

## *Dédicaces*

*Nous dédions ce travail*

*À nos parents pour leur amour, leur affection, leur soutien et leurs sacrifices pour notre éducation et notre formation*

*À nos chères frères et sœurs*

*À toutes nos familles*

*À tous nos amis et nos collègues*

*À tous ceux qui nous aiment*

*Kaoutar ELMABADY*

*Imane MOUMEN IDRISSE*

## Remerciements

*Nous tenons de prime abord, à remercier Monsieur Ahmed Fouad CHRAIBI et Monsieur Jamal TAMMAR qui ont eu la bienveillance de nous accorder ce stage au sein de NOVEC au département Aménagement urbain.*

*Nos vifs remerciements à Monsieur Jihad ELAMRANI et Monsieur Youssef ELKASRI, ingénieurs au sein de NOVEC, ils nous ont fait l'honneur d'encadrer notre travail. Nous tenons à leur exprimer notre profonde reconnaissance pour les conseils toujours pertinents qu'ils nous ont prodigués et pour leurs soucis permanent quant à l'avancement et la qualité de notre travail.*

*À notre encadrant interne Professeur Saïd RHOUZLANE, nous adressons notre plus sincère reconnaissance pour son encadrement spécial, sa disponibilité permanente et les efforts qu'il a déployés afin de pousser à l'avant notre projet.*

*Nos sincères remerciements sont destinés à Monsieur Youssef EL GHACHTOUL et Monsieur Zoubir BOUAZZA, professeurs à l'EHSP pour leurs explications et leur aide précieuse.*

*Nos chaleureux remerciement à Mlle Hiba LAHLALI, Mlle Houda ALAOUI ELHASSANI, Mme Noura BENBRAHIM, Mr Amine RABITATEDDINE, Mr. Hakim OUBAIR et Mlle Fatiha AMEHRAÏ, ingénieurs et cadres techniques à NOVEC, et à toute personne du personnel de NOVEC ayant contribué de près ou de loin à la réussite de notre travail.*

*Notre reconnaissance la plus sincère va aussi à nos collègues, Anas LYAS, Ali DRISSI SBAI et Abderrahim ROUGANI nous leur sommes redevables quant à l'aboutissement de ce projet.*

*Nous tenons à remercier aussi tous les membres du jury pour leur bienveillance à vouloir évaluer notre travail.*

# Résumé

Notre travail est scindé en deux parties :

- La première consiste en la réalisation des études d'aménagement en voiries et réseaux divers du complexe touristique Ritz-Carlton.

Pour effectuer ce travail, une étude détaillée, a été réalisée, allant de la conception jusqu'au détail estimatif de chacun des lots de voirie, d'assainissement et de l'eau potable.

- Pour la voirie: il a été effectué le tracé des axes des différentes voies du projet selon le plan de masse donné par l'architecte. Le calage du profil en long et du profil en travers type de la chaussée ainsi que le calcul du métré ont été effectués à l'aide du logiciel Mensura.
  - Pour l'assainissement : il a été effectué le dimensionnement d'un réseau séparatif de collecteurs enterrés. Il a été prévu un traitement pour les eaux pluviales rejetées dans les lacs aménagés du projet. Quant aux eaux usées, en raison du terrain accidenté, on a eu recours à deux stations de pompage pour les acheminer vers le réseau existant. D'autre part, étant donnée la nature des terrains du site, et le niveau élevé de la nappe dans certaines régions ; un traitement du fond de fouille et du lit de pose a été proposé pour les collecteurs calés au niveau de la nappe
  - Pour l'alimentation en eau potable : une variante de réseau maillé et une autre variante de réseau ramifié ont été étudiées à l'aide du logiciel Epanet.
- La deuxième mission qui nous a été confiée a pour but de relier par une adduction, d'une manière optimale, un lac de stockage au niveau du site du projet à une source d'eau capable de répondre aux besoins d'arrosage du golf.

Pour effectuer ce travail, nous avons proposé les variantes convenables au site, à savoir l'adduction à partir du barrage de Smir et l'adduction à partir de la station d'épuration de Tétouan, en cours d'exécution.

- La variante de l'adduction à partir du barrage de Smir comprend la réalisation de prises modulables, l'implantation d'un réservoir de mise en charge qui permettra un écoulement gravitaire jusqu'au lac de stockage.
- La variante de l'adduction à partir de la STEP projetée de Tétouan, consiste en un piquage sur la conduite de rejet de la STEP, le refoulement des eaux, moyennant une station de pompage, vers un réservoir de mise en charge pour acheminer l'eau gravitairement vers le lac de stockage.

Une évaluation des coûts des deux variantes a été ensuite effectuée.

# Sommaire

<b>PARTIE 1</b> .....	14
<b>PRESENTATION DU MILIEU D'ETUDE</b> .....	14
1. Présentation du projet [1].....	15
1.1. Situation Géographique .....	15
1.2. Consistance du projet.....	17
1.3. Topographie du Site.....	19
2. Milieu naturel.....	19
2.1. Géologie locale et description lithologique [2] .....	19
2.2. Hydrologie [3] .....	20
2.3. Hydrogéologie [3].....	20
2.4. Climatologie [3].....	21
2.4.1. Précipitation .....	21
2.4.2. Température .....	21
2.4.3. Vents.....	21
2.4.4. Humidité.....	22
2.4.5. Evaporation .....	22
<b>PARTIE 2</b> .....	23
<b>GENERALITES SUR LA CONCEPTION ET LE DIMENSIONNEMENT DES RESEAUX</b> .....	23
1. Réseaux sous pression [4] .....	24
1.1. Ossature des réseaux.....	24
1.2. Dimensionnement en fonctionnement normal.....	24
1.2.1. Pressions au sol et vitesses limites .....	24
1.2.1.1. Calcul des pertes de charge .....	25
1.2.2. Critères de dimensionnement en fonctionnement exceptionnel (incendie).....	26
1.3. Organes de sécurité.....	26
1.4. Matériaux utilisés .....	26
2. Critères de conception et de dimensionnement du réseau d'assainissement .....	28
2.1. Les Systèmes d'assainissement [5].....	28
2.2. Evaluation du débit des eaux pluviales [5].....	29
2.3. Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins [5] .....	30

2.4.	Evaluation des débits des eaux usées [5].....	31
2.5.	Calage du réseau.....	32
2.6.	Calcul des sections [17].....	32
2.7.	Vitesse d'autocurage [5].....	33
2.8.	Ouvrages particuliers.....	34
2.8.1.	Les déshuileurs [12].....	34
2.8.1.1.	Description et fonctionnement.....	34
2.8.1.2.	Calcul de la taille nominale du séparateur.....	34
2.8.1.3.	Choix du traitement.....	35
2.8.1.4.	Calcul du volume du déboureur.....	35
2.8.2.	Les dégrilleurs [5].....	35
2.8.2.1.	Description.....	35
2.8.2.2.	Dimensionnement.....	36
2.8.3.	Le caniveau [6],[17].....	37
2.8.4.	Les déversoirs d'orage (DO).....	37
2.9.	Méthode de dimensionnement des stations de pompage [18].....	38
2.9.1.	Conception.....	38
2.9.2.	Volume minimum de régulation.....	39
2.9.3.	Puissance des pompes.....	39
2.9.4.	Récapitulatif de la méthode de dimensionnement des pompes.....	39
2.9.5.	Dimensionnement du diamètre de la conduite de la pompe :.....	41
3.	Critères de calage et de dimensionnement de la conduite d'adduction.....	41
	<b>PARTIE 3.....</b>	<b>44</b>
	<b>ETUDE DE L'AMÉNAGEMENT EN VRD DU PROJET.....</b>	<b>44</b>
1.	Etude de la voirie.....	45
1.1.	Accessibilité.....	45
1.2.	Conception et calage de la voirie projetée.....	45
1.3.	Métrié des travaux de terrassements :.....	49
1.4.	Estimation financière du coût des travaux de voirie.....	50
3.	Etude du réseau d'assainissement :.....	52
3.1.	Réseau existant et points de raccordement.....	52
3.2.	Hypothèses de calcul.....	53
3.3.	Dimensionnement du réseau projeté.....	53
3.3.1.	Choix du système d'assainissement.....	53

3.4.	Description de la solution retenue et présentation des résultats .....	54
3.4.1.	Méthodologie de dimensionnement sur Mensura .....	54
3.4.2.	Etude des eaux pluviales .....	54
3.4.2.1.	Découpage en bassins versants .....	54
3.4.2.2.	Réseau des eaux pluviales .....	55
3.4.2.3.	Traitement des rejets .....	56
3.4.3.	Etude des eaux usées .....	59
3.4.3.1.	Détermination des débits sanitaires .....	59
3.4.3.2.	Réseau des eaux usées .....	60
3.4.4.	Choix des matériaux des conduites .....	60
3.4.5.	Traitement des conduites implantées en présence d'eau [7] .....	60
3.5.	Stations de pompage .....	62
3.5.1.	Débit d'équipement .....	62
3.5.2.	Mode de régulation .....	63
3.5.3.	Données hydrauliques de base .....	63
3.5.4.	Choix du type et du nombre de groupes .....	66
-	SP1 .....	67
-	SP2 .....	67
3.6.	Conduite de refoulement et ouvrages annexes .....	69
3.6.1.	Diamètre de la conduite de refoulement .....	69
3.6.2.	Tracé et calage .....	69
3.6.3.	Trop-plein .....	69
3.7.	Consistance du projet .....	70
3.8.	Estimation financière du coût .....	70
3.8.1.	Métré des ouvrages d'assainissement .....	70
3.8.2.	Estimation des coûts des ouvrages d'assainissement .....	70
	Synthèse de l'étude d'assainissement .....	71
4.	Etude du réseau d'alimentation en eau potable .....	72
4.1.	Description du réseau d'eau potable existant .....	72
4.2.	Etude des besoins en eau .....	74
4.3.	Méthodologie de dimensionnement sur Epanet .....	75
4.4.	Variante étudiés .....	75
4.4.1.	Variante 1 : réseau maillé .....	75
4.4.1.1.	Schéma du réseau .....	75

4.4.1.2. Répartition nodale des débits.....	76
4.4.1.3. Résultat de la simulation en fonctionnement normal .....	77
4.4.1.4. Consistance du réseau.....	77
4.4.2. Vérification incendie .....	78
4.4.2.1. Estimation financière du coût des travaux.....	79
4.4.3. Variante 2 : réseau ramifié .....	79
4.4.3.1. Schéma du réseau .....	79
4.4.3.2. Répartition nodale des débits.....	80
4.4.3.3. Résultat de la simulation en fonctionnement normal .....	81
4.4.3.4. Consistance du réseau.....	81
4.4.3.5. Vérification incendie .....	82
4.4.3.6. Estimation financière du coût des travaux.....	82
Synthèse de l'étude du réseau AEP .....	83
<b>PARTIE 4.....</b>	<b>84</b>
<b>ETUDE D'ADDUCTION EN EAU.....</b>	<b>84</b>
<b>POUR L'ARROSAGE DU GOLF.....</b>	<b>84</b>
1. Présentation du golf du projet .....	85
2. Paramètres d'évaluation des besoins en eau des golfs.....	86
2.1. Evapotranspiration de référence .....	86
2.2. Coefficient cultural $k_c$ .....	87
2.3. Besoin net .....	87
2.4. Calcul du besoin brut.....	88
3. Etude de variantes .....	91
3.1. Adduction à partir du barrage SMIR pour l'arrosage du golf.....	91
3.1.1. Présentation du barrage SMIR .....	91
3.1.2. Différentes possibilités de prise d'eau à partir du barrage SMIR .....	93
3.1.3. Tracé de la conduite d'adduction à partir du barrage SMIR .....	95
3.1.3.1. Levé topographique .....	96
3.1.3.2. Dimensionnement et calage de la conduite d'adduction .....	97
Le figure suivant représente le schéma synoptique de l'adduction à partir du barrage SMIR	101
3.1.5. Protection des points hauts et des points bas : .....	102
3.1.6. Estimation financière du coût des travaux .....	103
3.2. Adduction à partir de la nouvelle STEP d'AMENDIS à TAMUDA BAY.....	104

3.2.1.	Présentation de la STEP: .....	104
3.2.2.	Présentation de la variante.....	105
3.2.3.	Tracé de la conduite d’adduction à partir de la STEP .....	106
3.2.3.1.	Levé topographique .....	106
3.2.3.2.	Dimensionnement et calage de la conduite d’adduction à partir de la STEP .....	107
3.2.4.	Protection des points hauts et des points bas : .....	113
3.2.5.	Estimation financière du coût des travaux .....	113
4.	Comparaison des variantes et choix de la variante optimale .....	114
	Conclusion générale et recommandations .....	115
	Conclusion générale .....	115
	Recommandations .....	116
	Annexes .....	117
	Annexe 1 .....	118
	Annexe 2 .....	120
	Annexe 4 .....	153
	Annexe 5 .....	168
	Conclusions : .....	170
	Bibliographie : .....	178
	Webographie .....	178

## Liste des Figures



Figure 1:Plan de situation.....	16
Figure 2: plan masse du projet Ritz Carlton.....	18
Figure 3: Carte piézométrique de l'aquifère de SMIR relative au mois de mai 2006.....	20
Figure 4:Diagramme climatique de la station de SMIR.....	21
Figure 5: schéma d'un réseau ramifié.....	24
Figure 6: schéma d'un réseau maillé.....	24
Figure 7: coupe et schéma de fonctionnement d'un séparateur d'hydrocarbures.....	34
Figure 8: principe de fonctionnement hydraulique du DO.....	37
Figure 9: Point de raccordement du projet.....	52
Figure 10:courbe de performance de la SP1.....	67
Figure 11: courbe de performance SP2.....	67
Figure 13: Etats des noeuds et des arcs en fonctionnement normal.....	77
Figure 14: Rayons d'action des poteaux d'incendie implantés.....	78
Figure 15: Etats des noeuds et des arcs en fonctionnement normal.....	81
Figure 16: Rayons d'action des poteaux d'incendie implantés.....	82
Figure 17:Composantes générales du golf.....	85
Figure 18:Evolution du niveau de la retenue du barrage SMIR.....	92
Figure 19:courbe de fonctionnement de la pompe.....	94
Figure 20:Détermination du diamètre économique de la conduite d'écoulement gravitaire ..	98
Figure 21:Schéma synoptique de l'adduction à partir du barrage SMIR.....	101
Figure 22:courebe de foncionnement de la pompe.....	105
Figure 23:Détermination du diamètre économique de la coduite d'écoulement gravitaire....	109

# Liste des Tableaux

Tableau 1: Entrées d'eau estimées à la Merja de SMIR .....	20
Tableau 2: Evaporation mensuelle moyenne dans la station de SMIR .....	22
Tableau 3: Les paramètres d'équivalence et d'assemblage des bassins versants.....	30
Tableau 4:différentes singularité à l'aval de la pompe .....	40
Tableau 5:largeur de la tranchée de la conduite d'adduction .....	42
Tableau 6:caractéristiques des raccordements en angles saillants et rentrants .....	46
Tableau 7:dimensions des différentes voies du projet .....	49
Tableau 8:Métré des travaux de terrassement .....	50
Tableau 9:Estimation financière du coût des travaux .....	51
Tableau 10: Coefficients de ruissellement .....	53
Tableau 11: Coefficient de Montana de la région Tétouan-Tanger .....	53
Tableau 12: Caractéristiques des points de rejet des eaux pluviales.....	55
Tableau 13: Taille nominal des déshuileurs .....	57
Tableau 14: Récapitulatif du dimensionnement des déversoirs d'orage .....	58
Tableau 15: Récapitulatif des débits des eaux usées par bassin versant .....	59
Tableau 16: Débit de pointe des eaux usées arrivant à la SP1 .....	62
Tableau 17: Débit de pointe des eaux usées arrivant à la SP2 .....	63
Tableau 18: Niveaux d'aspiration.....	63
Tableau 19: Dimensionnement du diamètre économique de la SP1 .....	64
Tableau 20: Dimensionnement du diamètre économique de la SP2.....	65
Tableau 21: Les pertes de charge .....	65
Tableau 22: Les niveaux de régulation .....	66
Tableau 23: Hauteurs manométriques.....	66
Tableau 24: Point de fonctionnement de la station .....	66
Tableau 25: Dimensionnement des dégrilleurs .....	68
Tableau 26: Propriétés de la conduite de refoulement .....	69
Tableau 28: Montant total des travaux d'assainissement.....	70
Tableau 29: Les dotations en eau potable .....	74
Tableau 30: Les consommations moyennes d'eau potable .....	74
Tableau 31: Etat des noeuds du réseau.....	76
Tableau 32: Linéaire par diamètre des conduites d'AEP.....	77
Tableau 33:Répartition des poteaux d'incendie.....	78
Tableau 34: Estimation financière de la variante 1 d'AEP.....	79
Tableau 35: Etat des noeuds du réseau.....	80
Tableau 36: Linéaire par diamètre des conduites d'AEP.....	81
Tableau 37:Répartition des poteaux d'incendie.....	82
Tableau 38: Estimation financière de la variante 2 d'AEP.....	83
Tableau 39:Type et superficie des zones constituant le golf.....	85
Tableau 40:Pourcentage du nombre moyen journalier d'heures d'éclairnement par rapport au total annuel .....	87
Tableau 41:Efficiencie d'irrigation pour divers texture de sol .....	88

Tableau 42:calcul du besoin en eau du golf .....	90
Tableau 43:capacité du RMC adopté .....	95
Tableau 44:dimensionnement du diamètre économique de la conduite de refoulement .....	97
Tableau 45:dimensionnement du diamètre de la conduite d'écoulement gravitaire.....	98
Tableau 46:Métré de la conduite de refoulement .....	102
Tableau 47:Métré de la conduite gravitaire.....	102
Tableau 48:fiche technique de la conduite d'adduction à partir du barrage .....	102
Tableau 49:estimation financière du coût des travaux .....	103
Tableau 50:Qualité d'eau traitée .....	104
Tableau 51:dimensionnement du diamètre économique de la conduite de refoulement .....	107
Tableau 52:dimensionnement du diamètre de la conduite d'écoulement gravitaire.....	109
Tableau 53:Métré de la conduite de refoulement .....	113
Tableau 54:métré de la conduite d'écoulement gravitaire .....	113
Tableau 55:Estimation financière des coûts des travaux.....	113
Tableau 56:fiche technique de la conduite d'adduction à partir de la STEP .....	114

# Liste des Annexes

Annexe 1 : Voirie : Métré des travaux de terrassement .....	118
Annexe 2 : Assainissement	
Annexe 2.1 : les eaux pluviales.....	120
Annexe 2.2 : les eaux usées.....	127
Annexe 3 : Alimentation en eau potable	
Annexe 3.1 : Calcul des besoins.....	138
Annexe 3.2 : Réseau maillé.....	141
Annexe 3.3 : Réseau ramifié.....	146
Annexe 4 : Etude d'adduction pour l'irrigation du golf	
Annexe 4.1 : Pression au niveau des nœuds de la conduite d'adduction à partir du barrage Smir.....	153
Annexe 4.2 : Emplacement des ventouses le long de la conduite d'adduction à partir du barrage Smir.....	155
Annexe 4.3 : Emplacement des vidanges le long de la conduite d'adduction à partir du barrage Smir.....	157
Annexe 4.4 : Emplacement des ventouses le long de la conduite d'adduction à partir de la STEP.....	159
Annexe 4.5 : Emplacement des vidanges le long de la conduite d'adduction à partir de la STEP.....	161
Annexe 4.6 : Pression au niveau des nœuds de la conduite d'adduction à partir de la STEP.....	163
Annexe 4.7 courbe caractéristique de la pompe PLEUGER.....	166
Annexe 5 : Compte rendu de la visite de terrain.....	167
Annexe 6 : présentation des outils de travail.....	170
Annexe 7 : Album photos.....	173

# Introduction

La tendance urbanistique et touristique au Maroc n'a jamais été aussi forte. La politique touristique faisant du balnéaire une option prioritaire, plusieurs régions se voient dotées de projets touristiques.

Le projet Ritz-Carlton, Tamuda Bay s'inscrit justement dans cette politique. Le programme d'aménagement comprend, un hôtel de luxe, des villas, des espaces de loisir et un golf de 18 trous. Dans des projets d'une telle envergure et dans une zone aussi valeureuse et aussi vulnérable que la lagune de Smir l'aménagement du projet doit garantir une minimisation des impacts négatifs des rejets sur le milieu naturel ainsi qu'une gestion rationnelle des ressources hydriques.

Notre projet de fin d'étude, intitulé « Aménagement en VRD du projet Ritz-Carlton et étude de l'adduction pour l'arrosage de son golf » s'inscrit dans cette optique et s'articule autour des deux missions suivantes :

- Réalisation des études détaillées pour l'aménagement en VRD du projet
- Réalisation de l'étude sommaire pour l'adduction du golf du projet

**PARTIE 1**  
**PRESENTATION DU MILIEU D'ETUDE**

## 1. Présentation du projet <sup>[1]</sup>

### 1.1. Situation Géographique

Le projet Ritz-Carlton, TAMUDA BAY relève de la région de Tétouan, entre les villes de Fnideq et M'diq, à proximité du centre Kabila. Il est directement desservi par la route nationale reliant M'diq à Fnideq. Le site se trouve à :

- 16 km de la ville de Tétouan
- 51 km de l'Aéroport de Tanger
- 14 km de la ville de Fnideq
- 3,5 km de la ville de M'diq

Les coordonnées Lambert moyennes du site du Projet sont les suivants :

$$X = 504\ 840 \quad ; \quad Y = 568\ 432$$



Figure 1: Plan de situation



## 1.2. Consistance du projet

Le Ritz Carlton à TAMUDA BAY s'étend sur 130 ha avec un hôtel de 100 clés, un golf de 18 trous signé Nicklaus Design, une plage avec son Beach club et son restaurant, une marina, 131 villas et 82 appartements.

Le programme d'aménagement du complexe Ritz Carlton est récapitulé dans le tableau suivant :

Type d'aménagement	Surface du terrain (m <sup>2</sup> )
Marina appartements	17 283
Villa golf	34 284
Hill top villa	13 069
Hôtel	5 466
Suites et chambres d'hôtes	7 906
Golf + lacs+voirie	1 221 993

**Table 1: Répartition de la surface aménagée**

La figure suivante présente le plan de masse du projet.



Figure 2: plan masse du projet Ritz Carlton.

### 1.3. Topographie du Site

Le relief du terrain est très accidenté, les côtes varient entre **+0,3 m** et **+36 m**.

## 2. Milieu naturel

### 2.1. Géologie locale et description lithologique [2]

Il ressort de la campagne géotechnique réalisée par le laboratoire géotechnique :

**Une zone collinéaire rocheuse** constituée de haut en bas par la succession des termes faciologiques suivants:

- Des limons sablograveleux jaunâtres, des argiles tufacées rougeâtres ou des colluvions de nature schisteuses ou gneisseuses épaisses d'environ 2,30 à 2,50m.
- Des formations rocheuses indurées représentées par des pélites consistantes, des schistes ou des gneiss. Ces terrains atteignent des côtes altimétriques s'échelonnant entre 0,5 et 2,60 par rapport au terrain .

**Une zone vaseuse** située dans la plaine alluviale se l'oued SMIR constituée de haut en bas par la succession des termes faciologiques suivants:

- Une terre végétale, épaisse de moins de 0,4m;
- Des alternances d'argile vaseuses, de vases sableuses et de sables vaseux entrecoupés de niveaux sablonneux. Ces dépôts vaseux sont subaffleurant et montrent des puissances oscillant entre 7m et 47m ;
- Des pélites altérés en surface et devenant de plus en plus indurés en fonction de l'augmentation de la profondeur. Ces terrains sont recoupés à des côtes altimétriques fluctuant entre -7 et -47m par rapport au terrain naturel.

## 2.2. Hydrologie [3]

La zone se trouve au centre d'une grande zone humide, ponctuée par la lagune de SMIR. Cette lagune est en contact avec la mer ceci a provoqué une salinisation progressive de la lagune qui reçoit l'eau salée pendant la marée haute. D'autre part, la lagune reçoit un apport d'eau douce qui provient de la rivière de SMIR.

Le tableau suivant synthétise les entrées d'eau estimées à la merja de SMIR.

Types d'entrées en (hm <sup>3</sup> /an)	Année sèche	Année humide	Année moyenne
Alimentation directe de la rivière	2,2	46	25
Apports par précipitation	0,7	2,2	1,5
Apports de bassins limitrophes	0,8	6	1,8
Déchargement de l'aquifère	0,3	0,9	0,6
Autres apports	0,5	0,5	0,5

Tableau 1: Entrées d'eau estimées à la Merja de SMIR

## 2.3. Hydrogéologie [3]

En ce qui concerne les eaux souterraines, la dépression dans laquelle se trouve la lagune de SMIR agit comme un exutoire vers lequel convergent les flux des eaux souterraines provenant des reliefs limitrophes (au nord de la chaîne Jbel Zem-Zem, au sud celle de Koudiat Taifor et à l'ouest la dorsale calcaire du Haouz).

Ces eaux sous superficielles auxquelles s'ajoutent les eaux infiltrées par les précipitations, se concentrent dans un aquifère d'environ 12 km<sup>2</sup>.

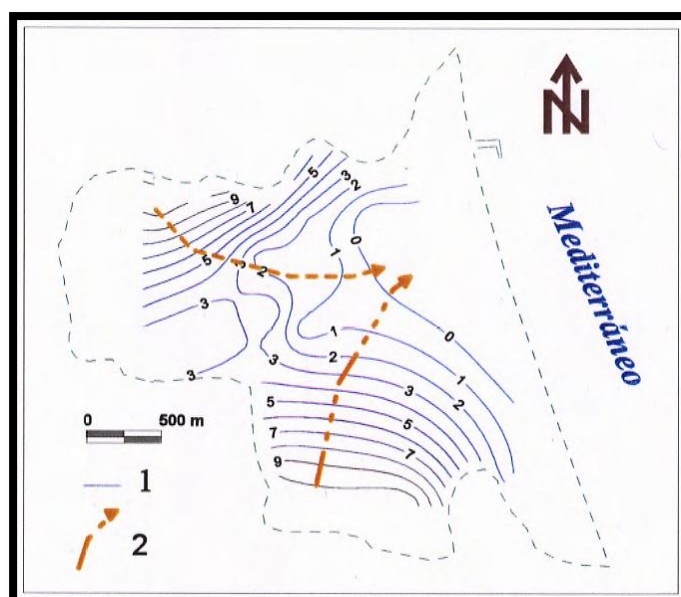


Figure 3: Carte piézométrique de l'aquifère de SMIR relative au mois de mai 2006

1 isopièze , 2: ligne de flux d'eau souterraine

## 2.4. Climatologie [3]

### 2.4.1. Précipitation

Les précipitations dans la région sont modérément élevées et se caractérisent par une grande variabilité temporelle. Elles sont saisonnières et distribuées dans des cycles de 80-90 jours. Les précipitations les plus importantes ont lieu pendant les mois d'hiver, de novembre à février, puis décroissent jusqu'à des niveaux très bas pendant les mois d'été.

Les valeurs moyennes annuelles de précipitations s'élèvent à 670mm/an.

### 2.4.2. Température

Les températures moyennes dans la station de SMIR oscillent entre 12°C enregistré pendant le mois de janvier, et 24°C atteint au mois d'août, ce qui donne une température moyenne annuelle d'environ 16°C.

La figure suivante présente le diagramme climatique ou diagramme ombrométrique où figurent en même temps les paramètres de pluviométrie et de température.

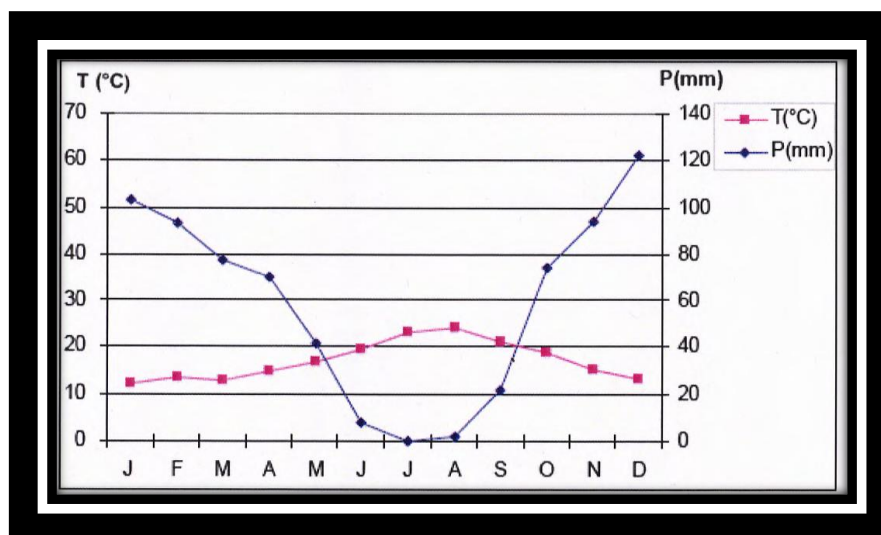


Figure 4: Diagramme climatique de la station de SMIR

### 2.4.3. Vents

La zone d'étude se caractérise par deux directions dominantes dans le régime des vents, sur l'axe est-ouest, ainsi que la prédominance de l'un ou de l'autre selon la saison de l'année :

- Pendant l'hiver, du moins de novembre au mois de février : prédominance des vents dénommés « Gharbi » qui sont d'origine atlantique
- Le reste de l'année, surtout entre mai et octobre : dominance des vents provenant de l'Est, dénommés « Chergui »

Les vitesses moyennes oscillent entre 1 et 3,5 m/s.

#### 2.4.4. Humidité

De par sa situation côtière, la plaine de la rivière SMIR se caractérise par des valeurs d'humidité relativement élevées.

Les valeurs maximales enregistrées appartiennent au mois d'octobre 1986, de l'ordre de 88,6% à 7h; tandis que les valeurs minimales enregistrées au mois d'août de cette année atteignent 62% à 14h.

#### 2.4.5. Evaporation

L'évaporation enregistrée par un évapomètre Piche pendant une période de 15 ans dans la station de SMIR (1985-2000) montre que les valeurs varient entre 950 et 1600 mm/an.

Le tableau suivant présente les valeurs moyennes par mois, pendant cette période de 15 ans.

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Jul	Août	Sept	Oct	Nov	Déc	Total Annuel
Evap(mm/an)	51	60	74	96	125	170	191	213	142	84	83	47	1 336

**Tableau 2: Evaporation mensuelle moyenne dans la station de SMIR**

**PARTIE 2**

**GENERALITES SUR LA CONCEPTION  
ET LE DIMENSIONNEMENT DES  
RESEAUX**

## 1. Réseaux sous pression [4]

### 1.1. Ossature des réseaux

- **Réseau ramifié**

Économique mais manquant de souplesse, ce système est caractérisé par son aspect non sécurisé. En effet, le bris d'une conduite entraîne la perte de service pour tous les usagers situés en aval.

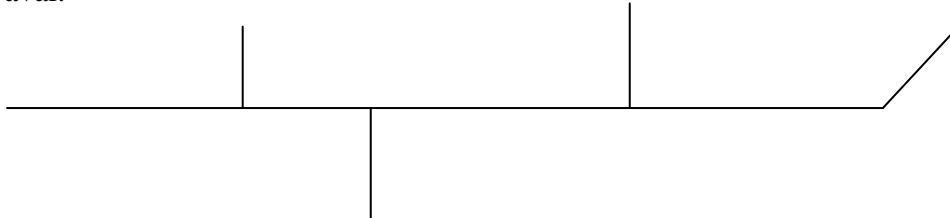


Figure 5: schéma d'un réseau ramifié

- **Réseau maillé**

Le réseau est constitué de boucle, ce qui permet d'offrir aux usagers le meilleur service possible. En effet, la pression dans le réseau est mieux équilibrée et le nombre d'abonnés non desservis en cas de bris ou de réparation est réduit au maximum.

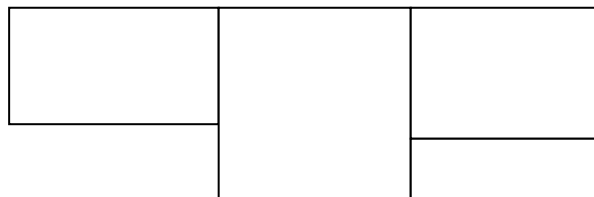


Figure 6: schéma d'un réseau maillé

### 1.2. Dimensionnement en fonctionnement normal

#### 1.2.1. Pressions au sol et vitesses limites

- **Pression :**

Le fonctionnement hydraulique normal d'un réseau de distribution requiert d'assurer une pression résiduelle minimale de 10 m chez tout usager. Il en résulte que la pression au sol requise, en fonction du nombre de niveaux des constructions comme suit :

$$P_s = P_r + H + P.D.C$$

Avec :

- $P_s$  = pression au sol (m) ;
- $P_r$  = pression résiduelle chez l'utilisateur (prise égale à 10 m) ;
- $H$  = hauteur de construction (hauteur moyenne de 3 m par niveau) ;



- P.D.C = perte de charge des tuyaux à l'intérieur des bâtiments (en moyenne 0,5 m par niveau).

Il en résulte les valeurs de pression au sol, selon le type d'habitat, ci-après :

Type d'habitat	R.D.C	R+1	R+2	R+3
Pression au sol requise (m)	13,5	17	20,5	24

**Table 2: les pressions au sol**

Tout bâtiment ou équipement dont la pression au sol requise est élevée sera équipé de réducteur de pression.

- **Vitesse :**

Les conditions de vitesses limites à respecter tant que possible pour des motifs de sécurité et pour garder une bonne qualité de l'eau distribuée sont : 0,3 m/s pour la vitesse minimale et 2,0 m/s pour la vitesse maximale.

### 1.2.1.1. Calcul des pertes de charge

- **Pertes de charges singulières**

Elles sont introduites dans une conduite par la présence de singularités correspondant toujours à un changement de direction des particules fluides et à une modification de la répartition des vitesses.

Les pertes de charges singulières sont calculées comme suit :

$$\Delta H_s = K_s \frac{V^2}{2g}$$

Avec :

$K_s$  : coefficient de singularité

$V$  : vitesse (m/s)

- **Pertes de charges linéaires**

Les pertes de charge linéaires sont calculées sur la base de la formule de Darcy et de Colebrook :

$$\Delta H_l = J = \frac{\lambda L V^2}{D 2g}$$

$\lambda$  est défini comme suit :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left( \frac{k}{3,7} + \frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} \right)$$

Avec

J	:	Pertes de charge linéaires (m/m)
$\Delta H_s$	:	Pertes de charges singulières ;
$\Delta H_l$	:	Pertes de charges linéaires ;
V	:	Vitesse (m/s) ;
D	:	Rayon hydraulique (m) ;
Re	:	Nombre de Reynolds ;
k	:	Rugosité de la paroi de la conduite ;
L	:	Longueur de la conduite en m.

On retiendra les valeurs de rugosité (k) suivantes :

- Rugosité du tuyau pour l'eau traitée : 0,1 mm pour le PVC et le PEHD ou 0,3 pour le Béton Précontraint (BP); ces valeurs tiennent compte du vieillissement des conduites et des pertes de charge singulières ;
- Rugosité du tuyau pour l'eau brute : 1,5 mm.

### **1.2.2. Critères de dimensionnement en fonctionnement exceptionnel (incendie)**

Des bouches d'incendie sont prévues en plusieurs points du réseau ayant un rayon d'action d'environ 200m chacune. Le réseau est dimensionné pour assurer au niveau de chaque bouche un débit de 17 l/s sous une pression minimale d'un bar. L'appareil normalisé est le poteau d'incendie DN 100 mm.

Le diamètre minimal des conduites à partir desquelles seront alimentées les poteaux d'incendie est le DN 110 mm.

### **1.3. Organes de sécurité**

Pour permettre une exploitation adéquate des conduites, il est nécessaire de prévoir l'installation d'un certain nombre d'organes de sécurité qui comprennent les ventouses et les vidanges.

### **1.4. Matériaux utilisés**

Les matériaux généralement utilisés dans les conduites d'eau potable sont les suivants : le PVC (polychlorure de vinyle), le Polyéthylène et la Fonte. Les caractéristiques, les avantages et les inconvénients de chaque type de conduites sont consignés dans le tableau suivant :

Type de conduite	Caractéristiques	Avantages	Inconvénients
PVC	Densité = 1,4 Résistance à la traction = 550 kg/cm <sup>2</sup> Résistance à la compression = 800 kg/cm <sup>2</sup> Thermoplasticité = rigide jusqu'à 60° (fusion 200 à 240°C, façonnage à 120 - 145°C)	Matériau hydrauliquement lisse pertes de charge faibles Légers Résistants Isolants thermiquement Coût moins cher Résistance à la corrosion	Nécessité d'un lit de pose soigné Pièces spéciales très chères Difficiles de retrouver les conduites enterrées par les méthodes classiques
Polyéthylène	Canalisation souple, utilisées pour le raccordement d'appareils Densité faible (0,92 à 1,1) Résistance à la traction = 120 à 190 kg/m <sup>2</sup>	Conduites souples Moins chers Résistance à la corrosion Longueur élémentaire plus importante (100 m), donc moins de pièces spéciales	Résistance très faible Lit de pose soigné
Fonte ductile	Masse volumique = 7000 à 7300 kg/m <sup>3</sup> (nuance 23 - 45 M)	Disponible pour tout diamètre	Très faible résistance à la corrosion

**Table 3: Types des conduites- Caractéristiques, avantages et inconvénients**

Plusieurs facteurs entrent en jeu pour le choix du matériau de canalisations ; les principaux sont les suivants :

- les possibilités de diamètres offerts par le matériau ; ainsi, pour les diamètres supérieurs à 400 mm, les tuyaux en plastique ne sont pas standardisés, et c'est le béton précontraint qui est utilisé ;
- les pressions admissibles par les tuyaux : dans ce sens, le béton précontraint est recommandé jusqu'à une pression caractéristique de 20 bars ( $PC = PMS + 2 \text{ bars}$ ) ; au delà, seule la fonte convient ;
- la résistance chimique à l'eau agressive et aux sols ;
- la longévité des conduites compte tenu de la qualité des eaux véhiculées ;
- la facilité de pose ;
- les conditions du marché local et le prix du tuyau.

## 2. Critères de conception et de dimensionnement du réseau

### d'assainissement

#### 2.1. Les Systèmes d'assainissement [5]

Dans la pratique, il y a trois grands systèmes de réseaux d'assainissement collectif à préconiser :

- **Système unitaire**

L'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales est assurée par un seul réseau généralement pourvu de déversoirs permettant en cas d'orage le rejet direct, d'une partie des eaux, dans le milieu naturel.

- **Système séparatif**

Il consiste à réserver un réseau à l'évacuation des eaux usées domestiques et, sous certaines réserves les effluents industriels, alors que l'évacuation de toutes les eaux météoriques est assurée par un autre réseau. Le système eaux usées est enterré, le système eaux pluviales pouvant être enterré ou superficiel.

- **Système pseudo-séparatif :**

C'est un système comportant une canalisation pour les eaux usées et les eaux de pluie provenant des toits, terrasses, jardins, cours des habitations et un réseau de canalisations, de fossés et/ou de caniveaux pour les eaux de ruissellement de surface (surface des voiries).

Le choix des systèmes d'assainissement dépendra de plusieurs facteurs :

- Situation de la zone à assainir par rapport au réseau existant,
- Occupation du sol de cette zone
- Existence d'un réseau hydrographique proche,

- Etat de saturation du réseau à l'aval
- Possibilité d'écrêtement de la pointe par rétention

## 2.2. Evaluation du débit des eaux pluviales [5]

Diverses formules d'évaluation des débits d'eaux pluviales existent et ils reposent sur la modélisation des écoulements par la transformation pluie-débit. Parmi ces formules, deux modèles sont les plus répandues et utilisées actuellement, la méthode rationnelle développée aux Etats Unis à la fin du 19ème siècle, et la méthode superficielle de CAQUOT qui dérive de cette dernière.

### ▪ Méthode Rationnelle :

C'est la méthode la plus ancienne, elle utilise un modèle simple de transformation de la pluie de projet (décrite par son intensité  $I$ ), en un débit maximal lorsque l'ensemble de son bassin contribue à ce débit, selon la relation :

$$Q = C . I . A$$

Avec :

Q: Débit maximal à l'exutoire ;

C: Coefficient de ruissellement ;

I : Intensité des précipitations ou temps de concentration  $t_c$  (temps de concentration: temps nécessaire à l'eau, pour atteindre l'exutoire depuis le point hydrauliquement le plus éloigné de celui-ci) pour une période de retour donnée ;

A : Superficie du bassin versant.

Notons que cette méthode pose les deux hypothèses suivantes:

- L'intensité de pluie est constante et est généralisée sur tout le bassin;
- La durée de l'averse excède le temps de concentration du bassin versant.

### ▪ Méthode de Caquot

Elle s'écrit:

$$Q(F) = K^{1/u} . I^{v/u} . C^{1/u} . A^{w/u}$$

Dans-laquelle les divers paramètres sont des fonctions de  $a(F)$  et (ou) de  $b(F)$  qui sont eux-mêmes les paramètres de la relation

$$I(t, F) = a(F) . t^{-b(F)}.$$

Où :

$I$  : est exprimé en millimètres par minute et  $t$  en minutes est compris entre 5 minutes et 120 minutes

$Q(F)$  : est le débit de fréquence de dépassement  $F$  exprimé en mètres cubes par seconde;

**I** : est la pente moyenne du bassin versant (en mètres par mètre);

**C** : est le coefficient de ruissellement;

**A** : est la superficie du bassin versant (en hectares);

$$K = \frac{0.5^{b(F)} \times a(F)}{6.6}$$

$$U = 1 + 0.287 \times b(F)$$

$$V = -0.41 \times b(F)$$

$$W = 0.95 + 0.507 \times b(F)$$

Cette formule est valable pour des bassins versants d'allongement moyen « M= 2 ».

#### Validité de la formule de Caquot:

Les formules de calcul du débit ne sont valables que dans les conditions suivantes :

- La limite supérieure de la surface du bassin ou du groupement de bassins est fixée à 200 ha ;
- La valeur de la pente doit rester comprise entre 0,2 % et 5% ;
- La valeur du coefficient de ruissellement C, doit rester comprise en 0,2 et 1.
- Le coefficient d'allongement :  $M \geq 0,8$ . Sinon le débit sera corrigé par le coefficient correcteur  $m = (M/2)^{-0,63}$

#### Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins [5]

Les paramètres I, C, A, M sont calculés pour les bassins assemblés comme suit :

Paramètres équivalents	$A_{eq}$	$c_{eq}$	$I_{eq}$	$M_{eq}$
Bassins en série	$\sum A_j$	$\frac{\sum C_j A_j}{\sum A_j}$	$\left( \frac{\sum L_j}{\sum \left( \frac{L_j}{\sqrt{I_j}} \right)} \right)^2$	$\frac{\sum L_j}{\sqrt{\sum A_j}}$
Bassins en parallèle	$\sum A_j$	$\frac{\sum C_j A_j}{\sum A_j}$	$\frac{\sum (I_j Q_{pj})}{\sum Q_{pj}}$	$\frac{L(Q_{pjMAX})}{\sqrt{\sum A_j}}$

Tableau 3: Les paramètres d'équivalence et d'assemblage des bassins versants

### 2.3. Evaluation des débits des eaux usées [5]

- **Le débit moyen journalier**

Le débit de moyen journalier des eaux usées est donné par la formule suivante:

$$Q_{moy} = Q_{aep} \cdot T_r \cdot T_b \cdot (1 + T_{ep})$$

Avec:

$Q_{aep}$  : Le débit moyen d'eau potable consommé en m<sup>3</sup>/J;

$T_r$  : Le taux de restitution à l'égout;

$T_b$ : Le taux de branchement au réseau d'assainissement.

$T_{ep}$  : Taux d'infiltration des eaux parasites

Le débit des eaux usées rejeté, est calculé sur la base du débit d'eau consommé, par l'application du taux de retour à l'égout, du taux de raccordement au réseau d'assainissement et du taux des eaux parasites que nous définissons dans ce qui suit :

**-Taux de retour à l'égout :**

Le taux de retour à l'égout permet d'évaluer le volume d'eau rejeté dans les égouts, à partir de la consommation en eau. Ce coefficient est pris égal à 80% dans les zones touristiques.

**-Taux de raccordement au réseau des eaux usées :**

Pour les besoins de dimensionnement du réseau des eaux usées on considère que toutes les constructions seront raccordées au réseau d'assainissement, soit un taux de 100%.

**-Taux des eaux parasites :**

Le réseau d'assainissement peut recevoir, en plus des eaux usées, des eaux parasites en provenance des eaux pluviales, et du réseau d'eau potable (fuites, casses de conduites). Pour tenir compte de ces infiltrations, on considère un taux des eaux parasites de 10%.

Pour le cas des collecteurs projetés à un niveau inférieur au niveau 0 m NGM on a pris un taux des eaux parasites égal à 30% et ce pour tenir compte des eaux parasites en provenance de la nappe.

- **Le débit de pointe journalier**

Le débit de pointe journalier calculé par la formule suivante:

$$Q_{pj} = C_{pj} \cdot Q_{moy}$$

Avec :

$C_{pj}$  : Coefficient de pointe journalier

- **Le débit de pointe horaire**

Le débit de pointe horaire est calculé par la formule suivante:

$$Q_{ph} = C_{ph} \cdot Q_{moy}$$

Avec:

$C_{ph}$ : Coefficient de pointe horaire, il est définie par:

$$C_{ph} = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{moy}}}$$

Avec :

$Q_{moy}$  est exprimé en l/s

#### 2.4. Calage du réseau

La conception du réseau d'assainissement doit être optimisée de façon à respecter les contraintes de tracé et de calage. Parmi celles-ci, on cite :

- Respecter une pente minimale de 0,3 % afin de répondre aux conditions d'autocurage des réseaux d'assainissement, et une pente maximale de 3% pour éviter les vitesses importantes dans les canalisations,
- Pour le réseau, les pentes sont déterminées en fonction des pentes du terrain naturel tout en respectant les conditions d'autocurage.
- Opter pour des pentes qui épousent la forme des voies et ce pour minimiser les surprofondeurs,
- Minimiser les variations de la pente dans le même collecteur pour réduire les changements de section,

Assurer une transition des pentes intermédiaires lors du passage d'une pente forte à une faible pente, et ce pour éviter l'accumulation des dépôts dans les zones de faibles pentes.

#### 2.5. Calcul des sections [17]

La formule de base utilisé pour le calcul des diamètres théoriques des collecteurs est la formule de Chézy :

$$V = C\sqrt{I}$$

Avec :

C : coefficient de Chézy

Le coefficient de Chézy C dépend de la nature des parois et du rayon hydraulique. Pour l'estimer l'une des formules les plus utilisées est celle de Manning-Strickler :



$$C = KR^{1/6}$$

K étant le coefficient de Strickler

La formule de Manning-Strickler s'écrit aussi :

$$Q = K * R^{2/3} * \sqrt{I} * S$$

Q : Débit en m<sup>3</sup>/s;

S : Section pleine en m<sup>2</sup>

R<sub>h</sub> : Rayon hydraulique en m

I : Pente en m/m

K : Coefficient de Manning Strickler

Le coefficient de Manning Strickler dépend du matériau de la conduite et de son âge. Il est pris égal à :

- \_ 70 pour les conduites en CAO.
- \_ 90 pour les conduites en PVC ou en PEHD.

## 2.6. Vitesse d'autocurage [5]

Afin d'éviter les dépôts des matériaux solides d'une part et d'éviter la dégradation des joints et l'abrasion des canalisations d'autre part, les vitesses devront être comprises entre les valeurs limites suivantes :

$$0,7m/s \leq V \leq 4m/s$$

Cette condition devra être accompagnée des conditions d'autocurage:

- \_ à pleine ou à demi section, la vitesse d'écoulement doit dépasser 0,7 m/s.
- \_ pour un remplissage égal aux 1/5 du diamètre, la vitesse d'écoulement doit être au moins égale à 0,3 m/s.
- \_ le remplissage de la conduite au moins égal aux 1/5 du diamètre doit être assuré par le débit moyen actuel.

Par le fait de limiter la vitesse minimale à 0.7 m/s (première condition d'autocurage), la deuxième condition est automatiquement satisfaite. La troisième condition reste tributaire du nombre d'usagers raccordés au réseau. En cas d'insuffisance des débits transités, l'exploitant doit augmenter la fréquence des curages.

## 2.7. Ouvrages particuliers

### 2.7.1. Les déshuileurs [12]

#### 2.7.1.1. Description et fonctionnement

Le rôle d'un déshuileur est d'intercepter, dans les eaux pluviales, les huiles ou les hydrocarbures qui ne sont ni solubles dans l'eau, ni présents sous forme d'émulsion. Il fonctionne par différence de densité entre l'eau et les hydrocarbures. Les hydrocarbures montent en surface et sont piégés dans la chambre de rétention.

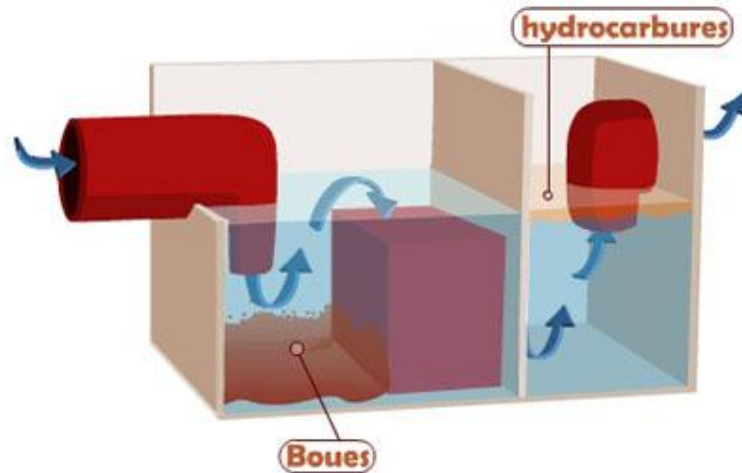


Figure 7: coupe et schéma de fonctionnement d'un séparateur d'hydrocarbures

Les éléments constitutifs des installations de séparation d'hydrocarbures sont :

- Le déboureur
- Le séparateur
- La colonne d'échantillonnage

#### 2.7.1.2. Calcul de la taille nominale du séparateur

La taille nominale du séparateur doit être calculée à l'aide de la formule suivante :

$$TN = (Qr + fx \cdot Qs)fd$$

Avec :

TN : Taille nominale du séparateur calculée

Qr : Débit maximum des eaux de pluie en entrée du séparateur, en l/s,

fx : Facteur relatif à l'entrave selon la nature du déversement,

Qs : Débit maximum des eaux usées de production en entrée du séparateur en l/s,

fd : Facteur relatif à la masse des hydrocarbures concernés il est égale à 1 pour une installation dans un milieu d'hydrocarbures composés d'essence et de gazoil principalement.

### 2.7.1.3. Choix du traitement

Le calcul peut être effectué pour un séparateur avec ou sans déversoir d'orage :

**Traitement total** c'est-à-dire sans déversoir d'orage : le débit des eaux de pluie traité est de 100%.

**Traitement partiel** c'est-à-dire avec déversoir d'orage : le débit des eaux de pluie traité est de 20%

Les séparateurs avec dispositif de dérivation incluent un dispositif qui permet à un écoulement dépassant le débit maximum admissible de contourner ledit séparateur.

### 2.7.1.4. Calcul du volume du déboureur

Le volume du déboureur  $S$  se détermine selon la formule suivante :

$$S = \frac{100 * Tn}{fd}$$

## 2.7.2. Les dégrilleurs [5]

### 2.7.2.1. Description

Le dégrilleur permet de protéger l'ouvrage contre l'arrivée intempestive de gros objets flottants et de particules volumineuses qui pourraient nuire à l'efficacité du traitement et créer des colmatages. Il retient les particules dont les dimensions sont supérieures à 50 mm.

On distingue :

- Les dégrilleurs automatiques



- Les dégrilleurs manuels ou panier dégrilleur



### 2.7.2.2. Dimensionnement

Le dimensionnement du dégrilleur automatique dépend de la nature de l'effluent, de la section de passage et du débit.

Le système de dégrillage peut se présenter sous forme de panier dégrilleur relevable (barres de guidage en inox et chaîne de relevage) ou d'une simple grille.

La surface de la grille est définie par :

$$S = \frac{Q_p}{v * a * c}$$

Avec

S : surface de la grille

Q<sub>p</sub> : le débit de pointe à traiter

v : vitesse de l'effluent (0,6 m/s)

a : coefficient de passage libre\*

C : coefficient de colmatage (0,5 pour une grille automatique)

La vitesse de l'effluent est choisie de façon à minimiser les pertes de charges.

\*Le coefficient de passage libre :

$$a = \frac{e}{e + s}$$

Avec

e : l'espacement entre les barres de la grille

s : la largeur des barres

Pour  $e = s = 10\text{mm}$  on a :  $a = 0,5$

### 2.7.3. Le caniveau [6],[17]

Le dimensionnement d'un caniveau se fait par la formule de Manning-Strickler en considérant le débit de pointe.

$$Q = K * R^{2/3} * \sqrt{I} * S$$

La formule devient dans le cas d'un caniveau rectangulaire :

$$Q = K * \left(\frac{Ly}{L + 2y}\right)^{2/3} * \sqrt{I} * Ly$$

Pour une largeur donnée, la hauteur d'eau y peut être déterminée suite à une résolution de l'équation par calcul itératif.

### 2.7.4. Les déversoirs d'orage (DO)

Le principe de fonctionnement du DO, est d'effectuer le déversement, dans le milieu naturel, des débits d'orage et de ne dériver pour le traitement que les débits de fuites appelés « débit de temps sec ».

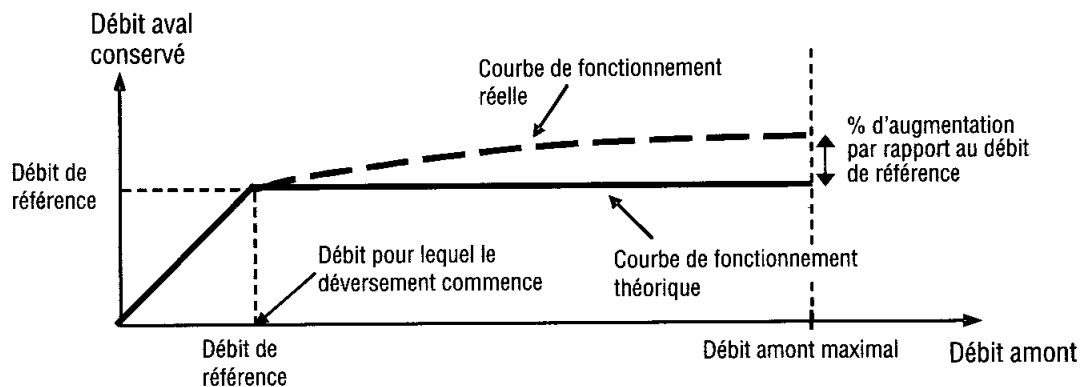


Figure 8: principe de fonctionnement hydraulique du DO

On donne ci-dessous la formule dite de Giersch de dimensionnement du déversoir d'orage latéral.

$$Q_{dev} = \frac{L^{0,83} H^{1,67}}{0,847}$$

Avec

$Q_{dev}$  : débit déversé (m<sup>3</sup>/s)

L : longueur du seuil déversant(m)

H : lame déversante (m)

## 2.8. Méthode de dimensionnement des stations de pompage [18]

Les postes de refoulement ont pour objet de faire franchir aux eaux un point haut de leur parcours, tandis que les postes de relèvement se limitent à élever le niveau des eaux sur place en vue de leur déversement dans une bêche.

### 2.8.1. Conception

La conception des stations de relevage et de pompage dépend de plusieurs facteurs dont notamment la hauteur manométrique, le débit et la nature du terrain en place.

On distingue plusieurs systèmes :

- Les relèvements par vis d'Archimède ; ils concernent surtout des hauteurs manométriques faibles jusqu'à 6 m et des débits qui peuvent être importants,
- Les stations à pompes submersibles ; elles intéressent les faibles débits et les hauteurs manométriques peu élevées. Leur conception entraîne une économie importante sur le génie civil,
- Les stations avec fosse sèche ; elles seront adoptées pour les débits et les hauteurs de relèvement importants. Une cloison étanche sera prévue pour séparer le compartiment recevant les eaux usées de celui contenant le matériel électromécanique. Dans la conception de ces postes, il faut :
  - Eviter que l'eau de nappe ou de surface pénètre dans la station,
  - Munir l'arrivée des eaux brutes de dégrilleur visible pour éviter que les éléments grossiers ne pénètrent et encombrant la bêche de pompage,
    - pour les refoulements importants, prévoir à l'extérieur de la station ou dans la fosse sèche, sur chaque conduite, une vanne de sectionnement ainsi qu'un clapet anti-retour sauf dispositions contraires dictées par la protection anti-bélier,
    - prévoir une conduite de trop-plein qui évacue, en cas de panne, les eaux non pompées vers un exutoire proche pouvant recevoir une pollution accidentelle. Ce trop-plein peut être projeté, soit dans la bêche même à une côte suffisamment élevée mais qui n'occasionne pas de débordement sur les regards amont, soit aussi sur le regard amont le plus proche de l'exutoire,
    - mettre en place un groupe de secours qui puisse suffire à l'écêtement des débits excédentaires tout en admettant un stockage provisoire dans le réseau.

### 2.8.2. Volume minimum de régulation

Les paramètres de base pour la détermination des volumes de régulation comprennent:

- Le débit unitaire et le nombre de groupes.
- La fréquence de démarrage garantie.

Le volume minimum de régulation est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{Q \cdot T}{4}$$

Avec :

V : le volume minimum de régulation.

Q : le débit d'une pompe.

T : l'intervalle de temps entre deux enclenchements successifs.

### 2.8.3. Puissance des pompes

La puissance nécessaire est calculée par la formule suivante

$$P = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot HMT}{\rho}$$

Avec :

P : Puissance en KW

HMT : Hauteur de relèvement en m

$\rho$  : Rendement global du groupe motopompe

Q : Débit relevé en m<sup>3</sup>/s

g : Accélération de la pesanteur 9.81 m/s<sup>2</sup>

### 2.8.4. Récapitulatif de la méthode de dimensionnement des pompes

Dans ce qui suit nous présenterons une fiche méthodologique pour le dimensionnement des pompes :

#### Les données :

- Débit de pointe de refoulement
- Côte de refoulement
- Côte d'entrée à la bache de régulation
- Longueur de refoulement

#### La méthode :

Une pompe est caractérisée par 2 paramètres : le débit de refoulement Q et la HMT. Le premier étant une donnée, il reste à déterminer le deuxième.

1-calcul du volume de la bache (voir 9.2)

2-déduction de la hauteur de régulation de la bache : s'il s'agit d'une station de pompage des eaux usées la bache est généralement une station TOP préfabriquée. Connaissant le débit de refoulement et le volume de la bache son diamètre est déduit du catalogue du constructeur (exemple : stations de pompes FLYGT).

Ainsi connaissant le volume de la bache et son diamètre, on peut déduire la hauteur de régulation **hr**

3-calcul du diamètre économique de la conduite de refoulement

4-calcul de la hauteur manométrique maximum (HMT) :

$$HMT_{max} = HMT_{max} + \Delta H$$

Avec

$$\Delta H = \Delta H_{linéaire} + \Delta H_{singulière}$$

$\Delta H$  linéaire : se calcule avec la formule de Colebrook citée précédemment

$$\Delta H_{singulière} = Ks \frac{V^2}{2g}$$

Les différentes singularités que l'on peut retrouver à l'aval des pompes avec leur valeur de K sont reportées dans le tableau ci-après

Descriptif	K
Pied d'assise	0,3
Coude à 90°	0,27
Vanne opercule	0,12
Connexion T	0,5
Clapet	2
Sortie	1
Total pertes de charges singulières	4,19

Tableau 4:différentes singularité à l'aval de la pompe

Reste alors à déterminer  $hg_{max}$  :

$$hg_{max} = \text{côte de refoulement} - (\text{côte d'entrée à la bache} + hr)$$

De cette manière la  $HMT_{max}$  est déterminée.

On aura ainsi, obtenu le couple (Q, HMT) nécessaire pour la détermination de la pompe qui assurera le relevage des eaux.

Il nous reste maintenant à déterminer le point de fonctionnement de la pompe défini comme étant l'intersection entre la courbe de la pompe (fourni par le constructeur) et la courbe de réseau.



La courbe de réseau est obtenue selon la formule :

$$HMT_{réseau} = hg_{max} + \Delta H * \left(\frac{Q}{Q_0}\right)^2$$

Avec  $Q_0$  = le débit de refoulement

**Remarque :**

Le dimensionnement de la pompe peut se faire de la même manière avec  $hg_{min}$  au lieu de  $hg_{max}$  avec :

$Hg_{min}$  = cote de refoulement - cote d'entrée à la bache

### 2.8.5. Dimensionnement du diamètre de la conduite de la pompe :

Le dimensionnement du diamètre de la conduite d'aspiration et de refoulement de la pompe se fait sur la base du diamètre économique en tenant compte du : coût d'investissement, de la puissance de la pompe, des matériaux de construction....

Pour un débit donné, plusieurs combinaisons de systèmes pompes –conduites sont possibles. Si on choisit un grand diamètre, le prix de la conduite sera élevé, mais les pertes de charges seront réduites et donc la puissance du groupe sera faible ce qui réduira le coût d'investissement sur la station de pompage. On voit donc qu'il doit exister un compromis entre le choix de la pompe et le diamètre de la conduite

Les coûts des équipements de la station de pompage, du génie civil ainsi que celui de l'énergie sont calculés à l'aide des équations empiriques suivantes :

Equipement de la station de pompage :  $C = \frac{3}{4} 5.10^6 Q^{0,7} HMT^{0,35}$

Génie civil de la station de pompage :  $C = \frac{1}{4} 5.10^6 Q^{0,7} HMT^{0,35}$

Energie :  $C = \frac{g * 0,66 * HMT * V_{Annuel\ pompé}}{3600 * 0,47} 10^6$

## 3. Critères de calage et de dimensionnement de la conduite d'adduction

Les conduites sont à caler de sorte à :

- respecter les hauteurs de couvertures minimales ;
- Optimiser le nombre de points hauts et de points bas ;
- Respecter les pentes minimales suivantes :
  - 0,003 pour les pentes ascendantes ;
  - 0,006 pour les pentes descendantes ;

Le dimensionnement de la conduite d'adduction est effectué en respectant :

- La vitesse d'eau dans les conduite :  $0,2 \leq V \leq 2\text{m/s}$  ;
- La pression au sol qui doit être supérieure ou égale à 5mCE le long de la conduite d'adduction.

- **Largeur de la tranchée :**

La largeur de la tranchée est défini comme suit :

Diamètre extérieur de la conduite	Largeur de la tranchée
$\text{DN} \leq 150\text{mm}$	0,6 m
$150 < \text{DN} \leq 300 \text{ mm}$	$\text{DN} + (2 * 0,25\text{m})$
$300 < \text{DN} \leq 500\text{mm}$	$\text{DN} + (2 * 0,3\text{m})$
$\text{DN} > 500$	$\text{DN} + (2 * 0,4\text{m})$

**Tableau 5: largeur de la tranchée de la conduite d'adduction**

- **Profondeur de la tranchée :**

**Lit de pose :**

En terrain ordinaire, le lit de pose est en sable d'épaisseur 15 cm, et en terrain rocheux, il est en gravette d'une épaisseur de 20 cm.

**Remblais :**

La conduite est enrobée dans un remblai primaire, sur une épaisseur atteignant 25 cm au-dessus de la génératrice supérieure extérieure de la conduite.

La tranchée est ensuite comblée avec un remblai secondaire sur une épaisseur minimale de 55 cm, de manière à ce que la hauteur de couverture totale au-dessus de la conduite soit supérieure ou égale à 80 cm.

- **Ancrage des conduites**

La conduite enterrée sera ancrée dès que la pente est supérieure ou égale à 15%. On prévoit un massif d'ancrage en béton, en dessous de la conduite, d'une hauteur de 50 cm. La conduite sera fixée à l'aide de colliers

- **Passages particuliers :**

Au niveau des traversées de routes et des pistes importantes, la conduite sera protégée par des dalettes en béton armé.

- **Protection des points hauts et des points bas :**

Les adductions d'eau n'ont que très rarement une pente régulière. En règle générale, tout au long de leur parcours, leurs pentes varient, augmentent ou diminuent. Ces variations

de pente forment ainsi dans l'adduction des points hauts et des points bas qu'il est indispensable de repérer le long de la conduite d'adduction.

### **Points hauts :**

Pour l'aération et le dégazage de conduites on utilise des ventouses. Elles permettent une évacuation de l'air assez vite lors du remplissage des conduites afin d'éviter des coups d'air ou d'eau dangereux. Elles servent également à l'aération pour éviter une dépression éventuelle.

Le dimensionnement des ventouses dépend du débit d'air à évacuer au moment du remplissage de la conduite, calculé avec la formule de Manning-Strickler :

$$Q = K \frac{\pi}{5} \frac{D^8}{4^3} \sqrt{I}$$

Avec :

K : coefficient de Strickler

D : diamètre de la conduite (m)

I : pente de la ligne d'énergie (m/m)

- **Points bas :**

L'eau circulant le long de la conduite d'adduction entraîne dans ses turbulences des corps inertes (poussière, sable ou petits cailloux) qui vont, à l'occasion d'un écoulement plus régulier et moins agité, venir se déposer dans les points bas des adductions. On comprend donc aisément l'intérêt qu'il y a de disposer d'une vidange qui permettra de temps à autre, de vider l'adduction en entraînant ainsi l'ensemble des dépôts qui obstrue les tuyaux. L'installation des vidanges est aussi utile pour la réparation des fuites ou pour la réhabilitation.

Il est à noter que le choix des vidanges dépend d'une part du temps maximum désiré pour cette fonction et d'autre part du profil en long de la conduite. Cependant il est impératif que la vitesse dans la conduite ne dépasse pas 2 m/s.

**PARTIE 3**  
**ETUDE DE L'AMÉNAGEMENT EN VRD**  
**DU PROJET**

## **1. Etude de la voirie**

### **1.1. Accessibilité**

Le projet sera accessible directement à partir de la route reliant M'diq et Fnideq moyennant un carrefour plan à aménager.

### **1.2. Conception et calage de la voirie projetée**

- **Conception de la voirie**

La conception des axes des voies du projet est effectuée selon le plan de masse donné par l'architecte. (Voir plan ci-joint)

Le linéaire total de la voirie projetée est d'environ 6 km.

- **Calage de la voirie projetée**

- **Profil en long**

Le calage du profil en long des différentes voies a été effectué à l'aide du module « projet linéaire » du logiciel MENSURA. Le dit calage a été réalisé en respectant les côtes seuils imposées par l'architecte.

Les profils en long ont été élaborés de manière à assurer dans la mesure du possible :

- Un bon écoulement des eaux pluviales ;
- Un respect des valeurs des déclivités des voies urbaines qui devraient idéalement rester entre 1 et 4% dans les cas les plus favorables ;
- Une desserte correcte des propriétés riveraines au niveau des seuils de bâtiments,
- Un respect de pente minimale de 0,3%, et de pente maximale de 10% ;
- Un rayon de courbure minimal assurant les conditions de visibilité pour les courbes saillantes et celles de confort (accélération verticale) pour les courbes rentrantes.
- Pour les raccordements des déclivités, on adopte les rayons limites suivants :

Raccordement	Vitesse de base 60 Km/h	Vitesse de base 40 Km/h
Angles saillants	1 500 m	700 m
Angles rentrants	1 500 m	500 m

**Tableau 6:caractéristiques des raccordements en angles saillants et rentrants**

Le plan ci-joint représente les côtes projets adoptés pour les voies B et D.

- **Profil en travers type de la chaussée :**

Les largeurs des différentes voies du projet sont de valeurs 6 m ou de 8 m.

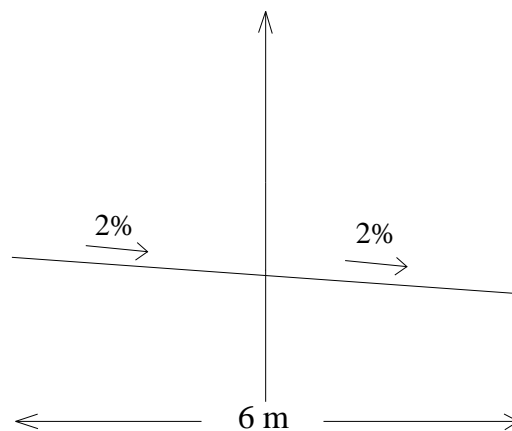
Les voies de largeur 6 m sont : A1-1, A3, A4, A5, B3-2, B4, C, D1, E1, F, G, G1 et G2 ;

Les voies de largeur 8 m sont A, A2, B, B1, D, E est de 8 m.

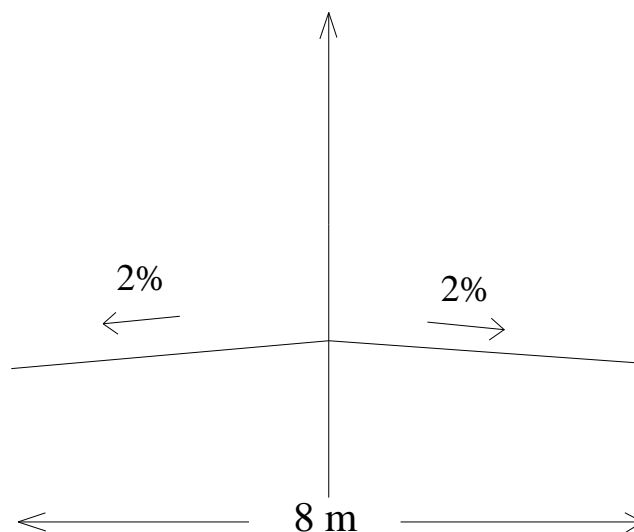
Le calage du profil en travers type de la chaussée est effectué à l'aide du logiciel MENSURA.

Selon la largeur des différentes voies, on compte deux profils en travers types pour la voirie du projet comme schématisé ci-dessous :

**Profil 1** : pour les voies de largeur 6m :

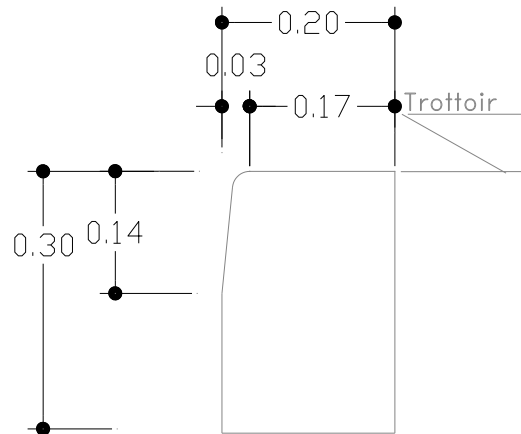


**Profil 2** : pour les voies de largeur 8m :



La pente adoptée lors du calage pour le trottoir et le stationnement est de 1% vers l'axe de la voie.

Les voies seront bordées par des bordures qui permettent d'un côté de protéger le corps de chaussée contre toute dégradation et d'un autre côté, ils permettent de canaliser les eaux de ruissellement vers les bouches d'égout. Les dimensions adoptées pour la bordure sont représentés dans le schéma suivant :



La surface totale dédiée au réseau de voirie s'élève à 7 ha représentant 23 % de la superficie totale aménagée. Le tableau suivant récapitule les dimensions des différentes voies du projet :



Nom de la voie	Emprise(m)	Chaussée			
		largeur(m)	TPC	longueur(m)	surface (m <sup>2</sup> )
voie A	17	8	*	380	3 043
voieA1-1	12	7		20	141
parkingA1-2	25	25		50	1 256
parkingA1-3	33	33		48	1 599
voie A2	6	6		244	1 464
voieA3	6	6		34	204
voieA4	12	6		85	509
voieA5	12	6		109	652
Voie B	13	8		581	4 645
voieB1	15	8		128	1 021
parking B2	12	12		133	1 590
voie B 3-1	12	8		9	76
parking B 3-2	12	12		28	330
parking B 3-3	12	12		15	177
voie B4	9,8	8		176	1 409
voie C	9,5	6		342	2 052
voie D	18,5	8		439	3 510
voie D1	12	8		67	537
parking D1	12	12		139	1 666
parking D2	13	13		25	325
voie E	13	6		485	2 911
voie E1	12	6		96	575
Giratoire G1		6		38	226
Voie F	9,5	6	*	940	5 637
Voie G	12	6		882	5 292
Voie G1	9,5	6		200	1 200
Voie G2	9,5	6		131	786
<b>Total</b>				5 824,00	42 833,00

**Tableau 7:dimensions des différentes voies du projet**

### 1.3. Métré des travaux de terrassements :

Le tableau suivant récapitule le volume total déblayé ainsi que le volume de remblai utilisé par voie :

Voie	volume déblai (m3)	volume remblai (m3)
GIRATOIRE G1	455	1
PARKING A-1-2	422	3
PARKING A-1-3	214	108
PARKING B-2	2 332	67
PARKING B-3-2	0	5 071
PARKING B-3-3	0	670
PARKING D-1	1	8 054
PARKING D-2	0	1 305
VOIE A	13 480	365
VOIE A-1-1	477	1
VOIE A-2	106	1 686
VOIE A-4	440	531
VOIE B-1	103	1 391
VOIE B-3-1	0	251
VOIE C	3 545	6 971
VOIE D	0	66 608
VOIE D-1	0	3 527
VOIE E	1 065	7 954
VOIE E-1	78	915
VOIE G	1 648	3 005
VOIE G-1	252	625
VOIE G-2	23	553
VOIE A-3	460	2
VOIE F	1 339	5 669
VOIE B-4	0	5 333
Volume total	26 440	120 666

**Tableau 8: Métré des travaux de terrassement**

NB : la détermination de la structure du corps de chaussée n'a pas été réalisée suite à l'absence d'une étude géotechnique.

#### **1.4. Estimation financière du coût des terrassements**

A ce stade d'étude nous avons procédé à une estimation sommaire du coût de terrassement du réseau de voirie comme montré dans le tableau suivant :

	Déblai	Remblai
volume (m3)	26 440	120 666
coût (DH)	558 677	12 259 666

**Tableau 9: Estimation financière du coût des travaux**

Le coût total du terrassement s'élève à 12 818 343 DH.

### 3. Etude du réseau d'assainissement :

#### 3.1. Réseau existant et points de raccordement

Le système d'assainissement existant dans la zone est le séparatif.

Le réseau des eaux usées de la zone côtière (depuis la zone du projet jusqu'à la STEP projetée) est constitué de trois stations de refoulement (SP Kabila, SP Marina SMIR, et SP Restinga) acheminant les eaux usées de ladite zone vers la STEP projetée d'AMENDIS.

Le raccordement du réseau in site des eaux usées est prévu au niveau de la station de refoulement Kabila à la cote - **0.63 mNGM**.

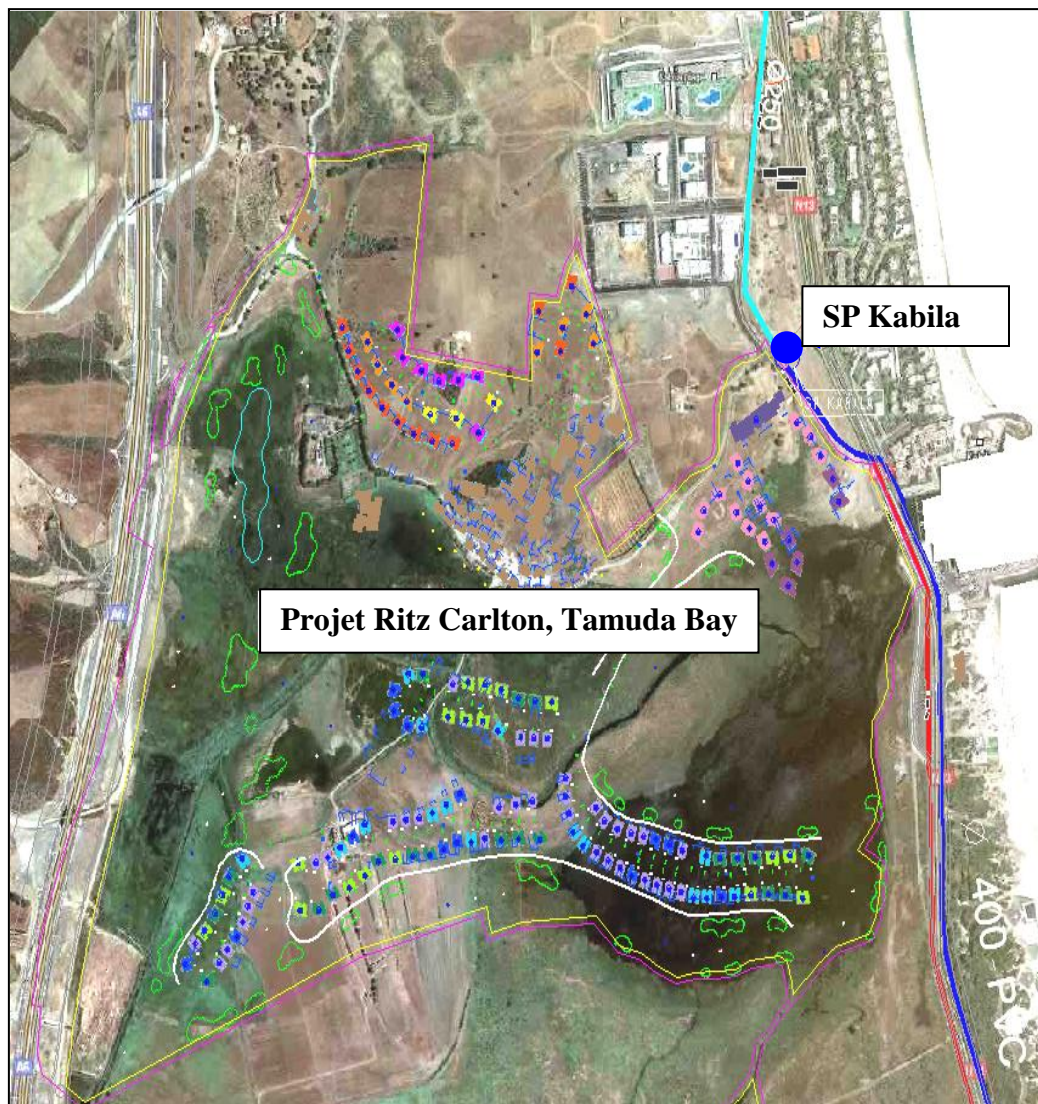


Figure 9: Point de raccordement du projet

### 3.2. Hypothèses de calcul

- **Méthode de calcul des débits**

La méthode utilisée pour le calcul des débits des eaux pluviales est la méthode superficielle vu que ses conditions sont vérifiées.

Les coefficients de ruissellement relatifs aux différentes composantes du projet sont récapitulés dans le tableau suivant :

Type de surface	Coefficient de ruissellement
Voirie + parking	0,90
Terrain de tennis	0,80
Villas	0,35
Suite et chambre d'hôte	0,35
Zone hôtelière	0,30
Espace vert	0,20

**Tableau 10: Coefficients de ruissellement**

- **La Période de retour et les paramètres de Montana**

Pour le calcul des débits de pointe des eaux pluviales par bassin versant, la période de retour adoptée est la décennale conformément aux prescriptions d'AMENDIS. Les coefficients de Montana sont donnés dans le guide du lotisseur d'AMENDIS.

Le tableau ci-après présente lesdits coefficients :

Période de retour	Coefficient a	Coefficient b
10 ans	5,637	-0,515

**Tableau 11: Coefficient de Montana de la région Tétouan-Tanger**

La formule superficielle de Caquot s'écrit ainsi comme suit :

$$Q_{pc} = 1,263 \cdot I^{0,25} \cdot C^{1,17} \cdot A^{0,81} \cdot \left(\frac{M}{2}\right)^{-0,51}$$

$Q_{pc}$  est le débit corrigé, il est exprimé en  $m^3/s$ .

### 3.3. Dimensionnement du réseau projeté

#### 3.3.1. Choix du système d'assainissement

Le choix du système d'assainissement dépend de plusieurs paramètres, entre autres, on cite :

- L'existence d'exutoires proches pour l'évacuation des eaux pluviales,
- La topographie du site, qui conditionne la collecte des effluents.
- Les orientations du SDAL de la région.
- Les infrastructures et les ouvrages existants ou projetés.

Le système de collecte préconisé pour le présent projet est le séparatif. En effet, la collecte des eaux usées et des eaux pluviales se fera séparément par des collecteurs enterrés. Les eaux usées seront acheminées vers la station de pompage projetée D'AMENDIS (SP Kabila). Les eaux pluviales seront déversées au fur et mesure au niveau des lacs, projetés à l'intérieur du site, et ce pour minimiser l'impact de l'accumulation du débit sur l'augmentation des diamètres des collecteurs d'un côté et d'un autre, pour éviter de tomber sur de grandes profondeurs.

### **3.4. Description de la solution retenue et présentation des résultats**

#### **3.4.1. Méthodologie de dimensionnement sur Mensura**

La conception, le dimensionnement du réseau d'assainissement projeté et le calcul de son métré a été faite à l'aide du logiciel Mensura Genius 6.0 (une présentation du dit logiciel est jointe en annexe 6)

Dans ce qui suit nous présenteront une description sommaire des étapes du dimensionnement du réseau des eaux pluviales sur Mensura

- Définition des coefficients de Montana de la zone d'étude
- Préalage et tracé du réseau
- Définition des zones à coefficients de ruissellements C différents
- Délimitation des bassins versants
- Assemblage des basins versants
- Vérification de l'étude
- Extraction des résultats des débits des bassins élémentaires et des débits d'assemblage
- Lancement du dimensionnement du réseau et vérification des conditions d'autocurage
- Correction du calage et relancement du dimensionnement

#### **3.4.2. Etude des eaux pluviales**

##### **3.4.2.1. Découpage en bassins versants**

L'impluvium de la zone d'étude qui totalise une superficie d'environ **34 ha**, est organisé en **81** bassins versants élémentaires, de superficies ne dépassant pas **2,3 ha**.

Le débit total décennal généré par le bassin versant de la zone projet est **4.5 m3/s**.

Les caractéristiques des bassins versants élémentaires, des bassins d'assemblage et la note de calcul des débits EP sont présentées en annexes du rapport.

Les caractéristiques des points de rejet des eaux pluviales sont présentées dans le tableau suivant :

Rejet	Pente de calage(%)	Débit (m <sup>3</sup> /s)	Diamètre (mm)	Cote de sortie (mNGM)	Cote plan d'eau (mNGM)
0	0.3	0.305	600	1.1	1
1	0.3	0.173	500	1.7	1.5
2	0.3	0.363	600	1.7	1.5
3	0.3	0.15	400	1.7	1.5
4	0.3	0.381	600	1	1
5	0.3	0.184	500	1.1	1
6	0.3	0.256	500	1.55	1.5
7	0.2	0.15	400	1.5	1.5
8	0.3	0.312	500	1.5	1.5
9	0.3	1.009	800	1.75	1.5
10	0.3	0.377	800	1.5	1.5
11	0.3	0.675	800	1.2	1
12	0.3	0.238	500	1	1

**Tableau 12: Caractéristiques des points de rejet des eaux pluviales**

#### 3.4.2.2. Réseau des eaux pluviales

Les eaux pluviales seront collectées gravitairement via des collecteurs enterrés à l'exception des voies A2 et A5 dont le drainage sera assuré par un caniveau à grille.

Le tableau suivant détail le dimensionnement des dits caniveaux :

BV	n	Pente I (m/m)	y (m)	Largeur (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Section mouillée (m <sup>2</sup> )	Périmètre mouillé (m)	Vitesse (m/s)
OR 13	0,017	0,003	1	0,35	0,305	0,35	2,35	0,87
OR 11	0,017	0,006	1,46	0,35	0,675	0,51	3,27	1,32

n : coefficient de Manning-Strickler

y : hauteur de l'eau(m)

Q : débit transitant (m<sup>3</sup>/s)

Le réseau des eaux pluviales est constitué de 13 collecteurs principaux sur lesquels sont raccordés des collecteurs secondaires.

Le rejet des eaux pluviales se fera directement au niveau des lacs aménagés à l'intérieur du site et ce à travers 13 points de rejets.

D'après les résultats de dimensionnement les conditions d'autocurage sont satisfaites, les vitesses varient entre **0.9 m/s** et **3.9 m/s**.

#### **3.4.2.3. Traitement des rejets**

Les eaux pluviales vont être traitées avant d'être rejetés dans les lacs. Et ce moyennant des séparateurs à hydrocarbures composés de déshuileurs et de débourbeurs chargés de retenir les matières solides. Ce système ne va traiter que 20% des rejets.

En effet, le site du projet est de type a : il ne constitue un risque de forte de contamination d'hydrocarbures, de plus l'évaluation des débits pluviaux a été faite pour une période de retour de 10 ans. On a donc adopté des séparateurs avec dispositif de dérivation incluent un dispositif qui permet à un écoulement dépassant le débit maximum admissible de contourner ledit séparateur ; et ce moyennant un déversoir d'orage.



Rejet	Débit Eau Pluvial (m3/s)	Débit EP (l/s)	Débit à traiter (l/s)	densité des hydrocarbures retenue (g/cm3)	Facteur de densité fd	taille déshuileur calculé	taille déshuileur commercialisée	volume déboureur calculé (l)	taille déboureur commercialisée (l)
0	0,305	305	61	0.85	1,2	73,2	80	6 667	7 000
1	0,173	173	34,6			41,52	50	4 167	5 000
2	0,363	363	72,6			87,12	100	8 333	9 000
3	0,15	150	30			36	40	3 333	4 000
4	0,381	381	76,2			91,44	100	8 333	9 000
5	0,184	184	36,8			44,16	50	4 167	5 000
6	0,256	256	51,2			61,44	65	5 417	6 000
7	0,15	150	30			36	40	3 333	4 000
8	0,312	312	62,4			74,88	80	6 667	7 000
9	1,01	1010	202			242,4	300	25 000	25000
10	0,377	377	75,4			90,48	100	8 333	9 000
11	0,675	675	135			162	200	16 667	20 000
12	0,238	238	47,6	57,12	65	5 417	6 000		

Tableau 13: Taille nominal des déshuileurs

Les déversoirs d'orage adoptés sont de type latéral, la note de calcul de leur dimensionnement est jointe en annexe 2.1. Le récapitulatif de cette note est présenté ci dessous

Déversoire	$Q_{\text{transitant}} \text{ (m}^3\text{/s)}$	$Q_{\text{déversé}}$	Lame déversante	Longueur du seuil Déversant (m)
0	0,06	0,24	0,13	4,60
1	0,03	0,14	0,16	3,13
2	0,07	0,29	0,18	5,52
3	0,03	0,12	0,25	1,01
4	0,08	0,30	0,22	3,96
5	0,04	0,15	0,17	2,99
6	0,05	0,20	0,28	1,52
7	0,03	0,12	0,25	1,01
8	0,06	0,25	0,20	3,92
9	0,20	0,81	0,40	4,00
11	0,14	0,54	0,25	6,28
12	0,05	0,19	0,25	1,77

**Tableau 14: Récapitulatif du dimensionnement des déversoirs d'orage**

Ci-joint :

- Le tracé en plan des eaux pluviales
- Les profils en long des collecteurs EP4.1, EP3, EP5

### 3.4.3. Etude des eaux usées

#### 3.4.3.1. Détermination des débits sanitaires

Bassin	T <sub>b</sub>	T <sub>r</sub>	T <sub>ep</sub>	Q <sub>mEP</sub> (l/s)	Q <sub>mEU</sub> (l/s)	C <sub>pj</sub>	Q <sub>pjEU</sub> (l/s)	C <sub>ph</sub>	Q <sub>ph</sub> (l/s)
BV_EU1	100%	80%	30%	0,33	0,343	1,7	0,583	3,2	1,87
BV_EU2	100%	80%	30%	0,88	0,915	1,7	1,556	3,2	4,98
BV_EU3	100%	80%	30%	0,16	0,166	1,7	0,283	3,2	0,91
BV_EU4	100%	80%	30%	0,37	0,385	1,7	0,654	3,2	2,09
BV_EU5	100%	80%	30%	0,16	0,171	1,7	0,29	3,2	0,93
BV_EU6	100%	80%	30%	0,47	0,484	1,7	0,822	3,2	2,63
BV_EU7	100%	80%	10%	0,11	0,097	1,7	0,165	3,2	0,53
BV_EU8	100%	80%	30%	2,5	2,6	1,7	4,42	3,2	14,14
BV_EU9	100%	80%	10%	0	0	1,7	0	3,2	0
BV_EU10	100%	80%	30%	0,27	0,281	1,7	0,477	3,2	1,53
BV_EU11	100%	80%	30%	0,48	0,499	1,7	0,849	3,2	2,72
BV_EU12	100%	80%	10%	0,12	0,106	1,7	0,18	3,2	0,57
BV_EU13	100%	80%	10%	0,29	0,255	1,7	0,434	3,2	1,39
BV_EU14	100%	80%	10%	0,19	0,167	1,7	0,284	3,2	0,91
Total				<b>6,33</b>	<b>6,47</b>		10,997		<b>35,19</b>

**Tableau 15: Récapitulatif des débits des eaux usées par bassin versant**

Bassin : Bassin versant eaux usées

T<sub>b</sub> : Taux de branchement

T<sub>r</sub> : Taux de retour à l'égout

T<sub>ep</sub> : Taux des eaux parasites

Q<sub>moy EP</sub> : Consommation moyenne d'eau potable (l/s)

Q<sub>moy EU</sub> : Débit moyen des eaux usées (l/s)

C<sub>ph</sub> : Coefficient de pointe horaire

Q<sub>ph</sub> : Débit de pointe horaire des eaux usées (m<sup>3</sup>/h)

Comme le montre le tableau précédent, le débit moyen des eaux usées s'élève à **6,5 l/s** et à **35 l/s** en pointe horaire.

Notons que pour tenir compte des infiltrations qui pourraient survenir des eaux souterraines un taux de 30% a été adopté.

### 3.4.3.2. Réseau des eaux usées

Le réseau des usées est constituée de :

- 3 collecteurs principaux sur lesquels se branchent 12 collecteurs secondaires.
- Deux stations de pompage SP1 et SP2, la première est implantée au niveau de la voie F et la deuxième au niveau de la voie E. La SP1 recevra toutes les eaux usées du projet
- A l'exception des bassins 1 et 2 alors que la SP2 permettra de collecter uniquement les eaux usées du bassin 6. D'après les résultats de dimensionnement les conditions d'autocurage sont satisfaites, les vitesses à demi-section varient entre 1 m/s et 3.9 m/s et à 2/10 de la section entre 0.6 m/s et 2.2 m/s. (voir annexe).

### 3.4.4. Choix des matériaux des conduites

Le matériau choisi pour les canalisations est le PEHD et ce en raison de sa disponibilité sur de grands diamètres (contrairement au PVC) et sa résistance à la corrosion (contrairement au BP).

### 3.4.5. Traitement des conduites implantées en présence d'eau [7]

Le projet est caractérisé par des zones marécageuses dans lesquelles la nappe surmonte le fond des fouilles des canalisations projetées. Dans certaines zones, on est amené à traverser le lac (zone hôtel). Ajouté à cela le sol du projet à domination tuffeuse limoneuse dans la partie nord du projet et argilo-vaseuse et vaseuse dans la partie sud.

Tous ces facteurs rendent la pose des conduites un peu délicates et demandent un traitement particulier du sol avant d'établir le lit de pose.

#### • Rabattement de la nappe

Les fonds de fouille seront maintenus hors d'eau en abaissant le niveau d'eau par un rabattement de la nappe. La nappe sera maintenue pendant la durée des travaux de pose à une cote inférieure à celle du fond de fouille.

La remontée du niveau de la nappe doit être aussi progressive que nécessaire pour éviter des désordres. La cote de rabattement doit se situer entre 0,30 et 0,40 mètre au-dessous du fond de fouille.

Etant donnée la composition du sol du projet à domination argilo-vaseuse, argilo-tuffacés et limono-sablo-graveleuse, il y a risque d'entraînement de matériaux fins.

Il peut être donc nécessaire de battre préalablement au terrassement un blindage jointif (rideau de palplanches) avec une fiche suffisante au-dessous du fond de la tranchée, afin de diminuer le gradient hydraulique lors des pompages.

- **Dispositions de pose des canalisations**

Le lit de pose et le remblai primaire seront réalisés en gravette, pour assurer le drainage des eaux. Ainsi, les matériaux drainants (gravette) seraient être emballés dans des chaussettes géotextiles formant des drains. Le géotextile aura une fonction de séparation entre le sol support et le matériau d'apport et une fonction de drainage.

Les remblais secondaires seront exécutés en matériaux d'apport insensibles à l'eau.

Un hydrofuge de masse ou des adjuvants selon l'étude de formulation de béton seront incorporés au béton armé destiné à la construction des regards de visite et ce jusqu'au niveau 2 m NGM et ce pour protéger le béton en l'occurrence les armatures contre l'agressivité des eaux salines.

Ci-joint :

- Le tracé en plan des eaux usées
- Les profils en long des collecteurs EU2 et EU2.4.1.1

### 3.5. Stations de pompage

#### 3.5.1. Débit d'équipement

- **Station de Pompage 1 (SP1)**

Le débit de pointe qui arrive à la station de pompage est de l'ordre **28,3 l/s**, le débit de dimensionnement est **28.5 l/s**.

La station de refoulement SP1 permettra de refouler les eaux usées collectées sur un linéaire de **245 ml** (voir le tracé en plan des eaux usées).

Bassin	T <sub>b</sub>	T <sub>r</sub>	T <sub>ep</sub>	Q <sub>m</sub> EU (l/s)	Q <sub>pj</sub> EU (l/s)	Q <sub>ph</sub> (l/s)
BV_EU3	100%	80%	30%	0,166	0,283	0,91
BV_EU4	100%	80%	30%	0,385	0,654	2,09
BV_EU5	100%	80%	30%	0,171	0,29	0,93
BV_EU6	100%	80%	30%	0,484	0,822	2,63
BV_EU7	100%	80%	10%	0,097	0,165	0,53
BV_EU8	100%	80%	30%	2,6	4,42	14,14
BV_EU10	100%	80%	30%	0,281	0,477	1,53
BV_EU11	100%	80%	30%	0,499	0,849	2,72
BV_EU12	100%	80%	10%	0,106	0,18	0,57
BV_EU13	100%	80%	10%	0,255	0,434	1,39
BV_EU14	100%	80%	10%	0,167	0,284	0,91
Total				5,21	8,857	28,34

**Tableau 16: Débit de pointe des eaux usées arrivant à la SP1**

Bassin : Bassin versant eaux usées

T<sub>b</sub> : Taux de branchement

T<sub>r</sub> : Taux de retour à l'égout

T<sub>ep</sub> : Taux des eaux parasites

Q<sub>moy EP</sub> : Consommation moyenne d'eau potable (l/s)

Q<sub>moy EU</sub> : Débit moyen des eaux usées (l/s)

C<sub>ph</sub> : Coefficient de pointe horaire

- **Station de Pompage 2 (SP2)**

La station de refoulement SP2 permettra de refouler les eaux usées collectées sur un linéaire de **415 ml** (voir le tracé en plan des eaux usées).

Bassin	Tb	Tr	Tep	Qm EU (l/s)	Qpj EU (l/s)	Qph (l/s)
BV_EU6	100%	80%	30%	0,484	0,822	2,63

**Tableau 17: Débit de pointe des eaux usées arrivant à la SP2**

Le débit de pointe qui arrive à la station de pompage est de l'ordre **2,6 l/s**. Elle sera équipée pour un débit de **7 l/s**, vu l'indisponibilité de groupes fonctionnant à un débit de **2,6 l/s** et sous la même hauteur géométrique.

### 3.5.2. Mode de régulation

Les groupes de la station de pompage fonctionneront en commande par l'amont de manière à ajuster automatiquement le débit de la station au débit d'eaux usées arrivant à la bêche d'aspiration.

Deux niveaux de régulation sont donc fixés dans la bêche d'aspiration :

- Un niveau minimum pour l'arrêt successif et automatique des groupes.
- Un niveau maximum pour le démarrage successif et automatique des groupes.

### 3.5.3. Données hydrauliques de base

- **Niveaux d'aspiration**

Les niveaux d'aspiration pris en compte dans le choix des pompes sont:

	SP1	SP2
Niveau min normal (m NGM)	-1,1	1,84
Niveau max normal (m NGM)	1	2,35
Niveau max exceptionnel (m NGM)	0,9	2,45
Niveau min exceptionnel	-1,2	0,84

**Tableau 18: Niveaux d'aspiration**

Le niveau max exceptionnel est atteint lors d'un défaut des automatismes de régulation (défaut de démarrage automatique des groupes ...) ou lorsque le débit des eaux usées est trop important par rapport à la capacité de la station. Ce niveau doit être associé à une alarme.

- **Choix du diamètre économique**

La méthodologie du calcul du diamètre économique est explicitée à la partie 2, paragraphe 3.

<b>Données de calcul</b>			
Station de pompage	<b>SP1</b>		
Débit de dimensionnement (m <sup>3</sup> /s)	0,0283		
Débit moyen journalier (m <sup>3</sup> /j)	815		
Hauteur géométrique (m)	4,10		
Longueur de refoulement (km)	0,25		
Pression maximale de service de la conduite (km)	10		
Volume annuel pompé Mm <sup>3</sup>	0,30		
<b>Caractéristiques du refoulement</b>			
Diamètres considérés (mm)	160	200	225
Vitesses (m/s)	1,65	1,06	0,83
$\Delta H$ (m)	5,00	1,43	0,93
HMT(m)	9,60	5,67	5,12
Puissances pompes (kw)	3,55	2,10	1,90
<b>Coûts économiques (Dh)</b>			
Conduites PVC	61 444	83 795	101 993
Pièces spéciales (10% de coût de la conduite)	6 144	8 379	10 199
Coût conduite	67 588	92 174	112 192
Equipements station pompage	682 459	567 697	547 792
Génie civil station pompage	227 486	189 232	182 597
Energie (Dh/An)	10 928	6 458	5 832
Coût station de pompage	920 874	763 387	736 221
<b>Coût économique total</b>	<b>988 462</b>	<b>855 561</b>	<b>848 412</b>

**Tableau 19: Dimensionnement du diamètre économique de la SP1**



<b>Données de calcul</b>			
Station de pompage	<b>SP2</b>		
Débit de dimensionnement (m <sup>3</sup> /s)	0,0070		
Débit moyen journalier (m <sup>3</sup> /j)	202		
Hauteur géométrique (m)	4,00		
Longueur de refoulement (km)	0,42		
Pression maximale de service de la conduite (km)	10,00		
volume annuel pompé Mm <sup>3</sup>	0,07		
<b>Caractéristiques du refoulement</b>			
Diamètres considérés (mm)	125	110	90
Vitesses (m/s)	0,70	0,90	1,35
$\Delta H(m)$	2,14	4,10	0,24
HMT(m)	6,35	8,51	4,26
Puissances pompes (kw)	0,58	0,78	0,39
<b>Coûts économiques (Dh)</b>			
Conduites PVC	81 350	70 625	58 762
Pièces spéciales (10%)	8 135	7 062	5 876
Coût conduite	89 485	77 687	64 639
Equipements station pompage	222 160	246 079	193 213
Génie civil station pompage	74 053	82 026	64 404
Energie (Dh/An)	1 789	2 396	1 201
Coût station de pompage	298 003	330 502	258 818
<b>Coût économique total</b>	<b>385 699</b>	<b>405 793</b>	<b>322 256</b>

**Tableau 20: Dimensionnement du diamètre économique de la SP2**

D'après les tableaux ci-dessus, on déduit que les diamètres économiques des conduites de refoulement de SP1 et SP2 sont respectivement DN 225 PN 10 et DN 110 PN 10, puisqu'ils représentent les diamètres les moins coûteux et qu'ils respectent la condition de vitesse de refoulement.

- **Pertes de charge**

Les pertes de charge sont calculées le long du chemin d'eau depuis la bache d'aspiration jusqu'au regard de mise en charge. Elles sont présentées dans le tableau suivant :

	<b>SP1</b>	<b>SP2</b>
PDC total au niveau de la station (K=0.1mm) (m)	0,15	0,17
PDC total au niveau de la conduite de refoulement (m)	1,28	3,93

**Tableau 21: Les pertes de charge**

- **Hauteurs géométriques - Hauteurs manométriques**

En tenant compte des variations du niveau d'eau dans les réseaux en amont de la station de pompage, les hauteurs géométriques à considérer dans le choix des pompes correspondent aux variations normales des niveaux d'aspiration et de refoulement. Ils sont réunis dans le tableau suivant :

	SP1	SP2
<b>Conditions d'aspiration</b>		
Cote minimum normale AS1 (m NGM)	-1,1	1,84
Cote maximum normale AS2 (m NGM)	1	2,35
<b>Conditions de refoulement</b>		
Cote Max de refoulement (m NGM)	3	4,45
Hauteurs géométriques HG		
Minimum Hgmin = RF-AS2 (m)	2	2,1
Maximum Hgmax = RF-AS1 (m)	4,1	2,61

**Tableau 22: Les niveaux de régulation**

	SP1	SP2
HMT Min (m)	3,43	6,2
HMT Max (m)	5,53	6,71

**Tableau 23: Hauteurs manométriques**

Le point de fonctionnement à garantir correspondra au point de fonctionnement nominal des pompes à hauteur géométrique maximale.

	SP1	SP2
Point de fonctionnement (l/s)	28,5	6,9
HMT (m)	6	6,6

**Tableau 24: Point de fonctionnement de la station**

#### 3.5.4. Choix du type et du nombre de groupes

Compte tenu de la nature des eaux à relever, Les groupes électropompes seront de type submersible déchicatrice à guidage vertical.

Chaque station sera équipée d'un groupe en service + 1 groupe en secours.

- **Exemple de choix des pompes**

- **SP1**

La pompe CP3102181 MT de type FLYGT équipée d'une roue de type C, conviendrait aux conditions de fonctionnement de la station comme le montre la courbe caractéristique ci-après. La station a été conçue sur la base de ce choix.

Le rendement de la pompe au point caractéristique ( $Q= 28,5 \text{ l/s}$  ;  $HMT = 6 \text{ m}$ ) est de **55%**.

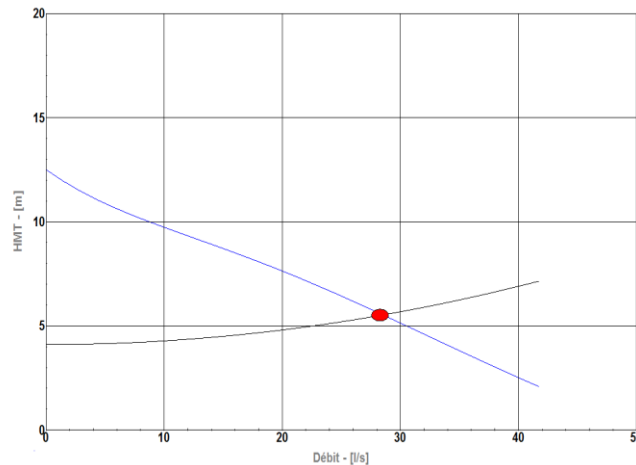


Figure 10: courbe de performance de la SP1

- **SP2**

La pompe CP3085183 MT de type FLYGT équipée d'une roue de type C, conviendrait aux conditions de fonctionnement de la station comme le montre la courbe caractéristique ci-après. La station a été conçue sur la base de ce choix.

**Le rendement de la pompe au point caractéristique ( $Q= 6,9 \text{ l/s}$  ;  $HMT = 6,6 \text{ m}$ ) est de 37%.**

Sur la plage de fonctionnement normal de la station, le rendement des pompes est supérieur à **37,3%**.

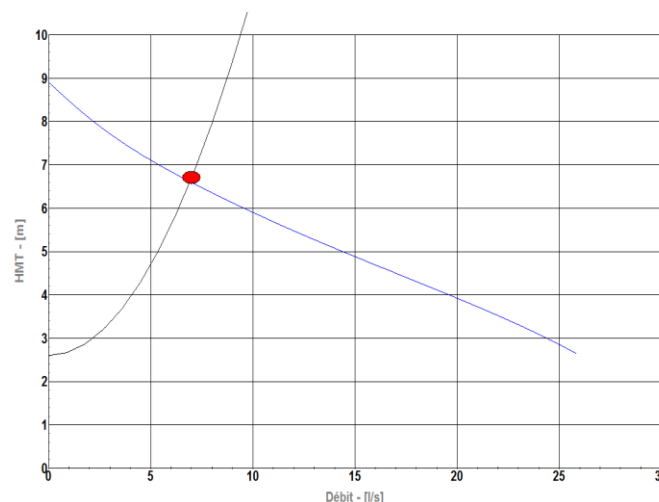


Figure 11: courbe de performance SP2

### 3.5.5. Dégrilleur

Il est prévu un dégrilleur à l'entrée de la bêche d'aspiration de chacune des deux stations de pompes :

- Pour SP1 : un dégrilleur automatique de forme rectangulaire sera installé, de hauteur de 25cm et de largeur de 80 cm.
- Pour SP2 : un panier dégrilleur sera installé, étant donné que le débit à traiter est petit et que la surface dimensionnée en conséquence est petite (voir tableau ci-dessous)

Les éléments de la structure du panier dégrilleur seront en acier inoxydable (inox 304).

		SP1	SP2
<b>Donnée</b>	Qp(m <sup>3</sup> /s)	0,03	0,003
	V(m/s)	0,6	0,6
	a	0,5	0,5
	c	0,5	0,5
<b>Dimensions</b>	S(m <sup>2</sup> )	0,2	0,02
	h(cm)	25	25
	l(cm)	80	8

**Tableau 25: Dimensionnement des dégrilleurs**

Avec :

S : surface de la grille

Qp : le débit de pointe à traiter

V : vitesse de l'effluent (0,6 m/s)

a : coefficient de passage libre\*

c : coefficient de colmatage (0,5 pour une grille automatique)

La vitesse de l'effluent est choisie de façon à minimiser les pertes de charges.

\*Le coefficient de passage libre :

$$a = \frac{e}{e + s}$$

Avec

e : l'espacement entre les barres de la grille

s : la largeur des barres

Pour  $e = s = 10\text{mm}$  on a :  $a = 0,5$

### 3.6. Conduite de refoulement et ouvrages annexes

#### 3.6.1. Diamètre de la conduite de refoulement

Le tableau suivant résume les caractéristiques des conduites de refoulement de chaque station de pompage :

	SP1	SP2
Débit (l/s)	28,3	7
Vitesse (m/s)	0,83	0,9
Nature	PVC	PVC
Classe	PN 10 bars	PN 10 bars
Diamètre nominal (mm)	225	110
Longueur Totale (ml)	245	415

**Tableau 26: Propriétés de la conduite de refoulement**

Les vitesses d'écoulement sont suffisantes pour éviter les dépôts des éléments solides dans la conduite.

#### 3.6.2. Tracé et calage

Le tracé en plan de chaque conduite de refoulement est présenté dans le tracé en plan du réseau des eaux usées au présent rapport.

Les coudes seront soumis à des efforts tendant à déboîter les tuyaux ou provoquer des fuites, ils seront maintenus par des massifs en béton de butée ou des ancrages.

#### 3.6.3. Trop-plein

En cas de panne des pompes de service et des pompes de secours, les eaux usées seront acheminées vers un trop plein calé sur le collecteur des eaux pluviales EP13. Ce collecteur rejettera dans ce cas les eaux usées dans le lac, à travers le rejet OR7. La construction d'une fosse sceptique a été écartée en raison de l'aspect exceptionnel du risque de rejet et de la communication du dit lac avec la mer.

Ci-joint les profils en long des conduites de refoulement de SP1 et SP2.

### 3.7. Consistance du projet

- **Réseau des eaux usées :**

- Le réseau des eaux usées totalise un linéaire d'environ 5300 ml en DN 300 mm en PEHD double paroi.
- Les pentes de calage du réseau des eaux usées sont comprises entre 0,3% et 4,7%.
- Le nombre total de regards de visite est 219 unités.
- Le nombre de branchements individuels en PEHD DN 200 mm est 200 unités

- **Réseau des eaux pluviales :**

- Le réseau des eaux pluviales totalise un linéaire de 6000 ml de DN 400 au DN 800.
- Les pentes de calage du réseau des eaux pluviales sont comprises entre 0,3% et 3,4%.
- Le nombre total de regards de visite à grille est 184 unités.
- Le nombre de branchements individuels en PEHD DN 300 est évalué à 200.

### 3.8. Estimation financière du coût

#### 3.8.1. Métré des ouvrages d'assainissement

Les métrés du réseau d'assainissement ont été effectués sur la base des profils en long établis à partir du calage de la voirie et du projet terrassement sur le logiciel Mensura.

#### 3.8.2. Estimation des coûts des ouvrages d'assainissement

Le tableau ci-après présente le coût des travaux de réalisation des réseaux d'assainissement.

Le coût total des travaux d'assainissement des eaux pluviales est d'environ **25,2 MDH TTC**.

Désignation	Coût en dhs
Terrassements	1 544 200,00
Traitement des conduites sous l'eau	308 900,00
Conduites	4 935 600,00
Ouvrages annexes	6 958 400,00
Station de pompage	676 600,00
Séparateurs d'hydrocarbures	5 423 490,00
Caniveau	1 120 100,00
<b>TOTAL GLOBAL H.T</b>	<b>20 967 290 €</b>
<b>TOTAL GLOBAL TTC</b>	<b>25 160 748 €</b>

**Tableau 27: Montant total des travaux d'assainissement**

Le coût global des travaux d'assainissement liquide du projet touristique Ritz-Carlton, Tamuda Bay est d'environ **25.2 MDH TTC**.

## Synthèse de l'étude d'assainissement

L'étude du réseau d'assainissement a été effectuée à l'aide du logiciel Mensura et ce à partir de la conception jusqu'au métré en passant par le dimensionnement.

On a opté pour un système séparatif en raison du réseau existant et de l'orientation du schéma d'aménagement du littoral de la région qui favorise ce genre de système.

Le réseau des eaux usées totalise un linéaire de 6 km, le linéaire du réseau des eaux pluviales est à 5,3 km.

Lors du dimensionnement les conditions d'autocurage ainsi que les pentes minimales et maximales ont été respectées.

Les eaux pluviales seront collectées gravitairement via des collecteurs enterrés à l'exception des voies A2 et A5 dont le drainage sera assuré par un caniveau à grille.

Le rejet des eaux pluviales se fera directement au niveau des lacs aménagés à l'intérieur du site et ce à travers 13 points de rejets.

Un déversoir d'orage est prévu à l'amont de chaque ouvrage de rejet pour permettre le traitement de 20% des rejets dans des séparateurs d'hydrocarbures.

Pour les eaux usées on aura recours à deux stations de pompage SP1 et SP2. La SP1 recevra toutes les eaux usées du projet tandis que la SP2 recevra les eaux usées du bassin versant 6. Les dites stations de pompes seront respectivement équipées de dégrilleurs automatique et manuel. En cas de panne des pompes et des pompes de secours un trop plein au niveau de la SP1 rejettera les eaux usées dans le lac communicant avec la mer.

## **4. Etude du réseau d'alimentation en eau potable**

### **4.1. Description du réseau d'eau potable existant**

Les projets limitrophes du projet Ritz – Carton TAMAUDA BAY, sont alimentés en eau potable à partir de la conduite principale en PVC PN16 de diamètre DN400 d'AMENDIS, parvenant de deux réservoirs existants de TAIFOUR, implantés à la cote TN de 100 m NGM. L'alimentation en eau potable du projet sera prévue à partir d'un piquage sur cette conduite.

La pression disponible au niveau du piquage, mesurée par le service d'exploitation AMENDIS est de l'ordre 5 bars.

La situation des ouvrages existants d'AMENDIS, est donnée dans la figure ci après.



Figure 12: Raccordement hors site de l'AEP



#### 4.2. Etude des besoins en eau

Sur la base des hypothèses d'occupation du sol données par l'architecte et en adoptant les dotations ci-dessous, la consommation globale par lot est fournie dans l'annexe 3.1.

Type	Dotation	Unité
Marina Appartement	120	l/J/hab
Bâtiment principale	60	m <sup>3</sup> /J/ha
Villas Golf	300	l/J/hab
Hill Top Villas	500	l/lit/j
Bâtiment entretien résidentielle	60	m <sup>3</sup> /J/ha
Local technique golf	60	m <sup>3</sup> /J/ha
Club house du golf	60	m <sup>3</sup> /J/ha
SPA	14	m <sup>3</sup> /J/u
Bâtiment de conférence	60	m <sup>3</sup> /J/ha
Restaurant de spécialité	60	m <sup>3</sup> /J/ha
hôtel bar piscine	60	m <sup>3</sup> /J/ha
Club de remise en forme	60	m <sup>3</sup> /J/ha
Club pour enfant	60	m <sup>3</sup> /J/ha
Club des jeunes	60	m <sup>3</sup> /J/ha
Beach club	60	m <sup>3</sup> /J/ha
Chambre personnels	60	m <sup>3</sup> /J/ha
Suite et Chambre d'hôte	600	l/lit/j

Tableau 28: Les dotations en eau potable

Catégorie	NB de bloc	surface construite	Consommation moy. (m <sup>3</sup> /j)	Besoins de production (l/s)			Besoins de distribution (l/s)		
				Qmoy	Qpj	Qph	Qmoy	Qpj	Qph
Marina Appartement	20	17283,48	105,31	1,22	1,67	3,00	1,60	2,08	3,75
Villas Golf	97	34283,63	116,40	1,35	1,84	3,32	1,77	2,30	4,15
Hill Top Villas	34	13068,64	68,00	0,79	1,08	1,94	1,04	1,35	2,42
Hôtel	11	5465,57	41,87	0,48	0,66	1,19	0,64	0,83	1,49
Suite et Chambre d'hôte	37	7905,96	216,00	2,50	3,42	6,16	3,29	4,28	7,70
total projet	199	78007,28	547,58	6,34	8,67	15,61	8,34	10,84	19,51

Tableau 29: Les consommations moyennes d'eau potable

La consommation moyenne journalière du projet s'élève à soit une valeur arrondie de 720,6 m<sup>3</sup>/j (voir annexe 3.1).

### **4.3. Méthodologie de dimensionnement sur Epanet**

Le tracé du réseau de distribution est effectué sur Autocad de telle sorte à desservir tous les lots du projet. Le dimensionnement obtenu au final est le résultat de plusieurs simulations, sur Epanet (présenté en annexe), dont le but de respecter les conditions de vitesse et de pression.

Le but principal de la simulation avec les logiciels est de trouver le diamètre optimal à travers divers corrections, tout en respectant les conditions de vitesse, pression et perte de charge.

Afin de pouvoir exécuter le logiciel, il faut disposer des données suivantes:

- Pour les nœuds : les côtes et les demandes de bases.
- Pour les tronçons : les longueurs de tronçons.

Avant d'entamer la simulation on suppose des diamètres pour les tronçons.

La correction du diamètre aide à la correction des vitesses et des pertes de charge, cela se fait de la manière suivante :

- Pour augmenter la vitesse : Il suffit de diminuer le diamètre.
- Pour diminuer les pertes de charge : Il faut augmenter le diamètre.

### **4.4. Variantes étudiés**

#### **4.4.1. Variante 1 : réseau maillé**

##### **4.4.1.1. Schéma du réseau**

Ci-joint le tracé en plan de la variante maillé du réseau d'AEP

**4.4.1.2. Répartition nodale des débits**

Noeud	Altitude (m)	Demande de base (l/s)	Pression (m)
Noeud 2	3,23	1,04	49,72
Noeud 3	2,83	1,04	48,65
Noeud 4	4,19	1,04	48,7
Noeud 5	2,84	1,04	48,57
Noeud 6	4,95	1,997	47,69
Noeud 7	18	0,4	34,39
Noeud 8	27,5	0,505	24,87
Noeud 9	19,3	0,505	33,07
Noeud 10	17,5	0,5	34,19
Noeud 11	17	0,605	34,43
Noeud 12	17	1,097	34,68
Noeud 13	2,78	1,797	48,84
Noeud 14	4,47	0,613	44,02
Noeud 15	4,5	0,5	43,97
Noeud 16	4,212	2,217	46,81
Noeud 17	3	0,5	49,36
Noeud 18	3,1	0,2	49,08
Noeud 19	3,45	0,5	48,7
Noeud 20	3,15	0,2	49,01
Noeud 21	3,64	0,5	48,49
Noeud 22	3,22	0,2	49,1
Noeud 23	3,55	0,2	48,67
Noeud 24	3,77	0,5	48,28
Noeud 25	4,11	0,7	47,8
Noeud 26	3,8	0,2	48,23
Noeud 27	3,97	0,25	47,95
Noeud 28	4,71	0,5	47,11
Noeud 29	4	0,25	47,89

**Tableau 30: Etat des noeuds du réseau**

#### 4.4.1.3. Résultat de la simulation en fonctionnement normal

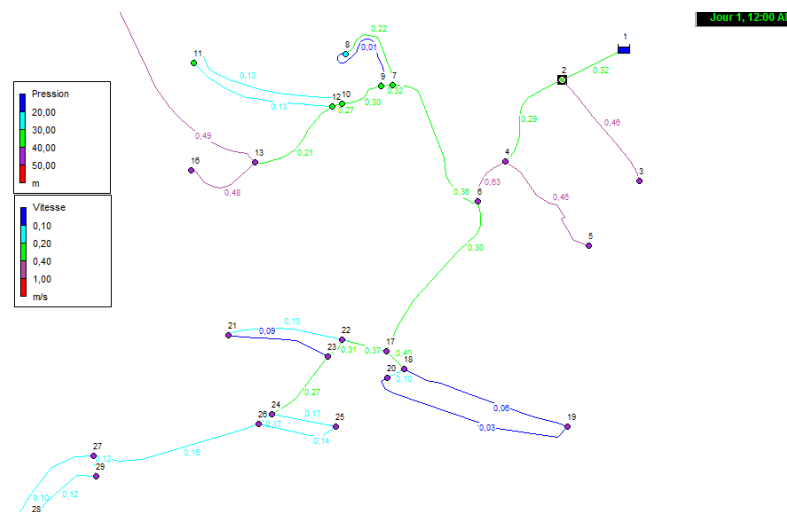


Figure 13: Etats des noeuds et des arcs en fonctionnement normal

La simulation effectuée nous permet de conclure que le réseau proposé permet de transiter le débit de distribution de pointe journalière et le débit de pointe horaire dans les conditions de pressions admissibles. Cependant, les vitesses de certains tronçons présentent des valeurs au-dessous de l'admissible (0,3 m/s). Ces faibles vitesses sont dues aux demandes de base faibles dans les nœuds. Ceci étant dû, d'un côté, à la répartition dispersée des lots du projet et d'un autre, au maillage lui-même du réseau qui nous ramène à partager les débits sur plus de nœuds ce qui rend la demande de base par nœud faible.

Les vitesses sont comprises entre 0,01 m/s et 0,63 m/s et les pressions varient entre 4,9 et 2,4 bar.

Les résultats de la simulation sont présentés en annexe 3.2.

#### 4.4.1.4. Consistance du réseau

Diamètre	Linéaire	Matériau	Classe
315	333	PVC	PN 16
200	1799	PVC	PN 16
160	358	PVC	PN 16
125	339	PVC	PN 16
110	707	PVC	PN 16
90	152	PVC	PN 16
63	4033	PVC	PN 16
Total	7721		

Tableau 31: Linéaire par diamètre des conduites d'AEP

#### 4.4.2. Vérification incendie

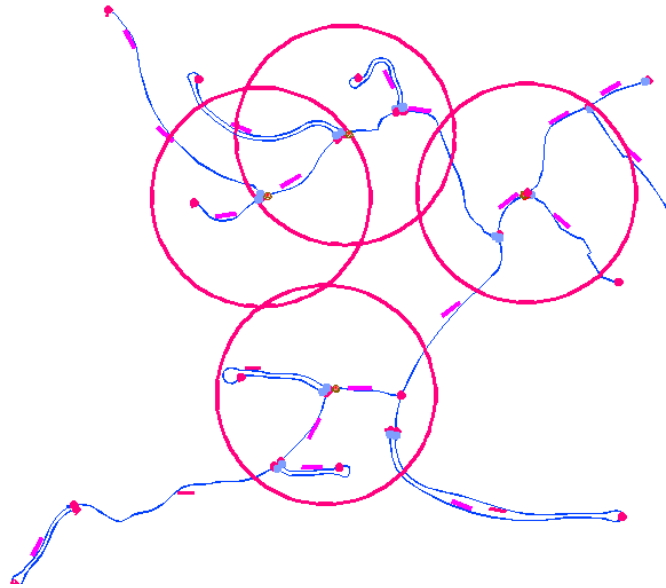


Figure 14: Rayons d'action des poteaux d'incendie implantés

L'implantation des poteaux d'incendie n'a pas été vérifiée pour tout le réseau ceci est dû aux :

- petits diamètres adoptés en fonctionnement normal (inférieur au diamètre minimal pour implantaion du poteau d'incendie fixé à DN 110mm), notamment dans la partie sud du projet.
- pressions inssuffisantes obtenue suite à la simulation (la pression minimal à assurer dans un poteau d'incendie étant de 1bar).

Le tableau suivant présente les résultats de pression obtenus dans les poteaux d'incendie implantés.

Poteau d'incendie	Emplacement	Pression (m)
P11	nœud 4	46,58
P12	nœud 10	10,24
P13	nœud 13	17,2
P14	nœud 22	39

Tableau 32: Répartition des poteaux d'incendie

Le résultat des états des nœuds et des tronçons est présenté en annexe 3.1.

#### 4.4.2.1. Estimation financière du coût des travaux

L'estimation des coûts de réalisation de l'alimentation en eau potable s'établit à **4.9 MDH** TTC sur la base des métrés détaillés et des prix unitaires courants tel qu'il ressort du détail estimatif joint en annexe 3.2.

Le récapitulatif de ce détail est représenté comme suit :

Terrassements pour pose de canalisation	690 019
Canalisation	1 907 837
Pièces spéciales	248 019
Equipements hydromécaniques	324 332
Génie civil des ouvrages annexes	190 784
Lavage-désinfection et rinçage du réseau	46 326
Branchements	315 600
Total (hors taxe)	3 641 917
TVA	728 383
Total T.T.C	4 370 300

**Tableau 33: Estimation financière de la variante 1 d'AEP**

#### 4.4.3. Variante 2 : réseau ramifié

##### 4.4.3.1. Schéma du réseau

Ci-joint le tracé en plan de la variante maillé du réseau d'AEP

**4.4.3.2. Répartition nodale des débits**

Noeud	Demande de base (l/s)
Noeud 2	1,04
Noeud 3	1,04
Noeud 4	1,04
Noeud 5	1,04
Noeud 6	1,997
Noeud 7	0,4
Noeud 8	0,505
Noeud 9	0,505
Noeud 10	0,5
Noeud 11	0,605
Noeud 12	1,097
Noeud 13	1,797
Noeud 14	0,613
Noeud 15	0,5
Noeud 16	2,217
Noeud 17	0,5
Noeud 18	0,2
Noeud 19	0,5
Noeud 20	0,2
Noeud 21	0,5
Noeud 22	0,2
Noeud 23	0,2
Noeud 24	0,5
Noeud 25	0,7
Noeud 26	0,2
Noeud 27	0,25
Noeud 28	0,5
Noeud 29	0,25

**Tableau 34: Etat des noeuds du réseau**



#### 4.4.3.3. Résultat de la simulation en fonctionnement normal

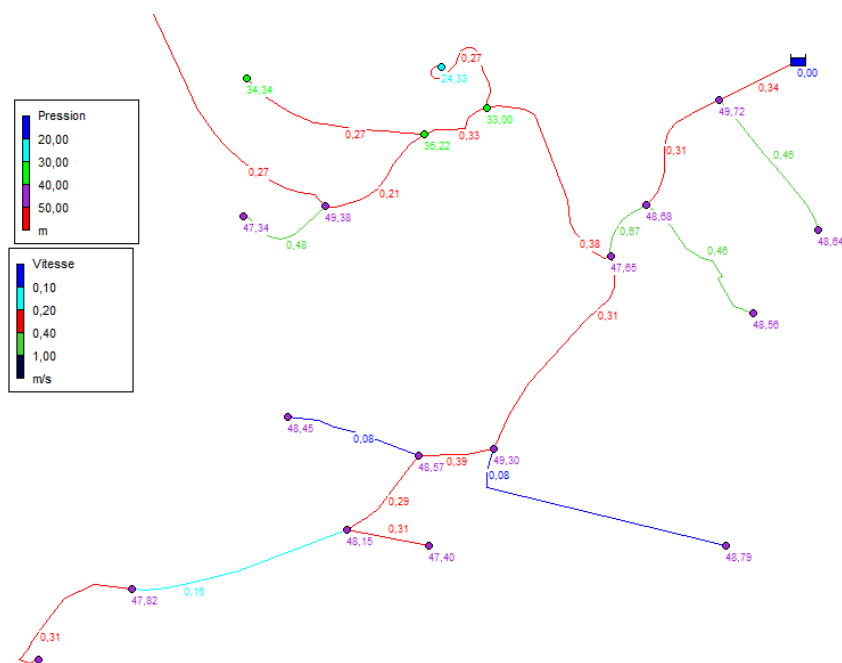


Figure 15: Etats des noeuds et des arcs en fonctionnement normal

On constate que, sommairement, les vitesses et les pressions obtenues sont dans les normes sauf pour les tronçons 16, 14 et 19 dont la vitesse est respectivement 0,08, 0,08 et 0,16 m/s. Pour les autres tronçons les vitesses sont entre 0,21 et 0,67. Les pressions, quant à elles, sont entre 24,33m et 49,72m.

Les résultats détaillés de la simulation sont présentés en annexe 3.3.

#### 4.4.3.4. Consistance du réseau

Diamètre	Longueur total	Matériau	Classe
315	332	PVC	PN 16
200	749	PVC	PN 16
160	358	PVC	PN 16
125	1527	PVC	PN 16
90	152	PVC	PN 16
63	1982	PVC	PN 16
Total		5100	

Tableau 35: Linéaire par diamètre des conduites d'AEP

#### 4.4.3.5. Vérification incendie

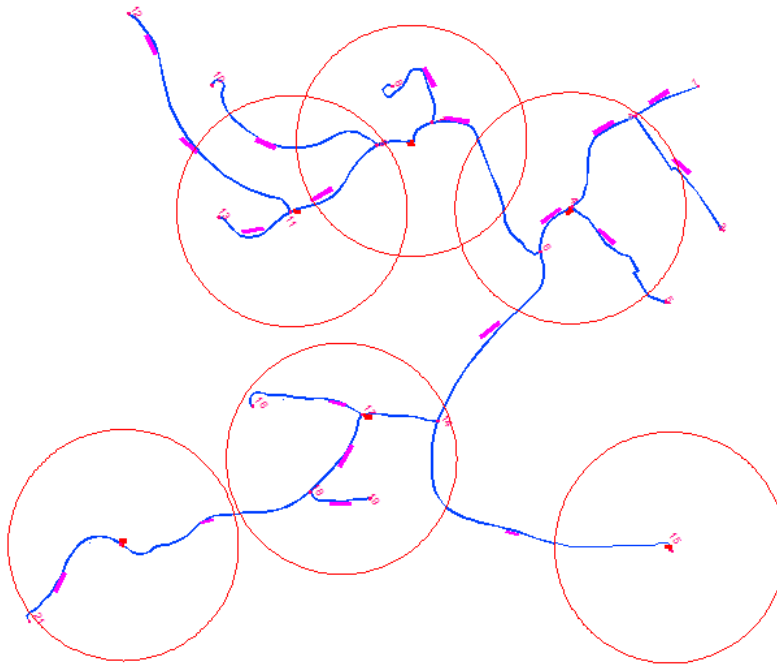


Figure 16: Rayons d'action des poteaux d'incendie implantés

La simulation incendie a pu être vérifiée pour 3 feux :

- Le premier englobe les poteaux d'incendie : PI1, PI2, PI3 et PI4 ;
- Le deuxième concerne le poteau d'incendie PI5 ;
- Le troisième concerne le poteau d'incendie PI6.

Le tableau suivant présente les résultats de pression obtenus dans les poteaux d'incendie implantés.

Poteau d'incendie	Emplacement	Pression (m)
PI1	nœud 4	45,68
PI2	entre nœuds 7 et 9	12
PI3	nœud 11	25,32
PI4	entre nœuds 17 et 19	19,31
PI5	nœud 15	20,66
PI6	nœud 20	12,74

Tableau 36: Répartition des poteaux d'incendie

#### 4.4.3.6. Estimation financière du coût des travaux

L'estimation des coûts de réalisation de l'alimentation en eau potable s'établit à **3.2 MDH** TTC sur la base des métrés détaillés et des prix unitaires courants tel qu'il ressort du détail estimatif joint en annexe 3.3.

Le récapitulatif de ce détail est représenté comme suit :

Pièces spéciales	192 625
Equipements hydromécanique	251 894
Génie civil des ouvrages annexes	148 173
Lavage désinfection et rinçage du réseau	30 600
Branchements	121 200
Total (hors taxe)	2 635 868
TVA	527 174
total T.T.C	3 163 042

**Tableau 37: Estimation financière de la variante 2 d'AEP**

### Synthèse de l'étude du réseau AEP

La conception et le dimensionnement du réseau d'AEP a été fait à l'aide du logiciel Epanet.

Deux variantes on été étudiées :

- Variante 1, réseau maillé : malgré les avantages de ce type de réseau, en terme de qualité de l'eau et de sécurisation du réseau ; les résultats de simulation donnent des vitesses faibles et la vérification incendie n'a pas été vérifiée pour l'ensemble du projet.
- Variante 2, réseau ramifié : à l'exception de quelques tronçons où la vitesse est faible, les résultats de la simulation donnent des vitesses et des pressions admissibles. Pour les tronçons où la vitesse est faible, on peut préconiser un rinçage avec des fréquences déterminées.

On a donc opté pour la variante du réseau ramifié en raison des vitesses et des pressions admissibles qu'elle donne, outre en fonctionnement normal comme en fonctionnement exceptionnel. Cette variante est aussi moins coûteuse que la variante du réseau maillé.

Le réseau de distribution sera donc constitué d'un réseau ramifié d'un linéaire de 5,1 km, constitué de conduites en PVC PN16 pour les conduites sous-trottoir et des conduites en fonte ductile pour les traversées.

**PARTIE 4**  
**ETUDE D'ADDUCTION EN EAU**  
**POUR L'ARROSAGE DU GOLF**

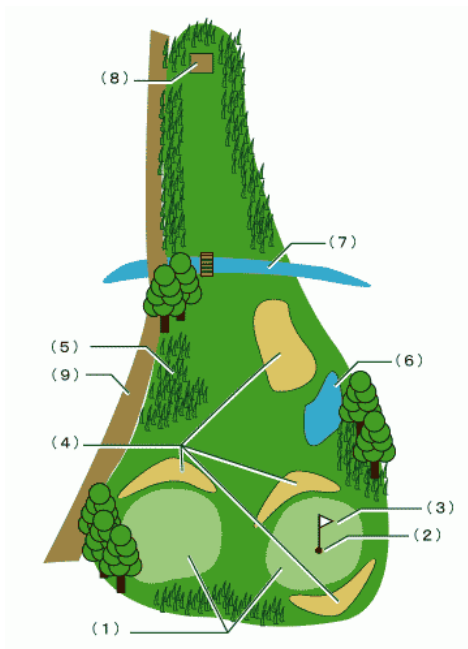
## 1. Présentation du golf du projet

Le but de cette étude est de faire une comparaison technico-économique entre deux variantes d'adduction en eau pour l'arrosage du golf du complexe touristique « RITZ CARLTON », à savoir :

- Adduction en eau à partir du barrage SMIR ;
- Piquage sur la conduite de rejet de la nouvelle STEP projetée de Tétouan

Le golf du projet est un golf de 18 trous de superficie totale de l'ordre de 22,5ha. Le type de gazon du golf est le paspalum de  $Kc = 0,9$ .

Les composantes générales du golf sont représentées dans la figure suivante :



- (1) Le green
- (2) La coupe
- (3) Drapeau ou pin
- (4) Bunker
- (5) Rough
- (6) Lac
- (7) Rivière
- (8) Tee
- (9) fairway

**Figure 17: Composantes générales du golf**

Les composantes générales du golf sont détaillées dans l'annexe 4.1

Les zones constituant le golf du projet sont présentées par types et par superficie en (m<sup>2</sup>) dans tableau ci-après :

zone du golf	Greens	Tees	fairways	Bunkers	Hedges
Superficie (m <sup>2</sup> )	9 661	10 654	161 063	5 621	37 457

**Tableau 38: Type et superficie des zones constituant le golf**

L'eau d'arrosage du golf sera stockée dans un lac fermé du projet qui a une superficie de 10 470 m<sup>2</sup>, un volume de 15705 m<sup>3</sup> et une autonomie de 10 jours.

## 2. Paramètres d'évaluation des besoins en eau des golfs

Le besoin en eau du golf est le volume d'eau exprimé généralement en lame d'eau(mm), qui est consommé par le phénomène de l'évapotranspiration(ET) du couvert végétal qui doit être indemne de maladies, développé sur une grande surface et dans des conditions non limitantes de disponibilité en eau dans le sol et de fertilisation . De telles conditions doivent conduire au rendement potentiel. On distingue :

- **Le besoin d'arrosage net (Bn)**: le volume(ou la hauteur) d'eau d'arrosage théoriquement nécessaire pour obtenir une production normale sur l'ensemble de la surface plantée.
- **Le besoins d'arrosage brut (Bb)** : le volume d'eau d'irrigation nécessaire en pratique (y compris les pertes).

La détermination des besoins en eau du golf nécessite la connaissance de divers paramètres dépendants :

- Du climat : demande climatique  $ET_0$  (évapotranspiration de référence), pluie ;
- De la culture : cycle, coefficients culturaux  $K_c$ ;
- Des conditions locales : système d'irrigation, taille de l'espace vert, etc.

### 2.1. Evapotranspiration de référence

Le calcul de l'évapotranspiration de référence  $ET_0$  se fait en utilisant la formule de Blannet criddle :

$$ET_0 = p(0.46 T + 8.13)(0.031T + 0.24)$$

T : Température moyenne (°C) ;

p : pourcentage du nombre moyen journalier d'heures d'éclairement par rapport au total annuel. Il dépend de la nature de la latitude et du mois. Il est donné par la table suivante pour les latitudes marocaines.

Latitude	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Jul	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec
20°	0.25	0.26	0.27	0.28	0.29	0.30	0.30	0.29	0.28	0.26	0.25	0.25
25°	0.24	0.26	0.27	0.29	0.30	0.31	0.31	0.29	0.28	0.26	0.25	0.24
30°	0.24	0.25	0.27	0.29	0.31	0.32	0.31	0.30	0.28	0.26	0.24	0.23
32°	0.23	0.25	0.27	0.29	0.31	0.32	0.32	0.30	0.28	0.26	0.24	0.23
34°	0.23	0.25	0.27	0.29	0.31	0.32	0.32	0.30	0.28	0.25	0.23	0.22
35°	0.23	0.25	0.27	0.29	0.31	0.32	0.32	0.30	0.28	0.25	0.23	0.22
40°	0.22	0.24	0.27	0.30	0.32	0.34	0.33	0.31	0.28	0.25	0.22	0.21

Tableau 39: Pourcentage du nombre moyen journalier d'heures d'éclairément par rapport au total annuel

## 2.2. Coefficient cultural kc

Le kc dépend de :

- Taux de couverture du sol par la végétation ;
- Disponibilité de l'eau dans la zone racinaire ;
- Evaporation du sol.

## 2.3. Besoin net

Le calcul des besoins en eau d'irrigation est nécessaire à deux niveaux :

- Conception du système d'arrosage : dimensionnement de l'installation pour satisfaire les besoins pour la période de pointe ;
- Gestion des arrosages : durée, fréquence, etc.

Le besoin théorique net est égale à :

$$Bn = ETM - Pe \quad \text{Si} \quad ETM > Pe$$

$$Bn = 0 \quad \text{Si} \quad ETM < Pe$$

Avec :

- Bn : besoin net du gazon
- Pe : pluie efficace
- ETM : évapotranspiration maximale

### • Evapotranspiration maximale

L'évapotranspiration maximale (ETM) de la culture à un stade phénologique donnée et dans des conditions de disponibilité en eau quelconque (mm/jour) est donnée par la formule suivante

$$ETM = Kc * ETO$$

Avec :

ET0 : évapotranspiration de référence (de la culture de référence : gazon) dans de bonnes conditions de croissances et notamment une alimentation hydrique favorable (mm/jour) ;

kc : coefficient cultural au sens large pour le stade phénologique considéré.

- **Pluie efficace**

Les pluies efficaces signifient des pluies utiles ou utilisables.

La pluie efficace de la région a été calculée à l'aide de logiciel CROPWAT qui utilise les données climatiques extraites du logiciel COPAM.

#### 2.4. Calcul du besoin brut

Le besoin brut d'arrosage à l'entête du réseau Bb est donné par la formule :

$$Bb = \frac{Bn}{Ea * E}$$

E : efficacité du réseau d'arrosage dont :

**90%** au niveau du poste ;

**95%** au niveau du réseau de distribution ;

**93%** coefficient d'uniformité des distributeurs.

Ea : efficacité d'application de l'eau au secteur.

$$Ea = Ei * CU$$

Avec :

Ei (efficacité d'irrigation) : représente le rapport entre le volume moyen stocké dans la zone racinaire et le volume d'eau apporté. Il traduit la qualité de l'irrigation et dépend de la conduite des arrosages et de la nature des sols (87 à 100%)

Le tableau suivant présente les valeurs de Ei pour diverses textures de sol.

Type de sol	Ei(%)
sable grossier, ou sol léger sur sous sol gravier	87
sableux	91
limoneux	95
Argilo-limoneux ou argileux	100

**Tableau 40: Efficacité d'irrigation pour divers texture de sol**

Le sol de la zone d'étude est de nature limoneuse, il présente donc une texture de type limoneuse avec un peu de sable. Dans ce cas, l'efficacité nette de l'irrigation est prise égale à 95%.



CU coefficient d'uniformité des arrosages : dépend de l'uniformité des débits des distributeurs sur l'ensemble de l'installation. La différence des débits entre distributeurs dépend de la variabilité des pressions (loi débit-pression), la variabilité technologique, l'obturation, le colmatage, l'incrustation des distributeurs. Le coefficient d'uniformité ne doit pas être inférieur à 90% et il est souhaitable d'avoir un coefficient d'uniformité supérieur à 93%.

Dans notre cas, le coefficient d'uniformité est pris égal à 93%.

Le tableau ci-après récapitule le calcul des besoins en eau du golf :

mois	nombre jour	T (°C)	P(%)	Et <sub>0</sub> (mm/j)	ETM (mm/j)	Pluie (mm)	Pe (mm)	Bn(mm/j)	Bb(mm/j)	Bb(l/s)
Septembre	30	21	0,28	4,44	3,99	16	15,6	3,47	4,92	12,77
Octobre	31	18	0,25	3,27	2,95	67	59,8	1,02	1,44	3,74
Novembre	30	14,7	0,23	2,38	2,15	130	103	0	0	0
Décembre	31	12,3	0,22	1,89	1,7	138	107,5	0	0	0
Janvier	31	11,7	0,23	1,87	1,69	97	81,9	0	0	0
Février	29	12,4	0,25	2,16	1,94	93	79,2	0	0	0
Mars	31	12,9	0,27	2,43	2,19	74	65,2	0,08	0,12	0,31
Avril	30	14,2	0,29	2,89	2,6	66	59	0,64	0,9	2,34
Mai	31	16,2	0,31	3,59	3,23	36	33,9	2,13	3,02	7,84
Juin	30	19,2	0,32	4,53	4,08	15	14,6	3,59	5,08	13,21
Juillet	31	22,2	0,32	5,45	4,9	1	1	4,87	6,89	17,9
Aout	31	22,6	0,3	5,23	4,71	2	2	4,64	6,57	17,06

**Tableau 41:calcul du besoin en eau du golf**

T : température mensuelle moyenne de la région ;

P : pourcentage du nombre moyen journalier d'heures d'éclairement par rapport au total annuel ;

ET<sub>0</sub> : Evapotranspiration de référence;

ETM : Evapotranspiration maximale ;

Pe : pluie efficace ;

Bn : besoin net du gazon ;

Bb : besoin brut du gazon ;

D'après le tableau ci-dessus, on conclut qu'on aura besoin d'irriguer pendant 8 mois du mois de Mars jusqu'au mois d'Octobre.

Pour la période allant de Novembre jusqu'au mois Février, le besoin en eau du golf sera satisfait par la pluviométrie.

Le dimensionnement de la conduite d'adduction se fera sur la base du besoin en eau maximal connu pendant le mois de Juillet (19l/s).

### 3. Etude de variantes

#### 3.1. Adduction à partir du barrage SMIR pour l'arrosage du golf

L'objectif de cette étude est de traiter les différents moyens d'adduction possibles à partir du barrage SMIR pour l'arrosage du golf du projet « RITZ CARLTON ».

##### 3.1.1. Présentation du barrage SMIR

Situé à environ 13 km à vol d'oiseau au nord de la ville de Tétouan. Le barrage SMIR se trouve à l'entrée du resserrement topographique à l'aval immédiat de la confluence des oueds SMIR et El-Lile.

Ce barrage destiné totalement à l'approvisionnement en eau potable de la région de Tétouan permet de régulariser un débit continu de l'ordre de 500l/s et un débit de pointe de 700l/s.

Ci-dessous une présentation des principales données et caractéristiques du barrage :

#### Caractéristiques générales du barrage :

Type	: remblai zoné avec noyau étanche
Terrain de fondation	: sécheresse altérés sur schistes sains
Hauteur maximale au-dessus du terrain naturel	: 30 m
Hauteur maximale au-dessus du fond de fouille	: 45 m
Longueur en crête	: 298 m
Largeur en crête	: 8 m
Largeur maximale au niveau du terrain naturel	: 128 m
Fruit du parement amont	: 1H/1V
Fruit du parement aval	: 2H/1V
Altitude de la crête du barrage	: 48 m

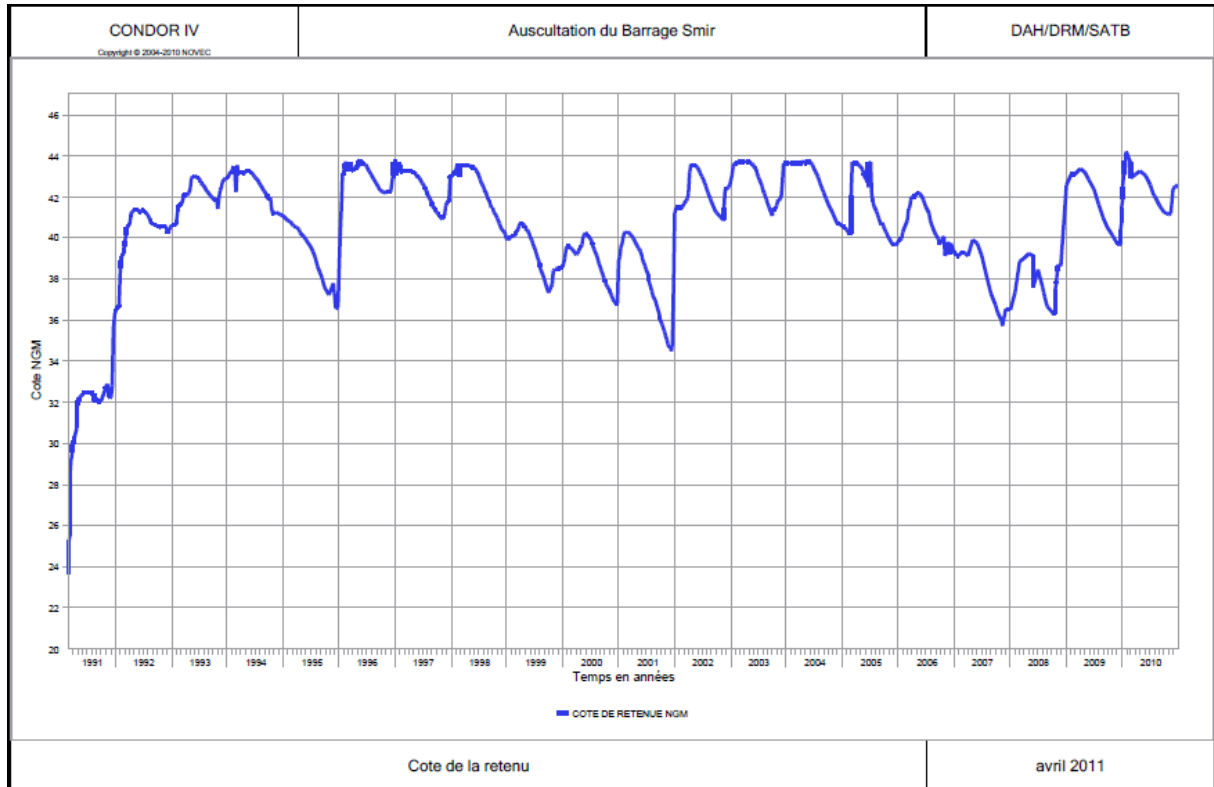
**Caractéristiques générales de la retenue :**

Côte de la retenue normale	:	43.5 mNGM
Volume stocké sous la retenue	:	43.106 m <sup>3</sup>
Aire de la retenue au niveau normal	:	3.25 Km <sup>2</sup>
Volume régularisé	:	17.106 m <sup>3</sup>

**Caractéristiques climatiques et hydrologiques :**

Températures maximale en année normale	:	31.3 °C
Température minimale en année normale	:	5.5 °C
Précipitations annuelles moyennes	:	596 mm
Date de la plus forte crue connue	:	29 Janvier 2010
Air du bassin versant naturel	:	75 Km <sup>2</sup>

La figure ci-après représente l'évolution du niveau de la retenue du barrage SMIR depuis le 01 mars 1991. [8]



**Figure 18: Evolution du niveau de la retenue du barrage SMIR**

### 3.1.2. Différentes possibilités de prise d'eau à partir du barrage SMIR

Les principaux moyens d'adduction en eau possibles à partir du barrage SMIR sont :

- **Installation de prise non modulable :**

Ce sont des prises dont les ouvrages sont dimensionnés pour le débit final. Ce type de prise est à éviter vu l'impossibilité de tout changement au niveau de l'emplacement de la prise ou au niveau de ses équipements suite à une diminution du niveau d'eau dans le barrage.

- **Installation de prise modulable :**

Ce sont des prises, constituées des groupes de pompes, qui sont capables de répondre à tout changement de débit et à toute variation du niveau d'eau dans le barrage en changeant leur emplacement et/ou leur équipement. Dans cette catégorie nous proposons :

- Installation d'un radeau flottant équipé de groupes immergés ;
- Installation de groupes immergés et fixés au parement amont du barrage ;
- Installation de groupes immergés et fixés à la tour du barrage ;

La solution du radeau flottant s'avère inapproprié. Ce système de prise consiste en un radeau flottant amarré à l'une des rives de la retenue et comporte des groupes immergés refoulant l'eau brute vers l'une des berges par l'intermédiaire d'une conduite souple. Lors de vents violents, les amarres du radeau risquent d'être sectionnées et le radeau peut être projeté contre le barrage. C'est pour cette raison qu'on n'a pas adopté ce système de prise.

En ce qui concerne l'installation des prises sur le parement amont du barrage SMIR, il se trouve qu'il est difficile de les fixer vu que le parement amont est en enrochement.

Ainsi, l'installation de groupes immergés fixés à la tour du barrage s'avère le moyen le plus adapté.

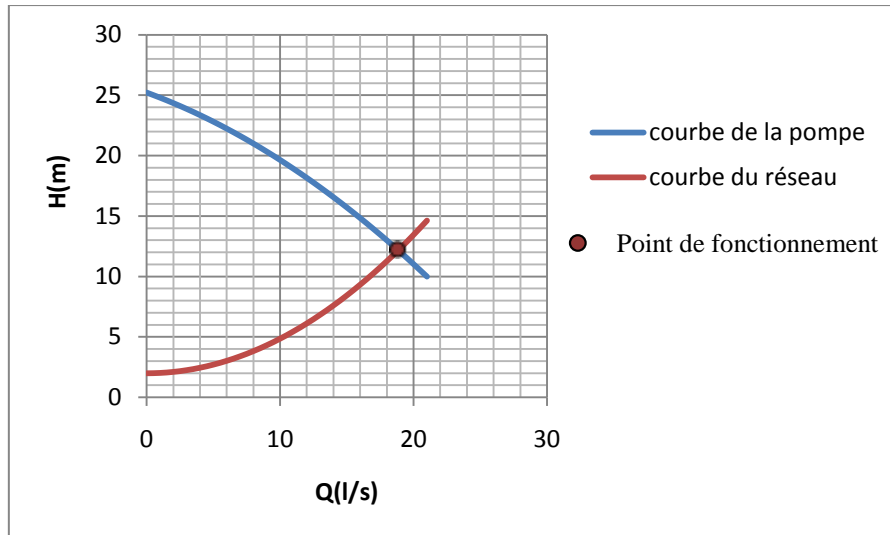
- **Etude de la variante adoptée**

Pour assurer le débit nécessaire pour l'arrosage du golf, les prises modulables fixées à la tour du barrage seront constituées de 2 groupes électropompes (type PLEUGER, PN 81, courbe 1) immergés dans la retenue, dont un groupe de secours.

Afin de profiter d'une meilleure qualité des eaux de la retenue, trois niveaux de prises seront donc adoptés : 31 mNGM, 34.5 mNGM et 40 mNGM, sachant que la retenue normale est à 43.5 mNGM et la vidange de fond à 21 mNGM. D'après l'évolution de la retenue du barrage SMIR, nous pouvons constater qu'après la mise en service en 1991, le niveau du plan d'eau dans le barrage n'est jamais passé en dessous de la côte 34.53 mNGM. Cela implique que la prise prévue à la côte 34.5 mNGM permettra de fournir régulièrement de l'eau. Cette eau sera probablement d'une assez bonne qualité vue qu'elle dépasse le niveau de la vidange de fond de 13 m. Toutefois, une prise a été prévue à la côte 31 mNGM, à 10 m du niveau de la

vidange de fond, afin de palier à toute éventuelle pénurie d'eau. La troisième prise qui est à la côte 40 mNGM, permettra de fournir une eau de bonne qualité.

Le rendement du groupe au point de fonctionnement ( $Q=19 \text{ l/s}$ ,  $HMT= 12\text{m}$ ) correspond à 0,7 (Voir courbe caractéristique de la pompe en annexe 4.7)



**Figure 19: courbe de fonctionnement de la pompe**

Chaque groupe est introduit dans des chemises étanches et raccordés aux conduites via des réservations en dessous du niveau de la prise la plus basse. Les prises situées sur la conduite d'aspiration seront commandées par des vannes pneumatiques.

La conduite d'aspiration et de refoulement seront fixées sur la tour du barrage par des consoles métalliques. ces deux conduites seront projetées en acier galvanisé à chaud et ce pour éviter tout risque de corrosion.

Le diamètre de la conduite d'aspiration et de refoulement est dimensionné en respectant les contraintes de vitesse à savoir :

- \_ Pour l'aspiration :  $V \approx 1\text{m/s}$
- \_ Pour le refoulement :  $1 \leq V \leq 1,5 \text{ m/s}$

Le diamètre calculé de la conduite d'aspiration est de DN 150mm.

Le plan ci-joint représente une vue de face de la prise modulable.

### 3.1.3. Tracé de la conduite d'adduction à partir du barrage SMIR

La conduite d'adduction sera projetée sur un linéaire de 7,7 km en empruntant la piste de la route d'accès au barrage à partir de TAMUDA BAY puis longe l'autoroute jusqu'au projet après l'avoir traversé via des buses existantes.

Afin d'assurer un écoulement gravitaire le long de la conduite d'adduction, on prévoit un réservoir de mise en charge à l'aval de la digue de col du barrage à la côte 36 mNGM. Le volume utile du RMC doit assurer la régulation des groupes de pompe installés à l'amont et doit constituer une réserve pour éviter la vidange de la conduite gravitaire à l'aval.

Le volume anti-vidange est donné par :  $Va = Q_{grav} * t'$

$t'$  : pris égal à 60 s (temps de fermeture de la vanne à l'arrivée au RMC).

$Q_{grav}$  : Débit de la conduite gravitaire.

Le volume de régulation est donné par la formule suivante:  $Vr = \frac{Q * T}{4}$

$t$  : intervalle entre deux démarrages (60 min)

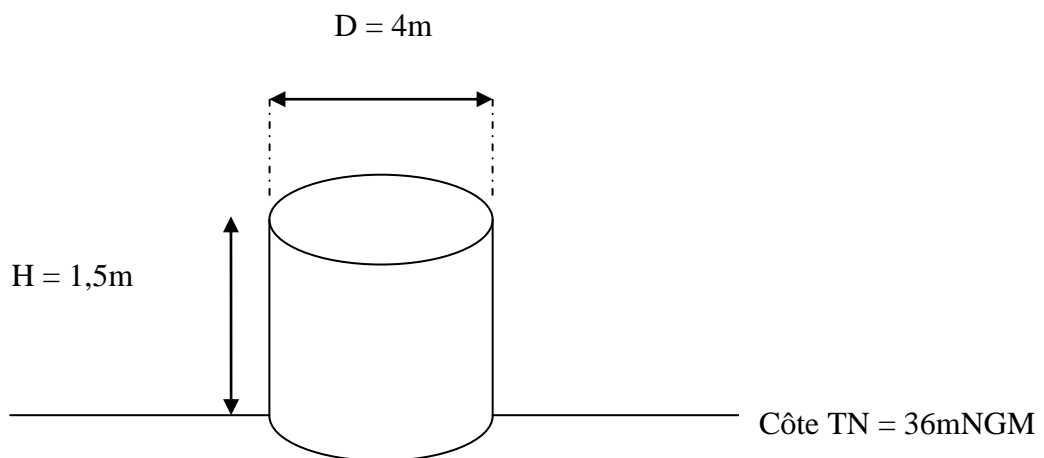
$Q$  : débit de la plus grosse pompe installée à l'amont ou à l'aval de la station de reprise.

La capacité adoptée pour le RMC est :

Vr (m <sup>3</sup> )	Va (m <sup>3</sup> )	Capacité adoptée (m <sup>3</sup> )
17,1	1,14	18,24

Tableau 42:capacité du RMC adopté

Le RMC adopté sera circulaire et ayant une hauteur de 1,5 m et un diamètre de 4 m comme montré sur la figure suivante :



### **3.1.3.1. Levé topographique**

Vue l'absence d'un levé topographique au niveau de la zone entre le barrage et le projet, on a calé sur une carte topographique 1/50 000 de la région de Tétouan (annexe 4.9), le profil de la conduite d'adduction en eau, et on l'a couvert avec des points topographiques dont la lecture de leurs altitudes est faite à partir des courbes de niveau de la carte topographique. Pour les zones non couvertes par les courbes de niveaux la lecture des altitudes est faite à partir de Google earth (voir figure ci-joint).



### 3.1.3.2. Dimensionnement et calage de la conduite d'adduction

Le dimensionnement de la conduite d'adduction se fait sur la base du diamètre économique en tenant compte du : coût d'investissement, puissance de la pompe, matériaux de construction....

Le calage de la conduite d'adduction a été effectué à l'aide du logiciel MENSURA en respectant les critères de calage mentionnés dans le paragraphe 3 de la partie 2.

- **Dimensionnement de la conduite de refoulement**

Le tableau suivant représente le coût d'investissement correspondant aux différents diamètres de la conduite de refoulement vers le RMC :

<b>Données</b>					
Débit de dimensionnement (m <sup>3</sup> /s)	0,019				
Débit moyen journalier (m <sup>3</sup> /j)	547,2				
Longueur de refoulement (m)	747				
Volume annuel pompé (mm <sup>3</sup> )	0,2				
Hauteur géométrique(m)	3,5				
Rendement de la pompe	0,7				
<b>Caractéristiques du refoulement</b>					
Diamètre considéré (mm)	<b>100</b>	<b>150</b>	<b>200</b>	<b>250</b>	
Vitesse	2,42	1,08	0,6	0,39	
$\lambda$	0,0348	0,0338	0,0313	0,0298	
$\Delta H l$ (m)	77,61	9,92	2,18	0,68	
$\Delta H s$ (m)	2,06	0,41	0,13	0,05	
HMT(m)	83,16	13,82	5,81	4,23	
Puissance de la pompe(KW)	22,14	3,68	1,55	1,13	
<b>Coût économique(DH)</b>					
Conduite	689 108	1 170 923	2 025 864	2 247 723	
Pièces spéciales (10%)	68 911	117 092	202 586	224 772	
Equipement station pompage	1 099 354	586 650	433 163	387 695	
Génie civil station pompage	366 451	195 550	144 388	129 232	
Energie(DH/an)	63 561	10 565	4 441	3 235	
<b>Coût total</b>	<b>2 287 384</b>	<b>2 080 780</b>	<b>2 810 442</b>	<b>2 992 657</b>	

**Tableau 43:dimensionnement du diamètre économique de la conduite de refoulement**

D'après le tableau on déduit que le diamètre économique de la conduite d'adduction est DN 150 mm, puisqu'il représente le diamètre le moins coûteux et qui respecte la condition de la vitesse de refoulement.

Voir ci-joint le profil en long de la conduite de refoulement.

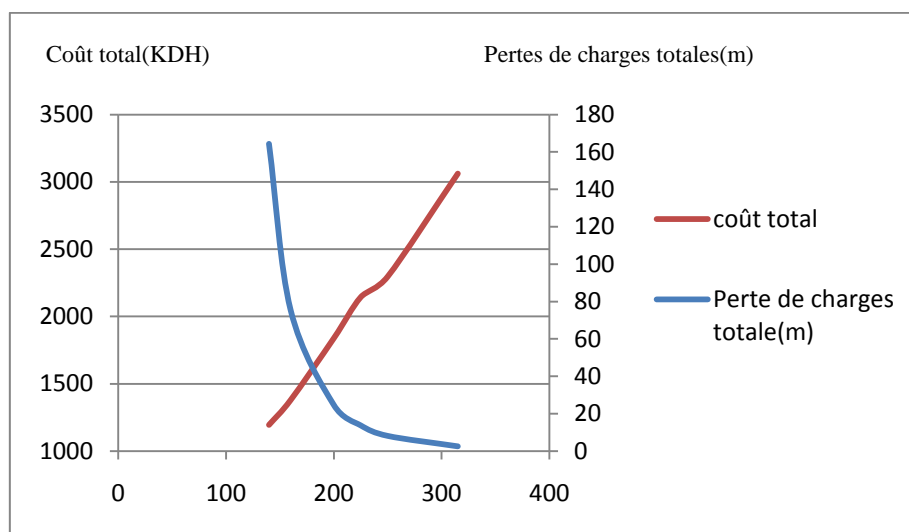
- **Dimensionnement de la conduite d'écoulement gravitaire :**

Les résultats du calcul pour le dimensionnement du diamètre économique de la conduite d'écoulement gravitaire sont présentés dans le tableau suivant :

<b>Données</b>						
Débit de dimensionnement (m <sup>3</sup> /s)	0,019					
Débit moyen journalier (m <sup>3</sup> /j)	547,2					
Longueur d'adduction (m)	6955					
Volume annuel pompé(Mm <sup>3</sup> )	0,2					
<b>Caractéristiques d'adduction</b>						
Diamètre considéré (mm)	<b>140</b>	<b>160</b>	<b>200</b>	<b>225</b>	<b>250</b>	<b>315</b>
Diamètre interne (mm)	121	141	176	198	220	278
Vitesse	1,65	1,22	0,78	0,62	0,5	0,31
$\lambda$	0,02032	0,02005	0,01985	0,01984	0,01988	0,02015
$\Delta H l$ (m)	162,53	74,64	24,38	13,53	8	2,52
$\Delta H s$ (m)	1,89	1,02	0,42	0,26	0,17	0,07
$\Delta H t$ (km)	164,41	75,66	24,81	13,79	8,18	2,58
<b>coût économique(DH)</b>						
conduite	1 084 980	1 251 900	1 669 200	1 947 400	2 086 500	2 782 000
pièces spéciales (10%)	108 498	125 190	166 920	194 740	208 650	278 200
coût total	1 193 478	1 377 090	1 836 120	2 142 140	2 295 150	3 060 200

**Tableau 44:dimensionnement du diamètre de la conduite d'écoulement gravitaire**

Le graphe suivant présente les variations du coût total et des pertes de charges totales en fonctions du diamètre de la conduite d'écoulement gravitaire:



**Figure 20: Détermination du diamètre économique de la conduite d'écoulement gravitaire**

Du graphe précédent on déduit que le diamètre 160 mm est le diamètre économique pour la conduite d'adduction.

Donc il reste à vérifier que ce diamètre répond à la condition imposée sur la pression au sol, qui doit être supérieure ou égale à 5mCE le long de la conduite d'adduction.

D'après la simulation hydraulique de la conduite d'adduction à l'aide du logiciel EPANET, on remarque que la conduite de DN 160mm (qui représente le diamètre économique) ne vérifie pas la condition sur la pression au sol le long du réseau d'adduction comme montré dans la figure ci-joint.

Pour résoudre le problème, on a alors opté pour une combinaison des deux diamètres : 200 mm et 160 mm de telle sorte à ce que la conduite de diamètre 200 mm soit projetée sur un linéaire de 5842m à partir du RMC et continuer jusqu'au projet avec la conduite de diamètre 160 mm. Le résultat de la simulation de cette combinaison est représenté dans plan ci-joint.

Le plan ci-joint représente le profil en long des tronçons : P115-P135, P92-P104, P104-P115 de la conduite d'écoulement gravitaire.

Le long de la conduite d'adduction on prévoit un ancrage pour les tronçons suivants : P1-P2 ; P2-P3 ; P46-47 ; P60-61.

La pression au niveau des nœuds est comprise entre 5,58 et 18,47 m.

La pression au niveau de chaque nœud est représentée dans l'annexe 4.3

Le figure suivant représente le schéma synoptique de l'adduction à partir du barrage SMIR

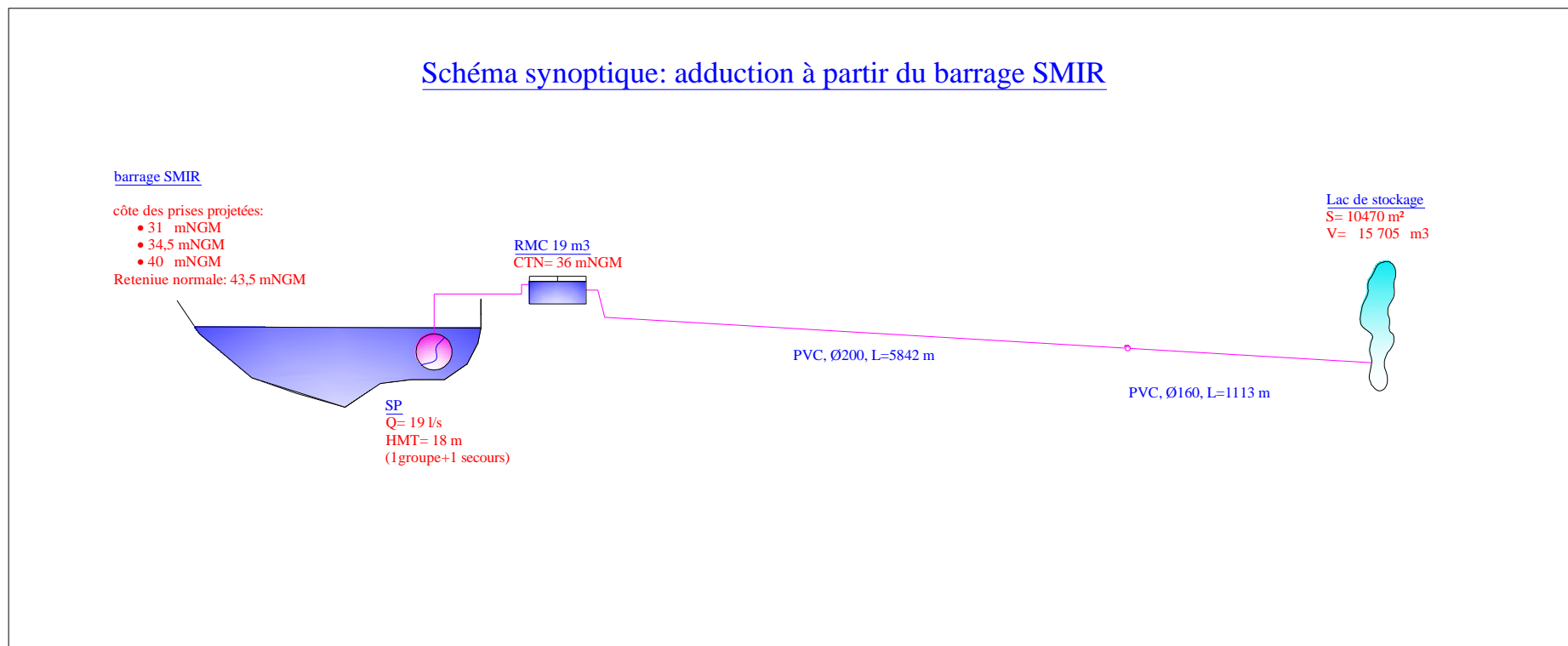


Figure 21:Schéma synoptique de l'adduction à partir du barrage SMIR

### 3.1.5. Protection des points hauts et des points bas :

Les points hauts des conduites seront dotés d'équipement permettant l'évacuation de l'air accumulé et l'entrée d'air en cas de vidange ou de rupture des conduites. Pour la conduite d'adduction à partir du barrage on utilisera 40 ventouses de type V65(PN10) qui seront installées au niveau des points hauts de la conduite (voir détail d'emplacement des ventouses dans l'annexe 4.4).

Les points bas de la conduite doivent disposer d'une vidange qui permettra de temps à autre, de vider l'adduction en entraînant l'ensemble des dépôts qui obstrue les tuyaux. Pour la conduite d'adduction à partir du barrage on utilisera 40 vidanges de type DN63 PVC (PN10) dont l'emplacement est détaillé dans l'annexe 4.5

- **Métré de la conduite d'adduction :**

Le métré de la conduite d'adduction est effectué sur la base des profils en long établis à partir du calage de la conduite. Les résultats du métré sont présentés dans le tableau suivant :

- **La conduite de refoulement :**

Terrassement en déblai (m3)	lit de pose (m3)	remblai primaire (m3)	remblai secondaire (m3)
166	18	47	97

Tableau 45: Métré de la conduite de refoulement

- **La conduite gravitaire :**

Terrassement en déblai (m3)	lit de pose (m3)	remblai primaire (m3)	remblai secondaire (m3)
6 803	725	1 957	3 952

Tableau 46: Métré de la conduite gravitaire

- Fiche technique

	Longueur(m)	Diamètre (mm)	Matériaux	Volume remblai (m <sup>3</sup> )	Volume déblai (m <sup>3</sup> )
conduite de refoulement	747	150	Acier galvanisé à chaux	162	166
Conduite d'écoulement gravitaire	5842	200	PVC	6803	6635
	1113	160			

Tableau 47: fiche technique de la conduite d'adduction à partir du barrage

### 3.1.6. Estimation financière du coût des travaux

	coût (DH)
Conduite	3 050 677
Terrassement	445 991
Remblai	458 507
RMC	93 062
Station de pompage	992 232
vidange	360 000
ventouse	200 000
ancrage de la conduite	10 000
Coût total	5 610 469

Tableau 48:estimation financière du coût des travaux

#### Synthèse :

Pour l'adduction en eau à partir du barrage SMIR, et suite à l'inexistence d'une prise d'eau disponible à partir du barrage SMIR plusieurs variantes ont été traitées : Installation de prises non modulable, installation de prises modulables : \_ Installation d'un radeau flottant équipé de groupes immergés \_ Installation de groupes immergés et fixés au parement amont du barrage \_ installation de groupes immergés et fixés à la tour du barrage.

Cette étude a permis de conclure que l'installation de groupes immergés fixés à la tour du barrage est le meilleur moyen permettant cette adduction.

Pour éviter l'installation de station de pompage, on prévoit la mise en place d'un réservoir de mise en charge qui permettra un écoulement gravitaire le long de la conduite d'adduction

Après le calage de la conduite, et en tenant en compte du diamètre économique, la combinaison des deux diamètres 200mm sur un linéaire de 5842 m et 160 mm sur un linéaire de 1113 m, s'avère la combinaison optimale assurant un écoulement gravitaire et respectant en même temps les critères de dimensionnement.

L'estimation financière au stade APS de cette variante s'élève à **5 610 469** DH

### 3.2. Adduction à partir de la nouvelle STEP d'AMENDIS à TAMUDA BAY

#### 3.2.1. Présentation de la STEP:

La nouvelle station d'épuration est située à proximité de la ville de M'diq, au Nord du croisement de l'Oued Negro et l'autoroute A6 reliant Tétouan à Fnideq.

La réalisation de cette STEP entre dans le cadre des travaux d'assainissement de l'axe côtier M'diq – FNIDEQ pour AMENDIS. Elle sera construite en trois phases et comportera à terme quatre files de traitement.

La STEP sera alimentée par une conduite sous pression de diamètre 800 mm, en béton précontraint ou en fonte, reliée au comptage et au répartiteur à l'entrée de la STEP.

Les effluents arrivent sur le site de la station de traitement à une cote piézométrique de 17,20m NGM maximale (fonctionnement du by-pass général de la STEP) via une conduite de refoulement sous pression.

La température de l'effluent est de 12 °C au minimum et de 25 °C au maximum. Les eaux traitées de la future station d'épuration seront rejetées dans l'oued Negro situé en limite du site, dans la partie Sud-est du site.

Un ouvrage de protection au droit du rejet sera réalisé pour éviter tout affouillement à ce niveau. Pour l'évacuation du débit maximum, on prend en compte la cote maximale d'eau dans l'oued Negro correspondant à la crue décennale, à savoir 11,41 m NGM.

Le site est à flanc de colline et présente une déclivité allant de la cote 12.00 m NGM à la cote 10.00 m NGM, soit une pente naturelle d'environ 1%.

Le traitement tertiaire sera dimensionné pour permettre de produire sur 24 heures de fonctionnement une quantité d'eau traitée au moins égale à 75 % du débit de jour de pointe, soit 23 405 m<sup>3</sup>/j en phase 1.

En sortie de traitement tertiaire, l'effluent traité est destiné à l'irrigation non restrictive, il devra respecter les standards de qualité suivants : [9]

Sortie de traitement tertiaire		
Paramètres	Concentrations	Condition de test
DBO5	15 mg/l	Echantillon moyen 24 h
MES	10 mg/l	Echantillon moyen 24 h
Coliformes totaux	1000/100ml	Pour chaque échantillon
Œufs d'helminthe	1/litre	Moyenne arithmétique des échantillons

Tableau 49: Qualité d'eau traitée



### 3.2.2. Présentation de la variante

Cette variante consiste à la réalisation d'un piquage sur la conduite de rejet de la STEP. Ce piquage sera mené d'un groupe de pompe (plus un de secours) qui refoulera le débit nécessaire vers un réservoir de mise en charge se trouvant à la côte 9 mNGM, distant de 113 m de ladite STEP et assurant un écoulement gravitaire le long de la conduite d'adduction.

- **Groupe de pompe**

Les deux groupes de pompes utilisés sont de type PLEUGER (PN 81, courbe 2). Le rendement des deux groupes au point de fonctionnement ( $Q=19$  l/s,  $HMT=24$ m) correspond à 0,7 (voir courbe caractéristique en annexe 4.7). La figure suivante représente la courbe de fonctionnement de la pompe utilisée:

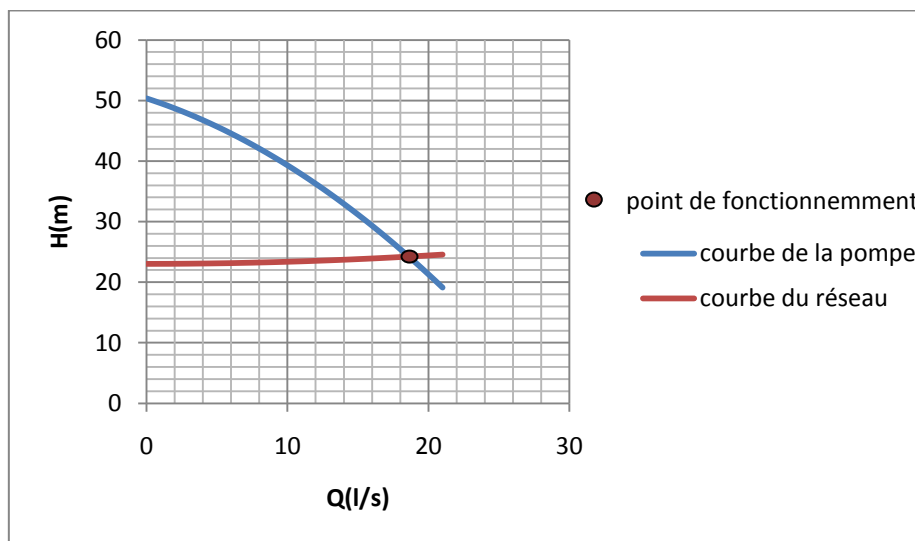
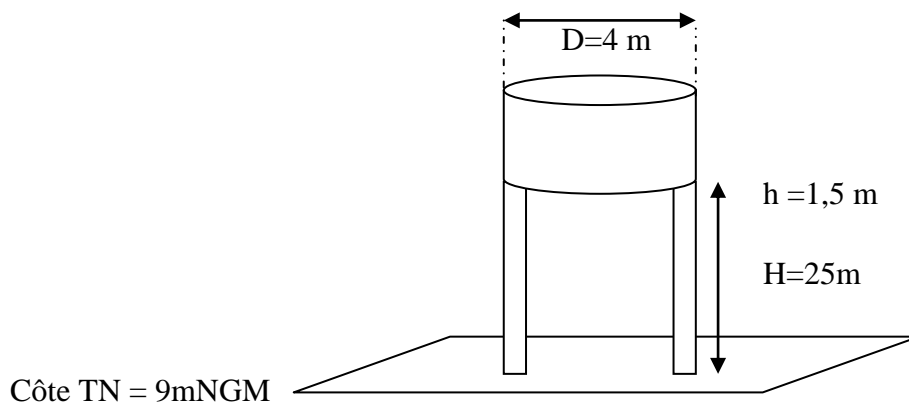


Figure 22: courbe de fonctionnement de la pompe

- **Réservoir de mise en charge**

Le volume utile du RMC doit assurer la régulation des groupes de pompage installé à l'amont et doit constituer une réserve pour éviter la vidange de la conduite gravitaire à l'aval. Le RMC adopté sera surélevé de 25m et aura une hauteur de 1,5 m et un diamètre de 4 m.



### **3.2.3. Tracé de la conduite d'adduction à partir de la STEP**

#### **3.2.3.1. Levé topographique**

Pour la réalisation du levé topographique de la zone de projection de la conduite d'adduction, on suit la même procédure expliquée dans le paragraphe 3.1.3.1

La conduite d'adduction emprunte la voie nationale entre le projet et la STEP comme montré dans la figure ci-jointe. La longueur de conduite d'adduction est de 10 Km.

### 3.2.3.2. Dimensionnement et calage de la conduite d'adduction à partir de la STEP

Le dimensionnement de la conduite d'adduction se fait sur la base du diamètre économique en tenant compte du : coût d'investissement, puissance de la pompe, matériaux de construction....

Le calage de la conduite a été effectué à l'aide du logiciel MENSURA selon les critères cités dans le paragraphe 3 de la partie 2.

- **Dimensionnement de la conduite de refoulement**

Le tableau suivant représente le coût d'investissement correspondant aux différents diamètres de la conduite de refoulement vers le RMC :

<b>Données</b>						
Débit de dimensionnement (m <sup>3</sup> /s)	0,019					
Débit moyen journalier(m <sup>3</sup> /j)	547,2					
Longueur de refoulement (m)	112,8					
Volume annuel pompé(Mm <sup>3</sup> )	0,2					
Hg min(m)	24,5					
Rendement de la pompe	0,7					
<b>Caractéristiques du refoulement</b>						
Diamètre considéré (mm)	140	160	200	225	250	
Diamètre interne (mm)	127,8	147,6	184,6	207,8	230,8	
Vitesse	1,48	1,11	0,71	0,56	0,45	
$\lambda$	0,0202	0,01998	0,01984	0,01985	0,01991	
$\Delta H l$ (m)	1,99	0,96	0,31	0,17	0,1	
$\Delta H s$ (m)	0,53	0,3	0,12	0,08	0,05	
$\Delta H t$ (m)	2,52	1,26	0,43	0,25	0,15	
HMT(m)	27,02	25,76	24,93	24,75	24,65	
puissance de la pompe(KW)	7,2	6,86	6,64	6,59	6,56	
<b>coût économique(DH)</b>						
conduite	11 280	12 408	18 048	20 304	22 560	
pièces spéciales (10%)	1 128	1 241	1 805	2 030	2 256	
Equipement station pompage	741 767	729 410	721 156	719 280	718 302	
Génie civil station pompage	247 256	243 137	240 385	239 760	239 434	
Energie	20 653	19 685	19 056	18 914	18 841	
<b>coût total</b>	1 022 084	1 005 880	1 000 450	1 000 289	1 001 393	

Tableau 50:dimensionnement du diamètre économique de la conduite de refoulement

D'après le tableau ci-dessus on déduit que le diamètre économique de la conduite de refoulement respectant les conditions de la vitesse de refoulement est DN 160 mm.

Voir ci-joint le profil en long de la conduite de refoulement.

### \_ Dimensionnement du diamètre de la conduite gravitaire

Les résultats du calcul pour le dimensionnement du diamètre optimal de la conduite d'adduction à partir du RMC jusqu'au projet sont représentés dans le tableau suivant :

<b>données de calcul</b>					
débit de dimensionnement (m <sup>3</sup> /s)	0,019				
débit moyen journalier (m <sup>3</sup> /j)	547,2				
longueur de la conduite (m)	9 943				
volume annuel pompé(Mm <sup>3</sup> )	0,2				
<b>caractéristiques d'adduction</b>					
diamètre considéré (mm)	<b>140</b>	<b>160</b>	<b>200</b>	<b>225</b>	<b>250</b>
diamètre interne (mm)	121,4	141	176,2	198,2	220,4
vitesse	1,64	1,22	0,78	0,62	0,5
$\lambda$	0,02031	0,02005	0,01985	0,01984	0,01199
$\Delta H l$ (m)	228,42	106,7	34,66	19,24	6,84
$\Delta H s$ (m)	2,23	1,23	0,5	0,31	0,21
$\Delta H t$ (km)	230,66	107,92	35,17	19,55	7,04
<b>coût économique(DH)</b>					
conduite	1 551 032	1 789 652	2 386 203	2 783 903	2 982 754
pièces spéciales (10%)	155 103	178 965	238 620	278 390	298 275
coût total	1 706 135	1 968 617	2 624 823	3 062 294	3 281 029

Tableau 51:dimensionnement du diamètre de la conduite d'écoulement gravitaire

Le graphe suivant présente les variations du coût total et des pertes de charges en fonction du diamètre :

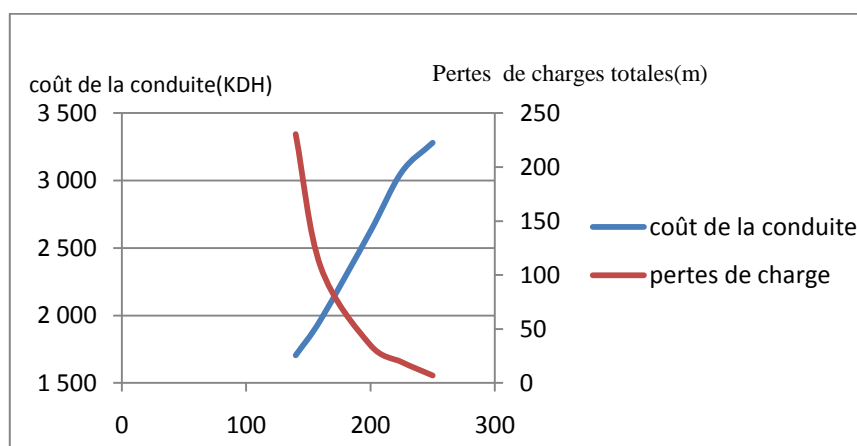


Figure 23:Détermination du diamètre économique de la conduite d'écoulement gravitaire

D'après le graphe, on déduit que le diamètre économique de la conduite gravitaire est de 160 mm. Or ce diamètre ne vérifie pas la condition sur la pression au sol qui doit être supérieure ou égale à 5mCE. (Voir plan ci-joint)

On a alors opté pour une combinaison entre deux diamètres : 250 mm projeté sur un linéaire de 9194 m à partir du RMC et continuer avec le diamètre 140 mm jusqu'au projet. Le résultat de la simulation avec EPANET est représenté ci-joint, ainsi que le profil en long des tronçons Pk58-Pk63, Pk249-252 de la conduite d'écoulement gravitaire.

La pression au niveau des nœuds de la conduite d'adduction est représentée dans l'annexe 4.8

On prévoit un ancrage au niveau des tronçons Pk51-Pk52 ; Pk82-Pk83 ; Pk73-Pk74.

La figure suivante représente le schéma synoptique de l'adduction à partir de la STEP

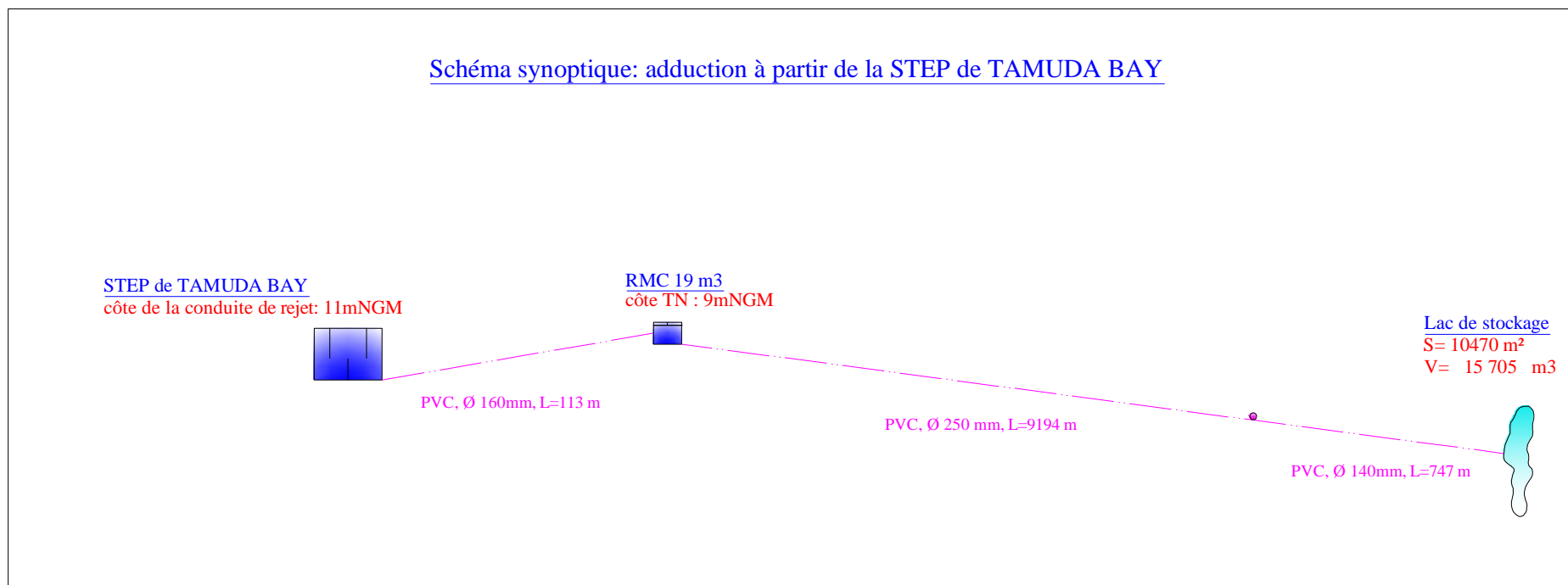


Figure 24:Schéma synoptique de l'adduction à partir de la STEP



### 3.2.4. Protection des points hauts et des points bas :

Les points hauts des conduites d'adduction à partir de la STEP seront dotés de 42 ventouses de type V65(PN10) dont l'emplacement est détaillé dans l'annexe 4.6

Les points bas de la conduite seront équipés de 34 vidanges de type DN63 PVC (PN10) dont l'emplacement est détaillé dans l'annexe 4.7.

- **Métré de la conduite d'adduction :**

Le métré de la conduite d'adduction est effectué sur la base des profils en long établis à partir du calage de la conduite. Les résultats du métré sont présentés dans le tableau suivant :

- **La conduite de refoulement :**

Fouille (m3)	lit de pose(m3)	remblai primaire (m3)	remblai secondaire (m3)
10 235	1 109	3 178	5 581

Tableau 52:Métré de la conduite de refoulement

- **La conduite gravitaire :**

fouille (m3)	lit de pose (m3)	remblai primaire (m3)	remblai secondaire (m3)
96	11	27	55

Tableau 53:métré de la conduite d'écoulement gravitaire

### 3.2.5. Estimation financière du coût des travaux

	Coût(DH)
Conduite	3 176 026
Terrassement	1 930 359
Remblai	692 457
RMC	1 006 501
Station de pompage	760 798
Vidange	170 000
Ventouse	378 000
Ancrage de la conduite	15 000
Coût total	8 114 141

Tableau 54:Estimation financière des coûts des travaux

- **Fiches techniques :**

	Longueur(m)	Diamètre (mm)	Matériaux
conduite de refoulement	113	160	PVC
conduite gravitaire	9 194	250	PVC
	748	140	PVC

**Tableau 55:fiche technique de la conduite d'adduction à partir de la STEP**

### **Synthèse :**

L'irrigation des golfs à partir des eaux usées traitées est une nouvelle pratique adoptée de plus en plus au Maroc.

La réalisation de cette variante se traduit par un piquage sur la conduite de rejet d'eau traitée (traitement tertiaire) puis par un refoulement avec une station de pompage vers un réservoir de mise en charge, assurant un écoulement gravitaire le long de la conduite d'adduction.

Le dimensionnement de la conduite d'adduction a été fait sur la base du diamètre économique. La combinaison des deux diamètres : 250mm sur un linéaire de 9194 m et 140 mm sur un linéaire de 140 mm s'avère la solution la plus optimale assurant la réalisation de l'adduction dans les règles d'art.

L'estimation financière au stade APS de cette variante s'élève à 8 114 141DH.

## **4. Comparaison des variantes et choix de la variante optimale**

D'après cette étude on constate que l'adduction à partir du barrage SMIR est la variante la plus économique. Et techniquement parlant, suite à la visite effectuée sur le terrain, on remarque que les deux adductions sont faisables et nécessite presque les mêmes prescriptions techniques. D'où l'adduction à partir du barrage SMIR s'avère la variante la plus optimale.

Or le barrage a pour destination, l'alimentation en eau potable d'où la difficulté de pouvoir convaincre l'agence du bassin SMIR de réaliser une adduction destinée à l'irrigation d'un golf, chose qui nous a été confirmé après avoir effectué une visite au département d'aménagement hydraulique du secrétariat d'état chargé de l'eau et de l'environnement.

Et donc l'irrigation du golf à partir de l'eau du barrage, qui est une eau noble, est une solution à écarter tenant compte du stress hydrique qui s'aggrave davantage et aussi de la nouvelle tendance de rationalisation d'utilisation de l'eau mobilisable.

A la lumière de cela, nous retenons la variante de l'adduction à partir de la STEP.

## Conclusion générale et recommandations

### Conclusion générale

**Concernant le réseau de voirie** : le réseau a été projeté, selon le plan de masse donné par l'architecte, sur un linéaire de 6 km. On a adopté deux profils en travers pour les différentes voies du réseau de sorte à ce que leurs dévers assure un drainage des eaux pluviales vers les bouches d'égouts. Le corps de chaussée n'a pas été déterminé suite à l'absence d'une étude géotechnique.

**Concernant le réseau d'assainissement** : On a opté pour un système séparatif en raison du réseau existant et de l'orientation du schéma d'aménagement du littoral de la région qui favorise ce genre de système.

Les eaux pluviales seront collectées gravitairement via des collecteurs enterrés à l'exception des voies A2 et A5 dont le drainage sera assuré par un caniveau à grille.

Le rejet des eaux pluviales se fera directement, après traitement moyennant des séparateurs d'hydrocarbures, au niveau des lacs aménagés à l'intérieur du site et ce à travers 13 points de rejets.

Pour les eaux usées on aura recours à deux stations de pompage SP1 et SP2. En cas de panne des pompes et des pompes de secours un trop plein au niveau de la SP1 rejettera les eaux usées dans le lac communiquant avec la mer.

**Concernant le réseau d'AEP** : Après l'étude de 2 variantes (variante réseau maillé et variante réseau ramifié), on a opté pour la variante du réseau ramifié en raison des vitesses et des pressions admissibles qu'elle donne, en fonctionnement normal comme en fonctionnement exceptionnel.

**Concernant l'adduction pour l'arrosage du golf** : Après l'étude des deux variantes, (adduction à partir du barrage de Smir et adduction à partir de la STEP), nous recommandons d'utiliser l'eau traitée de la STEP pour l'arrosage du golf puisque d'une part, elle ne représente pas, d'après l'étude effectuée, des complications d'exécution et d'autre part elle répond aux recommandations de l'étude d'impact réalisé préalablement.

Loin de ça, cette variante s'intègre dans la politique de gestion rationnelle des ressources hydriques dans laquelle s'engage le Maroc.

## Recommandations

- Une étude pour l'aération des lacs doit être effectuée. A cet effet nous proposons l'étude de deux variantes :
  - La première consiste en la réalisation d'un repérage des zones mortes du lac à l'aide d'une simulation de l'écoulement sur le logiciel Mike 21.  
Une fois les zones mortes repérées, on installera des aérateurs dans les dites zones. Le nombre et la puissance des aérateurs dépendront de la qualité actuelle des lacs et prévu, après ruissellement des eaux de la chaussée qui seront rejetés dans les lacs.
  - La deuxième variante consiste en la création d'un écoulement cyclique artificiel du lac aval vers le lac amont moyennant un pompage. La quantité d'eau à pomper dépendra du temps que prend l'eau pour que sa qualité se dégrade. Une simulation sur Mike 21 permettra d'optimiser l'emplacement des pompes.

La réalisation cette étude requiert, néanmoins la disponibilité de certaines données, on recommande à cet effet :

  - Un relevé de la bathymétrie des lacs.
  - Une analyse physico-chimique de l'eau des lacs
- Une étude géotechnique orientée VRD doit être effectuée, le rapport géotechnique disponible actuellement est orienté bâtiment et ne permet pas de proposer des dispositions géotechniques surtout pour le corps de chaussée de la voirie.  
L'étude géotechnique doit être basée sur des investigations et des forages in-situ judicieusement implantées.
- Dans un contexte plus général, nous recommandons, pour les projets à venir l'adoption des techniques alternatives de collecte des eaux pluviales, nous citons, les noues, les fossés engazonnés, les chaussées drainantes et les chaussées réservoirs...

# Annexes

# Annexe 1

VOIRIE

## Annexe : Métré des travaux de terrassement

Voie	Volume déblai (m3)	Volume remblai (m3)
GIRATOIRE G1	455	1
PARKING A-1-2	422	3
PARKING A-1-3	214	108
PARKING B-2	2 332	67
PARKING B-3-2	0	5 071
PARKING B-3-3	0	670
PARKING D-1	1	8 054
PARKING D-2	0	1 305
VOIE A	13 480	365
VOIE A-1-1	477	1
VOIE A-2	106	1 686
VOIE A-4	440	531
VOIE B-1	103	1 391
VOIE B-3-1	0	251
VOIE C	3 545	6 971
VOIE D	0	66 608
VOIE D-1	0	3 527
VOIE E	1 065	7 954
VOIE E-1	78	915
VOIE G	1 648	3 005
VOIE G-1	252	625
VOIE G-2	23	553
VOIE A-3	460	2
VOIE F	1 339	5 669
VOIE B-4	0	5 333
Volume total	26 440	120 666

# Annexe 2

ASSAINISSEMENT



## Annexe 1.1: Eaux pluviales

## 1. Débits des basins élémentaire

Numéro	Retour	A ha	I %	C	Qb m <sup>3</sup> /s	M	m	Qc m <sup>3</sup> /s
BV1*	10	1,738	0,3	0,74	0,323	2,345	0,944	0,305
BV3*	10	1,664	0,6	0,55	0,256	0,906	1,331	0,340
BV4*	10	0,504	1,1	0,90	0,210	3,361	0,829	0,174
BV5*	10	0,649	0,5	0,55	0,118	1,095	1,243	0,147
BV10*	10	2,019	1,7	0,42	0,296	2,031	0,994	0,295
BV11*	10	2,228	0,3	0,49	0,248	1,819	1,035	0,256
BV12*	10	1,315	0,3	0,49	0,159	1,576	1,090	0,173
BV14*	10	0,947	0,3	0,55	0,141	1,697	1,061	0,150
BV16*	10	1,258	0,3	0,57	0,186	2,050	0,991	0,184
BV20*	10	0,786	0,4	0,35	0,077	0,875	1,347	0,104
BV28*	10	0,276	1,0	0,61	0,079	1,648	1,072	0,085
BV29*	10	1,342	1,1	0,55	0,257	1,390	1,140	0,293
BV30*	10	0,134	0,5	0,30	0,016	0,800	1,391	0,023
BV31*	10	0,130	0,3	0,30	0,014	0,800	1,391	0,019
BV32*	10	1,077	1,0	0,60	0,235	1,268	1,179	0,277
BV35*	10	0,130	1,3	0,60	0,045	1,452	1,122	0,050
BV36*	10	0,473	2,1	0,78	0,195	1,149	1,221	0,239
BV37*	10	0,033	0,6	0,90	0,019	1,012	1,278	0,025
BV38*	10	0,061	0,4	0,90	0,030	2,024	0,996	0,030
BV39*	10	0,047	0,3	0,20	0,004	2,055	0,990	0,004
BV40*	10	0,065	0,3	0,20	0,005	2,903	0,874	0,004
BV41*	10	0,088	0,3	0,20	0,006	2,836	0,882	0,006
BV42*	10	0,065	0,3	0,30	0,008	2,527	0,919	0,007
BV44*	10	0,651	0,3	0,54	0,102	1,787	1,041	0,107
BV45*	10	0,444	0,7	0,55	0,094	1,533	1,101	0,103
BV46*	10	0,541	1,0	0,47	0,100	0,909	1,329	0,134

BV47*	10	1,245	2,0	0,45	0,222	1,199	1,203	0,268
BV54*	10	0,047	0,3	0,20	0,004	5,281	0,705	0,003
BV58*	10	0,436	0,3	0,58	0,080	0,800	1,391	0,111
BV59*	10	0,354	0,3	0,96	0,122	0,800	1,391	0,170
BV60*	10	0,124	0,3	0,92	0,049	2,553	0,916	0,045
BV61*	10	0,010	0,6	0,90	0,008	1,083	1,247	0,009
BV62*	10	0,125	2,1	0,52	0,042	0,800	1,391	0,058
BV63*	10	0,760	1,2	0,64	0,197	1,973	1,005	0,198
BV64*	10	0,337	1,2	0,50	0,076	2,140	0,976	0,074
BV65*	10	0,409	1,1	0,50	0,088	2,048	0,991	0,087
BV66*	10	0,045	1,4	0,35	0,010	0,912	1,327	0,014
BV67*	10	1,210	0,4	0,50	0,162	2,611	0,908	0,147
BV68*	10	0,010	0,3	0,35	0,002	2,164	0,972	0,002
BV69*	10	0,618	2,0	0,50	0,143	2,391	0,938	0,134
BV70*	10	0,361	0,3	0,50	0,058	3,003	0,864	0,050
BV71*	10	1,652	0,3	0,46	0,181	1,341	1,155	0,209
BV72*	10	1,144	0,4	0,47	0,147	1,770	1,045	0,154
BV73*	10	0,810	0,3	0,56	0,126	2,022	0,996	0,125
BV74*	10	2,119	0,3	0,49	0,233	1,419	1,132	0,264
BV75*	10	1,181	2,0	0,65	0,328	0,881	1,344	0,441
BV76*	10	1,136	0,4	0,59	0,186	0,843	1,366	0,254
BV77*	10	0,039	0,5	0,33	0,007	4,296	0,759	0,005
BV78*	10	0,048	0,3	0,90	0,023	2,449	0,930	0,021
BV79*	10	0,061	0,3	0,89	0,026	1,829	1,033	0,027
BV80*	10	0,201	0,3	0,90	0,071	1,264	1,180	0,084
BV81*	10	0,232	0,3	0,70	0,060	2,546	0,917	0,055

BV : Bassin versant

M : Allongement

A : Surface du bassin

m : Coefficient d'influence

I : Pente moyenne

Qc : Débit corrigé

Qb : Débit brut

## 2. Assemblage des bassins versants des eaux pluviales

Assemblage	A (ha)	I %	C	Qb m3/s	M	m	Qc (m3/s)	N° Assemblage
BV59* // BV58*	0,790	0,3	0,75	0,175	0,800	1,391	0,244	A1
A1 -- BV60*	0,914	0,3	0,78	0,204	1,301	1,168	0,238	A1
BV75* -- BV4*	1,685	1,3	0,72	0,448	2,576	0,913	0,409	A4
A4 // BV5*	2,334	1,1	0,68	0,514	2,189	0,968	0,498	A4
A4 -- BV3*	3,998	1,0	0,62	0,705	2,256	0,957	0,675	A4
BV46* -- BV45*	0,985	0,8	0,51	0,168	1,703	1,060	0,178	A5
A5 -- BV44*	1,636	0,5	0,52	0,231	2,449	0,930	0,215	A5
A5 -- BV78*	1,684	0,4	0,53	0,239	2,829	0,883	0,210	A5
A5 // BV10*	3,703	1,2	0,47	0,455	1,500	1,109	0,505	A5
A5 -- BV79*	3,764	1,2	0,48	0,518	1,720	1,056	0,546	A5
A5 -- BV42*	3,829	0,9	0,48	0,483	2,035	0,994	0,480	A5
A5 -- BV41*	3,918	0,7	0,47	0,457	2,438	0,931	0,425	A5
A5 -- BV40*	3,983	0,6	0,47	0,443	2,789	0,887	0,393	A5
A5 -- BV39*	4,030	0,6	0,46	0,437	2,995	0,864	0,377	A5
BV64* // BV65*	0,746	1,1	0,50	0,095	1,516	1,105	0,105	A6
A6 -- BV66*	0,792	1,1	0,50	0,099	1,690	1,063	0,105	A6
BV67* // A6	2,001	0,8	0,50	0,161	1,063	1,256	0,202	A6

A6 -- BV68*	2,011	0,9	0,50	0,200	1,211	1,198	0,240	A6
A6 // BV69*	2,629	1,2	0,50	0,261	1,059	1,258	0,328	A6
A6 -- BV70*	2,990	0,5	0,50	0,236	2,037	0,993	0,234	A6
A6 -- BV54*	3,037	0,4	0,50	0,230	2,678	0,900	0,207	A6
BV72* // BV71*	2,796	0,3	0,47	0,286	1,031	1,270	0,363	A7
BV73* // BV74*	2,929	0,3	0,50	0,317	1,207	1,200	0,381	A8
BV80* -- BV81*	0,433	0,3	0,80	0,115	2,725	0,894	0,103	A9
BV31* // BV30*	0,264	0,4	0,30	0,027	0,800	1,391	0,037	A10
A10 -- BV36*	0,736	1,3	0,61	0,186	1,248	1,185	0,220	A10
BV37* // A10	0,769	1,2	0,62	0,194	1,221	1,195	0,232	A10
A10 -- BV61*	0,779	1,2	0,62	0,197	1,336	1,157	0,228	A10
A10 // BV29*	2,122	1,2	0,57	0,399	1,105	1,238	0,494	A10
A10 -- BV38*	2,182	0,9	0,58	0,387	1,427	1,129	0,437	A10
A10 // BV32*	3,260	0,9	0,59	0,550	1,168	1,214	0,668	A10
A10 -- BV35*	3,390	0,9	0,59	0,568	1,430	1,129	0,641	A10
A10 // BV20*	4,176	0,9	0,54	0,600	1,288	1,172	0,704	A10
A10 -- BV62*	4,301	0,9	0,54	0,629	1,350	1,152	0,724	A10
A10 // BV47*	5,546	1,2	0,52	0,789	1,189	1,206	0,952	A10

A10 -- BV63*	6,306	1,0	0,54	0,862	1,799	1,039	0,895	A10
A10 -- BV28*	6,581	1,0	0,54	0,897	2,099	0,983	0,882	A10
A10 // BV76*	7,718	0,9	0,55	0,997	1,938	1,011	1,009	A10
A10 -- BV77*	7,757	0,9	0,54	1,009	2,233	0,961	0,970	A10

## 3. Note de calcul du dimensionnement des déversoirs d'orages

Déversoire	Collecteur amont				Etat d'arrivée				Collecteur aval				Etat de sortie			
	Diamètre (mm)	Surface (m <sup>2</sup> )	Pente	Qps (m <sup>3</sup> /s)	Qtotal en amont (m <sup>3</sup> /s)	Q/Qps	h/D	Haut H1 m	Diamètre (mm)	Surface (m <sup>2</sup> )	Pente	Qps (m <sup>3</sup> /s)	Qtransitant (m <sup>3</sup> /s)	Q/Qps	h/D	Haut H2 m
R0	600	0,283	0,003	0,39	0,31	0,77	0,68	0,41	300	0,071	0,003	0,062	0,06	0,98	0,91	0,27
1	500	0,196	0,003	0,24	0,17	0,71	0,63	0,32	300	0,071	0,003	0,062	0,03	0,56	0,53	0,16
2	600	0,283	0,003	0,39	0,36	0,92	0,81	0,48	300	0,071	0,003	0,062	0,07	1,17	1,00	0,30
3	400	0,126	0,003	0,13	0,15	1,12	1,00	0,40	300	0,071	0,003	0,062	0,03	0,48	0,49	0,15
4	600	0,283	0,003	0,39	0,38	0,97	0,87	0,52	300	0,071	0,003	0,062	0,08	1,23	1,00	0,30
5	500	0,196	0,003	0,24	0,18	0,76	0,67	0,33	300	0,071	0,003	0,062	0,04	0,59	0,56	0,17
6	500	0,196	0,003	0,24	0,26	1,06	1,00	0,50	300	0,071	0,003	0,062	0,05	0,83	0,72	0,22
7	400	0,126	0,003	0,13	0,15	1,12	1,00	0,40	300	0,071	0,003	0,062	0,03	0,48	0,49	0,15
8	500	0,196	0,003	0,24	0,31	1,29	1,00	0,50	300	0,071	0,003	0,062	0,06	1,01	1,00	0,30
9	800	0,503	0,002	0,69	1,01	1,46	1,00	0,80	400	0,126	0,002	0,109	0,20	1,85	1,00	0,40
11	800	0,503	0,003	0,85	0,68	0,80	0,69	0,55	300	0,071	0,003	0,062	0,14	2,18	1,00	0,30
12	500	0,196	0,003	0,24	0,24	0,98	0,91	0,45	300	0,071	0,003	0,062	0,05	0,77	0,67	0,20

Dimensionnement du DO		
Qdévéré	Lame Deversante H (m)	Longueur Seuil Deversant (m)
0,24	0,13	4,60
0,14	0,16	3,13
0,29	0,18	5,52
0,12	0,25	1,01
0,30	0,22	3,96
0,15	0,17	2,99
0,20	0,28	1,52
0,12	0,25	1,01
0,25	0,20	3,92
0,81	0,40	4,00
0,54	0,25	6,28
0,19	0,25	1,77

**Annexe 2.2: Eaux usée**

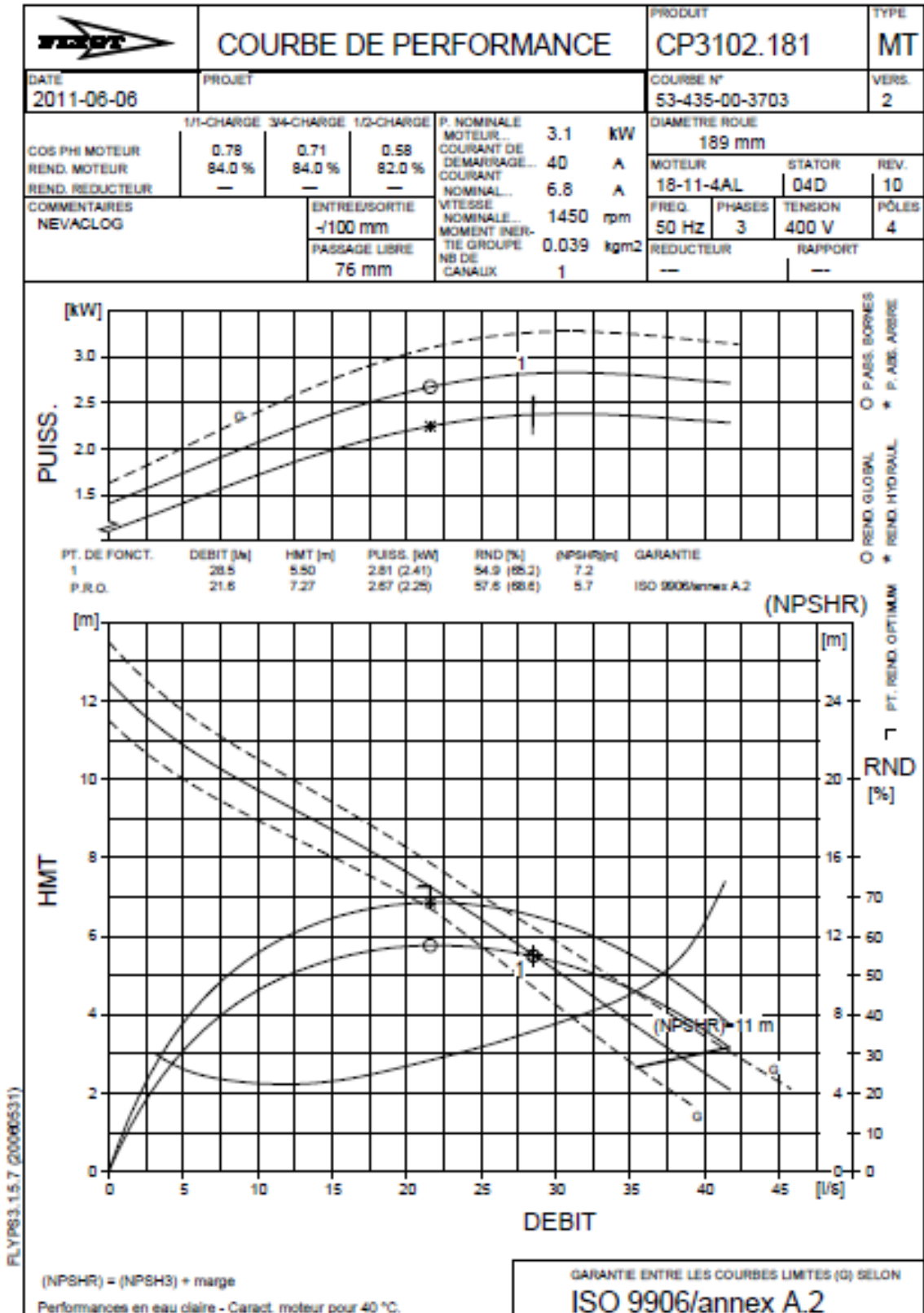
## 1. Bassin versants eaux usées

Bassin	Surface (ha)	Qmoy (l/s)
BV14	2,138	0,9
BV13	4,16	1,4
BV12	1,408	0,6
BV10	3,702	1,5
BV11	5,91	2,7
BV9	0,392	0
BV1	1,51	1,9
BV2	4,085	5
BV3	2,137	0,9
BV7	2,017	0,5
BV4	3,963	2,1
BV8	3,821	14,1
BV5	2,342	1
BV6	4,228	2,6

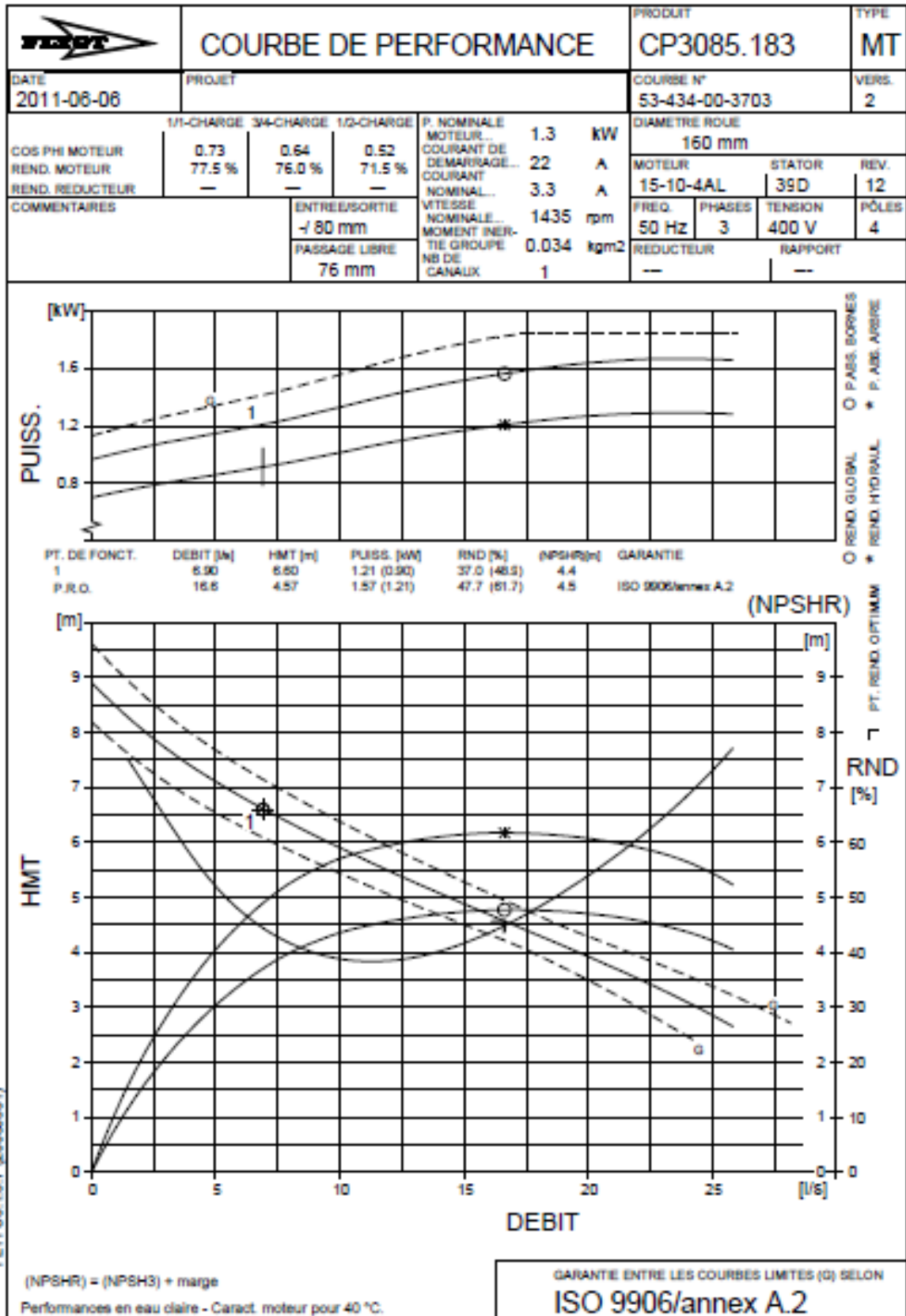


2. Courbes de performances des stations de pompage SP1 et SP2

- SP1



- SP2



## 2. Détail estimatif des travaux d'assainissement

N° de prix	Désignation des ouvrages	Unité	Quantité	P.U HT	Montant HT
<b>B</b>	<b>ASSAINISSEMENT</b>				
<b>B.1</b>	<b>TERRASSEMENT</b>				
<b>B.1.1</b>	<b>DEBLAIS EN TRANCHEE EN TERRAIN DE TOUTES NATURES ET A TOUTES PROFONDEURS</b>				
	Le mètre cube	m3	30 000	28,75	862 500
<b>B.1.2</b>	<b>BLINDAGE DES TRANCHEES</b>				
	Le mètre carré	m2	4 500	187,13	842 085
<b>B.1.3</b>	<b>RABATTEMENT DE LA NAPPE</b>				
	La nappe doit être maintenue pendant la durée des travaux à une cote inférieure à celle du fond de fouille.				
	L'heure	h	720	401,70	289 224
<b>B.1.4</b>	<b>REMBLAI DES FOUILLES</b>				
B.1.4.1	Lit de pose en sable				
	Le mètre cube	m3	2 000	140,00	280 000
B.1.4.2	Remblai primaire				
	Le mètre cube	m3	6203,8162	42,00	260 560
B.1.4.3	Remblai secondaire avec réutilisation des déblais				
	Le mètre cube	m3	13 200	23,00	303 600

B.1.4.4	Remblai secondaire en matériau d'apport insensible à l'eau				
	Le mètre cube	m3	5 000	140,00	700 000
			26 404		1 544 160
<b>B.2</b>	<b>TRAITEMENT SPECIAL POUR CONDUITE SOUS L'EAU</b>				
B.2.1	Lit de pose en gravette				
	Le mètre cube	ft			
B.2.2	Remblai primaire en gravette				
	Le mètre cube	ft			
B.2.3	Enrobage des matériaux drainant par du géotextile				
	Le mètre carré	ft			
					308 832
<b>B.3</b>	<b>CANALISATION</b>				
<b>B.3.1</b>	<b>CONDUITES EN PEHD DOUBLE PAROI POUR RESEAU ET BRANCHEMENT</b>				
B.3.1.1	DN 200 mm				
	le mètre linéaire	ml	2 000	96,00	192 000
B.3.1.2	DN 300 mm				
	le mètre linéaire	ml	5 300	224,00	1 187 200
B.3.1.3	DN 400 mm				
	le mètre linéaire	ml	2 000	332,80	665 600

B.3.1.4	DN 500 mm				
	le mètre linéaire	ml	2 100	499,20	1 048 320
B.3.1.5	DN 600 mm				
	le mètre linéaire	ml	1 000	707,27	707 270
B.3.1.6	DN 800 mm				
	le mètre linéaire	ml	900	1 050,32	945 288
					4 745 678
<b>B.3.2</b>	<b>CONDUITES EN PVC PN 16 BARS</b>				
B.3.2.1	DN 225 mm				
	le mètre linéaire	ml	245	589,00	144 305
B.3.2.3	DN 110 mm				
	le mètre linéaire	ml	415	109,77	45 555
					189 860
<b>B.4</b>	<b>OUVRAGE ANNEXES</b>				
<b>B.4.1</b>	<b>REGARDS DE VISITE EN BETON ARME SUR CONDUITES CIRCULAIRES</b>				
<b>B.4.1.1</b>	<b>REGARDS DE VISITE SIMPLE</b>				
B.4.1.1.1	Regards de visite de profondeur inférieure ou égale à 2.50m				
	l'unité	u	390	7 361,10	2 870 829
B.4.1.1.2	Plus value au prix B.4.1.1.1 pour une profondeur supérieure à 2,50m				
	le décimètre	dm	850	294,44	250 274
B.4.1.1.3	Incorporation d'hydrofuge de masse ou adjuvant pour regard de viste simple				

	le décimètre	dm	1 200	16,56	19 872
<b>B.4.1.2</b>	<b>REGARDS DE VISITE DOUBLE</b>				
B.4.1.2.1	Regards de visite de profondeur inférieure ou égale à 2.50m				
	l'unité	u	55	12 482,00	686 510
B.4.1.2.2	Plus value au prix B.4.1.2.1 pour une profondeur supérieure à 2,50m				
	le décimètre	dm	600	499,28	299 568
B.4.1.2.3	Incorporation d'hydrofuge de masse ou adjuvant pour regard de visite double				
	le décimètre	dm	300	29,70	8 910
<b>B.4.3</b>	<b>OUVRAGE DE CHUTTE</b>				
B.4.3.1	Réalisation d'ouvrage de chute spécial pour profondeurs supérieures à 6 m				
	l'unité	u	4	53 128,30	212 513
<b>B.4.4</b>	<b>REGARD BORGNE PAR LE BIAIS DE CLIP EN PVC</b>				
	l'unité	u	260	1 795,07	466 718
<b>B.4.5</b>	<b>REGARD DE FACADE</b>				
B.4.5.1	<b>REGARD DE FACADE SIMPLE (0.60 x 0.60)</b>				
	l'unité	u	120	2 431,00	291 720
B.4.5.2	<b>REGARD DE FACADE DOUBLE (1.0 x 0.60)</b>				

	l'unité	u	140	3 176,00	444 640
B.4.5.3	<b>BOUCHE D'EGOUT A GRILLE</b>				
	l'unité	u	20	3 187,00	63 740
B.4.5.4	<b>BOUCHE D'EGOUT A AVALOIR</b>				
	l'unité	u	10	3 187,00	31 870
<b>B.5</b>	<b>PIECES EN FONTE DUCTILE</b>				
B.5.1	Cadre et tampon articulé en fonte ductile classe D 400				
	l'unité	u	277	1 760,00	487 520
B.5.2	Cadre-grille et tampon carré classe C250 pour regard avaloir				
	l'unité	u	10	2 400,00	24 000
B.5.3	Cadre et grille classe D400, cadre de dimensions 825x825mm et grille concave 750x750 pour regard de visite à grille				
	l'unité	u	188	2 400,00	451 200
B.5.4	Appareil siphonide en fonte ductile pour regards à grille et bouches d'égout.				
	l'unité	u	198	1 760,00	348 480
					6 958 364
<b>B.6</b>	<b>CANIVEAU A GRILLE</b>				
<b>B.6.1</b>	Exécution de caniveau à grille en béton armé				
	Le mètre cube	m3	400	1 094	437 400

<b>B.6.2</b>	Fourniture et pose de grilles en fonte ductile classe D400				
	le mètre linéaire	ml	400	1 707	682 668
					1 120 068
<b>B7</b>	<b>OUVRAGES DE REJET DES EAUX PLUVIALES</b>				
	COLLECTEUR D'EVACUATION EST UNE CONDUITE CIRCULAIRE				
	l'unité	u	13	18 916,30	245 912
<b>B8</b>	<b>SEPARATEURS D'HYDROCARBURES</b>	u			
<b>B.8.1</b>	Séparateur d'hydrocarbures de taille nominale TN 40				
	le forfait	ft	2	256 050	512 100
<b>B.8.2</b>	Séparateur d'hydrocarbures de taille nominale TN 50				
	le forfait	ft	2	355 620	711 240
<b>B.8.3</b>	Séparateur d'hydrocarbures de taille nominale TN 65				
	le forfait	ft	2	384 750	769 500
<b>B.8.4</b>	Séparateur d'hydrocarbures de taille nominale TN 80				
	le forfait	ft	2	413 250	826 500
<b>B.8.5</b>	Séparateur d'hydrocarbures de taille nominale TN 100				



	le forfait	ft	3	448 350	1 345 050
<b>B.8.6</b>	Séparateur d'hydrocarbures de taille nominale TN 200				
	le forfait	ft	1	473 700	473 700
<b>B8.8.9</b>	Séparateur d'hydrocarbures de taille nominale TN 300				
	le forfait	ft	1	785 400	785 400
					5 423 490
<b>B.9</b>	<b>STATION DE POMPAGE</b>				
B.9.1	Station de refoulement SP1 (Débit : 102 m <sup>3</sup> /h. HMT : 5,53m)	ft	1	402 200	402 200
B.9.2	Station de refoulement SP2 (Débit : 25.20 m <sup>3</sup> /h. HMT : 6,71 m)	ft	1	274 380	274 380
					676 580
<b>TOTAL GENERAL H.T</b>					<b>20 967 032,29</b>
<b>T.V.A 20 %</b>					<b>4 193 406,46</b>

# Annexe 3

ALIMENTATION EN EAU POTABLE

Annexe 2.1: Calcul des besoins

Catégorie	hauteur	NB de bloc	Superficie totale	Dotation en eau potable		Consom. moy. (m3/j)	Besoins de production (l/s)				Besoins de distribution (l/s)		
				Valeur	Unité		Moyens	Moyens +pertes	PJ	PH	Moyens	PJ	PH
BATIMENT TYPE 1	R+1	13	9581,39	120	l/J/hab	62,40	0,72	0,76	0,99	1,78	0,95	1,24	2,22
BATIMENT TYPE 2	R+1	6	5350,2	120	l/J/hab	28,80	0,33	0,35	0,46	0,82	0,44	0,57	1,03
BATIMENT PRINCIPALE	R+1	1	2351,89	60	l/J/hab m3/J/ha	14,11	0,16	0,17	0,22	0,40	0,21	0,28	0,50
<b>Marina Appartement</b>		<b>20</b>	<b>17283,48</b>			<b>105,31</b>	<b>1,22</b>	<b>1,28</b>	<b>1,67</b>	<b>3,00</b>	<b>1,60</b>	<b>2,08</b>	3,75
type A	R+1	18	7734,96	300	l/J/hab	21,60	0,25	0,26	0,34	0,62	0,33	0,43	0,77
type B	R+1	19	8516,94	300	l/J/hab	22,80	0,26	0,28	0,36	0,65	0,35	0,45	0,81
type C	R+1	14	4831,12	300	l/J/hab	16,80	0,19	0,20	0,27	0,48	0,26	0,33	0,60
type D	R+1	13	4756,57	300	l/J/hab	15,60	0,18	0,19	0,25	0,44	0,24	0,31	0,56
type E	R+1	33	8444,04	300	l/J/hab	39,60	0,46	0,48	0,63	1,13	0,60	0,78	1,41
<b>Villas Golf</b>		<b>97</b>	<b>34283,63</b>			<b>116,40</b>	<b>1,35</b>	<b>1,42</b>	<b>1,84</b>	<b>3,32</b>	<b>1,77</b>	<b>2,30</b>	4,15
type F	R+1	7	3044,44	500	l/J/lit	14,00	0,16	0,17	0,22	0,40	0,21	0,28	0,50
type G	R+1	3	1357,68	500	l/J/lit	6,00	0,07	0,07	0,10	0,17	0,09	0,12	0,21
type H	R+1	12	4149	500	l/J/lit	24,00	0,28	0,29	0,38	0,68	0,37	0,48	0,86
type J	R+1	12	4517,52	500	l/J/lit	24,00	0,28	0,29	0,38	0,68	0,37	0,48	0,86
<b>HillTop Villas</b>		<b>34</b>	<b>13068,64</b>			<b>68,00</b>	<b>0,79</b>	<b>0,83</b>	<b>1,08</b>	<b>1,94</b>	<b>1,04</b>	<b>1,35</b>	2,42
BAT ENTRETIEN RESD.	RDC	1	354,24	60	m3/J/ha	2,13	0,02	0,03	0,03	0,06	0,03	0,04	0,08

LOCAL TECHNIQUE GOLF	RDC	1	478	60	m3/J/ha	2,87	0,03	0,03	0,05	0,08	0,04	0,06	0,10
CLUB HOUSE DU GOLF	RDC	1	1625	60	m3/J/ha	9,75	0,11	0,12	0,15	0,28	0,15	0,19	0,35
BAT SPA	RDC	1	821	14	m3/J/U	14,00	0,16	0,17	0,22	0,40	0,21	0,28	0,50
BAT CONFERENCE	RDC	1	1103,6	60	m3/J/ha	6,62	0,08	0,08	0,10	0,19	0,10	0,13	0,24
REST.DE SPECIALITE	RDC	1	453	60	m3/J/ha	2,72	0,03	0,03	0,04	0,08	0,04	0,05	0,10
HOTEL BAR PISCINE	RDC	1	84,32	60	m3/J/ha	0,51	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,02
CLUB DE REMISE EN FORME	RDC	1	236,98	60	m3/J/ha	1,42	0,02	0,02	0,02	0,04	0,02	0,03	0,05
CLUB POUR ENFANT	RDC	1	153	60	m3/J/ha	0,92	0,01	0,01	0,01	0,03	0,01	0,02	0,03
CLUB DES JEUNES	RDC	1	107,43	60	m3/J/ha	0,64	0,01	0,01	0,01	0,02	0,01	0,01	0,02
BEACH CLUB			0	60	m3/J/ha	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
CHAMBRE PERSONNELS	RDC	1	49	60	m3/J/ha	0,29	0,00	0,00	0,00	0,01	0,00	0,01	0,01
<b>HOTEL</b>		<b>11</b>	<b>5465,57</b>			<b>41,87</b>	<b>0,48</b>	<b>0,51</b>	<b>0,66</b>	<b>1,19</b>	<b>0,64</b>	<b>0,83</b>	1,49
SUITE	RDC	1	200	600	l/J/lit	2,40	0,03	0,03	0,04	0,07	0,04	0,05	0,09
SUITE EXECUTIF	RDC	19	2197,54	600	l/J/lit	45,60	0,53	0,56	0,72	1,30	0,69	0,90	1,63
SUITE JUMELLE	RDC	11	1617	600	l/J/lit	26,40	0,31	0,32	0,42	0,75	0,40	0,52	0,94
CHAMBRE D HOTE BLOC A	R+1	1	1269	600	l/J/lit	19,20	0,22	0,23	0,30	0,55	0,29	0,38	0,68
CHAMBRE D HOTE BLOC B	R+2	1	1802	600	l/J/lit	26,40	0,31	0,32	0,42	0,75	0,40	0,52	0,94
CHAMBRE D HOTE	R+2	1	1802	600	l/J/lit	26,40	0,31	0,32	0,42	0,75	0,40	0,52	0,94

BLOC C													
CHAMBRE D HOTE 5UNITE	R+1	1	1254,66	600	1/J/lit	24,00	0,28	0,29	0,38	0,68	0,37	0,48	0,86
CHAMBRE D HOTE 6UNITE	R+2	1	2496,33	600	1/J/lit	43,20	0,50	0,53	0,68	1,23	0,66	0,86	1,54
HALL ENTREE HOTEL	R+1	1	1957,43	600	1/J/lit	2,40	0,03	0,03	0,04	0,07	0,04	0,05	0,09
<b>Suite et Chambre d'hote</b>		<b>37</b>	<b>7905,96</b>			<b>216,00</b>	<b>2,50</b>	<b>2,63</b>	<b>3,42</b>	<b>6,16</b>	<b>3,29</b>	<b>4,28</b>	7,70
													0,00
<b>Total projet</b>		<b>199</b>	<b>78007,28</b>			<b>547,58</b>	<b>6,34</b>	<b>6,67</b>	<b>8,67</b>	<b>15,61</b>	<b>8,34</b>	<b>10,84</b>	19,5 1

## Annexe 3.2: Réseau maillé

## 2.1 Résultats en fonctionnement normal

État des Nœuds du Réseau			
Noeud	Altitude (m)	Demande de base (l/s)	Pression (m)
Noeud 2	3,23	1,04	49,72
Noeud 3	2,83	1,04	48,65
Noeud 4	4,19	1,04	48,7
Noeud 5	2,84	1,04	48,57
Noeud 6	4,95	1,997	47,69
Noeud 7	18	0,4	34,39
Noeud 8	27,5	0,505	24,87
Noeud 9	19,3	0,505	33,07
Noeud 10	17,5	0,5	34,19
Noeud 11	17	0,605	34,43
Noeud 12	17	1,097	34,68
Noeud 13	2,78	1,797	48,84
Noeud 14	4,47	0,613	44,02
Noeud 15	4,5	0,5	43,97
Noeud 16	4,212	2,217	46,81
Noeud 17	3	0,5	49,36
Noeud 18	3,1	0,2	49,08
Noeud 19	3,45	0,5	48,7
Noeud 20	3,15	0,2	49,01
Noeud 21	3,64	0,5	48,49
Noeud 22	3,22	0,2	49,1
Noeud 23	3,55	0,2	48,67
Noeud 24	3,77	0,5	48,28
Noeud 25	4,11	0,7	47,8
Noeud 26	3,8	0,2	48,23
Noeud 27	3,97	0,25	47,95
Noeud 28	4,71	0,5	47,11
Noeud 29	4	0,25	47,89

État des Arcs du Réseau					
Tuyau	Longueur	Diamètre	DN	Vitesse	Pert.Charge Unit.
Tuyau 8*	213,3	53,6	63	0,01	0
Tuyau 21*	408,1	53,6	63	0,03	0,03
Tuyau 20*	390,1	93,6	110	0,06	0,08
Tuyau 16**	96,4	53,6	63	0,08	0,28
Tuyau 25*	287,1	53,6	63	0,09	0,33
Tuyau 32*	244,27	53,6	63	0,1	0,39
Tuyau 22*	50,1	53,6	63	0,1	0,38
Tuyau 34	60,9	53,6	63	0,12	0,51
Tuyau 33	127,2	53,6	63	0,12	0,51
Tuyau 12*	403,8	53,6	63	0,13	0,63
Tuyau 11*	415,3	53,6	63	0,13	0,63
Tuyau 24*	320,1	53,6	63	0,13	0,59
Tuyau 16*	40	53,6	63	0,14	0,66
Tuyau 29*	187,1	53,6	63	0,14	0,67
Tuyau 31*	316,1	93,6	110	0,15	0,35
Tuyau 28*	144,5	53,6	63	0,17	0,97
Tuyau 30*	38,1	106,6	125	0,17	0,39
Tuyau 14*	197	176,2	200	0,21	0,31
Tuyau 7	17,6	53,6	63	0,22	1,47
Tuyau 27*	193,5	106,6	125	0,27	0,91
Tuyau 13*	20	176,2	200	0,27	0,48
Tuyau 3*	211,2	277,6	315	0,29	0,32
Tuyau 18*	358	141	160	0,3	0,79
Tuyau 10*	1135	176,2	200	0,3	0,59
Tuyau 26	79,2	106,6	125	0,31	1,21
Tuyau 9*	37,9	176,2	200	0,32	0,67
Tuyau 1	121,4	277,6	315	0,32	0,39
Tuyau 6*	306,4	176,2	200	0,36	0,82
Tuyau 23*	27,4	106,6	125	0,37	1,63
Tuyau 19*	40,1	53,6	63	0,4	4,48
Tuyau 2*	252,3	53,6	63	0,46	5,85
Tuyau 4*	252	53,6	63	0,46	5,85
Tuyau 17*	151,8	76,8	90	0,48	3,97
Tuyau 15*	471,9	53,6	63	0,49	6,63
Tuyau 5*	101,8	176,2	200	0,63	2,37

## 2.2 Résultats en fonctionnement incendie

Nœud	Demande (l/s)	Pression (m)
Noeud 2	0,58	48,97
Noeud 3	0,58	48,86
Noeud 4	9,47	46,65
Noeud 5	0,58	47,5
Noeud 6	1,11	42,67
Noeud 19	0,28	39,98
Noeud 17	0,28	40,5
Noeud 21	0,28	38,59
Noeud 24	0,28	38,42
Noeud 27	0,28	38,18
Noeud 9	0,28	23,59
Noeud 8	0,28	15,81
Noeud 12	0,61	10,73
Noeud 11	0,34	10,68
Noeud 14	0,34	21,44
Noeud 13	1	24,2
Noeud 16	1,23	22,56
Noeud 28	0,28	37,41
Noeud 25	0,39	38,03
Noeud 23	0,11	38,7
Noeud 7	0,22	25,38
Noeud 10	0,28	10,31
Noeud 15	0,28	21,41
Noeud 20	0,11	40,28
Noeud 18	0,11	40,34
Noeud 22	0,11	39,07
Noeud 26	0,11	38,39
Noeud 29	0	38,14
Noeud 30	17	46,58
Noeud 31	17	17,2
Noeud 34	17	39
Noeud 35	17	10,24



## 2.4 Détail estimatif de la variante maillé

<b>Détails estimatifs (Variante 1)</b>				
	Unité	Quantité	P. U (H.T)	Montant (H.T)
<b>Terrassement pour pose de canalisation</b>				
Déblais				
<b>Le mètre cube.....</b>	m3	6002	30,00	264 088,00
Lit de pose en sable				
<b>Le mètre cube.....</b>	m3	530	180,00	95 400,00
Lit de pose en gravette				
<b>Le mètre cube.....</b>	m3	205	220,00	45 100,00
Remblai primaire				
<b>Le mètre cube.....</b>	m3	2208	35,00	77 280,00
Fourniture et pose de grillage				
<b>Le mètre linéaire.....</b>	ml	7721	6,00	46 326,00
Remblai secondaire				
<b>Le mètre cube.....</b>	m3	3233	25,00	80 825,00
				609 019,00
<b>Canalisations</b>				
<b>Canalisation en PVC PN16 Bars</b>				
DN 63mm				
<b>Le mètre linéaire.....</b>	ml	3667	60,00	220 020,00
DN 110mm				
<b>Le mètre linéaire.....</b>	ml	707	219,00	154 833,00
DN 125mm				
<b>Le mètre linéaire.....</b>	ml	309	308,00	95 172,00
DN 200mm				
<b>Le mètre linéaire.....</b>	ml	1749	530,00	926 970,00
DN 315mm				
<b>Le mètre linéaire.....</b>	ml	302	764,00	230 728,00
<b>Canalisation Fonte ductile</b>				
DN 350 mm				

<b>Le mètre linéaire</b> .....	ml	32	1 584,00	50 688,00
DN 100 mm				
<b>Le mètre linéaire</b> .....	ml	381	396,00	150 876,00
DN 125mm				
<b>Le mètre linéaire</b> .....	ml	31	550,00	17 050,00
<b>Le mètre linéaire</b> .....	ml			
DN 200mm				
<b>Le mètre linéaire</b> .....		82	750,00	61 500,00
				1 907 837,00
<b>PIECES SPECIALES</b>				
Fourniture, transport et pose des pièces spéciales de raccordement PN 16, y compris toutes sujétions.				
<b>Forfait</b> .....	ft	1	248 018,81	248 018,81
<b>EQUIPEMENTS HYDRO-MECANIQUE</b>				
Fourniture, transport et pose de robinets vannes rondes à opercule, poteaux d'incendies, vidanges et ventouse en PN 16 , y compris toutes sujétions.				
<b>Forfait</b> .....	ft	1	324 332,29	324 332,29
<b>GENIE CIVIL DES OUVRAGES ANNEXES</b>				
Construction de regard pour ventouse, vidange, vanne de sectionnement				
<b>Forfait</b> .....	ft	1	190 783,70	190 783,70
<b>LAVAGE DESINFECTION ET RINCAGE DU RESEAU</b>				
<b>Le mètre linéaire</b> .....	ml	7721	6	46 326,00
<b>BRANCHEMENTS</b>				
TRAVERSEE EN FONTE DUCTILE				
<b>Le mètre linéaire</b> .....	ml	526	600,00	315 600,00
Total (hors taxe)				3 641 917
TVA				728 383
<b>TOTAL T.T.C</b>				<b>4 370 300</b>

## Annexe 3.3:Réseau ramifié

## 1 Résultats en fonctionnement normal

État des Noeuds du Réseau			
Noeud	Altitude (m)	Demande Base (l/s)	Pression (m)
Noeud 2	3,23	1,04	49,72
Noeud 3	2,83	1,04	48,64
Noeud 4	4,19	1,04	48,68
Noeud 5	2,84	1,04	48,56
Noeud 6	4,95	2,297	47,65
Noeud 15	3,45	0,7	48,79
Noeud 14	3	0,7	49,3
Noeud 16	3,64	0,7	48,45
Noeud 18	3,77	0,5	48,15
Noeud 20	3,97	0,7	47,82
Noeud 7	19,3	0,605	33
Noeud 8	27,5	0,605	24,33
Noeud 9	17	2,297	35,22
Noeud 10	17	0,605	34,34
Noeud 12	4,47	0,613	46,64
Noeud 11	2,78	2,297	49,38
Noeud 13	4,212	2,217	47,34
Noeud 21	4,71	0,7	46,39
Noeud 19	4,11	0,7	47,4
Noeud 17	3,55	0,2	48,57

État des Arcs du Réseau						
Tuyau	Longueur (m)	Diamètre (mm)	DN (mm)	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.(m)
Tuyau 2*	252,3	53,6	63	1,04	0,46	5,85
Tuyau 9*	403,8	53,6	63	0,61	0,27	2,17
Tuyau 11*	471,9	53,6	63	0,61	0,27	2,22
Tuyau 20	244,27	53,6	63	0,7	0,31	2,83
Tuyau 18	144,5	53,6	63	0,7	0,31	2,83
Tuyau 4*	252	53,6	63	1,04	0,46	5,85
Tuyau 7	213,3	53,6	63	0,61	0,27	2,17
Tuyau 12*	151,8	76,8	90	2,22	0,48	3,97
Tuyau 15	98,5	106,6	125	3,5	0,39	1,82
Tuyau 16	309,1	106,6	125	0,7	0,08	0,1
Tuyau 14	566,77	106,6	125	0,7	0,08	0,1
Tuyau 17	193,5	106,6	125	2,6	0,29	1,05
Tuyau 19	358,98	106,6	125	1,4	0,16	0,34
Tuyau 13	358	141	160	4,9	0,31	0,85
Tuyau 6*	336,4	176,2	200	9,24	0,38	0,91
Tuyau 5*	101,8	176,2	200	16,44	0,67	2,67
Tuyau 8*	113,3	176,2	200	8,03	0,33	0,7
Tuyau 10*	197	176,2	200	5,13	0,21	0,31
Tuyau 3*	211,2	277,6	315	18,52	0,31	0,35
Tuyau 1	121,4	277,6	315	20,6	0,34	0,43

## 2 Résultats en fonctionnement normal

Noeud	Demande (l/s)	Pression (m)
Noeud 2	1,04	48,62
Noeud 3	1,04	47,55
Noeud 4	1,04	45,75
Noeud 5	1,04	45,62
Noeud 6	2,3	38,62
Noeud 15	0,7	2,36
Noeud 14	0,7	25,08
Noeud 16	0,7	19,26
Noeud 18	0,5	18,96
Noeud 20	0,7	18,64
Noeud 7	0,61	18,55
Noeud 8	0,61	9,89
Noeud 9	2,3	19,03
Noeud 10*	0,61	18,16
Noeud 12	0,61	29,59
Noeud 11	2,3	32,33
Noeud 13	2,22	30,29
Noeud 21	0,7	17,2
Noeud 19	0,7	18,21
Noeud 6**	0	18,64
Noeud 7**	17	2,29
Noeud 8**	17	45,68
Noeud 9**	17	25,32
Noeud 10	17	12,03
Noeud 17	0,2	19,38
Noeud 22	17	19,31

## 3. Détail estimatif de la variante ramifié

<b>Détails estimatifs (Variante 2)</b>				
	Unité	Quantité	P. U (H.T)	Montant (H.T)
<b>Terrassement pour pose de canalisation</b>				
Déblais				
<b>Le mètre cube.....</b>	m3	4230	30,00	186 120,00
Lit de pose en sable				
<b>Le mètre cube.....</b>	m3	354	180,00	63 720,00
Lit de pose en gravette				
<b>Le mètre cube.....</b>	m3	81	220,00	17 820,00
Remblai primaire				
<b>Le mètre cube.....</b>	m3	1511	35,00	52 885,00
Fourniture et pose de grillage				
<b>Le mètre linéaire.....</b>	ml	5100	6,00	30 600,00
Remblai secondaire				
<b>Le mètre cube.....</b>	m3	2340	25,00	58 500,00
				409 645,00
<b>Canalisations</b>				
Canalisation en PVC PN16 Bars				
DN 63mm				
<b>Le mètre linéaire.....</b>	ml	1905	60,00	114 300,00
DN 90 mm				
<b>Le mètre linéaire.....</b>	ml	152	156,00	23 712,00
<b>Le mètre linéaire.....</b>	ml			
DN 125mm				
<b>Le mètre linéaire.....</b>	ml	1504	308,00	463 232,00
DN 160 mm				
<b>Le mètre linéaire.....</b>	ml	347	417,00	144 699,00
DN 200mm				
<b>Le mètre linéaire.....</b>	ml	674	530,00	357 220,00
DN 315 mm				
<b>Le mètre linéaire.....</b>	ml	316	764,00	241 424,00

Canalisation Fonte ductile				
DN 350 mm				
<b>Le mètre linéaire.....</b>	ml	16	1 584,00	25 344,00
DN 100mm				
<b>Le mètre linéaire.....</b>	ml	77	450,00	34 650,00
DN 125mm				
<b>Le mètre linéaire.....</b>	ml	23	550,00	12 650,00
<b>Le mètre linéaire.....</b>	ml			
DN 200mm				
<b>Le mètre linéaire.....</b>		86	750,00	64 500,00
				1 481 731,00
<b>PIECES SPECIALES</b>				
Fourniture, transport et pose des pièces spéciales de raccordement PN 16, y compris toutes sujétions.				
<b>Forfait.....</b>	ft	1	192 625,03	192 625,03
<b>EQUIPEMENTS HYDRO-MECANIQUE</b>				
Fourniture, transport et pose de robinets vannes rondes à opercule, poteaux d'incendies, vidanges et ventouse en PN 16 , y compris toutes sujétions.				
<b>Forfait.....</b>	ft	1	251 894,27	251 894,27
<b>GENIE CIVIL DES OUVRAGES ANNEXES</b>				
Construction de regard pour ventouse, vidange, vanne de sectionnement				
<b>Forfait.....</b>	ft	1	148 173,10	148 173,10
<b>LAVAGE DESINFECTION ET RINCAGE DU RESEAU</b>				
<b>Le mètre linéaire.....</b>	ml	5100	6	30 600,00
<b>BRANCHEMENTS</b>				
TRAVERSEE EN FONTE DUCTILE				

<b>Le mètre linéaire.....</b>	ml	202	600,00	121 200,00
Total (hors taxe)				2 635 868
TVA				527 174
<b>TOTAL T.T.C</b>				<b>3 163 042</b>



# Annexe 4

ETUDE D'ADDUCTION POUR L'IRRIGATION DU  
GOLF

**Annexe 3.1: Pression au niveau des nœuds de la conduite d'adduction à partir du barrage SMIR**

<b>Noeuds</b>	<b>Altitude (m)</b>	<b>Pression (m)</b>
Noeud 4	28,57	8,64
Noeud 5	28,14	8,82
Noeud 6	26,27	10,3
Noeud 7	24,98	11,55
Noeud 8	19,76	16,41
Noeud 9	19,9	16,13
Noeud 10	19,6	16,25
Noeud 11	22,9	12,8
Noeud 12	22,44	13,11
Noeud 13	23,2	11,99
Noeud 14	24,15	10,88
Noeud 15	24,4	10,53
Noeud 16	20,7	14,05
Noeud 17	20,78	13,92
Noeud 18	20,32	14,2
Noeud 19	19,53	14,82
Noeud 20	18,99	15,25
Noeud 21	18,77	15,17
Noeud 22	18,9	14,57
Noeud 23	19,9	12,84
Noeud 24	22,89	9,72
Noeud 25	22,96	9,42
Noeud 26	18,9	13,3
Noeud 27	18,6	13,42
Noeud 28	19,53	12,32
Noeud 29	22,73	8,76
Noeud 30	18,8	12,5
Noeud 31	16,8	14,38
Noeud 32	16,9	14,17
Noeud 33	16,63	14,28
Noeud 34	15,88	14,35
Noeud 35	16,81	12,92
Noeud 36	12,85	16,49
Noeud 37	12,77	16,39
Noeud 38	11,09	17,91
Noeud 39	10,87	17,94
Noeud 40	11,44	17,17
Noeud 41	11,81	16,64
Noeud 42	11,94	16,36

<b>Noeud 43</b>	<b>11,65</b>	<b>16,49</b>
<b>Noeud 44</b>	<b>12,94</b>	<b>15,06</b>
<b>Noeud 45</b>	<b>14,42</b>	<b>13,2</b>
<b>Noeud 46</b>	<b>13,35</b>	<b>14,19</b>
<b>Noeud 47</b>	<b>10,77</b>	<b>16,35</b>
<b>Noeud 48</b>	<b>9,35</b>	<b>17,59</b>
<b>Noeud 49</b>	<b>8,9</b>	<b>17,85</b>
<b>Noeud 50</b>	<b>11,55</b>	<b>15,02</b>
<b>Noeud 51</b>	<b>12,86</b>	<b>13,53</b>
<b>Noeud 52</b>	<b>12,31</b>	<b>13,73</b>
<b>Noeud 53</b>	<b>10,79</b>	<b>14,95</b>
<b>Noeud 54</b>	<b>10,9</b>	<b>14,78</b>
<b>Noeud 55</b>	<b>10,75</b>	<b>14,83</b>
<b>Noeud 56</b>	<b>10,69</b>	<b>14,86</b>
<b>Noeud 57</b>	<b>10,8</b>	<b>14,67</b>
<b>Noeud 58</b>	<b>12,9</b>	<b>12,4</b>
<b>Noeud 59</b>	<b>12,79</b>	<b>12,16</b>
<b>Noeud 60</b>	<b>8,6</b>	<b>15,99</b>
<b>Noeud 61</b>	<b>8,72</b>	<b>15,73</b>
<b>Noeud 62</b>	<b>7,57</b>	<b>16,53</b>
<b>Noeud 63</b>	<b>7,13</b>	<b>16,8</b>
<b>Noeud 64</b>	<b>6,98</b>	<b>16,59</b>
<b>Noeud 65</b>	<b>4,35</b>	<b>18,15</b>
<b>Noeud 66</b>	<b>4,11</b>	<b>18,24</b>
<b>Noeud 67</b>	<b>2,93</b>	<b>19,07</b>
<b>Noeud 68</b>	<b>1,99</b>	<b>19,83</b>
<b>Noeud 69</b>	<b>1,67</b>	<b>19,97</b>
<b>Noeud 70</b>	<b>2,5</b>	<b>18,61</b>
<b>Noeud 71</b>	<b>2,02</b>	<b>18,74</b>
<b>Noeud 72</b>	<b>1,71</b>	<b>18,87</b>
<b>Noeud 73</b>	<b>1,76</b>	<b>18,7</b>
<b>Noeud 74</b>	<b>1,82</b>	<b>18,11</b>
<b>Noeud 75</b>	<b>1,88</b>	<b>17,99</b>
<b>Noeud 76</b>	<b>1,76</b>	<b>18,04</b>
<b>Noeud 77</b>	<b>1,8</b>	<b>17,67</b>
<b>Noeud 78</b>	<b>1,17</b>	<b>17,2</b>
<b>Noeud 79</b>	<b>0,34</b>	<b>16,63</b>
<b>Noeud 80</b>	<b>0,52</b>	<b>14,28</b>
<b>Noeud 81</b>	<b>2,53</b>	<b>8,47</b>
<b>Noeud 82</b>	<b>2,28</b>	<b>6,56</b>
<b>Noeud 83</b>	<b>1,15</b>	<b>5,6</b>
<b>Noeud 84</b>	<b>0,63</b>	<b>5,97</b>

Annexe 4.2: Emplacement des ventouses le long de la conduite d'adduction à partir du barrage SMIR

Piquet	PK (m)	Nature	Débit d'entrée d'air (m <sup>3</sup> /h)	Protection (Ventouse/Clapet)					Classe (PN)
				V65	V100	V150	V200	CI250	
pk0	0,0	Point haut	200,5	1					PN10
pk7	205,4	Point haut	204,1	1					PN10
pk13	419,8	Point haut	Pour dégazage	1					PN10
pk17	513,1	Point haut	84,8	1					PN10
pk26	732,9	Point haut	128,2	1					PN10
pk30	819,3	Point haut	79,7	1					PN10
pk38	1 013,8	Point haut	Pour dégazage	1					PN10
pk41	1 147,7	Point haut	Pour dégazage	1					PN10
pk43	1 237,8	Point haut	67,9	1					PN10
pk49	1 408,8	Point haut	157,1	1					PN10
pk58	1 692,3	Point haut	216,8	1					PN10
pk65	1 830,8	Point haut	Pour dégazage	1					PN10
pk70	1 952,5	Point haut	Pour dégazage	1					PN10
pk72	2 037,2	Point haut	68,1	1					PN10
pk75	2 078,9	Point haut	Pour dégazage	1					PN10
pk77	2 119,6	Point haut	Pour dégazage	1					PN10
pk83	2 194,7	Point haut	Pour dégazage	1					PN10
pk86	2 236,7	Point haut	121,5	1					PN10
pk90	2 347,7	Point haut	Pour dégazage	1					PN10
pk97	2 617,9	Point haut	Pour dégazage	1					PN10
pk101	2 724,7	Point haut	217,2	1					PN10

pk112	3 161,6	Point haut	108,0	1					PN10
pk116	3 315,7	Point haut	Pour dégazage	1					PN10
pk120	3 423,6	Point haut	Pour dégazage	1					PN10
pk122	3 523,6	Point haut	120,9	1					PN10
pk125	3 663,3	Point haut	Pour dégazage	1					PN10
pk131	3 963,6	Point haut	79,0	1					PN10
pk145	4 663,7	Point haut	Pour dégazage	1					PN10
pk148	4 800,1	Point haut	Pour dégazage	1					PN10
pk152	4 968,0	Point haut	Pour dégazage	1					PN10
pk158	5 181,4	Point haut	Pour dégazage	1					PN10
pk160	5 285,1	Point haut	Pour dégazage	1					PN10
pk165	5 544,5	Point haut	Pour dégazage	1					PN10
pk173	5 944,6	Point haut	Pour dégazage	1					PN10
pk175	6 044,3	Point haut	Pour dégazage	1					PN10
pk178	6 194,8	Point haut	Pour dégazage	1					PN10
pk181	6 345,0	Point haut	Pour dégazage	1					PN10
pk184	6 473,7	Point haut	Pour dégazage	1					PN10
pk188	6 644,7	Point haut	31,2	1					PN10
pk194	6 837,3	Point haut	Pour dégazage	1					PN10
Total				40	0	0	0	0	

Annexe 4.3: Emplacement des vidanges le long de la conduite d'adduction à partir du barrage SMIR

Piquet	PK (m)	Côte du point bas (mNGM)	Côte du point haut amont (mNGM)	Côte du point haut aval (mNGM)	Diamètre du tronçon (mm)	Distance PB-PH amont (m)	Distance PB-PH aval (m)	Temps de vidange (h)	Diamètre intérieur de la vidange (mm)	Diamètre extérieur de la vidange (mm)	Matériau	Classe (PN)
pk6	155,4	28,1	36,0	28,4	176,2	155,4	50,0	0,18	57,0	63	PVC	PN10
pk12	380,1	19,8	28,4	19,9	176,2	174,7	39,7	0,20	57,0	63	PVC	PN10
pk14	469,8	19,6	19,9	22,9	176,2	50,0	43,3	0,14	57,0	63	PVC	PN10
pk19	584,0	21,9	22,9	24,4	176,2	70,9	149,0	0,20	57,0	63	PVC	PN10
pk28	782,9	20,7	24,4	20,8	176,2	50,0	36,4	0,15	57,0	63	PVC	PN10
pk36	989,8	17,0	20,8	18,8	176,2	170,6	23,9	0,13	57,0	63	PVC	PN10
pk39	1 063,8	18,5	18,8	18,9	176,2	50,0	84,0	0,27	57,0	63	PVC	PN10
pk42	1 206,5	18,5	18,9	21,7	176,2	58,8	31,2	0,14	57,0	63	PVC	PN10
pk45	1 306,5	18,8	21,7	23,8	176,2	68,8	102,3	0,10	57,0	63	PVC	PN10
pk53	1 560,1	18,6	23,8	23,7	176,2	151,3	132,1	0,15	57,0	63	PVC	PN10
pk64	1 798,4	16,8	23,7	16,9	176,2	106,1	32,4	0,17	57,0	63	PVC	PN10
pk69	1 916,7	15,8	16,9	15,9	176,2	85,9	35,9	0,23	57,0	63	PVC	PN10
pk71	1 999,5	15,6	15,9	18,8	176,2	47,0	37,7	0,13	57,0	63	PVC	PN10
pk74	2 068,4	15,9	18,8	16,0	176,2	31,2	10,5	0,05	57,0	63	PVC	PN10
pk76	2 099,9	15,9	16,0	16,6	176,2	21,0	19,6	0,09	57,0	63	PVC	PN10
pk81	2 166,5	15,7	16,6	17,0	176,2	46,9	28,2	0,09	57,0	63	PVC	PN10
pk84	2 212,6	16,8	17,0	16,9	176,2	17,9	24,1	0,14	57,0	63	PVC	PN10
pk89	2 323,6	12,8	16,9	12,9	176,2	86,9	24,0	0,16	57,0	63	PVC	PN10
pk93	2 453,4	10,8	12,9	11,9	176,2	105,8	164,5	0,28	57,0	63	PVC	PN10
pk98	2 665,4	11,7	11,9	16,9	176,2	47,5	59,3	0,14	57,0	63	PVC	PN10
pk110	3 060,9	8,9	16,9	12,9	176,2	336,1	100,7	0,21	57,0	63	PVC	PN10
pk115	3 298,7	10,8	12,9	10,9	176,2	137,1	17,0	0,18	57,0	63	PVC	PN10
pk118	3 351,3	10,7	10,9	12,9	176,2	35,5	72,3	0,15	57,0	63	PVC	PN10
pk121	3 473,4	12,5	12,9	12,8	176,2	49,8	50,2	0,21	57,0	63	PVC	PN10
pk124	3 623,8	8,6	12,8	8,7	176,2	100,3	39,5	0,20	57,0	63	PVC	PN10
pk129	3 863,7	6,8	8,7	7,1	176,2	200,3	100,0	0,40	57,0	63	PVC	PN10
pk141	4 463,7	1,7	7,1	2,7	176,2	500,1	199,9	0,50	57,0	63	PVC	PN10

pk147	4 764,6	1,7	2,7	1,8	176,2	100,9	35,6	0,26	57,0	63	PVC	PN10
pk149	4 850,1	1,5	1,8	1,9	176,2	50,0	117,9	0,35	57,0	63	PVC	PN10
pk154	5 036,9	1,5	1,9	2,2	176,2	68,9	144,4	0,33	57,0	63	PVC	PN10
pk159	5 235,1	1,9	2,2	2,2	176,2	53,7	50,0	0,23	57,0	63	PVC	PN10
pk164	5 494,5	0,5	2,2	0,7	176,2	209,5	50,0	0,35	57,0	63	PVC	PN10
pk168	5 694,5	-0,5	0,7	1,7	176,2	150,0	250,1	0,37	57,0	63	PVC	PN10
pk174	5 994,5	0,5	1,7	0,9	141,0	49,9	49,8	0,10	57,0	63	PVC	PN10
pk176	6 094,6	0,6	0,9	1,5	141,0	50,4	100,2	0,15	57,0	63	PVC	PN10
pk179	6 226,7	1,3	1,5	2,5	141,0	31,9	118,2	0,14	57,0	63	PVC	PN10
pk182	6 394,9	2,2	2,5	3,5	141,0	49,9	78,8	0,12	57,0	63	PVC	PN10
pk187	6 595,0	1,8	3,5	2,4	141,0	121,3	49,8	0,12	57,0	63	PVC	PN10
pk193	6 812,7	-1,2	2,4	0,4	141,0	168,0	24,6	0,08	57,0	63	PVC	PN10
pk196	6 906,8	-0,8	0,4	-	141,0	69,5	-	0,05	57,0	63	PVC	PN10

## Annexe 4.4: Emplacement des ventouses le long de la conduite d'adduction à partir de la STEP

Piquet	PK (m)	Nature	Débit d'entrée d'air (m <sup>3</sup> /h)	Protection (Ventouse/Clapet)					Classe (PN)
				V65	V100	V150	V200	C1250	
pk1	0,0	Point haut	Pour dégazage	1					PN10
pk4	100,6	Point haut	Pour dégazage	1					PN10
pk6	175,0	Point haut	Pour dégazage	1					PN10
pk12	376,3	Point haut	46,6	1					PN10
pk21	777,6	Point haut	Pour dégazage	1					PN10
pk38	1 363,8	Point haut	262,7	1					PN10
pk49	1 708,4	Point intermédiaire	52,8	1					PN10
pk41	1 467,3	Point haut	322,1	1					PN10
pk70	2 379,5	Point intermédiaire	352,6	1					PN10
pk69	2 332,8	Point haut	356,1	1					PN10
pk80	2 798,1	Point intermédiaire	147,0	1					PN10
pk81	2 816,7	Point intermédiaire	42,1	1					PN10
pk82	2 855,7	Point intermédiaire	66,7	1					PN10
pk79	2 748,0	Point haut	204,4	1					PN10
pk93	3 363,3	Point haut	209,9	1					PN10
pk98	3 602,6	Point haut	Pour dégazage	1					PN10
pk101	3 708,4	Point haut	Pour dégazage	1					PN10
pk104	3 854,1	Point haut	Pour dégazage	1					PN10
pk118	4 544,9	Point intermédiaire	49,3	1					PN10
pk119	4 579,2	Point intermédiaire	191,0	1					PN10
pk110	4 133,2	Point haut	290,8	1					PN10
pk125	4 821,3	Point haut	Pour dégazage	1					PN10



pk144	5 488,2	Point haut	284,1	1					PN10
pk154	5 942,2	Point haut	Pour dégazage	1					PN10
pk157	6 070,3	Point haut	Pour dégazage	1					PN10
pk163	6 308,9	Point haut	238,2	1					PN10
pk168	6 490,1	Point haut	Pour dégazage	1					PN10
pk170	6 563,9	Point haut	Pour dégazage	1					PN10
pk173	6 733,5	Point haut	Pour dégazage	1					PN10
pk176	6 898,0	Point haut	Pour dégazage	1					PN10
pk184	7 222,3	Point haut	Pour dégazage	1					PN10
pk196	7 845,4	Point haut	209,6	1					PN10
pk199	8 012,1	Point haut	221,5	1					PN10
pk209	8 453,9	Point haut	Pour dégazage	1					PN10
pk212	8 555,5	Point haut	Pour dégazage	1					PN10
pk221	8 757,6	Point haut	231,9	1					PN10
pk225	8 863,6	Point haut	Pour dégazage	1					PN10
pk239	9 203,8	Point haut	402,5	1					PN10
pk241	9 266,4	Point haut	25,0	1					PN10
pk245	9 322,0	Point haut	91,1	1					PN10
pk259	9 715,8	Point intermédiaire	2,3	1					PN10
pk256	9 591,1	Point haut	37,5	1					PN10
Total				42	0	0	0	0	

Annexe 4.5: Emplacement des vidanges le long de la conduite d'adduction à partir de la STEP

Piquet	PK (m)	Côte du point bas (mNGM)	Côte du point haut amont (mNGM)	Côte du point haut aval (mNGM)	Diamètre du tronçon (mm)	Distance PB-PH amont (m)	Distance PB-PH aval (m)	Temps de vidange (h)	Diamètre intérieur de la vidange (mm)	Diamètre extérieur de la vidange (mm)	Matériau	Classe (PN)
pk3	47,2	7,6	7,9	8,9	220,4	47,2	53,5	0,26	57,0	63	PVC	PN10
pk5	115,6	8,7	8,9	8,9	220,4	15,0	59,4	0,33	57,0	63	PVC	PN10
pk8	268,0	7,6	8,9	9,8	220,4	93,0	108,2	0,30	57,0	63	PVC	PN10
pk18	639,0	6,6	9,8	7,9	220,4	262,7	138,6	0,51	57,0	63	PVC	PN10
pk22	831,5	7,6	7,9	19,9	220,4	53,9	532,3	0,47	57,0	63	PVC	PN10
pk39	1 403,5	19,7	19,9	19,9	220,4	39,7	63,8	0,43	57,0	63	PVC	PN10
pk57	1 925,3	6,8	19,9	22,9	220,4	458,0	407,5	0,43	57,0	63	PVC	PN10
pk74	2 529,7	9,8	22,9	12,8	220,4	196,8	218,3	0,34	57,0	63	PVC	PN10
pk84	2 908,3	5,8	12,8	13,9	220,4	160,3	455,0	0,42	57,0	63	PVC	PN10
pk95	3 447,7	13,4	13,9	13,9	220,4	84,4	154,8	0,65	57,0	63	PVC	PN10
pk100	3 685,3	12,8	13,9	14,0	220,4	82,7	23,2	0,19	57,0	63	PVC	PN10
pk102	3 746,1	13,5	14,0	14,9	220,4	37,7	108,0	0,27	57,0	63	PVC	PN10
pk106	3 928,3	14,5	14,9	17,9	220,4	74,2	204,9	0,42	57,0	63	PVC	PN10
pk122	4 695,9	3,8	17,9	5,9	220,4	562,7	125,3	0,45	57,0	63	PVC	PN10
pk129	4 932,3	4,6	5,9	13,9	220,4	111,1	555,8	0,53	57,0	63	PVC	PN10
pk152	5 845,2	3,6	13,9	4,9	220,4	357,1	97,0	0,37	57,0	63	PVC	PN10
pk156	6 042,2	4,3	4,9	4,4	220,4	100,0	28,1	0,42	57,0	63	PVC	PN10
pk158	6 084,1	3,9	4,4	6,7	220,4	13,9	224,7	0,29	57,0	63	PVC	PN10
pk167	6 440,1	1,8	6,7	1,9	220,4	131,2	50,0	0,36	57,0	63	PVC	PN10
pk169	6 523,7	1,7	1,9	3,9	220,4	33,6	40,3	0,19	57,0	63	PVC	PN10
pk171	6 627,4	3,5	3,9	3,9	220,4	63,5	106,1	0,53	57,0	63	PVC	PN10
pk174	6 800,0	3,5	3,9	3,8	220,4	66,5	98,0	0,51	57,0	63	PVC	PN10
pk181	7 128,6	1,8	3,8	3,8	220,4	230,7	93,7	0,43	57,0	63	PVC	PN10
pk187	7 380,0	1,6	3,8	9,8	220,4	157,7	465,3	0,51	57,0	63	PVC	PN10
pk197	7 905,4	9,4	9,8	9,8	220,4	60,0	106,7	0,53	57,0	63	PVC	PN10
pk207	8 359,7	2,5	9,8	2,8	220,4	347,5	94,2	0,54	57,0	63	PVC	PN10
pk210	8 513,9	2,5	2,8	2,6	220,4	60,0	41,6	0,42	57,0	63	PVC	PN10

pk214	8 612,6	1,4	2,6	6,4	220,4	57,1	145,1	0,22	57,0	63	PVC	PN10
pk224	8 834,9	5,5	6,4	7,0	220,4	77,3	28,7	0,20	57,0	63	PVC	PN10
pk230	8 935,7	5,0	7,0	19,1	220,4	72,1	268,1	0,23	57,0	63	PVC	PN10
pk240	9 240,7	15,7	19,1	15,8	121,4	36,8	25,7	0,05	57,0	63	PVC	PN10
pk244	9 312,8	12,4	15,8	13,2	121,4	46,4	9,3	0,02	57,0	63	PVC	PN10
pk252	9 524,3	1,6	13,2	5,2	121,4	202,2	66,9	0,05	57,0	63	PVC	PN10
pk265	9 917,8	-0,5	5,2	-	121,4	326,7	-	0,08	57,0	63	PVC	PN10

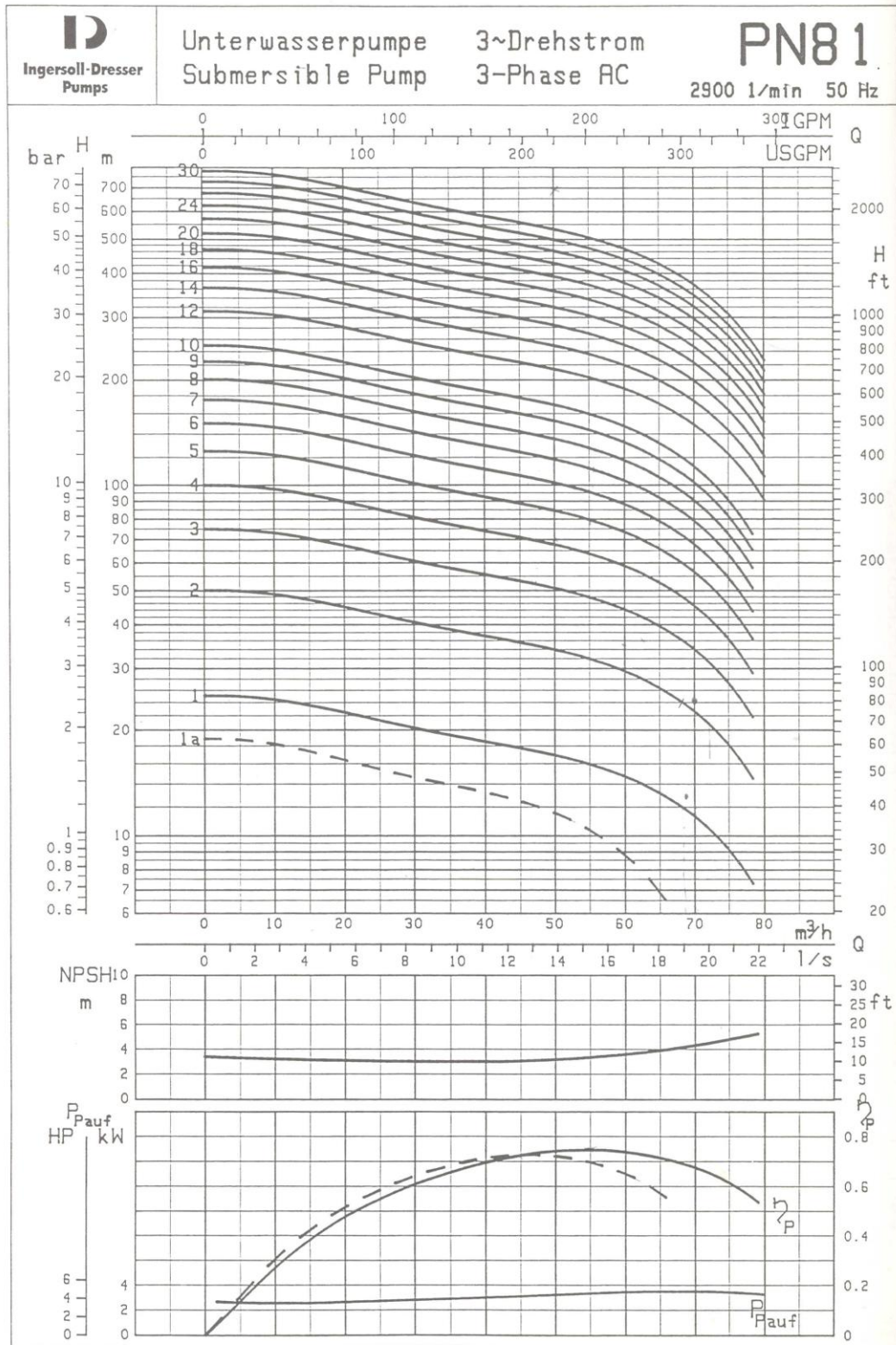
**Annexe 4.6: Pression au niveau des nœuds de la conduite d'adduction à partir de la STEP**

Nœud	Altitude	Pression
Noeud 2	7,82	27,66
Noeud 3	8,72	26,65
Noeud 4	7,64	27,55
Noeud 5	7,8	27,38
Noeud 6	7,83	27,33
Noeud 7	6,9	27,92
Noeud 8	7,8	26,7
Noeud 9	7,91	26,55
Noeud 10	8,1	26,35
Noeud 11	8,8	25,64
Noeud 12	10,66	23,7
Noeud 13	10,86	23,45
Noeud 14	14,9	19,25
Noeud 15	15,03	19,11
Noeud 16	18,8	15,19
Noeud 17	19,66	14,23
Noeud 18	19,75	14,11
Noeud 19	18,75	15,02
Noeud 20	16,8	16,89
Noeud 21	16,75	16,93
Noeud 22	17,7	15,88
Noeud 23	10,29	23,15
Noeud 24	6,8	26,49
Noeud 25	14,86	18,16
Noeud 26	19,8	13,1
Noeud 27	22,9	9,92
Noeud 28	21,32	11,43
Noeud 29	9,84	22,76
Noeud 30	9,93	22,63
Noeud 31	12,8	19,55
Noeud 32	12,27	20,02
Noeud 33	11,8	20,47
Noeud 34	10,8	21,42
Noeud 35	6,8	25,25
Noeud 36	13,69	17,91
Noeud 37	13,14	18,17
Noeud 38	14,02	17,22
Noeud 39	13,51	17,69
Noeud 40	14,66	16,37
Noeud 41	15,8	14,85
Noeud 42	11,24	19,17
Noeud 43	10,58	19,7

Noeud 44	10,37	19,87
Noeud 45	6,9	23,3
Noeud 46	4,89	25,11
Noeud 47	5,85	24,12
Noeud 48	5,77	24,18
Noeud 49	5,12	24,8
Noeud 50	5,85	23,87
Noeud 51	6,8	22,84
Noeud 52	9,88	19,62
Noeud 53	12,87	16,47
Noeud 54	13,83	15,38
Noeud 55	12,36	16,8
Noeud 56	10,13	18,98
Noeud 57	6,8	22,15
Noeud 58	3,69	25,05
Noeud 59	4,35	24,18
Noeud 60	5,79	22,64
Noeud 61	5,54	22,69
Noeud 62	3,45	24,24
Noeud 63	2,56	24,73
Noeud 64	3,74	23,5
Noeud 65	3,84	23,37
Noeud 66	4,8	22,08
Noeud 67	8,11	18,57
Noeud 68	7,63	18,55
Noeud 69	2,54	23,15
Noeud 70	2,58	23,1
Noeud 71	2,25	23,4
Noeud 72	1,71	23,89
Noeud 73	2,76	22,79
Noeud 74	3,51	22,02
Noeud 75	4,78	20,72
Noeud 76	6,08	19,4
Noeud 77	5,8	19,57
Noeud 78	5,53	19,83
Noeud 79	6,54	18,77
Noeud 80	5,78	19,5
Noeud 81	5,5	19,76
Noeud 82	5,34	19,91
Noeud 83	5,04	20,2
Noeud 84	5,1	20,13
Noeud 85	6,98	18,22
Noeud 86	10,94	14,21
Noeud 87	17,48	7,53
Noeud 88	18,34	6,65

Noeud 89	18,96	6,01
Noeud 90	19,06	5,12
Noeud 91	15,65	7,67
Noeud 92	15,66	6,61
Noeud 93	14,29	7,65
Noeud 94	12,42	9,23
Noeud 95	10,24	10,47
Noeud 96	6,29	13,26
Noeud 97	3,18	14,89
Noeud 98	2,29	15,17
Noeud 99	1,62	14,56
Noeud 100	5,22	9,98
Noeud 101	4,6	8,74
Noeud 102	2,12	8,81
Noeud 103	1,7	9,01
Noeud 104	1,46	9,08
Noeud 105	1,3	9,08
Noeud 106	-0,54	8,17

Annexe 4.7: Courbe caractéristique de la pompe PLEUGER



Pleuger Worthington GmbH - Postfach 70 13 20 - D-22013 Hamburg

02.96



# Annexe 5

COMPTE RENDU DE LA VISITE DE TERRAIN



Une mission de visite de chantiers a été effectuée, **Vendredi 13 Mai 2011**, dans la région M'diq Fnideq concernant le projet Ritz Carlton, Tamuda Bay. Cette visite comprend hormis la visite du dit chantier, la visite du chantier de la STEP de Tetouan en cours d'exécution ainsi que le barrage de Smir ainsi que les routes qu'emprunteront éventuellement les conduites d'amenées  
étaient présents:

Pr Rhouzlane Said: Pr à l'Ecole Hassania des Travaux Publics

Kaoutar Elmabady et Imane Moumen Idrissi: Elèves ingénieures à l'Ecole Hassania des Travaux Publics

Ali Drissi Sbai: Elève ingénieur à la Faculté des Sciences et Techniques de Mohammedia

### **Objectifs de la mission:**

#### **Concernant le projet Ritz Carlton**

Observer :

- La qualité des eaux du lac
- La topographie du site (le plan topo dont on dispose n'est pas complet et n'est pas actualisé)
- La géotechnique (le rapport géotechnique dont on dispose est orienté bâtiment)
- L'avancement des travaux, les nouvelles difficultés rencontrées

#### **Concernant la STEP:**

Recueillir des données sur la STEP à savoir

- Le débit journalier et le diamètre de la conduite sur laquelle on va se piquer
- Vérifier si le trajet qu'on a préconisé pour la conduite d'adduction est valable (qu'il n'intervient pas sur un foncier privé)

#### **Pour le barrage:**

Trancher sur les points suivant:

La variante de la prise d'adduction:

- Suivant le parement amont du barrage : voir sa composition, possibilité de faire passer la conduite sur ce dernier...
- L'emplacement du réservoir de mise en charge : voir si l'emplacement prévu est le meilleur dans les environs immédiats du barrage

Le cheminement de la conduite d'adduction :

- Vérifier si le trajet qu'on a préconisé pour la conduite d'adduction est valable (qu'il n'intervient pas sur un foncier privé)
- Vérifier s'il y a présence, au niveau de l'autoroute (qu'on est obligé de traverser latéralement), des servitudes sous les voies où on peut mener notre conduite d'adduction

### **Conclusions :**

Il ressort de la visite des lieux les points suivants :

- Pour le site du projet Ritz-Carlton :

La qualité des eaux du lac est détériorée dans certaines zones mortes, d'où la nécessité de prévoir un système d'aération.

Dans certaines zones du projet la nappe affleure, il faut donc prévoir un traitement spécial des fonds de fouille avant la pose des conduites. Il faut aussi prévoir un système de drainage particulier lors de la proposition du corps de chaussée pour la voirie.

- Pour l'adduction à partir de la STEP :

On a eu la confirmation de la part du, Mr Selk Abdelkrim conducteur de travaux de l'entreprise d'exécution chargée des travaux, sur le fait que le traitement des eaux usées sera poussé jusqu'au tertiaire. Le débit journalier qui sera fourni, 23 405 m<sup>3</sup>/j, répond largement aux besoins en eau calculés pour le golf.

- Pour l'adduction à partir du barrage : on s'est assuré qu'il existe des buses au niveau de l'autoroute qu'on est obligé de traverser selon le tracé d'adduction qu'on a proposé.

A l'issue de cette mission plusieurs points se sont éclaircis. Il convient, par suite d'analyser les nouvelles données dont on dispose actuellement pour mener à bout notre étude

# Annexe 6

PRESENTATION DES OUTILS DE TRAVAIL

### **Présentation des outils de travail**

On détaillera dans ce qui suit les différents logiciels auxquels on a eu recours lors de notre projet :

#### **Mensura Genius (version 6):**

Développé par Geomensura qui est l'un des pionniers dans l'édition de logiciels CAO/DAO dédiés aux métiers de l'infrastructure.

Parmi les 10 modules que contient le logiciel nous avons eu recours aux modules

- Terrain: nous a servi à effectuer une modélisation numérique du terrain avant d'entamer les études de voirie et d'adduction.
- Projet linéaire: nous a permis d'effectuer l'étude de voirie.
- Assainissement: nous a permis de réaliser une étude complète de l'assainissement du site du tracé jusqu'au métré en passant par l'assemblage des bassins versants, le calcul des débits et la détermination des diamètres du réseau. Ce même module nous a été utile pour le calage des conduites d'adduction pour l'arrosage du golf et pour le calcul de leurs métrés.
- ...

#### **Epanet (version 2)**

Les simulations hydrauliques du modèle du réseau de distribution d'AEP ainsi que celui du réseau d'adduction hors site pour l'arrosage du golf ont été réalisées en utilisant le logiciel EPANET basé sur la méthode de Hardy Cross et développé par « the Water Supply and Water Resource Division (formerly the drinking Water Research Division) of U.S environmental Protection Agency's National Risk Management Research Laboratory ».

#### **Autocad (version 2007)**

AutoCAD est un logiciel de dessin assisté par ordinateur (DAO) créé en 1982 par Autodesk.

Les fichiers AutoCAD portent l'extension DWG et sont organisés en calques dont l'utilisateur peut gérer l'affichage ainsi que certaines propriétés.

Ce logiciel a été utilisé dans le tracé des réseaux d'AEP, de voirie, d'assainissement et d'adduction.

#### **Cropwat (version 8)- Copam**

Cropwat est un logiciel d'aide à la gestion de l'irrigation, il a été mis au point par la FAO, basé sur la formule de Penman - Monteith modifiée. Il permet le calcul des besoins en eau des cultures et des quantités d'eau d'irrigation ; basés sur les Bulletins d'irrigation et de drainage

FAO-24 et 33. Il offre également la possibilité de développer un calendrier d'irrigation en fonction de diverses pratiques culturales, et d'évaluer les effets du manque d'eau sur les cultures et l'efficacité de différentes pratiques d'irrigation.

### **Flyps**

FLYPS 2.1 est un logiciel destiné à toute personne, dont le travail est la conception de réseaux de pompage.

Ce programme inclut la sélection de pompes et quelques outils d'analyse de réseaux, tel que les modules « analyse de performances » et « analyse économique ».

FLYPS 2.1 est développé par ITT Flygt AB, Market and Sales.

# ANNEXE 7

ALBUM PHOTOS

- visite du projet Ritz-Carlton



- La zone d'emprunt des matériaux



- Zone où la nappe affleure



- Qualité de l'eau des lacs



- Dalot sur le lit de 'oued Smir' dans la zone "villas golf"



- La visite du barrage SMIR

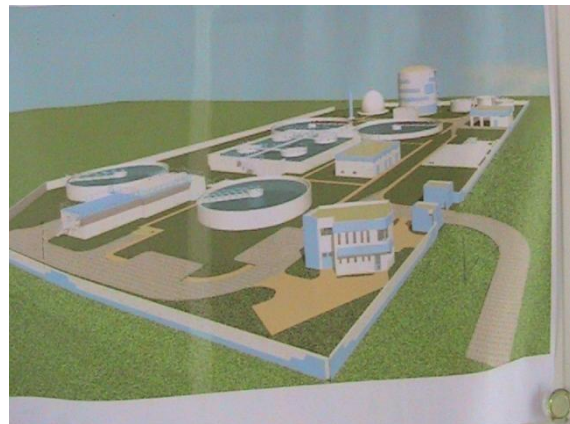




- Tour du barrage



- La visite de la STEP de Tetouan (en cours d'exécution)



- Conduite d'amenée des eaux usées



**Bibliographie :**

- [10] AMENDIS, Version Mars 2004, Guide des lotisseurs-lot assainissement,
- [11] AMENDIS, Version Mars 2004, Guide des lotisseurs-lot eau potable
- [9] BIWATER-, 2011, Descriptif du projet de la réalisation de la station de TAMUDA BAY
- [7] Bulletin officiel-Marché publics de travaux-Cahiers des clauses techniques générales, Novembre 2003, Fascicule n°70-Ouvrages d'assainissement-
- [12] Centre National d'Innovation pour le Développement Durable et l'Environnement dans les Petites entreprises (CNIDEP), 2010, Réglementation et dimensionnement des séparateurs à hydrocarbures, France
- [13] D. KRIER , 21 mars 2011, le diamètre économique en conduite de refoulement
- [14] FRANCOIS M., 2000, Modélisation 1D des déversoirs d'orage, 4ème année technologique ENGEES.
- [3] GEMAP, Mai 2007, Etude d'impact environnemental du projet laguna de Smir
- [15] G. KARSENTY, 2005, Guide pratique des VRD et aménagements extérieurs
- [8] INGEMA-société maghrébine d'ingénierie- mémoire technique et justificatif-Rabat-Maroc.
- [2] LPEE, Rapport géotechnique, projet Ritz-Carlton, Tamuda-Bay
- [5] L. ASMLAL-2010-cours conception des réseaux d'assainissement liquide-80 pages-EHTP-Casablanca-Maroc
- [17] M. KENFAOUI,2010, Cours d'hydraulique à surface libre-EHTP, Casablanca, Maroc
- [4] S. RHOUZLANE -2010- Cours conception des réseaux d'eau potable-60pages- EHTP-Casablanca-Maroc.
- [18] S. RHOUZLANE -2010- Cours Machines hydrauliques- EHTP, Casablanca, Maroc

**Webographie**

- [1] <http://www.earth.ma>
- [6] [http://www.caniveaux-nicoll.com/download/divers/Notions\\_hydrologiques.pdf](http://www.caniveaux-nicoll.com/download/divers/Notions_hydrologiques.pdf)