

アジア航測株式会社：○ 臼杵伸浩、小川紀一郎
 (財) 砂防・地すべり技術センター：栢木敏仁、二宮忠之

1. はじめに

1999年6月29日に広島市から呉市にかけて多くの人的被害を含む土砂災害が発生した。宇佐南区の安川左支川では、土石流が下流の人家を直撃し人的被害が発生した。安川左支川は流域面積 0.046km²、溪流長約 400m、平均河床勾配約 1/3.5 と小規模ながら急勾配な溪流である(図-1)。崩壊は最上流域で発生し、崩壊面積約 460m²、平均崩壊深約 1.4m、流出した土砂は90%粒径で2~3mmと細かいマサ土であった。聞き取り調査の結果から、崩壊は29日の15:30頃に発生、このとき近隣の瀬戸内ハイム観測所では14:00~15:00に時間雨量61mm、15:00~16:00には47mmを記録していた。今回の崩壊は、このような短時間の強い降雨によって地下水面が急激に上昇し、サクシオンが低下して発生したと考えられる。そこで、安川左支川で発生した表層崩壊について、斜面表土層の構造特性と水分変動過程の三次元浸透流解析から考察した。

2. 浸透流解析

斜面表層土における浸透水の挙動を定量的に把握するために、差分法を用いて三次元非定常浸透流解析を実施した。飽和・不飽和領域の浸透を支配する基礎方程式は、連続の式と Darcy の法則を不飽和領域へ拡張することにより以下の式で与えられる。

$$\frac{\partial}{\partial x} k \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial y} k \frac{\partial h}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial z} k \frac{\partial h}{\partial z} = (S_s + C) \frac{\partial h}{\partial t}$$

ここに、h：全水頭(φ+z)、φ：圧力水頭、z：位置水頭、k：透水性係数、飽和域 k=ks(飽和透水性係数)、不飽和域 k=f(φ)、Ss：比貯留係数(ただし不飽和域で Ss=0)、C：比水分容量(C=∂θ/∂φ)(ただし飽和域で c=0)。さまざまな地形に対しての適用可能性を考え、一般座標系差分により離散化することとした。ここで、物理空間の諸量については写像空間での諸量に変換して展開することとした。基礎方程式の離散化は、保存則を確実に表現するために基礎方程式を体積分した形の式を用いた。

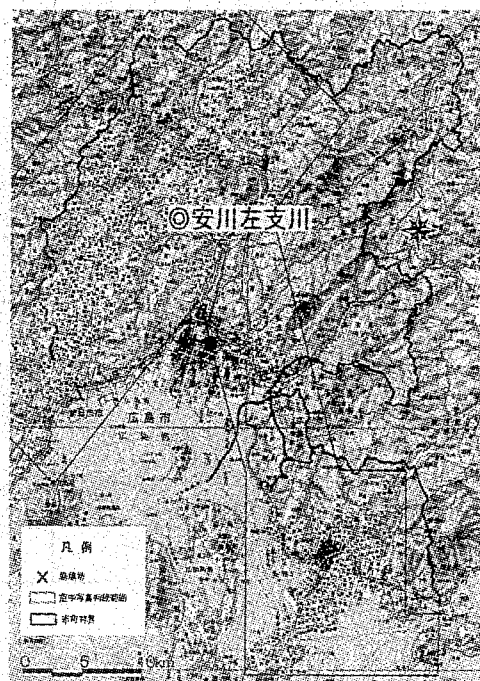


図-1 安川左支川

2.1 計算条件

(1) 対象降雨

対象溪流(安川左支川)に最も近い雨量観測所である瀬戸内ハイムの時間雨量データを用いて解析を行った。計算に用いたハイエトグラフを図-2に示す。

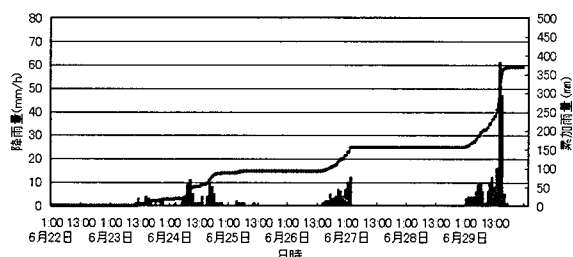


図-2 瀬戸内ハイムハイエトグラフ

(2) 計算要素

浸透流解析を行うにあたり、解析対象とする範囲を要素で分割する必要がある。本解析では、実際の土層構造を考慮して、現地で実施された土質調査および試験の結果から、Nd値を目安として、0~2、2~5、5~10、10~20、20~50、50以上の6深度に各計算要素を分類した。計算要素を図-3に示す。

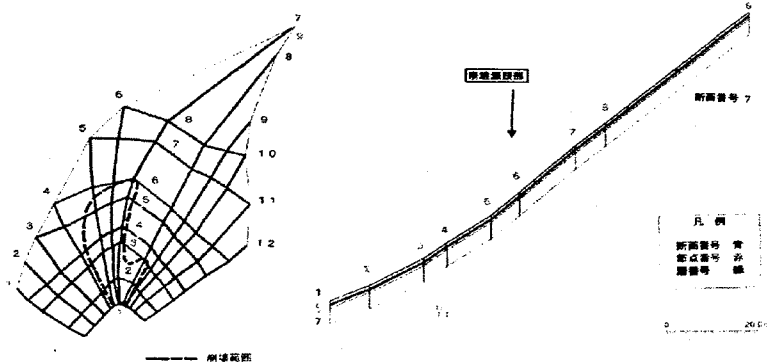


図-3 計算要素

(3) 土質条件

周辺地域の4溪流(中倉川、安川左支川、古野川、堂ヶ原川支川)の土質試験をもとに、Nd値と粘着力と内部摩擦角等を整理した(表-1)。なお透水試験については、各地でバラツキが大きかったため、安川左支川において6箇所実施し、この結果を用いるものとした。

表-1 パラメータ設定にあたっての回帰式

各項目	粘着力 (kN/m ²)	内部摩擦角 (度)	透水係数 (cm/s)
回帰式	Nd=2.0が境界 Nd≥2のときC=0 Nd<2のときC=1.47	y=2.2265Ln(x)+29.726	y=0.0356e ^{-0.083x}
備考	4流域の土質データを用いた。 (中倉川、安川左支川、古野川、堂ヶ原川支川)		安川左支川のデータを用いた。

1) 層分割

土質試験結果より6層に分割して計算を行うものとした。斜面の層分割を表-2に示す。

表-2 層分割

貫入深度(cm)	Nd値	深度 (m)	層区分	層厚	Nd値平均
12	0.8	0.57m	第1層	(0.57m)	0.75
26	0.7				
44	0.6				
55	0.9				
59	2.5				
66	1.4	0.84m	第2層	(0.27m)	2.23
70	2.5				
74	2.5				
78	2				
83	2.5				
85	5	0.95m	第3層	(0.11m)	6.67
87	5				
90	10				
100	22				
110	22				
120	28	1.25m	第4層	(0.3m)	24
130	18				
140	16				
150	13				
160	13				
170	33	1.74m	第5層	(0.49m)	33
177	71.4				

2) 各計算パラメーター

土質試験結果等をもとに設定した計算パラメーターを表-3に示す。水分特性曲線の経験式は、有効飽和度(Se)の関数として以下の式を用いた。

$$S_e = (\theta - \theta_r) / (\theta_{sat} - \theta_r)$$

不飽和透水係数 k_rについては、次式を用いて、定数n=6.0として計算するものとした。(θ:体積含水率、θ_r:最小含水量、θ_{sat}:飽和体積含水率)

$$k_r = \frac{K}{K_s} = \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^{2n} S_e^n$$

2.3 計算結果

計算結果は各時間に整理した。崩壊が発生する直前である29日15:00の浸透流解析結果を図-4に示す。これをみると、崩壊発生地点で地下水位は3層~4層まで達しており、急激に地下水位が上昇していることがわかる。

表-3 計算パラメータ

番号	代表換算Nd値	飽和透水係数(鉛直) Ks (cm/s)	飽和透水係数(水平) Ks (cm/s)	体積含水率(%)	粘着力 C (kN/m ²)	内部摩擦角 (degree)
1	0.8	0.03350	0.03502	33.48	1.47	29.09
2	2.2	0.02972	0.29717	32.91	0.00	31.51
3	6.7	0.02074	0.20740	31.21	0.00	33.95
4	24.0	0.00510	0.05095	24.55	0.00	36.80
5	33.0	0.00246	0.02458	21.10	0.00	37.51
6	71.4	0.00011	0.00110	6.35	0.00	39.23

3. 斜面安定解析

土質調査および土質試験の結果をもとに、修正簡便法(修正ヘレニウス法)を用い、崩壊が発生した層において、各時間ごとの浸透流解析結果の地下水位をもとに安定解析を行った。修正簡便法(修正ヘレニウス法)を以下に示す。

$$F_s = \frac{\sum [c \cdot l + (W \cdot \sin \alpha - u \cdot b) \cdot \cos \alpha - \tan \phi \cdot l]}{\sum (W \cdot \sin \alpha)}$$

ここで、F_s=安全率、c粘着力、φ内部摩擦角(度)、l:各分割片で切られたすべり面の弧長(m)、w:分割片の重量(t/m)、α:分割片で切られたすべり面の中央とすべり円の中心を結ぶ直線と鉛直線のなす角(度)

3.1 計算条件

斜面安定解析にあたっての計算初期条件は表-3と同様にした。

3.2 計算結果

各時間ごとの斜面安定解析結果を表-4に示す。崩壊発生箇所の安全率の時間変化をみると、崩壊発生直前15:00にF_s<1.0となっており、崩壊発生想定時刻15:30とほぼ一致する結果となった。

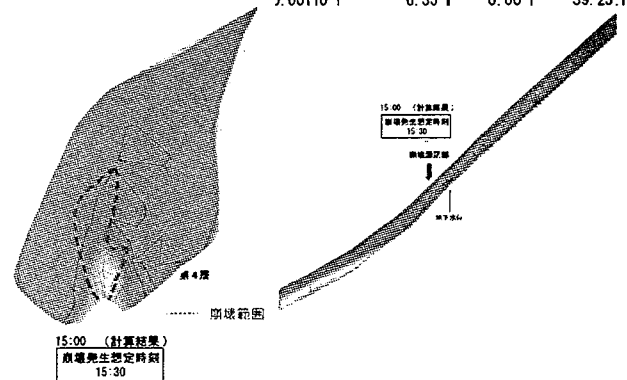


図-4 浸透流解析結果

表-4 斜面安定解析結果

日 時	6月29日								滑り面の位置	崩壊深	崩壊発生推定時刻
	6月28日 23:00	3:00	7:00	11:00	15:00	19:00	23:00	3:00			
安全率	1.101	1.101	1.092	1.078	<u>0.968</u>	1.101	1.101	1.101	4層目(1.25m)	約1.4m	6月29日 15:30

4. まとめ

広島周辺では6月の先行雨量が300mmを越えており、災害当日から1週間前までは、連日数十mmの降雨があり、斜面は十分に湿潤状態にあったものと推定される。今回の解析結果から、時間雨量60mmを越えるような降雨によって、マサ土と未風化土または弱風化した花崗岩の層との間に急激に地下水位が形成され、この地下水位の形成に伴ってサクションが低下し、崩壊に至ったことが裏付けられた。

【参考文献】 小川紀一郎:「山地斜面における表土層の構造特性と水分変動特性に関する研究」、北海道大学農学部演習林研究報告 第54巻 第1号:1997