

第 6 章 計画高水流量

第 1 節 計画流量の確率規模

砂防施設の設計流量は計画降雨量の年超過確率で評価し、対象となる地域の社会的・経済的重要性、過去の災害履歴、事業効果等を総合的に考慮しなければならない。

(1) 土石流対策施設

土石流対策施設の計画流量は、24時間雨量または日雨量の100年超過確率、既往最大のうち大きい方を採用し、土砂含有率を考慮して定める。

(2) 流砂調整えん堤

流砂調整えん堤の計画流量は、計画降雨量の100年超過確率程度の規模もしくは既往最大雨量のうち、どちらか大きい値によって計算したものに土砂混入率を考慮して定める。

但し、降雨強度が60mm/hrに満たないものは、60mm/hrで計画する。

(3) 溪流保全工

溪流保全工の計画流量は、計画降雨量の年超過確率程度の規模もしくは既往最大雨量のうち、どちらか大きい値によって計算したものに土砂混入率を考慮して定める。

但し、次の点に注意して定めるものとする。

① 下流側に河川計画等の改修が予定・実施されている場合

下流側の断面流量で計画する。河川計画上での降雨確率に合わせる必要はない。

② 流域面積の変化による流量配分

支流の流入、流域面積の変化（計画流域の変化）を考慮して決定する。

溪流保全工の場合、超過確率年1/50で計画することを原則とする。但し、降雨強度が60mm/hrに満たないものは、60mm/hrで計画する。

表 1-6-1 河川の重要度と計画の規模

河川の重要度	計画の基準 (計画降雨の降雨量の超過確率年) *	備考
A 級	200 以上	1 級河川の直轄区間
B 級	100～200	その他の 1 級河川の主要区間
C 級	50～100	上記以外の 1 級河川区間及び 2 級河川の都市河川
D 級	10～50	都市河川以外の 2 級河川区間及び一般河川の主要区間
E 級	10 以下	上記以外の区間

*年超過確率の逆数

出典：建設省河川砂防技術基準(案)同解説 計画編

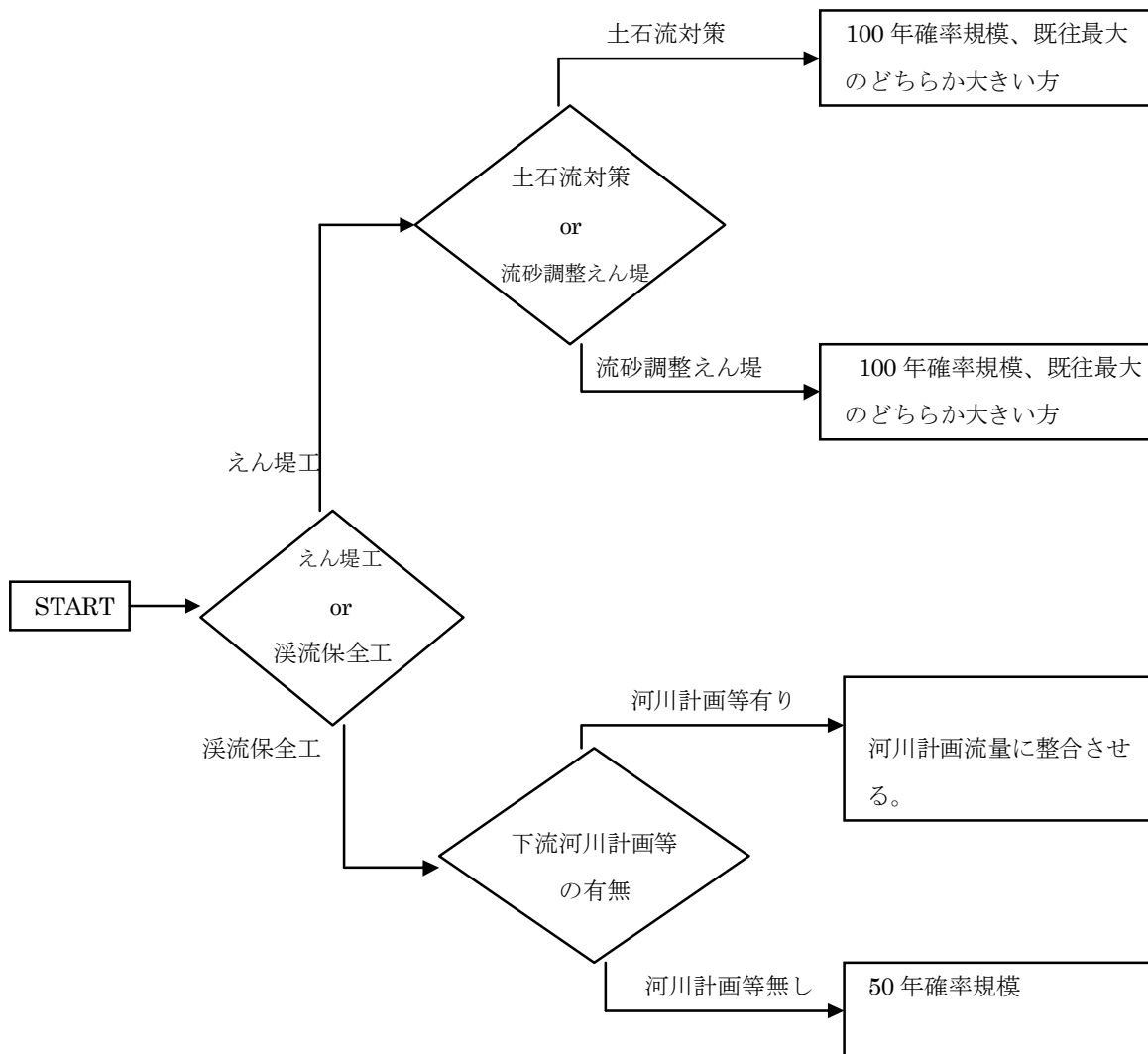


図 1-6-1

第2節 土石流対策施設の計画高水流量

2.1 土石流対策施設の対象流量

砂防えん堤の設計流量は24時間雨量、または日雨量の100年超過確率、既往最大のうち大きい方を採用し土砂含有を考慮して定める。また、土石流ピーク流量に対しても安全な設計とする。

解説

原則として、土砂の含有を考慮した設計流量は、清水の流量の1.5倍とする。

土石流発生頻度の高い溪流では、上記の洪水と同様に土石流ピーク流量を安全に流下できる水通し形状を確保するものとし、設計流量とする。

計画降雨時において土石流が発生しない場合もあるので、設計流量は土砂含有率を考慮し、清水の流量の1.5倍と土石流ピーク流量の2ケースを設定する。

2.2 清水の対象流量の算出方法

清水の対象流量は合理式により算出する。

解説

①洪水到達時間

洪水到達時間は原則として、次式で求める。

$$T_f = K_{p1} \cdot A^{0.22} \cdot P_e^{-0.35} \quad \dots (1-6-1)$$

ここで、 T_f : 洪水到達時間 (分)、 A : 流域面積 ($k m^2$)、 P_e : 有効降雨強度 (mm/h)、 K_{p1} : 係数で120とする。

②平均降雨強度

洪水到達時間内の降雨強度は、次式のように24時間雨量から求める(物部式)。

$$P_a = \frac{P_{24}}{24} \left(\frac{T_f}{24} \right)^{K_{p2}} \quad \dots (1-6-2)$$

ここで、 P_a : 洪水到達時間内の平均降雨強度 (mm/h)、 P_{24} : 24時間雨量 (P_{24} が得られない場合は、日雨量(P_{day})としてよい($P_{24} \doteq P_{day}$))、 K_{p2} : 定数 ($K_{p2} = -1/2$)である。

③有効降雨強度

有効降雨強度は、次式により求める。

$$P_e = K_{f1} \cdot P_a \quad \dots (1-6-3)$$

ここで、 K_{f1} : ピーク流出係数である。 $K_{p2} = -1/2$ とすると、 T_f 、 P_a の式から有効降雨強度は以下の式になる。

$$P_e = \left(\frac{P_{24}}{24} \right)^{1.21} \cdot \left(\frac{24 \cdot K_{fl}^2}{\frac{K_{pl}}{60} \cdot A^{0.22}} \right)^{0.606} \quad \dots (1-6-4)$$

④清水の対象流量

降雨による清水の対象流量は次式のように合理式で求める。

$$Q_p = \frac{1}{3.6} \cdot K_{fl} \cdot P_a \cdot A = \frac{1}{3.6} \cdot P_e \cdot A \quad \dots (1-6-5)$$

2.3 土石流ピーク流量の算出方法

土石流ピーク流量は、流出土砂量に基づいて求めることを基本とする。ただし、同一流域において、実測値がある場合で別の方法を用いて土石流ピーク流量を推定できる場合は、その値を用いてよい。

解説

焼岳、桜島等で発生した土石流ピーク流量観測データに基づく土石流総流量とピーク流量の関係は図 1-6-3 に示すとおりである。平均的なピーク流量と土石流総流量の関係は(1-6-1)式で表される。

$$Q_{sp} = 0.01 \times \Sigma Q \quad \dots (1-6-6)$$

$$\Sigma Q = \frac{C_* \times V_{dqp}}{C_d} \quad \dots (1-6-7)$$

ここで

Q_{sp} : 土石流ピーク流量 (m^3/s)

ΣQ : 土石流総流量 (m^3)

V_{dqp} : 1 波の土石流により流出すると想定される土砂量(空隙込み) (m^3)

C_d : 土石流濃度

C_* : 溪床堆積土砂の容積濃度(0.6 程度)

土石流濃度は下記の平衡濃度式で求めるものとする。

$$C_d = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho) (\tan \phi - \tan \theta)} \quad \dots (1-6-8)$$

ここで、

σ : 礫の密度 ($2,600kg/m^3$ 程度)

ρ : 水の密度 ($1,200kg/m^3$ 程度)

ϕ : 溪床堆積土砂の内部摩擦角 ($^\circ$) ($30^\circ \sim 40^\circ$ 程度であり、一般に 35° を用いてよい)

θ : 溪床勾配 ($^\circ$)

である。土石流ピーク流量を算出する際の溪床勾配は現溪床勾配 θ ($^\circ$) とする。(θ

は、えん堤本体計画地点から概ね上流 200m までの平均勾配を用いるが、縦断地形に急激な変化や不連続点がある場合は、不連続点までを対象とするなど、考慮すること。）

上式は $10^\circ \sim 20^\circ$ に対する高橋の式であり、それよりも緩勾配の範囲についても準用する。なお、計算値(C_d)が $0.9C_*$ よりも大きくなる場合は、 $C_d=0.9C_*$ とし、計算値(C_d)が 0.3 よりも小さくなる場合は $C_d=0.30$ とする。

ただし、算出した 1 波の土石流により流出すると想定される土砂量 V_{dq} が $1,000\text{m}^3$ 未満となる場合は、 $1,000\text{m}^3$ とする。なお、計画で扱う土砂量と構造物設計での考え方は次のとおりである。

①計画で扱う土砂量の考え方

計画基準点での計画流出土砂量は最低 $1,000\text{m}^3$ とする。(流域全体で、最低 $1,000\text{m}^3$)

補助基準点での計画流出土砂量は必ずしも最低 $1,000\text{m}^3$ にしなくてよい。例えば、砂防えん堤工を 2 基整備するのであれば、補助基準点での調査における計画流出土砂量が 500m^3 の場合、補助基準点で 500m^3 捕捉できる砂防えん堤工を整備し、計画基準点において残りの 500m^3 を捕捉できる砂防えん堤工を整備してもよい。

②構造物設計での考え方

1 波の土石流により流出すると想定される土砂量からピーク流量が計算され、そこから流体力(設計外力)が計算されるが、このときの 1 波の土石流により流出すると想定される土砂量は補助基準点においても最低 $1,000\text{m}^3$ とする。つまり、補助基準点に関しても、設置する構造物は最低 $1,000\text{m}^3$ の土石流に耐えうる構造とする。

※ 1 波の土石流により流出すると想定される土砂量 V_{dq} の算出方法

これまでの災害実態調査から、全支溪から同時に土砂が流出する例は少なく、そのため土石流ピーク流量の最大値は 1 洪水期間に複数発生する土石流のうち、最大となる土砂量に対応したものとなる。

そこで、流出土砂量に基づく土石流ピーク流量を求める際の 1 波の土石流により流出すると想定される土砂量 V_{dq} は、土石流・流木対策施設のない状態を想定して、溪流長、侵食可能断面積を総合的に判断して最も土砂量の多くなる「想定土石流流出区間」を設定し、この区間内における移動可能土砂量と運搬可能土砂量のうち、比較して小さい方の値とする。なお、土石流ピーク流量 Q_{sp} の算出地点が堆積区間 ($\theta \leq 10^\circ$) の場合、1 波の土石流により流出するとされる土砂量 V_{dq} は、溪床勾配が $\theta > 10^\circ$ となる流域を対象として算出する。

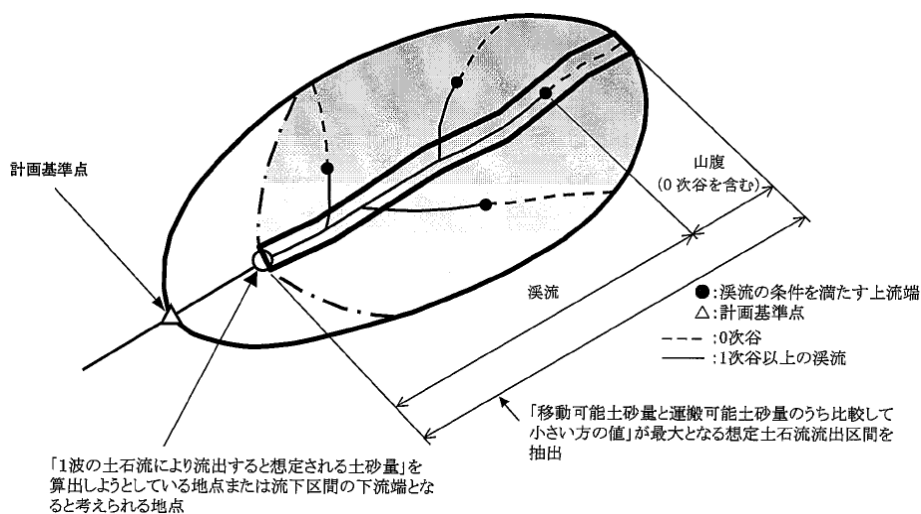


図 1-6-2 想定土石流流出区間のイメージ図

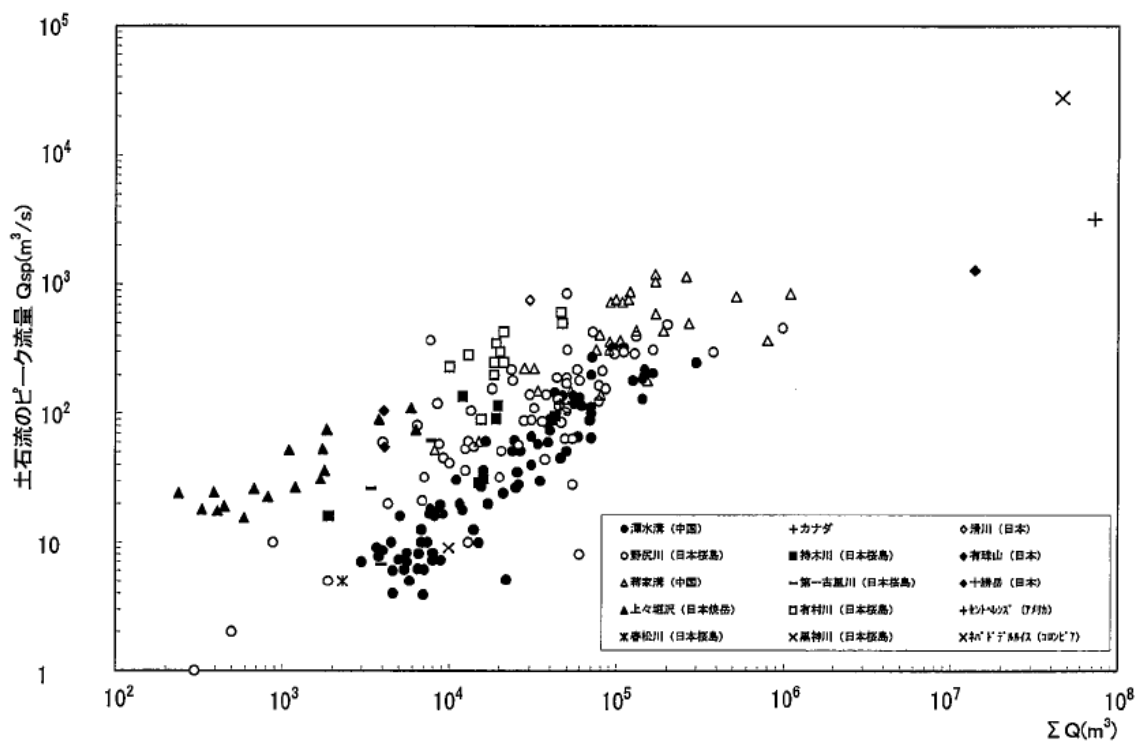


図 1-6-3 ピーク流量の相関

2.4 土石流の流速と水深の算出方法

土石流の流速と水深は、理論式、経験式、実測値等により推定する。

解説

土石流の流速 U (m/s) は、焼岳、滑川、桜島の観測資料を整理した結果では、次のマニング型の式、

$$U = \frac{1}{K_n} D_r^{2/3} (\sin \theta)^{1/2} \quad \dots (1-6-9)$$

で表わすことができると報告されている。ここで、 D_r ：土石流の径深 (m) (ここでは $D_r \doteq D_d$ (土石流の水深) とする)、 θ ：溪床勾配 ($^\circ$)、 K_n ：粗度係数 ($s \cdot m^{-1/3}$) である。ただし、溪床勾配 (θ) は表 1-6-2 に基づき設定する。粗度係数 (K_n) の値は清水の場合よりかなり大きく、自然河道ではフロント部で 0.10 をとる。なお、土石流の流速および水深は、フロント部について求めるものとする。

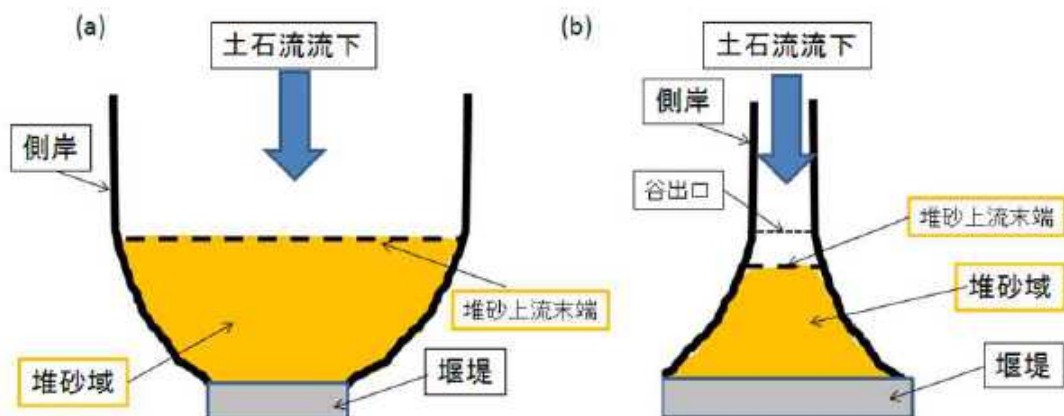
土石流の水深 D_d (m) は、流れの幅 B_{da} (m) と土石流ピーク流量 Q_{sp} (m^3/S) より、(1-6-9) 式、(1-6-10) 式、(1-6-11) 式を連立させて求められる。

$$Q_{sp} = U \cdot A_d \quad \dots (1-6-10)$$

ここで、 A_d ：土石流ピーク流量の流下断面積 (m^2) である。なお、一般に計画規模の年超過確率の降雨量に伴って発生する可能性が高いと判断された土石流はピーク流量を流しうる断面一杯に流れると考えられるので、土石流の流下断面は図 1-6-4 の斜線部とする。流れの幅 B_{da} (m) は図-16 に示す通りとし、土石流の水深 D_d (m) は次式で近似した値を用いる。

$$D_d = \frac{A_d}{B_{da}} \quad \dots (1-6-11)$$

土石流の流速、水深の算定にあたっては、当該堰堤の位置から堆砂上流末端または土石流発生区間の下流端までの区間で、任意に 3~5 箇所を抽出し、各断面を台形に近似した上で、3~5 箇所の断面の平均断面を用いる。ただし、断面計上が明らかに異なり、平均断面を用いることにより、堰堤の安定性の検討上、土石流の外力を過小評価する恐れがある場合は、過小評価とならないように留意する。また、当該堰堤の位置から堆砂上流末端までの区間に比べて、堆砂上流末端より上流の区間の断面計上が著しく異なり、土石流の外力を過小評価するおそれがある場合についても、過小評価とならないように留意する。



堰堤から堆砂上流末端までの断面形状が明らかに異なり、平均断面を用いることにより、堰堤の安定性の検討上、土石流の外力を過小評価するおそれがある場合のイメージ(上から見た図)

堆砂上流末端までの区間に比べて、堆砂上流末端より上流の区間の断面形状が著しく異なり、土石流の外力を過小評価するおそれがある場合のイメージ(上から見た図)

図 1-6-3.5 土石流の外力を過小評価するおそれのある場合のイメージ図

表 1-6-2 溪床勾配 θ の使い分け

項目	溪床勾配
本体及び袖部の安定計算と構造計算を行う際の設計外力を算出する場合の 土石流濃度 (C_d) 土石流の流速 (U) 土石流の水深 (D_d)	現溪床勾配 (θ_o)
土石流ピーク流量を通過させるための砂防えん堤の水通し断面を決定する場合の越流水深 (D_d)	計画堆砂勾配 (θ_p)

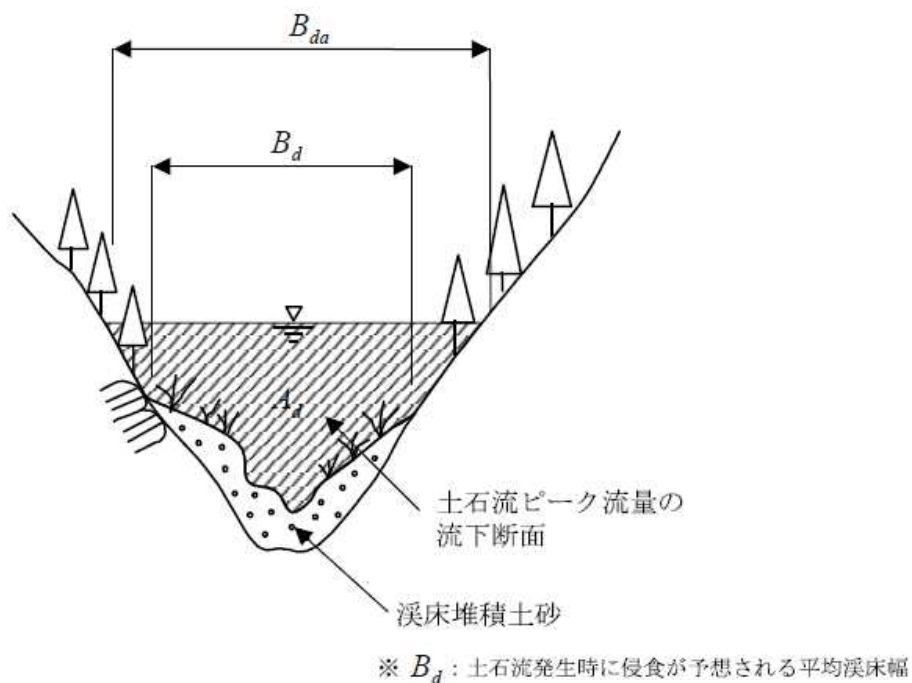


図 1-6-4 土石流の流下断面と流れの幅 B_{da} のイメージ

2.5 土石流の単位体積重量の算出方法

土石流の単位体積重量は、実測値、経験、理論的研究等により推定する。

解説

土石流の単位体積重量 γ_d (kN/m^3) は、

$$\gamma_d = \{\sigma \cdot C_d + \rho \cdot (1 - C_d)\}g \quad \dots (1-6-12)$$

で求められる。ここで、 g : 重力加速度 (9.8m/s^2) とする。なお、 γ_d の単位が kN/m^3

であることに注意する。

C_d は、(1-6-8)式により求める。

2.6 土石流流体力の算出方法

土石流流体力は、土石流の流速、水深、単位体積重量を用いて推定する。

解説

土石流流体力は、次式で求める。

$$F = K_h \cdot \frac{\gamma_d}{g} \cdot D_d \cdot U^2 \quad \dots (1-6-13)$$

ここに、 F ：単位幅当りの土石流流体力 (kN/m)、 U ：土石流の流速 (m/S)、 D_d ：本指針第1編第6章2.4に従って求めた土石流の水深 (m)、 g ：重力加速度 (9.8m/S²)、 K_h ：係数 (1.0とする)、 γ_d ：土石流の単位体積重量 (kN/m³) である。

第3節 計画高水流量(清水流量)の算定

3.1 算定式

清水の対象流量は合理式により算出する。

解説

$$Q = \frac{1}{3.6} \cdot K_{f1} \cdot r \cdot A \quad \dots (1-6-14)$$

Q ：合理式によって求めるピーク流量 (m³/sec)

K_{f1} ：流出係数

r ：洪水到達時間内の平均雨量強度 (mm/h)

A ：流域面積 (k m²)

$$q = \frac{Q}{A} \quad \dots (1-6-15)$$

q ：比流量 (m³/sec/k m²)

3.2 流出係数

合理式において用いる流出係数 K_{f1} の値は、流域の地質、地被、植生、形状、開発状況等を勘案して決定する。

解説

表 1-6-3 日本内地河川の流出係数 K_{f1} (物部) (河川砂防技術基準 (案) 調査編)
鳥取県の標準値 (中間値)

急峻な山地	0.75~0.90	0.80
三紀層山岳	0.70~0.80	0.75
起伏のある土地及び樹林	0.50~0.75	0.60
平坦な耕地	0.45~0.60	0.50
かんがい中の水田	0.70~0.80	0.75
山地河川	0.75~0.85	0.80
平地小河川	0.45~0.75	0.60
流域のなかば以上が平地である大河川	0.50~0.75	0.60

表 1-6-4 標準的な流出係数 (河川砂防技術基準 (案) 計画編)

密集市街地	0.9
一般市街地	0.8
畑・原野	0.6
水田	0.7
山地	0.7

表 1-6-5 砂防指定地および地すべり防止区域内における宅地造成等の大規模開発審査基準

三紀層山岳	0.7 ~0.8
起伏のある土地及び樹林	0.5 ~0.75
平坦な耕地	0.45~0.60
水田	0.7 ~0.8
宅地造成後の地域	0.85~1.0
パイロット事業地、ゴルフ場	0.75~1.0

表 1-6-6 砂防調節池の洪水吐等の設計流量の算定に用いる流出係数の標準値

土地利用状況	流出係数	備考
開発前	0.6~0.7	山林・原野・畑地面積率が70%以上の流域
開発後 (1)	0.8	不浸透面積率がほぼ40%以下の流域
開発後 (2)	0.9	不浸透面積率がほぼ40%以上の流域

不浸透面積とは、おおむね建物の屋根面積、舗装道路面積および舗装された駐車場面積等の和である。

3.3 洪水到達時間内の平均雨量強度

平均雨量強度は、図 1-6-5、表 1-6-7、表 1-6-8 から算出する。なお、鳥取県では平均雨量強度が 60mm/h に満たないものは 60mm/h で計画する。

解説

【伊藤式】

$$r = \frac{34,710}{T^{1.35} + 1,502} \times \frac{R_{24}}{100} \quad \dots(1-6-16)$$

ここに、

r : 洪水到達時間内の平均雨量強度 (mm/h)

T : 洪水到達時間 (min)

R_{24} : 日確率雨量 (mm)

3.3.1 洪水到達時間 (T_f)

洪水到達時間は、流域の最遠点に降った雨がその流域の出口に達するまでに要する時間であり、原則として「雨水が流域から河道に至る流入時間」と「河道内の洪水流下時間」の和とする。

$$T_f = \frac{T_0}{60} + T_1 \quad \dots(1-6-17)$$

T_f : 洪水到達時間 (min)

T_0 : 洪水流下時間 (sec)

T_1 : 洪水流入時間 (min)

3.3.2 洪水流下時間 (T_0)

洪水流下時間は、河道において常時谷の形をなす最上流点から、計画基準点まで、洪水が流下する時間をいう。

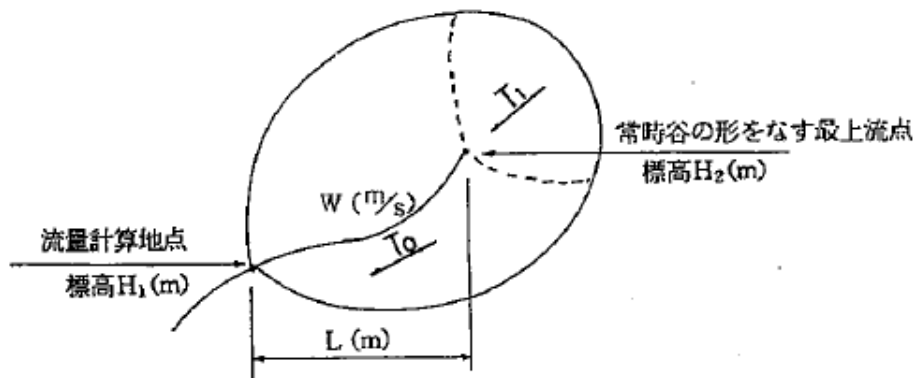


図 1-6-5 洪水流下時間算出のための地形図

(1) クラーヘン式

$$T_0 = L/W \quad \dots (1-6-18)$$

T_0 : 洪水流下時間 (sec)

L : 流路長 (m)

W : 洪水流出速度 (m/sec)

表 1-6-7 クラーヘン適用時の流路勾配と洪水流出速度

H/L	1/100 以上	1/100~1/200	1/200 以下
W(m/s)	3.5	3.0	2.1

H : 流路高低差 (m) $H = H_2 - H_1$

この式は、河道の整備された状態で河川に適用する。

平均勾配 (H/L) が 1/20 より緩い場合。

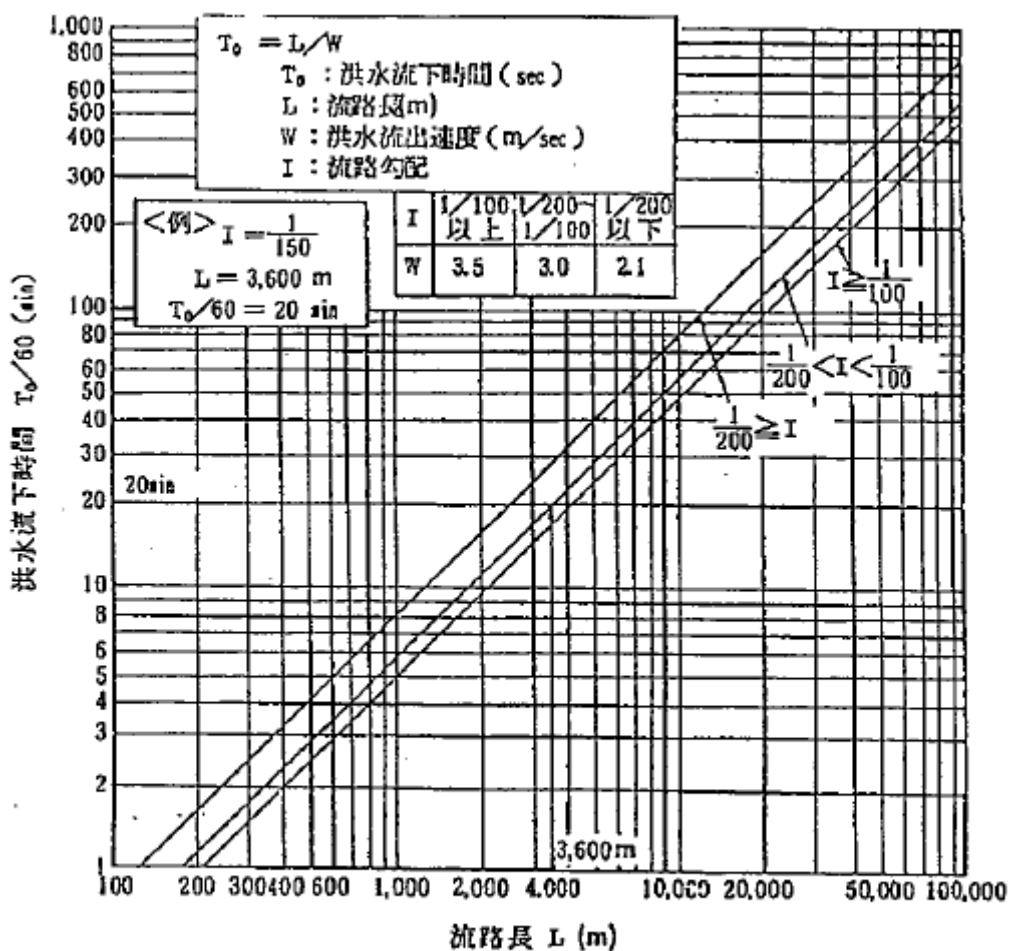


図 1-6-6 洪水流下時間 (Kraven 式)

(2) バイエレン式

$$T_0 = L/W \quad \dots (1-6-19)$$

$$W = 20 \cdot (H/L)^{0.6} \quad \dots (1-6-20)$$

T_0 : 洪水流下時間 (sec)

L : 流路長 (m)

W : 洪水流出速度 (m/sec)

H : 流路高低差 (m)

この式は、山地部の未改修河川に適用する。

平均勾配 (H/L) が 1/20 より急な場合。

3.3.3 洪水流入時間 (T_1)

洪水流入時間は、流域内において河道に到達する平均流下時間をいう。

山地流域 2 km² 30min

特に急傾斜面流域 2 km² 20min

鳥取県においては、洪水流入時間を $T_1=20\text{min}$ とする。

3.4 流域面積

国土地理院発行の 1/50,000、1/25,000 地形図または国土基本図 1/5,000 を用いて算出する。

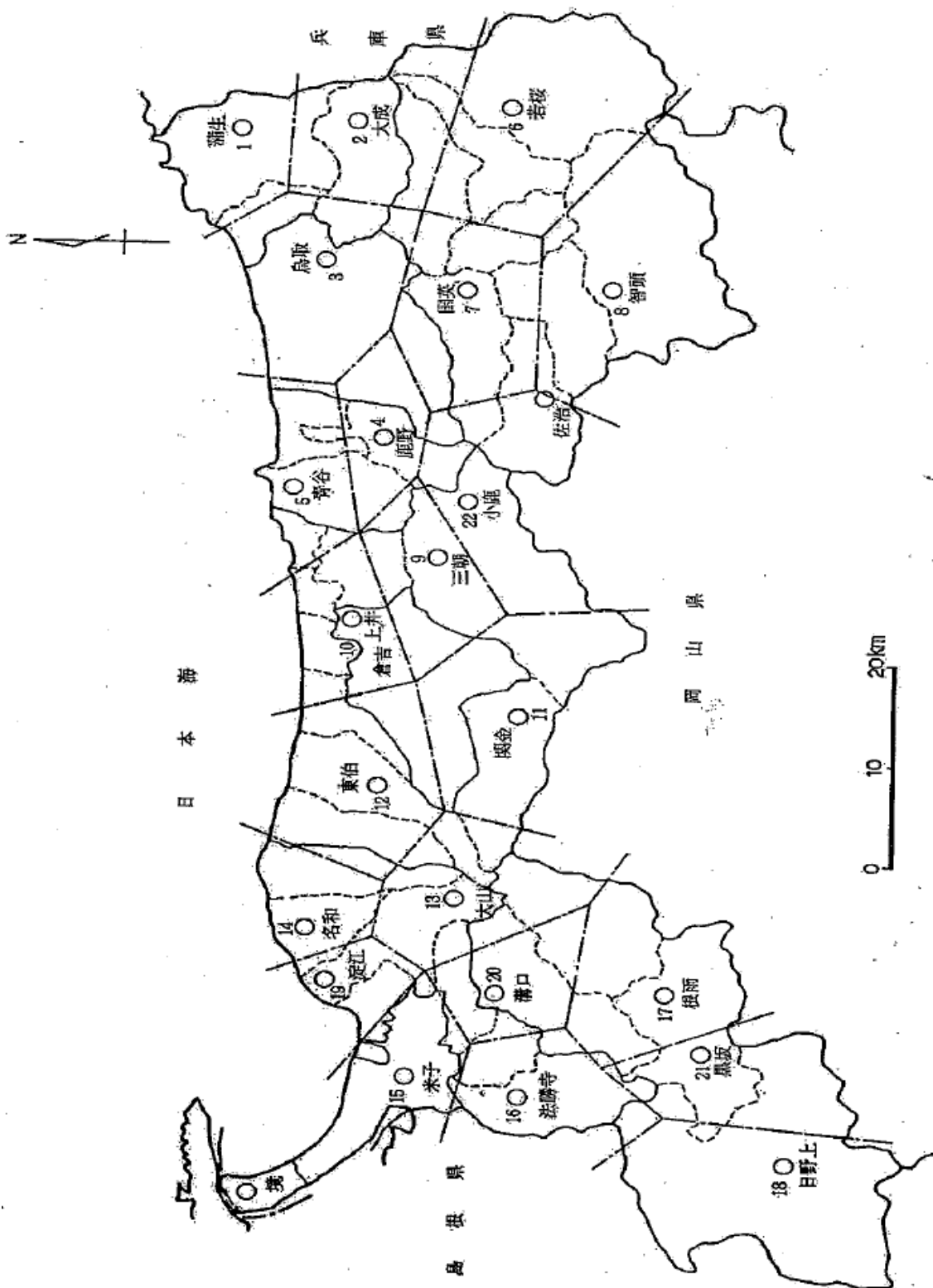


図 1-6-7 鳥取県の平均雨量強度算出のための観測所位置図

第6章 計画高水流量

表 1-6-8 日雨量確率（土石流対策ダム）

観測地点により異なるが概ね T1～S56 であり、気象台データを整理したものである。

番号	観測所	資料数	算定数	1/50	1/70	1/100	日雨量実績	
							日雨量	発生年月日
1	蒲 生	33 (37)	ガンベル法 (岩井法)	279.0 (326.0)		315.0 (397.0)	390	T12.9.16
2	大 成	67 (67)	岩井法 ガンベル法	269.1 (268.9)	288.9	310.2 (301.9)	328.4	T12.9.15
3	鳥 取	70 (70)	" (")	216.8 (205.3)	232.9	250.1 (229.0)	256	S9.9.21
4	鹿 野	67 (67)	" (")	266.3 (275.3)	284.5	303.7 (309.3)	347	T12.9.16
5	青 谷	61 (61)	" (")	189.1 (182.2)	199.7 (196.5)	210.7 (201.0)	237	S9.9.20
6	若 桜	70 (70)	" (")	210.9 (210.3)	223.2	236.2 (233.9)	228	S54.10.18
7	国 英	61 (61)	" (")	217.4 (218.5)	231.8 (238.1)	246.9 (244.3)	354.9	T7.9.14
8	智 頭	70 (70)	" (")	214.1 (231.0)	226.6	239.6 (257.2)	303	S54.10.19
9	三 朝	61 (61)	" (")	232.4 (221.2)	248.1 (240.6)	264.8 (246.8)	269	S20.9.17
10	上 井	61 (61)	" (")	216.0 (195.6)	230.4 (211.6)	245.6 (216.7)	219	S39.7.18
	倉 吉	58	ガンベル法	221.0		247.0	227	S34.9.26
11	関 金	61 (61)	岩井法 ガンベル法	270.2 (258.5)	291.0 (282.0)	313.4 (289.6)	384	T7.9.14
12	東 伯	66 (66)	" (")	286.6 (268.3)	309.1	333.2 (300.5)	310	S34.9.26
13	大 山	60 (60)	" (")	336.6 (312.4)	362.1 (341.1)	389.4 (350.4)	420	S13.9.5
14	名 和	61 (61)	" (")	258.0 (230.3)	278.0 (250.6)	299.6 (257.1)	284	S39.7.18
15	米 子	70 (70)	" (")	236.3 (238.7)	251.1	266.8 (266.1)	282	S39.7.19
16	法勝寺	67 (67)	" (")	262.4 (249.0)	283.5	306.3 (279.2)	342	S18.9.19
17	根 雨	56 (56)	" (")	228.1 (189.7)	245.1 (205.4)	263.3 (210.4)	223.5	T7.9.14
18	日野上	61 (61)	" (")	211.4 (209.7)	259.7 (227.2)	279.4 (232.8)		
19	淀 江	63 (63)	" (")	209.9 (209.9)	226.6	236.0 (233.9)	208	S43.7.15
20	溝 口			(199.4)	(208.6)	(217.9)	182.8	S28.
21	黒 坂	(41)	(")	(237.6)	(255.3)	(274.3)	220	S20.9.17
22	小 鹿							

- (注) 1. () 外の諸数値を基準とし () 内を参考とする。
 2. () 内が大きい時は大きい値を採用する
 3. () S.56年以降で上表より大きい値が記録されている場合は、その値とする。

第6章 計画高水流量

表 1-6-9 時間雨量実績

時間雨量実績					時間雨量実績				
観測所	観測期間	順位	時間雨量	発生年月日	観測所	観測期間	順位	時間雨量	発生年月日
(2) 大成	S31 ～ S51	1	55.1m/m	S38.8.28	郷原	S32 ～ S56	1	95m/m	S33.7.25
		2	52.5	S43.8.10			2	58.5	S35.8.29
		3	50	S40.9.10			3	56	S42.7.3
		4	45	S39.7.15			4	50	S47.6.8
		5	44	S40.7.8			5	49.5	S50.8.23
(3) 鳥取	S18 ～ S54	1	61	S56.7.3	(11) 関金	S32 ～ S51	1	44	S32.8.2
		2	60	S50.9.26			2	44	S42.9.12
		3	58	S44.9.7			3	41.5	S33.8.5
		4	53.5	S43.8.10			4	38.5	S47.9.8
		5	52.5	S40.7.21			5	36.5	S37.8.28
(6) 若桜	S32 ～ S53	1	58	S36.9.16	(22) 小鹿	S32 ～ S51	1	79	S40.9.10
		2	40	S47.6.8			2	65	S36.9.16
		3	39.5	S51.5.28			3	58	S36.8.26
		4	37	S40.9.10			4	45.5	S34.9.26
		5	35	S41.9.21			5	44	S40.7.19
倉吉	S10 ～ S50	1	60	S39.7.18	(16) 法勝寺	S32 ～ S53	1	56	S39.7.18
		2	55.9	S12.8.30			2	42	S50.9.3
		3	48.7	S11.8.8			3	39	S33.8.11
		4	42.2	S32.7.18			4	38.5	S43.7.30
		5	39.4	S16.7.7			5	37.5	S36.7.9
(12) 東伯	S32 ～ S53	1	85	S51.10.4	(20) 溝口	S32 ～ S53	1	57	S39.7.18
		2	60	S44.9.7			2	46.5	S53.8.15
		3	54.5	S39.7.18			3	45	S42.8.29
		4		S43.8.1			4	37	S50.5.31
		5	50	S47.9.8			5	33.5	S37.8.7
(15) 米子	S14 ～ S53	1	62.1	S36.7.9	(18) 日野上	S32 ～ S53	1	57	S48.8.5
		2	56	S48.8.25			2	46.5	S32.7.4
		3	54.5	S50.8.7			3	45	S49.9.1
		4	54	S24.9.17			4	39.5	S36.7.9
		5	53	S18.9.19			5	39	S45.7.26

第4節 流砂調整えん堤の対象流量

流砂調整えん堤における対象流量とは、その施設の設計に必要な流量をいい、降雨量の年超過確率 1/100 程度の規模もしくは既往最大雨量のうち、どちらか大きい値によって計算したものに土砂混入率を考慮した値である。

$$Q = (1 + \alpha) \cdot Q' \quad \dots(1-6-21)$$

Q : 対象流量 (m³/sec)

α : 土砂混入率

Q' : 合理式によって求めるピーク流量 [清水流量] (m³/sec)

解説

土砂混入率については現況を十分調査して定めるものであるが、標準として表 1-6-10 による。

表 1-6-10 土砂混入率

溪流の荒廃状況	土砂混入率
上流砂防工事が未完了の場合	0.10
上流砂防工事が完了している場合 上流砂防工事を施工中であり、施工中の事業により当該溪流対策が完了する場合。	0.05

第5節 溪流保全工の対象流量

溪流保全工における対象流量とは、その施設の設計に必要な流量をいい、計画対象流域の大きさ、その対象となる区域の社会的・経済的重要性、想定される被害の量質、過去の災害の履歴、事業効果等を総合的に考慮し、上下流、本支流のバランスが保持され、かつ他の同程度の重要度を持つ河川や溪流と均衡が保たれるよう計画降雨量の年超過確率で評価して計画規模を決定し、計算したものに土砂混入率を考慮した値である。

$$Q = (1 + \alpha) \cdot Q' \quad \dots(1-6-22)$$

Q : 対象流量 (m³/sec)

α : 土砂混入率

Q' : 合理式によって求めるピーク流量〔清水流量〕 (m³/sec)

解説

土砂混入率は、表 1-6-11 によるものとする。

表 1-6-11 土砂混入率

溪流の荒廃状況	土砂混入率
上流砂防工事が未完了の場合	0.10
上流砂防工事が完了している場合 上流砂防工事を施工中であり、施工中の事業により当該溪流対策が完了する場合。	0.05