



ETUDE SOMMAIRE D'EXTENSION DU RESEAU DE DRAINAGE DE L'AEROPORT FELIX HOUPHOUËT BOIGNY D'ABIDJAN

**MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU
MASTER D'INGENIERIE DE L'EAU ET DE L'ASSAINISSEMENT**

Présenté et soutenu publiquement le 25 janvier 2017 par

Founignué Bakary SORO

Travaux dirigés par : Dr Anderson ANDRIANISA

Enseignant chercheur

M. Dominique OGA

Ingénieur chargé d'étude en
assainissement au Bureau
National d'Etude Technique et de
Développement (BNETD)

Jury d'évaluation du stage :

Président : **M. Bega OUEDRAOGO**

Membres et correcteurs : **M. Roland YONABA**

Dr Anderson ANDRIANISA

Promotion [2015/2016]

DEDICACE

A Dieu, le Tout-Puissant pour tout ce qu'il a accompli et continue de faire pour moi dans ma modeste vie.

A Mes parents qui n'ont jamais cessé de croire en moi, pour leurs conseils et leurs prières.

A mes frères et sœurs pour leur éternel soutien, leur affection et surtout leur attention.

A mes amis et à tous ceux qui de loin ou de près me portent dans leur cœur.

REMERCIEMENT

Tout œuvre humaine ne saurait se faire sans la contribution d'autrui. Il est donc important pour nous d'adresser nos sincères remerciements à toutes les personnes qui nous ont permis de réaliser ce présent rapport.

Ainsi pour notre encadrement au sein du BNETD, nous tenons à remercier :

- M. COULIBALY Kinapara, Directeur Général du BNETD ;
- M. TAGRO Patrice, Directeur de DEAH ;
- M. KOUAKOU Konan Félix, Chef du service Assainissement ;
- M. OGA Dominique, chargé d'études en assainissement, notre maître de stage, pour les conditions agréables de travail qu'il a bien voulu mettre à notre disposition et sa présence quotidienne dans l'élaboration de ce rapport ;
- L'ensemble du personnel du DEAH pour l'accueil et l'hospitalité auxquels nous avons eu droit tout au long de ce stage. Il s'agit en particulier de :
 - M. YAO Cangha Fortunat, Chargé d'études au service hydraulique ;
 - M. KOUADIO Prosper, Chargé d'études au service hydraulique ;
 - M. KASSI OI KASSI, Chargé d'étude au service hydraulique ;
 - Mlle. GOBLE Marie-Madeleine, Chargée d'études au service hydraulique ;
 - M. GBEGRE Bonazi, Chargé d'études au service en assainissement
 - M. ALLECHI Venceslas, Chargé d'études au service hydraulique
 - M. GOHOUA Alex, Chargé d'étude en assainissement ;
 - M. AMON Koffi, Contrôleur des travaux au service hydraulique ;
 - M. SOGNON Thierry, Contrôleur des travaux au service hydraulique.

A tous nos professeurs du 2iE pour la qualité de la formation qui nous a été dispensée. Enfin, que tous ceux ou toutes celles qui nous ont aidé et soutenu, d'une manière ou d'une autre, de loin ou de près, trouvent ici l'expression de notre profonde et sincère gratitude.

RESUME

L'aéroport international Félix Houphouët Boigny (FHB) d'Abidjan est une plaque tournante pour la plupart des compagnies aériennes qui desservent l'Afrique de l'Ouest. L'Aéroport International d'Abidjan (AERIA), pour pérenniser ce statut de plaque tournante, envisage l'exécution des travaux de modernisation et d'extension des infrastructures aéroportuaires ce qui aura pour impact l'imperméabilisation de nouvelles surfaces d'où l'augmentation des débits d'eau de ruissèlement. C'est dans cette optique que s'inscrit cette étude dont l'objectif général est de proposer un drainage de la plateforme aéroportuaire en vue de l'imperméabilisation de nouvelles surfaces.

Afin de mener à bien notre étude, il a été réalisé une délimitation de la zone d'étude en vue de déterminer les nouveaux débits dû à l'imperméabilisation de 25,5 ha ainsi que la capacité des ouvrages présents à les évacuer. A l'issue de notre étude il s'est avéré nécessaire d'agrandir les sections des ouvrages ainsi que de dimensionner de nouveaux ouvrages de drainage. Ainsi, deux variantes ont été proposées :

- La première variante est composée de deux canaux à ciel ouvert, d'un bassin de rétention-restitution et d'un séparateur d'hydrocarbure. Les canaux servent à drainer les eaux vers leur exutoire. Le bassin de stockage permet de réguler le débit arrivant au séparateur qui permet de limiter la pollution du milieu récepteur par les hydrocarbures sur l'aire de stationnement. Le linéaire des canaux est de **2 395 mètres**. Le coût des travaux correspondant est de **1 389 903 450 FCFA HTVA ;**
- La deuxième variante est composée de deux canaux en série qui déversent dans un seul exutoire, d'un bassin de rétention-restitution et un séparateur d'hydrocarbure. Le linéaire des canaux est de **2 883 mètres**. Le coût des travaux correspondant est de **1 643 465 218 FCFA HTVA**

La première variante a été recommandé car présentant les mêmes avantages que la seconde, elle a la particularité d'être moins coûteuse.

Mots clés : Bassin de rétention, drainage, eaux pluviales, plateforme aéroportuaire, séparateur d'hydrocarbure

ABSTRACT

The international airport Félix Houphouët Boigny (FHB) of Abidjan is a hub for most of the airlines that serve West Africa. Abidjan International Airport (AERIA), in order to perpetuate the status of hub, contemplates the execution of the works of modernization and extension of the airport infrastructures which will have for impact the waterproofing of the new surfaces of Where the increase in flow of runoff water. It is in this perspective that this study is part of, so the general purpose is to suggest a drainage of the airport platform in view of the waterproofing of new surfaces.

In order to carry out our study, a delimitation of the study area was realised in order to determine the new flows due to waterproofing of 25,5 ha as well as the capacity of the structures present to evacuate them. At the end of our study it was necessary to enlarge the sections of the structures as well as to size new drainage structures. Thus, two variants have been proposed:

- The first variant is composed of two open channels, a retention tank and a hydrocarbon separator. The canals serve to drain water to their outlet. The storage basin makes it possible to regulate the flow arriving at the separator which makes it possible to limit the pollution of the receiving environment by the hydrocarbons on the parking area. The channel line is **2,395 meters**. The cost of the work corresponds to **1 389 903 450 FCFA HTVA**;
- The second variant is composed of two channels in series which discharge into a single outlet a retention-restitution basin and a hydrocarbon separator. The channel length is **2,883 meters**. The cost of the work corresponds to **1 643 465 218 FCFA HTVA**

The first variant was recommended because of having the same advantages as the second, it has the particularity of being less expensive

Keywords: Retention basin, drainage, stormwater, airport platform, hydrocarbon separator

LISTE DES ACRONYMES

BNETD : Bureau National d'Etude Technique et de Développement

FHB: Felix Houphouët Boigny

AERIA: Aéroport International d'Abidjan

FBO: Fixed-Base Operator

ASECNA : Agence pour la Sécurité de la Navigation Aérienne en Afrique et à Madagascar

APS : Avant-Projet Sommaire

LiDaR : Light Detection and Ranging

SODEXAM : Société d'Exploitation et de Développement Aéroportuaire et Météorologique

EP : Essai Piézométrique

PS : Point de Sondage

BV : Bassin Versant

PCE : Poste de Coordination Escale

MES : Matière En Suspension

SOMMAIRE

DEDICACE.....	i
REMERCIEMENT	ii
RESUME.....	iii
ABSTRACT	iv
LISTE DES ACRONYMES	v
LISTE DES TABLEAUX	3
LISTES DES FIGURES.....	4
AVANT PROPOS.....	5
I. INTRODUCTION	6
I.1. Contexte.....	6
I.2. Objectif de l'étude	6
II. GENERALITE SUR LA ZONE D'ETUDE.....	7
II.1. Présentation du site et description du projet.....	7
II.1.1. Présentation du site.....	7
II.1.2. Description du projet.....	8
II.1.2.1. Taxiway parallèle	8
II.1.2.2. Aire de stationnement Sud.....	8
II.2. Climat et pluviométrie	11
II.3. Modèle numérique du terrain et hydrographie de la zone d'étude	12
III. MATERIELS ET METHODES	13
III.1. Matériels	13
III.2. Méthodes	13
III.2.1. Etude hydrologique	13
III.3.1. Etude géotechnique	14
III.2.3. Etude hydraulique	15
III.2.4. Etat des lieux et vérification de la capacité des ouvrages d'assainissement	22
IV. RESULTATS	22
IV.1. Etude hydrologique.....	22
IV.2. Etude hydrodynamique.....	23
IV.3. Etude hydraulique.....	25
IV.3.1. Délimitation des bassins versants.....	25
IV.3.2. Estimation des débits maximum aux exutoires	28
IV.4. Etat des lieux et vérification de la capacité des ouvrages d'assainissement	29

Etude sommaire d'extension du réseau de drainage de l'aéroport Félix Houphouët Boigny
d'Abidjan

IV.4.1. Inventaire des ouvrages d'assainissement de la zone d'étude.....	29
IV.4.2. Vérification de la capacité des ouvrages	32
IV.4.3. Gestion de la pollution	35
IV.5. Proposition technique	35
IV.5.1. Description des travaux des variantes	36
IV.5.2. Caractéristique des ouvrages des différentes variantes	40
IV.5.3. Avantages et inconvénients des différentes variantes techniques	46
IV.5.4. Comparaison des variantes	47
V. CONCLUSION.....	48
VI. REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	49
VII. ANNEXES	50

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Coefficient de ruissèlement.....	16
Tableau 2: Facteur de turbulence F.....	20
Tableau 3: Valeurs des paramètres de Montana pour une durée d'averse inférieure à 2 heures.....	22
Tableau 4: Valeurs des paramètres de Montana pour une durée d'averse supérieure à 2 heures	23
Tableau 5: Valeurs des paramètres de Montana retenues.....	23
Tableau 6: coefficient de perméabilité calculé en 2015	24
Tableau 7: Coefficient de perméabilité calculé en 2016	24
Tableau 8: : Niveaux de la nappe observés lors des sondages en 2015.....	24
Tableau 9: Niveaux de la nappe observé lors des sondages en 2016	24
Tableau 10: Caractéristiques des bassins versants	27
Tableau 11: tableau des débits dans les bassins versants	28
Tableau 12: Inventaire des ouvrages de la plateforme aéroportuaire	31
Tableau 13: Bassins versants et ouvrages associés.....	32
Tableau 14: Vérification de la capacité des ouvrages	33
Tableau 15: Dimensionnement des ouvrages de la variante A.....	40
Tableau 16: Résultat des calculs du volume du bassin de rétention	41
Tableau 17: Caractéristique du séparateur d'hydrocarbures	43
Tableau 18: Tableau récapitulatif du DQE de la variante A	44
Tableau 19: Dimensionnement des ouvrages de la variante B.....	45
Tableau 20: Tableau récapitulatif du DQE de la variante B.....	46
Tableau 21: Avantages et inconvénients des différentes variantes.....	46

LISTES DES FIGURES

Figure 1: Vue de la plateforme de l'aéroport.....	7
Figure 2: Aéroport après aménagement futur.....	10
Figure 3: Variation des pluies mensuelles de la période de 1937 à 2000.....	11
Figure 4: Modèle numérique de terrain de la zone d'étude.....	12
Figure 5: Intensité maximale horaire de la pluie en fonction de la période de retour.....	13
Figure 6: : Graphe de détermination du facteur de turbulence F.....	20
Figure 7: Plan des bassins versants.....	26
Figure 8: Plan des ouvrages existants avant aménagement.....	30
Figure 9: Plan d'aménagement de la variante A.....	37
Figure 10: Plan d'aménagement de la variante B.....	39
Figure 11: Détermination de la hauteur d'eau maximale.....	42

AVANT PROPOS

Le Bureau National d'Etudes techniques et de développement (BNETD), ex Direction et Contrôle des grands travaux (DCGTx), crée depuis le 04 août 1978, est une société d'Etat de gestion de type privé. Il est à la fois bureau d'études et conseil du gouvernement ivoirien.

Le BNETD a acquis une longue expérience des grands projets d'intérêt général dans bon nombre de secteurs d'activité de l'économie nationale. Il a une notoriété indéniable en matière de projet de développement en Côte d'Ivoire comme à l'étranger du fait de ses capacités et de la qualité de ses prestations. Son siège social se situe dans la ville d'Abidjan dans la commune de Cocody au boulevard Hassan II et a un capital enregistré de 2 000 000 000 FCFA détenu à 100% par l'Etat de Côte d'Ivoire.

Le BNETD est caractérisé par trois missions essentielles qui consiste à :

- Concevoir : Il s'agit de la réalisation de diverses études (étude de faisabilité, étude de marché, étude d'avant-projet sommaire et détaillé, enquête techniques et sondage etc....) ;
- Superviser : Le BNETD assure la maîtrise d'œuvre en tant que maître d'œuvre ou maître d'ouvrage délégué ;
- Conseiller : Le BNETD intervient sur demande pour apporter son expertise en tant que conseil technique en vue d'une décision importante à prendre dans le cadre d'un investissement.

Le BNETD se compose de trois entités principale dont :

- Le conseil d'administration ;
- La direction générale ;
- Les départements.

Les principaux domaines d'intervention sont les suivants : Infrastructure et Transports, Environnement Assainissement hydraulique, cartographie et télédétection, gestion des marchés publics, Economie et finance, aménagement urbain et développement local.

I. INTRODUCTION

I.1. Contexte

Dans le cadre de sa politique générale de développement, l'Etat de la République de Côte d'Ivoire envisage de se doter d'infrastructures performantes répondant aux standards de confort, de commodités et de sécurité internationaux. L'un des objectifs primordiaux est de faire de l'Aéroport International Félix Houphouët Boigny (FHB) d'Abidjan, une référence dans les échanges commerciaux au niveau du transport aérien par, d'une part l'aménagement des infrastructures techniques et d'autre part, la sécurisation des personnes et des biens.

Pour permettre la mise en œuvre et le suivi de cette politique, l'Aéroport International d'Abidjan (AERIA) envisage l'exécution de travaux de modernisation et d'extension des infrastructures aéroportuaires, parmi lesquels, la construction d'un taxiway parallèle, l'aménagement de nouveaux parkings avion et la création d'un terminal d'aviation d'affaire.

Ces extensions auront comme impact l'imperméabilisation de nouvelles surfaces d'où le changement des conditions d'écoulements des eaux pluviales dans certaines zones de la plateforme aéroportuaire.

I.2. Objectif de l'étude

L'objectif général de la mission consiste à proposer un drainage de la plateforme aéroportuaire en vue de l'imperméabilisation de nouvelles surfaces.

Les objectifs spécifiques de la mission consistent à :

- Délimiter les nouveaux bassins versant et à estimer les débits en résultant ;
- Améliorer le système de drainage existant ;
- Dimensionner les ouvrages et estimer leur coût de réalisation.

II. GENERALITE SUR LA ZONE D'ETUDE

II.1. Présentation du site et description du projet

II.1.1. Présentation du site

L'aéroport international Félix Houphouët Boigny d'Abidjan est un aéroport situé dans la commune de Port Bouët du district d'Abidjan. Il s'agit de l'aéroport le plus important de Côte d'Ivoire pour le trafic aérien. Il a été construit dans les années 1970 et fut d'abord géré par un établissement public qui n'a su l'entretenir. Le gouvernement décida alors d'en faire concession à une entreprise privée moyennant une redevance. Les travaux effectués par cette entreprise ont permis de faire de l'aéroport l'un des plus modernes et l'un des principaux hubs de l'Afrique de l'Ouest. L'aéroport bénéficie d'aérogare moderne et est doté d'infrastructures et d'équipements bien entretenus similaire à ceux des aéroports occidentaux et asiatiques. Sa plateforme, ayant une surface d'environ 330 ha, est constituée d'une piste d'atterrissage de 3115 m de long, d'une aérogare de 25 ha, d'un aéroclub, d'une zone de Fret, d'un bâtiment pour la douane, du bâtiment principal et d'espace vert.



Figure 1: Vue de la plateforme de l'aéroport

II.1.2. Description du projet

II.1.2.1. Taxiway parallèle

Le taxiway est la bande normale de roulage prévue pour le déplacement de l'avion au sol qui relie en général la piste et l'aire de manœuvre ou de trafic ou encore tarmac (appellation qui regroupe toutes les aires destinées au stationnement et à l'entretien des avions, qu'il s'agisse de débarquer des passagers, de se faire dégivrer, d'effectuer le plein de carburant, etc..).

Il existe parfois des taxiways parallèles à la piste, de manière à permettre le dépassement éventuel d'un appareil par un autre, c'est le système dénommé "by-pass taxiway" dont le but est aussi de fluidifier le trafic au sol.

L'aéroport international d'Abidjan prévoit la construction d'un taxiway parallèle à la piste de vol. Les travaux de construction de celui-ci se dérouleront selon les trois (03) phases suivant :

- Phase 0 : élargissement du taxilane (Taxiway A) et du taxiway Bravo (Taxiway B). Il s'agira d'élargir le taxilane et taxiway bravo existant à 25 m de large.
- Phase 1 : taxiway à 2 400 m. Il s'agira d'obtenir un taxiway parallèle d'une longueur de 2400 m de 25 m de large.
- Phase 2 : taxiway à 3000 m. Les travaux consisteront à prolonger le taxiway jusqu'au bout de la piste de vol en les reliant au niveau du prolongement d'arrêt. A cette dernière phase des travaux, le taxiway parallèle aura une longueur de 3000 m.

Le taxiway parallèle à réaliser sera implanté à 190 m (distance entre l'axe de la piste de vol et l'axe du taxiway parallèle) du côté ouest de la piste de vol. Il est prévu des abords de pistes de 17,50 m de large de part et d'autres de la piste du taxiway.

Le tracé du taxiway passe dans l'enceinte de la station métro ASECNA, ce qui nécessitera le déplacement de ladite station pendant la réalisation des travaux.

II.1.2.2. Aire de stationnement Sud

L'aérogare de l'aéroport international d'Abidjan est entourée par l'aire de stationnement des avions côté taxiway et par les voies de circulations terrestres. Son extension et sa modernisation seront effectuées en quatre (04) phases constituées du renforcement, du réaménagement et de l'élargissement de l'aire de stationnement ainsi que la rénovation des accès routiers.

L'élargissement de l'aire de stationnement actuelle sera suivi d'un aménagement constitué d'espaces tels que les stockages appareaux de 5105 m² et une salle de maintenance de 5170 m²,

Etude sommaire d'extension du réseau de drainage de l'aéroport Félix Houphouët Boigny d'Abidjan

de la construction d'un nouveau parc de stationnement de surface totale d'environ 7,5 ha comprenant des voies de circulation afférentes et du balisage lumineux.

Une aérogare PBO de 1000 m² sera également construite au niveau de l'aérogare Sud.

Ces nouveaux aménagements entraîneront l'augmentation des surfaces imperméables de la zone, donc du ruissellement pluvial. La figure suivante nous montre les emplacements des nouvelles infrastructures

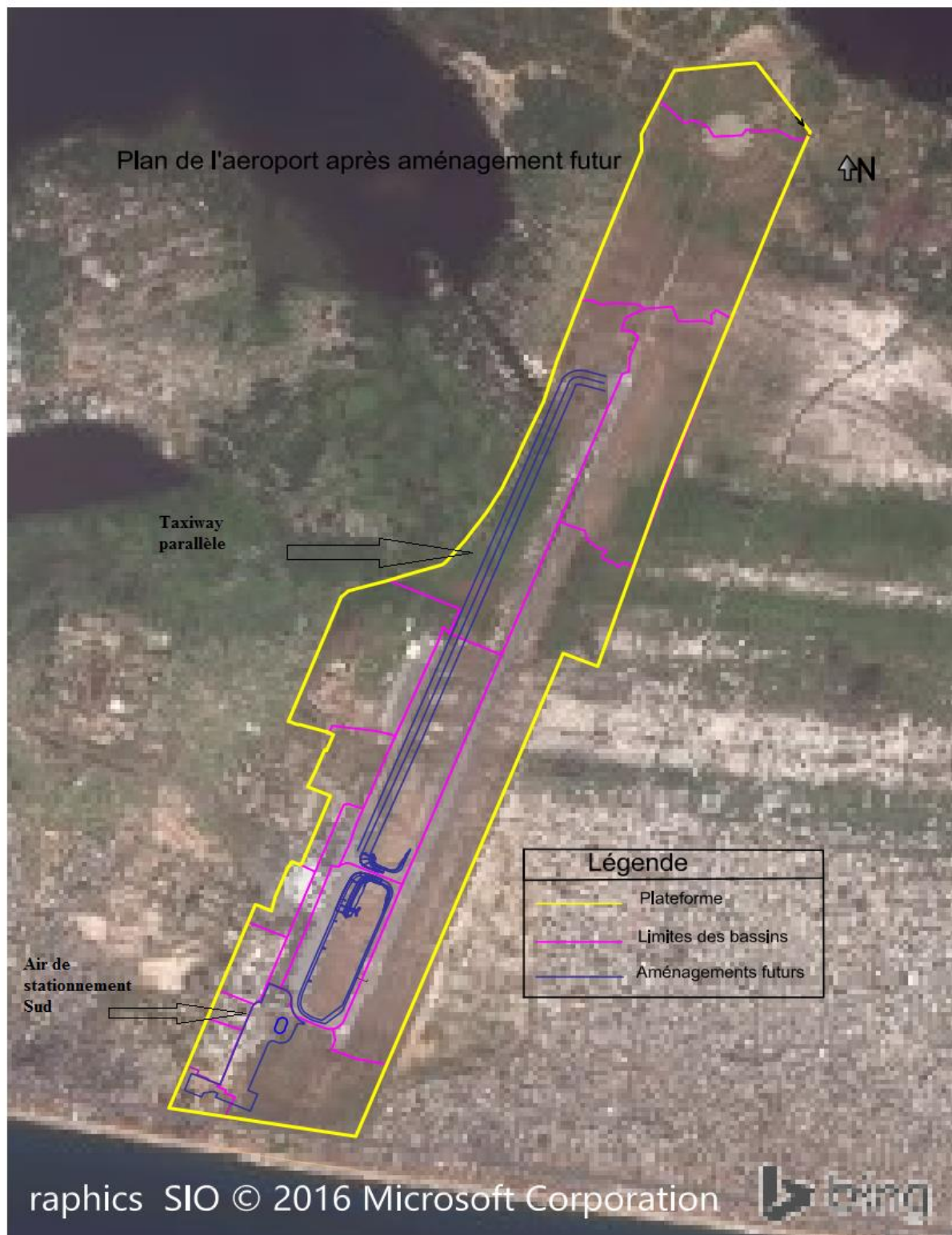


Figure 2: Aéroport après aménagement futur

II.2. Climat et pluviométrie

Le district d'Abidjan contenant notre zone d'étude est soumis à un climat équatorial de transition caractérisé par une abondance de précipitations et une forte humidité. Le climat équatorial dans lequel baigne notre zone de projet est caractérisé par une forte pluviométrie avec une moyenne annuelle de 1600 mm. Il se divise en quatre saisons dans le cycle annuel à savoir la petite saison de pluie d'octobre à Novembre, la grande saison sèche de Décembre à Avril, la grande saison de pluies de Mai à Juillet et la petite saison sèche de Juillet à septembre

Comparaison de séries de pluies mensuelles

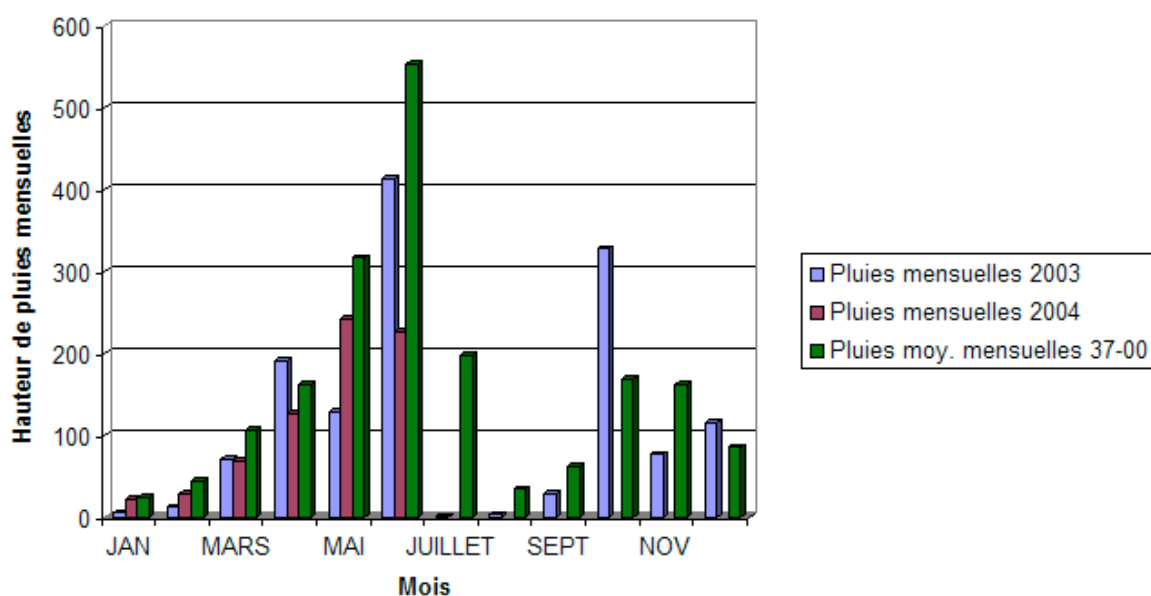


Figure 3: Variation des pluies mensuelles de la période de 1937 à 2000

II.3. Modèle numérique du terrain et hydrographie de la zone d'étude

Notre zone d'étude se trouve sur un terrain relativement plat avec une inclinaison vers le Nord-Est. Au Sud-Ouest de la zone, nous remarquons qu'il y a de grandes altitudes qui se caractérisent par la présence de bâtiment tel que la zone de Fret et l'aéroclub et de très faibles altitudes caractérisées par le Golfe de Guinée. Au Nord-Ouest de la zone d'étude nous voyons de faibles altitudes qui se caractérisent par la présence d'une étendue d'eau à proximité du site du projet. Cette étendue d'eau est la lagune Ebrié qui a une longueur de 140 km et une superficie de 560 km².

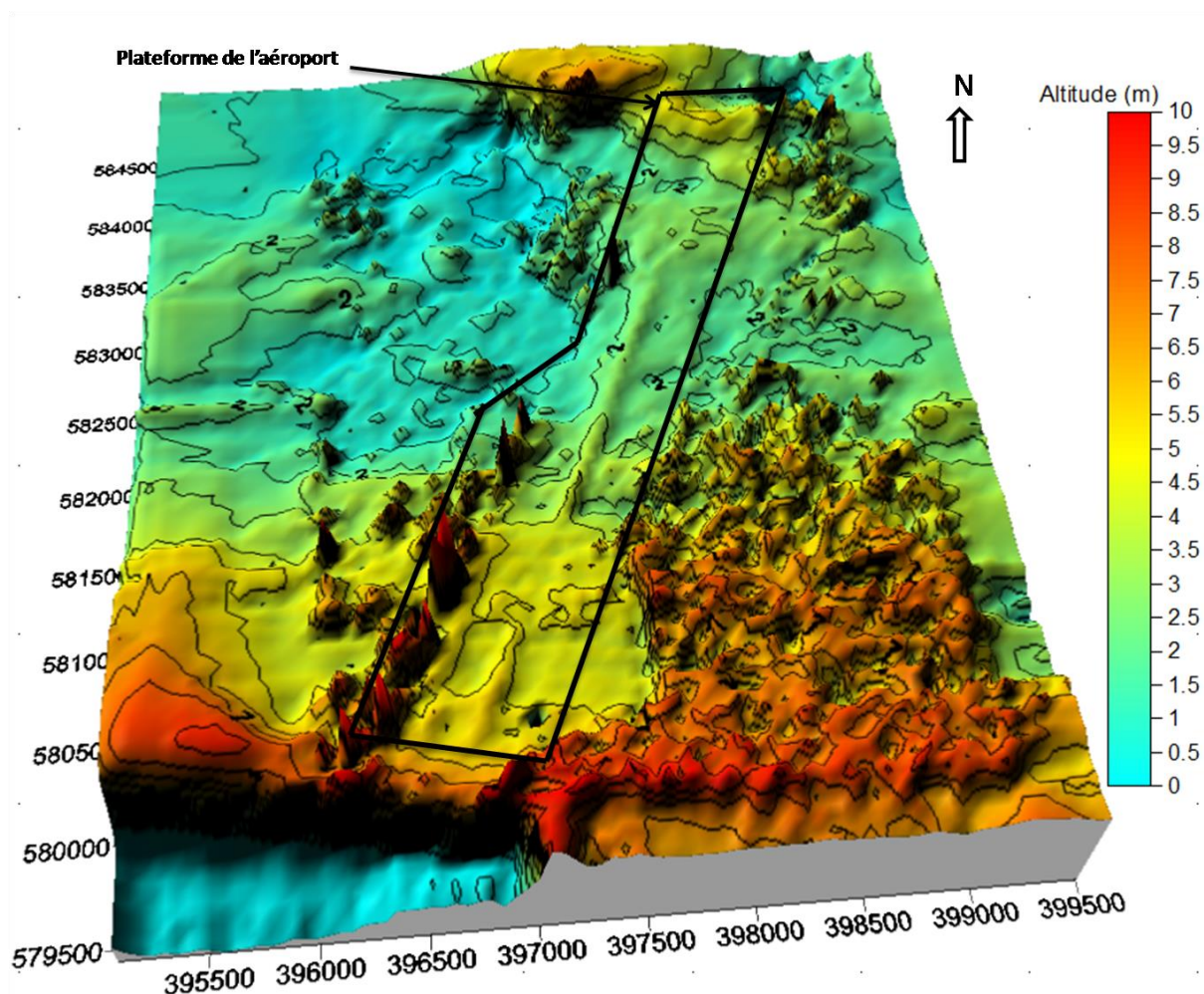


Figure 4: Modèle numérique de terrain de la zone d'étude

III. MATERIELS ET METHODES

III.1. Matériels

Pour la réussite de cette étude, il nous a été nécessaire d'avoir recours aux matériels suivant :

- Pour la délimitation des bassins versants, nous avons obtenu un plan cartographique LiDAR (Light Detection and Ranging) numérique au 1/1000^e de l'aéroport d'Abidjan.
- Les données hydrologiques utilisées dans ce rapport sont celles relatif à la ville d'Abidjan recueillies auprès de la SODEXAM.
- Nous avons utilisé les logiciels MENSURA V7, Hydrau_Gene et AutoCad Civil 3D qui nous ont permis de délimiter les bassins versants et de réaliser les différents calculs servant au dimensionnement des différents ouvrages.

III.2. Méthodes

III.2.1. Etude hydrologique

La base des données relative à la pluviométrie est logée à la Société d'Exploitation et de Développement Aéroportuaire et Météorologique (SODEXAM), située à la station Abidjan-Aéroport.

Le tableau ci-après indique les intensités maximales horaires à des pas de temps compris entre 10 et 240 mn pour des périodes de retour allant de 1 à 100 ans.

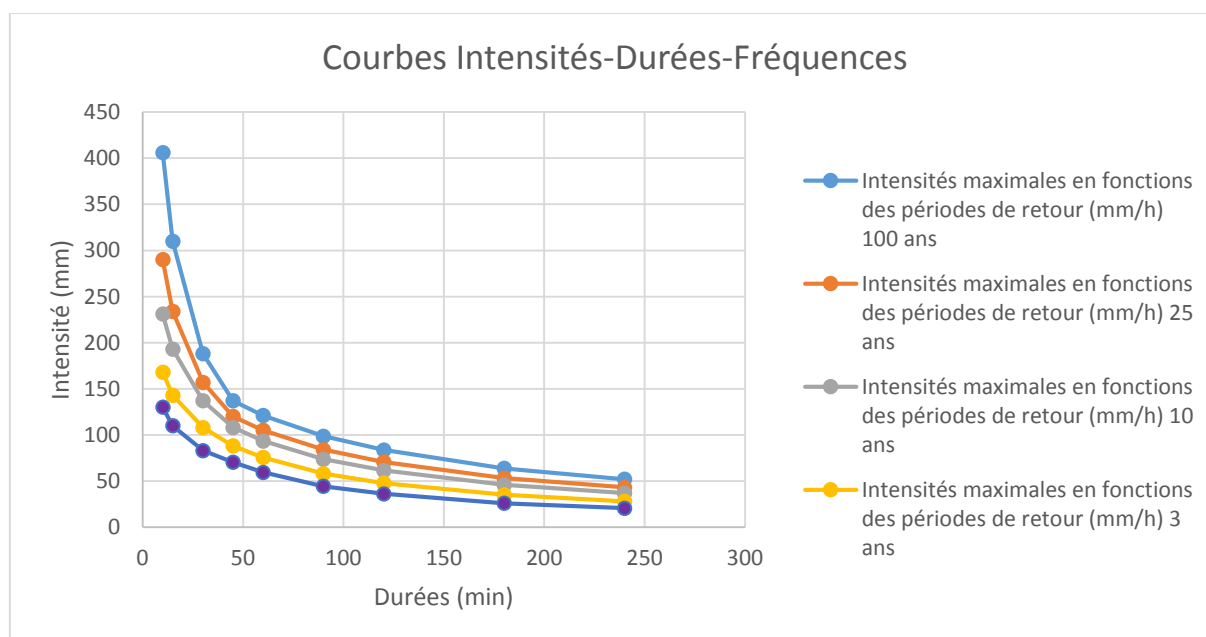


Figure 5: Intensité maximale horaire de la pluie en fonction de la période de retour

Détermination des paramètres du modèle de Montana

Deux plages de régressions ont été utilisées pour déterminer les paramètres de Montana : la plage de régression où la durée de l'averse est inférieure à 2 heures et celle où la durée est supérieure à 2 heures.

Ce choix est guidé par le fait que le modèle de Montana présente lors des ajustements aux maxima annuels un changement de pente entre les durées 1 heure et 2 heures. Les pluies ont généralement un caractère orageux, quand elles sont de durée inférieure ou égale à 1 heure (rarement 2 heures). Les pluies de durée supérieure à 2 heures sont pour la plupart des pluies de types « mousson » d'intensité plus faible et provenant d'une origine climatique différente.

III.3.1. Etude géotechnique

Cette étude a permis la détermination de la perméabilité du sol ainsi que le niveau de la nappe phréatique sur différents points de la zone d'étude pour le projet de construction de l'aire de stationnement sud. Une étude avait été faite courant 2015 et une autre a été réalisée début du 2^{ème} trimestre de 2016

Essais de perméabilité Lefranc à charge variable

L'essai consiste à injecter de l'eau dans un forage et à mesurer en fonction du temps, la variation de la hauteur d'eau qui tend à retrouver sa position d'équilibre.

Le débit qui pénètre dans le sol est : $Q = -S \times \frac{dh}{dt}$

D'après Lefranc : $Q = -S \times \frac{dh}{dt} = k \times m \times D \times h$

Avec : h : la charge finale ; S : la section du tubage ; t : le temps ; k : le coefficient de perméabilité ; m : coefficient de forme ; D : Diamètre du forage (cavité).

Cette équation permet l'évaluation du coefficient de perméabilité soit numériquement en utilisant directement les mesures soit analytiquement par intégration.

Dans le présent rapport, la méthode analytique a été utilisée. L'intégration de l'équation entre

0 et t (entre h_0 et h) donne : $t = - \frac{2,3 \times S \times \log\left(\frac{h}{h_0}\right)}{m \times D \times k}$

La perméabilité s'exprime alors par la relation :
$$k = - \frac{2,3 \times S \times \log\left(\frac{h}{h_0}\right)}{m \times D \times t}$$

Avec : h : la charge finale ; h_0 : charge initiale ; S : la section du tubage ; t : le temps ;
k : le coefficient de perméabilité ; m : coefficient de forme ; D : Diamètre du forage (cavité).

La réalisation de plusieurs mesures au cours du temps permet de tracer sur un diagramme semi-logarithmique la courbe des temps en fonction de logarithme de h/h_0 :

$t = f\left[\log\left(\frac{h}{h_0}\right)\right]$, qui est une droite de pente $-\frac{2,3 \times S}{m \times D \times k}$ permettant le calcul du coefficient de

perméabilité k à travers la formule : $k = - \frac{2,3 \times S}{m \times D} \times \frac{\Delta\left[\log\left(\frac{h}{h_0}\right)\right]}{\Delta t}$

III.2.3. Etude hydraulique

2.3.1. Délimitation des bassins versants

La délimitation des bassins versants se fera à partir d'un plan cartographique numérique au 1/1000^e. Cette délimitation nous permettra de déterminer les superficies associées à chaque bassin ainsi que leur contenu et leur exutoire possible.

2.3.2. Estimation des débits maximum aux exutoires

Les débits de pointe des bassins versants sont calculés par la méthode rationnelle.

La formule de base de la méthode rationnelle est la suivante :

$$Q = C \times i(t_c, T) \times A/360$$

Avec : Q: le débit (m³/s); I : l'intensité de la pluie (mm/h); C: le coefficient de ruissellement (adimensionnel); A: la surface (ha)

2.3.3. Coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement (C) se définit comme le rapport entre la hauteur d'eau ruisselée à la sortie d'une surface considérée (pluie nette) et la hauteur d'eau précipitée (pluie brute). Il est fortement influencé par l'imperméabilisation des surfaces mais aussi par le cloisonnement des surfaces de ruissellement (murs, remblais). Le coefficient de ruissellement de chaque bassin

versant est déterminé par pondération des coefficients unitaires. C'est coefficient unitaires sont appliqué en fonction de la nature du terrain ou de l'aménagement.

Pour cette étude, il sera utilisé selon la nature des surfaces les coefficients ci-après :

Tableau 1: Coefficient de ruissèlement

Nature de surface	Coefficient unitaire
Pavage, chaussées revêtues, terrasses et toitures	0,90
Habitation très dense, terre naturelle	0,60
Sols perméables avec végétation	0,20

Source : Guide technique de conception et dimensionnement des réseaux de drainage des aéroports

En cas d'association de bassin le coefficient de ruissèlement équivalent sera déterminé par la formule suivante :

$$C_{eq} = \frac{C_1 * A_1 + C_2 * A_2}{A_t}$$

2.3.4. Temps de concentration

Le temps de concentration T_c des eaux sur un bassin versant se définit comme le maximum de la durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydraulique entre le point le plus éloigné du bassin et l'exutoire de ce dernier.

Le temps de concentration sera évalué à l'aide de la formule de la FAA (Fédéral Aviation Agency).

$$t_c = \frac{3,26 \times (1,1 - C) \times \sqrt{D}}{\sqrt[3]{P}}$$

Avec : T_c : le temps de concentration (min) ; C : le coefficient de ruissèlement ; D : le plus long cheminement hydraulique (m) ; P : la pente (%)

En cas d'association de bassin, on prendra pour :

- Les bassins en séries : $\max \{t_{c1} + t_r ; t_{c2}\}$
- Les bassins en parallèles : $\max \{t_{c1} ; t_{c2}\}$

t_r : temps de concentration en réseau (min).

2.3.5. Période de retour

Une averse d'intensité moyenne maximale i sur une durée t survenant en moyenne toutes les T années, sera dite de période de retour T . Elle apparaît comme une durée moyenne, au sens statistique. La période de retour à retenir, est fonction des dommages dont on veut se prémunir. En vue de se mettre dans des conditions acceptables de sécurité, il a été envisagé, conformément au guide technique sur la conception et le dimensionnement des réseaux de drainage des aérodrômes, d'utiliser la période de retour de dix ($T= 10$) ans pour les ouvrages primaires et de traversées de voies importantes.

2.3.6. Intensité de la pluie

L'intensité de pluie i , pour un temps de concentration t_c (min) et une période de retour T est déterminé par la formule de Montana suivante :

$$i(t_c, T) = a(T) \times t_c^{b(T)}$$

Où $a(T)$ et $b(T)$ sont les paramètres de Montana déterminés pour une durée de retour T .

2.3.7. Détermination de la section des ouvrages

La détermination de la section ou de la capacité d'évacuation des ouvrages de drainage sera effectuée à partir de la formule de Manning Strickler. Cette formule donne le débit maximum admissible (Q_{max}) dans l'ouvrage, en fonction de la pente et des dimensions de cet ouvrage.

On a:
$$Q_{max} = K \times R_h^{\frac{2}{3}} \times \sqrt{I} \times S$$

Avec:

- K : le coefficient de rugosité ($K=70$ pour les canaux à parois bétonnés);
- R_h : le rayon hydraulique qui est égale au rapport de la section mouillée sur le périmètre mouillé ;
- I la pente longitudinale de l'ouvrage.

2.3.8. Condition de vitesse maximale et minimale – condition de pente maximale et minimale

Pour une section d'ouvrage donnée, on peut exprimer le débit ci-dessus par l'expression :

$$Q_{max} = V_{max} \times S$$

Avec V_{max} : vitesse maximale d'écoulement et S : Section mouillée de l'ouvrage.

Pendant le dimensionnement des ouvrages à ciel ouvert, il est nécessaire de vérifier que la vitesse n'est ni trop rapide ($V_{\max} \leq 3$ m/s pour les ouvrages primaires) pour éviter la dégradation des ouvrages, ni trop lente ($V_{\min} \geq 0,30$ m/s) pour garantir l'autocurage. On s'efforcera d'atteindre cette vitesse minimale, pour le dixième (1/10ème) du débit à pleine section des ouvrages. Ces conditions de vitesses maximales et minimales, fixent également celles des pentes.

2.3.9. Dimensionnement des bassins de retenue

Le volume des bassins de rétention est déterminé à partir de la méthode des pluies. Cette méthode découle directement des courbes IDF (Intensité-Durée-Fréquence) qui s'écrivent selon la formule de Montana. Ces courbes sont transformées en courbes HDF (Hauteur-Durée-Fréquence) avec la même période de retour. L'équation des courbes HDF est la suivante :

$$h(t, T) = a(T) \times t^b \times t$$

Où a et b sont les coefficients de Montana, t est le temps en minute et h la hauteur d'eau en mm.

Soit A la surface du bassin versant drainé, la surface active ou surface d'apport est défini par la formule suivante : $A_a = A \times C_a$

C_a : coefficient d'apport parfois sensiblement égale au coefficient de ruissèlement ; A : la surface drainée en hectare ; A_a : la surface d'apport en hectare.

Il est pris comme hypothèse que le débit de vidange du bassin de rétention (Q_v) est constant. De ce fait, le débit spécifique de vidange qui s'exprime comme une hauteur d'eau par unité de temps se détermine par la formule suivante.

$$q_v = \frac{Q_v}{A_a}$$

La hauteur vidangée au cours du temps s'écrit : $H_v = t \times q_v$

Le plus grand écart entre la courbe HDF et la hauteur vidangée donnera la hauteur d'eau maximale $H_{\max}$ à stocker (en hauteur de pluie) dans la structure de rétention.

Le volume à stocker se déduit ensuite par la formule : $V = H_{\max} \times A_a$

Le volume obtenu par la méthode des pluies avec vidange constante est à majorer par le coefficient ρ pour intégrer une vidange non constante. Ce coefficient se détermine par la formule suivante : $\rho = (\alpha + 1)^{-\left(1 + \frac{1}{b}\right)}$

Avec $\alpha = 0,5$ pour un orifice et $\alpha = 1,5$ pour un seuil.

2.3.10. Dimensionnement des séparateurs à hydrocarbure

Selon la théorie de base, le dimensionnement d'un séparateur peut être fait en fonction des trois paramètres suivants :

- La vitesse ascensionnelle des gouttelettes d'huile (V_t) en cm/s ;
- La surface horizontale minimale du séparateur (A_h) en m² ;
- La surface latérale minimale du séparateur (A_c) en m².

- **Vitesse ascensionnelle : V_t**

La vitesse ascensionnelle se calcul selon l'équation de la loi de Stokes :

$$V_t = \frac{2 \times r^2 \times g \times (\rho_e - \rho_f)}{9 \times \mu}$$

Avec :

r = rayon de la sphère en cm ;
 g = accélération de la pesanteur en cm/s² ;
 ρ_e = masse volumique de l'eau en g/cm³ ;
 ρ_f = masse volumique du fluide en g/cm³ ;
 μ = viscosité absolue de l'eau en poise ou en g/cm.

- **Vitesse d'écoulement : V_h**

La vitesse d'écoulement V_h doit être la plus petite des vitesses suivantes :

$$V_h = \min \{1,5 \text{ cm/s} ; 15 V_t\}$$

- **Calcul du facteur de turbulence**

Etude sommaire d'extension du réseau de drainage de l'aéroport Félix Houphouët Boigny d'Abidjan

Le facteur de turbulence et de court-circuitage est exprimé en fonction du rapport entre la vitesse d'écoulement et la vitesse ascensionnelle des gouttelettes du fluide en question. Les valeurs suggérées de F sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau 2: Facteur de turbulence F

V_h/V_t	F
20	1,74
15	1,64
10	1,52
6	1,37
3	1,28

Il est également possible d'exprimer sous forme graphique les valeurs du facteur de turbulence et de court-circuitage (F) en fonction du rapport des vitesses d'écoulement et la vitesse ascensionnelle tel qu'illustré à la figure suivante :

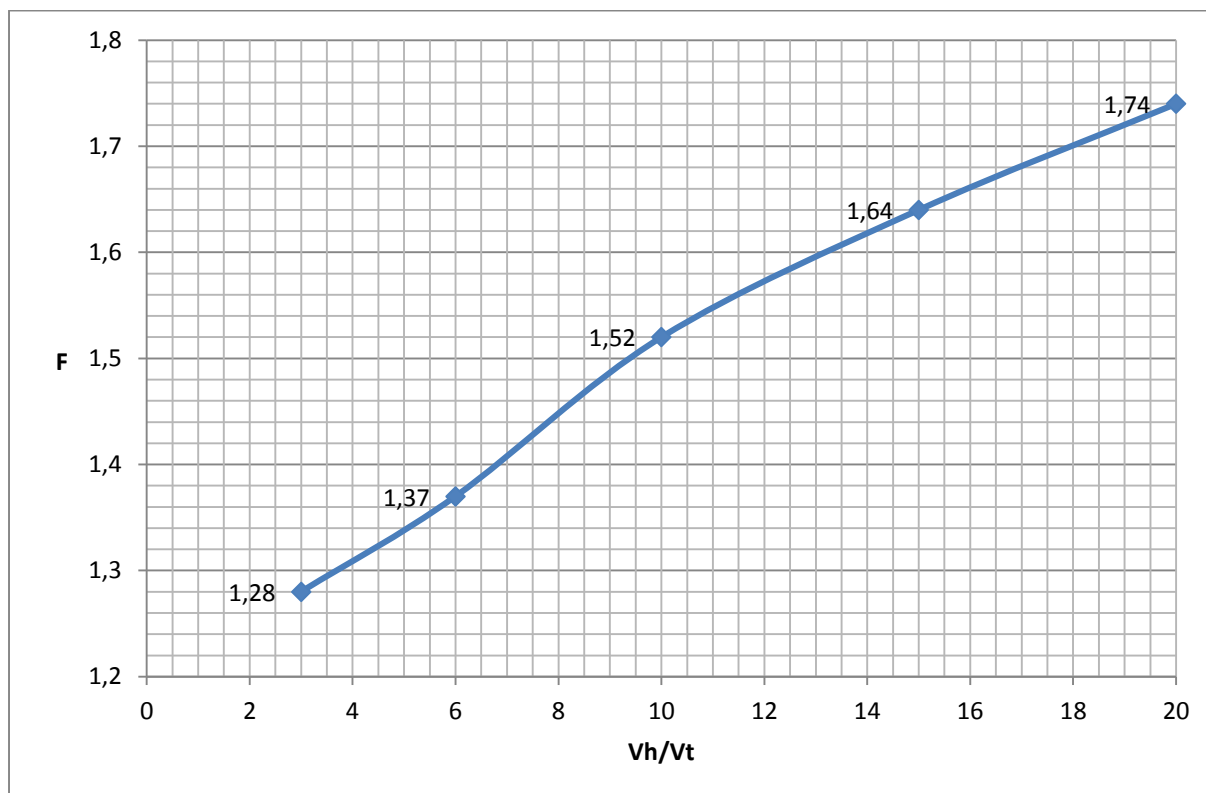


Figure 6: : Graphique de détermination du facteur de turbulence F

- **Calcul de la surface horizontale A_h et de la surface latérale A_c**
 - **Surface horizontale**

La surface horizontale interne du séparateur est déterminée par la formule suivante :

$$A_h = F \frac{Q \times 100}{V_t}$$

Avec :

A_h : surface horizontale en m^2 ;

Q : débit à traiter en m^3/s ;

V_t : vitesse ascensionnelle en cm/s ;

F : facteur de turbulence.

- **Surface latérale**

Elle se calcule selon l'expression suivante :

$$A_c = \frac{Q \times 100}{V_h}$$

Avec :

A_c : surface latérale en m^2 ;

Q : débit à traiter en m^3/s ;

V_t : vitesse d'écoulement en cm/s .

- **Dimensionnement du séparateur (zone de séparation)**

Les surfaces minimales horizontales et latérales étant déterminées, les dimensions du séparateur (type rectangulaire) peuvent être établies en fonction des paramètres suivants :

A_h = longueur (L) x largeur (B)

A_c = largeur (B) x profondeur d'eau (d)

Il est important de préciser que la profondeur d'eau ne doit pas être confondue avec la hauteur du séparateur. Le rapport d/B doit être de 0,3 à 0,5. La longueur du séparateur se détermine par la formule suivante :

$$L = F \times d \times \frac{V_h}{V_t}$$

Avec :

L : longueur (m) ;

d : profondeur d'eau (m) ;

V_h : vitesse d'écoulement (cm/s) ;

V_t : vitesse ascensionnelle (cm/s).

III.2.4. Etat des lieux et vérification de la capacité des ouvrages d'assainissement

IL s'agira dans cette partie de faire l'inventaire des ouvrages sur place et de vérifier leurs capacités à évacuer les débits futurs dus à l'imperméabilisation de nouvelle surface.

IV. RESULTATS

IV.1. Etude hydrologique

Les valeurs des paramètres de Montana obtenues après ajustement du modèle aux quantiles de pluie sont indiquées dans les tableaux suivant.

Tableau 3: Valeurs des paramètres de Montana pour une durée d'averse inférieure à 2 heures

Période de retour (ans)	Première plage de régression		
	Durée <2 heures		
	Paramètres		Corrélation
	a(T)	b (T)	R ²
100	1828	-0,66	0,99
50	1406	-0,62	0,99
20	1012	-0,56	0,99
10	786	-0,52	0,99
5	621	-0,49	0,99
2	451	-0,47	0,99
1	399	-0,47	0,99

Tableau 4: Valeurs des paramètres de Montana pour une durée d'averse supérieure à 2 heures

Période de retour (ans)	Première plage de régression		
	Durée >2 heures		
	Paramètres		Corrélation
	a(T)	b (T)	R ²
100	2177	-0,68	0,99
50	2135	-0,69	0,99
20	2100	-0,71	0,99
10	2077	-0,73	0,99
5	2030	-0,76	0,99
2	1904	-0,80	0,99
1	1835	-0,82	0,99

La valeur d'a(T) et b(T) qui sera retenue à la suite de cette étude :

Tableau 5: Valeurs des paramètres de Montana retenues

Période de retour (ans)	a(T) (mm/h)	b(T)
10	786	-0.52

IV.2. Etude hydrodynamique

Les essais réalisés dans les années 2015 et 2016 permettent d'obtenir des coefficients de perméabilité et des niveaux de nappe phréatique. Les tableaux ci-dessous contiennent les valeurs des résultats obtenus.

Etude sommaire d'extension du réseau de drainage de l'aéroport Félix Houphouët Boigny d'Abidjan

- Pour les coefficients de perméabilité

Tableau 6: coefficient de perméabilité calculé en 2015

Essai	EP1	EP2	EP3	EP4
Coefficient de perméabilité k (m/s)	$1,12 \times 10^{-6}$	$2,23 \times 10^{-6}$	$2,23 \times 10^{-6}$	$4,46 \times 10^{-7}$

Tableau 7: Coefficient de perméabilité calculé en 2016

Essai	EP
Coefficient de perméabilité k (m/s)	$1,18 \times 10^{-5}$

- Pour la nappe phréatique

Tableau 8: : Niveaux de la nappe observés lors des sondages en 2015

Sondage	PS1	PS2	PS3	PS4
Profondeur/Terrain naturel (m)	4,36	3,85	3,95	7,30

Tableau 9: Niveaux de la nappe observé lors des sondages en 2016

Sondage	PS1	PS2	PS3
Profondeur/Terrain naturel (m)	4,36	3,85	3,95

Le coefficient de perméabilité et le niveau de la nappe qui seront utilisés pour la suite de cette étude sont ceux de l'année 2016.

IV.3. Etude hydraulique

IV.3.1. Délimitation des bassins versants

La plateforme de l'aéroport a été subdivisée en seize (16) bassins versant dont certains ont des exutoires et d'autres pas (bassins endoréiques). (Voir figure suivante).

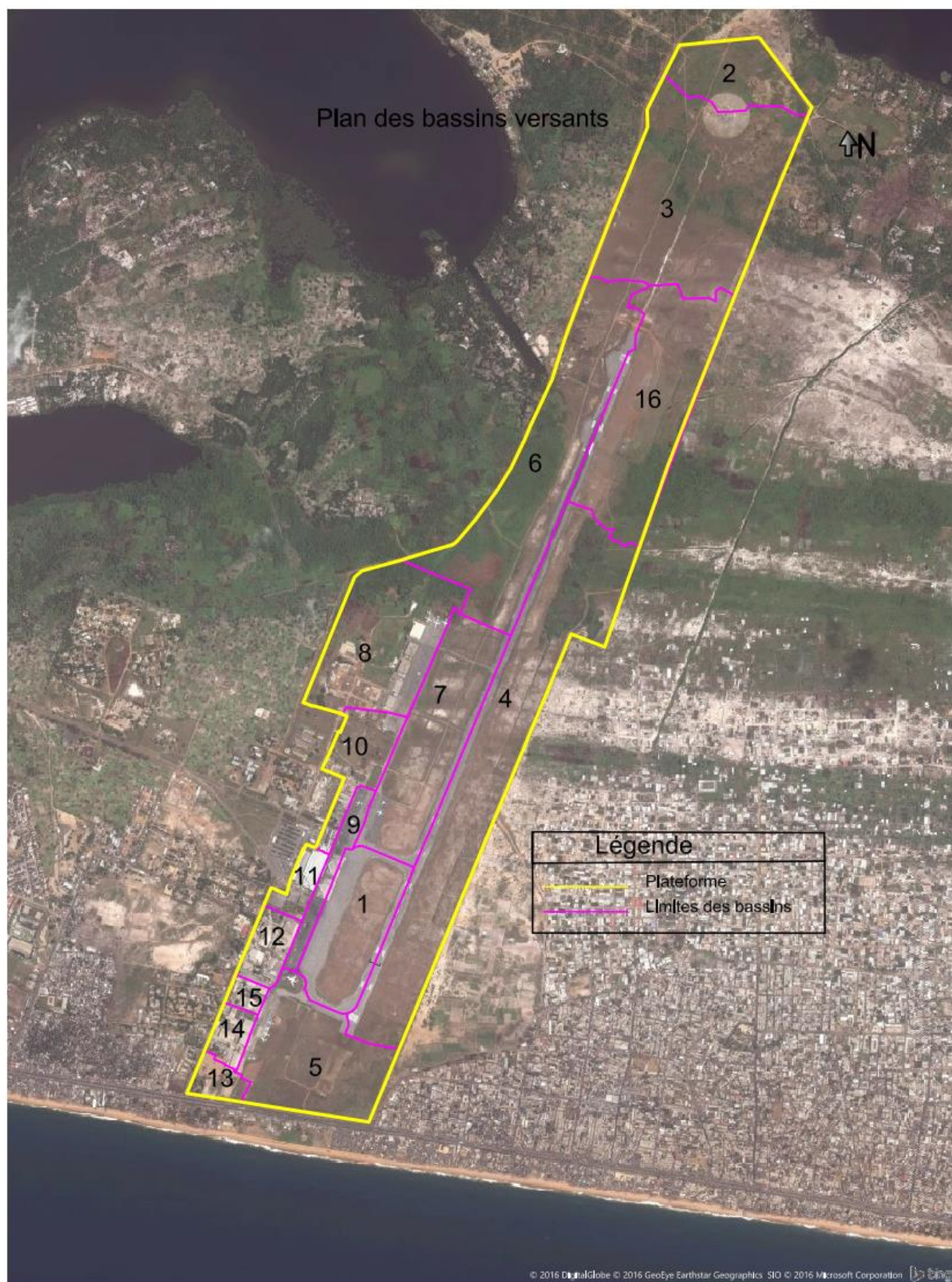


Figure 7: Plan des bassins versants

Etude sommaire d'extension du réseau de drainage de l'aéroport Félix Houphouët Boigny d'Abidjan

On remarque que la piste d'atterrissage partage la plateforme en deux grandes parties à savoir celle de l'Est constitué essentiellement d'espace vert où nous avons des infiltrations et un drainage à travers les ouvrages de franchissement sous la clôture et celle de l'Ouest qui contient les infrastructures et dont la plupart des eaux sont drainées vers le séparateurs à hydrocarbure. Le tableau suivant nous indique le principe d'écoulement des eaux et les exutoires sur chaque bassin.

Tableau 10: Caractéristiques des bassins versants

Bassin	Surface (ha)	Contenant	Exutoire
BV1	18,95	Espace vert majoritairement et une partie de la piste	Infiltration dans les dépressions du sol et ruissellement vers B7 après stagnation
BV2	12,68	Espace vert uniquement	Vers la lagune
BV3	49,72	Espace vert uniquement	stagnation et infiltration sur place
BV4	95,80	Espace vert majoritairement et une partie de la piste	draine les eaux vers son exutoire à l'extérieur de la plateforme (lagune)
BV5	25,201	Espace vert majoritairement et une partie de la piste et du bitume des installations	draine les eaux vers BV4 avec des infiltrations
BV6	44,00	Espace vert majoritairement et une partie de la piste ainsi que la station météo ASECNA	infiltration sur place et évacuation vers la lagune
BV7	27,84	Espace vert majoritairement et une partie de la piste	Infiltration sur place
BV8	29,05	Espace vert uniquement	Infiltration dans le sol
BV9	5,32	Espace entièrement bitumé	une partie vers le séparateur à hydrocarbure et l'autre vers le BV7
BV10	7,80	Espace vert uniquement	Infiltration dans le sol

Bassin	Surface (ha)	Contenant	Exutoire
BV11	3,76	Locaux de l'aérogare international et du pavillon présidentiel	drainage par des canaux vers son exutoire (inconnu)
BV12	5,28	Toiture de la zone de FRET	Vers le séparateur à hydrocarbure
BV13	3,21	Aérogare Sud et voie de parking	drainage vers puits d'infiltration
BV14	3,55	Toiture de l'entrepôt DHL et l'aéroposte	drainé vers BV 5 et vers le séparateur à hydrocarbure
BV15	1,84	Zone d'aviation civil	drainé vers le séparateur à hydrocarbure
BV16	35,58	Espace vert majoritairement et une partie de la piste	draine les eaux vers son exutoire à l'extérieur de la plateforme (lagune)

IV.3.2. Estimation des débits maximum aux exutoires

Les débits de chaque bassin versant ont été calculés à partir des paramètres d'études retenus.

Les résultats de calculs sont donnés dans le tableau ci-après :

Tableau 11: tableau des débits dans les bassins versants

Bassin	Période de retour	A (ha)	I %	L (m)	C	Tc (min) en surface	Intensité i (mm/min)	Débit Q (m3/s)
BV1	10	18,953	0,1	314,52	0,53	71,47	1,42	2,368
BV2	10	12,682	0,3	230,25	0,2	63,66	1,51	0,64
BV3	10	49,72	0,2	613,01	0,2	128,88	1,05	1,739
BV4	10	60,655	0,2	702,68	0,27	115,11	1,11	2,983
BV5	10	25,205	0,2	505,11	0,46	85,68	1,29	2,516
BV6	10	44,005	0,4	338,3	0,38	56,34	1,61	4,534
BV7	10	27,838	0,3	118,43	0,43	37,66	1,99	3,934
BV8	10	27,352	0,1	290,44	0,2	99,9	1,2	1,092
BV9	10	5,32	0,1	240,96	0,9	22,7	2,58	2,065
BV10	10	9,455	0,5	325,2	0,2	68,12	1,46	0,461
BV11	10	3,757	0,3	98,77	0,6	24,08	2,5	0,943

Bassin	Période de retour	A (ha)	I %	L (m)	C	Tc (min) en surface	Intensité i (mm/min)	Débit Q (m3/s)
BV12	10	5,283	0,3	241,06	0,6	36,94	2,01	1,062
BV13	10	3,208	0,4	265,21	0,7	28,02	2,32	0,865
BV14	10	3,551	0,3	125,16	0,6	27,51	2,34	0,834
BV15	10	1,842	0,4	142,57	0,6	27,12	2,36	0,435
BV16	10	35,576	0,2	288,09	0,24	83,83	1,31	1,831

A : Surface du bassin ; C : Coefficient de ruissellement ; I : Pente moyenne ; Ts : Temps de ruissellement avant entrée dans le réseau ; i : Intensité de la pluie ; Q : Débit du bassin seul.

IV.4. Etat des lieux et vérification de la capacité des ouvrages d'assainissement

IV.4.1. Inventaire des ouvrages d'assainissement de la zone d'étude

A l'issue d'une visite de terrain, l'inventaire des ouvrages d'assainissement existant au niveau de la plateforme a été effectué. Le plan d'aménagement du site (figure 7) nous montre l'emplacement des différents ouvrages présent sur le site

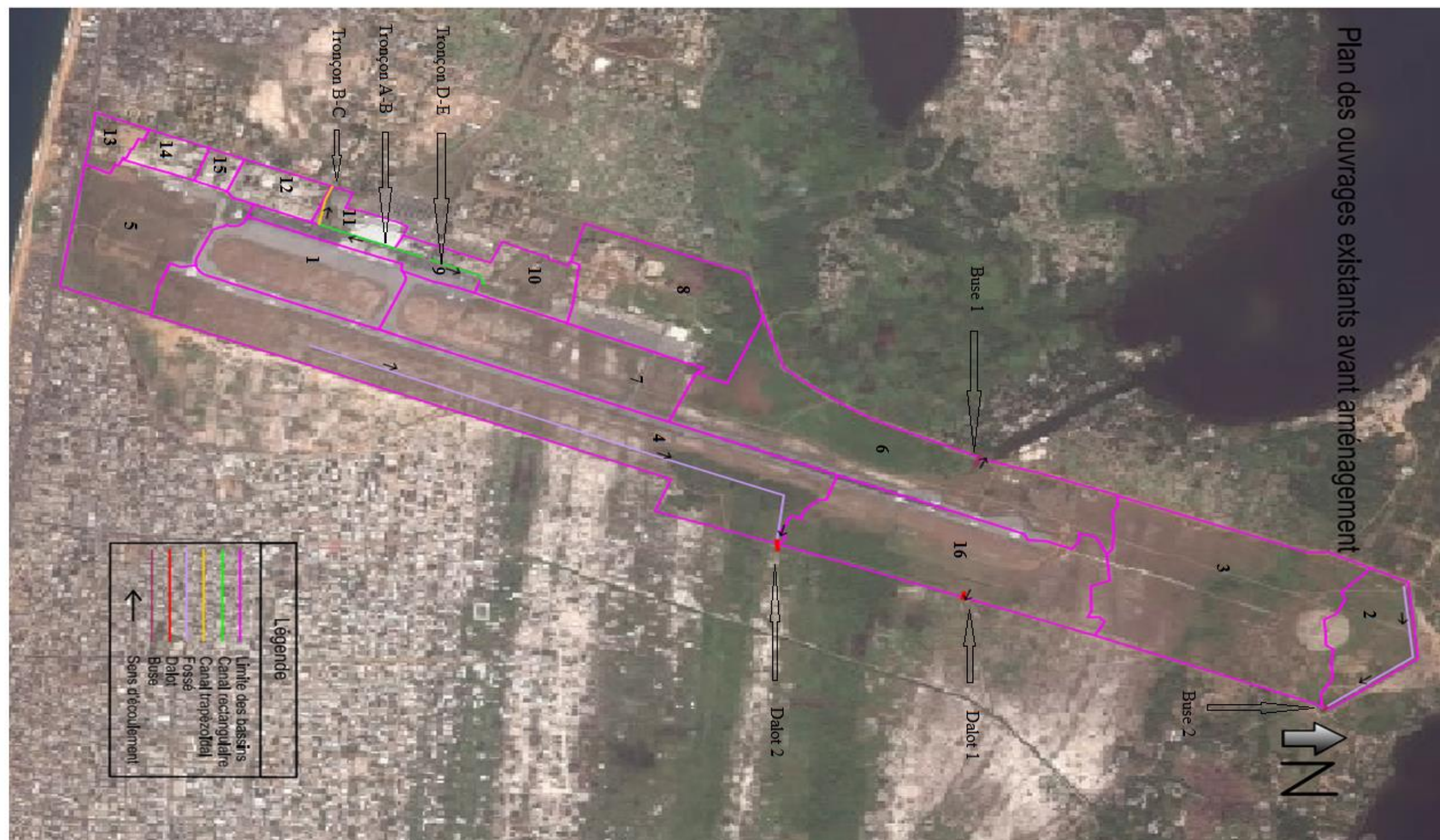


Figure 8: Plan des ouvrages existants avant aménagement

Etude sommaire d'extension du réseau de drainage de l'aéroport Félix Houphouët Boigny d'Abidjan

Le tableau ci-dessous décrit l'état des ouvrages sur place.

Tableau 12: Inventaire des ouvrages de la plateforme aéroportuaire

LOCALISATION	OUVRAGES	DIMENSIONS	ETAT	OBSERVATIONS
Dans l'enceinte de la Centrale électrique ASECNA	Caniveau rectangulaire en partie recouvert de dalettes. (Tronçon D-E)	Section 60 cm X 50 cm	Bon	Ce tronçon de caniveau commence au niveau du restaurant d'ASECNA avec la section de 60 cm x 50 cm et arrive dans le milieu naturel au niveau de la caserne des sapeurs-pompiers avec une section de 70 x 60.
		Section 70 cm X 60 cm	Bon	
Au niveau de l'aire de stationnement le long de la clôture de la Centrale électrique ASECNA	Double Caniveau à grille (Tronçon A-B)	2 x Section 60 cm X 50 cm	Bon	Ces tronçons de caniveau présentent un dysfonctionnement depuis le PCE (Poste de Coordination Escale) jusqu'à l'entrée du Salon Ministériel du fait de leur colmatage. Ces deux caniveaux contiennent également de nombreux câbles électriques.
Dans l'enceinte du Pavillon Présidentiel	Batterie de trois (03) Buses + Canal trapézoïdal (Tronçon B-C)	3 x Ø 600 mm	Bon	Les buses débouchent sur un canal de section 300 cm X 190 cm X 90 cm. Les eaux pluviales des aires de stationnement sont acheminées vers le séparateur d'hydrocarbures à partir de ces ouvrages.
		Section 300 cm x 190 cm x 90 cm		
En dessous du taxiway alpha	Buse	Ø 800 mm	Bon	Il fonctionne comme un trop-plein d'un bassin versant à un autre.
Du côté Nord-est sous la clôture de la plateforme	Dalot (2)	Section 150 cm x 100 cm	Bon	Permet le drainage des eaux de la partie Est de la piste à l'extérieur de la clôture dans un fossé en terre qui débouche à la lagune
Au niveau du GLIDE du côté Nord-est sous la clôture de la plateforme	Dalot (1)	Section 100 cm x 100 cm	Bon	Permet le drainage des eaux de la partie Est de la piste à l'extérieur de la clôture dans un fossé en terre qui débouche à la lagune.

LOCALISATION	OUVRAGES	DIMENSIONS	ETAT	OBSERVATIONS
Au niveau de la Station Météo Asecna	Canal trapézoïdal (Buse 1)	Section 280 cm x 170 cm x 70 cm	Bon	Permet le drainage des eaux de la partie Nord-ouest de la piste à l'extérieur de la clôture dans une batterie de deux (02) buses Ø 800 mm qui débouche à la lagune.
		2 x Ø 800 mm		
Sous la clôture de la plateforme	Buse (2)	Ø 1000 mm	Bon	Permet le drainage des eaux de la partie Nord Est à l'extérieur de la clôture.
En face de l'Aérogare Sud	Système de Bassins d'infiltration	2 unités	Bon	Permet l'infiltration d'eaux pluviales de l'Aérogare Sud

Il a été constaté la présence de plusieurs fossés qui acheminent les eaux pluviales soit dans la nature soit vers la lagune (voir figure 7). Les eaux pluviales de la plateforme s'infiltrant en grande partie dans le sol du fait d'une végétation étendue sur une grande partie de celle-ci.

IV.4.2. Vérification de la capacité des ouvrages

Cette vérification consiste à comparer la capacité des ouvrages à l'apport qui sera engendré par une pluie exceptionnelle d'occurrence décennale après imperméabilisation des nouvelles surfaces.

Les bassins versants sont donnés pour chaque ouvrage associé dans le tableau suivant :

Tableau 13: Bassins versants et ouvrages associés

Bassins versants	Ouvrages associés
BV9 {A= 5,32 ha ; C = 0,90 ; Q_p = 2,065 m³/s}	Double caniveaux rectangulaire 60 cm x 50 cm de longueur 943 (tronçon A-B).
BV11 {A= 3,757 ha ; C = 0,60 ; Q_p = 0,943 m³/s}	Un canal trapézoïdal 300 cm X 190 cm X 90 cm puis se dirige vers le séparateur d'hydrocarbure (tronçon B-C).
BV10 {A= 9,455 ha ; C = 0,20 ; Q_p = 0,461 m³/s}	Un caniveau rectangulaire 60 cm x 50 cm de longueur 108,5 ml se terminant avec une section de 70 cm x 60 cm de longueur 14 ml (tronçon D-E)
BV6 {A= 44,005 ha ; C = 0,4 ; Q_p = 4,534 m³/s}	Un canal trapézoïdal 280 cm x 170 cm x 70 cm de longueur 77 ml permet de drainer les

	eaux pluviales par 2 buses Ø 800 vers la lagune. (Buse 1)
BV4 {A= 60,655 ha ; C = 0,27 ; Q_p = 2,983 m³/s}	Dalot 2, ouvrage de franchement sous la clôture (Dalot 150 cm x 100 cm).
BV2 {A= 12,682 ha ; C = 0,20 ; Q_p = 0,640 m³/s}	Buse 2, ouvrage de franchement sous la clôture (Buse Ø 1000).
BV16 {A= 35,576 ha ; C= 0,24 ; Q_p = 1,831 m³/s}	Dalot 1, ouvrage de franchement sous la clôture (Dalot 100 cm x 100 cm).
BV1 {A= 18,953 ha ; C= 0,53 ; Q_p = 2,368 m³/s} BV3 {A= 49,720 ha ; C = 0,20 ; Q_p = 1,739 m³/s} BV7 {A= 27,838 ha ; C = 0,43 ; Q_p = 3.934 m³/s} BV8 {A= 27,352 ha ; C = 0,20 ; Q_p = 1.092 m³/s} BV13 {A= 3,208 ha; C = 0,70; Q_p = 0,865 m³/s}	Ces bassins versant ne contiennent pas de réseaux de drainage. Les eaux pluviales d'infiltrer sur place dans le sol et souvent à partir de puits d'infiltration.

Pour effectuer cette vérification, nous avons redimensionnés ces ouvrages pour une pluie décennale après imperméabilisation et les avons comparés avec ceux existant sur la plateforme. Les résultats sont dans le tableau ci-après :

Tableau 14: Vérification de la capacité des ouvrages

Débit à évacuer Q (m ³ /s)	Pente de l'ouvrage I (%)	Vitesse effective V (m/s)	Ouvrages obtenus pour une pluie décennale	Ouvrages existants	Observations sur la capacité des ouvrages
2.065	0.1	1.28	Caniveaux 170 x 100 cm. Soit S _m = 1,50 m ²	Double caniveau rectangulaire 60 cm x 50 cm. Soit S _u = 0,6 m ²	Insuffisant
0.461	0.5	1.62	Caniveaux 80 x 70 cm. Soit S _m = 0,53 m ²	Caniveau rectangulaire 60 cm x 50 cm puis caniveau 70 cm x 60 cm. Soit S _u = 0,42m ²	Insuffisant

Débit à évacuer Q (m ³ /s)	Pente de l'ouvrage I (%)	Vitesse effective V (m/s)	Ouvrages obtenus pour une pluie décennale	Ouvrages existants	Observations sur la capacité des ouvrages
2.752	0.3	2.08	Canal trapézoïdal 270 cm x 200 cm x 70 cm. Soit $S_m = 1,32$ m ²	Canal trapézoïdal 300 cm x 190 cm x 90 cm. Soit $S_u = 2,2$ m ²	Suffisant
2.668	0.2	1.78	Ouvrage de franchissement : Dalot 200 cm x 100 cm soit $S_m = 1,63$ m ²	Ouvrage de franchissement : Dalot 150 cm x 100 cm soit $S_u = 1,5$ m ²	Insuffisant
1.748	0.2	1.6	Ouvrage de franchissement : Dalot 120 cm x 100 cm soit $S_m = 1,13$ m ²	Ouvrage de franchissement : Dalot 100 cm x 100 cm soit $S_u = 1,0$ m ²	Insuffisant
0.568	0.3	1.5	Ouvrage de franchissement : Buse Ø 800 évacuant 0,644 m ³ /s à 80%	Ouvrage de franchissement : Buse Ø 1000 évacuant 0,954 m ³ /s à 80%	Suffisant

S_u : la section utile de l'ouvrage ; S_m : la section mouillée, représentant la section de passage des eaux pluviales

Le tableau ci-dessus montre que les capacités des ouvrages d'assainissement en place seront inadaptées pour la majorité à l'évacuation d'une pluie d'occurrence décennale après imperméabilisation. De ce fait, il faut envisager soit l'agrandissement des sections soit l'augmentation du nombre d'ouvrage.

IV.4.3. Gestion de la pollution

Les différentes formes de pollutions des eaux de ruissellement se distinguent en fonction de leur fréquence. On parle donc de :

- **Pollution Chronique** : elle est due aux activités régulières sur la plateforme aéroportuaire. Elle concerne principalement les hydrocarbures et matières en suspension (MES).
- **Pollution Accidentelle** : elle est due à la suite de déversement accidentelle de matières polluantes sur la plateforme aéroportuaire.
- **Pollution Saisonnière** : elle est liée à l'exploitation hivernale et à l'utilisation de produits phytosanitaires pour l'entretien des bandes de pistes.

Le traitement des pollutions chroniques et accidentelles requière la mise en place de séparateurs et de débourbeurs et concernent généralement les aires de stationnement. Actuellement, l'aire de stationnement de l'aéroport d'Abidjan dispose effectivement d'un séparateur à hydrocarbures. Le séparateur à hydrocarbures fonctionne correctement après l'opération d'entretien et de maintenance réalisée en juillet 2015 par le service de maintenance de l'AERIA. Cependant la capacité de traitement de cet ouvrage n'est pas connue.

Sur les aires de manœuvre (taxiway et pistes), les quantités d'hydrocarbures étant généralement négligeables seules les MES (matière en suspensions) doivent être prisent en compte. Présentement, aucun ouvrage spécifique n'existe et aucun ouvrage ne serait nécessaire dans la mesure où les eaux pluviales s'infiltrant directement dans le milieu naturel.

Concernant les pollutions saisonnières, les conditions climatiques locales ne nécessitent pas l'usage de produits de dégivrage ou de déverglaçage.

IV.5. Proposition technique

Au vu de l'incapacité des ouvrages actuels au drainage des eaux pluviales qui résulteront de l'imperméabilisation de nouvelles surfaces, il est nécessaire d'envisager soit l'agrandissement des sections soit l'augmentation du nombre d'ouvrage de drainage pour éviter l'inondation de la plateforme. Pour ce faire, nous avons alors analysé deux (2) variantes techniques en vue du drainage de la plateforme. Ces variantes sont ci-après décrites

IV.5.1. Description des travaux des variantes

5.1.1. Variante A

Il s'agit de faire :

- La réalisation d'un canal qui va recueillir les eaux pluviales au pied de l'extrémité de la bande Est du taxiway parallèle et les diriger vers l'exutoire du bassin versant n°6.
- La réalisation d'un bassin de rétention interconnectée par une conduite déversant les eaux après une pluie dans un séparateur à hydrocarbures puis dans un canal trapézoïdal qui acheminera les eaux en dehors de la plateforme par une buse dans le bassin versant n°5.

Le séparateur à hydrocarbure aura pour but comme son nom l'indique de séparer les hydrocarbures des eaux avant rejet dans la nature pour un souci de protection de l'environnement, le bassin tampon quant à lui servira à réguler le débit entrant dans le séparateur à hydrocarbure.

Le plan d'aménagement de cette variante se présente comme dans la figure 9.

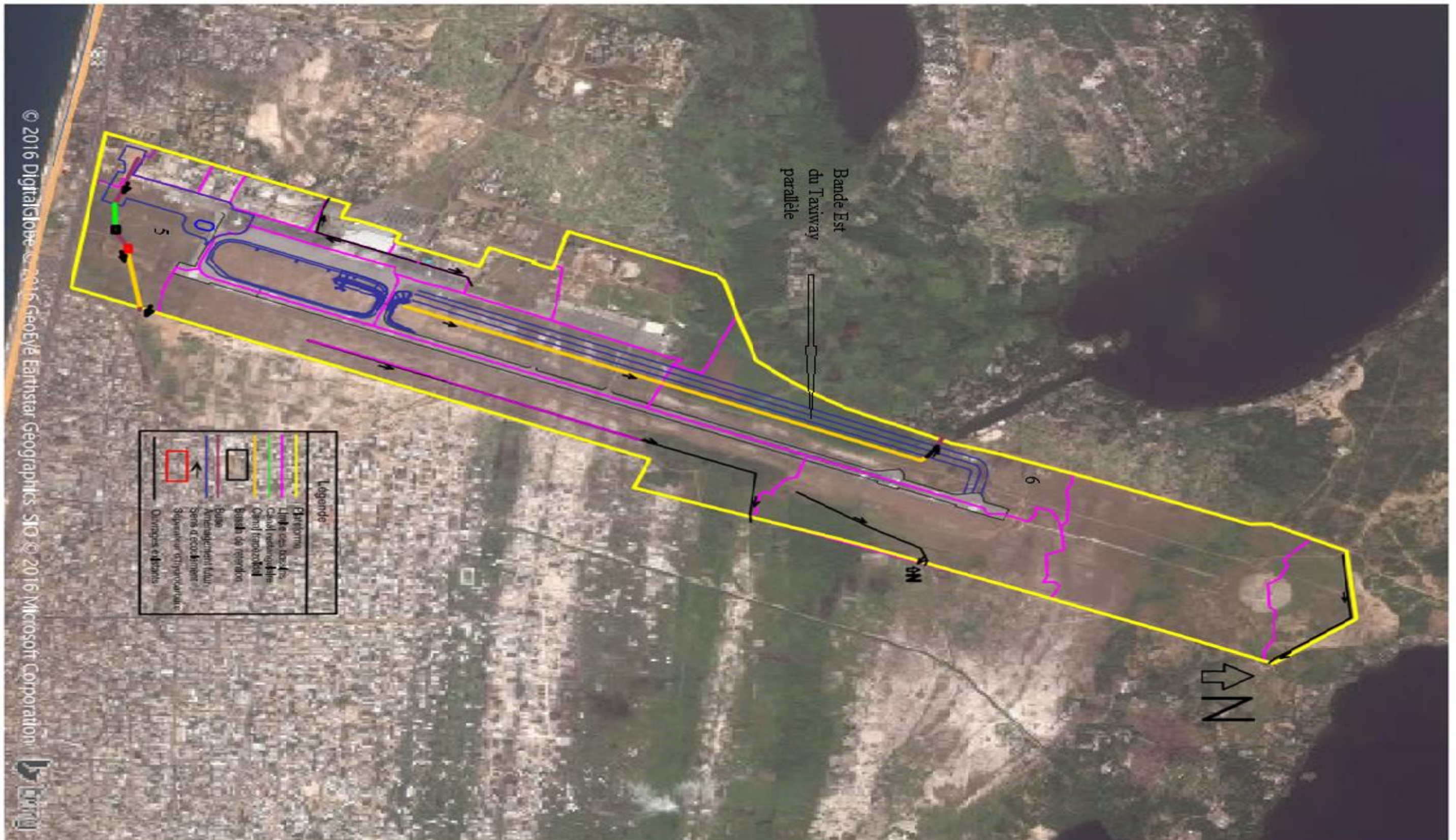


Figure 9: Plan d'aménagement de la variante A

5.1.2. Variante B

Dans cette variante, il s'agit tout d'abord de réaliser un bassin de rétention qui acheminera les eaux vers un séparateur d'hydrocarbures puis, à la différence de la variante A, drainer ses eaux vers un canal qui va longer le taxiway parallèle et se déverser dans l'exutoire du bassin versant 6 (la lagune).

Le plan d'aménagement de cette variante se présente comme dans la figure 10.

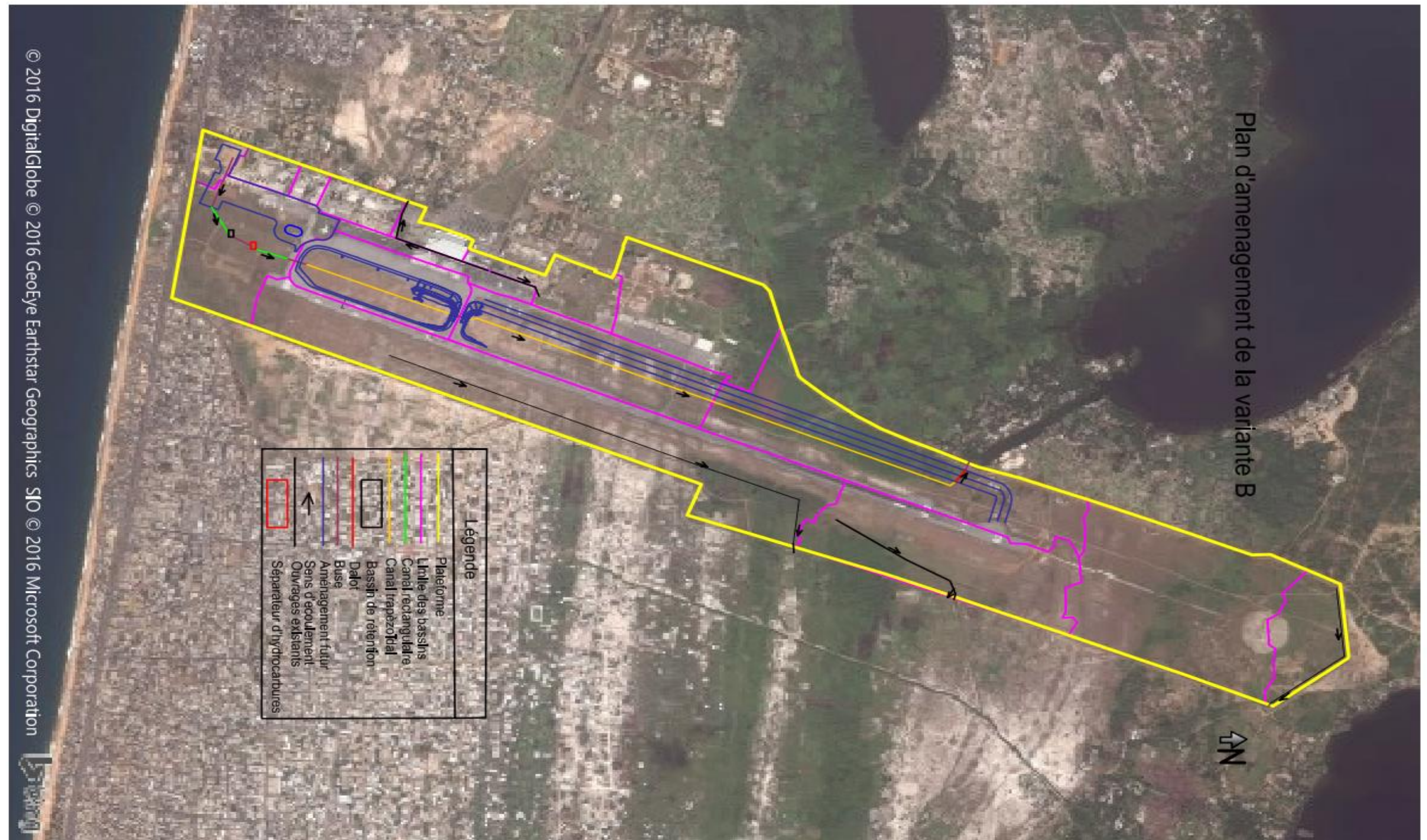


Figure 10: Plan d'aménagement de la variante B

IV.5.2. Caractéristique des ouvrages des différentes variantes

5.2.1 Variante A

Le dimensionnement des ouvrages nécessaires au drainage des eaux pluviales du site de projet et de son environ se présente comme suit :

Tableau 15: Dimensionnement des ouvrages de la variante A

N° Bassin	I (%)	L (m)	Bassin d'influence					Ø theor.	Type	Référence	Ve (m/s)	Hr (m)	Tr (min)	Tc aval (min)
			A (ha)	C	Ts (min)	i (mm/min)	Q (m³/s)							
7	0,3	1009,06	27,838	0,43	46,66	1,78	3,934		Trap.	290 X 200 X 90	2,32	0,72	7,25	53,91
7 et 6	0,3	1010,72	71,843	0,40	56,34	1,61	7,712		Trap.	330 X 200 X 130	2,80	1,08	6,02	62,36
7 et 6	0,3	64,15	71,843	0,40	62,36	1,53	7,315		Dalot	200 X 150	2,66	1,37	0,40	62,76
7 et 6	0,3	42,27	71,843	0,40	62,76	1,52	7,291	1988	Buse	2000	2,80	1,60	0,25	63,01
Caractéristique des ouvrages du taxiway parallèle														
13	0,4	240,86	3,208	0,70	28,02	2,32	0,865	847	Buse	900	1,90	0,72	2,11	30,13
13 et 5	0,4	109,74	10,321	0,84	30,13	2,23	3,213		Rect.	150 X 100	2,43	0,88	0,75	30,89
13 et 5	0,4	72,46	10,321				0,120	404	Buse	500	1,3	0,40	0,93	0,93
13 et 5	0,4	265,65	28,413	0,49	85,68	1,29	3,004		Trap	275 X 200 X 75	2,37	0,55	1,87	87,55
13 et 5	0,4	23,25	28,413	0,49	87,55	1,28	2,971	1345	Buse	1400	2,5	1,12	0,16	87,70
Caractéristique des ouvrages de l'aérogare Sud														
1	0,1	70,4	18,953	0,53	71,47	1,42	2,368	1588	Buse	1600	1,20		0,98	72,45

Les ouvrages contenus dans le bassin versant 7 et 6 servent à l'assainissement du taxiway parallèle et ceux des bassins 13 et 5 à l'assainissement de l'aérogare Sud. Notons que l'ouvrage contenu dans le bassin 1 sert uniquement à envoyer le trop plein d'eau du bassin 1 vers le bassin 7.

a- Détermination du volume total des bassins de retentions

Il s'agit de favoriser l'évacuation des eaux pluviales à un débit contrôlé vers le séparateur à hydrocarbure. La surface concernée est de 10,312 ha.

La création d'un bassin de rétention doit prendre en compte les contraintes suivantes :

- Côte du fond du bassin doit être en dessous de la côte fil d'eau de l'ouvrage d'alimentation ;
- Côte des plus hautes eaux dans le bassin doit être inférieure à la côte fil d'eau des conduites
- Pas d'inondation en période de crue ; Temps de vidange complet du bassin < 24h

Les hypothèses de calculs sont les suivantes :

- Débit de fuite = $0,600 \text{ m}^3/\text{s}$
- Le niveau de la nappe est entre 4 m et 8 m de profondeur par rapport au terrain en place
- Coefficient d'apport : 0,80

Les résultats obtenus sont les suivants :

Tableau 16: Résultat des calculs du volume du bassin de rétention

Surface d'apport (ha)	8,257
Hauteur équivalente q (mm/h)	26,160
Hauteur maximale H (mm)	80.010
Volume total obtenu des bassins de rétention (m^3)	6606,308
Coefficient de vidange non constante	1,45
Volume total définitif des bassins rétention (m^3)	9579,14
Durée de vidange des bassins de rétention (h)	4 h 25 min

Ci-après, la figure de la courbe de calcul de la hauteur maximale déterminée.

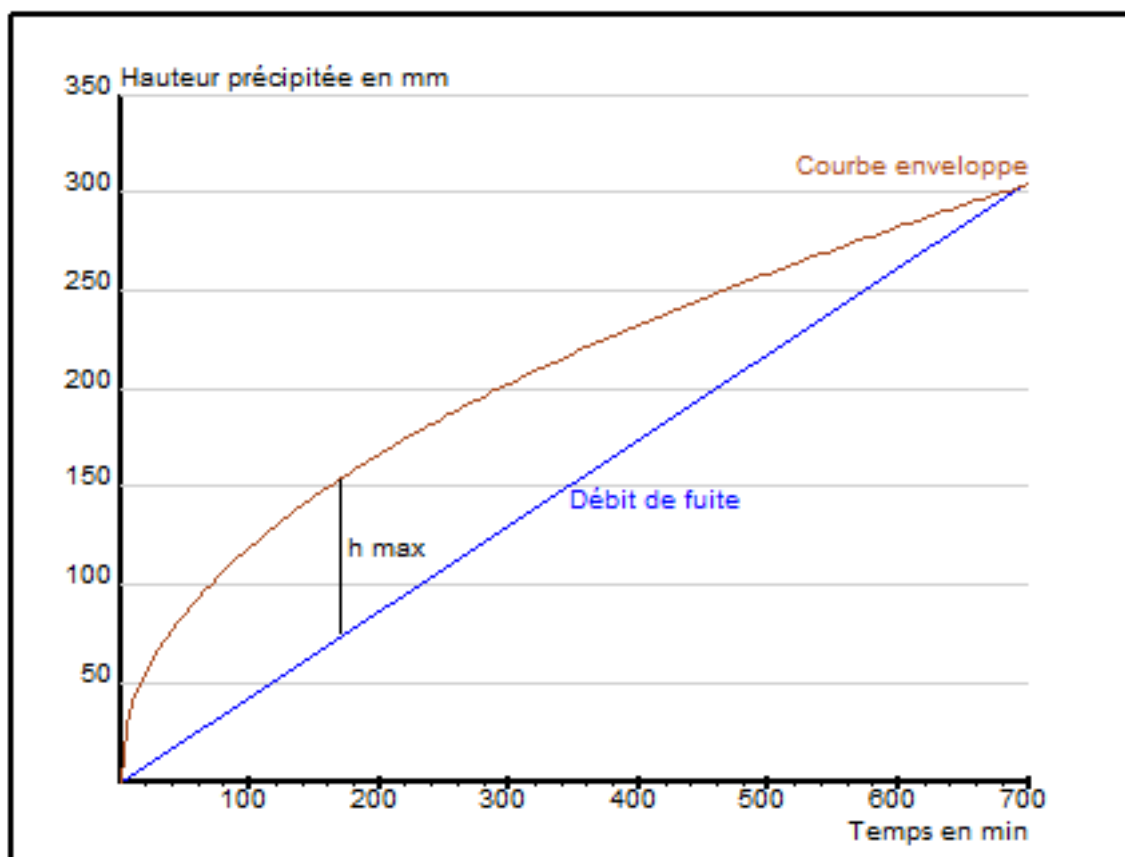


Figure 11: Détermination de la hauteur d'eau maximale

Choix du nombre et des caractéristiques des bassins de rétention

Les nombres de bassins de rétention selon leurs dimensions, volume utile total de 9 579 m³ (débits de fuite de 0,6 m³/s) pour le drainage des eaux de l'aire de stationnement Sud sont données dans le tableau ci-après.

Nombre de bassins	Dimensions			Volume calculé
	h	l	L	
Hauteur imposée = 2 m				
5	2	24	40	9600
6	2	20	40	9600
Hauteur imposée = 2,5 m				
5	2,5	22	36	9900
6	2,5	18	36	9720

Nous retiendrons cinq (5) bassins de rétention/tampon de forme parallélépipède rectangle (ou pavé droit) de dimensions **40 m x 24 m x 2 m** (voir annexe)

b- Détermination de la capacité du séparateur d'hydrocarbures (Méthode de calcul API : American Petroleum Institute)

Les hypothèses de calculs sont les suivantes :

- Débit à traiter = 20% du débit de fuite = $0,12 \text{ m}^3/\text{s}$;
- Masse volumique de l'eau = $0,999 \text{ g/cm}^3$;
- Masse volumique kérosène = $0,79 \text{ g/cm}^3$;
- Viscosité absolue de l'eau = $0,0112 \text{ poise}$ ou g/cm.s ;
- Intensité de pesanteur = 981 cm/s^2
- Diamètre de gouttelette de kérosène = $0,015 \text{ cm}$;
- Température = 10°C .

Les résultats des calculs sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 17: Caractéristique du séparateur d'hydrocarbures

Vitesse ascensionnelle	$V_t \text{ (cm/s)}$	0,229
Vitesse horizontale	$V_h \text{ (cm/s)}$	3,432
Vitesse horizontale corrigé	$V_h \text{ corrigé (cm/s)}$	1,50
Rapport de F	$V_h \text{ corrigé} / V_t$	6,555
Facteur de turbulence	F	1,38
Surface de séparation	A_h	72,369
Surface latérale	A_c	8,000
coefficient varie de 0,3 à 0,5	d/B	0,3
Profondeur d'eau	d (m)	1,55
longueur de la zone de séparation	L (m)	14,01
largeur de la zone de séparation	B (m)	5,16
temps de passage	L/v_h	9,34
temps de séparation	d/V_t	6,77
Volume du séparateur	VT (m³)	112,114

Le volume théorique du séparateur d'hydrocarbures calculé est de $112,114 \text{ m}^3$ (voir plan du séparateur en annexe).

Détermination du diamètre de conduite d'amené des eaux dans le séparateur à hydrocarbures

Les hypothèses de calculs sont les suivantes :

- Pente = 0.4 % ;
- Débit = 0.12 m³/s.

Le diamètre déterminé est de DN 500 mm.

c- Cout des travaux de la variante A

Les récapitulatifs des détails estimatifs et quantitatifs des travaux sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 18: Tableau récapitulatif du DQE de la variante A

Désignation des travaux	Montant
Installations de chantier	115 000 000
Construction du séparateur d'hydrocarbures	22 995 234
Construction des bassins de rétention	563 644 058
Construction des canaux	688 264 158
Montant total HT	1 389 903 450
TVA 18%	250 182 621
Montant total TTC	1 640 086 070

Les coûts de réalisation des travaux de la variante A ont été estimés à **un milliard trois cent quatre-vingt-neuf millions neuf cent trois mille quatre cent cinquante Francs CFA hors TVA (1 389 903 450 FCFA HTVA).**

Les détails estimatifs et quantitatifs des travaux sont donnés en annexe.

5.2.2 Variante B

Le dimensionnement des bassins de retentions et du séparateur d'hydrocarbures est le même que celui de la variante A d'où les volumes de bassins de retentions et du séparateur d'hydrocarbures sont respectivement de 9579,14 m³ et de 112,114 m³.

Le dimensionnement des ouvrages nécessaires au drainage des eaux pluviales du site de projet et de son environ se présente comme suit

Tableau 19: Dimensionnement des ouvrages de la variante B

N° Bassin	I (%)	L (m)	Bassin d'influence					Ø theor.	Type	Référence	Ve (m/s)	Hr (m)	Tr (min)	Tc aval (min)
			A (ha)	C	Ts (min)	I (mm/min)	Q (m³/s)							
13	0,4	240,86	3,208	0,70	28,02	2,32	0,865	847	Buse	900	1,90	0,72	2,11	30,13
13 et 5	0,4	134,4	10,321	0,84	30,13	2,23	3,213		Rect.	150 X 100	2,43	0,88	0,92	31,05
13 et 5	0,4	77,69	10,321	0,84			0,120	404	Buse	500	1,30	0,40	1,00	1,00
13 et 5	0,4	127,06	13,291	0,70	33,27	2,12	3,261		Rect.	150 X 100	2,43	0,89	0,87	34,14
13 et 5	0,4	81,12	13,291	0,70	34,14	2,09	3,225	1391	Buse	1400	2,50	1,12	0,54	34,68
13;5 et 1	0,2	602,04	32,244	0,60	71,47	1,42	4,579		Trap	300 X 200 X 100	2,09	0,89	4,80	76,27
13;5 et 1	0,2	70,40	32,244	0,60	76,27	1,38	4,435	1780	Buse	1800	2,10	1,44	0,56	76,83
13;5;1 et 7	0,2	1009,06	60,082	0,50	76,83	1,37	7,152		Trap	325 X 200 X 125	2,36	1,17	7,13	83,96
13;5;1;7 et 6	0,2	1010,72	104,087	0,46	83,96	1,31	10,507		Trap	400 X 250 150	2,60	1,29	6,48	90,43
13;5;1;7 et 6	0,2	64,15	104,087	0,46	90,43	1,26	10,046		Dalot	250 X180	2,48	1,62	0,43	90,87
13;5;1;7 et 6	0,2	42,27	104,087	0,46	90,87	1,26	10,021	2416	Buse	2500	2,60	2,00	0,271	91,14

Les ouvrages du bassin 13 à 5 sont ceux de l'aérogare Sud qui déversent leur eaux dans la buse du bassin versant 1 qui, quant à elle, les achemine vers les ouvrages du taxiway parallèle des bassins versant 7 et 6.

Cout des travaux de la variante

Les récapitulatifs des détails estimatifs et quantitatifs des travaux sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 20: Tableau récapitulatif du DQE de la variante B

Désignation des travaux	Montant
Installations de chantier	115 000 000
Construction du séparateur d'hydrocarbures	22 995 234
Construction des bassins de rétention	563 644 058
Construction des canaux	941 825 926
Montant total HT	1 643 465 218
TVA 18%	295 823 739
Montant total TTC	1 939 288 957

Les coûts de réalisation des travaux de la variante B ont été estimés à **un milliard six cent quarante-trois millions quatre cent soixante-cinq mille deux cent dix-huit Francs CFA hors TVA (1 643 465 218 FCFA HTVA).**

Les détails estimatifs et quantitatifs des travaux sont donnés en annexe.

IV.5.3. Avantages et inconvénients des différentes variantes techniques

Les avantages et inconvénients des variantes techniques sont répertoriés dans le tableau suivant :

Tableau 21: Avantages et inconvénients des différentes variantes

Variante	Coûts des travaux (FCFA HTVA)	Avantages	Inconvénients
A	1 389 903 450	• Pas de risque aviaire ; • Aucun risque de pollution de la nappe ; • Traitement des eaux hydrocarburées.	• Variante relativement cher ; • Variante occupant un grand espace
B	1 643 465 218	• Pas de risque aviaire ; • Aucun risque de pollution de la nappe ;	• Variante relativement cher ; • Variante occupant un grand espace ;

		• Traitement des eaux hydrocarburées.	• Long cheminement des eaux pluviales.
--	--	---------------------------------------	--

IV.5.4. Comparaison des variantes

La comparaison des différentes variantes s'est basée sur les critères suivants :

- Coûts d'investissement initial ;
- Simplicité et fiabilité des variantes ;
- Risque de nuisances et environnementaux (risque aviaire, pollution de la nappe, etc.).

Les variantes ont l'avantage de ne pas présenter de risque aviaire et de permettre la protection de l'environnement car elle favorise la séparation des hydrocarbures d'avec les eaux pluviales avant leur rejet dans le milieu naturel.

A notre avis, la variante A est la plus intéressante car ayant un prix moins élevé que la variante B présente les mêmes avantages que celle-ci qui sont de protéger l'environnement et indéniablement d'inclure un deuxième séparateur à hydrocarbure, en renforcement du séparateur existant afin de prendre en compte le prétraitement de toutes les eaux pluviales provenant des installations avant rejet dans le milieu naturel.

V. CONCLUSION

Au terme de cette étude, il en ressort que le réseau actuel ne sera pas capable d'assurer le drainage normal des eaux pluviales de la plateforme aéroportuaire qui résulteront des projets futurs. En vue de pallier l'insuffisance de ce réseau et aussi de tenir compte de l'augmentation des débits de crues dû à l'imperméabilisation, la variante A a été choisie avec en son sein un bassin de rétention et un séparateur d'hydrocarbure.

Le coût d'investissement de cette variante s'élève à 1 389 903 450 FCFA.

En attendant la mise en œuvre des résolutions futures de l'étude sommaire d'extension du réseau de drainage de la plateforme de l'aéroport Félix Houphouët Boigny d'Abidjan, il est nécessaire de prendre certaines mesures visant à minimiser les stagnations d'eaux dans certaines zones spécifiques de l'aéroport.

Il s'agit l'entretien des doubles caniveaux 60 cm x 50 cm contenant les câbles électriques par une hydro-cureuse et la réalisation d'une canalisation parallèle dédiée uniquement qu'au drainage des eaux pluviales.

VI. REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Conception générale des systèmes d'assainissement urbain dans le contexte africain (1984).

F.N. CRES (Septembre 2001), Hydrologie urbaine et quantitative-Assainissement pluvial.

O. THIRIONET, B. GREGEOIS, (2000), Conception et dimensionnement des réseaux de drainage des aérodrômes.

T. Martin, B. Suzanne, (2008), Guide technique sur les séparateurs

VII. ANNEXES

ANNEXE 1: Dimensionnement pour la vérification des ouvrages existants	51
ANNEXE 2: Devis quantitatif et estimatif de la variante A.....	52
ANNEXE 3: Devis quantitatif et estimatif de la variante B.....	55
ANNEXE 4: Plan du bassin de rétention	58
ANNEXE 5: Plan du séparateur à hydrocarbure	59

ANNEXE 1: Dimensionnement pour la vérification des ouvrages existants

N° Bassin	I (%)	L (m)	Bassin d'influence					Ø theor.	Type	Référence	Ve (m/s)	Hr (m)	Tr (min)	Tc aval (min)
			A (ha)	C	Ts (min)	i (mm/min)	Q (m3/s)							
9	0,1	378	5,320	0,90	22,7	2,58	2,065		Rect.	150 X 120	1,28	1,07	4,92	27,62
9 et 11	0,3	171	9,077	0,78	27,62	2,33	2,752		Trap.	270 X 200 X 70	2,08	0,58	1,37	28,99
7	0,3	1009	27,838	0,43	46,66	1,78	3,934		Trap.	290 X 200 X 90	2,32	0,72	7,25	53,91
7 et 6	0,3	1011	71,843	0,40	56,34	1,61	7,712		Trap.	330 X 200 X 130	2,80	1,08	6,02	62,36
7 et 6	0,3	64,2	71,843	0,40	62,36	1,53	7,315		Dalot	200 X 150	2,66	1,37	0,40	62,76
7 et 6	0,3	42,3	71,843	0,40	62,76	1,52	7,291	1988	Buse	2000	2,80	1,60	0,25	63,01
10	0,5	224	9,455	0,20	68,12	1,46	0,461		Rect.	70 X 60	1,62	0,41	2,31	70,43
16	0,2	579	35,576	0,24	83,83	1,31	1,831		Fossé (terre)	300 X 200 X 100	0,88	0,86	10,97	94,80
16	0,2	24,4	35,576	0,24	94,80	1,23	1,748		Dalot	120 X 110	1,60	0,92	0,25	84,08
4	0,2	1902	60,655	0,27	115,11	1,11	2,983		Fossé (terre)	320 X 200 X 120	0,99	1,00	32,01	147,12
4	0,2	40,3	60,655	0,27	147,12	0,98	2,668		Dalot	200 X 100	1,78	0,75	0,38	147,50
2	0,3	661	12,682	0,20	63,66	1,51	0,640		Fossé (terre)	200 X 120 X 80	0,68	0,62	16,19	79,85
2	0,3	13,6	12,682	0,20	79,85	1,34	0,568	763	Buse	800	1,50	0,64	0,15	80,00

ANNEXE 2: Devis quantitatif et estimatif de la variante A

N° Prix	Désignation des travaux	Quantité	Unité	Prix unitaire	Montant
SECTION 000	<u>INSTALLATIONS DE CHANTIER</u>				
1	Installation générale de chantier, amenée et repli du matériel général	1	fft	95 000 000	95 000 000
2	Provision pour déplacement de réseau y compris toutes sujétions	1	fft	20 000 000	20 000 000
Sous total 000 - INSTALLATION DE CHANTIER					115 000 000
construction d'un séparateur d'hydrocarbure					
SECTION 100	<u>Dégagement des emprises</u>				
101	Débroussement et décapage de terre végétale en zone non habitée sur 0,20 m d'épaisseur	101	m ²	410	41 308
Sous total 100 - DEGAGEMENTS DES EMPRISES					41 308
SECTION 200	<u>TERASSEMENT GENERAUX</u>				
201	Déblais mis en dépôt	71	m ³	3 500	248 045
202	Fouille	135	m ³	4 500	605 981
Sous total 200 - TERASSEMENTS GENERAUX					854 026
SECTION 300	<u>OUVRAGE D'ASSAINISSEMENT</u>				
301	Fourniture et pose de conduite de raccordement	1	fft	9 000 000	9 000 000
302	Fourniture et pose de regard de visite y compris tampon de visite	4	u	620 000	2 480 000
303	Béton de propreté C 150	8	m ³	70 000	538 650
304	Béton 350	28	m ³	120 000	3 414 780
305	Acier HA	4268	kg	1 300	5 549 018
306	Coffrage soigné	131	m ²	8 500	1 117 453
Sous total 300 - OUVRAGE D'ASSAINISSEMENT					22 099 900
TOTAL 1					22 995 234
CONSTRUCTION DE BASSINS DE RETENTION/TAMPON					
SECTION 100	<u>Dégagement des emprises</u>				
101	Débroussement et décapage de terre végétale en zone non habitée sur 0,20 m d'épaisseur	4 800	m ²	410	1 968 000
102	Démolition d'ouvrage en béton armé	1	fft	3 000 000	3 000 000
103	Démolition d'ouvrage en maçonnerie	1	fft	2 000 000	2 000 000

Etude sommaire d'extension du réseau de drainage de l'aéroport Félix Houphouët Boigny d'Abidjan

104	Démolition de chaussée revêtue	1512	m ²	8 400	12 700 800
105	Réfection de chaussée revêtue	1512	m ²	65 000	98 280 000
Sous total 100 - DEGAGEMENTS DES EMPRISES					117 948 800
SECTION 200	<u>TERASSEMENT GENERAUX</u>				
201	Déblais mis en dépôt	8496	m ³	3 500	29 734 495
202	Fouille	9600	m ³	4 500	43 200 000
Sous total 200 - TERASSEMENTS GENERAUX					72 934 495
SECTION 300	<u>OUVRAGE D'ASSAINISSEMENT</u>				
301	Fourniture et pose de conduite de raccordement	1	fft	25 000 000	25 000 000
302	Fourniture et pose de regard de visite y compris tampon de visite	18	u	620 000	11 160 000
303	Béton de propreté C 150	480	m ³	70 000	33 600 000
304	Béton 350	927	m ³	120 000	111 284 100
305	Acier HA	139105	kg	1 300	180 836 663
306	Coffrage soigné	1280	m ²	8 500	10 880 000
Sous total 300 - OUVRAGE D'ASSAINISSEMENT					372 760 762
TOTAL 2					563 644 058
CONSTRUCTION DES CANAUX					
SECTION 100	<u>Dégagement des emprises</u>				
101	Débroussement et décapage de terre végétale en zone non habitée sur 0,20 m d'épaisseur	7598	m ²	410	3 115 129
102	Démolition d'ouvrage en béton armé	1	fft	2 500 000	2 500 000
103	Démolition d'ouvrage en maçonnerie	1	fft	2 500 000	2 500 000
104	Démolition de chaussée revêtue	240	m ²	8 400	2 016 000
105	Réfection de chaussée revêtue	240	m ²	63 000	15 120 000
106	Déviations (maintien de l'écoulement)	1	fft	2 500 000	2 500 000
Sous total 100 - DEGAGEMENT DES EMPRISES					27 751 129
SECTION 200	<u>OUVRAGE D'ASSAINISSEMENT</u>				
201	Fouilles pour ouvrage de drainage	8 345	m ³	3 500	29 206 555
202	Remblai provenant des fouilles	2 782	m ³	2 500	6 953 950
203	Canaux rectangulaires				
203 a	Béton de propreté C 150	16,5	m ³	70 000	1 152 270
203 b	Béton 350	62,6	m ³	120 000	7 506 216
203 c	Acier HA	9383	kg	1 200	11 259 324
203 d	Coffrage ordinaire	126	m ²	4 500	567 905
203 e	Coffrage soigné	110	m ²	6 500	713 310
204	Canaux trapézoïdaux				
204 a	Béton de propreté C 150	457	m ³	70 000	32 003 580
204 b	Béton 350	1683	m ³	120 000	201 963 600

Etude sommaire d'extension du réseau de drainage de l'aéroport Félix Houphouët Boigny d'Abidjan

204 c	Acier HA	252455	kg	1 200	302 945 400
204 d	Coffrage soigné	5396	m ²	6 500	35 070 750
205	Confection et pose de regard et Dalot				
205 a	Béton de propreté C 150	13	m ³	70 000	898 100
205 b	Béton 350	73	m ³	120 000	8 775 600
205 c	Acier HA	10970	kg	1 300	14 260 350
205 d	Coffrage soigné	449	m ²	8 500	3 816 925
205 e	Coffrage ordinaire	526	m ²	6 500	3 419 195
Sous total 200 - OUVRAGE DE DRAINAGE					660 513 030
TOTAL 3					688 264 158
MONTANT TOTAL HT					1 389 903 450
TVA 18%					250 182 621
MONTANT TOTAL TTC					1 640 086 070

ANNEXE 3: Devis quantitatif et estimatif de la variante B

N° Prix	Désignation des travaux	Quantité	Unité	Prix unitaire	Montant
SECTION 000	<u>INSTALLATIONS DE CHANTIER</u>				
1	Installation générale de chantier, amenée et repli du matériel général	1	fft	95 000 000	95 000 000
2	Provision pour déplacement de réseau y compris toutes sujétions	1	fft	20 000 000	20 000 000
Sous total 000 - INSTALLATION DE CHANTIER					115 000 000
construction d'un séparateur d'hydrocarbure					
SECTION 100	<u>Dégagement des emprises</u>				
101	Débroussement et décapage de terre végétale en zone non habitée sur 0,20 m d'épaisseur	100,75	m ²	410	41 308
Sous total 100 - DEGAGEMENTS DES EMPRISES					41 308
SECTION 200	<u>TERASSEMENT GENERAUX</u>				
201	Déblais mis en dépôt	70,87	m3	3 500	248 045
202	Fouille	134,66	m3	4 500	605 981
Sous total 200 - TERASSEMENTS GENERAUX					854 026
SECTION 300	<u>OUVRAGE D'ASSAINISSEMENT</u>				
301	Fourniture et pose de conduite de raccordement	1	fft	9 000 000	9 000 000
302	Fourniture et pose de regard de visite y compris tampon de visite	4	u	620 000	2 480 000
303	Béton de propreté C 150	8	m3	70 00	538 650
304	Béton 350	28	m3	120 000	3 414 780
305	Acier HA	4 268	kg	1 300	5 549 018
306	Coffrage soigné	131	m2	8 500	1 117 453
Sous total 300 - OUVRAGE D'ASSAINISSEMENT					22 099 900
TOTAL 1					22 995 234
CONSTRUCTION DE BASSINS DE RETENTION/TAMPON					
SECTION 100	<u>Dégagement des emprises</u>				
101	Débroussement et décapage de terre végétale en zone non habitée sur 0,20 m d'épaisseur	4 800	m ²	410	1 968 000
102	Démolition d'ouvrage en béton armé	1	fft	3 000 000	3 000 000
103	Démolition d'ouvrage en maçonnerie	1	fft	2 000 000	2 000 000

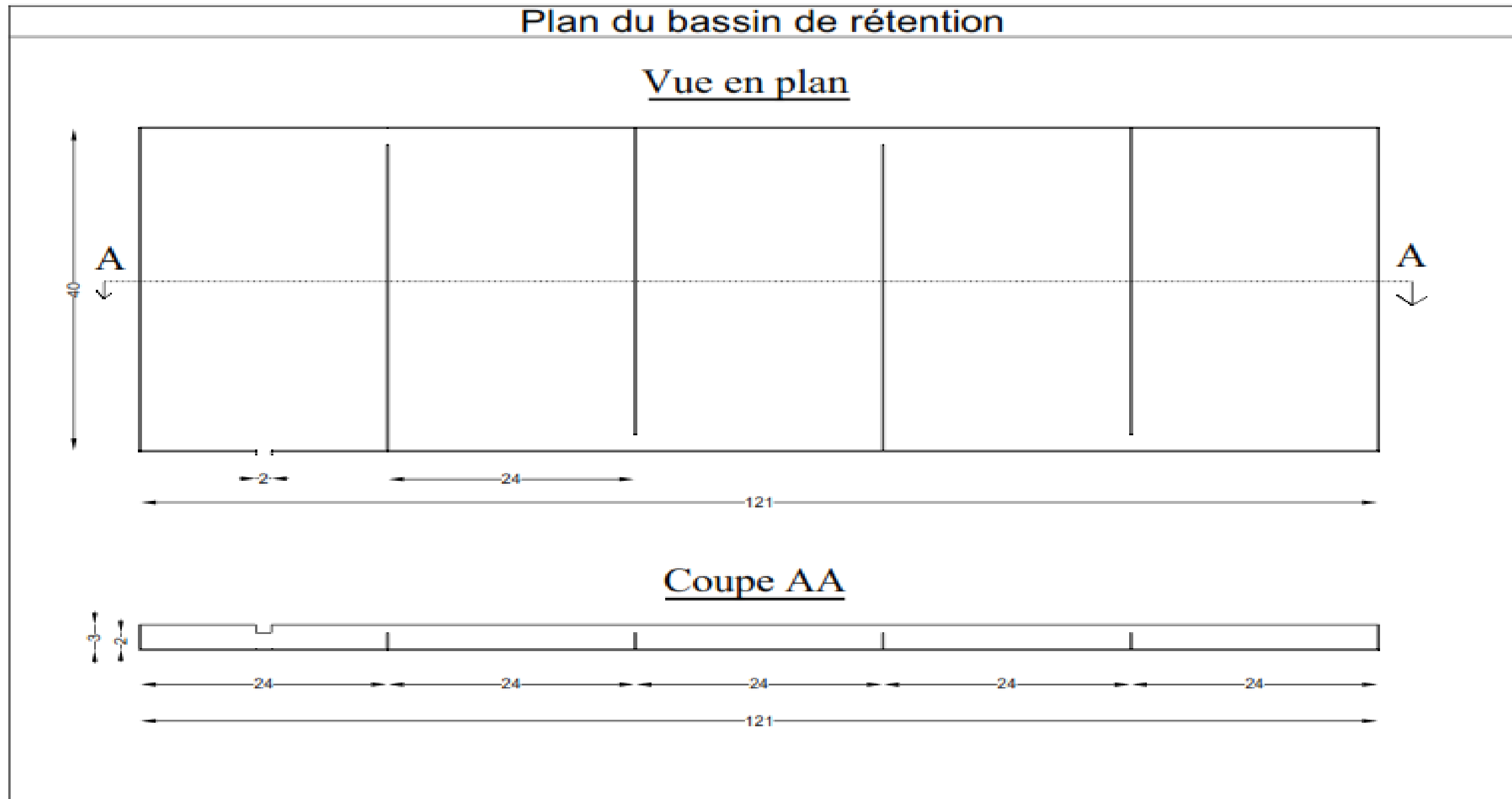
Etude sommaire d'extension du réseau de drainage de l'aéroport Félix Houphouët Boigny d'Abidjan

104	Démolition de chaussée revêtue	1 512	m ²	8 400	12 700 800
105	Réfection de chaussée revêtue	1 512	m ²	65 000	98 280 000
Sous total 100 - DEGAGEMENTS DES EMPRISES					117 948 800
SECTION 200	<u>TERASSEMENT GENERAUX</u>				
201	Déblais mis en dépôt	8 496	m ³	3 500	29 734 495
202	Fouille	9 600	m ³	4 500	43 200 000
Sous total 200 - TERASSEMENTS GENERAUX					72 934 495
SECTION 300	<u>OUVRAGE D'ASSAINISSEMENT</u>				
301	Fourniture et pose de conduite de raccordement	1	fft	25 000 000	25 000 000
302	Fourniture et pose de regard de visite y compris tampon de visite	18	u	620 000	11 160 000
303	Béton de propreté C 150	480	m ³	70 000	33 600 000
304	Béton 350	927	m ³	120 000	111 284 100
305	Acier HA	139 105	kg	1 300	180 836 663
306	Coffrage soigné	1 280	m ²	8 500	10 880 000
Sous total 300 - OUVRAGE D'ASSAINISSEMENT					372 760 762
TOTAL 2					563 644 058
CONSTRUCTION DES CANAUX					
SECTION 100	<u>Dégagement des emprises</u>				
101	Débroussement et décapage de terre végétale en zone non habitée sur 0,20 m d'épaisseur	10 328	m ²	410	4 234 626
102	Démolition d'ouvrage en béton armé	1	fft	2 500 000	2 500 000
103	Démolition d'ouvrage en maçonnerie	1	fft	2 500 000	2 500 000
104	Démolition de chaussée revêtue	240	m ²	8 400	2 016 000
105	Réfection de chaussée revêtue	240	m ²	63 000	15 120 000
106	Déviations (maintien de l'écoulement)	1	fft	2 500 000	2 500 000
Sous total 100 - DEGAGEMENT DES EMPRISES					28 870 626
SECTION 200	<u>OUVRAGE D'ASSAINISSEMENT</u>				
201	Fouilles pour ouvrage de drainage	13 198	m ³	3 500	46 194 628
202	Remblai provenant des fouilles	4 399	m ³	2 500	10 998 721
203	Canaux rectangulaires				
203 a	Béton de propreté C 150	47	m ³	70 000	3 294 396
203 b	Béton 350	149	m ³	120 000	17 883 864
203 c	Acier HA	22 355	kg	1 200	26 825 796
203 d	Coffrage ordinaire	601	m ²	4 500	2 706 111
203 e	Coffrage soigné	523	m ²	6 500	3 398 980
204	Canaux trapézoïdaux				
204 a	Béton de propreté C 150	575	m ³	70 000	40 243 000

Etude sommaire d'extension du réseau de drainage de l'aéroport Félix Houphouët Boigny d'Abidjan

204 b	Béton 350	2 248	m3	120 000	269 714 400
204 c	Acier HA	337 143	kg	1 200	404 571 600
204 d	Coffrage soigné	7 570	m2	6 500	49 204 740
205	Confection et pose de regard et Dalot				
205 a	Béton de propreté C 150	18	m3	70 000	1 257 340
205 b	Béton 350	89	m3	120 000	10 623 240
205 c	Acier HA	13 279	kg	1 300	17 262 765
205 d	Coffrage soigné	552	m2	8 500	4 689 365
205 e	Coffrage ordinaire	629	m2	6 500	4 086 355
Sous total 200 - OUVRAGE DE DRAINAGE					912 955 300
TOTAL 3					941 825 926
MONTANT TOTAL HT					1 643 465 218
TVA 18%					295 823 739
MONTANT TOTAL TTC					1 939 288 957

ANNEXE 4: Plan du bassin de rétention



ANNEXE 5: Plan du séparateur à hydrocarbure

