

1. はじめに

緩衝樹林帯は、扇状地や山腹斜面あるいは山麓部に樹林群を整備し、崩土や土石流あるいは流木の流下に対して、樹木が抵抗として働くことによって土砂の堆積を促進し、土砂移動に対する緩衝帯としての効果を期待するものである。その土砂堆積促進機能を規定する因子はさまざまであるが、石礫による衝撃力には樹木自体の強度で抵抗し、土砂の捕捉・堆積には樹木密度で対処することを念頭におけば、概ね、樹径および樹木間隔が支配的であることは容易に理解できる。そして、前者はより大きく、後者はより小さい方が、緩衝樹林帯の機能上は効果的であるが、双方ともに、樹木の健全な生育の観点から、その設定には必ずと限界が存在する。そこで、ここでは、緩衝樹林帯内において、樹間に閉塞された流木による土砂堆積促進効果と同様の効果を生み出し、かつ、樹木間隔の設定限界に関する問題点の改善を図る方策として、樹林帯内の樹木間への横架材の付設を提案するものである。

2. 緩衝樹林帯の土砂堆積促進機能を向上させる方策とその問題点

緩衝樹林帯の土砂堆積促進機能の向上については、これまでの研究¹⁾²⁾によって、概ね以下の方策が明らかになっている。

- (1) 樹木による粗度係数は、樹木面積占有率が大きくなるにしたがって増加し、樹木面積占有率が同じ場合には、単位面積当りの立木本数が多いほど大きくなる。したがって、直径の小さい木を高密度に植えると、樹木による粗度係数は増加する。
- (2) 樹幹の衝突エネルギー吸収能力は、立木の樹径が大きいほど大である。
- (3) 樹間に石礫等を閉塞させる効果は、流れ方向に直角な樹木間隔 l が小さいほど大である。
- (4) 水山・井良沢・福本²⁾は、水理模型実験により、 $l/d_{max} = 2 \sim 5$ (d_{max} : 土砂の最大粒径) では樹林帯による土砂堆積効果が確認され、とくに、 $l/d_{max} = 2 \sim 3$ ではその効果が顕著なことから、 $l/d_{max} \geq 7$ では樹林帯の影響はなくなることを確認している。

一方、これらの方策に対する問題点を列挙すると、次のとおりである。

- (1) 粗度の増加のために立木直径を小さくすると、土砂の捕捉に必要な強度が不足し、樹木の屈折や根返り倒伏の危険性が生じる。
- (2) 衝突エネルギー吸収能力の向上のために立木直径を大きくすると、樹木の生育条件から樹木間隔を大きくする必要が生じる。そのため、樹木面積占有率は小さくなり、樹木による粗度係数は小さくなる。また、 l/d_{max} は大きくなり、土砂堆積機能は低下する。
- (3) 立木の樹根や樹冠等の健全な生育の観点から、樹木間隔や樹木面積占有率の設定には、おのずと限界がある。
- (4) たとえば、 $l/d_{max} = 2 \sim 3$ 、 $d_{max} = 1.0m$ の場合、 $l = 2.0 \sim 3.0m$ となり、現地スケールでは土砂の多くは樹間を通り抜けてしまう。

3. 横架材および立木の必要樹径

いま、図-1に示すように、緩衝樹林帯内の立木に、土石流の流体力 f および石礫による衝撃力 P が作用高さ H の位置に作用した場合を考え、それらに対する横架材および立木の必要樹径 ϕ_1 および ϕ_2 について検討を行う。

3.1 横架材の必要樹径 ϕ_1

図-1を参考にして、横架材を立木によって支持された単純梁と仮定する。すると、横架材に発生する最大曲げモーメント M_{max} (式(1)) および最大曲げ強度 σ_{max} (式(2)) から、横架材の必要樹径 ϕ_1 は、次の式(3)で与えられる。

$$M_{max} = \frac{fl^2}{8} + \frac{Pl}{4} = \frac{l}{8}(fl + 2P) \quad (1) \quad \sigma_{max} = \frac{M_{max}}{Z_1} = \frac{4l(fl + 2P)}{\pi\phi_1^3} \leq \sigma_{a1} \quad (2) \quad \phi_1 \geq \sqrt[3]{\frac{4l(fl + 2P)}{\pi\sigma_{a1}}} \quad (3)$$

ここに、 Z_1 は横架材の断面係数(円形)、 σ_{a1} は同じく許容曲げ強度であり、その他の記号は、図-1にしたがうものである。

3.2 立木の必要樹径 ϕ_2

f および P は、横架材を介して立木に伝達される。立木1本当りの作用力は単純梁としての横架材の支点反力に相当する。それは横架材上の P の作用位置が支点上の場合に最大となり、次式で表される。

$$R = \frac{1}{2}(fl + 2P) \quad (N) \quad (4)$$

水平力 R によって立木が倒壊する要因としては、立木の屈折および根返り倒伏が考えられるが、一般的には、立木は土石流等の外力に対しては、屈折するよりも先に根返りを起こして倒伏する¹⁾。立木の根返り倒伏強度は、作用外力の性質が土石流の流体力のように静的なものか、石礫による衝撃力のように動的なものかによって異なる。これらは現地の樹木において、前者は静的引倒し試験を、後者は衝撃载荷実験を実施し、根返り倒伏に対する樹根の限界支持力を求めることによって推定できる。水山・石川・鈴木³⁾は杉木の静的引倒し実験を実施し、土石流の流体力に対する抵抗モーメント M_r として、次式を示している。

$$M_r = 1.67 \times 10^6 \phi_2^3 \quad (N \cdot m) \quad (M_r = 170.0 \phi_2^3 \quad (tf \cdot m)) \quad (5)$$

また、水山らは同時に杉木の衝撃载荷実験を実施しているが、その载荷範囲では樹木は根返り倒伏するまでには至らず、限界支持力は得られていない。衝撃力に対する立木の根返り倒伏に対する抵抗モーメントに関する知見は乏しく、今後の検討課題である。

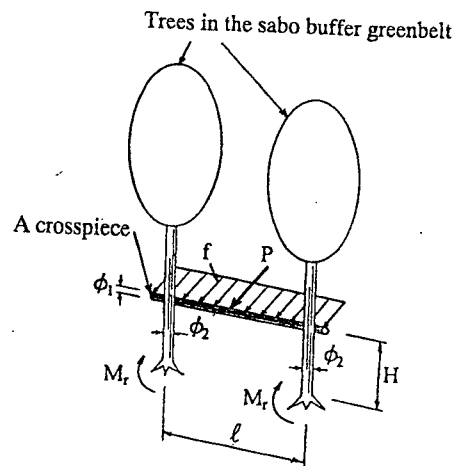


図-1 樹間横架材の概念図

さて、横架材を支持する立木の必要樹径 ϕ_2 の算定にあたっては、立木の静的荷重に対する抵抗および衝撃荷重に対する抵抗の両方が考慮された抵抗の表示が必要であるが、現状ではそれらについての知見は得られていない。そこで、ここではとりあえず、式(4)による水平力 R に対して、式(5)を満足する ϕ_2 を立木の必要樹径とする。すると、 $M_r \geq RH$ より、次式を得る。

$$\phi_2 \geq \sqrt[3]{\frac{RH}{1.67 \times 10^6}} = 6.69 \times 10^{-3} \sqrt[3]{(fl + 2P)H} \quad (\text{m}) \quad (6)$$

4. 計算例および考察

ここでは、樹木に作用する土石流の規模、横架材および立木の諸元を具体的に設定して、 ϕ_1 および ϕ_2 の計算を行う。土石流の規模は、流速 $v=1.0\sim 10.0\text{m/sec}$ 、水深 $h=2.0\text{m}$ 、土砂体積濃度 $c=30\%$ 、砂礫粒子の密度 $\rho_s=2.65\text{g/cm}^3$ 、間隙水の密度 $\rho_w=1.20\text{g/cm}^3$ 、水と土砂の混合物の密度 $\rho_m=1.64\text{g/cm}^3$ 、石礫の最大粒径 $d_{\max}=50.0\text{cm}$ とする。横架材および立木は、ともに一般的な杉材とし、 $\sigma_{a1}=\sigma_{a2}=3,920\text{N/cm}^2(400\text{kgf/cm}^2)$ 、 $l=2.0\text{m}$ ($l/d_{\max}=4$)、 $H=1.0\text{m}$ とする。

f は、 $f = \rho_m h v^2 / g$ により、 $82,320\text{N/m}(8.4\text{tf/m})$ である。 P は石礫の衝突を受ける材料の特性によって変化する。水山・石川・鈴木³⁾は、木材単純梁に重錘を自由落下させて衝撃荷重試験を行い、その結果および木材の静的めり込み試験結果をもとに、重錘と梁との衝突点付近に生じる局部応答の影響を考慮した梁の応答特性と衝撃荷重を解析的に求める方法を提案している。ここでは、それらを用いて衝撃力 P を算定すると、 $l=2.0\text{m}$ および $d_{\max}=50.0\text{cm}$ の場合には、図-2のようである。

図-3および図-4は、計算結果に基づき、 v と ϕ_1 および ϕ_2 との関係を示している。これらの図から、次のようなことがわかる。

図-3より、 ϕ_1 は土石流の規模の増大に伴って大きくなるほか、作用外力の組合せによっても変化する。たとえば、 $v=5.0\text{m/sec}$ の時、作用外力として f のみを考慮した場合には、 $\phi_1=22.0\text{cm}$ であり、同じく f および P を両方とも考慮した場合には、 $\phi_1=25.3\text{cm}$ である。式(3)は木材の変形が弾性限界の範囲で導かれており、木材の破断強度は σ_{a1} よりも大きい。これらから判断して、横架材本体は、 $l=2.0\text{m}$ 程度であれば、土石流に対してその規模(v 、 d_{\max} 等)によるものの、概ね抵抗できる。図-2のようである。

図-4より、 ϕ_2 も ϕ_1 と同様に土石流の規模および作用外力の組合せによって変化する。たとえば、 $v=5.0\text{m/sec}$ の時、 f のみを考慮した場合には、 $\phi_2=36.6\text{cm}$ であり、 f および P を両方とも考慮した場合には、 $\phi_2=42.2\text{cm}$ である。これらは、杉材としては樹林帯としての育成が実用上困難な大きさである。

そこで、図-4より、たとえば、 $\phi_2 \leq 30.0\text{cm}$ となる土石流の規模をみると、 f のみを考慮した場合には、 $v \leq 3.8\text{m/sec}$ 、 f および P を両方とも考慮した場合には、 $v \leq 2.9\text{m/sec}$ となる。これらより、生育可能な規模の立木には、土石流に対して一定の抵抗力を有するが、土石流の規模により、その効果には限界があると考えられる。

5. おわりに

樹間横架材によって抵抗可能な土石流の規模は、それを支持する立木の抵抗力によって規定されることから、今後は、立木の根回り倒伏に対する抵抗モーメントについて、現地実験等によって基礎データを蓄積し、より合理的な抵抗の表示方法を確立していく必要がある。また、今回の強度計算では、一列分のみの横架材にすべての外力を受けもたせている。したがって、複数列・複数段の横架材が土石流に対して待受的に抵抗した場合には、樹木は石礫によって破壊されながらその衝突エネルギーを吸収し、土石流を減勢させることが考えられる。このような施設配置の工夫による減勢効果の向上についても、今後、実験的に検証する必要がある。

参考文献 1) 建設省土木研究所砂防植生研究グループ:砂防と植生,(社)全国治水砂防協会主催 緑のゼミナール(テキスト), pp.99-202, 1998. 2) 水山高久・井良沢道也・福本晃久:樹林帯の土石流制御効果に関する水理模型実験報告書,建設省土研資料第2837号,1990. 3) 水山高久・石川芳治・鈴木浩之:立木の衝撃緩衝効果に関する試験報告書,建設省土研資料第2560号,1988. 4) 建設省河川局砂防部砂防課編:土石流対策技術指針(案), pp.22-30, 1989.

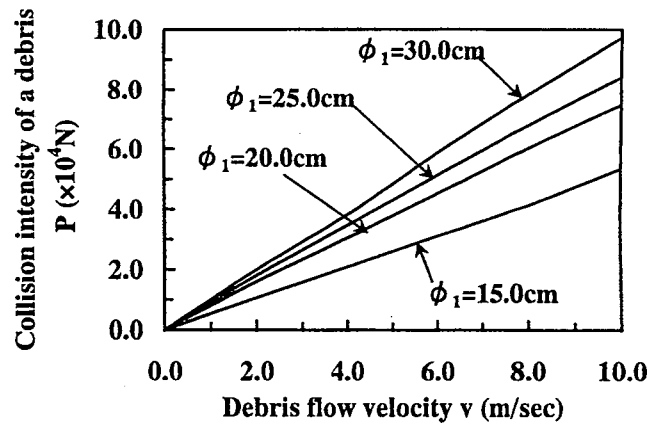


図-2 石礫による衝撃力 P の計算結果

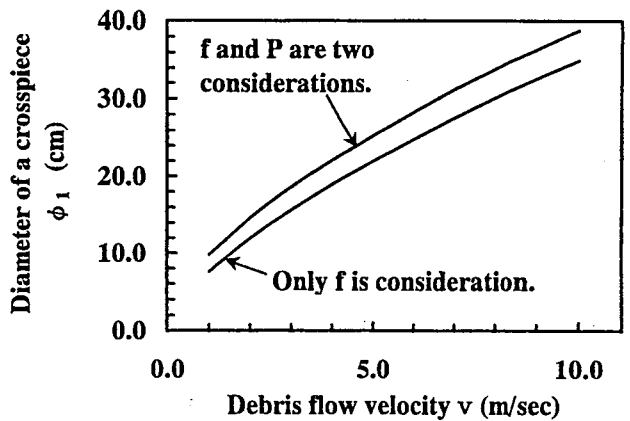


図-3 横架材の必要樹径 ϕ_2 の計算結果

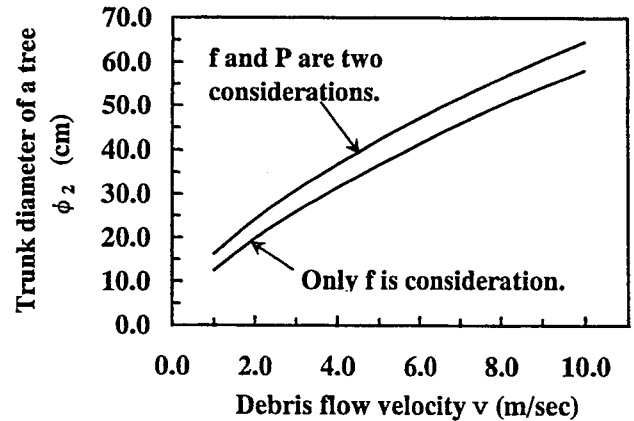


図-4 立木の必要樹径 ϕ_2 の計算結果