 mm以上の豪雨によるものが37%もあり、地域的には九州及び中部地方の多雨地域に発生している。最大時間雨量は、20～30 mm/hrのものが最も多く、続いて10～20 mm/hrのものが多い。

崩壊のなかには、浸透水などの影響により大規模なおりすべりを生じた個所も含まれているが、調査結果から九州を除くと、連続雨量150 mm、最大雨量強度30 mm/hr程度の降雨に対する対策が十分なされていれば、被害はかなり減少すると考えられる。

(3) 表面排水工と崩壊の関係

盛土のり面が不安定になった個所の表面排水工の設計降雨量は、50～100 mm/hrのものが多く、また、集水面積はその大半が2,000 m²以下で、比較的小さい集水面積の個所が多い。

降雨量のところで述べたように崩壊を起こす最大時間雨量は、30 mm/hr程度であるから、設計降雨量は十分大きくとってあると考えられる。従って、のり面の侵食による崩壊は排水施設の容量不足に起因している例はむしろ少なく、予期しない表面水、浸透水の影響が加わって土砂や草木が排水施設に流入して、その機能が失われる、いわゆる二次的な要因が原因で崩壊する例が多いと考えられる。

〔3〕 盛土のり面の締固め度とその安定性

図-2.8は各地方建設局から提出された盛土のり面付近の締固め度を集計し、それを各土質ごとに示したものである。図の横軸の百分率は、現場乾燥単位体積重量を最大乾燥単位体積重量で割った締固め度である。一般に、盛土の締固め度は、JIS A 1210の1.1法によ

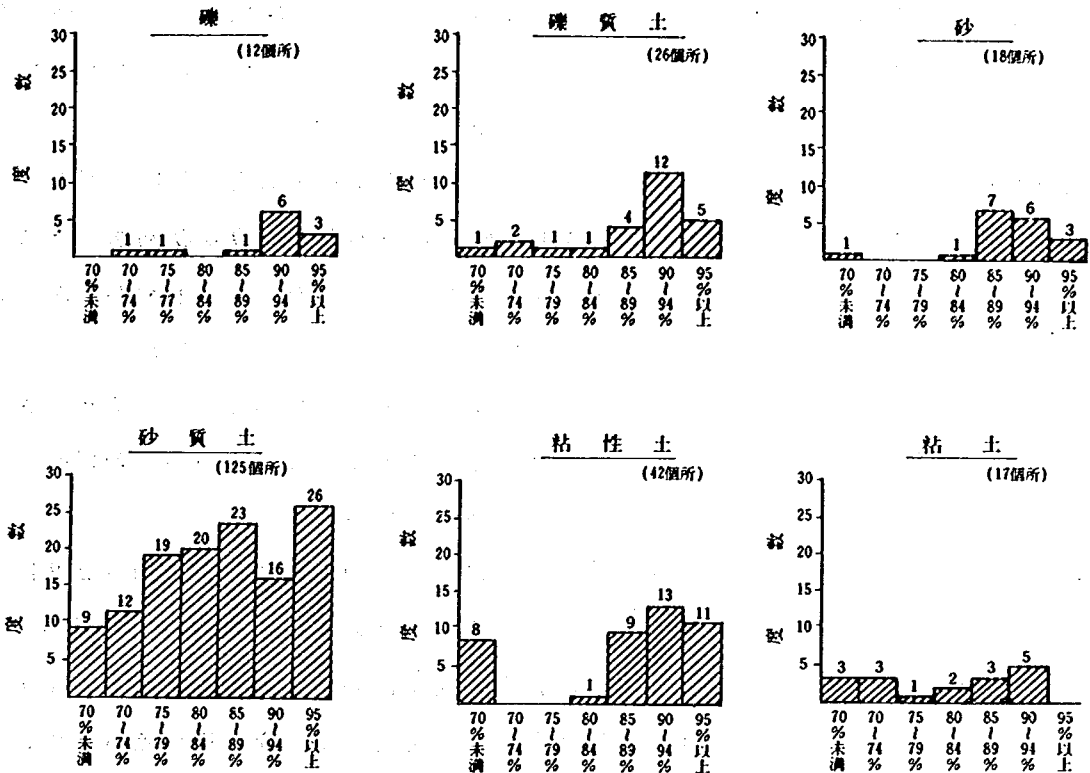


図-2.8 各土質ごとの盛土のり面付近の締固め度

る最大乾燥単位体積重量の90%以上と規定されている場合が多い。盛土のり面付近の締固め度を全土質についてみると、締固め度が締固め度90%以上のものは全体の半数以下である。また、締固め度が80%以下のものもあり、必ずしもり面付近の締固め度は十分であるとはいえない。

次に土質別にみると、比較的締固めの良い土質として礫質土があげられる。砂質土のり面は締固め度の高いところに分布しているものが多いが、締固め度が80%程度のものもある。また、粘性土のり面の締固めは締固め度の高いところに分布しており、締固めの効果があがっているともいえるが、70%以下の極端に締固め度の悪いものもある。粘土のり面は、他の土質に比べると全体的に締固めは悪いといえる。

のり面の転圧はなかなかやっかいな仕事であるが、のり面付近の締固めが不十分な場合には、それが原因となって表層すべりなどを生じやすい。上記のように実態調査の結果では締固めが不十分なところもかなりあるので、のり面の締固め方法を工夫するなどして、のり面を十分締固めるように努めるべきである。

また、締固めが不十分なところでは、のり面の転圧が十分にできず、のり面の強度が低下し、のり面の安定性が低下する可能性がある。したがって、のり面の締固めは、のり面の安定性を確保するためには、非常に重要な作業である。

2.4 結 語

本章では実態調査の結果から、盛土構造物の安定性ならびに崩壊原因について検討を加えるとともに、盛土構造物の設計、施工において今後考慮すべき問題点についてもまとめてみた。

まず、河川堤防について述べると次のようになる。

- (1) 戦後の直轄河川において生じた破堤の実態調査の結果からすると、破堤原因の大部分は越流による破堤であり、土質工学的な立場から問題となるのりすべり及び漏水などによる破堤は意外に少ない。しかし、現実には破堤に至らなかったが、のりすべりや漏水が生じ水防団の必死の活動によって破堤をまぬがれた例は極めて多い。従って、防災構造物としての堤防の重要性を考えると、のりすべりや漏水に対しても安全性の高い堤防の築造を目ざすことが不可欠であり、そのためには、従来あまり検討されていなかった堤防がどの程度の外力に対して安全であるかをまず把握する必要があると考えられる。
- (2) 豪雨により大規模な面崩壊を起こした事例はいくつもあり、特に図-2.2に示したような粒度分布をもつ土がのりすべりを起こしやすいといえる。この種の土は堤体材料として広く使われており、記録的な豪雨があれば、どの河川においてものりすべりの生ずる危険性の高いことが強調される。従って、堤防設計において従来十分な配慮がなされていなかった堤体上の降雨について、今後その対策を講じていく必要のあることが指摘される。
- (3) 既設の堤防のなかには、過去の築堤方法の関係から締固め度の低いものがある。このような締固め度の低い堤防であっても、過去の洪水、豪雨に対して安定を保ってきており、堤防としての機能を発揮し得るものであるといえる。しかし、今後の問題として異常の洪水、豪雨に対してもある程度耐え得るような堤防にするためには、既設堤防の具体的な補強工法を検討し、その安全性を高める必要のあることが強調される。

道路盛土については、次に示すようなことがいえる。

- (4) 盛土のり面の勾配は浸透水の影響が加わりやすいなどの条件の悪い個所を除くと、現行の標準のり面勾配で十分であると考えられる。また、のり面の保護工として植生工が一般に多く用いられており、その安定性は比較的よい。
- (5) 盛土のり面の崩壊は降雨による表面水や浸透水によって生ずる表面侵食やのりすべりのような小崩落が大半を占めており、崩壊に至るまでの雨量は連続雨量150mm以上、最大時間雨量30mm/hr程度のものが多い。表面水による崩落は、排水施設の容量不足などに起因しているものは少なく、草木、土砂などの流入による二次的な原因がもとで排水施設の機能が損われて崩壊する例が多い。
- (6) 機械施工に伴いのり面付近の転圧方法にも改良が加えられてきているが、調査結果ではのり面付近の締固めが不十分な個所もある。締固めが不十分な場合には表面水や浸透水によって小崩落を起こしやすいので、のり面付近の締固めについては今後とも検討を要する問題である。

第3章 盛土材料の締固めとその工学的性質

3.1 序 説

防災構造物として、河川堤防などの盛土構造物の重要性は年々高まってきた。従って、安定性の高い盛土構造物を築造することが必要になるが、そのためには良質の材料を選定し、よく締固めることが重要である。

締固めの目的は構造物として要求される土の強度特性を満足させ、完成後の圧縮沈下や変形を少なくし、さらに必要に応じて止水性をもたせ、長期にわたって材料として安定した状態にすることである。また、土の締固めをよく行くと、材料として土の強度や止水性が高まるばかりでなく、それらのばらつきも少なくなるので、^{10), 12)} 盛土構造物の安定性は向上する。

従って、盛土構造物を施工する場合には、各盛土構造物に応じた締固め基準^{19) など}が定められている。しかし、それらの締固め規定は過去の経験的な判断によって定められたもので、土質工学的な根拠にもとづいて必ずしも決定されたものではない。

そこで、本章では室内の土質試験の結果を用いて、盛土構造物に一般に多く用いられている礫混り土の締固めとその工学的性質について検討を加えるとともに、盛土構造物における品質管理のための締固めの基準についても若干の考察を試みる。また、土構造物の安定性を検討する場合には、不飽和状態の土のせん断強さが問題になる。そこで、締固めた関東ロームについてサクションをコントロールした不飽和土の一軸圧縮試験ならびに三軸圧縮試験の結果から、飽和度と土のせん断強さの関係について考察を加えてみる。

3.2 締固め度が盛土材料の工学的性質に及ぼす影響

河川堤防や道路盛土などの盛土構造物を築造する場合には、現場付近で入手できる多種多様の土が利用されるが、材料の選択が不適切であったり、締固めが十分でないと盛土構造物の安定性や止水性に問題が生ずることがある。

一般に、盛土材料の工学的性質は日本統一土質分類法²¹⁾などの判別分類基準により大まかに推定することは可能であるが、^{17), 24), 26), 27), 29)} 各種の土をどの程度に締固めれば、どの程度の強度や透水性のものが得られるかという点になると、判断基準となる基礎データは意外に少ない。

そこで、締固め度に着目し、礫と細粒土の配合比を変えた各種の土について締固め度を变化させたとき、締固めた土のせん断強度ならびに透水性がどのように変わるかを調べる室内土質試験を実施し、締固め度が盛土材料の工学的性質、特にせん断強度、透水性に及ぼす影響について検討を加えた。^{14), 15), 16)} さらに、室内土質試験の結果を踏まえて、盛土構造物における締固め基準についても若干の考察を加えたので、それらについて次に述べる。

〔1〕 実験方法

(1) 実験に使用した試料

実験に用いた試料のうち細粒土は、東大宮工事現場から採取した洪積の粘土で、土粒子の比重が 2.60、液性限界 56%、塑性限界 28% の高塑性の粘性土である。また、礫は新潟県三国川から採取したもので、土粒子の比重は 2.73 である。

実験にあたって、上記の細粒土と礫を所定の混合割合になるように計量し、それらをよく攪拌・混合して試料を作製した。礫と細粒土の混合割合は、(3.1) 式で定義した礫混入率が 0、10、20、30、40、50、60、70、80、90、100% になるようにした。図-3.1 に、そのようにして作った礫混り土のそれぞれの粒度曲線を示す。

$$\text{礫混入率 } \delta = \frac{W_c}{W_c + W_g} \times 100 \quad (\%) \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

ここで W_c : 細粒土の乾燥重量

W_g : 礫の乾燥重量

なお、細粒土に礫を加えて混合するときには、細粒土はあらかじめ気乾させて粉末状にしたのち、これに水を加えて含水比が 20~25% になるように調整し、約 10 日間密閉養生したものを用いた。

(2) 供試体の作製方法

透水試験及び三軸圧縮試験用の供試体は、(3.2) 式で定義した所定の締固め度になるようにあらかじめ計量した試料を、8 層に分けて最適含水比付近で、静荷重を加えて作製した。モールドは透水試験用の場合、直径 10 cm、高さ 12.7 cm のものを、三軸圧縮試験用

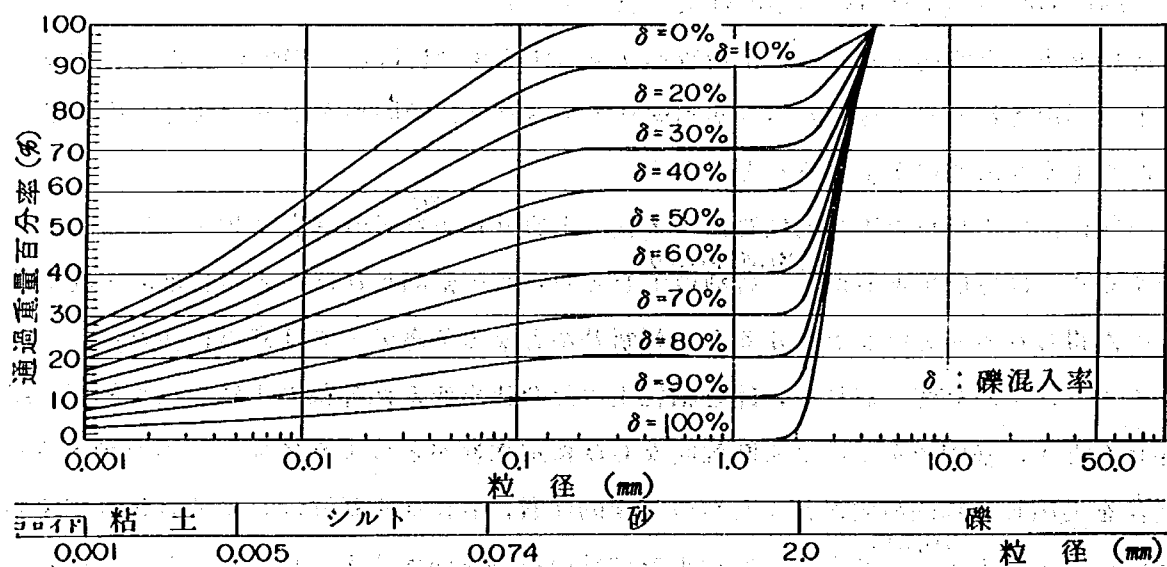


図- 3.1 礫混入率の異なる各試料の粒度分布

の場合には直径 5 cm, 高さ 10 cm の二つ割りモールドをそれぞれ用いた。締固め度の範囲としては 75 ~ 100 % を目標にした。

$$\text{締固め度 } D = \frac{\text{締固め時の土の乾燥単位体積重量}}{\text{最大乾燥単位体積重量}} \times 100 (\%) \quad \dots\dots (3.2)$$

ここで、最大乾燥単位体積重量は突固め試験 JIS A 1210 で求めた値を用いた。

(3) 実験方法

実験は突固め試験、透水試験及び三軸圧縮試験を実施した。

突固め試験は、JIS A 1210 (第 1 方法の 1.1.a 法) に従って行い、各試料についての締固め曲線を求めるとともに、最大乾燥単位体積重量は透水試験及び三軸圧縮試験用の供試体を作る際の締固め度の基準に用いた。

透水試験は、JIS A 1218 に従って実施した。礫の混入率が多い場合を除いて原則として変水位法を用い、各試料について飽和状態での透水係数を求めた。

三軸圧縮試験は土質工学会制定の土質試験法を準用し、歪速度 0.2 %/min の圧密非排水試験を実施した。試験に先立ち、供試体は次のような方法で飽和させ、そのときの間隙水圧係数 B の値は 0.96 以上を基準にした。すなわち、側圧 0.2 kgf/cm² を加えた状態で供試体上部に 0.2 kgf/cm² の負圧を作用させ、供試体下部より脱気水を緩やかに送って供試体を飽和させるようにした。そして、一次圧密が終了した時点でバックプレッシャーを徐々に 4 kgf/cm² まで加えて、間隙水圧係数 B の値を測定した。

〔2〕 実験結果と考察

(1) 突固め試験

礫混入率の異なる試料について実施した突固め試験の結果とその考察を述べると、次のようになる。

図-3.2 は礫混入率 δ が異なる各礫混り土の締固め曲線の結果を示したものである。また、図-3.3 には図-3.2 を整理し直し、最適含水比 w_{opt} , 最大乾燥単位体積重量 $\gamma_{d, max}$ 及び礫を除いた細粒土部分の乾燥単位体積重量 $\gamma_{d, c}$ と礫混入率 δ の関係をそれぞれ示した。

礫を除いた細粒土部分の乾燥単位体積重量 $\gamma_{d, c}$ は、礫の混入率が与えられており、また、試料全体の乾燥単位体積重量も測定されているので、次式によって求めることができる。

$$\gamma_d = \frac{\gamma_{d, c}}{\left(1 + \frac{\gamma_{d, c}}{G_s \cdot \gamma_w} \times \frac{\delta}{100 - \delta}\right)} \times \frac{\delta}{100 - \delta} \quad \dots\dots\dots (3.3)$$

ここで、 γ_d は試料全体の乾燥単位体積重量であり、 G_s は礫及び細粒土の比重であり、

γ_w は水の単位体積重量である。なお $\delta = 0$ のときは $\gamma_{d,c}$ は γ_d と等しくなり、 $\delta = 100$ % のときは $\gamma_{d,c}$ は 0 である。

図- 3.2 及び図- 3.3 より、礫混入率 δ の増加に伴い、最適含水比はほぼ直線的に減少しており、 δ が 70 ~ 80 % で最小の値を示している。一方、最大乾燥単位体積重量 $\gamma_{d,max}$ は礫混入率 δ の増加に伴い、ほぼ直線的に増大し、 δ が 80 % 付近で最大値を示しており、 δ が 80 % 以上になると、 $\gamma_{d,max}$ は逆に減少している。細粒土部分の乾燥単位体積重量 $\gamma_{d,c}$ についてみると、 δ が 20 % のときに最大値が生じており、 δ が 40 % 以上になると、細粒土部分の乾燥単位体積重量が急激に減少することが認められる。

以上の結果から、細粒土と礫とからなる礫混り土の締固め機構について考察を加えると、次のようになる。

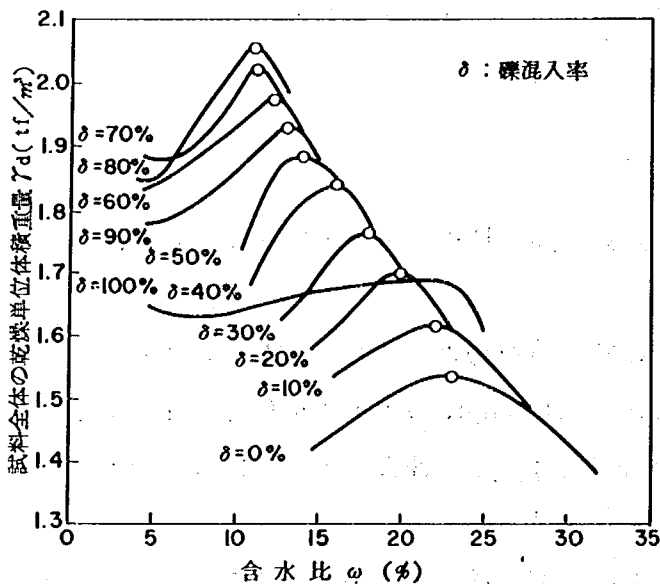


図- 3.2 礫混入率が異なる各試料の締固め曲線

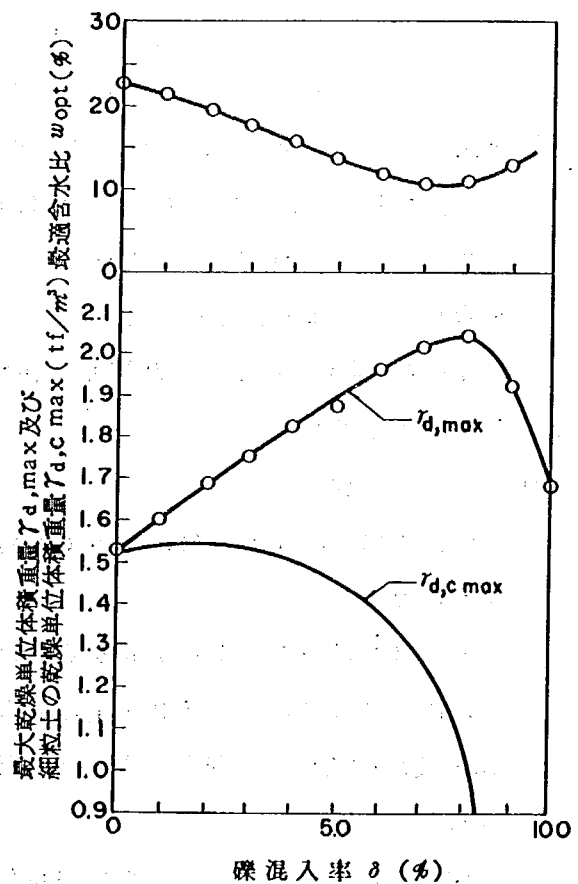


図- 3.3 礫混入率と最適含水比、最大乾燥単位体積重量及び細粒土部分の最大乾燥単位体積重量の関係

すなわち、礫混入率が 0 ~ 40 % までは、細粒土部分の乾燥単位体積重量が δ が 0 のときの乾燥単位体積重量よりも大きいことから、適度の礫が存在することにより締固めエネ

ルギーが細粒土に伝達されやすくなり、それによって細粒土部分がよく締まるものと考えられる。細粒土部分が最もよく締固まるのは、今回の実験では礫混入率が20%程度のときである。

礫混入率が40%以上になると礫と礫とで骨組を作り、礫相互の空隙を満たしている細粒土に十分な締固めエネルギーが伝わりにくくなるため、細粒土部分の締まりが悪くなる。従って、細粒土と礫とからなる礫混り土の場合には、礫の含有率が少な目の方が細粒土部分の締固めがよく行えることが知られる。

また、細粒土の単位体積重量を一定にして礫混り土の乾燥単位体積重量を推定するWalker²⁸⁾とHoltzの方法(1951年)が適用できるのは、今回の試験結果からすると、礫の混入率が40%以下の場合である。

(2) 透水試験

締固めた礫混り土の透水試験の結果を締固め度をパラメータにして整理し、礫混入率 δ と透水係数 k との関係を示したものが図-3.4である。図から、全体的に締固め度の高いものほど、土の透水係数が小さくなっていることが認められる。また、各締固め度についてみると、礫混入率 δ が30%付近で土の透水係数が最小値となり、30%を超えるあたりから透水係数が急激に増大する傾向を示している。

次に、礫の混入率 δ をパラメータにして締固め度と透水係数の関係をまとめたものを図-3.5に示す。図において、礫の混入率 δ の違いによって傾きは異なるが、締固め度と透水係数の対数はほぼ直線関係にあることが認められる。ここで、直線の傾きは締固めの効果を表わしており、傾きの大きいものほど、透水性に関して締固めによる効果が大きいといえる。

従って、図-3.5で直線の傾きが大きくなっている礫混入率が60~70%の場合が、締固めの効果が最も大きく、礫混入率が80%を超えると、止水性に対して締固めの効果はあまり期待できないようである。

礫混り土の透水性は試料全体の乾燥単位体積重量の他に、(1)の突固め試験で述べた礫と礫の間を充填している細粒土の乾燥単位体積重量がかなり影響すると考えられる。

そこで、細粒土に着目して細粒土部分の乾燥単位体積重量と透水係数の関係を示したものが、図-3.6である。図より、細粒土部分の乾燥単位体積重量 $\gamma_{d,e}$ と透水係数の対数 $\log k$ との関係は、礫の混入率や試料全体の締固め度などが違うにもかかわらず、一つの直線関係にあり、その関係を式で表わすと、次のようになる。

$$\log k = a + b \cdot \gamma_{d,e} \quad (3.4)$$

ここで、 a 及び b は定数であり、今回の試験ではそれぞれ3.1及び-6.8程度の値が得られた。

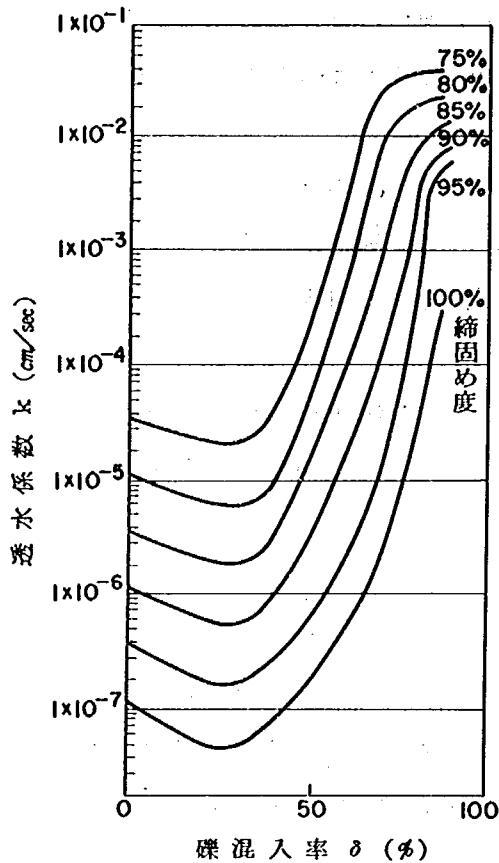


図- 3.4 礫混入率と透水係数の関係

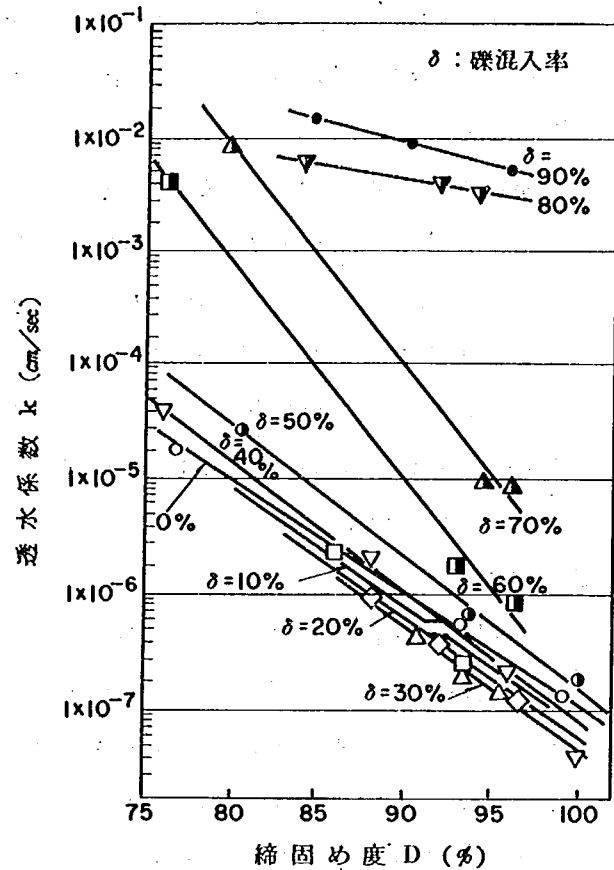


図- 3.5 締固め度と透水係数の関係

(3) 三軸圧縮試験

三軸圧縮試験の結果を整理し、各拘束圧ごとに締固め度と最大せん断応力 τ_{max} の関係を示したものが、図- 3.7 である。図- 3.7 は、礫混入率が 0 ~ 50 % の試料について示したもので、各試料とも拘束圧の大きいものほど最大せん断応力 τ_{max} も大きくなっている。

図- 3.7 において特筆すべき点は各拘束圧とも、ある締固め度を超えると最大せん断応力 τ_{max} が著しく増大する傾向が認められることである。しかも、拘束圧が大きい場合には締固め度がかなり大きくなしないと、せん断応力が増大しないのに対して、拘束圧が小さい場合には、締固め度がある程度以上になれば、せん断応力の増加を期待することができる。

図- 3.8 は、礫混入率が 0 ~ 100 % までの試験した全試料について、各拘束圧ごとの締固め度と最大せん断応力との関係を示したものである。図より、礫混入率が 50 % 以下のものと、50 % 以上のものとは最大せん断応力に著しい差が認められる。

すなわち、礫混入率が 50 % 以下の礫混り土では、礫の混入率に関係なくほぼ同一のせん断特性を有しているが、礫混入率が 50 % 以上になると、礫相互の接触が多くなり、礫

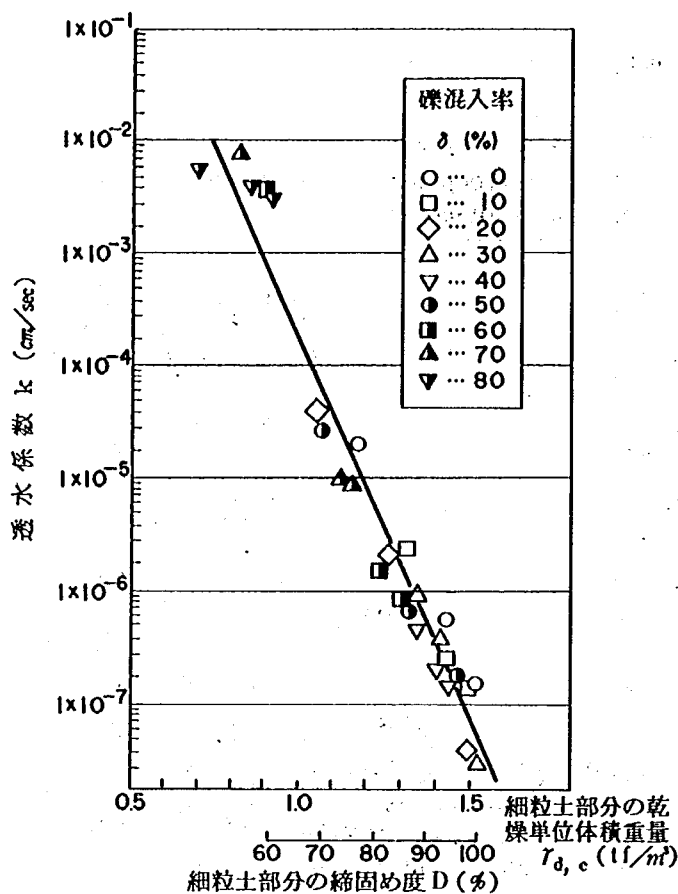


図-3.6 細粒土部分の乾燥単位体積重量と透水係数の関係

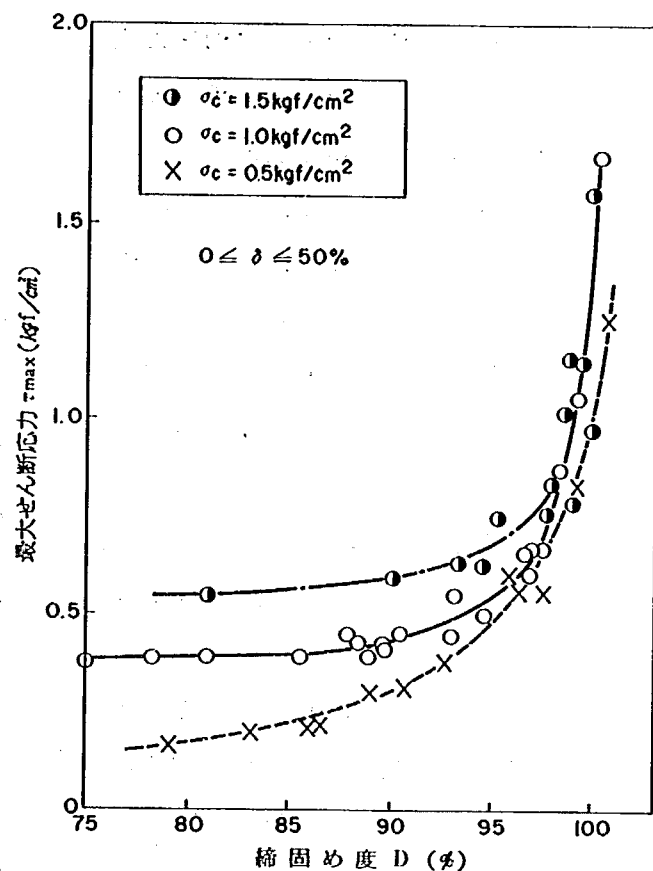


図-3.7 締固め度と最大せん断応力の関係 ($0 \leq \delta \leq 50\%$)

相互のかみ合いによる摩擦抵抗が発揮し始めるため、礫混入率が大きくなるほど、礫混り土の最大せん断応力が著しく増大する傾向が認められる。特に、礫混入率 δ が 80% を超えると、最大せん断応力が著しく大きくなる。

以上の結果ならびに突固め試験及び透水試験の結果などとも考え合わせて、礫混り土を礫の混入率の違いに応じて細粒土領域、礫と細粒土の中間に位置する中間領域及び礫領域に区分すると、次のようになる。

すなわち、礫混入率 δ が 50% 以下のものが細粒土領域、 δ が 50~80% のものが中間領域、80% 以上のものが礫領域とするのが妥当であると考えられる。

この区分は倉田ら¹³⁾(1961年)の区分に比べると中間領域がやや広く、川上ら⁷⁾(1970年)の区分に比べると、礫領域がやや狭まっている。

次に、礫混り土の強度定数 c_{eu} 、 ϕ_{eu} 及び c' 、 ϕ' について述べる。図-3.9はCU試験によって得られた c_{eu} 、 ϕ_{eu} と礫の混入率 δ の関係を締固め度をパラメータにして整理したものである。

礫混入率が 50% 付近を超えると粘着力 c_{eu} が急激に増大しており、しかも締固め度に

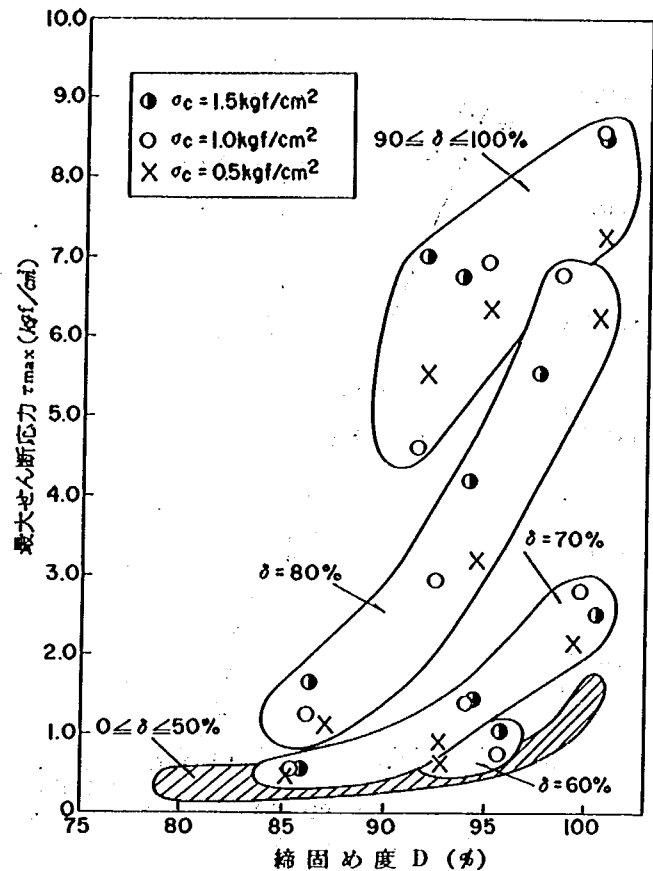
よる違いが粘着力 c_{cu} に顕著に現われている。一方、せん断抵抗角 ϕ_{cu} は礫混入率の増加に伴い、ほぼ直線的に増大する傾向が認められるが、締固め度にはあまり影響されないことがわかる。

同様に、CU 試験によって得られた c' 、 ϕ' と礫混入率 δ の関係を締固め度をパラメータにとって整理した図— 3.10 について述べると、締固め度によって c' 、 ϕ' に顕著な違いが認められる。

締固め度が 95 % 以上と高い場合には、礫混入率が 50 % 以上になると粘着力 c' が次第に低下し、せん断抵抗角 ϕ' は急激に増大する傾向を示している。一方、締固め度が 90 % 以下の場合には、粘着力 c' は礫の混入率に関係なくゼロ

近くなっており、せん断抵抗角 ϕ' は礫の混入率の増加に伴い増大する傾向を示している。

従って、締固め度の高い場合には、締固め度の低いものに比べて礫の混入の影響が顕著に c' 、 ϕ' にでてくるといえる。



図— 3.8 締固め度と最大せん断応力の関係
($0 \leq \delta \leq 100\%$)

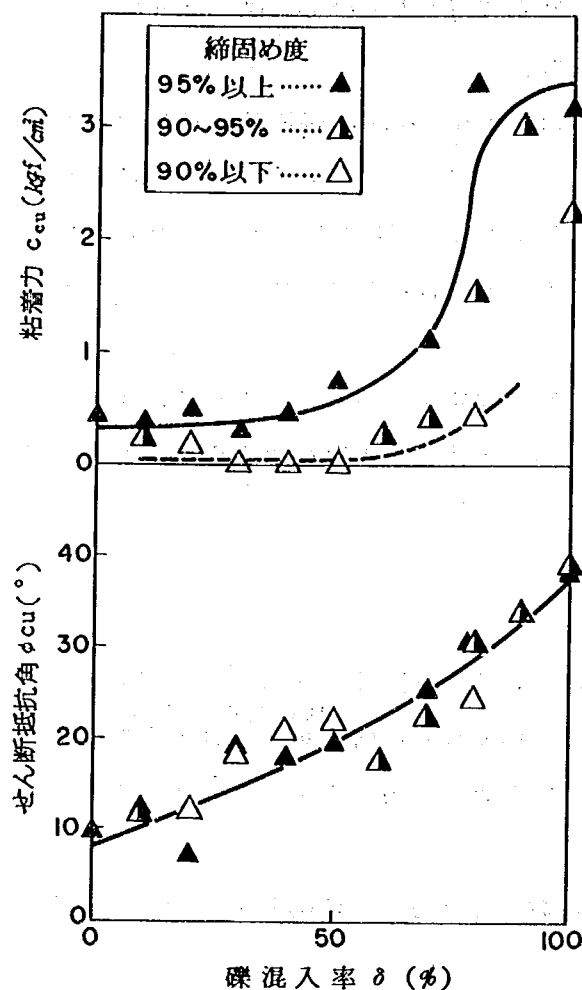


図-3.9 礫混入率と強度定数 c_{cu} , ϕ_{cu} の関係

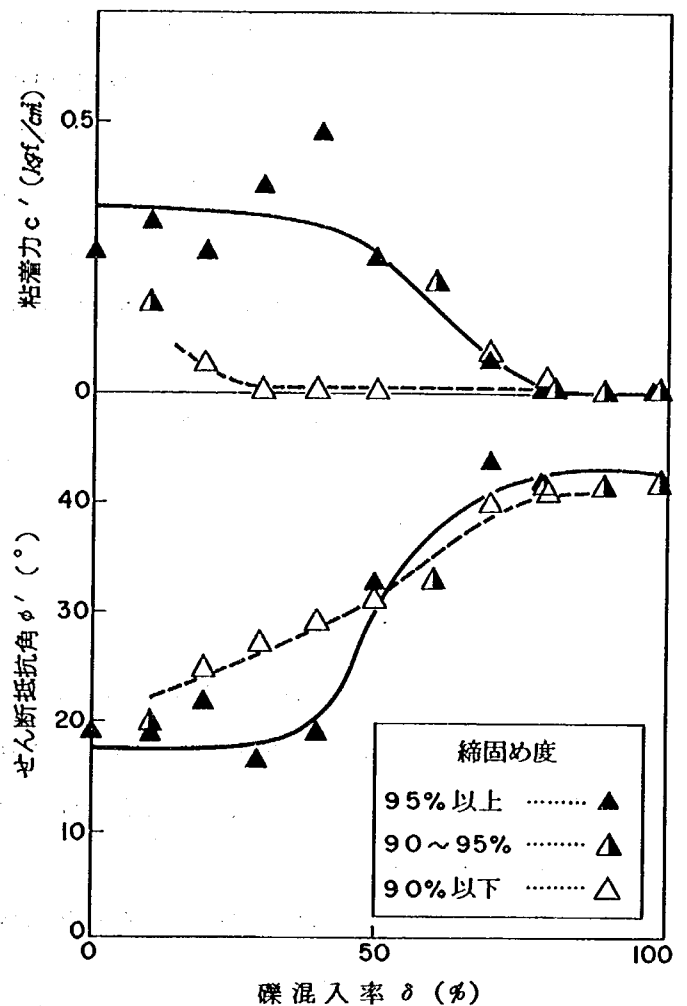


図-3.10 礫混入率と強度定数 c' , ϕ' の関係

[3] 締固め度の規定に関する考察

盛土構造物の現行の締固め規定をみると、フィルダムで95%，道路盛土で90%，河川堤防で85%が一つの目安となっている。

ところで、今回実施した礫混り土の試験結果からすると、土のせん断強さについては、図-3.7に示したようにフィルダムのような拘束圧の大きい場合には締固め度を95%以上にしないと、締固めによる最大せん断応力の増大があまり期待できない。これに対して、道路盛土や河川堤防などのように盛土高が低く比較的拘束圧の小さい盛土では、締固め度を85~90%以上にすれば最大せん断応力が増大するという結果が得られている。

従って、今回の試験結果からも現行の締固め度の規定が、妥当であると考えられる。また、図-3.8より礫混り土の強度に関しては、細粒土よりもむしろ粗粒土の混入率が大きく影響することが理解され、所要の止水性が確保できる範囲で、細粒土の含有率を制限しているフィルダムの設計方針の妥当性がうなずける。

次に、河川堤防などの盛土構造物においては止水性が問題となるので、図-3.5に示した締固め度と透水係数の関係を用いて考察を加えてみる。

まず、止水性の目安を透水係数 $k < 1 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$ と考えれば、締固め度の規定が85%の河川堤防の場合には、図-3.5の結果を用いると、礫混入率が50%程度以上になると所要の止水性を確保できない場合がでてくる。これに対して、締固め度の規定が95%のフィルダムでは止水性を満足する材料の幅が広がり、礫をかなり含んだ材料まで使用することが可能になる。

以上の結果から、河川堤防のような盛土では締固めの規定を高めるか、もしくは粗粒分の多い材料についてある程度使用の制限を加えることが、堤体の止水性を向上させるうえで望ましいと考えられる。

3.3 不飽和土の強度特性

一般に道路盛土、河川堤防などの盛土構造物において、その安定性が問題となる領域の大部分は不飽和の土である。不飽和土についてはこれまでにいくつかの研究がなされてきているが、^{1), 2), 3), 6), 8), 22), 25)}不飽和の土は土粒子、水、空気の三者から成りたっているため、力が作用したときの不飽和土の挙動は非常に複雑である。

従って、不飽和土の強度試験の方法ならびに強度定数のとり方などに関して、今後解明すべき点も多く残されている。

そこで、本節では雨水などの浸透水による含水比の増大に伴うサクシジョンの低下と不飽和土の強度低下に着目し、従来の試験機に供試体内のサクシジョンをコントロールする装置をとりつけ、³¹⁾不飽和土のサクシジョンと含水比ならびに一軸圧縮強さとの関係について検討を加えたので、³²⁾その結果について説明する。さらに、この試験機を改良した不飽和土三軸圧縮試験機を用いて、試験中に供試体内に発生する間隙水圧及び間隙空気圧を別々に測定し、飽和度と土の強度定数の関係についても考察したので、それについて説明を加える。

[1] 不飽和土の一軸圧縮強さとサクシジョンの関係

不飽和土の一軸圧縮強さに及ぼすサクシジョンの影響について検討した結果を次に述べる。

(1) 実験装置と方法

図-3.11に実験装置の概略を示す。実験装置は三軸圧縮試験機に土壌のサクシジョンを測定するために使われているpF測定装置を取り付けたもので、これによって圧縮する前に供試体内のサクシジョンを任意のサクシジョンに設定することができる。従って、雨水などの浸透水による土中のサクシジョンの低下と強度の関係を再現させたかたちで、実験できる利点がある。

実験には一度乾燥させた関東ロームを2mmのふるいでふるい分けをし、再調整したも

のを使用した。 pF と含水比の関係を求めるために、径50 mm、高さ50 mmの試料円筒管に関東ロームを突固め回数を変えて締固め、間隙比の違いによる pF 測定試験を実施した。また、土木研究所構内に築造した関東ロームの盛土より試料を採取し、同様の試験を行った。

次に、 pF と強度の関係を求めるために、径50 mm、高さ126 mmのモールドを使って、同一含水比、同一突固め回数で関東ロームを締固め、試験に必要な個数の供試体を作製した。供試体は図-3.11の実験装置にセットし、負圧を作用させて試料中のサクションが一定になるまで放置した。そして、試料中のサクションが作用負圧と平衡状態になった時点で、一軸圧縮試験を実施した。

載荷中、供試体内のサクションが変わり、フィルターを通して水の流出または流入が生ずるという現象は認められなかったので、供試体内のサクションは載荷中にも変わらないとして実験結果をまとめた。

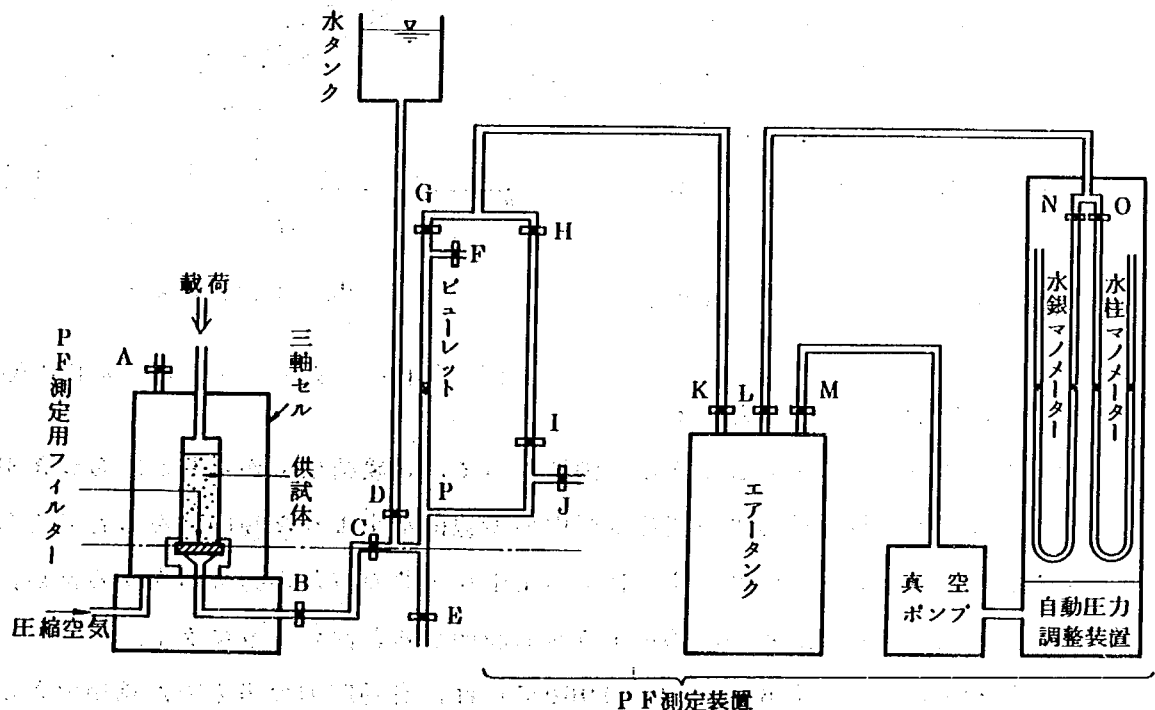


図-3.11 実験装置の概略

(2) 実験結果

(i) サクションと含水比の関係

図-3.12にサクションの負圧を水柱の高さに換算し、その対数をとった pF と含水比の関係を示す。

図-3.12の(a)は突固め試料について、(b)は盛土採取試料についてまとめたものである。

図から、間隙比の小さいものほど、サクシオン (pF) が 0 における含水比は小さくなっている。

また、サクシオンが大きくなると、土中水が脱水されて含水比が低下してくる。この低下が急激に変化する点は、間隙比が大きいものほど、サクシオンの小さいところで起こる傾向にある。含水比が著しく変化するのは pF が 1.0 ~ 2.0 の範囲のときで、間隙比の大きいものほど、含水比の低下量も大きい。

従って、土中のサクシオンは土質や粒度に関係するだけでなく、土の状態、すなわち単位体積重量によってかなり変化することが認められる。

(iii) サクシオンと一軸圧縮強さの関係

図-3.13 はサクシオンと一軸圧縮強さの関係を示したものである。図において、試験結果にかなりのばらつきがあるが、サクシオンと一軸圧縮強さの関係は図中の実線に示すような傾向があると考えられる。すなわち、サクシオンが増大するに従って土粒子間の有効応力も増大するため、一軸圧縮強さも大きくなる。この関係をもう少し説明すると次のようになる。

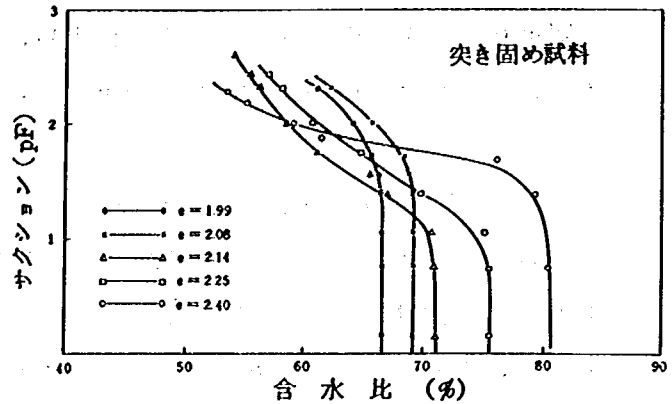
不飽和土においても Bishop ら (1960年)²⁾ は、有効応力の考え方が適用できるとして、次式を与えている。

$$u = u_a - \chi(u_a - u_w), \sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad \dots\dots\dots (3.5)$$

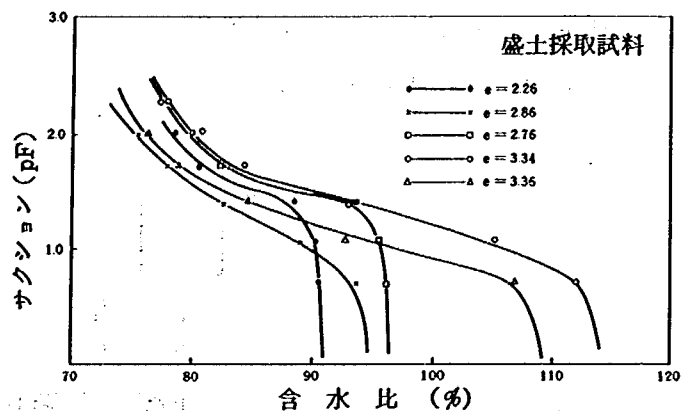
ここで、 u : 間隙圧, u_a : 間隙空気圧, u_w : 間隙水圧, σ' : 有効垂直応力, σ : 垂直応力, χ : 飽和度によって決まるパラメーターである。

(3.5) 式を変形し、一軸圧縮試験では u_a は大気と接しているため $u_a = 0$ とすると、

$$\sigma_1 = \sigma'_1 - \chi u_w \quad \dots\dots\dots (3.6)$$



(a) 突き固め試料



(b) 盛土採取試料

図-3.12 サクシオンと含水比の関係

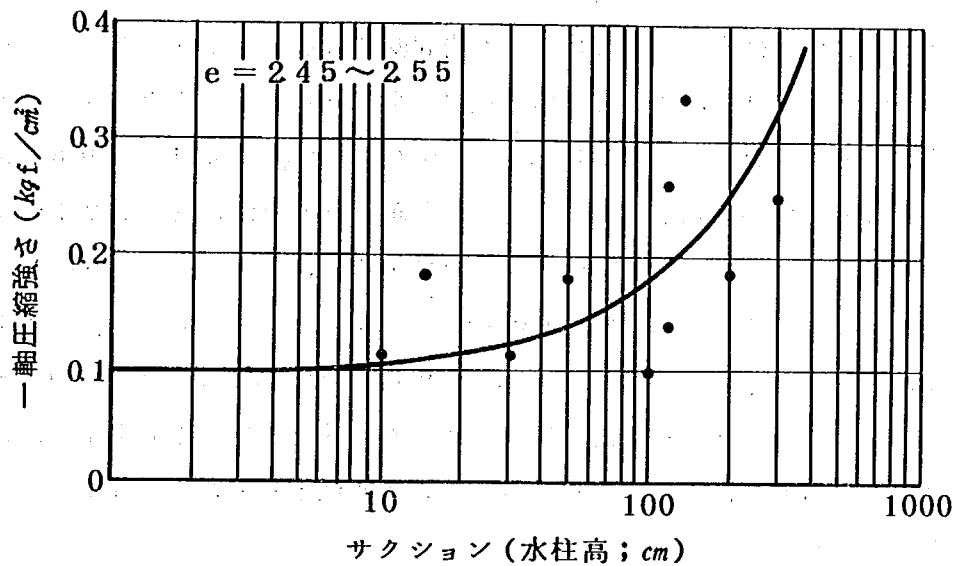


図- 3.13 サクショと一軸圧縮強さの関係

となる。ここで σ_1 はサクショ
ンが0, すなわち毛管作用が働
かないときの試料中の垂直応力
とする。

(3.6) 式を使って, 図- 3.
13 の実線の関係を求めると,
(3.7) 式のようになる。

$$q_u = q'_u + 0.8 u_w \quad (3.7)$$

ここで q_u : あるサクショ
ンにおける不飽和土の一軸圧
縮強さ (kgf/cm^2)

q'_u : サクションが0
における土の一軸圧縮強さ
(kgf/cm^2)

u_w : 不飽和土の間隙
水圧, すなわちサクショ
(kgf/cm^2)

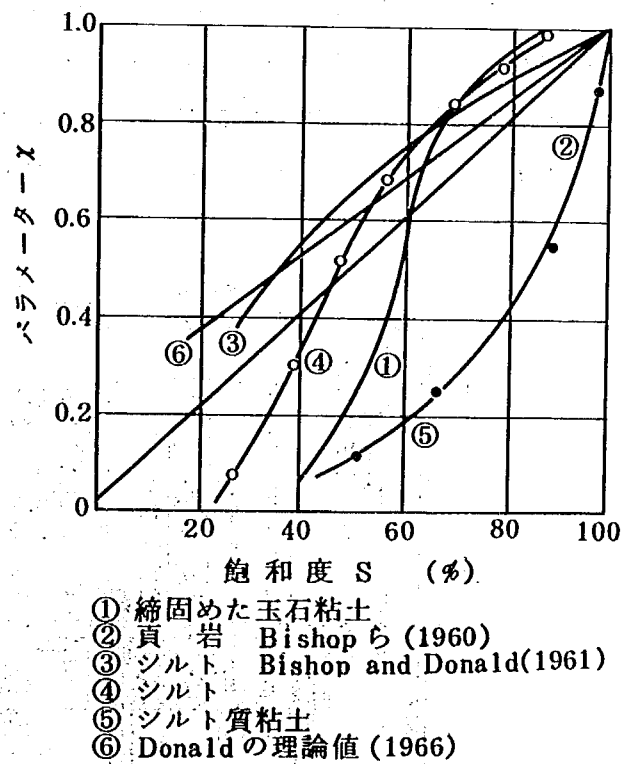


図- 3.14 飽和度とパラメーター λ の関係
(Jennings ら, 1962年)⁵⁾

実験は直径 5 cm, 高さ 10 cm の供試体をセラミックフィルターの上に置き, 間隙空気圧用の上蓋を供試体上部に載せてからゴムスリーブをかぶせ, 側圧を加える。不飽和土の強度は含水比の違いによって大きく変化するため, 試験条件を一定にする目的で, 軸圧を加える前に自動圧力調整器でもって供試体内のサクションを一定の値にする。まず, 設定したサクションの値から基準マノメータの端子の位置を決定し, 真空ポンプを作動させて間隙水圧測定回路に一定の負圧を加える。この状態で, セラミックフィルター下部のコックを開くと, 供試体内のサクションと回路における負圧の差によってセラミックフィルターを通して, 供試体内に間隙水が流出, または流入する。そして, 供試体内のサクションが設定した負圧と等しくなり, 平衡状態に達すると, 水の流出入がなくなる。この時点で, 流出入した間隙水の量を測定し, 実験前の供試体の含水比とサクションの関係を求める。

以上の操作が完了したならば, 飽和土の場合と同様に軸圧を加えた圧縮試験を行い, そのときの軸圧, 軸ひずみ, 間隙水圧及び間隙空気圧を測定し, (3.5) 式から有効応力を求めて不飽和土の強度定数を決定する。

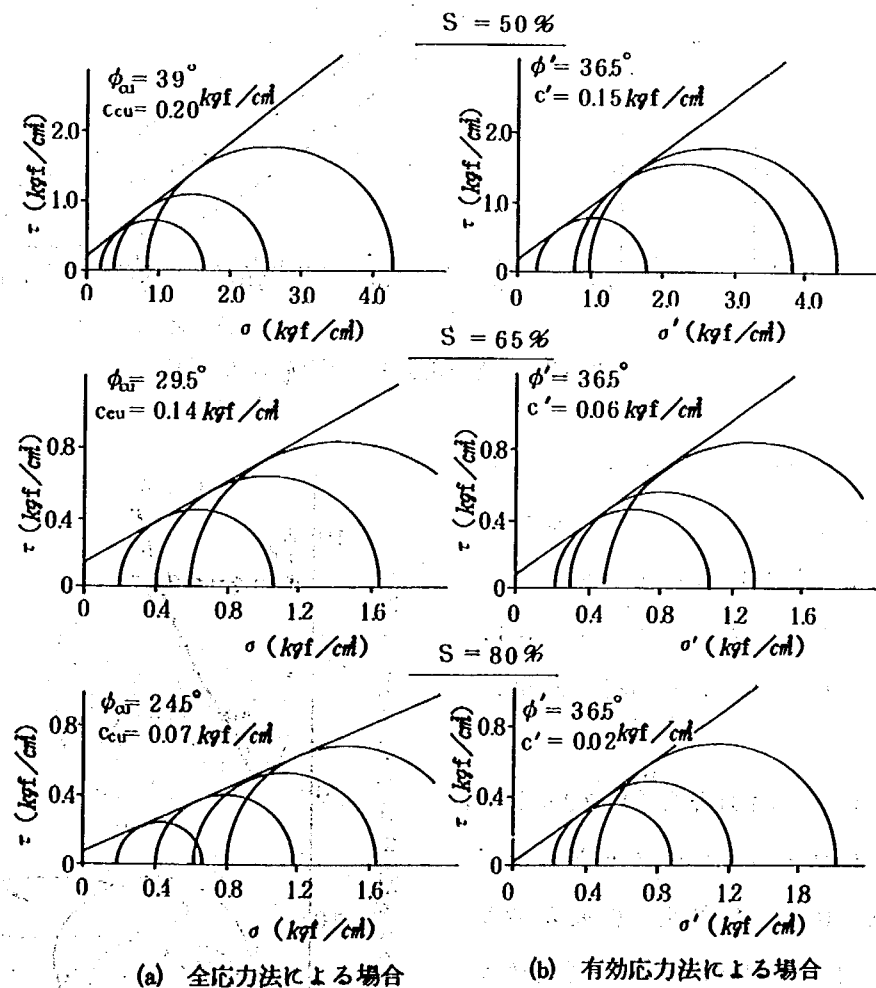


図-3.16 不飽和土の三軸圧縮試験結果

(ii) 実験結果と考察

不飽和土の三軸圧縮試験の結果を図-3.16に示す。まず、全応力法で整理したものについてみると、飽和度 S が50%のとき粘着力 $c_{cu} = 0.20 \text{ kgf/cm}^2$ 、せん断抵抗角 $\phi_{cu} = 39^\circ$ 、飽和度 S が65%のとき $c_{cu} = 0.14 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $\phi_{cu} = 29.5^\circ$ 、飽和度 $S = 85\%$ において $c_{cu} = 0.07 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $\phi_{cu} = 24.5^\circ$ と、飽和度が上昇するに従い、 c_{cu} 、 ϕ_{cu} ともに低下している。

一方、有効応力で整理したものについてみると、せん断抵抗角 ϕ' は 36.5° と飽和度が変化してもほぼ一定の値を示している。粘着力 c' は飽和度が上昇するに従い、 $c' = 0.15$ 、 0.06 、 0.02 kgf/cm^2 と次第に低下している。

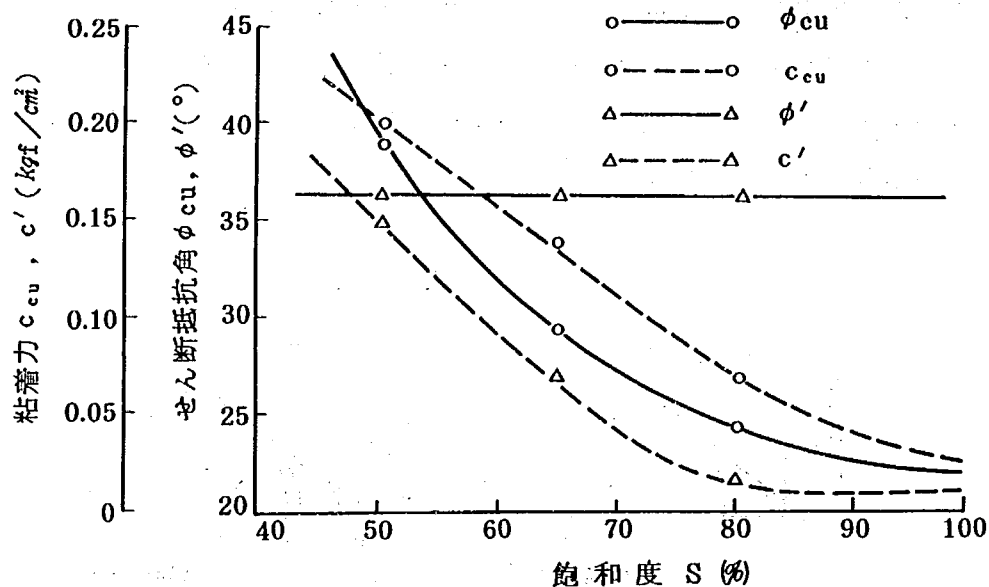


図-3.17 飽和度と強度定数の関係

以上の結果を整理したものが、図-3.17である。試験方法は異なるが、内田ら²²⁾(1967年)に行ったマサ土の三軸圧縮試験の結果においても図-3.17に示すような傾向のものが得られている。

次に、高速道路調査会¹¹⁾(1973年)が、各地の関東ロームについてまとめた三軸圧縮試験による飽和土の強度定数の関係を、図-3.18に示す。測定値にばらつきがあるので、概略の値が範囲で示されている。⁴⁾

飽和土と不飽和土の強度定数の関係

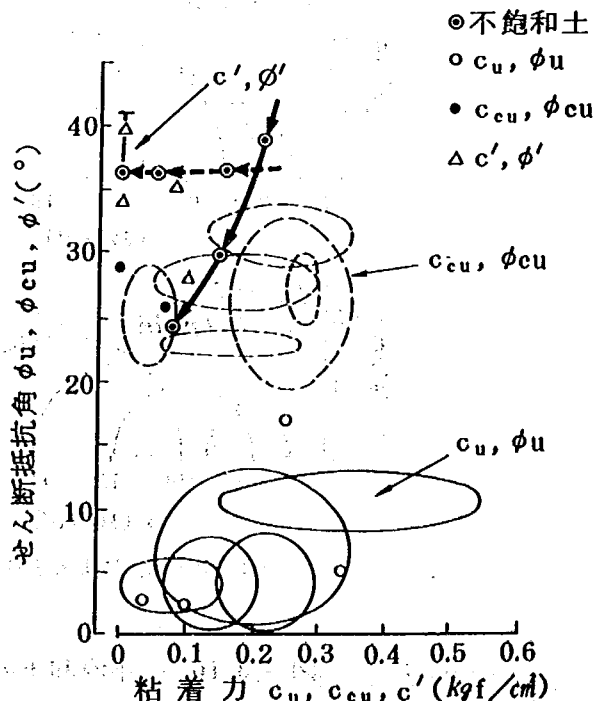


図-3.18 関東ロームの強度定数

をみるために、今回の不飽和土の三軸圧縮試験で得られた強度定数を太線で図中に記入した。太線の矢印の方向は飽和度の高いものを示している。

図において、飽和度の上昇にもとづく不飽和土の強度低下は、 c_{cu} 、 ϕ_{cu} の場合には、 c_{cu} 、 ϕ_{cu} がともに小さくなるので、左下りになる。

一方、 c' 、 ϕ' の場合には ϕ' が一定で c' が小さくなるので、図において右から左に水平移動する形で、強度は低下する。

3.4 結 語

本章で検討した盛土材料の工学的性質に関してまとめると、次のようになる。

まず、締固め度が盛土材料の工学的性質に及ぼす影響に関する検討では下記に示すような点が明らかとなった。

- (1) 細粒土と礫とからなる礫混り土をその工学的性質にもとづいて大別すると、細粒土領域、中間領域、礫領域とに分けることができる。

細粒分が50%以上のものを細粒土領域とみなすことができ、この領域では礫の混入の影響が少なく、細粒土の工学的性質がそのまま保持されている。

中間領域は礫が相互にかみ合いをもち始める領域で、細粒分の含有率が20~50%程度のものを指す。

礫領域は細粒分が20%以下のものをいい、この領域では工学的性質からみて礫に近いとみなすことができる。

- (2) 礫混り土のなかの細粒分が最もよく締固まるのは今回の実験結果によると、礫混入率が20%程度のときである。
- (3) 礫混り土の透水係数は試料全体の単位体積重量が大きくても、細粒土部分が十分締まっていない場合には大きい値を示す。

従って、礫混り土の透水係数は細粒土の締め具合に着目して考えるのがよく、細粒土の乾燥単位体積重量 $\gamma_{d,c}$ と透水係数の対数 $\log k$ との間には、次式のような直線関係が認められる。

$$\log k = a + b \cdot \gamma_{d,c}$$

- (4) 礫混り土の強度定数 c_{cu} 、 ϕ_{cu} ならびに c' 、 ϕ' は図-3.9及び図-3.10に示したように礫の混入率や締固め度によって著しく異なった値を示す。特に、粘着力 c_{cu} 及び c' は、 ϕ_{cu} 及び ϕ' に比べて締固め度の影響を受けやすい。
- (5) 礫混り土の最大せん断応力 τ_{max} は図-3.7に示したように拘束圧の大きい場合には締固め度を95%程度以上にしないと締固めによるせん断応力の増大は期待できない。これに対して拘束圧が小さい場合には、締固め度を85~90%以上にすると最大せん断応力は増大す

る。

- (6) (5)の結果をもとに盛土構造物の締固めの規定を考えると、現行の規定は妥当であると思われる。なお、河川堤防では締固め度を85%以上としているので、材料によっては十分な止水性を確保できない場合も考えられるので、粗粒分の多い材料については使用の制限あるいは締固め度を高めることが必要である。

次に、不飽和土の強度特性と飽和度の関係について検討した結果を述べる。

- (7) 不飽和土のサクシオンは土質や粒度の他に、土の状態、すなわち単位体積重量によってかなり変化する。
- (8) 地下水の上昇や降雨の浸透などによる不飽和領域の土の強度低下は、(3.6)式または(3.7)式を用いて、概算によりある程度推定することは可能である。
- (9) 不飽和土の三軸圧縮試験の結果から、不飽和土の強度定数のうち有効応力にもとづく ϕ' は飽和度に無関係にほぼ一定であり、飽和度の上昇に伴う不飽和土の強度低下は主として粘着力 c' の減少によるものであるとみなすことができる。

第4章 盛土内への雨水の浸透

4.1 序 説

盛土構造物は、一般に降雨などの影響を受けると、その安定性が著しく低下する。このことは、平常の乾いた状態では安定性の高い盛土構造物が豪雨のたびにのり面崩壊を起こし、多大の被害を受けていることから明らかである。

降雨によって盛土が不安定になる主な要因として、雨水の盛土内への浸透に伴う土塊重量の増加、土のせん断強さの低下ならびに盛土内の間隙水圧の上昇などがあげられる。これらの要因が盛土の安定性に及ぼす影響を調べるためには、まず雨水の盛土内への浸透現象が解明されなければならないと思われるので、本章において雨水の浸透現象を詳しく取り扱うことにする。

雨水の浸透については、最初に毛管水頭と飽和度を考慮した一次元の不飽和浸透流に関する理論的な考察を加え、さらに盛土内の二次元の不飽和浸透流を求めるために導いた階差式を示す。

次に、模型実験によって雨水の浸透現象を解明する場合の相似率について検討を加え、その問題点を指摘したのち、実際の盛土内への浸透現象を把握する目的で実施した実物大の盛土における降雨実験の結果を示す。

雨水の浸透速度に関係する土の毛管水頭ならびに不飽和土の透水係数は、土質及び土の状態によって異なった値を示すが、これについては土質試験の結果を用いて飽和度との関係から考察を加えてみる。

最後に、雨水浸透に関する数値計算法を実際の浸透現象に適用する場合の妥当性について検討する。これについては主として、土質試験で得られた不飽和土の透水係数、毛管水頭などを使って数値計算により盛土内の不飽和浸透流を解き、その解析結果と実物大盛土の降雨実験との比較を行って、両者の適合性について検討する。さらに、土質や初期飽和度が異なる場合の雨水による盛土内の不飽和浸透流についても考察を加える。

4.2 不飽和浸透流の一次元的な流れ

盛土内に生ずる浸透流は、一般に二次元流と考えられるが、その前に一次元的な流れについて考えてみる。

図-4.1に示すように、不飽和土を詰めた断面積 A の細い管が水平方向と角 α をなして

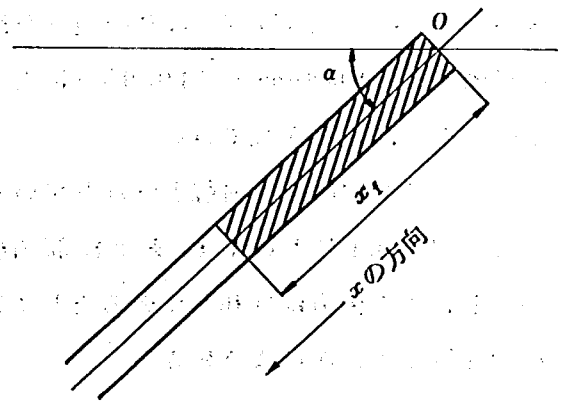


図-4.1 不飽和土中の水の浸透

いるとき土を均質と考えれば、その管内の水の動きは Darcy の法則によって

$$q = k \kappa A \left(\sin \alpha - \frac{\partial h_c}{\partial x} \right) \\ = K A \left(\sin \alpha - \frac{\partial h_c}{\partial x} \right) \dots\dots\dots (4.1)$$

となる。ここで、 k は飽和した土の透水係数、 κ は不飽和土の透水係数の飽和土の透水係数に対する割合で、比透水係数と呼ばれているものである。 h_c は毛管水頭で、 K は飽和土の透水係数に比透水係数を乗じた不飽和土の透水係数である。

比透水係数は実験により求まる係数であるが、Irmay⁷⁾ (1956年) は次に示すような式で表わせるとした。なお、(4.2) 式は、土の間隙内の気泡が浸透水に対して、土粒子と全く同じ影響をもつとして導き出したものである。

$$\kappa = \frac{(S - S_0)^3}{(1 - S_0)^3} \dots\dots\dots (4.2)$$

(4.2) 式の中の S は飽和度で、 S_0 は間隙中の動かない水の飽和度である。

ところで、土中の不飽和浸透流の連続の方程式は、次式で与えられる。

$$\frac{\partial q}{\partial x} = -n A \frac{\partial S}{\partial t} \dots\dots\dots (4.3)$$

ここで、 n は土の間隙率である。(4.1) 式と (4.3) 式とから

$$\frac{\partial}{\partial x} \left\{ K \left(\sin \alpha - \frac{\partial h_c}{\partial x} \right) \right\} = -n \frac{\partial S}{\partial t} \dots\dots\dots (4.4)$$

となる。(4.4) 式が、この場合の基本方程式である。

(4.4) 式を解析的に解くことは不可能であるが、初期飽和度 S_1 の土中へ水がしみ込んでいく場合を Buckley²⁾ ら (1942年) が近似的に解いた結果によると、土中の飽和度は連続的な分布にならず、図-4.2 に示すようにある点 x_c で S' から S_1 へと不連続になり、この境界が次第に移動する。Sheldon¹²⁾ ら (1959年) によってもそのことは証明されている。

この不連続な線は浸潤前線と呼ばれているもので、図-4.1 において x_f まで浸潤前線が到達し、その後方は飽和しているとして連続の式を解くと、次のようになる。

$$\phi = - \frac{x_f \cdot \sin \alpha + h_c}{x_f} x \dots\dots\dots (4.5)$$

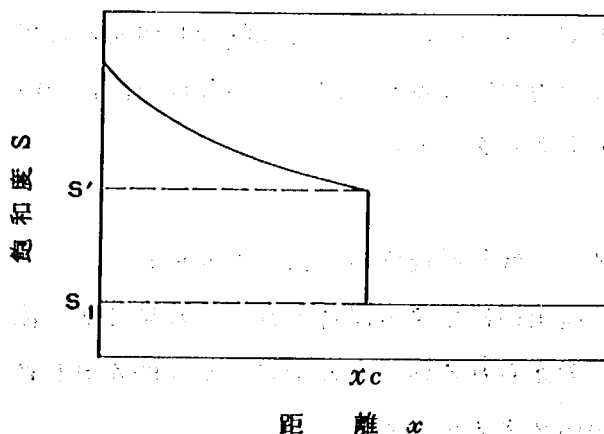


図-4.2 飽和度の分布

ここで、 ϕ はポテンシャルである。従って、浸潤前線の移動速度は

$$\frac{d\alpha_f}{dt} = \frac{v}{n} = \frac{k}{n} \frac{\alpha_f \cdot \sin \alpha + hc}{\alpha_f} \dots\dots\dots (4.6)$$

となる。(4.6) 式を積分すると、次式が成り立つ。

$$\left. \begin{aligned} \alpha \neq 0 \text{ のとき } t &= \frac{n}{k} \frac{1}{\sin \alpha} \left\{ \alpha_f + \frac{hc}{\sin \alpha} \ln \left| \frac{hc}{\alpha_f \cdot \sin \alpha + hc} \right| \right\} \\ \alpha = 0 \text{ のとき } t &= \frac{n}{2k hc} \alpha_f^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.7)$$

(4.7) 式から、一次元流における浸潤前線の到達距離 α_f と時間 t の関係が求まる。

4.3 不飽和浸透流の二次元的な流れと数値計算法

一次元流の場合は浸潤前線が流れに垂直な平面であるので、簡単に解くことができた。しかし、二次元流の場合は浸潤前線が曲線になり、しかも時間の経過とともに移動していくので理論解を求めるのは困難である。そこで、(4.4) 式を拡張した方程式を数値解法によって解くことにする。

土が等方等質であるとする、周知のとおり土中の不飽和浸透流の方程式は次のように表わされる。

$$\begin{aligned} n \frac{\partial S}{\partial t} &= \nabla [K \{ \Delta y + \nabla (-hc) \}] \\ &= \frac{\partial K}{\partial y} + \nabla [K \nabla (-hc)] \dots\dots\dots (4.8) \end{aligned}$$

雨水の浸透についての基本方程式を上式で示したので、それを数値計算によって解く方法を次に示す。数値計算は(4.8) 式を直接下記に示すような階差式¹⁶⁾に変えて計算を行う。

$$\begin{aligned} S(x, y, t + \Delta t) &= S(x, y, t) + \frac{\Delta t}{(2\Delta x)^2 n} [\{ -hc(x + 2\Delta x, y, t) \\ &\quad + hc(x, y, t) \} K(x + \Delta x, y, t) - \{ -hc(x, y, t) \\ &\quad + hc(x - 2\Delta x, y, t) \} K(x - \Delta x, y, t)] \\ &\quad + \frac{\Delta t}{(2\Delta y)^2 n} [\{ 2\Delta y - hc(x, y + 2\Delta y, t) + hc(x, y, t) \} K(x, y + \Delta y, t) \\ &\quad - \{ 2\Delta y - hc(x, y, t) + hc(x, y - 2\Delta y, t) \} K(x, y - \Delta y, t)] \dots\dots (4.9) \end{aligned}$$

階差式を用いて計算する場合には、誤差について検討しなければならないが、その検討方法についてはここでは省略する。

雨水の浸透状況を計算するときの条件として、盛土表面は完全に飽和しており、盛土内の不

透水層において垂直な方向の流れはないとする。また、盛土内部の土は等方等質で、初期飽和度は一様であるとする。

(4.10) 式を使って数値計算を行う際に、土の定数として透水係数 k 、間隙比 n 、毛管水頭 h_c と飽和度 S との関係を求めておかなければならない。これらの土質定数については 4.5 で述べることにし、計算に必要な土質定数が得られたものとして、次に示すような計算を進める。

すなわち、土質定数を (4.10) 式に代入し、さらに誤差が伝播しないような $\Delta x, \Delta y, \Delta t$ を決める。 $\Delta x, \Delta y, \Delta t$ が決まれば、点 (x, y) の Δt 時間後の飽和度 $(x, y, t + \Delta t)$ の値は (4.10) 式から図-4.3 に示すような $(x, y), (x + 2\Delta x, y), (x + \Delta x, y), (x - \Delta x, y), (x - 2\Delta x, y), (x, y + 2\Delta y), (x, y + \Delta y), (x, y - \Delta y), (x, y - 2\Delta y)$ の 9 点の飽和度から計算できる。

境界条件として盛土表面の飽和度は 100 % とし、斜面の形状が対称形の場合には中央で 2 分し、その中心線及び不透水面では、それらの面に垂直方向の成分をもつ流れはないとする。従って、 y 軸方向の流れがないとすると、次式が成り立つ。

$$\frac{\partial h_c}{\partial y} = 1 \quad \dots\dots\dots (4.10)$$

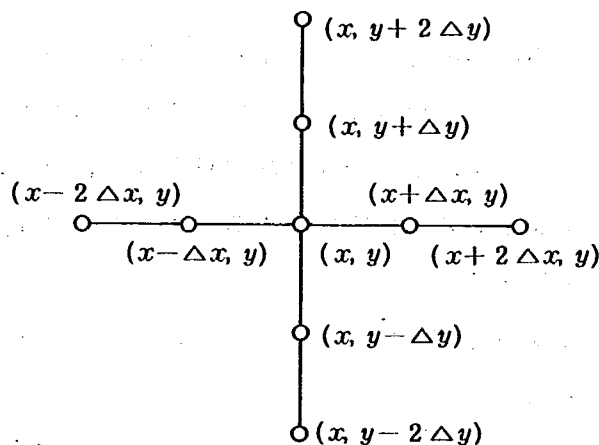


図-4.3 格子点の記号

$$\frac{\partial h_c}{\partial y} = \frac{h_c(y + \Delta y) - h_c(y - \Delta y)}{2\Delta y} - \frac{1}{6}(\Delta y)^2 \frac{\partial^3 h_c}{\partial y^3}$$

で Δy の 2 次以上の高次の項を微少と考慮して無視すると

$$h_c(y + \Delta y) - h_c(y - \Delta y) = 2\Delta y \quad \dots\dots\dots (4.11)$$

となる。さらに、上式において Δy を微少と考慮して無視し、飽和度 S は毛管水頭 h_c の関数であるため、(4.11) 式は次のようになる。

$$S(y + \Delta y) = S(y - \Delta y) \quad \dots\dots\dots (4.12)$$

境界面上の値 $S(x, y, t + \Delta t)$ を計算するためには、同様にして

$$S(y + 2\Delta y) = S(y - 2\Delta y) \quad \dots\dots\dots (4.13)$$

となる。不透水面が x 軸に直角な場合にも同様にして、次式が成り立つ。

$$\begin{aligned} S(x + \Delta x) &= S(x - \Delta x) \\ S(x + 2\Delta x) &= S(x - 2\Delta x) \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (4.14)$$

上記に示した数値計算の方法により、雨水が盛土表面からどのように浸透していくかを知る

ことができる。なお、一般に盛土内に浸透した水は下向きに流れ、不透水層に達すると、そこに溜り、地下水を形成して自由水面をもつ水の流れとしてのり先に流出するが、ここで示した計算はそこまで取り扱っていない。それについては第6章で詳しく述べることにする。

従って、本章で示す数値計算法は、降雨が始ってから比較的初期の盛土内への雨水の浸透現象の解明に適用できるといえる。

4.4 実物大盛土による雨水浸透実験

実験に先立ち、模型実験における相似率の関係から実物大盛土による雨水浸透実験の意義について説明を加え、続いて雨水の盛土内への浸透現象を把握するために実施した実物大盛土の浸透実験の結果を示す。^{15), 16)}

〔1〕 実物大盛土による浸透実験の意義

雨水の浸透のような不飽和浸透の問題を模型実験によって調べるときには、模型の相似率について考えておく必要がある。

不飽和浸透流について Leverett⁸⁾ (1941年) の J 関数が成り立つとして、模型と実物との相似則を求めると、次式のようにになる。

$$\frac{k_m}{q_m} = \frac{k_p}{q_p} \quad \dots\dots\dots (4.15)$$

$$\frac{1}{L_m} \cdot \sqrt{\frac{n_m}{k_m}} = \frac{1}{L_p} \cdot \sqrt{\frac{n_p}{k_p}} \quad \dots\dots\dots (4.16)$$

$$t_m = \frac{n_m \cdot L_m \cdot q_p}{n_p \cdot L_p \cdot q_m} t_p \quad \dots\dots\dots (4.17)$$

ここで、Lは盛土幅、盛土高などの盛土の形状を示す基準長である。また、サフィクス m は模型を、サフィクス p は実物をそれぞれ表わしている。

模型と実物の浸透流が相似であるためには、模型を実物と断面形状、密度分布を幾何学的に相似にして、(4.15)式及び(4.16)式が成り立つような k_m , n_m を持つ材料を用いて模型を作り、実物の q_p に対応した浸透流量 q_m を模型に与えることが必要となる。そこで、具体的に(4.15)式、(4.16)式を使って相似縮尺を計算すると、次のようになる。

すなわち、土の間隙は土によってそれほど変わらないので、いま模型を $\frac{1}{10}$ の縮尺で作るとすると、透水係数及び浸透流量がともに100倍になる。さらに、模型の時間は、(4.17)式より実際の時間に比べて1,000倍の速さで進むことになる。実際の土の透水係数が 1×10^{-4} cm/sec とすると、模型の材料には 1×10^{-2} cm/sec の透水係数の土を選べばよいことになるが、浸透流量 q_m については実際の降雨量との関係から調整することが困難な場合もでてくる。さらに、時間縮尺が大きすぎるため、実験中の含水比の測定時間などを考慮すると、一

般にこの縮尺を採用することが難しくなる。現在、模型実験内の土を乱さずに含水比を迅速に測定する方法としてアイソトープを利用する方法があるが、この方法を採用しても1点の測定に最低1分半を要し、20点の測定を行うと、30分が必要となる。これを実物の現象に直すと、20.8日に対応することになり、全く相似が合わなくなる。

また、人工的に材料を調整して築造する盛土であっても、盛土内には通常の場合、不規則性、不均質性が存在し、これが水の浸透に影響を及ぼすことも考えられる。

従って、雨水の浸透問題のような場合には、小型の模型によってそれを再現するのは相似率のうえから無理であり、また満足できる結果を得ることもできないので、できれば実物に近い現寸大の模型で実験することが望ましいといえる。

〔2〕 雨水浸透に関する実物大の模型実験

(1) 実験装置と方法

実験は土木研究所構内にある盛土実験槽を用いて実施した。

実験槽は、アスファルト・ライニングが施された深さ2mのピットで、上屋がついている。その上屋を支える鉄骨には降雨装置が取り付けられている。実験槽の広さは36m×36mであるが、降雨装置はそのうちの20m×20mの範囲にわたって人工降雨を降らせることができるようになっている。降雨装置は銅パイプに多数の噴霧ノズルを付けたもので、ポンプで水を圧送し、これを霧状にして降らせるようになっている。この実験では盛土内へ浸透した水のみを検討の対象としているため、地表面が水滴により侵食されないように水滴を細かくした。

実験槽内に築造した盛土は高さ4m、天端幅2m、のり勾配1割5分の台形断面である。材料は一度乾燥させ含水比を再調整した関東ロームである。盛土の施工方法は人力によってまき出し、約30cmの層厚ごとに手動の1tfローラより締固めた。各層ごとに締固めた土の含水比、湿潤単位体積重量を測定したが、平均値として含水比80.1%、湿潤単位体積重量 1.16 tf/m^3 、乾燥単位体積重量 0.64 tf/m^3 のばらつきの少ない値が得られた。

盛土には、盛土内の含水比及び密度をアイソトープで測定するためのアルミパイプ、間隙水圧計ならびに表面変位計などを設置した。

実験はこの実物大の盛土表面に一定強度の降雨を加え、雨水の浸透状況、盛土に生ずるき裂、変形を継続的に測定した。降雨強度は、降雨がほぼ盛土内に浸透して表面流出による侵食や洗掘が起こらないようにするため、平均15mm/hrに調整した。なお、実験は盛土完成後1ヶ月を経過してから実施した。

降雨開始前及び終了時、ならびに中間に盛土内の飽和度の上昇が土のせん断強さにどのような影響をもつかを調べるために、静的コーン貫入試験機によって盛土各部の貫入抵抗を測定したが、これについては第7章でふれる。

総降雨量が 250mm に達すると、のり面及びのり肩付近にき裂が生じ、実験終了時には写真- 4.1 に示すような斜面崩壊が生じた。

(2) 実験結果

実験によって観測した盛土内の水分の変化を整理し、飽和度によって示したのが図- 4.4 である。

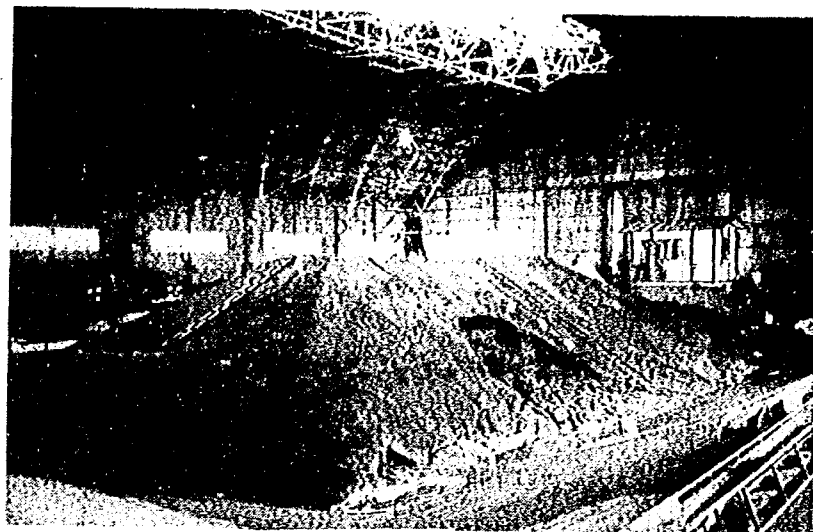
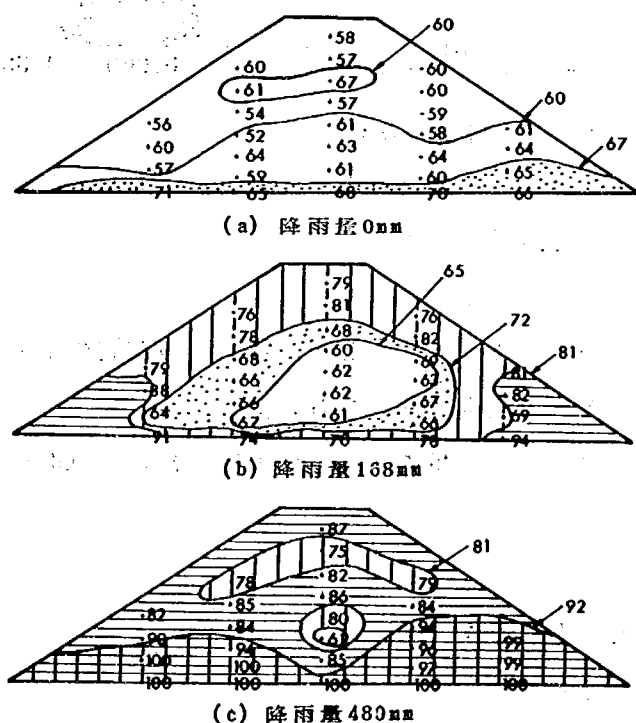


写真- 4.1 実験盛土の斜面崩壊

実験開始まで実験盛土を約 1 个月放置した間、盛土表面が乾燥するのでわずかに散水した水が重力によって下方に移動するため、実験開始直前の飽和度の分布は盛土下部が多少大きくなっている。しかし、それ以外はほぼ一様な値を示している。降雨量が次第に増していくと、乾いた状態から順次飽和度が上昇していくことがわかる。

降雨の浸透の特徴は、図- 4.4 からわかるように表面の飽和度が上り、次第に内部に進行していくが、内部の中心部では飽和度が容易に上昇しないことがわかる。



注：盛土内の数字は飽和度（％）を示す
コンターは測定値より推定した盛土内の飽和度の等分布曲線を示す。

図- 4.4 盛土内の飽和度の変化

降雨量 100 mm を超える頃から、のり先部の飽和度が高まり、この部分にまず初めに自由水面が生ずる。土の厚さの薄いのり先部では、下方に浸透していく不飽和浸透流が不透水性の底盤に達し、この部分の土が飽和し始めたためである。この自由水面は次第に高くなるが、盛土中央部には上部からの水が容易に到達しないので、中央で低く、両側で高い2つの山をもつ図-4.4 (c) のような形になる。

また、間隙水圧計によって測定した盛土内の圧力は図-4.5 に示すとおりである。盛土下部に自由水面が形成されたあとに、盛土の底面で測定された圧力は間隙水圧とみなされるが、不飽和の中で測定された値は実際は何を示しているか明確でない。間隙水圧計の受圧板に作用した圧力として理解できる。

降雨開始後、短時間でわずかな値であるが、間隙水圧の上昇が認められ、以後の増加は極めて少ない。降雨が始まると盛土表面付近に水膜が形成され、内部の空気を圧縮するためとも考えられるが、いずれにしても大した値ではない。その後の降雨量が増加するに従って、わずかに増大し、降雨量が 480 mm

に達した最終段階においても図-4.5 に示す値にとどまる。静水圧分布になる下部の圧力以外は極めて小さい値で、均質盛土の場合には降雨が作用しても不飽和の領域には、大きな間隙水圧が発生しないことが知られた。

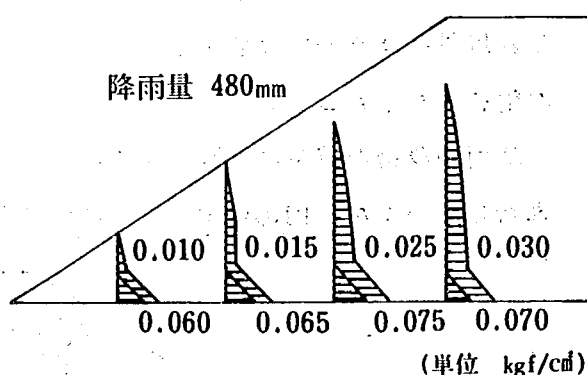


図-4.5 盛土内の間隙水圧の分布

しかし、同種の実験を齊藤ら¹¹⁾(1967年)が国鉄で実施したときには、降雨のみによって盛土内に土被り深さの 20~45% の間隙圧の発生したことが報告されている。これは難透水性のよく締られた盛土の表面に透水性の土羽土が覆っているなど、降雨が短期間のうちに局部的な一部の土を飽和状態にする特別の条件の場合と考えられる。

盛土の不飽和領域に発生する間隙圧は、降雨完了後、短期間のうちに消失することも確かめられた。

4.5 不飽和土の毛管水頭と透水係数

(1) 毛管水頭と飽和度の関係

不飽和土の毛管水頭 h_c については、すでに 3.3 で一部述べた。ところで、(4.9) 式を

使って盛土内の不飽和浸透流を解く場合には、毛管水頭 h_c と飽和度 S の間の関係式を実験的に求めておくことが必要となる。

毛管水頭 h_c と飽和度 S の関係は、土壤⁴⁾ pF 測定装置を用いて実験により求めることもできるが、砂や砂質土のように毛管上昇高のそれほど大きくならないものについては、図-4.6 に示すような装置を用いて測ることもできる。すなわち、図-4.6 の試料円筒に現場の条件に合うように砂を詰

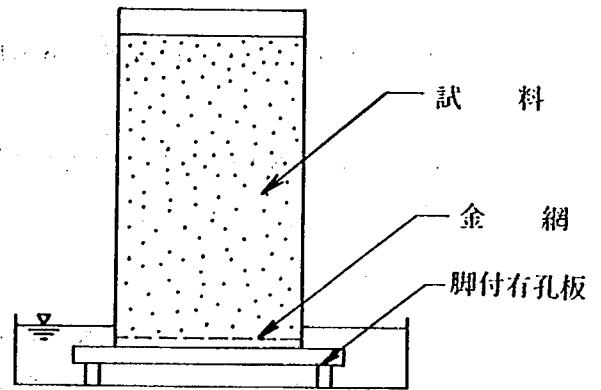


図-4.6 毛管水頭と飽和度を調べる装置

める。試料円筒の底には 0.074 mm の金網を張り、底が常に水に接するように立てて一昼夜放置し、浸潤前線の移動が認められなくなってから、円筒内の試料の各高さ、すなわち各 h_c における含水比を測定し、飽和度 S を求める。このようにして毛管水頭 h_c と飽和度 S の関係を示したものが、図-4.7 (a) である。また、関東ロームについて両者の関係を pF 測定装置によって求めたものを図-4.7 (b) に示す。

図-4.7 (a), (b) において、毛管水頭 h_c と飽和度 S の関係を、 h_c が S の 3 次関数であると仮定して、最小 2 乗法により整理すると、次のようになる。

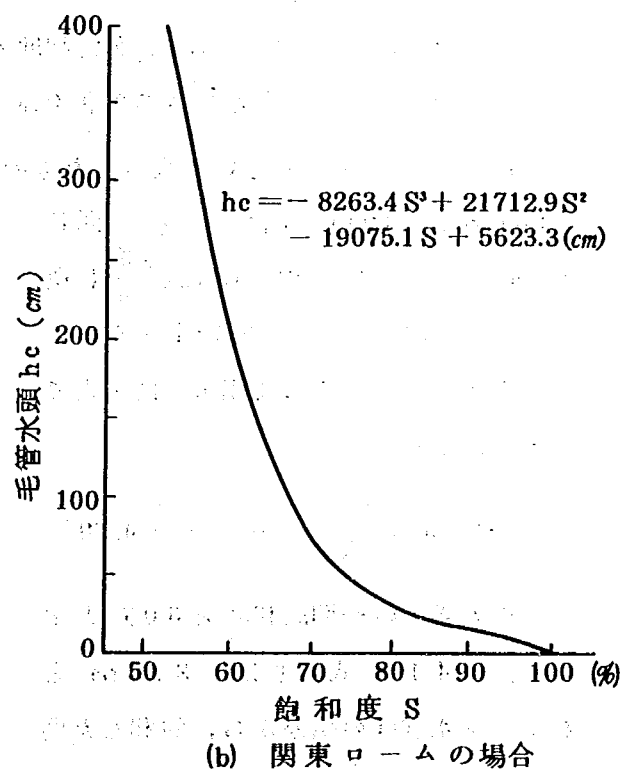
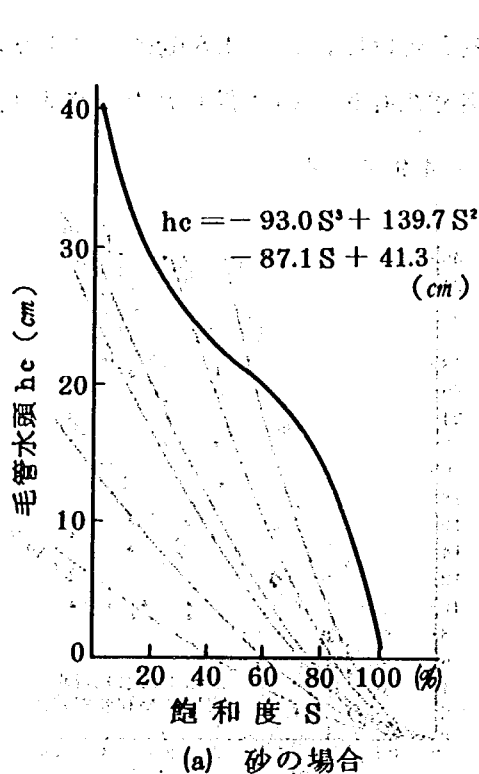


図-4.7 毛管水頭と飽和度の関係

砂の場合

$$hc = -93.0 S^3 + 139.7 S^2 - 87.1 S + 4.13 \text{ (cm)} \quad \dots\dots\dots (4.18)$$

関東ロームの場合

$$hc = -8263.4 S^3 + 21712.9 S^2 - 19075.1 S + 5263.3 \text{ (cm)} \quad \dots\dots (4.19)$$

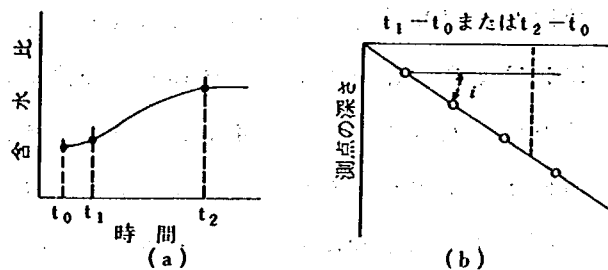
ここで、上式の飽和度は10進法で表わした値である。

〔2〕 不飽和土の透水係数

不飽和土の透水係数を求める試験として、加圧型の不飽和透水試験装置などを用いる方法があるが、^{1), 4)}ここでは、次に示すような方法で盛土内の不飽和土の平均的な透水係数を求めた。そして、室内試験で得られた値と比較し検討を加えた。

(1) 実物大盛土の浸透実験による方法

実物大盛土の浸透実験でアイソトープを用いて一定時間ごとの盛土内の含水量を測定したので、各観測孔の各深さにおける時間—含水比曲線を模式的に描くと、図—4.8(a)のようになる。 t_0 を降雨開始時刻とし、含水比が上昇を始める時刻を t_1 、含水比がほぼ一定値に落ちつく時刻を



図—4.8 水の浸透速さ

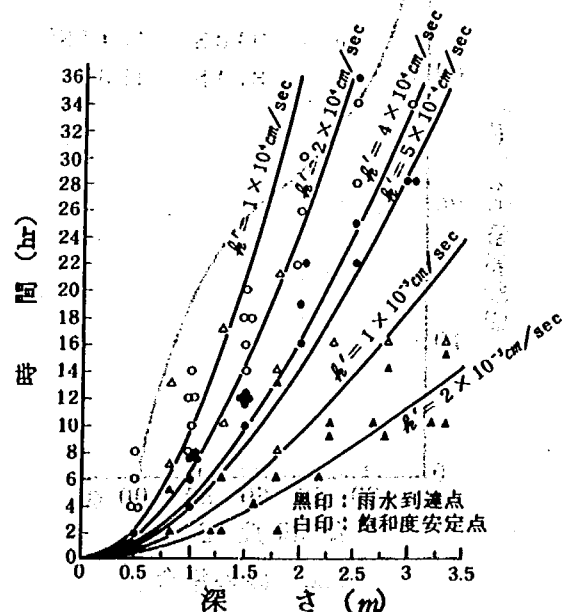
t_2 とし、 t_1 を雨水到達時刻、 t_2 を飽和度安定時刻と名付け、図—4.8(b)に示すように、 t_1-t_0 と深さ、 t_2-t_0 と深さの関係を求める。各観測孔について得られた深さと t_1-t_0

及び t_2-t_0 の関係をまとめて図示したものが、図—4.9である。

⁸⁾Leverett (1941年)によると、同じ飽和度に対して毛管水頭 hc は $\sqrt{\frac{k}{n}}$ に逆比例する。従って、同じ間隙率をもち、透水係数 k' の土の毛管水頭 hc は次式で与えられる。

$$hc' = hc \sqrt{\frac{k}{k'}} \quad \dots\dots\dots (4.20)$$

実物大盛土の初期飽和度を60%とすると、(4.19)式より $hc = 210 \text{ cm}$ となる。透水試験の結果から、飽和した関東ロームの透水係数は $k = 2 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$ である。これらの値を(4.20)式に代入



図—4.9 浸潤前線の深さと時間の関係

すると、 $hc' = 9.39 \times \sqrt{1/k'}$ となる。

そこで、いろいろと k' の値を変えて hc' を上式より計算し、これを (4.7) 式に代入して t と x_f との関係を求める。この場合の雨水の浸透は鉛直方向であるとして、(4.7) 式において $\alpha = 90^\circ$ にして計算した。

そのようにして求めた t と x_f との関係を図-4.9 に記入した。図からわかるように雨水到達点及び飽和度安定点は、 $k' = 2 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$ 前後にばらついており、この値が実験盛土の不飽和の平均透水係数であると考えられる。

(2) 不飽和土透水試験による方法

(i) 実験装置と方法

不飽和土の平均透水係数は(1)で示したような方法で求めることもできるが、そのためには実物大盛土による雨水浸透実験を行わなければならない、実際に試験することを考えると大変である。そこで、実物大盛土の実験に代わるものとして、図-4.10 に示すような不飽和土透水試験機を試作した。

モールドは内径 15 cm、高さ 90 cm で 30 cm ごとに 3 分割できるようになっている。材料は浸潤前線の移動が観察できるように透明の亚克力を使用した。降雨は、蓄圧タンクの水が調圧弁を通して上蓋のノズルから試料に噴霧状に加えられるようになっている。降雨が試料に加わると、浸潤前線が時間とともに下方に移動するが、その移動状況を目視により観察する。それとともにモールド底面には図-4.10 (b) に示すようなテンシオメーターが取り付けられている。このテンシオメーターは、降雨の浸透による試料底面の含水比の増加に伴う毛管水頭、すなわちサクシヨンの低下を測定するものである。

降雨開始から浸潤前線が底面に達するまでの底面で測定されるサクシヨンの変化は、図-4.11 に示すようなものになる。ここで、図中の t_1, t_2 はそれぞれ雨水到達時刻及び飽和度安定時刻である。従って、モールド内の試料の間隙率 n 、試料高さ (到達距離 x_f に相当する)、初期含水比における試料内の土の毛管水頭 hc 、及び降雨開始からの t_1, t_2 を測定すれば、(1)の実物大盛土による浸透実験の方法で求めたと同様の方法で、不飽和土の平均透水係数が求まる。なお、雨水浸透の間に生ずる間隙水圧を測定する目的で、図-4.10 に示す 4 個所に水位管を取り付けた。

(ii) 実験結果

実験には実物大盛土の関東ロームを使用し、初期飽和度が 30~80% の範囲にあるものについて試験した。実験終了後、試料の含水比の測定を行い飽和度を求めてみたが、その結果によると各試料とも実験後の飽和度は 85~92% 程度になっており、浸潤前線上部の土は完全飽和の状態に至っていないことが認められた。このことは、宇野¹³⁾(1973 年)の実験や図-4.4 に示す盛土実験の結果においても、降雨の浸透による盛土内の飽

和度の上昇が 85%
程度にとどまってい
ることともよく一致
している。

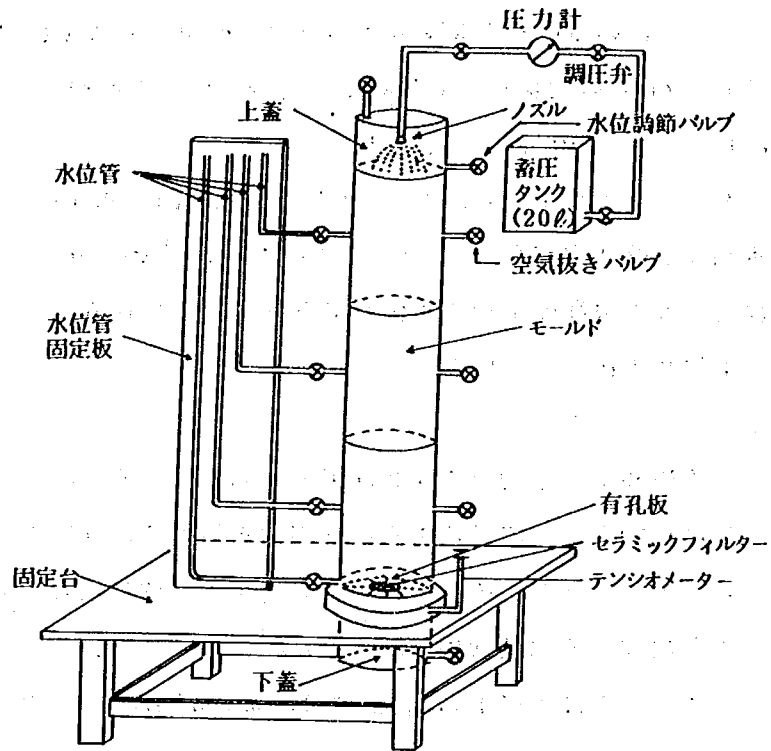
従って、降雨の浸透
は土中の気泡が押し
出され、完全飽和の
状態で進むのではな
く、微少な気泡が空
気間隙として残留し
たまま浸透が進む
と考えるのが妥当で
ある。

乾燥単位体積重量
と降雨到達時刻の関
係は、乾燥単位体積
重量が大きくなるに
従って降雨到達時刻
が長くなり、降雨が
浸透しにくくなる。
降雨到達から飽和安
定時刻までの間は、

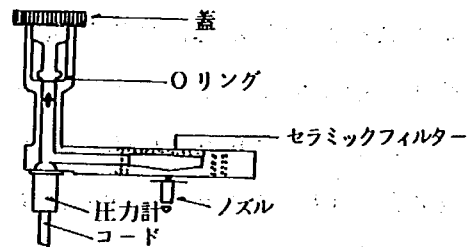
乾燥単位体積重量が
低いものほど短くなり、
降雨到達時刻以後、直ちに
飽和安定時刻に達する傾向
が認められた。

次に、不飽和透水試験か
ら求めた不飽和土の透水係
数を (4.1) 式の k で整理
すると、図-4.12 のように
なる。なお、図-4.12 には

⁹⁾ 松尾ら (1970年) が示した



(a) 不飽和土透水実験装置



(b) テンシオメーター

図-4.10 不飽和土透水試験装置の概要

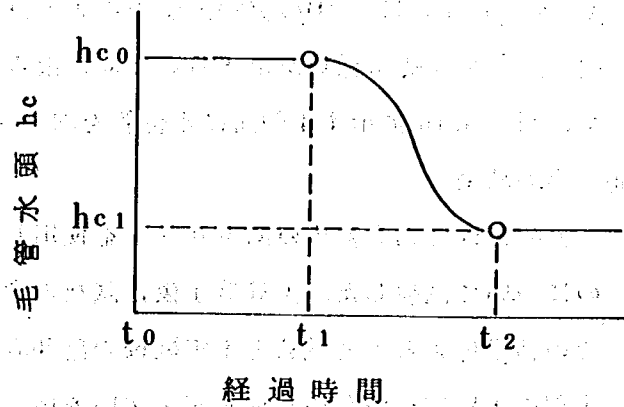


図-4.11 毛管水頭と経過時間の関係

14)
松尾, Wyckoff と Betset (1936年) らによって得られた κ の値を併記した。

7)
Irmay (1956年) の示した (4.2) 式からも明らかなように, 比透水係数 κ は飽和度 S が減少するに従って小さくなる。いずれの試験結果もそのような傾向を示しており, (4.2) 式の $S_0 = 0$ としたもののより各試験とも κ の値が小さくなっている。これは (4.2) 式の S_0 が 0 でないことを示しており, S_0 の値は土質によって異なる。

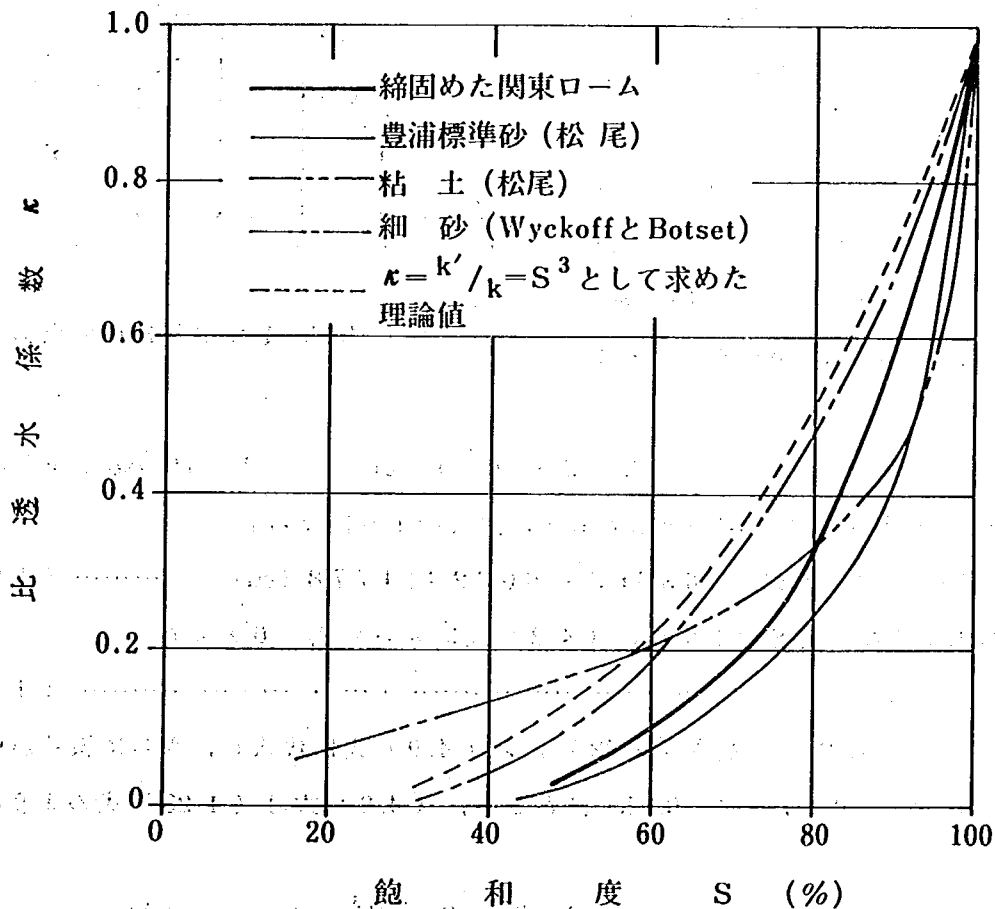


図-4.12 比透水係数と飽和度の関係

実物大盛土の浸透実験の結果と比較すると, 次のようになる。実験盛土の飽和した透水係数は $2 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$; 不飽和の平均透水係数は $2 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$ 程度であるから, 比透水係数 κ は 0.1 程度になる。

一方, 不飽和土の透水試験から求めた κ の値は盛土の初期飽和度を 60%にとると, 図-4.12 から $\kappa = 0.095$ になり, ほぼ 0.1 に等しい値が得られる。従って, 両者の値がよく一致しており, 不飽和透水試験から得られた不飽和の透水係数 k' は雨水の浸透解析に適用してもよいと考えられる。

4.6 数値計算による雨水の浸透に関する検討

〔1〕 数値計算結果と雨水浸透実験の比較

4.3 で述べた雨水浸透の数値計算法を実物大盛土の降雨実験に適用し、解析結果と実験結果の比較を行ってみる。

浸透計算は降雨実験に用いた図-4.13に示す関東ロームの断面について行う。盛土表面は降雨により飽和しており、底面において垂直な流れはないとする。盛土内部の土は等方等質で、初期飽和度は一様に60%とし、間隙率 n は土質試験で求めた0.71を採用した。さらに、毛管水頭 h_c と飽和度 S の関係は(4.19)式を、飽和土及び不飽和土の透水係数は4.5で得られた $2 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$ 及び $2 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$ を用いることにした。

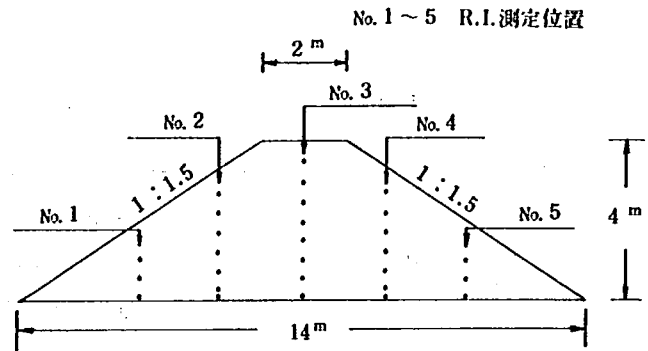


図-4.13 数値計算に用いた盛土断面

(4.20) 式に(4.19)式及び $k = 2 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$, $k' = 2 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$ を代入して毛管水頭 h_c と飽和度 S との関係を求めると、次式のようになる。

$$h_c = -261.3S^3 + 686.6S^2 - 603.2S + 177.8 \text{ (cm)} \quad \dots\dots\dots (4.21)$$

比透水係数 κ と飽和度 S の関係は、(4.2)式において $S_0 = 0$ とおき

$$\kappa = S^3 \quad \dots\dots\dots (4.22)$$

と仮定した。(4.21)式及び(4.22)式を(4.9)式に代入し、さらに誤差が伝播しないように $\Delta x = \Delta y = 0.2 \text{ m}$, $\Delta t = 0.1 \text{ hr}$ にとると、(4.9)式は(4.23)式のように書き改められる。

$$\begin{aligned} S(x, y, t + \Delta t) = & S(x, y, t) + 3.818 \times \{ S^3(x + \Delta x, y, t) \times \\ & \{ (S(x + 2\Delta x, y, t) - S(x, y, t)) - 1.138 \times (S^2(x + 2\Delta x, y, t) \\ & - S^2(x, y, t)) + 0.433 \times (S^3(x + 2\Delta x, y, t) - S^3(x, y, t)) \\ & - S^3(x - \Delta x, y, t) \times \{ (S(x, y, t) - S(x - 2\Delta x, y, t)) - 1.138 \times \\ & (S^2(x, y, t) - S^2(x - 2\Delta x, y, t)) + 0.433 \times (S^3(x, y, t) - S^3(x - 2\Delta x, y, t)) \} \\ & + S^3(x, y + \Delta y, t) \times \{ (S(x, y + 2\Delta y, t) - S(x, y, t)) - 1.138 \times (S^2(x, y + 2\Delta y, t) - S^2(x, y, t)) \\ & + 0.433 \times (S^3(x, y + 2\Delta y, t) - S^3(x, y, t)) + 0.000663 \} \\ & - S^3(x, y - \Delta y, t) \times \{ (S(x, y, t) - S(x, y - 2\Delta y, t)) - 1.138 \times (S^2(x, y, t) - S^2(x, y - 2\Delta y, t)) \\ & + 0.433 \times (S^3(x, y, t) - S^3(x, y - 2\Delta y, t)) \} \} \end{aligned}$$

$$-S^3(x, y-2\Delta y, t)+0.000663\} \quad (4.23)$$

実験盛土における雨水の浸透現象は、上式を用いて数値計算により求めることができる。その計算結果を示したものが、図-4.14(b)である。図-4.14(a)には、実際の現象との比較のために、同時刻における降雨実験の結果も合わせて示した。

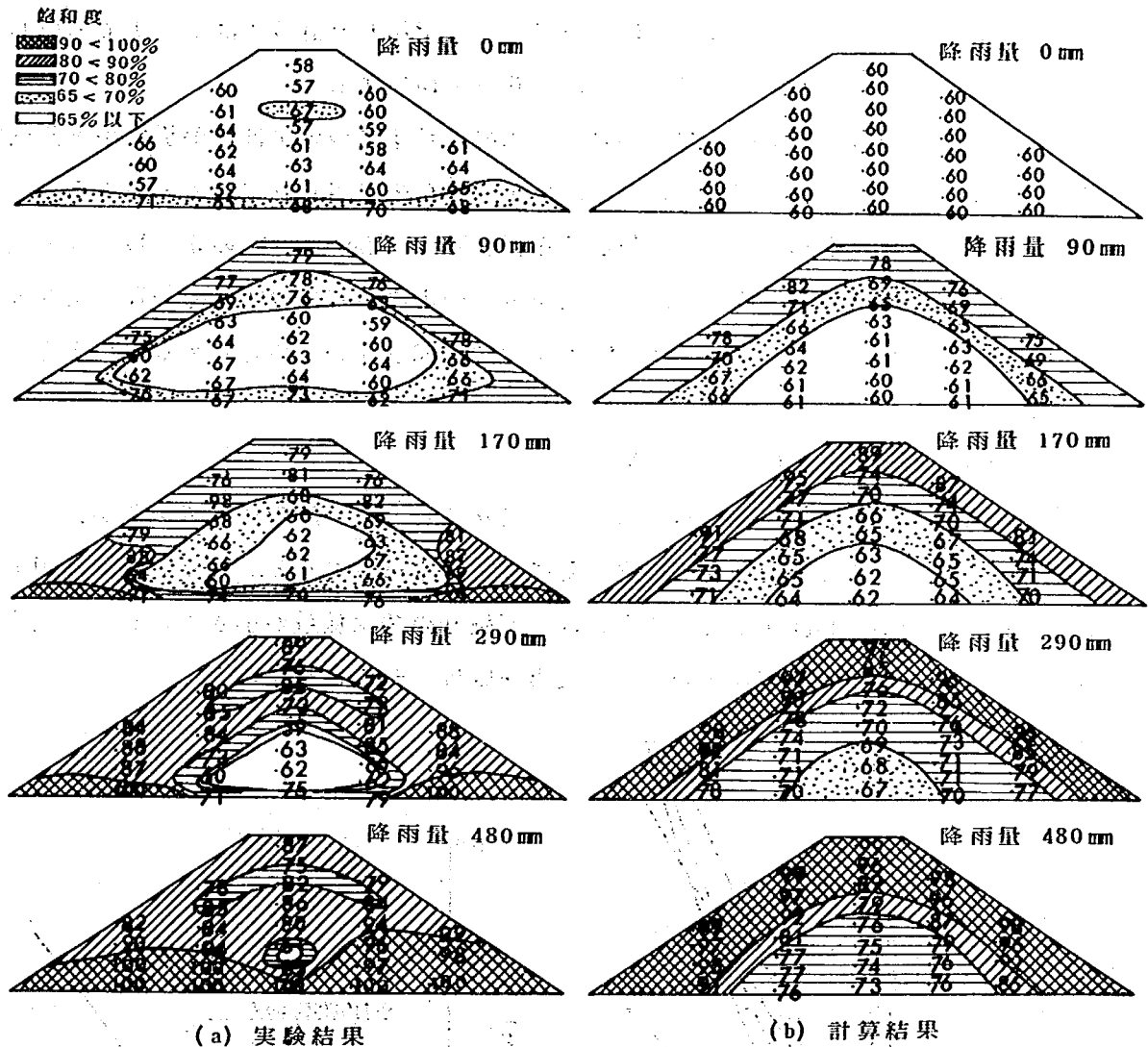


図-4.14 数値計算の結果と実験値の比較

図-4.14においてまず数値計算の結果について説明を加える。降雨開始の初期の段階では、雨水の浸透の影響は盛土表面付近にしか及んでいないが、時間が経過するに従い、表面付近の飽和度も高くなり、盛土内部にも雨水の影響が現われ始める。さらに、時間が経過すると、盛土の表面付近及びのり先は飽和状態に達し、盛土内部の飽和度も初期飽和度に比べてかなり上昇する。そして、降雨実験でのりすべりを生じた時刻になると、盛土中央部を除くと盛土全体の飽和度はかなり高いものになっている。

次に、降雨実験の結果と比較すると降雨実験の結果も、計算結果と同様に表面付近の飽和度がまず上り、時間の経過とともに次第に飽和度の上昇が内部へと進行しており、同じよう

な傾向を示している。降雨が長時間続いても盛土中心部では、降雨が浸透しにくく飽和度が容易に上昇しないこと、及び土被り厚の薄いのり先部では、下方に浸透していく不飽和浸透流が不透水性の底盤に達し、この部分の土が飽和し始め自由水面が次第に高くなり、図-4.14(a)に示すような中央が低く両側に高い2つの山をもつ自由水面が形成されることなどが違っている。自由水面の形成とその流れについて、ここで示した計算ではそこまで考慮していないので、差異がでており、それについては第6章で検討する。

以上述べたことから、降雨の比較的初期の雨水浸透現象については、解析結果と降雨実験の結果とはかなりよく一致しており、ほぼ満足すべき結果が得られているといえる。

なお、雨水による不飽和浸透流の数値計算を行う際に、Leverett のJ関数が成り立つものとしてきたが、数値計算と降雨実験の結果から、両者の値が比較的よく一致しており、雨水の浸透現象を解析するうえでLeverett のJ関数が成り立つものとしても実用上さしつかえないと考えられる。

〔2〕 初期飽和度が雨水の浸透に及ぼす影響

雨水の浸透現象は土質及び土の状態によって異なることは当然のことであるが、この他に同じ状態の土であっても降雨前の土の飽和度によっても違ってくる。すなわち、降雨前に乾燥状態が続く、初期飽和度が小さい場合には、不飽和の透水係数が小さく、しかも土中の空隙を水が満たしながら浸透がすすむため、浸透速度は一般に遅くなる。

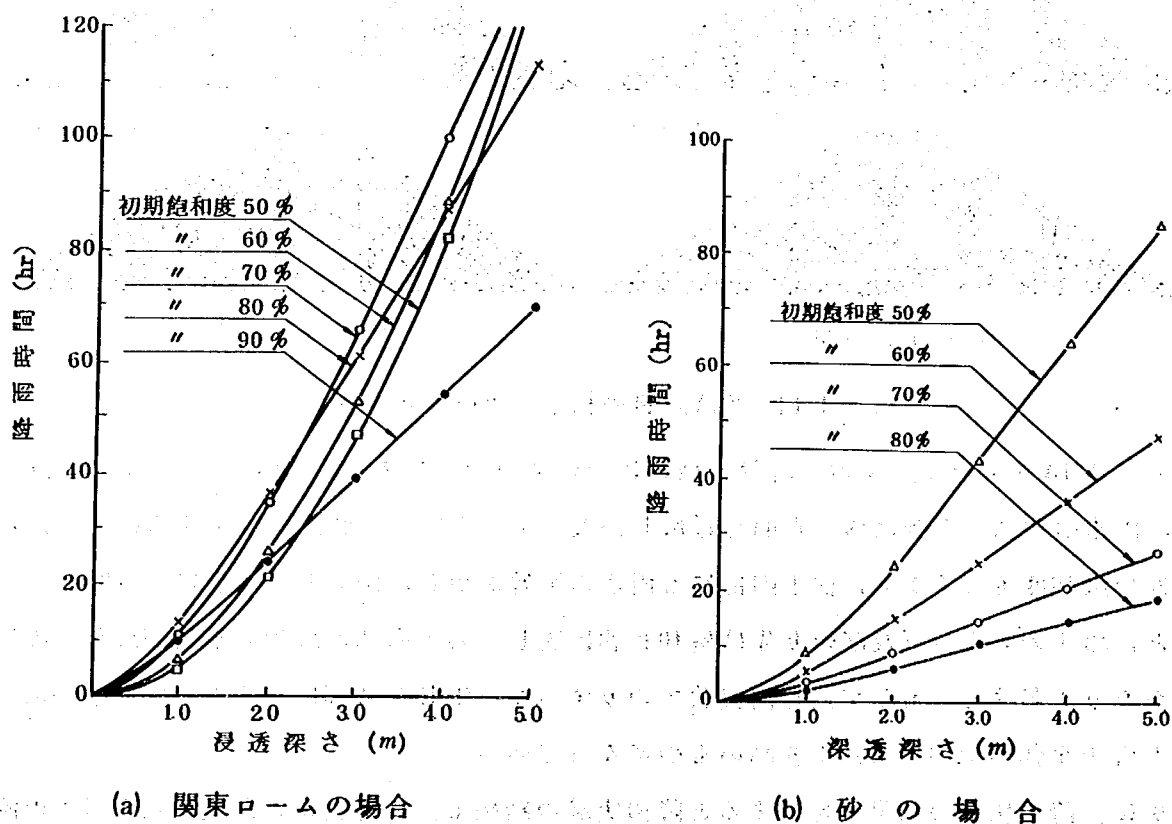


図-4.15 各初期飽和度における降雨時間と浸透深さの関係

図-4.15は、初期飽和度が異なる盛土における降雨時間と雨水の浸透深さとの関係を、関東ロームと砂について示したものである。なお、図の関係は、(4.7)式を用いて求めたものである。

図-4.15(a)の関係から、初期飽和度が低い場合には降雨初期における雨水の浸透速度は早く、浸透深さが深くなると、次第に浸透速度が遅くなるような傾向を示している。初期飽和度が80%以上の高い場合には降雨時間とともに浸透深さがほぼ直線的に増大しており、飽和度の高いものほど浸透速度が早くなっている。従って、表面付近の深さが1.0~2.0mの所では、雨水の到達は初期飽和度の低い50%のときが早く、80%のときが最も遅くなっている。深い所では、飽和度の高いものほど雨水到達時刻は早くなる傾向を示している。

次に、図-4.15(b)の砂の場合について述べる。砂の場合は(a)の関東ロームと違った傾向を示している。すなわち、初期飽和度が低いものほど、各深さとも雨水到達時刻は遅くなっている。これは砂の場合には毛管水頭の値がそれほど小さくなく、雨水の浸透速度に主として不飽和の透水係数 k' 及び有効間隙率などが関係するためと考えられる。これに対して、関東ロームのような粘性土では飽和度が低いと毛管水頭の値が大きくなるため、表面付近の浅い所では降雨の影響により動水勾配が降雨初期において大きくなる。従って、浸透速度も早くなる。深い所では毛管水頭による動水勾配の影響が軽減されて透水係数や有効間隙率の影響が大きくなるため、砂の場合と同様に飽和度の高いものほど浸透速度が大きくなる。

以上述べたことから、雨水の浸透速度は土質や初期飽和度、深さなどによって異なることがわかる。また、飽和度の低いときに毛管水頭の値が大きく、しかもある程度の透水性をもっているような土では、初期飽和度が低いときに降雨があると、表層付近での雨水の浸透が早いため、飽和度の上昇が早期に生じ表層すべりを起こすことも考えられる。

4.7 結 語

降雨の浸透については農業、水文、土木に関連した広い分野にわたって調査・研究がなされており、新しい解析手法や調査・試験方法の開発が進められているが、この論文でとりあげた盛土構造物の安定性の検討に役立つほどの十分な解明が雨水の浸透についてなされているとは言い難い。そこで、本章では雨水にもとづく盛土内の非定常の不飽和浸透流について考察を加えた。その結果をまとめると、次のようになる。

- (1) 不飽和土の毛管水頭と飽和度の関係に着目して、一次元的な不飽和浸透流について考察を加え、盛土内の二次元の不飽和浸透流を求める階差式を導いた。
- (2) 実物大盛土による降雨実験では、降雨開始とともに盛土表面付近の飽和度がまず上り、次第に内部に進行していくが、内部の中心部においては飽和度が容易に上昇しないことを示した。また、雨水が不透水層に達してから形成される自由水面については、盛土中央部に雨水

が容易に到達しないため、中央が低く、両側で高い2つの山をもつ自由水面になることを明らかにした。さらに、降雨中の不飽和領域に発生する間隙圧は、均質の盛土の場合にはそれほど大きな値にならないことも示した。

(3) 土の毛管水頭と飽和度の関係は土質によって異なるが、(4.18)、(4.19)式に示すような三次曲線で近似的に表せることを示した。

(4) 不飽和土の透水係数については、テンシオメーターを用いて浸透水の到達時刻を測定する不飽和土透水試験機を試作し、図-4.12に示したような飽和度と透水係数との関係を求めた。この不飽和土透水試験により求めた値は、実物大盛土の降雨実験から求めた不飽和土の平均透水係数ともほぼ一致することを見い出した。

(5) (4.9)式に示した雨水浸透の数値計算法を実物大盛土の降雨実験に適用し、解析結果と実験結果の比較から数値計算法の妥当性について検討した結果、降雨の始まりの比較的初期の雨水の浸透現象の解明には、本章で示した数値計算法が適用できることが判明した。

(6) 盛土内への雨水の浸透速度は土質や深さによって異なるが、降雨前の初期飽和度によっても浸透速度が著しく異なることを示した。

第5章 水位上昇に伴う堤体内の非定常浸透流

5.1 序 説

河川の水位が洪水によって上昇すると、堤体内への浸透が始まる。洪水が長く続くと、堤体内の浸潤線が発達し、堤防裏のり先から浸透水が流出するようになる。このような状態に達すると堤防の安定性が低下するため、堤防の設計にあたっては浸潤線が洪水期間中に裏のりに達しないよう考慮すべきであると述べている教科書も多い。表のりから発達してきた浸潤線が裏のりに現われると、直ちに堤体の安定性が損われるという性質のものではないが、過度の浸潤面の上昇や漏水は堤体材料を洗い流したり、のり面の崩壊の原因になるから避けなければならない。

そこで、本章では外水位の上昇にもとづく堤体の非定常浸透流について考察を加える。堤防の浸透問題については古くはSchmiedなどの研究があり、また概略の浸潤前線の堤体裏のりに達する時間の目安をたてるためのStrohlの方法などがあって、これはわが国においても堤体浸透の検討方法として水理公式集⁵⁾(1963年)にとり入れられている。

また、堤体内の非定常浸透流を準一次元浸透流と考え、解を求める方法に内田²⁴⁾(1952年)、Polubarinova-Kochina²¹⁾(1962年)、矢野ら²⁹⁾(1957年)、Brahmaら²⁾(1962年)ほかの研究があり、さらに赤井ら¹⁾(1966年)の堤防及び基礎地盤内の非定常浸透流に関する研究も、堤体内の浸透流に関する考え方に有益な資料を提供している。しかし、いずれの方法においても堤体を均質と仮定し、単純な境界条件によって解くため、複雑な実際の現象と必ずしも対応を示すものとは思われない。

そこで、ここではまず厳密さを多少除外して、非定常浸透流を実用的に図解法によって求める方法について検討を加えてみる。そして、実堤防における堤体内の浸潤線の観測記録などと比較して、その適用性を確かめる。

続いて、最近の電子計算機の普及に伴って発達した有限要素法による堤体内の非定常浸透流解析について考察を加える。有限要素法による浸透流解析はZienkiewiczら³¹⁾(1966年)が提案して以来、Taylorら²²⁾(1967年)、Finn⁷⁾(1967年)、Neumanら¹⁹⁾(1970年)、川本ら¹¹⁾(1970年)、Franceら⁸⁾(1971年)などにより堤体内の自由水面を有する定常浸透流の解析が可能となり、さらに飯田ら¹⁰⁾(1971年)、Neumanら²⁰⁾(1971年)、Dasai⁴⁾(1972年)、河野¹⁵⁾(1973年)、駒田ら¹⁴⁾(1975年)が非定常浸透流へと発展させた。また、今日では飽和ないし不飽和浸透流の解析が提案され、第6章で述べるようなより複雑な不飽和浸透流についても解析が可能になってきている。上記の解析の多くは、主として外水位が急上昇して一定、もしくは急降下するような比較的単純化された水位条件を取り扱っている。河川堤防の場合を考えると、実際の洪水時における水位変動はピークが1回ですむものもあれば、昭和51年の長良川洪水のように3、4回と続く

ものもある。従って、計画高水位での水位が一定であるとして堤体内の非定常浸透流を解くことは実際と適合しない。そこで、堤防の安全性を検討する場合には洪水の波形を考慮して堤体内の非定常浸透流を解く必要があると思われる。

また、堤防は自然地盤の上に築造される人工構造物であるから、複雑な地盤条件の上に築造されているものも全国には数多くあると考えられる。このような堤防では洪水時に透水地盤からの浸透水が堤体内に流入し、堤体内の浸潤線を上昇させ、堤防ののりすべりを誘発する場合もあり得る。

洪水波形及び複雑な地盤条件などを考慮した堤体内の非定常浸透流については検討された例がなく、またそのような条件下における堤体内の浸透流についても不明確な点が多い。そこで、外水位の変動を考慮した有限要素法による非定常浸透流解析の結果から、洪水波形の違いと堤体内の非定常浸透流の関係について論じる。¹⁶⁾さらに、堤防下の基礎地盤が複雑な地層構成をなしている場合の透水層を通じて堤体内に流入する浸透水が、堤体内の非定常浸透流に及ぼす影響について検討を加える。特に、堤体内の浸透流の動きが、難透水層や透水層の位置、形及び幅によって著しく異なることを、模型実験及び浸透流解析の結果を用いて明らかにする。^{17), 18)}

最後に、水位上昇によって表のり及び基礎地盤から流入する浸透水を軽減する対策工の効果について考察を加える。

5.2 水位上昇にもとづく堤体内浸透流の観測例

実際の堤防において、水位上昇によってどのような非定常浸透流が生ずるかを、実例によって示すことにする。^{27), 28)}

ここで示す例は、淀川の実物大堤防実験、利根川及び江戸川の実堤防による湛水実験及び阿武隈川、淀川などにおける洪水時の堤体内浸潤線の観測結果などである。淀川、利根川、江戸川における実験は堤防下の地盤の影響がでているものもあるが、降雨の影響がないため比較的単純な現象を示している。これに対して、阿武隈川、淀川などの実際の洪水時における堤体内の浸透は、降雨などの影響が加わって、複雑な挙動を呈している。

[1] 淀川における模型堤防実験⁹⁾

河川改修のため新たに築造された新堤と在来の旧堤防の間に実験場を選び、新旧両堤に直角に図-5.1に示すような実験堤ならびに締切堤を築造し、この間に水を溜め、水位を上昇させることによって生ずる堤体内の浸透流を測定した。

実験堤の断面は天端幅2 m、高さ4 m、のり勾配1割5分の台形断面とした。築堤材料は、付近の旧堤の小段から採取した砂質ロームで、特に均質な材料を選定した。施工方法は、トラックで材料を実験堤近くまで運搬し、これをドラッグラインで厚さ30 cmにまき出した後、1 tの平滑胴ローラで軽く締固めた。すなわち、堤体材料及び締固めをできるだけ均等、

均質にし、しかも比較的低い密度になるように施工を行った。

堤体の締固め度は85%程度で、普通の河川堤防の締固め度の平均値をもたせるように計画した。堤体の乾燥単位体積重量及び透水係数は、土質試験の結果でそれぞれ 1.44 tf/m^3 、 $1 \times 10^{-3} \sim 5 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$ であった。

実験堤防は施工後しばらく放置し、堤防前面の貯水池に湛水して堤体内の浸透流を起こさせた。同じ堤体について湛水実験とは別に、農業用スプリンクラーを用いて降雨実験も実施し、堤体内の含水比を測定したが、それについては説明を省略する。

貯水池の水位上昇にもとづく堤体内の浸潤線の変動を示す水位時間曲線は図-5.2のとおりである。なお、浸潤線の高さを測る多孔管の埋設位置は図-5.1に示してある。この水位時間曲線から、一定時刻の浸潤線の形状を求め図示したものが、図-5.3の破線である。図中には、後で示す図解法で求めた浸潤線の結果も合わせて記入した。

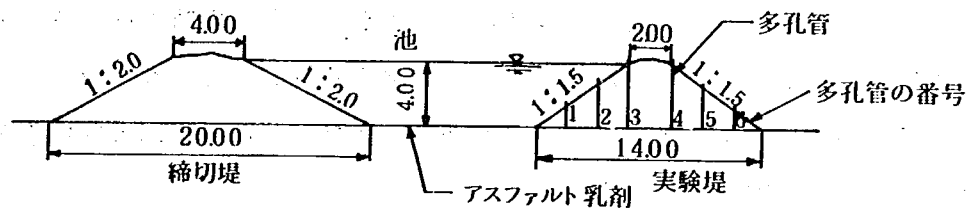


図-5.1 淀川模型堤防の断面

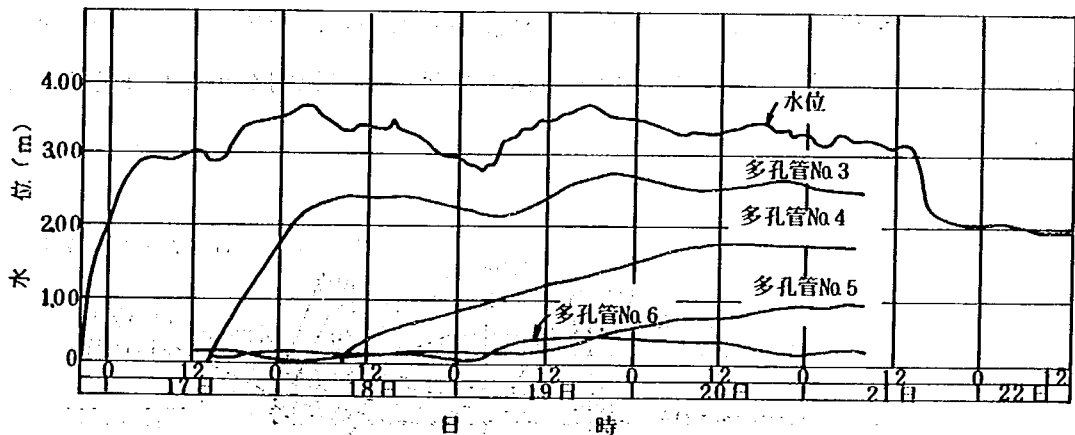


図-5.2 水位変化の測定結果

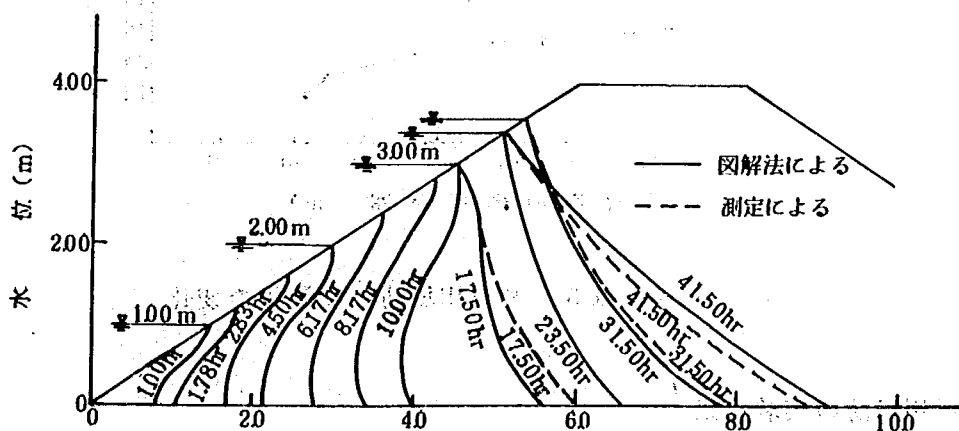
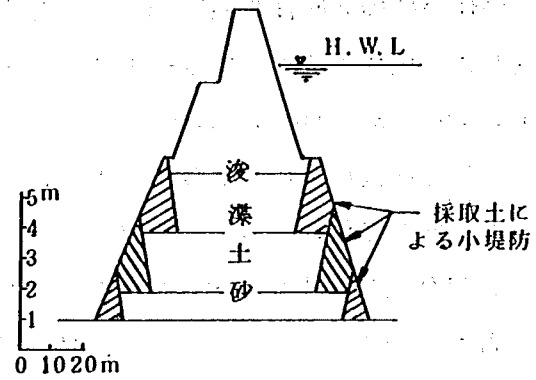


図-5.3 淀川模型堤防の浸潤線の変化

〔2〕 利根川堤防の実験結果²³⁾

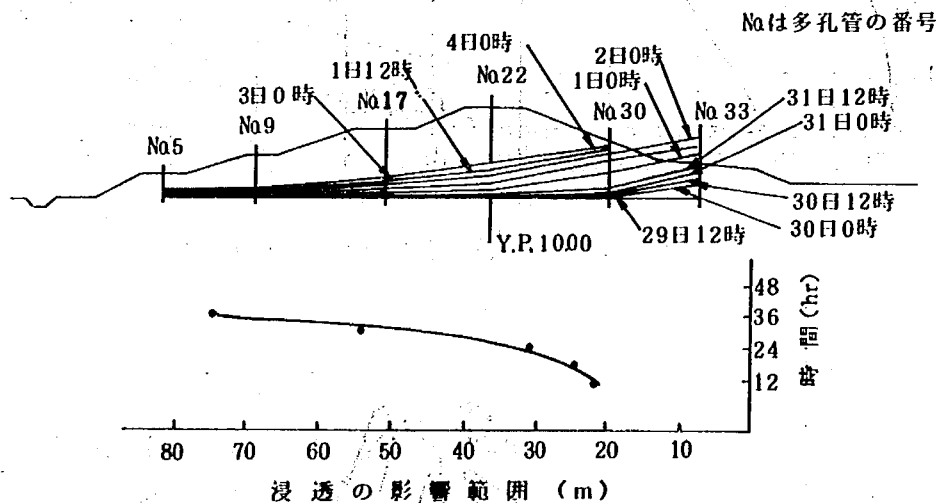
利根川中流部の北川辺地先に引堤のため新堤が築造されたが、新堤は利根川河床を浚渫した砂を材料とした。堤防の施工には図－5.4に示すような2本の小堤防を築造し、その間に砂を吹き込んでいく方法がとられた。このため、堤防の中心部は浚渫した砂、堤防表面付近は掘削土で築造した粘性土という構成になった。



図－5.4 利根川堤防の断面

堤防下の基礎地盤は利根川の旧河床にあたり、地層がはなはだ複雑で、漏水の面で不安の多い個所であった。湛水実験は、このような条件の堤防が洪水時に十分な安全性を有し、過度の漏水を起こすことがないことを確認する目的で行われた。実験では、新堤の前面の旧堤防を撤去する前に平行な2列の締切堤防を築造し、新旧両堤間に水を溜め、堤体内に生ずる浸潤線の移動を観測した。

貯水池水位を上昇させたときの浸潤線の移動を多孔管によって測定した結果を図－5.5に示す。この堤防を構成する砂は、平均粒径 D_{50} が 0.35 mm 、均等係数 2.1 の粒径の揃った透水係数の大きい材料であったため、地下水面の変動の及ぶ範囲がかなり速く広がっていくことがわかる。



図－5.5 利根川堤防の浸潤線の変化

〔3〕 江戸川堤防の実験結果⁶⁾

江戸川においても引堤個所を利用して、湛水実験を実施した。堤体材料は関東ロームであ

る。湛水実験の方法は利根川の実験とほぼ同じであり、堤体内の浸潤線は堤体内に埋設された多孔管によって測定された。

貯水池の水位は、27時間かけて計画水位に上昇させ、以後114時間その状態を持続させた。堤体内の浸潤線の移動は、図-5.6に示すとおりである。川表側より浸透した水は容易に堤防の裏側にまで影響を及ぼさず、実験での継続時間では裏のりに浸透水の流出は生じなかった。関東ロームのような粘性土で築造された堤防は、漏水に対して極めて安定性の高いことが確認できた。

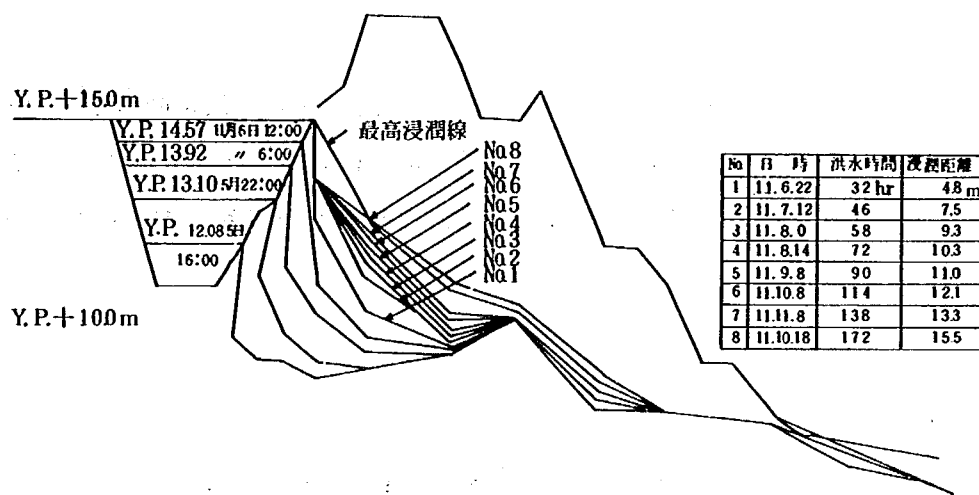


図-5.6 江戸川堤防の実験結果

(4) 阿武隈川堤防における観測結果

阿武隈川の河口付近の地盤は、厚いシルト及び砂礫層から構成され、また堤体も高水敷から採取した砂質系の材料によって築造され、地盤及び堤体を含め、漏水の多い地帯である。

昭和31年7月及び昭和33年の台風22号の記録的な豪雨によって堤防のり面が全面的な崩壊を起こした地域である。31年の第1回目の被災後、浸透水に対する堤防の安全性を検討する目的で、図-5.7に示すような観測計器が埋設された。観測は33年の台風21号及び22号によってもたらされた洪水について行われた。

浸透流を観測した地区の地盤は砂層

をはさんでいるが、地表面の表層には

1m前後の厚さの不透水性の粘性土層

が存在するため、堤体の浸透と基礎地

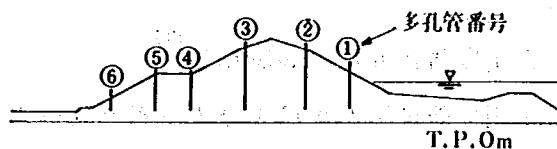


図-5.7 堤防断面ならびに多孔管設置位置

盤の浸透は分離して考えてよい条件にあった。

台風 21 号及び 22 号による洪水時の浸潤線の変動を示す水位・時間曲線は、図- 5.8 のとおりである。さらに、堤防断面図に各時間ごとの浸潤線の形を重ねて記入したのが、図- 5.9 である。

図- 5.9 において裏のり先部の水位が初めに高いのは、降雨の影響によるものである。河川の水位が上昇する前に降雨が終っていたため、裏のり先付

近の水位が一度低下している。しかし、その後の増水によって表側から水が浸透していき、再び水位を上昇させている。降雨のみによる堤体内の水位の上昇が大きいことから、表側か

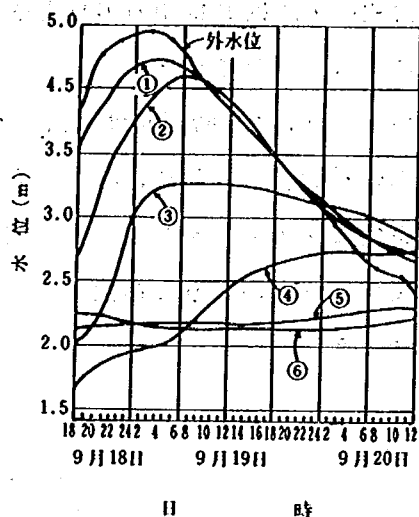


図- 5.8 洪水時の水位の変化

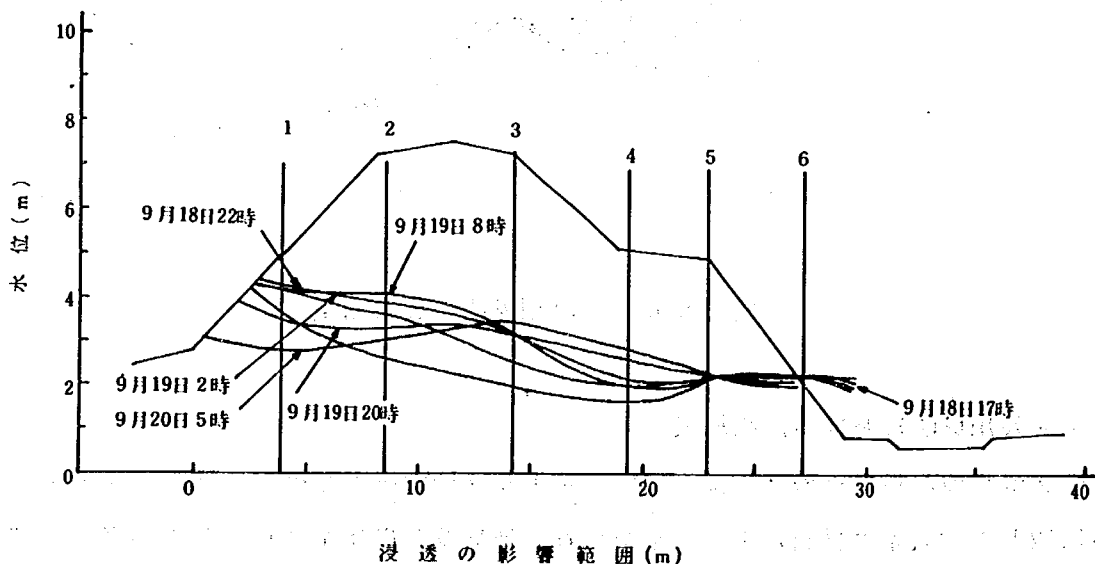


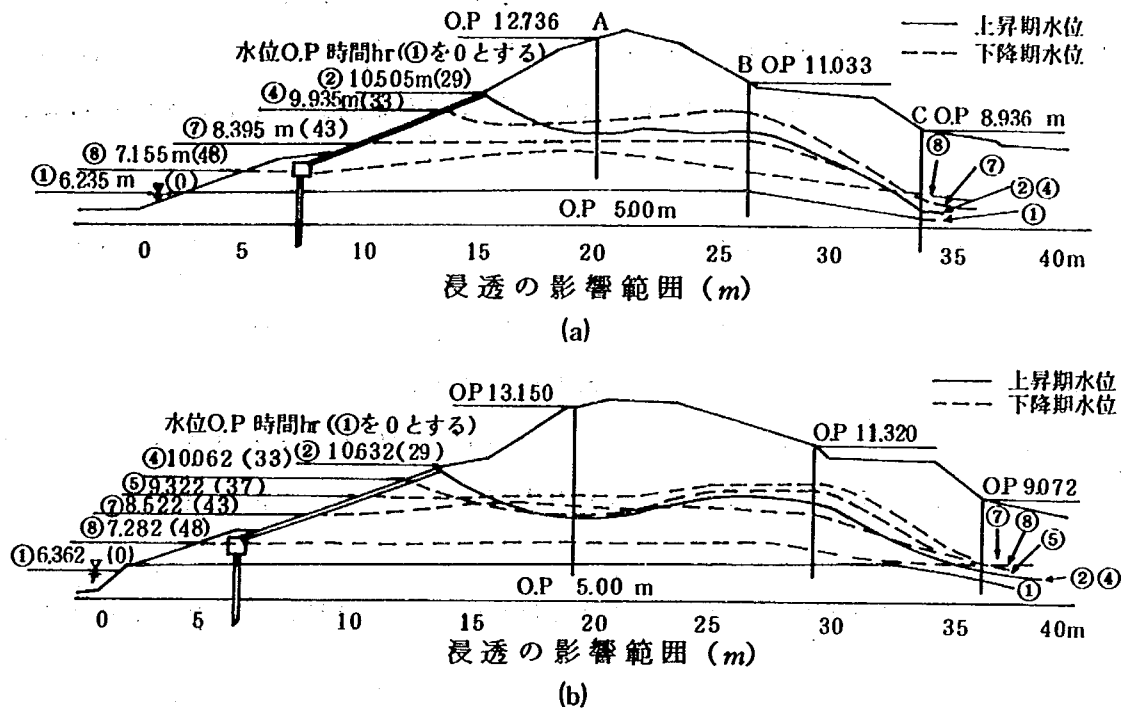
図- 5.9 阿武隈川堤防の浸潤線の変化

らの浸透と降雨とを合わせた解析が必要であると考えられる。なお、降雨によって崩壊したのり面は、増水によって生じた堤体内の浸透流により洗い流され、崩壊はますます拡大していった。

[5] 淀川堤防における観測結果³⁰⁾

淀川堤防に関しては十分な資料はないが、浸潤線の変動のみを示すと、図- 5.10 のとおりである。浸潤線の形が裏のりで著しく高くなっているが、これは先の阿武隈川堤防の観測結果でも述べたように、洪水の到達以前の豪雨によって堤体内に多量に水が浸透したためか、

または地盤の裏のり部付近の地盤が透水層と接していたため、透水層からの浸透水によって水位が上昇したのいずれかの原因によるものと考えられる。



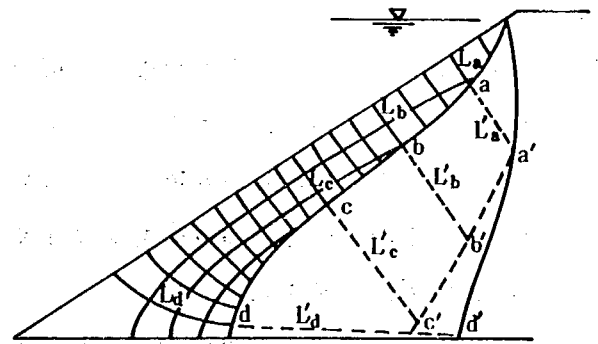
図— 5.10 淀川堤防の浸潤線の変化

このように洪水には、その前に多量の降雨があるので増水による浸透水と雨水の浸透水、さらに透水性地盤からの浸透水などが重なり合い、堤体内の浸透流は複雑な挙動を示すといえる。

5.3 図解法による非定常浸透流解析²⁷⁾

水位が瞬間的に上昇したときの非定常浸透流を知るために Cedergrén³⁾ (1948年)がある時刻 t における流線網を描いて、それによって Δt 後の流線網を求める方法を示しているので、まずそれについて簡単に述べ、ついで水位が変動する場合に適用したものについて述べる。

Cedergrén³⁾ (1948年) による図解法は、図—5.11に示すように浸透が始まった初期の任意の時刻 t における浸潤線を適当に定め、流線網を描く。流線網から浸潤線上のいくつかの点 $a, b, c, \dots$ の動水勾配 $i_a, i_b, i_c, \dots$ を求める。表のり面からの点 $a, b, c, \dots$ に至



図— 5.11 水位が急上昇したときの図解法による堤体内の非定常浸透流解析

る流線の長さ $L_a, L_b, L_c, \dots$ とすると, $L_a/i_a, L_b/i_b, L_c/i_c, \dots$ がほぼ等しくなるように浸潤線を描く。この値に差があるときには浸潤線の形を書き換え, 同様に流線網を描いて値をそろえる。この流線網を第1段階として, Δt 後の浸潤線は次のようにして求める。

浸潤線上の点 $a, b, c, \dots$ の水は, 時刻 t のあとの Δt の間, 動水勾配が $i_a, i_b, i_c, \dots$ のまま流線の延長方向に流れるものとする。土の有効間隙率を β とすると, Δt の間に浸潤線の進む距離 L'_i は

$$L'_i = v_i \cdot \Delta t = \frac{k}{\beta} i_i \cdot \Delta t \quad \dots\dots\dots (5.1)$$

となる。従って, 各点から L'_i の距離だけ前方に a', b', c' をとって曲線で結ぶ。このとき, 浸透流の流線の形によって流れが集中したり, 拡散したりする。

図-5.11の例では, 集中しているため b', c' はさらに前方に進むものと考えられるので, 補正を加える。($t + \Delta t$) 時刻の浸潤線が求められたら, これについて流線網を描き, 同じ操作を繰り返す。

水位が上昇する場合及び水位が下降する場合も同様にして, 浸潤線の動きを求めることができる。

図-5.3に図解法によって求めた値と実験によって得られた実測値とを比較したものを示した。図解法では, 透水係数 k は $7 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$, 10進法で表わした有効間隙率 0.2 と仮定し, また毛管水頭は無視して求めたものであるが, 両者を比較するとよい一致を示している。

以上, 図解法によって浸潤線を求める方法について述べたが, 厳密に言えば, 難点も多い。しかし, 図-5.3にも示したように実測値との比較でよい一致を示していることから, その実用性は十分期待できると考えられる。

5.4 有限要素法による非定常浸透流の解析方法

有限要素法による浸透流解析について, いろいろの解析法が提案されているが, ここでは洪水時の水位変動, 降雨及び複雑な堤防地盤を考慮した堤体内の浸透流が求まるように改良を加えたので, その解析方法の概略を次に示す。

[1] 浸透流解析の基本式

堤体内の浸透流が Darcy の法則に従うものとする, 定常浸透流における基本方程式は (5.2) 式のようになる。

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial H}{\partial y} \right) + q = 0 \quad \dots\dots\dots (5.2)$$

ここで, H は全水頭であり, k_x, k_y はそれぞれ x, y 方向の透水係数である。また, q は要素内に発生する水量である。

降雨による浸透が加わり、堤体内の自由水面が変化する場合には、自由水面上においてたてた連続の式は (5.3) 式のようになる。

$$\beta \frac{\partial h}{\partial t} = R + U_y - \frac{\partial h}{\partial x} U_x \quad \dots\dots\dots (5.3)$$

ここで、 β は有効間隙率、 h は水頭、 R は降雨浸透率である。また、 U_x, U_y はそれぞれ x, y 方向の流速である。

[2] 有限要素法への定式化

有限要素法は与えられた支配方程式と等価の汎関数を最小化することによって、近似解を求める変分法である。一方、汎関数が知られていない場合でも、重みつき残差法によって有限要素法の定式化は可能である。そこで、重みつき残差法のうち最も一般的に用いられている Galerkin 法で解く方法を次に示す。

堤体内の任意点の水頭 H は、その点の座標を用いて (5.4) 式で表わせると仮定する。

$$H = [Nn] \{An\} \quad \dots\dots\dots (5.4)$$

ここで、 $[Nn]$ は座標のみの関数であり、 $\{An\}$ は各々の係数となる未知のパラメータである。(5.4) 式は (5.2) 式を厳密には満足しない。従って、(5.4) 式を (5.2) 式に代入した値は 0 にはならず、残差 ϵ を生ずる。この残差 ϵ は (5.2) 式において $q = 0$ とすると次式で表わされる。

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial [Nn] \{An\}}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial [Nn] \{An\}}{\partial y} \right) = \epsilon \approx 0 \quad \dots\dots\dots (5.5)$$

(5.2) 式を満足する近似解としては、(5.5) 式の残差 ϵ を最小にするものが考えられる。そこで、(5.5) 式に重み関数 w を乗じて領域全体について積分した次式を解くことによって近似解が得られる。

$$\int_V w \cdot \epsilon \, dv = \int_V w \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial [Nn] \{An\}}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial [Nn] \{An\}}{\partial y} \right) \right] dv = 0 \quad \dots\dots\dots (5.6)$$

未知のパラメータ An の数が N 個あれば、 N 個の独立な重みを用いることによって (5.6) 式は N 元の連立方程式が成り立ち、その連立方程式を解くことによって水頭 H が求まる。なお、(5.6) 式を解く方法については省略するが、Galerkin の方法の重み関数 w を用いることによって、(5.2) 式の近似解が得られる。

[3] 外水位の変動に伴う堤体内の非定常浸透流の解析法

自由水面をもつ非定常浸透流の場合には、浸潤面上での流量の連続式を考慮して浸透流を解析しなければならない。そこで、任意の時間 t において図-5.12に示すような自由水面が

ある場合には、外水位が H だけ急上昇したときに、自由水面は外水位の変化に対応して上向き（水位下降の場合には下向き）の速度が発生する。考えている時間 Δt の間、任意の時間 t_1 で発生した速度がそのまま保たれているとすると、自由水面上の点 P_i は P'_i へと移動する。すなわち、

$$P'_i = P_i + V' \cdot \Delta t \quad \dots\dots\dots (5.7)$$

となり、時刻 $t_1 + \Delta t$ の自由水面は図-5.12 に示すような各々の自由水面上の節点の移動後のベクトルをなめらかに結んだ線で表わせることになる。ここで、(5.7) 式の V' は真の流速で、各節点における移動速度 V と有効間隙率 β (10 進法) を用いて (5.8) 式より求まる。

$$V'_i = V_i / \beta \quad \dots\dots\dots (5.8)$$

解析の方法は、通常有限要素法による定常浸透流の解析方法をそのまま用いるが、自由水面をもつ非定常浸透流解析では (5.7) 式の計算を加える必要がある。従って、流れ図は図-5.13 に示すようなものになる。¹⁶⁾

[4] 降雨が加わった場合

の堤体内の非定常浸透流解析

降雨のある場合は、図-5.14 に示すように時間 Δt の間に雨水の浸透によって生ずる浸潤線の移動は、任意の時間 t_1 での浸潤線と

平行であると仮定する。 図-5.12 非定常浸透流解析における浸潤面の移動方法

図-5.14 から浸潤線での流量に対する連続の式を求めると、(5.9) 式のようになる。

$$\frac{\partial h}{\partial t} \Delta t = \frac{(R + U_y)}{\beta} \Delta t - \frac{U_x}{\beta} \frac{\partial h}{\partial x} \Delta t \quad \dots\dots\dots (5.9)$$

(5.9) 式からも明らかなように、降雨浸透率 R と U_y は浸潤面の鉛直方向の上昇量に対して同等に寄与することがわかる。従って、降雨の浸透がある場合には (5.8) 式の V' を (5.10) 式のように修正して浸潤線の移動方法をそのまま適用すればよいことになる。

$$V'_i (V_{xi}, V_{yi}) \xrightarrow{\text{(降雨浸透に対する修正)}} V_i (V_{xi}, V_{yi} + \frac{R}{\beta}) \quad \dots\dots\dots (5.10)$$

5.5 堤体の透水性及び外水位の条件が堤体内の非定常浸透流に及ぼす影響

堤体の透水性及び洪水波形，洪水継続時間などの外水位の条件が堤体内の非定常浸透流に及ぼす影響を調べるために，下記に示すような非定常浸透流解析を行い，検討を加えた。¹⁶⁾

(1) 堤体及び地盤の条件

解析に用いた堤防は図-5.15に示すように直轄河川の堤防のうちで比較的大断面(天端幅10 m，のり勾配1:2，堤防敷幅50 m)のものを採用した。また，地盤条件としては，堤防下に連続して厚さ2 mの難透水路が存在し，その下に透水性地盤がある場合と，堤防が直接透水地盤上にある場合の2ケースを考えた。地盤の広がりのはのり先から堤内地及び堤外地側にそれぞれ150 m存在するとした。

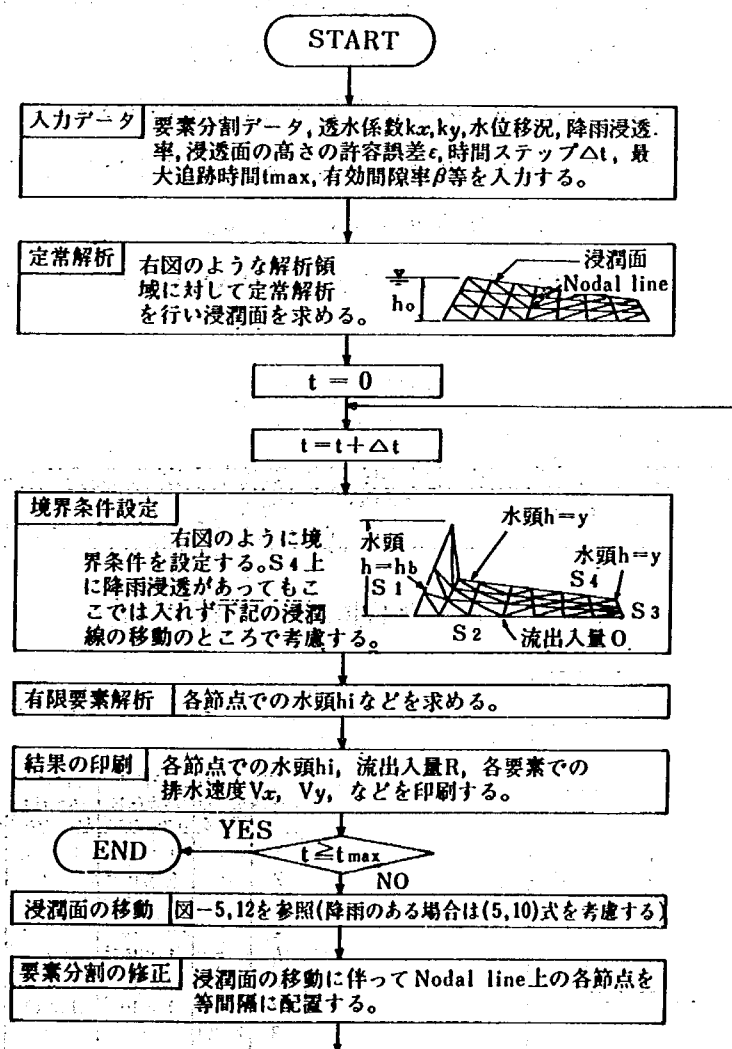


図-5.13 非定常浸透流解析の流れ図

堤体の透水性の違いによる堤体内の非定常浸透流の変化を調べるために，堤体の透水係数は $10^{-2} \sim 10^{-4} \text{ cm/sec}$ の範囲のものをを用いた。また，難透水路ならびに透水層の透水係数は，それぞれ $1 \times 10^{-6} \text{ cm/sec}$ ， $1 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ とした。有効間隙率 β は0.2とした。

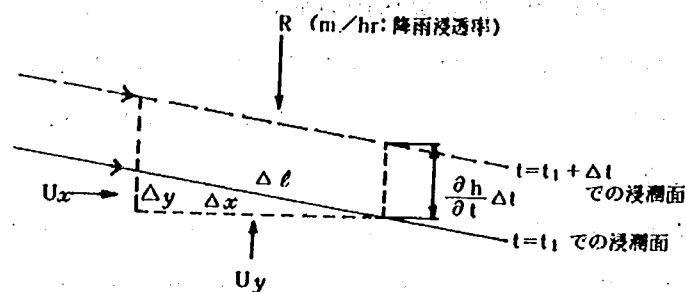


図- 5.14 降雨浸透による浸潤面の鉛直方向の上昇量

[2] 水位移況及び計算ケース

洪水波形及び洪水継続時間などの外水位と堤体内の非定常浸透流の関係を検討するために、図- 5.16 に示すような条件の異なる5種類の水位移況を設定した。図- 5.16 のケース1の条件は、外水位を10.6mから14.5mへ急上昇させ、堤体内の水位が定常状態になるまで水位を保った場合で、ケース2～ケース5は水位上昇高と洪水継続時間を乗じた値を同一にして、水位移況の波形をそれぞれ変化させたものである。

浸透計算は10ケースについて行った。表- 1 にその計算モデルの諸定数と計算条件を示す。

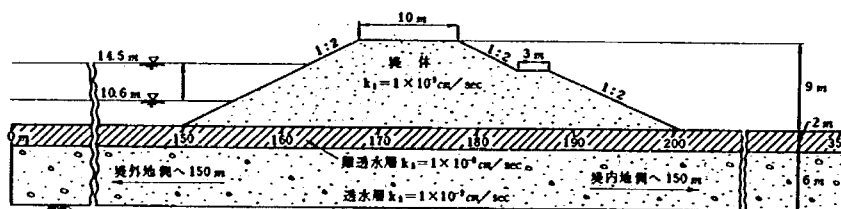


図- 5.15 解析に用いた堤防断面

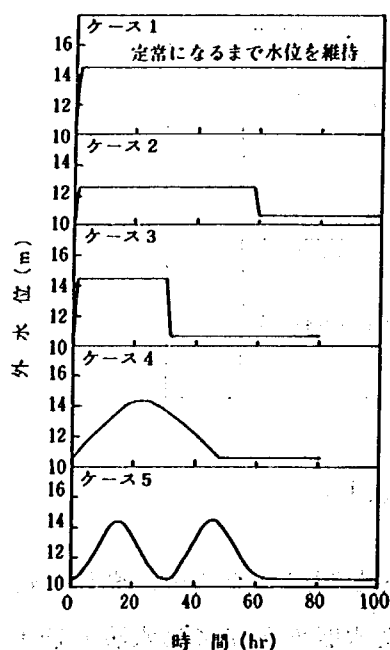


表- 5.1 解析モデルの諸定数

ケース	図-5.16の 水 位 移 況	①の 透水係数 (cm/sec)	②の 透水係数 (cm/sec)	③の 透水係数 (cm/sec)	備 考
1	ケース1	1×10^{-2}	1×10^{-4}	1×10^{-2}	有効間隙率 β は 各ケースとも0.2
2	"	5×10^{-3}	"	"	
3	"	1×10^{-3}	"	"	
4	"	5×10^{-4}	"	"	
5	"	1×10^{-4}	"	"	
6	"	1×10^{-3}	1×10^{-2}	"	難透水性地盤なし
7	ケース2	1×10^{-2}	1×10^{-4}	"	
8	ケース3	"	"	"	
9	ケース4	"	"	"	
10	ケース5	"	"	"	

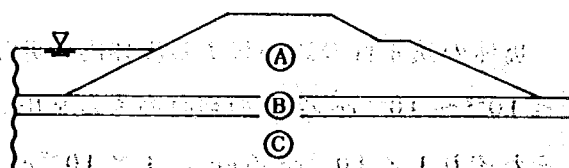
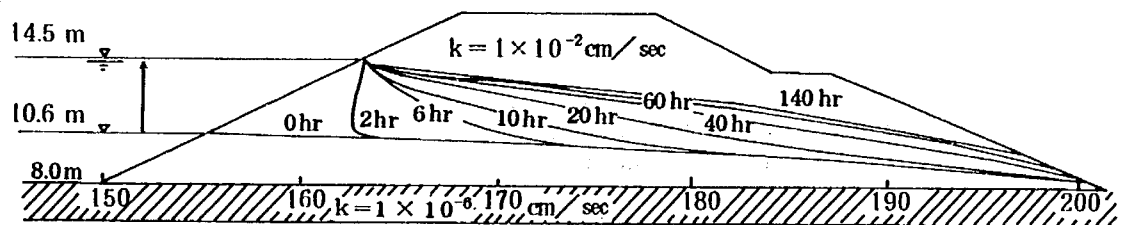


図- 5.16 解析に用いた水位移況

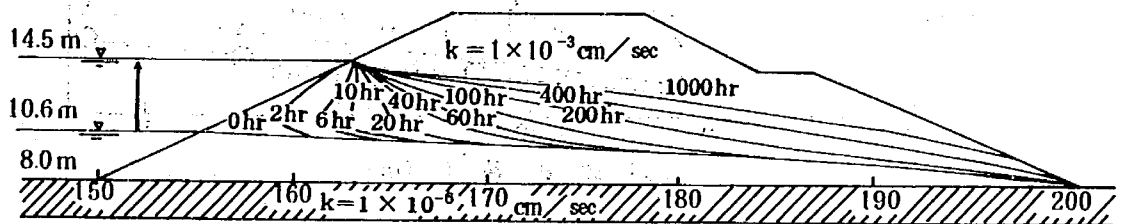
〔3〕 解析結果

(1) 堤体の透水係数及び地盤条件が異なる場合の浸透流の比較

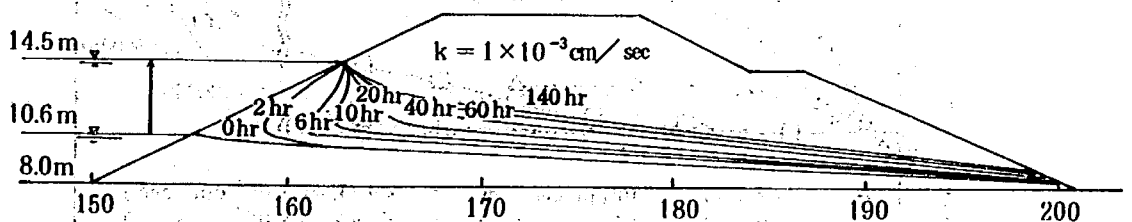
河川水位を急上昇させ、その後水位を一定に保った図-5.16のケース1の水位移況の場合の堤体内の浸潤線の変化を、図-5.17に示す。図-5.17(a),(b)は堤防下に難透水層が連続して分布している場合で、(c)は透水地盤上の堤防の場合の浸潤線の変化を示したものである。各ケースとも水位が上昇すると、時間の経過とともに堤体内に水が浸透していき、堤体内の水位が上昇していくことがわかる。図-5.17(a),すなわち表-5.1のケース1の



(a) ケース 1



(b) ケース 3



(c) ケース 6

図-5.17 堤体の透水係数及び地盤の条件が異なる場合の堤体内の非定常浸透流

場合と(b)のケース3の場合についてみると、当然のことながら透水係数の大きい(a)の場合の方が、短時間のうちに堤防のり先部に浸潤線が到達している。また、地盤条件の違いについて(b)と(c)のケースを比較すると、定常状態に達する時間は(c)の透水地盤上の堤防の方が早い、定常状態に達した時の堤体内の水位は(b)の難透水層の上に築造された堤防の方が高くなる。

次に、堤体の透水係数の違いによる浸潤線の到達距離 L と経過時間 $\sqrt{t}$ の関係を、図-5.18に示す。図から、堤防は矩形断面を有しているので、両者の間には、浸透初期においては一定の関係は認められないが、ある時間が経過すると、両者は直線関係にあることがわかる。そこで、両者の関係を式で表わすと、次のようになる。

$$L = a + b\sqrt{k \cdot t} \quad \dots\dots\dots (5.11)$$

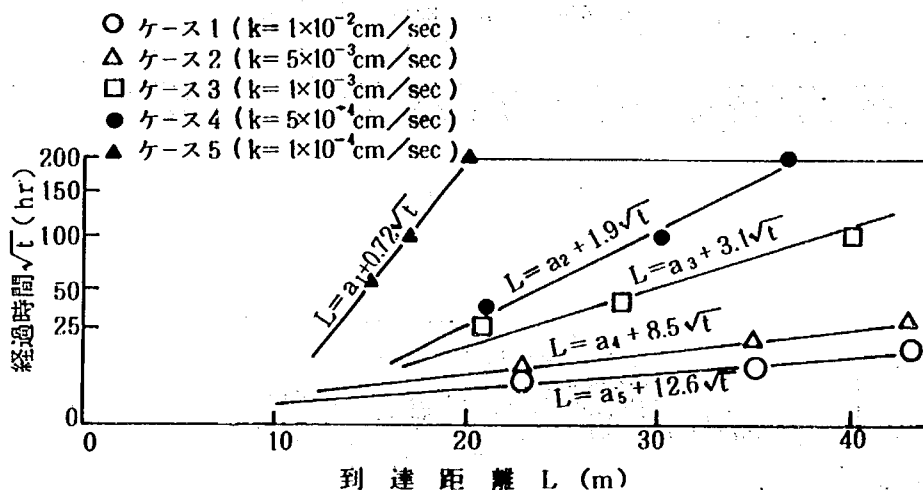


図-5.18 浸潤線の到達距離と経過時間の関係

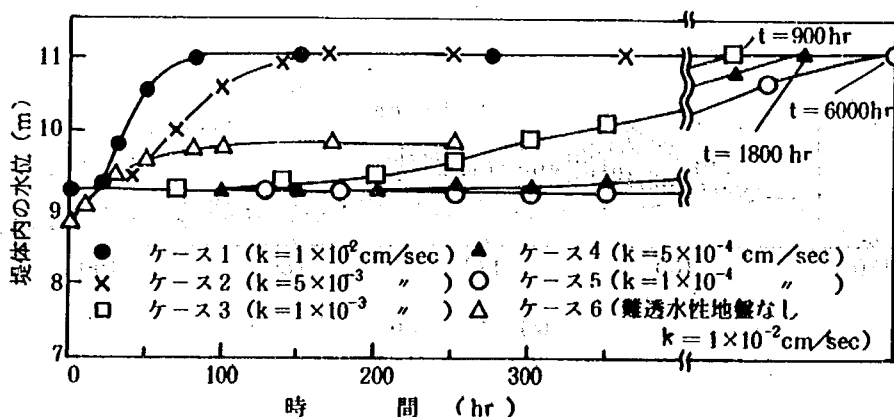


図-5.19 堤防裏のり部における堤体内の水位
(図-5.15の $x=190\text{ m}$ 地点)

ここで、 a 、 b は堤防の形状、地盤条件、外水位の条件などが関係する係数である。

図-5.19は堤防裏のり先部、すなわち図-5.15の $x=190m$ 地点における堤体内の水位の時間的变化を示したものである。堤体の透水係数が大きいものほど短時間に水位が上昇しており、透水係数が小さくなるに従い、水位の上昇は緩やかになる傾向を示している。

また、ケース6についてみると、透水地盤からの浸透水によって堤防裏のりの水位は、難透水層の上に築造された堤防、すなわちケース3のものより急激に上昇しており、定常状態に達するのも早い。しかし、定常状態における水位は、難透水層の上に築造された堤防に比べて低くなっていることが注目される。従って、透水地盤上にある堤防は洪水時に、透水地盤からの浸透水によって堤体内の水位は早く上昇するが、水位は必ずしも高くなるとはいえない。

(2) 外水位の変動と堤体内の非定常浸透流との関係

洪水時の浸透水による堤体の安定性を考える場合には、外水位や洪水継続時間などの外力が堤体内の浸透流に及ぼす影響について検討し、どのような外力、すなわち洪水が堤体の安定性にとって危険であるかを確かめておく必要がある。

そこで、洪水波形の違いによって堤体内の浸透流がどのようになるかを確かめる意味で、図-5.16に示したケース2～ケース5までの洪水波形を用いて解析を行った。¹⁶⁾ 解析は表-5.1のケース7～ケース10までの条件のものについて実施し、その解析結果を示したものが、図-5.20である。

図-5.20の解析結果から、中間水位が長時間続く(a)のケース7の場合には、河川水位の上昇がそれほど大きくないため、堤体内の浸潤線はあまり高くない。一方、(b)のケース8、すなわち高水位の場合には、洪水継続時間が短いにもかかわらず、河川水位の上昇によって川表から堤体内にかなりの浸透水が流入する。このため、堤体内の浸潤線も(a)の中間水位のものに比べて高くなっている。従って、中間水位の洪水が長期にわたって継続する場合よりも、むしろ高水位の洪水がある期間続いた場合の方が、堤体内の浸透流により大きな影響を及ぼすといえる。

図-5.20(c)、(d)は正弦波形を水位移況に用いたもので、それぞれ表-5.1のケース9及びケース10の場合である。水位及び水位上昇高と洪水継続時間とを乗じた外力は両ケースとも(b)のケース8と同じである。

図から(c)と(d)の場合を比較すると、裏のりへの浸透水の到達時間、及び裏のり付近の堤体内の水位はほぼ同程度となっており、堤体中央部では(c)の方がやや高くなっている。これは、洪水波形が1つの山の場合と2つの山の場合とでは、堤体内の浸潤線の変動にそれほど差のないことを示しているといえる。また、(b)の高水位が続いた場合と比較すると、堤体内の水位はやや低い値を示しており、(a)の中間水位のものに比べると、堤体内の水位

は高くなっている。

次に、これら4ケースの堤体内部の水位と外水位上昇後の経過時間の関係を図-5.21に示す。堤体内の水位は表のり付近($x=165\text{ m}$)、堤体中央部($x=175\text{ m}$)、及び裏のり付近とした。図-5.21より、どの位置においても水位が最も高くなっているのはケース8の場合であることがわかる。

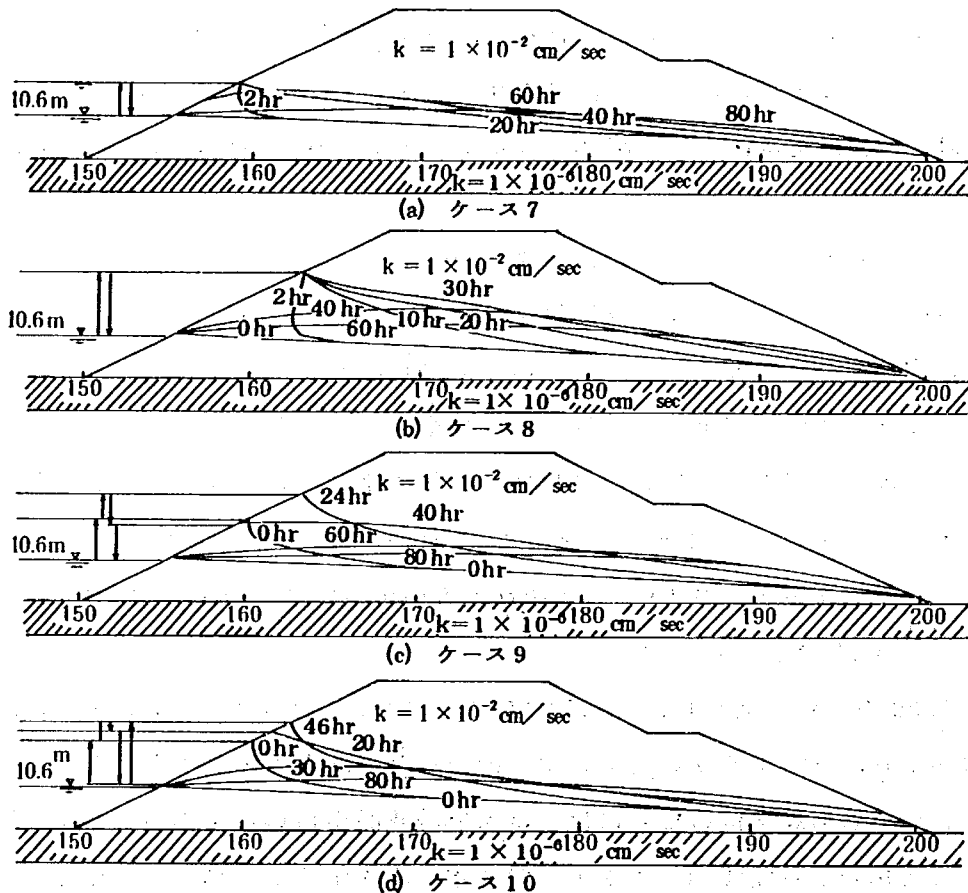


図-5.20 洪水波形が異なる場合の堤体内の非定常浸透流

続いてケース9,10,7の順になっている。表のりに近い165 mの所では、外水位の変動がすぐに堤体内水位に現われているが、中央部及び裏のり部では外水位が低下した後、最高水位に達しており、時間的遅れが認められる。

堤体内の浸潤線の上昇は川表から流入する浸透

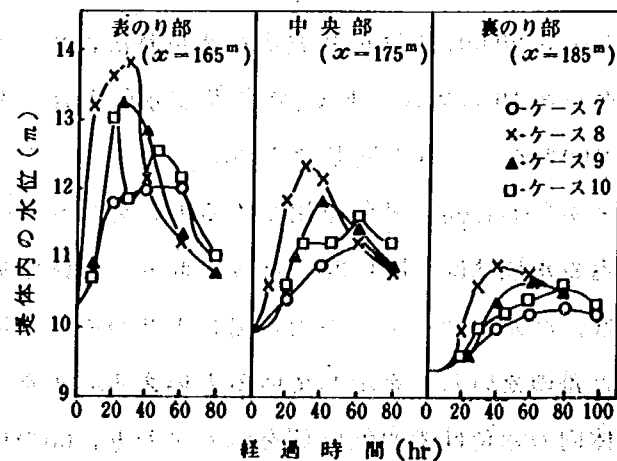


図-5.21 堤体内の水位と経過時間の関係

流量が関係する。そこで、図-5.21において各ケースの堤体内の浸透面積を求め、これを水位上昇高と洪水継続時間の積 ($120\text{m}\cdot\text{hr}$) で除した値を表-5.2に示す。

表-5.2から、ケース8の場合の値が最も大きくなっており、堤体内に浸透する水量の多いことを示している。続いて、ケース9,10がほぼ同程度の値を示しており、ケース7は他の3ケースに比べて小さい値になっている。この傾向は図-5.21の堤体内の水位の上昇高の傾向ともよく一致している。

以上述べたことから、堤体内の浸潤線の上昇は、堤内地盤高より高い水位とその継続時間に影響され、しかも高水位を占める部分が多い洪水ほど堤体に及ぼす影響は大きいといえる。

表-5.2 洪水波形の違いによる堤体内の水の浸透面積

区 分	図-5.16の 水 位 移 況	最 大 浸 透 面 積 (m^2)	最大浸透面積
			水位上昇高×洪水継続時間 ($\text{m}^2/\text{m}\cdot\text{hr}$)
ケース 7	②	4 6.8	0.3 9
ケース 8	③	7 7.9	0.6 5
ケース 9	④	6 2.7	0.5 2
ケース 10	⑤	6 0.1	0.5 0

5.6 基礎地盤の条件が堤体内の非定常浸透流に及ぼす影響

わが国の地形からして、河川堤防が沖積層からなる地盤の上に築造されるケースは非常に多い。このような沖積層は一般に河川の過去における氾濫や蛇行などによる侵食と堆積という過程を繰り返して形成されたものである。従って、沖積層は砂礫、シルト、粘土などが互層をなして堆積しており、しかもそれらが複雑な成層状態を呈している場合がある。

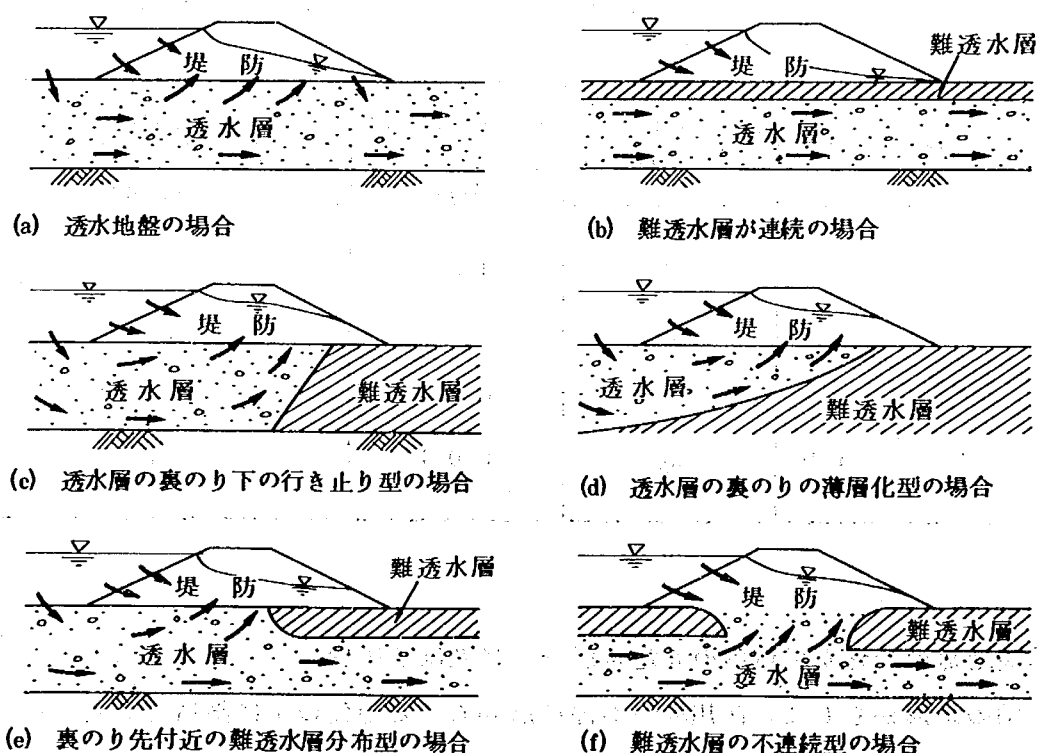
基礎地盤の違いが堤体内の非定常浸透流に及ぼす影響について詳しく調べた例がないので、過去の土質調査の結果をもとにして堤防下の基礎地盤について分類し、その特徴を述べる。続いて模型実験ならびに浸透流解析の結果などを用いて、基礎地盤の条件の違いによる堤体内の非定常浸透流の挙動について考察を加える。

〔1〕堤防基礎地盤の分類と特徴

河川堤防は上流から下流に至る河川全域にわたって築造されるため、対象となる地盤にも多種多様なものがある。そこで、土質調査の結果をもとにして、過去において堤防下の基礎

地盤の漏水が問題となったような個所の地層構成、土質及びその分布状況を整理し、区分すると図－ 5. 22 のようになる。^{13), 18)}

図－ 5. 22 (a)は透水地盤の場合で、このような透水地盤は一般に河川上流の山間部の低地の地盤や沖積平野の扇状地域に多く存在する。地盤は、粗粒の透水性の高い砂礫層などで形成されていることが多い。図－ 5. 22 (b)は、砂や砂礫の層の上に薄い難透水性の細粒土から成る表層が覆っている場合である。表層は有機質の混った土質で、田圃、畑、沼沢地などになっていて、洪水時には下の透水層を通ってきた水が表層を突き破り地表面へ流出することがある。(b)のような地盤は、河川中流部の自然堤防地域や下流部の三角州地域に多く存在する。



図－ 5. 22 堤防下の基礎地盤の分類と浸透流の特徴

堤防が旧河道上にある場合や落掘、氾濫原、自然堤防などの縁辺部に位置する場合には、図－ 5. 22 (c), (d), (e), (f)に示したような地盤が存在することがあり、洪水時に水位の上昇によって予想外の激しい漏水に見舞われることがある。

図－ 5. 22 (c)は、堤外地から連続している透水層が堤防裏のり下で不透水層あるいは難透水層によって行き止り型の地層構成を有している場合である。(d)は(c)と同様に行き止り型であるが、透水層が裏のりにいくに従って薄くなっている点異なる。両者とも透水層に浸透した水は堤体内に流入するため、堤体漏水や浸潤線の上昇による裏のりすべりが生じやすい。

図- 5. 22 (e) は、堤防裏のり付近に不透水層あるいは難透水層が分布する場合で、(f)は堤防下の難透水層が不連続になっている場合である。このような地盤では、透水層を通ってきた浸透水の一部が堤体内に流入するため、堤体漏水や裏のりすべりの原因となりやすい。

以上述べた漏水を生じやすい(c), (d), (e), (f) の地盤を、地形図や地形分類図あるいは土地条件図などと照合すると、図- 5. 23 に示すような地形分布のところに多く存在する。すなわち、堤内地側に旧河道、落堀やその干拓地あるいは氾濫原、基盤岩などが分布し、一方堤外地側には自然堤防や透水性の大きい現河床が分布する場合である。

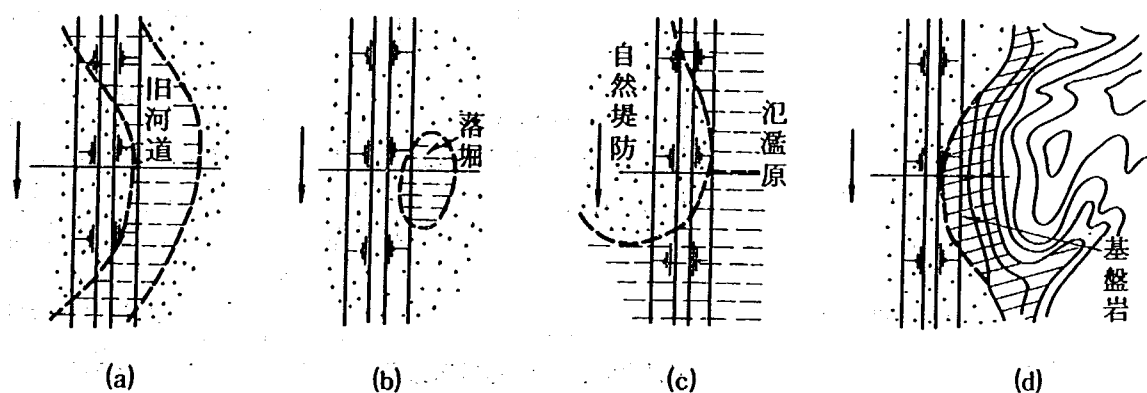


図- 5. 23 漏水を生じやすい地盤が存在する地形分布

〔2〕 模型堤防を用いた浸透実験

堤防の基礎地盤に着目し、難透水層が不連続な地盤上に築造された堤防の、洪水時における堤体内の浸透流を解明するために行った大型水路による模型堤防浸透実験の結果について¹²⁾説明する。

(1) 実験方法

実験は前面ガラスの水槽（長さ 14 m、高さ 2 m、幅 1 m）に図- 5. 24 に示すような透水層と難透水層とからなる厚さ 1.0 m の基礎地盤を造成し、この地盤上にのり勾配 2 割、高さ 1 m、天端幅 1 m の模型堤防を築造した。実験堤防は地盤条件が異なる図- 5. 24 の 4 ケースとし、各ケースとも表のり側の地盤は厚さ 0.1 m の難透水層で覆われているとした。堤内地側も同様に厚さ 0.3 m の難透水層が存在し、ケース 2, 3, 4 の場合は堤防表のり肩から裏のり先部分の堤防基礎地盤に、図に示すような難透水層の不連続部分があるとした。ケース 1 は難透水層が連続しているとした。

実験に使用した材料は透水層が砂、堤体及び難透水層はシルト質砂である。難透水層は堤体のものに比べてシルト分を多く含んだものを使用した。室内試験で得られた透水層の透水係数は $1.5 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$ で、堤体の透水係数と比べると、2～3 倍程度大きいものになった。

実験は貯水槽に 1 m 湛水し、堤防下の基礎地盤を飽和させ 1 日放置した後、水位をさらに 0.9 m 急上昇させ、堤体内の浸透流が定常状態になるまで水位一定の浸透実験を行った。実験中、透水層に埋設した間隙水圧計により地盤内の間隙水圧の測定を行うとともに、水槽の裏面に取り付けたピエゾメーターにより堤体内の浸潤線の変化を調べた。また、前面ガラスを通して堤体の崩壊状況を観測した。

(2) 実験結果

各ケースの堤体内の浸潤線の変化を、裏のり部の基礎地盤上の各位置での浸潤

線の高さで示したものが、図-5.25 である。難透水層が連続の場合のケース 1 では、地盤から堤体内に浸透する水量が少ないため、浸潤線は表のりから裏のりへと徐々に進行する。従って、浸潤

線の上昇は、①、②、③の順に始まっていることが明瞭に現われている。これに対してケース 4 の場合には裏のり部①、②、③の位置に難透水層が存在しないため、各点とも透水層からの浸透水によ

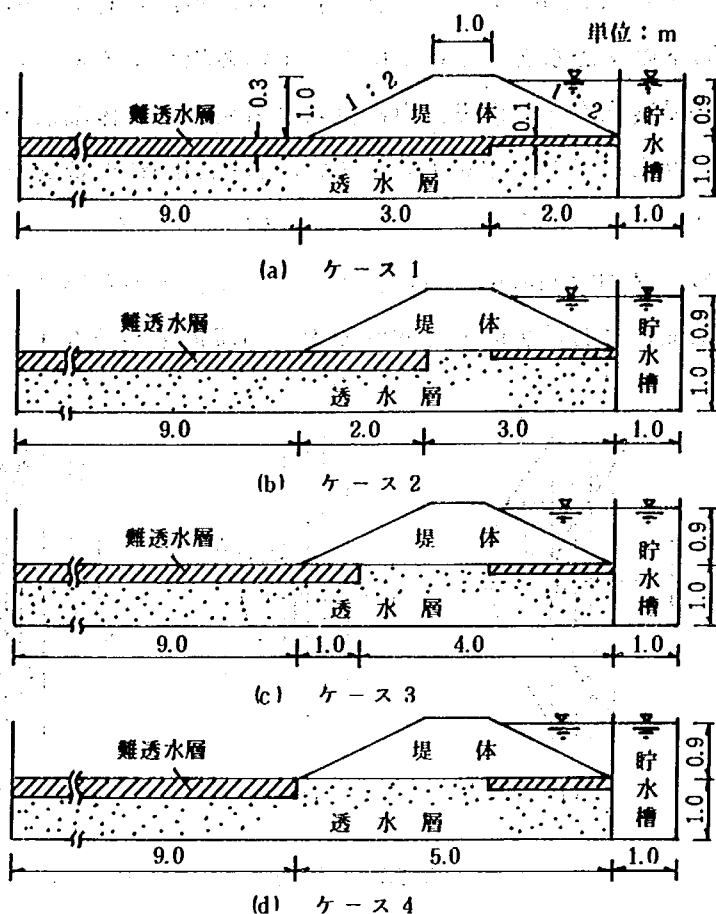


図-5.24 地盤条件の異なる実験堤防

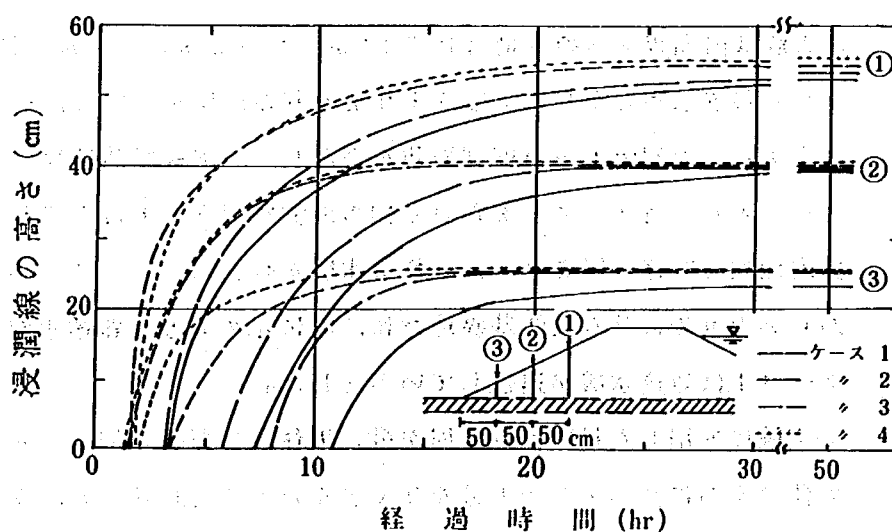


図-5.25 浸潤線の高さと時間の関係

てほぼ同時に浸潤線が上昇しており、しかもケース1, 2, 3 と比べても浸潤線の上昇が早くなっている。

ケース3においても①, ②の地点に難透水層が存在しないため、透水層からの浸透水により①, ②の地点の浸潤線の上昇がケース4と同様に早く生じている。

ケース2の場合は難透水層の不連続部分が堤体中央部にだけ存在し①, ②, ③の地点は難透水層上にあるため、これはケース1の条件と類似しており、実験結果もケース1の場合と同様、時間の経過とともに地点①, ②, ③の順に浸潤線が上昇している。しかし、ケース2の場合には、各点における浸潤線の上昇がケース1よりも早く生じており、不連続部分の影響がでている。

また、裏のりの安定性に大きく影響する裏のり先付近③における浸潤線の上昇時期についてみると、地盤の違いによる影響が顕著に現われており、難透水層の不連続区間が最も大きく裏のり先まで広がっているケース4の場合が最も早く、ケース3, 2と次第に遅くなり、難透水層連続型のケース1の場合が最も遅くなっている。さらに、定常状態における浸潤線をみると、難透水層が不連続な場合は連続な場合に比べて高く、また不連続区間の長いものほど高くなっている。

従って、裏のり部における崩壊が始まった時刻も、ケース4, 3, 2と難透水層の不連続部分が大きいものほど、早く生ずるという結果になっている。また、崩壊の規模も浸潤線の高いケース4の場合が最も大きく、ケース3, 2, 1の順で小さくなるという結果が得られた。

以上、地盤条件を変えた模型実験の結果をまとめると、次のようなことが明らかになった。

すなわち、堤体内の浸潤線は地盤の条件に大きく影響され、堤防直下の地盤に難透水層が不連続に分布する場合には、洪水時に堤防裏のりからの浸透水の他に、透水層を通して堤体内に流入する浸透水の影響を受けること、そのため裏のり付近の浸潤線が難透水層が連続している場合に比べて早く上昇し、しかも定常状態における裏のり付近の浸潤線もいっそう高くなることなどである。

〔3〕有限要素法による非定常浸透流解析

前節の模型堤防の浸透実験の結果から、堤防下の基礎地盤の条件の違いによって堤体内の浸透流が異なることが認められた。そこで有限要素法による非定常浸透流解析を用いて、基礎地盤の条件が堤体内の浸透流に及ぼす影響について調べた。¹⁸⁾

(1) 解析モデルと計算条件

解析には図-5.15に示した堤防断面のものをを用いた。また、地盤条件としては、図-5.26に示す4ケースを考えた。すなわち

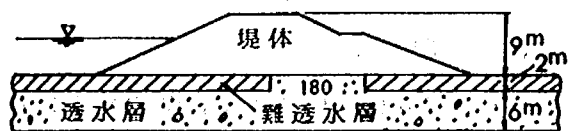
(a) 堤防下の難透水層が不連続で、不連続部分の幅が狭い場合。(ケース 1)

(b) 堤防下の難透水層が不連続で、しかも幅が広い場合。(ケース 2)

(c) 難透水層が堤防裏のり部下に分布する場合。(ケース 3)

(d) 透水層が堤防裏のり部下で行き止りになっている場合。(ケース 4)

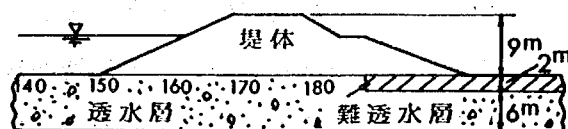
である。地盤の広がりのはり先から堤内地及び堤外地側にそれぞれ 150 m 存在するとした。堤体の透水係数は $1 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$, 難透水層及び透水層の透水係数はそれぞれ $1 \times 10^{-6} \text{ cm/sec}$, $1 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ であるとした。また, 有効間隙率 β は 0.2 とした。外水位の条件としては, 図-5.16 に示したケース 1, すなわち 10.6 m から 14.5 m へ水位を急上昇させ, 水位を一定に保った場合を用いた。



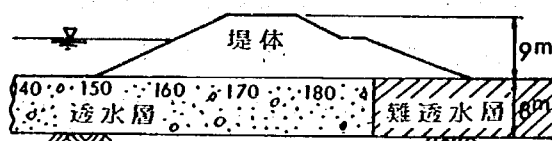
(a) 難透水層の不連続部分が狭い場合(ケース 1)



(b) 難透水層の不連続部分が広い場合(ケース 2)



(c) 難透水層が裏のり部下に分布する場合(ケース 3)



(d) 透水層が行き止りの場合(ケース 4)

図-5.26 解析モデルの断面図

(2) 解析結果

地盤条件の違いによって定常状態における堤体内の浸潤線がどのように変化するかを比較したものが, 図-5.27 である。図中には, 図-5.17 で求めた透水地盤の場合及び難透

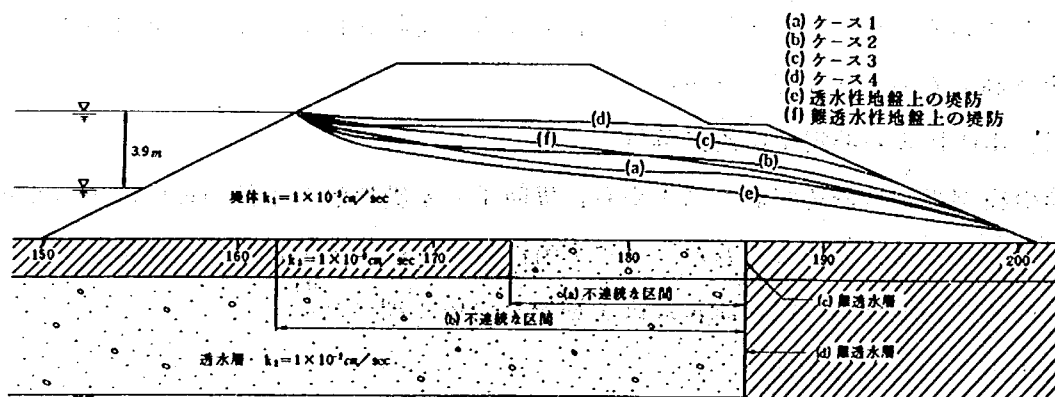
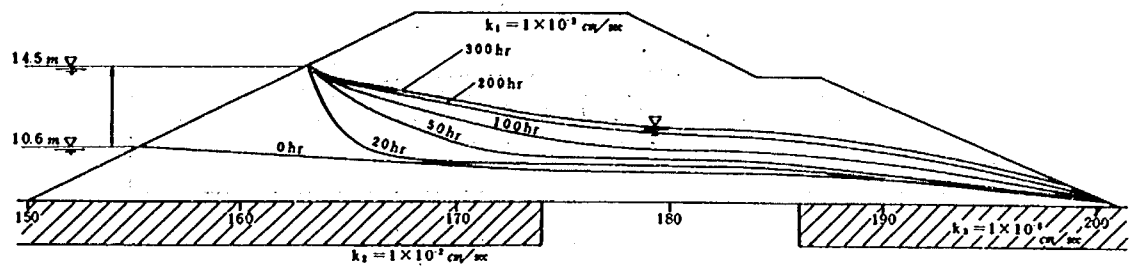
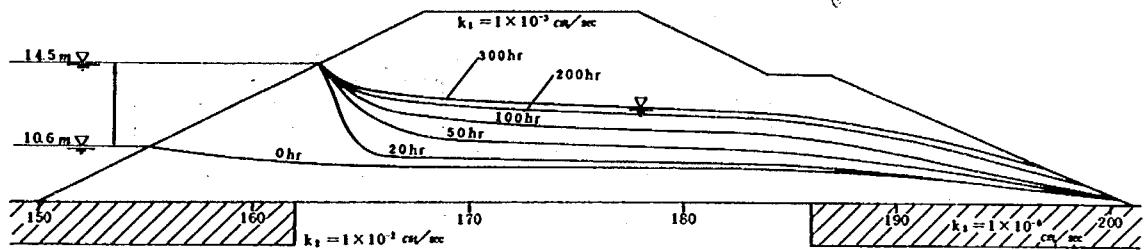


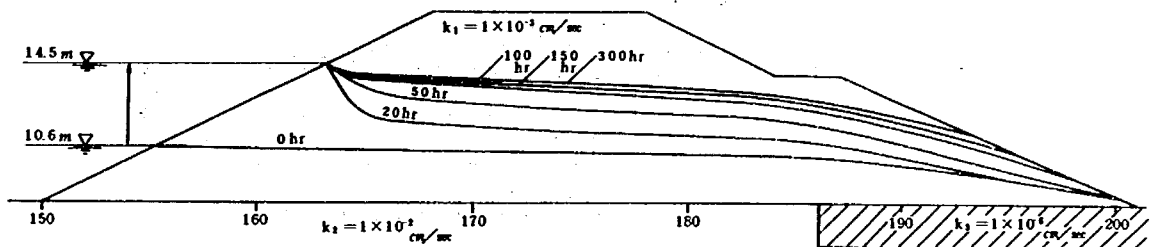
図-5.27 定常状態における堤体内の浸潤線の比較



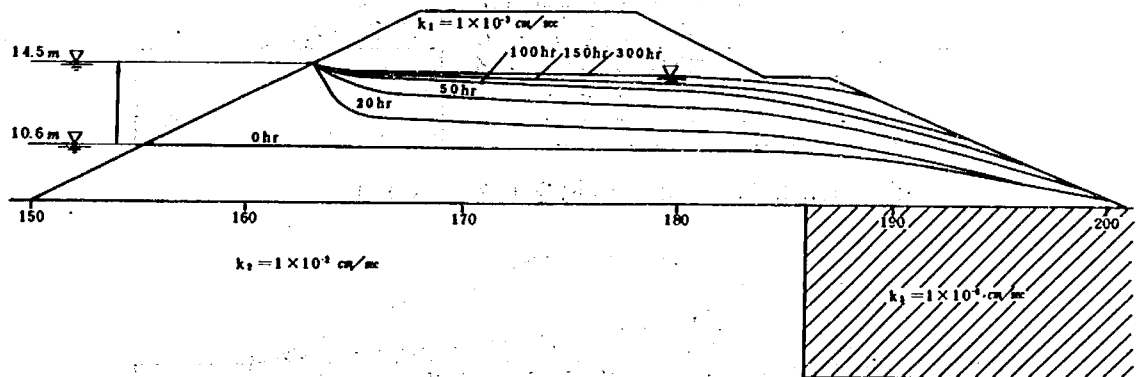
(a) 難透水層の不連続部分が狭い場合 (ケース 1)



(b) 難透水層の不連続部分が広い場合 (ケース 2)



(c) 難透水層が裏のり部下に分布する場合 (ケース 3)

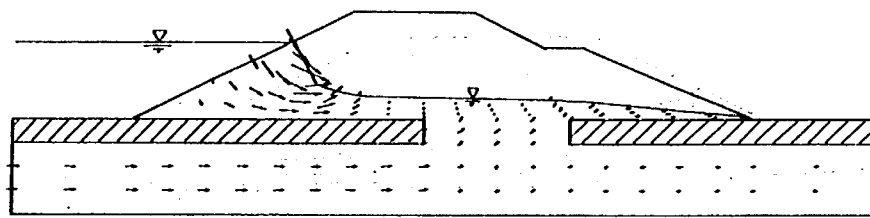


(d) 透水層が行き止りの場合 (ケース 4)

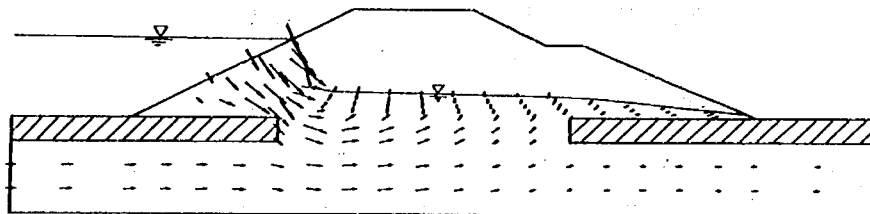
図-5.28 堤防下の基礎地盤の条件が異なる場合の堤体内の非定常浸透流

水層が連続している場合についても合わせて併記した。

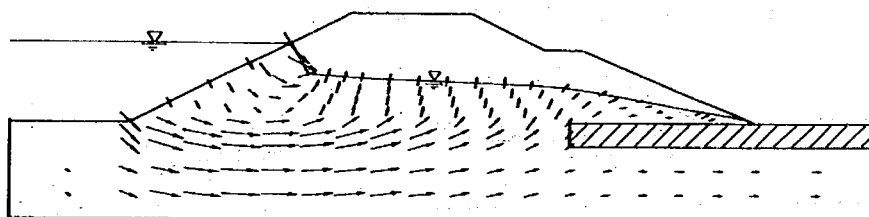
図-5.27 から、定常状態において堤体裏のり部の浸潤線が最も高くなるのは、(d)の透水層が行き止りになっている場合である。続いて、(c)の裏のり部下に難透水層が分布する場合である。難透水層が堤防下で不連続になっている(a)、(b)のケースの場合も、堤防裏のり先付近では、透水地盤及び難透水層が連続している場合に比べて、堤体内の浸潤線は高くなっている。また、難透水層の不連続部分の幅が広いものほど、堤体内の浸潤線は高



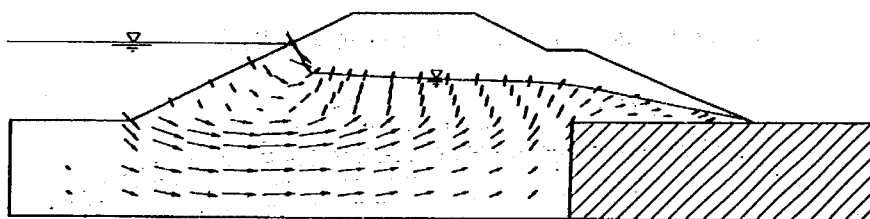
(a) 難透水層の不連続部分が狭い場合 (ケース 1.)



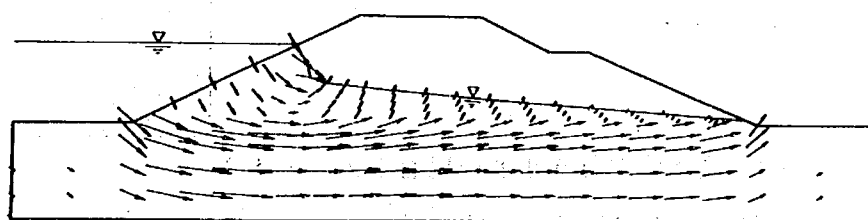
(b) 難透水層の不連続部分が広い場合 (ケース 2.)



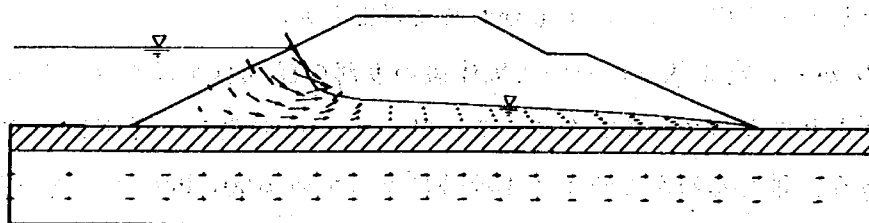
(c) 難透水層が裏のり部下に分布する場合 (ケース 3.)



(d) 透水層が行き止りの場合 (ケース 4.)



(e) 透水地盤の場合



(f) 難透水層が連続している場合

(速度ベクトル: $\rightarrow 0.05 \text{ m/hr}$)

図-5.29 堤体及び地盤内の浸透流の速度ベクトル図

くっており、模型実験の結果と一致する傾向を示している。

次に、外水位が急上昇した場合の堤体内の非定常浸透流の解析結果を図- 5. 28 に示す。まず難透水層が不連続の場合、すなわち(a), (b)のケースについてみると、図- 5. 17の難透水層が連続の場合に比べて透水層から流入する浸透水の影響が加わるため、堤防裏のり部の堤体内の水位上昇が比較的初期の浸透段階で生じている。そして、時間の経過とともに堤防裏のり部の水位は上昇し、ついには一定となって定常状態に達する。

(c)の裏のり部下に難透水層が分布する場合及び(d)の透水層が行き止り型の場合には、表のりからの河川水の浸透と透水層からの浸透水とが重なり合うため、堤体内の浸潤線の上昇は早く、しかも高くなる。これを図- 5. 17に示した透水地盤の場合と比較すると、透水地盤では堤体内の水位が高くなると、透水層を抜ける水が多くなるので、堤体裏のり部の水位はそれほど高いものにはならない。

図- 5. 29 は、各ケースの場合の 20 時間における堤体及び地盤内の浸透流の速度ベクトルを示したものである。図からもケース(c), (d)の場合には、透水層から堤体内に流入する浸透水の速度が大きく、堤体内の浸潤線を押し上げていることがよくわかる。

さらに、地盤条件の違いによる堤体内の水位の上昇速度の差をみるために、堤防裏のり先付近 (図- 5. 28 の $x = 190 \text{ m}$ の地点) における堤体内の水位の時間的な変化を示したものが、図- 5. 30 である。図から、地盤条件が難透水層連続の場合が、堤体内の水位上昇に最も時間がかかる。一方、透水地盤の場合には堤体内の水位の上昇速度は速いが、定常状態での水位は高くない。難透水層が不連続の場合及び堤防裏のり部下に難透水層が

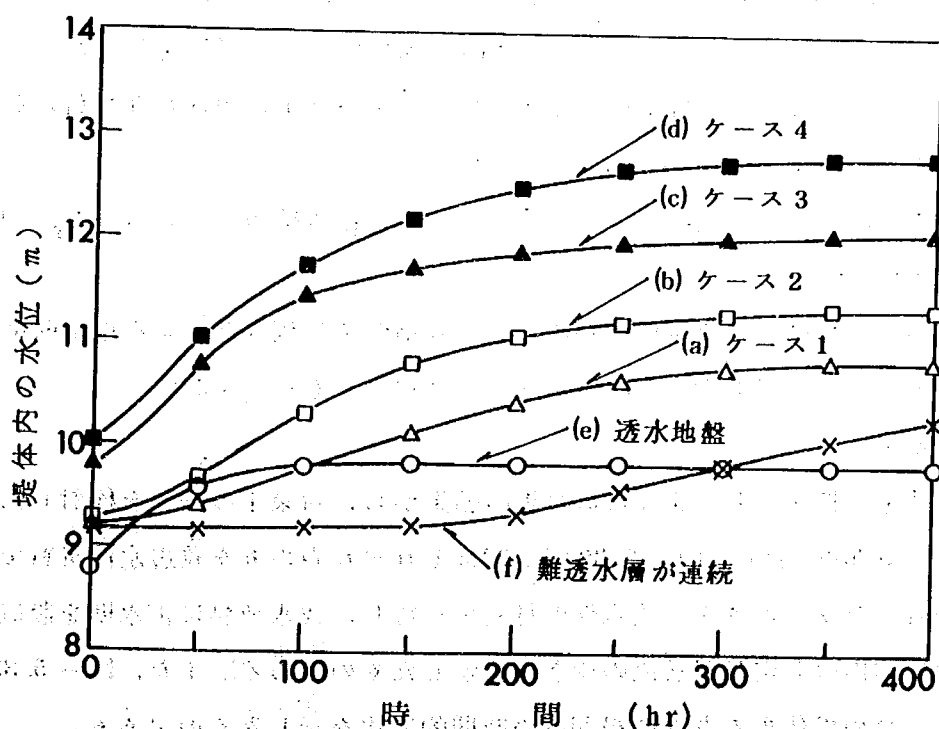


図- 5. 30 堤体裏のり部における堤体内の浸潤線の時間的な変化の比較

分布する場合や難透水層が行き止り型の場合には、堤体裏のり先付近の水位の上昇速度が速く、しかも定常状態における水位も高くなる。

従って、難透水層が連続している地盤または透水地盤の上に築造された堤防に比べて、図-5.26に示したような難透水層不連続型、裏のり部下の難透水層分布型あるいは難透水層行き止り型の地盤上に築造された堤防は、外水位の上昇によって堤体内の浸潤線が早期に上昇し、しかもそれが時間の経過とともに高くなるため、浸透水の作用による裏のりすべりの危険性が高いといえる。

5.7 浸透防止対策

外水位の上昇による堤防表のりからの浸透水ならびに基礎地盤からの浸透水は、前節の結果からも明らかなように堤体内の浸潤線を押し上げることになるので、堤体の安定性のうえからも堤体内に流入する浸透水は、できるだけ少なくすることが望ましい。

そこで、堤防表のりからの浸透水に対しては表のりを難透水性の材料で被覆する方法を考え、また基礎地盤からの浸透水については透水層に止水壁を設ける工法を取り上げ、それらの工法の止水効果について検討を加えたので説明する。

〔1〕 検討方法

検討に用いた堤防モデルは、図-5.31に示す断面のもので、透水層が裏のり部下で行き止りになっている地盤上の堤防を想定した。外水位の条件及び堤体、地盤の透水係数などは図-5.26の場合と同じものを用いた。

検討方法は有限要素法を用いた非定常浸透流解析から、下記に示す対策を施した場合と対策前の浸透流とを比較し、対策工の浸透防止効果について考察を加えた。

- (a) 表のりを難透水性材料で被覆した場合。(ケース1, 難透水性材料の透水係数 $k_s = 1 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$, 平均厚さ 100 cm とした)
- (b) 透水層に止水壁を設けた場合。(ケース2, 止水壁の透水係数 $k_p = 1 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$, 厚さ 40 cm とした)
- (c) 表のりを難透水性の材料で被覆し、透水地盤に矢板などによる止水壁を設置した場合、すなわち(a)と(b)の対策工を同時に施工した場合。(ケース3)

〔2〕 検討結果

有限要素法による非定常浸透流解析の結果から、対策工の効果を検討したものを図-5.32及び図-5.33に示す。図-5.32(a), (b)はそれぞれ表のりを難透水性材料で被覆したケース1の場合、及び表のりを難透水性の材料で被覆し、透水地盤に止水壁を設置したケース3の場合の堤体内の非定常浸透流の動きを図示したものである。また、図-5.33は各対策工を施した場合の堤体裏のり部の浸潤線の時間的变化を示したものである。

両図から、表のりを難透水性の材料で被覆した場合や、透水地盤に止水壁を設けた場合のように単独に対策工を施した場合には、堤体内の浸潤線の低下量は対策工を施す前と比較してそれほど大きくない。この理由としては次のようなことがあげられる。すなわち、表のりを難透水性の材料で被覆した場合には、表のりからの浸透水は少なくなるが、透水層から堤体内に流入する浸透水は依然としてあるため、堤体内の浸潤線は被覆しない場合に比べてそれほど低下しない。また、透水地盤に止水壁を設置した場合も同様に、透水層からの浸透水は少なくなるが、表のりからの浸透水は依然としてあるため、堤体内の浸潤線の低下量はそれほど大きいものとはならない。

従って、表のりや透水層に単独に対策工を施した場合には、堤体や地盤の透水性にもよるが、対策工の効果が顕著に現われてこない場合がある。

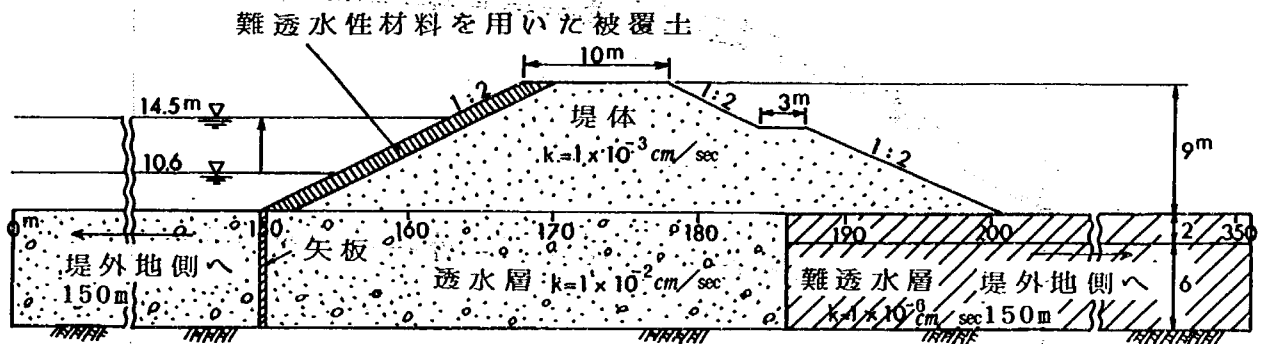
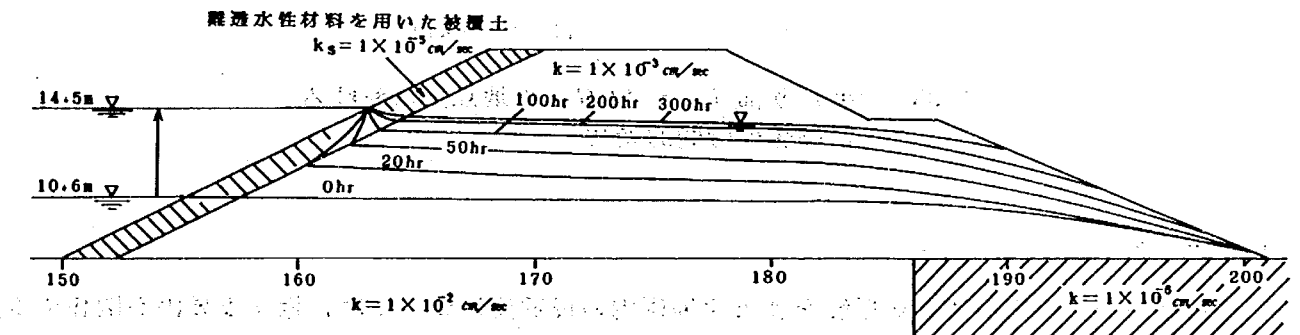
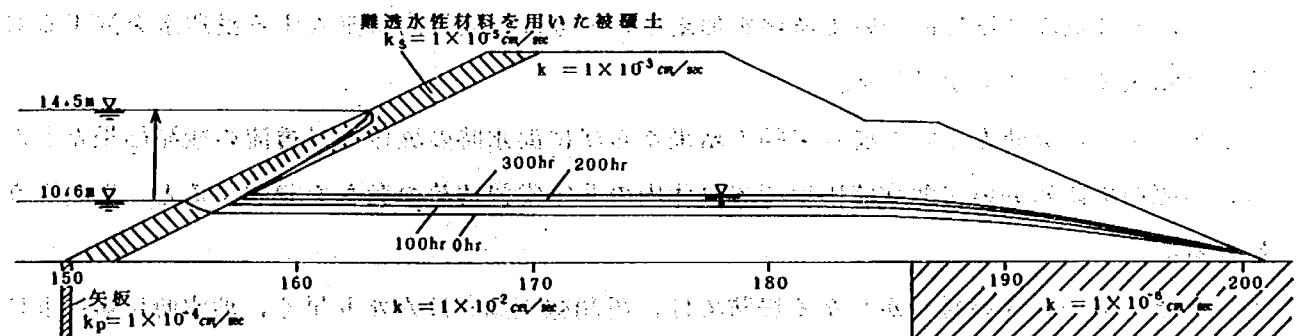


図-5.31 検討に用いた解析モデル



(a) 表のりを難透水性材料で被覆したケース1の場合



(b) 表のりを難透水性材料で被覆し、透水層に止水壁を設けたケース3の場合

図-5.32 非定常浸透流の解析結果

これに対して、図- 5.32 及び図- 5.33 に示すように表のりに難透水性の材料で被覆し、同時に透水層に止水壁を設置した場合には、堤体内の浸潤線の低下量は対策を施す前のものに比べて著しく大きくなっており、浸透防止の効果が非常に大きいことが認められる。

以上の結果から、図- 5.26 に示したような地盤上の堤防では、透水地盤の漏水対策だけでなく、表のりからの浸透水に対しても合わせて対策を講ずることが、浸透防止対策のうえからも大切であるといえる。

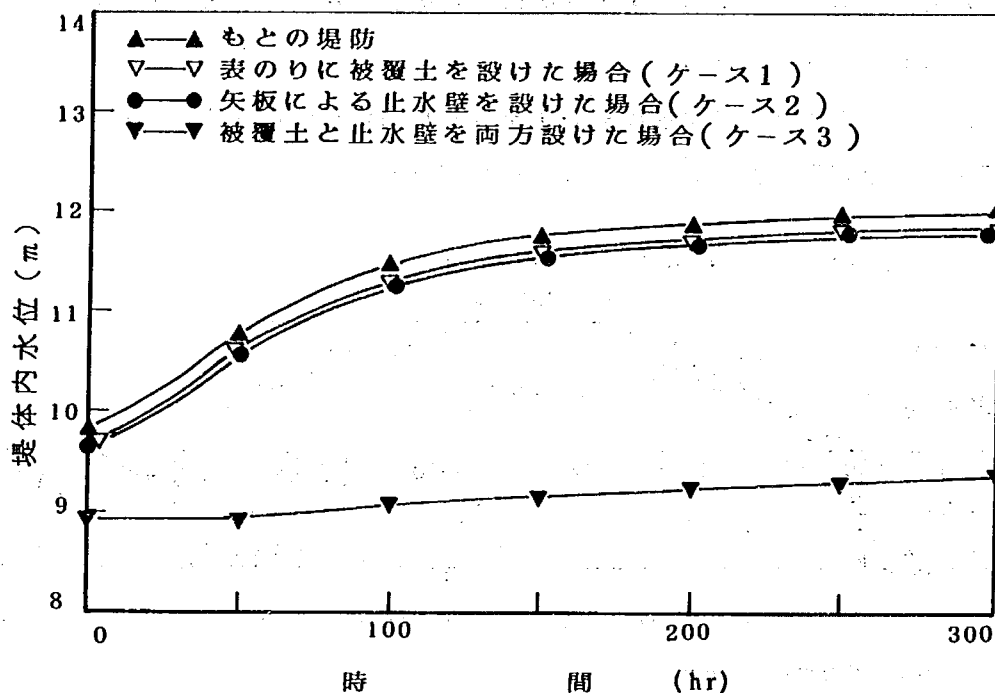


図- 5.33 裏のり部 ($x = 190 \text{ m}$ の地点) における浸潤線の時間的变化

5.8 結 語

洪水時の堤防の崩壊に直接影響を及ぼす堤体内の浸透流については、様々な要因が関係する。そこで、本章では従来十分な検討がなされていなかった洪水波形、地盤条件などが堤体内の非定常浸透流に及ぼす影響について考察を加えるとともに、堤体内に流入する浸透水を減ずる対策工の効果についても検討した。

まず、実物の堤防を用いた湛水実験の結果ならびに洪水時の堤体内浸透流の観測結果などから、実際の堤防において洪水時に生ずる堤体内の非定常浸透流の動きを説明すると、次のようになる。

- (1) 透水係数の大きい材料からなる堤防では、浸潤線の動きはかなり早く、洪水時に裏のりに浸潤線が到達することがある。
- (2) 粘性土のような透水性の低い材料で築造された堤防では、湛水実験の結果からも、容易に

裏のりに浸潤線が到達しないことが判明した。

- (3) 降雨の浸透が堤体内の非定常浸透流の動きにかなりの影響を与え、堤防の安全性に無視することができないほどの作用を及ぼすことを示した。

次に、洪水時の水位上昇による堤体内の非定常浸透流を、図解法により求める方法を検討した。その結果、

- (4) ある時点の浸潤線から次の時点の浸潤線の位置を近似的に求めるという手法によって、堤体内の非定常浸透流の動きを推定しうることが確かめられた。

有限要素法を用いた非定常浸透流解析の結果から、洪水波形や堤体の透水性、地盤条件などが堤体内の非定常浸透流に及ぼす影響について述べると、次のようになる。

- (5) 図— 5. 18 に示した解析結果から判断すると、洪水時の水位上昇によって堤体裏のり部が高くなる土質としては透水係数が $1 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$ 程度以上の土、すなわち砂礫、砂、砂質土などがあげられる。

- (6) 洪水による堤体内の浸潤線は、中間水位のものが長期にわたって続く場合よりも、むしろ高水位のものがある期間続く場合の方が高くなる。

- (7) 堤防のりすべりの原因となる裏のり部の水位は、河川水位の変動との間に時間的遅れが生じるため、裏のり部の水位が最も高くなるのは、河川水位が下降し始めた後になる。

- (8) 透水地盤上に築造された堤防は水位上昇によって透水地盤に浸透した水が堤体内に流入するため、堤体内の水位上昇は早期に生じ、しかも定常状態に達する時間も早い。しかし、定常状態における水位を難透水層が連続な地盤上に築造された堤防などと比較すると、透水地盤上の堤防の方が一般に堤体内の水位は低くなる。

- (9) 図— 5. 26 に示したような難透水層不連続型、裏のり部下の難透水層分布型、あるいは難透水層行き止り型の地盤上に築造された堤防は外水位の上昇によって、堤体内の浸潤線が早期に上昇し、しかもそれが時間の経過に伴って高くなる。従って、透水地盤上の堤防及び難透水層が連続した地盤上の堤防に比べて、浸透水の作用が大きく、堤防裏のり部でのりすべりの危険性が高いといえる。

最後に、表のりや透水地盤から堤体内に流入する浸透水を減ずる対策工について検討した結果を述べると、次のようになる。

- (10) 図— 5. 26 に示すような地盤上の堤防に、浸透防止の対策工として表のりを難透水性の材料で被覆する工法や透水層に止水壁を設ける工法を単独に行った場合には、止水の効果はそれほど期待できない。しかし、両者を同時に施工した場合には、外水位の上昇によっても堤体内の水位はそれほど高くなり、浸透防止の効果が著しく増大する。

第 6 章 雨水の浸透に伴う盛土内の自由水面の挙動

6.1 序 説

雨水の浸透に関してはすでに第 4 章で降雨開始の比較的初期の段階における雨水の斜面内への浸透現象について説明を加えたので、本章では降雨が長期間にわたって持続した場合の雨水の浸透問題を取り扱う。

降雨の継続時間が長くなると、一般に盛土内に浸透した雨水は基盤の不透水層に達して自由水面を形成したり、すでに存在する地下水面に到達して、その地下水面をさらに上昇させるなどの働きをする。

また、河川堤防の場合には第 5 章の現地観測の結果のところでも述べたように、雨水の浸透によって堤体裏のり部の水位が高くなり、のりすべりの原因となることがある。

雨水の浸透に伴う盛土内の自由水面の挙動は盛土構造物の安定性にとって重要であるが、降雨量ならびに降雨強度と盛土内の自由水面の挙動とを関係づけた論文は以外に少ない。

降雨量と地下水位の関係を求める方法としては、一般に現地調査を行い、ボーリング孔の水位を測定する方法がとられている。そして、調査結果をもとにして齊藤ら¹⁴⁾(1968年)、及び桑原⁸⁾(1977年)は降雨量と水位上昇との関係を求める式を提案している。また、西田ら¹¹⁾(1977年)は降雨の浸透速度及び雨水によって生ずる斜面内の間隙水圧を求める理論式を提案している。

上記の提案式は主として一次元の雨水の浸透現象を対象にしており、前章で述べた実物大の盛土降雨実験の結果にみられるような盛土内の自由水面は 2 つの山型になること、及び阿武隈川、淀川の洪水観測結果に現われているような降雨により浸潤線が裏のりで上昇し、山型になるような現象は一次元の解析で説明するのは無理である。

そこで、第 4 章と第 5 章で述べた雨水の浸透解析と有限要素法による非定常浸透流解析とを組み合わせ、盛土内における雨水の浸透と自由水面の形成ならびにその挙動を解析する手法を開発し、実際の現象への適用性について検討を加えたので、説明する。^{5),6)}

続いて、飽和ないし不飽和浸透流解析を用いて、洪水時の堤体内の非定常浸透流を求める方法について述べる。特に、外水位の上昇と降雨とを同時に考慮した堤体内の非定常浸透流については検討された例が少ないので、大型模型堤防による浸透実験及び飽和ないし不飽和浸透解析によって、外水位の上昇と降雨が加わった場合の堤体内の浸透流の動きについて考察を加えてみる。^{7),12)}

6.2 雨水の浸透解析と有限要素法とを組み合わせた非定常浸透流解析

雨水の浸透解析と有限要素法とを組み合わせた非定常浸透流解析の方法とその適用性について検討したものを示す。

〔1〕 解析方法

雨水が浸透して不透水層に達するまでの時間は、第4章で述べた雨水浸透の数値計算法を適用することにより求められる。また、雨水が不透水層に到達してからの自由水面の形成及び水位上昇は、第5章の降雨のある場合の非定常浸透流解析の(5.9)式を用いて図-5.13の流れ図に沿って解析すれば求まる。従って、ここで述べることは実際の浸透現象に合うように、2つの解析方法をどのように結びつけるかということである。

盛土のり面はある勾配をもっているため、盛土表面から不透水層までの浸透距離は地点によって異なる。従って、雨水が不透水層に到達するまでの時間も地点により異なることを考慮する必要がある。さらに、雨水の浸透に伴い、土中の有効間隙率も違ってくるので、その影響も考慮する必要がある。

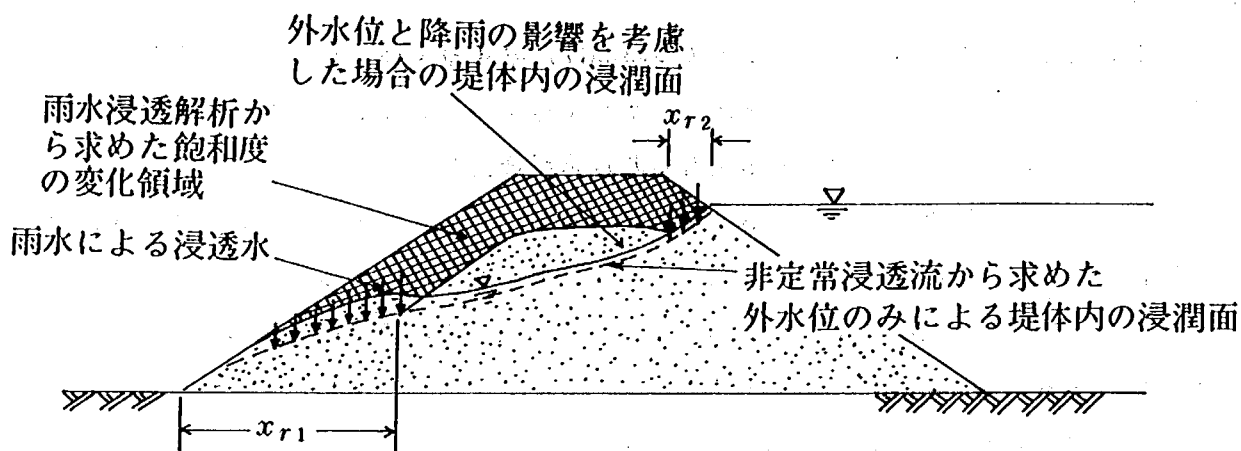
また、河川堤防では河川水が表のりから堤体内に浸透するため、浸潤線の位置が時間とともに変動する。従って、各地点の雨水到達距離も時間とともに変化するので、道路盛土などの場合に比べて計算が複雑なものとなる。

以上の考察にもとづき、雨水の浸透による盛土構造物内の自由水面の変動を調べる方法として、下記に示すような解析方法を提案する。^{5),6)}

- (1) 不透水層または降雨前の自由水面の位置を決定する。河川堤防の場合には外水位の変動のみによる堤体内の非定常浸透流を、第5章で述べた有限要素法を用いた非定常浸透流から求める。
- (2) 雨水の浸透による盛土構造物内の飽和度の変化を、第4章で述べた雨水浸透解析から求める。
- (3) (1)と(2)の解析結果を用いて、図-6.1に示すような方法で、降雨による浸透水が盛土構造物内の自由水面に影響を及ぼす範囲 α_r を決める。すなわち、各時間ごとに雨水浸透解析から得られた飽和度の変化領域が、盛土内の自由水面と交わる範囲 α_r を求める。
- (4) (3)で求めた α_r の範囲で、各飽和度に応じて雨水による浸透水が自由水面に流入する速度を各時間ごとに求める。流入速度は各点の動水勾配に不飽和土の透水係数を乗じたものに等しいとする。
- (5) 第5章の降雨のある場合の非定常浸透流解析の(5.9)式に(4)で求めた降雨による浸透水が加わるとして、盛土構造物内の非定常浸透流を解く。

(1)から(5)までの計算を繰り返すことにより、降雨開始からの雨水の浸透状況、ならびに自由水面の変動状況を計算により求めることができる。なお、ここで示した解析手法は図-6.1に示したような方法で行っているので、厳密さからいえば問題とすべき点もあるが、二次元の盛土構造物内の雨水の浸透現象が、下記の解析方法によって説明できる。

その他の盛土構造物の浸透解析については、図-6.1の解析方法を参考にすればよい。

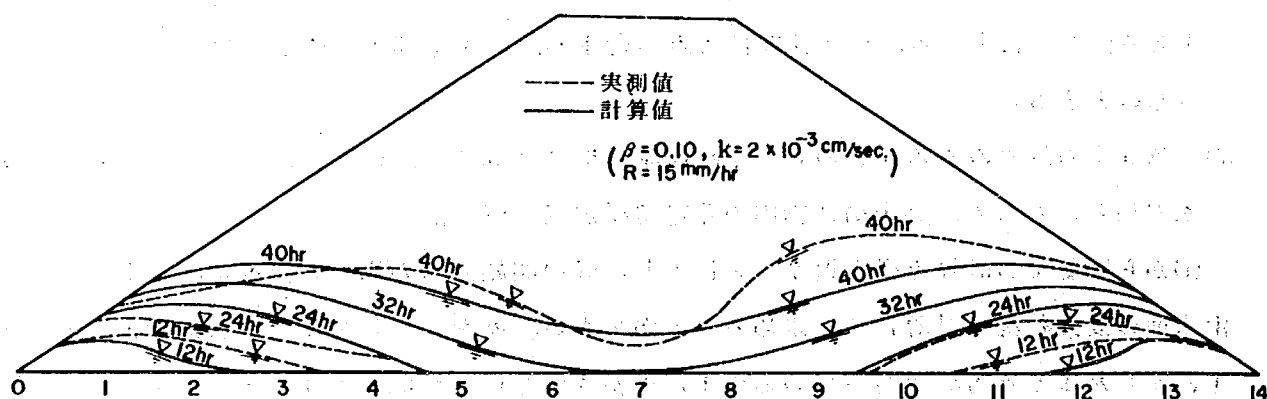


図－ 6.1 外水位の上昇と降雨による浸透を考慮した盛土内の非定常浸透流解析

〔2〕 実物大盛土による雨水浸透実験との比較

4.4 で実物大の盛土降雨実験の結果では、雨水の浸透による盛土内の自由水面は2つの山型になることをすでに述べた。そこで、図－ 4.14 の雨水浸透計算の結果を用いて、〔1〕の方法による非定常浸透流の解析を行い、盛土降雨実験の自由水面の動きと比較したものが図－ 6.2 である。

解析の方法は、図－ 4.14 の雨水浸透計算の結果から、各時間における x_r を求め、 x_r の範囲の自由水面上の点に盛土実験の平均降雨強度 15 mm/hr の雨水が浸透するとした。なお、 x_r の範囲は飽和度が85%以上の領域が自由水面と交わる範囲にした。また、盛土内の非定常浸透流解析において盛土の透水係数は $k = 2 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$ 、有効間隙率は雨水の浸透による盛土内の飽和度の上昇を考慮して小さめの値、 $\beta = 0.1$ をそれぞれ用いた。



図－ 6.2 盛土内の自由水面の変動についての実測値と計算値の比較

図-6.2の計算結果について述べると、降雨開始12時間後からのり先部に自由水面が現われ始め、時間の経過とともに次第に盛土中央部へと広がっていき、自由水面の高さも高くなる。そして、32時間で自由水面は盛土中心部まで達している。のりすべりが生じた40時間では盛土中央で低く、両側で高い2つの山をもつ自由水面となり、実験結果とほぼ似た形状を示している。

従って、[1]の方法による非定常浸透流解析によって雨水が盛土内に浸透していく初期の浸透現象から、雨水が不透水層に達し、自由水面が上昇するまでの盛土内の浸透流が解析できるといえる。

ところで、有効間隙率の違いが盛土内の浸透流に大きな影響を及ぼす。その影響を調べるために、有効間隙率 β を0.05, 0.07, 0.20と変えて、0.1の場合と同様の非定常浸透流解析を行った。

図-6.3は有効間隙率 β を変えたときの盛土内の自由水面の高さを降雨開始後40時間の時点で示したものである。図から、有効間隙率 β の値が小さくなると、盛土内の自由水面の高さは高くなる。40時間におけるのり先からの雨水到達距離 x_r は4.4mである。

従って、のり先からの距離4.4mから盛土中央部7mまでの範囲には雨水が直接流入しないにもかかわらず、 β の値が小さい場合には盛土中央部の水位がかなり上昇することになる。

これは、両側からの浸透水によるもので、 β の値が小さい場合には土の中の空気が占める間隙が少ないために、浸透水によって空隙がすぐ満され、水位の上昇が早くなる。

図-6.3の実測値との比較から、雨水が盛土内に浸透して不透水層に達し、自由水面が上昇するときの土中の有効間隙率 β の値は土にもよるが、実物大の盛土降雨実験の場合には0.

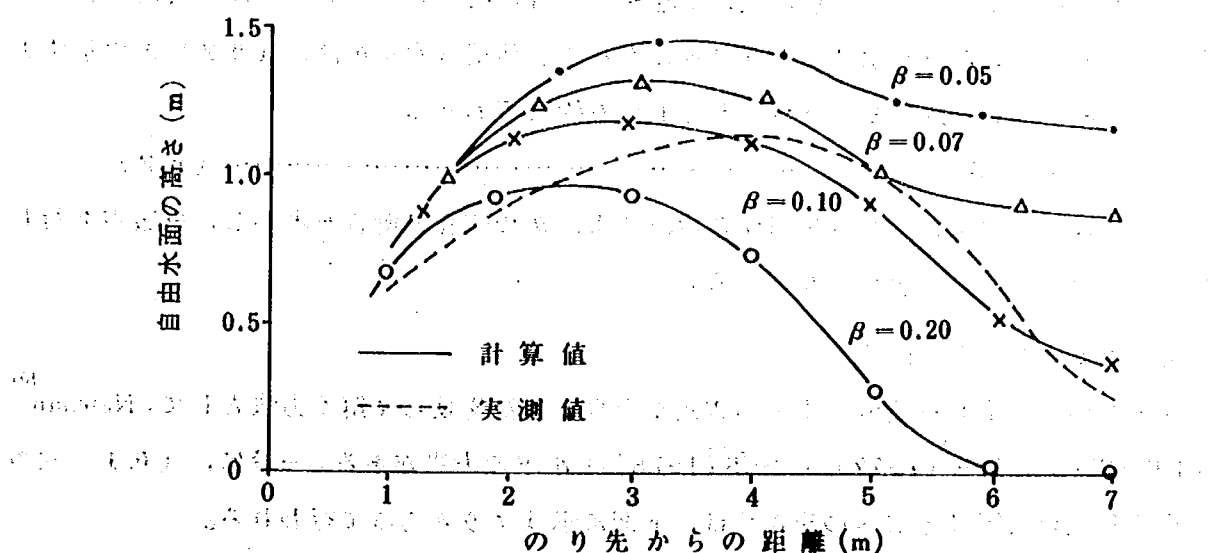


図-6.3 土の有効間隙率と盛土内の自由水面の高さの関係

1程度であったと判断される。

6.3 雨水の浸透を考慮した飽和ないし不飽和浸透流解析

洪水時の堤防の安定性を考える場合には、河川水位の上昇と降雨とが重なったときが最も危険である。これは、堤防裏のりのすべりに関係する堤体内の浸潤線が重なりによって高くなるためである。そこで、水位上昇と降雨とが重なり合った場合の堤体内の非定常浸透流を、飽和ないし不飽和浸透解析によって解く方法を示す。そして、大型模型堤防を用いた浸透実験の結果との比較から、解析結果の適合性についても検討を加えてみる。

[1] 解析方法

(1) 飽和ないし不飽和浸透流の支配方程式

飽和ないし不飽和状態の土中を運動する水に対する支配方程式は、圧力水頭の変化による水の圧縮を無視すると、次式で与えられる。¹⁾

$$\vec{\nabla} (K_T \vec{\nabla} (\phi + y)) = (C(\phi) + \alpha S_s) \frac{\partial \phi}{\partial t} \quad \dots\dots\dots (6.1)$$

ここで、

$$\alpha = \begin{cases} 0 & : \text{不飽和領域} \\ 1 & : \text{飽和領域} \end{cases}$$

$$C(\phi) = \frac{d\theta}{d\phi} \quad (\text{比貯留係数})$$

$$S_s = \frac{dn}{d\phi} \quad (\text{比水分容量})$$

である。なお、 K_T は透水係数テンソルで、体積含水率 θ 、圧力水頭 ϕ 、及び飽和度 S の関数である。また、圧力水頭 ϕ は土が不飽和の場合には毛管ポテンシャルで代用され、水頭 h は圧力水頭 ϕ と位置水頭 y の和で定義される。体積含水率 θ は、(6.2)式で示すように土の間隙率 n と飽和度 S ($0 \leq S \leq 1$)の積で表わせる。

$$\theta = n \cdot S \quad \dots\dots\dots (6.2)$$

$C(\phi)$ は、圧力水頭の増分に対する体積含水率 θ の変化の割合を表わし、浸透が進行して飽和になると、 $C(\phi) = 0$ になる。

(2) 有限要素法による定式化

飽和ないし不飽和浸透流の支配方程式を有限要素法を使って解く方法として、Neuman¹⁰⁾ (1973年)、赤井ら¹⁾ (1977年)、駒田⁴⁾ (1978年)などの方法がある。一般に、(6.1)式の支配方程式の有限要素法への定式化は、下記に示すような方法で行われる。

すなわち、(6.1)式の支配方程式に湧水率項 Q を追加して書き換えると、(6.3)式のようになる。

$$\vec{\nabla} [K \vec{\nabla} (\phi + y)] = B \frac{\partial \phi}{\partial t} - Q \quad \dots\dots\dots (6.3)$$

ここで、 $B = C(\phi) + \alpha \cdot S_s$ である。

初期条件及び境界条件は、下記のようになる。

(a) 初期条件

$$\phi_{t=0} = \phi_0(x, y)$$

(b) 境界条件

① 水頭が既知の場合

$$\phi(x, y, t) = \phi_0(x, y, t)$$

② 流量が既知の場合

$$(-K \vec{\nabla} \phi) = u_n(x, y, t)$$

ここで、 n は外向きの法線を意味する。

与えられた境界条件を満足する各節点の圧力水頭 ϕ は節点上で定義される n 個の ϕ_i と試行関数 $N_i(x, y)$ で (6.4) 式のように表示できるとする。

$$\phi_i(x, y, t) = \sum_{i=1}^n N_i(x, y) \phi_i(t) \quad \dots\dots\dots (6.4)$$

(6.4) 式を (6.3) 式に代入すると、(6.4) 式は (6.3) 式を厳密には満足しないから、残差を生ずる。そこで、Galerkin 法を適用し、¹⁵⁾ 重み関数 w_i が N_i に等しいとすると、残差に N_i をかけて浸透領域 V について積分すると、次式が成り立つ。

$$\int_V N_i [\vec{\nabla} \cdot \vec{\nabla} K (\phi + y) - B \frac{\partial \phi}{\partial t} + Q] dV = 0 \quad \dots\dots\dots (6.5)$$

さらに、Green-Gauss の定理を用いて (6.5) 式を変形し整理すると、次のようになる。

$$\int_V K \phi + B - Q - \phi = -C \frac{d\phi}{dt} \quad \dots\dots\dots (6.6)$$

ここで K : 透水性行列 ($n \times n$), $K_{ij} = \int_V (\vec{\nabla} N_i) \vec{\nabla} N_j dV$

B : 位置水頭ベクトル

$$B = \begin{pmatrix} B_1 \\ B_2 \\ \vdots \\ B_n \end{pmatrix} \quad B_i = \int_V N_i K k dV$$

(6.6)

表 1-1-1 のように、(6.6) 式をマトリックス形式で表すと、(6.6) 式は (6.6) 式で表される。

$\mathbf{Q}$: 節点湧水率ベクトル

$$\mathbf{Q} = \begin{pmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ \vdots \\ Q_n \end{pmatrix}, \quad Q_i = \int_V N_i Q \, dV$$

$\mathbf{q}$: 境界流出ベクトル

$$\mathbf{q} = \begin{pmatrix} q_1 \\ q_2 \\ \vdots \\ q_n \end{pmatrix}, \quad q_i = \oint_\Gamma N_i U_n \, ds$$

$$\hat{C}_{ij} = \begin{cases} \int_V N_i C \, dV & (i=j) \\ 0 & (i \neq j) \end{cases}$$

$\dot{\phi}$: ϕ の時間変化率

$$\dot{\phi} = \begin{pmatrix} \dot{\phi}_1 \\ \dot{\phi}_2 \\ \vdots \\ \dot{\phi}_n \end{pmatrix}, \quad \dot{\phi}_i = \int_V N_i C \frac{\partial}{\partial t} \left(\sum_{j=1}^n N_j \phi_j \right) dV \hat{C}_{ij}$$

(6.6) 式は、ある特定の時間状態に対して (6.3) 式を有限要素法により定式化したものである。従って、非定常浸透流を解析する場合には次に示すような逐次計算を行う。

時間ステップを I とすると

$$\Delta t^I = t^{I+1} - t^I \quad \dots\dots\dots (6.7)$$

となる。また、 ϕ 及び $\dot{\phi}$ を次式のようにおく。

$$\phi^{I+1/2} = \frac{1}{2} (\phi^I + \phi^{I+1}) \quad \dots\dots\dots (6.8)$$

$$\frac{1}{2} (\dot{\phi}^{I+1} + \dot{\phi}^I) = (\dot{\phi}^{I+1} - \dot{\phi}^I) / \Delta t^I \quad \dots\dots\dots (6.9)$$

(6.6) 式が $I + 1/2$ の点で成立するものとし、(6.8) 式及び (6.9) 式を (6.6) 式に代入し整理すると、次のようになる。

$$\begin{aligned} & \left(\frac{1}{2} \hat{K}^{I+1/2} + \hat{C}^{I+1/2} / \Delta t^I \right) \phi^{I+1} \\ &= \left(-\frac{1}{2} \hat{K}^{I+1/2} + \hat{C}^{I+1/2} / \Delta t^I \right) \phi^I - \mathbf{B}^{I+1/2} \mathbf{Q}^{I+1/2} + \mathbf{q}^{I+1/2} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (6.10)$$

逐次計算は (6.6) 式と (6.10) 式を反復させて収束するまで行う。このようにして逐

次計算を行うと、全時間における非定常の浸透流解析結果が得られる。

(3) 地表面における雨水の浸透

盛土内への雨水の浸透を解析する場合には、盛土表面における雨水の浸透の取り扱いが問題となる。

一般に、降雨強度が地表面の浸透能よりも大きければ、表面流が生じ、雨量が少ないときは雨水のすべてが盛土内に浸透する。浸透能については、Horton³⁾(1933年)の提案式などがあるが、盛土表面での浸透能はのり勾配、地被状態、土質、土の含水状態などによって異なるので、ここでは盛土表面には水が溜るといった現象はないとして、表面に接した要素での流出入量から雨水の浸透能を求めることにする。

すなわち、図-6.4(a)の地表面に接した三角要素における節点降雨量を辺長 $L/2$ に対応させてまず計算により求める。次に、節点A, Bの浸透能を Q_A, Q_B とすると、 Q_A, Q_B は各要素の浸透能 $Q_1, Q_2, \dots, Q_7$ を用いて次式から計算する。

$$\left. \begin{aligned} Q_A &= Q_1 + Q_2 + Q_3 \\ Q_B &= Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6.11)$$

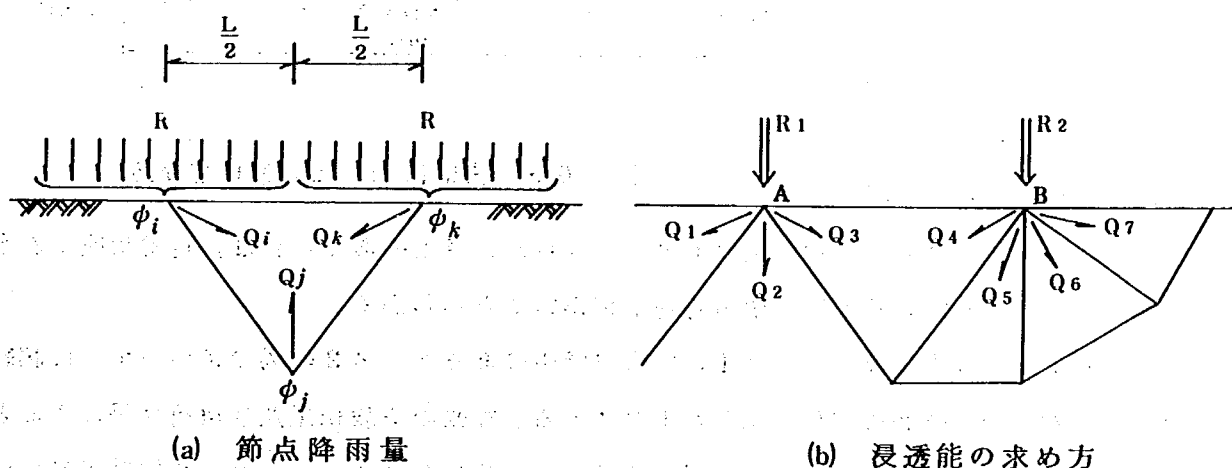


図-6.4 地表面における雨水の浸透量

ここで、各要素の浸透能は地表面の圧力水頭 ψ を0、すなわち地表面が飽和している状態を想定して(6.6)式を変形した(6.12)式より求める。

$$\begin{bmatrix} Q_i \\ Q_j \\ Q_k \end{bmatrix} = K^e \begin{bmatrix} \psi_i \\ \psi_j \\ \psi_k \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} B_i \\ B_j \\ B_k \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} q_i \\ q_j \\ q_k \end{bmatrix} + C^e \begin{bmatrix} \dot{\psi}_i \\ \dot{\psi}_j \\ \dot{\psi}_k \end{bmatrix} \dots\dots\dots (6.12)$$

(6.12)式で求めた浸透能 Q_A, Q_B が節点降雨量 R_1, R_2 よりも大きい場合は、地表面か

ら雨水がすべて盛土内に流入すると考える。逆に Q_A, Q_B が節点降雨量よりも小さい場合は、 Q_A, Q_B を地表面からの浸透量として非定常の浸透計算を行う。

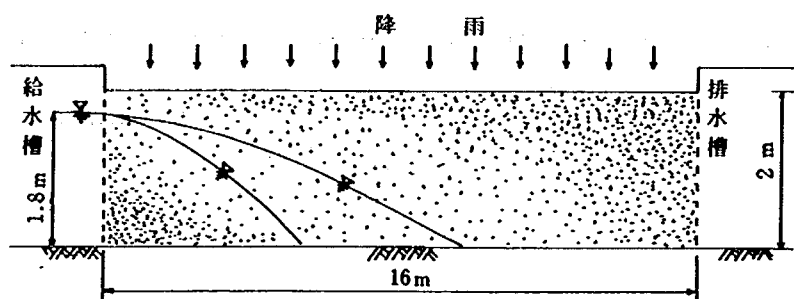
〔2〕 大型模型堤防による浸透実験の結果との比較

(1) 大型模型堤防による浸透実験

実験は、図－6.5に示した実験槽（長さ16 m，高さ2.7 m，幅8 m）に設けた矩形の堤体を用いて行った。堤体材料は細粒分8%，最大粒径2 mmのシルト混り砂である。

実験条件は、降雨が堤体内の浸透流に及ぼす影響を調べるために、給水槽の水位を一定に保ち、降雨の条件を変えた、すなわち降雨を加えた場合と降雨なしの場合について実施した。降雨は平均20 mm/hrのものを加えた。また、実験中は埋設した計器及びR.I.計器を用いて、堤体内水位、間隙水圧、サクション、含水量及び密度の変化を測定した。

実験結果から、降雨のないケース1の場合と降雨のあるケース2の場合について、堤体内の浸潤線の変化を示したものが、図－6.6である。図－6.6より、降雨のある場合は降雨のない場合に比べて、浸潤線の進み方が早



図－6.5 実験に用いた大型模型堤防

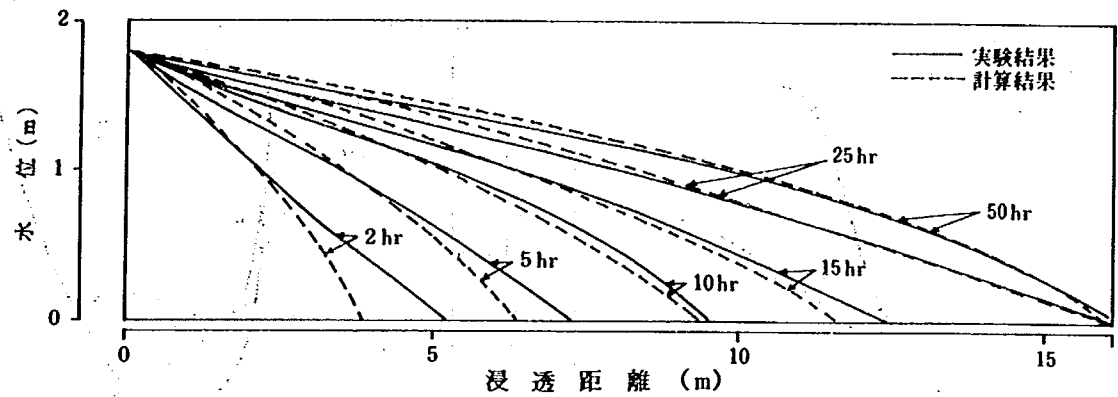
く、また各点における浸潤線の上昇も早い。さらに、降雨のある場合は、定常状態での水位が高く、しかも定常状態に達する時間も短かいことがわかる。

図－6.7は、降雨のないケース1の場合と降雨のあるケース2の場合について、浸潤線の到達距離と経過時間の関係を示したものである。従来の実験結果及び解析結果によると、外水位が急上昇した場合の堤体内の浸潤線は $\sqrt{t}$ に比例して進む。今回の実験結果においても、降雨のないケース1では、浸潤線の到達点はほぼ $\sqrt{t}$ に比例して進んでいる。

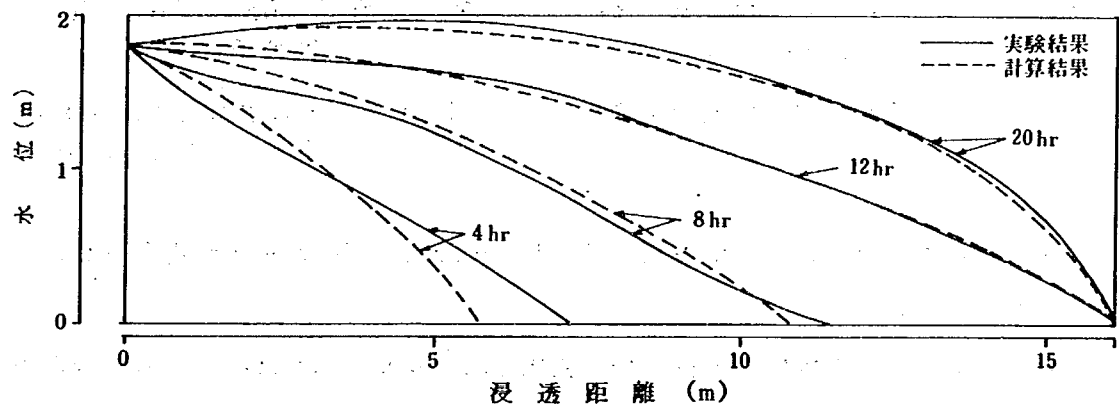
一方、降雨のあるケース2では、降雨のないケース1に比べて浸潤線の進み方が早く、しかも時間が経過して降雨が浸透するに従い、その差が大きくなっている。このことは、実際の堤防において、洪水による河川水位の上昇と堤体上への降雨が重なった場合には、堤体裏のり部へ浸潤線が早く進むことを表わしている。

図－6.8は、堤体内の飽和領域の広がりを表わす浸潤面積（飽和領域の面積）の時間的な変化を示したものである。

降雨のないケース1の場合では、浸潤線が裏のりに到達するまでは浸潤面積もほぼ $\sqrt{t}$ に比例して広がっている。一方、降雨のあるケース2の場合では、最初はケース1の場合



(a) ケース 1



(b) ケース 2

図-6.6 堤体内の浸潤線の変化

と同じ速さで浸潤面積も広がっているが、降雨が浸潤面に達してその影響が出始めると、急激に浸潤面積が広がり、定常状態に達する時間も短くなっている。また、定常状態における浸潤面積は降雨のない場合に比べてかなり大きくなっている。

(2) 解析結果と実験結果の比較

降雨の浸透を考慮した飽和ないし不飽和浸透解析の実際への適合性を検討するために、前述の大型模型堤防の実験ケースについて浸透解析を実施した。

解析するにあたり、実験堤防の透水係数は $1.5 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ とした。また、毛管水頭及び比透水係数と体積含水率の関係は、図-6.9に示すものを用いた。

解析条件は大型模型実験と同じにした。すなわち、外水位を急上昇させ、その後水位を

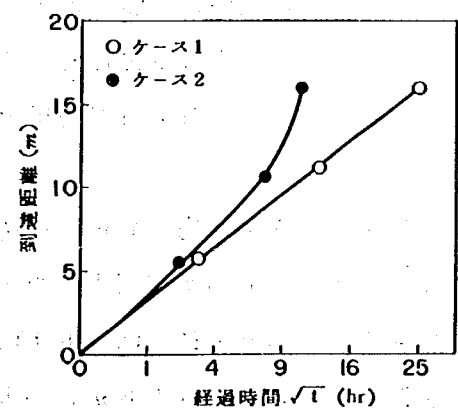


図-6.7 浸潤線の到達距離と経過時間の関係

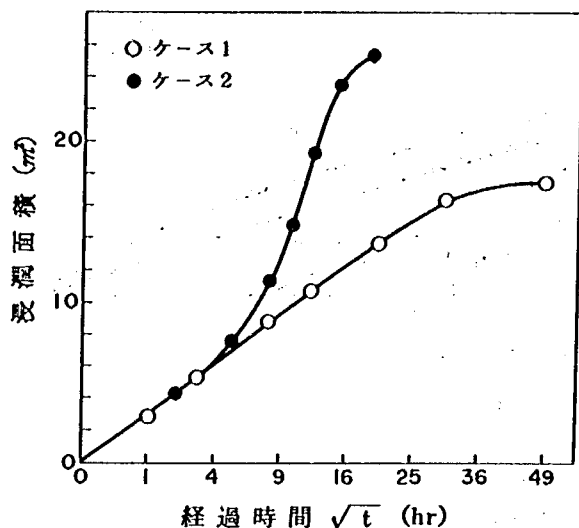


図- 6.8 浸潤面積と経過時間の関係

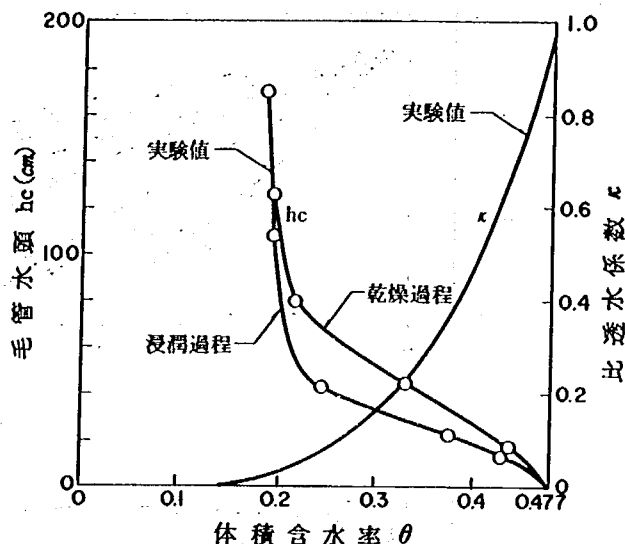


図- 6.9 毛管水頭及び比透水係数と体積含水率との関係

一定に保った場合と、外水位の急上昇とともに降雨を同時に加えた場合の2とおりについて解析を行った。

解析により求めた堤体内の浸潤線の変化を図- 6.6 に示した。図中の破線が解析結果である。

図- 6.6 の結果から、解析結果は降雨のないケース1の場合、及び降雨のあるケース2の場合ともに、浸透初期においては多少実験値に比べて浸透速度は遅くなっているが、時間の経過に従い、実験値とほぼ等しくなっている。

従って、降雨の浸透と外水位の上昇とを同時に考慮した浸透解析に〔1〕で示した飽和ないし不飽和浸透流解析が適用でき、しかも実際への適合性もよいといえる。

6.4 降雨条件が堤体内の非定常浸透流に及ぼす影響

実際の堤防において河川水位の上昇と降雨とが重なった場合の堤体内の浸透流に与える降雨の影響を調べるために、図- 6.10 に示す堤防モデルを用いて浸透解析を行った。¹²⁾

堤防モデルは天端幅が8 m、のり勾配2割、敷幅40 mである。計算条件は、河川水位を6 m急上昇させた後、水位を一定に保ち、堤体上の降雨は0, 10, 20, 30 mm/hr と変化させた4ケースとした。降雨は外水位の上昇とともに一定の降雨強度のものを与えた。また、堤体の透水係数は $k=5 \times 10^{-3}$ cm/sec、間隙率は0.477とした。

図- 6.10 に各ケースの堤体内の浸潤線の変化を示した。図より、降雨のある場合は降雨のない場合に比べて、裏のりに浸出点の現われる時間が早く、堤体内の浸潤線の上昇速度も早くなっている。また、定常状態における水位も高いことがわかる。

次に、降雨強度の違いについてみると、浸透初期においては堤体内の浸潤線の上昇速度はほぼ同じであるが、浸潤線が裏のりに到達し始める頃から、降雨強度の大きいものほど浸潤線の上昇速度が早くなっている。また、定常状態に達する時間は降雨強度の大きいものほど早く、定常状態における浸潤線の高さも、降雨強度の大きいものほど高くなっている。

図-6.11は各ケースについて、堤体内の飽和領域を表わす浸潤面積（飽和領域の面積）の時間的な変化を示したものである。

降雨のないケース1では、浸潤線が裏のり先に到達するまでは初期を除いて、浸潤面積はほぼ $\sqrt{t}$ に比例して広がっており、従来の実験結果や前述の解析結果と同様の傾向を示している。

一方、降雨のある場合は降雨が浸潤面または堤体底部の不透水層に到達すると、浸潤面積が急激に増大し始める。浸潤面積の増加割合は、降雨強度が強くなるに従って大きくなることが認められる。

次に、図-6.12は堤体裏のり部の水位上昇の時間的な変化を示したものである。図から、

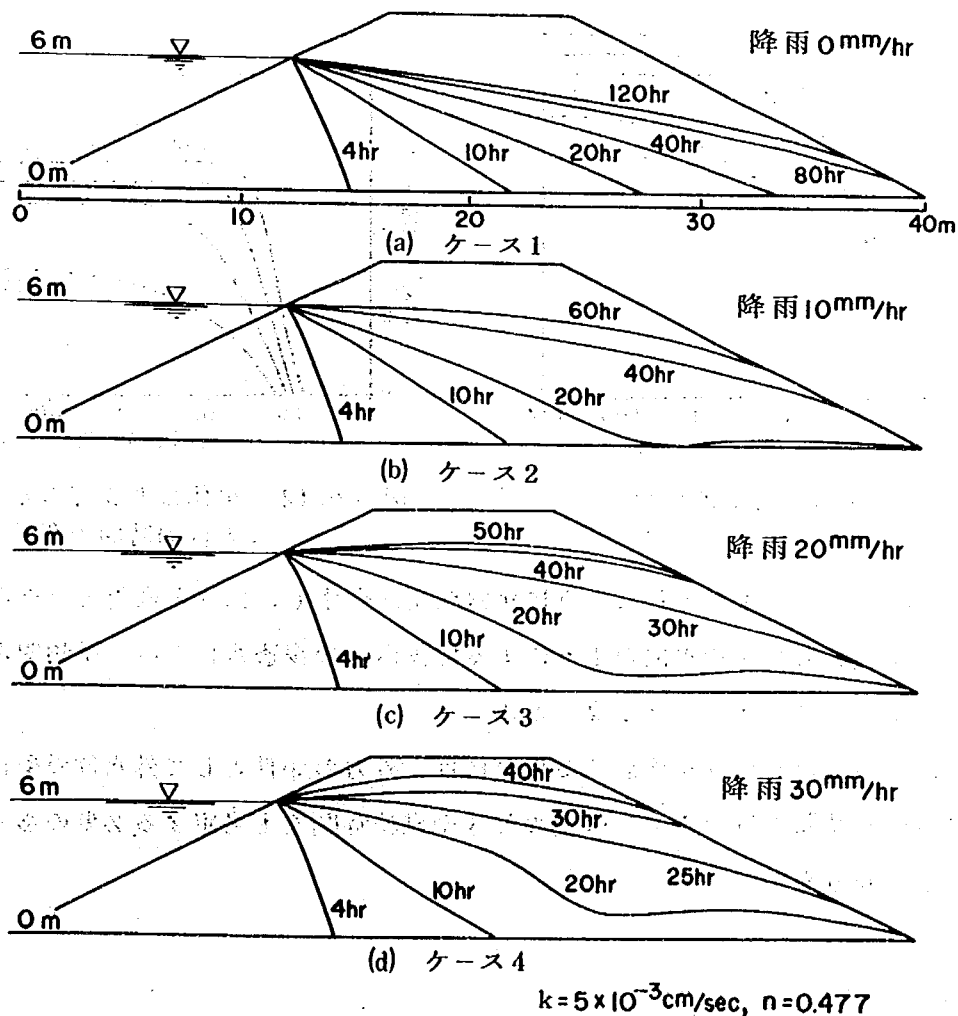


図-6.10 降雨強度の違いが堤体内の浸潤線に及ぼす影響

堤体裏のり部の水位上昇は降雨強度の強いものほど早期に生じ、しかもその上昇速度も大きいことがわかる。また、定常状態に達する時間は降雨強度の強いものほど短くなっており、定常時の堤体内の水位も降雨強度の強いものほど高くなっている。

以上のことから、河川水位の上昇に堤体上への降雨が重なった場合には、降雨量の増加に伴い堤体裏のり部の水位が早期に上昇し、しかも水位が高くなるため、のりすべりを起こす危険性が高いといえる。

通常の洪水では、豪雨の後に出水が生ずる場合が多いわけであるが、このような条件のもとで堤体内の非定常浸透流を求めると、まず豪雨により堤防裏のりの水位が急上昇し、その後河川水の浸透によって堤体内の水位が上昇する。堤体内部の水位が上昇する時点では豪雨は止んでいるために、裏のりの水位は逆に低下する傾向にある。従って、豪雨の後に出水があるような場合には、通常の堤防であれば、河川水による堤体内の水位上昇よりも豪雨による裏のりの水位上昇の方が堤防にとって危険であるといえる。

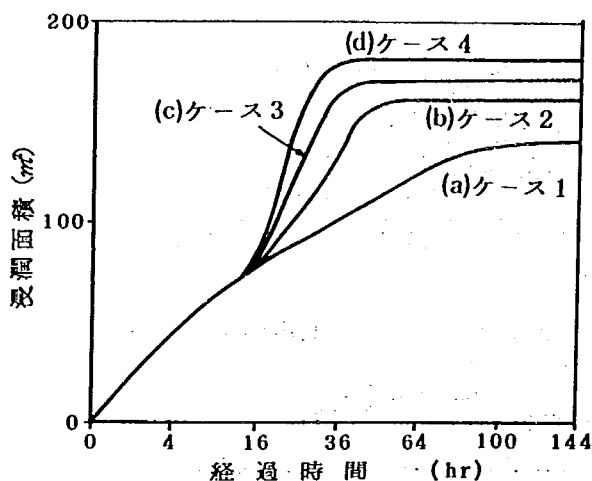


図- 6.11 浸潤面積の時間的变化

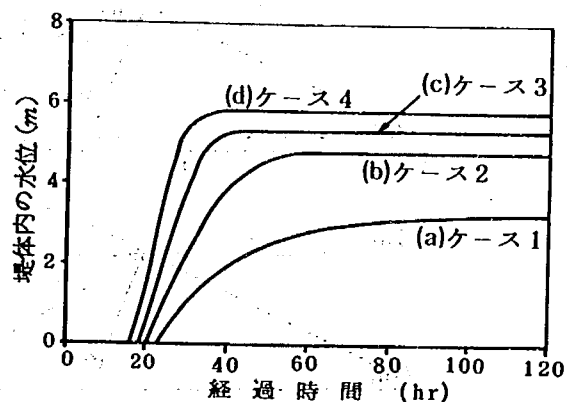


図- 6.12 堤体のり先部の水位上昇と経過時間の関係

しかし、実験や解析結果で示したように異常豪雨が発生し、出水と豪雨とが重なり合うような事態になれば、豪雨と河川水位の上昇による堤体内への浸透水によって浸潤線が上昇するため、のりすべりの危険性がいっそう高くなる。

従って、河川堤防の安定性を検討する場合には、外力の条件として外水位の条件、すなわち高水位や洪水継続時間だけでなく、降雨の強さや継続時間をも考慮する必要があることをここで特に強調しておきたい。

6.5 結 語

河川堤防などの盛土構造物の崩壊は、種々の原因が重なり合って生ずる場合が多く、一つの原因によって崩壊する事例は一般に少ないといえる。

そこで、本章では雨水の盛土内への浸透に着目して、降雨が長時間続いた場合の盛土内の自由水面の挙動ならびに、河川堤防において河川水位の上昇と降雨とが重なり合った場合の堤体内の非定常浸透流について、検討を加えた。検討結果を整理しまとめると、次のようになる。

- (1) 雨水の浸透に伴う盛土内の自由水面の形成ならびに上昇過程を解析する方法として、第4章と第5章で述べた雨水の浸透解析と有限要素法による非定常浸透流解析とを組み合わせた解析方法を提案した。
- (2) 実物大盛土による雨水浸透実験に(1)の解析方法を適用した結果、両者の間には比較的よい合致が認められた。従って、実用上、(1)の解析方法は実際の現象の解明に適用できると考えられる。
- (3) 条件を変えた非定常浸透流の解析結果から、雨水の浸透による盛土内の自由水面の挙動に不飽和土の有効間隙率などがかなりの影響を及ぼすことを明らかにした。
- (4) 盛土表面における雨水の浸透能を考慮した飽和ないし不飽和浸透流解析を開発し、大型模型堤防による浸透実験の結果に適用してみた。その結果、本章で示した飽和ないし不飽和浸透解析の実際への適合性がよいことが確かめられた。
- (5) 大型模型堤防による浸透実験ならびに解析の結果から、外水位の上昇と降雨とが重なり合った場合には、降雨のない場合に比べて堤体内の浸潤線が堤体裏のり部に早く到達し、堤体裏のり部の水位上昇も大きくなることを示した。
- (6) 外水位の上昇と降雨による堤体裏のり部の水位上昇は、その重なりが長いほど、また降雨強度の大きいものほど高くなることを示した。さらに、堤体裏のり部の水位上昇は堤体裏のり部のすべりを誘発する原因ともなるので、堤防の安定性を考える場合には、外力として外水位の上昇と降雨の両者を考慮することが望ましいことを述べた。特に、ここでは従来考慮されていなかった両者の重なりに着目して検討する必要性を強調した。

第7章 降雨時及び洪水時の盛土構造物の安定解析

7.1 序 説

豪雨などにより道路盛土、河川堤防などの盛土構造物が崩壊を生ずるのは主に雨水が盛土内に浸透し、土塊重量が増加してすべりモーメントが大きくなるとともに、土の中の含水量が増加することによりサクションが低下し、土のせん断強さが減少してすべりやすくなるためと考えられる。また、第5章、第6章で述べた堤体内の浸潤線の上昇も堤防ののりすべりに大いに関係する。

雨水の浸透ならびに堤体内の浸潤線の上昇については、すでに第4章、第5章、第6章で詳しく述べたので、本章では豪雨時及び洪水時の盛土構造物の安定解析法について考察を加える。

続いて、実物大盛土を用いた雨水浸透実験の結果から、盛土構造物の安定解析に用いる土の強度定数のとり方について検討する。特に、盛土構造物の安定性が問題となる領域の多くは不飽和の土である。そこで、実物大盛土を用いた雨水浸透実験において、実験前後で測定したコーン貫入抵抗の値から飽和度と土のせん断強さとの関係を求め、第3章で述べた室内のせん断試験結果との比較を行い、不飽和土の強度定数の求め方について考察を加えてみる。そして、土質試験などで得られた土の強度定数を用いて安定解析を行えば、降雨時の盛土構造物のすべり現象を安定解析によって説明することが可能であることを示す。

最後に、第5章、第6章で洪水時の堤体内の非定常浸透流について考察したので、それらの結果を用いて安定解析を行い、これまでに十分な検討がなされていなかった降雨特性や基礎地盤の特性が洪水時の堤体の安定性に及ぼす影響について調べてみる。

従来、盛土構造物についてはどのような外力に対して安全であるかを検討された例はほとんどないが、防災構造物としての盛土構造物の重要性が年々高まっているので、盛土構造物がどの程度の降雨や洪水に対して安全であるかを今後検討していく必要があると思われる。そのような検討に本章で示した安定解析の方法ならびに解析結果が適用できると考えられる。

7.2 安定解析の一般的な考え方と問題点

盛土の安定解析法を検討する前に、これまでの解析法の一般的な考え方とその問題点について述べることにする。

〔1〕 安定解析の一般的な考え方

盛土斜面の安定解析は、仮定した任意のすべり面に沿って発生するせん断力の合力が、その面の抵抗力より大きいときに崩壊を起こすという考えにもとづいている。^{1), 11), 16), 17), 19)}

すべり面の形は、盛土が比較的均質な場合には円弧に近いものになるが、盛土内に弱層や基礎盤の上に軟かい層が存在する場合には、それらの層に沿う複合形のすべり面となる。⁴⁾

円弧すべりを考える場合の盛土の安全率 F_s は、(7.1)式のような形で一般に与えられる。
すなわち、円弧すべりの円弧の中心に対するモーメントを考えれば、

$$F_s = \frac{\text{すべりに抵抗するモーメント}}{\text{すべりを起こさせようとするモーメント}} \dots\dots\dots (7.1)$$

となる。

ここで、ある一つのすべり面を仮定した場合、すべりを起こさせようとするモーメントに関係するのは、浸透水などを含めた土塊の重量であり、すべりに抵抗するモーメントに関係するのは土のせん断強さである。土のせん断強さ s は、Coulomb の破壊基準として知られている次式で表わされる。

$$s = c + \sigma \tan \phi \dots\dots\dots (7.2)$$

ここで、 σ は破壊面の土粒子間に働く垂直応力であり、 c 、 ϕ はそれぞれ土の粘着力、せん断抵抗角である。

安定解析に用いる土のせん断強さについては、多くの研究者によって討議されてきたが、最近の間隙水圧の測定技術の向上と、土中に発生する間隙水圧に関する資料の蓄積などにより、次第に $\overline{CU}$ 試験によって得られる c' 、 ϕ' を用いた有効応力解析が、多く利用される傾向にある。特に、比較的均質なアースダムや堤防などにおいては、堤体内の浸透流の影響などがある程度精度よく安定解析のなかに取り入れることが可能であることから、有効応力解析を用いる例が多くなっている。

また、実際の設計に適用するまでに至っていないが、最近では有限要素法により斜面内の応力と変形を求め、局部的な破壊が次第に伝播し全面破壊に至る、いわゆる進行性破壊から斜面の安定性を論じようとする伊勢田ら⁸⁾(1973年)の試みや、進行性破壊を考慮にいれると斜面の安定解析に土の残留強度を用いるのがよいという Skempton¹⁵⁾(1964年)の提案などがある。

さらに、すべり面の主応力の方向が各点で異なることに着目して、異方性を考慮した斜面の安定解析の方法も Duncan ら²⁾(1966年)によって検討されている。

一般に、斜面内の土の状態は均質なものでなく必ずばらつきがあるので、このばらつきを定量化し、信頼性理論を用いて斜面の破壊確率を求めて斜面の安定度を判断しようとする研究が松尾ら^{9), 10)}(1974年, 1977年)によって進められており、これまで行われてきた斜面の設計法の考え方と比較すると、興味ある研究といえる。

[2] 安定解析上の問題点

安定解析の方法が妥当であるかの判断は、それが実際の現象に合致するかどうかで決ってくるので、安定解析においては実際に適合するような土の強度定数を決めることが重要になる。

ここで対象としているような盛土構造物を考えると、その安定性が問題となる領域の多くは不飽和の領域である。不飽和土では、土中の間隙は水と空気とから成り立っており、一般に空気と水の圧力は異なる。このため、不飽和土の強度定数を求めるためには、第3章で示したような間隙水圧と間隙空気圧とを別々に測定し、有効応力にもとづいた強度定数を決めることが必要となる。

また、不飽和土の試験においては含水比によって非常に異なった値を示す場合が多い。さらに、ここで取り扱っているような盛土の斜面崩壊の場合には、比較的浅いすべりのものが多く、実際の現象に対応した試験となると極めて低い応力の下でのせん断試験を行う必要がある。しかも、含水量の増加によって土のせん断強さが低下するための破壊と考えられるので、有効土被り圧程度の応力による破壊となって、いっそう難しい問題となる。

そこで、先に淀川で実施した堤防破壊実験を検討するために行った三軸圧縮試験の結果を示し、上記のようなのりすべりの問題をせん断試験の結果から説明することが難しいことを述べてみる。²¹⁾ ここで述べる不飽和土の三軸圧縮試験の結果は、実用上使われている不飽和土においても近似的に、飽和度の場合と同様の式が成立するとして求めたもので、第3章で述べた試験とは多少異なる。

淀川の実験は、図-5.1に示した断面の堤防に降雨を加えて、のりすべりを起こさせたものである。実験堤に生じたき裂、変形から想定されるすべり面をいくつか描いて円弧すべりによる安定計算を実施し、安全率を1.0と仮定した場合に必要な c' 、 ϕ' の組み合わせを求めてみた。この場合、堤体内には間隙水圧は発生しないものと考えた。計算の結果を図-7.1に示す。

さらに、堤体材料を堤体と同じ単位体積重量に突固めた後、種々の含水比で実施した三軸圧縮試験の結果を同じ図上に記入してみた。三軸圧縮試験は圧密排水試験により、側圧は0.1, 0.3, 0.5 kgf/cm²の3段階で、比較的低い応力によってせん断を起こさせたものである。

図から、含水量が増加するに従ってせん断試験によって求めた強度定数が次第に安全率を示す c' 、 $\tan\phi'$ の組み合わせを示す線の方へ接近していくことがわかる。また、試験の結果がすべりを説明するには、多少大きすぎる強度定数を与えることが知られる。

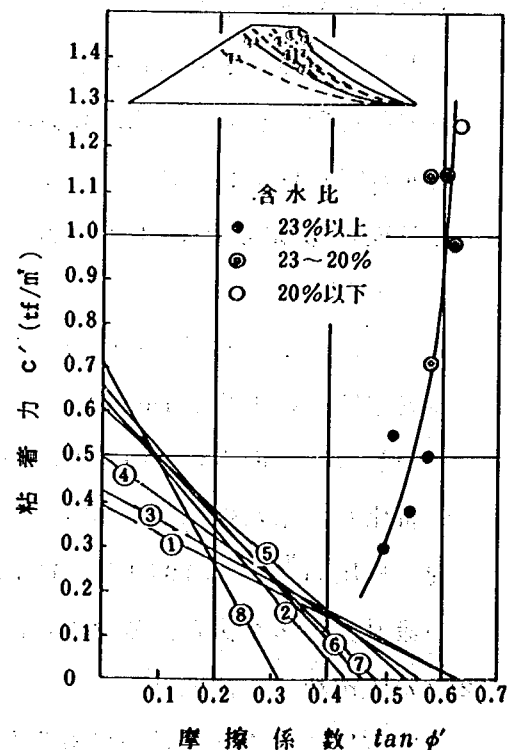


図-7.1 安定計算の結果とせん断試験の結果の比較

これは、三軸圧縮試験で高含水比の密度の低い試料に対して試験を行っても、実際の現象に合致した試験になっていないためである。

次に、盛土構造物に関しては、降雨や洪水などの外力を想定して盛土の安定性を検討することが、実質においてなされてきていない。従って、想定させる外力に対して盛土構造物が安定であるかを検討する合理的な解析方法の確立が今後望まれる。

外力については、既往の最大のものを採用するという考え方もあるが、盛土構造物の種類、規模、重要度など種々の要因が関係するので、外力の決め方に関しては難しい問題を数多く含んでいるといえる。しかし、外力が設定されれば、次節に示すような安定解析法によって外力の大きさが盛土の安定性に及ぼす影響を調べることにより、盛土構造物の崩壊を予測することが可能になると考えられる。

7.3 雨水の浸透を考慮した盛土の安定解析

安定性の高い盛土構造物を築造していくには、現行の盛土構造物がどの程度の外力に対して安定であるかをはっきりさせていくことが大切である。安定性の高い盛土構造物を築造することで、過大な設計のものになってはいけなし、また通常の外力のもとで壊れるものであってもいけない。

従って、想定される外力に対して安定であるような構造物を、合理的に築造することが必要なわけであるが、従来、盛土構造物に関してはそのような検討がなされていない。

そこで、本節で盛土構造物がどの程度の降雨に対して安定性を保っているかを検討する方法を示す。そして、実物大盛土の雨水浸透実験に適用して、安定解析の適合性についても検討を加える。⁸⁾

〔1〕降雨時の盛土の安定解析法

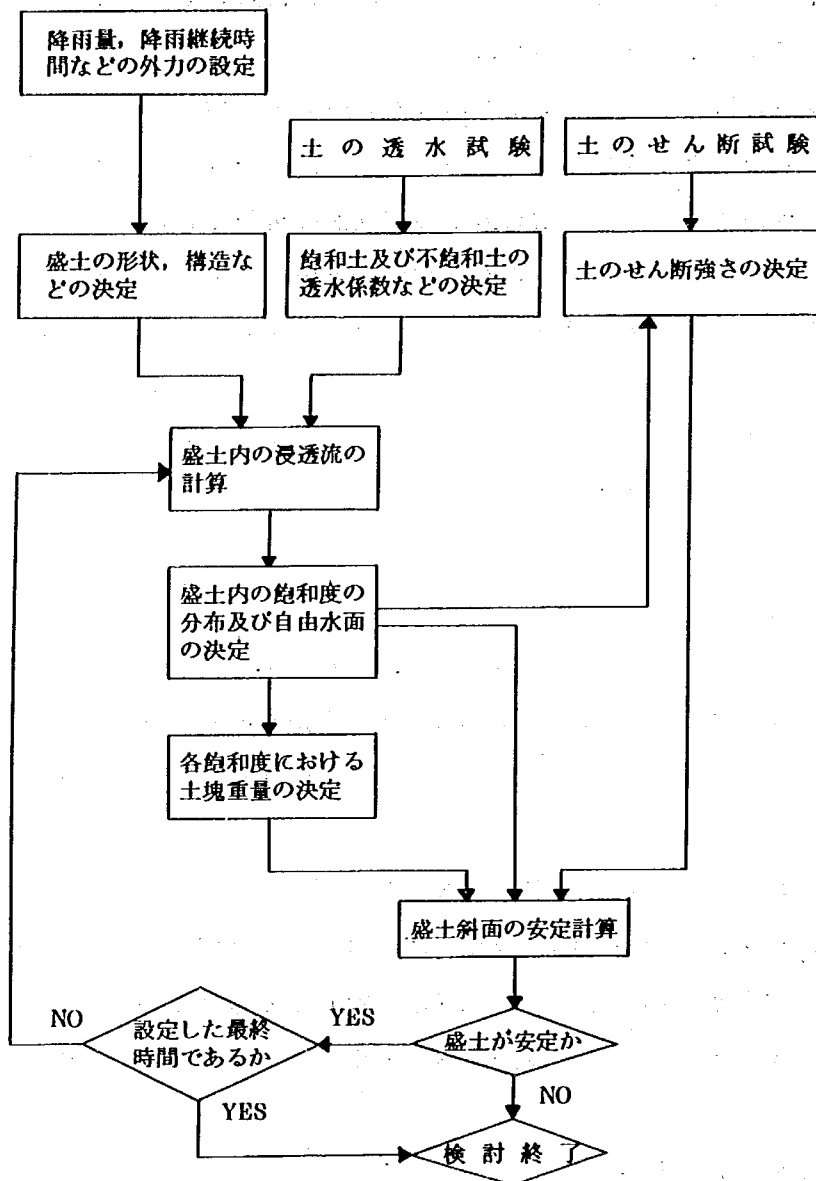
降雨時に盛土が崩壊を生ずるのは、主として雨水が盛土内に浸透し、土塊重量が増加してすべりモーメントが大きくなるとともに、土中の含水量が増加することにより、土のせん断強さが減少してすべりやすくなるためである。

そのような雨水の浸透に伴う盛土の崩壊現象を解析により予測する方法として、図-7.2に示すような方法が考えられる。図-7.2の解析手法は、第5章、第6章で示した非定常浸透流解析をとり入れた円弧すべりによる安定解析の方法で、設定された降雨強度及び降雨継続時間に対して、まず非定常浸透流解析により盛土内の不飽和浸透流を求める。盛土内の不飽和浸透流が求まれば、盛土内の飽和度の分布ならびに自由水面の位置が決まるので、それらの結果を用いて(7.3)式による安定解析を行う。

$$F_s = \frac{\sum (c' \cdot l + (W \cdot \cos \theta - u \cdot l) \tan \phi')}{\sum W \cdot \sin \theta} \quad (7.3)$$

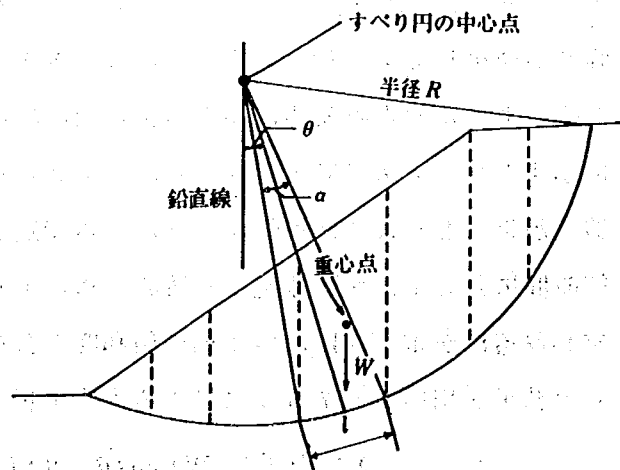
崩壊時盛土のすべりモーメント

盛土の安定係数



図－7.2 降雨時の盛土斜面の安定解析法

ここで、 F_s は安全率であり、 W は図－7.3に示す分割片の土塊重量である。土塊重量は盛土内の各飽和度に応じた単位体積重量により求める。また、 l は分割片の弧の弦長、 u は分割片に作用する間隙水圧である。さらに、 c' 、 ϕ' はそれぞれ有効粘着力及び有効せん断抵抗角である。



図－7.3 円弧すべりによる安定計算法

図－7.2に示した安定解析を行うことにより、各降雨時間における盛土斜

面の安全率が求まる。すなわち、ある降雨時間において、(7.3)式を用いた安定計算で盛土が不安定となった場合には、その時間で盛土安定の検討を終えるが、盛土が安定な場合は、所定の降雨継続時間に達するまで同様の繰り返し計算を行う。

以上の計算により、雨水の浸透による盛土の安定性の低下が評価でき、どの程度の降雨に対して盛土崩壊の危険性があるかを定量的に調べることが可能になる。

〔2〕 安定解析の実際への適応性

〔1〕で示した降雨時の盛土の安定解析法の実際への適応性をみるために、次に示すような検討を行った。

すなわち、4.4で実物大盛土による雨水浸透実験の結果を示したので、その結果と安定解析の結果とを比較し、両者の適合性について検討を加えた。

(1) 実物大盛土による雨水浸透実験の結果

降雨の盛土内の浸透については、すでに4.4で述べたように盛土表面から浸透した水は盛土内部の含水量、飽和度を次第に増大させていく。盛土内の含水量の変化はすでに飽和度で表示し図-4.4に、また盛土表面からの浸透水によって盛土内に発生する圧力を測定したものの1例を図-4.5に示した。^{20), 21)}

総降雨量が250mm程度に達すると、盛土及びのり面にき裂が生じ始め、実験終了時すなわち総降雨量が480mm程度になると、写真-4.1で示すような破壊が生じたこともすでに4.4で述べたとおりである。

しかし、のりすべりの状態を観察すると、のり先付近の土はかなり軟かくなっているのので、盛土内の含水量の増加によって土のせん断強さがどのように変化するかを調べる目的で、降雨実験開始前及び終了時、ならびに中間に静的コーン貫入試験機を用いて盛土各部の貫入抵抗を測定した。

測定値の1例を図-7.4に示す。図中には、その時点における土の飽和度を併記し、貫

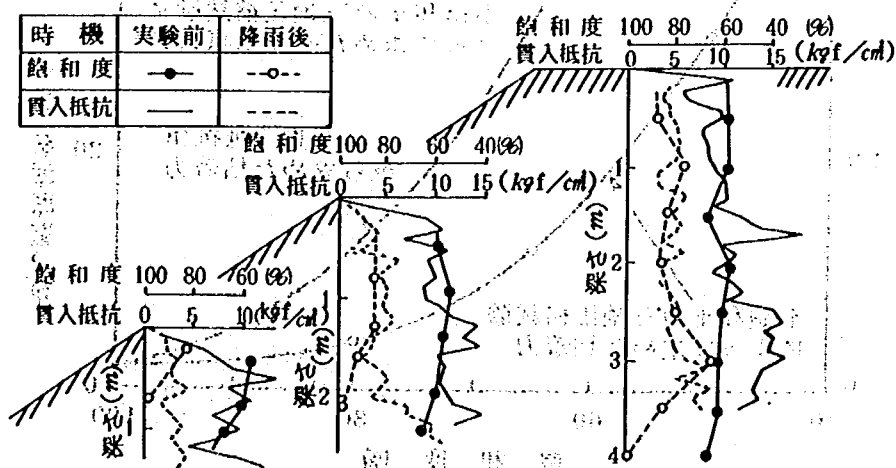


図-7.4 盛土内の飽和度とコーン貫入抵抗の関係

入抵抗と飽和度の関係を調べた。図から、両者の値の変化はかなり類似していることが知られる。

そこで、コーン貫入抵抗の値を用いて、次に示すような方法で各飽和度における土の強度定数を推定した。すなわち、不飽和土の三軸圧縮試験の結果によると、飽和度を変化させても ϕ' は、ほぼ一定の値を示すので、 ϕ' を 23° として室町¹²⁾ (1971年) の提案した (7.4) 式を用いて、コーン貫入抵抗値 q_c から粘着力 c' を求めた。

$$\frac{2q_c \tan \phi'}{3(e^{2\pi \tan \phi'} - 1)} - p \tan \phi' = \left[\frac{1 + \frac{1}{\sqrt{S_t}}}{2} \right] c' \quad \dots\dots\dots (7.4)$$

ここで、 p はコーン貫入試験を実施した点での土被り圧で、 S_t は鋭敏比である。

室町によると、測定深さが浅い場合には、 $p = 0.1 \text{ kgf/cm}^2$ として計算してもよいとしている。また、鋭敏比 S_t については、含水比を再調整した関東ロームを盛土材料として使用しているので、 $S_t = 1.0$ として計算してよいと考えられる。

それらの値を用いて (7.4) 式から土の飽和度と粘着力の関係を求め、図示したものが図-7.5 である。この推定には問題がないわけではないが、両者の関係は量的に示すと、大体この程度のものであると割り切ったものである。

図から、コーン貫入抵抗値 q_c から推定した粘着力 c' は、飽和度の上昇とともに粘着力 c' が低下するという一般的な傾向が認められる。なお、室内試験との比較の意味で、第3章で示した不飽和土の三軸圧縮試験の結果を図中に併記した。

(2) 解析結果と実験結果との比較

〔1〕で示した安定解析の方法を用いて降雨時の盛土の安定性を検討する場合には、盛土内への雨水の浸透とそのときの土のせん断強さが問題となる。そこで、実物大盛土による

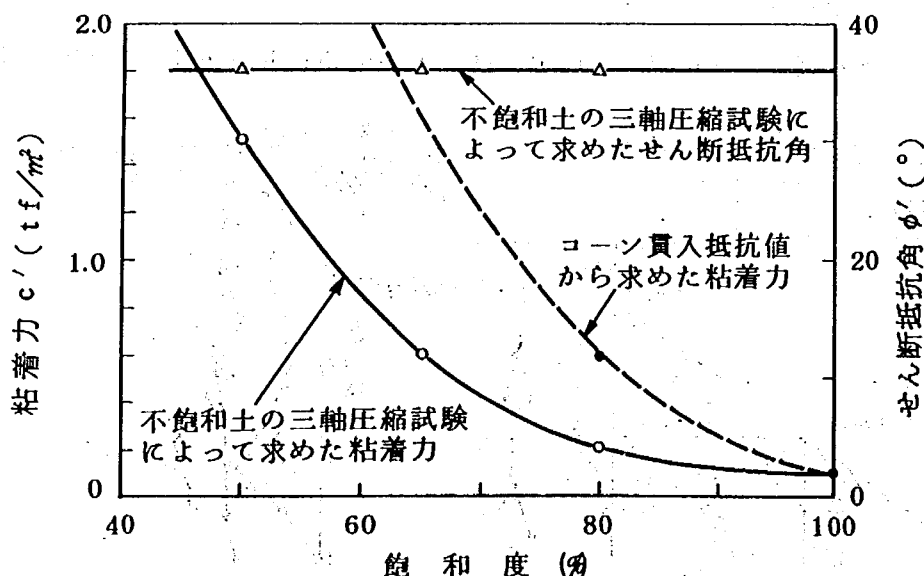


図-7.5 飽和度の土の強度定数の関係

雨水浸透実験の結果と安定解析の結果との比較から、雨水が盛土内へ浸透したときの安定解析に用いる土のせん断強さのとり方について、まず考察を加えてみる。

安定計算は、雨水浸透実験の各降雨量における盛土内の飽和度が図-4.4に示されているので、これらの飽和度によって図-7.6に示すように各降雨量に応じて盛土をいくつかのゾーンに分割した。そして、各ゾーンにおける単位体積重量は各飽和度に応じて求め、さらに図-7.5の結果を用いて各飽和度における土のせん断強さを、各ゾーンごとに求めた。

これらの値をもとにして、(7.3)式の円弧すべりの計算によって各降雨量ごとに盛土の安全率を求めたものを、図-7.6に示した。なお、図-7.6の結果はコーン貫入抵抗値から求めた土のせん断強さをを用いて計算したものである。同様の計算を、図-7.5の不飽和土の三軸圧縮試験から求めたものについても行った。また、盛土内の間隙水圧の影響については図-4.5に示したように自由水面より上の部分では圧力の上昇はあまり大きな

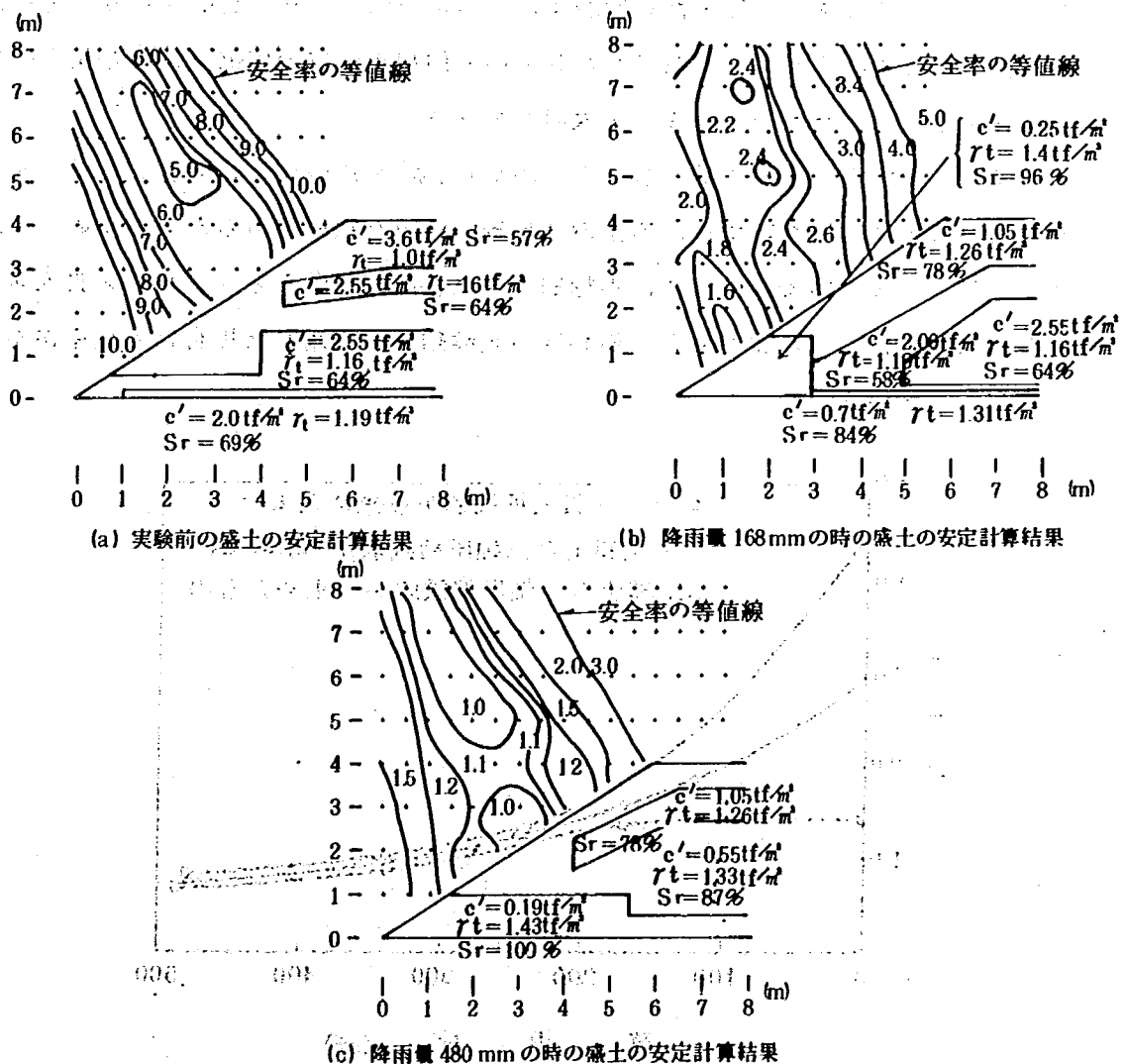


図 7.6 盛土の安定計算結果

いので、自由水面下の間隙水圧のみを考慮した。

図-7.6の計算結果から、実験前の盛土は比較的乾燥していることから土のせん断強さも大きく、盛土の安定性も高いが、降雨が増し雨水が盛土内に浸透していくに従って、土中の飽和度が上昇し土のせん断強さが減少するために、盛土の安全率が次第に低下していることがわかる。

図-7.7は、図-7.6の結果を整理し、降雨量と盛土の安全率との関係に関連づけたものである。図中の安定解析の結果は、降雨量が200mmに達するまでは盛土の安全率が急激に低下し、破壊が250~300mmで生じた実際の現象ともよく一致している。同様のことは、不飽和土の三軸圧縮試験の結果を用いたものについてもいえる。

従って、現地の条件に合った不飽和土の三軸圧縮試験あるいは現位置で行うコーン貫入試験の結果を適用して安定解析を行えば、降雨時の盛土のり面のすべり現象を説明することは可能である。

しかし、降雨時の盛土の安定性を検討するために上記のような試験を行うことは、通常の場合困難である。そこで、一般に行われている飽和土の三軸圧縮試験の結果を適用して上記の試験から求めたものとの違いを検討してみる。

図-7.7に飽和土の三軸圧縮試験から求めた c' 、 ϕ' を用いて安定計算した結果を示した。実験前及び降雨初期においては、盛土内は比較的乾いた状態にあるため、土のせん断強さは大きい値をもっている。従って、不飽和土の三軸圧縮試験ならびにコーン貫入試験の値をそれぞれ用いたものに比べると、飽和度の試験結果を適用した場合は安全率がかなり低いものになっている。

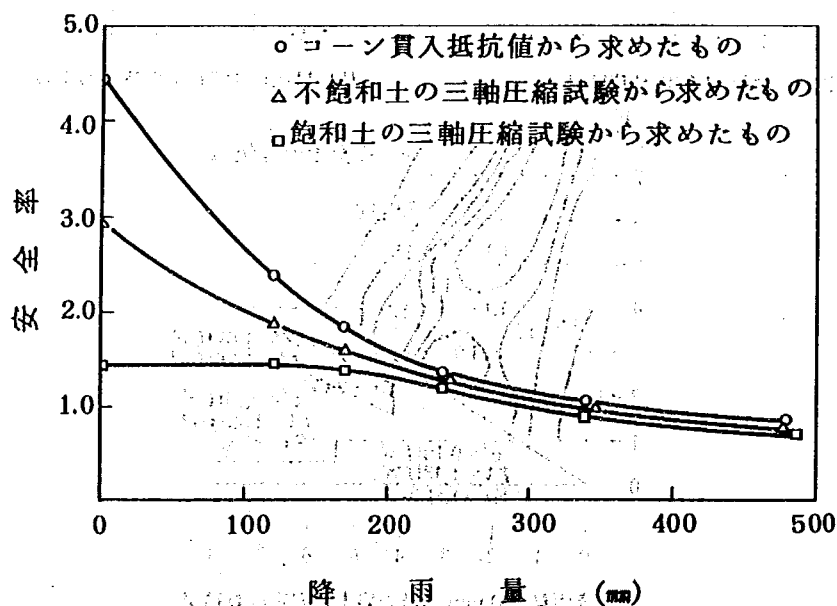


図-7.7 降雨量と安全率の関係

しかし、飽和土を適用した場合には、降雨量の増加に伴い安全率の低下は、雨水の浸透による土塊重量の増大と盛土内の間隙水圧の上昇に限られるために、不飽和土の場合のような安全率の急激な低下にはならず、徐々に安全率が低下している。

崩壊の生じた降雨量 250～300 mm のあたりで比較すると、盛土内は雨水の浸透によってかなりの湿潤状態にあるために、飽和土と不飽和土の差が少なくなっている。盛土の安全率が 1.0 を下回る点は、飽和土を適用した場合の方が多少早くなるが、不飽和土の場合に比べてさほど差がないといえる。

従って、実用的な面を考慮にいと、現地の条件に適合した飽和土の三軸圧縮試験の結果を用いて、降雨時の盛土の安定計算を行ってもよいと判断される。

次に、第 6 章で示した盛土内の雨水浸透計算の結果、すなわち図-6.2 の結果を用いて安定計算を行い、実物大盛土の実験結果と比較したものを図-7.8 に示す。この安定解析では飽和土の三軸圧縮試験の結果から求めた強度定数を採用している。また、図中には比較のために図-7.7 の実験結果を用いたものについても、合わせて記入した。

図-7.8 の結果から、雨水浸透計算の結果を用いた安定解析においても降雨量 250～300 mm のあたりで、安全率が 1.0 近くになり、実際の崩壊現象とかなり一致している。また、実験結果を用いた安定解析の結果と比較しても、安全率の違いにさほど大きな差は認められない。

以上の結果から、〔1〕で述べた安定解析による方法は実際の現象ともよく一致しており、このような安定解析法により想定される降雨や洪水のもとで、盛土構造物が安定であるか

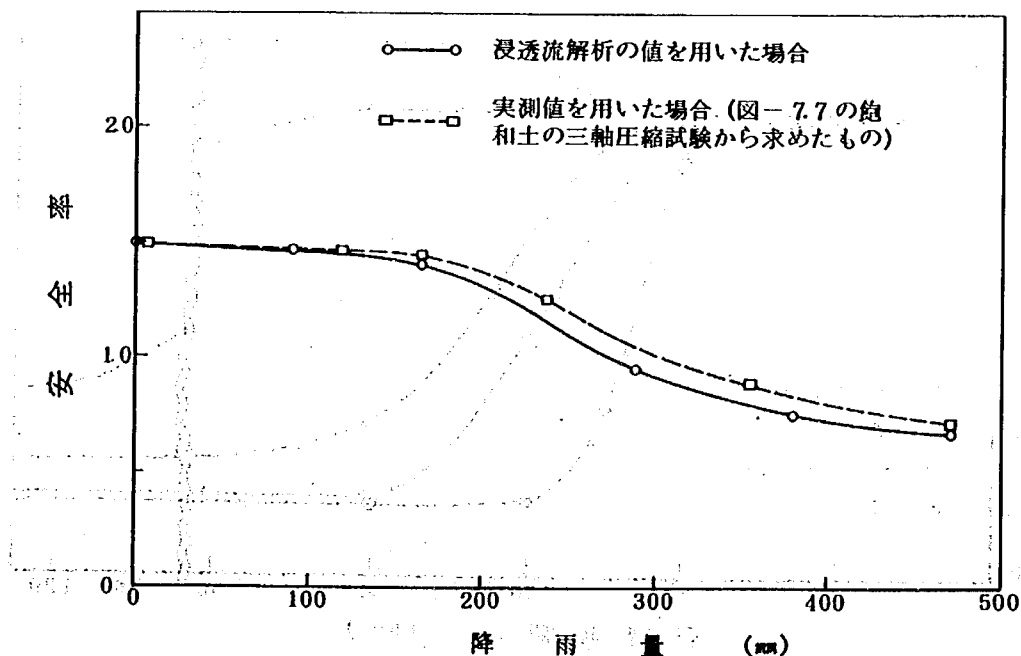


図-7.8 雨水浸透解析の結果から求めた盛土の安全率と降雨量の関係

どうかを検討することができ、崩壊の危険性の予測にも利用できると思われる。

なお、〔1〕の安定解析に用いる土の強度定数は不飽和土のものを考慮するのがよいが、通常の場合には不飽和土の強度定数を適確に求めることは困難である。その場合は多少安全側になるが、飽和土の試験によって求めた強度定数を用いて安定計算を行っても実用上問題は無いと思われる。

7.4 降雨条件の違いが堤体の安定性に及ぼす影響

6.4で飽和ないし不飽和浸透流解析を用いて、水位上昇と降雨が重なった場合の堤体内の非定常浸透流に及ぼす降雨の影響について検討を加えた。¹³⁾ 計算は河川水位を急上昇させた後に水位を一定に保ち、堤体上の降雨を0, 10, 20, 30 mm/hrと変化させた4ケースについて行った。それらの計算結果は、すでに図-6.10に示した。

そこで、図-6.10の計算結果を用いて、7.3の〔1〕に示した安定解析の方法により、堤体のすべりに対する安全率が経過時間とともにどのように変化するかを調べた。堤体は盛土材料として広く使用されている砂質シルトからなるとして、飽和土の強度定数、 $\phi' = 35^\circ$, $c' = 0.1$ tf/m²を用いて安定計算を行った。安定計算の結果を整理し、堤防の安全率と経過時間の関係を示したものが、図-7.9である。

図-6.10の解析では、堤体の透水係数は 5×10^{-8} cm/secと透水性の大きいものを想定している。従って、降雨のない場合でも堤体裏のり部への浸潤線の到達時間は、通常の場合に比べて早くなっているが、それでも降雨のある場合と比較すると著しい差が認められる。すなわ

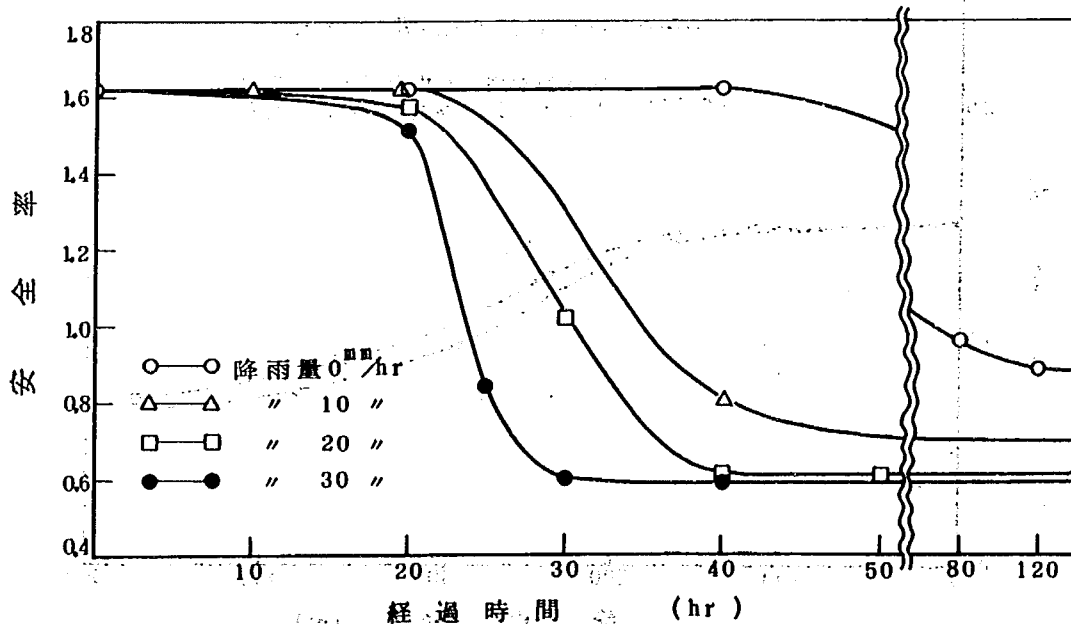


図-7.9 降雨条件が異なる場合の経過時間と堤防の安全率の関係

ち、降雨のない場合は川表から裏のりへと浸透水が進むために、安全率が徐々に低下している。

一方、降雨のある場合は、川表からの浸透水と堤体上の降雨による浸透水とが重なり合うために、裏のり部の浸潤線の上昇が降雨のない場合に比べて早くなる。しかも、降雨強度の大きいものほど、裏のり部の浸潤線が急上昇する。従って、堤体の安全率の低下が降雨のないケース 1 に比べると早期に生じており、しかもケース 2, 3, 4 と降雨強度の大きいものほど、急激に安全率が低下している。さらに、降雨継続時間が長くなると裏のり部の浸潤線が高くなるため、堤体の安全率が 1.0 以下となり、のりすべりを発生することになる。こののりすべりは、降雨強度が大きいものほど、早期に発生することになり、降雨の影響がはっきりとでている。

以上述べた結果から、降雨が堤体の安全性に及ぼす影響は非常に大きいといえる。従って、従来十分な検討がなされていなかった堤体上の降雨の影響について、本章で示したような安定解析の方法などを用いて検討してみる必要がある。さらに、そのような検討の結果から、堤体の安定性に不安が生じた場合には、第 9 章で述べるような具体的な対策を講じていくことが、安定性の高い堤防を築造するうえで重要であると思われる。

7.5 堤体及び地盤の条件が堤体の安定性に及ぼす影響

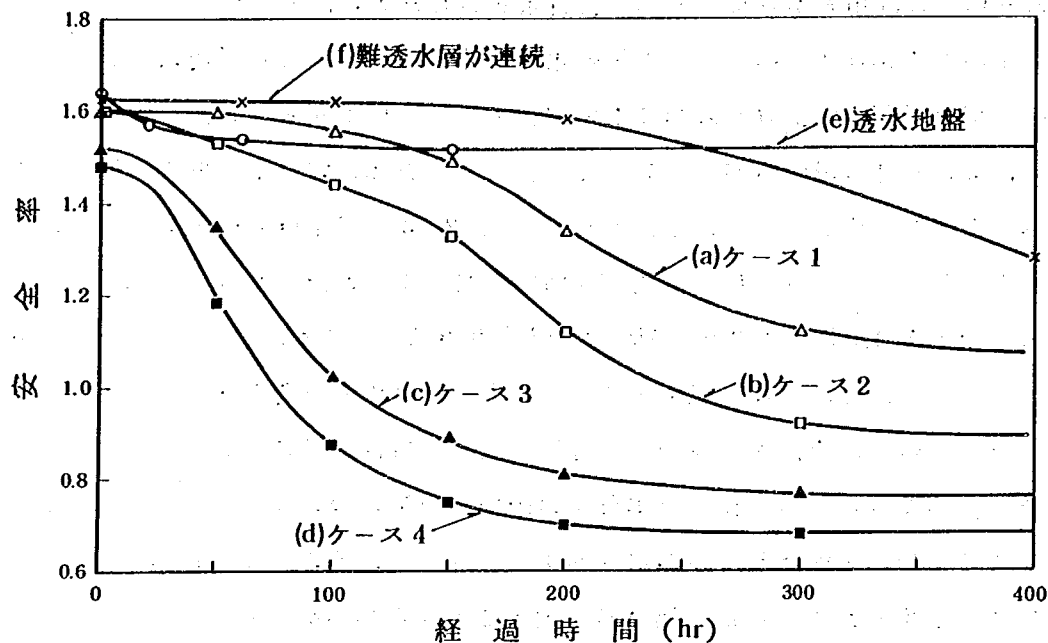
第 5 章で堤体の透水性ならびに堤防下の基礎地盤の条件によって、洪水時の堤体内の非定常浸透流が著しく異なることを示した。そこで、本節では第 5 章の堤体内の非定常浸透流の解析結果を用いて安定解析を行い、堤体及び地盤の条件が堤体の安定性に及ぼす影響について検討する。^{6), 7)}

まず、堤体の材料については第 5 章で検討したように、洪水時に河川水位の上昇によって堤防裏のり部の浸潤線が高くなるのは、水位条件にもよるが、一般には堤体の透水係数が 10^{-3} cm/sec 程度以上の場合である。また、堤体の透水性が比較的大きい透水係数が $5 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$ 程度の堤防であっても、図-7.9 にも示したように堤防裏のりの水位が上昇して堤体の安定性が損われるのに、かなりの時間を要する。従って、河川水位の上昇だけで堤体の安定性が損われる例は通常の場合少ないといえる。

しかし、堤防下の地盤の難透水層が不連続であったり、また透水層が行き止りになっているような場合には、地盤から流入する浸透水の影響で、図-5.28 に示したように堤体内の浸潤線が高くなり、堤体のりすべりを起こす危険性が生ずる。

そこで、図-5.28 の堤体内の非定常浸透流解析の結果を用いて安定計算を行い、堤防下の地盤条件の違いが堤体の安定性に及ぼす影響について調べたものが図-7.10 である。図-7.10 は地盤条件の異なる場合の洪水継続時間と堤体の安全率の関係を示したもので、堤体は砂質シルトからなるとして $\phi' = 32^\circ$; $c' = 0.1 \text{ tf/m}^2$ を用いて安定計算を行ったものである。

堤防下の基礎地盤が難透水層の連続の場合には、堤体の透水係数が $1 \times 10^{-8} \text{ cm/sec}$ であるため、浸潤線は川表から裏のりへと緩やかな速度で進む。従って、堤防の安全率は洪水の経過時



図－7.10 堤防下の基礎地盤の条件が異なる場合の経過時間と堤防の安全率の関係

間とともに徐々に低下しているが、それでも通常の洪水継続時間の範囲では高い安全率を保っている。

他方、透水地盤上に築造された堤防の場合には、河川水位の上昇に伴って透水地盤からの浸透水の影響で、堤体内の浸潤線は早期に上昇し、定常状態に達する時間も早い。しかし、定常時の浸潤線は図－5.28に示したようにそれほど高いものにはならない。このため、洪水初期において堤防の安全率は一時的に低下するが、その後一定となり、定常状態においても高い安全率を有している。

ところが、堤防下の難透水層が不連続であったり、透水層が行き止りになっているような場合には、上記の難透水層が連続の場合や透水地盤のものに比べて、堤体内の浸潤線が著しく高くなる。

従って、図－7.10の安定計算の結果によっても、難透水層が不連続の場合、難透水層が裏のり部下に分布している場合及び、透水層が行き止りの場合には、ともに河川水位の上昇に伴い堤防の安全率が急激に低下しており、洪水継続時間が長くなると安全率が1.0を下回る場合もでてくる。

特に、透水層が行き止りの場合には、安全率が1.0を下回る時間が早く、洪水時にのりすべりを起こす危険性が最も高いといえる。続いて、難透水層が裏のり部下に分布する場合である。難透水層が不連続の場合も、不連続部分の大きさや堤体の条件によってはのりすべりを起こす場合がある。

なお、上記のようなのりすべりは堤防下の地盤の難透水層、透水層の分布状況や地層構成、

堤体の材料などの条件によって異なることは勿論のことであるが、いずれにしても上記のような複雑な地層構成を有する地盤の上に築造された堤防の場合には、洪水時に地盤からの浸透水の影響で堤体の安定性が低下し、のりすべりを起こす危険性が高いので、注意が必要である。従って、堤防下の地盤、すなわち難透水層や透水層の分布、成層状態に着目した堤体の安定性の検討が、今後の堤防設計を考えるうえで特に重要であることを、ここで強調しておきたい。

7.6 結 語

河川堤防や道路盛土などの盛土構造物が、降雨時や洪水時にどの程度の外力に対して耐え得るかといった検討が従来なされてきていない。この理由の一つとして、それらの外力が加わったときの盛土の安定性を検討する解析方法が確立されていないことがあげられる。

そこで、本章では降雨時及び洪水時の盛土構造物の安定解析法に関する提案を行い、その提案にもとづいた安定解析を河川堤防について実施し、従来検討が十分なされていなかった降雨条件や堤防下の基礎地盤の条件などが、洪水時の堤体の安定性に及ぼす影響について調べた。

その結果、これまでに解明されていなかったいくつかの知見が得られたので、それらを取りまとめると次のようになる。

まず、従来の安定解析法を実際の現象に適用する場合の問題点として、次のことが指摘できる。

- (1) 崩壊事例などから逆算により求めた c' 、 ϕ' は、締固めた試料を用いた土質試験で得られる値に比べて小さい値になる。従って、現地の不攪乱試料を用いた試験、または現地の条件に最も適合した土質試験を行って、土の強度定数 c' 、 ϕ' を求めることが大切である。
- (2) 道路盛土や河川堤防などの盛土構造物の有効土被り圧は、それほど大きくないので、現地の条件に応じた低応力下における密度の低い試料について、土質試験したものを安定解析に用いる必要がある。

降雨時及び洪水時の盛土構造物の安定性を検討する解析手法について述べると、次のようになる。

- (3) 雨水の浸透などを考慮した盛土構造物の安定解析の方法として、7.3の〔1〕で示したような安定解析法が提案できる。
- (4) 上記の安定解析法を実物大盛土による雨水浸透実験に適用した結果、解析値と実測値とが比較的よく一致することが確かめられた。従って、7.3の〔1〕に示した安定解析法は実際の現象にも十分適用できると考えられる。
- (5) 安定解析には、不飽和土の三軸圧縮試験及び原位置でのコーン貫入試験などから得られた値を土の強度定数として用いるのがよい。そのような試験を行うことが困難な場合は、現地の条件に適合した飽和土のせん断試験の結果を用いて安定解析を行ってもよい。その

理由として、図一7.7に示したように雨水の浸透によって崩壊が生ずる時点においては盛土内はかなりの浸潤状態にあり、不飽和土の値を用いたものとさほど大差のないことがあげられる。

次に、河川堤防の場合について、上記の解析手法を適用して洪水時の堤体の安定性を検討した結果を述べると、次のとおりである。

(6) 洪水時には、河川水位の上昇とともに降雨が堤体の安定性に大きな影響を及ぼす。

特に、河川水位の上昇と降雨が重なった場合には、堤体裏のり部の浸潤線が高くなり、のりすべりを起こす事態も十分考えられるので、従来配慮がなされていなかった堤体上の降雨に関する対策が、今後望まれる。

(7) 堤防下の基礎地盤が複雑な地層構成をなしている場合、すなわち難透水層が不連続に存在している場合、裏のり部下に難透水層が分布している場合、あるいは透水層が裏のり部下で行き止りになっているような個所では、地盤からの浸透水の影響が加わるために洪水時に堤体内の浸潤線がいつそう高くなる。従って、裏のり部でのりすべりの危険性が高く、破堤に至ることも考えられるので、堤防下の基礎地盤の不均一性や不規則性に着目した堤体の安定性の検討が必要である。

第8章 地震時の盛土構造物の安定性

8.1 序 説

地震時の盛土構造物の安定性に関する研究は、土質工学の研究対象として取り扱われてきており、振動台を用いた実験的研究や安定解析に関する研究が行われてきた。しかし、土の動的性質が十分解明されていないことや、地盤盛土を含めた地震時の振動性状が極めて複雑なことなどから、実際の設計に役立つような盛土の耐震設計法はいまだに確立されておらず、今後の重要な研究課題であるといえる。

特に、最近では地震による盛土構造物の崩壊が相次いで起こっており、しかも土地開発などにより被害が家屋や人身に及ぶ場合も生じていることから、改めて盛土構造物の耐震性が見直されるようになってきている。

そこで、本章では振動時の盛土構造物の挙動を把握し、安定性の高い盛土構造物の設計・施工法を見い出すために行った大型盛土による振動実験の結果について重点的に述べる。また、振動実験の結果から、道路盛土や河川堤防のような高さのあまり高くない盛土では、地盤条件ならびに地下水の条件が、地震時の盛土の安定性に著しい影響を及ぼすことを示す。^{7), 11)}

続いて、従来の円弧すべりの計算法と震度法とを組み合わせたものに、盛土に作用する加速度の大きさとその分布、ならびに振動中に発生する間隙水圧などを考慮して安定計算を行えば、地震時の盛土構造物の安定性を検討することが可能であることを述べる。¹²⁾

また、盛土内の加速度の分布について有限要素法による動的応答解析を行い、加速度計により測定した盛土内の実測値と比較して、動的応答解析の妥当性について検討を加える。

さらに、盛土構造物の耐震設計を行う場合の加速度の大きさとその分布、ならびに間隙水圧のとり方について、現場の観測結果などを用いて、設計に用いる値についても考察を加えてみる。

8.2 大型振動台による大型盛土の振動実験

実験に先立ち、模型実験を行う際の実物と模型との相似率の関係について少し考察を加え、続いて地震時の盛土構造物の振動性状を把握するために実施した大型盛土を用いた振動実験の結果を示す。

(1) 模型の相似率

振動実験は共振実験と破壊実験の2通りの実験を実施した。共振実験は振動中の盛土の振動特性がどのようなものであるかを明らかにすることであり、破壊実験の目的は振動による盛土の破壊機構や破壊を起こさせる外力の大きさを明らかにすることである。従って、相似則を考える場合には、共振実験と破壊実験とに分けて考察を加えることが必要であるが、

一般には両方の実験について相似則を満足させることは困難である。そこで、破壊実験の相似則をできるだけ満足させることを第一に考え、共振実験の方は諸量が換算可能であればよいと考えた。

共振実験について、まず模型振動実験の結果から実物の盛土の固有周期などを求める場合は、盛土の弾性振動性状を楔形せん断ばりと考えた松村の解¹⁴⁾(1934年)によって換算することは可能である。一次の盛土の固有周期 T_0 は次式で与えられる。

$$T_0 = 2.61 \sqrt{\frac{\rho}{G}} \cdot H \quad \dots\dots\dots (8.1)$$

ここで、 H は盛土高、 G は盛土材料のせん断剛性率、 ρ は盛土材料の質量である。

次に、破壊実験については、Cloughら²⁾(1956年)による下記に示すような相似則を満足することが望ましいといえる。すなわち、実物と模型の長さの縮尺比を $\lambda (=l_p/l_m)$ とすると、模型と実物の重量比は同一材料を使用する場合には、 $\gamma_{t,m} = \gamma_{t,p}$ であるから、

$$\frac{W_m}{W_p} = \frac{1}{\lambda^3} \quad \dots\dots\dots (8.2)$$

となる。また、時間及び加速度の比は次のようになる。

$$\frac{t_m}{t_p} = \frac{1}{\sqrt{\lambda}} \quad \dots\dots\dots (8.3)$$

$$\frac{a_m}{a_p} = \frac{\frac{l_m}{l_p^2}}{\frac{l_p}{t_p^2}} = \frac{1}{\lambda} \left(\frac{t_p}{t_m} \right)^2 = 1 \quad \dots\dots\dots (8.4)$$

破壊実験において問題となる材料の強度比については、同一材料を用いる場合にはせん断抵抗角の関係が $\phi'_m = \phi'_p$ であるから、粘着力について考慮する必要がある。粘着力に関する縮尺比は、次式のようになる。

$$\frac{c_m}{c_p} = \frac{1}{\lambda} \quad \dots\dots\dots (8.5)$$

従って、破壊の場合には、通常の円弧すべり法によって検討した安全率が模型と実物とで同一の値が得られるようにするためには、(8.5)式を満足するように模型を築造すればよいことになる。

〔2〕実験装置と方法

実験は、表－8.1に示す科学技術庁防災センター耐震実験室の大型耐震実験装置を用いて実施した。この耐震実験装置は加振台を水平及び鉛直方向に切換え方式により加振することができ、また加振機は変位制御の電気－油圧サーボ方式の1機90tfの加振機4台で、最大360tfの加振力を得ることができるようになっている。

写真-8.1に示す水平振動方向に長さ12m, 奥行2m, 最高高さ3.5mの鉄製土槽を振動台の上に載せ, この鉄製の土槽に深さ1.5mの模型地盤を造成し, 地盤の中央部に高さ1.5m, 天端幅1.0m, 敷幅5.5m, のり勾配1割5分の台形断面の盛土を築造した。

地盤及び盛土に用いた材料は細砂で, 地震時に液状化を起こしやすい砂に相当する。

土槽の底部には給排水のための碎石を敷き均し, その上に荒目の織布を敷いた。地盤及び盛土の施工はトラクタショベルならびにバケットを用いて砂をまき出し, 50cmごとに均質になるように人力により締固めた。

相似率のところでも述べたように, 地盤及び盛土の強さは, 実物のものに比べて縮尺比(1/4程度)に応じた所定の強度に築造することが必要となる。このため, コーンペネトロメータによる貫入試験を実施し, 所定の強度 $q_c = 5 \sim 10 \text{ kgf/cm}^2$ 程度になるように締固めた。

次に, 振動実験中の地盤及び盛土の振動特性ならびに地盤の間隙水圧の変化を調べるために, 加速度計, 間隙水圧計及び表面変位計を盛土及び地盤に設置した。また, 振動により生ずる盛土内のすべり面を調べる目的で, 貫入試験の穴を利用して石灰によるパイルを土槽中心線に沿って適当な間隔をおいて打設した。

実験は地盤の条件が盛土の安定性に及ぼす影響を調べるために, (1) 深さ1.5mの模型地盤

表-8.1 振動台の諸元

加振台寸法	15m × 15m
重量	160tf
最大搭載重量	500tf (水平), 200tf (鉛直)
固有振動数	40 cps
最大加振機出力	360tf
加振方式	水平, 鉛直切換方式
最大振幅	± 30 mm
最大速度	37 cm/sec
加振波形	正弦波, 不規則波
周波数範囲	0.1 ~ 50 cps
駆動方式	電気油圧式
加振機台数	4台 (水平), 4台 (鉛直)

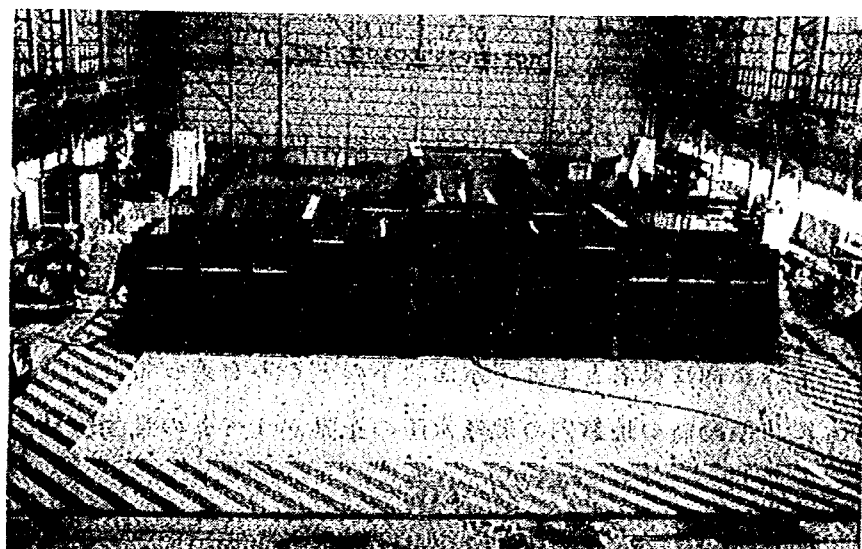


写真-8.1 実験盛土の概要

を飽和させた場合(地下水位 1.50 m とする)、(2) 地盤の一部を飽和させた場合(地下水位 75 cm)、及び(3) 地下水位のない場合、の 3 ケースについて実施した。

振動実験は上記のそれぞれのケースについて、次の 2 通りの加振方法を採用した。すなわち、盛土のり面に変状を生じない程度の小さい加速度により振動数だけを変えて盛土の共振曲線を求める共振実験と、共振実験の結果から推定した共振振動数で、台加速度を 100, 200 gal とあげて盛土を破壊させる破壊実験の 2 通りの実験を実施した。

共振実験における台加速度は 20, 40, 60 gal とし、それぞれの台加速度において振動数 1 ~ 20 Hz まで変化させた。波形は正弦波を用い、加振時間は各振動数について 20 ~ 30 sec 程度にした。

破壊実験の場合も波形として正弦波のものをを用い、100, 200 gal、場合によっては 400 gal まで、段階を追って振動数を変えて加振し、盛土が崩壊するまで実験を続けた。このときの各加速度における加振時間は 40 ~ 60 sec 程度にした。

〔3〕 振動実験の結果

(1) 盛土の変状

実験終了時の盛土の変状を、図-8.1 に示す。

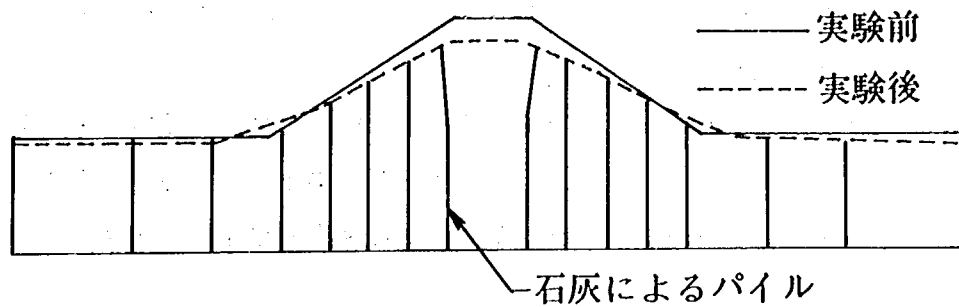
まず、模型地盤に地下水位がない場合には、400 gal の台加速度を加えても盛土内にはすべりは生ぜず、図-8.1 (a) に示すように天端付近の表層だけが崩落する現象が認められた。

これに対して、地下水位を 1.5 m にした地盤を飽和させた実験では、地盤が比較的ゆるい場合には 40 ~ 60 gal、密な場合には 100 gal で天端にき裂が生じ、台加速度が 100 ~ 200 gal で、図-8.1 (c) に示すような完全なすべりが盛土に生じた。

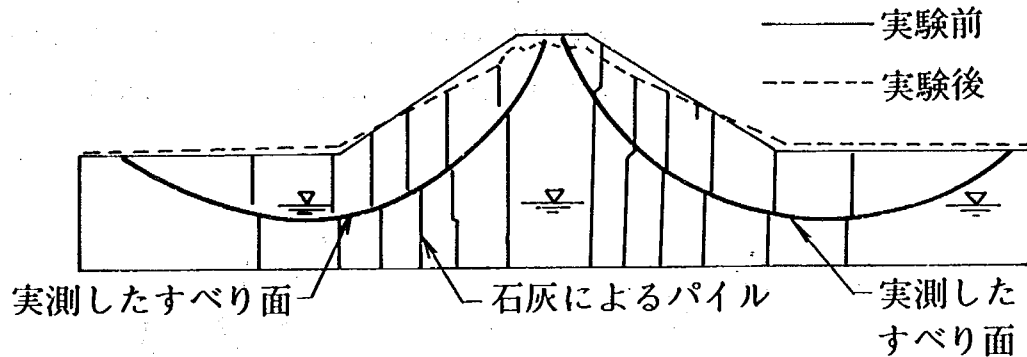
地下水位 75 cm の地盤の一部を飽和させた場合には、200 gal で天端にき裂が生じ、400 gal で図-8.1 (b) に示すようなすべりが、地盤を完全に飽和させた場合と同様に盛土に生じた。

以上の結果から、地下水位のない比較的地盤条件のよい所に築造された盛土の場合には、盛土内にすべりが発生せず、振動時の盛土の安定性は比較的高いといえる。地盤内に地下水がある場合には、地下水位が 75 cm の場合及び 1.5 m のいずれの場合もはっきりとしたすべり面がでており、円弧すべりに近いすべり面で盛土が崩壊したことを示している。

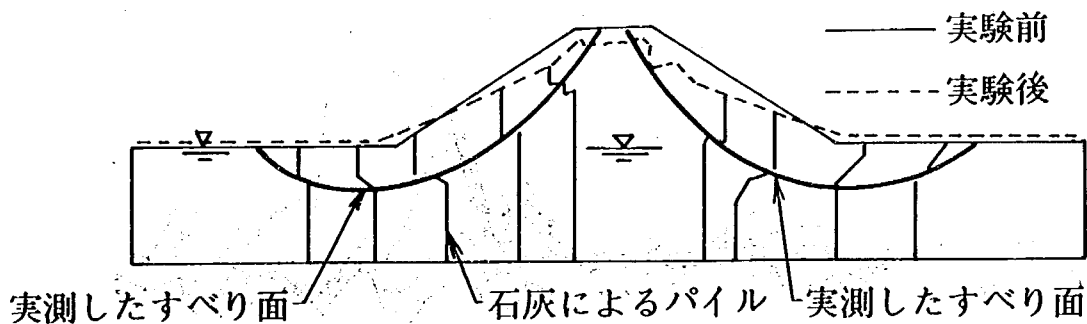
しかも、すべり面は両者とも地下水面以下のところを通っており、振動時の加速度の大きさとともに、振動時の地盤内の間隙水圧の上昇がすべりの発生の要因となっていることが推定される。



(a) 地下水がない場合



(b) 地下水位75cmの場合



(c) 地下水位150cmの場合

図-8.1 実験終了時の盛土の変状とすべり面

(2) 振動時の盛土及び地盤内の加速度

共振実験の結果から、地盤の全部を飽和させた場合の盛土の共振曲線を示したものが、図-8.2である。

図-8.2は横軸に振動数を取り、縦軸に各測点の台加速度に対する測定した加速度の比を取り、それを図示したもので、図から地盤内の加速度の倍率はそれほど大きくないが、盛土部では盛土高さが高くなるに従って、加速度が増幅されて倍率が大きくなっている。

また、振動数が15Hzあたりで天端の加速度が最も大きくなっており、この場合の盛土の共振振動数は15Hz程度であるといえる。盛土の共振振動数は台加速度が大きくなるに従って、盛土の共振振動数は小さくなる傾向にある。また、地盤の水位の違いによる盛土

の振動特性の違いは、今回の実験ではあまり認められなかった。さらに、共振曲線から求めた減衰定数 $h = 0.1$ 程度であった。

図-8.3は地盤及び盛土内の最大加速度の性状について着目し、各振動数に対する最大加速度の分布を図示したものである。図から、地盤及び盛土内の加速度は高さが高くなるに従って大きくなるような分布を示しており、その加速度の倍率は台加速度が大きくなるに従い、小さくなる傾向にある。

図-8.4は盛土内の加速度の増幅率と台加速度の関係を示したものである。盛土中心線の地盤高における加速度の倍率は、台加速度が大きくなってあまり変化していない。これに対して、盛土天端においては台加速度が小さい場合には、かなりの大きな倍率を示している。台加速度が増大するに従い、盛土内の加速度の増幅率は低下する傾向にあるが、

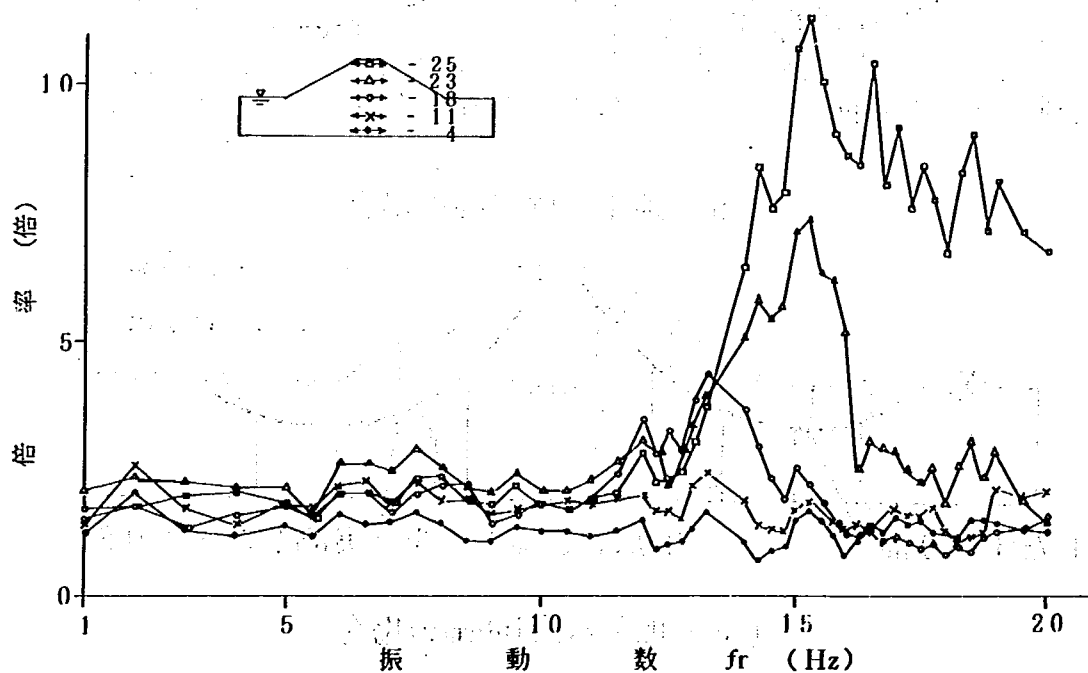


図-8.2 実験盛土の共振曲線の1例

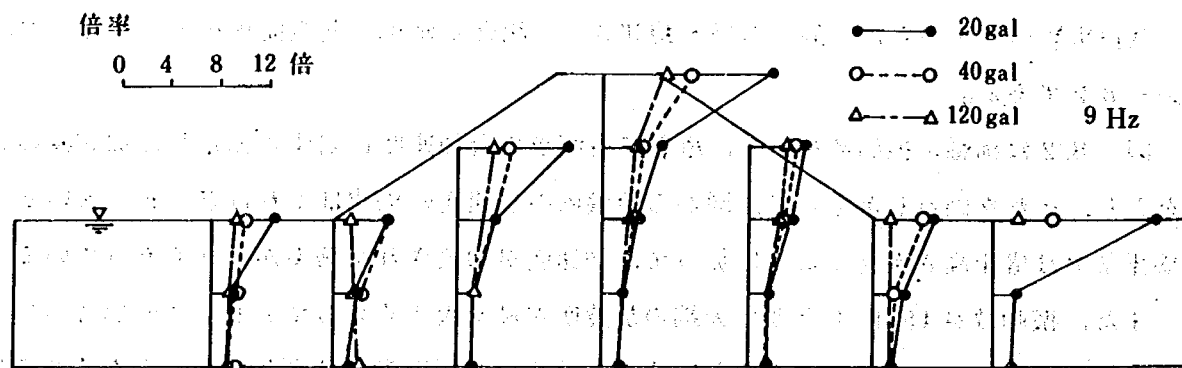


図-8.3 地盤及び盛土内の最大加速度の分布

台加速度 400 gal においても天端付近の倍率は 2 倍程度になっており、かなり大きな加速度が働いていることになる。従って、地下水のない場合の盛土の変状で認められたような天端付近の剝離現象は、天端付近の増幅された加速度によって生じたものと考えられる。

以上述べた振動実験の加速度の測定結果から、盛土内の加速度は一様な分布のものでなく、台加速度や振動数によって異なるが、高さ方向に増幅されて盛土内部の加速度は台加速度に比べてかなり大きなものになり、それが盛土の安定性に大きな影響を及ぼしていることが考えられる。

従って、地震時の盛土構造物の安定性を検討する際には、地盤及び盛土に作用する加速度の大きさとともに、その分布を考慮した安定性の検討が必要であるといえる。

(3) 地盤内の間隙水圧の変化

地盤の一部を飽和された地下水位 75 cm の場合の盛土がのりすべりを起こした時の間隙水圧の時間的变化を示したものが、図-8.5 である。

P-1, 2, 3 は地盤底部の間隙水圧であり、P-5, 6, 7 は地盤中央部、すなわち地下水位 75 cm の位置の間隙水圧である。

盛土のり先部下の間隙水圧 P-5, 7 が盛土中央部下の間隙水圧 P-6 や底部の P-1, 2, 3 よりも大きくなっていることが注目される。これは P-5, 7 がすべりを生じた個所に位置しており、間隙水圧の上昇とすべりとが密接な関係にあることを示している。

図-8.6 は図-8.5 の間隙水圧のうち最大値について整理し、地盤の図-鉛直面内ならびに同一水平面内での間隙水圧の分布について調べたものである。図中の分割された縦軸の目盛は、同一地盤高における水平方向の間隙水圧の分布を示すものであり、横軸は鉛直方向の間隙水圧の大きさを表わしている。また、図中には各点の土被り厚さから計算した

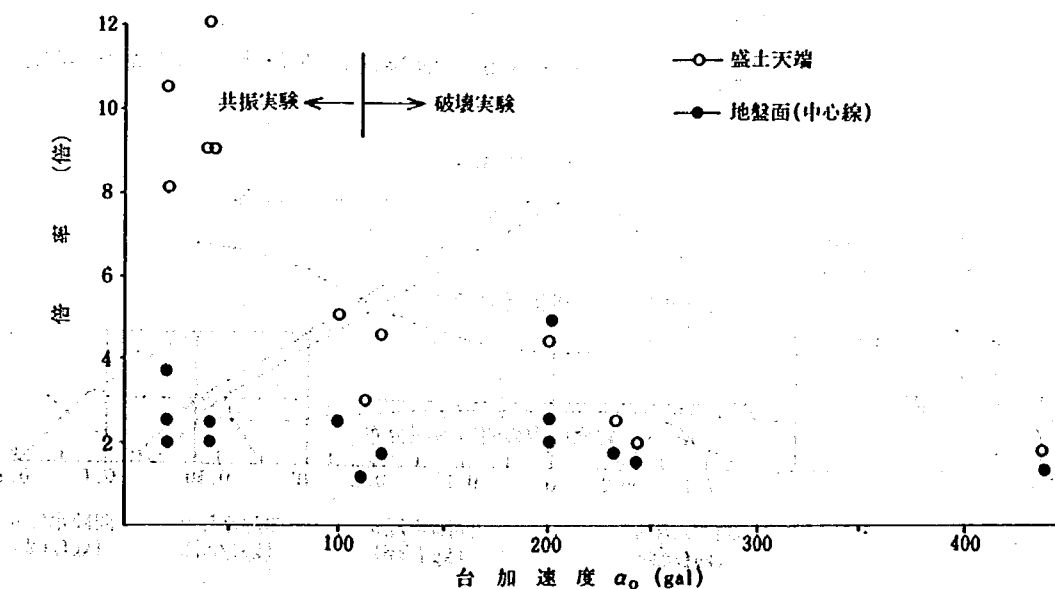


図-8.4 盛土内の加速度の増加率と台加速度の関係

有効上載圧を破線で示した。

まず、同一地盤高の水平方向の間隙水圧の分布についてみると、地下水位75 cm の位置では盛土のり先部の間隙水圧が高く、盛土中心部に向かうに従って、小さくなる谷の形をした分布形状を示している。

次に、鉛直面内の間隙水圧についてみると、盛土中心線では有効土被り圧が大きいため、間隙水圧は有効上載圧に比べてかなり小さい値を示している。一方、盛土のり先部では土被り圧が小さいため、間隙水圧が有効上載圧に等しいか、またはそれを超える個所もある。このことは、実験中すべりを生じた時点で、のり先部付近の一部に砂の噴き出し現象が認められたことともよく一致している。

図-8.1の盛土内のすべり面の形状をみると、すべり面はのり先部の間隙水圧が大きくなっている部分を通っており、間隙水圧が盛土のすべりにかなりの影響を及ぼしていることが考え

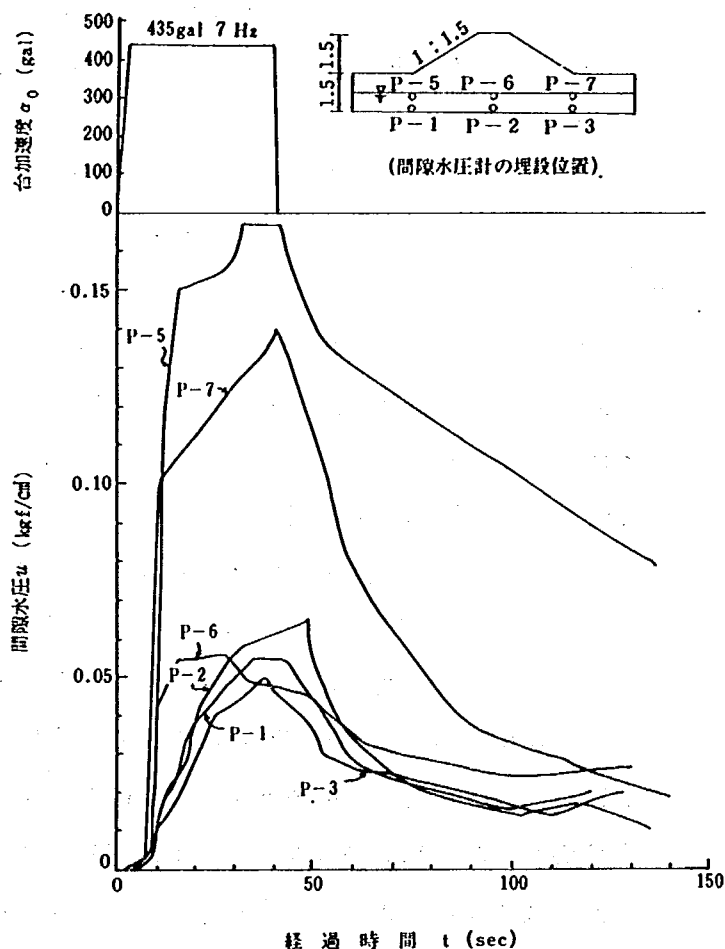


図-8.5 地盤内の間隙水圧の時間的变化

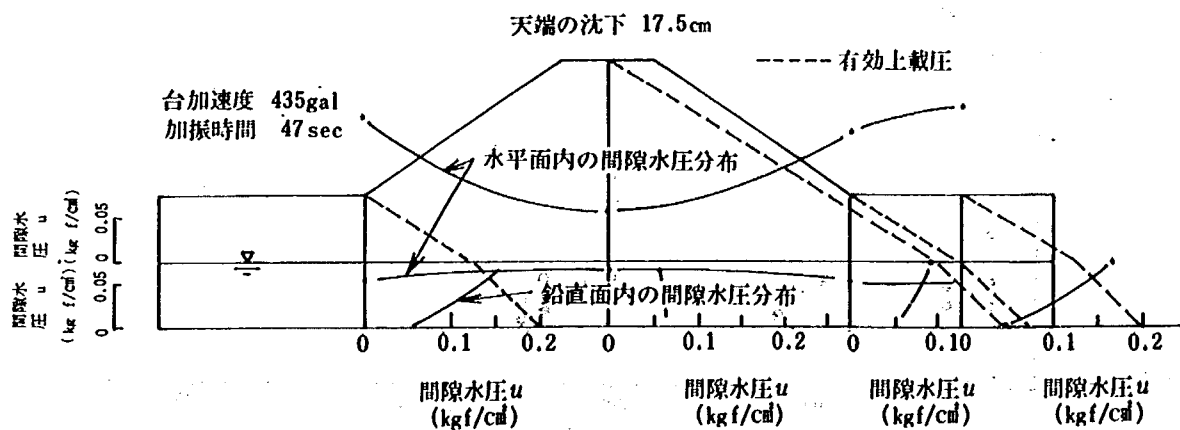


図-8.6 地盤内の間隙水圧と有効上載圧との関係

られる。なお、盛土がすべりを起こす前及び共振実験時の地盤内の間隙水圧は、有効上載圧の10～20%程度になっている。

以上のことから、砂質地盤内に地下水が存在する場合には振動により間隙水圧が上昇し、天端などにき裂が生ずる破壊初期において間隙水圧は有効上載圧の10～20%程度まで上昇する。盛土にのりすべりが発生する段階になると、すべり面が通る付近の地盤の間隙水圧は著しく大きくなり、地盤が液状化に近い状態に至る場合もある。

8.3 振動実験からみた地震時の盛土構造物の安定解析

地震時の盛土構造物の安定性を検討する方法として、Chopra¹⁾(1967年)、Prakashら¹⁶⁾(1969年)、Seedら¹⁹⁾(1971年)などによる動的解析や繰り返し応力にもとづく盛土の変位を検討するNewmark¹⁵⁾(1965年)の方法などが考えられるが、現行の盛土構造物の設計基準を調べた山村の報告²⁵⁾(1973年)にもみられるように、実際の設計では円弧すべりと震度法とを組み合わせた設計法が一般に多く用いられている。そこで、本節では振動実験の結果をもとにして、円弧すべりと震度法とを組み合わせた解析法について検討を加えてみる。そして、盛土内の加速度の分布と地盤内の間隙水圧を考慮して安定解析を行えば、実際のすべり現象に近いものが得られることを示す。¹²⁾

(1) 安定解析の方法

円弧すべりと震度法とを組み合わせた地震時の安定解析は、図-8.7に示す円弧すべり面上の土塊に、震度 $K (= \alpha/g, \alpha: \text{最大加速度})$ と土塊重量 W とをかけ合わせた $K \cdot W$ なる水平方向の地震力が働くと仮定して、(8.6)式から計算する。計算は、7.3で述べたと同じ方法で行う。

$$F_s = \frac{\sum \{ (W \cdot \cos \theta - u \cdot l - K \cdot W \cdot \sin \theta) \tan \phi' + c' \cdot l \}}{\sum (W \cdot \sin \theta + K \cdot W \cdot \cos \theta)} \quad \dots\dots\dots (8.6)$$

(8.6)式を用いて安定解析を行う場合に、震度及び地盤内の間隙水圧のとり方が問題となる。そこで、8.2の実験結果を用いた安定解析を行い、次に示す項目について検討を加える。

(1) 各台加速度で測定した地盤及び盛土内の加速度の分布を(8.6)式に導入

して安定解析を行い、加速度が一様とした一般の計算結果と比較し、加速度

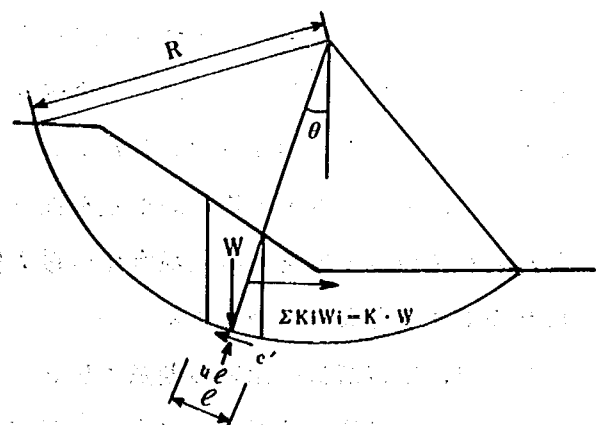


図-8.7 地震時の盛土構造物の安定解析法

影響を調べる。

(2) (1)の測定した加速度分布に、さらに振動による地盤内の間隙水圧の上昇を考慮した安定解析を行い、加速度分布と合わせて間隙水圧が盛土の安定性に及ぼす影響を調べる。

〔2〕 安定解析に用いた諸条件

安定解析に用いる地震力として、振動実験の結果を利用して図-8.8に示す分布のものを用いることにした。地震力は地盤及び盛土を水平に12等分に分割し、それぞれの分割片の中心点で図-8.8の加速度分布曲線から震度を求め、これに土塊重量をかけてそれぞれの分割片における地震力とした。

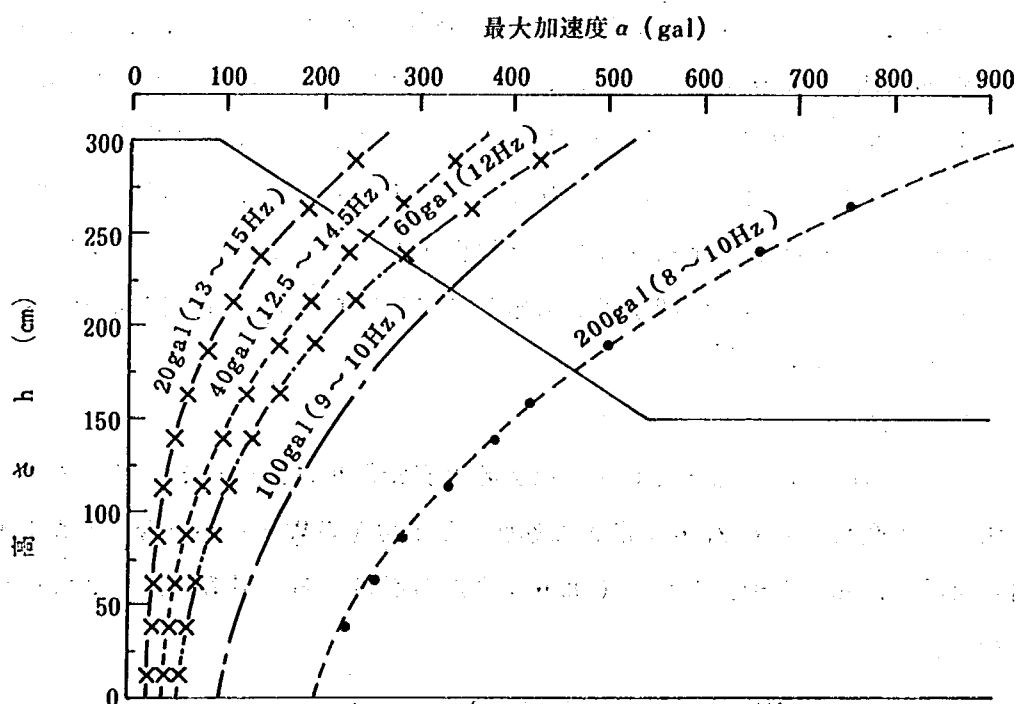


図-8.8 安定解析に用いた加速度の分布

次に、安定解析に用いる地盤内の間隙水圧は次のようにして決定した。すなわち、間隙水圧の測定結果をみると、盛土にのりすべりが生じた時とのりすべりが発生する前とでは、間隙水圧の値に大きな相違が認められる。

そこで、実験で盛土が比較的安定を保っていた場合とすべりを生じた場合とに大別して、それぞれについて地盤内の間隙水圧の最大値をまとめると、若干のばらつきがあるが、図-8.9のような分布で表わされる。

ここで、安定解析に用いる間隙水圧として、図-8.9の(2)の分布のものを採用することにした。すべり破壊を検討する場合、一般には破壊を生じたときの間隙水圧の最大値を用いるべきであると考えられるが、実験結果をみると、図-8.5に示したように間隙水圧は瞬間的に最大値に達したのではなく、加振するに従って急激に増大している。一方、盛土天端の沈

下からみたすべり現象は加振初期から生じており、振動初期において盛土の安定性は低下していたと推定される。さらに、天端にき裂を生じたすべりの前駆現象が現われた台加速度においても間隙水圧は、図-8.9の(2)の分布とあまり上昇していないこと、及びすべり破壊を生じた間隙水圧の最大値を採用すると、堤防のり先付近の地盤は液状化に近い状態のものを想定することになり、盛土の安全率が著しく低下し、実際の現象と合わないことがあげられる。

盛土及び地盤の単位体積重量はそれぞれ $1.76, 2.0 \text{ tf/m}^3$ とした。また、地盤及び盛土のせん断強さは三軸圧縮試験の結果などから、盛土においては $\phi' = 35^\circ, c' = 0.05 \text{ kgf/cm}^2$ とし、地盤では飽和している場合には $c' = 0 \text{ kgf/cm}^2$ 、飽和していない場合には 0.05 kgf/cm^2 、 ϕ' は飽和度に関係なく $\phi' = 35^\circ$ とした。

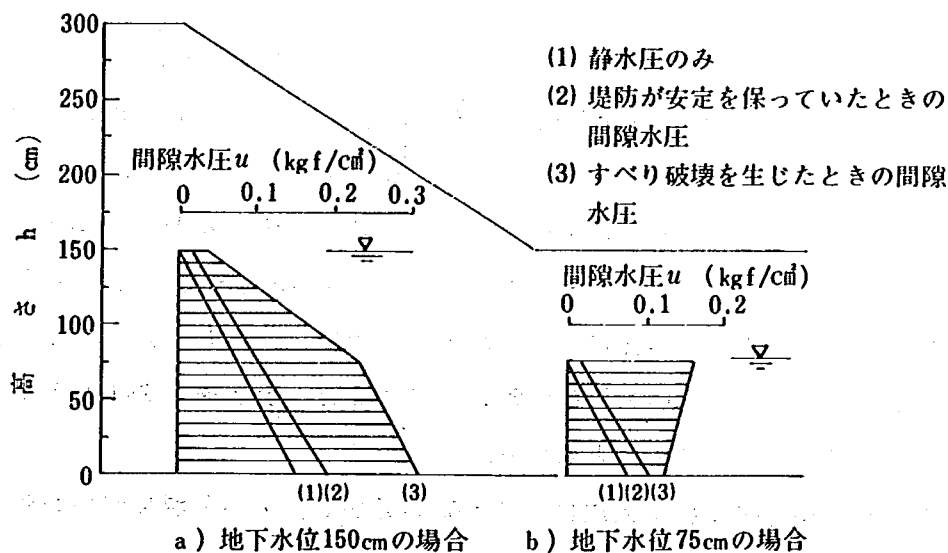


図-8.9 安定解析に用いた間隙水圧の分布

(8.6)式を用いて上に述べた条件のもとで、表-8.2に示す地盤条件、加速度の分布及び間隙水圧の分布を変えた10ケースの盛土について安定計算を実施した。

表-8.2 安定解析に用いた諸条件

ケース	地下水位	加速度の分布	間隙水圧
1	地下水なし	均一	—
2		※測定値	—
3	地下水位 75 cm の場合 (地盤の一部が飽和)	均一	静水圧のみ
4		※測定値	※図-8.9の(2)の間隙水圧
5			静水圧のみ
6			※図-8.9の(2)の間隙水圧
7	地下水位 150 cm の場合 (地盤全体が飽和)	均一	静水圧のみ
8		※測定値	※図-8.9の(2)の間隙水圧
9			静水圧のみ
10			※図-8.9の(2)の間隙水圧

〔3〕 安定解析の結果

表－8.2 に示す 10 ケースの盛土について安定解析を行い、その結果を示したものが、図－8.10 及び図－8.11 である。

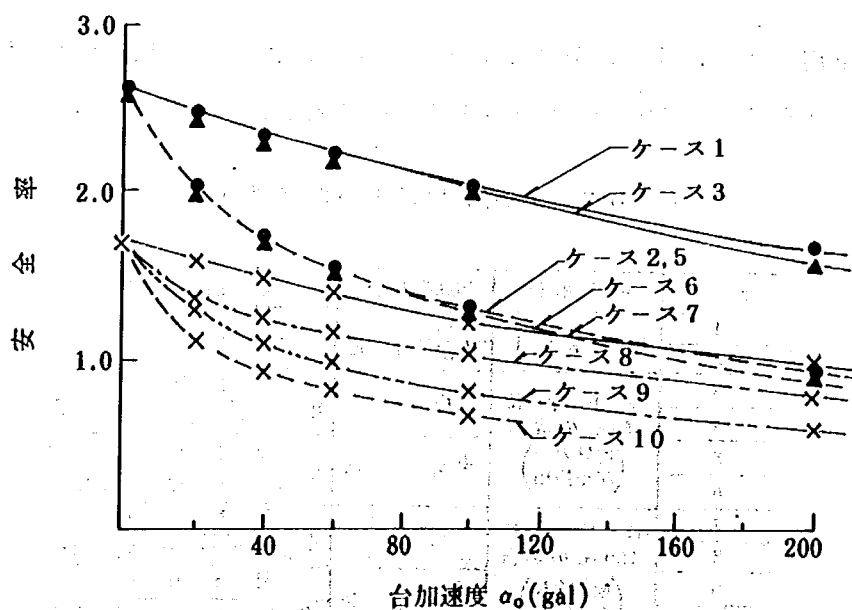
図－8.10 は、表－8.2 の各条件における盛土の安全率と台加速度との関係を示したものである。また、図－8.11 は、各条件の盛土における安全率が 1.0 以下になったときの安定解析から求めたすべり面と実測から求めたすべり面とを比較したものである。

図－8.10 から地盤条件に関係なく加速度を均一にしたものに比較して、測定した加速度分布を用いて安定計算をしたものの方が著しく安全率が低下している。また、地下水がない場合で加速度を均一にした安定計算では、台加速度 200 gal のとき盛土にはすべりは発生しないが、測定した加速度分布を用いた計算では、図－8.11 のケース 2 に示すような天端付近にすべりが発生する。

これは、図－8.8 の天端付近の加速度が関係している。実験ではそのようなはっきりとしたすべり面は認められなかったが、天端付近の表層が剝離するような現象が起きており、測定した加速度分布を用いた安定計算の結果とかなり一致しているといえる。

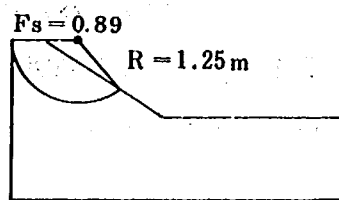
次に、地下水のない場合と地下水位が 75 cm の場合について図－8.10 をみると、加速度が均一の条件のもとで行った安定計算の結果では、地下水位 75 cm の場合も地下水位がない場合と同様に台加速度 200 gal では盛土にすべりは発生しない。しかし、測定した加速度の分布を用いた表－8.2 のケース 5、6 の安定計算結果によると、台加速度 200 gal で安定率が 1.0 以下となり、すべりが発生することになる。

実験でも台加速度 200 gal で盛土天端付近にき裂が発生し、すべり現象が現われたことから、安定計算とほぼ同じ結果が起きているといえる。

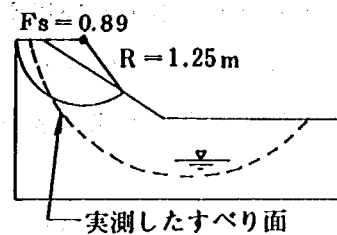


図－8.10 盛土の安全率と台加速度の関係

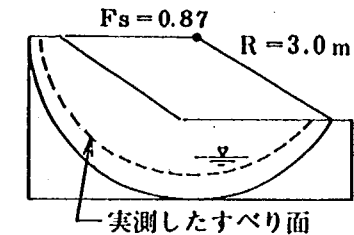
ケース 2 加速度 200gal



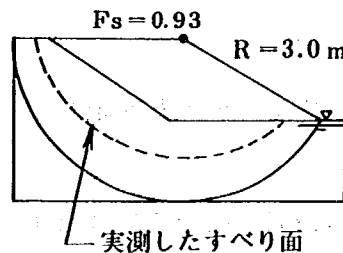
ケース 5 加速度 200gal



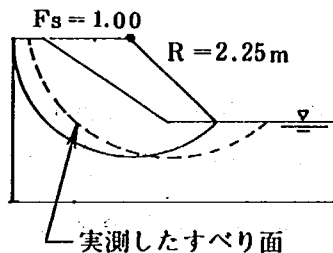
ケース 6 加速度 200gal



ケース 7 加速度 200gal



ケース 9 加速度 60gal



ケース 10 加速度 40gal

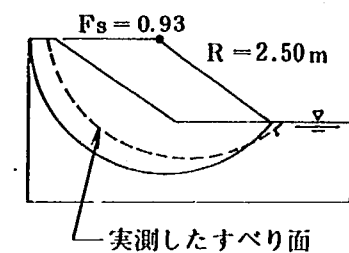


図-8.11 すべり面の形状の比較

さらに、静水圧のみを考慮したケース 5 と振動時の間隙水圧を考慮したケース 6 とを比較すると、安定計算におけるすべりに対する両者の安全率はほぼ同じ値になっているが、すべり面の形状は図-8.11 に示すようにかなり違っている。

静水圧のみを考慮したケース 5 では、すべり面は地下水のない場合と同様に天端付近を通るすべり面になっている。これに対して振動時の間隙水圧を考慮したケース 6 では、すべり面は地下水面以下を通るすべり面となり、実測したすべり面とほぼ一致したすべり面になっている。

従って、加速度の分布とともに間隙水圧が振動時の盛土の安定性にかなりの影響を及ぼしており、両者を考慮した安定解析を行う必要のあることを示している。このことは、地下水位が 150 cm の場合、すなわち地盤が飽和している場合についてもいえる。

すなわち、測定した加速度分布で振動時の間隙水圧を考慮した安定計算では、図-8.10 に示すように台加速度 40 gal ですべりが生じ、ゆるい砂地盤の振動実験において 40~60 gal の台加速度で天端にき裂がはいり、すべり現象が現われたことと一致している。また、図-8.11 のケース 10 におけるすべり面も実測したすべり面とほぼ似た形をしている。

以上述べたことから、(8.6)式を使った安定解析において、盛土及び地盤の加速度の分布と振動時の間隙水圧を考慮して安定計算をすれば、実際のすべり現象に近い値を得ることが可能であるといえる。なお、前にも述べたようにすべり破壊を生じた場合の安定解析に加振初期の間隙水圧の値を用いたが、このようにすべり破壊を生じたときの最大値に比べて比較的小さい間隙水圧を導入することによっても、計算上安全率は 1.0 を下回り、すべりを生じ得るという結果になり、実験とほぼ似た結果が得られた。

8.4 地震時の盛土構造物の安定解析に関する考察

振動実験の安定解析の結果から、盛土内に作用する加速度の大きさとその分布ならびに地盤内の振動時の間隙水圧の上昇が、地震時の盛土の安定性に大きな影響を及ぼすことが判明した。そこで、地震時の盛土内の加速度の分布と地盤内の間隙水圧の上昇について考察を加えてみる。

〔1〕 盛土内の加速度分布の推定法

地震時の盛土構造物の安定性を検討する際には、何らかの方法で盛土に作用する加速度の分布を推定することが必要である。そこで、有限要素法を利用した振動応答解析を行い、その適用性について検討してみる。¹²⁾

(1) 解析方法

振動応答解析用プログラムを用いて実験盛土と同じ二次元の盛土モデルを想定し、これを74節点をもつ114の要素に分割して振動応答解析を行った。

境界条件としては底面の節点は固定にし、地盤側面の節点の鉛直方向の変形は自由にした。土質定数は試算から表-8.3のケース1に示すような計算による盛土の固有振動数が実測した加速度の共振振動数と合うものを選定した。また、地盤条件の違いによる盛土の振動応答特性の違いを調べる目的で、表-8.3のケース2に示すような地盤の土質定数を変えたものについても応答解析を行った。解析は、台加速度60 galで正弦波のものを加えて実施した。

表-8.3 振動応答解析に用いた土質定数

区 分	断面位置	単位体積重量 γ (gf/cm^3)	せん断剛性率 G (kgf/cm^2)	ポアソン比 ν	弾性係数 E (kgf/cm^2)	減衰定数 h
ケース1 地盤と盛土の力学定数一定	堤防	1.85	180	0.35	500	0.15
	地盤	1.85	180	0.35	500	0.15
ケース2 地盤の力学定数を変えた場合	堤防	1.85	180	0.35	500	0.15
	地盤	1.85	260	0.35	700	0.15

(2) 解析結果と考察

振動応答解析の結果を図-8.12及び図-8.13に示す。

図-8.12は表-8.3のケース1について振動応答解析から求めた共振曲線と実験から得られた共振曲線とを比較したものである。実測値と計算値を比較すると、共振振動数については両者とも固有値が12 Hz程度になっておりほぼ同じような値を示しているが、加速度の倍率は実測値と計算値とでは少し異なっている。地盤では最大加速度の倍率は実測値よりも計算値の方が大きめにでているが、堤体では計算値よりもむしろ実測値の方が大きくなっている。

図-8.13は図-8.12の応答解析の結果から、各地点の最大加速度を求め、それを高さ方向に整理し、実測値の最大加速度と比較したものである。図中には、地盤の土質定数を変化させたものについても併記した。

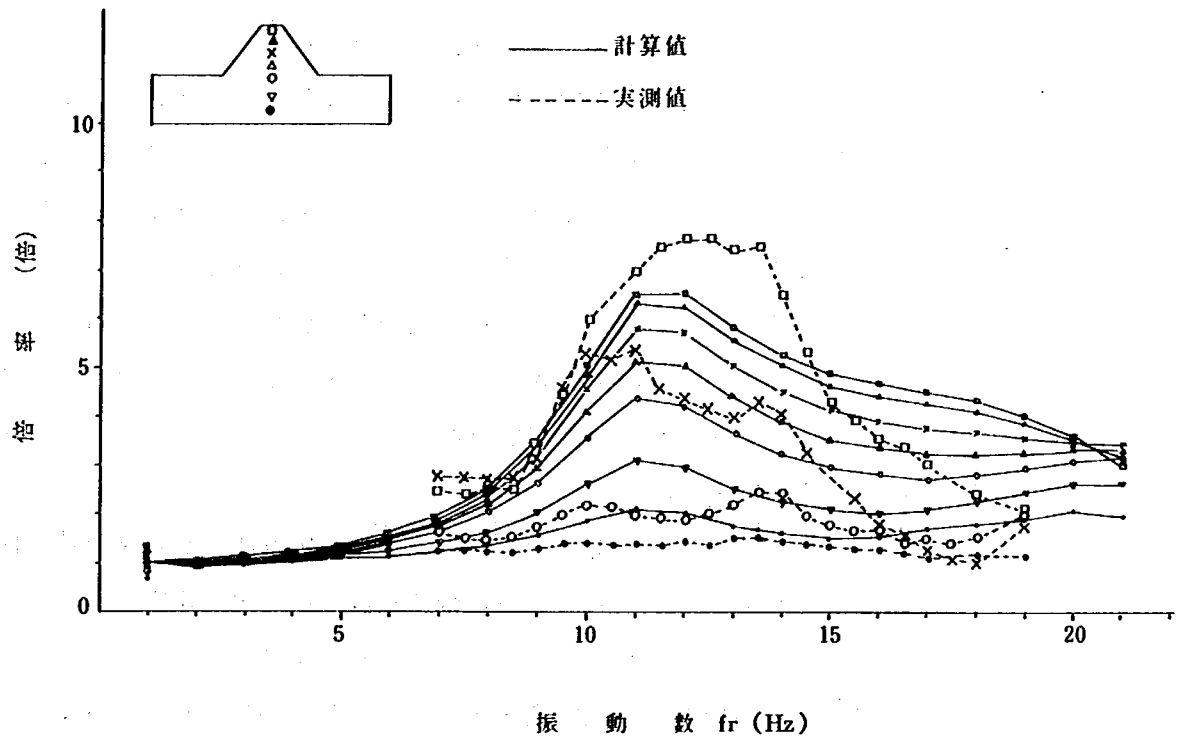


図-8.12 振動応答解析結果と実測値との比較

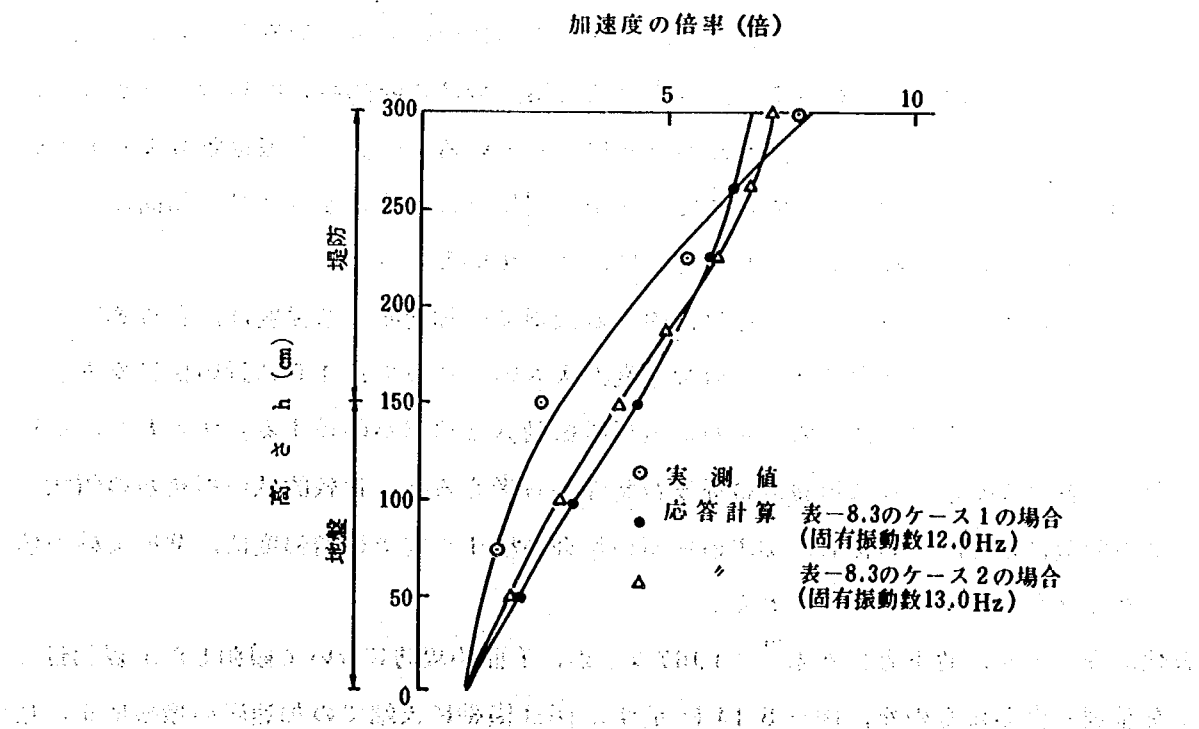


図-8.13 加速度分布の比較

まず、盛土と地盤の土質を同一にしたケース 1 の場合についてみると、加速度の倍率は地盤から盛土に向かって比例して増加する傾向にあり、天端付近で増加割合が多少小さくなるような分布を示している。これに対して、実験で求めた加速度分布は地盤から盛土に向かって次第に増幅されて、加速度の倍率が大きくなるような分布を示している。両者を比較すると、天端付近の加速度の分布はほぼ同じ程度の値を示しているが、全体的にみて応答解析から求めた加速度分布の方が、実験から求めたものよりやや大きくなっている。

次に、地盤の土質定数を変えた応答計算の結果について述べると、図-8.13 に示したように地盤の弾性係数が大きい、すなわち地盤が硬くなると地盤内の加速度の倍率は小さいが、盛土内では逆に増幅されて加速度の倍率は大きくなる傾向にある。

振動実験の結果と振動応答解析の結果とでは、加速度分布曲線の形に多少の違いが認められるが、両者の結果から地震力ならびに応答計算に必要な土質定数が求まれば、地震時の地盤及び盛土内の加速度の分布を有限要素法を利用した振動応答解析により予測することは、ある程度可能であるといえる。

以上述べたことから、地震時の安定解析に関して Seed¹⁷⁾ (1966 年) や Chopra¹⁾ (1967 年) の提案した動的震度 (動的解析より求めた地震時の震度) の概念を取り入れ、動的試験などから求めた弾性係数及び減衰定数を用いて有限要素法による動的応答解析により、地盤及び盛土の各部に生ずる地震時の最大震度を求め、この最大震度の分布を用いて円弧すべりによる安定解析を行う方法が、合理的な方法として考えられる。

〔2〕地震時の盛土内の加速度の増幅度

振動実験及び振動応答解析の結果から、盛土内の加速度は増幅されて大きくなることを示したので、ここでは実際の地震の場合には、どうなるかについて少し考察を加えてみる。

図-8.3 の振動実験の結果をみると、盛土の共振振動数は比較的高い振動数のところにあり、その領域では天端において加速度はかなり増大している。一方、共振振動数よりも低い振動数 (10 Hz 以下) で加振した場合には、盛土と地盤とは一体となって動く傾向にあり、天端の増幅度は地盤と比較して 1~2 倍程度に収まっている。

また、図-8.4 の結果によると、地盤に対する天端での加速度の増幅度は、台加速度が増大するに従って減少する傾向にあり、台加速度が大きいところでは 1.0 に近い値になる。

従って、盛土内の増幅度は地盤に加わる地震の振動数と振幅が関係する。すなわち、地震の波形が重要であり、一般に地震波の周波数特性から考えると、比較的低い振動数の領域での挙動が問題になる。このため、実際の地震の場合の盛土天端での増幅度は、共振実験の値ほど大きくならないことが推測される。

松代地震のとき、竹下と佐々木²⁰⁾ (1967 年) が、千曲川堤防において観測した地震記録の結果を整理し直したものを、図-8.14 に示す。図は横軸に天端での加速度の増幅度を、縦

軸に頻度をとったものである。図-8.14の観測結果によると、堤防天端の加速度の増幅度が2.0以上になることはほとんどなく、平均値で1.2程度であり、上に述べたことと合致する結果が得られている。

従って、盛土内の加速度の増幅度としては、地盤の加速度に対して1～2倍程度のものを目安として考えればよいと判断される。

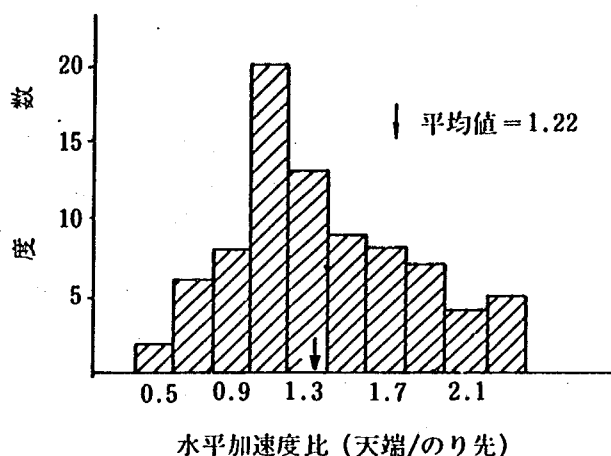


図-8.14 千曲川堤防における地震観測の結果

〔3〕地盤内の間隙水圧の評価

ゆるい砂質地盤においては地震などの繰り返しせん断力が作用すると、地盤内の間隙水圧が上昇し、遂には地盤が液状化現象を起こす。この繰り返しせん断にもとづく飽和土の間隙水圧の上昇は、振動三軸圧縮試験などによる繰り返しせん断試験から求めることができる。

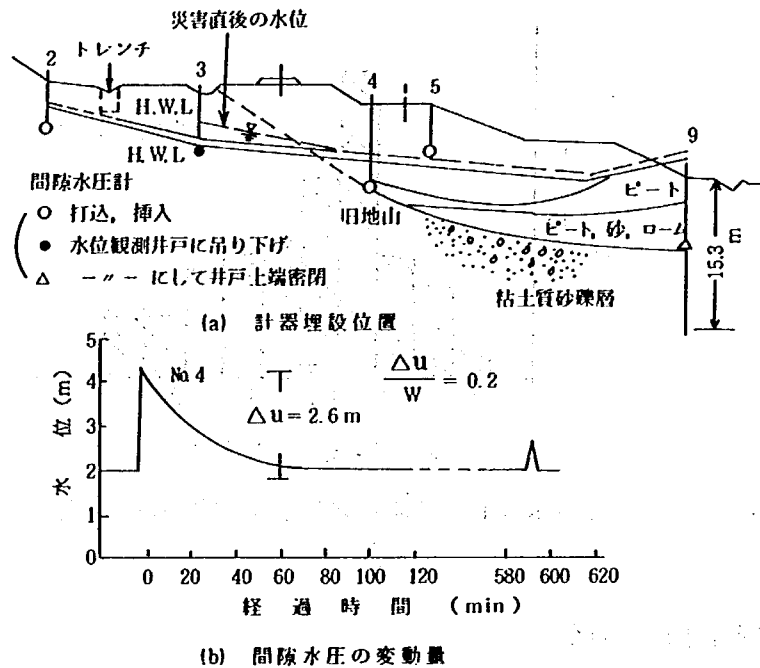
また、振動三軸圧縮試験の結果から地震動に対する液状化抵抗率(F_L)を算定し、 F_L と $\Delta u/\sigma_c'$ の関係から間隙水圧を評価する方法が岩崎ら^{8), 9)}(1978年, 1981年)によって提案されている。ここで、 Δu は間隙水圧、 σ_c' は有効土被り圧である。

従って、地震時の地盤内の間隙水圧の上昇は、上記のような方法を適用して推定することが可能である。

図-8.15は、池原⁶⁾(1972年)の報告による十勝沖地震の際に、鉄道盛土の被害個所において測定された間隙水圧の例を示したものである。図中のNo.4は間隙水圧が地震によって最も増大した個所で、間隙水圧の一時的の増加量と土被り荷重の比を求めると、0.2程度になっている。このことは、実際の地震において $\Delta u/\sigma_c'$ が0.2程度であっても盛土の崩壊が起ることを示している。

また、8.3の振動実験において加振初期の間隙水圧の測定値を用いて安定解析を行った結果、実験結果と比較的よく合致することを示した。このときの $\Delta u/\Delta \sigma_c'$ は0.1～0.2程度であった。

以上の考察から、地震時の盛土の安定解析において地盤が液状化を起こすような間隙水圧を想定すると、安定解析を実施するまでもなく盛土は不安定となり、また安全率も著しく低下するので、地震時の盛土の安定性を検討する場合には、地震による地盤内の間隙水圧の上昇は $\Delta u / \Delta \sigma_c'$ が 0.2 程度のものを想定するのがよいと思われる。



図一 8.15 十勝沖地震における間隙水圧の変動
(東北本線向山・三沢間 663k 150 m)

8.5 結 語

地震による盛土構造物の被害は、地震のたびに経験されてきたものであるが、いまだにそれについての十分な対策が確立されていない。この原因の一つとして盛土構造物が地震により被害を受けても、その復旧が容易であるという一般的な考え方があるが、この他に合理的な設計方法が見いだされていないことにもよると考えられる。

そこで、大型振動台を用いた大型盛土による振動実験や円弧すべりと震度法とを組み合わせた安定解析、有限要素法を用いた動的応答解析ならびに過去の地震時の観測記録などをもとに、地震時の盛土構造物の安定性の検討方法について考察を加えた。それらの結果をまとめると、次のようになる。

(1) 振動実験の結果から、盛土下の基礎地盤の条件が地震時の盛土の安定性に著しく影響を及ぼすことを示した。また、基礎地盤の条件によって盛土の崩壊形態も異なることを示した。

(2) 振動時に地盤及び盛土に生ずる加速度は、一様でなく高さ方向に増幅されて大きくなり、

その増幅率は振動台の台加速度の大きさならびに振動数によって異なることを示した。

- (3) 盛土下の基礎地盤に地下水が存在する場合には、振動により地盤内の間隙水圧が上昇し、天端などにき裂が生ずる破壊初期には間隙水圧は有効上載圧の10～20%程度まで上昇することを示した。さらに、盛土にのりすべりが発生する段階になると、すべり面を通る付近の間隙水圧は著しく大きくなり、地盤が液状化に近い状態に至る場合があることを示した。
- (4) 安定解析の結果から、震度法と円弧すべり法とを組み合わせた安定解析の方法において、盛土内の加速度の分布ならびに地盤内の間隙水圧の上昇を考慮して安定計算を行えば、実際のすべり現象に近い値のものが得られることが判明した。
- (5) 動的応答解析により、地盤及び盛土内の加速度分布を予測することはある程度可能であり、地震時の盛土の安定解析に動的応答解析によって求めた動的震度が適用できることを示した。
- (6) 地震時の盛土構造物の安定解析に用いる盛土内の加速度の分布ならびに地盤内の間隙水圧の大きさについて、現地で観測された値や振動実験の結果などをもとにして、かなり大胆な提案を試みた。すなわち、地震時における盛土内の加速度の増幅度としては、地盤の加速度に対して1～2倍程度のものを目安として考えるのがよい。また、地震時の盛土の安定性を検討する際に地盤内の間隙水圧の上昇が問題となる場合には、有効上載圧の20%程度の間隙水圧の上昇を想定するのがよいと思われる。

第9章 河川堤防の補強方法

9.1 序 説

本章では、安定性の高い盛土構造物にするための補強工法をとりあげ、特に長年にわたって築造されてきた膨大な延長を有する既設堤防の補強方法について述べる。

河川の氾濫による災害は、河川改修工事の進捗によって近年減少してきている。しかし、土砂で築造された堤防は本質的に水に弱いという欠点をもっており、河川改修の十分進んでいない中小河川などでは、異常出水による越水破堤の危険性は依然として残っている。また、大河川においても異常に長い洪水、長雨に対して堤防の安全性は十分に確かめられておらず、長時間にわたる豪雨などの浸透流によって堤体の安定性が著しく損なわれる例も多い。^{7), 19)}

さらに、治水経済調査などの結果からも明らかなように河川流域の経済活動が活発化し、河川の氾濫区域内の国富が著しく増大してきている。これは、一度河川が氾濫を起こした場合の想定被害額の激増を意味し、流域の開発による洪水流量の増大とともに、水害の危険性が増していることに他ならない。

このような情勢を考え、まず破壊の確率という統計的な考えを導入して堤防の安全性を検討し、堤防補強の必要性を論ずる。

続いて、越水破堤を防止するために考案した補強堤防の実験ならびに考察について述べる。河川の氾濫防止は、水系を一環とした総合的な検討にもとづき推進されるべきであるが、当面河川堤防の強化は最も直接的な氾濫防止の有力な一手段である。ここで述べるような合成繊維のシートを利用した簡単で、かつ安価な方法によっても実験の結果、氾濫制御にかなりの効果が期待でき、河川改修の遅れている中小河川への適用が有効であることを明らかにする。

次に、堤体内への水の浸透を防止し、堤防の安定性を向上させる既設堤防の補強工法について考察を加える。補強工法は堤体表面の1～2 mを良質土または土質改良を加えた土で被覆するもので、雨水や河川水が直接堤体内に浸透するのを軽減する効果をもっている。従って、異常な豪雨や長期の洪水に対しても耐え得るような堤防の構造にすることができる。既設の堤防の総延長が長く、しかも堤体断面の構造や土質が場所によって異なることを考慮すると、本工法は現況に即した有効な既設堤防の補強工法であると考えられる。

9.2 河川堤防の安全性

本節では、堤防の安全性を破壊の確率という統計的な考えを導入し、破壊力の性質、堤防の強さ、破壊に対する安全性の3つの要素によって説明しようとする考えを適用し、堤防の破壊確率、経済効果を考えた安全率などに関して検討を加えてみる。それらの検討結果から、堤防補強の必要性についても論ずる。¹⁸⁾

〔1〕 構造物としての安全性

構造物の安全率に関しては、Freudenthal^{8), 4)} (1945年, 1954年) が破損の確率という統計的な概念を導入して、破損確率を構造物の建設費用と破損することによって必要となる費用の和が最小になるように決めていこうとする考え方を示した。以来、この問題に関しては橋梁などの構造物の設計に関連し各方面で盛んに研究がなされており、土質工学の部門で掘削の問題に適用した例もある。⁹⁾

Freudenthal の破壊確率という統計的な考え方を河川堤防について当てはめて考えてみる。

建設省が工事を行っている直割河川の堤防では、河川ごとにそれぞれ堤防定規として、基準になる堤防断面が決められており、これに従って築堤工事が行われる。堤防定規は、長年の技術的経験から決められたものであり、普通の方法を用い通常の施工をしておれば、通常の外力に対して安全性を有していると解釈できるものである。

しかし、堤防に使用する材料、施工法、地盤条件、築堤後の経過年数などが堤防についてそれぞれ異なるため、断面形状が同一であっても、決して同じ強度を有する堤防が築造されているとは限らない。また、堤防に破壊を起こさせる破壊力についても、水位の異常上昇、波浪、流水による洗掘、長雨、浸透流、地震など多くのものがある。

いま、堤防の強度を R 、作用する破壊力を S とすると、上記のように R 及び S ともに、その大きさは種々の要素が組み合わされているので、確率密度関数として変化する。¹⁴⁾

図-9.1 のように S 、 R の確率密度関数をそれぞれ $\phi(R)$ および $\psi(S)$ とすれば、ある破壊力 S について $\phi(R)$ が小さくなる確率は、

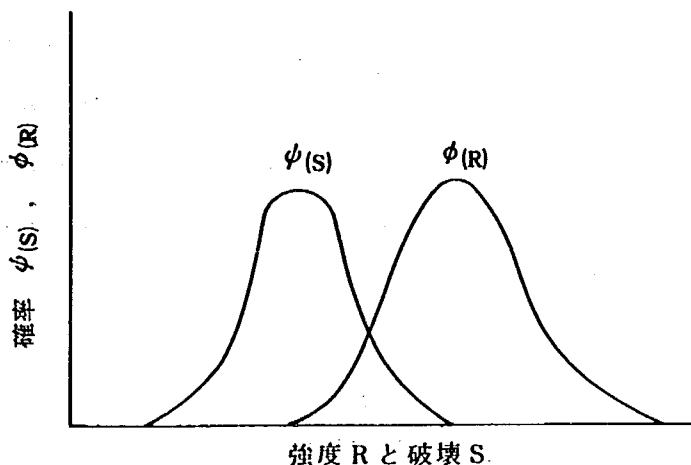


図-9.1 破壊の確率

$$\int_{-\infty}^S \phi(R) dR$$

となる。また、この S なる破壊力の現われる確率は、

$$\psi(S) dS$$

であるから、破壊の確率を P_F とすると、 S の全域を考えて、

$$P_F = \int_{-\infty}^{+\infty} \psi(S) \int_{-\infty}^S \phi(R) dR dS \dots\dots\dots (9.1)$$

となる。破壊の確率 P_F は、 $\phi(R)$ 及び $\psi(S)$ の分布がわかれば計算により求めることができる。そうして破壊の確率がわかれば構造物の安全性を合理的に比較でき、破損の確率が小さいほ

ど、安全性は大きいことになる。従来のいわゆる安全率に比べて、上記の安全度によると、合理的な量的比較に適したものとしてとらえることができる。

〔2〕 経済的見地からの安全性

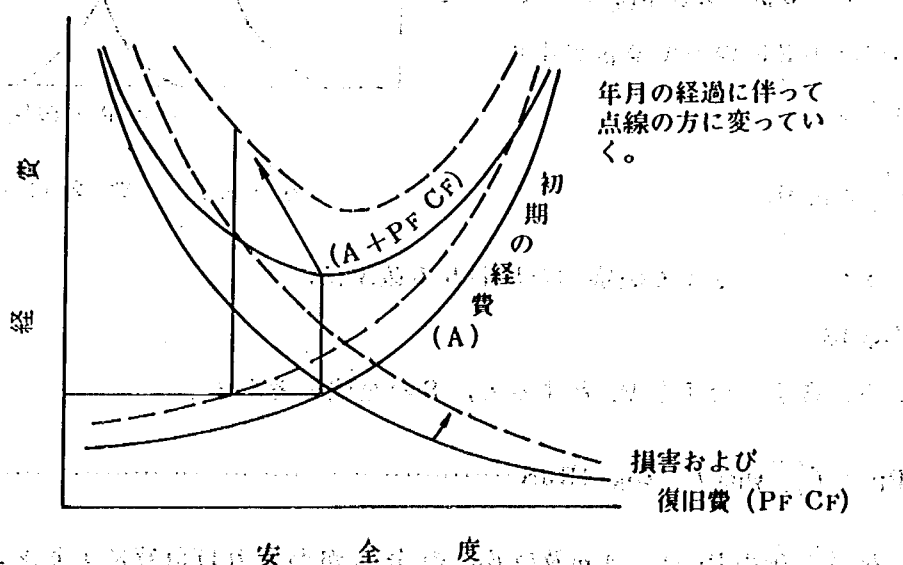
堤防を補強すれば、当然堤防の破壊確率は減少する。しかし、その補強が経済的に投資額に見合うものでなければならない。Freudenthal は破壊の確率を構造物の建設費用と破損することによって必要となる費用（復旧費、被害額）の和が最小になるように決めていこうとする考え方を示したが、この考え方を河川堤防に当てはめると、（9.2）式のようになる。

$$\left. \begin{aligned} A + P_F C_F &\rightarrow \min \\ \frac{dA}{dP_F} + P_F \frac{dC_F}{dP_F} + C_F &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (9.2)$$

ここで、 A は初期の経費、 C_F は破壊によって必要となる費用、 P_F は破壊確率である。

河川堤防のような防災構造物では、その経済効果の算定は極めて難しいが、（9.2）式の関係を図示すると、図－9.2のとおりである。

図－9.2の実線は、ある時点における構造物の建設に要する費用と経済効果を示したものと解することができる。しかし、河川沿岸の開発が急速に進み、氾濫区域の中に存在する国民の資産が膨れ上がっているので、堤防が破壊することによってもたらされると思われる損失、損害も年々急激に増加している。また、流域の開発、土地造成などによる自然環境の大幅な変更によって水害の起こりやすい条件が作られつつあるという事実のあることも念頭におかなければならない。すなわち、氾濫区域内の資産の増加は C_F の増加になっており、また水害の起こりやすい条件は破壊確率の増加ないしは安全性の低下という形になってはね返ってきている。



図－9.2 妥当投資の考え方

この状態を図-9.2に示してみると、 $P_F C_F$ を示す曲線は C_F の増加によって年々上方に移動し、点線で示すような曲線に変わってきている。また、 A を示す曲線は、洪水流量の増加などによって当然左側に移行してきているはずである。

従って、ある堤防が過去において経済的な観点からみて、有利なように建設されていたとしても、現時点では最適な安全性を示す位置からはずれており、安全性が低下しているわけで堤防の補強が必要となる。

9.3 越水破堤に対する堤防補強

第2章の破堤原因のところで述べたように越水による破堤が多いことから、多少の越水に対して耐え得るような堤防補強を施すことによっても大きな治水効果をあげることが可能であると考え、次に示すような工法を考案し、実物大の模型によってその効果について検討を加えた。⁶⁾

〔1〕合成繊維のシートを用いた堤防の補強工法

越水によって堤防が破壊する状況を考えると、まず堤防を越えた水が堤防裏のり面を洗い流し、天端のり肩の部分から破壊が始まる。のりの一部が侵食されると越流水はその部分に集中し、ますます侵食は加速されていく。そうして堤防は次第に痩せていき、遂には全面的な崩壊に至る。

図-9.3は越水によって堤防の裏側が削り取られ、破堤寸前でかろうじて破堤をまぬがれた堤防断面の1例を示したもので、越水による破堤はこのような形で起こるものが多いと考えられる。

堤防の天端の越水がたとえ起こったとしても、堤体が全面的に破壊されずにすめば、被害も僅少ですむと考えられる。特に、中小河川では洪水時間が短かいえ、広範囲の堤防からの越水であれば、一個所での越水量自体も大した量にならないと思われる。そこで、越流堤のように堅固な構造でなくても、越水に対して堤防の補強がある程度期待できれば、水害による被害防止効果はかなりあがると考えられ、施工が容易で、低廉な補強工法を考案した。

この補強工法は、堤防の土羽土の下に合成繊維の材料で織ったシートを埋設しておき、洪水時にたとえ越水が起こっても合成繊維のシートで侵食をくい止めるというものである。災

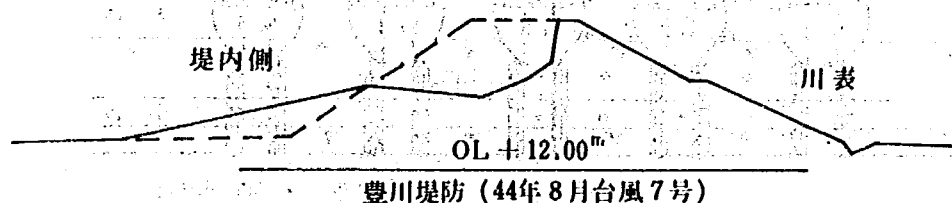


図-9.3 越水してかろうじて破堤をまぬがれた堤防の1例

害時の復旧堤防あるいは重要な個所の堤防などに応急的に施工し、堤防の安全性を増す効果を狙っている。

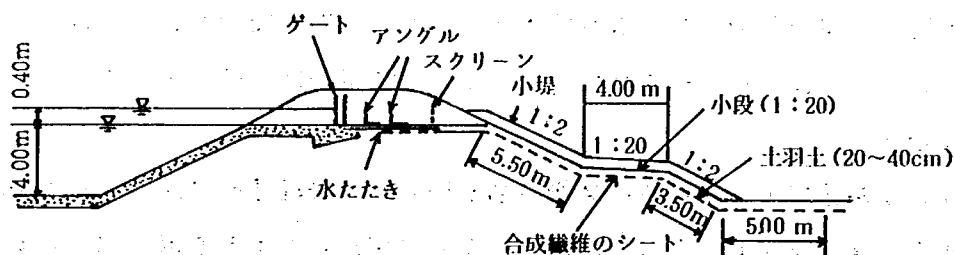
合成繊維のシートは、山内^{16), 17)}(1978年, 1981年)の研究にあるように地盤改良用のシートなどに最近多く用いられている。地中に埋設した合成繊維のシートは、耐久性が大きく、ほぼ半永久的にその強度を期待することができるといわれている。合成繊維のシートを敷いた斜面上に土羽土を施工し、その表面には普通の堤防と同様に植生で保護する。しかし、合成繊維のシートを埋設した斜面での土羽土の崩落や植生の生育などに関しては、説明を要する点がなお残されている。

このような考えで、実際の工事におけるシートの埋設方法及び補強を施した堤防の堤体内に水を浸透させた実際の洪水時に近い条件での補強効果などについて、実物大の模型堤防を用いた越流実験で検討を加えた。

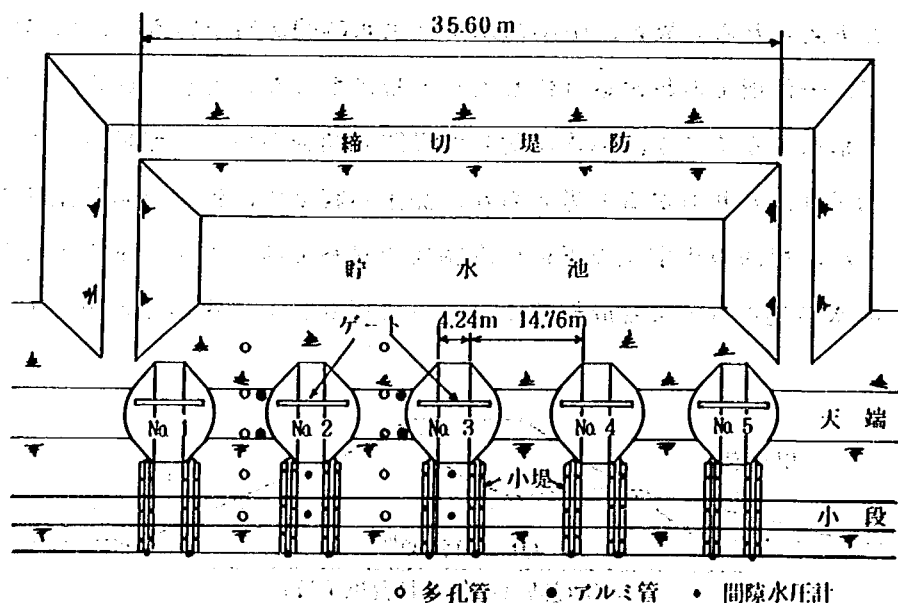
〔2〕実験に用いた補強堤防

実験堤防として、撮斐川と牧田川の合流点の導流堤を使用した。

図－9.4は試験個所の堤防断面である。合成繊維のシートは天端の上部から堤防のり先5



図－9.4 実験堤防の断面図



図－9.5 実験堤防の平面図

m 外側まで延長して設置した。また、実験堤防の前面には図-9.5に示すような仮締切堤を築造した。同図に示すように越流を起こさせる個所を設け、表-9.1に示すような条件に造りあげた。試験には引張り強度がmあたり2.4~2.6 tfの合成繊維のシートを用い、土羽土の厚さを20~40 cmの範囲に変えて実験を試みた。

堤体はブルドーザにより盛立て人力によって成形した後、合成繊維のシートを敷き、その上に土羽を人力によって締固めた。堤体は機械化施工のため、比較的良好に締った状態であった。

試験個所の幅は4 mで天端に水門を設け、ゲートの操作によって越水量を調節した。

また、堤体には多孔管、アルミ管、及び間隙水圧計を埋設して、堤体内の浸潤線、含水比、密度、間隙水圧の変化を測定した。

表-9.1 実験堤防の区分

区 分	合 成 繊 維 の シートの種類	土羽土の厚さ
No 1	な し	3 0 cm
No 2	≡ 3 0 0	2 0 cm
No 3	≡ 3 0 0	3 0 cm
No 4	≡ 3 0 0	4 0 cm

なお、≡ 3 0 0は平糸12本×12本/inch 打込み

引張り強度 120~130 kgf/5cm, 引裂き強度 25~30 kgf

〔3〕 実験に使用した材料

実験堤防に使用した材料は、付近の山を掘削して採取した、いわゆる山土である。最大径30 cm程度の岩塊を含むかなり荒い礫混りの土砂である。有効径 D_{10} は0.05 mm程度の粗粒材料であるため、透水係数は大きい。直径60 cm、深さ60 cmの供試体で、最大径5 cmにおさえ、単位体積重量 $\gamma_d = 1.867 \text{ tf/m}^3$ で行った透水試験結果では、透水係数 $k = 2 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ の値を示した。

実験堤防の単位体積重量は 1.95 tf/m^3 で、室内試験の結果と比べて値は大きくなっているが、透水係数は大きい岩塊を含んでいるので、室内試験の結果と同程度であると判断される。

越流させる水を溜める貯水池を造るために実験堤に平行に築造された仮締切堤防は、現地の高水敷に広がっている河床土を用いて造られたもので、透水係数は小さく、止水性は大きい、反面含水比が高く、シルト分の多い取り扱いにくい土であった。

土羽土の下に埋設した合成繊維のシートは、PPFシート(ポリプロピレンのシート)と呼ばれているもので、PPFの平糸を織って作ったシートである。穀物類を入れる麻袋、あるいは水防用の土のうの代用品としても使われている。PPFシートを選んだ理由は、軽量でやわ

らしく、折りたたみが簡単にでき、取り扱いが容易なこと、伸び率が小さく、引張り強度が大きく、破損しにくいこと、耐水性、耐アルカリ性、耐酸性で半永久的にその強さを失わないこと、平糸を荒く織ったシートであるため透水性が大きく、周囲の土になじみ易いことなどがあげられる。

〔4〕越 流 実 験

実験では種類の異なるのり面について順次、越流実験を繰り返し、流下する水によるのり面の侵食状況を観察した。

各実験とも、まず実験堤防前面の貯水池に水を溜めた後、天端に設置してある水門のゲートを引き上げ、越流を起こさせた。堤体が比較的透水性の材料で築造されているため、実験開始前の貯水池への湛水の段階で、すでにかなり激しい漏水が生じた。この状態での越流実験であったので、実際の洪水時に予想される漏水を併発させたかなり厳しい条件での実験となった。

堤防を越流する流量は、合成繊維のシートによる堤防の補強効果を相互に比較するため、各実験とも同一とし、4 mの幅をもつり面に最大 $0.5 \text{ m}^3/\text{sec}$ 流した。これは川の水位が天端の高さよりも約 20 cm 上昇したときに生ずる越水量にほぼ匹敵すると考えられる量である。

実験では、まず予備実験として合成繊維のシートの上に土羽を 40 cm 施したのり面に越流させ、ゲートの操作、測定器具による観測方法などを検討した後、無処理区間、土羽土厚さ 20, 30, 40 cm 区間の順に実験を進めた。

実験中、斜面を流れる水は小段で激しく跳ね上り、著しい侵食を起こした。無処理区間の越流実験では越流時間がわずか 9 分 30 秒で、堤体が大きく侵食され、全面破堤の危険が起こったため実験を中止した。このため、補強工法を施した合成繊維のシートを埋設した区間についても一応 9 分 30 秒で実験を打ち切り、いったん侵食状況を測定した後、さらに越流を継続した。

〔5〕実験結果と考察

図－9.6 は各試験区間での越流実験開始後の 9 分 30 秒経過したときののり面の侵食状況を示したもので、無処理ののり面と比較すると、合成繊維のシートを埋設した効果がはっきり現われている。

無処理の場合にはのり肩部の侵食が特に大きく、小段の侵食は比較的少ない。従って、小段の存在が侵食防止に有効であることが認められる。一方、合成繊維のシートがある場合には斜面の侵食も少なく、また小段の上ではほとんど侵食は認められない。

表－9.2 は侵食土砂量を比較したもので、実験前と実験後に実験斜面 4 m 幅について横断及び縦断測量を行い、土砂量を求めたものである。

侵食土砂量は合成繊維のシートより上の部分と下の部分とに分けて求めてある。無処理区

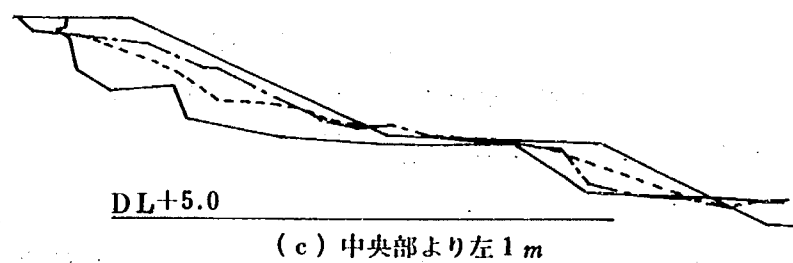
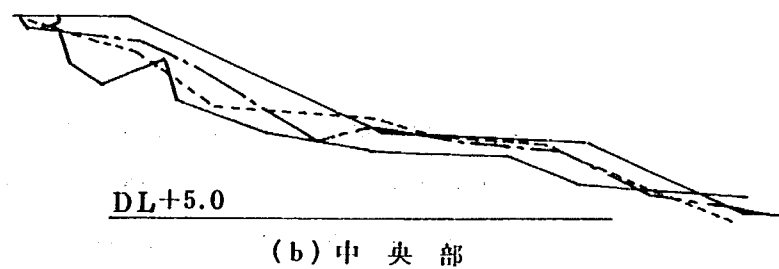
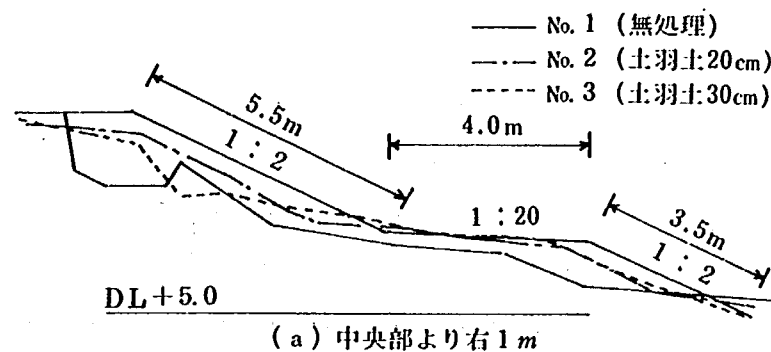


図-9.6 実験堤防の侵食状況

表-9.2 侵食土砂量の比較

試験区分	① 侵食土砂量	② シート の上部	③ シート の下部	④ No. 1の侵食に対しシートを 仮想しそれ以下の侵食量	③ ④
No. 1	2.8 m ³	—	—	—	—
No. 2	1.8	1.0 m ³	8 m ³	19.1 m ³	0.42
No. 3	1.8	1.2	6	16.3	0.37
No. 4	2.1	1.5	6	13.1	0.46

間についても、合成繊維のシートの存在を想定して、シートの下の部分に相当する位置の侵食土砂量を算出し、それぞれの合成繊維シート下の部分の侵食料と比較して侵食防止の効果を表わしてみた。

表－9.2の結果から、合成繊維のシートの埋設深さより下の部分の侵食土砂量は無処理の場合に比べて半分以下になることが認められた。

合成繊維のシートの一部は、水とともに流下する土砂によって破れたり、合成繊維のシートを堤体に固定している止め金が飛んだりしたが、実験の結果より、合成繊維のシートの損傷が多少起こっても、のり面での侵食防止の効果は持続するので、越流時間が比較的短い場合には、堤体の全面崩壊を防ぐうえに、かなりの効果が期待できることが明らかとなった。

9.4 浸透水に対する堤防補強

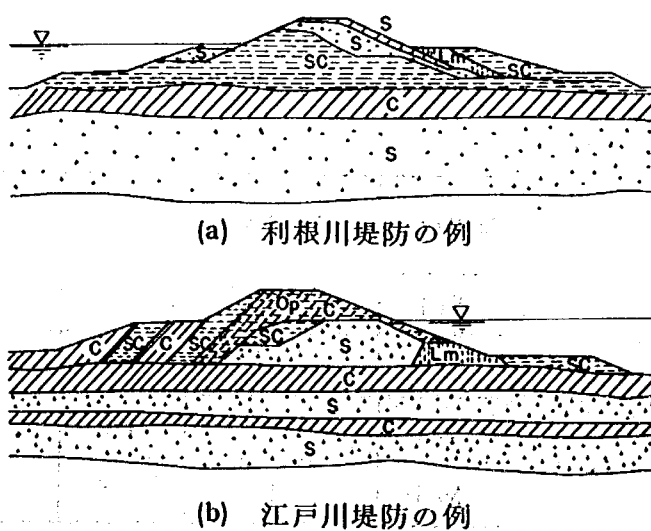
河川堤防はのり勾配が2～3割とゆるい勾配で築造されているため、平常の乾いた状態では安定性は高い。しかし、一見安定であるような堤防であっても、昭和51年9月の木曽三川の洪水などにみられるように、長時間にわたる洪水や豪雨によって堤体内に多量の水が浸透すると、堤体の安定性が失われてのりすべりがしばしば起きている。

このような浸透水による堤体ののりすべりを防止する補強工法としては種々の方法が考えられるが、本章では土で築造された堤防の特性を生かし、しかも現有の堤防用地の中で対処できる以下に示すような補強工法について考察を加える。¹²⁾

〔1〕堤防補強の考え方

既設堤防の補強の必要性については9.2で述べたので、ここでは浸透水による堤防の安定性の低下を防止する具体的な堤防補強の考え方を説明する。

河川堤防は長い治水の歴史の中で、様々な経験を受けて現在の形に至っている。従来、大洪水が発生して堤防及び堤内地に被害を受けるたびに堤防の標準断面の見直しが行われ、堤防の嵩上げ、腹付けなどによる堤防断面の拡幅が図られてきている。図－9.7は関東地方建設局⁵⁾(1980年)による既設堤防の断面構成の例を示したものである。図からも明らかなように、既設堤防の断面構成は極めて複雑なものになっており、また堤体材料も第2章の河川堤防の実態調査のところ



図－9.7 堤防断面の2例

で述べたように多種多様の土が用いられている。

さらに、堤防は複雑な地層構成をなす沖積層の上に一般に築造されているため、第5章でも述べたように堤防下の基礎地盤の土層は堤体以上に変化に富んでいる。

新設の堤防であれば、事前に地盤や築堤材料に関する土質調査を十分行い、その調査にもとづいて、第4章から第8章にわたって示したような方法で堤体の安全性を確認し、豪雨や地震などに対して安全性の高い堤防にしていけることは可能である。

しかし、既設の堤防はすでに建設省の直轄する河川だけでも、12,000kmに及ぶ膨大な量のものが築造されている。しかも、上に述べたように堤体及び地盤の土質、地層構成が複雑であり、場所により著しく異なっている。

従って、ボーリングやサウンディングなどによる限られた土質調査のなかで、既設堤防と地盤の複雑な土質構成を適確に把握することはなかなか困難であるといえる。また、長年にわたって築造されてきた膨大な量の堤防を改めて、築造し直すことも不可能である。

以上述べた既設堤防の現状を考慮して堤防補強の方法を検討すると、次に示すような工法が有効であると考えられる。

すなわち、浸透水による堤防の安定性の低下を防止する対策工法として、良質の材料による拡幅、腹付けあるいはコンクリートの護岸や根固めなどで堤防を十分保護する方法などがあるが、土で築造された堤防の特性を生かし、しかも現有の堤防用地の中で対処できる対策工法としては、図-9.8に示すような堤防補強工法が考えられる。²⁰⁾

この工法は、図に示すように堤防の表層部1~2mを良質土で置換、もしくは適切な土質改良を行って締固めることにより、堤体内への水の浸透を防止し、堤体の安定性を向上させようとするものである。堤体内に水が浸透すると、一般に堤体の安定性は著しく低下する。そこで、堤体内に流入する浸透水を制限すれば堤体の安定性の低下を防止することができ、また堤体内部の土質構成に関係なく、確実に堤防補強の効果が期待できる。

図-9.8に示すように、基礎地盤に透水層が存在する場合には、基礎地盤からの浸透水の流入を防止するために矢板などの止水壁を設ける。また、川表には護岸を、天端及び裏小段などにアスファルト舗装などを施工すると、堤防補強の効果はいっそう増大すると考えられる。

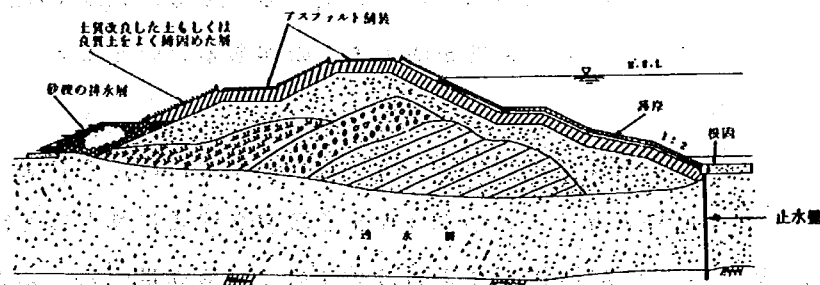


図-9.8 堤防補強の対策工法

次に、実際の既設堤防における堤防補強の施工方法については以下に述べるような方法を考えている。

すなわち、バックホウやブルドーザなどによって堤防表層部を削り取って段切りを行い、のり先部の下層から順次一層ごとに30cm程度に良質土、または土質改良した土を一様に敷き均し、施工機械でもって転圧を行う。各層間なじみをよくするために、5cm程度オーバーラップさせて施工する。天端までの施工が完了したならば、のり面の整形をして土羽打ちを行い、のり面に植生を施す。なお、土質改良した土については植生や耐久性について検討を要する点も残されている。

(2) 堤防補強に用いる材料

河川堤防の安定性を高める堤防補強工法として、図-9.8に示したような堤体表層部を良質土、または土質改良した土で締固めることが考えられるわけであるが、従来そのような堤防補強のために良質土や土質改良した土を用いるといったことは行われてきていない。

従って、どのような材料が堤防補強に適切であるかを検討した事例がないので、堤防補強に用いる材料について若干の考察を加えると、次のようになる。

(1) 良 質 土

堤防補強に用いる良質土として、一般に次に示すような条件を満たす土が好ましいといえる。

- ① 難透水性であること（透水係数 $k = 10^{-4} \sim 10^{-5} \text{ cm/sec}$ 以下のもの）。
- ② のりすべりなどの安定性に対して十分な強度を有するもの。
- ③ 施工が容易で、締固めやすいこと。
- ④ 乾燥、収縮などによって有害なひび割れが生じないこと。
- ⑤ 圧縮変形が小さいこと。

土の性質は土の種類や状態によって大幅に異なるので、前記の条件を満足する土の種類を一概に規定することは困難であるが、前記の条件を満足しやすい土としては、日本統一分類法でGF、SFに属する粒度配合のよい粘土混りの礫質土、または砂質土などがあげられる。

また、G-F、S-F、M、Cなどに属する土であっても、粒度や状態、あるいは締固めの方法などによっては、前記の条件を満たすものがあるといえる。

(2) 土 質 改 良

(1)で示したような良質土が現場付近で得られない場合には、それを土質改良して堤防補強に用いることが必要となる。このような土質改良をするにあたっては、主として砂質土であれば透水性が、また粘性土であれば施工性や強度が問題になると考えられる。さらに改良した土については下記に示すような点についても検討しておくことが大切である。

- ① 堤体の変形や沈下に対してある程度の加撓性のあるもの。
- ② 土質改良用添加材（石灰、セメント、アスファルトなど）を加えたことによるひび割れが発生しないこと。
- ③ 土質改良した土から土質改良用添加材が溶出して、魚や農作物などに悪影響を及ぼさないこと。
- ④ 堤防のり面における植生が可能であること。

上記の点を考慮に入れて、粘性土と砂質土とに分けて土質改良用添加材の種類と適用性を検討すると、表－9.3のようになる。粘性土の場合には、改良した土の可撓性を考慮すると、土質改良添加材としてセメント系のものよりも石灰系のものがよいと判断される。また、砂質土では石灰などが土質改良用添加材として考えられる。

粘性土に石灰などを加えて土質改良を図る方法は、すでに道路などで数多くの実績がある^{1), 2), 8), 10), 13), 15)}。一方、砂質土に土質改良用添加材を加えて透水性の低下を図る方法は、いままでに検討された例はほとんどない。

そこで、砂質土に各種の土質改良用添加材を加えた場合の土質改良の効果について、次に示すような室内の土質試験を実施して検討を加えた。

表－9.3 土質改良用添加材の種類と適用性

土 質	土 質 改 良 用 添 加 材 の 種 類	土 質 改 良 用 添 加 材 の 区 分 と 性 状	
		普通ポルトランドセメント	粉末状、スラリー
粘 性 土	セメント系	特殊セメント	粉末状、スラリー
		生石灰	粉末状、スラリー
	○石灰系	○消石灰	○粉末状、スラリー
		○アスファルト系	○粉末状、スラリー
砂 質 土	○アスファルト系	カットバック系	加熱、常温
		乳剤	加熱、常温
	○石灰系	生石灰	粉末状、スラリー
		○消石灰	○粉末状、スラリー

○ 適している

〔3〕砂質土の土質改良効果に関する室内試験

(1) 実験方法

実験に用いた砂は図－9.9に示すシルト混り砂で、細粒分の含有率は14%である。また、細粒分の違いによる土質改良の効果の影響をみるために、図中に示す粉状の炭酸カルシウムを砂に混合して、細粒分含有量が20, 25, 32%になるように試料を調整した。

これらの試料にアスファルト乳剤、消石灰、セメントなどの土質改良用添加材を乾燥重量で5～10%添加して供試体を作製した。供試体は最適含水比付近で締固め度が最大単

位体積重量の95%程度になるように突固めた。

実験は各養生期間ごとに透水試験、一軸圧縮試験、収縮試験などを実施した。

(2) 実験結果

(i) 透水試験

シルト混り砂に炭酸カルシウムを混合して細粒土の含有

率を調整した各砂質土の透水係数は図-9.10に示すとおりである。図から、砂質土の透水係数は細粒分が増大するに従って小さくなっており、試料No1の砂質土では、 $k=10^{-3}$ cm/secのオーダー、試料No2では、 $k=10^{-4}$ cm/secのオーダー、試料No3では、 $k=10^{-5}$ cm/secのオーダーになっている。

次に、土質改良用添加材を加えたことによる透水係数の変化を、図-9.11に示す。図-9.11により、透水係数が 10^{-4} cm/secよりも大きい試料No1及び試料No2では、アスファルト乳剤、消石灰、セメントなどの各改良用添加材を加えることにより、改良した土の透水係数は低くなっており、土質改良の効果が認められる。一方、細粒分が多く透水係数がもともと低い試料No3の場合には、改良した土の透水係数は改良前とあまり変化していない。

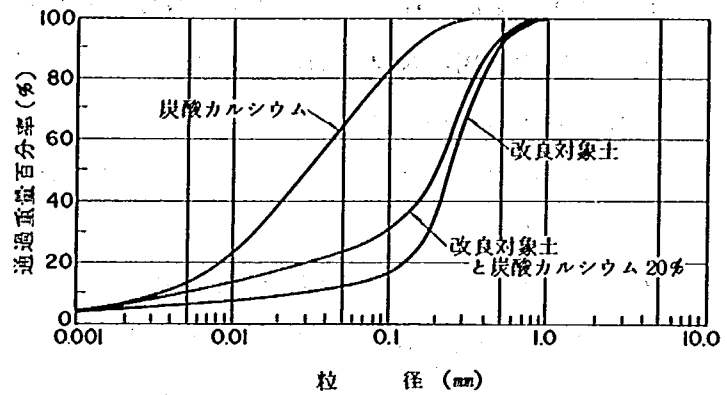


図-9.9 実験に用いた試料

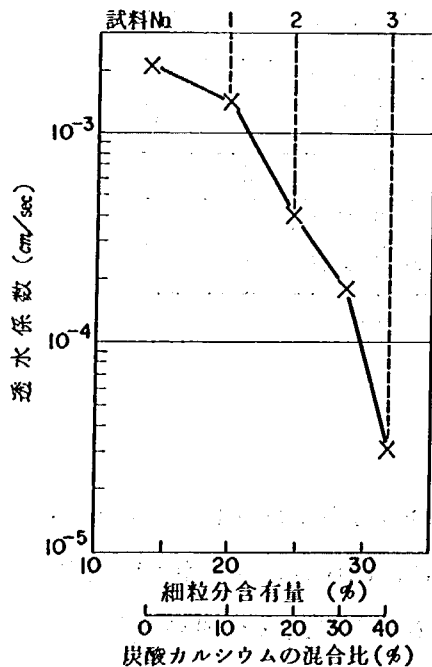


図-9.10 試料の透水係数

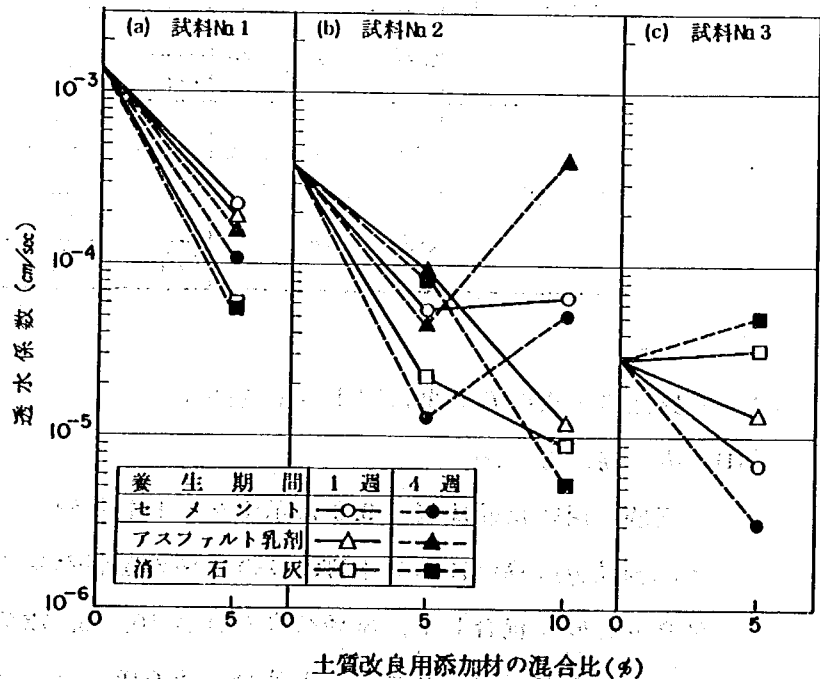


図-9.11 土質改良した砂質土の透水係数

以上の実験結果からすると、アスファルト乳剤や消石灰などの土質改良用添加材を加えて砂質土の透水性の低下を図る土質改良の効果は、透水係数が 10^{-4} cm/sec 程度以上の砂質土に対して有効であると判断される。この場合、改良した土の透水係数を $k = 10^{-5}$ cm/sec のオーダーまで低下させることは可能である。

(ii) 一軸圧縮試験

一軸圧縮試験の結果について述べると、セメントを添加した場合の一軸圧縮強さは、4週間養生で 30 kgf/cm^2 以上でている。消石灰では 17 kgf/cm^2 以上、アスファルト乳剤の場合でも 5 kgf/cm^2 以上となっており、いずれの場合も堤防のり面の安定に必要な強度は十分でいると判断される。

次に、土質改良した土の変形特性をみるために、養生期間と破壊ひずみの関係を示したものが、図-9.12である。土質改良用添加材を混合した土の破壊ひずみは、土質改良用添加材との反応によって土が固結し、強度が増すに従って小さくなる傾向が認められる。養生期間が16週のときの破壊ひずみをみると、セメントを混合したものが最も破壊ひずみが小さくなっており、続いて消石灰、アスファルト乳剤の順になっている。

堤防補強として、堤体表層部を土質改良した土で被覆する場合に、改良した土が堤体の変形や沈下に対してある程度追従する、いわゆる撓み性のあるものが望ましい。このような観点からすると、砂質土の土質改良には消石灰やアスファルト乳剤のような土質改良用添加材が好ましいといえる。

(iii) 収縮試験

収縮試験は、砂質土にセメント、消石灰、アスファルト乳剤を添加した各供試体について1～4週間養生した後、炉乾燥して体積変化を測定した。収縮試験の結果は、わ

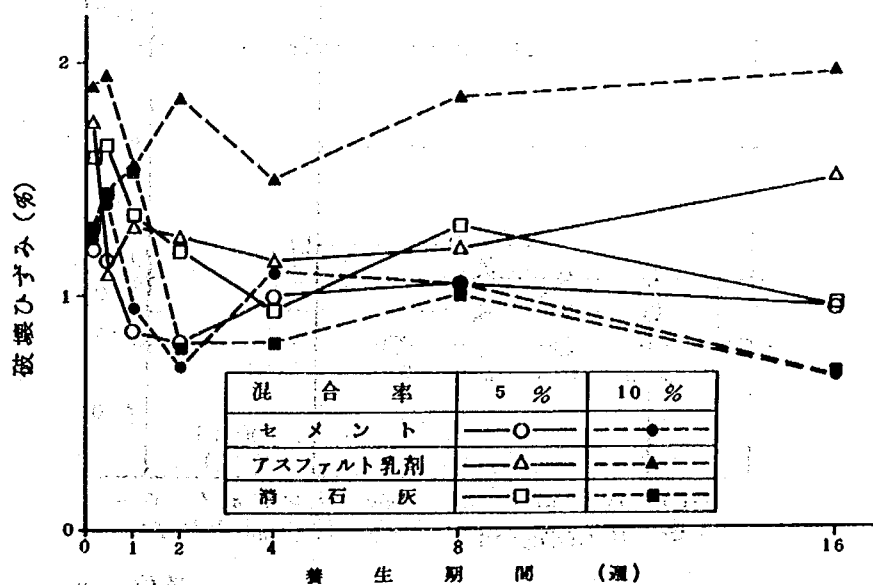


図-9.12 破壊ひずみと養生期間の関係

ずかに収縮または膨張したものがほとんどで、いずれのケースについても体積変化率は2%以内であって、土質改良用添加材の違いによる差はほとんどみられなかった。

〔4〕 大型模型堤防による浸透実験

堤防補強の適用性とその効果を調べるために、次に示すような大型模型堤防による浸透実験を実施した。

(1) 大型模型堤防

縦20 m、横20 m、深さ6 mの土槽に図-9.13に示すような堤防高5 m、天端幅3 m、のり勾配2割の片台形断面の模型堤防を築造した。片断面にしたのは実物大に近い模型堤

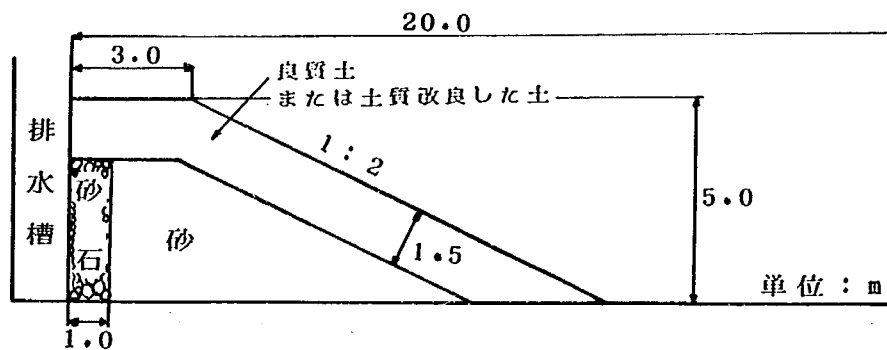
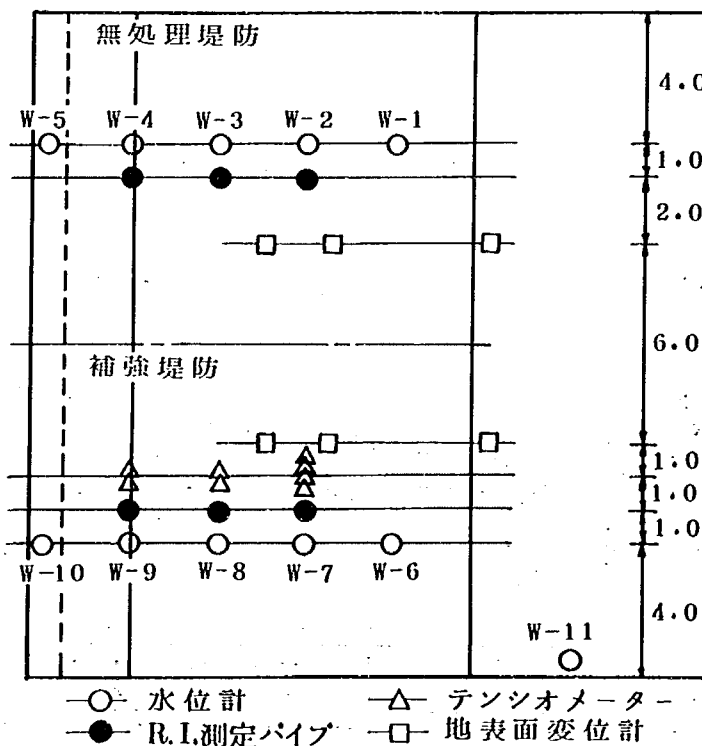


図-9.13 大型模型堤防の断面



単位：m

図-9.14 大型模型堤防の平面図

防で実験を行うためであるが、片断面の堤防であっても、後で述べる降雨実験や湛水実験によって、堤防補強の効果をみることができる。

模型堤防は、2回に分けて築造した。初めのケースは、図-9.15に示すように中央の仕切りを境にして、堤防補強していない無処理の堤防と堤体表層部の1.5mを良質土で置き換えた補強堤防にした。堤体には日本統一分類法でSPuに属する比較的粒径のそろった砂を用いた。また、堤防補強に用いた良質土は日本統一分類法でSMに属し、締固めをよくすると透水係数は $k=1 \times 10^{-6} \text{ cm/sec}$ 程度になるシルト混りの砂質土である。

無処理の堤防では、各層の厚さが40cm程度になるように小型ブルドーザで砂をまき出し、ランマー及びタンバーを用いて締固めた後、のり面の整形を行った。補強堤防の場合も同様にして、所定の高さまで砂で盛り立てた後、良質土をまき出して十分に締固めた。

次に、2回目の実験では、良質土の代わりに土質改良した土を用いた。土質改良の対象となった土は砂質土と粘性土で、砂質土の場合は〔3〕で述べた細粒分の含有量を25%程度に調整したものに、アスファルトを砂の乾燥重量の5%を加えて混合した。

混合は写真-9.1に示すような混合装置を用いて行った。一方、粘性土の土質改良は現場では表層混合処理機で混合するのが一般的であると思われるので、それに近い状態を得るために農業用耕うん機で粘性土と消石灰を混合した。消石灰の混合量は粘性土の乾燥重量の10%とした。

なお、室内の配合試験で求めた土質改良した土の透水係数は、砂質土の場合で $k=6 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$ 程度、粘性土で $k=4 \times 10^{-7} \text{ cm/sec}$ 程度の値のものが得られた。

土質改良した土による補強堤防の施工は、良質土の場合と同様にして行った。また、堤体には外水位の上昇及び降雨の浸透による堤体内の水位、飽和度の変化ならびにのり面の変形を観測するために、テンシオメーター、R.I.測定用パイプ、水位計、地表面変位計などの諸計器を図-9.14

に示す位置に設置した。

(2) 実験方法

実験は、降雨実験と湛水実験の2とおりを行った。

降雨実験は主として天端及び堤防裏のり面を対象として、降雨の堤体内への浸透に対する補強効果を調べるた

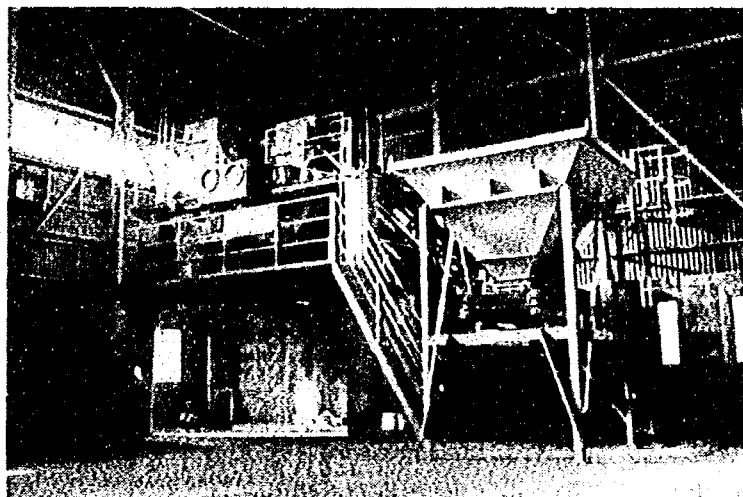


写真-9.1 混合装置の概要

めのものである。実験は、1回目の無処理と良質土による補強堤防の場合には降雨強度 20 mm/hr で、総降雨量が 900 mm に達するまで降らせた。また、2回目の土質改良した土を用いた補強堤防の実験では、初め降雨強度 20 mm/hr で降らせたが、降雨量が土質改良した土の浸透能を上回り、堤体表面を流下する量が多くなったため、降雨開始4時間以降は降雨強度を 10 mm/hr 程度に調整し、総降雨量 520 mm に達するまで降雨を加えた。

次に、湛水実験は主として河川堤防の表のりを対象として、川表からの水の浸透に対する補強効果を調べる目的で実施した。実験は、湛水前に堤体内の含水量及び密度をR.I.計器で測定した後、水位を 4.5 m 上昇させた。そうして水位を一定に保ち、堤体内の浸透流がほぼ定常状態になった時点で、水位を降下させた。

実験中は、降雨実験及び湛水実験ともに堤体内の含水量、密度、水位、サクシヨンの変化などを測定した。

〔5〕 実験結果と考察

降雨実験及び湛水実験の結果をまとめると、次のようになる。

(1) 降 雨 実 験

降雨実験によって生じたのり面の崩壊現象を写真-9.2に示す。写真-9.2は1回目の実験、すなわち無処理の堤防と良質土による補強堤防の降雨終了時ののり面の状態を示したもので、写真右側の無処理の堤防ではのりすべりが生じた。一方、写真左側の良質土による補強堤防では、のり面に変状はほとんど認められなかった。

次に、降雨実験中に測定した堤体内の含水量の変化を整理し、それを図示したものが、図-9.15である。図中の破線は、堤体内の自由水面を表わしている。

無処理の堤防についてみると、降雨の浸透により堤体表面付近から順次飽和度が上昇していき、降雨量 160 mm でのり先付近に自由水面が形成された。この堤体内の自由水面は、降雨量が増すに従って次第に高くなり、それに伴いのり面の崩壊が上部へと進行していき、遂には写真-9.2に示したようなのりすべりが生じた。

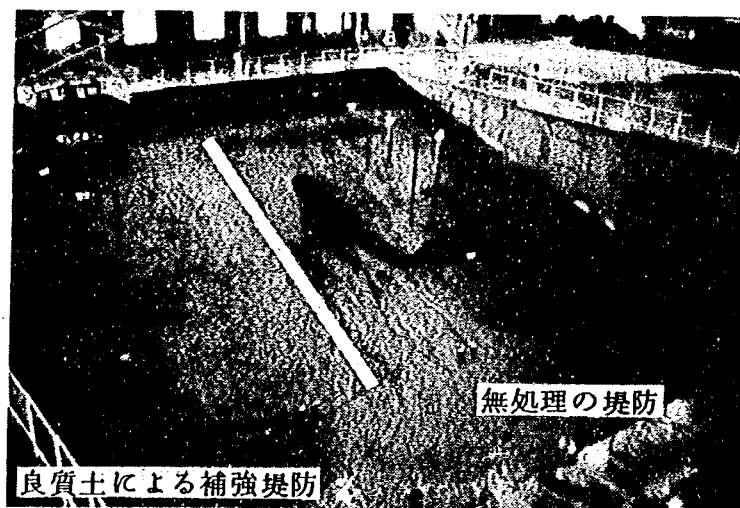
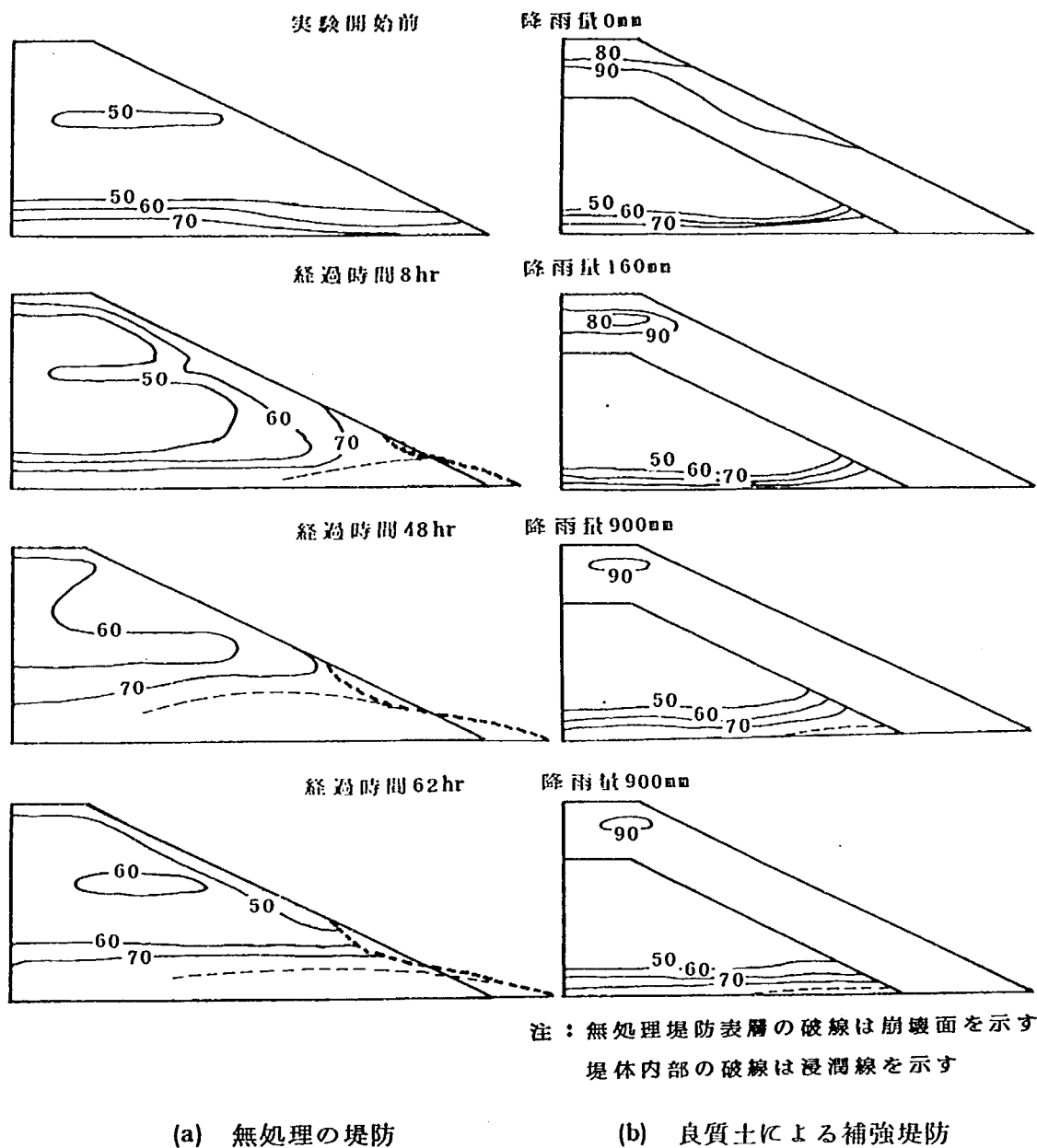


写真-9.2 実験終了時ののり面の変状

これに対して、良質



図－9.15 堤体内の飽和度及び浸潤線の変化

土による補強堤防では堤体表層部の良質土の部分には実験終了時には飽和に近い状態になっているが、堤体内部の砂の部分の飽和度は降雨前とそれほど変化していない。

従って、堤体表層部の良質土が降雨による堤体内部への水の浸透を防止しており、堤防補強の効果が十分認められる。

土質改良した土で堤体表層部を覆った場合も、良質土の場合と同様に堤体内部に浸透する水の量が少なくなり、堤体内の水位が低く押えられ、堤体の安定性の向上に効果のあることが認められた。

(2) 湛 水 実 験

無処理の堤防及び良質土による補強堤防における湛水実験の結果を図-9.16, 図-9.17に示す。図-9.16は水位計, テンシオメーター, R.I.計器などにより測定した堤体内の含水量及び浸潤線の変化を整理し, それを図示したものである。図中の実線は堤体内の飽和度を示しており, 破線は堤体内の浸潤線を表わしている。図-9.17は各水位計で測定した堤体内の水位と経過時間の関係を示したものである。

図-9.16及び図-9.17の結果から, 無処理の堤防では外水位の上昇に伴い, 堤体内の浸潤線は次第に内部へと進行していく。従って, 堤体内の水位も時間の経過とともに上昇しており, 40時間経過後にはほぼ定常状態に達している。

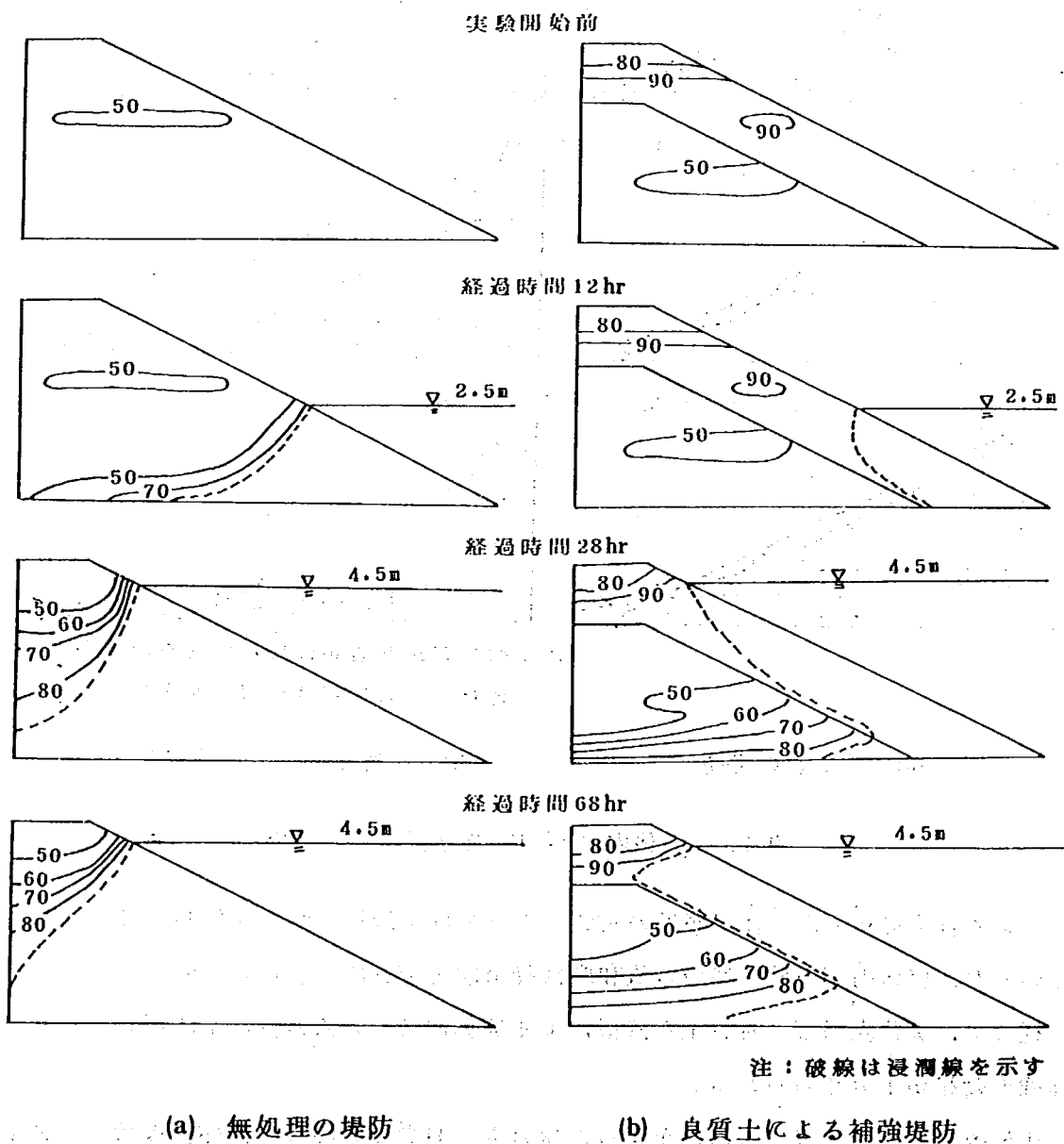
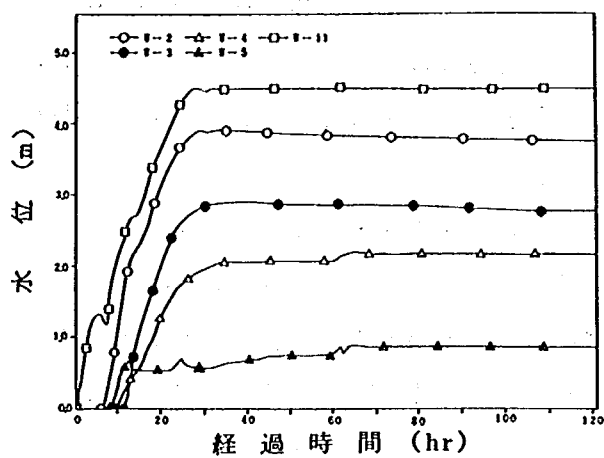
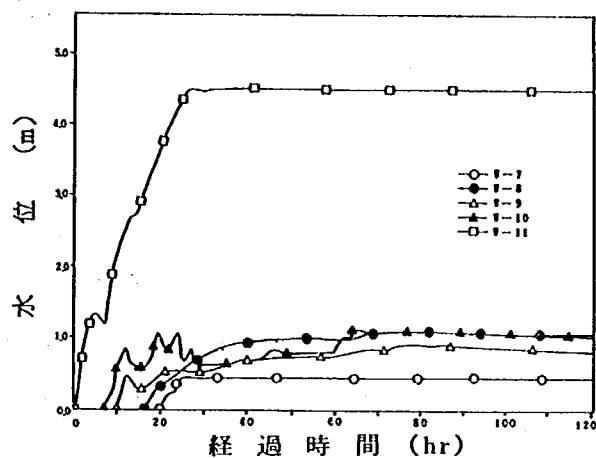


図-9.16 湛水実験における堤体内の飽和度と浸潤線の変化
(無処理の堤防と良質土による補強堤防の場合)

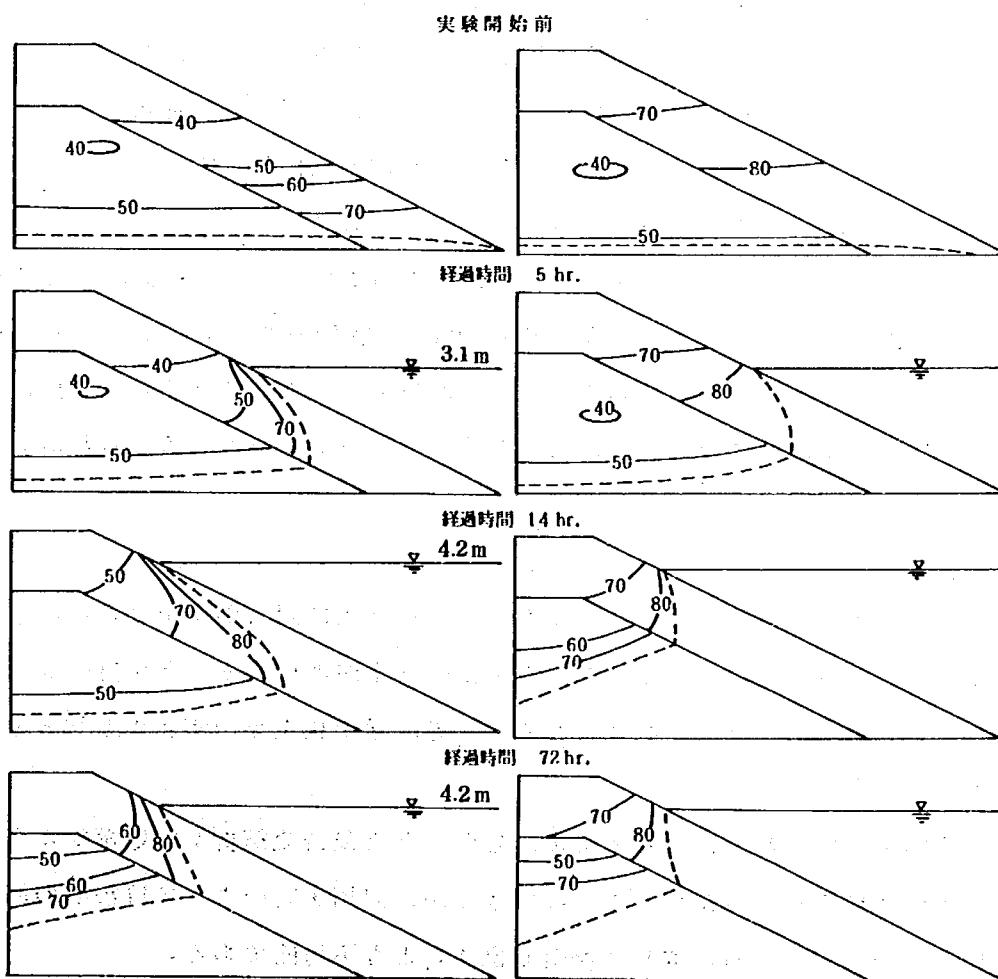


(a) 無処理の堤防



(b) 良質土による補強堤防

図 - 2.17 堤体内の水位と経過時間の関係



注：堤体内の数字は飽和度，破線は浸潤線を示す。

(a) アスファルト乳剤で土質改良した砂質土の場合

(b) 消石灰で土質改良した粘性土の場合

図 - 9.18 湛水実験における堤体内の飽和度と浸潤線の変化
(土質改良をした土による補強堤防の場合)

良質土による補強堤防の場合も、外水位が上昇するに従って、堤体表面付近から徐々に飽和領域は広がっている。しかし、堤体内部の砂の部分では、堤体表層部を通して堤体内部へ浸透する水の量が少ないために、堤体内の飽和度の上昇が遅く、水位の上昇量も無処理の堤防に比べて極めて小さいものになっている。

次に、土質改良した土による堤防補強の湛水実験の結果を図-9.18に示す。まず、アスファルト乳剤を用いた砂質土の土質改良の場合についてみると、浸潤線は外水位の上昇とともに堤体内部へと進んでいるが、堤体表層部の土質改良した砂質土と堤体内部の砂との境界部で浸潤線に著しい変化がみられる。これは、土質改良した砂質土の透水性が低いために、堤体表層部を通して堤体内部へ浸透する水が少ないことによるものである。従って、土質改良した砂質土の浸透防止の効果が湛水実験の結果からも認められる。

消石灰によって土質改良した粘性土の場合には、土質改良した砂質土の場合と比較して幾分水位の上昇が早くなっている。粘性土の透水性はもともと低いので、消石灰との混合や締固めにおいて一部不均質な個所が生じ、その部分からの水の浸透によって堤体内の水位の上昇が少し早くなったものと思われる。従って、実際の堤防補強にあたっては表層混合処理機などによって消石灰と粘性土とをよく攪拌・混合し、できるだけ均一な材料となるよう施工方法について特に注意する必要があると思われる。

以上の結果から、堤体表層部を良質土または土質改良した土で締固めた堤防補強工法は、堤体内へ浸透する水を少なくし、堤体内の水位及び飽和度を低く押える効果があるといえる。従って、提案した堤防補強工法は洪水が長期にわたって持続した場合においても、浸透水の作用による堤防の安定性の低下を防ぐのに有効であると考えられる。

9.5 結 語

盛土構造物は第2章で述べたように、過去の豪雨や洪水に対して安定であったものでも、その安全率は必ずしも高いものでなく、異常な豪雨や洪水が作用すると予想外に弱く、盛土構造物が崩壊して大災害を招いた例が数多くある。一方、盛土構造物の防災構造物としての重要性は年々高まっている。

新設の盛土構造物であれば、前章までに示したような浸透流解析や安定解析などを利用して、安定性の高い盛土構造物を築造することはできるが、河川堤防のように既設の堤防が膨大な量となっているものについては、改めて築造し直すことも不可能である。

そこで、本章では既設堤防について、その補強の必要性和具体的な補強対策を検討した。それらの結果をまとめると、次のようになる。

- (1) Freudenthalの破壊確率という統計的な考え方を河川堤防に適用して検討した。その結果として、ある堤防が過去において経済的な観点からみて有利なように建設されていた

としても、現時点では最適な安全性を示す位置からはずれており、安全性が低下しているわけで、堤防補強の必要なことを示した。

- (2) 破堤原因として越水による破堤が多いことから、多少の越水に対して耐え得るような合成繊維のシートによる堤防補強工法を提案した。
- (3) 上記の補強工法の効果を実物大の模型堤防を用いた越流実験によって検討を加えた。その結果、合成繊維のシートの損傷が多少起こっても面での浸食防止の効果は持続するので、越流時間が比較的短い場合には、堤体の全面崩壊を防ぐうえにかなりの効果が期待できることが明らかとなった。
- (4) 合成繊維のシートを用いた堤防補強工法は、災害時の復旧堤防あるいは重要な個所などに応急的に施工し、堤防の安全性を増すのに効果があると結論した。
- (5) 降雨や洪水が長期にわたって継続した場合にも、既設堤防の安全性が保たれるような図-9.8に示す堤防補強工法について考察を加えた。この堤防補強工法は、堤防の表層部1～2mを良質土で置換、もしくは適切な土質改良を行って締固めることにより、堤体内への水の浸透を防止し、堤体の安定性を向上させようとするものである。
- (6) (5)の堤防補強に用いる材料が砂質土の場合に、それに消石灰やアスファルト乳剤などの土質改良用添加材を加えて透水性の低下を図る方法について検討した。その結果、それらの土質改良用添加材を用いて砂質土の透水係数を 10^{-5} cm/sec のオーダーまで低下させることが可能であることを示した。
- (7) さらに、大型模型堤防を用いた浸透実験の結果から、堤体表層部を良質土、もしくは土質改良した土で締固めた補強堤防は堤防内へ浸透する水を少なくし、堤体内の水位及び飽和度を低く押える効果のあることを明らかにした。従って、(5)に示した堤防補強工法は降雨や洪水が長期にわたって持続した場合においても、浸透水の作用による堤防の安定性の低下を防ぐのに有効であると考えられる。

第 10 章 結 論

本論文は、河川堤防、道路盛土などの盛土構造物の崩壊と対策について土質工学的な見地から検討し、とりまとめたものである。過去の災害事例からすると、盛土構造物の豪雨時、洪水時及び地震時の安定性は必ずしも高くなく、依然として盛土構造物の崩壊に関連した災害が、毎年生じている。従って、安全性の高い、合理的な盛土構造物の築造がいつそう望まれるわけである。そこで、本論文では、従来経験的なものに頼りがちであった盛土構造物の安定問題を土質工学的な立場から検討を加え、実際の盛土構造物の設計、施工及び補強対策に役立てることを目的として研究を実施した。各課題ごとの研究成果は各章にまとめてあるので、それらを要訳して述べると、次のようになる。

まず第 1 章では、本研究の目的と取り扱おうとする内容の概要について述べた。

第 2 章では、実態調査の結果から、盛土構造物の安定性ならびに崩壊原因について検討を加えるとともに、盛土構造物の設計、施工において今後検討すべき問題点についてまとめた。特に、河川堤防においては、堤防設計で従来十分な配慮がなされていなかった堤体上の降雨について、今後対策を講じていく必要のあることを指摘した。また、既設堤防のなかには、過去の築堤方法の経緯から多種多様の土が使われており、締固め度の低いものもある。そのような既設堤防の安全性を高めるための具体的な補強対策の検討が、今後必要であることを強調した。道路盛土では、のり面の崩壊は降雨による表面水や浸透水によって生ずる表面侵食やのりすべりのような小崩落が大半を占めており、崩壊に至るまでの雨量は連続雨量 150 mm 以上、最大時間雨量 30 mm/hr 程度のものが多いことを指摘した。

第 3 章は、盛土材料として一般に多く用いられている礫混り土の締固め度に着目した工学的性質を土質試験により明らかにした。礫の混入率によって細粒土領域、中間領域、礫領域に分けることができ、礫混り土のなかで細粒土分が最もよく締固まるのは、礫混入率が 20% 程度のときであることを示した。また、礫混り土の透水係数は、単位体積重量が大きくても細粒土部分が十分締まっていなかった場合には大きな値を示し、細粒土部分の単位体積重量 $\gamma_{d,c}$ と透水係数の対数 $\log k$ との間には、直線関係が成り立つことを明らかにした。さらに、礫混り土の強度定数については、粘着力 c_{cu} 及び c' が、 ϕ_{cu} 及び ϕ' に比べて締固め度の影響を受けやすいことを示した。河川堤防や道路盛土のような拘束圧のそれほど大きくない盛土構造物では、締固め度を 85~90% 以上にしないと、締固めによる最大せん断応力 τ_{max} の増大が望めないことが判明した。また、不飽和土の強度特性に関する土質試験では、不飽和土の有効応力にもとづく ϕ' が飽和度に関係な

く、ほぼ一定であり、飽和度の上昇に伴う不飽和土の強度低下は、主として粘着力 c' の減少によるものであることを明らかにした。

第4章では、降雨時の盛土構造物の安定性を検討するうえに必要な盛土内への雨水の浸透現象について考察を加えた。実物大盛土による雨水浸透実験では、降雨開始とともに盛土表面付近の飽和度がまず上り、次第に内部に進行していくが、内部の中心部においては飽和度が容易に上昇しないこと、また盛土内に形成される自由水面は中央で低く、両側で高い2つの山をもつ自由水面になることを明らかにした。さらに、不飽和土の毛管水頭と飽和度の関係に着目して盛土内の二次元の不飽和浸透流を求める階差方程式を導き、数値計算による盛土内の不飽和浸透流の計算結果と実物大盛土の雨水浸透実験の結果とを比較した。その結果、降雨の始まりの比較的初期の雨水の浸透現象の解明には、本章で示した数値計算法が適用できることが判明した。また、数値計算の結果から、降雨前の初期飽和度によって盛土内への雨水の浸透速度が著しく異なることを示した。

第5章では、洪水時の堤防の崩壊に直接影響を及ぼす堤体内の非定常浸透流について検討した。まず、実物の堤防を用いた湛水実験の結果ならびに洪水時の実堤防の観測結果などから、透水係数の大きい材料からなる堤防では、洪水時に裏のりに浸潤線が到達する場合もあるが、粘性土のような透水性の低い材料で築造された堤防では、浸潤線が容易に裏のりに到達しないことが判明した。また、有限要素法を用いた非定常浸透流の解析結果から、洪水時の水位上昇によって堤体裏のり部の浸潤線が高くなる土質は、透水係数が $1 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$ 程度以上の土であることを示した。洪水波形に関しては、浸透解析の結果から中間水位のものが長期にわたって続く場合よりも、むしろ高水位のものがある期間続く場合の方が堤体内の浸潤線は高くなり、堤体の安定性に及ぼす影響は大きいといえる。次に、堤防下の基礎地盤については、図-5.22に示したような難透水層が堤防下で不連続であったり、裏のり部下に分布する場合、あるいは透水層が堤防裏のり部下で行き止りになっているような複雑な地層構成の地盤上に築造された堤防では、外水位の上昇によって堤体内の浸潤線が早期に上昇し、しかも時間の経過とともに浸潤線がいつそう高くなり、透水地盤や難透水層が連続している地盤の上に築造された堤防よりも、のりすべりの危険性が高くなることを示した。また、そのような地盤上に築造された堤防の対策工として、表のりを難透水性の材料で被覆する工法や透水層に止水壁を設ける工法などが考えられるが、この場合単独にそれらの工法を適用したときには十分な止水の効果は期待できないのに対して、両者を同時に施工した場合には浸透防止の効果が著しく増大することを示した。

第6章では、雨水の盛土内への浸透に着目して、降雨が長時間続いた場合の盛土内の自由水の挙動ならびに、河川堤防において河川水位の上昇と降雨とが重なり合った場合の堤体内の非定常浸透流について検討した。雨水の浸透に伴う盛土内の自由水面の形成ならびに上昇過程を解析する方法として、第4章と第5章で述べた雨水の浸透解析と有限要素法による非定常浸透流解析とを組み合わせた解析手法を提案し、その解析手法を実物大盛土による雨水浸透実験に適用した結果、両者の間には比較的よい合致が認められることを示した。また、盛土表面における雨水の浸透能を考慮した飽和ないし不飽和浸透流解析を開発し、大型模型堤防による浸透実験の結果に適用してみた。その結果、本章で示した飽和ないし不飽和浸透流解析の実際の現象への適合性がよいことが確かめられた。さらに、大型模型堤防による浸透実験ならびに解析の結果から、河川水位の上昇と降雨とが重なり合った場合には、降雨のない場合に比べて堤体内の浸潤線が堤体裏のり部に早く到達し、堤体裏のり部の水位上昇が大きくなることを示した。従って、堤体の安定性を考える場合には、従来、十分な配慮がなされていなかった河川水位の上昇と堤体上の降雨の両者の重なりに着目した検討が重要であることを指摘した。

第7章では、降雨時及び洪水時の盛土の安定解析法に関する提案を行い、その提案にもとづいた安定解析を河川堤防に適用し、降雨、堤体の土質及び地盤条件などが洪水時の堤体の安定性に及ぼす影響について調べた。安定解析は第5章及び第6章で示した浸透流解析から降雨時及び洪水時の盛土内の不飽和浸透流を求め、盛土内の飽和度の分布ならびに自由水面の位置を決めた。そして、盛土内の各飽和度から土塊重量ならびに土のせん断強さを求め、円弧すべりによる安定解析により各時間における盛土の安全率を計算した。この計算方法により、雨水などの浸透による盛土構造物の安定性の低下が評価でき、どの程度の外力に対して盛土構造物が崩壊の危険性があるかを判定するのに役立つ解析方法であることを示した。さらに、この解析方法を用いて洪水時の堤体の安定性について検討した。その結果、河川水位の上昇と降雨とが重なった場合には、堤体裏のり部の浸潤線が高くなり、堤体の安全率が1.0を下回り、のりすべりを起こす事態があり得ることを指摘した。また、堤防下の基礎地盤が複雑な地層構成をなしている場合には、地盤からの浸透水の影響などで洪水時に堤体内の浸潤線がいつそう高くなる。従って、裏のり部でのりすべりの危険性が高く、破堤に至ることも考えられるので、堤防下の基礎地盤の不均質性や不規則性に着目した堤体の安定性の検討が必要であることを強調した。

第8章では、地震時の盛土構造物の安定性の問題を取りあげた。まず、大型盛土を用いた振動実験の結果から、振動時の盛土及び地盤の振動特性、砂質地盤の間隙水圧の挙動などを明らかにするとともに、盛土下の基礎地盤の条件が地震時の盛土の安定性に著しい影響を及ぼすことを示した。また、安定解析の結果と実験結果の比較から、震度法と円弧すべり法とを組み合わせた安

定解析において、盛土内の加速度の分布及び地盤内の間隙水圧の上昇を考慮して安定計算を行えば、実際のすべり現象に近い値のものが得られることが判明した。そこで、現地で観測された値や振動実験の結果などをもとにして、安定解析に用いる盛土内の加速度の分布ならびに間隙水圧の大きさについてかなり大胆な提案を行った。すなわち、地震時における盛土内の加速度の増幅度としては1～2倍程度のものを目安として考えるのがよい。また、地盤内の間隙水圧の上昇が問題となる場合には、有効上載圧の20%程度の間隙水圧の上昇を想定する方法が考えられることを述べた。

第9章は、延長が長く膨大な量になっている既設堤防について、その補強の必要性和具体的な補強対策を検討した。補強の必要性については、Freudenthalの破壊確率という統計的な考え方を河川堤防に当てはめて、過去において経済的な見地からみて有利なように建設された堤防であっても、現時点では最適な安全性を示す位置からはずれており、堤防補強の必要なことを論じた。具体的な補強対策として、破堤の原因で最も多い越水に対しては、多少の越水に対して耐え得るような合成繊維のシートによる堤防補強工法を提案し、実物大の模型堤防を用いた越流実験の結果から、その効果を明らかにした。雨水や河川水位の上昇にもとづく堤体内の浸透水によるのりすべりの対策としては、堤体表層部に1～2mの良質土または適切な土質改良した土で被覆し、堤体の安定性を向上させる補強工法について考察した。河川堤防の表層部に土質改良した土を置く方法は、従来検討された例がないので、消石灰やアスファルト乳剤などの土質改良用添加材を加えて砂質土の土質改良を図る方法を検討した。その結果、それらの土質改良用添加材を用いて砂質土の透水係数を 10^{-5} cm/secのオーダーまで低下させることが可能であることを示した。さらに、大型模型堤防を用いた浸透実験の結果から、堤体表層部を良質土、もしくは土質改良した土で締固めた補強堤防は、堤体内へ浸透する水を少なくし、堤体内の水位及び飽和度を低く押える効果のあることを明らかにした。従って、本章で示した堤防補強工法は、降雨や洪水などによる浸透水の作用で堤防の安定性が低下するのを防止する有効な方法であると考えられる。

第10章においては、本論文の内容を要訳して結論としたが、今後さらに解明すべき課題として、次に示すようなものがあげられる。

すなわち、盛土構造物は土を盛って人工的に築造するので、自然の地山などに比べて比較的均質であると考えられるが、それでも盛土内には土質工学的にみて不均質性、不規則性が存在する。また、盛土構造物は種々の地盤条件の上に築造されるため、局所的な地盤条件の差異が盛土構造物の安定性に大きな影響を及ぼす。従って、それらの不均質性、不規則性及び局所的な差異をみいだす土質調査法を確立する必要がある。また、それらの不均質性、不規則性をどのように評価し、盛土構造物の安定問題に結びつけていくかが重要な課題である。さらに、盛土構造物の安定

問題を論ずるときに、現段階においては外力の大きさが設定されていない。外力が想定されなければ合理的な設計、施工法が確立されないと考えられるので、盛土構造物に要求される安全性をも考慮にいて、設計に用いるべき外力の大きさに関する具体的な検討が今後望まれる。

参 考 論 文

1. 総 論

- 1) 土木学会(1980): 昭和49年制定 コンクリート標準示方書, 解説(昭和55年度版), 技報堂.
- 2) 土木研究所災害調査団(1974): 伊豆半島沖地震における土木関係被害調査速報, 土木技術資料, Vol.16, No.7.
- 3) 土木研究所第一次調査団(1978): 1978年伊豆大島近海の地震, 土木技術資料, Vol.20, No.4.
- 4) 土木研究所第一次調査団(1978): 1978年6月宮城県沖地震被害調査速報, 土木技術資料, Vol.20, No.8.
- 5) 土木施設防災工法研究会(1977): 土木施設災害復旧工法, 解説編・施工例編, 建設省河川局防災課監修, 山海道.
- 6) 藤井達也(1978): 道路の防災, 震災対策, 道路, 1978.9.
- 7) 河川管理施設等構造令研究会編(1978): 解説・河川管理施設等構造令, 日本河川協会, 山海道.
- 8) 建設省河川局防災課(1982): 昭和56年災害 災害復旧事業概要.
- 9) 駒田敬一, 菅原 捷, 飯田 裕, 北条紘次, 松本徳久, 田中俊彦, 岡本征男, 小林 保 (1975): 大分県中部地震調査続報, 土木技術資料, Vol.17, No.8.
- 10) 日本道路協会(1977): 道路土工 軟弱地盤対策工指針, 丸善.
- 11) 日本道路協会(1977): 道路土工 擁壁・カルバート・仮設構造物工指針, 丸善.
- 12) 日本道路協会(1979): 道路土工 のり面工と斜面安定工指針, 丸善.
- 13) 日本道路協会(1980): 道路橋示方書・同解説, I 共通編, IV 下部構造編, 丸善.
- 14) 日本道路協会(1983): 道路土工要綱, 丸善.
- 15) 日本河川協会(1976): 建設省河川砂防技術基準(案), 調査編・計画編, 建設省河川局監修, 山海道.

2. 盛土構造物の実態と崩壊原因

- 1) 土木学会編(1974): 土木工学ハンドブック, 第35編 河川, 第3章 河川工事, 技報堂.
- 2) 土木研究所(1972): のり面工の効果ならびに選定基準に関する研究, 第25回建設省技術研究会報告(昭和46年度), 道路部門, 指定課題.
- 3) 道路公団高速道路試験所(1965): 試験所報告 名神高速道路編.
- 4) 河上房義, 柳澤栄司(1975): 土の締固め, 最上武雄監修, 土質工学基礎叢書10, 鹿島

出版会。

- 5) 建設省土木研究所, 中部地方建設局(1980): 長良川破堤に関する報告書。
- 6) 建設省土木研究所土質研究室(1971): 河川堤防の土質工学的研究。土木研究所資料, No. 688。
- 7) 久野悟郎(1963): 土の締固め。技報堂。
- 8) 桑原啓三, 久楽勝行(1972): 道路ノリ面の実態調査。土と基礎, Vol. 20, No. 2。
- 9) 桑原啓三, 久楽勝行(1972): 道路ノリ面保護工の実態調査。道路, 1972. 8。
- 10) Sherard, J. L. (1953): Influence of Soil Properties and Construction Methods on the Performance of Homogeneous Earth Dams. U. S. Bureau of Reclamation, Technical Memo. No. 645, Denver
- 11) 山村和也(1970): 築堤土質の実態と2, 3の考察。土木研究所報告, No. 140。
- 12) 山村和也, 久楽勝行(1974): 堤防補強に関する考察。土木研究所報告, No. 145。

3. 盛土材料の締固めとその工学的性質

- 1) Barden, L., Madedor, A. O., Slides, G. R. (1969): Volume Change Characteristics of Unsaturated Clays. Proc. ASCE, Vol. 95, No. SM1。
- 2) Bishop, A. W., Alpan, I., Blight, G. E., Donald, I. B. (1960): Factors Controlling the Strength of Partly Saturated Cohesive Soils. Proc. Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, Univ. Colorado and Colorado Section ASCE。
- 3) Burland, J. B. (1964): Correspondence Effective Stresses in Partly Saturated Soil. Geotechnique, Vol. 14, No. 1。
- 4) 土質工学会(1974): 日本の特殊土。土質基礎工学ライブラリー10。
- 5) Jennings, J. E. (1962): Limitation to the Use of Effective Stress in Partly Saturated Soils. Geotechnique, Vol. 12, No. 2。
- 6) 軽部大蔵, 苗村康造, 森田 登, 岩崎哲雄(1978): 不飽和土の力学的性質に関する基礎的研究。土木学会論文報告集, No. 260。
- 7) 川上 浩, 阿部広史(1970): 飽和れき混り粘性土のせん断特性。土木学会論文報告集, No. 183。
- 8) 川上 浩, 阿部広史(1978): 不飽和土三軸試験時の体積変化挙動と構造崩壊。信州大学工学部紀要, No. 44。
- 9) 建設省河川局開発課, 建設省土木研究所(1976): フォルダムの設計と施工に関する研究。第30回建設省技術研究会報告(昭和51年度)。
- 10) 高速道路調査会(1972): 土の締固めに関する調査研究報告書。日本道路公団。

- 11) 高速道路調査会(1973): 関東ロームの土工 — その土質と設計・施工 — , 共立出版.
- 12) 久野悟郎(1974): 締固めと力学特性の相関. 土と基礎, Vol. 22, No. 4.
- 13) 倉田 進, 藤下利男(1961): 砂と粘土の混合土の工学的性質に関する研究. 運輸省技術研究所報告, Vol. 11, No. 9.
- 14) 久楽勝行, 三木博史, 真下陽一, 関 一雄(1980): 締固め度がレキ混り粘性土の工学的性質に及ぼす影響. 土木技術資料, Vol. 22, No. 7.
- 15) 久楽勝行, 三木博史, 関 一雄(1982): 締固め度がレキ混り粘性土の工学的性質に及ぼす影響(第2報). 土木技術資料, Vol. 24, No. 3.
- 16) 久楽勝行, 三木博史, 関 一雄(1983): 締め固めた礫まじり土の工学的性質に関する実験的研究. 土と基礎, Vol. 31, No. 2.
- 17) 三笠正人(1964): 土の工学的性質の分類表とその意義. 土と基礎, Vol. 12, No. 4.
- 18) 守谷正博, 宇梶文雄(1959): 粗な粒子を含んだ土の締固めについて. 土と基礎, Vol. 17, No. 2.
- 19) 日本道路協会(1977): 道路土工 施工指針. 丸善.
- 20) Skempton, A. W. (1954): The Pore-pressure Coefficients A and B. Geotechnique, Vol. 4, No. 4.
- 21) 土の判別分類法基準化委員会(1972): 土質工学会基準案・土質分類法ならびに分類結果表示法. 土と基礎, Vol. 20, No. 5.
- 22) 内田一郎, 松本鍊三, 鬼塚克忠(1967): 不飽和土のせん断強度について. 第2回土質工学研究発表会講演集.
- 23) 植下 協(1960): 路床土の含水状態について. 土と基礎, Vol. 8, No. 2.
- 24) 植下 協, 野々垣一正, 浅井武彦(1971): 粗粒土の統一土質分類に関する考察. 土木学会論文報告集, No. 194.
- 25) 宇野尚雄, 宮下高昭(1981): 浸水による不飽和土の強度低下について. 土と基礎, Vol. 29, No. 1.
- 26) U. S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation (1974): Earth Manual, Second Ed. 1974. U. S. Government Printing Office, Washington.
- 27) Wagner, A. A. (1957): The Use of Unified Soil classification System by the Bureau of Reclamation. Proc. 4th ICSMFE, Vol. 1.
- 28) Walker, F. G., Holtz, W. G. (1951): Control of Embankment Material by Laboratory Testing. Proc. ASCE, Sep. Vol. 77, No. 180.
- 29) WES, Office of the Chief Engineers (1953): Unified Soil Classification System Technical Memo. No. 3-357, Vicksburg, Miss.

- 30) WES, Corps of Engineers (1956) : A Summary of Trafficability Studies through 1955. Technical Memo. No. 3-240.
- 31) 山村和也, 久楽勝行 (1970) : 降雨時の斜面の安定性. 第5回土質工学研究発表会講演集.
- 32) 山村和也, 久楽勝行, 川口丸雄 (1972) : 不飽和土に及ぼすサクション (毛管力) の影響について. 第7回土質工学研究発表会講演集.

4. 盛土内への雨水の浸透

- 1) Bouwer, H. (1978) : Groundwater Hydrology. McGraw-Hill
- 2) Buckley, S. E., Leverett M. C. (1942) : Mechanism of Fluid Displacement in Sands. Trans. AIME, Vol. 146.
- 3) 土壌物理研究会 (1979) : 土の物理学 — 土質工学の基礎 — . 森北出版.
- 4) 土壌物理性測定法委員会 (1976) : 土壌物理性測定法. 養賢堂.
- 5) Fukuoka, M., Yamamura, K. (1965) : Full Scale Model Test on Slope Failure of River Embankment. Proc. 6th ICSMFE, Vol. 2.
- 6) Horton, R. E. (1933) : The Role of Infiltration in the Hydrologic Cycle. Trans. Am. Geophys. Union, Vol. 14.
- 7) Irmay, S. (1956) : Extension of Darcy Law to Unsaturated Flow through Porous Media. Symposia Darcy, Publ. 41, Assoc. Intl. d'Hydrologie Scientifique.
- 8) Leverett, M. C. (1941) : Capillary Behavior in Porous Solids. Trans. AIME, Vol. 142.
- 9) 松尾新一郎, 河野伊一郎 (1970) : 地下水位低下工法. 鹿島出版会.
- 10) Nakano, M., Ichii, K. (1977) : Measurement and Prediction on Hydraulic Conductivity in Unsaturated Porous Medium. Trans. JSIDE, No. 69.
- 11) 斎藤迪孝, 上沢 弘, 毛受貞久, 安田祐作 (1967) : 人工降雨による新幹線盛土斜面の耐雨強度の検討. 鉄道技術研究報告, No. 588.
- 12) Sheldon, J. W., Zondek, B., Garwell, W. T. (1959) : One-Dimensional, Incompressible, Noncapillary, Two-Phase Fluid Flow in a Porous Medium. Trans. AIME, Vol. 216.
- 13) 宇野尚雄 (1973) : 土の水分保持特性よりみた浸透と排水. 土と基礎, Vol. 21, No. 8.
- 14) Wyckoff, R. D., Botset, H. G. (1936) : The Flow of Gas-Liquid Mixtures through Unconsolidated Sands. Physics, Vol. 7.
- 15) 山村和也, 久楽勝行 (1970) : 降雨時の斜面の安定性. 第5回土質工学研究発表会講演集.
- 16) 山村和也, 久楽勝行 (1974) : 堤体への浸透と堤体の安定性. 土木研究所報告, No. 145.

17) 八幡敏雄(1975): 土壌の物理. 東京大学出版会.

5. 水位上昇に伴う堤体内の非定常浸透流

- 1) 赤井浩一, 宇野尚雄(1966): 土中の準一次元非定常浸透流に関する研究. 土木学会論文集, No. 127.
- 2) Brahma, S. P., Harr, M. E. (1962): Transient Development of the Free Surface in a Homogeneous Earth Dam. Geotechnique, Vol. 12, No. 4.
- 3) Cedergren, H. R. (1948): Use of Flow Net in Earth Dam and Levee Design. Proc. 2nd ICSMFE, Vol. 5.
- 4) Desai, C. S. (1972): Seepage Analysis of Earth Banks under Drawdown. Proc. ASCE, Vol. 98, No. SM 11.
- 5) 土木学会(1971): 水理公式集, 昭和46年度改訂版, 第2編 河川. 技報堂.
- 6) 江戸川工事事務所(1955): 堤防たん水実験について. 第14回建設省直轄工事技術研究会報告書.
- 7) Finn, W. D. (1967): Finite Element Analysis of Seepage through Dams. Proc. ASCE, Vol. 93, No. SM 6.
- 8) France, P. W., Parekh, C. J., Peters, J. C., Taylor, C. (1971): Numerical Analysis of Free Surface Seepage Problems. Proc. ASCE, Vol. 97, No. IR 1.
- 9) 福岡正巳, 山村和也(1961): 大型試験堤防の破壊実験について. 土木技術資料, Vol. 3, No. 1.
- 10) 飯田隆一, 朝倉 肇(1971): 非定常浸透流の有限要素法による解析. 土木研究所報告, No. 142.
- 11) 川本眺万, 駒田広也, 宮口友延(1970): 堤体および基礎における浸透流の有限要素解析について. 土と基礎, Vol. 18, No. 12.
- 12) 建設省土木研究所土質研究室(1978): 難透水性地盤上の模型堤防浸透実験. 土木研究所資料, No. 1361.
- 13) 国土開発技術研究センター(1980): 河川堤防災害対策計画調査報告書.
- 14) 駒田広也, 金沢紀一(1975): フィールドムの貯水池水位急降下時の非定常浸透流解析. 土木学会論文報告集, No. 240.
- 15) 河野伊一郎(1973): 有限要素法による堤体浸透問題の解析. 土と基礎, Vol. 21, No. 8.
- 16) 久楽勝行, 斎藤義章, 石塚廣史(1979): 洪水時における河川堤防内の非定常浸透流解析. 土木技術資料, Vol. 21, No. 11.
- 17) 久楽勝行, 丹羽 薫, 斎藤義章, 石塚廣史(1980): 盛土の安定性に及ぼす浸透流の影響.

第 33 回建設省技術研究会報告（昭和 54 年度）

- 18) 久楽勝行, 石塚廣史, 竹内辰典 (1982): 地盤の特性が河川堤防内の非定常浸透流に及ぼす影響. 土木技術資料, Vol. 24, No. 10.
 - 19) Neuman, S. P., Witherspoon, P. A. (1970): Finite Element Method of Analyzing Steady Seepage with a Free Surface. Water Resour. Res., Vol. 6, No. 3.
 - 20) Neuman, S. P., Witherspoon, P. A. (1971): Analysis of Nonsteady Flow with a Free Surface Using the Finite Element Method. Water Resour. Res., Vol. 7, No. 3.
 - 21) Polubarinova-Kochina, P. Ya. (1962): Theory of Ground Water Movement. Princeton Univ. Press.
 - 22) Taylor, R. L., Brown, C. B. (1967): Darcy Flow Solutions with a Free Surface. Proc. ASCE, Vol. 93, No. HY 2.
 - 23) 利根川上流工事事務所 (1955): 利根川堤防たん水実験報告書. 第 14 回建設省直轄工事技術研究会報告書.
 - 24) 内田茂男 (1952): 自由境界を有する非定常浸透流について. 土木学会誌, Vol. 37, No. 2.
 - 25) 山上拓男, 小田英一 (1975): 有限要素法による非ダルシー浸透流の一解法. 土木学会論文報告集, No. 234.
 - 26) 山村和也 (1958): 洪水時におけるのり面崩壊と透水地盤に関する調査報告. 第 12 回建設省直轄工事技術研究会報告書.
 - 27) 山村和也, 久楽勝行 (1974): 堤防への浸透と堤体の安定性. 土木研究所報告, No. 145.
 - 28) Yamamura, K., Kutara, K. (1974): Seepage Flow in River Embankment and Its Influence on Stability of Slope. Jour. of Research, PWRI, Vol. 18.
 - 29) 矢野勝正, 山本順一 (1957): 河川堤防の浸透に関する研究. 京都大学防災研究所年報, No. 1.
 - 30) 淀川工事事務所 (1956): 築堤土質および築堤地盤の研究. 第 10 回建設省直轄工事技術研究会報告書.
 - 31) Zienkiewicz, O. C., Cheung, Y. K. (1966): Solution of Anisotropic Seepage Problems by Finite Elements. Proc. ASCE, Vol. 92, No. EM 1.
6. 雨水の浸透に伴う盛土内の自由水の挙動
- 1) 赤井浩一, 大西有三, 西垣 誠 (1977): 有限要素法による飽和・不飽和浸透流解析. 土木学会論文報告集, No. 264.

- 2) Freeze, R. A. (1971) : Three-Dimensional, Transient, Saturated-Unsaturated Flow in a Groundwater Basin. Water Resour. Res., Vol.7, Vol.2.
- 3) Horton, R. E. (1933) : The Role of Infiltration in the Hydrologic Cycle. Trans. Am. Geophys. Union, Vol.14.
- 4) 駒田広也 (1978) : 飽和 — 不飽和土中の非定常浸透流解析. 電力中央研究所報告, 研究報告 377015.
- 5) 久楽勝行 (1979) : 盛土の調査, 設計から施工まで, 3.4.2 降雨時ののり面の安定性の検討. 現場技術者のための土と基礎シリーズ4, 土質工学会.
- 6) 久楽勝行, 斎藤義章, 石塚廣史 (1980) : 大型盛土による浸透模型実験. 土と基礎, Vol.28, No.5.
- 7) 久楽勝行, 丹羽 薫, 斎藤義章, 石塚廣史 (1981) : 降雨と水位上昇にもとづく堤体内の非定常浸透流. 第16回土質工学研究発表会講演集.
- 8) 桑原啓三 (1977) : 地下水変動による斜面崩壊の予測. 土と基礎, Vol.25, No.12.
- 9) Mualem, Y. (1973) : Modified Approach to Capillary Hysteresis Based on a Similarity Hypothesis. Water Resour. Res., Vol.9, No.5.
- 10) Neuman, S. P. (1973) : Saturated-Unsaturated Seepage by Finite Element. Proc. ASCE, Vol.99, No. HY12.
- 11) 西田義親, 八木則夫, 二木幹夫 (1977) : 雨水浸透による地盤内発生間隙圧と斜面安定. 土木学会論文報告集, No.262.
- 12) 丹羽 薫, 久楽勝行, 斎藤義章 (1981) : 堤体内浸透流に及ぼす降雨の影響. 第36回年次学術講演会概要集, 土木学会.
- 13) Pouloussis, A. (1962) : Hysteresis of Pore Water, An Application of the Concept of Independent Domains. Soil Sci., Vol.93.
- 14) 斎藤迪孝, 上沢 弘, 今井重利, 毛受貞久, 安田裕作 (1968) : 切取斜面の降雨挙動と崩壊危険度の推定. 鉄道技術研究報告, No.630.
- 15) Zienkiewicz, O. O. (1971) : The Finite Element Method in Engineering Science. McGraw-Hill, New York.

7. 降雨時及び洪水時の盛土構造物の安定解析

- 1) Bishop, A. W. (1955) : The Use of Slip Circle in the Circle in the Stability Analysis of Slopes. Geotechnique, Vol.5, No.1.
- 2) Duncan, J. M., Seed, H. B. (1966) : Strength Variation Along Failure Surfaces in Clay. Proc. ASCE, Vol.92, No. SM 6.

- 3) 伊勢田哲也, 棚橋由彦 (1973): 弱面を含む自然斜面の逐次破壊現象の有限要素解析. 長崎大学工学部研究報告, No.4.
- 4) Janbū, N. (1954): Application of Composite Slip Surface for Stability Analysis. Proc. Stockholm Conf. on the Stability of Earth Slopes, Vol.3.
- 5) 北原義浩 (1978): 斜面の掘削時の安定について. 土と基礎, Vol.26, No.6.
- 6) 久楽勝行, 丹羽 薫, 斎藤義章, 石塚廣史 (1980): 盛土の安定性に及ぼす浸透流の影響. 第33回建設省技術研究会報告 (昭和54年度).
- 7) 久楽勝行, 石塚廣史, 竹内辰典 (1982): 地盤の特性が河川堤防内の非定常浸透流に及ぼす影響. 土木技術資料, Vol.24, No.10.
- 8) 久楽勝行, 石塚廣史 (1982): 雨水の浸透と盛土の安定性. 土と基礎, Vol.30, No.9.
- 9) Matsuo, M., Kuroda, K. (1974): Probabilistic Approach to Design of Embankments. Soils and Foundations, Vol.14, No.2.
- 10) 松尾 稔 (1977): 信頼性設計の考え方と問題点. 土と基礎, Vol.25, No.11.
- 11) Morgenstern, N.R., Price, V.E. (1965): The Analysis of Stability of General Slip Surface. Geotechnique, Vol.15, No.1.
- 12) 室町忠彦 (1971): 静的コーンペネトロメータの軟弱地盤調査への適用性に関する実験的研究. 鉄道技術研究報告, No.757.
- 13) 丹羽 薫, 久楽勝行, 斎藤義章 (1981): 堤体内浸透流に及ぼす降雨の影響. 第36回年次学術講演会概要集, 土木学会.
- 14) 野村健司, 早藤能伸, 長友文昭 (1968): 斜面安定解析におけるビショップ法とチェボタリホフ法の比較. 港湾技術研究所報告, Vol.7, No.4.
- 15) Skempton, A.W. (1964): Long-Term Stability of Clay Slopes. Geotechnique, Vol.14, No.2.
- 16) Taylor, D.W. (1948): Fundamentals of Soil Mechanics. J. Wiley, New York.
- 17) Terzaghi, K. (1936): Critical Height and Factor of Safety of Slopes against Sliding. Proc. 1st ICSMFE, Vol.1.
- 18) Wu, T.H., Kraft, L.H. (1970): Safety Analysis of Slopes. Proc. ASCE, Vol.96, No. SM 2.
- 19) 山内豊聡 (1982): 土質工学 — 全改訂版 —. 理工図書.
- 20) 山村和也, 久楽勝行, 川口丸雄 (1973): 降雨実験からみた斜面の安定解析法. 土木技術資料, Vol.15, No.3.
- 21) 山村和也, 久楽勝行 (1974): 堤防への浸透と堤体の安定性. 土木研究所報告, No.145.

8. 地震時の盛土構造物の安定性

- 1) Chopra, A.K. (1967) : Earthquake Responce of Earth Dams. Proc. ASCE, Vol.93, No. SM 2.
- 2) Clough, R.W., Pirtz, D. (1956) : Earthquake Resistance of Rockfill Dams. Proc. ASCE, Vol.82, No. SM 2.
- 3) Clough, R.W., Chopra, A.K. (1966) : Earthquake Stress Analysis in Earth Dams. Proc. ASCE, Vol.92, No. EM 2.
- 4) Ellis, W., Hartman, V.B. (1967) : Dynamic Soil Strength and Slope Stability. Proc. ASCE, Vol.93, No. SM 4.
- 5) Finn, W.D., Byrne, P.M. (1969) : Seismic Responce of Slope. Proc. 8th ICSMFF, Vol.2.
- 6) 池原武一郎 (1972) : 十勝沖地震による鉄道盛土の被害に関する研究. 鉄道技術研究報告, No.791 (施設編 No.354)
- 7) 稲葉誠一, 香川崇章, 小林健二, 久楽勝行, 古賀泰之, 三木英夫 (1973) : 大型振動台による模型堤防の振動実験 (第1報). 土木技術資料, Vol.25, No.8.
- 8) 岩崎敏夫, 龍岡文夫, 常田賢一 (1978) : 地盤流動化の判定法, 土木技術資料, Vol.20, No.4.
- 9) 岩崎敏夫 (1981) : 道路橋の耐震設計に関する研究. 学位論文, 九州大学.
- 10) 香川崇章 (1978) : 土構造物の模型振動実験における相似則. 土木学会論文報告集, No. 275.
- 11) 久楽勝行, 古賀泰之 (1974) : 地震時の斜面の安定性. 第9回土質工学研究発表会講演集.
- 12) 久楽勝行, 古賀泰之, 稲葉誠一, 窪田 進 (1975) : 大型振動台による模型堤防の振動実験 (第2報). 土木技術資料, Vol.17, No.1.
- 13) Majumdar, D.K. (1971) : Stability of Soil Slopes under Horizontal Earthquake Force. Geotechnique, Vol.21, No.1.
- 14) 松村孫治 (1934) : 地震動による土堰堤の変形. 土木研究所報告, No. 28.
- 15) Newmark, N.K. (1965) : Effects of Earthquake on Dams and Embankments. Geotechnique, Vol.5, No.1.
- 16) Prakash, S., Purushothamaraj, P. (1969) : Seismic Analysis of Stability of Slope. Proc. 8th ICSMFE, Vol.2.
- 17) Seed, H.B. (1966) : A Method for Earthquake Resistant Design of Earth Dams. Proc. ASCE, Vol.92, No. SM 1.
- 18) Seed, H.B., Martin, G.R. (1966) : The Seismic Coefficient in Earth Dam Design.

Proc. ASCE, Vol.92, No. SM 3.

19) Seed, H. B., Idriss, I. M. (1971): Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential. Proc. ASCE, Vol.97, No. SM 9.

20) 竹下周成, 佐々木 康 (1967): 松代群発地震における堤防の地震観測調査. 土木技術資料, Vol.9, No.5.

21) 田村重四郎, 岡本舜三, 加藤勝行 (1972): ロックフィルダム模型の振動破壊実験. 土と基礎, Vol.20, No.7.

22) 建部英博, 奥村哲夫, 大根義夫 (1974): シラス材を用いたフィルダムの模型振動実験. 第9回土質工学研究発表会講演集.

23) 土田 肇, 野田節男, 倉田栄一 (1970): 海岸堤防の大型模型実験と円形すべり安定計算. 港湾技術研究所報告, Vol.1, No.2.

24) 上沢 弘, 那須 誠, 小峰利夫, 安田裕作 (1972): 大型振動台による盛土の耐震性に関する実験的研究 (第1報, 第2報). 鉄道技術研究報告, No.882 (施設編No.372), No.883 (施設編No.373).

25) Yamamura, K. (1973): Earthquake Engineering Design of Earth Fills. 5th Joint Meeting of U. S. Japan Panel of Wind and Seismic Effects, UJNR.

9. 河川堤防の補強方法

1) 浅川美利 (1979): 表層地盤の改良: セメント・コンクリート, No.391.

2) 土質安定処理工法委員会 (1970): 石灰による土質安定処理工法. 日本石灰協会, 山海堂.

3) Freudenthal, A. M. (1945): The Safety of Structures. Proc. ASCE, Vol.71, No. 8.

4) Freudenthal, A. M. (1954): Safety and the Probability of Structural Failure.

Proc. ASCE, Vol.80, No.468.

5) 関東地方建設局河川部河川計画課 (1980): 河川堤防災害対策計画調査について.

6) 北野 章, 青木 清, 山村和也, 久楽勝行 (1970): 堤防補強の一試み. 土木技術資料, Vol.12, No.6.

7) 国土開発技術研究センター (1980): 河川堤防災害対策計画調査報告書.

8) 高速道路調査会 (1978): セメント・石灰による路床安定処理の計画, 設計および施工に関する研究報告書.

9) Langejan, A. (1965): Some Aspects of the Safety in Soil Mechanics Considered as a Problem of Probability. Proc. 6th ICSMFE, Vol.2.

10) 三木五三郎, 山内豊聡 (1959): 土質安定の理論と実際. オーム社.

- 11) 中島保治(1970): 水利へのアスファルトの利用. アスファルト, Vol.13, No.73.
- 12) 南雲貞夫, 久楽勝行, 丹羽 薫(1982): 堤防補強の効果に関する基礎的実験. あすふあ
るとにゅうざい, No.68.
- 13) 日本道路協会(1979): アスファルト舗装要綱, 6版. 丸善.
- 14) 葉袋正明(1958): 築堤のり面の安定の安全率について. 第12回建設省直轄工事技術研
究報告.
- 15) 山内豊聡(1974): 石灰を用いた土質安定処理工法について. 最近の土質安定工法, 総合
土木研究所.
- 16) 山内豊聡(1978): 地盤表層安定処理工法の現況と展望. 地盤の表層安定処理工法, 総合
土木研究所.
- 17) Yamanouchi, T.(1981): Soft Cohesive Soil Embankment Using Quicklime and
Filter Fabric. Contributions to the Discussion, Section 12, Proc. 10th ICSMFE,
Vol.4.
- 18) 山村和也, 久楽勝行(1974): 堤防補強に関しての考察. 土木研究所報告, No.145.
- 19) 山村和也, 久楽勝行(1974): 堤防への浸透と堤体の安定性. 土木研究所報告, No.145.
- 20) 山村和也(1980): 河川堤防の補強対策. 土木技術資料, Vol.22, No.8.

盛土構造物の崩壊と対策に 関する研究

ISSN 0386-5878
土研資料 第2017号
昭和58年8月(1983年)
建設省 土木研究所

土質研究室長 久楽勝行

キーワード：道路盛土，河川堤防，大型模型実験，非定常浸透流解析，
安定解析，補強対策

要 旨 本報告は，道路盛土，河川堤防などの盛土構造物
の過去の破壊事例を始め，現地観測，大型模型実験
などの結果を基にして，豪雨，洪水及び地震時の破壊機構を究明
し，その安定解析の手法並びに対策について新しい提案を行っ
たものである。

