



Liste des abréviations et des symboles.

- A : Surface
a : Exposant variant selon le type de seuil
Ar : Ariary
ANT : Antananarivo
AEP : Adduction d'Eau Potable
APIPA : Autorité pour la Protection de la Plaine d'Antananarivo
CUA : Commune Urbaine d'Antananarivo
CAB : Cabinet
Cf : Cash flow
Ci : Coût d'investissement initial
C sub : Coefficient de submersion
C ratio : Coefficient de ratio
c' : Coefficient de la cohésion
 C_w : Coefficient de contraction
DRCI : Durée de Remboursement du Coût d'Investissement
 $d-d_p$: Profondeur d'écoulement
EPA : Environmental Protection Agency
FTM : Foiben'ny Taontsarin'ny Madagascar
F : Coefficient de sécurité
GTZ : Goethe Zentrum
GR : Génie Rurale
g : La pesanteur
h : Hauteur de la décharge (varie si l'orifice est noyé ou non)
 H_d : Hauteur de la diguette
ha : Hectare
H : Hauteur
I : Pente
 I : Investissement
IDF : Intensité Durée Fréquence
KPa : Kilo Pascal
KN : Kilo Newton
L : Longueur
 L_d : Longueur de la diguette
 l_d : Largeur de la diguette
 l'_d : Largeur de la crête de la diguette
 l_v : Longueur de cheminement verticale
 l_h : Longueur de cheminement horizontale
LNTPB : Laboratoire Nationale des Travaux Publics et des Bâtiments



-
- m: Mètre
- n : Coefficient de Manning
- O : Volume sortant
- PIRD : Plaine Irriguée Rive Droite de l'Ikopa
- PUD : Plan d'Urbanisme pour le Développement
- P : Périmètre
- Q : Débit
- Q_a: Débit initial venant du casier Sud (Anosibe)
- Q_b: Débit initial venant du déversoir de la Gare de Soarano
- Q_{new}: Débit à un instant « t » ultérieur à Q_{last}
- Q_{last}: Débit à un instant « t » antérieur à Q_{new}
- H_{new}: Hauteur d'eau à un instant « t » ultérieure à H_{last}
- H_{last}: Hauteur d'eau à un instant « t » antérieure à H_{new}
- R : Rayon hydraulique
- S : Surface mouillée
- S_f: Perte d'énergie par l'effet de la pente
- SOMEAH : Société Malgache d'Etudes Appliquées à l'Hydraulique
- SOGREAH : Société Grenobloise d'Etudes Appliquées à l'Hydraulique
- SOGETAH : Société Générale des Travaux Appliqués à l'Hydraulique
- STOR : Représente les casiers
- BDPA SCETAGRI : Bureau d'études contribuant à l'élaboration des données de base de ce mémoire.
- t : Temps « t »
- T: période
- U : Unité
- V : Vitesses
- VAN : Valeur Actuelle Nette
- W : Largeur
- x : Distances
- x_t: Distance à un instant « t »
- X₀: Distance à t=0
- c : La cohésion en [KPa]
- θ : L'angle que fait R avec la verticale [°]
- b: La largeur de la tranche en [m]
- Wi : Le poids de la tranche en [KN]
- F : Coefficient de sécurité
- u_i La pression interstitielle
- WEIR : Les seuils
- $\frac{dV}{dt}$: Quantité d'eau stockée sur le bassin versant



-
-
- i: Intensité pluvieuse
 - A : Surface du bassin versant
 - Q : Débit de ruissellement
 - f : Infiltration
 - Evp : Quantité d'eau perdue lors de l'évapotranspiration
 - Ω : Un coefficient de correction utilisé par le modèle pour évaluer les débits futurs



Liste des tableaux.

Tableau N° 1: La précipitation moyenne générale en une année.....	4
Tableau N° 2: Les précipitations selon les périodes de retour. (Dinika, 1991).	5
Tableau N° 3: La température qui affecte la Plaine Urbaine Rive Droite de l'Ikopa (Service de la météorologie).	6
Tableau N° 4: Débits maximaux des crues de l'Ikopa à Ambohimanambola.	7
Tableau N° 5: Débit maximal de crue du Mamba à Sabotsy Namehana. (MAEP, 2003).....	8
Tableau N° 6: Occupation du sol.....	9
Tableau N° 7: Répartition de la population à Ankasina.	19
Tableau N° 8: Structures du ménage.	20
Tableau N° 9: Perspective de diminution des surfaces agricoles.	21
Tableau N° 10: Répartition des activités professionnelles à Ankasina.	22
Tableau N° 11: Les maladies les plus vues à Ankasina.....	23
Tableau N° 12: Les infrastructures de bases existantes.....	23
Tableau N° 13: Récapitulation.....	29
Tableau N° 14: Répartition des maisons selon les secteurs.....	34
Tableau N° 15: Récapitulation du principe du drainage à Ankasina.....	37
Tableau N° 16: Caractéristiques des exutoires.	39
Tableau N° 17: Evolution du nombre des sinistrés à Ankasina.....	48
Tableau N° 18: Le nombre de décès en période d'inondation à Ankasina.....	48
Tableau N° 19: Valeurs reliant C_{ratio} et C_{sub}	67
Tableau N° 20: Les caractéristiques de chaque casier.	71
Tableau N° 21: Caractéristiques des 15 tronçons du canal C3 aval.....	72
Tableau N° 22: Les caractéristiques des seuils.....	73
Tableau N° 23: Les caractéristiques des orifices.	73
Tableau N° 24: Le coefficient de rugosité de Manning.....	79
Tableau N° 25: Les coefficients de sécurité des cercles de glissement	105
Tableau N° 26: Les données des productions agricoles. (Source : Fokontany d'Ankasina)...	108
Tableau N° 27: Récapitulation de l'évaluation des coûts d'investissement.	110
Tableau N° 28: Résultats des calculs économiques.	111



Liste des figures.

Figure N° 1: La situation géographique de la Plaine Urbaine Rive Droite de l’Ikopa.....	3
Figure N° 2: Représentation de la température.....	6
Figure N° 3: L’occupation du sol dans la plaine urbaine rive droite de l’Ikopa.....	10
Figure N° 4: Délimitation administrative du Fokontany d’Ankasina.....	18
Figure N° 5: Occupation du sol à Andohatapenaka Nord.	28
Figure N° 6: Le système de drainage à Andohatapenaka.	31
Figure N° 7: Occupation du sol à Ankasina.	35
Figure N° 8: Le système de drainage à Ankasina.	40
Figure N° 9: La carte participative.	44
Figure N° 10: La structure de l’EPA SWMM Version 5.	58
Figure N° 11: Bassin versant rectangulaire équivalent.	59
Figure N° 12 : Principe d’évaluation des débits selon Manning.	61
Figure N° 13: Principe de la conservation de masse.	68
Figure N° 14: Visualisation du site.....	74
Figure N° 15: La pluie synthétique de 72 heures pour une période de retour de dix ans.....	76
Figure N° 16: Le débit « Q _a » entrant à Ankasina.....	77
Figure N° 17: Le débit « Q _b » entrant à Ankasina.....	77
Figure N° 18 : Débit dans le canal sans aménagement.....	83
Figure N° 19 : Vitesses dans les canaux sans aménagement.....	83
Figure N° 20 : Débit à travers les diguettes sans aménagement.	84
Figure N° 21 : Niveau d’eau dans les casiers sans aménagement.	84
Figure N° 22 : Niveau d’eau en amont et aval d’Ankasina sans aménagement.	85
Figure N° 23 : Débit sans aménagement pour un niveau aval de 1 248,50 m.....	86
Figure N° 24 : Vitesses dans les canaux pour un niveau aval 1 248,50 m sans aménagement.	86
Figure N° 25 : Débit à travers les diguettes pour un niveau aval 1 248,50 m sans aménagement.	87
Figure N° 26 : Niveau d’eau dans les casiers sans aménagement et avec un niveau aval 1 248,50 m.....	87



Figure N° 27 : Niveau d'eau en amont et en aval d'Ankasina pour un niveau aval 1 248,50 m.	88
Figure N° 28 : Débit dans les canaux selon la variante 1	89
Figure N° 29 : Vitesse dans les canaux selon la variante 2.....	89
Figure N° 30 : Débit à travers les diguettes avec la variante 1.	90
Figure N° 31 : Hauteur d'eau dans les casiers selon la variante 1.	90
Figure N° 32 : Niveau d'eau en amont et en aval d'Ankasina selon la variante 1	91
Figure N° 33 : Hauteur d'eau dans les casiers sans aménagement selon la variante 2.....	92
Figure N° 34 : Hauteur d'eau dans les casiers avec aménagement selon la variante 2	93
Figure N° 35 : Débit à travers l'ouvrage selon la variante 2.....	93
Figure N° 36 : Hauteur d'eau dans les casiers sans aménagement pour la variante 2 à un niveau aval 1 248,50 m.....	94
Figure N° 37 : Hauteur d'eau dans les casiers avec aménagement pour la variante 2 à un niveau aval 1 248,50 m.....	95
Figure N° 38 : Débit à travers l'ouvrage à un niveau aval 1 248,50 m.....	95
Figure N° 39 : Débit dans le canal C3 selon la variante 2	96
Figure N° 40 : Niveau d'eau en amont et en aval d'Ankasina avec la variante 3.....	97
Figure N° 41 : Comparaison des deux niveaux d'eau des casiers avec et sans ouvrage.....	97



Liste des annexes.

Annexe N° 1: Caractéristiques géotechniques des alluvions dans la Plaine Urbaine Rive Droite de l'Ikopa.....	114
Annexe N° 2: Courbe Intensité Durée Fréquence à Antananarivo.....	115
Annexe N° 3: Pluie synthétique de 72 heures pour une période de retour de 10 ans.....	116
Annexe N° 4: Abaque de CARLIER pour évaluer le coefficient de Manning.....	117
Annexe N° 5: Calcul du cash flow.....	118
Annexe N° 6: Evaluation des coûts d'investissement.....	120
Annexe N° 7: Détails des études économiques/ Calcul du taux de rentabilité interne.....	121
Annexe N° 8: Etudes de stabilité du talus en aval et en amont par la méthode des tranches ou méthodes de FELLINIUS:	122
Annexe N° 9: Interface de la simulation avec EPA SWMM 5 :.....	125
Annexe N° 10: Résultats types des débits et des hauteurs d'eau à d'Ankasina.....	126
Annexe N° 11 : Profil en long du système de drainage à Ankasina.....	130
Annexe N° 12: Coupe transversale de la digue à mettre en place à Ankasina.....	131
Annexe N° 13 : Planches photos	132

Rapport



Sommaire.

Introduction.....	1
PARTIE 1 : Le drainage de la Plaine Urbaine Rive Droite de l’Ikopa.....	2
Chapitre 1 : La Plaine Urbaine Rive Droite de l’Ikopa :	2
Chapitre 2 : Aperçu du système de drainage de la Plaine Urbaine d’Antananarivo.....	11
PARTIE 2 : L’Analyse des Problématiques de l’Inondation à Ankasina.	16
Chapitre 3 : Le quartier d’ANKASINA.	16
Chapitre 4 : Diagnostic technique rapide du système de drainage.	25
Chapitre 5 : Diagnostic participatif des problèmes d’inondation.	43
PARTIE 3 : Etudes des solutions d’atténuation des problèmes d’inondation.....	52
Chapitre 6 : L’approche retenue – Notion de modélisation.	54
Chapitre 7: L’outil de modélisation utilisé.	57
Chapitre 8 : Présentation générale du modèle numérique.	70
Chapitre 9 : Les principaux paramètres du modèle.	79
Chapitre 10: Les principaux résultats de la modélisation.	82
Chapitre 11 : Synthèses de l’étude hydraulique.	99
PARTIE 4 : Caractéristiques de l’aménagement recommandé et l’étude économique du projet.....	103
Chapitre 12 : Description et calculs sur les ouvrages à mettre en place.	103
Chapitre 13: Etudes économiques du projet.	108
Conclusion.....	112
Références Bibliographiques.....	113
Annexes.	114



Introduction.

Le drainage urbain consiste à assurer l'évacuation de l'ensemble des eaux pluviales et usées ainsi que leur rejet vers un exutoire naturel ou artificiel sous des modes compatibles avec l'exigence de la santé public et de l'environnement.

Les eaux pluviales doivent être drainées pour éviter la submersion de la zone urbanisée.

Ces dernières années, on observe au niveau de la plaine d'Antananarivo une augmentation des sinistrés victimes d'inondation. Cela est lié à l'urbanisation non contrôlée des bas quartiers de la plaine et à des exodes ruraux intensifs. Les années 2001, 2003, 2007, figurent parmi les saisons récentes les plus marquantes en matière d'inondation.

En Novembre et Décembre 2007, une étude pilote de base sur les risques d'inondation dans les zones basses de la Commune Urbaine d'Antananarivo a été effectué avec la GTZ et le bureau d'études SOMEAH Conseils dont :

- une à Ankasina, une zone planifiée pour devenir une zone tampon en 2000,
- une à Anosibe, un casier fortement urbanisé,
- une à Andohatapenaka, une zone fréquemment inondée.

Une des originalités de cette étude est l'association des habitants de ces quartiers pilotes dans le diagnostic des problématiques d'inondation et la recherche de solutions d'atténuation.

L'étude présentée dans le présent mémoire consiste principalement à étudier à partir d'un outil de modélisation numérique/hydraulique les solutions d'aménagement identifiées de façon participative, permettant d'atténuer les problèmes d'inondation du quartier d'Ankasina.

Ainsi, le présent mémoire est subdivisé en quatre parties :

- la première présente un aperçu du système de drainage de la Plaine Urbaine Rive Droite de l'Ikopa,
- la seconde analyse les problématiques d'inondation à Ankasina,
- la troisième développe l'étude des solutions d'atténuation de cette inondation,
- la quatrième évoque les caractéristiques des aménagements recommandés et l'étude économique du projet.



PARTIE 1 : Le drainage de la Plaine Urbaine Rive Droite de l'Ikopa.

Objectif de la partie

La première partie consiste à rappeler les caractéristiques physiques de la Plaine Urbaine Rive Droite de l'Ikopa ainsi que son système de drainage afin de le pouvoir utilisé dans les autres chapitres.

Chapitre 1 : La Plaine Urbaine Rive Droite de l'Ikopa.

1.1. Préambule

Vu la loi N° 94 009 du 26 Avril 1995 et selon l'arrêt ministériel N° 209 / CU / ANT /CAB/ 97, et portant sur le statut particulier de la ville d'Antananarivo, Capital de Madagascar, il est primordial lors des périodes cycloniques de protéger la ville à des éventuelles crues et des inondations. (Ministère de la Décentralisation et de l'Aménagement du Territoire, 2002).

De ce fait, à partir de ce jour, la plaine très inondable située sur la rive droite de l'Ikopa est classée parmi les secteurs poldérisés et protégés.

Cette partie portant sur « la Plaine Urbaine Rive Droite de l'Ikopa » évoque surtout les généralités sur les caractéristiques physiques de la zone. On parlera de :

- la localisation de la zone,
- le relief,
- Le climat,
- La géologie et l'hydrogéologie,
- L'hydrographie,
- L'occupation du sol.

1.2. Localisation générale

La Plaine Urbaine Rive Droite de l'Ikopa est dans la Commune Urbaine d'Antananarivo. Elle s'étend sur une surface de 2 300 ha.

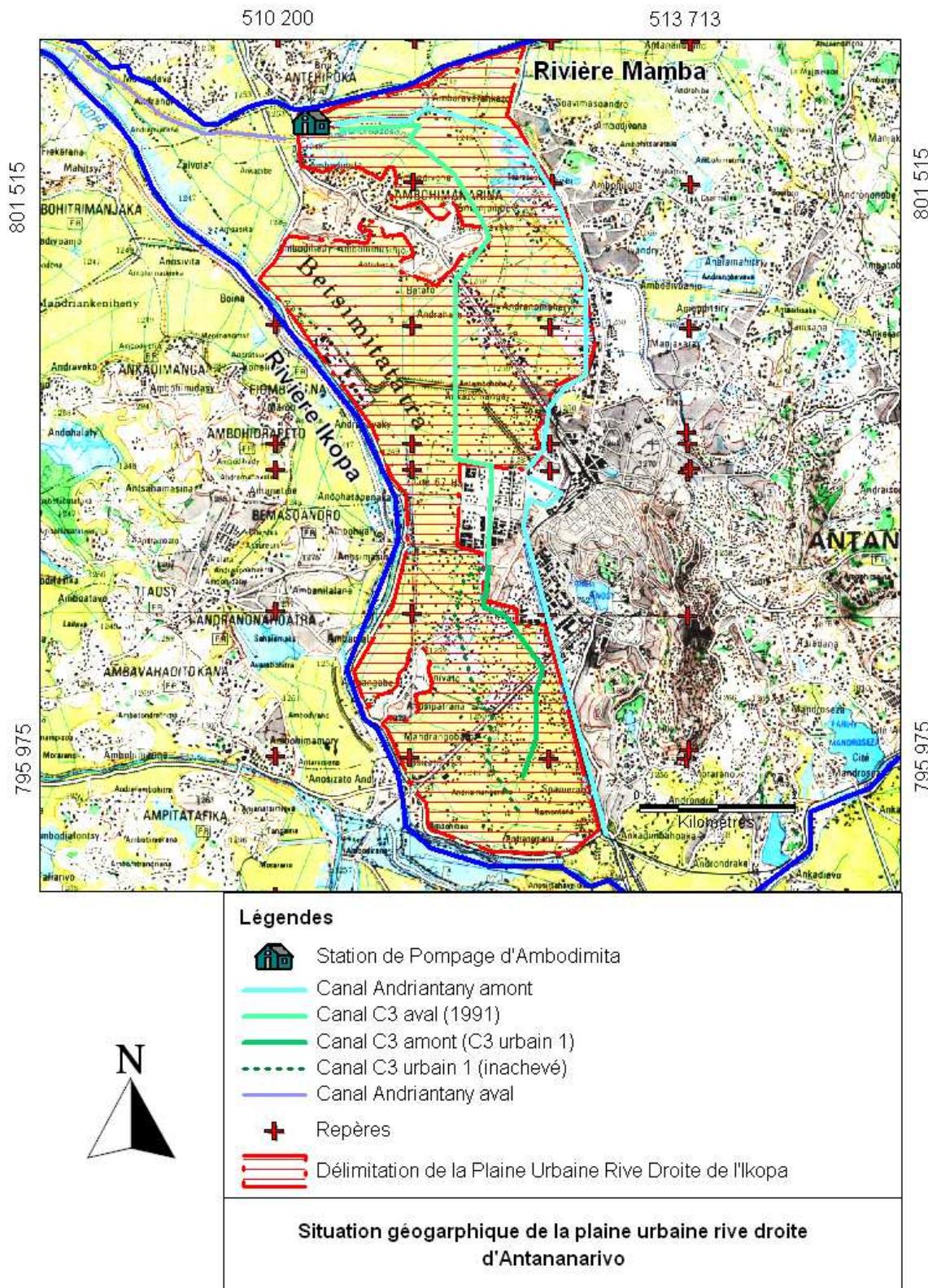
La plaine est limitée au Sud et à l'Ouest par la Route Nationale N°58 qui longe l'Ikopa, au Nord par la rivière Mamba et à l'Est par la plaine d'altitude 1 249 m.

Selon la carte FTM 1 sur 500 000ème, elle est délimitée en coordonnées du Système Laborde entre (510 200 m, 794 134 m) et (513 713 m, 805 198 m).

L'altitude moyenne est de 1 247 m sachant qu'au Sud, elle est de l'ordre de 1 248 m et au Nord de l'ordre de 1 246 m.



Figure N° 1: La situation géographique de la Plaine Urbaine Rive Droite de l'Ikopa.





1.3. Le relief

Les caractéristiques géomorphologiques de la Plaine Urbaine Rive Droite de l'Ikopa sont différencierées par :

- Une plaine non uniforme

La Plaine Urbaine Rive Droite de l'Ikopa n'est pas uniforme. Elle présente des buttes isolées comme celle d'Ambohimana et d'Anosipatrana. On retrouve à l'Est des petites collines qui engendrent des bassins versants tels que ceux du Morarano de Soanierana, du lac Anosy, d'Analakely, de Behoririka et du Marais Masay.

- Une pente moyenne faible

La pente moyenne générale est de l'ordre de 0,5 %. Le niveau d'altitude varie de 1 246 m à 1 247 m sur toute la plaine.

Le sens de la pente va du Sud-Est vers le Nord-Ouest. Ce dernier ralenti l'écoulement et provoque ainsi l'inondation récurrente des zones basses.

Ces deux particularités du relief rendent difficile le drainage des eaux pluviales ainsi que les eaux usées car elles retardent l'écoulement.

1.4. Le climat

Le climat sur la Plaine Urbaine Rive Droite de l'Ikopa appartient au régime tropical humide des hautes terres. Il est défini par une saisonnalité marquée de la précipitation et de la température.

- La précipitation

* Une précipitation saisonnière

80% à 90% des pluies annuelles tombent durant la saison chaude et pluvieuse d'Octobre en Avril tandis que le reste tombe en quantité infime du mois de Mai à Septembre.

Soient 1 182 mm d'eau écoulée pendant la saison chaude et 177 mm pour le reste.

Tableau N° 1: La précipitation moyenne générale en une année.

Mois de l'Année	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sept	Oct.	Nov.	Déc.
Précipitation Moyenne en mm	287	262	193	58	18	8	8	10	23	61	152	290

Source : Services de la météorologie.



* Les averses cycloniques

Les pluies entre le mois d'Octobre et Décembre sont des pluies convectives. Ce sont généralement des pluies de courtes durées et à une couverture spatiale restreinte.

Pour le mois de Janvier à Avril, les précipitations sont dues par le passage des cyclones. Ce sont des averses orageuses d'une longue durée à une grande couverture spatiale.

Les plus marquantes durant ces 20 ans étaient celles du cyclone Géralda en Février 1994, du cyclone Gafilo et Gamède en Février 2007 et du cyclone Ivan en 2008.

Les précipitations associées à ces phénomènes, ayant pour exutoire au barrage de Tanjombato, sont présentées dans le tableau suivant.

Tableau N° 2: Les précipitations selon les périodes de retour. (Dinika, 1991).

Mois	Janvier			Février			Mars		
T (ans)	2	10	30	2	10	30	2	10	30
P (mm)	300	425	505	205	405	560	180	360	505

- La température

La Plaine Urbaine Rive Droite de l'Ikopa est caractérisée par deux saisons différentes. La saison chaude est comprise entre le mois d'Octobre au mois de Mai et la saison froide, le mois de Juin en Septembre.

La température en une journée n'est pas très variable. L'écart thermique varie de 6 à 10 °C.

Observée à Ampasampito, la température moyenne qui affecte la zone est de l'ordre de 17°4C (Dinika, 1991).

Pour une année, le mois le plus chaud est le Novembre à Janvier et le mois le plus froid est le mois d'Août.

La valeur maximale atteinte lors de ces 5 dernières années est de 32° C contre un minima de 2°C.

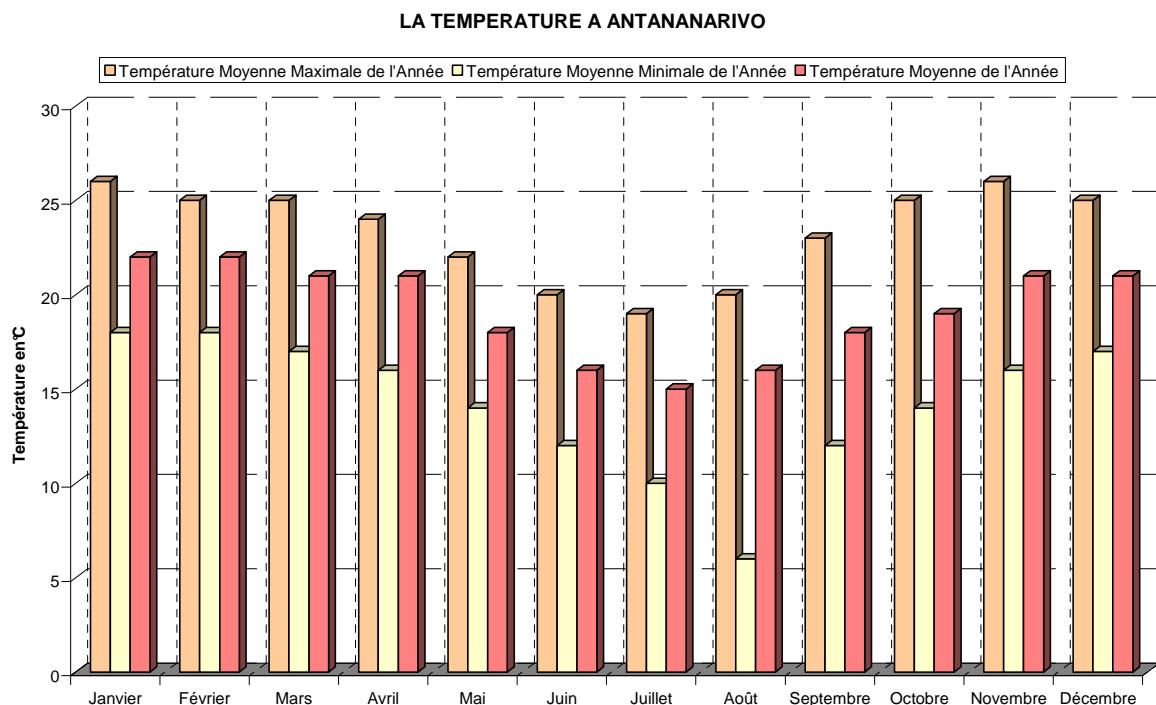
Voici la température à Antananarivo.



Tableau N° 3: La température qui affecte la Plaine Urbaine Rive Droite de l'Ikopa (Service de la météorologie).

Mois de l'Année	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.
Température Moyenne Maximale de l'Année en °C	26	25	25	24	22	20	19	20	23	25	26	25
Température Moyenne Minimale de l'Année en °C	18	18	17	16	14	12	10	6	12	14	16	17
Température Moyenne en °C	21	21	20	20	15	15	11	13	15	17	20	20

Figure N° 2: Représentation de la température.



1.5. La géologie et l'hydrogéologie

La géologie de la plaine est constituée par une couche alluvionnaire et un substratum rocheux.

La couche alluvionnaire est formée par des limons argileux d'épaisseur 1 à 3 m et par des argilo sableuses d'épaisseur 17 à 20 m. (BDPA SCETAGRI, 1991).

Le substratum est une roche migmatique granitoïde plus ou moins latéritique composée de quartzites pratiquement inaltérables.

Notant qu'il peut exister dans la couche alluvionnaire des boules résiduelles.



Les caractéristiques géotechniques de l'alluvion seront mentionnées en annexe 1.

La nappe phréatique constituée par des alluvions de la Plaine Urbaine Rive Droite est alimentée par la rivière Ikopa. En effet, selon le rapport BDPA SCETAGRI, lors d'une crue décennale, le niveau de la nappe dans le quartier d'Anosibe et d'Andavamamba atteint 1249 m d'altitude.

Cela veut dire que ce niveau atteint les niveaux des remblais existants (Ampefiloha, 67 ha, casier d'Anosibe, etc.) dans la plaine.

1.5. L'hydrographie

Dans cette partie, l'hydrographie évoque les rivières autour de la plaine rive droite. Cependant, les principaux drains et canaux d'irrigation seront mentionnés dans d'autre partie.

- La rivière Ikopa

La rivière Ikopa prend sa source dans les hauts plateaux. Elle passe par la région Analamanga, et s'afflue avec Sisaony, Mamba, Andromba pour former le Betsiboka.

L'écoulement s'effectue du Sud Est et de l'Est vers le Nord Ouest avec une pente moyenne de 7,90 m/km (pente générale de la Rivière Ikopa).

Le débit maximal de crue au niveau d'Ambohimanambola est de 1 350 m³/s pour une période de retour de 50 ans et de 1 650 m³/s pour une période de retour de 100 ans (Ministère de l'Agriculture et de l'Elevage et de la Pêche, Juin 2003).

Elle alimente l'apport en eau potable de la ville d'Antananarivo au niveau de Mandroseza et l'irrigation de la plaine urbaine rive droite de l'Ikopa au niveau de Tanjombato.

Tableau N° 4: Débits maximaux des crues de l'Ikopa à Ambohimanambola.

Rivière	Station d'Observation	Pente m/km	Débit maximal de crue en [m ³ /s]	
			Fréquence 1/50	Fréquence 1/100
Ikopa	Ambohimanambola	7,90	1 350	1 650

Source : Ministère de l'Agriculture et de l'Elevage et de la Pêche, Juin 2003. Monographie d'Antananarivo.

- La rivière Mamba

La rivière Mamba part du Nord Est de la ville d'Antananarivo. Elle délimite la plaine urbaine au Nord et s'afflue avec l'Ikopa à Ampanindroa.



Elle draine plus particulièrement les bassins versants d'Ivato, d'Ambohibao et d'Andranotapahina.

Tableau N° 5: Débit maximal de crue du Mamba à Sabotsy Namehana. (MAEP, 2003).

Rivière	Station d'Observation	Pente m/km	Débit maximal de crue en [m ³ /s]	
			Fréquence 1/50	Fréquence 1/100
Mamba	Pont de Sabotsy Namehana	7,2	50	65

La représentation graphique des deux rivières est représentée sur la figure 1.

1.6. L'occupation du sol de la Plaine Urbaine Rive Droite

L'avancement rapide de l'urbanisation à Antananarivo et dans la Plaine Urbaine Rive Droite de l'Ikopa a beaucoup changé l'occupation du sol. Actuellement, les zones vertes c'est-à-dire les rizières, les espaces verts n'occupent plus que les 85% de la surface totale tandis qu'en 1954, elle s'étendait sur toute la totalité. (P.U.D.i, 2004)

Ce changement affecte le système de drainage de la Plaine Urbaine Rive Droite.

Ainsi, voici l'occupation du sol en ce jour.

- **Les zones vertes**

Les zones vertes sont constituées par les rizières, les espaces verts et les jardins. Elles occupent une surface totale de 1955 ha.

Au Nord, la Plaine est occupée de plus en plus par une urbanisation rapide. Ainsi, les rizières sont transformées en habitations à fortes densités.

Au Sud, les espaces verts sont remblayés avec des terres afin de créer des zones industrielles ou d'autres.

En résumé, l'occupation en zone verte diminue rapidement pour faire place à une urbanisation.

- **Les zones imperméables**

Les zones imperméables sont constituées particulièrement par des lotissements, des bâtiments industriels, des zones industrielles, et des habitats de fortes densités. Elles occupent les 13% de la surface totale de la Plaine et augmentent à un rythme de 5% par an. En 2050, la Plaine Urbaine Rive Droite de l'Ikopa serait encombrée par des habitations à forte densité.

- **Les plans d'eau**

Les plans d'eau regroupent les lacs, les marais et les bassins. Ils n'occupent que 2% de la surface de la Plaine.



Ils sont abondants sur la plaine Sud comme les plans d'eau d'Anosibe et d'Andavamamba.

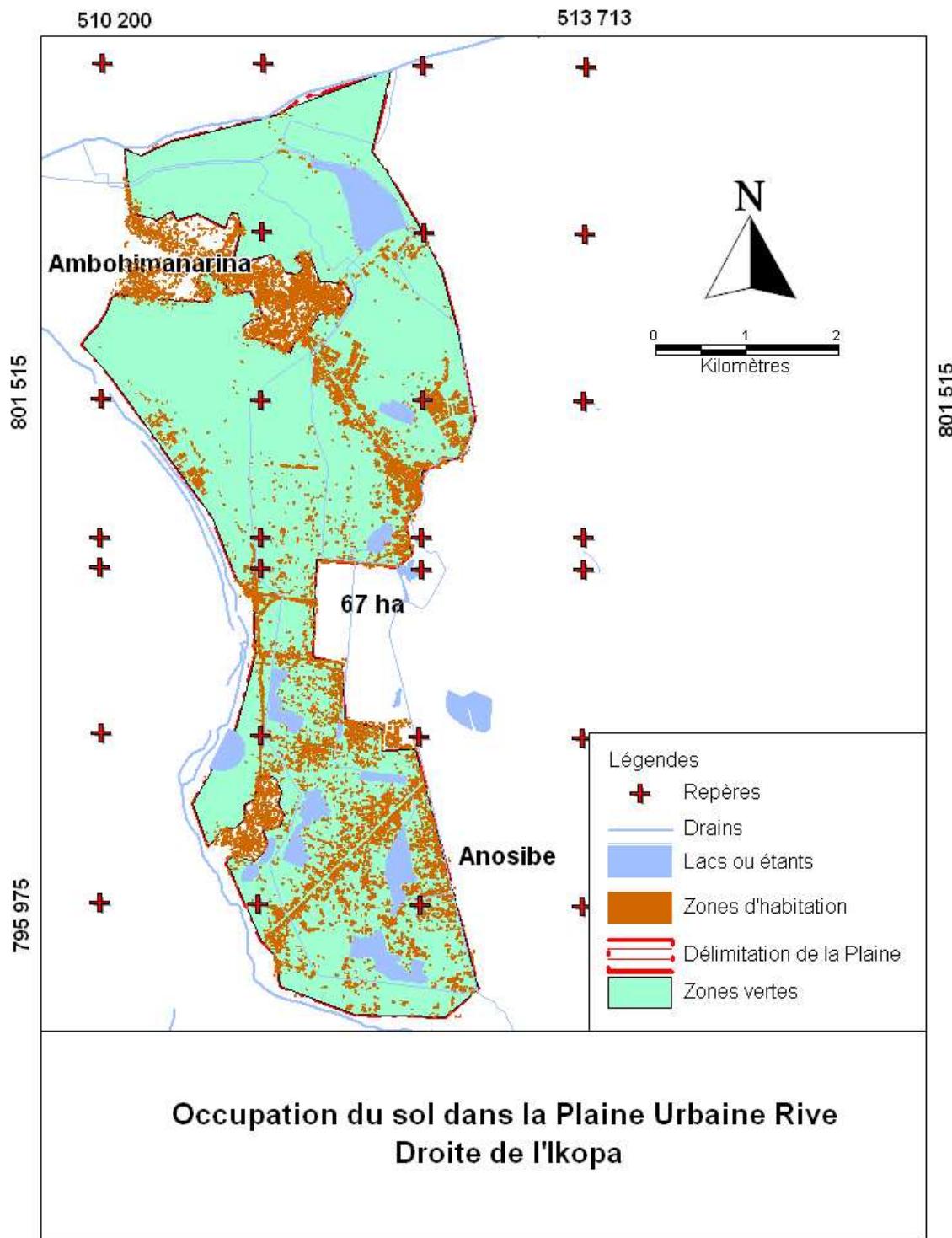
Lors de l'inondation de la Plaine Urbaine Rive Droite de L'ikopa, ce plan d'eau occupe les 85% de la surface.

Tableau N° 6: Occupation du sol.

Plaine Urbaine Rive droite de L'ikopa	Surface occupée en ha	Pourcentage
Zones vertes	1955	85 %
Zones imperméables	300	13 %
Plan d'eau	45	2 %



Figure N° 3: L'occupation du sol dans la plaine urbaine rive droite de l'Ikopa.





Chapitre 2 : Aperçu du système de drainage de la Plaine Urbaine d'Antananarivo.

2.1. Préambule

Le système de drainage de la Plaine Urbaine Rive Droite de l'Ikopa est composé de deux canaux de drainage, des bassins tampons et d'une station de pompage à Ambodimita.

A partir de l'an 2000, l'APIPA gère et entretient ces canaux. Il l'effectue périodiquement avant la saison pluvieuse. Toutefois, les travaux ne sont pas totalement accomplis. Ainsi, il y a un mauvais drainage des eaux provoquant une inondation des zones très basses.

C'est ce système de drainage qu'on va expliquer ici en évoquant les points suivants :

- les contraintes physiques,
- les systèmes d'évacuation des eaux dans la ville d'Antananarivo,
- les drains principaux de la Plaine Urbaine Rive Droite de l'Ikopa,
- la station de pompage,
- la limite du système de drainage,
- le rappel du système de drainage prévu en 1991.

2.2. Les contraintes physiques

- La géomorphologie

Une plaine alluviale très plate

La Plaine Urbaine Rive Droite de l'Ikopa est constituée d'une couche d'alluvion ayant une pente moyenne de 0,5‰. Le niveau d'altitude moyen du site est de 1247 m.

Un seul exutoire

Les eaux pluviales drainées par la rivière Ikopa et la rivière Mamba convergent vers l'unique seuil de Farahantsana à Bevomanga.

Ce dernier conditionne les comportements généraux de la plaine en faisant obstacle à l'écoulement.

Un polder urbain

Les digues des deux rivières ceinturent la plaine alluvionale et forment ainsi les limites d'un polder urbain.

- La géologie et l'hydrogéologie

Cf. Paragraphe 1.5 du Chapitre 1 concernant la géologie et hydrologie de la Plaine Urbaine Rive Droite de l'Ikopa.



- Le climat

Cf. Paragraphe 1.4 du Chapitre 1 concernant le climat général de la Plaine Urbaine Rive Droite de l'Ikopa.

2.3. Les systèmes d'évacuation des eaux dans la ville d'Antananarivo

- Eaux usées

Les eaux usées dans la ville sont acheminées soient par des réseaux à système séparatif où des réseaux à système unitaire.

La zone haute et les quartiers urbanisés de la plaine sont évacués vers l'Ikopa à l'aide des réseaux unitaires. Ces réseaux sont entretenus par la SAMVA. Ils mesurent 47 km à Antananarivo. Pour les autres, l'évacuation s'effectue directement soit dans le canal Andriantany, soit dans le canal C3.

- Eaux pluviales

L'eau pluviale est évacuée en générale par des réseaux séparatifs. Elle descend le long des collines, s'accumule dans les bassins de rétention ou dans la plaine et s'évacuent lentement vers les drains principaux.

Toutes ces eaux usées ou pluviales se versent dans l'Ikopa pour être évacuées vers le seuil de Farahantsana à Bevomanga.

2.4. Les drains principaux de la plaine urbaine rive droite de l'Ikopa

La Plaine Urbaine Rive Droite de l'Ikopa possède deux drains principaux. Le canal Andriantany et le canal C3. Le premier draine les quartiers urbains, la haute ville et le second la presque totalité de la plaine.

- Le canal C3

Le canal C3 est un canal de drainage qui mesure 10 700 m. Il se communique avec le Canal Andriantany au niveau du déversoir latéral situé près de la Gare de Soarano.

Il est divisé en deux grands tronçons.

- le canal C3 amont.
- Le canal C3 aval.

* Le canal C3 amont

Le canal C3 en amont mesure 2 700 m. Il part du casier d'Anosibe (130 ha), passant par le bassin d'Andavamamba (40 ha), et longe la 67 ha.

Le débit transféré par le canal pour une averse de fréquence décennale est de l'ordre de 4,50 m³/s.



La profondeur maximale du canal est de 2 m à 67 ha avec une envergure de 13 m. La pente moyenne du canal est de 0,5‰ qui est la même que celle de la plaine.

* Le canal C3 aval

Le canal C3 aval mesure 7 300 m. Il prend le débit transféré par le canal C3 amont et ceux venant de la Gare Soarano au PM 1 240 m. Il part de 67 ha, passe par la zone tampon d'Ankasina, par la zone agricole d'Andraharo, d'Ambohimanarina pour atteindre la station de pompage à Ambodimita.

La profondeur maximale du canal est 0,90 m avec une largeur de canal évaluée à 6 à 9 m.

Historiquement, le canal C3 aval a pour vocation le drainage des périmètres agricoles. Mais lors d'une urbanisation rapide de la plaine, elle est devenue un drain mixte, c'est-à-dire en période pluviale, il joue le rôle d'un drain urbain et pendant la saison à faible pluviosité, il sert d'un drain agricole.

- Le canal Andriantany

Historiquement, le canal Andriantany était un canal d'irrigation pour la Plaine Agricole d'Antananarivo. Mais après une urbanisation rapide et de la construction du canal GR, il devient un drain. Il mesure 25 km. Il part du barrage de Tanjombato, traverse les quartiers bas aux pieds de la ville, passe par la station de pompage et se termine à Ampanindroa pour se déverser dans la rivière Ikopa.

Durant toute l'année, un débit sanitaire de $2m^3/s$ est injecté dans le canal pour assurer une dilution des charges polluantes au niveau de l'ouvrage séparant le canal GR et le canal Andriantany.

Le canal se divise en deux tronçons bien distincts.

- le canal Andriantany amont.
- Le canal Andriantany aval

* Le canal Andriantany amont

Le canal mesure 13 700 m allant d'Ankadimbahoaka à la Station de Pompage à Ambodimita. Il transite un débit de l'ordre de $21 m^3/s$ vers le canal C3 aval lors d'une averse décennale par l'intermédiaire du déversoir latéral de 56 m de long au niveau de la Gare Soarano afin de contenir les débits dans le canal jusqu'à Ambodimita. La pente moyenne est de 0,5‰ et la profondeur maximale du canal est de 2 m avec une envergure de 13 m.

* Le canal Andriantany Aval

Le canal mesure 11 300 m. Il récupère les eaux transitées par le canal Andriantany Amont et du canal C3 aval. Il part de la Station de Pompage à Ambodimita pour atteindre l'Ikopa à Ampanindroa.



Pendant les saisons pluvieuses, lorsque l'écoulement gravitaire par le canal Andriantany aval ne s'effectue plus, la Station de Pompage à Ambodimita fonctionne.

Les drains principaux de la Plaine Urbaine Rive Droite de l'Ikopa sont représentés sur la **figure 1**.

2.5. La Station de Pompage à Ambodimita

La station à Ambodimita est une station de pompage. Elle sert à évacuer les eaux par pompage. Quand le niveau de la rivière Ikopa et de la rivière Mamba ne permet plus l'écoulement gravitaire c'est-à-dire à 1 249 m, la station se met en marche et pompe à un débit de 9 m³/s.

- Condition du fonctionnement de la Station

Le fonctionnement de la station de pompage est conditionné par :

- le niveau de la rivière Ikopa et la rivière Mamba. C'est-à-dire 1 249 m d'altitude. Cela explique qu'il n'y a plus d'écoulement gravitaire des ruissellements. Il pourrait y avoir alors refoulement et inondation de la Plaine Rive Droite.
Cependant si ce dernier atteint 1 249,30 m, le pompage s'arrête car sinon il y a cassure des digues au sud.
- Le niveau témoin dans la Plaine Urbaine Rive Droite de l'Ikopa. Pour le canal C3, si le niveau d'eau sous le pont de la route nationale N°04 atteint une hauteur de 1 248,20 m, les pompes fonctionnent et évacuent l'eau rapidement.

Ainsi, le fonctionnement de la pompe est très limité.

2.6. La limite du système de drainage

L'efficacité du drainage des eaux pluviales s'avère limitée pour les principales raisons suivantes :

- l'inexistence d'un écoulement gravitaire.
- Un pompage limité

- L'inexistence d'un écoulement gravitaire

Pendant le drainage, l'écoulement se fait toujours par gravité. Cependant, pour une averse de fréquence quelconque, si le niveau de la rivière Ikopa et la rivière Mamba atteignent 1249 m d'altitude, l'écoulement dans la plaine ne s'effectue plus par gravité. Il y aura un risque de refoulement.

C'est cette montée qui limite, en premier, le système de drainage.



- Un pompage limité

Le débit de pompage effectué par la Station à Ambodimita est de $9 \text{ m}^3/\text{s}$. Ce pompage est activé si le niveau témoin des annonces de crue dans la plaine est atteint ; C'est-à-dire 1 248,20 m sous le pont de la Route Nationale N° 4, et que le niveau du rivière Mamba ne dépasse pas 1 249,30 m.

La limite du système de drainage dépend essentiellement des deux points ci-dessus et entraîne une accumulation d'eau dans la plaine.

2.7. Système de drainage prévu en 1991

Le principe du drainage perçu en 1991 est d'établir un système qui soulage et protège la Plaine Urbaine Rive Droite de l'Ikopa des éventuelles crues et des inondations.

- Les ouvrages envisagés

Le rapport effectué par le BDPA SCETAGRI suppose la mise en place des ouvrages suivants :

- le canal C3 Andriantany Amont,
- le canal C3 urbain1,
- le canal C3 urbain 2,
- le canal C3 aval,
- la Station de Pompage à Ambodimita.

Les ouvrages mentionnés ont été dimensionnés à partir d'une averse synthétique de fréquence décennale.

- Les ouvrages réalisés

Les ouvrages réalisés actuellement sont le canal Andriantany, le canal C3 urbain 2 ou le canal C3 amont, le canal C3 aval et la Station de Pompage d'Ambodimita.

Le canal C3 urbain 1 fut inachevé par faute de moyen de l'Etat. Ainsi, le canal C3 aval est surdimensionné du fait que les débits en amont du C3 urbain 1 n'atteignent plus le canal C3 aval.

En résumé, l'élaboration et l'entretien de ces canaux dans la Plaine Urbaine Rive Droite de l'Ikopa n'est pas respecté et favorise l'inondation récurrente des zones basses.



PARTIE 2 : L'Analyse des Problématiques de l'Inondation à Ankasina.

Objectif de la partie

Cette partie consiste à Analyser les problématiques de l'inondation particulièrement à Ankasina. Elle évoque la présentation de la zone et les méthodes d'approches (Marche Transversale et l'Approche participative).

L'objectif à la fin est de constater que l'inondation nuise totalement à la vie de la population d'Ankasina dont il faut résoudre.

Chapitre 3 : Le quartier d'ANKASINA.

3.1. Présentation générale d'Ankasina

Le Fokontany d'Ankasina a été visité durant l'étude pilote de base en 2007. C'est une zone très inondable lors des saisons pluvieuses. Il est affecté à 100 % tous les ans.

Dans cette partie, l'objectif est de mettre en évidence Ankasina et son entourage afin d'évaluer le système de drainage.

Ainsi, la présentation générale de la zone nécessite la connaissance des caractéristiques du lieu tels que :

- la description et délimitation administrative,
- les données démographiques et socio-économiques.

3.2. Description et délimitation administrative d'Ankasina

Le Fokontany d'Ankasina appartient à la Plaine Urbaine Rive Droite de l'Ikopa. Administrativement, il est l'un des 192 Fokontany de la Commune Urbaine d'Antananarivo, 1^{ère} arrondissement.

La zone s'étale sur une surface de 122 ha. Elle est délimitée par les limites physiques sur terrain comme les digues, etc. mentionnés ci dessous.

3.2.1. Situation géographique

Il se situe précisément entre le Fokontany du 67 ha, et d'Andohatapenaka au Sud, par le Fokontany d'Andraharo à l'Est et au Nord.

Il est limité par le canal GR à l'Ouest, par une digue supportant le chemin de fer reliant la Gare Soarano à l'ex-silo au Nord, par la route « Petit Boulevard » à l'Est.



Il s'étale entre les coordonnées planimétriques diagonalement opposées en Système Laborde (511 815 m, 799 239 m) et (513 163 m, 800 807 m).

La zone basse dans le Fokontany se trouve à une altitude moyenne générale de 1 247 m.

3.2.2. Délimitation administrative d'Ankasina

Le Fokontany d'Ankasina est composé de quatre secteurs bien définis.

- Le secteur 1

Le secteur 1 se trouve au Sud Ouest. Il est limité par les cités des 67 ha et de la route « Petit Boulevard » menant vers 67 ha. Il est séparé par le Fokontany d'Andohatapenaka au Nord par l'intermédiaire du canal GR.

Au Nord, et à l'Est, il est bouclé par le canal GR et le canal C3 aval.

Il occupe une surface de 40 ha.

- Le secteur 2

Le secteur 2 se trouve au Sud Ouest. Il est limité par le canal C3 aval au Sud et à l'Est, par la route « Petit Boulevard » à l'Est et du canal Pasteur à l'Ouest. Il occupe une surface de 17 ha.

- Le secteur 3

Le secteur 3 se trouve au Nord du secteur deux. Il s'étend sur une superficie de 24 ha. Il est ceinturé au Nord et à l'Est par la digue supportant le chemin de fer reliant la Gare de Soarano à l'ex-silo.

Le canal C3 aval limite ce secteur à l'Ouest.

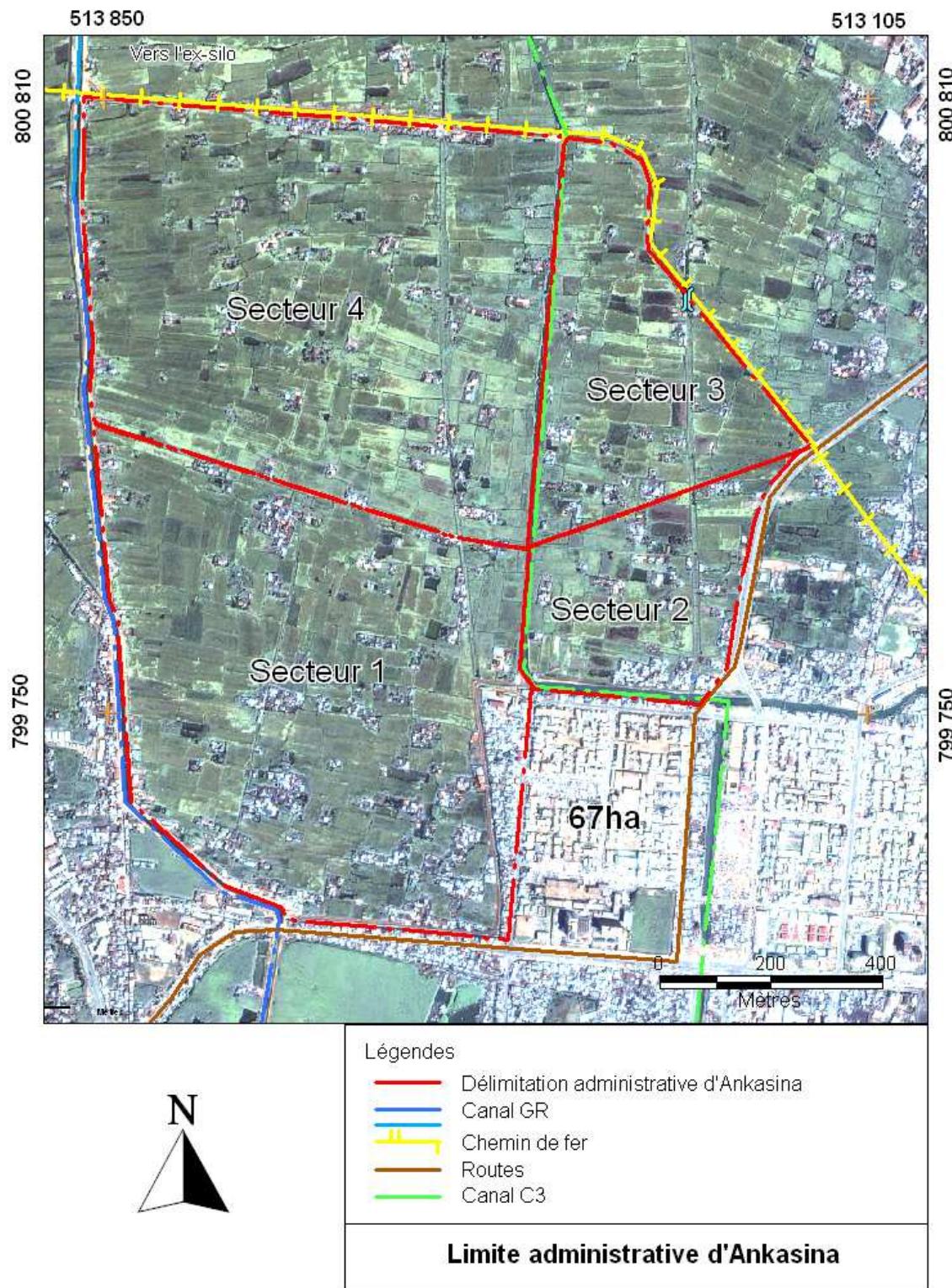
- Le secteur 4

Le secteur 4 se trouve au Nord du secteur 1 et à l'Est du secteur 3. Il est limité par le canal GR à l'Ouest et la digue citée ci-dessus au Nord.

Sa superficie est de 41 ha.



Figure N° 4: Délimitation administrative du Fokontany d'Ankasina.





3.3. Les données démographiques et socio-économiques

3.3.1. Les données démographiques

Le Fokontany d'Ankasina contient actuellement 10 888 habitants répartis sur les quatre secteurs. La densité moyenne de la population est de 90 personnes par hectare.

Il est composé de 38 % d'enfants, 43 % de jeunes et 19 % de personnes âgées. Le taux d'accroissement du Fokontany est de 2,2 % (Fokontany, 2007) par rapport à la moyenne générale établie à Antananarivo Renivohitra de 2,4 %. (P.U.D.i, 2004).

Le nombre de toit remonte jusqu'à 1 569 dont les pluparts sont en mauvaises états.

Le secteur 1 est le plus peuplé avec un taux de 33 % suivi du secteur 4 à 27 %, du secteur 3 à 23 % et du secteur 2 à 17 %.

Le nombre de ménage est estimé à 1 131 dont 70% est formé par 5 à 9 personnes.

Selon l'estimation, le Fokontany est ***une population très croissante***, il atteindra 16 825 habitants en 2018 et atteindra son double en 2038.

Les installations des zones industrielles au alentour incitent beaucoup de Mains d'Œuvre et une grande ***migration***. Le taux s'élève de 0,52 % par an c'est-à-dire une augmentation de 580 personnes en 2 018, de 610 personnes en 2 028, de 643 personnes en 2 038.

Tableau N° 7: Répartition de la population à Ankasina.

Ages	Population masculine	Population féminine	2008	2018	2028	2038
0 – 5 ans	1018	1039	2057	2557	3178	4091
5 – 10 ans	1043	1029	2072	2576	3202	4122
10 – 15 ans	879	907	1786	2220	2759	3552
20 – 30 ans	818	854	1672	2077	2583	3325
30 – 35 ans	605	655	1260	1566	1947	2506
35 – 40 ans	557	595	1155	1435	1783	2296
40 – 50 ans	210	250	460	571	710	914
50 – 55 ans	151	153	304	378	469	604
60 et plus	58	64	122	152	188	243
Total de la population			10888	14114	17435	21658

Source : Monographie du Fokontany



3.3.2. Les données socio-économiques

Les données socio-économiques relèvent des points suivants :

- les structures et caractéristiques des ménages
- les activités professionnelles
- les infrastructures de base

a) Les structures et caractéristiques des ménages

Actuellement, le nombre total du ménage à Ankasina est de 1 131. Ce dernier est réparti sur les quatre secteurs du Fokontany dont :

- le secteur 1 possède 375,
- le secteur 2 possède 190,
- le secteur 3 possède 260,
- le secteur 4 possède 306.

L'effectif moyen des ménages est de 6 à 7 personnes par ménage.

Le nombre du ménage ayant au moins de 6 personnes est de 342 soit 30,3 %.

Le nombre de ménage ayant au plus de 10 ans est de 47 ans soit 4 %.

Tableau N° 8: Structures du ménage.

Structure du ménage [nombre de pers. par ménage]	Nombre du ménage
1	55
2 à 6	287
6 à 9	742
10 et plus	47

Source : Donnée du Fokontany d'Ankasina

Notons que les personnes qui vivent seules (divorcées, veuves, célibataires) sont de l'ordre de 55.

b) Les activités professionnelles

Sur base de la statistique observée par le Fokontany, 5 248 personnes travaillent. Mais, les activités les plus répondus sont :

- l'agriculture,
- le commerce ambulant,
- les travaux dans les zones franches.

* L'agriculture

L'agriculture occupe plus de 30% des travailleurs. Elle s'étend sur un périmètre agricole de 120 ha. Jadis, l'endroit était totalement utilisé comme étant une zone rizicole. Mais à partir de l'an 2000, elle n'est plus qu'à 83 % de la superficie totale.



De plus, les ***surfaces cultivées diminuent*** d'année en année avec un taux de 0,5 %.

En 2030, la surface à cultiver ne sera plus que 85 ha. Les 15 ha perdus seront échangés en une zone d'habitat ou autres.

Tableau N° 9: Perspective de diminution des surfaces agricoles.

Années	2000	2010	2020	2030
Superficies agricoles en ha.	100 ha	95 ha	90 ha	85 ha

Source : Données Fokontany

*** La riziculture :**

La production annuelle moyenne du riz est évaluée à 0,9 tonnes par hectare. Ce chiffre est faible par rapport à la moyenne nationale qui est de 2 tonnes par hectare.

Seuls les 3/5 de celle-ci sont destinées au marché local tandis que les 2/5 sont réservées pour la consommation vivrière.

*** Le brède chinois ou « Anan-tsongo »**

Les zones souvent inondables et près du canal C3 aval ont été transformées en une zone de culture des brèdes chinois. Elle est l'une des sources de revenu de la population locale. Le brède alimente les grands marchés de la capitale. Il occupe une surface de 10 ha.

Les autres parcelles de la zone sont occupées par les jacinthes d'eau qui tendent à se multiplier et à recouvrir les zones humides.

*** Le commerce ambulant**

Une activité très en vogue dans le Fokontany est le commerce ambulant. Plus de 25 % de la population le pratique. Ils ne travaillent pas autour d'Ankasina mais attaquent les zones commerciales comme Analakely, Behoririka, etc.

Ce type de travail leur rapporte peu mais arrive à combler les dettes du mois.

*** Les travaux dans les zones franches**

Les 30 % des gens travaillent dans les zones franches au alentour avec un salaire minimum de 40 000 Ariary par mois. Il est le genre de travail le plus prisé dans le Fokontany du fait que l'emploi est très rare à Antananarivo.



Tableau N° 10: Répartition des activités professionnelles à Ankasina.

Activités professionnelles	Pourcentage
Agriculture	30 %
Commerce ambulant	25 %
Travaux dans les zones franches	30 %
Autres	15 %

Les **revenus mensuels** des gens à Ankasina recensés en 2007 sont de l'ordre de 30 000 Ariary à 60 000 Ariary par mois. Ce chiffre montre que les pouvoirs d'achat des gens sont très limités. En effet, il travail pour vivre.

Le nombre des étudiants, du niveau primaire au niveau universitaire, est de 3 607. Soient 33 % de la totalité de la population. Les 30 000 Ariary par mois et les 60 000 Ariary sont alors subdivisés pour subvenir au besoin de toute la famille.

c) Les infrastructures de bases existantes

Les infrastructures de bases mentionnées concernent :

- les infrastructures de base d'Adduction d'eau potable
- les infrastructures éducatives
- les infrastructures sanitaires

* Les infrastructures de base d'AEP

L'eau potable venant de la JIRAMA est distribuée sur tout le Fokontany à l'aide des Bornes Fontaines. Actuellement, il existe 9 bornes dont 5 sont en état de marche.

Le secteur 1 possède 2 bornes fontaines tandis que le secteur 3 n'en possède pas.

Le taux d'accès à l'eau potable est de 2 000 personnes par borne fontaine.

Le Fokontany possède un lavoir et une douche publique qui se trouvent tous dans le secteur 1.

* Les infrastructures éducatives

Le nombre d'élève scolarisable est de 5 248 personnes. Elles s'éparpillent dans tous les établissements scolaires au alentour à cause du manque.

Seul le « **Centre de Betela** » qui est l'école, de niveau primaire, existant à Ankasina.



* Les infrastructures sanitaires

La zone possède un seul centre de santé de base situé dans le secteur 1. Ce centre est aussi utilisé comme étant un établissement sanitaire du Fokontany environ.

Les maladies les plus recensées lors de ces 5 dernières années sont particulièrement :

- les infections respiratoires aigues à 38,40 %,
- les maladies diarrhéiques à 13,31 %,
- les infections cutanées à 6,96 %.

Tableau N° 11: Les maladies les plus vues à Ankasina.

N°	Maladies	Pourcentage
1	Infection Respiratoire Aigue	38,40 %
2	Fièvres	29,45 %
3	Maladies diarrhéiques	13,31 %
4	Infection cutanée	6,96 %
5	Hypertension	2,96 %
6	Malnutrition	1,44 %
7	Accidents	3,75 %

Source : Données dans le Centre de Base de Betela

L'infrastructure de base à Ankasina est très insuffisante. Pour les maladies graves, la population est dirigée vers les grands centres hospitaliers de la ville. (Centre Hospitalier Universitaire de Ravohangy, ou de l'Hôpital Militaire de Soavinandriana).

En résumé, voici le tableau des infrastructures de base à Ankasina.

Tableau N° 12: Les infrastructures de bases existantes.

Infrastructures	Les ouvrages existants
Infrastructures de base en AEP	<ul style="list-style-type: none"> - 1 Lavoir - 9 Bornes Fontaines dont 5 en état de marche - 1 douche publique
Infrastructures éducatives	<ul style="list-style-type: none"> - une école (Centre Betela)
Infrastructures sanitaires	<ul style="list-style-type: none"> - un centre de santé de base niveau 2

Source : Données Fokontany



d) Les services et télécommunications dans le quartier

Inclut dans la ville d'Antananarivo, le Fokontany d'Ankasina perçoit le développement rapide des technologies de la télécommunication. En ce jour, il dispose trois opérateurs de téléphonies mobiles.

De plus, les informations audio-visuelles prennent part dans la société. On rencontre plus d'une dizaine de chaîne de télévision (MBS, TVM, RTA, etc.) et une trentaine de poste de radio (RNM, MBS, VIVA, etc.).

Ainsi, au niveau communication, la zone suit les évolutions croissantes de la ville d'Antananarivo. Il n'est pas en retard mais arrive à suivre la tendance malgré les revenus très bas.

En résumé, le Fokontany d'Ankasina serait une zone peuplée à cause d'une grande croissance de la population et d'une forte migration.

Les agricultures deviennent de plus en plus délaissées et les superficies rizicoles disparaissent peu à peu pour faire place aux habitations.

La zone ne possède pas beaucoup d'infrastructure de base.



Chapitre 4 : Diagnostic technique rapide du système de drainage.

4.1. Présentation générale

Le diagnostic technique rapide est un moyen d'observer techniquement l'état général du système de drainage d'un lieu. Il est souvent exprimé par le mot « marche transversale ».

Une marche transversale a été effectuée en Décembre 2007 dans le Fokontany d'Ankasina et d'Andohatapenaka Nord. Elle a pour but d'évaluer les fonctionnements hydrauliques d'Ankasina et de son entourage.

Ainsi, le contenu de l'approche effectué dans les deux Fokontany rend compte :

- des caractéristiques générales d'une Marche Transversale,
- des fonctionnements hydrauliques à Andohatapenaka Nord,
- des fonctionnements hydrauliques à Ankasina.

4.2. Les caractéristiques générales d'une marche transversale

4.2.1. Définition d'une marche transversale

La marche transversale est une méthodologie de diagnostique technique des lieux d'études par l'intermédiaire des agents spécialisés.

Elle visualise techniquement les anomalies et les désordres qui se produisent. Elle envisage aussi une solution provisoire pour remédier aux problèmes.

4.2.2. Objectifs attendus lors d'une marche transversale

Les objectifs très attendus lors d'une marche transversale sont de présenter les caractéristiques techniques du lieu visité. Alors, il faudrait faire part:

- de la reconnaissance du lieu,
- de la reconnaissance des caractéristiques techniques,
- des problèmes et désordres sur place,
- des solutions provisoires envisagées.

a) La reconnaissance du lieu

La reconnaissance du lieu est un atout majeur dans la mise en œuvre des projets futurs. Il est indispensable du fait que les contraintes physiques sur le terrain jouent un rôle important.

La topographie, la géologie, le climat, les us et coutumes, etc. sont l'un des observations qu'il faut connaître sur le lieu. En effet, l'identification de la localité relève une grande efficacité à octroyer des informations au près des gens.



b) La reconnaissance des caractéristiques techniques

La reconnaissance des caractéristiques techniques d'un lieu relève d'une compétence à voir et à comprendre les phénomènes physiques, à les interpréter techniquement et logiquement selon quelques connaissances théoriques.

Ici, la connaissance de base de l'hydraulique fut importante du fait qu'on étudiait le domaine d'assainissement.

c) Les problèmes et désordres sur place

Face aux contraintes que ce soit relationnel ou physique ou technique, l'identification des problèmes et désordres sont nécessaires. Ainsi, la compréhension de ces phénomènes est primordiale afin de soutirer les informations de bases pour l'étude.

d) Les solutions provisoires envisagées

Les solutions envisagées sur place doivent être vérifiées théoriquement avec les données réelles afin de pouvoir les valider.

4.2.3. Les modalités et aspects d'une marche transversale

Les modalités d'une démarche transversale s'effectuent comme suit.

- Reconnaissance géographique du lieu sur carte.

Avant d'y aller sur place, les reconnaissances géographiques du lieu sur carte sont nécessaires afin d'assurer une bonne condition du séjour.

- Descente sur terrain.

La descente sur terrain relève une connaissance des us et coutumes et aussi d'une meilleure approche du public lors des consultations éventuelles.

- Observation du lieu.

L'observation du lieu nécessite quand même un apport de matériel tel que les chronomètres, des mètres, et quelques matériels spécifiques selon la mission effectuée.

- Consultation du public des phénomènes sur place.

Sachant que les quelques informations échappent totalement, alors une consultation du public serait la bien venue dans le cadre où ces informations apportées seront à analyser et raccorder aux connaissances techniques que l'approche soit fiable.



4.3. Fonctionnement hydraulique à Andohatapenaka

4.3.1. Présentation générale

Le Fokontany d'Andohatapenaka Nord se trouve au Sud du Fokontany d'Ankasina. Elle est limitée à l'Ouest par la Route Nationale N°58, au Sud par le « Petit Boulevard » vers 67 ha et à l'Est par le canal GR.

Toutes les eaux du Fokontany se déversent à Ankasina pour rejoindre le canal C3 aval.

Le fonctionnement hydraulique à Andohatapenaka Nord nécessite la connaissance :

- des occupations du sol,
- des principes du drainage du lieu,
- et des problèmes à désordre rencontrées sur place.

4.3.2. Les occupations du sol

Il existe trois types d'occupation du sol à Andohatapenaka Nord :

- les zones marécageuses,
- les zones imperméables et urbanisées,
- les zones perméables.

a) Les zones marécageuses

Les zones marécageuses sont constituées de 45 % de la surface totale du Fokontany. Après avoir construit le canal GR en 1999, les rizières situées dans la zone devaient des marécages car le canal GR bloque l'évacuation d'eau malgré les siphons mise en place.

b) Les zones imperméables et urbanisées

Les zones imperméables et urbanisées sont constituées des habitats à une forte densité et des infrastructures urbaines imperméables (route, etc.).

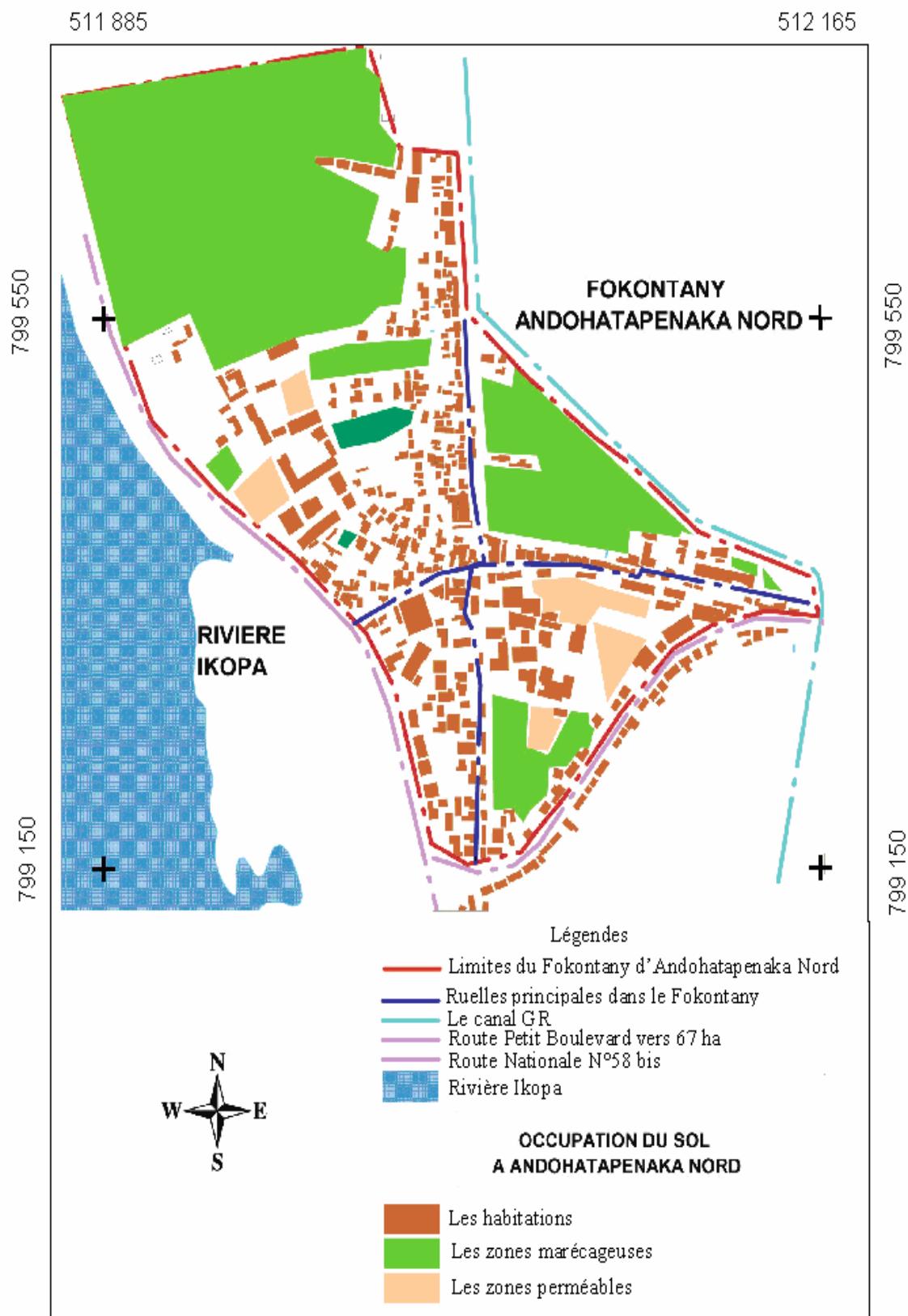
Elles occupent les 50 % de la surface totale du Fokontany.

c) Les zones perméables

Les zones perméables dans le Fokontany sont les terrains en terre, les jardins privés et publics. Elles s'étalent sur 5 % de la superficie.



Figure N° 5: Occupation du sol à Andohatapenaka Nord (2004).





4.3.3. Les principes du drainage

Le principe de drainage des eaux pluviales et eaux usées du quartier d'Andohatapenaka s'effectue par la connaissance :

- des quatre drains,
- des exutoires.

a) Les quatre drains principaux

Il existe 4 drains principaux qui aident à l'évacuation des eaux à Andohatapenaka.

- Drains D1

Le drain D1 part de l'extrême Sud du Fokontany et s'arrête au centre pour se communiquer avec les drains D4, D3, D2.

Il est en terre et à une profondeur moyenne de 0,75 m et une largeur de 1,50 m. Il mesure 200 m environ. Le drain est recouvert de déchets solides comme les sachets plastiques, et les ordures de tout genre.

- Drain D2

Le drain D2 collecte les eaux venant des trois drains. Il part du centre du Fokontany pour rejoindre le drain DS1 d'Andohatapenaka Sud. Il a une profondeur de 0,60 m et une largeur de 1,50 m. Il passe sous les maisons sur les parties près de la route « Petit Boulevard » vers 67 ha. Il mesure 220 m.

- Drain D3

Le drain D3 collecte les eaux entre les drains D4, D3 et celles venant du marécage au Nord. Il possède aussi les mêmes caractéristiques que le drain 1. Il se communique avec les trois autres sous le ponceau près de l'église FJKM.

- Drain D4

Le drain D4 draine la partie Nord Ouest du Fokontany. Il mesure 400 m et ayant une profondeur de 0,90 m et une largeur de 2 m. Il se déverse au niveau du drain D1 au niveau du ponceau.

Tableau N° 13: Récapitulation.

Drains \ Caractéristiques	Longueur en m	Largeur en m	Profondeurs en m	Etats et constatations
Drain D1	200 m	1,50 m	0,75 m	En terre et avec beaucoup de déchets solides
Drain D2	220 m	1,50 m	0,60 m	
Drain D3	200 m	1,50 m	0,75 m	
Drain D4	400 m	2,00 m	0,90 m	



b) Les exutoires

Le Fokontany d'Andohatapenaka possède deux exutoires bien définis :

- le siphon de la zone marécageuse,
- les deux siphons sous le canal GR et la route vers 67 ha.

- Le siphon de la zone marécageuse

La zone marécageuse possède un exutoire en siphon. Il se trouve sous le canal GR pour sortir dans la zone d'Ankasina. La dénivellation entre les deux têtes de siphon est de 0,50 m. Le siphon est entretenu par l'Autorité pour la Protection de la Plaine d'Antananarivo (APIPA).

La profondeur du siphon est de 4 m avec un diamètre de Ø 2,00 m.

Ce siphon est bouché et n'effectue plus son rôle. D'où, une augmentation du niveau d'eau dans le marécage.

- Les deux siphons sous le canal GR et sous la route vers 67 ha

Le siphon 1 collecte les eaux de drainage du Fokontany d'Andohatapenaka. Il passe de la rive gauche du canal GR pour sortir en rive droite.

La longueur du siphon est de 7 m, ayant une profondeur de 4 m et un diamètre de 2 m.

La gueule amont est bouchée par des déchets ménagers et ne permet plus l'écoulement. Ainsi, l'eau se déverse à Andohatapenaka Sud.

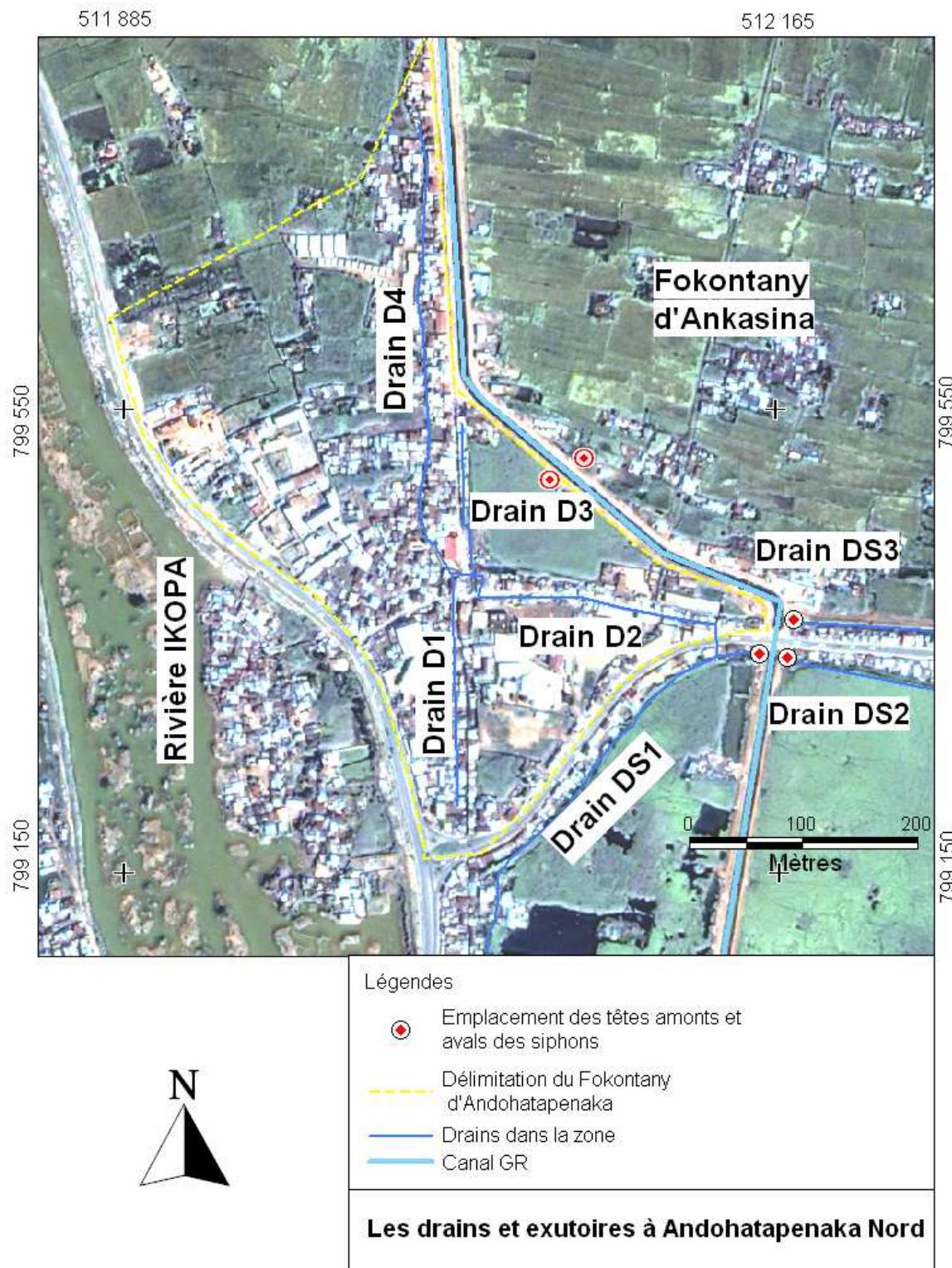
Le siphon 2 collecte l'eau venant de la tête aval du siphon 1 et des eaux venant du DS2. Il passe sous la route vers 67 ha et se connecte avec un drain DS3 qui amène l'eau jusqu'au canal C3 aval.

Le siphon 2 est aussi bouché.

Le drain DS3 de dimension 2 m x 1,25 m et ayant une longueur de 1 200 m, n'apporte presque aucun débit à part les rejets ménagers des habitats environnants.



Figure N° 6: Le système de drainage à Andohatapenaka.





4.3.4. Les désordres et problèmes de drainages rencontrés sur place

Les désordres et problèmes de drainages rencontrés à Andohatapenaka relèvent de deux points essentiels :

- les contraintes physiques,
- l'inexistence de sortie d'eau pour la zone.

a) Les contraintes physiques

Les problèmes physiques rencontrés à Andohatapenaka se définirent principalement :

- d'une faible pente,
- des apports en quantités des déchets solides (ordures),
- des bouchages des siphons.

- Une faible pente

La pente générale suivant les drains D4, D2, est de l'ordre de 1 %. Cette valeur ne permet pas un écoulement rapide. Ainsi, les dépôts solides rencontrés le long des drains diminuent cette valeur.

- Des apports des déchets solides en quantité

Le Fokontany d'Andohatapenaka ne possède pas un réseau d'évacuation d'eau usée. Il utilise les drains existants comme étant un drain d'eau usée et d'eau pluviale.

Jadis 1200 ménages déversent ses eaux usées et déchets ménagers dans les drains. Ainsi, une grande quantité de déchets solides s'y déposent. Cela entraîne alors le bouchage des drains ainsi que les exutoires.

- Les bouchages des siphons

Comme dit précédemment les déchets solides en grande quantité dans les drains bouchent les siphons. Ainsi, la tête amont des deux siphons sous le canal GR est totalement encombrée. Cependant, la tête aval est recouverte de jacinthe d'eau.

Lors de notre passage en Décembre 2007, les apports solides évacués dans les siphons par les agents de l'Autorité pour la Protection de la Plaine d'Antananarivo étaient estimés à 8 m^3 par siphon.

Le débouchage s'effectue alors tous les ans avant la saison pluvieuse.

b) L'inexistence de sortie d'eau pour la zone d'Andohatapenaka Nord et Sud

Les eaux venant de la Plaine Ouest d'Anosipatrana, d'Ambodirano Ampefiloha, d'Andohatapenaka sortent par le siphon sous la route vers 67 ha.

Cependant, quand ce siphon est bouché, aucun écoulement ne s'effectue. L'eau s'éparpille donc sur les rizières environnant jusqu'à son infiltration totale.



L'évacuation vers d'autre endroit gravitairement ne peut pas se faire du fait que :

- l'urbanisation s'effectue rapidement aux alentours,
- les remblaiements cinturant les rizières s'intensifient massivement.

L'eau est donc prisonnière dans cette zone et l'inexistence de sortie gravitaire n'est pas envisageable.

En résumé, le fonctionnement hydraulique à Andohatapenaka ne s'effectue pas normalement. Il n'y a presque aucun débit qui arrive dans l'exutoire à cause des contraintes physiques sur place.

Donc, le système n'a pas beaucoup d'influence sur le système de drainage d'Ankasina.

4.4. Fonctionnement hydraulique à Ankasina

4.4.1. Présentation générale

Ankasina est une zone très inondable. Il est devenu une zone tampon en 2000 après la construction du canal GR.

Le fonctionnement hydraulique dans cette zone est complexe. En effet, les points suivants seront développés afin de bien le comprendre :

- l'occupation du sol,
- le principe du drainage,
- les problèmes et désordres vus sur place.

4.4.2. L'occupation du sol

Ankasina est situé dans la plaine inondable d'Antananarivo. Sa superficie est de 122 ha. Il n'existe que deux types d'occupation du sol dans ce Fokontany :

- les zones d'habitat,
- les zones agricoles.

a) Les zones d'habitat

Le Fokontany d'Ankasina s'étale sur 122 ha dont 2 ha seulement sont occupés par les habitations. La répartition des logements à travers s'effectue par :

- une dispersion sur toutes les zones,
- une concentration des infrastructures en dure dans le secteur 1.

b) Une dispersion du logement sur toute la zone

Les habitations à Ankasina sont en grande partie sur les rizières. Elle ne se différentie pas beaucoup les uns des autres du fait que la majeure partie de la population est issue de la classe pauvre. C'est-à-dire que ces derniers n'ont pas beaucoup de revenus pour réhabiliter les siennes.



En général, les maisons sont en briques cuites ou non cuites et les toits sont en chaume qu'en tuile.

La répartition est définie comme suit :

Tableau N° 14: Répartition des maisons selon les secteurs.

Fokontany d'Ankasina	Logements	
	Nombres de toit	Pourcentage
Secteur 1	517	33 %
Secteur 2	266	17 %
Secteur 3	360	23 %
Secteur 4	426	27 %

Source : Données Fokontany

* Une concentration des infrastructures en dure sur les secteurs 1

Ankasina est divisé en quatre grands secteurs. La répartition est différente les uns des autres.

Les infrastructures en dure se trouvent surtout dans le secteur 1 tel que :

- l'école de niveau primaire,
- le Centre de Santé de Base (niveau 2),
- les bureaux administratifs (Fokontany,...),
- les bâtiments commerciaux (Epiceries,...).

Les autres secteurs ne possèdent pas ces genres d'infrastructures.

c) Les zones agricoles

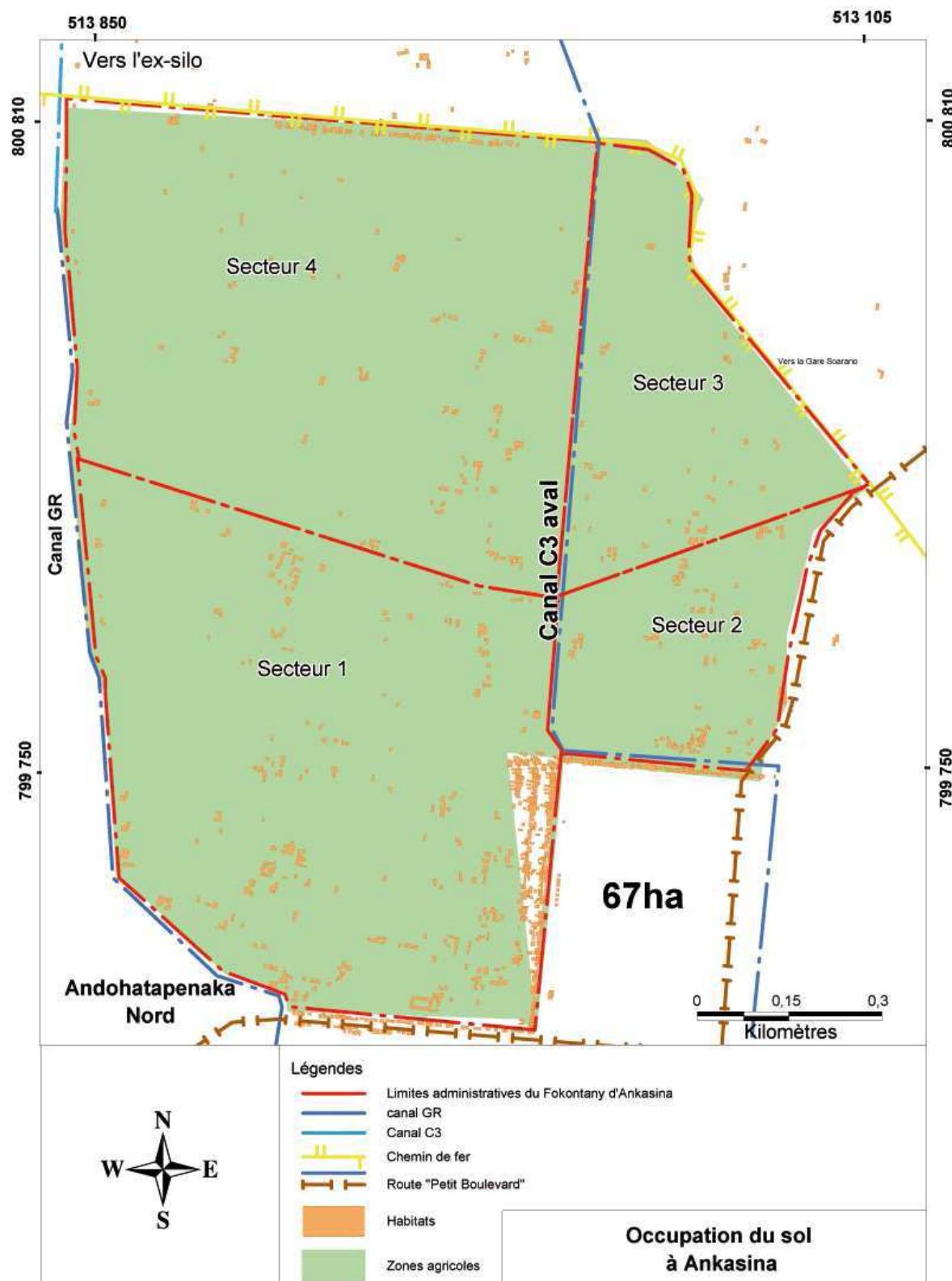
Les zones agricoles possèdent une superficie de 120 ha. Elles sont utilisées comme étant une zone de rizicultures pendant toute l'année.

De Novembre à Juin, on cultive le **vary vakiambaty** tandis qu'en mois de Juillet en Octobre le **vary aloha**.

La population vive généralement de la riziculture à Ankasina.



Figure N° 7: Occupation du sol à Ankasina (2004).





4.4.3. Les principes de drainage

Il existe deux types de drains passant à Ankasina.

- le drain principal qui est le Canal C3 aval,
- les drains secondaires.

a) Le drain principal C3 aval

Le canal C3 aval est l'un des canaux de drainage des Plaines Urbaines Rives Droites de l'Ikopa. Il se raccorde avec le canal Andriantany et le canal C3 amont au niveau d'Ankasina.

Toutes les eaux pluviales, usées du Fokontany se déversent dans celui-ci.

Sa longueur passant à Ankasina mesure 1 240 m avec une profondeur de 0,65 m en moyenne et une largeur de 6 à 13 m.

La plupart des eaux drainant par le canal C3 aval sont des eaux venant du périmètre agricole du Fokontany.

Les berges du canal sont d'hauteur très basse du fait que la zone d'Ankasina est considérée comme étant une zone tampon lors des crues.

b) Les drains secondaires

Les drains secondaires sont nombreux dans le périmètre agricole. Notons qu'il existe deux grands drains.

- le canal Pasteur,
- le canal d'Andranoroasosona.

- Le canal Pasteur

Le canal Pasteur est un drain qui part de l'Ouest au point A vers l'Est. Il occupe le canal C3 aval. Il mesure 700 m de longueur, 4 à 5 m de largeur et 0,60 m à 0,90 m d'hauteur.

Généralement, il draine les eaux venant du périmètre agricole Sud d'Ankasina.

Historiquement, il traversait le canal GR et continue vers l'Ouest. Mais actuellement, il s'arrête au point A.

- Le canal d'Andranoroasosona

Il se trouve sur la rive droite du canal C3 aval. Il part du point F qui se situe au Sud pour y aller vers le point E au Nord.

Le canal d'Andranoroasosona draine cette zone. Il mesure 400 m avec une profondeur de 0,60 m à 0,90 m et une largeur de 6 à 10 m.

c) Le canal d'irrigation

Le périmètre agricole possède un canal d'irrigation. C'est le canal Robert. Il prend l'eau venant du canal GR à l'aide d'une masque amont, le conduit



jusqu'aux ouvrages répartiteurs et le distribue sur chaque partielle avec un débit fictif de 2 l/s par prise.(PIRD,1999).

Le canal secondaire longe les drains DS3 et sort à l'exutoire au point C.

Actuellement, il devient un drain du fait que lors des crues les habitats essaient d'évacuer l'eau par ce canal.

Il mesure 2 000 m ayant une largeur de 1,50 m et une profondeur de 0,60 m à 0,75 m.

Tableau N° 15: Récapitulation du principe du drainage à Ankasina.

Catégories	Noms	Longueur	Largeur	Profondeur	Etat et observations
Drain Principal	C3 aval	1 240 m	6 à 13 m	0,65 m	Il se connecte avec le canal C3 amont et le déversoir de la Gare de Soarano
Drains secondaires	Canal Pasteur	700 m	4 à 5 m	0,60 à 0,90 m	Il traverse latéralement le périmètre d'Ankasina.
	Canal d'Andranoroasosona	400 m	6 à 10 m	0,60 à 0,90 m	En période d'inondation il se connecte avec le C 3 aval au point C
Canal d'irrigation	Canal Robert	2 000 m	1,5 m	0,60 à 0,75 m	En période d'inondation il joue le rôle d'un drain

4.4.4. Les exutoires

Les exutoires rencontrés à Ankasina le long d'une digue limitant la zone au Nord sont :

- exutoire au point 1,



- exutoire au point 2,
- exutoire au point 3.

a) L'exutoire au point 1

L'exutoire au point 1 se trouve au bon milieu d'un village du secteur quatre aux coordonnées planimétriques de (512 458 m ; 800 767 m).

L'ouvrage est un ponceau qui sert de franchissement pour le chemin de fer et aussi un ouvrage d'évacuation d'eau de drainage agricole du périmètre rizicole d'Ankasina.

Il fonctionne avec un faible débit de l'ordre de 0,1 m³/s lors de notre passage en Décembre 2007.

Le bief amont et aval de l'ouvrage sont envahis par des jacinthes d'eau très denses. Sa longueur est de 7 m ayant une couverture de 6 m et une profondeur de 2 m.

La section du canal est noyée. Il est probable qu'en saison de pluie, le drainage y est très aléatoire.

b) L'exutoire au point 2

Le canal C3 aval débouche sur ce point. C'est un ouvrage en dur en très bon état. Il est fait en béton armé. Les rives en amont et en aval sont protégées par des murs bajoyers en maçonnerie de moellon.

C'est un ouvrage de franchissement à trois passes associés avec des prises amont latérales gauches et droites. Il se situe à (512 672 m ; 800 738 m). Sa longueur est de 6 m ayant une section d'ouverture de 3 x 2 m.

L'écoulement du drain est très bon sur cet endroit. Il y a même un petit écoulement rapide juste en aval de la sortie.

La section du drain ainsi que l'ouvrage sont entretenus par l'Autorité de Protection de la Plaine d'Antananarivo.

c) L'exutoire au point 3

C'est un ouvrage de franchissement le long de la digue ceinturant Ankasina ; Il se trouve à (512 896 m ; 800 450 m).

L'ouverture des deux pertuis est de 4 m de large et de 2 m de hauteur.

C'est l'exutoire du drain d'Andranoroasosona.

Le tableau suivant défini les caractéristiques des exutoires à Ankasina.



Tableau N° 16: Caractéristiques des exutoires.

Ouvrages	Dimensions [m]		Etat	Ecoulement
	Largeur	Profondeur		
Exutoire au point 1	6	2	Bon	Mauvais
Exutoire au point 2	6	2	Bon	Mauvais
Exutoire au point 3	4	2	Bon	Mauvais

Notant qu'il existe trois points à élucider à Ankasina :

- le point A,
- le point B,
- le point C.

d) Le point A

Avant 1999, le point A était un exutoire du canal Pasteur. Mais en 2000, il a été bouché par le canal GR. De ce fait, le canal Pasteur déverse avec vers le canal C3.

e) Le point B

L'ouvrage au point B est un ouvrage de prise et en même un ouvrage de franchissement. Il est en béton armé et traverse le canal GR.

La prise sert à alimenter les réseaux d'irrigation aux périmètres agricoles au Nord de l'Ankasina et du périmètre agricole rive gauche du canal GR.

Il mesure 5 m de longueur et 3 m de largeur reposant sur deux culées.

Quatre murs bajoyers protègent les rives amont et aval de l'ouvrage. L'écoulement passe bien et l'ouvrage est en bon état.

Il se trouve aux coordonnées planimétriques (511 808 m ; 800 812 m).

f) Le point C

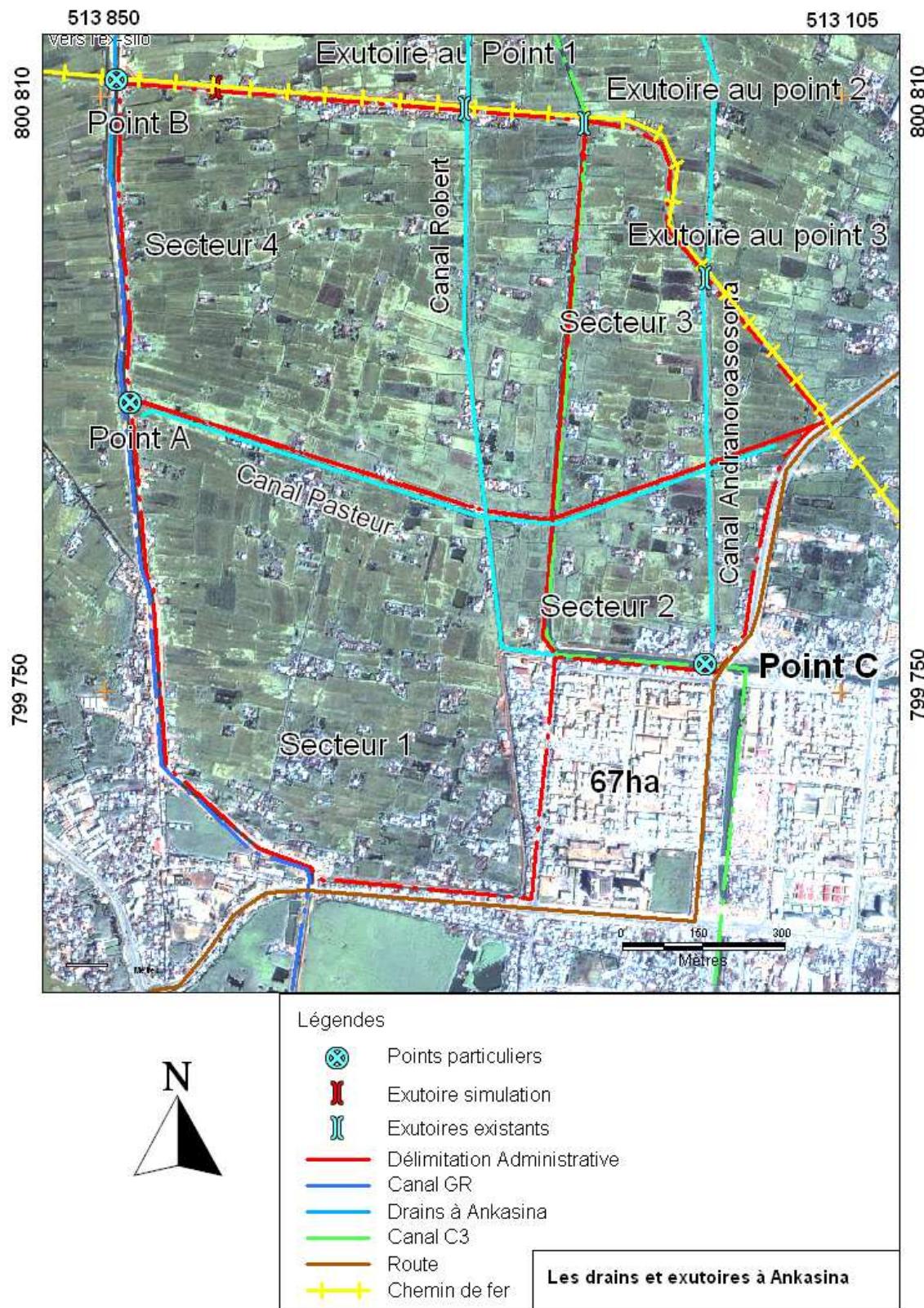
Le point C se situe entre le canal d'Andranoroasosona et le canal C3 aval aux coordonnées planimétriques (512 904 m ; 799 740 m).

Il sépare les deux canaux par l'intermédiaire d'une diguette de 0,65 m.

Il est utilisé comme étant un seuil déversant lors d'une crue. C'est-à-dire quand le canal C3 déborde, le canal d'Andranoroasosona capte l'eau et le draine jusqu'à l'exutoire.



Figure N° 8: Le système de drainage à Ankasina.





4.4.5. Les désordres et problèmes vus en place

Les problèmes rencontrés lors de la Marche Transversale sont les suivantes :

- une sortie d'eau très limitée,
- Ankasina considéré comme une zone tampon,
- Les contraintes physiques.

a) Une sortie d'eau très limitée

Les trois exutoires à Ankasina évacuent tous les eaux venant du canal C3 amont et une partie du canal d'Andriantany lors des crues.

Les deux des trois exutoires sont actuellement bouchés. Ainsi, l'exutoire 3 draine tous les restes.

Cette sortie limitée fait que l'eau stagne dans les périmètres agricoles à Ankasina avant d'être évacuée vers l'aval.

b) Ankasina considéré comme une zone tampon

Une zone tampon est un lieu de laminage et de stockage de débit lors d'une crue exceptionnelle. La zone est donc un endroit provisoirement marécageux. C'est-à-dire que l'eau atteigne une hauteur de 0,20 m à 1,00 m et plus.

Ainsi, les diguettes le long du canal C3 aval passant à Ankasina sont d'une petite hauteur afin que l'eau venant du canal se déverse dans tout le périmètre. Pendant les périodes cycloniques, le Fokontany est toujours touché par l'inondation. L'eau atteint une hauteur de 1,00 m à 1,20 m.

c) Les contraintes physiques

Les contraintes physiques rencontrées dans la zone d'Ankasina sont principalement :

- une faible pente,
- une grande présence des jacinthes d'eau,
- un écoulement inversé.

- Une faible pente

La zone d'Ankasina se trouve dans la Plaine Urbaine Rive Droite de l'Ikopa.

L'altitude ne varie pas beaucoup. Elle est de l'ordre de 1 247 m dans les rizières et de 1 246,70 m dans les canaux.

La pente moyenne générale est de 0,5 % ; Celle-ci tarde un peu l'écoulement. Les problèmes rencontrés avec ses faibles pentes sont les augmentations des dépôts solides et les fermetures dues aux déchets organiques.



- Une grande présence des jacinthes d'eau

Les jacinthes d'eau sont des plantes aquatiques qui se développent très vite. Par conséquent, elles recouvrent une surface de 4 à 6 m² par semaine.

Le drain d'Andranoroasosona et le drain Robert sont recouverts à une partie et ne tardent pas à être totalement couvert.

Elles gênent les écoulements des eaux de surfaces par leur présence mais purifient l'eau. L'enlèvement de ces végétaux sur le canal C3 est effectué par l'Autorité pour la Protection de la Plaine d'Antananarivo.

- Un écoulement inversé

L'écoulement inversé est produit par l'enlèvement d'une partie du fond du canal.

Les gens du quartier pour remblayer une parcelle de terre ou pour rehausser les petites diguettes utilisent les terres venant du fond du canal C3 aval.

Ainsi, la dénivellation entre l'amont et l'aval change et devient inversible : l'amont est plus bas que l'aval. La pente et l'écoulement est inversé.

En somme, le diagnostic technique rapide du système de drainage rend compte des fonctionnements hydrauliques dans les deux Fokontany visités.

- Pour le Fokontany d'Andohatapenaka, l'écoulement ne s'effectue pas normalement entraînant une grande accumulation des eaux et une inversion du sens d'écoulement vers Andohatapenaka Sud. Vue ses problèmes, le débit sortant d'Andohatapenaka vers la zone d'Ankasina serait donc très faible.

- Pour la zone d'Ankasina, l'écoulement s'attarde et subit des problèmes physiques (faible pente, sortie limitée,...). Elle est drainée par trois canaux dont le canal C3 aval, le canal d'Andranoroasosona et le canal Robert. Ces derniers sont bouchés par les jacinthes d'eau à part le canal C3 aval qui est entretenu saisonnièrement par l'Autorité pour la Protection de la Plaine d'Antananarivo. Les débits entrant à Ankasina sont ceux venus du déversoir de la Gare de Soarano et du canal C3 amont.

Les diguettes de faibles hauteurs rendent la zone très inondable lors des crues et engendrent des problèmes au niveau sociales, économiques, sanitaires, etc. dont on montrera dans le chapitre suivant.



Chapitre 5 : Diagnostic participatif des problèmes d'inondation.

Le diagnostic participatif ou l'approche participative est l'une des démarches méthodologiques participatives effectuées en Décembre 2007 dans le Fokontany d'Ankasina. Elle a pour but d'évaluer l'impact de l'inondation dans la vie quotidienne des habitants.

5.1. Présentation d'une approche participative

5.1.1. Définition

Une approche participative est une enquête d'investigation ouverte au près des gens. Elle consiste à ce que ces derniers énumèrent les problèmes, les solutions, les situations des choses à enquêter.

Elle a pour but d'avoir des contacts plus étroits envers les gens afin de pouvoir bien appréhender les objectifs à atteindre.

En effet, elle prend en compte directement les citations des gens sur les thèmes à étudier afin de pouvoir bien les analyser et les appréhender.

5.1.2. Les objectifs

Une approche participative englobe plusieurs objectifs dont ceux mentionnés ci-dessous sont les plus importants.

- A avoir des informations de base

Tout d'abord, elle sert à collecter des informations de bases utiles concernant les futures études. Lors d'une étude d'un site bien déterminé, la connaissance des lieux serait un atout très favorable pour l'élaboration d'une bonne et fructueuse étude. De ce fait, il serait très nécessaire d'enquêter les habitants situant sur l'endroit du projet afin d'opter les données importantes.

- A avoir des relations très étroites vis-à-vis des gens résidants au alentour du projet afin de faciliter leur adhésion

Pour pouvoir faire les suites des études dans une bonne entente entre la communauté et le projeteur, il faut que ces derniers comprennent le projet et que celui-ci aboutisse à un succès.

5.1.3. La démarche

La démarche appliquée pour l'Approche participative est simple mais rigoureux. Dans l'étude de l'inondation, elle incite les concernés à parler de:

- la description du fonctionnement hydraulique à Ankasina,
- la manifestation de l'inondation récurrente,
- des impacts produits,



- des stratégies d'adaptation,
- des solutions dont ils préconisent.

Ces démarches seront représentées sur une **carte participative** durant le débat dont les caractéristiques sont énumérées ci-dessous.

5.1.4. La carte participative

La carte participative est l'un des résultats les plus marquants durant l'analyse des impacts des inondations dans le Fokontany.

a) Définition d'une carte participative

Une carte participative est une carte élaborée à la main résumant tous les caractéristiques physiques du lieu et des phénomènes lors d'une inondation.

Elle permet d'avoir des visualisations générales des cas d'inondation sur terrain et des phénomènes réels sur place.

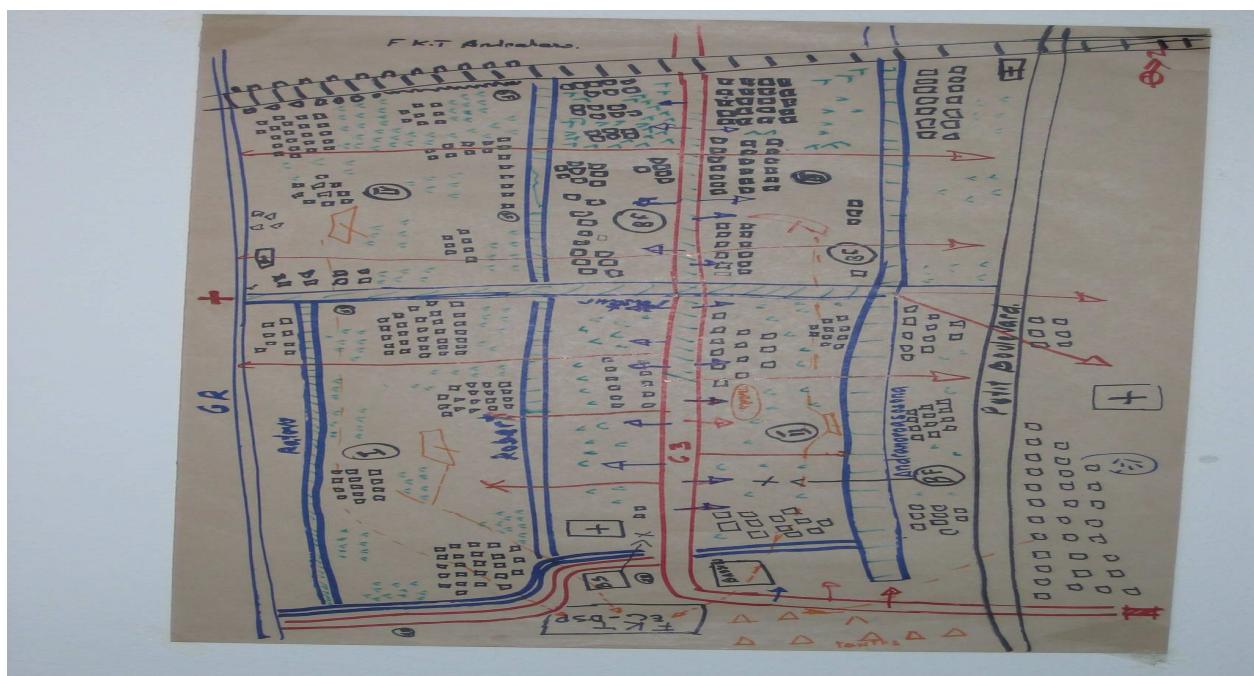
b) L'objectif de la carte

La carte participative permet d'analyser les manifestations de l'inondation et la vision globale des impacts par la population affectée.

Elle consiste à ce que les habitants du Fokontany d'Ankasina décrivent sur un papier leur situation globale lors de l'inondation.

Sur cette carte, on trouve le plan de masse, les divers canaux d'irrigation (et/ou de drainage), les habitations, la surface inondée, etc.

Figure N° 9: La carte participative.





5.2. Rappel sur la description du fonctionnement hydraulique à Ankasina

La description du fonctionnement hydraulique à Ankasina a été développée dans le chapitre 4.

5.3. Manifestation d'une inondation

Lors d'une averse de grande intensité s'abattant à Antananarivo Renivohitra, les eaux venant du canal C 3 amont et celle du déversoir latéral de la Gare de Soarano se rejoignent dans le canal C3 aval au PM 1 240 pour se déverser dans la zone d'Ankasina.

Arrivée par le canal C3 aval, l'eau passe au dessus des diguettes de faible hauteur au point C. Elle remplit les zones au alentour, reprend de nouveau les drains secondaires et ré inonde toute la zone jusqu'à une hauteur de 1,00 m à 1,50 m.

L'eau sort lentement par les trois exutoires situant au Nord du Fokontany.

La durée du séjour s'étend de 2 à 3 jours voire même une semaine après les pluies.

5.4. Les impacts des inondations

L'inondation a affecté beaucoup la vie des habitants d'Ankasina et provoque beaucoup de dégâts. Pour connaître ces effets, voyons les points suivants :

- les problèmes physiques,
- les problèmes sanitaires,
- les problèmes agricoles,
- les problèmes économiques,
- les problèmes sociaux.

5.4.1. Les problèmes physiques

L'inondation récurrente de la zone d'Ankasina provoque beaucoup de contraintes physiques aux populations.

Notons que celles citées ci-dessus sont les plus importantes :

- l'inexistence de voie de communication,
- la destruction des maisons.

a) L'inexistence de voie de communication

En période sèche, les diguettes entre les parcelles servent de voie de communication entre les habitations et la route principale. Pour aller au travail, ou au marché, ou à l'école, tout le monde prend cette passe.

Cependant, lors des crues, les passages sont submergés. Ainsi, les habitants sont isolés. L'eau coupe totalement cette voie de communication. Pour se déplacer, la population se sert des pirogues. Mais cela leur coûte très chers car un passage coûte 200 Ariary.



b) Destruction des maisons

La majorité des maisons dans le Fokontany d'Ankasina est faite à partir des briques de terres non cuites liées avec des latérites rouges (« tany mena »). Ces types de construction sont très fragiles quand ils sont noyés dans de l'eau pendant un moment.

Or, pendant la période d'inondation, les eaux atteignent même les 1 m de la maison.

Les maisons se détériorent et deviennent de plus en plus en mauvais état. En 2007, lors du cyclone Clovis et Gamède, 44 habitations ont été détruites dans l'ensemble du Fokontany.

5.4.2. Les problèmes sanitaires

Les particularités des problèmes sanitaires à Ankasina sont les suivantes :

- une santé et hygiène troublée
- et une mauvaise qualité des eaux

a) La santé et hygiène troublée

Avant l'an 2000, les maladies courantes dans la zone sont les fièvres et les malnutritions. Cependant, après qu'Ankasina fut devenue une zone tampon, les maladies se sont diversifiées et augmentées. (cf. Infrastructures sanitaire d'Ankasina).

Donc, l'inondation récurrente a perturbé et aggravé la vie sanitaire du Fokontany.

b) Mauvaise qualité des eaux venant du canal C3

Avant 2000, le canal C3 est un canal de drainage strictement agricole mais au fur et mesure que l'urbanisation s'étend dans la capitale, il fut et devient un drain mixte qui prend en compte les évacuations d'eau pluviale urbaine et agricole c'est-à-dire lors des crues, il soulage le canal d'Andriantany. A partir de ce moment qu'il occupe ce double rôle.

Notant que le canal d'Andriantany déversant à l'entrée de la Gare Soarano est un lieu de décharge en apport solide tels que les matières fécales, cadavres d'animaux, pollution chimique,...

En effet, en période d'inondation, le canal C3 aval récupère tous ces eaux et les éparpille sur tout l'Ankasina entraînant ainsi les problèmes de qualités d'eau dans la zone.

5.4.3. Les problèmes agricoles

Le Fokontany est à 83 % une zone agricole. Les destructions des récoltes ne sont pas donc évitables.



a) Destruction des récoltes

Étant donné que le canal est composé de plusieurs apports solides qui nuisent à la santé des hommes, il contient en fait des engrains naturels qui favorisent ainsi les cultures.

Cependant, l'apport en trop de ces engrains perturbe l'équilibre naturel et tue les végétaux.

Pour le cas du rizicole, l'apport des substances minérales en trop renforce l'accroissement des tiges des riz et défavorise ainsi l'obtention des paddy.

D'autre part, lors de l'inondation, l'eau stockée à 1 m au dessus des récoltes tue et diminue les quantités des récoltes. (Ministère de l'Agriculture et de l'Elevage et de la Pêche, Juin 2003).

Remarquons que tous les cinq ans en moyenne les gens subissent une perte totale de leur production agricole causée par l'inondation.

5.4.4. Les problèmes économiques

Le problème le plus majeur se trouve au niveau économique. C'est ce domaine qui influe beaucoup les impacts négatifs de l'inondation. Mais, voyons de près la baisse des revenus par ménage.

- Baisse des revenus par ménage (commerce ambulant)

Les habitants du Fokontany effectuent à 25 % un travail libéral (commerce libéral). Pourtant pendant les crues, ces derniers ne peuvent point sortir de leurs maisons à cause du remonté des eaux. Ainsi, les ressources de revenu diminuent.

Il passe de 60 000 Ariary par mois en moyenne vers 15 000 Ariary par mois.

Pour les agriculteurs les récoltes détruites par les eaux diminuent aussi les rendements et affectent les revenus par saison.

5.4.5. Les problèmes sociaux

La montée des eaux fréquentes à Ankasina incite plusieurs problèmes sociaux. Les plus importants sont :

- une augmentation des sinistrés,
- les insécurités,
- et la mort.

a) L'augmentation des sinistrés

En 1982, le nombre de sinistré est de 200 personnes. Mais après l'an 2001, ce nombre a passé jusqu'à 1 200 personnes.



Ce chiffre augmente d'année en année du fait que le peuple résidant dans la zone tampon augmente.

En 2007, pendant le passage du cyclone Gafilo, les sinistrés sont au nombre de 1 500 personnes.

Tableau N° 17: Evolution du nombre des sinistrés à Ankasina.

Date	1982	2001	2007
Nombres de sinistrés	200	1 200	1 500

Le nombre des sinistrés chaque année augmente du fait que le nombre de population résidant dans les zones inondables s'accroît aussi.

b) Les insécurités

Les luttes contre les insécurités sont l'une des préoccupations des habitants. Des quartiers mobiles ont été mis en place pour veiller à la sécurité de la zone. Ces gens gardent jour et nuit. Mais lors des inondations ces derniers ne s'occupent plus de leurs postes en raison des montées des eaux.

Ainsi, les banditismes et les pillages prennent part dans les habitats délaissés au milieu des rizières.

En 2007, quatre maisons ont été pillées lors de l'inondation par les brigands.

En effet, les hommes et leurs familles, par peur d'être saccagés, restent dans leurs maisons submergées à moitié pendant toute l'inondation.

c) La mort

Le nombre des morts causées par l'inondation durant ces dernières années sont en moyenne de deux personnes.

Les causes des décès sont particulièrement par des glissades dans les zones inondées et par des maladies provoquées par la montée d'eau lors de l'inondation.

Le nombre recensé au près du Fokontany s'élève respectivement à 2, 3, 1, 2 et 4, pour l'année 2001, 2004, 2005, 2006 et 2007.

Tableau N° 18: Le nombre de décès en période d'inondation à Ankasina

Période d'inondation	2001	2004	2005	2006	2007
Nombres de décès	2	3	1	2	4

L'inondation perturbe la vie à Ankasina et provoque même des décès au niveau de la population entraînant ainsi un problème social pris au sérieux.



5.5. Les stratégies d'adaptation

La stratégie d'adaptation de la population lors de l'inondation est le moyen dont ces derniers optent pour faire face aux phénomènes.

A Ankasina, il existe trois types dont :

- une migration vers les zones sèches,
- des octroyassions des aides insuffisants des autorités,
- un rehaussement des mottes de terre des habitations.

5.5.1. Migration vers les zones sèches

La stratégie d'adaptation la plus utilisée lors des inondations fréquentes à Ankasina est de se migrer vers les zones sèches autour du Fokontany sans perdre de vue leur maison. Ils se placent sur les digues, sur les berges rive droite du canal GR.

Les enfants et les personnes âgées sont rapatriés vers les familles situant sur un endroit plus haut et non atteint par l'inondation.

Certain famille ne la pratique pas mais reste quand même dans leur maison submergée à moitié.

5.5.2. Les aides insuffisants (Autorité)

L'autorité que ce soit le Fokontany ou l'Etat par l'intermédiaire du Bureau National de la Gestion des Risques et des Catastrophes naturelles BNGRC, aide les habitants en plaçant des tentes pour les sinistrés et des vivres pendant la période d'inondation (3 à 5 jours). Cependant, ils n'aident pas à l'intégration des gens après les catastrophes.

5.5.3. Rehaussement des mottes de terre des maisons

Au fil des années quelques maisons situant au bon milieu des rizières ont été rehaussées de 0,50 m au dessus pour éviter l'inondation. Toutefois cela ne les protègent pas totalement mais amortie l'impact de la remontée des eaux.

Toutes ces stratégies d'adaptation sont des **solutions provisoires** contre l'inondation.

5.6. Les solutions vivement demandées par les participants lors de l'approche participative

Les solutions proposées pendant l'approche participative sont les solutions envisagées par les gens du Fokontany. Elles sont les suivantes.

5.6.1. Le curage du Canal C3

La profondeur du canal C3 passant à Ankasina est de l'ordre de 0,65 m. Il serait important de le creusée un peu plus pour pouvoir accumuler les eaux lors de l'inondation. Or, cette solution n'est pas valable du point de vue géologique car la



couche en dessous est une tourbe et les tourbes sont très difficiles à creuser car ils se tassent très rapidement.

Cette propreté ne favorise pas le curage du Canal C3.

5.6.2. Les remblaiements des terres habitables

Les habitations à Ankasina se trouvent en général au milieu des rizières. Lors des inondations, l'eau monte jusqu'à 1 m de hauteur. De ce fait, il prévoit un rehaussement des terres d'environ de 1,20 m. Cette solution ne peut pas être fait car cela engage un grand investissement et une occupation de sol important du fait qu'il faut réhabiliter les maisons et cela n'est point favorable à la population. Alors cette solution est à exclure.

5.6.3. Le rehaussement des diguettes du canal C3 à Ankasina

La diguette d'Ankasina mesure environ 1 400 m. Actuellement, cette diguette a pour hauteur 0,65m par rapport au Fond du canal C3. Le problème de ce rehaussement est que le Fokontany d'Ankasina est considéré comme un bassin de laminage de crue. Cependant c'est la seule solution pour éviter les inondations du fait que lors de son calibrage en 1991 le canal est calé pour recevoir les débits venant du canal C3 urbain 1 et 2. Or, actuellement il n'existe que le canal urbain 1 qui se déverse dans le canal C3 aval.

En conséquence, on essaiera de voir dans cette étude le rehaussement maximal afin que ce dernier ne perturbe pas beaucoup les écoulements en amont et en aval.

En résumé, l'approche participative nous montre que l'inondation affecte beaucoup les habitants d'Ankasina que ce soient dans le domaine social, économique, sanitaire, agricole, et physique.

Elles *perturbent même leurs existences* et leurs droits humains.



Synthèses de l'Analyse des problématiques de l'inondation à Ankasina

La partie 2 est divisée en trois chapitres dont voici les résumés respectifs.

-Pour le chapitre 3 :

- * Le Fokontany d'Ankasina serait une zone peuplée à cause d'une grande croissance de la population et d'une forte migration.
- * Les agricultures deviennent de plus en plus délaissées et les superficies rizicoles disparaissent peu à peu pour faire place aux habitations.
- * La zone ne possède pas beaucoup d'infrastructure de base.

- Pour le chapitre 4 :

Le diagnostic technique rapide du système de drainage rend compte des fonctionnements hydrauliques dans les deux Fokontany visités.

- * Pour le Fokontany d'Andohatapenaka, l'écoulement ne s'effectue pas normalement entraînant une grande accumulation des eaux et une inversion du sens d'écoulement vers Andohatapenaka Sud.

Vue ses problèmes, le débit sortant d'Andohatapenaka vers la zone d'Ankasina serait donc très faible.

- * Pour la zone d'Ankasina, l'écoulement s'attarde et subit des problèmes physiques (faible pente, sortie limitée,...). Elle est drainée par trois canaux dont le canal C3 aval, le canal d'Andranoroasosona et le canal Robert. Ces derniers sont bouchés par les jacinthes d'eau à part le canal C3 aval qui est entretenue saisonnièrement par l'Autorité pour la Protection de la Plaine d'Antananarivo. Les débits entrant à Ankasina sont ceux venus du déversoir de la Gare de Soarano et du canal C3 amont.

Les diguettes de faibles hauteurs rendent la **zone très inondable** lors des crues et engendrent des problèmes au niveau social, économique, sanitaire, etc. dont on montrera dans le chapitre suivant.

-Pour le chapitre 5 :

- * Le diagnostic participatif des problèmes d'inondation nous montre que l'inondation affecte beaucoup les habitants d'Ankasina que ce soient dans le domaine social, économique, sanitaire, agricole, et physique.

Elles **perturbent même leurs existences** et leurs droits humains.

Malgré tout cela ; voici les scénarios de solutions proposées qui ne condamnent pas la zone et qui n'affectent pas les comportements hydrauliques en amont et en aval du Fokontany.



PARTIE 3 : Etudes des solutions d'atténuation des problèmes d'inondation.

Préambule

Durant la période pluvieuse, la zone d'Ankasina est submergée par l'eau. Ce phénomène perturbe la vie quotidienne des habitants. L'approche participative et la marche transversale ci-dessus le montrent.

Ainsi, la partie trois consiste à prévoir les solutions pour diminuer l'impact de l'inondation. Pour le faire, on fait appel à quelques variantes d'aménagement dont on vérifiera le comportement hydraulique en utilisant l'outil EPA SWMM Version 5.

En effet, voici la démarche évoquée pour cette étude dont :

- la première porte sur « L'approche retenue»,
- la seconde sur « L'outil de modélisation utilisé »,
- la troisième sur « La présentation générale du modèle numérique »,
- la quatrième sur « Les principaux paramètres du modèle»,
- la cinquième sur « Les principaux résultats de modélisation»,
- la sixième sur les « Synthèses de l'étude hydraulique».



Chapitre 6 : L'approche retenue.

Objectif du chapitre

Le chapitre consiste à rappeler les résultats obtenus lors des deux approches à Ankasina, d'élaborer la démarche appliquée pour l'évaluation des aménagements et de connaître la notion de modélisation.

6.1. Rappels de la problématique

L'« Approche participative » et la « Marche transversale » ont montré que la zone d'Ankasina est une zone fréquemment inondée lors des périodes pluvieuses à cause des dysfonctionnements des réseaux de drainage entraînant ainsi des problèmes sociaux, économiques et agricoles.

En effet, « **des solutions ont été proposées vivement par les habitants** » lors des entretiens dont :

- les rehaussements des diguettes le long du canal C3 aval,
- le curage et approfondissement de ce dernier,
- les rehaussements par remblaiement des lieux d'habitations.

Parmi ces trois solutions, on prendra l'hypothèse de rehaussement des diguettes le long du canal C3 aval du fait que les deux autres solutions sont difficiles à élaborer. (**cf synthèse de l'approche participative**).

En plus, l'insuffisance d'exutoire dans la zone rend difficile l'évacuation des eaux. De ce fait, on prévoit de mettre un ouvrage d'évacuation dans le secteur quatre afin de soulager la zone lors de l'inondation.

Ces variantes d'aménagement seront expliquées et étudiées dans les chapitres ultérieurs.

6.3. Démarche à appliquer

La démarche à appliquer consiste à dire si les évènements successifs pour évaluer les solutions d'aménagement sont faisables techniquement. C'est-à-dire que le choix de l'aménagement ne gène pas les comportements amont, aval du site et si celui-ci est convenable pour une optimisation de la gestion de l'inondation dans cette zone basse.

Pour cela, une simulation des évènements pluvieux à Ankasina sera le mieux appropriée à notre étude.

On utilisera un outil de modélisation informatique hydrologique pour évaluer ce phénomène.

Ainsi, la démarche utilisée sera de créer la réalité en un modèle réduit sur ordinateur afin de connaître et d'établir les comportements de la zone dans le cas d'une inondation.



Pour ce faire, on expliquera :

- en premier lieu, l'outil utilisé pour réaliser la simulation,
- en second lieu, les paramètres affectant le modèle,
- en troisième lieu, les résultats obtenus.

La démarche de calcul pour évaluer les dimensionnements des ouvrages à aménager sera celle utilisée par l'outil de modélisation.

6.4. Notion d'une modélisation

Après avoir vu la démarche appliquée pour l'établissement de l'étude, on essaiera d'établir quelles sont les notions d'une modélisation.

6.4.1. Définition d'une modélisation

Il existe plusieurs définitions du mot modélisation. En effet, voici quelques uns qui peuvent établir les sens du mot.

- Définition 1 selon la Thèse de MOURAD, 2005

Une modélisation est une représentation des phénomènes physiques sur terrain à travers un outil informatisé afin d'établir la réalité sur place en un modèle réduit pour pouvoir l'utiliser à des fins intéressants.

- Définition 2 selon l'Encyclopédie Wikipedia

Le mot modélisation synthétise les deux sens symétriques et opposés de la notion de ressemblance, d'imitation et de représentation.

6.4.2. Le but d'une modélisation

La modélisation consiste d'abord à construire un prototype, concret ou conceptuel, qui servira de « modèle » à une construction réelle selon l'encyclopédie Wikipedia. Le modèle ainsi élaboré représente les concepts de manière simplifiée d'une chose réelle déjà existante en vue de la comprendre et d'en prédire ses comportements.

Dans notre cas, on utilise l'EPA SWMM Version 5 (Environmental Protection Agency Storm Water Management Model) pour modéliser le système de drainage à Ankasina.

Cet outil sera détaillé dans le chapitre 7 afin de mieux le comprendre.

6.4.3. Caractéristiques spécifiques d'une simulation sur une modélisation

La simulation sur une modélisation est un principe qui aide à

- optimiser la gestion des phénomènes étudiés,

Une simulation nécessite l'utilisation de plusieurs variables concernant le modèle à créer. Elle permet de visualiser les diverses solutions apportées à



un ou plusieurs problèmes. En effet, l'utilisation de cette dernière (simulation) permettra de gérer et de choisir les aménagements à faire. Elle sera donc un outil de gestion optimale des aménagements.

- évaluer les cas extrêmes envisageables sur un modèle,

La modélisation est une simulation des évènements quelconques possibles. Elle peut alors conduire à voir les phénomènes extrêmes envisageables ou non envisageables. De ce fait, elle est un outil d'évaluation des cas extrêmes.

- faciliter les calculs.

La modélisation à travers un outil informatique aide à éviter les redondances de calcul. Pour chaque variation des paramètres d'un modèle, l'outil effectue, en un temps record, les mêmes calculs. En effet, il est rapide et facilite les opérations.

6.4.4. Choix de l'outil pour une modélisation

Actuellement, il existe plusieurs outils de modélisation hydrologique. Dans nos études portant sur une zone inondable à proximité des bassins versants urbains, il est préférable d'adopter un outil qui prend en compte les paramètres d'imperméabilisation du sol et de la gestion des eaux pluviales.

En effet, toutes ces caractéristiques définissent l'outil EPA SWMM Version 5. En raison de son statut, et de sa réputation dans le domaine public, l'outil de modélisation « EPA SWMM 5 » a été aussi souvent utilisé pour l'analyse très complexe de débordement des égouts. Il s'avère efficace et approprier aux systèmes.

De ce fait, une approche méthodique concernant la modélisation de drainage de la zone d'Ankasina a été élaborée ci-après avec cet outil.



Chapitre 7: L'outil de modélisation utilisé.

Objectif du chapitre

Ce chapitre présente les structures du modèle hydrologique EPA SWMM 5 qui est un modèle informatique pour l'analyse des quantités et qualités associées aux eaux de ruissellement urbain.

Plus particulièrement, on essaie de voir les structures théoriques des éléments utilisés lors de l'établissement de la modélisation à Ankasina.

7.1. Préambule

L'EPA SWMM 5 ou Environmental Protection Agency Storm Water Management Model Version 5 est une plate forme de modélisation qui a été développée afin de comprendre et de simuler les processus de drainage des transferts d'eau et de polluants en milieu urbain. Sa structure modulaire permet à l'opérateur de choisir les modules les plus appropriés à sa problématique.

7.2. Historique du modèle

L'EPA SWMM est un modèle élaboré pour la première fois en 1971. La première version SWMM 1 était élaborée à l'Université de Floride en Amérique et s'avère prometteuse.

Après quelques années, il a été modifié et amélioré par l'Environmental Protection Agency.

Durant les 38 ans d'utilisation, l'outil possède cinq versions améliorées. La deuxième a été établi en 1975, puis la troisième en 1983, puis de la quatrième en 1988, et enfin la cinquième en 2003. Cette dernière version est la plus récente et la plus fiable du point de vue précision. Elle est l'outil de modélisation qu'on utilise pour évaluer l'étude d'atténuation des inondations à Ankasina.

7.3. La structure du modèle

Le SWMM version 5 est basé sur une relation directe entre la fonction de production (pluie, débit) et la fonction de transfert (canaux, singularités, etc.). La fonction de production est généralement les précipitations qui engendrent des débits de ruissellement sur les bassins versants. Ces derniers seront acheminés par les éléments de transferts tels que les canaux, les singularités, les réseaux hydrographiques, vers les autres unités hydrologiques (casiers, exutoires, etc.).

Chaque unité hydrologique est connectée soit à l'unité hydrologique en aval si cette unité existe, soit à un tronçon du réseau hydrographique.



La précipitation nette est divisée en deux parties dont l'une s'infiltra et l'autre ruisselle. L'eau qui s'infiltra s'arrête si celle-ci atteint la teneur en eau optimale dans le sol. A la surface, la pluie non infiltrée va combler les dépressions du sol. Les flux d'eau excédentaires se propagent sur les unités hydrologiques et via les réseaux hydrographiques jusqu'à l'exutoire. Les paramètres d'imperméabilisation des sols dans les bassins versants, la propagation des ondes et les pertes d'écoulement par l'évapotranspiration à travers les réseaux hydrographiques sont pris en compte.

Pour simplifier, le modèle est structuré suivant les sections modulaires suivantes :

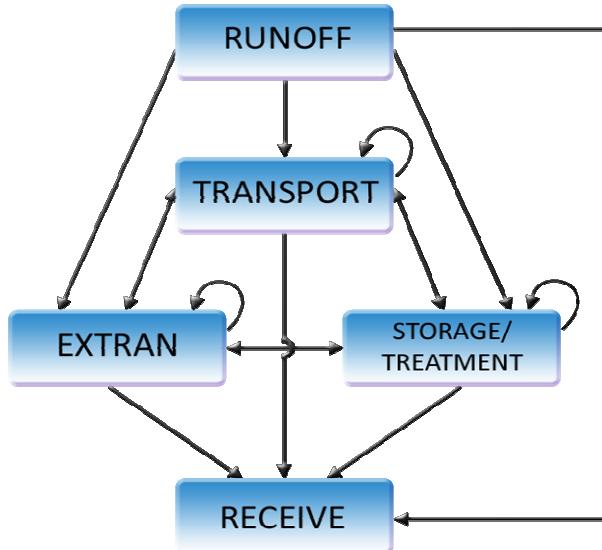
- le module « run off block »
- le module « transport block » et le module « extented block ou extran block ».
- le module « storages et treatment block »
- le module « received block ».

Le module « run off block » est l'unité qui produit et génère les ruissellements sur les bassins versants.

Le module « transport block » et le module « extran block » les transportent soit vers le « received block », soit vers une autre unité hydrologique tel que le « storage et treatment block ».

Le module « Storage et treatment block » reçoit, stock les apports venant des autres unités et les refoule de nouveau soit dans le module « transport ou extran ou received blocks ».

Figure N° 10: La structure de l'EPA SWMM Version 5.





7.4. Processus hydrologiques

Le processus hydrologique est un moyen de décrire théoriquement les concepts mathématiques pour pouvoir établir les équations régissant le principe élaboré par le modèle (EPA SWMM Version 5).

Dans ce paragraphe, on essaiera de présenter séparément la fonction de production et la fonction de transfert.

Comme notre étude ne s'attarde pas sur l'élaboration de la fonction de production, on essaiera de présenter brièvement cette partie. En effet, on mettra une grande importance sur la fonction de transfert.

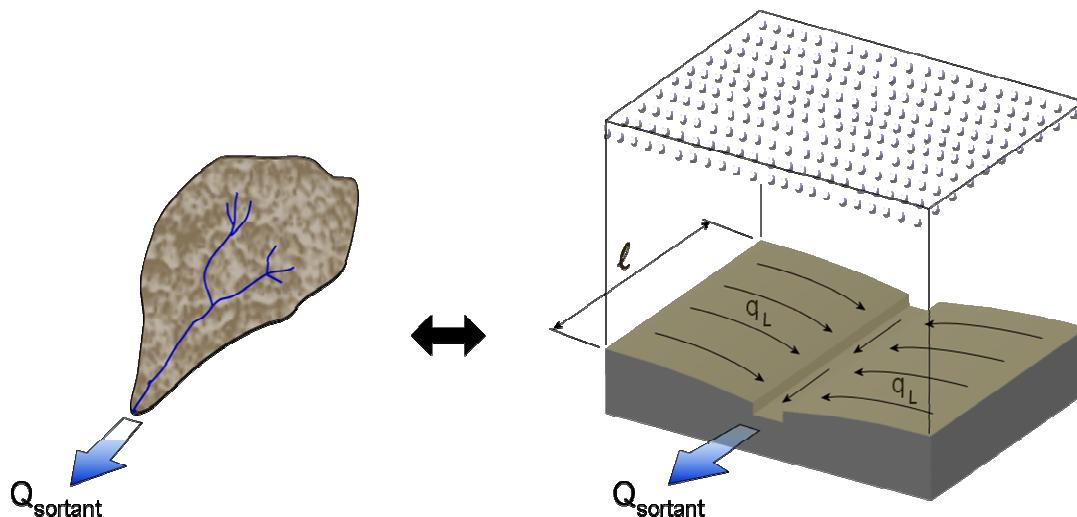
7.4.1. La fonction de production

La fonction de production est la relation entre la précipitation et le ruissellement. Dans l'EPA SWMM, cette relation est déterminée à l'aide du principe du réservoir non linéaire.

a) Principe du réservoir non linéaire

Le principe du réservoir non linéaire est basé sur l'utilisation de l'équation de Manning et du principe de continuité. L'outil SWMM considère un bassin versant de drainage rectangulaire. C'est-à-dire que le bassin versant réel est traduit en un bassin rectangulaire équivalent.

Figure N° 11: Bassin versant rectangulaire équivalent.



Avec

Q_{sortant} : le débit de ruissellement en m^3/s

W : la largeur équivalente

L : la longueur équivalente



Ce modèle considère que la largeur équivalente est le double de la longueur équivalente.

$$W = 2L$$

- L'équation de Manning

Elle a été établie depuis 1798 par Manning pour évaluer les débits ruisselés dans un canal. Elle considère que le débit ruisselé est fonction de la section mouillée, de la pente, et du rayon hydraulique.

La formule est la suivante :

$$Q = \frac{1}{n} S^{1/2} R^{2/3}$$

Avec

Q : Débit en [m³/s]

S : Section mouillée

I : Pente moyenne en m/m

R : Rayon hydraulique

n: Coefficient de Manning

Sachant que la section mouillée S est le produit de la largeur de la section d'écoulement et la profondeur. On a :

$$S = W(d - dp)$$

Avec

d- dp : La profondeur d'écoulement

Le rayon hydraulique est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé. On a :

$$R = \frac{W(d - dp)}{W + 2(d - dp)}$$

Notons que, (d-dp) est largement petit par rapport à W, alors

$$R = d - dp$$

Ainsi, l'équation de Manning devient :

$$Q = \frac{1.49}{n} W \sqrt{I} (d - dp)^{5/3} \quad (1)$$

Avec

Q : Débit en [m³/s]

W : Largeur équivalente

I : Pente moyenne en m/m

d : Hauteur d'eau

d_p : Hauteur des pertes de ruissellement initiale

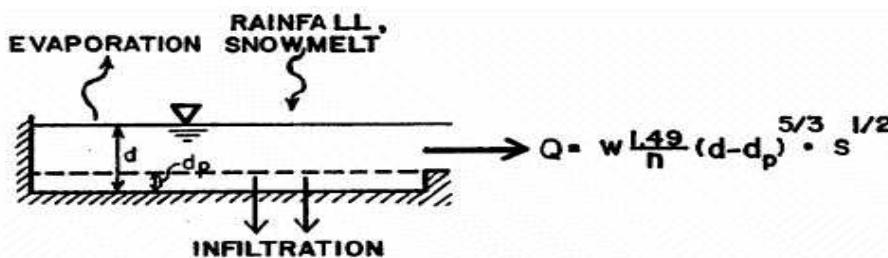
n: Coefficient de Manning



Le facteur 1,49 est un nombre adimensionnel qui est en fonction des unités utilisées, c'est-à-dire en norme Européenne, on utilise 1 tandis qu'en norme US, on utilise 1,49.

Cette équation (1); qui dépend de la largeur équivalente, de la pente, et des dépressions ($d-d_p$) ; est utilisée dans le principe du réservoir non linéaire, en plus, du principe de continuité qui suit.

Figure N° 12 : Principe d'évaluation des débits selon Manning.



- Le principe de continuité

Le principe de continuité consiste à ce que tous les flux entrant sont les mêmes que les flux sortant.

Ainsi, l'équation générale qui régit ce principe est la suivante :

$$\frac{dV}{dt} = i.A - Q - f - Evp \quad (2)$$

Avec

$\frac{dV}{dt}$: Quantité d'eau stockée sur le bassin versant

i: Intensité pluvieuse

A : Surface du bassin versant

Q : Débit de ruissellement

f : Infiltration

Evp Quantité d'eau perdue lors de l'évapotranspiration

En rapportant l'équation (1) sur l'équation (2), on obtient :

$$\frac{dV}{dt} = i.A - \frac{W(d - d_p)^{\frac{5}{3}} I^{\frac{1}{2}}}{n} - f - Evp$$

La discrétisation de dV pour un instant $(n+1)$ et (n) proche conduit à l'équation suivante :

$$\frac{d_{n+1} - d_n}{dt} = i - \frac{W(d - d_p)^{\frac{5}{3}} I^{\frac{1}{2}}}{n.A} - f.A^{-1} - Evp.A^{-1} \quad (3)$$

Tel que :



$$dV = (d_{n+1} - d_n) \cdot A$$

Pour un instant donné t , la valeur de « d » sera égale à la moyenne arithmétique de d à l'instant $(n+1)$ et (n) .

$$d = \frac{d_{n+1} + d_n}{2}$$

L'équation (3) est celle dont il faut résoudre pour estimer le débit produit par un bassin versant urbain à un instant « t » donné.

La résolution de l'équation nécessite la connaissance des conditions initiales. Parmi ces dernières, on a le « d_p , W , A , I , etc. ».

Sachant toutes ces données, on procède maintenant « pas à pas » en utilisant la **méthode itérative** c'est-à-dire qu'à un instant « t_0 », on calcule la valeur de l'équation (3), puis on rapporte cette valeur sur la même équation à l'instant « t_1 », et ainsi de suite jusqu'à l'instant « t_n ».

7.4.2. La fonction de transfert

La fonction de transfert est la relation entre le débit ruisselé par le bassin versant et son transport vers l'exutoire (MOURAD, 2005).

En effet, voici les principales théories des fonctions de transfert lors de cette étude :

- La théorie de la fonction de transfert pour un écoulement dans les canaux,
- La théorie sur les transferts d'écoulement pour les singularités,
- La théorie régissant le stockage et épandage sur les casiers.

a) La théorie de la fonction de transfert pour un écoulement dans des canaux

La théorie de base pour un transfert du débit dans des canaux à une dimension est basée sur la connaissance de l'équation de Saint Venant et de l'équation de continuité.

- L'équation de continuité

L'équation de continuité dépend essentiellement des sections des canaux et du débit transité par ces derniers. En effet, elle s'exprime comme suit :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (4)$$

Avec

A : La section mouillée transversale

Q : Débit ruisselé

t : Temps

x : Facteur distance



- L'équation de Saint Venant

L'équation générale pour une conduite à surface libre dépend de la profondeur d'eau dans le canal, de la pente, de la section transversale de la conduite, de la constante gravitationnelle et du débit ruisselé.

L'équation s'écrit (Manuel d'utilisation de l'EPA SWMM 5):

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial (\frac{Q^2}{A})}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + g \cdot A \cdot Sf = 0 \quad (5)$$

Avec

Q : Le débit ruisselé

A : Section transversale du canal

x: distance

t: Temps

g: Constant gravitationnelle

H : Hauteur d'eau dans le canal

S_f : Perte d'énergie par friction (càd : sous l'effet du frottement engendré par la pente)

Tel que :

$$Sf = \frac{n^2}{A \cdot R^{\frac{4}{3}}}$$

Avec

n: Coefficient de Manning

R : Rayon hydraulique

La valeur $\frac{Q^2}{A}$ est fonction de la vitesse V et de la section transversale

des canaux tel que :

$$\frac{Q^2}{A} = V^2 \cdot A$$

De plus,

$$\frac{\partial(V^2 \cdot A)}{\partial x} = 2 \cdot A \cdot V \cdot \frac{\partial V}{\partial x} + V^2 \cdot \frac{\partial A}{\partial x} \quad (6)$$

En rapportant, cette valeur de l'équation (6) sur l'équation (5), on a :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + 2 \cdot A \cdot V \cdot \frac{\partial V}{\partial x} + V^2 \cdot \frac{\partial A}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + g \cdot A \cdot Sf = 0 \quad (7)$$



Comme $Q = V \cdot A$, puis en multipliant par V , et en l'arrangeant, l'équation de continuité (4) s'écrit alors,

$$A \cdot V \cdot \frac{\partial V}{\partial x} = -V \cdot \frac{\partial A}{\partial t} - V^2 \cdot \frac{\partial A}{\partial x}$$

Et l'équation (7) devient,

$$\frac{\partial Q}{\partial t} - 2 \cdot V \cdot \frac{\partial A}{\partial t} - V^2 \cdot \frac{\partial A}{\partial x} + gA \cdot \frac{\partial H}{\partial x} + g \cdot A \cdot Sf = 0 \quad (8)$$

C'est cette équation (8), qu'on doit résoudre pour évaluer le transfert des débits dans les conduites.

* L'algorithme adopté par le transfert de débit dans les canaux

Le principe de calcul adopté par le SWMM 5 est de résoudre l'équation (8) en utilisant la méthode d'approximation.

- La première étape d'estimation du débit d'écoulement dans une conduite à un temps $(t + \Delta t)$ est de résoudre l'équation (4) en utilisant les paramètres appropriés (vitesse d'écoulement, la section mouillée, et l'élévation). Ces valeurs sont rapportées sur l'équation (5).

A la fin du processus, les valeurs des débits et de niveau d'eau dans les canaux, notées respectivement Q_{last} et H_{last} , seront alors obtenues.

- En seconde étape, l'équation (4) est de nouveau utilisée en prenant les valeurs précédentes (Q_{last} , H_{last} , vitesses d'écoulement, la section mouillée, et l'élévation). Puis un coefficient Ω est ensuite appliqué aux équations pour pouvoir évaluer de nouveau le débit à un instant « t » noté respectivement Q_{new} et H_{new} selon l'équation suivante:

$$Q^{new} = (1 + \Omega)Q_{last} + \Omega Q_{new}$$

$$H^{new} = (1 + \Omega)H_{last} + \Omega H_{new}$$

Avec

Q^{new} et H^{new} : Le débit et le niveau d'eau dans les canaux à un instant antérieur au débit Q_{new}

Q_{last} et H_{last} : Le débit et le niveau d'eau dans les canaux calculés avant le Q_{new}

Q_{new} et H_{new} : Le débit et le niveau d'eau dans les canaux à un instant « t » supérieur à « t' » de Q_{last}

Ω : Un coefficient de correction utilisé par le modèle pour évaluer les débits futur



- En troisième étape, si on obtient les valeurs de Q_{new} et H_{new} , on retourne de nouveau vers la première étape pour chercher les valeurs des paramètres appropriés pour un instant « t » antérieur à celui-ci et ainsi de suite.

b) La théorie sur les transferts d'écoulement pour les singularités

Ce paragraphe essaie de parler des évaluations des débits passant par un ou plusieurs singularités.

Par définition, une singularité est un changement brusque de section d'écoulement entraînant ainsi une modification du comportement hydraulique.

Dans notre étude, les singularités sont représentées par les orifices et les seuils. Sur terrain, ces derniers sont indiqués par les ouvrages tels que les ponts, les ponceaux et les diguettes.

- Les théories sur les orifices

La théorie consiste à montrer les principes de calcul pour évaluer l'estimation des débits à travers un ou plusieurs orifices.

Généralement, il y a perte d'énergie (cinétique, potentielle), lorsqu'un écoulement passe à travers une singularité.

La formule standard pour évaluer le débit par un orifice est :

$$Q_o = C_o \cdot A \cdot \sqrt{2.g.h} \quad (9)$$

Avec

Q_o : Le débit sortant d'un orifice

C_o : Coefficient de décharge, il est fonction du type, de la longueur, de l'orifice

g : Constante de gravité

h : Hauteur de la décharge (varie si l'orifice est noyé ou non)

A : Section transversale de l'orifice.

La valeur de « h », si l'orifice n'est pas noyé, est égale à la hauteur de l'eau passant à travers l'ouvrage. Cependant, si l'orifice est noyé, la hauteur est égale à la distance entre la hauteur d'eau réelle et le centre de l'orifice.

- La théorie sur les seuils

La théorie générale sur les seuils se base sur l'évaluation des débits passant à travers l'ouvrage. La formule régissant cette dernière est la suivante :

$$Q = C_w \cdot L_w \cdot \left[\left(h + \frac{V^2}{2g} \right)^a - \left(\frac{V^2}{2g} \right)^a \right] \quad (10)$$



Avec

Q : Le débit

C_w : Coefficient de décharge

L_w : Longueur du seuil

h : Hauteur d'eau sur le seuil

V : Vitesse de l'eau passant sur le seuil

g : Pesanteur

a : Exposant variant selon le type du seuil

La valeur de « a » varie selon le type du seuil. Il existe deux catégories dont :

- les seuils transversaux,
- et les seuils frontaux.

Le premier prend une valeur de $a = \frac{5}{3}$, et le second de $a = \frac{3}{2}$.

Notons que si le seuil est submergé, alors la valeur du débit devient :

$$Q = C_{sub} \cdot C_w \cdot L_w \cdot (y_1 - y_c)^a \quad (11)$$

Avec

C_{sub} : Coefficient de submersion

y_c : Hauteur critique

y_1 : Hauteur d'eau en amont du seuil

a : Exposant variant selon le type du seuil

Pour évaluer C_{sub} , on a recourt au coefficient C_{ratio} qui est un coefficient évaluant la relation entre la hauteur d'eau en amont et en aval du seuil tel que :

$$C_{ratio} = \frac{(y_2 - y_c)}{(y_1 - y_c)} \quad (12)$$

Avec

C_{ratio} : Le coefficient évaluant la relation entre la hauteur amont et aval du seuil

y_2 : Hauteur aval du seuil

y_c : Hauteur critique

y_1 : Hauteur amont du seuil

La relation entre le C_{ratio} et le coefficient de submersion C_{sub} s'effectue comme indique le tableau suivant. (Rossert's Handbook of Hydraulics in German, reference unavailable).

**Tableau N° 19: Valeurs reliant C_{ratio} et C_{sub} .**

C_{ratio}	C_{sub}
0,00	1,00
0,10	0,99
0,20	0,98
0,30	0,97
0,40	0,96
0,50	0,95
0,60	0,94
0,70	0,91
0,80	0,85
0,85	0,80
0,90	0,68
0,95	0,40
1,00	0,00

c) La théorie régissant le stockage et épandage sur les casiers

La fonction stockage et épandage est une fonction de l'EPA SWMM qui prend en compte les processus de base pour l'accumulation des eaux dans les casiers.

Elle est utilisée dans le cas où on simule, ou on veut connaître les comportements hydrauliques d'une zone d'accumulation.

Notons qu'un casier est une zone d'accumulation des eaux lors d'un évènement pluvial.

La théorie régissant le stockage d'eau est basée sur le principe de conservation de masse.

- Le principe de la conservation de masse

Le principe consiste à ce que les flux d'entrée sont les mêmes que les flux de sortie. En effet, on a :

$$I = V + O$$

Avec

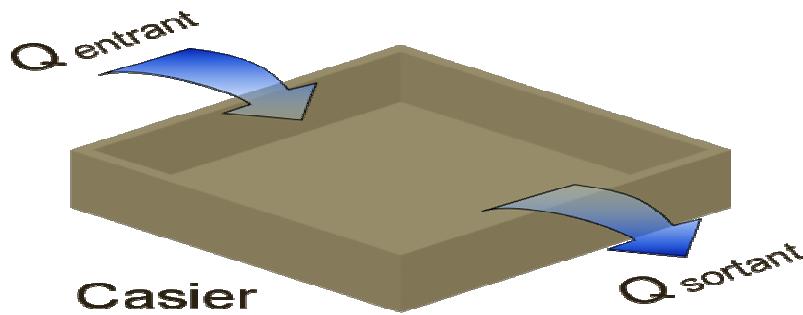
I : Le volume d'eau entrant dans le casier

V : Le volume d'eau stocké dans le casier

O : Le volume d'eau sortant du casier



Figure N° 13: Principe de la conservation de masse.



En le divisant par le temps « t », on a :

$$\frac{\Delta V}{\Delta t} = \bar{I} - \bar{O} \quad (13)$$

Avec

$\frac{\Delta V}{\Delta t}$: Variation du volume stocké par unité de temps

\bar{I} : Débit moyen d'entrée du casier

\bar{O} : Débit moyen sortant du casier

Pour deux instants ($n+1$) et (n), la valeur de \bar{I} et de \bar{O} sont :

$$\bar{I} = \sum_1^n \frac{I_i}{n} ; \text{ et } \bar{O} = \sum_1^n \frac{O_i}{n}$$

En substituant les valeurs de \bar{I} et de \bar{O} , dans l'équation (9), on a :

$$\frac{\sum_1^n V_i}{\sum_1^n \Delta t} = \frac{1}{n} \sum_1^n \bar{I} - \frac{1}{n} \sum_1^n \bar{O} \quad (14)$$

C'est cette équation (10) qu'il faut résoudre par la **méthode d'itérative** pour évaluer les débits circulant dans un casier.

Cependant, il existe quand même des déficits d'écoulements tels que les pertes initiales produites par les retentions initiales et l'évaporation.

Dans cet outil, l'évaporation est évaluée en débit tel que :

$$Q_{evapo} = A \cdot \frac{e_d}{k} \quad (15)$$

Avec

Q_{evapo} : Le débit perdu par évaporation

A : La surface du casier





e_d : Coefficient de perte par évaporation par jour

k : Facteur de conversion en [m³/s]

La valeur de K est de $1,157 \times 10^{-5}$ pour un débit évalué en [m³/s].

Et les pertes initiales de rétention par :

$$Q_{\text{retention}} = \frac{A \cdot h_{\text{retention}}}{\Delta t} \quad (16)$$

Avec

$Q_{\text{retention}}$: Le débit perdu par rétention d'eau par le casier

$h_{\text{retention}}$: Hauteur de l'impasse qui bloque l'écoulement

A : La surface de rétention

Δt : Durée de la rétention

Remarquons que le volume de rétention en réalité n'est pas parallélépipédique, ainsi l'expression $A \times h_{\text{réception}}$ varie aussi.



Chapitre 8 : Présentation générale du modèle numérique.

Objectif du chapitre

Le chapitre ci-joint parle essentiellement de la mise en place des données physiques ; des variantes sur terrain dans l'outil de modélisation et des conditions aux limites adoptées pour l'étude.

8.1. Représentation du système de drainage de la zone d'étude sous EPA SWMM Version 5

La numérisation consiste à digitaliser le site étudié. Elle sert à faire entrer les données physiques du terrain sur l'outil informatique. Elle nécessite la connaissance du terrain, et de la région.

En effet, on montrera en premier lieu la mise en œuvre du modèle numérique, puis de la visualisation du site sur le modèle, et enfin les particularités de la mise en place du modèle numérique sur chaque variable.

8.1.1. Mise en œuvre du modèle numérique

- Mise en place des casiers

Les casiers sont en général des zones d'accumulation d'eau pendant les saisons pluvieuses. L'eau s'évacue de ce dernier soit par infiltration, soit par évaporation, soit par un système de drainage.

En effet, la mise en place des casiers, numériquement, suit la loi de « LAGACHERIE » pour former les maillages irréguliers nécessaires.

Elle consiste à croiser les données topographiques, les réseaux hydrographiques, les parcelles agricoles, et la carte du sol pour tirer les délimitations de chaque maille.

Pourtant, elle tient compte particulièrement des caractéristiques des réseaux de drainage et des limites physiques dominants.

En utilisant cette méthode, il existe 15 mailles irrégulières dont 08 sur les casiers d'Ankasina et 07 sur les casiers en aval.

Chaque casier est limité par les mailles, et caractérisé par ses dimensions topographiques, et sa hauteur d'eau initiale.

Voici alors les caractéristiques de chaque casier.

**Tableau N° 20: Les caractéristiques de chaque casier.**

N°	Nom du Casier	Superficie en (ha)	Périmètre en (km)	Hauteur d'eau initiale (m)	Fond (m)
1	STOR_1	9,57	1,295	0,15	1247,25
2	STOR_2	12,17	1,407	0,15	1247,25
3	STOR_3	15,71	1,606	0,40	1247,00
4	STOR_4	16,14	1,671	0,30	1247,10
5	STOR_5	13,23	1,513	0,20	1247,20
6	STOR_6	13,35	1,454	0,40	1247,00
7	STOR_7	11,63	1,452	0,30	1247,10
8	STOR_8	10,17	1,526	0,20	1247,20
9	STOR_9	20,31	2,164	0,70	1246,70
10	STOR_10	18,12	1,741	0,50	1246,90
11	STOR_11	15,79	1,742	0,50	1246,90
12	STOR_12	14,7	1,563	0,70	1246,70
13	STOR_13	7,2	1,209	0,50	1246,90
14	STOR_14	10,3	1,357	0,50	1246,90
15	STOR_15	8,717	1,582	0,70	1246,70

- Mise en place du canal C3 aval et des nœuds

La méthode de la mise en place du canal C3 aval en mode numérique dépend de la topographie du terrain. Il part de 67 ha jusqu'en aval du pont d'Ambohimanarina et mesure 2 300 m. Pour le numériser, il a été sectionné toutes les 100 m à 300 m.

Si le canal ne subit aucun changement brusque de profil en travers, on gardera ce sectionnement de 200 à 300 m. Par contre, dans le cas contraire, il se peut que cette longueur change mais devrait être supérieure au double de la largeur de la section transversale.

Ainsi, le modèle compte 15 tronçons de canal. Elles sont notées de C3_L1 à C3_L15.

Voici les caractéristiques de chaque tronçon du canal.

**Tableau N° 21: Caractéristiques des 15 tronçons du canal C3 aval.**

Nom des canaux	Longueur en [m]	Largeur en [m]	Elévation initiale en [m]	H amont (m)	H aval (m)
C3_L1	130	13	0,65	47,00	46,80
C3_L2	200	13	0,65	46,80	46,75
C3_L3	120	13	0,65	46,75	46,75
C3_L4	100	6	0,65	46,75	46,75
C3_L5	145	6	0,65	46,75	46,70
C3_L6	200	6	0,65	46,70	46,70
C3_L7	165	6	0,65	46,70	46,70
C3_L8	220	6	0,80	46,70	46,70
C3_L9	200	6	0,80	46,65	46,65
C3_L10	200	6	0,80	46,60	46,55
C3_L11	180	9	0,80	46,55	46,55
C3_L12	200	9	0,80	46,55	46,55
C3_L13	340	9	0,80	46,50	46,50
C3_L14	365	9	0,80	46,50	46,50
C3_L15	380	9	0,80	46,50	46,45

Les nœuds sont des points de contrôle entre les canaux. Ce sont ces unités du modèle qui déterminent la pente du canal. Généralement, ils connectent le canal avec d'autres pour former les réseaux. A Ankasina, il existe 16 nœuds correspondant aux 15 tronçons du canal.

- La mise en place des seuils et des orifices

Les seuils sont représentés par les diguettes le long du canal C3 aval. Ils sont considérés comme étant des seuils latéraux noyés en période pluvieuse.

La longueur, la hauteur et le coefficient de contraction C_w caractérisent un seuil. Il lie au moins un nœud du canal C3 avec une unité hydrologique du modèle. Ici, c'est le bassin de rétention ou « STORAGE UNIT » qui présente ce dernier.

Il existe 9 seuils dans ce modèle dont voici leurs caractéristiques respectives.

**Tableau N° 22: Les caractéristiques des seuils.**

Nom des seuils	Longueur des seuils en [m]	Hauteur des seuils en [m]	Coefficient Cw
WEIR 1	30	2	0,28
WEIR 2	30	2	0,28
WEIR 3	30	2	0,28
WEIR 4	30	2	0,28
WEIR 5	30	2	0,28
WEIR 6	30	2	0,28
WEIR 7	30	2	0,28
WEIR 8	30	2	0,28
WEIR 9	30	0	0,28

Les orifices par contre sont indiqués par les ponceaux, par les ponts, et par les ouvrages de franchissement. Il existe 4 orifices pour tout le modèle dont 2 sont très bouchés (voir Partie 2) et 2 dégagés. Le premier se trouve sous le chemin de fer et la seconde sous le pont d'Ambohimanarina. Ces orifices sont caractérisés par ses dimensions et par ses coefficients de décharges.

Tableau N° 23: Les caractéristiques des orifices.

Noms des orifices	Type	Coefficient de décharge utilisé	Dimensions [L x l x h] en [m]
Orifice C3 L8 (sous le chemin de fer)	Rectangulaire	0,6	10 x 6 x 1
Orifice C3 L14 (Pont Ambohimanarina)	Rectangulaire	0,6	7 x 7 x 2
Orifice 1	Rectangulaire	0,6	10 x 6 x 0,5
Orifice 2	Rectangulaire	0,6	10 x 4 x 0,5

En somme, ce découpage permet de connaître les informations de base telles que les pentes, la superficie, la distance du réseau hydrographique par rapport à l'unité hydrologique.

La superficie moyenne des unités hydrologiques est de 13,10 ha, l'étendue minimale est de 7,20 ha, et l'aire maximale est de 20,31 ha. La pente moyenne des casiers est de $8,33 \times 10^{-4} \text{ mm}^{-1}$ et la pente minimale est de $0,33 \times 10^{-4} \text{ mm}^{-1}$. La longueur moyenne entre deux tronçons est de 200 m. La largeur et la profondeur des canaux sont tirées des données sur BDPA



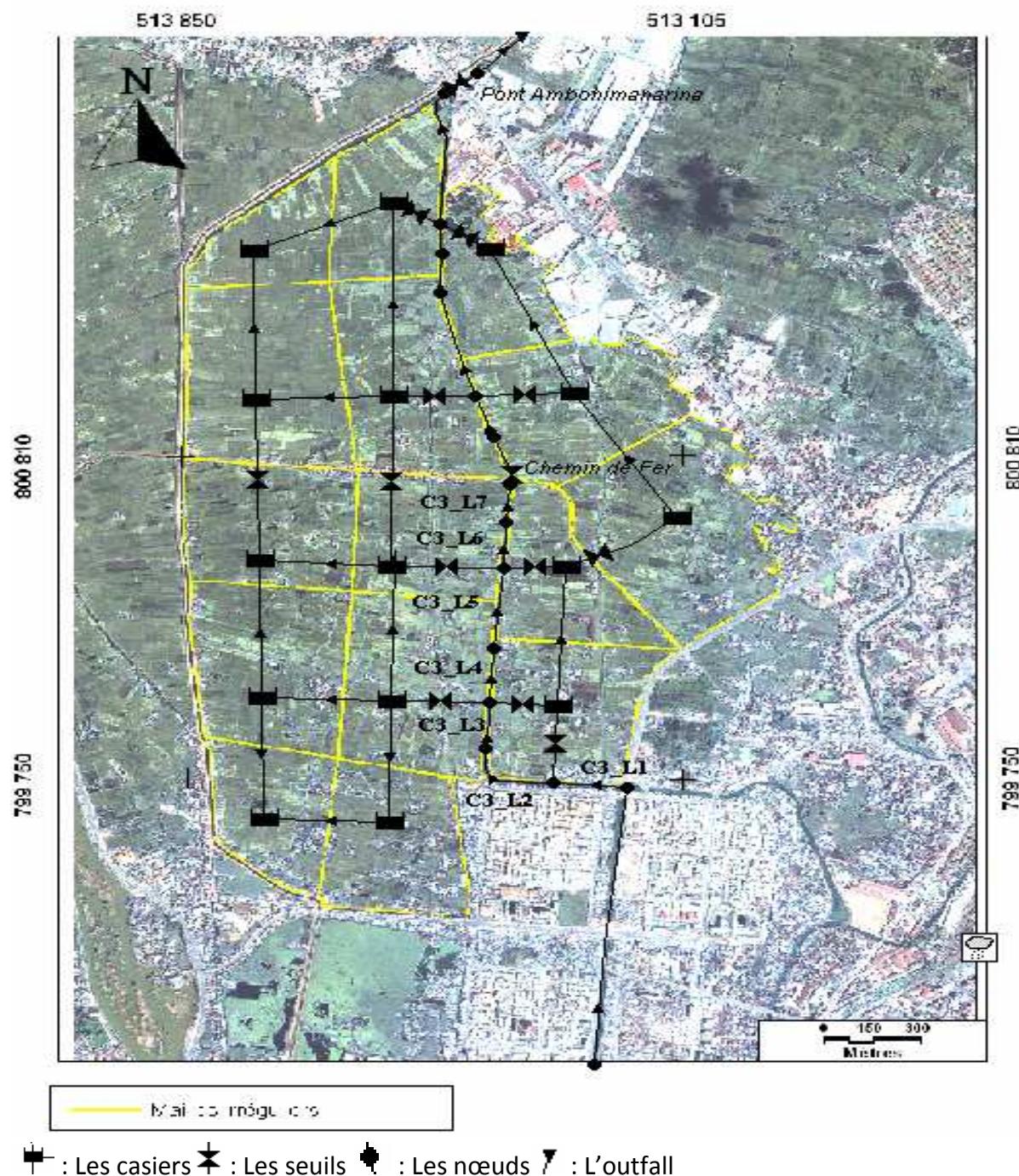
SCETAGRI en 1991. La profondeur moyenne du canal C3 aval ; actuelle ; passant à Ankasina est de 0,65 m.

8.1.2. Visualisation du site sur l'outil de modélisation

La visualisation du site consiste à montrer les résultats de la numérisation sur l'EPA SWMM 5. Le modèle ainsi fait serait superposé avec une carte numérique de la zone d'étude. Remarquons que les casiers sont liés entre eux par des canaux.

Voici l'interface informatisée pour évaluer les calculs d'inondation sur le site.

Figure N° 14: Visualisation du site.





8.1.3. Particularités de la mise en place du modèle numérique sur chaque variable à évaluer

Le but de ce paragraphe est d'évoquer les particularités de chaque variable d'aménagement et de l'état initial des systèmes de drainage sur le modèle.

- L'état initial du système de drainage

L'état initial du système de drainage est la configuration mentionnée sur la mise en œuvre du modèle ci-dessus. Il prend en compte des caractéristiques des casiers, canaux, seuils, orifices, présentés ultérieurement et des conditions initiales (condition aval, et hypothèses de base) mentionnées dans le paragraphe suivant.

- Variante 1 : le rehaussement des diguettes à Ankasina.

La particularité de la variante 1 réside sur un rehaussement des diguettes. Ainsi, la variante prend toutes les caractéristiques de l'état initial mais avec des caractéristiques du seuil différentes.

Ces dernières seront rehaussées de 0,50 m à 1,00 m afin de voir le comportement des casiers ainsi que le niveau amont et aval de la zone.

- Variante 2 : la création d'un ouvrage dans le secteur quatre d'Ankasina.

Sur le modèle initial, l'ouvrage a été déjà préétabli mais ne fonctionnant pas tout simplement. Il se place sous les rails du chemin de fer. Il sera en béton armé afin qu'il n'y ait pas de tassement directe.

Les dimensions de l'ouvrage placé seront de 1 m x 2 m.

- Variante 3 : l'association des variantes 1 et 2.

La variante 3 est l'utilisation des caractéristiques particulières de la variante 1 et de la variante 2. Elle considère un rehaussement des diguettes et la mise en place de l'ouvrage au secteur 4.

Les unités hydrologiques touchées par cette variable sont les seuils et l'orifice. Le seuil sera rehaussé de 0,50 m à 1,00 m et l'orifice sera élargi entre 1 m x 2 m.

8.2. Les données principales de base du modèle

Les hypothèses et conditions aux limites sont les bases utilisées pour évaluer et étudier le modèle numérique pour l'atténuation de l'inondation dans la zone d'Ankasina. En effet, on regardera ce qu'est une pluie synthétique décennale, puis des débits d'entrées pour le modèle, et enfin les conditions en aval.



8.2.1. La période de retour

La période du retour adoptée ici est de dix ans du fait que tous les projets d'assainissement à Antananarivo étaient dimensionnés suivant cette valeur.

De plus, historiquement les remblais dans la plaine étaient d'une altitude de 1 249 m, une élévation qui est ajustée au niveau décennal des pluies de période de retour de 10 ans. (BDPA SCETAGRI, 1991).

8.2.2. La pluie synthétique décennale

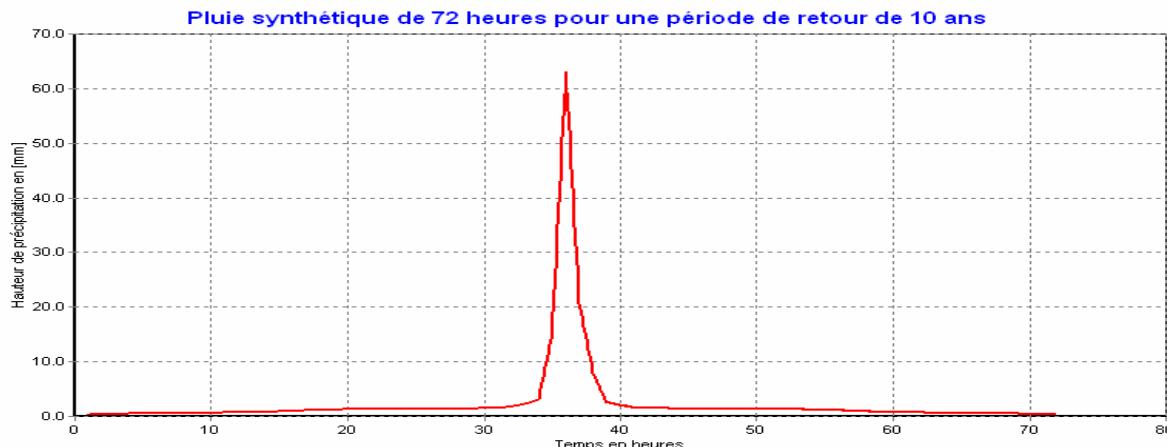
La pluie synthétique décennale est une averse artificielle établie à partir des ajustements statistiques des données de précipitation à Antananarivo pour une période de retour de dix ans.

Elle est effectuée par le moyen d' « ***Alternating Block Method*** » ou bien la « méthode d'alternance par block ». Cette méthode consiste à évaluer à partir d'une courbe IDF (Intensité Durée Fréquence) un arrangement statistique afin d'avoir l'hyéogramme correspondant.

En effet, la pluie synthétique obtenue a pour temps de base une durée de 72 heures et une valeur d'intensité maximale de 63 mm/heure.

La construction selon cette méthode sera explicitée en annexe.

Figure N° 15: La pluie synthétique de 72 heures pour une période de retour de dix ans.



8.2.3. Les débits entrants

L'hypothèse de base pour pouvoir établir le modèle dépend des débits d'entrées ci-joint. Ces hypothèses « in put » sont des débits de ruissellement de période de retour de dix ans pris dans le BDPA SCETAGRI de 1991.

- le débit noté « Q_a »

C'est un débit venant du canal C3 amont, c'est-à-dire les eaux de ruissellement proviennent du casier Sud (Anosibe et Andavamamba). Actuellement, les débits venant du casier Est dans la partie

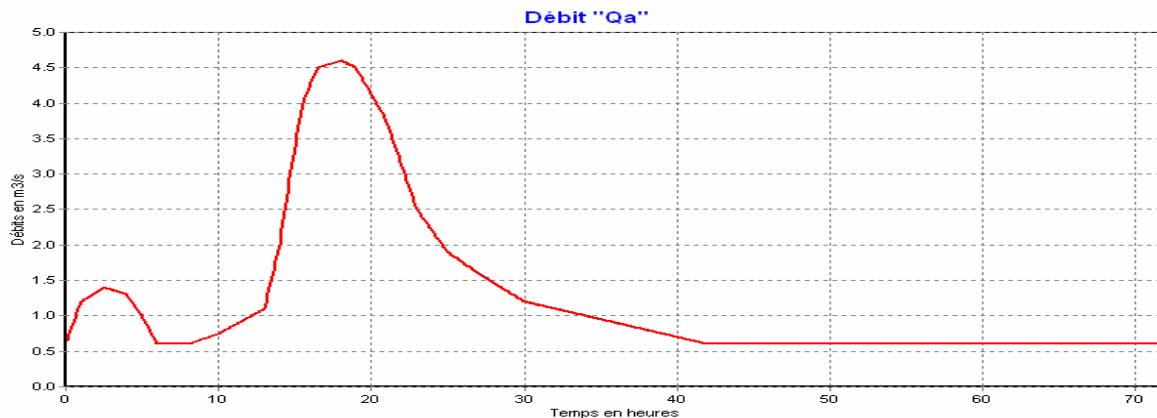


d'Andohatapenaka, Anosipatrana, n'atteignent pas le canal C3 du fait que les réseaux hydrographiques sont bouchés (voir partie 2).

En effet voici les caractéristiques de « Q_a » :

- Le temps de base pour ce débit « Q_a » est de 72 heures.
- La valeur maximale évaluée ou « peak » est de l'ordre de 4,55 [m^3/s].

Figure N° 16: Le débit « Q_a » entrant à Ankasina.



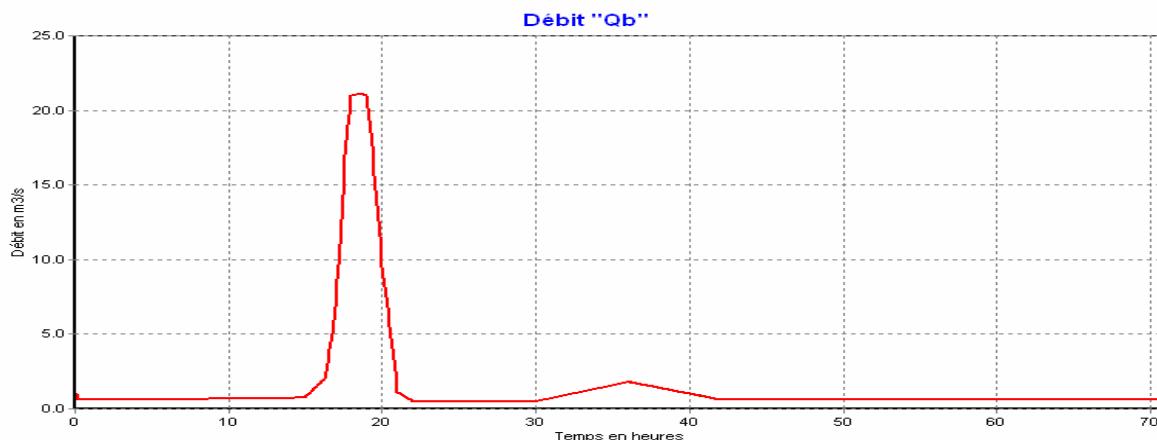
- le débit noté « Q_b » :

Le débit « Q_b » est un débit venant du déversoir latéral de la Gare de Soarano. Il est produit par les ruissellements des bassins versants urbains amont de la Gare pour une pluie de période de retour de dix ans.

Voici les caractéristiques de « Q_b » :

- Le temps de base pour ce débit « Q_b » est de 72 heures.
- La valeur maximale évaluée ou « peak » est de l'ordre de 21 [m^3/s].

Figure N° 17: Le débit « Q_b » entrant à Ankasina.





8.2.4. Les conditions imposées à l'aval du modèle

La condition en aval est un paramètre déterminant du modèle. Elle est la base même des comportements hydrauliques en amont. Le modèle considère trois types dont :

- la condition aval à un écoulement libre,
- la condition aval à un niveau d'eau stagnant,
- la condition aval avec un « time serie ».

La « condition en aval à un écoulement libre » considère qu'en aval, l'eau s'écoule limpide et ne perturbe pas vraiment le comportement amont de l'« out fall ». En réalité, cette condition équivaut à un aval à forte pente ou à un écoulement à une grande vitesse (de type seuil non noyé etc.).

La « condition aval à un niveau stagnant » considère qu'en aval l'eau stagne et trouble les conditions amont de l'« out fall ». L'aval peut être défini comme une zone à faible pente, ou à un réseau hydrographique bouché.

La « condition aval avec un time serie » est une condition de sortie qui est élaborée à partir des données existantes que l'on fait entrer dans le modèle.

L'« out fall » est l'exutoire adopté par le modèle. Il est considéré comme étant une section de contrôle du modèle.

Dans ce cas le plus approprié à notre modèle de simulation sera la condition aval à un niveau d'eau stagnant du fait que la pente aval de l'« out fall » est assez faible et de plus les réseaux hydrographiques sur site sont périodiquement bouchés.

Pendant la période pluvieuse, le niveau de l'eau en aval sera fixé entre 1247,50 m et 1248,50 m. Les simulations effectuées ci-après préciseront l'utilisation de ces valeurs.

*Remarque

L'altitude réelle de la zone d'étude se situe au environ de 1 246 m à 1 249 m. Cependant pour abréger les chiffres, on utilisera les valeurs 46 m et 49 m comme étant les altitudes analogues à ces dernières.



Chapitre 9 : Les principaux paramètres du modèle.

Objectif du chapitre

Le chapitre a pour but d'évaluer la valeur des différents paramètres tels que le coefficient de Manning, le coefficient de décharge, la longueur du seuil, etc.

9.1. Ecoulement fluviale : Le coefficient de frottement (Manning)

La fonction de transfert sur les unités hydrologiques et le réseau hydrographique est surtout sensible au coefficient de rugosité de Manning, mais surtout aux caractéristiques géométriques du tronçon tel que le profil en travers et la pente.

La valeur du coefficient de Manning notée « n » est un des paramètres physiques qui entre en jeu dans toute l'élaboration de la simulation.

La valeur du coefficient « n » est à évaluer sur les abaques disponibles. Ici, il existe deux références dont le premier est un abaque de « CARLIER ». (CHAHINAN.N., 2004).

Et la seconde est tirée du « Manuel d'utilisation de l'EPA SWMM 5 ».

- Abaque de « CARLIER »

L'abaque de « CARLIER » est un abaque qui montre les valeurs du coefficient « n » de Manning en fonction des rugosités des parois.

En effet, il existe treize classes de rugosité en fonction de la nature des parois du fond de fossé. A chaque type, il existe une fonction de valeur.

Voir [annexe 4](#).

- Abaque selon le « Manuel d'utilisation de l'EPA SWMM 5 »

L'abaque utilisé dans le Manuel est un classement des caractéristiques du réseau hydrographique en fonction du coefficient de Manning. Elle varie de 0,04 à 0,012.

Tableau N° 24: Le coefficient de rugosité de Manning.

Caractéristiques des parois du canal	Coefficient de rugosité de Manning
Parois avec beaucoup de blocs de roches	0,04 – 0,05
Parois avec beaucoup d'herbes	0,035
Parois avec peu de végétation	0,025
Parois avec fond nu	0,020
Parois très lisses (béton, etc.)	0,012



Pour le canal C3 aval selon « CARLIER », on prendra un fond recouvert de végétal avec une paroi de même nature. Ainsi, la valeur de la rugosité de Manning est de 0,061.

Cependant suivant le « Manuel de l'EPA SWMM 5 », le coefficient de Manning pour un réseau hydrographique avec quelques petites végétations est de $n = 0,025$.

Ainsi, le choix du coefficient est basé sur le fait le plus réaliste possible.

Il est donc de 0,025 qui est d'ailleurs la valeur mentionnée le plus fréquemment dans des études effectuées à Madagascar concernant l'évaluation des rugosités des canaux de même types. (BCEOM & SOGREAH, Juin 2007).

9.2. Paramètres des singularités

9.2.1. Le coefficient de contraction $C_{w_{générale}}$ d'un orifice

Le coefficient de contraction est un coefficient qui intervient pour l'estimation du débit à travers un seuil cf équation (9). Il est noté généralement par le coefficient « C_w ».

Pour un ouvrage en béton, ce paramètre s'exprime comme suit selon la formule de Bazin.

$$C_w = \frac{2}{3} \cdot (0.6075 + \frac{0.0045}{h}) \cdot \left[1 + 0.55 \cdot \left(\frac{h}{h+p} \right)^2 \right]$$

Avec

C_w Le coefficient de contraction selon
Bazin

h Hauteur d'eau sur le seuil

p 0,02

En générale, cette valeur tourne autour de 0,40 pour un seuil mince. Cependant, ce n'est pas le cas dans notre étude car on essaie de présenter un **seuil noyé en motte de terre**. Le coefficient C_w ne sera donc pas le même.

Donc, il faut considérer une épaisseur « e » et un coefficient de submersion C_{sub} .

Ainsi, la valeur de C_w pour un seuil épais ($h > \frac{2}{3}e$) est de 0,35, (SOGREAH, 1974),

et le coefficient de submersion C_{sub} est de 0,80 pour une C_{ratio} de 0,85. (Roessert's Handbook of Hydraulics.).

Ainsi, la valeur de $C_{w_{générale}}$ est de :

$$C_{w_{générale}} = C_w \cdot C_{sub}$$



$C_{W_{générale}}$	Coefficient de décharge général à appliquer au modèle
C_w	Le coefficient de décharge
C_{sub}	Le coefficient de submersion

D'où, $C_{W_{générale}}$ **est de 0,28.**

9.2.2. La longueur du seuil

La longueur d'un seuil en motte de terre est très difficile à évaluer. Cela peut changer d'un moment à un autre à cause des ruptures ou glissements des diguettes.

Pour cette étude, la longueur du seuil sera évaluée en fonction des brèches sur terrain. En générale, la longueur des petites brèches sur terrain est de 30 m.

9.2.3. Le pas de temps

Le pas de temps est un facteur très déterminant dans l'élaboration d'un modèle numérique. Il est la base du temps de calcul. Selon la variation de ce dernier, les résultats peuvent être fossés ou incomplets.

En effet, le choix du « pas du temps » portera sur la valeur le plus petit car cela apportera plus de précision sur les calculs ultérieurs, une stabilité et une uniformisation des résultats. Dans cette étude, on adoptera un pas de temps de **01 minute** pour avoir plus d'exactitude dans le projet.



Chapitre 10: Les principaux résultats de la modélisation.

Objectif du chapitre

Le chapitre 5 consiste à montrer les résultats des simulations envisagées pour évaluer l'atténuation de l'inondation à Ankasina. Pour cela, on parlera des résultats obtenus pour chaque unité hydrologique. L'objectif est de voir si les variantes proposées nuisent ou aident la zone d'Ankasina lors de l'inondation.

En effet, pour pouvoir interpréter, il faut savoir avant tout, les résultats des simulations de la zone sans aménagement.

10.1. La précision du modèle

Dans l'élaboration des simulations suivantes, le modèle précise à 0,01 m près toutes les valeurs des calculs, plus particulièrement les niveaux d'eau dans les casiers (estimé en [m]).

Pour 0,01 m d'eau dans le casier à 120 ha correspond à 12 000 m³ d'eau. Donc, cette valeur n'est pas négligeable.

10.2. Situation actuelle

L'état initial sans aménagement est la situation de la zone d'Ankasina actuelle. Notant qu'il n'y a pas encore ni rehaussement des diguettes, ni d'un ouvrage quelconque.

Dans cette étude sur simulation, on considère deux cas bien définis tels que :

- Le premier est que les canaux en aval sont bien entretenus c'est-à-dire que le niveau s'élève à 1247,50 m.
- La seconde est que les canaux en aval sont mal entretenus c'est-à-dire que le niveau s'élève à 1248,50 m.

10.2.1. Cas où il y a un bon entretien du canal C3 en aval

Le bon entretien du canal C3 en aval suppose que l'écoulement en aval est un peu plus fluide c'est-à-dire que l'eau en sortant de l'« out fall » a une hauteur de 1247,50 m. C'est une condition idéale pour une bonne gestion de l'assainissement urbain à Antananarivo.

a) Résultats de la simulation

Après avoir introduit les débits « Qa » et « Qb » sur le modèle, on a obtenu les résultats suivants.

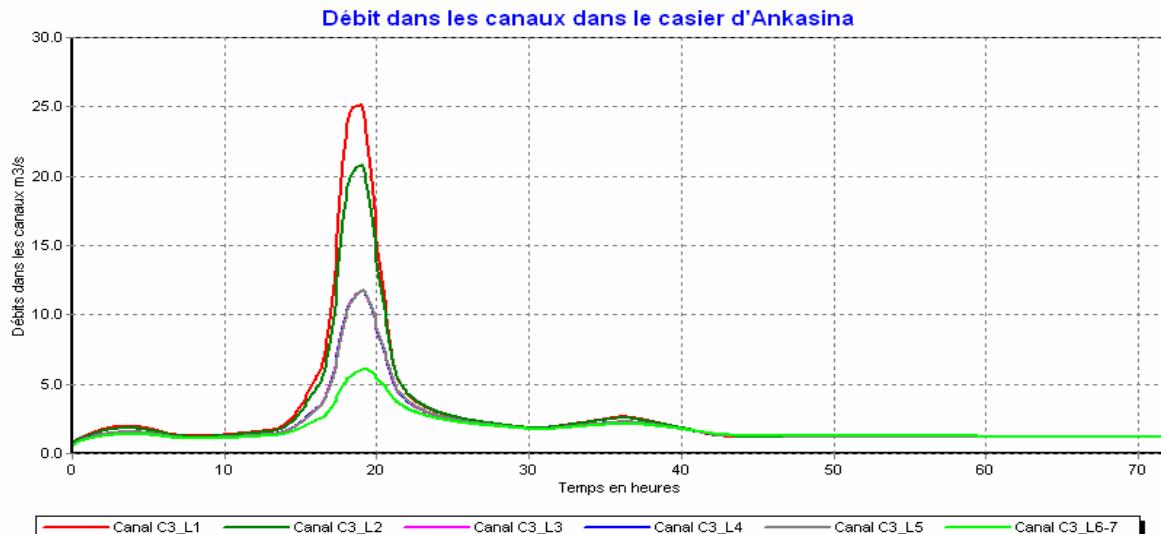
- Concernant les débits dans les canaux

Les débits dans les canaux présentent un maximum de 25 m³/s à l'entrée de la zone d'Ankasina et un débit de 06 m³/s à la sortie du casier.



Ils diminuent au fur et à mesure en traversant la zone. On remarque vraiment que c'est une zone tampon qui réduit le débit de $25 \text{ m}^3/\text{s}$ à $06 \text{ m}^3/\text{s}$.

Figure N° 18 : Débit dans le canal sans aménagement.

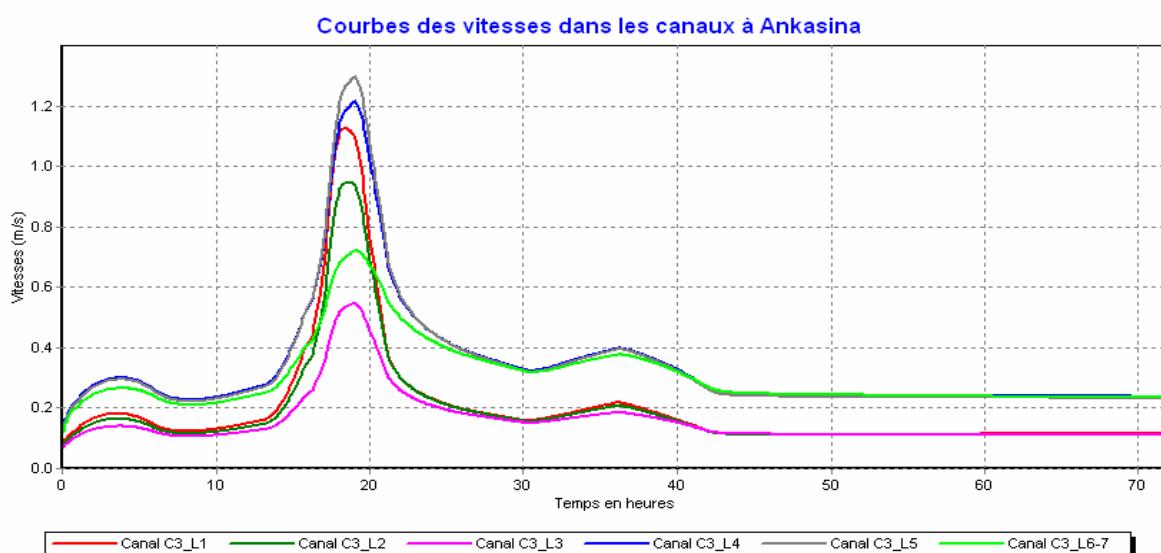


- Concernant les vitesses dans les canaux

Les vitesses dans les canaux atteignent un maximal de $1,28 \text{ m/s}$ et un minimal de $0,55 \text{ m/s}$. Malgré la platitude de la zone, la vitesse atteint en moyenne une valeur de $0,7 \text{ m/s}$.

L'affouillement des berges est très violent du fait que la vitesse limite maximale pour un canal en terre est de $0,7 \text{ m/s}$ (SOGETHA, 1974). En effet, il serait préjudiciable de mettre des infrastructures de protection le long des talus des berges en amont qu'en aval.

Figure N° 19 : Vitesses dans les canaux sans aménagement

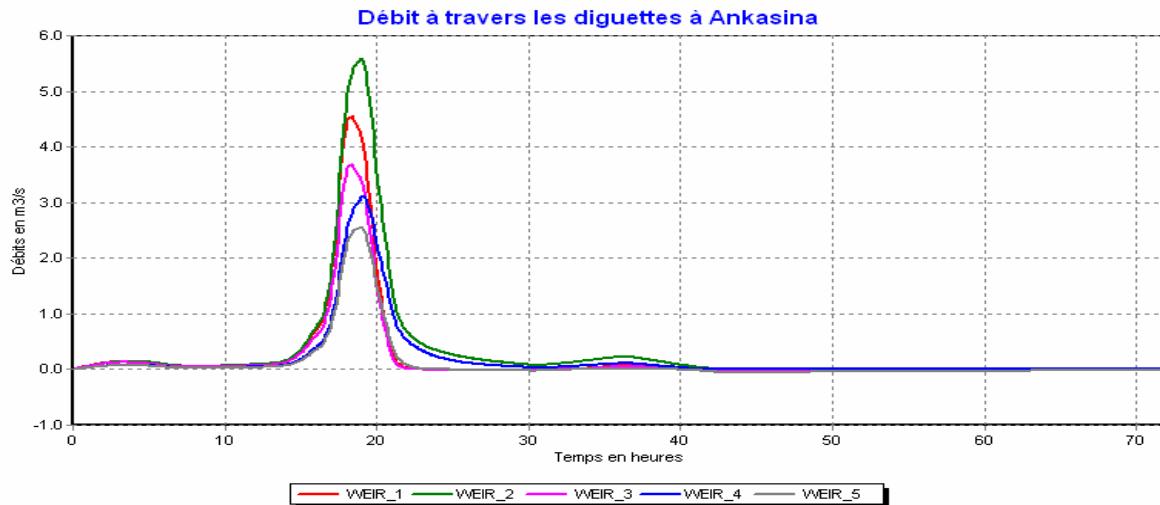




- **Concernant les débits à travers les diguettes**

A travers les diguettes sans aménagement à Ankasina, le débit varie de 5,50 m³/s pour le maximum et de 2,50 m³/s pour le minimum. On constate que le débit passant sur la rive gauche du canal C3 est plus important que celui à travers la rive droite.

Figure N° 20 : Débit à travers les diguettes sans aménagement.

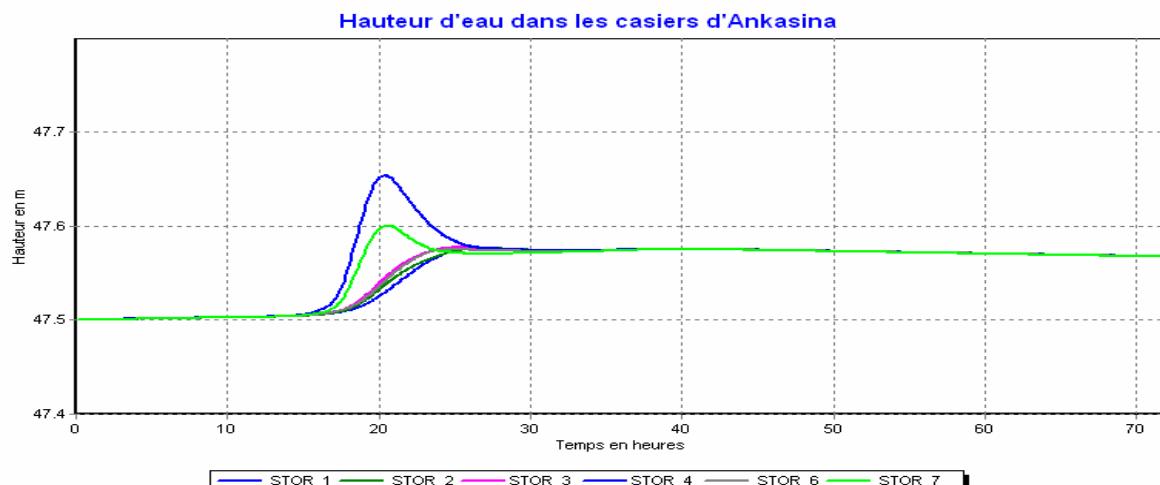


- **Concernant les hauteurs d'eau dans les casiers à Ankasina**

Le niveau d'eau dans les casiers d'Ankasina représentés par les « Storage unit » se converge vers un niveau de 47,56 m. Cela veut dire que la quantité d'eau passant dans la zone est de 72 000 m³.

Pour le casier 1 ou « STOR_1 », le niveau maximal atteint est de 47,65 m et pour le casier 7 ou « STOR_7 » le niveau est de 47,60 m.

Figure N° 21 : Niveau d'eau dans les casiers sans aménagement.



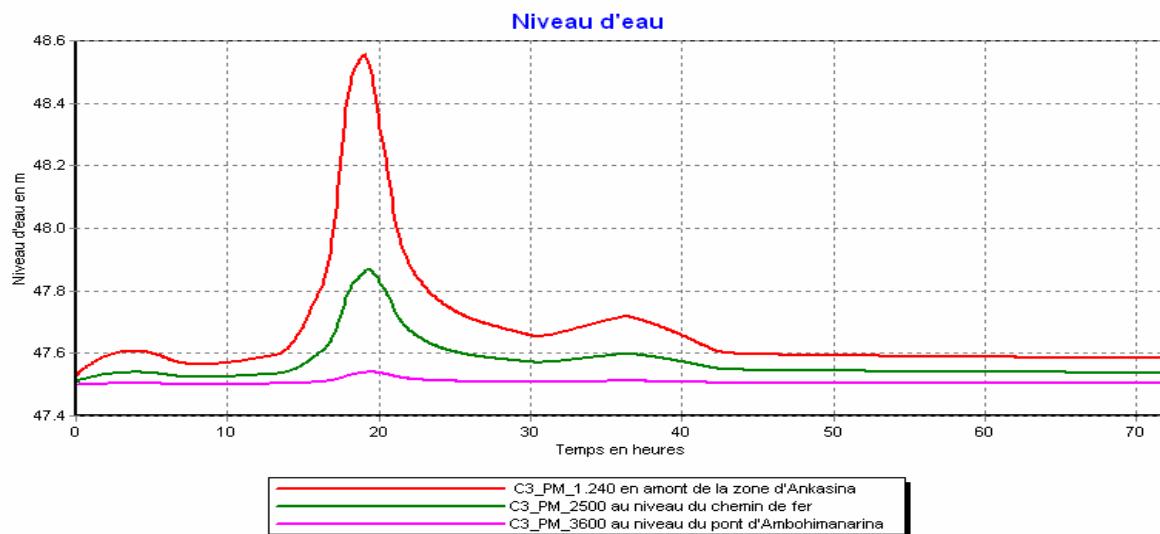


- **Concernant les niveaux d'eau en amont et en aval d'Ankasina**

Le niveau atteint en amont de la zone d'Ankasina est de 48,55 m pour un niveau aval considéré à 47,50 m. En réalité, les débits pour une période de retour de 10 ans n'affectent pas les zones amont ni aval, mais considère l'Ankasina comme étant une zone tampon.

La zone amont d'Ankasina se trouve à l'entrée de la zone de 67 ha, la zone « au niveau du chemin de fer » se trouve juste à la sortie d'Ankasina, et le « pont à Ambohimanarina » se trouve à 1 100 m de ce dernier.

Figure N° 22 : Niveau d'eau en amont et aval d'Ankasina sans aménagement.



10.2.2. Cas où il y a un mauvais entretien du canal C3 en aval

Le mauvais entretien en aval se traduit par la présence permanente de déchets urbains, de jacinthes d'eau qui bloquent l'écoulement de l'eau.

Ce cas se présente irrégulièrement lors des périodes pluvieuses dans le système principal de drainage de la plaine urbaine rive droite de l'Ikopa.

En effet, le niveau de l'eau en aval atteindront 1248,50 m. C'est cette valeur qu'on utilisera pour simuler le comportement du modèle en aval.

a) Résultats de la simulation

Voici alors les résultats de la simulation évoquée avec EPA SWMM 5.

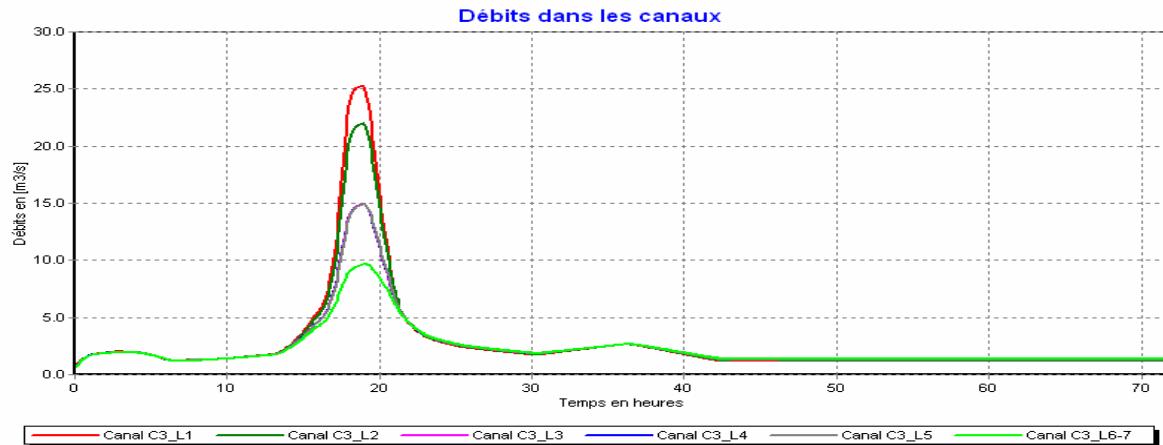
- **Concernant les débits dans les canaux**

Les débits maximum engendrés par le canal C3 varient de 25 m³/s jusqu'à 9m³/s. La décroissance de ce dernier est due aux déversements dans les casiers de part et d'autre de la rive gauche et droite du canal C3.

Le débit traversant le canal C3_L3 et C3_L4 est confondu sur la figure suivante.



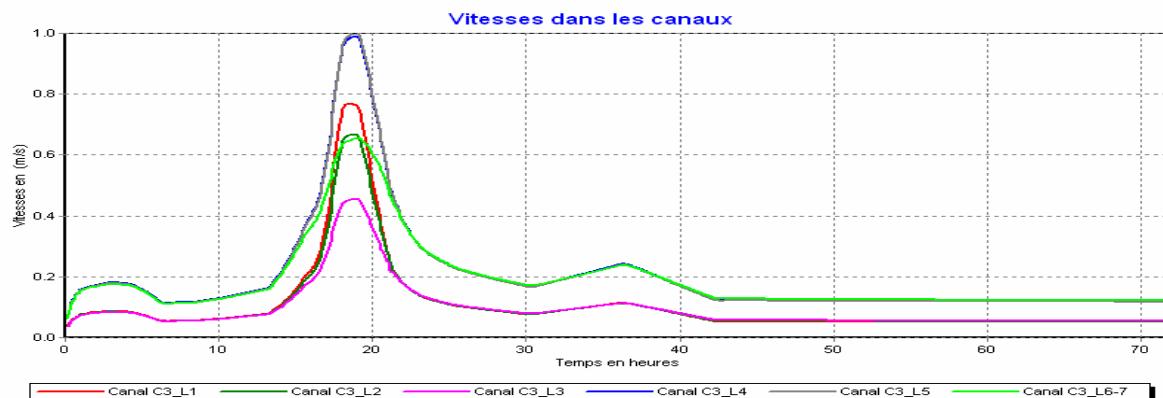
Figure N° 23 : Débit sans aménagement pour un niveau aval de 1 248,50 m.



- **Concernant les vitesses dans les canaux**

La vitesse dans le canal C3 s'étend entre 01 m/s et 0,45 m/s.

Figure N° 24 : Vitesses dans les canaux pour un niveau aval 1 248,50 m sans aménagement.

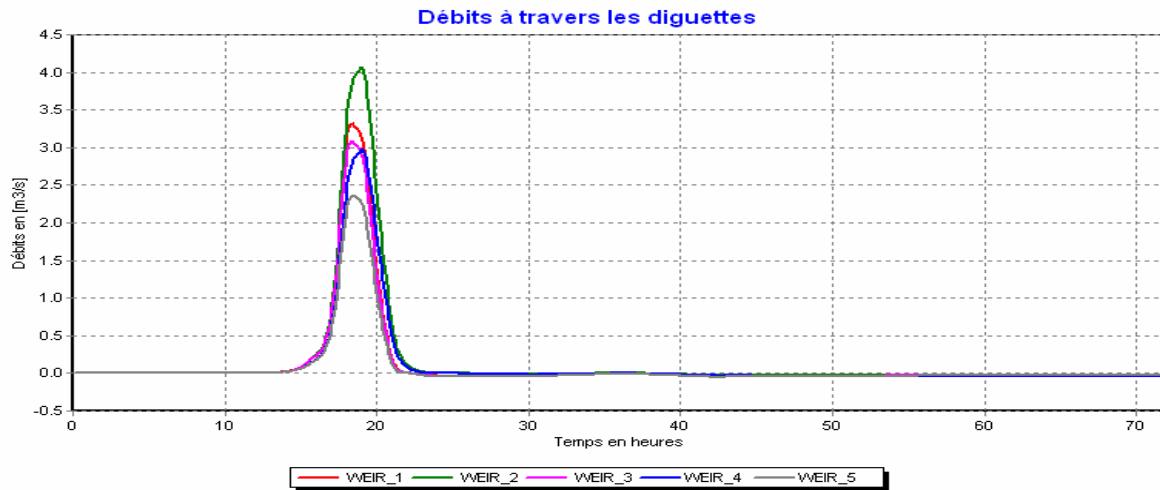


- **Concernant les débits à travers les diguettes**

Les débits traversant les diguettes varient de 4,00 m/s à 2,30 m/s.



Figure N° 25 : Débit à travers les diguettes pour un niveau aval 1 248,50 m sans aménagement.

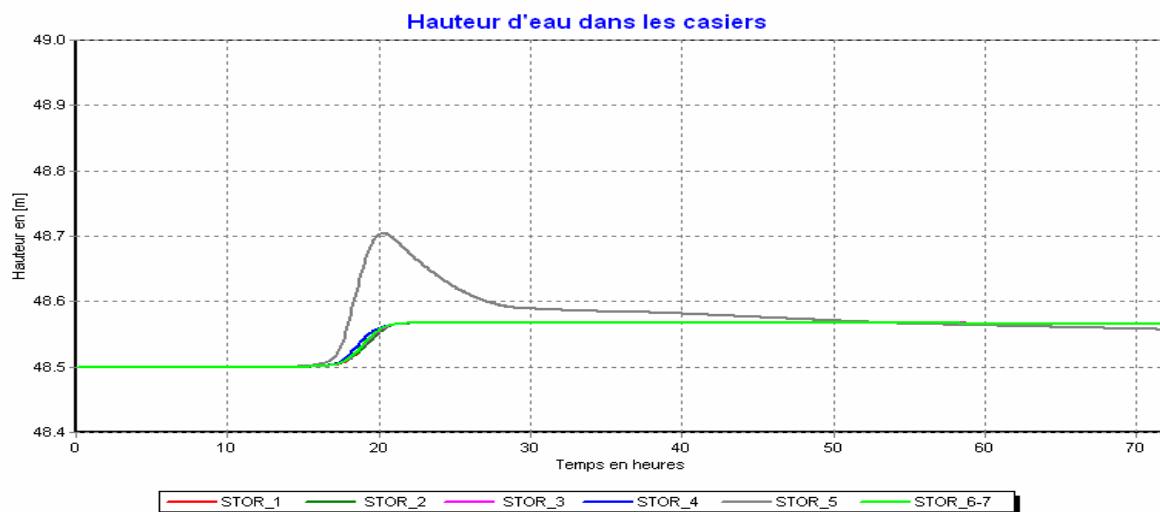


- **Concernant les hauteurs d'eau dans les casiers à Ankasina**

La hauteur d'eau dans les casiers tend vers une hauteur de 48,55 m.

Dans le casier 5 ou « STOR_5 » la hauteur maximale des eaux est de 48,70 m tandis que dans les autres cela ne dépasse pas 48,55 m.

Figure N° 26 : Niveau d'eau dans les casiers sans aménagement et avec un niveau aval 1 248,50 m.



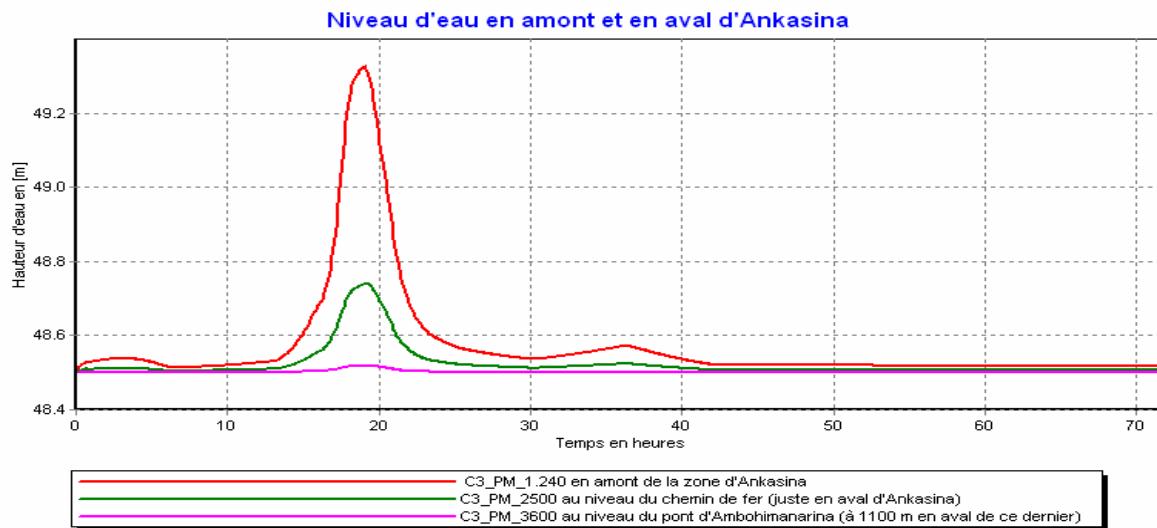
- **Concernant les niveaux d'eau en amont et en aval d'Ankasina**

Le niveau en amont de la zone d'Ankasina est de 49,30 m. C'est-à-dire que la zone de 67 ha est inondée.

La côte d'eau en aval d'Ankasina est de 48,70 m et celle au niveau du pont d'Ambohimanarina est de 48,55 m.



Figure N° 27 : Niveau d'eau en amont et en aval d'Ankasina pour un niveau aval 1 248,50 m.



10.3. Variante 1 : Rehaussement des diguettes de part et d'autre du canal C3 aval dans la zone d'Ankasina.

La variante 1 consiste à rehausser la hauteur des diguettes à Ankasina sans que ce dernier ne perturbe le comportement hydraulique des zones amont et aval.

Ainsi, considérons dans ce chapitre un marnage de 0,20 m pour plus de sécurité pour les zones urbaines en amont. De plus, le débit de crue de période de retour supérieure à dix ans dans la capitale est assez fréquent du fait que la zone subit chaque année des pluies torrentielles.

10.3.1. Cas où il y a un bon curage du canal C3 en aval

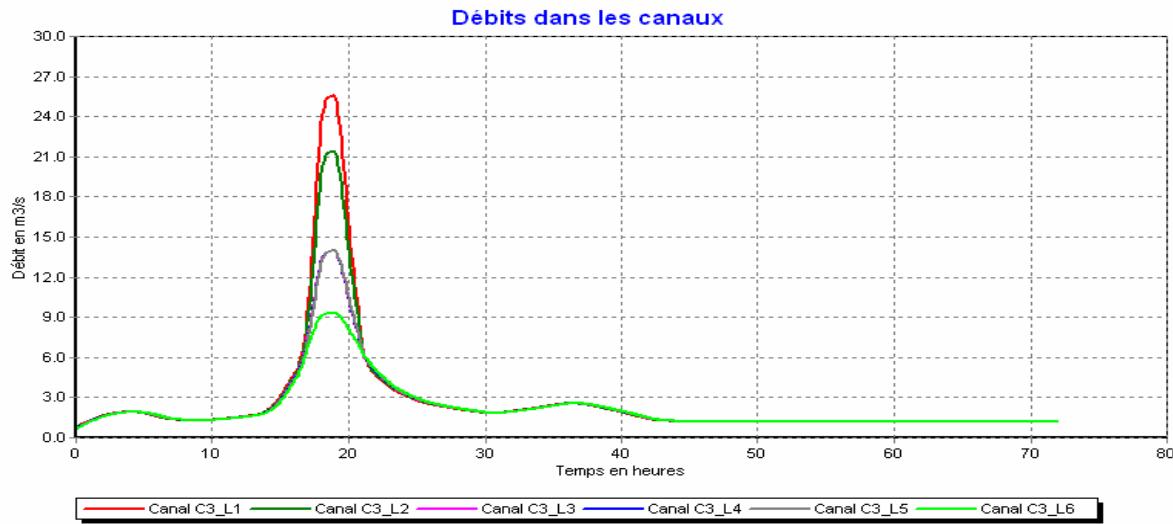
Pour un rehaussement de 0,75 m au-dessus des diguettes initiales, voici les résultats obtenus.

a) Résultats de la simulation

- Concernant les débits dans les canaux

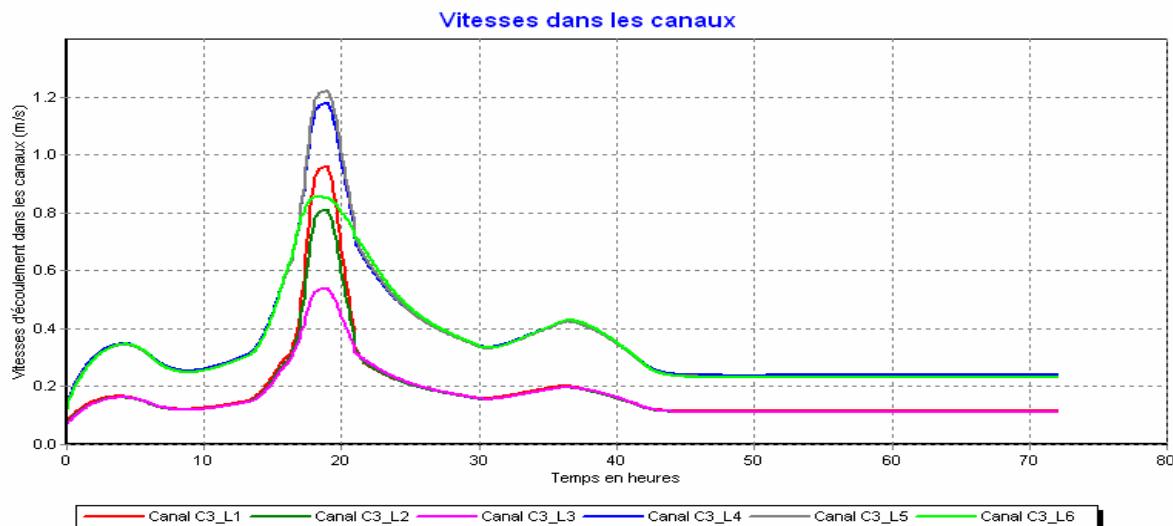
Les débits passant dans les canaux traversant à Ankasina ont pour maximum une valeur de $25 \text{ m}^3/\text{s}$ et une valeur minimale de $9 \text{ m}^3/\text{s}$. Le long de la zone, malgré le rehaussement, le débit diminue au fur et à mesure qu'il y a déversement dans les casiers de part et d'autre de la rive gauche et droite du canal C3.

Le débit à la sortie, sans aménagement, est de $6 \text{ m}^3/\text{s}$ et, avec aménagement, $9 \text{ m}^3/\text{s}$.


Figure N° 28 : Débit dans les canaux selon la variante 1


- **Concernant les vitesses dans les canaux**

Les vitesses le long des canaux restent à peu près les mêmes (état initial). Elles sont comprises entre 1,20 m/s et 0,50 m/s.

Figure N° 29 : Vitesse dans les canaux selon la variante 2


- **Concernant les débits à travers les diguettes**

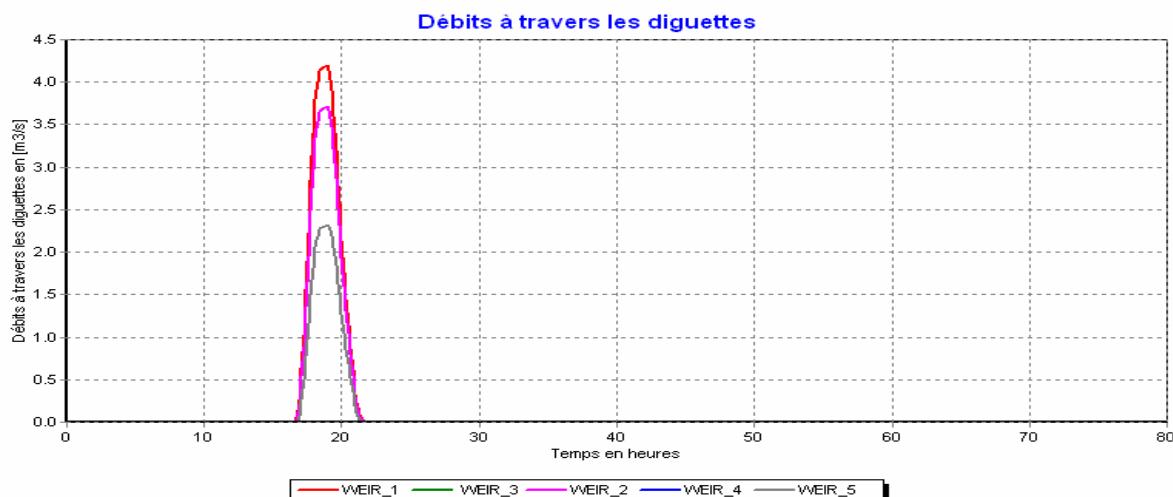
Lors du rehaussement, le débit traversant les diguettes, rehaussées de 0,75 m, a une valeur maximale de 4,25 m³/s et une valeur minimale de 2,25 m³/s. Cela diffère largement de l'état initial avec un maximum de 5,50 m³/s et un minimum de 2,50 m³/s.



La différence entre le débit maximale est de $1,25 \text{ m}^3/\text{s}$ et le débit minimal est de $0,25 \text{ m}^3/\text{s}$.

Durant les 16 heures de simulation, l'eau ne passe pas à travers les diguettes et n'influe pas la zone d'Ankasina.

Figure N° 30 : Débit à travers les diguettes avec la variante 1.

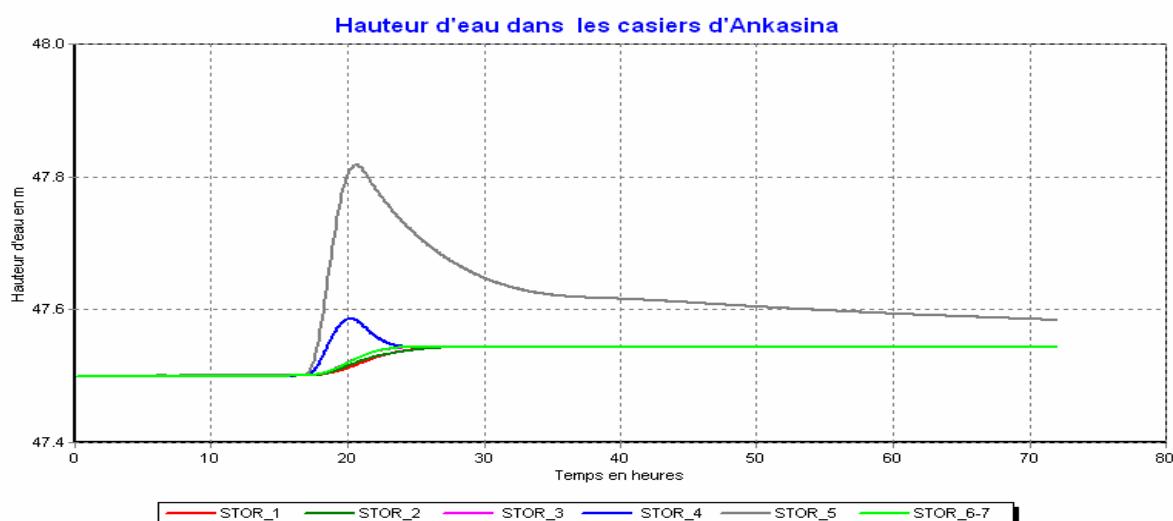


- Concernant les hauteurs d'eau dans les casiers à Ankasina

Le niveau d'eau dans les casiers de la rive gauche du canal C3 tend vers une hauteur de 47,54 m. Tandis que dans le casier de la rive droite tend vers 47,58 m.

La hauteur d'eau maximale d'eau dans le casier 5 ou « STOR_5 » atteindra un niveau de 47,80 m.

Figure N° 31 : Hauteur d'eau dans les casiers selon la variante 1.





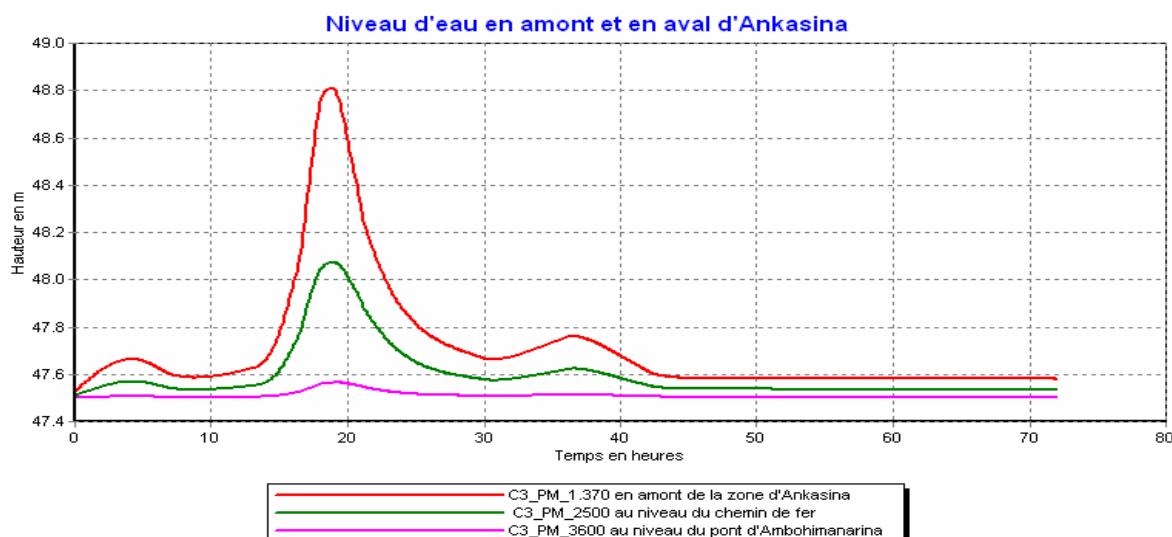
- **Concernant les niveaux d'eau en amont et en aval d'Ankasina**

Le niveau d'eau en amont de la zone d'Ankasina atteint une hauteur de 48,80 m qui est une hauteur limite adoptée avec un marnage de 0,20 m pour un rehaussement des diguettes de 0,75 m.

Le niveau à la sortie d'Ankasina est de 48,10 m et au niveau du pont d'Ambohimana est de 47,55 m.

C'est la hauteur idéale des diguettes pour qu'il n'y ait pas perturbation du comportement hydraulique en amont.

Figure N° 32 : Niveau d'eau en amont et en aval d'Ankasina selon la variante 1



Remarques :

- Pour une hauteur supérieure à 0,75 m ; le niveau d'eau en amont de la zone d'Ankasina dépasse la hauteur de 1248,80 m pour une condition en aval de 1247,50 m (simulation fait durant le mémoire). Cela provoque une inondation de la zone amont d'Ankasina.
- La hauteur maximale adoptée sera donc de 0,75 m pour Ankasina.

10.3.2. Cas où il y a un mauvais curage du canal en aval

Le rehaussement des diguettes pour un canal en aval mal entretenu, n'est pas faisable du fait que la zone amont atteint déjà une hauteur supérieure à 1249 m (niveau des remblais de 67 ha) sans qu'il y ait un rehaussement.

La simulation dans ce cas n'est donc pas intéressante à montrer.



10.4. Variante 2 : Mise en place d'un ouvrage d'équilibre qui soulagera la zone d'Ankasina.

Le modèle étudié consiste à la mise en place de l'ouvrage dans le secteur quatre. L'ouvrage est de dimension 1,0 m x 2,0 m (hypothèses) situé sous la digue où passe le chemin de fer.

10.4.1. Cas où il y a un bon entretien du canal C3 en aval :

Résultats des simulations :

- Concernant la hauteur d'eau :

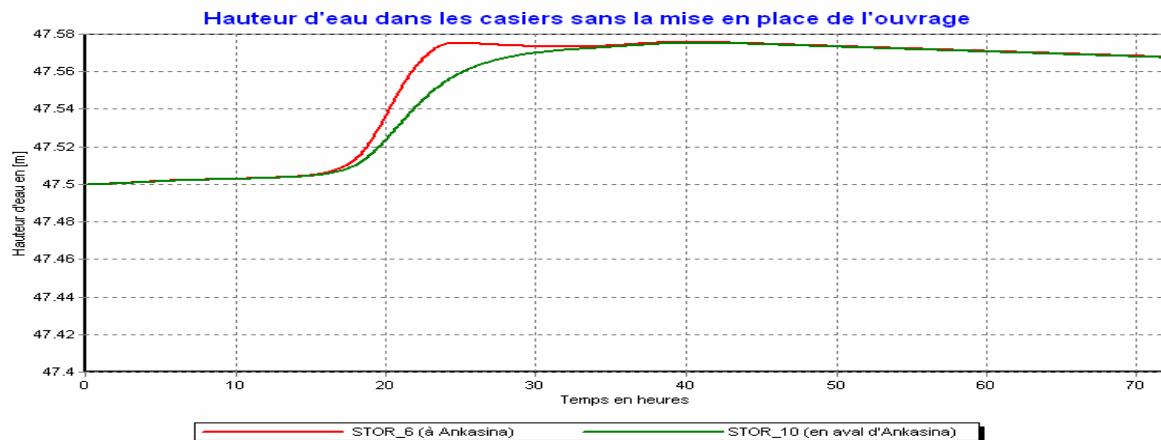
La hauteur d'eau dans les casiers que ce soit en amont ou en aval de l'ouvrage est très essentielle. Ainsi, on regardera ci-dessous les différences qu'il aurait avec ou sans l'aménagement.

* Sans aménagement :

Sans l'aménagement, le niveau d'eau dans le casier d'Ankasina atteint 47,57 m à t = 25 heures après le début de la simulation.

Et celui du casier d'Andraharo atteindra cette valeur après 40 heures.

Figure N° 33 : Hauteur d'eau dans les casiers sans aménagement selon la variante 2



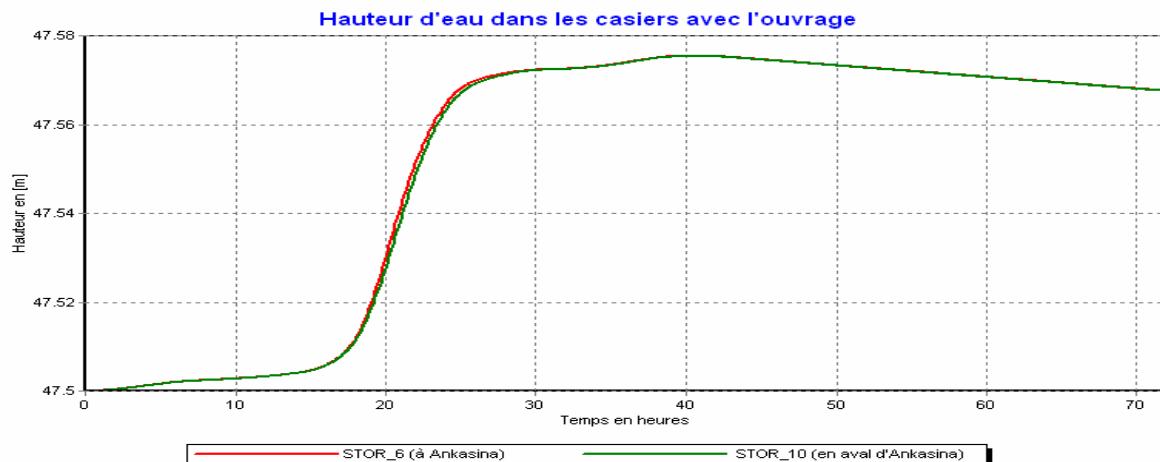
* Avec aménagement :

Le niveau d'eau, en amont qu'en aval, atteint le 47,57 m qu'à 40 heures après le début de la simulation.

Donc, à partir de ce modèle, l'ouvrage à mettre dans le secteur quatre joue le rôle de stabilisateur de niveau d'eau.



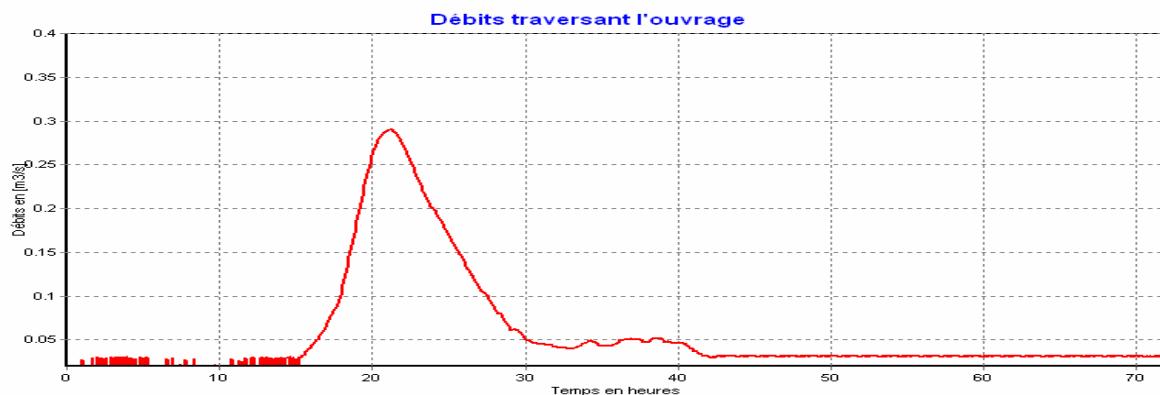
Figure N° 34 : Hauteur d'eau dans les casiers avec aménagement selon la variante 2



- **Concernant les débits passant à travers l'ouvrage :**

Le débit traversant l'ouvrage est de $0,28 \text{ m}^3/\text{s}$.

Figure N° 35 : Débit à travers l'ouvrage selon la variante 2



- **Concernant le débit dans le canal C3 :**

Le débit dans le canal C3 reste les mêmes. (Cf courbe représentant le débit à l'état initial).

10.4.2. Cas où il y a mauvais entretien en aval du canal C3

Rappelons que le mauvais entretien du canal C3 aval équivaut à une hauteur de l' « out fall » à 1 248,50 m.

Résultats de la simulation

Voici les résultats après les simulations sur l'EPA SWMM 5.



- Concernant la hauteur d'eau dans les casiers

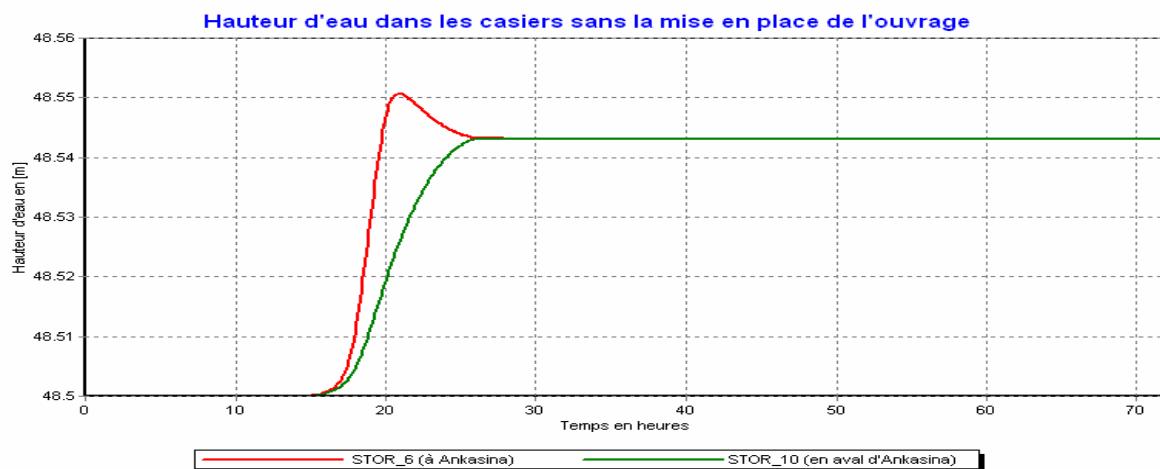
* Sans aménagement

Le niveau maximum atteint par l'eau dans le casier à Ankasina, sans aménagement, est de 48,55 m à $t = 21$ heures après la simulation.

Et le niveau maximal atteint, en aval d'Ankasina, est de 48,54 m à $t = 26$ heures.

Il y aurait 06 heures de différence pour atteindre le même niveau d'eau pour les deux casiers.

Figure N° 36 : Hauteur d'eau dans les casiers sans aménagement pour la variante 2 à un niveau aval 1 248,50 m



* Avec aménagement :

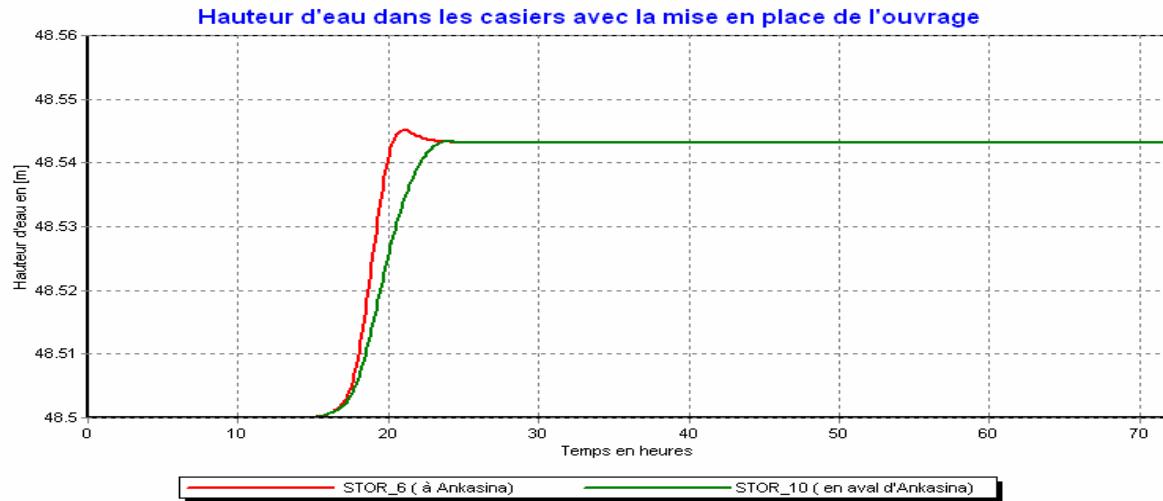
Le niveau d'eau maximal dans le casier d'Ankasina atteint le 48,545 m à $t = 21$ heures après le début de la simulation. C'est-à-dire il diminue de 0,005 m qui est équivalent de 6 000 m^3 d'eau.

Par contre, le niveau d'eau en aval atteint le 48,545 m à $t = 23$ heures après la simulation.

Il existe quand même 3 heures pour que le niveau d'eau à Ankasina et de son aval atteigne la même hauteur.



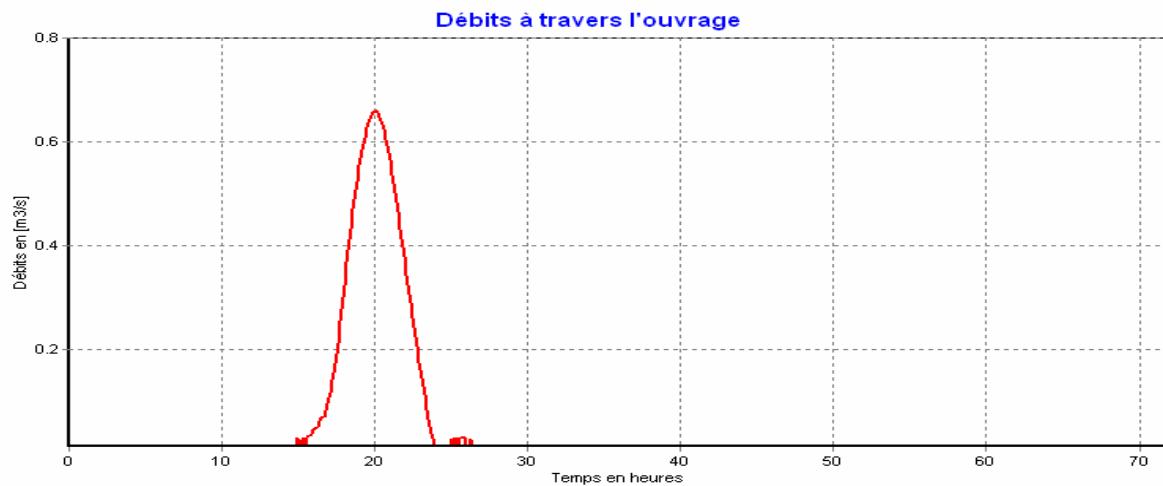
Figure N° 37 : Hauteur d'eau dans les casiers avec aménagement pour la variante 2 à un niveau aval 1 248,50 m



- **Concernant le débit à travers l'ouvrage :**

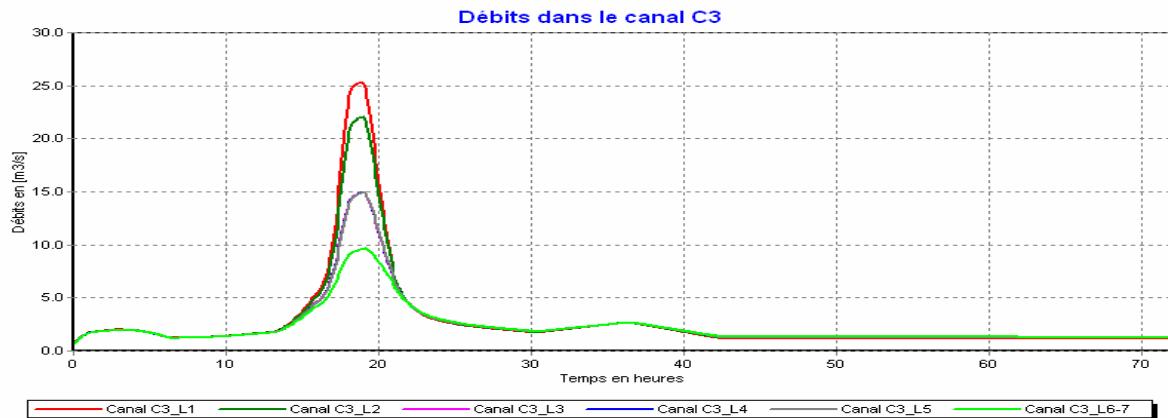
La courbe ci-dessous exprime le débit, traversant l'ouvrage, provoqué par les déversements d'eau sur les diguettes du canal C3 dans les casiers. Le débit à travers l'ouvrage a pour maximum la valeur $0,64 \text{ m}^3/\text{s}$.

Figure N° 38 : Débit à travers l'ouvrage à un niveau aval 1 248,50 m



- **Concernant le débit dans le canal C3 :**

Le débit traversant le canal C3 aval ne change pas. Il est le même que celle de l'état initial où il n'y a pas d'ouvrage.

**Figure N° 39 : Débit dans le canal C3 selon la variante 2****Remarques :**

- L'ouvrage sis dans le secteur 4 de dimensions 1m x 2 m, soulage les casiers d'Ankasina d'une hauteur d'eau de 0,005 m. En terme de hauteur cela est minime mais en terme de quantité cela correspond à 6 000 m³ d'eau.
- Il ne change pas beaucoup les débits dans le canal C3 ainsi que le niveau amont de la zone.
- En somme, il joue le rôle d'un ouvrage d'équilibre. L'inondation à Ankasina sera toujours imminente.

10.5. Variante 3 : Combinaison de la variante 1 et 2 ; rehaussement des diguettes et la mise en place de l'ouvrage dans le secteur quatre.

Le modèle mentionné dans cette variante est de rehausser les diguettes de 0,75 m et de mettre un ouvrage d'équilibre dans le secteur quatre.

Ce phénomène ne se produit que dans la mesure où le niveau aval au PM 3 800 (out fall) est de 1 247,50 m.

10.5.1. Les résultats des simulations

*** Sans aménagement**

Voir simulation à l'état initial.

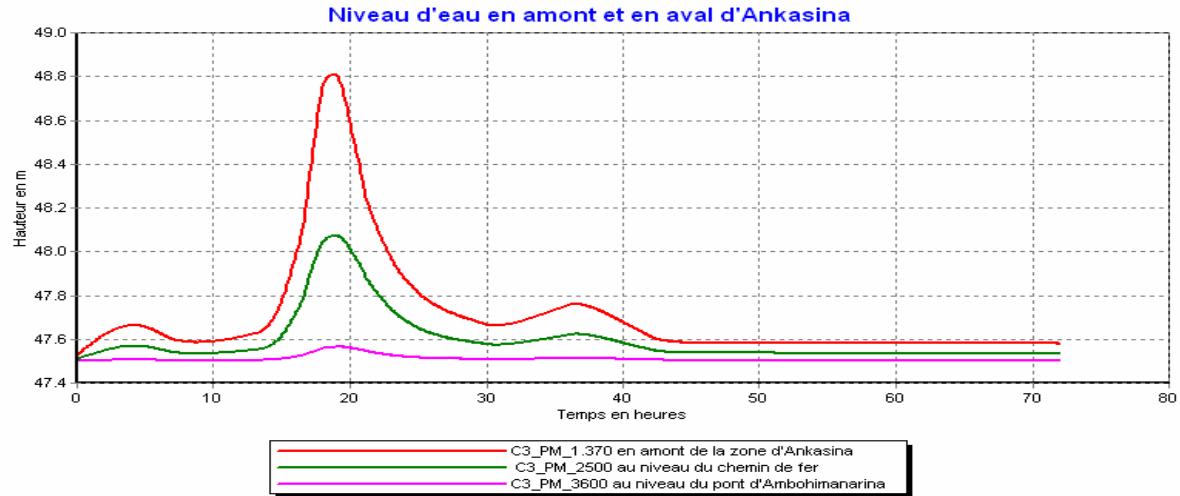
*** Avec aménagement**

- Concernant le niveau d'eau en amont et en aval de la zone d'Ankasina

Le niveau d'eau en amont est de 48,80 m au niveau de 67 ha, 48,00 m à Andraharo et 47,60 m au niveau du pont d'Ambohimanarina. Il est le même que celle de la variante 1.



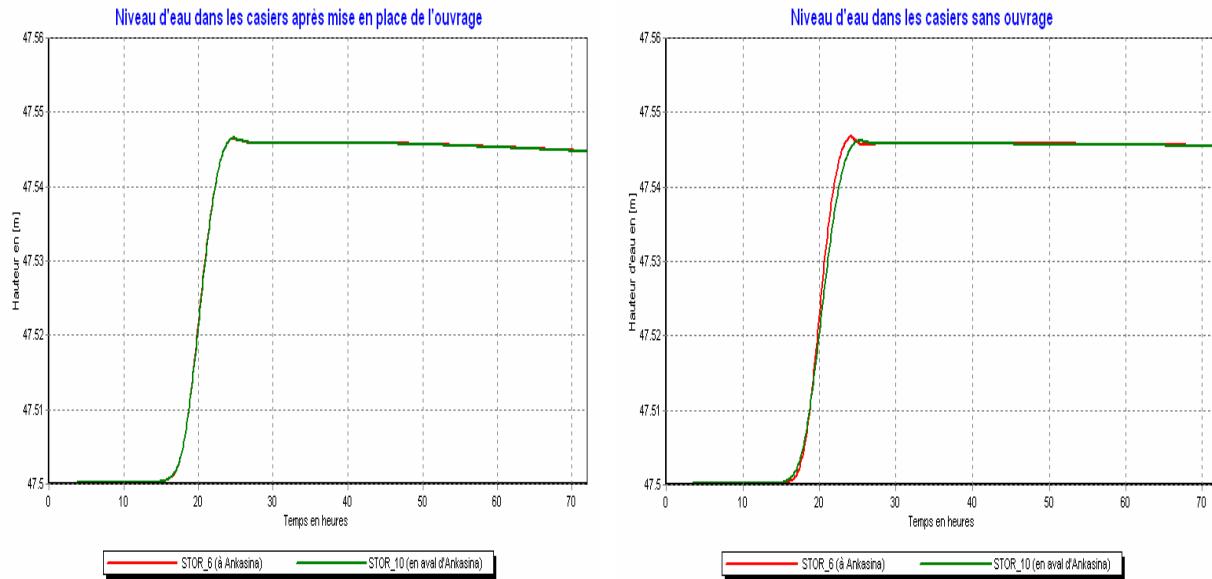
Figure N° 40 : Niveau d'eau en amont et en aval d'Ankasina avec la variante 3.



- Concernant le niveau d'eau dans les casiers d'Ankasina

Avec la mise en place de l'ouvrage dans le secteur quatre et du rehaussement des diguettes de 0,75 m, les casiers à Ankasina et à Andraharo atteignent un seuil de 47,545 m à 23 heures après le début de la simulation.

Figure N° 41 : Comparaison des deux niveaux des casiers avec et sans ouvrage.



- Concernant les débits à travers les diguettes

Dans cette simulation, les débits à travers les diguettes sont les mêmes que celle évoquée durant la variante 1. (cf courbe de débit à travers un diguette de 0,75 m).



Remarques

- Le comportement aval et amont d'Ankasina ne diffère pas beaucoup du scénario où il y a tout simplement un rehaussement des diguettes.
- L'ouvrage mise en place dans le secteur quatre ne fait qu'équilibrer le niveau en amont et aval de l'ouvrage. En effet, il joue le rôle d'un ouvrage d'équilibre. Du point de vue technique, l'ouvrage ne diminue que quelques centimètres le niveau d'eau. Donc, la mise en place de l'ouvrage d'équilibre n'est pas vraiment nécessaire.



Chapitre 11 : Synthèses de l'étude hydraulique.

Objectif du chapitre

Le chapitre 11 consiste à mentionner les avantages du modèle élaboré ainsi que les conseils pour effectuer un bon et meilleur usage de ce dernier. En effet, on parlera du choix de l'aménagement, de la pertinence du modèle et enfin des recommandations nécessaires.

11.1. Aménagements recommandés

Le but de l'étude de l'atténuation est de soulager le phénomène d'inondation à Ankasina et de ne pas perturber les comportements hydrauliques amont et aval de la zone. En réalité, le choix sur les trois variables portera sur ces critères.

Suivant les simulations établies lors du paragraphe précédent, l'idéal serait de choisir la variante 1. C'est une variante qui tient compte du rehaussement des diguettes à Ankasina de 0,75 m.

Elle est la plus pérenne et la plus significatif du point de vue technique par rapport aux deux autres. (D'après les résultats de la modélisation ci-dessus).

11.2. Recommandations relatives à la modélisation

11.2.1. La pertinence du modèle

La pertinence du modèle est issue des caractéristiques suivantes.

11.2.1.1. Un modèle réaliste

Le modèle ci-dessus, pour évaluer l'inondation à Ankasina, est un modèle complexe et complet. Il se révèle être le plus réaliste du fait qu'il prend en compte :

- les données réelles sur terrain,
- les phénomènes physiques analogues à celle de la réalité décrite pendant l'approche participative effectuée sur place,
- les bons outils de modélisation.

Ainsi, pour l'étude du système de drainage à Antananarivo, il sera utile de recourir à ce modèle ci.

11.2.1.2. Un modèle polyvalent

Lors de sa conception, ce modèle a été destiné à étudier seulement l'impact de l'inondation sur la zone d'Ankasina et de ses alentours. Mais avec quelques améliorations dans le comportement des casiers, celui-ci peut être



utilisé pour élaborer une gestion optimale de l'aménagement hydroagricole du site (une étude non mentionnée dans ce mémoire).

En effet, le modèle établi est donc polyvalent et très intéressant.

11.2.1.3. Un modèle indépendant et en même temps compatible à d'autre

L'EPA SWMM 5 est un outil de modélisation pour évaluer le comportement des bassins versants et des zones urbaines en tenant compte des paramètres physiques du sol. C'est avec ces variantes physiques qu'on a mises en place le modèle de drainage d'Ankasina. Il est donc un modèle réaliste et facile à reproduire. Il n'a pas besoin de critères spécifiques à part les hypothèses de base (Voir Partie 3 Chapitre 9).

Ainsi, le modèle est indépendant. Par contre, il peut être compatible à d'autres tout en respectant les unités de valeurs prescrites (paramètres du modèle).

11.2.2. Recommandation concernant le modèle

La recommandation concernant le modèle consiste à indiquer les façons à retenir pour avoir les mêmes simulations et avoir un comportement idéal du modèle.

Premièrement, il faut tenir compte des données physiques sur terrain. C'est-à-dire bien évaluer les paramètres existants et savoir les utiliser. En général, les plus importants sont les paramètres caractérisant le sol tels que le coefficient de Manning, les perméabilités du sol etc.

Deuxièmement, il faut translater la réalité sur terrain dans le modèle en choisissant bien les menus d'outil correspondant. Si c'est un casier il correspond à un « Storage unit », si c'est un réseau hydrographique il correspond aux « Link ».

Troisièmement, il faut bien connaître les conditions aval et amont car ces deux paramètres conditionnent tout le comportement du système.

Quatrièmement, pour stabiliser le modèle, il faut avoir recourt à un outil supplémentaire de l'EPA SWMM 5 qui est le « Hot Start ».

Le « Hot Start » est une option qui aide le modèle à être plus réaliste. C'est un fichier qui tient compte des conditions initiales de l'écoulement. Dans cette étude, on a utilisé aux moins quatre fichiers de « Hot Start ».

Si le comportement hydraulique est instable le long d'une simulation, il faut alors tester **un par un** les paramètres de chaque unité hydrologique jusqu'à avoir le comportement voulu. C'est un grand et long travail.

L'objectif de la modélisation, dans ce cas, est de concevoir un modèle les plus réalistes possibles.

En effet, le modèle établi dans ce mémoire est très réaliste du fait qu'il reflète la réalité par ses données d'entrées et par ses comportements hydrauliques.



Il sera donc le plus approprié, le plus important, et le plus fiable concernant l'étude d'inondation à Ankasina, ainsi qu'Antananarivo et voire même dans toutes les régions basses de faible superficie (Inférieure à 4 km²). (cf « Manuel d'utilisation de l'EPA SWMM 5 »).

11.2.3. Discussions concernant l'élaboration du modèle

La discussion concerne surtout les points qui peuvent nuire à l'intégrité du modèle à la réalité. Elle pourrait être l' « input » ou l' « output », ou l'hypothèse de base.

11.2.3.1. La condition en aval ou l' « output »

La condition en aval est la plus essentielle pour la mise en place du modèle. Elle varie de 1 247,50 m à 1 248,50 m en réalité. Cette valeur ne peut être connue que par des enquêtes sur terrain.

Cependant, lors de la descente sur terrain, aucune exactitude n'est évoquée sur ce point. De plus, à l'exutoire, il n'existe pas de station de référence pour évaluer les données relevées.

Dans ce mémoire, on a considéré deux cas :

- le premier est le cas où il y a un bon curage c'est-à-dire 1 247,50 m. Cette estimation a été pris après que l'APIPA a effectué le nettoyage du canal C3.
- le second cas était lorsqu'il y a un mauvais curage en aval du canal C3 c'est-à-dire 1 248,50 m. Sans entretien du canal C3, avec une grande quantité de débit solide, l'eau peut atteindre cette hauteur.

Malgré la grande variation du comportement du modèle, on a pris les deux valeurs ci-dessus comme étant deux cas extrêmes à étudier.

11.2.3.2. Les débits initiaux « input »

Les débits initiaux « input » sont les débits « Qa » et « Qb » considérés pour l'élaboration du modèle. L'exactitude de ces valeurs peut être mise en cause du fait que le comportement des bassins versants en amont n'a pas été étudié à cause de l'indisponibilité de données physiques telles que les données topographiques, les données sur les réseaux secondaires d'évacuation d'eau pluviale dans les quartiers de la grande ville d'Antananarivo, etc.

En conséquence, on a pris les données sur le BDPA SCETAGRI de 1991 comme étant des hypothèses de base.

11.2.3.3. Le choix des paramètres

La question, ici, est de savoir si ces derniers sont valables où non.

Les paramètres évoqués dans le modèle sont principalement soutirés des abaques dans des ouvrages techniques (les Thèses, les Manuels Techniques, etc.).



Ils sont alors raccordés avec la réalité de tel sorte que les comportements hydrauliques seraient bien les mêmes. D'un autre côté, les valeurs des paramètres ont été tâtonnées pour que ces dernières reflètent la réalité.



PARTIE 4 : Caractéristiques de l'aménagement recommandé et l'étude économique du projet.

Objectif de la partie

La partie 4 consiste à présenter les caractéristiques des diguettes rehaussées à Ankasina et de son impact économique vis-à-vis de sa mise en place.

Chapitre 12 : Description et calculs sur les ouvrages à mettre en place.

Objectif du chapitre:

Le présent chapitre consiste à décrire et à calculer la stabilité des ouvrages.

12.1. Les diguettes à Ankasina

Les diguettes sont en terre homogène. Elle est constituée d'un massif en terre compactée imperméable, muni d'un drain dans sa partie aval.

Le profil de la diguette serait défini comme suit :

- la hauteur des digues serait égale au niveau normal obtenu lors de la modélisation effectuée dans la zone d'Ankasina,
- la largeur de crête a été calculée de manière à avoir une stabilité idéale des digues et de permettre la circulation des engins pour la finition de l'ouvrage et ultérieurement pour son entretien,
- la pente des talus a été fixée par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations.

Voici ces dimensions caractéristiques :

- Hauteur de la diguette à $H_d = 0,75$ m,
- Longueur de la diguette, $L_d = 1960$ m,
- Largeur de la base, $l_d = 4,15$ m,
- Largeur en crête de la digue, $l'_d = 2,00$ m,



- Pente du talus amont égale à 3/2,
- Pente du talus aval égale à 4/3.

La coupe transversale des diguettes à Ankasina est présentée sur l'annexe 9.

12.2. Le type de remblai utilisé pour le rehaussement des diguettes

Les diguettes sont constituées par des terres compactées plus ou moins imperméables. Ces matériaux proviennent d'un site dont les remblais auront les caractéristiques mécaniques ci-dessous.

12.2.1. Caractéristiques du remblai environnant la zone (Source : LNTPB)

Les propriétés mécaniques du sol du type limon sableux issues de la carrière le plus proche d'Ankasina c'est-à-dire à Alakamisy Fenoarivo sont les suivantes :

- Cohésion $c = 15$ [KPa]
- Angle de frottement interne $\phi = 18^\circ$
- Poids volumique du sol saturé $\gamma_s = 20$ [KN/m³]
- Poids volumique du sol $\gamma_h = 18$ [KN/m³].

12.2.2. Etude de stabilité des diguettes en terre

Il s'agit de l'étude de la stabilité des talus en amont et en aval des diguettes au niveau de sa fondation.

Pour cette étude, il existe plusieurs méthodes mais la plus couramment utilisée est la méthode de tranche de FELLENIUS en tenant compte des hypothèses suivantes.

* Hypothèses de calcul

Les hypothèses de base considérées pour le calcul de stabilité des diguettes sont les suivantes.

- l'étude se fait en supposant une surface, cylindrique à axe horizontal, de rupture au contact de laquelle peut se présenter le phénomène de glissement,
- il n'existe pas de réaction entre les tranches,
- la force tangentielle \vec{T} du poids de l'ouvrage a tendance à entraîner le glissement,
- la force normale \vec{N} (la composante normale du poids immergé) est stabilisatrice, elle mobilise le frottement interne.
- on tient compte de la pression interstitielle.

On vérifie alors le coefficient de sécurité pour le cercle de glissement le plus critique de la digue.

Le cercle de glissement critique est le cercle qui présente le risque de glissement c'est-à-dire celui qui présente le coefficient de sécurité minimal.



Ce coefficient de sécurité est de la forme :

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n [cb + (W_i \cos^2 \theta_i - u_i b) \tan \varphi] \frac{1}{\cos \theta_i}}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \theta_i} \quad (17)$$

Avec

c : La cohésion en [KPa]

θ : L'angle que fait R avec la verticale [$^\circ$]

b: La largeur de la tranche en [m]

W_i : Le poids de la tranche en [KN]

F : Coefficient de sécurité

u_i La pression interstitielle

La pente de la digue est stable si le coefficient de sécurité F (cercle le plus critique) est supérieur à 1.

Voici les coefficients de sécurité des quelques cercles de glissement de la digue et le cercle de glissement le plus critique est le cercle de centre O_3 pour le talus aval et celui de centre C_3 pour le talus amont.

Tableau N° 25: Les coefficients de sécurité des cercles de glissement

Talus aval :

Origines du cercle	O_1	O_2	O_3	O_4	O_5
Rayons R' en [m]	2,00	1,75	1,80	1,85	2,10
Coefficient de sécurité F	1,44	1,66	1,42	1,57	1,87

Talus amont :

Origines du cercle	C_1	C_2	C_3	C_4	C_5
Rayons R' en [m]	2,10	1,85	1,90	1,95	2
Coefficient de sécurité F	1,38	1,52	1,33	1,64	1,94

Donc, les dimensions requises pour la digue sont satisfaisantes.

Les détails de calcul de cette stabilité sont démontrés à l'annexe 6.

12.3. La fondation des diguettes

Les remblais s'exécutent de diverses façons mais on doit toujours tendre à éviter les tassements importants après mise en service, ainsi que les glissements et éboulements qui seraient la conséquence d'une mauvaise disposition des couches et d'un défaut de soin dans le triage des terres. Ainsi, la fondation est très nécessaire du fait que c'est une zone à caractéristique mécanique faible.



En général, on peut estimer qu'en moyenne un remblai peut exercer sur l'assiette de fondation une pression de $0,25 \text{ H kg/cm}^2$ avec H étant la hauteur en [m]. (SOGREAH, Mars 1974).

Pour une hauteur de 0,75 m, la contrainte sera au moins de $0,187 \text{ kg/cm}^2$.

En effet, la fondation doit supporter au moins cette contrainte pour éviter les tassements. En conséquence, une bâche de pierre d'hauteur de 0,50 m tout le long du canal pourrait supporter cette valeur de la contrainte. (SOGREAH, Mars 1974).

12.4. Dispositif de protection et de sécurité

12.4.1. Les drains

La diguette est munie d'un drain et d'un filtre horizontal situés vers la partie aval. Ce sont des dispositifs permettant d'éviter les résurgences des eaux infiltrées à l'aval qui peuvent nuire à la stabilité de l'ouvrage.

Comme c'est une diguette submersible lors des périodes pluvieuses, ces drains ne seront mise en œuvre que si l'eau dans les casiers diminuera et atteindra le niveau de l'orifice du drain (1 247,50 m).

Les drains sont constitués de graviers perméables, ils intercepteront les eaux d'infiltration.

Les filtres sont constitués de couches successives de matériaux de granulométrie fines perméables. Ils empêcheront l'entraînement ou migration des particules fines des matériaux entraînés par la circulation de l'eau et assurent la transition entre le drain et les éléments fins des terres drainées.

12.4.2. Protection amont en pierres plates

La protection en pierres plates est généralement posée sur une forme drainante établie sur le parement amont des digues. Elle sert à suivre les déformations du massif qui le supporte sans provoquer des dégradations.

L'objectif de cette protection est de réduire les pertes par affouillement, de diminuer l'érosion, et le prix d'entretien.

12.4.3. Enherbement

Le talus aval peut être protégé efficacement contre l'érosion par un enherbement qui doit être réalisé immédiatement après l'achèvement des travaux de terrassement. Ces herbes devraient se faufiler entre les protections en pierrée.

12.4.4. Etanchéité de la fondation et de la digue par un noyau étanche

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettent pas d'envisager une digue homogène étanche. Dans ce cas une solution courante adoptée consiste à



concevoir un massif en plusieurs zones, dont chacune est constituée d'une couche de matériau différent.

Dans notre cas il n'existe que deux zones dont la première est la zone en remblai et la seconde est en argile formant le noyau étanche de la digue.

Pour protéger les diguettes contre le phénomène de renard, on va mettre :

- des écrans verticaux sous les digues, pour ce faire, on réalise des tranchées remplies de matériaux argileux compactés sous la diguette.

Pour dimensionner la profondeur de l'écran étanche vertical, on a utilisé la « **règle de Lane** » qui s'annonce comme suit : « tout le chemin d'infiltration d'eau (vertical et horizontal) est égale à la produit de la dénivellation d'eau en amont et en aval et de la cohésion « c' » entre le sol de fondation et l'ouvrage en question.

$$l_v + \frac{l_h}{3} \geq h \cdot c' \quad (18)$$

Avec

l_v : La ligne de fuite préférentielle verticale sous la digue

l_h : La ligne de fuite préférentielle horizontale sous la digue

h : La charge maximale

c' : coefficient

Pour une profondeur du noyau argileux compacté jusqu'à 02,25 m au dessous du sol actuel, l_v est de 04,50 m, l_h est de 04,50 m, la règle de Lane est vérifiée avec c' supérieure à 7.



Chapitre 13: Etudes économiques du projet.

Objectif du chapitre

L'étude économique est très importante pour des différents projets, il faut tenir compte de sa rentabilité. Cette étude doit permettre de juger la valeur économique de l'aménagement pour l'atténuation de l'inondation à Ankasina.

D'une manière générale, on doit connaître le coût de l'aménagement afin qu'on puisse prendre une décision à lancer l'exécution d'un tel projet.

Pour cela, on doit déterminer les avantages nets attendus du projet et d'évaluer si le projet est rentable ou non.

13.1. Les avantages du projet d'aménagement

Ce projet d'aménagement créera plusieurs avantages, dont :

- **les avantages non chiffrables**

Les avantages non chiffrables sont les priviléges qu'obtiennent le Fokontany par l'intermédiaire de l'aménagement en apportant un développement social et culturel (au niveau de la télécommunication, des actualités, de l'évolution, la santé, ...par exemple).

- **les avantages chiffrables**

Les avantages chiffrables sont les opportunités matérielles. Ils sont représentés par :

- le développement économique :

Grâce à l'augmentation des productions agricoles, des revenus ménagères, etc.

- l'augmentation du taux d'alphabétisation...

Ces avantages ne concerneront pas seulement le Fokontany mais aussi la Commune Urbaine d'Antananarivo.

13.2. Calcul des cash-flows dégagés par la production agricole

Les valeurs de Cash-Flow ou bénéfices nettes dégagées par l'investissement sont nécessaires pour calculer la rentabilité de l'aménagement.

Selon les données relevées dans le Fokontany d'Ankasina en Avril 2008, voici les estimations des productions agricoles de l'année 2007.

Tableau N° 26: Les données des productions agricoles. (Source : Fokontany d'Ankasina)

Cultures	Productions annuelles
Riz	80 T
Cultures maraîchères	03 T



La production rizicole de la zone était de 0,9 T/ha en 1995, et de 1,0 T/ha en 2007. Après aménagement, supposons que celui-ci passera de 2 T/ha (***hypothèses de base***).

De même, le prix du kilo du paddy était de 350 Ar en 2004, puis de 360 Ar en 2006 et atteindront les 560 Ar.

Sachant qu'une partie de la production est consommée et stockée en vue de la nouvelle semence par les producteurs, leur besoin est ainsi estimé à 3/5^{ème} de la production.

En prenant la production la plus défavorable pour notre calcul de rentabilité (72 T), la production destinée à la vente sera donc estimée à 30 T/an pour l'année 1. Cependant celui-ci augmentera d'année en année et stagnera à son double à partir de l'année 15 après l'aménagement (CHAHINIAN, 2004).

Remarquons que la production des cultures maraîchères, avant et après l'aménagement ne changera pas.

En supposant que l'augmentation du prix du kilo de paddy suit la relation linéaire suivante :

$$X_t = X_0(1 + \alpha)^{t-t_0} \quad (19)$$

Avec

X_t : Coût final

X_0 : Coût initial

α : Taux d'accroissement évalué à 0,013

Le taux d'accroissement du prix du paddy, considéré à 0,013, a été tiré des données statistiques de l'INSTAT, 2004.

Le bénéfice obtenu sera la différence entre le coût pendant, avant la dégradation et le coût après l'aménagement.

La durée d'exploitation est de 50 ans, condition imposée par la coopération allemande « GTZ » pour un projet de ce type (Ministère du Finance et du Budget, Octobre 2006).

Les valeurs des CF (Cash-flows) nets et actualisés sont représentées sur l'annexe 5, tel que le coefficient d'actualisation est : $(1+i)^{-n}$

Avec i : taux d'actualisation

N : année.

Et

C_f : Coût du kilo de paddy après aménagement, soit pour la première année de mise en service (2008), égale à 560 Ar.

C_i : Coût du kilo de paddy sans aménagement.

D'où, le total des cash-flows engendrés est de **Ar 102 754 319**.



13.3. Le coût d'investissement

Le coût de l'investissement pour le projet est égal à la somme du coût de sa construction et du coût de son entretien. Voir l'annexe 6.

Tableau N° 27: Récapitulation de l'évaluation des coûts d'investissement.

	Coût en Ar
Sous totale	64 843 500
Entretiens périodiques 5%	3 242 175
Mains d'œuvre 20%	6 484 350
Totale	74 570 025
TVA 20%	14 914 005
TTC	89 484 030

Le coût total de l'aménagement s'est arrêté à « quatre vingt neuf millions quatre cent quatre vingt quatre mille trente Ariary. »

13.4. La valeur actuelle nette ou V.A.N

Le calcul de la V.A.N ; qui est la somme des bénéfices nets pendant la période considérée ; est exprimé par la formule suivante :

$$VAN = \sum_{n=1}^{15} CF - I \quad (20)$$

Avec

VAN : Valeur Actuelle nette

C_f : Cash flow

I : Investissement

13.5. Le payback ou D.R.C.I (Durée de Retour du Coût d'Investissement)

Le payback ou le D.R.C.I est la période durant laquelle l'aménagement serait amorti. Il est exprimé en année ou en jours.

$$D.R.C.I = \frac{I}{CF_{annuel}} \quad (21)$$

Avec

DRCI : Le payback

I : Investissement

CF annuel : Cash flow par an



13.6. Le taux de rentabilité interne ou TRI

Le T.R.I est égal au taux d'actualisation qui annule le V.A.N, soit le taux d'actualisation dans lequel la valeur actualisée des dépenses totales annuelles est égale à celles des recettes totales annuelles.

$$\sum_{n=1}^{15} CF \cdot (1+r)^{-n} = 0 \quad (22)$$

Avec

CF : Cash flow

r : Taux de rentabilité interne

n : année

On procède par *interpolation linéaire* pour calculer le TRI.

D'où, les résultats :

Tableau N° 28: Résultats des calculs économiques.

Coûts	Aménagement recommandé
Investissement initial	Ar 89 484 030
Cash flow	Ar 102 754 319
VAN	Ar 13 270 289
Payback	44 ans
T.R.I (%)	10 %

13.7. Synthèses de l'étude économique

La synthèse de l'étude économique basera sur trois points essentiels.

- pour le projet de rehaussement des diguettes, le taux de rentabilité interne est de 10 %. L'aménagement est donc rentable du point de vue économique,
- le « payback » est de 44 ans c'est-à-dire la période de retour du coût d'investissement,
- concernant le prix de l'ouvrage, ils ont été actualisés pour tolérer un taux d'inflation de 10% pour les 2 ans à venir.



Conclusion.

La zone d'Ankasina joue un rôle important en tant que zone tampon pour l'épandage des eaux pluviales de la ville d'Antananarivo (eaux de drainage de la plaine Sud et eaux excédentaires du canal d'Andriantany au niveau du déversoir de la Gare de Soarano).

On assiste ces dernières années à un accroissement rapide de la population y résidant, avec un taux annuel proche de 3 %. Cette évolution récurrente, mal contrôlée, expose un nombre croissant d'habitants aux problèmes d'inondation. Ces problèmes, en raison de leur récurrence, renforcent la pauvreté d'une grande partie des habitants du quartier où les conditions sanitaires sont par ailleurs très critiques actuellement.

Le diagnostic participatif réalisé en Décembre 2007 dans le cadre d'une étude pilote des inondations dans la ville d'Antananarivo a permis d'identifier avec les représentants des habitants du quartier des pistes d'amélioration des conditions d'inondation de la zone.

Sur la base de ces informations, trois variantes d'aménagement permettant d'atténuer les conditions d'inondation à Ankasina ont été étudiées dans le cadre de ce travail :

- (1) le rehaussement des diguettes de 0,75 m le long du canal C3 à Ankasina,
- (2) la création d'un ouvrage d'équilibre dans le secteur quatre,
- (3) l'association des deux scénarios ci-dessus (rehaussement des diguettes et la création d'un ouvrage d'équilibre),

L'étude hydraulique de ces variantes d'aménagement a été menée par modélisation à l'aide du système EPA SWMM 5 afin d'approcher une représentation la plus réaliste possible des conditions hydrauliques complexes de la zone.

Il ressort de cette étude que c'est la première variante d'aménagement qui est la plus efficace pour l'atténuation des conditions d'inondation à Ankasina. Par ailleurs, d'après l'étude économique conduite, cette variante présente un taux de rentabilité interne T.R.I de 10 %.



Références Bibliographiques.

- **BCEOM & SOGREAH**, Juillet 2007. Etude hydrologique et hydraulique du projet routier ROCAD Nord.
- **BDPA SCETAGRI**, 1991. Modélisation du système de drainage d'Antananarivo sous MIKE 11.
- **CARLIER M.**, 1980. Hydraulique générale et appliquée. Eyrolles, Paris, 565 pages.
- **CHAHINIAN N.**, Janvier 2004. Paramétrisation multi-critères et multi-échelles d'un modèle hydrologique spatialisé de crue en milieu agricole.
- **Commune Urbaine d'Antananarivo**, 2004. Plan d'Urbanisme Directeur.
- **DINIKA**, 1991. Etudes de la protection contre les crues et les incidents de la plaine d'Antananarivo. Tome IV.
- **Fokontany d'Ankasina**, 2007. Monographie.
- **FRENI G.**, Mai 2003. State of the art in Urban Drainage Modelling.
- **HUBER C. W. et al.**, Octobre 1992. Storm Water Management Model Version 4, Partie A: User's manual. EPA\600\3- 88\001 a. US Environmental Protection Agency.
- **INSTAT**, 2004.
- **LAGACHERIE et al.**, 1996. Effects of digital elevation model source of data and sampling pattern on topographical parameters and on topography based hydrological model. IAHS Publication N° 235.
- **MARCHI G.**, 2005. Simulation d'un réseau de drainage urbain : Model SIRDU (ILLUDAS modifié). GREMU-81/05, 225 pages.
- **Ministère du Finance et du Budget**, Octobre 2006. Ratification du traité de coopération Germano Malagasy.
- **Ministère de l'Agriculture et de l'Elevage et de la Pêche**, Juin 2003. Monographie d'Antananarivo.
- **Ministère de la Décentralisation et de l'Aménagement du Territoire**, 2002. Décret N° 2002-979, APIPA.
- **MAIDEMENT D. R.**, 1993. Handbook of hydrology. Ed. Mc Graw-Hill International.
- **MOURAD**, 2005. Modélisation de la qualité des rejets urbains de temps de pluie.
- **MUSY A.**, 2002. E-hydrology.
- **Programme des Nations Unies pour le Développement (PNUD)**, Février 2001. Diagnostic de l'insécurité urbaine et stratégie de prévention à Antananarivo.
- **ROSSMAN L. et al.**, Juin 2007. Storm Water Management Model: User's Manual Version 5.0. Ed. US EPA\600\R-05\040.
- **SOGREAH, Mars 1974**. Manuel de l'adjoint technique du génie rural. Ed. Ministère de la Coopération Française.
- **SOGETHA**, 1974. Techniques des Aménagements Rurales en Afrique. Ed. Sofiac.
- **ZARRELIO P. J.**, 1998. Comparison of nine uncalibrated runoff models to observed flows into small urban watersheds.



Annexes.

Annexe N° 1: Caractéristiques géotechniques des alluvions dans la Plaine Urbaine Rive Droite de l'Ikopa.

L'alluvion est constituée par des limons argileuses ou argiles d'apport récent. Elles sont souvent très raides et possèdent les caractéristiques mécaniques ci-dessous.

Caractéristiques	Densité en [t/m3]	Indice de plasticité en %	Pourcentage des fines en %
Alluvions	2	14	58

Cependant, parmi cette formation géologique, il existe deux origines des limons argileux. La première est d'origines organiques (animales ou végétales) et la seconde est d'origine non organique (altérations physiques des couches géologiques).

Caractéristiques	Coefficient de perméabilité en [cm /m]	Angles de frottement	Cohésion en [t/m2]
Limon argileuse d'origine organique	5×10^{-7}	14 à 25°	1 à 3,8
Limon argileuse d'origine non organique	10^{-7}	3 à 10°	0,3 à 0,6



Annexe N° 2: Courbe Intensité Durée Fréquence à Antananarivo.

La courbe intensité – durée- fréquence est la courbe qui présente les relations entre ces trois paramètres sus cités. Ainsi, la courbe IDF est établie sur la base de l'analyse d'averses enregistrées à une station au cours d'une longue période.

* Principe de la construction de la courbe intensité -durée -fréquence :

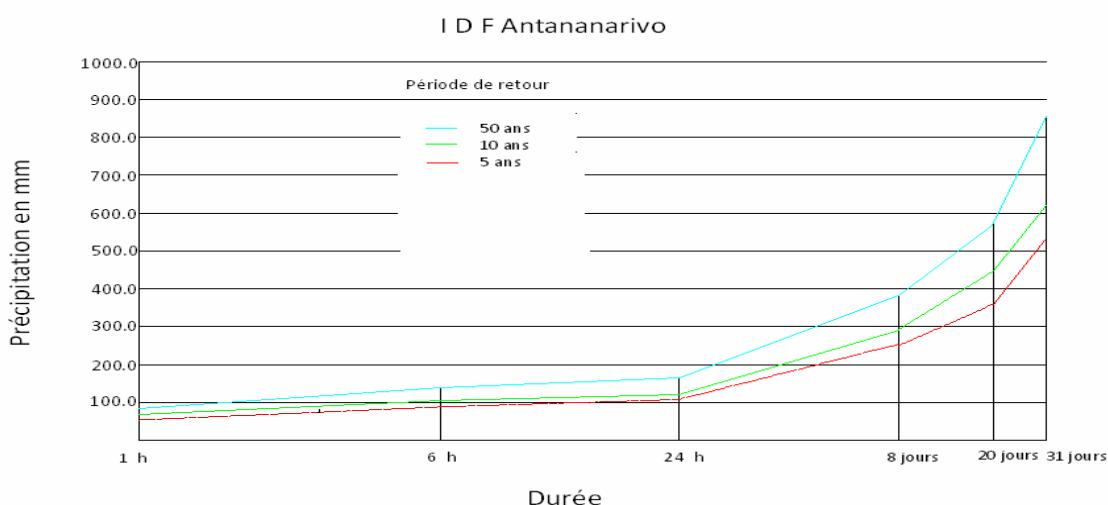
Le principe de la construction de la courbe d'IDF par l'analyse fréquentielle des averses peut s'appliquer si on ne présuppose pas une loi connue (de type Montana, etc.) et si on s'intéresse à des événements rares, donc extrêmes. Les données recueillies sont alors ajustées, à un pas de temps choisi, à une loi statistique qui doit décrire relativement bien la répartition des données extrêmes. La loi de Gumbel est la plus utilisée. Si l'opération est répétée sur plusieurs pas de temps, on obtient la variation de l'intensité avec la durée de la pluie pour différents temps de retour, c'est-à-dire des courbes IDF de la station considérée sur la période analysée. La notion de fréquence est en fait exprimée par la notion de temps de retour.

* Utilisation de la courbe I-D-F :

Les courbes IDF ne sont pas une fin en soi, mais sont construites dans un but bien précis. Elles permettent d'une part de synthétiser l'information pluviométrique au droit d'une station donnée et, d'autre part de calculer succinctement des débits de projet et d'estimer des débits de crue ainsi que de déterminer des pluies de projet utilisées en modélisation hydrologique.

* La courbe intensité – durée – fréquence utilisée :

Le courbe I.D.F à Antananarivo est établie par le BCEOM sur la base de l'analyse d'averses enregistrées à la station d'observatoire d'Ampandrianomby au cours d'une longue période (au plus 20 ans d'existence). La courbe obtenue est construite de manière analytique ou statistique.





Annexe N° 3: Pluie synthétique de 72 heures pour une période de retour de 10 ans.

La pluie synthétique de 72 heures pour une période de retour de 10 ans a été établie à partir de la méthode suivante.

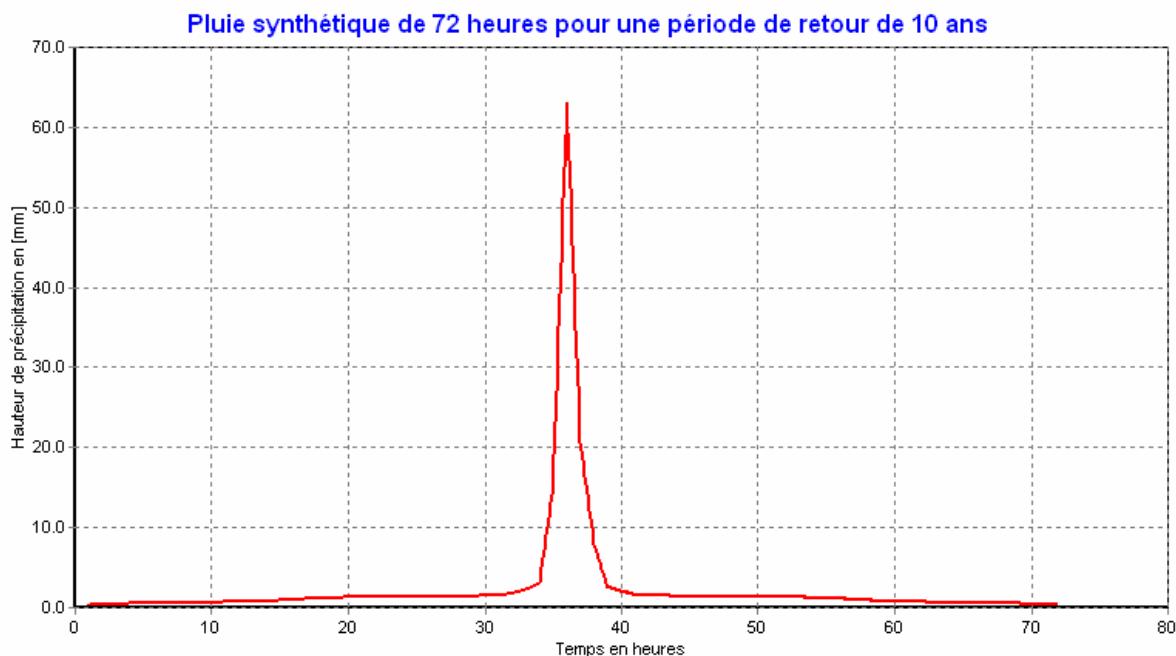
* Méthodes de calcul :

« L’alternating Block Method » ou bien « la méthode de l’alternance des incrémentations » consiste à obtenir la hauteur de précipitation (mm), en fonction du temps d’intervalle Δt , en multipliant l’intensité pluvieuse observée sur la courbe intensité – durée – fréquence (mm/h) par la durée (h). Ensuite, on prend la différence entre les hauteurs de précipitation obtenues pour avoir la quantité de précipitation à ajouter pour chaque unité de temps additionnelle Δt .

Ces incrémentations ou « blocs » de précipitation sont réarrangés suivant une séquence temporelle où l’intensité maximale se retrouve au centre et les autres incrémentations disposées par ordre décroissant et alternativement de gauche à droite du bloc central pour former le hyéogramme synthétique.

* Résultats obtenus :

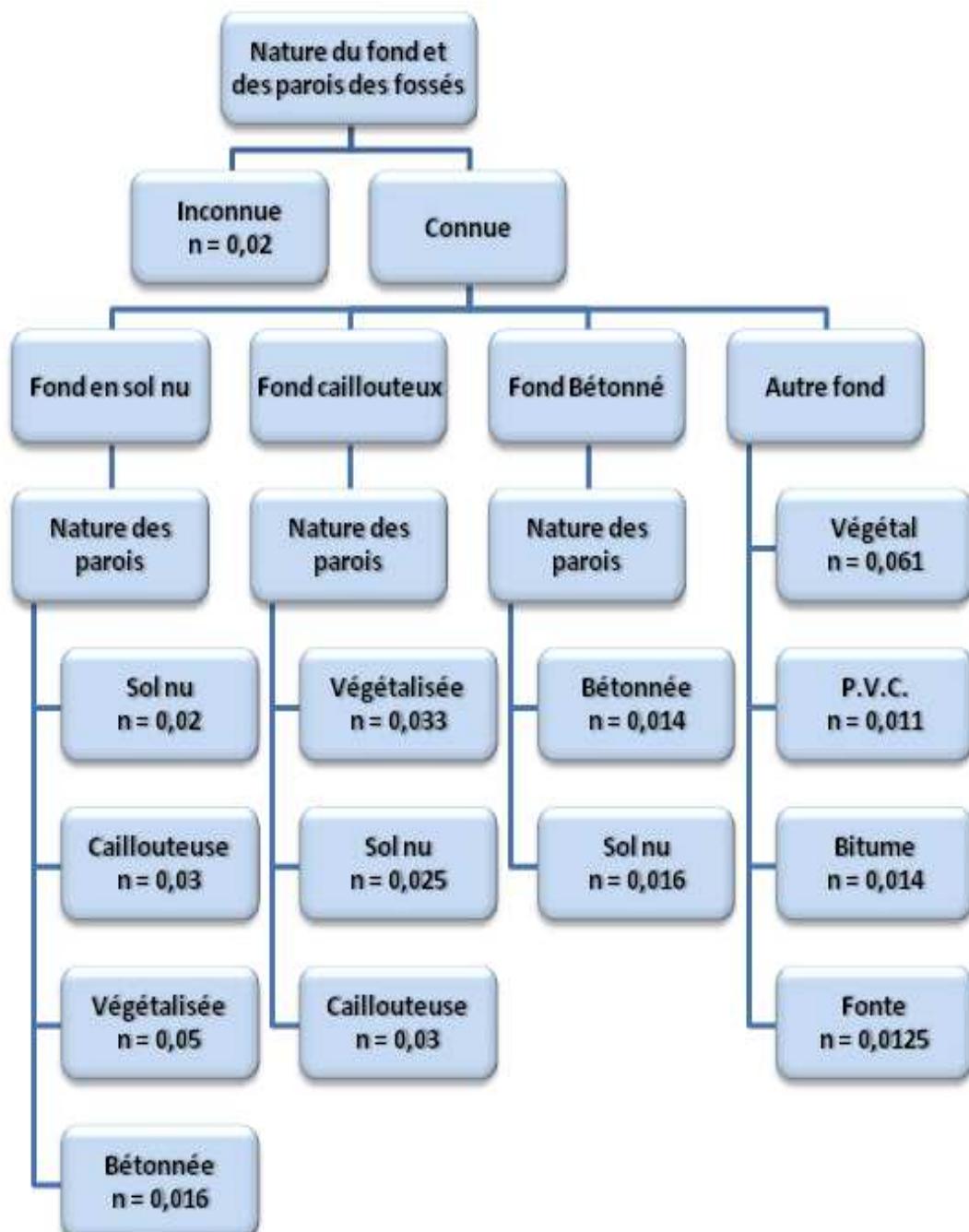
En utilisant la courbe I.D.F de période de retour de 10 ans à Antananarivo (BCEOM), la pluie synthétique de 72 heures sera présentée comme suit :





Annexe N° 4: Abaque de CARLIER pour évaluer le coefficient de Manning.

Cet abaque est utilisé dans l'estimation de la valeur de « n » de Manning pour un canal quelconque. Il suffit de suivre le diagramme pour trouver les chiffres. En général, si le fond du canal n'est pas connu, on prend la valeur de n à 0,02.





Annexe N° 5: Calcul du cash flow.

Années	Cf (Ar)	Ci (Ar)	Cf-Ci en Ar	Production destinée à la vente en Tonne	Cash-Flow (Ar)	Coeff d'actualisation	Cash-Flow actualisé (Ar)	CF cumulés
1	560	360	200	30	6 090 000	0,909	5 536 364	5 033 058
2	567	365	203	32	6 477 629	0,826	5 353 412	10 386 470
3	575	369	205	34	6 889 802	0,751	5 176 410	15 562 880
4	582	374	208	35	7 328 620	0,683	5 005 546	20 568 426
5	590	379	211	37	7 795 132	0,621	4 840 164	25 408 590
6	597	384	213	39	8 290 984	0,564	4 680 044	30 088 634
7	605	389	216	41	8 818 974	0,513	4 525 528	34 614 162
8	613	394	219	43	9 380 320	0,467	4 375 989	38 990 151
9	621	399	222	45	9 976 654	0,424	4 231 075	43 221 226
10	629	404	225	47	10 612 004	0,386	4 091 387	47 312 613
11	637	410	228	50	11 287 932	0,350	3 956 351	51 268 964
12	645	415	231	52	12 005 964	0,319	3 825 470	55 094 435
13	654	420	234	55	12 770 314	0,290	3 699 105	58 793 540
14	662	426	237	57	13 583 380	0,263	3 576 929	62 370 468
15	671	431	240	60	14 448 239	0,239	3 458 794	65 829 262
16	677	435	242	60	14 514 657	0,218	3 158 812	68 988 074
17	685	441	245	60	14 684 486	0,198	2 905 247	71 893 321
18	693	446	248	60	14 854 315	0,180	2 671 679	74 565 000
19	701	451	250	60	15 024 145	0,164	2 456 568	77 021 568
20	709	456	253	60	15 193 974	0,149	2 258 487	79 280 055
21	717	461	256	60	15 363 803	0,135	2 076 119	81 356 175
22	725	466	259	60	15 533 632	0,123	1 908 244	83 264 419
23	733	471	262	60	15 703 461	0,112	1 753 734	85 018 153
24	741	476	265	60	15 873 290	0,102	1 611 545	86 629 698
25	749	481	267	60	16 043 119	0,092	1 480 716	88 110 414
26	757	486	270	60	16 212 949	0,084	1 360 355	89 470 769
27	765	491	273	60	16 382 778	0,076	1 249 640	90 720 409
28	772	497	276	60	16 552 607	0,069	1 147 813	91 868 222
29	780	502	279	60	16 722 436	0,063	1 054 172	92 922 395
30	788	507	282	60	16 892 265	0,057	968 071	93 890 466
31	796	512	284	60	17 062 094	0,052	888 913	94 779 378
32	804	517	287	60	17 231 923	0,047	816 146	95 595 524
33	812	522	290	60	17 401 753	0,043	749 263	96 344 788
34	820	527	293	60	17 571 582	0,039	687 796	97 032 583
35	828	532	296	60	17 741 411	0,036	631 312	97 663 896



36	836	537	299	60	17 911 240	0,032	579 414	98 243 310
37	844	542	301	60	18 081 069	0,029	531 734	98 775 044
38	852	548	304	60	18 250 898	0,027	487 935	99 262 979
39	860	553	307	60	18 420 727	0,024	447 705	99 710 684
40	868	558	310	60	18 590 557	0,022	410 757	100 121 441
41	875	563	313	60	18 760 386	0,020	376 827	100 498 268
42	883	568	316	60	18 930 215	0,018	345 671	100 843 939
43	891	573	318	60	19 100 044	0,017	317 065	101 161 004
44	899	578	321	60	19 269 873	0,015	290 804	101 451 809
45	907	583	324	60	19 439 702	0,014	266 697	101 718 506
46	915	588	327	60	19 609 531	0,012	244 570	101 963 076
47	923	593	330	60	19 779 361	0,011	224 262	102 187 339
48	931	598	332	60	19 949 190	0,010	205 625	102 392 964
49	939	604	335	60	20 119 019	0,009	188 523	102 581 487
50	947	609	338	60	20 288 848	0,009	172 832	102 754 319

D'où, le total des cash-flows engendrés est de **Ar 102 754 319.**

Avec

C_f : Coût du kilo de paddy après aménagement, soit pour la première année de mise en service (2008), égale à 560 Ar.

C_i : Coût du kilo de paddy sans aménagement.

CF : Cash flow cumulés

Remarquons que la production agricole destinée à la vente augmentera d'année en année et stagnera à son double à partir de l'année 15 après l'aménagement à cause de l'inflation, et du pouvoir monétaire du pays pour une perspective de 15 à 30 ans c'est-à-dire l'an 2023- 2038. (CHAHINIAN, 2004).

La durée d'exploitation est de 50 ans, condition imposée par la coopération allemande « GTZ » pour un projet de ce type (Ministère du Finance et du Budget, Octobre2006).



Annexe N° 6: Evaluation des coûts d'investissement.

Désignation des travaux	Unité	Prix unitaires en Ar	Quantités	Montants
<i>Installation et replie du chantier</i>				
Installation du chantier	fft	300 000	1	300000
Replie de chantier	fft	150 000	1	150000
<i>Terrassement</i>				
Fouille	m3	500	1 050	525 000
Batardeau	mL	700	2 200	1 540 000
<i>Fondation</i>				
Pierre de fondation (caillasse)	m3	8 000	2033	16 264 000
Noyau étanche en argile	m3	6 500	882	5 733 000
<i>Ouvrage</i>				
Remblai	m3	6 500	4 483	29 139 500
<i>Equipements de protection</i>				
Pierres plates (protection des berges)	m2	5 000	1 960	9 800 000
Engazonnement	m2	200	1 960	392 000
<i>Engins utilisés</i>				
Compacteur moyen		80 000	10	800 000
Camions		20 000	10	200 000
Sous totale				64 843 500
Entretiens périodiques 5%				3 242 175
Mains d'œuvre 20%				6 484 350
Total				74 570 025
TVA 20%				14 914 005
TTC				89 484 030

Ces prix ont été réajustés pour un taux de l'Euro à Ar 2 720 en mois de Juin 2008.



Annexe N° 7: Détails des études économiques/ Calcul du taux de rentabilité interne.

Années	Cash-Flow (Ar)	Coeff d'actualisation à 9,5%	Coeff d'actualisation à 10,5%	Cf cumulés (Ar) pour 9,5%	Cf cumulés (Ar) pour 10,5%
1	6 090 000	0,913	0,905	5 079 127	4 987 613
2	6 477 629	0,834	0,819	10 481 540	10 292 687
3	6 889 802	0,762	0,741	15 729 184	15 399 147
4	7 328 620	0,696	0,671	20 826 784	20 314 708
5	7 795 132	0,635	0,607	25 778 468	25 046 352
6	8 290 984	0,580	0,549	30 588 205	29 600 766
7	8 818 974	0,530	0,497	35 260 381	33 984 882
8	9 380 320	0,484	0,450	39 798 802	38 204 950
9	9 976 654	0,442	0,407	44 206 966	42 266 805
10	10 612 004	0,404	0,368	48 489 061	46 176 786
15	14 448 239	0,256	0,224	68 129 891	63 638 983
20	15 193 974	0,163	0,136	82 719 383	76 045 031
30	16 892 265	0,066	0,050	99 079 444	89 101 746
40	18 892 265	0,027	0,018	106 381 552	94 423 410
50	20 288 848	0,011	0,007	109 610 755	96 572 423

VAN actualisé à 9,5 %	6 856 436
VAN actualisé à 10,5 %	-6 181 896

Le Taux de rentabilité interne est de l'ordre de **10 %** concernant le projet de rehaussement des diguettes à Ankasina.



Annexe N° 8: Etudes de stabilité du talus en aval et en amont par la méthode des tranches ou méthodes de FELLINIUS:

Pour l'étude de la stabilité d'une digue, les forces à considérer sont :

- * Le poids de la tranche W_i
- * La pression interstitielle U_i .

La forme générale du facteur de sécurité pour l'étude est comme suit :

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n M_{ri}}{\sum_{i=1}^n M_{mi}}$$

Où,

M_{mi} : le moment moteur dû à la tranche, $M_{mi} = W_i \sin \theta \cdot R$

M_{ri} : le moment résistant dû à cette tranche, $M_{ri} = \left(\frac{cb}{\cos \theta_i} + N_i \tan \varphi \right) R$

R : est le bras du levier de chacune des forces par rapport au centre du cercle de glissement en [m]

c : est la cohésion en [KPa]

θ : est l'angle que fait le R avec la verticale [°]

N_i : est la composante normale de la réaction sur le plan de glissement :

$$N_i = W_i \cos \theta_i - U_i \frac{b}{\cos \theta_i}$$

b : est la largeur de la tranche en [m].

On obtient donc globalement le facteur de sécurité par la formule :

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n \left| [cb + (W_i \cos^2 \theta_i - u_i b) \tan \varphi] \frac{1}{\cos \theta_i} \right|}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \theta_i};$$

Le talus est stable si $F > 1$

Ce coefficient est calculé à partir des tableaux suivants dans lesquels les valeurs de θ_i et W_i sont déterminés graphiquement.

(L'étude de stabilité est faite sur plusieurs cercles de glissement mais seulement on a montré sur ce tableau les cercles le plus critiques).



Tableau : Evaluation du facteur de stabilité F pour un cercle critique de 1,80 m pour un talus en amont.

Rayon du cercle	1,80 m					
Tranche N°	1	2	3	4	5	6
« b » largeur de chaque tranche	0,55	0,55	0,55	0,55	0,55	0,55
« hi » Hauteur moyenne de la tranche	0,5	1,3	1,8	2,3	2,2	0,8
Wi : Poids volumique saturé du sol	20	20	20	20	20	20
Poids volumiques du sol	18	18	18	18	18	18
Wi (poids de la tranche)	0,125	0,325	0,45	0,575	0,55	0,2
Ui (les pressions interstitielles)	5	13	18	23	22	8
« c » cohésion du sol	15	15	15	15	15	15
angle du frottement interne φ	18	18	18	18	18	18
Tangente φ	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32
Mri	41,71					
Mmi	29,4					

F est égale à 1,42

Tableau : Evaluation du facteur de stabilité F pour un cercle critique de 1,90 m pour un talus en aval.

Rayon du cercle	1,90 m					
Tranche N°	1	2	3	4	5	6
« b » largeur de chaque tranche	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
« hi » Hauteur moyenne de la tranche	0,5	1,3	1,8	2,3	2,2	0,8
Wi : Poids volumique saturé du sol	20	20	20	20	20	20
Poids volumiques du sol	18	18	18	18	18	18
Wi (poids de la tranche)	0,131	0,331	0,48	0,58	0,61	0,22
Ui (les pressions interstitielles)	5	13	18	23	22	8
« c » cohésion du sol	15	15	15	15	15	15
angle du frottement interne φ	18	18	18	18	18	18



Tangente φ	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32
Mri				24,15		
Mmi				31,4		

F est égale à 1,33

Résumé :

- La stabilité des talus en amont et en aval est vérifiée car F1 et F2 sont supérieures à 1.



Annexe N° 9: Interface de la simulation avec EPA SWMM 5 :

L'interface utilisée pour évaluer la simulation sur l'EPA SWMM 5 est composée :

- d'une barre d'outils (outils cartes, outils objets),
- d'un espace de visualisation,
- d'un espace de volet bibliothèque,

* La barre d'outils :

La barre d'outils est structurée par les barres de Windows standard telles que les fichiers, les éditions, les aides, etc. Puis par des outils cartes qui sont les flèches de sélection, les zones de sélection, les zooms, etc.

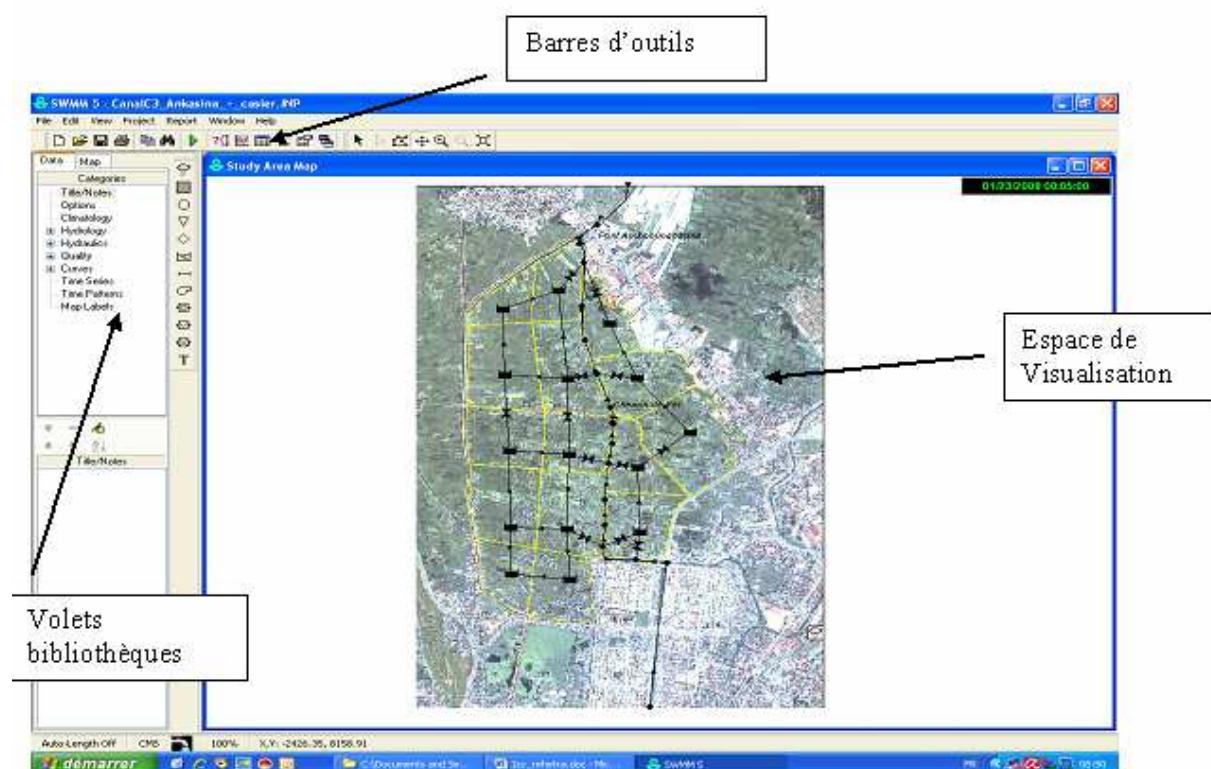
Et enfin par les outils objets qui sont les unités hydrologiques utilisées par l'EPA SWMM 5.

* Un espace de visualisation:

L'espace de visualisation est un écran de commande pour apercevoir la simulation à travers une carte calée sur « Map Info ».

* Un espace de volet bibliothèque :

Il est composé de quelques outils pour bien gérer la simulation. On retrouve les catégories d'outils hydrologiques, hydrauliques et climatiques.





Annexe N° 10: Résultats types des débits et des hauteurs d'eau à d'Ankasina.

Temps [jours, heures, minutes, secondes]		Débits dans les canaux le long d'Ankasina [m3/s]					
		Canal C3 L1	Canal C3 L2	Canal C3 L3	Canal C3 L4	Canal C3 L5	Canal C3 L6
0	01:00:00	1,37	1,28	1,14	1,13	1,12	1,05
0	02:00:00	1,76	1,63	1,4	1,39	1,39	1,27
0	03:00:00	1,94	1,8	1,52	1,52	1,52	1,37
0	04:00:00	1,94	1,81	1,54	1,54	1,54	1,38
0	05:00:00	1,8	1,7	1,47	1,47	1,48	1,34
0	06:00:00	1,52	1,45	1,3	1,31	1,32	1,23
0	07:00:00	1,31	1,27	1,16	1,16	1,17	1,11
0	08:00:00	1,27	1,22	1,12	1,12	1,12	1,07
0	09:00:00	1,29	1,23	1,13	1,13	1,13	1,07
0	10:00:00	1,35	1,29	1,17	1,17	1,17	1,11
0	11:00:00	1,45	1,38	1,24	1,23	1,23	1,16
0	12:00:00	1,57	1,48	1,31	1,31	1,31	1,22
0	13:00:00	1,7	1,59	1,4	1,39	1,39	1,29
0	14:00:00	2,16	1,98	1,65	1,63	1,62	1,45
0	15:00:00	3,4	3	2,28	2,26	2,24	1,86
0	16:00:00	5,44	4,66	3,24	3,21	3,19	2,41
0	17:00:00	10,5	8,57	5,25	5,13	5,06	3,31
0	18:00:00	23,31	18,69	10,16	10,05	9,99	5,27
0	19:00:00	25,08	20,83	11,79	11,76	11,74	6,07
0	20:00:00	15,33	13,77	8,95	9,06	9,13	5,42
0	21:00:00	6,89	6,85	5,38	5,5	5,58	4,12
0	22:00:00	4,33	4,38	3,76	3,8	3,82	3,24
0	23:00:00	3,47	3,52	3,11	3,13	3,14	2,81
1	00:00:00	2,98	3,02	2,71	2,73	2,74	2,52
1	01:00:00	2,64	2,68	2,45	2,46	2,47	2,32
1	02:00:00	2,4	2,43	2,25	2,26	2,26	2,16
1	03:00:00	2,23	2,25	2,11	2,11	2,12	2,05
1	04:00:00	2,08	2,1	1,99	1,99	2	1,95
1	05:00:00	1,94	1,97	1,88	1,88	1,89	1,86
1	06:00:00	1,81	1,83	1,77	1,78	1,78	1,77
1	07:00:00	1,86	1,86	1,78	1,78	1,77	1,76
1	08:00:00	2	1,99	1,87	1,87	1,86	1,82
1	09:00:00	2,15	2,13	1,98	1,98	1,98	1,91
1	10:00:00	2,32	2,29	2,09	2,09	2,08	2
1	11:00:00	2,49	2,44	2,19	2,19	2,18	2,08
1	12:00:00	2,66	2,58	2,29	2,28	2,28	2,15
1	13:00:00	2,53	2,48	2,22	2,23	2,23	2,12
1	14:00:00	2,31	2,28	2,09	2,1	2,1	2,02
1	15:00:00	2,07	2,07	1,94	1,95	1,95	1,9
1	16:00:00	1,83	1,84	1,77	1,78	1,78	1,76
1	17:00:00	1,59	1,61	1,58	1,59	1,6	1,61
1	18:00:00	1,34	1,37	1,38	1,39	1,39	1,43
1	19:00:00	1,24	1,26	1,28	1,29	1,29	1,34
1	20:00:00	1,21	1,24	1,26	1,26	1,26	1,31
1	21:00:00	1,21	1,23	1,25	1,25	1,25	1,3
1	22:00:00	1,2	1,23	1,24	1,24	1,25	1,29
1	23:00:00	1,2	1,22	1,24	1,24	1,24	1,29
2	00:00:00	1,2	1,22	1,24	1,24	1,24	1,28



2	01:00:00	1,2	1,22	1,24	1,24	1,24	1,28
2	02:00:00	1,2	1,22	1,23	1,23	1,23	1,28
2	03:00:00	1,2	1,22	1,23	1,23	1,23	1,27
2	04:00:00	1,2	1,22	1,23	1,23	1,23	1,27
2	05:00:00	1,2	1,22	1,23	1,23	1,23	1,26
2	06:00:00	1,2	1,21	1,22	1,22	1,22	1,26
2	07:00:00	1,2	1,21	1,22	1,22	1,22	1,26
2	08:00:00	1,2	1,21	1,22	1,22	1,22	1,25
2	09:00:00	1,2	1,21	1,22	1,22	1,22	1,25
2	10:00:00	1,2	1,21	1,22	1,22	1,22	1,25
2	11:00:00	1,2	1,21	1,22	1,22	1,22	1,24
2	12:00:00	1,2	1,21	1,21	1,21	1,21	1,24
2	13:00:00	1,2	1,21	1,21	1,21	1,21	1,24
2	14:00:00	1,2	1,21	1,21	1,21	1,21	1,24
2	15:00:00	1,2	1,21	1,21	1,21	1,21	1,23
2	16:00:00	1,2	1,21	1,21	1,21	1,21	1,23
2	17:00:00	1,2	1,21	1,21	1,21	1,21	1,23
2	18:00:00	1,2	1,2	1,21	1,21	1,21	1,23
2	19:00:00	1,2	1,2	1,21	1,21	1,21	1,23
2	20:00:00	1,2	1,2	1,2	1,21	1,21	1,22
2	21:00:00	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,22
2	22:00:00	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,22
2	23:00:00	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,22
3	00:00:00	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,22

Le débit augmente de 1,3 à 25 m³/s entre 0 à 19 heures après la simulation. Le temps qui sépare les crêtes des courbes de débits est de 15 minutes. Ce dernier est largement petit sur les figures exposées dans ce mémoire.

*Résultats types des hauteurs d'eau dans les casiers.

Temps [jours, heures, minutes, secondes]	Hauteur d'eau dans les casiers [m]					
	Stor 1	Stor 2	Stor 3	Stor 4	Stor 5	Stor 6-7
0	01:00:00	47,50	47,50	47,50	47,50	47,50
0	02:00:00	47,50	47,50	47,50	47,50	47,50
0	03:00:00	47,50	47,50	47,50	47,50	47,50
0	04:00:00	47,50	47,50	47,50	47,50	47,50
0	05:00:00	47,50	47,50	47,50	47,50	47,50
0	06:00:00	47,50	47,50	47,50	47,50	47,50
0	07:00:00	47,50	47,50	47,50	47,50	47,50
0	08:00:00	47,50	47,50	47,50	47,50	47,50
0	09:00:00	47,50	47,50	47,50	47,50	47,50
0	10:00:00	47,50	47,50	47,50	47,50	47,50
0	11:00:00	47,50	47,50	47,50	47,50	47,50
0	12:00:00	47,50	47,50	47,50	47,50	47,50
0	13:00:00	47,50	47,50	47,50	47,50	47,50
0	14:00:00	47,50	47,50	47,50	47,50	47,50
0	15:00:00	47,50	47,50	47,50	47,50	47,50
0	16:00:00	47,50	47,50	47,50	47,50	47,50
0	17:00:00	47,50	47,50	47,50	47,50	47,51



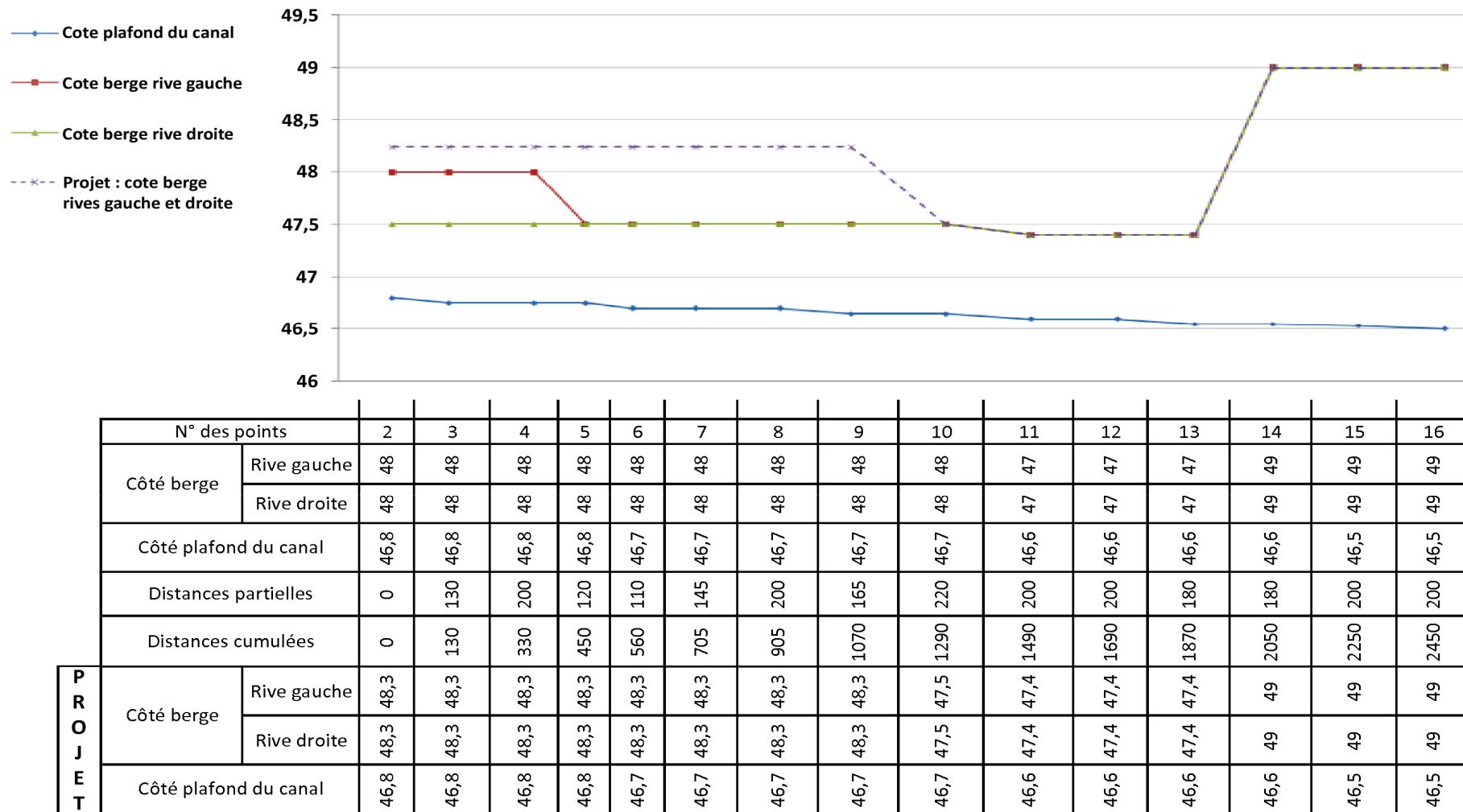
0	18:00:00	47,50	47,50	47,50	47,53	47,58	47,50
0	19:00:00	47,51	47,51	47,51	47,57	47,73	47,51
0	20:00:00	47,51	47,52	47,52	47,59	47,83	47,52
0	21:00:00	47,52	47,53	47,53	47,58	47,84	47,53
0	22:00:00	47,53	47,53	47,54	47,57	47,81	47,54
0	23:00:00	47,54	47,54	47,54	47,55	47,78	47,54
1	00:00:00	47,54	47,54	47,54	47,55	47,75	47,55
1	01:00:00	47,54	47,54	47,54	47,54	47,73	47,55
1	02:00:00	47,54	47,54	47,54	47,54	47,71	47,55
1	03:00:00	47,54	47,54	47,54	47,54	47,70	47,55
1	04:00:00	47,54	47,54	47,54	47,54	47,68	47,54
1	05:00:00	47,54	47,54	47,54	47,54	47,67	47,54
1	06:00:00	47,54	47,54	47,54	47,54	47,66	47,54
1	07:00:00	47,54	47,54	47,54	47,54	47,65	47,54
1	08:00:00	47,54	47,54	47,54	47,54	47,64	47,54
1	09:00:00	47,54	47,54	47,54	47,54	47,64	47,54
1	10:00:00	47,54	47,54	47,54	47,54	47,63	47,54
1	11:00:00	47,54	47,54	47,54	47,54	47,63	47,54
1	12:00:00	47,54	47,54	47,54	47,54	47,63	47,54
1	13:00:00	47,54	47,54	47,54	47,54	47,62	47,54
1	14:00:00	47,54	47,54	47,54	47,54	47,62	47,54
1	15:00:00	47,54	47,54	47,54	47,54	47,62	47,54
1	16:00:00	47,54	47,54	47,54	47,54	47,62	47,54
1	17:00:00	47,54	47,54	47,54	47,54	47,62	47,54
1	18:00:00	47,54	47,54	47,54	47,54	47,62	47,54
1	19:00:00	47,54	47,54	47,54	47,54	47,62	47,54
1	20:00:00	47,54	47,54	47,54	47,54	47,62	47,54
1	21:00:00	47,54	47,54	47,54	47,54	47,62	47,54
1	22:00:00	47,54	47,54	47,54	47,54	47,61	47,54
1	23:00:00	47,54	47,54	47,54	47,54	47,61	47,54
2	00:00:00	47,54	47,54	47,54	47,54	47,61	47,54
2	01:00:00	47,54	47,54	47,54	47,54	47,61	47,54
2	02:00:00	47,54	47,54	47,54	47,54	47,61	47,54
2	03:00:00	47,54	47,54	47,54	47,54	47,61	47,54
2	04:00:00	47,54	47,54	47,54	47,54	47,61	47,54
2	05:00:00	47,54	47,54	47,54	47,54	47,60	47,54
2	06:00:00	47,54	47,54	47,54	47,54	47,60	47,54
2	07:00:00	47,54	47,54	47,54	47,54	47,60	47,54
2	08:00:00	47,54	47,54	47,54	47,54	47,60	47,54
2	09:00:00	47,54	47,54	47,54	47,54	47,60	47,54
2	10:00:00	47,54	47,54	47,54	47,54	47,60	47,54
2	11:00:00	47,54	47,54	47,54	47,54	47,60	47,54
2	12:00:00	47,54	47,54	47,54	47,54	47,60	47,54
2	13:00:00	47,54	47,54	47,54	47,54	47,60	47,54
2	14:00:00	47,54	47,54	47,54	47,54	47,60	47,54
2	15:00:00	47,54	47,54	47,54	47,54	47,59	47,54
2	16:00:00	47,54	47,54	47,54	47,54	47,59	47,54
2	17:00:00	47,54	47,54	47,54	47,54	47,59	47,54
2	18:00:00	47,54	47,54	47,54	47,54	47,59	47,54
2	19:00:00	47,54	47,54	47,54	47,54	47,59	47,54
2	20:00:00	47,54	47,54	47,54	47,54	47,59	47,54
2	21:00:00	47,54	47,54	47,54	47,54	47,59	47,54



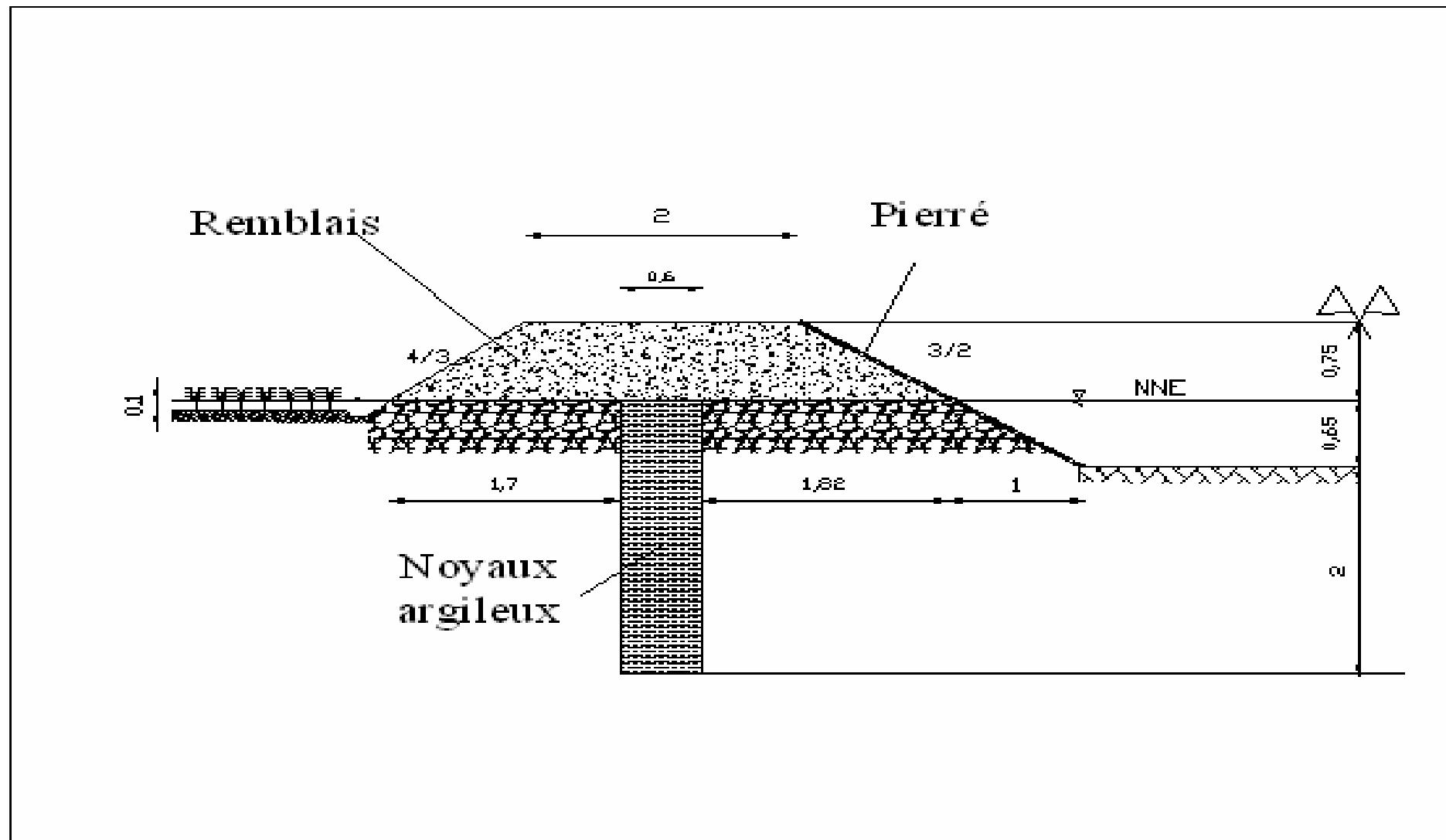
2	22:00:00	47,54	47,54	47,54	47,54	47,59	47,54
2	23:00:00	47,54	47,54	47,54	47,54	47,59	47,54
3	00:00:00	47,54	47,54	47,54	47,54	47,59	47,54



Annexe N° 11 : Profil en long du système de drainage à Ankasina.



Annexe N° 12: Coupe transversale type de la digue à mettre en place à Ankasina.





Annexe N° 13 : Planches photos

Planches PHOTO :



Ph 1 : Fokontany d'Ankasina et le Canal C3



Ph 2 : Canal C3 au PM 1 640



Ph 3 : Canal C3 après curage



Ph 4 : Exutoire du Canal C3 en sortant d'Ankasina



Ph 5 : Le canal C3 et ses diguettes



Ph 6 : Le pont RN 4 (Pont à Ambohimana)



Ph 7 : Les problèmes physiques avec les jacinthes d'eau



Ph 8 : Le canal d'Andranoroasosona



Table des matières.

Remerciements	iii
Liste des abréviations et des symboles	iv
Liste des tableaux	vii
Liste des figures	viii
Liste des annexes	x
Sommaire	xi
Introduction	1
PARTIE 1 : Le drainage de la Plaine Urbaine Rive Droite de l'Ikopa.....	2
Chapitre 1 : La Plaine Urbaine Rive Droite de l'Ikopa	2
1.1. Préambule	2
1.2. Localisation générale	2
1.3. Le relief	4
1.4. Le climat	4
1.5. La géologie et l'hydrogéologie	6
1.5. L'hydrographie	7
1.6. L'occupation du sol de la Plaine Urbaine Rive Droite	8
Chapitre 2 : Aperçu du système de drainage de la Plaine Urbaine d'Antananarivo.....	11
2.1. Préambule	11
2.2. Les contraintes physiques	11
2.3. Les systèmes d'évacuation des eaux dans la ville d'Antananarivo	12
2.4. Les drains principaux de la plaine urbaine rive droite de l'Ikopa	12
2.5. La Station de Pompage à Ambodimita	14
2.6. La limite du système de drainage.....	14
2.7. Système de drainage prévu en 1991.....	15
PARTIE 2 : L'Analyse des Problématiques de l'Inondation à Ankasina.....	16
Chapitre 3 : Le quartier d'ANKASINA	16
3.1. Présentation générale d'Ankasina	16
3.2. Description et délimitation administrative d'Ankasina	16
3.3. Les données démographiques et socio-économiques.....	19
Chapitre 4 : Diagnostic technique rapide du système de drainage.....	25
4.1. Présentation générale	25
4.2. Les caractéristiques générales d'une marche transversale	25
4.3. Fonctionnement hydraulique à Andohatapenaka	27
4.4. Fonctionnement hydraulique à Ankasina	33
Chapitre 5 : Diagnostic participatif des problèmes d'inondation	43
5.1. Présentation d'une approche participative	43
5.2. Rappel sur la description du fonctionnement hydraulique à Ankasina.....	45
5.3. Manifestation d'une inondation	45
5.4. Les impacts des inondations	45



5.5. Les stratégies d'adaptation	49
5.6. Les solutions vivement demandées par les participants lors de l'approche participative.....	49
PARTIE 3 : Etudes des solutions d'atténuation des problèmes d'inondation.....	52
Chapitre 6 : L'approche retenue.	54
6.1. Rappels de la problématique	54
6.3. Démarche à appliquer	54
6.4. Notion d'une modélisation	55
6.4.1. Définition d'une modélisation	55
6.4.2. Le but d'une modélisation	55
6.4.3. Caractéristiques spécifiques d'une simulation sur une modélisation	55
6.4.4. Choix de l'outil pour une modélisation.....	56
Chapitre 7: L'outil de modélisation utilisé.	57
7.1. Préambule	57
7.2. Historique du modèle.....	57
7.3. La structure du modèle	57
7.4. Processus hydrologiques.....	59
7.4.1. La fonction de production.....	59
7.4.2. La fonction de transfert.....	62
Chapitre 8 : Présentation générale du modèle numérique.	70
8.1. Représentation du système de drainage de la zone d'étude sous EPA SWMM Version 5.....	70
8.1.1. Mise en œuvre du modèle numérique	70
8.1.2. Visualisation du site sur l'outil de modélisation	74
8.2. Les données principales de base du modèle	75
8.2.1. La période de retour.....	76
8.2.2. La pluie synthétique décennale	76
8.2.3. Les débits entrants	76
8.2.4. Les conditions imposées à l'aval du modèle	78
Chapitre 9 : Les principaux paramètres du modèle.	79
9.1. Ecoulement fluviale : Le coefficient de frottement (Manning)	79
9.2. Paramètres des singularités	80
9.2.1. Le coefficient de contraction $Cw_{générale}$ d'un orifice.....	80
9.2.2. La longueur du seuil	81
9.2.3. Le pas de temps.....	81
Chapitre 10: Les principaux résultats de la modélisation.	82
10.1. La précision du modèle	82
10.2. Situation actuelle.....	82
10.2.1. Cas où il y a un bon entretien du canal C3 en aval	82
10.2.2. Cas où il y a un mauvais entretien du canal C3 en aval	85



10.3. Variante 1 : Rehaussement des diguettes de part et d'autre du canal C3 aval dans la zone d'Ankasina	88
10.3.1. Cas où il y a un bon curage du canal C3 en aval.....	88
10.3.2. Cas où il y a un mauvais curage du canal en aval.....	91
10.4. Variante 2 : Mise en place d'un ouvrage d'équilibre qui soulagera la zone d'Ankasina	92
10.5. Variante 3 : Combinaison de la variante 1 et 2 ; rehaussement des diguettes et la mise en place de l'ouvrage dans le secteur quatre.....	96
Chapitre 11 : Synthèses de l'étude hydraulique	99
11.1. Aménagements recommandés	99
11.2. Recommandations relatives à la modélisation	99
11.2.1. La pertinence du modèle	99
11.2.2. Recommandation concernant le modèle.....	100
11.2.3. Discussions concernant l'élaboration du modèle	101
Partie 4 : Caractéristiques de l'aménagement recommandé.....	103
et l'étude économique du projet.....	103
Chapitre 12 : Description et calculs sur les ouvrages à mettre en place.....	103
12.1. Les diguettes	103
12.2. Le type de remblai utilisé pour le rehaussement des diguettes.....	104
12.2.1. Caractéristiques du remblai environnant la zone (Source : LNTPB)	104
12.2.2. Etude de stabilité des diguettes en terre.....	104
12.3. La fondation des diguettes.....	105
12.4. Dispositif de protection et de sécurité.....	106
12.4.1. Les drains.....	106
12.4.2. Protection amont en pierres plates	106
12.4.3. Enherbement.....	106
12.4.4. Etanchéité de la fondation et de la digue par un noyau étanche.....	106
Chapitre 13: Etudes économiques du projet.....	108
13.1. Les avantages du projet d'aménagement.....	108
13.2. Calcul des cash-flows dégagés par la production agricole.....	108
13.3. Le coût d'investissement.....	110
13.4. La valeur actuelle nette ou V.A.N.....	110
13.5. Le payback ou D.R.C.I (Durée de Retour du Coût d'Investissement).....	110
13.6. Le taux de rentabilité interne ou TRI	111
13.7. Synthèses de l'étude économique	111
Conclusion	112
Références Bibliographiques	113
Annexes.....	114



ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE D'ANTANANARIVO

Département Hydraulique



Renseignements concernant l'Auteur :

Nom : RAKOTOBE

Prénom : Michaël

Adresse : Logement 257 Cité Ampefiloha Antananarivo (101)

Téléphone : 033 12 334 30

Thème du mémoire :

« Etudes des solutions d'atténuation des problèmes d'inondation au niveau du quartier d'Ankasina dans la Plaine Urbaine d'Antananarivo ».

Nombre de page : 112

Nombre de tableau : 28

Nombre de figure : 41

Résumé du Mémoire :

A partir des diagnostics participatifs élaborés avec les habitants du quartier d'Ankasina, on a pu identifier les problèmes et les solutions pour l'amélioration des conditions d'inondation.

En effet, les variantes d'aménagement, vivement demandé par la population locale, ont été testé sur le système EPA SWMM 5 afin d'évaluer le meilleur scénario.

Il en résulte que le rehaussement des digues de 0,75 m a été retenue et s'avère efficace du point de vu hydraulique. Le coût de ce dernier s'élève à Ar 89 484 030 qui offrira un T.R.I de 10%.

Le présent mémoire consiste à aider la population de la zone à éviter les dégâts considérables des catastrophes naturelles comme l'inondation, etc.

Mots clés : Inondation récurrente, assainissement urbain, diagnostic participatif, diagnostic technique rapide, EPA SWMM Version 5, Modélisation.

Rapporteur :

- Monsieur **Serge LALA RAKOTOSON.**

Encadreur :

- Monsieur **Alain RANDRIAMAHERISOA.**