



Normalisation et consolidation des cours d'eau dans la ville de Butembo. Cas de la vallée de la rivière Wayimirya

Lisette Menomavuya Grâce¹

Résumé

Ce travail est le fruit d'une réflexion portée sur la normalisation et la consolidation des cours d'eau en Ville de Butembo dans la vallée de la rivière de Wayimirya. L'objectif principal est de saisir le processus de sa dégradation et de dresser une ligne de conduite impliquant une meilleure gestion de ses ressources naturelles. Et pour l'atteindre, nous recourons aux méthodes descriptive et déductive pour l'analyse des données. Elles sont appuyées par les techniques documentaires et celles d'observation pour la collecte de ces données.

Après le dimensionnement des ouvrages, nous avons que, pour les ouvrages de régulation, le bassin de rétention avec comme le volume de 2848,824 m³ pour chaque rive de la Wayimirya ; un bassin de dissipation d'énergie de longueur 21,358 mètres. Et pour les ouvrages de stabilisation, un mur de soutènement de hauteur 9,8 mètres a été considéré et un canal à ciel ouvert de 0,81 mètre de tirant d'eau ; 7,12 mètres de largeur au miroir. Ainsi, la zone non constructible de 152,97 mètres pour la durabilité de ces ouvrages a été considérée de part de d'autre de la rive de la Wayimirya.

Mots clés : Érosion, éboulement, normalisation, consolidation.

¹ Assistante en Construction à l'Institut Pédagogique et Technique de Muhangi à Butembo (Nord-Kivu/RDC): lisettemenomavuya@gmail.com

Abstract

This work is the fruit of a reflection on the normalisation and consolidation of waterways in the town of Butembo in the Wayimirya valley. The main objective of this work is to grasp the process of its degradation and to draw up a course of action involving a better management of its natural resources. To achieve this, we use descriptive and deductive methods for data analysis. They are supported by documentary and observation techniques for data collection.

After the dimensioning of the structures, we have remarked that, for the regulation structures, the retention basin with a volume of 2848.824 m³, for each bank of the Wayimirya; an energy dissipation basin with a length of 21.358 metres. And for the stabilisation works, a retaining wall of 9.8 metres height was considered and an open channel of 0.81 metres draught, 7.12 metres width at the mirror. Thus, the non-constructible zone of 152.97 metres for the durability of these structures was considered on both sides of the Wayimirya river bank.

Key words: Erosion, rockfall, normalisation, consolidation

1. Introduction

Les bassins versants sont des surfaces topographiques de drainage ou de captage où l'eau est recueillie et s'écoule pour alimenter les lacs, les fleuves et les océans. Ce sont des zones de production agricole, d'extension urbaine, d'emprise industrielle et touristique et plus de la moitié de la population de la planète en dépend directement (BANGABANGA, 2017).

Pourtant, au cours de trente dernières années, ces bassins versants ont été exposés à une menace croissante. Les berges des rivières, comme la plupart des espaces ruraux, ont subi des modifications de leur état naturel dues soit à l'abandon des pratiques anciennes d'entretien soit à l'implantation d'habitations, de cultures et des routes sur leurs rives. Dans de nombreux cas, les cours d'eau ont été transformés en de véritables fossés par le ravinement et les dommages qui s'en suivent sont énormes (MPAWENAYO, 2008). Ce

phénomène d'érosion du sol reste donc aujourd'hui le plus grand problème environnemental menaçant plus d'un pays dans le monde.

En Ville de Butembo, le ravinement de fond de la vallée ne présentait pas de risque majeur il y a soixante ans. Désormais, le phénomène s'amplifie d'année en année et il génère différents problèmes connexes, notamment les affaissements ainsi que d'autres différents types de mouvements de masse (MWENGESYALI, 2009). Les répercussions se produisent au niveau des avenues, des ponts en bois et en matériaux durables, des lignes du courant électrique et les conduites des eaux (TSONGO, 2010). On enregistre aussi des noyades des bétails et d'autres biens. Des quartiers entiers sont isolés les uns des autres à la suite du ravinement. Ce qui constitue un blocage pour le développement durable de la circonscription urbaine (SUMBU, 2008).

Le phénomène de ravinement n'a pas épargné le bassin versant de la rivière Wayimirya au sud-est de la circonscription urbaine de Butembo. Elle a entraîné la dégradation de son environnement en plusieurs endroits et à un rythme préoccupant. Il s'agit là d'un problème majeur auquel est confrontée la population de ce bassin versant dont il convient de reconnaître la haute fonction écologique et sociale.

2.Méthodes et matériels

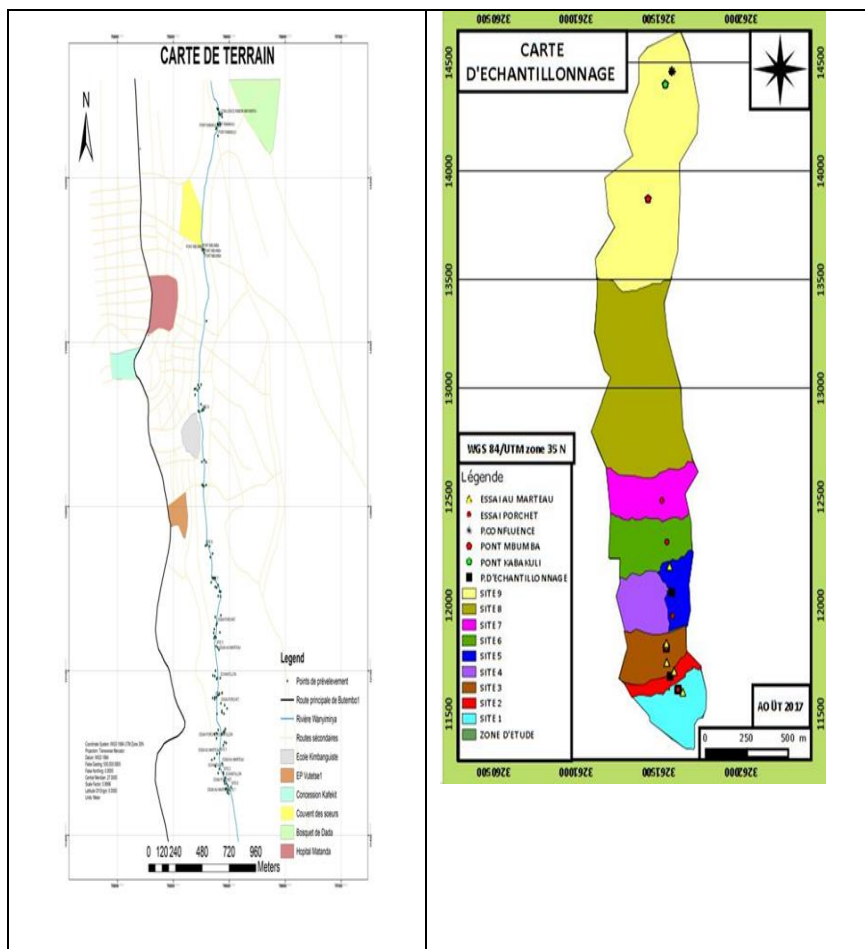
Globalement, ce travail cherche à faire l'étude du milieu physique du bassin versant de la rivière Wayimirya en vue de saisir le processus de sa dégradation et dresser une ligne de conduite impliquant une meilleure gestion de ses ressources naturelles. Cela étant, nous procédons à la caractérisation et à l'évaluation de la dynamique érosive de ce bassin.

Quant aux objectifs spécifiques, le présent travail vise à mettre au point l'analyse du bassin versant de la rivière Wayimirya dans sa complexité, la formulation et l'adoption des mécanismes pour son aménagement, la détermination des causes profondes d'une gestion insatisfaisante de ce capital,

la protection du sol, des infrastructures en aval et des investissements publics et la réalisation des cartes présentant certaines de ce bassin versant pour une gestion efficiente. Dans le cadre des caractéristiques ce travail, nous avons recouru à des méthodes descriptive et inductive, aux techniques documentaire et d'observation (la visite de reconnaissance du milieu).

2.1. Présentation du site

La rivière de Wayimirya se trouve en Ville de Butembo ; et cette dernière est l'une des villes que compte la province du Nord-Kivu située au nord-est de la République Démocratique du Congo. La circonscription urbaine est située entre 0°05' et 0°10' de latitude nord et 29°17' et 29°18' de longitude est. L'altitude moyenne est de 1750 m. La ville se trouve à 17 km au nord de l'équateur. Elle est située à proximité de la dorsale occidentale du *Rift Albertin* au nord-ouest du lac Edouard. La superficie de la ville est établie à 158,95 km² (SAHANI, 2011).



2.2. Mouvement de terrain

Un mouvement de terrain est un déplacement plus au moins brutal du sol ou du sous-sol, sous l'effet d'influence naturelle (agent d'érosion, pesanteur, séisme, etc.) ou mieux anthropique (exploitation, déboisement, terrassement,

etc.). Ce phénomène comprend bien diverses manifestations : lentes ou rapides en fonction de mécanismes initiateurs, de matériaux considérés et de leur structure.

Les mouvements de terrain sont liés à un mouvement gravitaire de masses de terrain déstabilisés sous l'effet des sollicitations naturelles (fonte de neige, pluviométrie anormalement forte, secousses sismiques, diminution de butée par érosion de la mer,) ou anthropiques (terrassement, vibration, déboisement, exploitation des matériaux ou de nappes aquifères. Toutes les classifications se basent sur l'association de plusieurs informations. Les types de mouvements et types de matériel auxquels s'ajoutent des informations sur l'activité et la vitesse des déplacements (SAHANI, 2011).

Le mouvement de terrain a pour caractéristique d'être difficilement prévisible et constitue un danger pour la vie humaine en raison de son intensité, de la soudaineté et du caractère dynamique de son déclenchement.

2.3. Types de mouvements

Selon la vitesse de déplacement, deux ensembles peuvent être distingués: Les mouvements lents et les mouvements rapides. Seuls les mouvements rapides sont directement dangereux pour l'homme. Leurs conséquences sont d'autant plus graves que les masses déplacées sont importantes. Les conséquences des mouvements lents sont essentiellement socioéconomiques ou d'intérêt public (SAHANI, 2011).

Les mouvements lents et continus : Par l'homme. Ils regroupent l'affaissement, le tassement, le glissement, la solifluxion, le fluage, le retrait-gonflement et le fauchage. Ils touchent principalement les biens à travers la fissuration des constructions. Ces désordres peuvent se révéler si grave pour la sécurité des occupants et, par conséquent, la démolition des bâtiments s'impose.

Les mouvements rapides et discontinus : Ils se propagent de manière brutale et soudaine. Ils regroupent l'effondrement, les chutes de pierres et de blocs, l'éboulement et les coulées boueuses. Les mouvements rapides touchent majoritairement les personnes avec des conséquences souvent dramatiques. Ces mouvements ont des incidences sur les infrastructures (bâtiments, voies de communication...etc.), allant de la dégradation à la ruine totale.

• **Principales cause des mouvements de terrains en pente**

Les instabilités des pentes peuvent se produire suite à l'influence de plusieurs facteurs, tels que la topographie, la géologie, les caractéristiques du sol ou leurs changements provoqués par le développement géologique, ou de facteurs plus complexes, à la fois naturels (précipitation, séismes, érosion) et artificiels (changements dans la forme de la pente en raison des terrassements, changements dans la nappe phréatique en raison d'un réservoir d'eau...). En particulier, la plupart des glissements affectant les grandes routes sont causés par les changements de la géométrie de la pente dus aux déblais et remblais. Une bonne partie des instabilités de terrains (40 %) demeure donc liée à des interventions humaines qui fragilisent plus des zones déjà susceptibles au glissement.

Nous pouvons citer les surcharges au sommet du talus (remblai et l'entreposage temporaire ou permanent de matériaux divers) ; les déblais ou les excavations à la base du talus ; la concentration d'eau vers la pente ; la déforestation ; les explosions au cours des travaux de démolition, de carrières, de réalisation des routes et des tunnels, des explosifs sont souvent utilisés pour la destruction des matériaux durs qui présentent des obstacles pour l'avancement des travaux.

2.4. Transport des sédiments dans les canaux

Le transport des solides est un phénomène à seuils avec deux modes : le charriage qui est la translation en masse des matériaux du fond ; la suspension, grand entraînement par le courant turbulent dans toute section d'écoulement (KYAVULIKIRWA, 2016). Le charriage et la suspension ont sur la morphologie des influences très différentes. Le charriage est en constante interaction avec le lit mineur. Les matières en suspension ont beaucoup moins d'interactions avec ceux du fond ; ils se déplacent à la vitesse du courant et ils ne font que passer, jouent rarement un rôle morphologique important.

La classification des écoulements dans un canal peut se faire selon la variation de la profondeur h par rapport au temps ou à l'espace. Les types d'écoulement rencontrés en hydraulique fluviale sont résumés comme suit (CRAFF, 2005): Pour faire une classification des écoulements suivant leurs régimes, deux nombres adimensionnels sont utilisés (CRAFF, 2005).

- 1) Écoulement permanent $\left\{ \begin{array}{l} \text{Uniformes} \\ \text{non uniformes} \left\{ \begin{array}{l} \text{Graduels} \\ \text{Rapides} \end{array} \right. \end{array} \right.$
- 2) Écoulements non-permanents $\left\{ \begin{array}{l} \text{Uniformes (très rares)} \\ \text{Non uniformes} \left\{ \begin{array}{l} \text{Graduels} \\ \text{Rapides} \end{array} \right. \end{array} \right.$

Le nombre de Froude « Fr » : $Fr = \sqrt{\frac{Q^2 B}{gA^3}} = \sqrt{\frac{U^2 B}{gA}} = U \sqrt{\frac{B}{gA}}$ qui résulte du rapport entre la force de gravité et celle d'inertie (LENCASTRE, 1996).

Où : Q : Débit ; B : Largeur au miroir ; A : Section d'écoulement ; U : Vitesse moyenne et g : Accélération de la pesanteur. D'où l'écoulement fluvial : $Fr < 1$; l'écoulement torrentiel : $Fr > 1$; l'écoulement critique : $Fr = 1$; le nombre de Reynolds « Re » : $Re = \frac{U d_{50}}{\nu}$ qui résulte du rapport entre la force d'inertie et la force de frottement Ffr .

Dans le cas des canaux à fond mobile, on a U comme vitesse moyenne
 d_{50} : diamètre médian ; ν : Viscosité cinématique et le nombre de Reynolds
 permet de classer les écoulements comme suit : l'écoulement laminaire :
 $Re < 2000$ et l'écoulement turbulent : $Re > 2000$ et aussi l'écoulement critique
 se présente comme suit : $Re \approx 2000$

3. Résultats et discussion

3.1. Caractéristiques du bassin versant

Le cours d'eau «Wayimirya » prend source dans les collines de Vulema-Vuhika. Il traverse de pentes modérée, mais son débit d'étiage mesuré à son embouchure est assez grand de 144l/s. Ce cours d'eau a une longueur totale de 2990,27m. Le bassin versant de la Wayimirya a une forme allongée comme le montre les valeurs du tableau ci-dessous :

Tableau 1. Caractéristiques physiographiques du bassin versant

Paramètre	Unités	Valeur
Superficie	km ²	3,27
Périmètre	m	10240,074
Dénivelée totale	m	67
Longueur du rectangle équivalent	m	4369,9
Largeur du rectangle équivalent	m	750,08
Longueur du cours d'eau	m	2990,27
Coefficient de Gravellius	-	3,56
Pente moyenne	(%)	1,5
Longueur hydraulique	m	4182,17

Un prélèvement d'un échantillon a été fait à une profondeur de 6,5m et l'analyse est la suivante :

- Granulométrie : sols limoneux avec 4 % de gravier ;

- Limites de consistance ou limites d'Atterberg : très consistante ;
- Essai de cisaillement rectiligne : l'inclinaison de la ligne de rupture par rapport à l'horizontal sera l'angle de frottement $\phi=48^\circ$ et la cohésion $C= 16\text{KN/m}^2$;
- Essai œdométrique ou essai de Tarzaghi.

• **Le bv de Wayimirya**

En considérant que nous avons un écoulement uniforme dans la section, le tableau suivant nous montre comment la vitesse et la tension varient en fonction du débit

Tableau 2. Variation de la vitesse et de la tension en fonction du débit

H	A (m ²)	P(m)	Rh	Ks	Vitesse	Qi	τ
0,1	-0,0031	-0,0312	0,1	44,4	0,001	-2,08E-06	30
0,2	-0,0125	-0,0624	0,2	44,4	0,001	-1,66E-05	60
0,3	-0,0281	-0,0937	0,3	44,4	0,002	-5,61E-05	90
0,4	-0,0500	-0,1249	0,4	44,4	0,003	-1,33E-04	120
0,5	-0,0781	-0,1561	0,5	44,4	0,003	-2,60E-04	150
0,6	-0,1124	-0,1873	0,6	44,4	0,004	-4,49E-04	180
0,7	-0,1530	-0,2186	0,7	44,4	0,005	-7,13E-04	210
0,8	-0,1998	-0,2498	0,8	44,4	0,005	-1,06E-03	240
0,9	-0,2529	-0,2810	0,9	44,4	0,006	-1,52E-03	270

Tableau 3. Calcul de la section stable

T (N/m ²)	H (m)	V (m/s)	B (m)	A (m ²)	Qi (m ³ /s)	Q (m ³ /s)	B'(m)
10,4	0,03467	40,1993	0,03011528	-0,000375	-0,01508449	24,11	24,0972103

La section aurait une largeur de 24,097m. On ne peut pas envisager la mise en place artificielle d'une telle section d'où la nécessité des ouvrages hydrauliques de stabilisation du lit.

3.2. Dimensionnement des ouvrages de régulation et de stabilisation

Précédemment, on a montré que la section stable serait extrêmement large. Par ailleurs, il est improbable que cette section idéale puisse se façonner naturellement. L'urgence s'impose de construire des ouvrages de stabilisation du site pour protéger les différentes infrastructures se trouvant aux environs du ravin.

La solution proposée va dans le sens de remblayer le ravin avec du sol dont la qualité sera définie dans la suite. C'est donc sur ce remblai que sera construit un canal à ciel ouvert pour l'évacuation des eaux pluviales. Le remblai sera soutenu en aval par un mur de soutènement en béton armé. Comme l'eau aura atteint un niveau suffisamment élevé (en aval) par rapport au lit de la rivière Wayimirya, un déversoir bien muni d'un ouvrage de régulation des vitesses devra être construit.

3.2.1. Dimensionnement d'un canal à ciel ouvert

Les dimensions et la pente d'une canalisation doivent répondre à certaines conditions : Le coût de la canalisation impose que l'on dimensionne un canal de section minimale pour un débit maximal et une pente donnée ; le canal devra supporter le débit maximal pouvant survenir après une période de retour donnée sans débordement ; la vitesse minimale de l'eau dans le canal correspondant au débit minimal devra permettre de bien éviter le dépôt de matériaux dans le canal et enfin, la vitesse maximale de l'eau dans le canal ne devra pas provoquer l'abrasion ou la destruction du canal

Les sections les plus adaptées pour l'évacuation des eaux pluviales sont les profils rectangulaire et aussi trapézoïdal. Ils sont choisis parce qu'ils facilitent le curage en cas de fortes précipitations engendrant un transport solide intense. Pour le cas présent, le profil trapézoïdal est le mieux indiqué. En effet, quoi qu'encombrant, le profil trapézoïdal est économique et présente

une capacité hydraulique élevée par rapport au profil rectangulaire (pour les canaux à ciel ouvert).

Ce profil assure aussi la stabilité des berges et du talus. Le corps de la canalisation sera en maçonnerie de moellons ($K_{st} = 50m^{1/3}/S$), car ces matériaux sont disponibles sur le sol Butembo. Le profil-type d'un canal trapézoïdal peut être schématisé de la manière suivante:

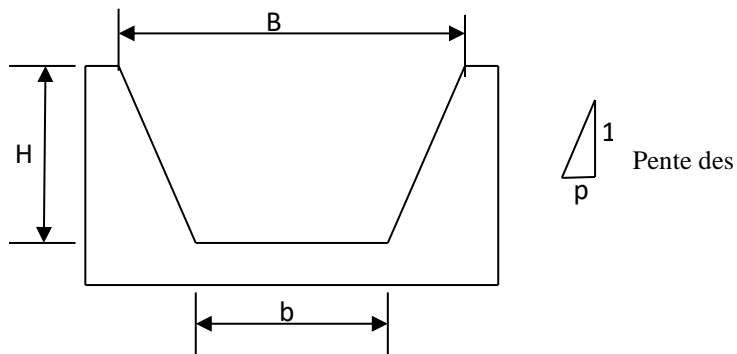


Figure 1. Représentation graphique d'une section trapézoïdale

Posons
$$\lambda = \frac{b}{H}$$

Les paramètres hydrauliques peuvent être exprimés en fonction de λ comme suit (LAMAS, 1985) :

Tableau 4. Paramètres hydrauliques d'un canal trapézoïdal.

Paramètres	Expressions
Emprise du canal (B)	$(\lambda + 2p)H$
Section mouillée (A)	$(\lambda + p)H^2$
Périmètre mouillé (P)	$(\lambda + 2\sqrt{1 + p^2})H$
Rayon hydraulique (Rh)	$\left(\frac{\lambda + p}{\lambda + 2\sqrt{1 + p^2}} \right) H$

L'expression de Manning Strickler pour un écoulement uniforme de hauteur H donne la vitesse dans la canalisation :

$$V = K_{st} I^{\frac{1}{2}} \left(\frac{\lambda + p}{\lambda + 2\sqrt{1 + p^2}} \right)^{\frac{2}{3}} H^{\frac{2}{3}}$$

$$Q = K_{st} I^{\frac{1}{2}} (\lambda + P) \left(\frac{\lambda + p}{\lambda + 2\sqrt{1 + p^2}} \right)^{\frac{2}{3}} H^{\frac{2}{3}}$$

La formule ci-haut permet d'exprimer la hauteur H en fonction du débit Q .

$$H = K_{st}^{\frac{3}{8}} I^{\frac{3}{16}} Q^{\frac{-3}{8}} (\lambda + p)^{\frac{5}{8}} (\lambda + 2\sqrt{1 + p^2})^{\frac{1}{4}}$$

$$Q = K_{st}^{\frac{3}{4}} I^{\frac{3}{8}} Q^{\frac{-3}{4}} (\lambda + p)^{\frac{1}{4}} (\lambda + 2\sqrt{1 + p^2})^{\frac{1}{2}}$$

La dérivée de A par rapport à λ donne la valeur de λ pour la section la plus

économique : $\left(\frac{\partial A}{\partial \lambda} = 0 \right)$, on a : $\lambda = p + 2\sqrt{1 + p^2}$

Comme la section du canal dépend du coefficient d'accolement p , la

condition $\frac{\partial A}{\partial \lambda} = 0$ donne la section trapézoïdale doublement économique avec :

$$p = \sqrt{3} \quad \text{et} \quad \lambda = \sqrt{3} + 4$$

En adoptant comme paramètre d'entrée :

- Pente des berges : $p = 1,732$
- Débit de projet : $Q = 24,11 \text{ m}^3/\text{s}$
- Pente du canal : $I = 0,03$

Tableau 5. Fiche de dimensionnement du canal

λ	H(m)	b(m)	B(m)	A(m ²)	P(m)	Rh(m)	V(m/s)
5,32	0,81	4,31	7,12	4,63	9,32	0,61	0,84

A	H(m)	b(m)	B(m)
5,32	0,81	4,31	7,12

D'où le profil en travers de la canalisation (pouvant supporter la poussée horizontale sur les berges de l'ordre de 5KN/m) se présente comme suit :

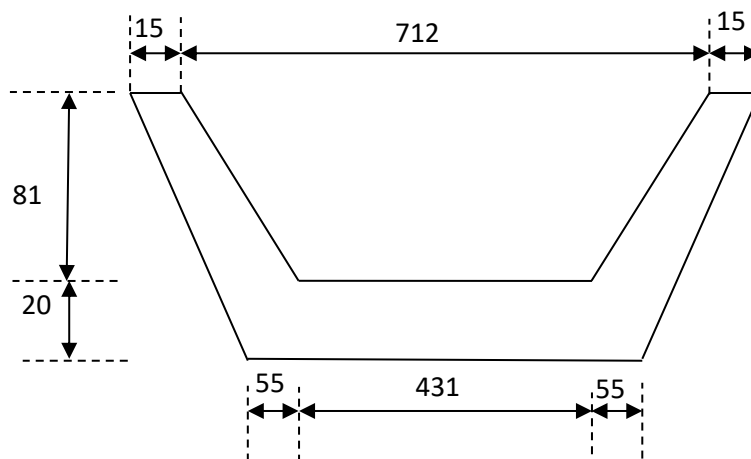


Figure 2. Profil en travers de la canalisation projetée

3.2.2. Qualification du remblai et sa mise en œuvre

La construction des ouvrages sur des remblais est à l'origine des problèmes difficilement solvables si des précautions ne sont pas prises à l'avance : Le tassement pouvant dépasser la valeur admissible ; le gonflement suivi du retrait entraînant la fissuration de l'ouvrage, sa mise hors d'usage ou sa destruction.

Dans de telles conditions, les exigences du remblai sont les suivantes: Le sol de remblai doit avoir une insensibilité à l'eau. Cela permettrait d'éviter le gonflement pendant la saison pluvieuse suivi du retrait pendant la saison sèche. Normalement, c'est l'argile qui est à l'origine de ce phénomène. Il faudra alors écarter les sols riches en argile. Le sol de remblai doit avoir une portance et une résistance mécanique suffisante leur permettant de supporter la charge de l'ouvrage. Ainsi donc, son poids volumique devra être supérieur à 16KN/m^3 , tandis que les sols compressibles riches en matières organiques sont à éviter. Et enfin, la teneur en eau de ce remblai doit être compatible à son compactage éventuel

Le remblayage de notre ravin devra être exécuté comme représenté sur le schéma :

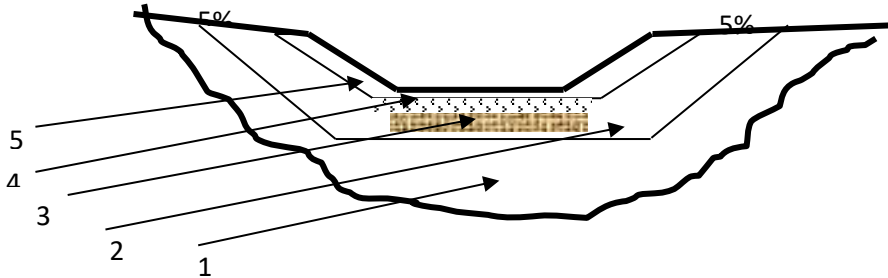


Figure 3. Profil en travers du ravin

1. Le remblai du fond devra remplir les conditions évoquées dans le paragraphe ci-haut. Il ne nécessite pas un compactage très énergique, le passage des engins du génie civil lors du déchargement et de l'étalement du remblai suffit pour avoir un résultat voulu. Là où ces engins n'arrivent pas, il faut faire un simple compactage manuel par couche de 30 cm.
2. La deuxième couche de remblai est en latérite. Il sera compacté à 95 % OPM sur une couche de 25 cm.
3. Couche de béton de propreté d'épaisseur 7 cm.
4. Il s'agit de la couche de sable pour le drainage du remblai derrière la berge de la canalisation. Cette couche doit avoir une épaisseur minimale de 30 cm.
5. Le corps de la canalisation.

3.2.3. Dimensionnement du mur de soutènement

Le mur de soutènement projeté soutiendra le remblai sur une hauteur de 8,8 m et une longueur de 14 m. Il sera ancré à 0,88 m, donc une hauteur totale de 9,68 m. Ce mur de soutènement sera en béton armé pour avoir une résistance suffisante ; les murs en moellons n'étant pas bien adaptés pour les

grandes hauteurs. Les dimensions mentionnées ci-dessous respectent les dimensions usuelles des murs de soutènement en béton armé.

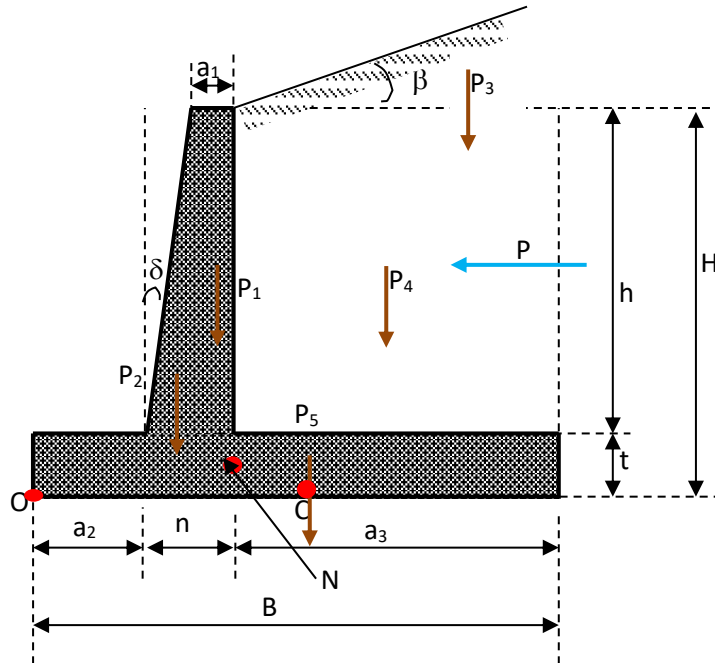


Figure 4. Schéma descriptif du mur de soutènement

3.3. Calcul des forces agissant sur le mur de soutènement

3.3.1. Calcul du poids agissant sur le mur

Un mur de soutènement en béton armé doit sa stabilité à son poids propre et au poids remblai. On aura donc à calculer le poids propre du mur et celui du remblai. Nous optons pour l'utilisation du béton de classe B25 avec des armatures en acier Bst 420 (norme DIN).

Tableau 6. Calcul des forces dues au poids

Paramètres	Dimensions	Valeurs
a_1	m	0,2
a_2	m	1,67
a_3	m	2,45
N	m	0,88
T	m	0,88
H	m	8,8
H	m	9,68
α (pente de la paroi interne du mur)	°	25,5
β (pente du terrain naturel)	°	40,3
Δ	°	26
P_1	KN/m	26,76
P_2	KN/m	74,8
P_3	KN/m	110
P_4	KN/m	388,08
P_5	KN/m	44,1

3.3.2. Effort sur le fût du mur.

L'effort sur le fût du mur est causé par le remblai se trouvant derrière le mur et les surcharges éventuelles sur le remblai. U. P.SCHMITZ propose que les surcharges soient évaluées à 10KN/m² pour bien tenir compte du chargement dû aux engins de construction. La poussée totale est :

$$P = P_a + P_c + P_q$$

Avec : Pa : poussée du sol (pulvérulent)

Pq : poussée due aux surcharges

Pc : force opposée à la poussée à cause de la cohésion du sol.

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma h$$

Où Ka est le coefficient de poussée qui est donné par :

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\delta - \alpha) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$$P_q = K_q q h$$

$$\text{Avec } K_q = \frac{K_a}{\cos(\beta - \alpha)}$$

$$P_c = -K_c C h$$

$$\text{Avec } K_c = \frac{1 - K_q}{\text{tg} \varphi}$$

3.3.3. Force ascensionnelle de l'eau. P_w

La force ascensionnelle P_w apparaît en cas d'existence d'une nappe d'eau ou d'inondation du terrain. Elle a un sens opposé à celui du poids.

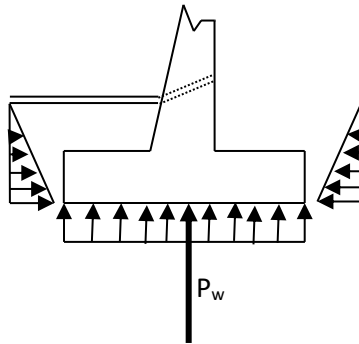


Figure 5. Force ascensionnelle sous un mur de soutènement

$P_w = \gamma_w DB P_w$ Où : D : L'ancrage de la semelle 0,88m.

B : Largeur de la semelle.

3.3.4. Force horizontale due au séisme E

$E = 0,1 \sum V$ Où $\sum V$ est la somme des forces verticales

Tableau 7. Calcul de l'effort sur le mur de soutènement

Paramètres	Dimensions	Valeur
φ (angle de frottement interne)	°	39
$\delta = \frac{2}{3} \varphi$	°	26
φ (pente de la paroi interne du mur)	°	25,5
β (pente du terrain naturel)	°	40,3
γ emblai (poids volumique du remblai)	kN/m ³	20,70
K_a	-	0,016
K_q	-	0,036
K_c	-	-0,747
P_a	kN/m	35,8833
P_q	kN/m	-5,8204
P_c	kN/m	-0,0046
P_w	kN/m	-52,8
E	kN/m	77,832

3.4. Étude de la stabilité du mur

Tableau 8. Calcul du moment résultant (mur de soutènement)

Désignatio n	Forces (kN/m)		Bras de levier (m) par rapport à C	Moment [kN.m/m]
	Verticales	Horizontales		
P_1	26,76	-	0,11	2,86
P_2	74,8	-	0,38	10,168
P_3	110	-	0	0
P_4	388,08	-	-1,275	-140,25
P_5	44,1	-	-1,683	-653,138
Pa	-	35.8833	3,22	115,544
Pq	-	-5.8204	4,84	-28,170
Pc	-	-0,0046	3,22	-0,0148
Pw	-52,8	-	0	0
E	-	59,094	3,22	250,61
<i>Somme</i>	590,94	89,152		-260,013

3.4.1. Calcul de l'excentricité

L'excentricité (e) est définie comme étant le rapport du moment résultant de la somme des composantes verticales :

$$e = \frac{|\sum M|}{\sum V} \quad ; \text{ on trouve: } e=0,44 \text{ m} < \frac{5}{6} \text{ m}; \text{ ce qui nous permet de conclure que}$$

la résultante des forces passe par le noyau central de la semelle.

3.4.2. Sécurité au glissement η_g

Le coefficient de sécurité contre le glissement est correctement donné par :

$$\eta_g = \frac{F_f}{\sum H}$$

Où F_f est la force de frottement donnée par :

$$F_f = CB + \sum V \operatorname{tg} \delta$$

C = Cohésion

B = Largeur de la semelle

La sécurité contre le glissement est assurée [Norme DIN] lorsque : $\eta_g \geq 1,5$

Tableau 9. Vérification de la sécurité au glissement

Paramètres	Dimension	Valeur
φ	°	39
δ	°	26
C	kN/m^2	0,001612
B	m	5,00
Ff	kN/m	696,57
ΣH	kN/m	89,152
η_g	-	7,81

$\eta_g = 7,81 > 1,5$: La sécurité contre le glissement est assurée

3.4.3. Sécurité au renversement η_r

Le coefficient de sécurité contre le renversement est défini par :

$$\eta_r = \frac{\sum M_s}{\sum M_r}$$

ΣMS : somme des moments stabilisants

ΣMR : somme des moments déstabilisants (de renversement)

La sécurité contre le renversement est assurée [Norme DIN] lorsque :

$$\eta_r \geq 1,5$$

Tableau 10. Vérification de la sécurité au renversement

Action	Forces (kN/m)		Bras de levier (m) par rapport à 0	Moment [kN.m/m]		η_R
	V	H		Stabilisant	Renversement	
P_1	26,76	-	2,39	63,956		-
P_2	74,8	-	2,12	158,576		-
P_3	110	-	2,5	275		-
P_4	388,08	-	3,775	1465,002		-
P_5	44,1	-	4,183	184,47		-
Pa	-	35.8833	3,22		115,544	-
Pq	-	-5.8204	4,84		-28,170	-
Pc	-	-0,0046	3,22		-0,0148	-
P w	-52,8	-	2,5		-132	-
E	-	57.832	3,22		190,28	-
Somme	590,94	89,152		2147,005	145,641	14,74

Le coefficient η_R obtenu montre que le mur de soutènement pourra bien résister au renversement.

3.4.4. Sécurité à la rupture du sol

Pour que la sécurité à la rupture du sol de fondation soit assurée, il faut que le rapport entre la contrainte admissible et à la contrainte maximale de

l'ouvrage sur le sol soit supérieur à 1,5, c'est à dire : $\frac{\sigma_{adm}}{\sigma_{max}} \geq 1,5$ et $\sigma_{min} \leq 0$

Par unité de largeur, on a :

$$\sigma_{max} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$\sigma_{min} = \frac{\sum V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

$$\sigma_{adm} = \gamma D + \frac{1}{3} \left[\gamma D + \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} + D(N_q - 1) + C N_c \right]$$

Tableau 11. Vérification de la sécurité à la rupture du sol

Paramètre	Formules	Dimension	Valeurs	
ΣV		kN/m	590,94	
B		m	5	
E		m	0,44	
γ du sol		kN/m^3	18	
D		m	0,88	
C		kN/m^2	0,0016	
Φ		°	39	
σ_{\max}		kN/m^2	180,59	
σ_{\min}		kN/m^2	15,2	
N_q	$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$	-	55,96	
Les facteurs de portance	N_γ	$N_\gamma = 1.8(N_q - 1) \tan \varphi$	-	297,94
	N_c	$N_c = (N_q - 1) \cot \alpha \tan \varphi$	-	15,20
σ_{adm}		kN/m^2	5400,66	
η			29,90	

D'où la sécurité à la rupture du sol est assurée.

3.4.5. Sécurité à l'écrasement

En tout point de l'ouvrage, la contrainte doit être inférieure à la résistance en compression de la maçonnerie. En particulier, à la base du mur σ_{\max} doit être inférieure à 6 kg/cm^2 . $\sigma_{\max} = 180,59 \text{ kN/m}^2 < 6 \text{ Kg/cm}^2$. D'où la sécurité à l'écrasement du sol est assurée.

3.4.6. Quelques dispositions constructives

Un mur de soutènement est un ouvrage qui doit être protégé de toute sollicitation supplémentaire qui le mettrait en péril. C'est pour cela que le remblayage derrière le mur se fait d'une façon particulière. Le remblai doit être de préférence en matériaux pulvérulent et il doit être compacté. Ce

compactage ne sera pas trop fort pour éviter l'augmentation de la poussée des terres. L'accumulation d'eau derrière le mur a un effet très dangereux, car elle se traduit par une hausse excessive de la poussée de terre. C'est pour cela qu'on devra procéder à la dérivation des eaux superficielles pour limiter les infiltrations et au drainage du remblai.

La dérivation des eaux superficielles se fait très facilement par l'engazonnement et par une rigole d'évacuation. Le drainage du remblai quant lui demeure assuré par un massif filtrant muni de barbacanes pour l'évacuation de l'eau infiltrée. Ce massif est mis en place à partir de la ligne des barbacanes la plus basse. Les barbacanes sont espacées de 3 mètres et il faut une ligne des barbacanes tous les deux mètres de hauteur ; la ligne supérieure étant au niveau du sol. Notons qu'il faudra prévoir un drain de pied qui est une conduite perforée de diamètre supérieur ou égal à 20 cm pour acheminer l'eau infiltrée à l'endroit voulu.

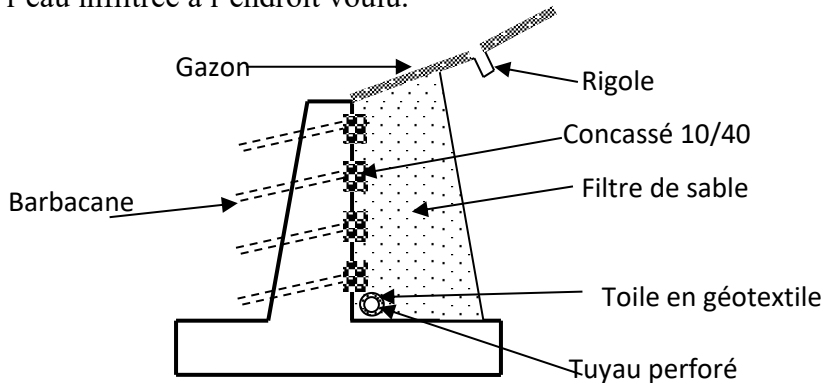


Figure 8. Disposition constructives (mur de soutènement)

3.5. Dimensionnement des ouvrages de chute

3.5.1. Schéma de principe

Au niveau du mur de soutènement, l'eau aura atteint 8,8 mètres par rapport au lit de la rivière Kimemi. Cette énergie potentielle est si élevée qu'elle causerait une forte érosion en aval. Il faut donc prévoir une technique pour la dissiper. Le dispositif comprendrait un déversoir suivi d'un bassin de dissipation et d'un seuil. Ce bassin sera conçu de telle sorte qu'il puisse permettre l'écoulement de l'eau pendant la période d'étiage (éviter la stagnation) et assurer son auto-curage.

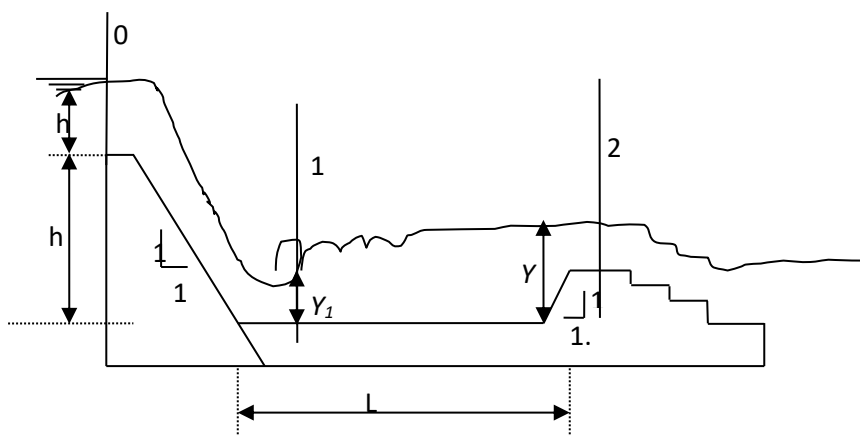


Figure 9. Schémas de principe du bassin de dissipation d'énergie

3.5.2. Calcul du ressaut

La transition d'un écoulement torrentiel à un écoulement fluvial se fait par une discontinuité hydraulique appelée ressaut. Le ressaut assure la transformation de l'énergie cinétique en énergie potentielle. En considérant les sections 0-0 et 1-1 sur la figure (9) et en assumant que le coefficient des

perdes d'énergie entre les deux sections soit de 0,1 ; l'équation de Bernoulli s'écrit :

$$h_0 + h + \frac{v_0^2}{2g} = y_1 + \frac{v_1^2}{2g} + 0.1 \left(h_0 + h + \frac{v_0^2}{2g} \right) \quad (1)$$

L'équation de continuité entre 0-0 et 1-1 s'écrit :

$$\begin{aligned} Q_0 &= Q_1 \\ Q_1 &= y_1 V_1 L_1 \end{aligned} \quad (2)$$

En combinant les deux équations (1) et (2), on trouve V_1 et y_1 . Comme y_1 et y_2 sont deux hauteurs conjuguées, y_2 se calcule par :

$$y_2 = \frac{1}{2} \left(-y_1 + y_1 \sqrt{1 + 8Fr_1^2} \right)$$

$$\text{Avec } Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g y_1}}$$

La même équation des hauteurs conjuguées nous permet de calculer le nombre de Froude dans la section 2-2 et on trouve :

$$Fr_2 = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{y_1^2 + y_1 y_2}{2}}$$

La vitesse dans la section 2-2 est donnée par :

$$\begin{aligned} V_2 &= Fr_2 \sqrt{g y_2} \\ L_R &= 5(y_2 - y_1) \end{aligned}$$

Tableau 12. Calcul du ressaut

Désignation	Dimension	Valeur
h_0	m	8,8
H	m	0,81
V_0	m/s	0,84
Q_0	m^3/s	24,11
$L_1 (B)$	m	7,12
y_1	m	4
V_1	m/s	0,846
Fr_2	-	0,134
y_2	m	0,139
Fr_2	-	1,439
V_2	m/s	0,86
L_R	m	16,21

3.5.3. Calcul de la hauteur du seuil (épais) et de la longueur du bassin de dissipation

La hauteur du seuil doit être supérieure à y_1 pour avoir un ressaut net et sa hauteur doit être telle que la vitesse d'écoulement en aval soit la plus petite possible pour éviter une érosion excessive. Prenons $V=3m/s$. Appliquée à notre cas, la formule donnant la vitesse d'écoulement sur un seuil épais s'écrit (GRESILLON *et al*, 1979).

$$v = \zeta \sqrt{2g\Delta H}$$

Avec : ζ : Coefficient de vitesse pouvant être évalué à 0,95

ΔH : $y_2 - y_n$: Hauteur du seuil

$$\Delta H = \frac{V^2}{2\zeta^2 g}$$

La longueur du bassin de dissipation L est donnée par :

$$L = 6(\Delta H + y_n) + L_R$$

Tableau13. Longueur du bassin de dissipation

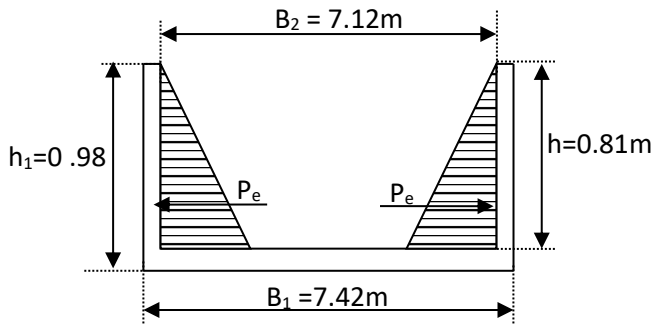
Désignation	V	ΔH	y_n	L
Dimension	m/s	m	m	m
Valeur	3	0.498	0.360	21.358

3.5.4. Dimensionnement du déversoir.

Le déversoir est constitué d'une couche en béton armé reposant sur un remblai bien compacté. Les berges seront encastrées dans des poutres en béton armé reposant sur le remblai tout au long de leurs travées. Le déversoir n'étant très chargé, l'armature servira à améliorer sa solidité et ainsi limiter l'abrasion (destruction) et les fissurations probables.

3.5.5. Calcul de l'armature dans la berge

Cette berge a une épaisseur de 15 cm et une hauteur de 0,81m. Elle est encastrée dans la poutre et elle est sollicitée par la poussée de l'eau comme illustrée sur le schéma suivant :



$$P_e = \frac{\gamma_e h^2}{2} \quad \text{et} \quad M_e = \frac{P_e h}{3}$$

Figure 10. Actions sur les berges du déversoir

Le moment M engendré par cette force est égal à :

Tableau 14. Armature contre la flexion dans la berge du déversoir

P_e	M_e	m_s	ω_2	A_s	
3,28	0,85	0,09	0,175	0,54	Armature principale
					Diamètre (mm)
					6
					Nombre
					1
					Ecartement (cm)
					20
					Section d'armature (cm ² /m)
					1,13

3.5.6. Dimensionnement des berges du bassin de dissipation

La hauteur des berges du bassin de dissipation devra être suffisante pour qu'elles ne soient pas dépassées par l'eau élevée par le ressaut. Ces berges seront soumises à la poussée de l'eau et à la poussée du remblai. Ces deux poussées sont opposées et tendent à s'annuler. La poussée la plus élevée apparaît quand le bassin est vide. À ce moment, la seule force qui agit est celle du remblai. C'est pour cela que les berges seront dimensionnées comme

un mur de soutènement résistant à la poussée du remblai. Comme le ressaut projette l'eau à une très grande hauteur (même jusqu'au remblai), le remblai sera obligatoirement en sol pulvérulent ($Ka \approx 0,33$) pour faciliter le drainage.

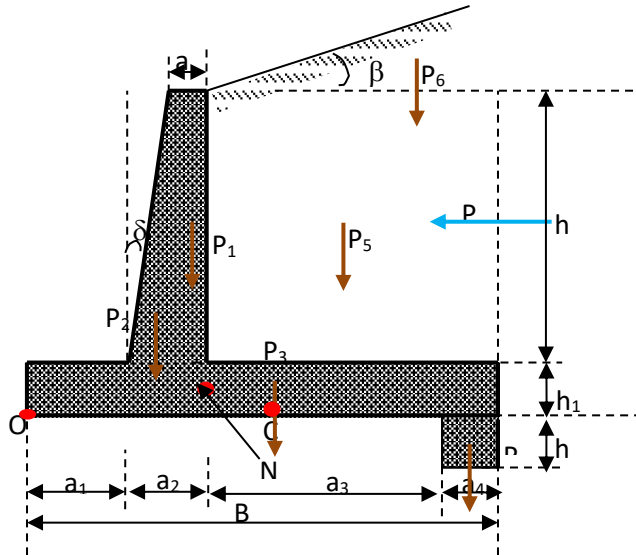


Figure 11. Schéma descriptif du bassin de dissipation

- Calcul des forces agissant sur la berge

Calcul du poids agissant sur la berge

Tableau 15. Forces dues au poids (bassin de dissipation)

Paramètre	Dimension	Valeur
a	m	0,2
a ₁	m	1
a ₂	m	0,43
a ₃	m	1,14
a ₄	m	0,43
B	m	3
h ₁	m	0,43
h ₂	m	1,6
h	m	5,1
γ _{sol}	KN/m ³	18
γ _{béton}	KN/m ³	25
α	°	25,5
β	°	37,57
P ₁	kN/m	14,66
P ₂	kN/m	25,5
P ₃	kN/m	32,25
P ₄	kN/m	17,2
P ₅	kN/m	144,125
P ₆	kN/m	12,717

La force ascensionnelle due à l'eau P_w

La force ascensionnelle agissant sur la bêche : **P_{w2}** ;

La force ascensionnelle agissant sur l'autre partie de la semelle **P_{w1}**.

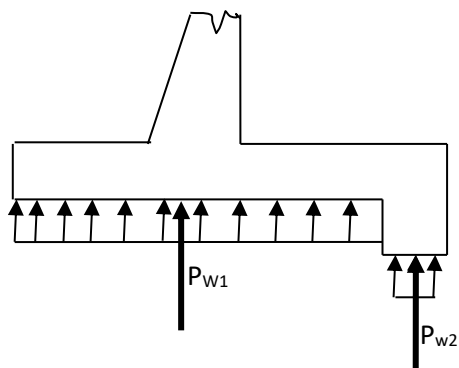


Figure 12. Force ascensionnelle sous le bassin de dissipation

Tableau 16 : Calcul de l'effort sur la berge

Paramètre	Dimension	Valeur
P	kN/m	14,794
P_{w1}	kN/m	12,9
P_{w2}	kN/m	48
E	kN/m	17,076

• *Etude de la stabilité de la berge*

a) Excentricité de la résultante des forces

Tableau 16. Calcul du moment résultant (bassin de dissipation)

Désignation	Forces [kN/m]		Bras de levier par rapport à C	Moment [kN/m]
	V	H		
P ₁	14,66		-0,35	-5,131
P ₂	25,5		-0,17	-4,335
P ₃	32,25		0	0
P ₄	17,2		1,285	22,102
P ₅	144,125		0,2	28,825
P ₆	12,717		0,976	12,411
P		14,794	1,7	25,149
P _{w1}	-12,9		0,285	-3,676
P _{w2}	-48		1,385	-66,48
E		17,076	2,55	43,544
Somme	185,552	31,87		52,409

L'excentricité : $e = \frac{\sum M}{\sum V}$ On trouve: $e = 0,28 \text{ m} < \frac{3}{5} \text{ m}$; ce qui nous permet de conclure que la résultante des forces passe par le noyau central de la semelle.

b) Sécurité au glissement (η_g)

Tableau 17. Sécurité au glissement (bassin de dissipation)

Paramètre	Dimension	Valeur
δ	°	26
φ	°	39
C	kN/m^2	0,0016
B	m	3
Fr	kN/m	218,72
$\sum H$	kN/m	31,87
η_g	-	6,86

$\eta_g = 6,86 > 1,5$: La sécurité au glissement est assurée

c) Sécurité au renversement (η_r)

Tableau 18. Calcul des moments stabilisants et déstabilisants (bassin de dissipation)

Désignation	Forces [kN/m]		Bras de levier par rapport à O	Moment [kN/m]		η_r
	V	H		Stabilisant	Renversement	
P ₁	14,66		1,15	16,857		
P ₂	25,5		1,33	33,915		
P ₃	32,25		1,5	48,375		
P ₄	17,2		2,785	47,902		
P ₅	144,125		2,23	321,398		
P ₆	12,717		2,476	31,487		
P		14,794	1,7		25,149	
P _{w1}	12,9		1,785		23,026	
P _{w2}	48		2,885		138,48	
E		17,076	2,55		43,544	
Somme	185,552	31,87		499,937	230,2	2,17

$\eta_r = 2,17 > 1,5$: La sécurité au renversement est assurée

d) Sécurité à la rupture du sol**Tableau 19. Fiche de calcul de la sécurité à la rupture du sol**

Désignation	Dimension	Valeur
ΣV	kN/m	185,553
B	m	3
E	m	0,28
Γ	kN/m^3	18
C	kN/m^3	0,0016
φ	$^\circ$	39
σ_{\max}	kN/m^2	95,58
σ_{\min}	kN/m^2	26,20
N_q	-	55,957
N_γ	-	297,96
N_c	-	15,20
$\Sigma_{\text{admissible}}$	kN/m^2	5400,65
η	-	56,58 > 1,5

$\eta = 56,58 > 1,5$: La sécurité à la rupture du sol est assurée.

3.5.7. Aménagement de la vallée de Wayimirya

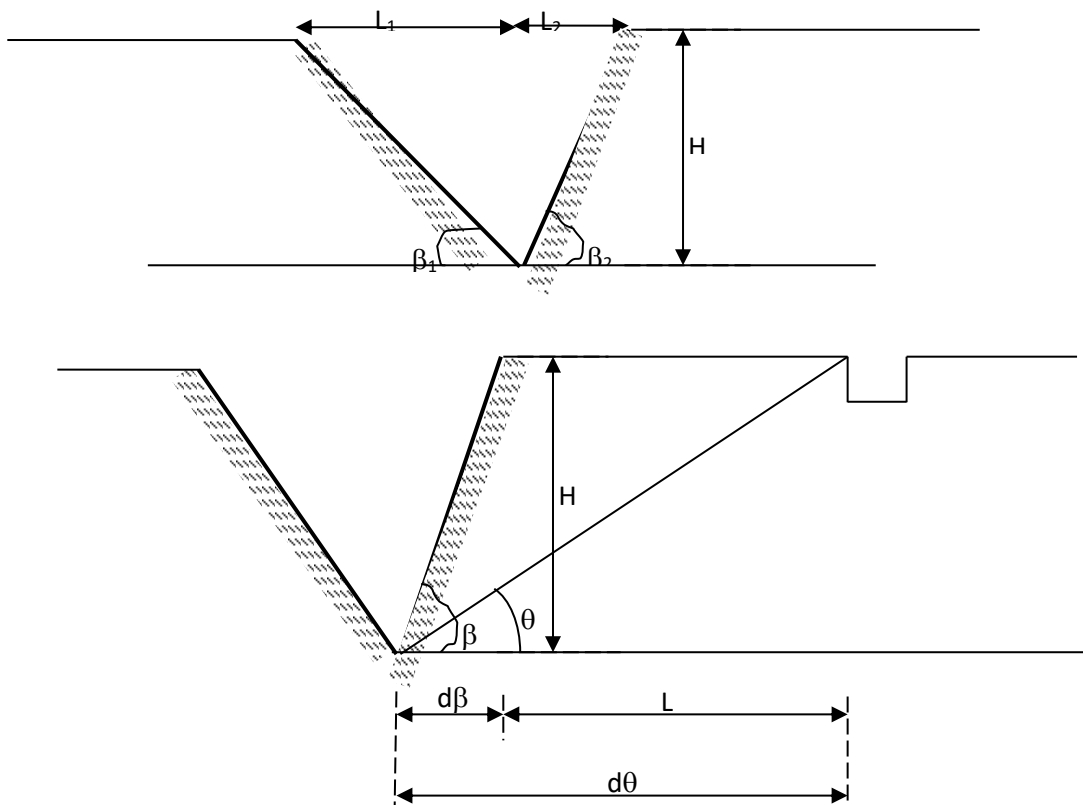
En aménageant, nous déterminons la zone non constructible. Les calculs de stabilité consistent à déterminer la pente à donner au talus afin d'empêcher le glissement du terrain. Le facteur de sécurité d'une pente peut être défini de différente manière : en termes de hauteur critique, de résistance au cisaillement, de moment, de cohésion... ici, nous utilisons le facteur de sécurité en termes de hauteur critique, Hcr.

$$H \sin \beta_1 = L_2 \Rightarrow \sin \beta_1 = \frac{L_2}{H}$$

$$H \sin \beta_2 = L_1 \Rightarrow \sin \beta_2 = \frac{L_1}{H}$$

$$\beta = \frac{\beta_1 + \beta_2}{2}$$

Figure 15 : sillon de la vallée de Wayimiry



Au moment de rupture,

$$H_{cr} = \frac{2 C \sin \beta \cos \varphi}{\gamma \sin^2 \left(\frac{\beta - \varphi}{2} \right)},$$

c'est la hauteur pour laquelle la pente définie par C , γ , β , et φ est en condition

d'équilibre. Ainsi, pour vérifier la stabilité du talus $F_s = \frac{H_{cr}}{H} > 1.5$

$$\theta_{cr} = \frac{\beta + \varphi}{2}$$

Tableau 20. Fiche de calcul de facteur de sécurité

Désignation	Dimension	Valeur
L ₁	m	5
L ₂	m	4,4
H	m	8,1
β ₁	°	28,51
β ₂	°	31,686
β	°	30,095
C	KN/m ²	16
γ	KN/m ²	18
H _{cr}	m	114.95
θ _{cr}	°	34.55
F _s	-	14,2 > 1,5

Tableau 21. Détermination de la zone sans construction

Désignation	Formule	Dimension	Valeur
β	-	°	30,095
C	-	KN/m ²	16
γ	-	KN/m ²	18
H _{cr}	-	m	114,95
θ_{cr}	-	°	34,55
d β	$d\beta = \frac{H}{tg\beta}$	m	13,976
d θ	$d\theta = \frac{H_{cr}}{tg\theta}$	m	166,95
L	$L = d\theta - d\beta$	m	152,97

Les constructions commenceront au-delà de 152,97mètres.

3.5.8. Le bassin de rétention

Le principe du bassin de rétention des eaux pluviales est extrêmement simple. Ce n'est qu'un espace de stockage des eaux de pluie avant leur rejet dans le milieu naturel ou dans le réseau d'eaux usées. L'activité biologique à l'intérieur de ce bassin va entraîner un assainissement partiel des eaux de pluie polluée par différentes substances présente dans le sol. La capacité d'autoépuration du milieu naturel ou un traitement supplémentaire complète cet assainissement.

Cette méthode a été mise en place afin de limiter l'apport soudain d'eaux pluviales dans le réseau d'eaux usées. Ce type d'équipement est installé souvent en zone urbain peu dense ou en zone d'habitat individuel. Il faut, de surcroît, que le terrain concerné soit de grande taille, car l'emprise foncière du bassin est très importante. C'est pour cela que cette méthode d'assainissement des eaux pluviales a été choisie pour la partie bu bassin versant de Wayimirya.

• **Dimensionnement du bassin de rétention**

- ~ Le coefficient de ruissellement choisi pour le dimensionnement est le coefficient de ruissellement moyen sur le bassin versant, $C_r = 0,726$;
- ~ La surface active du bassin versant : On définit la surface active du bassin versant comme la somme de surface du sous-bassin versant du tableau 20 multiplié par le coefficient de ruissellement. $S = 3,27 \text{ km}^2 = 327 \text{ ha}$. On a donc $S_a = 2,37042 \text{ Km}^2$;
- ~ Le débit de fuite admissible à l'exutoire du bassin versant est $Q = 24,11 \text{ l/s}$. La formule nécessite une valeur en m^3/s , la valeur admissible à l'aval est donc $Q = 0,02411 \text{ m}^3/\text{s}$;
- ~ Calcul de la hauteur équivalente : On applique la formule définissant la hauteur équivalente en fonction de la surface active et du débit de fuite admissible à l'aval. On a $q = \frac{3600 * Q}{S_a}$, on en déduit ainsi $q = 3,66 \text{ mm/h}$.
- ~ Détermination de la hauteur spécifique de stockage : A l'aide de l'abaque en annexe, on détermine la hauteur spécifique de stockage en fonction de la hauteur équivalente q pour une pluie de temps de retour 10 ans. On définit $H_a = 24 \text{ mm}$;
- ~ Calcul du volume du bassin de rétention : On applique la formule définissant le volume en fonction de la hauteur et de la surface active $V = 10 * H_a * S_a$. On a donc $V = 5697,648 \text{ m}^3$.

$$H = 3m$$

$$l = 30.767m \approx 31m$$

$$L = 61.53m \approx 62m$$

Nous proposons deux bassin de rétention un sur le rive de dimensions $H = 3 \text{ m}$, $l = 22 \text{ m}$ et $L = 44 \text{ m}$ pour un volume de $2848,824 \text{ m}^3$.

Conclusion

Au terme de ce travail, ayant pour objet la normalisation et la consolidation des cours d'eau en Ville de Butembo dans la vallée de Wayimirya d'un cours à lit fortement érodible, on a constaté que plusieurs branches de génie civil interviennent pour aboutir à cette fin : l'hydrologie, l'hydraulique fluviale, la mécanique des sols et fondation, la topographie et la stabilité des ouvrages.

En effet, on ne peut pas dimensionner un tel ouvrage en ignorant les éléments comme les caractéristiques du bassin versant, celles de l'averse de projet, c'est-à-dire l'intensité, la fréquence, la durée et le temps de retour de l'averse ; le débit de pointe et les caractéristiques géotechniques du lit du cours d'eau. L'explication et la quantification du phénomène d'érosion ne sont pas des tâches faciles. Pour y prétendre, il faut parvenir à une bonne caractérisation de la phase solide et celle liquide. L'eau peut être facilement caractérisée, mais la phase solide l'est moins voire impossible à cause de son hétérogénéité.

Toutefois, la prise en compte des critères d'érosion définis dans la littérature, de la topographie pentue du bassin versant et de la pluviométrie locale permet d'élucider le caractère torrentiel du cours d'eau et le risque très prononcé d'érosion du lit. Lorsque le lit d'un cours d'eau est déjà entamé par l'érosion, il est très rare qu'elle s'arrête d'elle-même par la formation d'une section idéale stable. Quand bien même cette section se façonnerait, nous avons montré dans ce travail qu'elle serait d'une largeur inadmissible. Dans un tel cas, il faut toujours songer à la construction des ouvrages hydrauliques de stabilisation du lit. Ces derniers permettent de limiter les dégâts avant qu'il ne soit tard.

La solution, qui est proposée ici, n'est pas l'unique qui existe ; mais elle respecte les étapes inévitables relatives au problème posé. Dans tous les cas, différentes mesures d'accompagnement s'imposent et s'avèrent même impératives. Il s'agit de diminuer l'érosion dans les zones montagneuses par plantation de haies antiérosives et d'arbres. Cela faciliterait l'infiltration de

l'eau et la diminution du coefficient de ruissellement, également d'encourager l'aménagement des jardins plus précisément à l'intérieur des parcelles et ainsi éviter l'imperméabilisation excessive des surfaces. Dans les zones urbanisées, la rétention des eaux pluviales dans les parcelles permettrait une diminution sensible de l'eau qui ruisselle. Cette eau servirait à l'irrigation des jardins, la chasse dans les WC et autres. Nous recommandons également qu'une étude d'impact hydrologique et environnemental précède tout projet d'urbanisation.

Références bibliographiques

- BANGA, KAKALA, B. (2017). *Cours d'assainissement*. Butembo.
- BANGA, KAKALA, B. (2017). *Cours d'hydrologie générale*. Butembo
- BRIERE, F.G. (2000). *Distribution et collecte des eaux*. Ecole de polytechnique Montréal.
- BOURBIER, R. (1997). *Les réseaux d'assainissement: calculs, application, perspectives*. Paris: Tec et doc.
- ESKANAZI, E. (1991). *Elements d'hydrologie*. LHCN: université de Liège.
- GRESILLON, J.M. (1979). *Quelques aspects de l'hydraulique des barrages*. Paris.
<http://echo2.epfl.ch/e-drologie/chapitres/chapitre3/chapitre3.html>
[http://www.gard.gouv.fr/content/download/15271/98250/file/A20%20Calcul%20di
mensionnement%20bassin%20d%27infiltration.pdf](http://www.gard.gouv.fr/content/download/15271/98250/file/A20%20Calcul%20di%20mensionnement%20bassin%20d%27infiltration.pdf)
- KANGITSI KYAVULIKIRWA, P. (2016). *Cours de travaux hydraulique*. IBTP/BUTEMBO.
- KATSUVA MUHINDO, A. (1988). *Dynamique démo-géographique et mise en valeur de l'espace en milieu équatorial d'altitude. Cas du Pays Nande au Kivu septentrional, Zaïre*. Lubumbashi: UNILU.
- KINYEGHO. (2008-2009). *Problématique de l'érosion dans les hautes terres. Cas de Magheria*. Butembo: UCG.
- LARRAS, J. (1972). *Hydraulique et granulat*. Paris: Eyrolles.
- LAMAS, J.L. (1985). *Hydrologie générale*.
- LENCASTRE, A. (1996). *Hydraulique générale*. Paris: Eyrolles.
- MICHEL, P. (2005). *Hydraulique appliquée*. Liège: Université de Liège.

- MASIMENGO, M. (2008-2009). *Erosion hydrique dans la commune de kimemi en ville de Butembo. Mesures de quelques paramètres hydrologiques des rivières et ruisseaux*. Butembo.
- MWENGESYALI. (2007-2009). *Gestion des risques environnementaux. Cas de l'érosion de la vallée de la rivière Kimemi de Butembo*. Butembo: UCG.
- MUHINDO SAHANI (2011). *Le contexte urbain et climatique des risques hydrologiques en ville de Butembo*. Liège: Université de Liège.
- PRUD'HOMME, G. (2005). *Fondation et ouvrage en terre*. Liège: Université de Liège.
- REGIS. (2008). *Régulation et stabilisation des cours d'eau*.
- SUMBU, F. (2007-2008). *Etude des causes de l'érosion en ville de Butembo*. Butembo: UCG.
- TSONGO. (2009-2010). *Problématique de la gestion des eaux de ruissellement en ville de Butembo. Cas du Quartier Bodi en commune Kimemi*. Butembo: UCG.
- WALTER, H. G. (2000). *Hdraulique fluviale*. Laucanne: PPUR.
- www.bassin-versant-et-son-complexe.com