

II-246

河岸崩壊に関する現地実験と解析

通商産業省	正員	大東道郎
広島大学工学部	正員	福岡捷二
建設省荒川上流工事事務所		横坂利雄
建設省荒川上流工事事務所		堀内輝亮

1. はじめに

自然河岸の侵食・拡幅の基本的なメカニズムは、河岸下部非粘性土の侵食、河岸上部粘性土の崩壊、崩壊した土塊の細分化・流送という三つの過程から構成されている¹⁾。河岸崩壊には、河岸上部がオーバーハングしヒサシ状となった部分が崩落するものと河岸全体が円弧すべりをするものとの二つの代表的なタイプがある。本論文では、前者について現地実験と解析によって、後者については現地調査によってそれぞれ検討している。

2. ヒサシ状土塊の崩落実験とその解析

実験は、荒川64km左岸高水敷上で行った。ほぼ均質なシルト土質のところを選び写真・1のように土塊を直方体状に切り出して行き、土塊が崩落する直前の土塊の張り出し長さを測定する。ヒサシ厚さHを10~150cmの範囲で変化させて実験を行った。

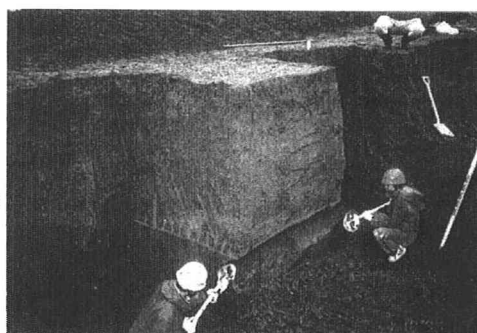
解析には、片持ち梁の考え方を用いる。通常の梁の力学では、梁の長さLに比べ高さHが小さく、梁の断面内に発生するスパン方向の応力分布は直線形となる。しかし、ここで対象とする片持ち梁は、長さに比べて高さが大きいため梁の支点となる部分で応力集中を起こし、応力分布は非線形となる。その結果、中立軸は下方に移動する。有限要素法を用いて土塊の内部に発生する応力を解析し、その結果を用いて中立軸の位置を式(1)のようにH/Lで表わす。

$$e = 0.469 e \times p (-0.209 \frac{H}{L}) \quad \text{式(1)}$$

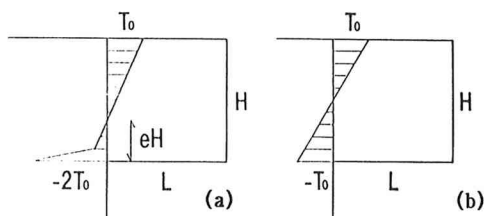
破壊面での応力分布を図・1(a)のように二つの直線で仮定し、中立軸周りの抵抗モーメントと土塊の自重による外力モーメントを等しいとおいて計算すると、ヒサシ厚さHと最大ヒサシ長さ L_{max} の関係は式(2)のようになる。式(2)は、やや煩雑であるため応力分布を図・1(b)のように直線分布で仮定して同様に計算すると式(3)のようになる¹⁾。

$$L_{max} = \sqrt{\frac{(1.70 e^2 - 1.77 e + 0.66) T_0 H}{(1 - e) \gamma}} \quad \text{式(2)}$$

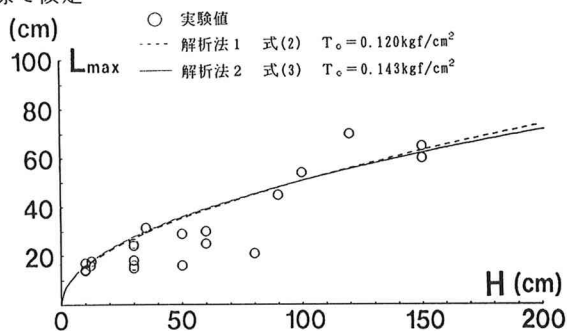
$$L_{max} = \sqrt{\frac{T_0 H}{3 \gamma}} \quad \text{式(3)}$$



写真・1 実験状況



図・1 破壊面の応力分布



図・2 ヒサシ厚さと最大ヒサシ長さ

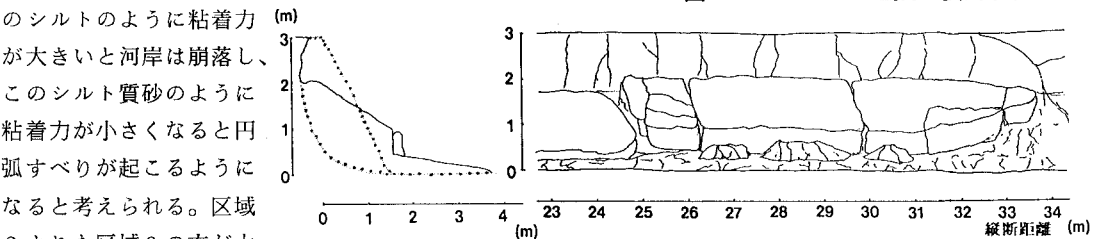
図・2は、実験値と式(2)(3)による二つの解析結果を示している。それぞれの解析法において土の引張り強度を $T_{01} = 0.120$ 、 $T_{02} = 0.143 \text{ kgf/cm}^2$ に選ぶといずれの解析結果とも実験値をよく表現し、二つの解析結

果もこのHの範囲においてはほぼ同じである。したがって実用上は簡易的に求めた式(3)で十分であると考えられる。このシルトの一軸圧縮試験結果から粘着強度は $c = 0.299 \text{ kgf/cm}^2$ となった。今回の場合、 $T_o = 0.48c$ である。さらに多くの資料について T_o と c の関係がわかれば、 c と H を用いて L_{max} を求めることが可能となる。

3. 荒川切土法面調査

調査場所は現地実験と同じ荒川64km左岸高水敷上である。

図・3の斜線部のように切土されており、ここに洪水が乗り上げ切土法面が侵食を受けた。図・4は、図・3中のA-A'の横断面をとったものである。洪水は平成5年8月末のもので、高水敷の冠水時間は約6時間である。ピーク時の切土面付近の流速は 2.3 m/s である。土質はシルト質砂を主体とした中に砂層が入っている。調査区域は三つに区分できる。区域1は、法線形から流れの水裏側となり崩壊が起こらなかった。区域2、3では、崩壊が起こった。崩壊のタイプは、図・5に示すように円弧すべりであった。先の



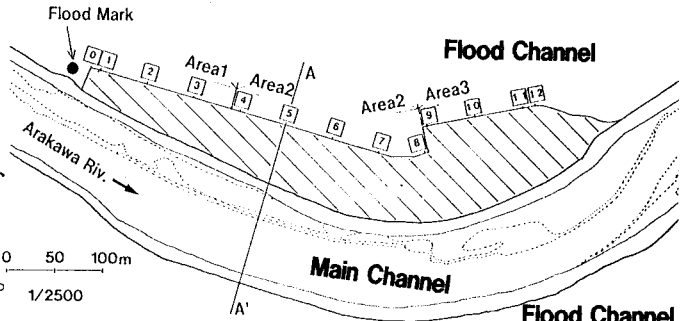
図・5 河岸崩壊の状況

のシルトのように粘着力 c が大きいと河岸は崩落し、このシルト質砂のように粘着力が小さくなると円弧すべりが起こるようになると思われる。区域2よりも区域3の方が大規模な崩壊が起こっている。これは、切土法面の高さが区域2では 2.6 m であったのに対して区域3では 3.3 m と区域3の方が大きかったこと、法先部の強度が区域3の方が弱かったことによる。崩壊後の土塊は、その約6割が大きな塊として残っていた。土塊の大きさの分布には、明確な関係性は見られなかった。この土塊が流送されるまでの間、河岸の侵食は抑制されることになる。表・1に示すように崩壊幅 B_o と崩壊高さ H_o の関係は平均的に $B_o = 3.9 H_o$ であった。これは著者らの現地実験水路¹⁾で生じた崩落の幅と高さの関係 $B_o = 4.0 H_o$ とほぼ等しい。

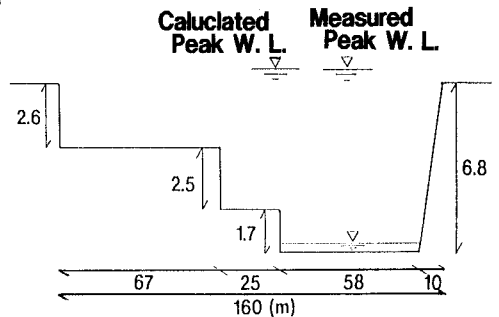
4. おわりに

現地実験と解析から崩落タイプの河岸崩壊に対してヒサシ厚さとヒサシ長さの関係が概略定式化できた。現地調査により、円弧すべり崩壊について種々のデータが得られたが、その定式化は今後の課題である。

参考文献 1) 福岡捷二、木暮陽一、佐藤健二、大東道郎：自然堆積河岸の侵食過程、水工学論文集 第37巻 pp. 643-648 1993.2



図・3 調査地点の平面形状



図・4 A-A' 地点の横断形状

表・1 河岸崩壊の諸元

地点 (m)	H (m)	L (m)	B (m)	B/H
158	1.20	0.60	5.0	4.2
166	0.45	0.23	1.8	4.0
171	0.25	0.13	1.6	6.4
186	1.20	0.60	5.5	4.6
195	1.10	0.55	4.0	3.6
199	1.10	0.55	3.0	2.7
204	1.70	0.85	7.7	4.5
216	3.00	1.50	15.2	9.5
233	1.60	0.80	5.2	3.3
284	1.55	0.78	7.6	4.9
295	1.25	0.63	4.5	3.6
302	0.85	0.43	2.6	3.1
304	1.40	0.70	4.7	3.4
309	1.25	0.63	5.7	4.6
331	2.65	1.33	5.0	1.9
335	1.05	0.53	3.0	2.9
平均	1.35	0.68	5.13	4.2
16	3.00	1.50	7.2	2.4
23	3.00	1.50	4.5	1.5
29	3.00	1.50	9.5	3.2
35	2.50	1.25	7.4	3.0
46	3.00	1.50	14.7	4.9
平均	2.90	1.45	8.66	3.0
区域2・3平均	1.72	0.86	5.97	3.9