

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Département d'Hydraulique



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Projet de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Hydraulique

Thème :

**Etude du transfert Sétif-Hodna système
Ouest :
Ighil Emda – Mahouane**

Dirigé par :

Mr. AMIRECHE Mohamed

Dr. BENMAMAR Saâdia

Etudié par :

Mr MAOUGAL Faouzi

Promotion 2010

E.N.P. 10, Avenue Hassen Badi, BP 182 El-Harrach, Alger 16200



Je dédie ce modeste travail :

*Aux êtres qui me sont les plus chères dans ma vie : mon père et ma mère pour leur patience,
leurs encouragements et leur soutien inconditionnel ;*

A mes chères sœurs Yasmin et Rym ;

A ma tante pour m'avoir soutenu tout au long de mes études ;

A tous mes oncles, cousins et cousines ;

A tous mes amis.



Remerciements

Je tiens à adresser mes plus vifs remerciements et à exprimer ma profonde gratitude à tous ceux qui ont participé à l'élaboration de ce travail, en particulier mes promoteurs :

Dr. BENMAMAR Saâdia pour avoir accepté de m'encadrer, pour sa disponibilité et le temps qu'elle m'a consacré, pour l'intérêt particulier et les conseils déterminants qu'elle a apporté à mon projet.

Mr AMIRECHE Mohamed pour m'avoir proposé ce sujet et guidé tout au long de mon travail.

Un grand merci également à Mr BENZIADA pour ses précieuses recommandations et orientations.

Sans oublier Mr CHANANE pour son utile apport dans ce projet.

Je tiens aussi à remercier tous ceux qui ont contribué de près ou de loin au bon déroulement de ce projet, en particulier Hichem pour son aide précieuse et son intérêt.

Comme j'exprime mon entière reconnaissance à tous les enseignants de l'Ecole qui ont suivi et participé à ma formation.

ملخص

في المناطق القاحلة و الشبه قاحلة مثل منطقة سطيف، نقل المياه بين الأحواض ليست دائما إلا إختيار، بل في بعض الأحيان ضرورة.

في هذه الدراسة، نهتم بنضام النقل الغربي بين سد إغيل عمدة (مدينة خراطة) و السد في طور الإنجاز موان (قرب مدينة سطيف) بحجم يبلغ 119 مليون متر مكعب سنويا.

أولا، سوف نقوم بإختيار البدائل قبل الشروع في تصميم الأنابيب، ثم ننتقل إلى الدراسة تقنوققتصادية لتحديد البديل الأنسب. وأخيرا، نكمل التصميم بمحطات الضخ و بإختيار حمايات مناسبة بعد دراسة ظاهرة المطرقة المائية.

كلمات المفتاح: نقل المياه بين الأحواض - تصميم الأنابيب - الدراسة تقنوققتصادية - محطات الضخ - ظاهرة المطرقة المائية - طريقة الخصائص.

Résumé

Dans les régions arides à semi-arides à l'instar de la région de Sétif, le transfert d'eau entre bassins hydrographiques n'est pas toujours juste un choix, mais bel et bien une nécessité.

Le présent mémoire portera sur l'étude du système de transfert Ouest entre le barrage d'Ighil Emda (Kherrata) et le barrage en cours de construction à Mahouane (wilaya de Sétif) pour un volume transféré de 119 millions de m³/an.

Tout d'abord, on procédera au choix des variantes avant de passer au dimensionnement des conduites. L'étude technico-économique permettra de dégager la variante la plus adéquate.

Enfin, nous compléterons le dimensionnement du transfert par les stations de pompage et nous sécuriserons les installations à travers l'analyse des coups de bélier.

Mots clés : Transfert interbassins - Dimensionnement des conduites – Etude technico-économique – Station de pompage – Coups de bélier – Méthode des caractéristiques.

Abstract

In arid and semiarid regions like Setif, transfers of water between hydrographic basins are not always just a choice, but rather a necessity.

This study concerns the West transfer system between the Ighil Emda Dam (Kherrata) and the dam under construction in Mahouane (wilaya of Setif) of a transferred volume of 119 million-m³per year.

Firstly, we will proceed to the choice of alternatives before proceeding to the design of pipes. The technical-economic study will identify the most appropriate alternative.

Finally, we will complete the design of the transfer by pumping stations and we will secure facilities through the analysis of water hammer.

Keywords: Interbasins transfer – Design of pipes – Technical and economic study – Pumping station – Water hammer – Method of characteristics.

Sommaire

Introduction générale	1
Chapitre I Présentation de la région d'étude.....	2
1. Situation géographique et topographie de la région.....	2
2. Situation géologique et géotechnique de la région.....	2
3. Barrage d'Ighil Emda.....	4
4. Barrage de Mahouane	6
5. Situation hydrique et climatologique de la région de Sétif	7
6. Le Système de transfert Sétif-Hodna	9
Chapitre II Tracé des variantes	11
1. Types de transfert.....	11
2. Critères de tracé de la conduite de transfert	11
3. Variantes proposées	13
3.1. Variante 1	15
3.2. Variante 2	15
3.3. Sous variantes	18
4. Conclusion	20
Chapitre III Calcul et dimensionnement des conduites	21
1. Lois de dimensionnement hydraulique	21
1.1. Pertes de charge linéaires	21
1.2. Pertes de charge singulière	22
1.3. Critères de résistance mécanique.....	23
2. Dimensionnement des conduites en charge	24
2.1. Par refoulement	25
2.1.1. Frais d'amortissement	25
2.1.2. Frais d'exploitation	25
2.1.3. Coût global	26
2.2. Par gravitation	26
3. Positionnement des stations de pompage et des bassins d'équilibres	27
3.1. Positionnement des stations de pompage.....	27
3.2. Positionnement des bassins d'équilibres.....	28
4. Dimensionnement	30
4.1. Type de conduite	30
4.2. Prix des conduites.....	30
4.3. Variante 1	31
4.3.1. Dimensionnement de la conduite reliant SP1-SR1.....	31
4.3.2. Dimensionnement de la conduite reliant SR1-SR2	32
4.3.3. Sous variante 1	34
4.3.3.1. Dimensionnement de la conduite reliant SR2-BE.....	34
4.3.4. Sous variante 2	35
4.3.4.1. Dimensionnement de la conduite reliant SR2-BE1	35
4.3.4.2. Dimensionnement de la conduite reliant BE1-BE2.....	36
4.4. Variante 2	37
4.4.1. Dimensionnement de la conduite reliant SP1-SR1.....	37
4.4.2. Dimensionnement de la conduite reliant SR1-SR2	38
4.4.3. Sous variante 1	40
4.4.3.1. Dimensionnement de la conduite reliant SR2-BE.....	40
4.4.4. Sous variante 2	41
4.4.4.1. Dimensionnement de la conduite reliant SR2-BE1	41
4.4.4.2. Dimensionnement de la conduite reliant BE1-BE2.....	42
4.5. Dimensionnement de la conduite reliant BE2 à la retenue de Mahouane.....	43

5. Résumé.....	46
6. Conclusion	46
Chapitre IV Comparaison technico-économique des variantes	47
1. Comparaison économique.....	47
2. Comparaison technique.....	48
3. Comparaison entre les sous variantes	48
4. Comparaisons entre les variantes	50
4.1. Variante 1	50
4.2. Variante 2	52
4.3. Bilan	54
5. Conclusion	54
Chapitre V Stations de pompage	55
1. Règles d'établissement des stations de pompage.....	55
1.1. Sécurité de fonctionnement	55
1.2. Protection des eaux refoulées	55
1.3. Rendement de l'installation	56
1.4. Facilité de l'exploitation ultérieure.....	56
2. Types de pompe	56
3. Ossature d'une turbopompe	57
4. Caractéristiques des turbopompes.....	57
4.1. Résultat de la théorie des turbomachines.....	57
4.2. Courbes caractéristiques	58
4.3. Point de fonctionnement d'une pompe en service	59
4.4. Vitesse spécifique.....	60
4.5. Cavitation - notion de NPSH.....	61
5. Equipements hydrauliques d'une station de pompage	62
5.1. Equipement à l'aspiration	62
5.1.1. A partir d'une bache	62
5.1.2. A partir d'une conduite	63
5.1.3. Communs aux deux cas.....	63
5.2. Equipements au refoulement	64
6. Conception de la station de pompage SP1	64
6.1. Présentation générale.....	64
6.1.1. Situation	64
6.1.2. Problématique du NPSH	64
6.1.3. Vitesse d'entraînement.....	65
6.2. Choix des groupes de pompage	66
6.2.1. Station d'exhaure	66
6.2.1.1. Vitesse spécifique.....	66
6.2.1.2. Type de pompe.....	66
6.2.1.3. Point de fonctionnement.....	67
6.2.2. Station de pompage	69
6.2.2.1. Vitesse spécifique.....	69
6.2.2.2. Type de pompe.....	69
6.2.2.3. Point de fonctionnement.....	70
7. Conception de la station de reprise SR1	72
7.1. Présentation générale.....	72
7.1.1. Situation	72
7.1.2. Vitesse d'entraînement.....	72
7.2. Choix des groupes de pompage	72
7.2.1. Vitesse spécifique.....	72
7.2.2. Type de pompe.....	73

7.2.3.	Point de fonctionnement.....	73
8.	Conception de la station de reprise SR2	75
8.1.	Présentation générale.....	75
8.1.1.	Situation	75
8.1.2.	Vitesse d'entraînement.....	75
8.2.	Choix des groupes de pompage	75
8.2.1.	Vitesse spécifique.....	75
8.2.2.	Type de pompe	76
8.2.3.	Point de fonctionnement.....	76
9.	Conclusion	78
Chapitre VI Protection des conduites contre le coup de bélier		79
1.	Théorie des phénomènes transitoires	79
1.1.	Description physique du phénomène.....	80
1.2.	Equations générales	82
1.2.1.	Equation de continuité.....	82
1.2.2.	Equation de la dynamique	82
1.2.3.	Oscillation en masse	82
1.2.4.	Propagation par onde élastique (Coups de bélier)	83
1.2.4.1.	Equations d'Allievi	83
1.2.4.2.	Equations aux caractéristiques	86
2.	Dispositifs anti-bélier.....	88
2.1.	Protections basée sur des systèmes sans stockage d'énergie	89
2.2.	Protections avec système de stockage d'énergie	90
3.	Etude des régimes transitoires du transfert	94
3.1.	Etapas de calcul	94
3.2.	Présentation du logiciel Cebelmail	94
3.2.1.	Hypothèses de calcul.....	94
3.2.2.	Paramètres essentiels de la modélisation.....	95
3.3.	Dimensionnement des dispositifs de protection	95
3.3.1.	Modélisation.....	95
3.3.2.	Tronçon SP1-SR1 : disjonction des groupes de pompage SP1	96
3.3.2.1.	Régime transitoire sans protection anti-bélier.....	96
3.3.2.2.	Choix et dimensionnement des dispositifs	97
3.3.3.	Tronçon SR1-SR2 : disjonction des groupes de pompage SR1	103
3.3.3.1.	Régime transitoire sans protection anti-bélier	103
3.3.3.2.	Choix et dimensionnement des dispositifs	104
3.3.4.	Tronçon SR2-BE1 : disjonction des groupes de pompage SR2	107
3.3.4.1.	Régime transitoire sans protection anti-bélier.....	107
3.3.4.2.	Choix et dimensionnement des dispositifs	108
4.	Conclusion	111
Conclusion générale		112
Références Bibliographiques.....		113
Annexes		114

Liste des figures

Figure 1 : Carte de situation de la zone de projet	2
Figure 2 : Plan de situation des barrages et prises d'eau dans le bassin versant 03a COTIER OUEST [MRE, 2005]	4
Figure 3 : Aménagement hydroélectrique de l'Oued Agrioun (Kherrata) [EGA, 1954].....	5
Figure 4 : Plan de situation des barrages et prises d'eau dans la région de Sétif [MRE, 2005]	6
Figure 5 : Répartition des ressources hydriques de la wilaya de Sétif	8
Figure 6 : Représentation des systèmes de transfert Sétif-Hodna Est et Ouest	10
Figure 7 : Plan en relief de la région Sétif-Kherrata [GOOGLE MAP]	14
Figure 8 : Profil en long de la variante 1	16
Figure 9 : Profil en long de la variante 2	16
Figure 10 : Représentation sur plan des variantes 1 et 2.....	17
Figure 11 : Schéma du transfert Ouest	19
Figure 12 : Schéma du Profil en long et de la ligne de charge SR2-Mahouane.....	29
Figure 13 : Schéma d'un brise charge avec obturateur à disque noyé autocentreur [hydrostec].....	44
Figure 14 : Relation entre le débit et la forme de la roue.....	57
Figure 15 : Schématisation du triangle des vitesses	58
Figure 16 : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge	59
Figure 17 : Représentation du point de fonctionnement	60
Figure 18 : Influence de la vitesse spécifique sur la forme de la roue	61
Figure 19 : Représentation d'une pompe KSB AMACAN K.....	67
Figure 20 : Détermination du point de fonctionnement de chaque pompe de la station de pompage SP1 exhaure	68
Figure 21 : Représentation d'une pompe KSB double œillard RDLP.....	70
Figure 22 : Courbe caractéristique de la pompe RDLP $\Phi 1190$	71
Figure 23 : Détermination du point de fonctionnement de l'ensemble des installations de pompage de la station SP1	71
Figure 24 : Courbes caractéristiques de la pompe RDLP $\Phi 1210$	74
Figure 25 : Détermination du point de fonctionnement de l'ensemble des installations de pompage de la station SR1	74
Figure 26 : Détermination du point de fonctionnement de l'ensemble des installations de pompage de la station SR2	77
Figure 27 : Phases de propagation de l'onde.....	81
Figure 28 : Droites de Bergeron	86
Figure 29 : Représentation des lignes caractéristiques	87
Figure 30 : Répartition des pressions en régime transitoire (fermeture lente)	88
Figure 31 : Soupapes de décharge en fonctionnement [photo KSB]	90
Figure 32 : Courbe caractéristique d'une soupape de décharge	90
Figure 33 : Cheminée d'équilibre de l'aménagement hydroélectrique Manicouagan 5, Canada.....	91
Figure 34 : Installation d'une cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement	92
Figure 35 : Principe d'installation d'un système réservoir-compresseur [Charlatte]	93
Figure 36 : Principe de fonctionnement de l'ARAA [Charlatte]	93
Figure 37 : Courbes enveloppes des pressions SP1-SR1 sans protections.....	97
Figure 38 : Courbes enveloppes des pressions dans le tronçon SP1-SR1 avec réservoir d'air $V_0=2000m^3$	99
Figure 39 : Courbes enveloppes des pressions dans le tronçon SP1-SR1 avec cheminée d'équilibre et réservoir d'air	99
Figure 40 : Variation du volume d'air dans le réservoir anti-bélier	100
Figure 41 : Variation des débits et du niveau piézométrique dans la cheminée d'équilibre.....	100

Figure 42 : Variation du débit à l'entrée du réservoir de refoulement de SR1	101
Figure 43 : Dimensionnement de la cheminée d'équilibre	102
Figure 44 : Dimensionnement du réservoir d'air	102
Figure 45 : Courbes enveloppes des pressions dans le tronçon SR1-SR2 sans protections.....	104
Figure 46 : Courbes enveloppes des pressions dans le tronçon SR1-SR2	105
Figure 47 : Variation du volume d'air dans le réservoir anti-bélier	105
Figure 48 : Variation du niveau piézométrique et du débit au nœud n3.....	106
Figure 49 : Variation du débit à l'entrée du réservoir de refoulement de SR1	106
Figure 50 : Courbes enveloppes des pressions dans le tronçon SR2-BE1 sans protections.....	108
Figure 51 : Courbes enveloppes des pressions dans le tronçon SR2-BE1	109
Figure 52 : Variation du volume d'air dans le réservoir anti-bélier	109
Figure 53 : Variation du niveau piézométrique et du débit au nœud n3.....	110
Figure 54 : Variation du débit à l'entrée du bassin BE1	110

Liste des tableaux

Tableau 1 : Précipitations mensuelles à Sétif.....	7
Tableau 2 : Répartition du nombre de jours pluvieux par an à SETIF	7
Tableau 3 : Taux de satisfaction en AEPI de la wilaya de Sétif	8
Tableau 4 : Altitudes des Stations de pompage	27
Tableau 5 : Calcul du diamètre optimal (cas d'un seul bassin)	28
Tableau 6 : Adoption d'un diamètre commercial (cas d'un seul bassin)	28
Tableau 7 : Calcul de la charge à dissiper.....	29
Tableau 8 : Paramètres de dimensionnement pour les conduites par refoulement	30
Tableau 9 : Prix des conduites selon les conditions économiques de 2010	31
Tableau 10 : Frais de conduite du tronçon SP1-SR1 V.1	31
Tableau 11 : Frais d'exploitation du tronçon SP1-SR1 V.1	32
Tableau 12 : Coût global du tronçon SP1-SR1 V.1.....	32
Tableau 13 : Frais de conduite du tronçon SR1-SR2 V.1	32
Tableau 14 : Frais d'exploitation du tronçon SR1-SR2 V.1	33
Tableau 15 : Coût global du tronçon SR1-SR2 V.1.....	33
Tableau 16 : Frais de conduite du tronçon SR2-BE V.1SV.1	34
Tableau 17 : Frais d'exploitation du tronçon SR2-BE V.1 SV.1	34
Tableau 18 : Coût global du tronçon SR2-BE V.1 SV.1	35
Tableau 19 : Frais de conduite du tronçon SR2-BE1 V.1SV.2	35
Tableau 20 : Frais d'exploitation du tronçon SR2-BE1 V.1 SV.2.....	36
Tableau 21 : Coût global du tronçon SR2-BE1 V.1 SV.2	36
Tableau 22 : Dimensionnement de la conduite BE1-BE2 V.1SV.2.....	36
Tableau 23 : Frais de conduite du tronçon SP1-SR1 V.2	37
Tableau 24 : Frais d'exploitation du tronçon SP1-SR1 V.2	38
Tableau 25 : Coût global du tronçon SP1-SR1 V.2.....	38
Tableau 26 : Frais de conduite du tronçon SR1-SR2 V.2	38
Tableau 27 : Frais d'exploitation du tronçon SR1-SR2 V.2	39
Tableau 28 : Coût global du tronçon SR1-SR2 V.2.....	39
Tableau 29 : Frais de conduite du tronçon SR2-BE V.2SV.1	40
Tableau 30 : Frais d'exploitation du tronçon SR2-BE V.2SV.1.....	40
Tableau 31 : Coût global du tronçon SR2-BE V.2SV.1	41
Tableau 32 : Frais de conduite du tronçon SR2-BE1 V.2 SV.2	41
Tableau 33 : Frais d'exploitation du tronçon SR2-BE1 V.2 SV.2	42
Tableau 34 : Coût global du tronçon SR2-BE1 V.2 SV.2	42
Tableau 35 : Dimensionnement de la conduite BE1-BE2 V.2SV.2.....	42
Tableau 36 : Dimensionnement de la conduite BE2-Mahouane	43
Tableau 37 : Dimensionnement de la conduite entre BE2-BC1	45
Tableau 38 : Dimensionnement de la conduite entre BC1-BC2.....	45
Tableau 39 : Récapitulatif du dimensionnement	46
Tableau 40 : Caractéristiques du tronçon SR2-BE SV.1.....	48
Tableau 41 : Caractéristiques des tronçons SR2-BE1 et BE1-BE2 SV.2	49
Tableau 42 : Estimation du coût de réalisation du tronçon SP1-SR1 V.1.....	50
Tableau 43 : Estimation du coût de réalisation du tronçon SR1-SR2 V.1.....	51
Tableau 44 : Estimation du coût de réalisation du tronçon SR2-BE V.1.....	51
Tableau 45 : Estimation du coût de réalisation du tronçon SP1-SR1 V.2.....	52
Tableau 46 : Estimation du coût de réalisation du tronçon SR1-SR2 V.2.....	53

Tableau 47 : Estimation du coût de réalisation du tronçon SR2-BE1 V.2.....	53
Tableau 48 : Comparaison économique entre les variantes 1 et 2.....	54
Tableau 49 : Niveaux minimaux des bâches d'aspiration des stations de pompage	95

Notations principales

A :	Section de la conduite	[m ²]
c :	Célérité d'une onde de pression dans une canalisation	[m/s]
D :	Diamètre de la conduite	[m]
E :	Module de Young	[Pa]
e :	Epaisseur de la conduite	[m]
g :	Force de pesanteur	[m/s ²]
H _d :	Hauteur disponible	[m]
H _n :	Hauteur nécessaire	[m]
J :	Perte de charge unitaire	[m/m]
k :	Coefficient de rugosité absolu de la conduite	[m]
L :	Longueur de la conduite	[m]
n :	Vitesse de rotation	[tr/mn]
NPSH _d :	Charge nette à l'aspiration disponible	[m]
NPSH _r :	Charge nette à l'aspiration requise	[m]
N _s :	Vitesse spécifique	[tr/mn]
P :	Pression hydrostatique	[Pa]
P _c :	Prix unitaire de la conduite	[Da/m]
Q :	Débit	[m ³ /s]
R :	Résistance de la conduite	[s ² /m ⁵]
Re :	Nombre de Reynolds	[-]
S :	Abscisse curviligne	[m]
T :	Temps	[s]
V :	Vitesse d'écoulement	[m/s]
Z :	Altitude	[m]
η :	Rendement de la pompe	[%]
λ :	Coefficient de perte de charge	[-]
ν :	Coefficient de poisson	[-]
υ :	Viscosité cinématique de l'eau	[m ² /s]
ρ :	Masse volumique	[kg/m ³]
σ :	Contrainte	[N/mm ²]
χ _s :	Coefficient de compressibilité isentropique	[Pa ⁻¹]

Introduction générale

Depuis l'antiquité, l'homme eu recours aux transferts d'eau interbassins. Ces transferts ont été principalement mis en œuvre pour l'approvisionnement en eau potable, l'irrigation et même dans certains cas pour la prévention des inondations.

De nos jours, la raison principale qui motive la réalisation d'un transfert est l'assurance de la sécurité en eau. Une ressource limitée dans le temps et dans l'espace, souvent répartie inégalement et excentrée par rapport aux pôles de demande et est souvent source de conflits.

Dans les régions arides à semi-arides à l'instar de la région de Sétif, le transfert d'eau entre bassins hydrographiques n'est pas toujours juste un choix, mais bel et bien une nécessité.

L'utilisation équitable des ressources en eau est un principe moral. Les transferts contribuent à établir un équilibre entre les besoins au sein des bassins déficitaires et les ressources des bassins excédentaires. Dans ce sens, il a été prévu deux systèmes de transferts d'eau vers la région de Sétif à partir du barrage d'Erragene pour la partie Est, et du barrage d'Ighil Emda pour la partie Ouest.

Le présent mémoire portera sur l'étude du système de transfert Ouest entre le barrage d'Ighil Emda (Kherrata) et le barrage en cours de construction à Mahouane (wilaya de Sétif). Avec un volume de 119 millions de m³/an dont 30 millions de m³/an destinés à l'AEP, ce transfert permettra d'améliorer l'AEP pour 780 000 habitants et l'irrigation de plus de 16 000 hectares et ainsi consolider le développement social et économique de toute la région.

Dans la première partie de l'étude, les caractéristiques de la région d'étude seront examinées suivant la topographie, la géologie et l'occupation du sol. Ceci aboutira à l'établissement de différentes variantes du système de transfert.

Un dimensionnement des conduites et un positionnement des différents ouvrages viendra compléter par la suite le tracé en vue de leur comparaison lors d'une étude technico-économique.

Une fois la variante finale choisie, nous détaillerons la conception des stations de pompage préalablement positionnées lors de l'étude de dimensionnement.

Au final, nous analyserons le système en régime transitoire ce qui nous permettra de parfaire le dimensionnement des installations hydrauliques et de concevoir des moyens de protections adaptées.

Chapitre I

Présentation de la région d'étude

1. Situation géographique et topographie de la région

Le système Ouest Sétif-Hodna consiste en un transfert d'eau à partir du barrage existant d'Ighil Emda, situé dans la commune de Kherrata, vers un barrage en cours de construction à Mahouane implanté dans la commune de Sétif (figure 1).

La région du transfert est située à 300 km à l'Est d'Alger dans une zone montagneuse accidentée où l'on rencontre des cimes élevées de la chaîne des Babors. Les altitudes varient entre 500 et 1250 mètres.

La distance entre les deux retenues est de l'ordre de 24 km linéaire pour une dénivelée estimée à 620 mètres.

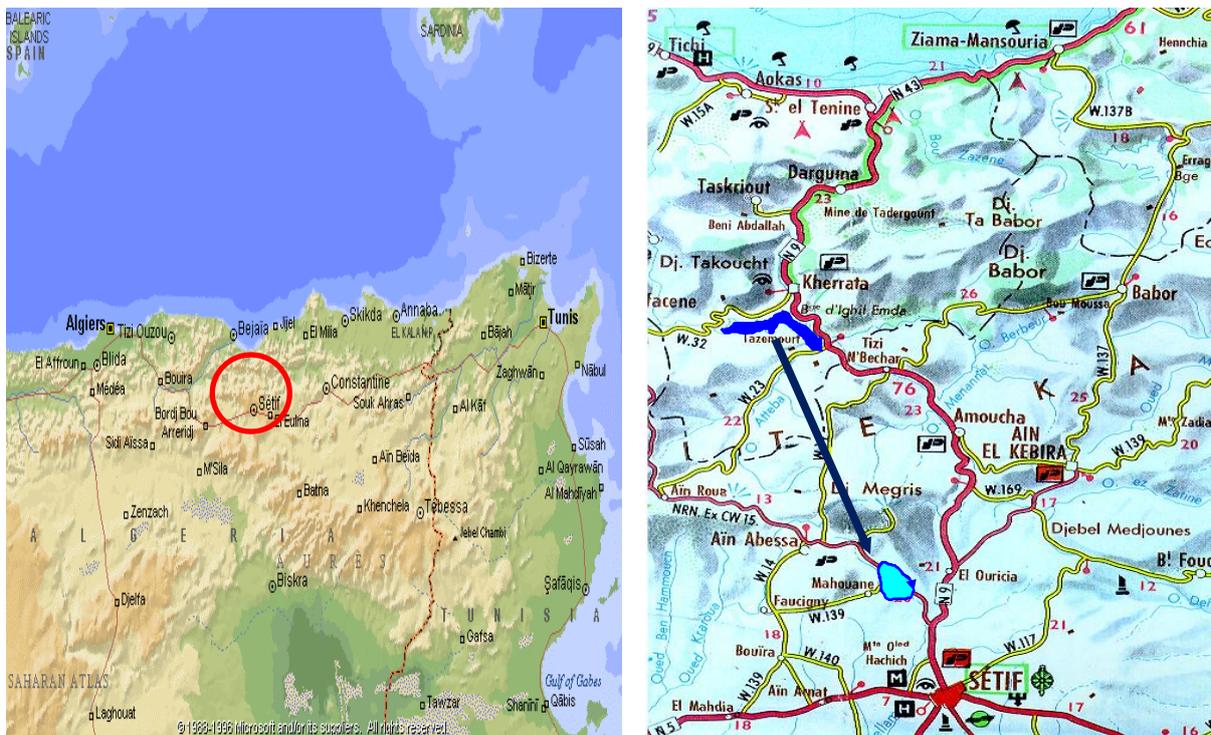


Figure 1 : Carte de situation de la zone de projet

2. Situation géologique et géotechnique de la région

La zone d'étude comprise entre la ville de Sétif et celle de Kherrata appartient au contexte géologique du domaine tellien, très connu par le domaine du complexe du charriage (déplacement massif des terrains sédimentaires sous l'effet de gravité suite aux chocs sismiques du miocène inférieur) [Voir Annexe 1].

Cependant, cette zone est située dans les zones d'écrasement, proche de la ligne de faille et d'affrontement entre les deux grandes plaques tectoniques, l'Eurasie au Nord et l'Afrique au Sud de la ligne de faille. Ce qui revient à dire que la région constitue potentiellement une zone à risque sismique.

La lithostratigraphie de la zone se caractérise par des étages géologiques dont les terrains sédimentaires sont d'un âge relativement récent allant du Pliocène continental (fin du Tertiaire) au Trias (début du Secondaire), et dont la série stratigraphique des formations géologiques affleurant en surface, et donnée par la carte géologique est ainsi présentée :

- Pliocène continental (pc) : cet étage marquant la fin du tertiaire, se caractérise par un faciès continental, dominé par une lithologie de poudingues et les calcaires lacustres, localisé au Nord de la ville de Sétif, affleurant au contact du cétaqué supérieur, oligocène continental et de l'éocène inférieur. Cet étage repose en discordance sur l'oligocène continental, ce qui implique la présence d'une surface d'érosion ayant affecté tout le miocène.
- Oligocène continental (oc) : correspondant à la fin du paléogène (tertiaire inférieur), se caractérise par un apport essentiellement gréseux et par des dépôts argileux et argilo-marneux responsables du remplissage du bassin de l'avant fosse du Hodna.
- Eocène Inférieur (ei) : étage du milieu du paléogène, de faciès marin à lithologie d'argile, de marne à gypses, calcaires phosphatés et de calcaires à silex.
- Crétacé supérieur (cs) : cet étage marque la fin de l'ère secondaire par la période du cénomanién, de faciès marin à lithologie de marne à faune pélagiques, l'affleurement de cet étage couvre la quasi-totalité de la zone d'étude.
- Crétacé inférieur (ci) : de faciès marin d'alternance des niveaux argilo-gréseux et carbonaté du Barrémien et l'Albien, et de marno-calcaires de l'Albien supérieur.
- Jurassique inférieur (ji) : cet étage affleurant en lanières au Nord de Kherrata, est de faciès marin, constitué de calcaires dolomitiques, dolomies, calcaires massifs à la base, de calcaires et de marno-calcaires au sommet. Et par endroit, de micro brèches, grès et quartzites.
- Trias (t) : affleurant aussi en lambeaux sur le crétacé supérieur, de faciès marin et lagunaire, dominé par des calcaires de Muschelkalk, surmonté par des formations salifères et gypsifères du Keuper.

Toutes ces lithologies confondues, présentent des matériaux offrant de faible à moyenne résistance mécanique, d'où la nécessité de leur vérification par les différents essais géotechniques, et éventuellement, assurer la stabilité des ouvrages par des opérations de fortification et de consolidation des couches d'assises.

En plus de la nature des terrains à traverser, de nombreuses zones de glissement observées lors des reconnaissances de la région doivent être prises en compte, en particulier au niveau de la localité de Nouasria à 5 km au Nord de Ain Abessa aux abords du CW14.

3. Barrage d'Ighil Emda

Le Barrage d'Ighil Emda est situé sur l'Oued Agrioun à la sortie sud de la ville de Kherrata à environ 34 km au nord de Sétif à l'intérieur du bassin versant du Côtier Ouest Constantinois (figure 2). Il contrôle un bassin versant de 620 km² et dispose d'une capacité utile de 59,7 Mm³ pour une régularisation annuelle des apports de l'Oued Agrioun.

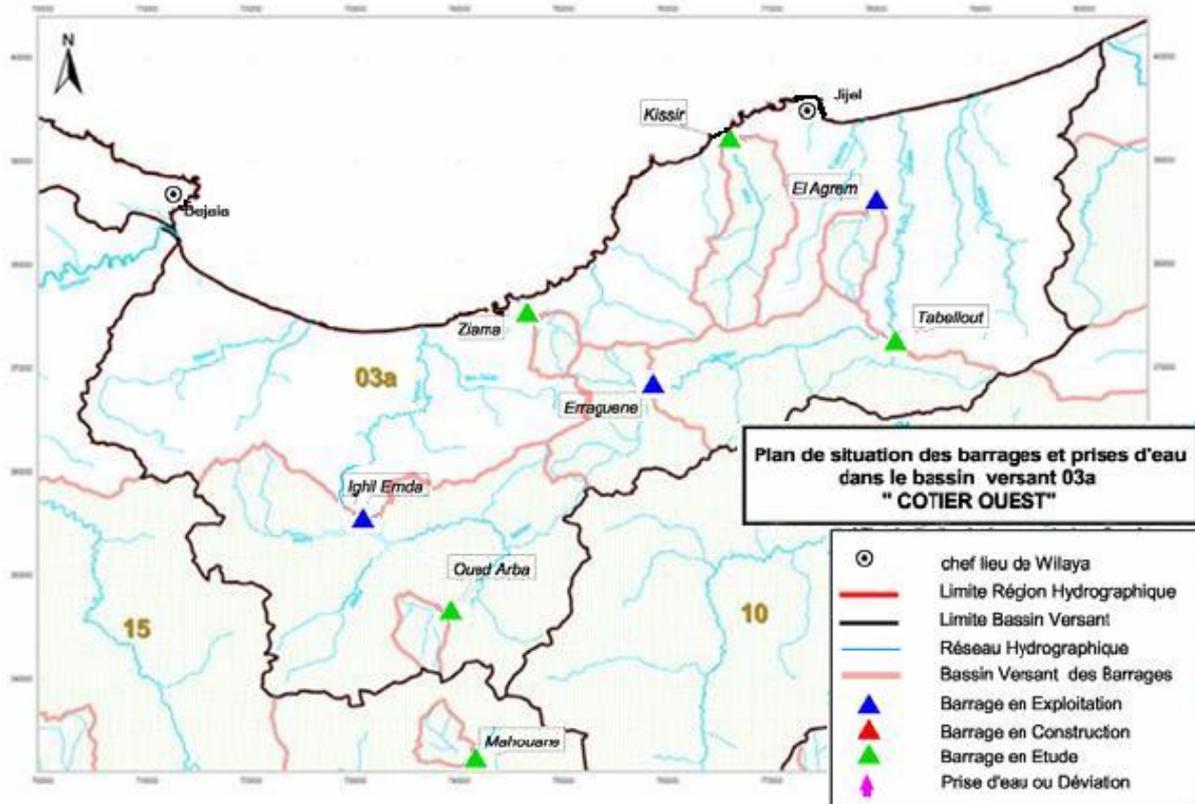


Figure 2 : Plan de situation des barrages et prises d'eau dans le bassin versant 03a COTIER OUEST [MRE, 2005]

Construit en 1954 exclusivement pour la production d'énergie hydroélectrique, il est en tête d'une chaîne de production électrique avec en premier lieu, une usine au pied du barrage de 24Mw, puis un barrage de régularisation journalière de Chabet El Akra relié par une conduite à l'usine de Darguina de 66Mw (reçoit également les apports du barrage de l'Oued Ahrzerouftis 5.2Mw) [EGA,1954].

L'aménagement hydroélectrique de l'Oued Agrioun (figure 3) produit annuellement près de 165GWh, les eaux turbinées rejoignent ensuite le cours d'eau pour être rejetées à la mer.

Il est géré actuellement par la SONELGAZ, mais sa vocation va être changée dans le cadre du projet de transfert Sétif-Hodna suite à un accord du gouvernement sur la réaffectation de l'ouvrage. La production d'énergie électrique sera abandonnée [MRE, 2005].

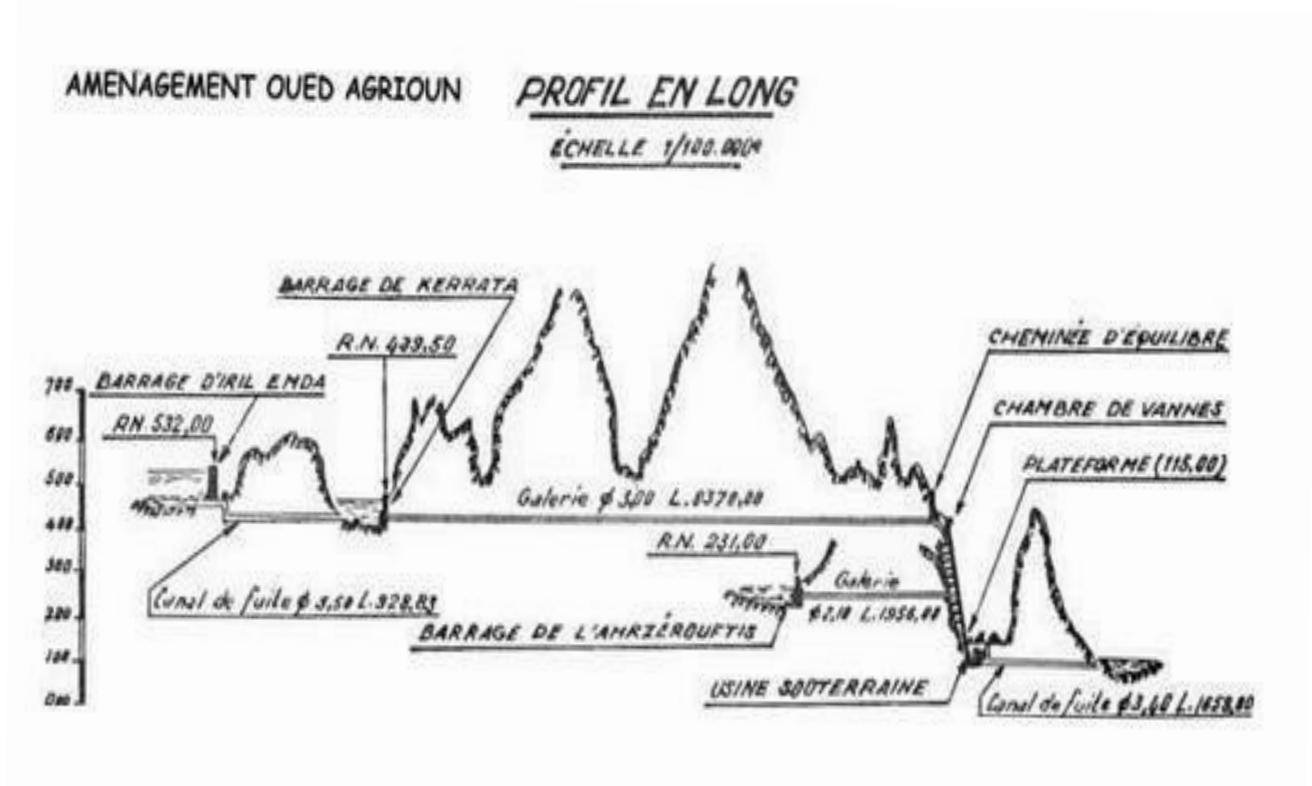


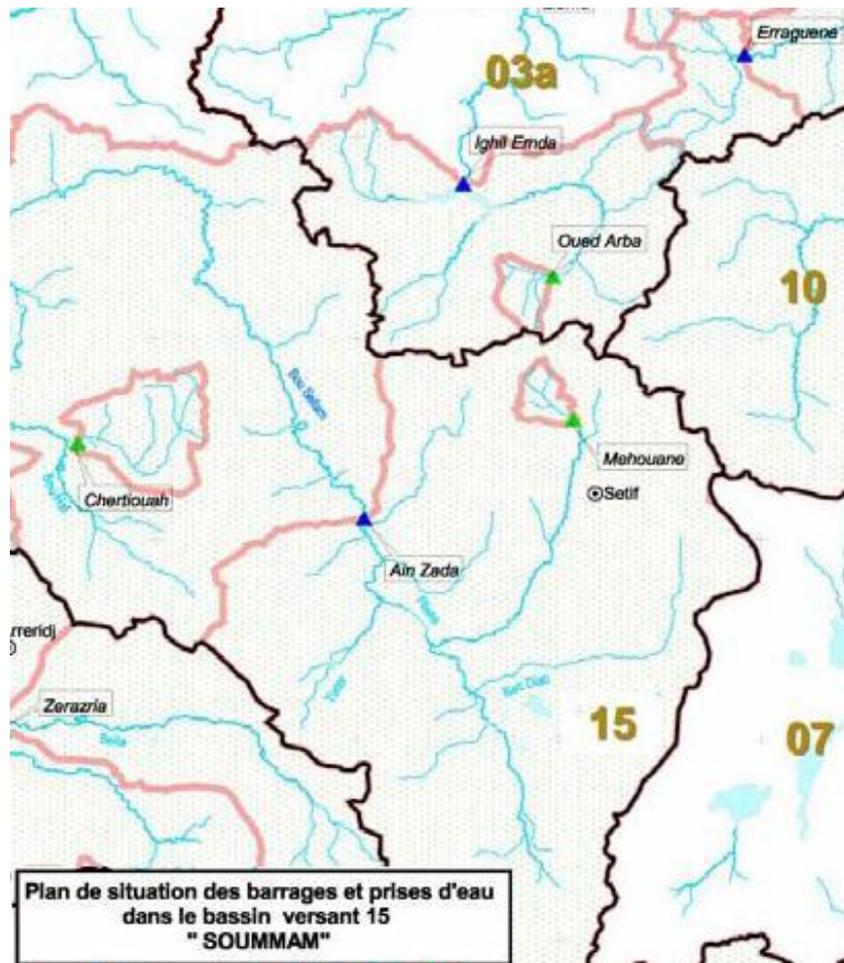
Figure 3 : Aménagement hydroélectrique de l'Oued Agrioun (Kherrata)
[EGA, 1954]

Le barrage d'Ighil Emda présente les caractéristiques suivantes :

- Cours d'eau : Oued Agrioun ;
- Affluent : Oued Berd, Oued Atteba, Oued Embarek, Oued Takarboust ;
- Surface du Bassin versant : 652 km² ;
- Type de barrage : matériaux locaux (enrochement) ;
- Hauteur en crête : 75 mètres en crête ;
- Largeur en crête : 575 mètres ;
- Cote min d'exploitation 520 NGA ;
- Cote max d'exploitation : 532m NGA ;
- Cote des plus hautes eaux : 535m NGA ;
- Capacité de rétention Cr : 59,7 hm³ ;
- Apport annuel : 189,7 hm³.

4. Barrage de Mahouane

Le barrage en cours de réalisation de Mahouane, à l'intérieur du bassin versant du barrage d'Ain Zada, fait partie du bassin versant de la Soummam (figure 4). Avec un apport de $2,6 \text{ Mm}^3$ provenant du bassin versant d'une superficie de 20 km^2 , cette retenue d'une capacité utile de $147,4 \text{ Mm}^3$ a été surestimée afin de stocker les eaux de transfert provenant de la retenue d'Ighil Emda et couvrir par la suite les besoins de la région de Sétif dont le chef lieu est distant de 9 km du barrage.



*Figure 4 : Plan de situation des barrages et prises d'eau dans la région de Sétif
[MRE, 2005]*

Les principales caractéristiques du barrage de Mahouane sont :

- Cours d'eau : Oued Sellam ;
- Surface du Bassin versant : 20 km^2 ;
- Type de barrage : matériaux locaux ;
- Cote max d'exploitation : $1146,3 \text{ m NGA}$;
- Capacité de rétention C_r : $147,4 \text{ hm}^3$;
- Apport annuel : $2,6 \text{ hm}^3 + \text{Transfert } 119 \text{ hm}^3$.

5. Situation hydrique et climatologique de la région de Sétif

Située sur les Hautes Plaines de l'Est, la wilaya de Sétif s'étend sur 6,549 km² composée au Nord d'une zone montagneuse faisant partie de la chaîne des Babors, au centre d'une zone de hautes plaines et au Sud Ouest des cuvettes contenant des Chotts.

Le climat de la région est semi-aride. La barrière naturelle constituée par la chaîne des Babors au Nord bloque une grande partie des précipitations qui arrivent de la méditerranée.

Les précipitations sur la région de Sétif se répartissent suivant le tableau ci-dessous :

Tableau 1 : Précipitations mensuelles à Sétif

	Précipitations en mm												TOTAL
	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	
Sétif 1856-1991	46,9	41,0	45,8	45,0	47,9	25,7	8,2	16,6	31,9	36,3	36,9	48,3	430,5

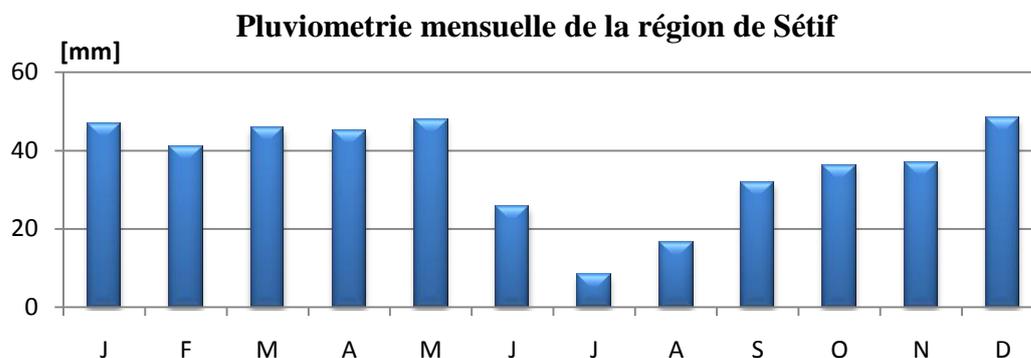
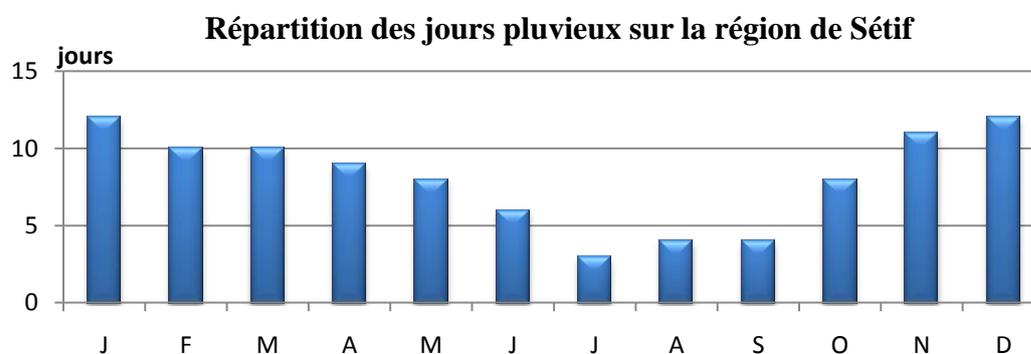


Tableau 2 : Répartition du nombre de jours pluvieux par an à SETIF

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Total
Jours	12	10	10	9	8	6	3	4	4	8	11	12	97



La wilaya de Sétif compte une population de près d'un million et demi d'habitants. Elle dispose d'un fort potentiel en terres agricoles avec une superficie totale utile de 360 480 hectares, principalement de la céréaliculture dépendante de la pluviométrie.

Le bilan annuel moyen des ressources en eaux s'établit à 99,6 Hm³.

Les ressources mobilisées pour cette wilaya sont majoritairement des eaux souterraines, principalement à usage agricole :

- L'aquifère du hodnéen ;
- La nappe des hautes plaines sétifiennes ;
- La zone calcaire de la nappe de Djemila ;
- La zone calcaire du sud sétifien.

Les eaux de surface utilisées sont représentées par :

- Des sources abondantes au nord : El Berd, Dehamcha, Maalbiod ;
- Le barrage d'Ain Zada.

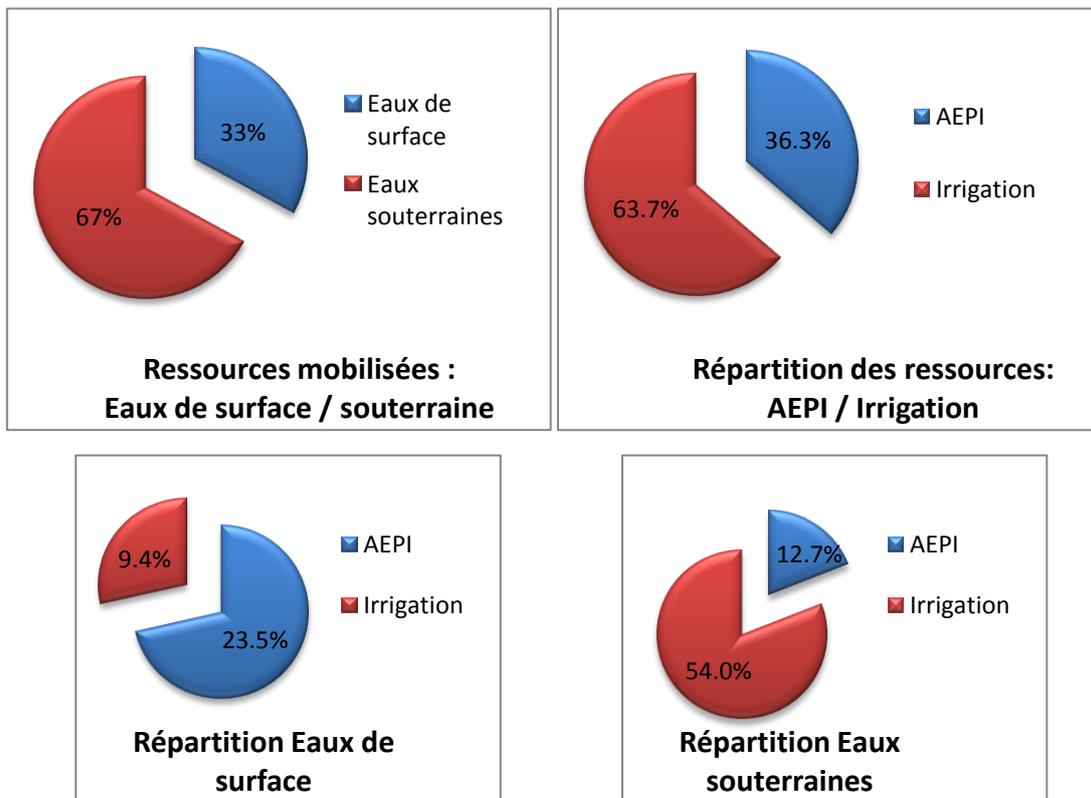


Figure 5 : Répartition des ressources hydriques de la wilaya de Sétif

• **Situation de l'AEPI de la wilaya de Sétif**

Tableau 3 : Taux de satisfaction en AEPI de la wilaya de Sétif

AEPI année 2010	Demande Hm ³ /an	Reçu Hm ³ /an	Satisfaction%
Wilaya de Sétif	61,7	38,4	62,0

- **Situation de l'irrigation**

11 680 ha irriguées avec 60 millions de m³ grâce à :

- 2000 forages pour 5 580 ha ;
- 6 400 puits pour 4 100 ha ;
- 9 retenues collinaires pour 1 200 ha ;
- Sources et autres pour 800 ha.

6. Le Système de transfert Sétif-Hodna

Nous constatons que la région de Sétif souffre d'un déficit en ressources. Les besoins en AEPI atteignent un taux de satisfaction de 62% seulement, et la situation de l'irrigation est loin de couvrir les besoins potentiels de toute la surface des terres agricoles qui est de 360 480 ha, dépendante actuellement de la pluviométrie, et limitant ainsi son développement.

Etant donné que les ressources de surface du bassin de la ville de Sétif et ses alentours sont déjà exploitées, notamment, grâce au barrage d'Ain Zada, et vu l'importance des ressources du bassin versant du côtier ouest constantinois, qui actuellement se déversent en mer, il se révèle nécessaire de réaliser un système de transfert d'eau du bassin versant ayant une abondance en eau de surface (barrage Ighil Emda, Erraguene) vers un réservoir situé dans la région de Sétif.

Le système de transfert Sétif-Hodna consistera en un transfert des eaux des deux barrages d'Ighil Emda et d'Erraguene vers les régions de Sétif pour la partie Ouest, et El Eulma pour la partie Est respectivement (figure 6). En ce qui concerne notre région d'étude, nous allons nous intéresser à la partie Ouest du système de transfert.

Un barrage au Nord de localité de Sétif sur l'Oued Sellam est en cours de réalisation. Lancé vers la fin de l'année 2008, le barrage de Mahouane, d'une capacité de rétention $Cr = 147,4 \text{ hm}^3$, devrait améliorer l'alimentation en eau potable pour 780.000 habitants, et satisfaire les besoins en irrigation de plus de 16 000 hectares, et ainsi contribuer au développement social et économique de toute la région.

Le système Ouest portera sur le transfert d'un volume de 119 millions de mètres cubes dont 30 millions de mètres cubes (25%) réservés à l'AEP et 89 millions de mètres cubes (soit 74,8%) destinés à l'irrigation.

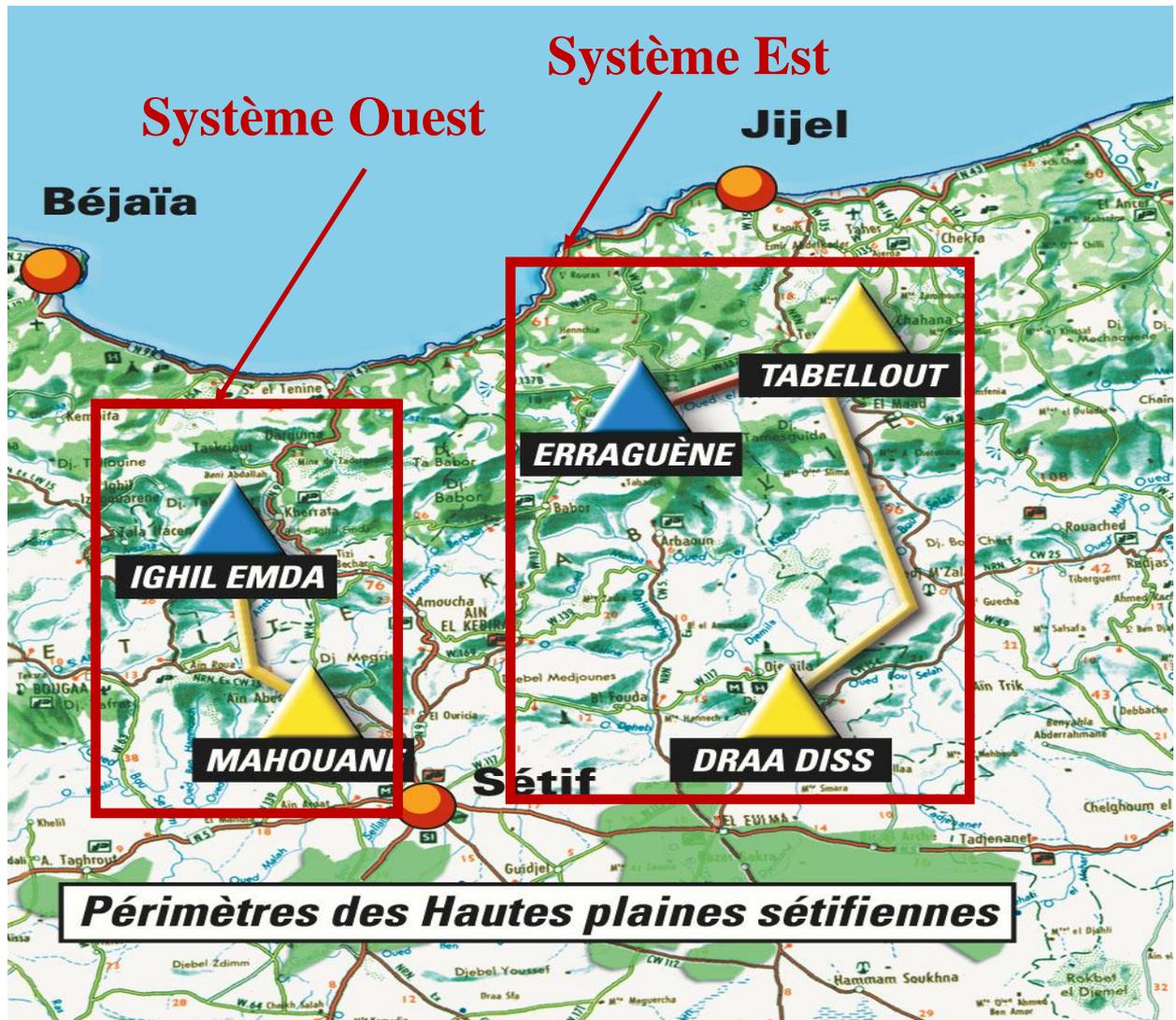


Figure 6 : Représentation des systèmes de transfert Sétif-Hodna Est et Ouest

Chapitre II

Tracé des variantes

Les transferts peuvent être envisageables dans le cas de bassins versants avec des potentialités hydrologiques importantes mais présentant des difficultés d'exploitation liée à la morphologie ou au degré d'occupation de leur sol. Nous citerons le cas des oueds Sahel et Soummam faisant partie du bassin versant de la Soummam : malgré les débits importants d'eau transitant par ces cours d'eau, la topographie et le degré de développement de la vallée rendent impossible l'implantation d'ouvrages de régulation et de stockage. Seule la solution d'un transfert vers une retenue d'un bassin versant voisin constitue une option envisageable.

Pour Sétif, le barrage d'Ain Zada contrôlant le sous bassin de la région se révèle insuffisant et l'existence d'un important volume d'eau superficielle au Nord de la localité constitue une ressource intéressante à exploiter pour appuyer le développement de la région.

Au cours de ce chapitre, nous allons essayer de définir certains critères essentiels au tracé d'un transfert et étudier les différentes variantes possibles pour le transfert des eaux du barrage d'Ighil Emda jusqu'à la retenue de Mahouane.

1. Types de transfert

Un transfert d'eau consiste à user de la technique la plus appropriée pour transporter l'eau de sa source jusqu'aux lieux de demande à travers un réseau de conduites ou d'ouvrages.

On distingue deux types de transfert en fonction du type d'écoulement :

- Transfert à écoulement gravitaire : la ressource présente une charge supérieure au point d'arrivée, l'écoulement peut se faire soit à surface libre dans des canaux ou aqueducs (le tracé doit présenter des faibles pentes, convient surtout pour des grands débits à transporter tout en minimisant les pertes de charge), soit en charge dans des conduites forcées.
- Transfert par refoulement : l'écoulement s'effectue à pleine section en utilisant un système de pompage fournissant l'énergie nécessaire à l'élévation de l'eau et vaincre les pertes de charge. L'écoulement en charge entraîne des pertes de charge non négligeables.

Un transfert mixte peut facilement être envisagé suivant la nature des terrains et de la topographie traversée.

2. Critères de tracé de la conduite de transfert

La faisabilité et la rentabilité d'un projet de transfert dépend essentiellement de l'étude technico-économique qui justifiera le bon choix des investissements à réaliser. Cette étude portera sur une comparaison entre plusieurs variantes présentant des caractéristiques optimales.

Afin de définir les variantes les plus technico-économiques, il est essentiel d'appuyer nos choix et méthodes de tracé sur des critères définissant la bonne conduite à avoir lors de la conception et la projection du tracé [*Dupont, 1979 ; Godart, 2000 ; ESHA, 2005*]:

- **Critères techniques**

Les critères techniques sont comme suit :

- Avoir des vitesses d'écoulement raisonnables dans les conduites en charge afin de minimiser les conséquences des phases transitoires et d'éviter l'érosion interne.
- Dans le but de protéger la conduite contre toute dégradation volontaire ou involontaire, de minimiser sa maintenance et réduire l'effet de la dilatation thermique ainsi que son impacte environnemental, une pose enterrée de la conduite devrait être envisagée dans la mesure du possible en évitant les excavations importantes de roche.
- Eviter les zones d'instabilités qui peuvent conduire au déboitement des joints et à des déformations excessives de la conduite.
- Eviter l'entrée de polluants par fonctionnement en dépression (points hauts).
- Rechercher un profil en long aussi régulier que possible de tel sorte qu'il ne puisse pas se former des poches d'air au moment du remplissage. Ces dernières peuvent être très dangereuses lors de phénomènes transitoires (coups de bélier).
- Faciliter la collecte de l'air en des points hauts de façon naturelle ou artificielle. Pour cela, il se doit de réaliser une montée lente suivie par une descente rapide : les pentes minimales pour un grand diamètre sont de 1/1 000 pour les profils ascendants et de 1/500 pour les profils descendants.
- Projeter le tracé de la conduite près des routes et chemins pour faciliter le transport des matériaux et de la main d'œuvre.
- Chercher à couper les courbes de niveau aux sections les moins accentuées.

- **Critères économiques**

Les critères économiques sont comme suit :

- Limiter la vitesse d'écoulement de telle sorte à minimiser les pertes de charge, réduisant ainsi le système de pompage et les coûts d'énergie lors de l'exploitation.
- Avoir un tracé aussi rectiligne et aussi court que possible.
- Recenser les propriétés publiques susceptibles d'être traversées et éviter dans la mesure du possible les zones d'habitations et les propriétés nécessitant des indemnités.
- Minimiser les ouvrages conduisant à des surcoûts de réalisation : traversée de rail, de chaussée, passages aériens et conduites autoportées pour la traversée de thalwegs profonds, tunnels, butées et contre butées lors de changements brusques de direction...

- Avoir le moins de pièces spéciales possible en adoptant un profil régulier optimal (purges, ventouses, protection anti bélier ...).
- Eviter les terrains rocheux et zones instables nécessitant des frais de pose plus importants.

3. Variantes proposées

Tout d'abord, nous sommes tentés de réaliser un tracé direct entre la prise située sur la rive sud de la retenue face au barrage d'Ighil Emda et la retenue de Mahouane (figure 6).

Après étude de la carte topographique de la région de projet au 1/25 000 [Voir Annexe 2] et aux multiples reconnaissances sur terrain, nous retenons les points particuliers du tracé nécessitant le plus d'attention :

- Le passage des premiers reliefs à traverser de la région de Snadla au Sud de la retenue d'Ighil Emda ainsi que le contournement des localités existantes.
- La traversé de l'Oued Atteba qui présente des sections importantes influencées par la retenue du barrage.
- Le contournement de Djebel Kalaoun et Megress.

Nous allons dégager par la suite, et conformément aux critères de tracés cités précédemment, deux variantes ayant le linéaire le plus court et présentant un compromis optimal entre les contraintes topographiques, géologiques et logistiques.

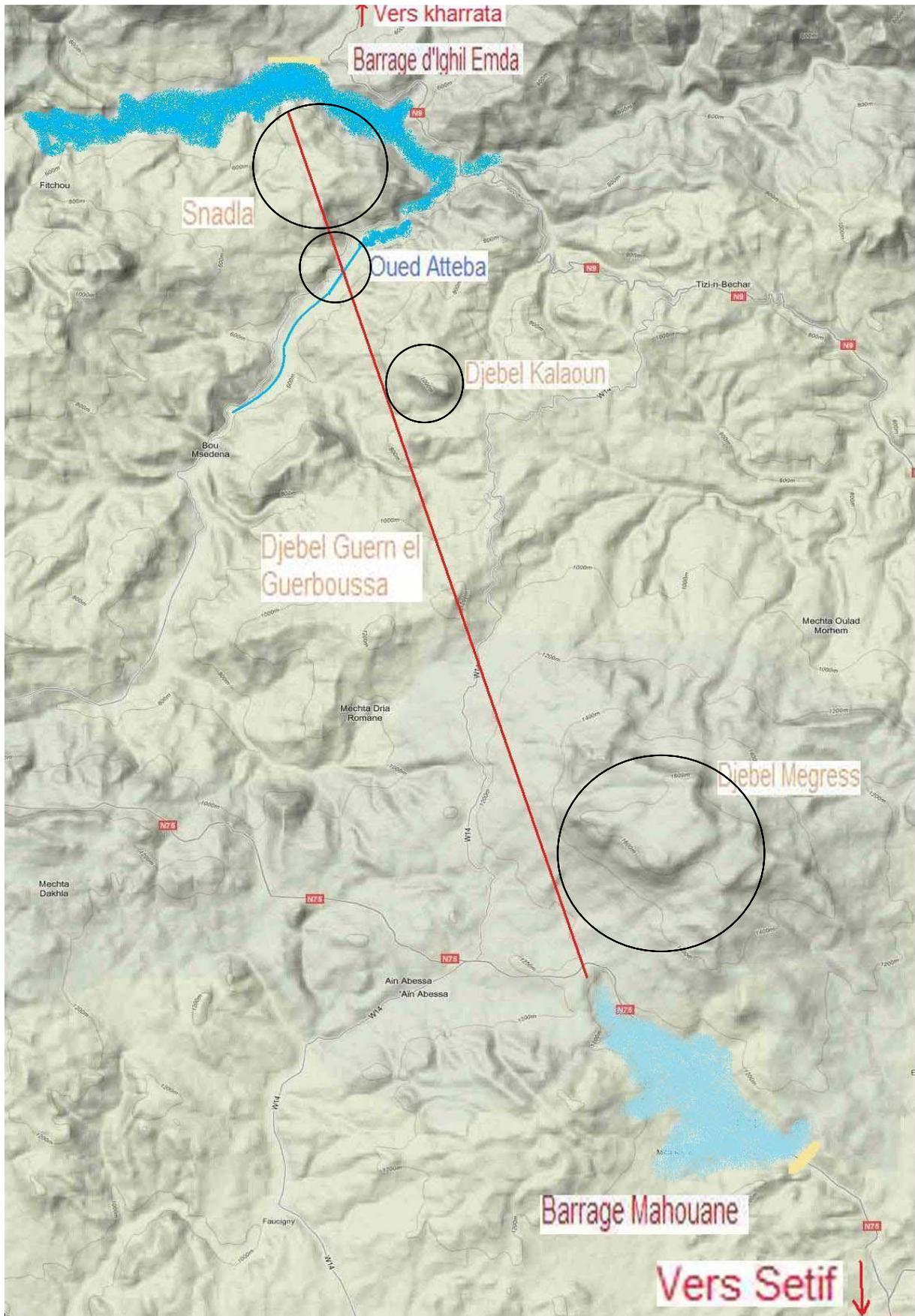


Figure 7 : Plan en relief de la région Sétif-Kherrata [GOOGLE MAP]

3.1. Variante 1

Cette première variante propose la traversée de la région de Snadla par le linéaire le plus court avec une orientation Sud-Est (figure 10). Le franchissement du cours d'eau de l'Oued Atteba se fait sur une section assez large de près de 300 m.

La conduite rejoint la localité de Tabia et prend une orientation plein Sud tout en contournant Djebel Kalaoun par l'Est, évitant la zone rocheuse constituant la montagne et les quelques habitations existantes et traversant des ravinements importants.

Lors des reconnaissances sur terrain, nous avons pu constater une incohérence entre la carte topographique et le terrain sur les emplacements des habitations et du réseau routier entre la localité de Tabia et Ouled Moufek (près du C.W 14) :

- Certaines constructions mentionnées sur carte sont inexistantes.
- Existence de pistes non mentionnées sur la carte.

Le tracé suit par la suite le chemin de wilaya C.W 14 surplombant la vallée de l'Oued Arba toujours en suivant un axe Nord-Sud sur 9 Km jusqu'à la localité de Batha. La direction du tracé dévie alors vers l'Est et se déverse dans le thalweg de l'Oued Guessar après avoir traversé la route nationale RN75.

Cette première variante aura une longueur totale sur plan de 22 119 m, soit une longueur réelle de 22 151 m (figure 8). Le profil en long révèle la possibilité d'installation de 13 purges aux points hauts du tracé et 11 vidanges aux points bas. On compte la traversée de 35 chaussées (majoritairement empierrées), 27 cours d'eau et ravinements ainsi que le passage de l'Oued Atteba sur une section de 300m (référence : R.N.9A).

Le profil en long détaillé est donné en annexe 3.

3.2. Variante 2

La différence entre la première variante et la deuxième réside essentiellement sur la première partie du transfert (Nord).

A l'aval de la prise d'eau, la conduite suivra globalement un axe Nord –Sud traversant la localité de Snadla et évitant le relief assez prononcé et les pics des montagnes par le flanc Ouest (figure 10).

Elle franchit par la suite le cours d'eau de l'Oued Atteba (Er Rouna) à travers une section assez étroite non influencée par la retenue, évitant un ouvrage aérien important, et longera une piste à l'Ouest de Djebel Kalaoun menant vers Bouzaarouren jusqu'à la localité de Hammam.

Le tracé continue suivant la même orientation parallèlement à une piste existante non mentionnée sur la carte topographique jusqu'à la localité d'El Kebir où elle rejoint le même itinéraire que la variante 1.

Ce tracé présente d'avantage de pistes le long de la conduite que la première variante, en particulier, les six premiers kilomètres juste à l'aval de la prise d'eau.

On aura pour la seconde variante une longueur totale sur plan de 22 207 m correspondant à une longueur réelle de 22 240 m, avec 13 purges aux points hauts du tracé et 11 vidanges aux points bas (figure 8). On prévoit la traversé de 25 chaussées dont une chaussée goudronnée, 33 cours d'eau et ravinements ainsi que le passage de l'Oued Atteba sur une section de 90m (référence : R.N.9A).

Le profil en long détaillé est donné en annexe 4.

- **Représentation des profils en long**

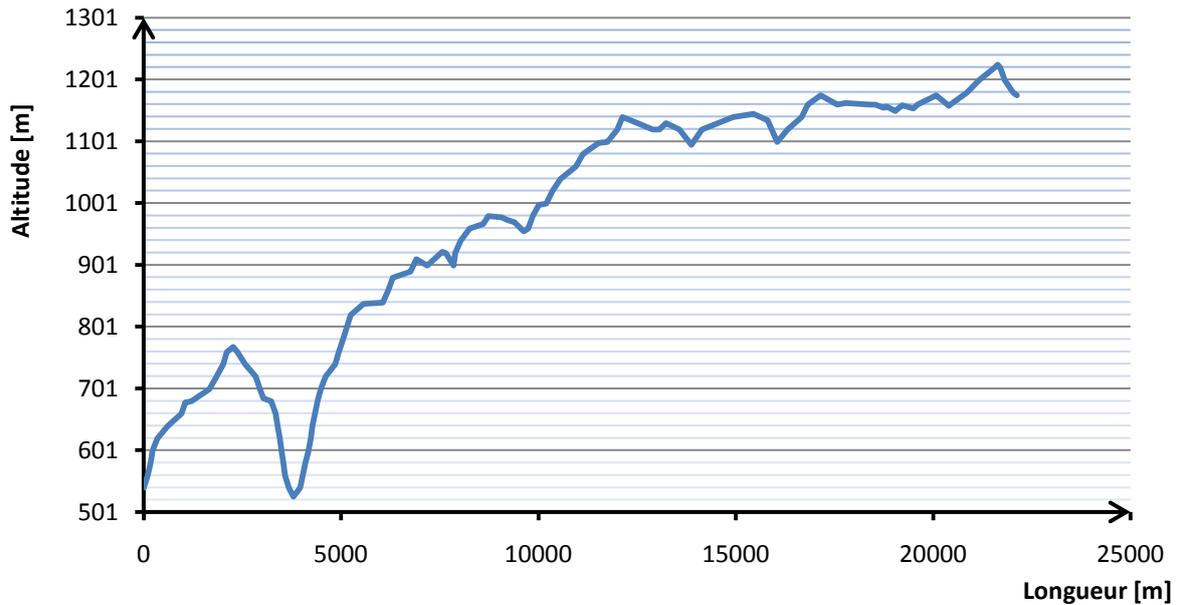


Figure 8 : Profil en long de la variante 1

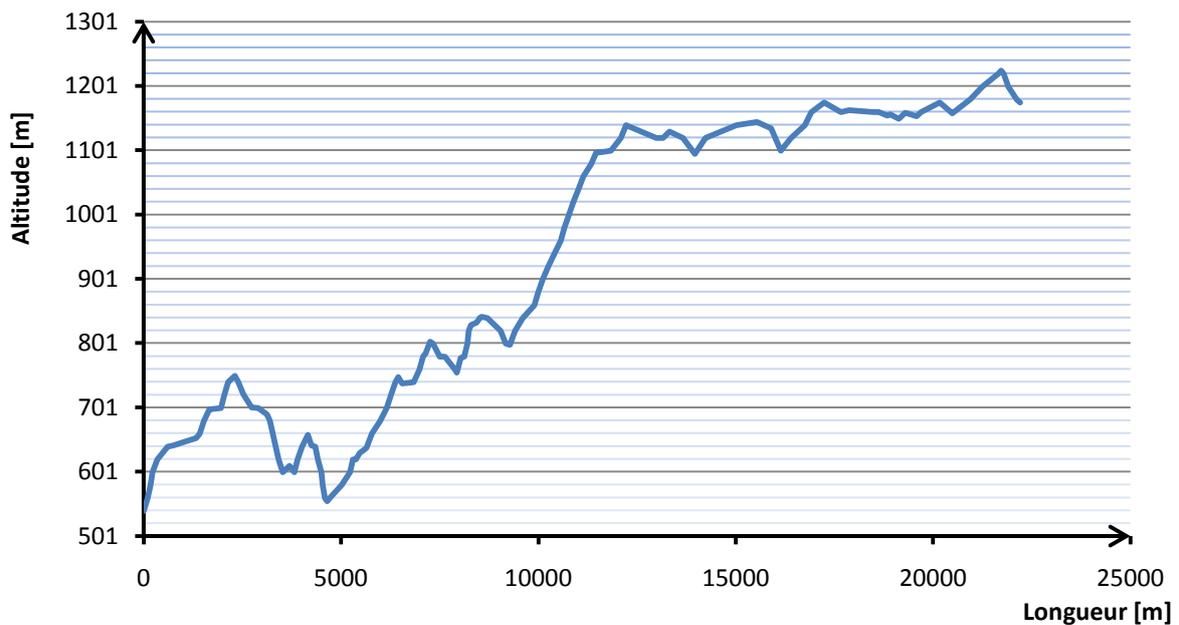


Figure 9 : Profil en long de la variante 2

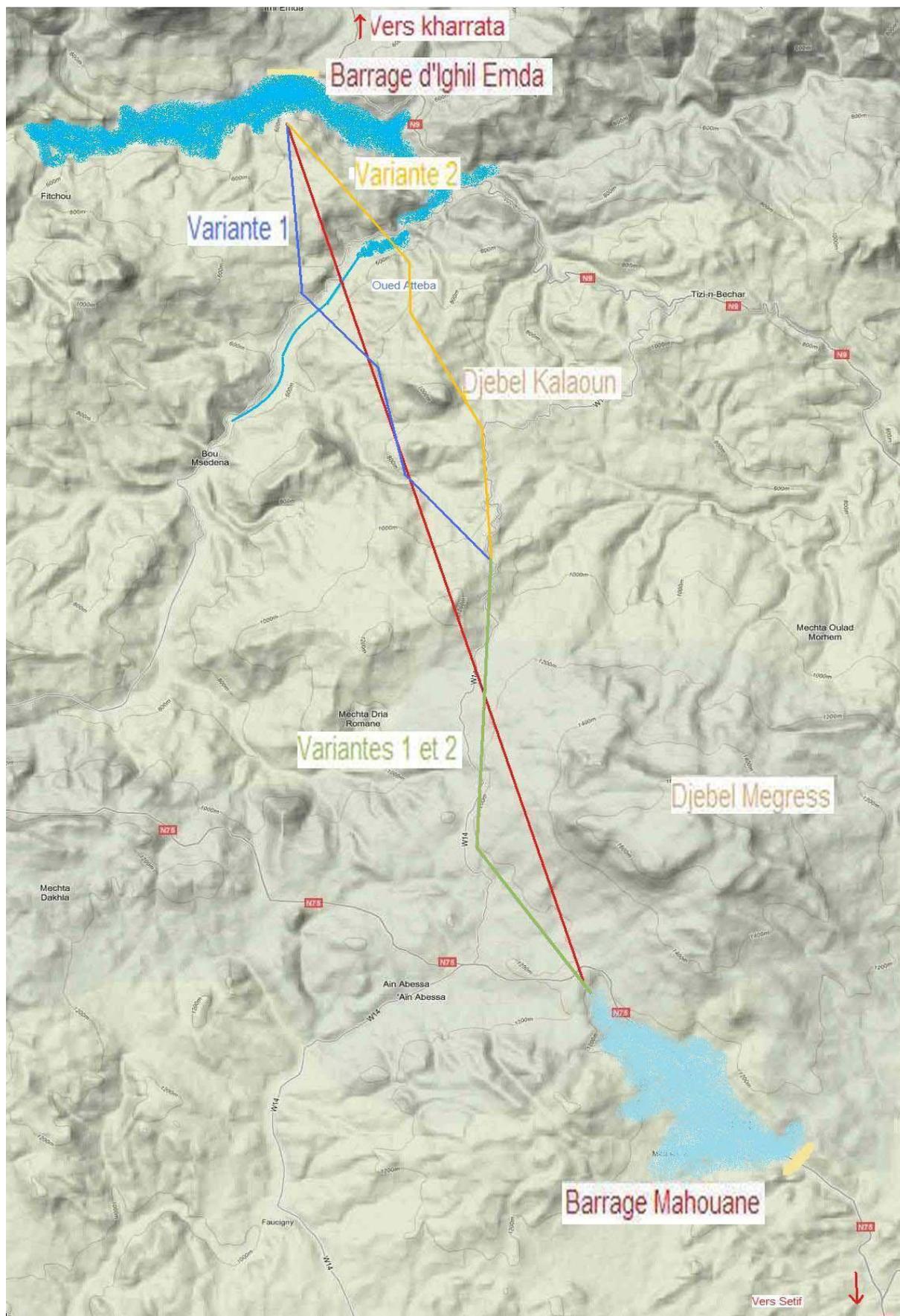


Figure 10 : Représentation sur plan des variantes 1 et 2

3.3. Sous variantes

Le profil en long des deux variantes impose un écoulement en charge. Il peut s'effectuer soit par refoulement, soit par gravitation pour certains tronçons présentant deux points hauts successifs avec une dénivelée suffisante pour vaincre les pertes de charge.

Un écoulement par conduite forcée serait intéressant dans le cas où il en résulte :

- Une diminution de la puissance d'installation de pompage globale.
- Un choix de canalisation moins coûteux (réduction de la PMS).

Sur le tracé du projet, seuls deux sites présentent la possibilité d'un écoulement en charge par gravitation :

- La traversée de l'Oued Atteba : un bassin implanté au sommet du premier relief alimentera la station de reprise qui sera située sur le versant Sud à une altitude moindre. Cette disposition permettra de réduire la HMT de la première station de pompage (située au niveau du barrage d'Ighil Emda) en diminuant la longueur de la conduite de refoulement, mais ce gain est rattrapé par l'abaissement de l'altitude de la station de reprise.

- Le tronçon Sud : représenté par les dix derniers kilomètres, un écoulement gravitaire peut être assuré après élévation de la conduite au niveau de Djebel Ghern el Guarboussa (à la moitié du transfert). Cette élévation permettra un écoulement par conduite forcée jusqu'à la restitution au niveau de la retenue de Mahouane.

Cette dernière possibilité sera étudiée en tant que sous variante pour chaque variante de tracé (figure 11).

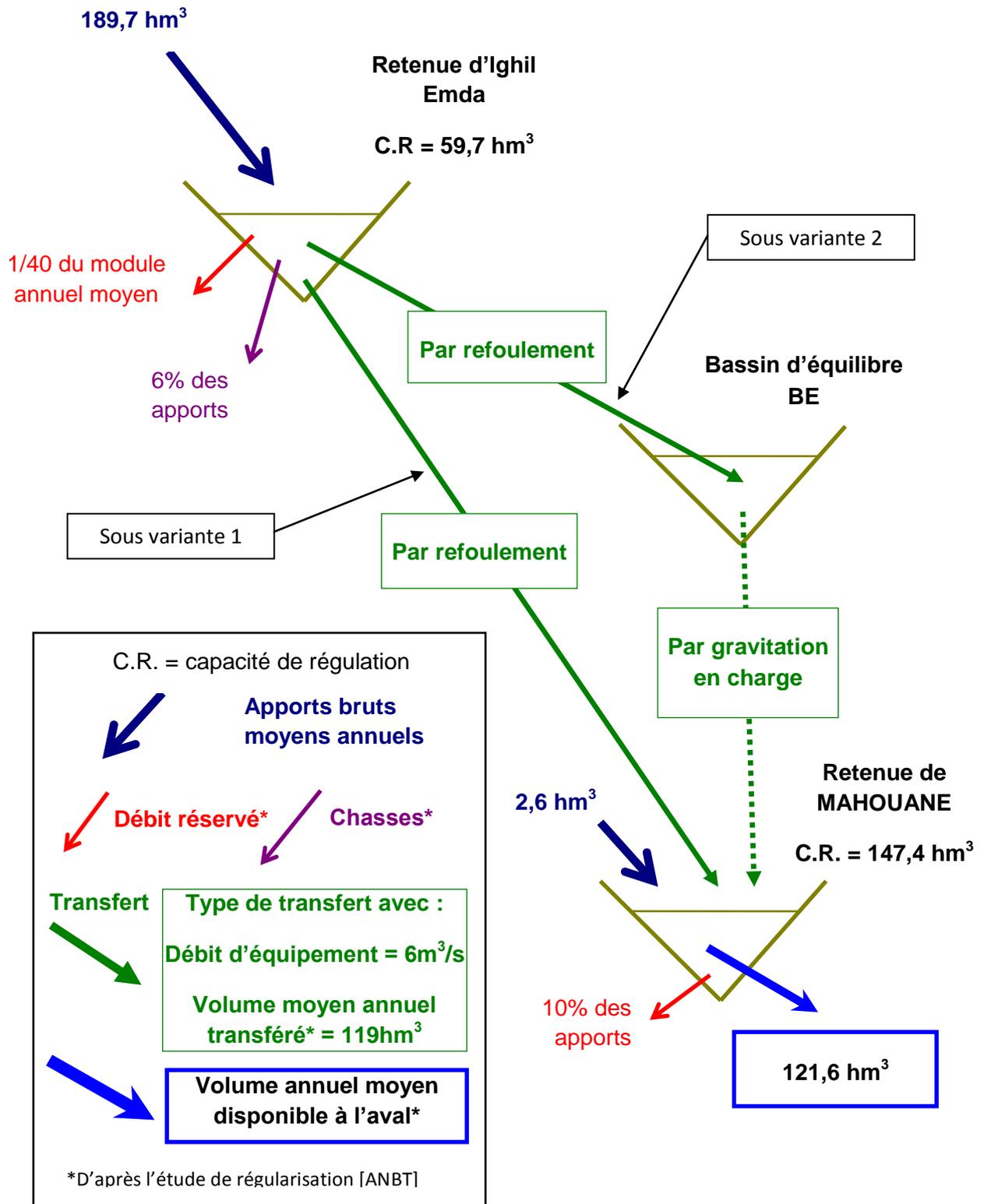


Figure 11 : Schéma du transfert Ouest

4. Conclusion

Au final, nous disposons de deux variantes de tracé pour la partie Nord du transfert qui se rejoignent à mi-distance entre le barrage d'Ighil Emda et Mahouane formant un tracé unique jusqu'à la restitution au niveau de la retenue.

Pour la moitié Sud du transfert, nous avons défini deux sous variantes, l'une entièrement par refoulement jusqu'à proximité du barrage de Mahouane, la deuxième par refoulement à partir de la dernière station de reprise du transfert jusqu'au bassin situé à quelque kilomètres à l'aval, puis par gravitation jusqu'à la restitution au niveau du barrage de Mahouane.

Ces deux sous variantes présentent globalement un tracé identique mis à part un rallongement du tracé initial de quelque centaine de mètres au niveau du bassin de mise en charge, ce qui permet d'acquérir une altitude suffisante pour un écoulement gravitaire. Cependant, la deuxième variante dispose d'un profil en long avec des pentes plus régulières et des altitudes moins élevées les premiers kilomètres.

Le tracé final correspondra au meilleur compromis technico-économique lors de la comparaison qu'on effectuera après dimensionnement des conduites du transfert.

Chapitre III**Calcul et dimensionnement des conduites**

Ce chapitre est consacré au dimensionnement des différents ouvrages hydrauliques du transfert pour chaque variante retenue en vue de leur comparaison.

Nous allons tout d'abord présenter les différentes lois régissant les phénomènes hydrauliques se produisant au sein du transfert, puis nous déterminerons la position des ouvrages principaux le long de chaque tracé, à savoir, l'altitude des stations de pompage et des réservoirs ainsi que la longueur réelle de la conduite entre les ouvrages.

Par la suite, un choix de diamètre de conduite sera effectué pour tous les tronçons selon le type d'écoulement.

1. Lois de dimensionnement hydraulique

Le dimensionnement consiste à déterminer le diamètre D pour un débit de projet défini et suivant les pertes de charge engendrées.

$$Q = \frac{\pi D^2}{4} V \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

Avec, D : diamètre de la conduite [m] et V : vitesse d'écoulement [m/s].

Le choix d'une vitesse d'écoulement acceptable doit passer par la prise en compte des paramètres suivants :

- La stagnation ;
- La turbidité ;
- La pression ;
- Le coup de bélier ;
- Les installations de pompage ;
- Calcul des pertes de charge.

1.1. Pertes de charge linéaires

L'écoulement en charge est régi par la formule générale de l'écoulement [*Carlier, 1980*] :

$$J = \frac{\lambda V^2}{D 2g} \quad [\text{m/m}]$$

Avec, g : force de pesanteur [m/s^2] ; λ : coefficient de perte de charge.

Le coefficient de perte de charge λ est calculé par la formule de Colebrook :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \left(\frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} + \frac{k}{3,7D} \right)$$

Avec,

k : coefficient de rugosité absolu équivalent de la conduite ; (On prend pour l'acier $k = 0,001\text{m}$)

$\text{Re} = \frac{vD}{\nu}$: Nombre de Reynolds ;

$\nu = 1,301 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$: viscosité cinématique de l'eau à $t = 10^\circ$.

On peut constater que la formule de Colebrook associe deux formules :

Von Karman : $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}}$

Nikuradsé : $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \frac{k}{3,7D}$

Pour des valeurs assez élevées du nombre de Reynolds, on retrouve à partir de l'équation de Colebrook la formule de Nikuradsé correspondante à un régime turbulent rugueux.

L'équation de Colebrook est implicite. Dans le cas de conduites de grand diamètre et à des vitesses assez élevées, sa résolution peut s'effectuer par une première approche qui consiste à déterminer λ par la formule de Nikuradsé pour un écoulement à grand nombre de Reynolds (écoulement turbulent rugueux : D et V importants), puis effectuer une correction de la valeur ainsi calculée en résolvant par itération l'équation de Colebrook.

1.2. Pertes de charge singulière

Les pertes de charge singulières occasionnées tout au long de la conduite sont estimées à 20% des pertes de charge linéaire dans le cas de tronçons en refoulement. Toutefois, l'estimation des pertes de charge singulières n'a qu'une faible influence sur le point de fonctionnement des pompes [Dupont, 1979].

Pertes de charge totales = pertes de charge linéaire + 0,2 pertes de charge linéaire

➔ $\text{PDC} = 1,2 \times J \times L \text{ [m]}$

Dans le cas d'un écoulement gravitaire, la majoration des pertes de charge provoque une diminution de la pente de la ligne piézométrique j , et donc peut conduire à une sous estimation des pressions le long des conduites. Dans le but d'augmenter la sécurité lors de l'estimation des pressions, on négligera les pertes de charge singulières dans le calcul et dimensionnement des tronçons à écoulement par gravitation.

1.3. Critères de résistance mécanique

La conduite de transfert doit répondre aux critères de résistance mécanique conformément aux normes, liés aux facteurs suivants [Norme EN 805, 2000] :

- La nature des terrains traversés et les potentialités de mouvements de terrain et de tremblements de terre.
- La pression maximale de service et de fonctionnement en régimes transitoires.
- La profondeur de pose et les surcharges supportées.

En ce qui concerne les actions intérieures, les conduites doivent être conçues pour des conditions de débit maximal, de débit nul et de régimes transitoires. Pour les actions extérieures, il se doit de considérer les charges de remblai, les charges en surface, la nappe phréatique, les charges mobiles ainsi que le poids propre de la conduite et de l'eau qu'elle contient.

Les variations de températures et l'effet de fond non repris sont aussi à prendre en compte.

Les différents tronçons du transfert sont dimensionnés en optant pour :

- Des épaisseurs variant selon les critères mécaniques.
- Des nuances d'acier différentes pour une épaisseur normalisée suivant les pressions et contraintes maximales.

Lors d'un projet de grande envergure, il est souvent préférable d'opter pour une conduite de même épaisseur et varier la nuance d'acier selon les différentes pressions projetées. Cela permettra d'éviter les erreurs d'assemblages et de pose, sécurisant ainsi le chantier [ESHA, 2005].

• Définition des termes de pression

Les pressions relatives au système (concepteur) sont :

- PMS : c'est la pression maximale de service. Elle représente la pression maximale au niveau d'une section de conduite pour le cas le plus prépondérant :
 - La pression statique maximale à débit nul.
 - La pression maximale en régime dynamique établi.
- PMF : c'est la pression maximale à supporter = PMS + la pression maximale aux phases transitoires ;
- PET : représente la pression d'essai en tranchée.

Les différentes pressions relatives au composant (fabricant) sont :

- PFA = pression de fonctionnement admissible = pression hydrostatique maximale que la canalisation doit supporter de façon permanente. (Pression de rupture / coefficient de sécurité) ;

- PMA = pression maximale admissible (lors des phases transitoires) ;
- PEA = pression d'épreuve admissible sur chantier. Représente la pression hydrostatique maximale à laquelle un composant nouvellement mis en œuvre est capable de résister pendant un laps de temps relativement court afin d'assurer l'intégrité et l'étanchéité de la conduite.

Les canalisations installées devront être conformes aux conditions suivantes :

$$PMS < PFA$$

$$PMF < PMA$$

$$PET < PEA$$

• Estimation de la PMS

Cas gravitaire : La PMS est calculée par rapport à la charge disponible. Lors de la fermeture d'une vanne en aval de la conduite, la pression hydrostatique induite par la hauteur disponible sera significative relativement aux pressions calculées par rapport à la ligne de charge en régime dynamique.

Cas en refoulement : Les pressions le long d'une conduite en refoulement sont maximales en régime dynamique. La ligne de charge étant toujours supérieure à la hauteur géométrique de l'installation, l'établissement d'un régime stationnaire n'entraîne pas une augmentation des pressions au sol. La PMS sera calculée par rapport à la ligne de charge.

• Epaisseur de la conduite

L'épaisseur requise afin que la conduite résiste aux contraintes internes peut être calculée par la formule suivante [ESHA, 2005] :

$$e = \frac{P D}{2 \sigma K_f} + e_s$$

Avec, e : épaisseur de la conduite [mm] ; P : pression hydrostatique [N/mm^2] ; D : diamètre de la conduite [m] ; σ : contrainte admissible [N/mm^2] ; $K_f = 0,9$ pour une conduite avec soudures inspectées aux rayons X, $K_f = 1$ pour une conduite sans soudure ou avec soudures inspectées aux rayons X et stabilisées, e_s : épaisseur supplémentaire prenant en compte la corrosion [mm].

2. Dimensionnement des conduites en charge

Le dimensionnement d'une canalisation sous pression se fait en tenant compte [Dupont, 1979] :

- Par refoulement : des paramètres économiques et hydrauliques optimaux (amortissement des installations et frais de pompage) ;
- Par gravitation : des paramètres hydrauliques (vitesse, pertes de charge, débit)

2.1. Par refoulement

Dans le cas d'un transfert par refoulement, le dimensionnement de la conduite passe par un choix économique faisant intervenir les deux pôles principaux influents du coût de revient du projet et dépendants du diamètre :

- Le coût d'investissement dicté par le prix de la conduite.
- Le coût de l'énergie engendrée par les stations de pompage lié aux pertes de charge.

Le choix consiste en un compromis entre ces deux paramètres liés. L'augmentation du diamètre entraîne une augmentation du prix d'investissement du projet, mais en contre partie, engendre des pertes de charge moindres et par ce fait une baisse de l'énergie consommée.

Il existe des formules permettant de déterminer le diamètre économique d'une conduite de refoulement telle que les formules de Bress, Vibert et Koch, très utiles pour des petites études ou lors d'un avant-projet sommaire. Pour des installations plus importantes, une évaluation plus rigoureuse facilitée par les moyens de calculs actuels est nécessaire faisant intervenir tout les aspects du calcul économique approprié.

2.1.1. Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement annuels sont obtenus par la relation suivante :

$$F_a = P_c \times L \times A_m \quad [\text{Da}] \quad \text{avec} \quad A_m = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i$$

Où, le prix unitaire de la conduite est représenté par P_c [Da/m] ; la longueur de la conduite L [m] ; l'amortissement annuel A_m ; le taux d'annuité i et le nombre d'année d'amortissement n .

2.1.2. Frais d'exploitation

Ils sont calculés en multipliant le prix unitaire du KWh par l'énergie consommée du système de pompage.

$$F_e = e \times E \quad [\text{Da}]$$

Avec, e : Prix unitaire de l'énergie [Da/KWh] ;

$$E = 8760 \times P \quad : \text{Energie consommée [KWh]}$$

$$P = \frac{g \text{ HMT } Q}{\eta} \quad : \text{Puissance de l'installation [KW]}$$

Q : Débit [m^3/s]

g : Force de pesanteur [m/s^2]

η : Rendement de la pompe [%]

$$\text{HMT} = H_g + \text{PDC} \quad : \text{Hauteur manométrique totale [m]}$$

H_g : Hauteur géométrique [m]

$$\text{PDC} = J \times L \quad : \text{Pertes de charge [m]}$$

$$J = \frac{8 \lambda Q^2}{\pi^2 g D^5} \quad : \text{ Pertes de charge unitaire}$$

λ : coefficient de perte de charge

2.1.3. Coût global

Le coût global annuel est représenté par la somme des frais d'amortissement et les frais d'exploitation :

$$C_g = F_a + F_e$$

2.2. Par gravitation

L'écoulement s'effectue à partir d'un réservoir situé à une altitude suffisante pour vaincre les pertes de charge causées par le débit transitant (charge disponible).

Les paramètres hydrauliques intervenants dans le dimensionnement sont [Carlier, 1980 ; Dupont, 1979] :

- Le débit
- La vitesse
- La perte de charge unitaire

Le calcul se fait en résolvant un système de deux équations :

$$\begin{cases} Q = \frac{\pi D^2}{4} V \\ J = \frac{\lambda V^2}{D 2g} \\ = \frac{H_d}{L} \end{cases}$$

Les étapes de dimensionnement sont les suivantes :

On dispose d'une charge disponible définie par la différence d'altitudes entre les deux bassins d'extrémité :

$$H_d = J \times L \quad \rightarrow \quad J = \frac{H_d}{L}$$

Pour obtenir le débit projeté, on détermine par calculs itératifs le diamètre optimal permettant de dissiper la charge disponible :

$$H_d = \frac{8 Q^2 \lambda}{g \pi^2 D^5} L \quad \rightarrow \quad D = \sqrt[5]{\frac{8 Q^2 \lambda}{g \pi^2 H_d} L}$$

On évalue par la suite le débit provoqué par le diamètre commercial proche du diamètre optimal. Par conséquent, il y aura une augmentation de débit.

$$V = \sqrt{\frac{2 g H_d}{\frac{\lambda L}{D}}} \quad \rightarrow \quad Q = \frac{\pi D^2}{4} V$$

L'ajustement du débit s'effectuera à l'aide de pertes de charge singulières (vanne de régulation) :

$$\Delta H = H_d - H_n \quad \text{avec} \quad H_n = \frac{8 Q^2 \lambda}{g \pi^2 D^5} L$$

H_n : hauteur nécessaire ; Q : débit de projet et D : diamètre choisi de la conduite.

On veillera à avoir des vitesses d'écoulement raisonnables.

3. Positionnement des stations de pompage et des bassins d'équilibres

3.1. Positionnement des stations de pompage

La hauteur géométrique totale du projet est définie par la différence entre le niveau minimal d'exploitation de la retenue d'Ighil Emda 520 N.G.A et le point le plus élevé du profil en long de la conduite de transfert environs 1225 N.G.A.

$$H_{g \text{ TOT}} = 705 \text{ m.}$$

Les paramètres intervenant dans le positionnement des stations de pompage sont :

- La hauteur manométrique composée principalement de la hauteur géométrique (dénivelée) ;
- L'utilisation de matériaux et équipements courants pour les stations de pompage et les canalisations limitant le projet à une PMS aux alentours de 250 m.CE ;
- La topographie, géologie et occupation du sol au niveau des terrains destinés à l'implantation des stations de pompage aux altitudes requises.

Ce qui revient à diviser le projet en trois (3) parties de hauteurs géométriques d'environs 235 m. Le tableau 5 donne les altitudes des différentes stations de pompage du transfert.

Tableau 4 : Altitudes des Stations de pompage

	Variante 1	Variante 2
SP1	538 N.G.A	538 N.G.A
SR1	770 N.G.A	760 N.G.A
SR2	1004 N.G.A	1000 N.G.A

3.2. Positionnement des bassins d'équilibres

Concernant la deuxième sous variante, on doit positionner des bassins d'équilibres pour avoir un écoulement gravitaire en charge jusqu'à la retenue de Mahouane.

Le niveau de retenue du barrage de Mahouane est à la cote 1146 N.G.A. Afin de dissiper au maximum l'énergie de l'écoulement, on se propose d'effectuer la restitution de l'eau du transfert à travers une conduite en charge et dissiper ainsi la charge disponible.

On propose de positionner un bassin d'équilibre au niveau de Djebel Ghern el Guarboussa à la cote 1244 N.G.A.

Le positionnement du bassin d'équilibre servant à la mise en charge pour un écoulement gravitaire d'un débit de $6 \text{ m}^3/\text{s}$ jusqu'à la cote de la retenue 1146 N.G.A, nous donne :

Tableau 5 : Calcul du diamètre optimal (cas d'un seul bassin)

Calcul du diamètre optimal				
H_d [m]	98,0			
Q [m^3/s]	6,0			
L [m]	10566,9			
V [m/s]	λ	J [m/m]	PDC [m]	D [m]
3,776	0,01815314	0,009274243	98,0	1,422

Le passage à un diamètre commercial donne :

Tableau 6 : Adoption d'un diamètre commercial (cas d'un seul bassin)

Calcul des Q avec H_d connue					
H_d [m]	98,0	Alt départ	1244,0		
L [m]	10566,9	Alt arrivée	1146,0		
D [m]	V [m/s]	λ	J [m/m]	PDC [m]	Q [m^3/s]
1,4	3,739	0,018221535	0,009274243	98,0	5,756
1,5	3,902	0,017926968	0,009274243	98,0	6,895

Pour un diamètre 1,5 m, le débit doit être ajusté pour correspondre au débit de projet $Q = 6 \text{ m}^3/\text{s}$, cette régulation passe par l'installation d'une vanne.

Tableau 7 : Calcul de la charge à dissiper

Calcul de la hauteur nécessaire pour un débit connu				
Q [m ³ /s]	6,0			
L [m]	10566,9			
D [m]	V [m/s]	λ	J [m/m]	H _n [m]
1,5	3,395	0,017940974	0,007027704	74,261

La perte de charge nécessaire à l'obtention du débit de projet est : $\Delta H = H_d - H_n$,

Comme $H_d = 98$ m et $H_n = 74,26$ m alors : $\Delta H = 23,74$ m.

Dans la figure 12, on donne le profil en long de la conduite DN1500 reliant le bassin d'équilibre à la retenue de Mahouane.

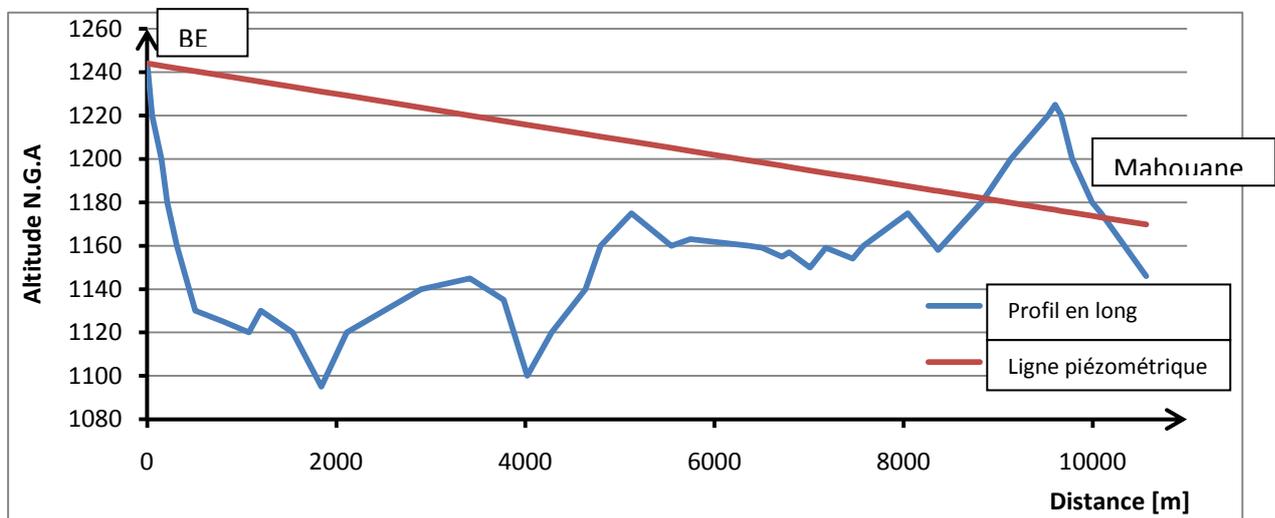


Figure 12 : Schéma du Profil en long et de la ligne de charge SR2-Mahouane

On constate l'existence d'une zone où la ligne piézométrique passe sous le profil en long de la conduite (zone de dépression de -48,5 m). En ce tronçon, l'écoulement va vite se transformer en écoulement à surface libre. Par conséquent, la ligne piézométrique va s'élever et il en résultera pour le même diamètre un débit plus faible.

Cette disposition présente une zone délicate où l'écoulement en charge se transforme en écoulement à surface libre.

Pour éviter cette transformation, nous proposons un bassin d'équilibre au niveau de la zone de dépression à la cote 1225 N.G.A.

De ce fait, on envisage deux bassins d'équilibres :

- BE1 à la cote 1244 N.G.A au niveau de Djebel Ghern el Guarboussa.
- BE2 à la cote 1225 N.G.A à proximité de la R.N 75.

Ces deux bassins d'équilibres sont reliés par une conduite de 9604,6 m de longueur.

4. Dimensionnement

Le dimensionnement des conduites par refoulement s'effectue selon les paramètres donnés dans le tableau suivant :

Tableau 8 : Paramètres de dimensionnement pour les conduites par refoulement

Paramètres hydrauliques		Paramètres économiques					
Débit [m ³ /s]	6,0	Années amortissement	30	V max [m ² /s]	2,5	D min [m]	1,8
k [m]	0,001	Taux annuité	8,00%	V min [m ² /s]	1,5	D max [m]	2,2
v [m ² /s]	1,301E-06	Prix énergie [Da/KWh]	4,179				
η	0,8						

4.1. Type de conduite

Le choix du type de conduite s'établit suivant des critères techniques et économiques tels que :

- Disponibilité sur le marché ;
- Comportement vis-à-vis des phénomènes transitoires ;
- Résistance à la pression interne, externe et à la flexion ;
- Frais de fourniture et de pose ;
- Nature des terrains traversés ;
- Pertes de charge et vitesse d'écoulement ;
- Poids et contraintes de pose.

Dans ce projet, nous disposons d'un débit important de 6 m³/s imposant de gros diamètres, un profil en long très accidenté engendrant des pressions au sol élevées, et des hauteurs géométriques provoquant des phénomènes transitoires importants.

Les terrains traversés par les conduites sont de type varié (roches calcaires, marne...).

Toutes ces contraintes nous conduisent à opter pour une conduite en acier soudé en spirale d'épaisseur uniforme de 14,5 mm répondant aux critères de résistance mécanique.

4.2. Prix des conduites

Pour la suite de notre étude, nous disposons de la liste des prix figurant sur le tableau 9.

Tableau 9 : Prix des conduites selon les conditions économiques de 2010

Diamètre conduite [m]	Prix pose conduite [Da/ml]	Tranchée pour conduite [Da/ml]	Remblaiement conduite [Da/ml]	Prix total conduite [Da/ml]
1,8	95287,36	1100	860	97247,36
1,9	107767,55	1100	860	109727,55
2,0	117638,22	1100	860	119598,22
2,1	167814,88	1300	970	170084,88
2,2	187428,38	1300	970	189698,38
2,3	196840,02	1300	970	199110,02
2,4	206230,48	1300	970	208500,48
2,5	215599,73	1300	970	217869,73

4.3. Variante 1

La variante 1 est composée de tronçons par refoulement SP1-SR1 et SR1-SR2, ainsi que d'une partie SR2-Mahouane variant selon les sous variantes étudiées.

4.3.1. Dimensionnement de la conduite reliant SP1-SR1

Le transfert entre SP1-SR1 s'effectue par refoulement. Les résultats de ce dimensionnement sont donnés dans les tableaux ci-dessous.

- **Frais de conduite**

Tableau 10 : Frais de conduite du tronçon SP1-SR1 V.1

SP1-SR1	
H _g [m]	250
L [m]	5015,8

Diamètre [m]	v [m/s]	L [m]	Frais conduite					
			Prix conduite [Da/ml]	Coût total conduite [Da]	Années amortissement	Annuité	Amortissement	Frais amortissement [Da]
1,8	2,36	5015,8	97247,36	487773299	30	8,00%	0,0888274	43327650,2
1,9	2,11	5015,8	109727,55	550371452	30	8,00%	0,0888274	48888083,5
2,0	1,91	5015,8	119598,22	599880776	30	8,00%	0,0888274	53285869,7
2,1	1,73	5015,8	170084,88	853111728	30	8,00%	0,0888274	75779725,2
2,2	1,57	5015,8	189698,38	951489140	30	8,00%	0,0888274	84518338,2

- **Frais d'exploitation**

Tableau 11 : Frais d'exploitation du tronçon SP1-SR1 V.1

Diamètre [m]	Frais d'exploitation								
	Prix énergie [Da/KWh]	λ	J [m/m]	H _g [m]	PDC [m]	HMT [m]	P [KW]	E [KWh]	Coût annuel énergie [Da]
1,8	4,179	0,017251	0,0027156	250	16,3452137	266,3452	19596,349	171664018	717383931,6
1,9	4,179	0,017057	0,0020491	250	12,333568	262,3336	19301,192	169078444	706578818,5
2,0	4,179	0,016879	0,001569	250	9,443513	259,4435	19088,556	167215755	698794639,4
2,1	4,179	0,016713	0,0012173	250	7,3266511	257,3267	18932,808	165851401	693093005,7
2,2	4,179	0,016559	0,0009558	250	5,7526966	255,7527	18817,005	164836961	688853659,1

- **Coût global**

Tableau 12 : Coût global du tronçon SP1-SR1 V.1

Diamètre [m]	Frais amortissement [Da]	Coût annuel énergie [Da]	Coût global [Da]
1,8	43327650,2	717383931,6	760711581,8
1,9	48888083,5	706578818,5	755466902,0
2,0	53285869,7	698794639,4	752080509,1
2,1	75779725,2	693093005,7	768872730,9
2,2	84518338,2	688853659,1	773371997,3

La comparaison du coût global nous fixe pour ce tronçon un diamètre économique $D = 2,0$ m.

4.3.2. Dimensionnement de la conduite reliant SR1-SR2

Le transfert entre SR1-SR2 s'effectue par refoulement. Les résultats de ce dimensionnement sont donnés dans les tableaux ci-dessous.

- **Frais de conduite**

Tableau 13 : Frais de conduite du tronçon SR1-SR2 V.1

SR1-SR2	
H _g [m]	234
L [m]	5233,5

Diamètre [m]	v [m/s]	L [m]	Frais conduite					
			Prix conduite [Da/ml]	Coût total conduite [Da]	Années amortissement	Annuité	Amortissement	Frais amortissement [Da]
1,8	2,36	5233,5	97247,36	508944049	30	8,00%	0,0888274	45208193,6
1,9	2,12	5233,5	109727,55	574259140	30	8,00%	0,0888274	51009965,5
2,0	1,91	5233,5	119598,22	625917310	30	8,00%	0,0888274	55598628,1
2,1	1,73	5233,5	170084,88	890139206	30	8,00%	0,0888274	79068781,0
2,2	1,58	5233,5	189698,38	992786477	30	8,00%	0,0888274	88186674,7

- **Frais d'exploitation**

Tableau 14 : Frais d'exploitation du tronçon SR1-SR2 V.1

Diamètre [m]	Frais d'exploitation								
	Prix énergie [Da/KWh]	λ	J [m/m]	H_g [m]	PDC [m]	HMT [m]	P [KW]	E [KWh]	Coût annuel énergie [Da]
1,8	4,179	0,017251	0,0027156	234	17,0546425	251,0546	18471,345	161808985	676199748,4
1,9	4,179	0,017057	0,0020491	234	12,86888	246,8689	18163,378	159111190	664925662,7
2,0	4,179	0,016879	0,001569	234	9,853388	243,8534	17941,513	157167654	656803628,0
2,1	4,179	0,016713	0,0012173	234	7,6446486	241,6446	17779,005	155744084	650854527,1
2,2	4,179	0,016559	0,0009558	234	6,0023800	240,0024	17658,175	154685614	646431180,9

- **Coût global**

Tableau 15 : Coût global du tronçon SR1-SR2 V.1

Diamètre [m]	Frais amortissement [Da]	Coût annuel énergie [Da]	Coût global [Da]
1,8	45208193,6	676199748,4	721407942,0
1,9	51009965,5	664925662,7	715935628,2
2,0	55598628,1	656803628,0	712402256,1
2,1	79068781,0	650854527,1	729923308,1
2,2	88186674,7	646431180,9	734617855,6

La comparaison du coût global nous fixe pour ce tronçon un diamètre économique $D = 2,0$ m.

4.3.3. Sous variante 1

La sous variante 1 est composée d'un seul tronçon par refoulement entre la station de reprise SR2 et le bassin d'équilibre BE.

4.3.3.1. *Dimensionnement de la conduite reliant SR2-BE*

Le transfert entre SR2-BE s'effectue par refoulement. Les résultats de ce dimensionnement sont donnés dans les tableaux ci-dessous.

- **Frais de conduite**

Tableau 16 : Frais de conduite du tronçon SR2-BE V.1SV.1

SR2-BE	
H _g [m]	221
L [m]	11393,6

Diamètre [m]	v [m/s]	L [m]	Frais conduite					
			Prix conduite [Da/ml]	Coût total conduite [Da]	Années amortissement	Annuité	Amortissement	Frais amortissement [Da]
1,8	2,36	11393,6	97247,36	1,108E+09	30	8,00%	0,0888274	98420574,1
1,9	2,12	11393,6	109727,55	1,25E+09	30	8,00%	0,0888274	111051331,5
2,0	1,91	11393,6	119598,22	1,363E+09	30	8,00%	0,0888274	121041087,1
2,1	1,73	11393,6	170084,88	1,938E+09	30	8,00%	0,0888274	172136823,0
2,2	1,58	11393,6	189698,38	2,161E+09	30	8,00%	0,0888274	191986948,8

- **Frais d'exploitation**

Tableau 17 : Frais d'exploitation du tronçon SR2-BE V.1 SV.1

Diamètre [m]	Frais d'exploitation								
	Prix énergie [Da/KWh]	λ	J [m/m]	H _g [m]	PDC [m]	HMT [m]	P [KW]	E [KWh]	Coût annuel énergie [Da]
1,8	4,179	0,017251	0,0027156	221	37,1288382	258,1288	18991,829	166368424	695253645,5
1,9	4,179	0,017057	0,0020491	221	28,0162169	249,0162	18321,368	160495185	670709378,3
2,0	4,179	0,016879	0,001569	221	21,4513362	242,4513	17838,357	156264008	653027288,9
2,1	4,179	0,016713	0,0012173	221	16,6427953	237,6428	17484,569	153164821	640075789,0
2,2	4,179	0,016559	0,0009558	221	13,0674916	234,0675	17221,516	150860478	630445935,5

- **Coût global**

Tableau 18 : Coût global du tronçon SR2-BE V.1 SV.1

Diamètre [m]	Frais amortissement [Da]	Coût annuel énergie [Da]	Coût global [Da]
1,8	98420574,1	695253645,5	793674219,6
1,9	111051331,5	670709378,3	781760709,8
2,0	121041087,1	653027288,9	774068376,0
2,1	172136823,0	640075789,0	812212612,0
2,2	191986948,8	630445935,5	822432884,3

La comparaison du coût global nous fixe pour ce tronçon un diamètre économique $D = 2,0$ m.

4.3.4. Sous variante 2

La sous variante 2 est composée d'un tronçon par refoulement entre SR2-BE1 et d'un tronçon par gravitation en charge entre BE1-BE2.

4.3.4.1. *Dimensionnement de la conduite reliant SR2-BE1*

Le transfert entre SR2-BE1 s'effectue par refoulement Les résultats de ce dimensionnement sont donnés dans les tableaux ci-dessous.

- **Frais de conduite**

Tableau 19 : Frais de conduite du tronçon SR2-BE1 V.1SV.2

SR2-BE1	
H_g [m]	241
L [m]	2223

Diamètre [m]	v [m/s]	L [m]	Frais conduite					
			Prix conduite [Da/ml]	Coût total conduite [Da]	Années amortissement	Annuité	Amortissement	Frais amortissement [Da]
1,8	2,36	2223	97247,36	216180877	30	8,00%	0,0888274	19202792,5
1,9	2,12	2223	109727,55	243924347	30	8,00%	0,0888274	21667173,7
2,0	1,91	2223	119598,22	265866854	30	8,00%	0,0888274	23616270,2
2,1	1,73	2223	170084,88	378098682	30	8,00%	0,0888274	33585535,5
2,2	1,58	2223	189698,38	421699501	30	8,00%	0,0888274	37458484,3

- **Frais d'exploitation**

Tableau 20 : Frais d'exploitation du tronçon SR2-BE1 V.1 SV.2

Diamètre [m]	Frais d'exploitation								
	Prix énergie [Da/KWh]	λ	J [m/m]	H _g [m]	PDC [m]	HMT [m]	P [KW]	E [KWh]	Coût annuel énergie [Da]
1,8	4,179	0,017251	0,0027156	241	7,24419036	248,2442	18264,566	159997601	668629973,9
1,9	4,179	0,017057	0,0020491	241	5,46623105	246,4662	18133,753	158851676	663841153,3
2,0	4,179	0,016879	0,001569	241	4,18536024	245,1854	18039,513	158026133	660391209,1
2,1	4,179	0,016713	0,0012173	241	3,24716805	244,2472	17970,485	157421452	657864247,9
2,2	4,179	0,016559	0,0009558	241	2,54959222	243,5496	17919,161	156971853	655985371,7

- **Coût global**

Tableau 21 : Coût global du tronçon SR2-BE1 V.1 SV.2

Diamètre [m]	Frais amortissement [Da]	Coût annuel énergie [Da]	Coût global [Da]
1,8	19202792,5	668629973,9	687832766,4
1,9	21667173,7	663841153,3	685508327,0
2,0	23616270,2	660391209,1	684007479,3
2,1	33585535,5	657864247,9	691449784,4
2,2	37458484,3	655985371,7	693443856,0

La comparaison du coût global nous fixe pour ce tronçon un diamètre économique $D = 2,0$ m.

4.3.4.2. Dimensionnement de la conduite reliant BE1-BE2

Le transfert entre BE1-BE2 s'effectue par gravitation en charge. Les résultats de ce dimensionnement sont donnés dans les tableaux ci-dessous.

Tableau 22 : Dimensionnement de la conduite BE1-BE2 V.1SV.2

Calcul du diamètre optimal			
H _d [m]	19	Alt départ	1244
Q [m ³ /s]	6	Alt arrivée	1225
L [m]	9604,6		
V [m/s]	λ	J [m/m]	PDC [m]
2,088	0,01703352	0,001978219	19
			D [m]
			1,913

On passe à un diamètre commercial :

Calcul des Q avec H_d connue					
--------------------------------	--	--	--	--	--

D [m]	V [m/s]	λ	J [m/m]	PDC [m]	Q [m ³ /s]
1,9	2,079	0,017060228	0,001978219	19	5,895
2,0	2,146	0,016859288	0,001978219	19	6,741

Nous optons pour une conduite $D=2$ m.

L'ajustement au débit de projet de 6 m³/s s'effectue par une perte de charge singulière d'une vanne de régulation aval au niveau de BE2 :

Calcul de la hauteur nécessaire pour un débit connu				
---	--	--	--	--

D [m]	V [m/s]	λ	J [m/m]	H_n [m]
2,0	1,910	0,016878676	0,001568961	15,069

La perte de charge nécessaire à l'obtention du débit de projet est : $\Delta H = H_d - H_n$.

Comme $H_d = 19$ m et $H_n = 15,07$ m alors : $\Delta H = 3,93$ m.

4.4. Variante 2

Comme pour la première variante, la variante 2 se compose de tronçons par refoulement SP1-SR1 et SR1-SR2, ainsi que d'une partie SR2-Mahouane variant selon les sous variantes étudiées.

4.4.1. Dimensionnement de la conduite reliant SP1-SR1

Le transfert entre SP1-SR1 s'effectue par refoulement. Les résultats de ce dimensionnement sont donnés dans les tableaux ci-dessous.

- **Frais de conduite**

Tableau 23 : Frais de conduite du tronçon SP1-SR1 V.2

SP1-SR1	
H_g [m]	240
L [m]	6895,7

Diamètre [m]	v [m/s]	L [m]	Frais conduite					
			Prix conduite [Da/ml]	Coût total conduite [Da]	Années amortissement	Annuité	Frais amortissement [Da]	
1,8	2,36	6895,7	97247,36	670588607	30	8,00%	0,0888274	59566664,8
1,9	2,12	6895,7	109727,55	756648276	30	8,00%	0,0888274	67211124,3
2,0	1,91	6895,7	119598,22	824713479	30	8,00%	0,0888274	73257181,6

2,1	1,73	6895,7	170084,88	1,173E+09	30	8,00%	0,0888274	104181636,2
2,2	1,58	6895,7	189698,38	1,308E+09	30	8,00%	0,0888274	116195443,3

- **Frais d'exploitation**

Tableau 24 : Frais d'exploitation du tronçon SP1-SR1 V.2

Diamètre [m]	Frais d'exploitation								
	Prix énergie [Da/KWh]	Λ	J [m/m]	H _g [m]	PDC [m]	HMT [m]	P [KW]	E [KWh]	Coût annuel énergie [Da]
1,8	4,179	0,017251	0,0027156	240	22,4713286	262,4713	19311,328	169167233	706949867,9
1,9	4,179	0,017057	0,0020491	240	16,9561356	256,9561	18905,548	165612598	692095045,6
2,0	4,179	0,016879	0,001569	240	12,9829009	252,9829	18613,217	163051780	681393389,9
2,1	4,179	0,016713	0,0012173	240	10,0726481	250,0726	18399,095	161176073	673554808,8
2,2	4,179	0,016559	0,0009558	240	7,9087823	247,9088	18239,889	159781425	667726573,6

- **Coût global**

Tableau 25 : Coût global du tronçon SP1-SR1 V.2

Diamètre [m]	Frais amortissement [Da]	Coût annuel énergie [Da]	Coût global [Da]
1,8	59566664,8	706949867,9	766516532,7
1,9	67211124,3	692095045,6	759306169,9
2,0	73257181,6	681393389,9	754650571,5
2,1	104181636,2	673554808,8	777736445,0
2,2	116195443,3	667726573,6	783922016,9

La comparaison du coût global nous fixe pour ce tronçon un diamètre économique $D = 2,0$ m.

4.4.2. Dimensionnement de la conduite reliant SR1-SR2

Le transfert entre SR1-SR2 s'effectue par refoulement. Les résultats de ce dimensionnement sont donnés dans les tableaux ci-dessous.

- **Frais de conduite**

Tableau 26 : Frais de conduite du tronçon SR1-SR2 V.2

SR1-SR2	
Hg [m]	240
L [m]	3778,8

Diamètre [m]	v [m/s]	L [m]	Frais conduite					
			Prix conduite [Da/ml]	Coût total conduite [Da]	Années amortissement	Annuité	Amortissement	Frais amortissement [Da]
1,8	2,36	3778,8	97247,36	367478317	30	8,00%	0,0888274	32642155,7
1,9	2,12	3778,8	109727,55	414638471	30	8,00%	0,0888274	36831271,2
2,0	1,91	3778,8	119598,22	451937772	30	8,00%	0,0888274	40144472,3
2,1	1,73	3778,8	170084,88	642716735	30	8,00%	0,0888274	57090877,9
2,2	1,58	3778,8	189698,38	716832242	30	8,00%	0,0888274	63674368,2

- **Frais d'exploitation**

Tableau 27 : Frais d'exploitation du tronçon SR1-SR2 V.2

Diamètre [m]	Frais d'exploitation								
	Prix énergie [Da/KWh]	Λ	J [m/m]	H_g [m]	PDC [m]	HMT [m]	P [KW]	E [KWh]	Coût annuel énergie [Da]
1,8	4,179	0,017251	0,0027156	240	12,314146	252,3141	18564,013	162620756	679592141,1
1,9	4,179	0,017057	0,0020491	240	9,2918551	249,2919	18341,648	160672839	671451792,4
2,0	4,179	0,016879	0,001569	240	7,11454759	247,1145	18181,453	159269527	665587352,8
2,1	4,179	0,016713	0,0012173	240	5,51974747	245,5197	18064,115	158241651	661291859,9
2,2	4,179	0,016559	0,0009558	240	4,33396269	244,334	17976,871	157477393	658098023,8

- **Coût global**

Tableau 28 : Coût global du tronçon SR1-SR2 V.2

Diamètre [m]	Frais amortissement [Da]	Coût annuel énergie [Da]	Coût global [Da]
1,8	32642155,7	679592141,1	712234296,8
1,9	36831271,2	671451792,4	708283063,6
2,0	40144472,3	665587352,8	705731825,1
2,1	57090877,9	661291859,9	718382737,8
2,2	63674368,2	658098023,8	721772392,0

La comparaison du coût global nous fixe pour ce tronçon un diamètre économique $D = 2,0$ m.

4.4.3. Sous variante 1

La sous variante 1 est composée d'un seul tronçon par refoulement entre la station de reprise SR2 et le bassin d'équilibre BE.

4.4.3.1. Dimensionnement de la conduite reliant SR2-BE

Le transfert entre SR2-BE s'effectue par refoulement. Les résultats de ce dimensionnement sont donnés dans les tableaux ci-dessous.

- **Frais de conduite**

Tableau 29 : Frais de conduite du tronçon SR2-BE V.2SV.1

SR2-BE	
H _g [m]	225
L [m]	10939

Diamètre [m]	v [m/s]	L [m]	Frais conduite					
			Prix conduite [Da/ml]	Coût total conduite [Da]	Années amortissement	Annuité	Amortissement	Frais amortissement [Da]
1,8	2,36	10939	97247,36	1,064E+09	30	8,00%	0,0888274	94493633,2
1,9	2,12	10939	109727,55	1,2E+09	30	8,00%	0,0888274	106620428,6
2,0	1,91	10939	119598,22	1,308E+09	30	8,00%	0,0888274	116211597,0
2,1	1,73	10939	170084,88	1,861E+09	30	8,00%	0,0888274	165268633,9
2,2	1,58	10939	189698,38	2,075E+09	30	8,00%	0,0888274	184326747,7

- **Frais d'exploitation**

Tableau 30 : Frais d'exploitation du tronçon SR2-BE V.2SV.1

Diamètre [m]	Frais d'exploitation								
	Prix énergie [Da/KWh]	λ	J [m/m]	H _g [m]	PDC [m]	HMT [m]	P [KW]	E [KWh]	Coût annuel énergie [Da]
1,8	4,179	0,017251	0,0027156	225	35,6474127	260,6474	19177,133	167991688	702037266,1
1,9	4,179	0,017057	0,0020491	225	26,8983812	251,8984	18533,423	162352789	678472305,1
2,0	4,179	0,016879	0,001569	225	20,5954367	245,5954	18069,684	158290434	661495723,9
2,1	4,179	0,016713	0,0012173	225	15,9787545	240,9788	17730,012	155314904	649060983,5
2,2	4,179	0,016559	0,0009558	225	12,546104	237,5461	17477,455	153102502	639815357,2

- **Coût global**

Tableau 31 : Coût global du tronçon SR2-BE V.2SV.1

Diamètre [m]	Frais amortissement [Da]	Coût annuel énergie [Da]	Coût global [Da]
1,8	94493633,2	702037266,1	796530909,3
1,9	106620428,6	678472305,1	785092733,7
2,0	116211597,0	661495723,9	777707320,9
2,1	165268633,9	649060983,5	814329617,4
2,2	184326747,7	639815357,2	824142104,9

La comparaison du coût global nous fixe pour ce tronçon un diamètre économique $D = 2,0$ m.

4.4.4. Sous variante 2

La sous variante 2 est composée d'un tronçon par refoulement entre SR2-BE1 et d'un tronçon par gravitation en charge entre BE1-BE2.

4.4.4.1. *Dimensionnement de la conduite reliant SR2-BE1*

Le transfert entre SR2-BE1 s'effectue par refoulement Les résultats de ce dimensionnement sont donnés dans les tableaux ci-dessous.

- **Frais de conduite**

Tableau 32 : Frais de conduite du tronçon SR2-BE1 V.2 SV.2

SR2-BE1	
H_g [m]	245
L [m]	1540,2

Diamètre [m]	v [m/s]	L [m]	Frais conduite					
			Prix conduite [Da/ml]	Coût total conduite [Da]	Années amortissement	Annuité	Amortissement	Frais amortissement [Da]
1,8	2,36	1540,2	97247,36	149780381	30	8,00%	0,0888274	13304606,8
1,9	2,12	1540,2	109727,55	169002375	30	8,00%	0,0888274	15012047,2
2,0	1,91	1540,2	119598,22	184205186	30	8,00%	0,0888274	16362473,9
2,1	1,73	1540,2	170084,88	261964728	30	8,00%	0,0888274	23269654,4
2,2	1,58	1540,2	189698,38	292173446	30	8,00%	0,0888274	25953017,4

- **Frais d'exploitation**

Tableau 33 : Frais d'exploitation du tronçon SR2-BE1 V.2 SV.2

Diamètre [m]	Frais d'exploitation								
	Prix énergie [Da/KWh]	λ	J [m/m]	H _g [m]	PDC [m]	HMT [m]	P [KW]	E [KWh]	Coût annuel énergie [Da]
1,8	4,179	0,017251	0,0027156	245	5,0191192	250,0191	18395,157	161141573	673410632,1
1,9	4,179	0,017057	0,0020491	245	3,78726453	248,7873	18304,523	160347621	670092709,7
2,0	4,179	0,016879	0,001569	245	2,89981639	247,8998	18239,229	159775646	667702424,5
2,1	4,179	0,016713	0,0012173	245	2,24979228	247,2498	18191,403	159356694	665951625,8
2,2	4,179	0,016559	0,0009558	245	1,7664786	246,7665	18155,844	159045190	664649851,1

- **Coût global**

Tableau 34 : Coût global du tronçon SR2-BE1 V.2 SV.2

Diamètre [m]	Frais amortissement [Da]	Coût annuel énergie [Da]	Coût global [Da]
1,8	13304606,8	673410632,1	686715238,9
1,9	15012047,2	670092709,7	6851047569
2,0	16362473,9	667702424,5	684064898,4
2,1	23269654,4	665951625,8	689221280,2
2,2	25953017,4	664649851,1	690602868,5

La comparaison du coût global nous fixe pour ce tronçon un diamètre économique $D = 2,0$ m.

4.4.4.2. Dimensionnement de la conduite reliant BE1-BE2

Le transfert entre BE1-BE2 s'effectue par gravitation en charge. Les résultats de ce dimensionnement sont donnés dans les tableaux ci-dessous.

Tableau 35 : Dimensionnement de la conduite BE1-BE2 V.2SV.2

Calcul du diamètre optimal			
H _d [m]	19	Alt départ	1244
Q [m ³ /s]	6	Alt arrivée	1225
L [m]	9604,6		
V [m/s]	λ	J [m/m]	PDC [m]
2,088	0,01703352	0,001978219	19
			1,913

On passe à un diamètre commercial :

Calcul des Q avec H_d connue					
D [m]	V [m/s]	λ	J [m/m]	PDC [m]	Q [m ³ /s]
1,9	2,079	0,017060228	0,001978219	19	5,895
2,0	2,146	0,016859288	0,001978219	19	6,741

Nous optons pour une conduite $D = 2$ m.

L'ajustement au débit de projet de 6m³/s s'effectue par une perte de charge singulière d'une vanne de régulation aval au niveau de BE2 :

Calcul de la hauteur nécessaire pour un débit connu				
D [m]	V [m/s]	λ	J [m/m]	H_n [m]
2,0	1,910	0,016878676	0,001568961	15,069

La perte de charge nécessaire à l'obtention du débit de projet est : $\Delta H = H_d - H_n$

Comme $H_d = 19$ m et $H_n = 15,07$ m alors : $\Delta H = 3,93$ m.

4.5. Dimensionnement de la conduite reliant BE2 à la retenue de Mahouane

Nous allons dimensionner la conduite qui lie le bassin d'équilibre BE2 à la cote 1225 N.G.A et la retenue du barrage de Mahouane à la cote 1146 N.G.A.

La longueur de ce tronçon est $L = 962,3$ m.

Tableau 36 : Dimensionnement de la conduite BE2-Mahouane

Calcul du diamètre optimal			
H_d [m]	79,0	Alt départ	1225
Q [m ³ /s]	6,0	Alt arrivée	1146
L [m]	962,3		
V [m/s]	λ	J [m/m]	PDC [m]
8,691	0,01999519	0,082094981	79
			D [m]
			0,938

Pour un diamètre $D = 1$ m, nous obtenons une vitesse d'écoulement à l'intérieur de la conduite de 8.7 m/s, ce qui risque de poser des problèmes de réalisation et d'exploitation (butées importantes, érosion interne, coup de bélier)

Un choix de diamètre supérieur permettra d'abaisser la vitesse d'écoulement sous le seuil admissible pour un écoulement gravitaire en charge de 4 m/s au détriment de la charge dissipée.

Cette solution nécessite l'utilisation d'un brise charge à l'aval équipé d'une vanne de régulation afin de dissiper la charge résiduelle et de maintenir un débit égal au débit de projet.

Nous optons pour un brise charge avec Obturateur à Disque noyé Autocentreur (figure 13) qui permet :

- D'ajuster le débit soutiré de la conduite amont au débit consommé à l'aval.
- Dissiper localement l'énergie.

Le diamètre maximal de la conduite amont pour ce type d'installation est de 1 m avec une charge statique maximale de 60 m.CE, ce qui nous contraint à utiliser deux brises charges en cascade reliés par deux conduites $D = 1$ m en parallèles.

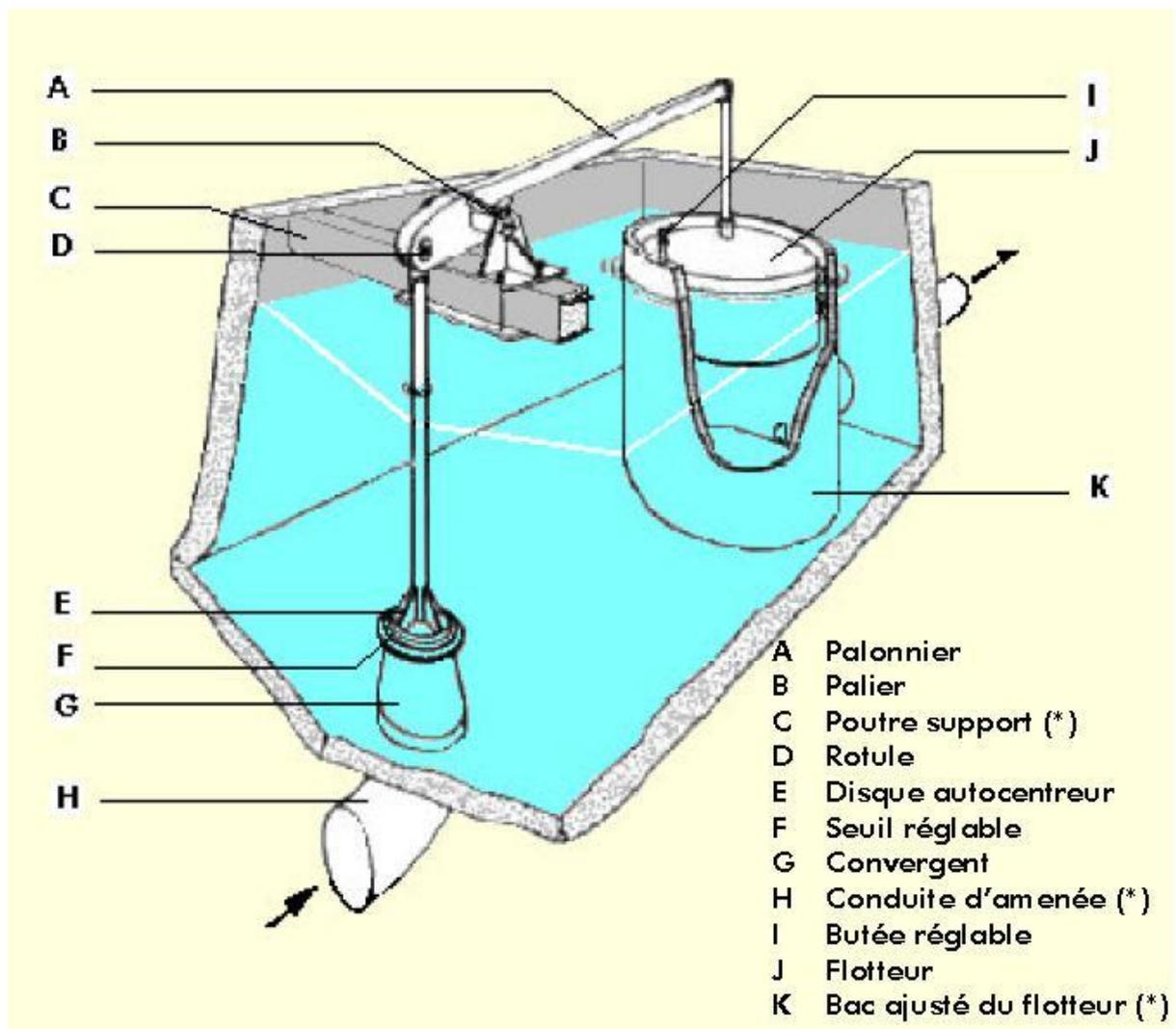


Figure 13 : Schéma d'un brise charge avec obturateur à disque noyé autocentreur [hydrostec]

Les différentes dimensions du brise charge sont données en annexe 5.

Les résultats du dimensionnement avec les brises charges BC1 (à la cote 1185.5 N.G.A) et BC2 (à la cote 1146,0 N.G.A) sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau 37 : Dimensionnement de la conduite entre BE2-BC1

Calcul de la hauteur nécessaire pour un débit connu				
Q [m ³ /s]	3	Alt départ	1225	
L [m]	350	Alt arrivée	1185,5	
H _d	39,5			
D [m]	V [m/s]	λ	J [m/m]	H _n [m]
1,0	3,820	0,019742311	0,014681206	5,138

Nous optons pour deux conduites en parallèle d'un diamètre D = 1m pour une vitesse d'écoulement V = 3.82 m/s.

La charge dissipée par chaque obturateur à disque du brise charge est :

$$\begin{aligned}\Delta H &= H_d - H_n \\ &= 34.36 \text{ m}\end{aligned}$$

Tableau 38 : Dimensionnement de la conduite entre BC1-BC2

Calcul de la hauteur nécessaire pour un débit connu				
Q [m ³ /s]	3,0	Alt départ	1185,5	
L [m]	612,3	Alt arrivée	1146,0	
H _d	39,5			
D [m]	V [m/s]	λ	J [m/m]	H _n [m]
1,0	3,820	0,019742311	0,014681206	8,989

Nous optons pour deux conduites en parallèle d'un diamètre D = 1m pour une vitesse d'écoulement V = 3,82 m/s.

La charge dissipée par chaque obturateur à disque du brise charge est :

$$\begin{aligned}\Delta H &= H_d - H_n \\ &= 30,51 \text{ m}\end{aligned}$$

5. Résumé

Tableau 39 : Récapitulatif du dimensionnement

	Station	Tronçon	L [m]	D [m]	Alt [m]	Hg [m]	HMT [m]	P [KW]	
Variante 1	SP1	SP1-SR1	5015,8	2,0	538	250	259,5	19088,6	
	SR1	SR1-SR2	5233,5	2,0	770	234	243,9	17941,5	
	SS Variante 1	SR2	SR2-BE	11393,6	2,0	1004	221	242,5	17838,4
	SS Variante 2	SR2	SR2-BE1	2223,0	2,0	1004	241	245,2	18039,5
		BE1	BE1-BE2	9604,6	2,0	1244	-19	-	-
Variante 2	SP1	SP1-SR1	6895,7	2,0	538	240	253,0	18613,2	
	SR1	SR1-SR2	3778,8	2,0	760	240	247,1	18181,5	
	SS Variante 1	SR2	SR2-BE	10939,0	2,0	1000	225	247,9	18069,7
	SS Variante 2	SR2	SR2-BE1	1540,2	2,0	1000	245	247,4	18239,2
		BE1	BE1-BE2	9604,6	2,0	1244	-19	-	-
		Commun	BE2	BE2-M	962,3	2 x 1,0	1225	-79	-

6. Conclusion

A la suite du dimensionnement, les conduites adoptées sont de type acier soudé en spirale de 14.5mm d'épaisseur avec des pressions maximales de services (PMS) entre 24 et 26 bars pour les tronçons en refoulement et de 19 à 25 bars pour les tronçons gravitaire en charge.

Une difficulté particulière a été révélée au niveau du tronçon entre le bassin d'équilibre BE2 et la restitution au niveau de la retenue de Mahouane. Une conduite unique de 1 mètre de diamètre entraîne une vitesse d'écoulement inadmissible de l'ordre de 8,7m/s causée par la charge disponible élevée de ce tronçon de courte distance. Le système de dissipation de la charge adopté consiste en une succession de deux brises charges avec obturateurs à disques [Annexe 5].

On arrive au terme de ce chapitre à un diamètre DN2000 uniforme pour les conduites des différentes variantes et sous variantes du transfert mis à part le tronçon commun, entre BE2 et la retenue de Mahouane, où la forte dénivelée du terrain naturel exige l'utilisation de deux conduites en parallèles DN1000 nécessaires à l'utilisation des brises charges projetés.

Le schéma type des bassins d'équilibres est donné en annexe 6. Le dimensionnement de ces derniers dépend de l'étude de régularisation, d'asservissement et de commande des stations de pompage non traitée lors de ce projet.

Les dimensions et caractéristiques des variantes étant connues, on peut à présent effectuer une comparaison technico-économique et dégager la variante la plus adaptée.

Chapitre IV**Comparaison technico-économique des variantes**

Deux variantes de tracé ont été définies précédemment :

- La variante 1, d'une longueur réelle de 22.13 km, présente une traversé du cours d'eau de Oued Atteba se trouvant à la cote 526 N.G.A et sous l'influence de la retenue d'Ighil Emda R.N 532 N.G.A, ce qui nécessitera un passage aérien important de l'ordre de 275 m de long à une hauteur d'environ 10 m.

- A l'ouest et d'un linéaire légèrement inférieur à la variante 1, la variante 2 avec 22.1 km présente une traversé de l'Oued Atteba moins contraignante (moins de 100 m de long) sur une section du cours d'eau non influencé par la retenue d'Ighil Emda à la cote 555 N.G.A. La traversé pourra se faire par un ouvrage plus économique.

Les deux variantes se rejoignent à mi-distance entre le barrage d'Ighil Emda et Mahouane partageant par la suite le même tracé. Cette seconde partie du transfert se décompose en deux sous variantes : une sous variante intégralement par refoulement jusqu'à un bassin d'équilibre à l'amont du barrage de Mahouane, et une sous variante proposant un écoulement en charge par gravitation à l'aide de deux bassins d'équilibres.

Le dernier tronçon entre le bassin d'équilibre situé au dessus de la retenue de Mahouane et la restitution au barrage reste invariant pour toutes les déclinaisons.

Une comparaison technico-économique sera réalisée d'abord entre les deux sous variantes, puis pour les variantes du projet.

1. Comparaison économique

L'étude portera sur les paramètres suivants :

- La fourniture et pose de la conduite : le coût de la conduite constitue le facteur déterminant de la comparaison économique ;
- Les regards de vidange, d'entrée d'air et purge : positionnés respectivement en bas et aux sommets des pentes du profil en long de la conduite ;
- Les traversées de cours d'eau et passages sous thalweg : la traversé des cours d'eau intermittents et de faibles importances s'effectue par une protection du remblaiement de la conduite contre d'éventuelles affouillements grâce à des enrochements. Le passage sous thalweg est un ouvrage plus complexe nécessitant un abaissement de la conduite, des enrochements pour la stabilisation des parements, une dalle en béton au dessus de la conduite contre l'affouillement ainsi qu'un regard de vidange ;
- La traversé de chaussées empierrées et goudronnées : leurs réfection doit être prise en compte dans le coût de revient du projet ;

- Le coût de l'ouvrage de traversé de l'Oued Atteba.

2. Comparaison technique

Parmi les paramètres pris en considération, on a :

- Eloignement des pistes et routes par rapport au chantier ;
- Profil en long de la conduite :
 - Elévation plus régulière (graduelle) du tracé causant moins de difficultés en phases transitoires ;
 - Ordre de grandeur des pentes.
- Homogénéité : diamètre unique, moins de changement de direction et de pente ;
- Difficultés particulières :
 - De réalisation : passages aériens, terrains accidenté ;
 - D'exploitation : PMS, vitesses d'écoulements, régimes transitoires, régulation du débit.

3. Comparaison entre les sous variantes

Afin de choisir une variante de tracé, on se doit d'abord d'effectuer un choix de sous variante applicable aux deux variantes principales.

Les deux sous variantes présentent le même tracé en plan et profil en long, excepté pour le tronçon SR2-BE1.

Les tableaux ci-dessus résume les caractéristiques de chaque sous variante ainsi que le nombre de composants indiqués sur les profils en long [Voir Annexe 3 et 4] :

Tableau 40 : Caractéristiques du tronçon SR2-BE SV.1

		Sous variante 1			
		unité	Quantité	Prix unitaire [DA]	Coût total [DA]
SR2-BE	HMT de SR2	[m]	242,5	-	-
	Diamètre de la conduite	[m]	2,0	-	-
	PMS	[m.CE]	243,0	-	-
	PFA	[m.CE]	270,0	-	-
	Longueur réelle	[ml]	11393,6	119598,23	1 363 655
					1 363 655

Tableau 41 : Caractéristiques des tronçons SR2-BE1 et BE1-BE2 SV.2

		Sous variante 2			
		unité	Quantité	Prix unitaire [DA]	Coût total [MDA]
SR2-BE1	HMT de SR2	[m]	245,2	-	-
	Diamètre de la conduite	[m]	2,0	-	-
	PMS	[m.CE]	246,0	-	-
	PFA	[m.CE]	270,0	-	-
	Longueur réelle	[ml]	2223,0	119598,23	265 867
BE1-BE2	Diamètre de la conduite	[m]	2,0	-	-
	PMS	[m.CE]	150,0	-	-
	PFA	[m.CE]	160,0	-	-
	Longueur réelle	[ml]	9604,6	116727,87	1 121 125
	BE1	U	1,0	3763100,00	3 763
					1 390 755

La comparaison économique donne l'avantage à la sous variante 1 avec une différence de 27.1 Millions de dinars.

Techniquement, la seconde variante dispose de plus d'avantage :

- La pression de service est inférieure de 40% par rapport à la sous variante 1 : la réduction de la PMS permet d'installer des équipements de protections et de pièces de raccords de canalisation moins importants. Permet aussi de réduire le risque de fuites et de ruptures.

- 78% de la sous variante 2 se fait par écoulement gravitaire en charge : cela permet de minimiser l'importance des phases transitoires et de réduire le prix des équipements de protections non pris en compte lors de la comparaison économique.

Vu les avantages liés à l'exploitation du tronçon BE1 à BE2 qui représente près de la moitié de la longueur totale du transfert, notre choix se porte sur la **sous variante 2**.

4. Comparaisons entre les variantes

La comparaison porte sur les tronçons SP1-SR1, SR1-SR2 et SR2-BE1.

Le tronçon SR2-BE1 pour les deux variantes sera dimensionné selon la sous variante 2.

Etant communes aux deux variantes, les parties BE1-BE2 et BE2-Mahouane ne sont pas représentatives dans la comparaison. De ce fait, elles n'apparaissent pas au cours de cette comparaison.

4.1. Variante 1

Les estimations du coût de chaque tronçon de la variante 1 sont données dans les tableaux suivants :

Tableau 42 : Estimation du coût de réalisation du tronçon SP1-SR1 V.1

	SP1-SR1			
	unité	Quantité	Prix unitaire [DA]	Coût total [DA]
H géométrique	[m]	250,0	-	-
HMT	[m.CE]	259,5	-	-
Puissance	[KW]	19088,6	-	-
Diamètre de la conduite	[m]	2,0	-	-
PMS	[m.CE]	260,0	-	-
PMA	[m.CE]	270,0	-	-
Longueur réelle	[ml]	5015,8	119 598	599 880 802
Regards avec Vidanges	U	1,0	1 364 000	1 364 000
Regards avec purges et entrées d'air	U	1,0	2 486 000	2 486 000
Traversés de chaussées goudronnées	[m ²]	24,0	2 700	64 800
Traversés de chaussées empierrées	[m ²]	96,0	1 600	153 600
Traversés de cours d'eau et thalwegs	U	6,0	900 000	5 400 000
Longueur passage Oued Atteba	[ml]	275,0	-	36 228 500
				645 577 702

Tableau 43 : Estimation du coût de réalisation du tronçon SR1-SR2 V.1

	SR1-SR2			
	unité	Quantité	Prix unitaire [DA]	Coût total [DA]
H géométrique	[m]	234,0	-	-
HMT	[m.CE]	243,9	-	-
Puissance	[KW]	17941,5	-	-
Diamètre de la conduite	[m]	2,0	-	-
PMS	[m.CE]	244,0	-	-
PMA	[m.CE]	270,0	-	-
Longueur réelle	[ml]	5233,5	119 598	625 917 337
Regards avec Vidanges	U	3,0	1 364 000	4 092 000
Regards avec purges et entrées d'air	U	3,0	2 486 000	7 458 000
Traversés de chaussées goudronnées	[m ²]	0,0	2 700	0
Traversés de chaussées empierrées	[m ²]	108,0	1 600	172 800
Traversés de cours d'eau et thalwegs	U	7,0	900 000	6 300 000
				643 940 137

Tableau 44 : Estimation du coût de réalisation du tronçon SR2-BE V.1

	SR2-BE			
	unité	Quantité	Prix unitaire [DA]	Coût total [DA]
H géométrique	[m]	241,0	-	-
HMT	[m.CE]	254,2	-	-
Puissance	[KW]	18039,5	-	-
Diamètre de la conduite	[m]	2,0	-	-
PMS	[m.CE]	255,0	-	-
PMA	[m.CE]	270,0	-	-
Longueur réelle	[ml]	2223,0	119 598	265 866 865
Regards avec Vidanges	U	0,0	1 364 000	0
Regards avec purges et entrées d'air	U	0,0	2 486 000	0
Traversés de chaussées goudronnées	[m ²]	0,0	2 700	0

Traversés de chaussées empierrées	[m ²]	36,0	1 600	57 600
Traversés de cours d'eau et thalwegs	U	3,0	900 000	2 700 000
				268 624 465

4.2. Variante 2

Les estimations du coût de chaque tronçon de la variante 2 sont données dans les tableaux suivants :

Tableau 45 : Estimation du coût de réalisation du tronçon SP1-SR1 V.2

	SP1-SR1			
	unité	Quantité	Prix unitaire [DA]	Coût total [DA]
H géométrique	[m]	240,0	-	-
HMT	[m.CE]	253,0	-	-
Puissance	[KW]	18613,2	-	-
Diamètre de la conduite	[m]	2,0	-	-
PMS	[m.CE]	253,0	-	-
PMA	[m.CE]	270,0	-	-
Longueur réelle	[ml]	6895,7	119 598	824 713 515
Regards avec Vidanges	U	4,0	1 364 000	5 456 000
Regards avec purges et entrées d'air	U	4,0	2 486 000	9 944 000
Traversés de chaussées goudronnées	[m ²]	24,0	2 700	64 800
Traversés de chaussées empierrées	[m ²]	108,0	1 600	172 800
Traversés de cours d'eau et thalwegs	U	8,0	900 000	7 200 000
Longueur passage Oued Atteba	[ml]	90,0	-	18 114 250
				865 665 365

Tableau 46 : Estimation du coût de réalisation du tronçon SR1-SR2 V.2

	SR1-SR2			
	unité	Quantité	Prix unitaire [DA]	Coût total [DA]
H géométrique	[m]	240,0	-	-
HMT	[m.CE]	253,0	-	-
Puissance	[KW]	18613,2	-	-
Diamètre de la conduite	[m]	2,0	-	-
PMS	[m.CE]	254,0	-	-
PMA	[m.CE]	270,0	-	-
Longueur réelle	[ml]	3778,8	119 598	451 937 792
Regards avec Vidanges	U	2,0	1 364 000	2 728 000
Regards avec purges et entrées d'air	U	2,0	2 486 000	4 972 000
Traversés de chaussées goudronnées	[m ²]	0,0	2 700	0
Traversés de chaussées empierrées	[m ²]	36,0	1 600	57 600
Traversés de cours d'eau et thalwegs	U	9,0	900 000	8 100 000
				467 795 392

Tableau 47 : Estimation du coût de réalisation du tronçon SR2-BE1 V.2

	SR2-BE1			
	unité	Quantité	Prix unitaire [DA]	Coût total [DA]
H géométrique	[m]	245,0	-	-
HMT	[m.CE]	247,4	-	-
Puissance	[KW]	18239,2	-	-
Diamètre de la conduite	[m]	2,0	-	-
PMS	[m.CE]	248,0	-	-
PMA	[m.CE]	270,0	-	-
Longueur réelle	[ml]	1540,2	119 598	184 205 194
Regards avec Vidanges	U	0,0	1 364 000	0
Regards avec purges et entrées d'air	U	0,0	2 486 000	0
Traversés de chaussées goudronnées	[m ²]	0,0	2 700	0

Traversés de chaussées empierrées	[m ²]	24,0	1 600	38 400
Traversés de cours d'eau et thalwegs	U	0,0	900 000	0
				184 243 594

4.3. Bilan

Au final, nous effectuons dans le tableau 48 une comparaison entre les variantes 1 et 2.

Tableau 48 : Comparaison économique entre les variantes 1 et 2

	Coût global estimé [DA]	
	Sous variante 1	Sous variante 2
SP1-SR1	645 577 702	865 665 365
SR1-SR2	643 940 137	467 795 392
SR2-BE1	268 624 465	184 243 594
Σ	1 558 142 304	1 517 704 351

La comparaison économique donne l'avantage à la variante 2 avec un gain de 40.4 millions de dinars.

Cette variante présente un profil en long plus régulier, des pentes globalement plus douces et un passage aérien de l'oued Atteba moins contraignant. De plus, l'altitude du profil en long de la seconde variante est plus basse comparativement à la première variante, entraînant des contraintes en phase transitoire moindres.

Notre choix du tracé se porte finalement sur **la variante 2** avec la **sous variante 2** comme seconde partie pour le transfert.

5. Conclusion

La comparaison technico-économique aux conditions économiques actuelles, nous fixe la variante 2 comme étant le tracé le plus adapté, avec la sous variante 2 pour la seconde moitié du transfert compte tenu des avantages liés à son exploitation et son entretien.

Compte tenu du manque d'information sur la géologie et la topographie de la zone d'étude, plusieurs paramètres n'ont pas été pris en compte lors de cette comparaison tel que la nature des sols traversés, la profondeur des ravinements et des cours d'eau, les terrains instables.

On passe à présent au dimensionnement des ouvrages essentiels du transfert.

Chapitre V

Stations de pompage

Le pompage de l'eau est apparu comme une nécessité depuis l'antiquité. Dans un projet de transport et de distribution d'eau, il est souvent nécessaire de recourir à des systèmes de pompage lorsque le terrain ne permet pas un écoulement naturel par gravitation ou dans le cas où la dénivelée disponible n'aboutit pas au débit souhaité.

Les pompes sont des machines qui transmettent de l'énergie à un fluide, généralement en vue de son déplacement d'un point bas à un point haut ou pour compenser les pertes de charge engendrées le long de son parcours. De types très variés, leur technologie s'est beaucoup développée à la fin du XIX^e siècle avec l'apparition des turbomachines, et plus particulièrement, des pompes centrifuges.

De nos jours, les pompes centrifuges sont les plus fréquemment utilisées. Couplées à des moteurs électriques de plus en plus performants, elles constituent des groupes d'un très bon rendement, légers, peu encombrants, peu coûteux et assurent le refoulement pour des hauteurs et débits importants.

Au cours de ce chapitre, nous allons étudier la conception des stations de pompage et de ses différents composants hydrauliques, en s'intéressant particulièrement aux groupes de pompage.

1. Règles d'établissement des stations de pompage

Les règles de leur établissement sont dominées par quatre principes essentiels [Godart, 2000] :

1.1. Sécurité de fonctionnement

Elle consiste en un large dimensionnement des installations principales et auxiliaires. Ceci implique aussi bien des taux de contrainte relativement modérés pour les différentes parties des constructions et des installations, qu'un excès de puissance pour les groupes motopompes et tous les auxiliaires qui en dépendent.

1.2. Protection des eaux refoulées

Cette protection doit être totale lorsqu'il s'agit d'eau potable. L'eau transportée doit être isolée de tout corps ou matières susceptibles de porter atteinte à sa potabilité.

Il est impératif d'éviter toute introduction d'eau extérieure (eau de lavage des salles, de refroidissement des moteurs, de la nappe locale...) dans le circuit d'aspiration et de refoulement.

1.3. Rendement de l'installation

La conception d'une station de pompage technico-économique passe par l'optimisation des rendements de ses différents constituants :

- Le rendement des moteurs proprement dits et de leurs auxiliaires.
- Le rendement des pompes.
- Le rendement des circuits hydrauliques.

1.4. Facilité de l'exploitation ultérieure

Elle consiste en un choix judicieux des installations et un aménagement optimal de la station : des groupes motopompes bien dégagés, d'accès facile et des couloirs suffisamment larges.

Certains types de pompes présentent des facilités d'exploitation plus intéressantes grâce notamment à leurs faible encombrement et à leur entretien plus simple (plan de joint axial, positionnement vertical...).

2. Types de pompe

On distingue deux catégories principales de pompes [AGHTM, 1977] :

- Les pompes volumétriques : basé sur le transfert régulier de volumes liquides, le débit engendré est indépendant de la pression de travail. Elles sont utilisées essentiellement pour des liquides de fortes viscosités.
- Les turbopompes : constituent un système ouvert et en équilibre où le fluide n'est jamais enfermé dans un volume totalement clos. La pression est générée soit par l'action de forces centrifuges, soit par la conversion en pression de l'énergie cinétique communiquée au fluide.

Suite aux progrès réalisés dans l'élaboration des moteurs électriques, les turbopompes ont vu un développement très rapide et constituent des groupes peu encombrants, légers, économiques et d'un excellent rendement.

On s'intéressera par la suite aux turbopompes, plus adaptées à notre projet.

Suivant le type de roue, on distingue trois catégories de turbopompes :

- Pompes axiales (hélices) : employées pour des faibles hauteurs et grands débits.
- Pompes centrifuges : couvrent un domaine d'utilisation beaucoup plus important que les autres pompes. Elles peuvent atteindre des hauteurs manométriques d'environ 100 fois supérieures à celles réalisables par des pompes à hélices.
- Pompes hélico-centrifuges.

En résumé, l'eau entre par le centre de la roue et en sort radialement dans le cas d'une pompe centrifuge, ou parallèlement à l'axe pour les pompes à hélices (Figure 14).

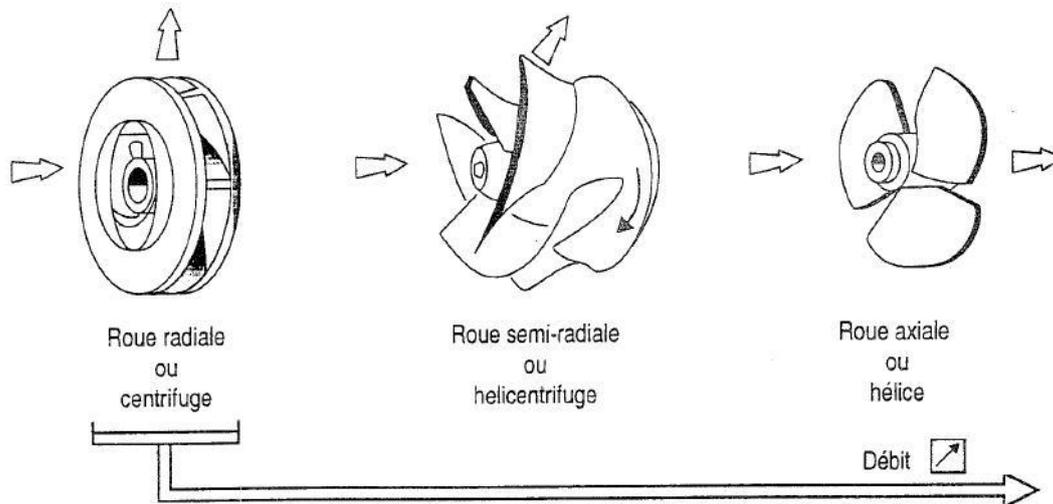


Figure 14 : Relation entre le débit et la forme de la roue

3. Ossature d'une turbopompe

Les principales parties entrant dans la composition d'une turbopompe sont :

- Le distributeur : constitué par une tubulure profilée, le fluide entrant est conduit vers l'ouïe (ou œillard) de la roue avec une vitesse et une direction appropriées. Généralement, il se présente sous forme de convergent ce qui permet de disposer d'une meilleure répartition du filet liquide à l'entrée de la roue
- La roue (ou turbine) : constitue la partie mobile de la pompe. Les aubes disposées symétriquement autour de l'axe transmettent au fluide l'énergie cinétique nécessaire en vue de son déplacement.
- Le diffuseur : l'énergie cinétique acquise au niveau de la roue est transformée en énergie potentielle (pression) par ralentissement progressif de la veine liquide dans une pièce constituée soit :
 - d'un diffuseur lisse.
 - d'un diffuseur à ailettes.
 - d'une volute.

4. Caractéristiques des turbopompes

4.1. Résultat de la théorie des turbomachines

Considérons un écoulement de fluide sur une aube d'une roue. On dispose du triangle des vitesses (figure 15) et des relations suivantes [GUINARD/NATHAN, 1985] :

$$\vec{C} = \vec{U} + \vec{W}$$

$$\vec{C} = \vec{C}_r + \vec{C}_u + \vec{C}_z$$

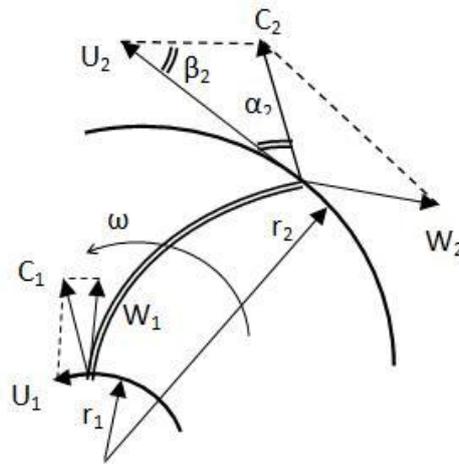


Figure 15 : Schématisation du triangle des vitesses

Où, \vec{U} représente la vitesse d'entraînement suivant la tangente à la roue [m/s] ; \vec{W} la vitesse relative par rapport à la roue [m/s] ; \vec{C} la vitesse absolue [m/s] ; r_1, r_2 les rayons à l'entrée et à la sortie de la roue [m].

L'application du théorème du moment cinétique à l'écoulement considéré conduit aux résultats suivants :

Le moment des actions exercées par les aubes de la roue sur le liquide est donné par la formule :

$$M = \frac{\bar{\omega}}{g} Q (C_{u2} U_2 - C_{u1} U_1)$$

La puissance appliquée à l'arbre :

$$P = M\omega = \frac{\bar{\omega}}{g} Q \frac{C_{u2} U_2 - C_{u1} U_1}{g}$$

La hauteur effective d'élévation :

$$H_{\text{eff}} = \frac{C_{u2} U_2 - C_{u1} U_1}{g}$$

En pratique, les pertes de charge dues aux frottements des filets liquides et contre les aubages fixes ξ_d et mobiles ξ_r entraîne une diminution de la hauteur finale recueillie à la sortie de la pompe appelée hauteur nette H_n :

$$H_n = H_{\text{eff}} - \xi_d - \xi_r$$

D'où la notion de rendement : $\eta = \frac{H_n}{H_{\text{eff}}}$

4.2. Courbes caractéristiques

Le fonctionnement d'une turbopompe est caractérisé par un système de courbes à deux dimensions imaginé par Rateau et Bergeron.

Pour une vitesse de rotation fixe, on peut représenter (figure 16) :

- La caractéristique $H_n = f(Q)$ qui donne la courbe hauteur-débit.
- La caractéristique $P = f(Q)$ qui donne la courbe puissance-débit.
- La caractéristique $\eta = f(Q)$ qui donne la courbe rendement-débit.

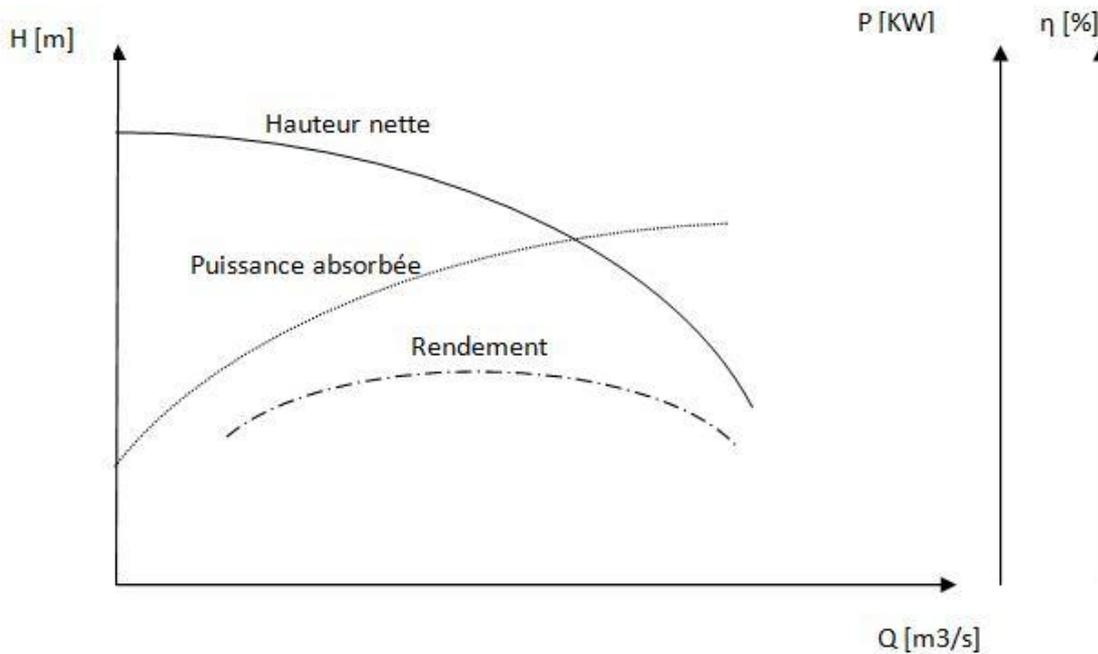


Figure 16 : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

4.3. Point de fonctionnement d'une pompe en service

Le point de fonctionnement du système pompe-conduite est déterminé par comparaison des deux courbes caractéristiques suivantes :

- La courbe caractéristique hauteur-débit de la pompe considérée.
- La courbe caractéristique de la conduite reliée à la pompe.

Connaissant les caractéristiques de la conduite équipant la pompe, il est possible de calculer les pertes de charge engendrées pour différents débits possibles et, connaissant la hauteur géométrique, la charge totale résultante. La représentation de la charge totale H en fonction du débit Q nous donne la courbe caractéristique de la conduite :

$$H = H_g + \frac{\lambda L V^2}{D} \frac{1}{2g} + 0,2 \frac{\lambda L V^2}{D} \frac{1}{2g}$$

$$H = H_g + 1,2 \frac{8\lambda L}{g\pi^2 D^5} Q^2$$

$$H = H_g + RQ^2$$

Où, H : Charge totale [m.CE] ; H_g : Hauteur géométrique [m] et R : résistance totale de la conduite (aspiration et refoulement) $R = 1,2 \frac{8\lambda L}{g\pi^2 D^5}$

Le point d'intersection entre les deux courbes caractéristique en M représente le point de fonctionnement de la pompe sur la conduite (figure 17).

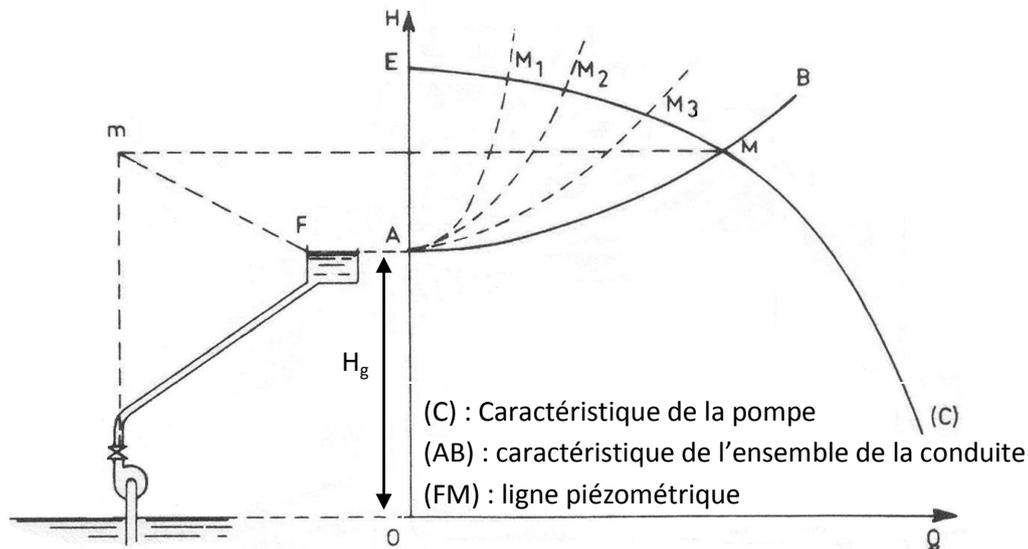


Figure 17 : Représentation du point de fonctionnement

Pour des pompes centrifuges de grandes importances, il est intéressant d'effectuer le démarrage à vanne fermée pour limiter le temps de démarrage.

A la mise en route du groupe de pompage avec la vanne de refoulement fermée, la pompe fonctionne en régime de barbotage (débit nul pour une charge OE). La charge AE disponible à la sortie de la pompe va contribuer à la mise en vitesse du fluide lors de l'ouverture de la vanne de refoulement, le point de fonctionnement passera alors par les points M_1 , M_2 , M_3 jusqu'à atteindre le point d'équilibre M où la hauteur nette fournie par la pompe égalera celle exigée par la conduite.

La charge créée par la pompe au point M permet de tracer la ligne piézométrique FM le long de la conduite de refoulement.

4.4. Vitesse spécifique

On caractérise un type de pompe par sa vitesse spécifique au rendement optimal.

La vitesse spécifique N_s représente la vitesse de rotation d'une pompe géométriquement semblable à celle considérée pour une hauteur d'élévation de 1 m et un débit de 1 m³/s.

La formule simplifiée couramment utilisée par les constructeurs de pompes est la suivante :

$$N_s = \frac{n Q^{1/2}}{H^{3/4}} \text{ [tr/mn]}$$

Avec, n : vitesse de rotation [tr/mn]

Q : débit au rendement maximal [m^3/s]

H : hauteur de refoulement correspondante au rendement maximal [m]

On peut établir les rapports suivants, entre les caractéristiques des pompes et leur vitesse spécifique [Vincent – Genod 1980] (figure 18) :

- Les roues conçues pour des grandes hauteurs de refoulement correspondent à des vitesses spécifiques faibles.
- L'augmentation du rapport diamètre œillard/diamètre roue fait croître la vitesse spécifique.
- La vitesse spécifique est directement proportionnelle à la vitesse d'entraînement de la pompe.

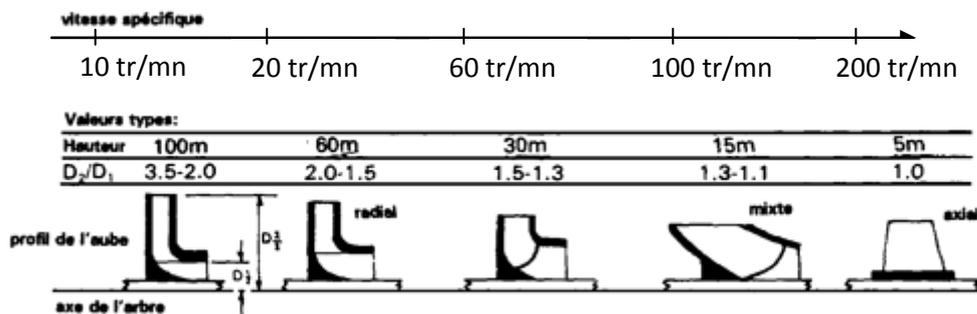


Figure 18 : Influence de la vitesse spécifique sur la forme de la roue

4.5. Cavitation - notion de NPSH

La vitesse de rotation des groupes de pompage et le niveau du radier du bassin d'aspiration sont des paramètres influant du coût de réalisation et d'exploitation de la station de pompage. Ces deux paramètres ont une relation directe avec le phénomène de cavitation d'où l'importance primordiale de l'étude de ce phénomène lors de la conception et la réalisation d'une station de pompage [GUINARD/NATHAN, 1985].

La cavitation est un phénomène très bruyant engendré par la formation de poches d'air dans la zone de faibles pressions à l'entrée de la roue d'une pompe. Les bulles d'air sont repressurisées par les aubes et implosent brusquement près des parois causant une chute de la hauteur manométrique, des instabilités, des vibrations et une forte érosion du métal.

La vaporisation du fluide à l'entrée de la roue survient lors d'une baisse de pression à ce niveau en deçà de la pression d'ébullition appelée tension de vapeur.

Pour éviter ce phénomène, la pression totale à l'entrée de la pompe P_A doit dépasser la tension vapeur d'une quantité minimale représentée par la charge nette à l'aspiration requise NPSHr.

$$\text{NPSH}_r = \frac{P_{A \min}}{\rho g} - h_v \quad [\text{m}]$$

Avec,

h_v : Tension de vapeur [m].

$\frac{P_{A \min}}{\rho g}$: Pression totale à l'entrée de la pompe provoquant le début de cavitation [m.CE].

Le NPSH requis dépend uniquement de la conception de la pompe. Il est défini expérimentalement comme étant la valeur qui limite la chute de la hauteur manométrique à un certain pourcentage pour un débit constant.

La condition de non cavitation se traduit par la vérification de la condition suivante :

$$\text{NPSH}_d > \text{NPSH}_r$$

Où, le NPSH_d représente la charge nette à l'aspiration disponible dépendante de l'installation.

$$\text{NPSH}_d = \frac{P_A}{\rho g} - h_v \quad [\text{m}]$$

$$\text{NPSH}_d = \frac{P_0}{\rho g} - (H_a + j_a + h_v)$$

Avec, $\frac{P_0}{\rho g}$: Pression atmosphérique [m.CE] ; H_a : Hauteur d'aspiration [m] ; J_a : perte de charge à l'aspiration [m.CE].

5. Equipements hydrauliques d'une station de pompage

Les stations de pompage disposent, en dehors des groupes motopompes, d'une série d'équipement à l'aspiration et au refoulement dont voici un résumé [AGHTM, 1977] :

5.1. Equipement à l'aspiration

5.1.1. A partir d'une bêche

Le prélèvement de l'eau s'effectue à partir d'une bêche d'aspiration par une conduite d'amenée jusqu'à la pompe ou bien directement par la pompe elle-même dans le cas où elle est de type immergée.

- Les grilles : permettent d'éviter l'entrée des corps solides dans le cas d'un pompage d'eau brute. La vitesse de l'eau au droit des grilles doit être de l'ordre de 0.3 m/s.
- Les tulipes : généralement utilisées pour les pompes à hélice, elles sont recommandées pour toutes conduites d'aspiration avec des vitesses d'entrée dépassant les 0.5 m/s. elles permettent de diminuer les pertes de charge à l'aspiration.
- Les crépines : jouant le même rôle que les grilles, les crépines empêchent l'entrée accidentelle de corps plus petits que les grilles. Elles doivent être placées à plus de 0.5 m du fond.
- Clapet d'aspiration : constitue une protection supplémentaire en cas de dysfonctionnement du clapet de refoulement et évite le dévirage et désamorçage de la pompe.

- Puisard pour pompe axiale : ce type de pompe est très sensible aux conditions d'écoulement au droit des entrées dans le puisard. Ainsi, il est nécessaire de satisfaire les conditions suivantes :
 - Immersion de la tulipe d'au moins $D/2$ sous le niveau le plus bas de la retenue.
 - Elévation par rapport au radier d'une distance de $D/3$ et nécessité d'user d'un cône de guidage pour une distance supérieur à D .
 - Eloignement des parois d'au moins $D/2$.
 - Dans le but d'éviter les phénomènes de rotation et équilibrer les débits d'entrées de plusieurs pompes utilisées simultanément, il est intéressant d'installer des cloisons verticales au fond du puisard.

5.1.2. A partir d'une conduite

L'eau est prélevée directement d'une conduite grâce à des piquages réalisés de préférence en Y.

- Joints : une attention particulière doit être prise pour les conduites en dépressions afin d'éviter toute intrusion d'air ou de fluides. La possibilité de tassements à l'entrée de la station peut conduire à l'utilisation de joints avec une certaine élasticité.

5.1.3. Communs aux deux cas

- Conduite d'aspiration : elle doit être dimensionnée pour des vitesses de l'ordre de 0.8 à 1 m/s afin de limiter les pertes de charge. Les tronçons horizontaux devront comporter une légère pente de 2% permettant l'évacuation des bulles d'air.
- Coudes : ils doivent être évités au maximum et disposer de grand rayon de courbure.
- Vanne d'aspiration : permet l'isolement de la pompe en cas d'entretien ou de réparation sans exiger l'arrêt total de la station. Son utilisation intermittente permet l'adoption de vannes à commande manuelles de type opercule ou papillon.
- Convergent d'aspiration : la vitesse à l'entrée de la bride de pompe est de l'ordre de 2 à 5 m/s, ce qui conduit à raccorder la conduite d'aspiration à la pompe par un convergent permettant l'accélération progressive de l'écoulement. Il peut avoir soit la forme d'une tulipe, soit celle d'un cône droit de 10 à 30° d'angle au sommet.
- Equipement d'amorçage : l'amorçage de la pompe doit être effectué avant la mise en marche dans le cas où l'aspiration n'est pas en charge. Dans le cas de petites installations, l'amorçage se fait parfois manuellement par remplissage d'une conduite disposé sur la volute de la pompe. Pour les installations d'une certaine importance, un système de circuit sous vide permet l'amorçage au démarrage et son entretien pendant le fonctionnement.

5.2. Equipements au refoulement

- Joints de raccordement : le raccordement de la conduite de refoulement à la pompe doit s'effectuer sans transmission d'effort. Un joint diélectrique doit être placé à la sortie de la station en cas de protection cathodique par courant imposé de la conduite.
- Divergent : la vitesse de l'écoulement à la sortie de la pompe peut atteindre 3 à 7 m/s. Il est donc nécessaire de réduire la vitesse d'écoulement en installant un divergent à la sortie de la pompe de type cône droit à angle au sommet 8 à 10° ou trompette.
- Clapet de refoulement : empêche l'inversion du sens de l'écoulement et permet de ne pas transmettre la conduite d'aspiration à la pression du refoulement.
- Vanne de refoulement : permet l'entretien de la pompe, la diminution du temps de démarrage, le réglage du débit ainsi que la réduction de l'amplitude du coup de bélier lors de l'arrêt des groupes de pompage par fermeture de la vanne. Pour les stations importantes, le choix se porte généralement sur des vannes automatiques asservies à la commande automatique du groupe.

6. Conception de la station de pompage SP1

6.1. Présentation générale

6.1.1. Situation

La station de pompage SP1 est implantée en tête du système de transfert sur la rive Sud de la retenue d'Ighil Emda. Elle assure le prélèvement de l'eau à partir du fond de la retenue et permet son refoulement à un débit de 6 m³/s jusqu'au niveau de la station de reprise SR1 avec une HMT de 253 m.CE.

La difficulté de conception de la station de pompage réside dans plusieurs paramètres :

- Une grande variation du plan d'eau de la retenue entre le niveau des plus hautes eaux de la retenue N.P.H.E = 535 NGA et le niveau minimal d'exploitation N.min = 520 NGA ;
- Un dépôt solide important au fond de la retenue ;
- Une HMT et un débit de projet importants ;
- Le pompage d'une eau chargée.

6.1.2. Problématique du NPSH

Le fonctionnement de la station de pompage SP1 est conditionné d'une part par la hauteur de refoulement représenté par la HMT, et d'une autre part par la profondeur de la retenue d'Ighil Emda.

Cette dernière représente la difficulté majeure de la station : La différence entre le niveau des plus hautes eaux et le niveau minimale de la retenue $\Delta H = 15\text{m}$.

Théoriquement, la hauteur maximale d'aspiration d'une pompe est égale à 10,33 m.CE ce qui nous laisse deux possibilités :

1- L'installation du radier de la station de pompage sous le niveau des plus hautes eaux : impliquerait des travaux de batardage importants et un génie civil particulièrement couteux.

2- L'utilisation de pompes immergées : soit des groupes électropompes immergées à installation en tube, soit des pompes verticales à ligne d'arbre. Ces types de pompes ne disposent pas de hauteurs de refoulement importantes, et donc ne pourront servir que pour le prélèvement de l'eau jusqu'au niveau des groupes qui assurent le refoulement jusqu'à SR1.

Notre choix se porte sur la deuxième solution. La station de pompage SP1 sera donc composée de deux parties distinctes : la station d'exhaure et la station de pompage.

Le pompage d'exhaure remontant l'eau au dessus des plus hautes eaux grâce à des pompes immergées à installation en tube présente les avantages suivants :

- Génie civil moins couteux ;
- Travaux de réalisation du socle et tubes des pompes nécessitant un temps d'exécution court, pouvant être effectué durant l'abaissement saisonnier de la retenue ;
- Pompes présentant un encombrement et un poids réduits comparativement aux pompes verticales à ligne d'arbre, ce qui facilite leurs entretient ;
- Relevage et adaptation de la profondeur des pompes d'exhaure facile en cas d'envasement de la retenue ;
- Les pompes étant immergées, le risque de cavitation est fortement réduit ;
- Installation de groupes de pompage pour le refoulement de mêmes caractéristiques que pour les stations SR1 et SR2, standardisant ainsi les équipements du transfert.

6.1.3. Vitesse d'entraînement

Dans le cas où l'on ne dispose pas d'un moteur tournant à une vitesse fixe, la vitesse des groupes de pompage est déterminée en prenant en compte les considérations suivantes :

- Une vitesse de rotation importante implique une usure plus rapide des constituants du groupe et de frais d'entretien plus élevés ;
- Une faible vitesse améliore la capacité d'aspiration, diminue le risque de cavitation, réduit le bruit, augmente la longévité du groupe mais exige des motopompes de dimensions plus importantes et plus chères.

De plus, le fonctionnement des groupes de pompage pour des eaux brutes (chargées) limite la vitesse de fonctionnement. Cette limite est conditionnée par [GUINARD/NATHAN, 1985] :

- La limitation des érosions provoquées au niveau des zones de grandes vitesses (roue, diffuseur ou volute, bagues d'usure) ;
- La résistance mécanique des matériaux choisis. On opte généralement pour :

- La fonte pour des vitesses d'écoulement allant jusqu'à 45 m/s ;
- Le bronze pour des vitesses allant jusqu'à 60 m/s ;
- L'acier au carbone pour des vitesses allant jusqu'à 80 m/s.

La vitesse de rotation peut atteindre 3 000 tr/mn pour une eau claire, et limitée à 1 000 voir 1 500 tr/mn dans le cas d'un pompage d'eaux très chargées.

En tenant compte de tous ces paramètres, particulièrement le caractère brut de l'eau de la retenue d'Ighil Emda et pour des soucis de maintenance, on limitera la vitesse de rotation des groupes de pompage à une vitesse **N = 1 000 tr/min**.

Les moteurs d'entrainements seront alimentés en courant alternatif de fréquence **50 Hz** et devront avoir une puissance au moins 10% supérieure à la puissance absorbée par la pompe au débit contractuel et au moins supérieure à 5% sur toute la plage de fonctionnement de la pompe.

6.2. Choix des groupes de pompage

6.2.1. Station d'exhaure

6.2.1.1. Vitesse spécifique

Dans le cas où le pompage jusqu'à une bêche de reprise au niveau 538 N.G.A s'effectue depuis le niveau minimal de retenue $N_{\min} = 520$ N.G.A, on estime la hauteur manométrique à : **HMT = 18,03 m.CE**.

Supposant l'utilisation de 5 pompes d'un débit **Q = 1,2 m³/s**, et d'une vitesse estimée à 1 000 t/mn, on trouve :

$$N_s = \frac{1000 \times 1,2^{1/2}}{20,03^{3/4}}$$

$$N_s = 115,7 \text{ tr/mn}$$

Cette vitesse spécifique est caractéristique à une famille de pompes géométriquement semblables de type axiale.

6.2.1.2. Type de pompe

Le choix précédemment établi consiste en l'utilisation de pompes submersibles installées en tube.

Le prélèvement de l'eau s'effectue au fond de la retenue à la cote 512 N.G.A, ceci peut conduire à pomper une eau chargée en particules solides non filtrée parfois boueuse pouvant obstruer la pompe. Dans ce cas, le procédé de pompage consiste en l'utilisation de pompes dont les roues comportent un nombre limité d'aube de telle sorte à conserver une section de passage suffisante pour le libre passage des matières solides. Ce type de roue s'appelle roue à canaux.

Notre disposons pour notre choix du catalogue des pompes KSB AMACAN K [annexe 7].

On opte pour six (6) **pompes identiques en parallèles**, dont une de secours, de type **AMACAN K 1200-630** avec une roue de diamètre $\Phi 582$ (figure 19). Chacune est installée dans un tube de diamètre $D = 1200\text{mm}$ immergée à une profondeur de 7 m sous le niveau minimal de la retenue $N.\text{min} = 520 \text{ N.G.A}$ et refoulant dans la bêche d'aspiration commune de la station de pompage à la cote 538 N.G.A.

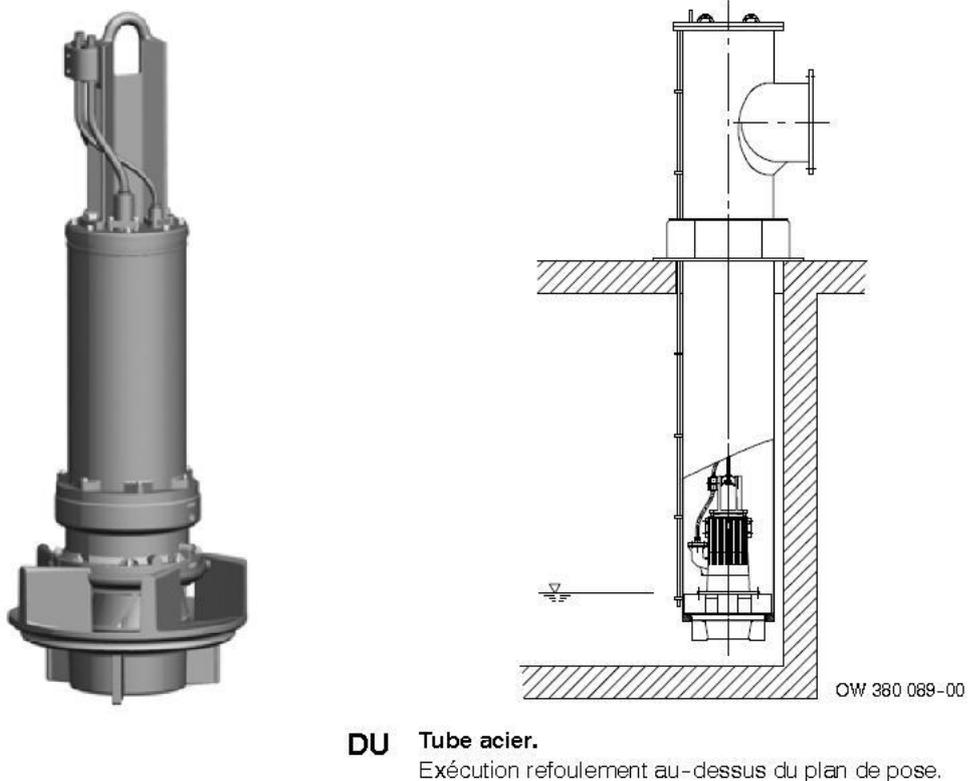


Figure 19 : Représentation d'une pompe KSB AMACAN K

6.2.1.3. Point de fonctionnement

– Courbe caractéristique de la conduite

La résistance de la conduite est donnée par :

$$R = \frac{8\lambda L}{g\pi^2 D^5} \longrightarrow R = \frac{8 \times 0,01915 \times 25}{9,81 \pi^2 1,2^5}$$

$$R = 0,015897 \text{ s}^2/\text{m}^5$$

L'équation de la courbe caractéristique de la conduite $H = H_g + RQ^2$ devient alors (figure 20) :

$$H = 18 + 0,015897Q^2$$

– *Courbe caractéristique de la pompe*

On utilise les courbes caractéristiques de la pompe KSB AMACAN K 1200-630 [Annexe 7].

– *Détermination du point de fonctionnement du système*

La figure 20 donne la courbe caractéristique de la conduite et de la pompe. L'intersection des deux courbes nous détermine le point de fonctionnement de chaque pompe de la station de pompage SP1exhaure.

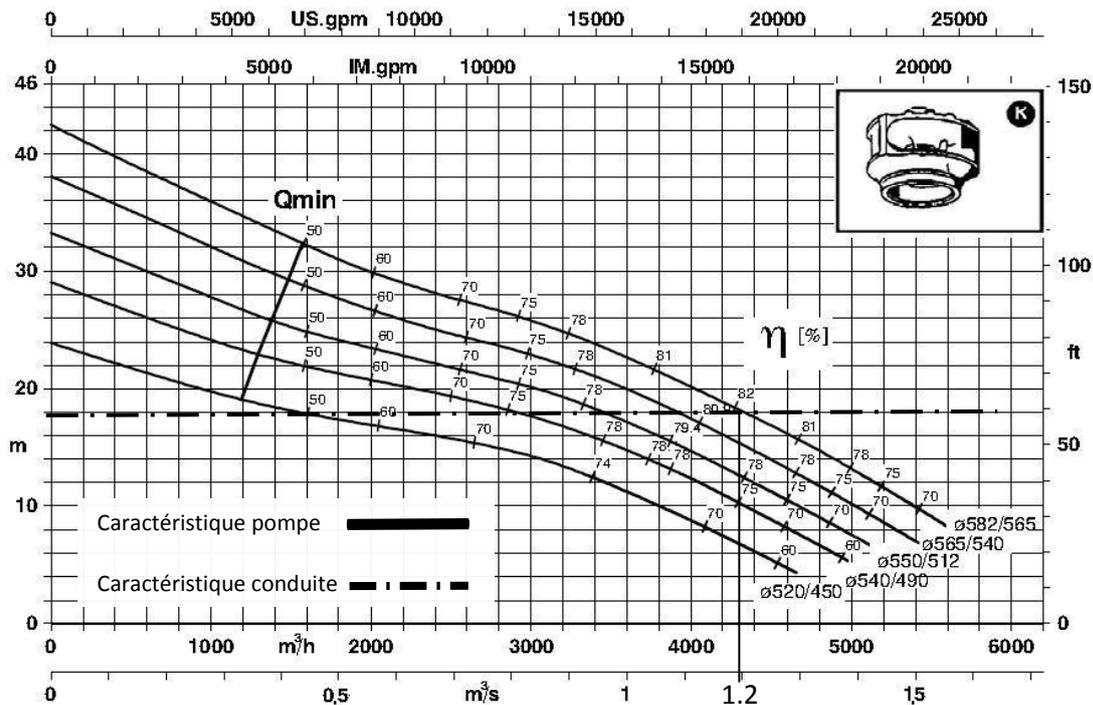


Figure 20 : Détermination du point de fonctionnement de chaque pompe de la station de pompage SP1 exhaure

Le point de fonctionnement correspond à un rendement optimal $\eta = 82\%$ à une vitesse $n = 960 \text{ tr/mn}$ pour une $HMT = 18,03 \text{ m.CE}$ et un débit $Q = 1,2 \text{ m}^3/\text{s}$.

La puissance du groupe avec une majoration de 10%, nous donne :

$$P = 1,1 \times 260 \longrightarrow P = 286 \text{ KW}$$

Le moteur du groupe sera de type **320 6 UN** [Annexe 7]

– *NPSH*

On vérifie la condition de non cavitation :

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\rho g} - (H_a + j_a + h_v)$$

$$NPSH_d = 10 - (-7 + 0,01 + 0,24)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} NPSH_d = 16,75\text{m} \\ NPSH_r = 2,00\text{m} \end{array} \right.$$

$$\longrightarrow NPSH_d > NPSH_r \quad \text{Pas de risque de cavitation}$$

6.2.2. Station de pompage

6.2.2.1. Vitesse spécifique

Supposons l'utilisation de quatre (4) pompes identiques en parallèles.

Pour un débit $Q = 1,5 \text{ m}^3/\text{s}$, une HMT = 238 m.CE, on calcule la vitesse spécifique correspondante à une vitesse de rotation $n = 1\,000 \text{ tr/mn}$:

$$N_s = \frac{n Q^{1/2}}{H^{3/4}}$$

$$N_s = \frac{1000 \cdot 1,5^{1/2}}{238^{3/4}}$$

$$N_s = 20,2 \text{ tr/mn}$$

Cette vitesse spécifique est caractéristique à une famille de pompes géométriquement semblables de type centrifuge.

6.2.2.2. Type de pompe

Pour assurer la sécurité de fonctionnement du transfert lors de hauteurs géométriques importantes à l'aval de la station, on conçoit un assemblage en parallèle des groupes de pompage : avec un assemblage en série, il serait nécessaire de faire fonctionner au moins deux (2) ou trois (3) pompes afin de vaincre la pression statique alors que, pour un montage en parallèle, une seule pompe suffirait à faire fonctionner le transfert [Poulain, 1996 ; Vincent-Genod, 1980].

La hauteur manométrique importante de la station implique l'utilisation de pompes centrifuges. Plus adaptée aux grandes hauteurs, l'utilisation de pompes centrifuges multicellulaires reste limitée pour des débits moyens et leur utilisation pour ce projet impliquerait un nombre très important de pompes en parallèle.

Les pompes centrifuges monocellulaire, plus apte au transport de grand débit, atteignent en général 200 m.CE de HMT pour les modèles les plus courants [catalogue en ligne KSB RDLO].

Vu l'importance du débit et le NPSH_d limité de la station, le choix d'une pompe monocellulaire entre paliers avec roue double œillard serait plus judicieux. De plus, la disposition du plan de joint suivant l'axe permettra une plus grande facilité de démontage et d'entretien de la pompe ainsi qu'une résistance aux pressions plus importantes.

Nous optons pour **cinq (5) pompes identiques en parallèles**, dont une de secours, de type **KSB RDLP** (figure 21). Chaque pompe disposée à la cote 532 N.G.A devra fournir un débit **$Q = 1,5 \text{ m}^3/\text{s}$** pour une **HMT = 238 m.CE** à partir d'une bache d'aspiration commune dont le niveau minimal du plan d'eau est $N_{\text{min}} = 535 \text{ N.G.A}$ assurant la mise en charge à l'aspiration de la pompe.

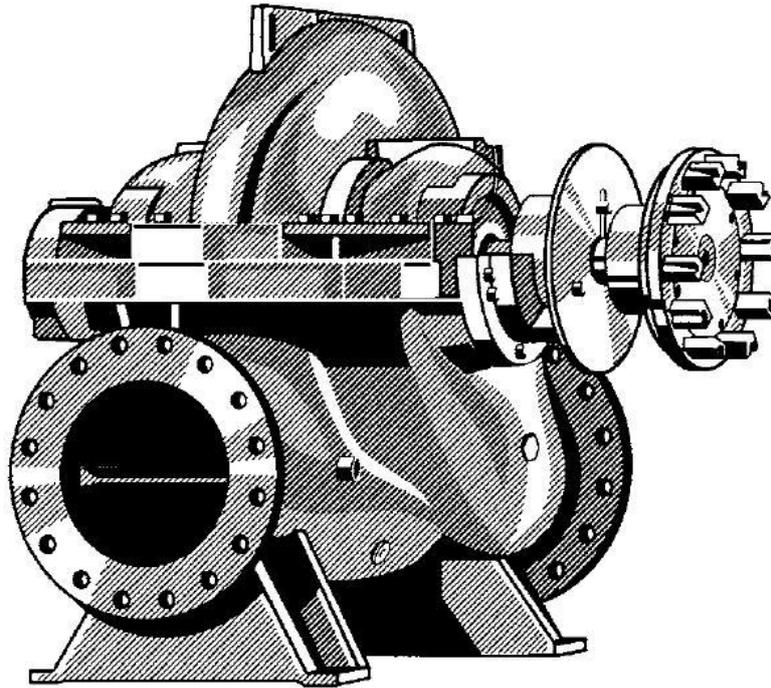


Figure 21 : Représentation d'une pompe KSB double œillard RDLP

6.2.2.3. Point de fonctionnement

– Courbe caractéristique de la conduite

La résistance de la conduite est donnée par :

$$R = 1,2 \frac{8\lambda L}{g\pi^2 D^5} \longrightarrow R = 1,2 \frac{8 \times 0,01688 \times 6896}{9,81 \pi^2 2^5}$$

$$R = 0,3607 \text{ s}^2/\text{m}^5$$

L'équation de la courbe caractéristique de la conduite $H = H_g + RQ^2$ devient alors (figure 23) :

$$H = 225 + 0,3607Q^2$$

– Courbe caractéristique de la pompe

On utilise les courbes caractéristiques de la pompe KSB RDLP [Annexe 8].

Les courbes caractéristiques débit-hauteur pour une pompe RDLP avec une roue de diamètre $\Phi 1190$ et $\Phi 1075$ sont représentées dans la figure 22.

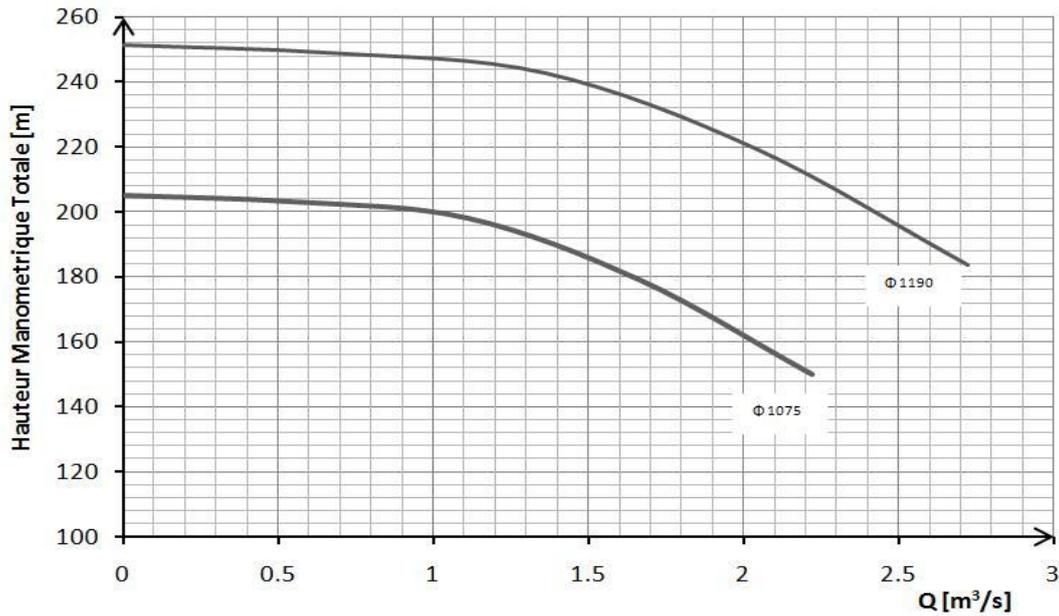


Figure 22 : Courbe caractéristique de la pompe RDLP $\Phi 1190$

Les pompes seront assemblées en parallèle. Après addition des débits des quatre (4) pompes en fonctionnement, on obtient la courbe caractéristique globale du système de pompage (figure 23).

– **Détermination du point de fonctionnement du système**

L'intersection de la courbe caractéristique de la conduite et celle de la pompe nous détermine le point de fonctionnement de l'ensemble des installations de pompage de la station de pompage SP1 (figure 23).

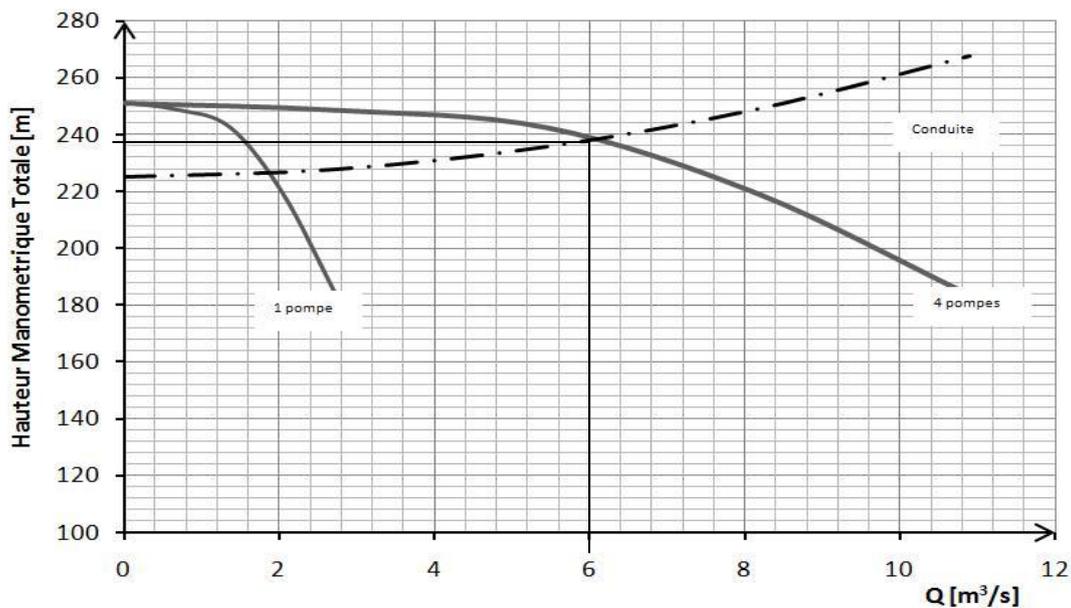


Figure 23 : Détermination du point de fonctionnement de l'ensemble des installations de pompage de la station SP1

Le point de fonctionnement correspond à une **HMT = 238 m.CE**, un débit **Q = 6 m³/s** et une vitesse **n = 993 tr/mn**.

On obtient pour chaque pompe :

- Une **HMT = 238 m.CE** pour un débit **Q = 1,5 m³/s**.
- Un rendement optimal de **η = 86,1%**

La puissance du groupe avec une majoration de 10%, nous donne :

$$P = 1,1 \frac{\rho g HMT Q}{\eta} \text{ [KW]} \longrightarrow P = 1,1 \frac{9,81 \times 238 \times 1,5}{0,861}$$

$$P = 4\,475 \text{ KW}$$

La puissance totale installée de la station est : **P_T = 17 897 KW**

- **NPSH**

On vérifie la condition de non cavitation

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\rho g} - (H_a + j_a + h_v) \longrightarrow NPSH_d = 10 - (-3 + 0,1 + 0,24)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} NPSH_d = 12,66 \text{ m} \\ NPSH_r = 6,10 \text{ m} \end{array} \right. \longrightarrow NPSH_d > NPSH_r \text{ Pas de risque de cavitation}$$

7. Conception de la station de reprise SR1

7.1. Présentation générale

7.1.1. Situation

La station de reprise SR1 est située à la cote 760 N.G.A à une distance de 6,9 km à l'aval de la station de pompage SP1. De même conception que la station de pompage SP1, elle assure la reprise du pompage à partir d'une bache d'aspiration située à l'entrée de la station, et refoule vers la seconde station de reprise SR2 à la cote 1 000 N.G.A pour une HMT égale à 247,1 m.CE.

7.1.2. Vitesse d'entraînement

La station permet le refoulement d'une eau brute pouvant contenir des particules solides. Comme pour SP1, la vitesse de rotation des groupes de pompage sera limitée à une vitesse de 1 000 tr/mn.

7.2. Choix des groupes de pompage

7.2.1. Vitesse spécifique

Supposons l'utilisation de quatre (4) pompes identiques en parallèles.

Pour un débit **Q = 1,5 m³/s**, une **HMT = 247,1 m.CE**, on calcule la vitesse spécifique correspondante à une vitesse de rotation **n = 1 000 tr/mn** :

$$N_s = \frac{n Q^{1/2}}{H^{3/4}}$$

$$N_s = \frac{1000 \cdot 1,5^{1/2}}{247,1^{3/4}}$$

$$N_s = 19,7 \text{ tr/mn}$$

Cette vitesse spécifique est caractéristique à une famille de pompes géométriquement semblables de type centrifuge.

7.2.2. Type de pompe

Nous optons pour **cinq (5) pompes identiques en parallèles**, dont une de secours, de type **KSB RDLP**. Chaque pompe devra fournir un débit $Q = 1,5 \text{ m}^3/\text{s}$ pour une **HMT = 247,1 m.CE** à partir d'une bache d'aspiration dont le niveau minimal du plan d'eau assurant la mise en charge à l'aspiration de la pompe est surélevée de 3m par rapport à l'axe d'aspiration de la roue.

7.2.3. Point de fonctionnement

– *Courbe caractéristique de la conduite*

La résistance de la conduite est donnée par :

$$R = 1,2 \frac{8\lambda L}{g\pi^2 D^5} \longrightarrow R = 1,2 \frac{8 \times 0,01688 \times 3778,8}{9,81 \pi^2 2^5}$$

$$R = 0,19764 \text{ s}^2/\text{m}^5$$

L'équation de la courbe caractéristique de la conduite $H = H_g + RQ^2$ devient alors (figure 25) :

$$H = 240 + 0,19764Q^2$$

– *Courbe caractéristique de la pompe*

On utilise les courbes caractéristiques de la pompe KSB RDLP [Annexe 8].

Les courbes caractéristiques débit-hauteur pour une pompe RDLP avec une roue de diamètre $\Phi 1210$ et $\Phi 1075$ sont représentées dans la figure 24.

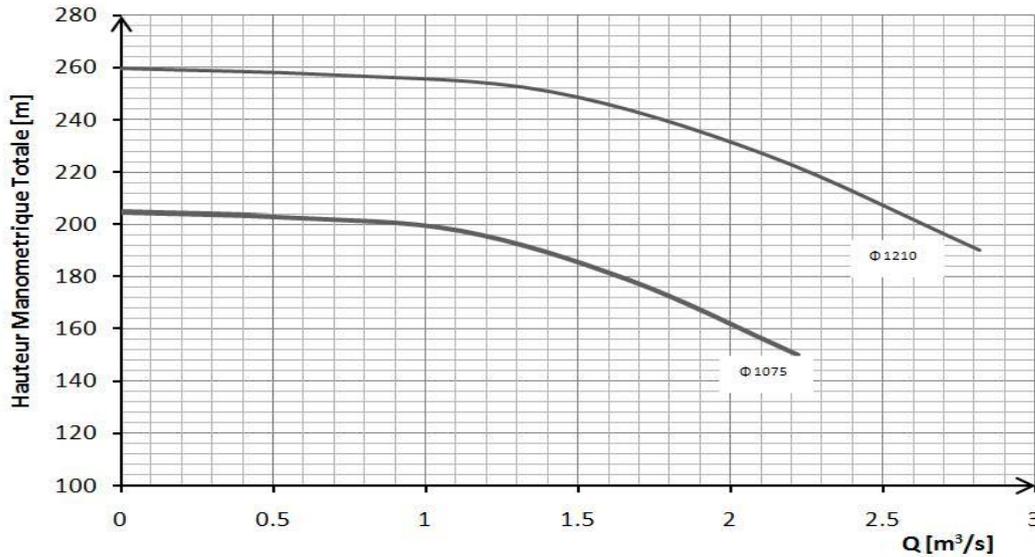


Figure 24 : Courbes caractéristiques de la pompe RDLP $\Phi 1210$

Les pompes seront assemblées en parallèle. Après addition des débits pour les quatre (4) pompes en fonctionnement, on obtient la courbe caractéristique globale du système de pompage (figure 25).

– **Détermination du point de fonctionnement du système**

L'intersection de la courbe caractéristique de la conduite et celle de la pompe nous détermine le point de fonctionnement de l'ensemble des installations de pompage de la station de pompage SR1 (figure 25).

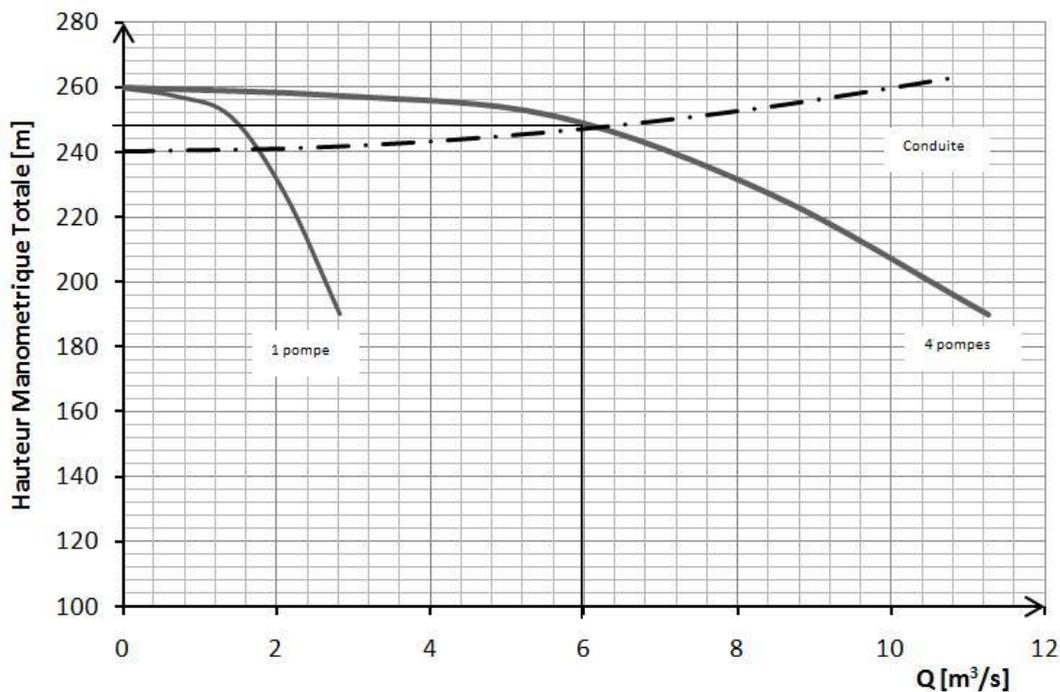


Figure 25 : Détermination du point de fonctionnement de l'ensemble des installations de pompage de la station SR1

Le point de fonctionnement correspond à une **HMT = 247,1 m.CE**, un débit **Q = 6 m³/s** et une vitesse **n = 993 tr/mn**. On obtient pour chaque groupe de pompage :

- Une **HMT = 247,1 m.CE** pour un débit **Q = 1,5 m³/s**.
- Un rendement optimal **η = 86,1%**

La puissance du groupe avec une majoration de 10% nous donne :

$$P = 1,1 \frac{\rho g HMT Q}{\eta} \text{ [KW]} \longrightarrow P = 1,1 \frac{9,81 \times 247,1 \times 1,5}{0,861}$$

$$\mathbf{P = 4\ 646\ KW}$$

La puissance totale installée de la station est : **P_T = 18 582 KW**

- **NPSH**

On vérifie la condition de non cavitation :

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\rho g} - (H_a + j_a + h_v) \longrightarrow NPSH_d = 10 - (-3 + 0,1 + 0,24)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} NPSH_d = 12,66\text{m} \\ NPSH_r = 6,10\text{m} \end{array} \right. \longrightarrow \mathbf{NPSH_d > NPSH_r} \quad \text{Pas de risque de cavitation}$$

8. Conception de la station de reprise SR2

8.1. Présentation générale

8.1.1. Situation

Identique à la station de reprise SR1, la station de reprise SR2, située à la cote 1 000 N.G.A à une distance de 3,8 km à l'aval de la station SR1, assure la reprise du pompage à partir d'une bache d'aspiration située à l'entrée de la station et refoule vers le bassin d'équilibre BE1 à la cote 1 244 N.G.A pour une HMT égale à 247,4 m.CE.

8.1.2. Vitesse d'entraînement

La station permet le refoulement d'une eau brute pouvant contenir des particules solides. La vitesse de rotation des groupes de pompage sera limitée à une vitesse de 1 000 tr/mn.

8.2. Choix des groupes de pompage

8.2.1. Vitesse spécifique

Supposons l'utilisation de quatre (4) pompes identiques en parallèles.

Pour un débit **Q = 1,5 m³/s**, une **HMT = 247,4 m.CE**, on calcule la vitesse spécifique correspondante à une vitesse de rotation **n = 1 000 tr/mn** :

$$N_s = \frac{n Q^{1/2}}{H^{3/4}}$$

$$N_s = \frac{1000 \cdot 1,5^{1/2}}{247,4^{3/4}}$$

$$N_s = 19,6 \text{ tr/mn}$$

Cette vitesse spécifique est caractéristique à une famille de pompes géométriquement semblables de type centrifuge.

8.2.2. Type de pompe

Nous optons pour **cinq (5) pompes identiques en parallèles**, dont une de secours, de type **KSB RDLP**. Chaque pompe devra fournir un débit $Q = 1,5 \text{ m}^3/\text{s}$ pour une **HMT = 247,4 m.CE** à partir d'une bache d'aspiration dont le niveau minimal du plan d'eau assurant la mise en charge à l'aspiration de la pompe est surélevée de 3m par rapport à l'axe d'aspiration de la roue.

8.2.3. Point de fonctionnement

– *Courbe caractéristique de la conduite*

La résistance de la conduite est donnée par :

$$R = 1,2 \frac{8\lambda L}{g\pi^2 D^5} \longrightarrow R = 1,2 \frac{8 \times 0,01688 \times 1540,2}{9,81 \pi^2 2^5}$$

$$R = 0,08056 \text{ s}^2/\text{m}^5$$

L'équation de la courbe caractéristique de la conduite $H = H_g + RQ^2$ devient alors (figure 26) :

$$H = 245 + 0,08056Q^2$$

– *Courbe caractéristique de la pompe*

On utilise les courbes caractéristiques de la pompe KSB RDLP [Annexe 8].

Les courbes caractéristiques débit-hauteur pour une pompe RDLP avec une roue de diamètre $\Phi 1210$ et $\Phi 1075$ sont représentées dans la figure 24.

Les pompes seront assemblées en parallèle. Après addition des débits pour les quatre (04) pompes en fonctionnement, on obtient la courbe caractéristique globale du système de pompage.

– *Détermination du point de fonctionnement du système*

L'intersection de la courbe caractéristique de la conduite et celle de la pompe nous détermine le point de fonctionnement de l'ensemble des installations de pompage de la station de pompage SR2 (figure 26).

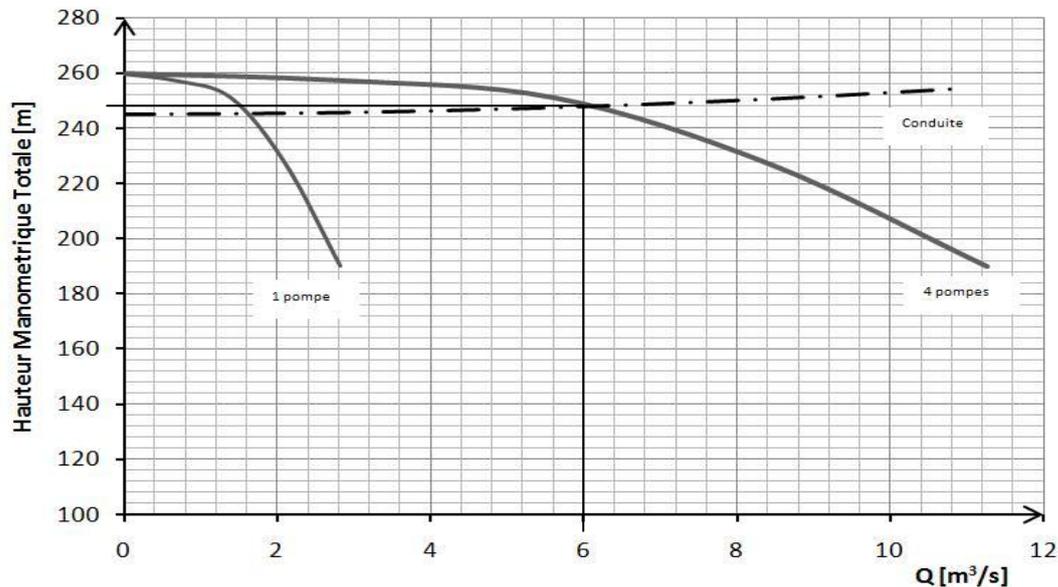


Figure 26 : Détermination du point de fonctionnement de l'ensemble des installations de pompage de la station SR2

Le point de fonctionnement correspond à une **HMT = 247,4 m.CE**, un débit **Q = 6 m³/s** et une vitesse **n = 993 tr/mn**. On obtient pour chaque groupe de pompage :

- Une **HMT = 247,4 m.CE** pour un débit **Q = 1,5 m³/s**.
- Un rendement optimal **$\eta = 86,1\%$** .

La puissance du groupe avec une majoration de 10% nous donne :

$$P = 1,1 \frac{g \text{ HMT } Q}{\eta} \text{ [KW]} \longrightarrow P = 1,1 \frac{9,81 \times 247,4 \times 1,5}{0,861}$$

$$P = 4 \text{ 651 KW}$$

La puissance totale installée de la station est : **P_T = 18 604 KW**.

– **NPSH**

On vérifie la condition de non cavitation :

$$\text{NPSH}_d = \frac{P_0}{\rho g} - (H_a + j_a + h_v) \longrightarrow \text{NPSH}_d = 10 - (-3 + 0,1 + 0,24)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{NPSH}_d = 12,66\text{m} \\ \text{NPSH}_r = 6,10\text{m} \end{array} \right.$$

$$\longrightarrow \text{NPSH}_d > \text{NPSH}_r \quad \text{Pas de risque de cavitation}$$

9. Conclusion

Tout au long de ce chapitre, nous avons énoncé les principes fondamentaux pour la bonne conception des stations de pompage et détaillé les composants hydrauliques nécessaires à leur exploitation.

Par la suite, un choix de groupes de pompage a été établi pour les trois stations de pompage du projet assurant un fonctionnement optimal du transfert.

Le fort marnage de la retenue du barrage d'Ighil Emda de plus de 20 m, nous a contraints à concevoir un système adapté pour le prélèvement de l'eau. Une station d'exhaure constituée de groupes de pompage immergées et placées à l'intérieur de tube permettra de relever les eaux à une altitude supérieure au niveau des plus hautes eaux de la retenue, mettant de ce fait l'aspiration des pompes de la station SP1 en charge.

Les pompes sélectionnées sont de type centrifuge adaptées aux caractéristiques particulières du transfert, à savoir un débit et des hauteurs importants. Les trois stations de pompage présentent des HMT proches, ce qui conduit à utiliser le même type de pompe et facilitant ainsi l'entretien et l'exploitation de l'ensemble du système.

Chaque station de pompage sera constituée de 5 pompes identiques de type KSB RDLP ou équivalent, dont une de secours assurant un débit de $1.5\text{m}^3/\text{s}$ pour une hauteur manométrique totale entre 238 et 247,4 m.CE. L'assemblage en parallèle permet de concevoir des stations de pompage pouvant assurer le fonctionnement du transfert même en cas d'arrêt de plusieurs groupes.

Chapitre VI

Protection des conduites contre le coup de bélier

Au cours de l'exploitation du transfert, les conduites et les équipements sont soumis à des variations transitoires et brusques de la pression de l'eau transportée suite à des changements de régime d'écoulement. Ce phénomène est connu sous le nom de coup de bélier.

Le fonctionnement en régime transitoire des installations hydrauliques peut provoquer des ruptures de conduites et des détériorations importantes des organes traversés. Les origines possibles des perturbations induisant ces phénomènes transitoires sont diverses, elles peuvent résulter d'une action externe, interne et même sans aucune action sur les organes installés [*Matringe*].

- Actions externes
 - Ouverture et fermeture de vannes ;
 - Démarrage et arrêt des pompes.
- Actions internes
 - Réservoirs en fin de remplissage ;
 - Fermeture de clapets anti-retours ;
 - Entrées et purges d'air.
- Sans action
 - Cavitation dynamique ;
 - Turbulence de l'écoulement.

L'étude des phénomènes transitoires permettra de parfaire le dimensionnement des installations hydrauliques et de concevoir des moyens de protections adaptées minimisant les phénomènes transitoires.

Pour l'analyse des phénomènes transitoires, nous allons recourir à une simulation sur le logiciel Cebelmail basé sur la méthode des caractéristiques que nous présenterons par la suite.

1. Théorie des phénomènes transitoires

L'étude des écoulements dans un réseau est généralement basée sur la considération d'un état d'équilibre. Lors de régimes transitoires, l'étude passe par la pose de nombreuses hypothèses simplificatrices permettant d'aboutir à des équations relativement simples [*Fox, 1984*].

Les premières méthodes d'analyse d'écoulement en régimes transitoires étaient des méthodes dites graphiques à l'exemple de la méthode de Bergeron, applicable pour des réseaux de faible nombre de conduites avec des conditions aux limites simples.

Avec le développement de l'informatique, des nouvelles méthodes analytiques ont vu le jour et aboutissent à des modèles mathématiques permettant l'analyse de réseaux complexes en régimes transitoires, et en régime d'équilibre comme condition particulière de l'écoulement.

1.1. Description physique du phénomène

Considérons une pompe munie d'un clapet et refoulant dans une conduite horizontale de longueur L alimentant un réservoir de grande dimension (niveau constant). Les pertes de charge sont supposées nulles.

Lors d'un arrêt brusque du groupe de pompage, le clapet se ferme instantanément annulant la vitesse d'écoulement en ce point.

La colonne d'eau, du fait de son inertie, poursuit son mouvement à la vitesse initiale provoquant une dépression à l'aval du clapet. La perturbation se propage de proche en proche jusqu'à l'extrémité de la conduite.

Nous sommes en présence d'un phénomène de propagation d'ondes caractérisé par une vitesse de propagation c et comportant quatre phases de durée L/c (figure 27).

- Phase 1 : l'onde de dépression se propage vers le réservoir en laissant derrière elle une conduite contractée dans laquelle l'eau est immobile. A l'instant $t = L/c$, toute la longueur de la conduite est en dépression.
- Phase 2 : lorsque l'onde atteint le réservoir, il y a réflexion avec changement de signe provoquant une onde de surpression qui repart vers le clapet. La conduite reprend sa section initiale induisant un retour d'eau. A l'instant $t = 2L/c$, la conduite a repris sa forme initiale et l'onde de surpression est réfléchi sur le clapet.
- Phase 3 : la réflexion de l'onde de surpression entraîne une nouvelle onde de même signe annulant le débit d'écoulement sur son passage et dilatant la conduite.
- Phase 4 : à l'instant $t = 3L/c$, une onde réfléchi sur l'extrémité libre du réservoir repart vers le clapet en annulant la dilatation de la conduite et provoquant un écoulement dans la direction du réservoir. Lorsque l'onde atteint le clapet à $t = 4L/c$, la conduite et l'écoulement deviennent identiques à ce qu'ils étaient à l'instant $t = 0$ et les quatre phases se répètent une nouvelle fois.

Le coup de bélier dans une conduite simple est donc un phénomène périodique de période $4L/c$ comportant une succession de phases de dépression et de phases de surpression.

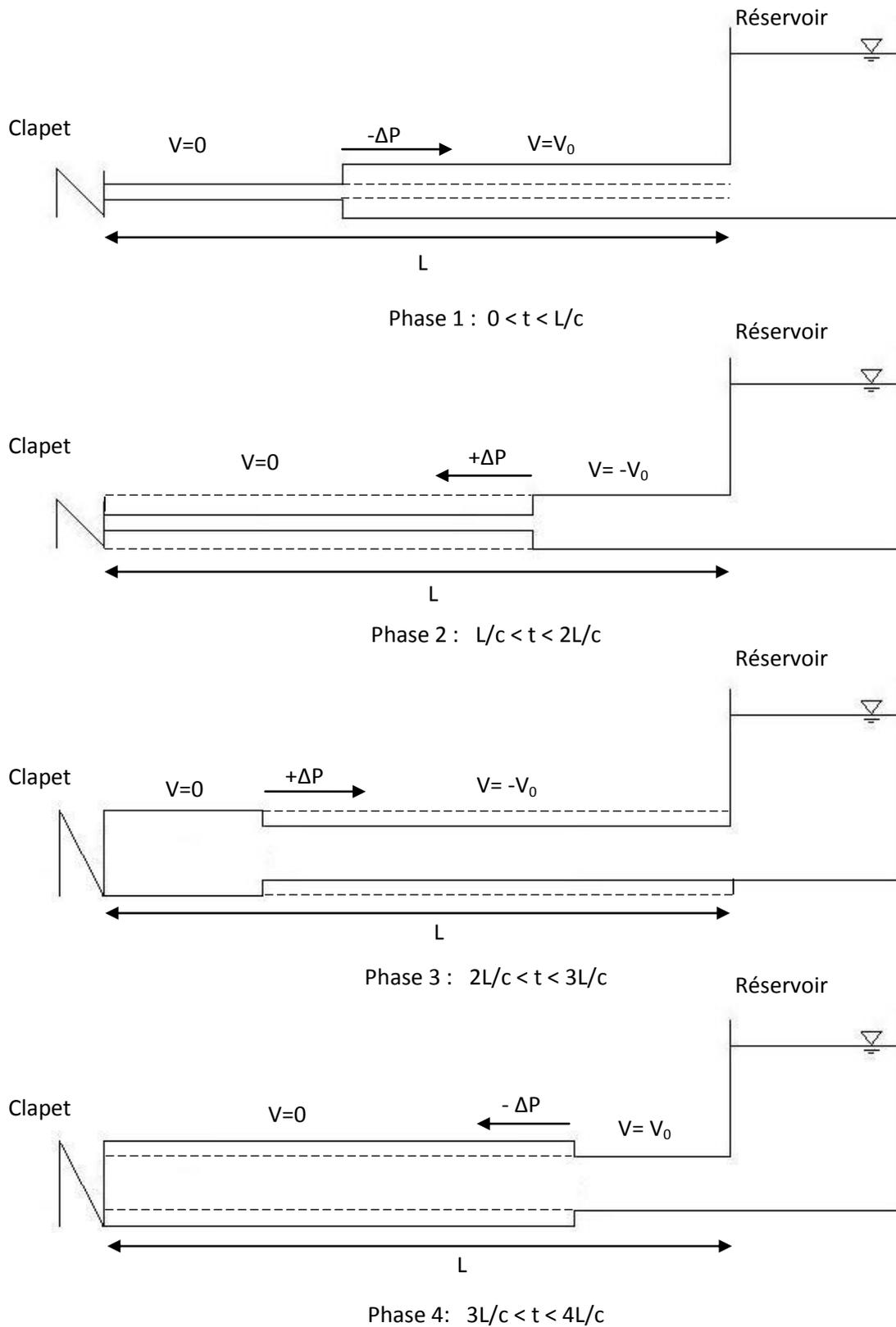


Figure 27 : Phases de propagation de l'onde

1.2. Equations générales

1.2.1. Equation de continuité

L'équation de continuité pour un écoulement unidimensionnel dans une conduite est donnée par la relation [Frelin, 2002] :

$$\frac{\partial(\rho A)}{\partial t} + \frac{\partial(\rho AV)}{\partial s} = 0 \quad (1)$$

En phases transitoires, on admet une variation de la masse volumique en fonction du temps :

$$\rho \frac{\partial A}{\partial t} + A \frac{\partial \rho}{\partial t} + V \rho \frac{\partial A}{\partial s} + A \rho \frac{\partial V}{\partial s} = 0 \quad (2)$$

1.2.2. Equation de la dynamique

L'équation générale de la dynamique pour un fluide visqueux s'exprime par la relation :

$$\rho \frac{d\vec{V}}{dt} = \vec{F}_V + \text{div } \vec{\tau} \quad (3)$$

Pour un fluide parfait en écoulement unidimensionnel, on trouve l'équation d'Euler :

$$\rho \frac{dV}{dt} = F_V - \text{grad } p \quad \longrightarrow \quad \frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial s} + g \frac{\partial Z}{\partial s} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial s} = 0 \quad (4)$$

En posant $p = P - \rho g Z$, on trouve :

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial s} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial s} = 0 \quad (5)$$

1.2.3. Oscillation en masse

Lors d'un changement progressif du régime d'écoulement, la masse volumique du fluide reste pratiquement constante. La variation de pression dans ce cas n'est pas importante et on peut considérer la conduite comme indéformable. Ce phénomène est appelé oscillation en masse.

Dans ce cas, pour une conduite de section constante, l'équation de continuité (2) devient :

$$\frac{dV}{ds} = 0 \quad (6)$$

En remplaçant dans l'équation de la dynamique (5), on trouve :

$$\frac{\partial V}{\partial t} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial s} = 0 \quad (7)$$

En intégrant l'équation à une date t , on obtient :

$$\Delta P = -\rho \Delta s \frac{dV}{dt} \quad (8)$$

Pour une conduite de longueur L et d'extrémités 1 et 2, la relation (8) devient :

$$L \frac{dV}{dt} + \left(\frac{P_2}{\rho} + gZ_2 + \frac{V_2^2}{2} \right) - \left(\frac{P_1}{\rho} + gZ_1 + \frac{V_1^2}{2} \right) = 0$$

Cette expression est valable pour un fluide incompressible s'écoulant dans une conduite indéformable et sans frottement. La détermination des conditions aux limites entraîne la résolution de cette équation.

Pour les petites installations anti-bélier, le traitement simplifié du problème comme étant une oscillation en masse peut aboutir à de bonnes estimations. La vitesse d'écoulement dépend uniquement du temps t et non de l'espace.

Si un phénomène transitoire réduisant la vitesse d'écoulement du fluide de ΔV , se propage à une vitesse c sur une distance Δs en un temps Δt égal à $\Delta s/c$. On trouve [Fox, 1984] :

$$\Delta P = -\rho \Delta s \frac{-\Delta V}{\Delta s/c} \longrightarrow \frac{\Delta P}{\rho g} = c \frac{\Delta V}{g}$$

Ce qui nous donne, lors d'un arrêt brusque de l'écoulement, la formule d'Allievi (parfois attribuée à Joukowski) :

$$\text{Pour } t < 2L/c \quad \Delta H = c \frac{V_0}{g} \quad (9a)$$

A tout instant, la pression se répartit linéairement le long de la conduite ; C'est la une propriété caractéristique des oscillations en masse.

On constate que l'amplitude du coup de bélier est proportionnelle à la vitesse d'écoulement dans la conduite et non de la pression statique qui y règne.

Afin de minimiser la valeur du coup de bélier, le temps d'arrêt de l'écoulement doit être supérieur à un aller et retour de l'onde. Au temps $t = 2L/c$, il subsistera encore une vitesse d'écoulement v .

$$\Delta H = c \frac{V_0 - v}{g}$$

Si on a $t = n2L/c$ et que le débit varie linéairement $Q_0 - q = Q_0/n$, on retrouve la formule de Michaud [Dupont, 1979] :

$$\text{Pour } t > 2L/c \quad \Delta H = \frac{2LV_0}{gt} \quad (9b)$$

Pour des installations importantes, il est nécessaire de prendre en compte la compressibilité de l'eau et l'élasticité de la conduite. Il est question d'un phénomène transitoire dit coup de bélier.

1.2.4. Propagation par onde élastique (Coups de bélier)

1.2.4.1. Equations d'Allievi

Afin de simplifier les équations fondamentales, Allievi décide de négliger les termes non linéaires et celui de la dissipation d'énergie.

Suite à un ébranlement, supposons la propagation d'une onde d'amplitude modérée au sein d'un fluide parfait.

Pour des vitesses relativement faibles de mise en mouvement des particules après passage de l'onde, le terme $V \frac{\partial V}{\partial s}$ sera négligé devant $\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial s}$. L'équation de la dynamique (5) devient :

$$\frac{\partial V}{\partial t} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial s} = 0 \quad (10)$$

Considérons une conduite de section constante en l'absence de perturbation. L'équation de continuité (2) s'écrit sous la forme [Frelin, 2002] :

$$\rho \frac{\partial A}{\partial t} + A \frac{\partial \rho}{\partial t} + A \rho \frac{\partial V}{\partial s} = 0 \quad (11)$$

Pour un fluide compressible, on dispose de l'expression du coefficient de compressibilité isentropique χ_s et de l'élasticité volumique du liquide ε :

$$\frac{\partial P}{\partial \rho} = \frac{1}{\rho \chi_s} = \frac{\varepsilon}{\rho}$$

$$\text{D'où } \frac{\partial \rho}{\partial t} = \frac{\rho}{\varepsilon} \frac{\partial P}{\partial t} \quad (12)$$

A partir de la théorie de l'élasticité pour des conduites déformables, on a :

$$dA = \frac{2A}{E} \left[\frac{d\sigma_\theta}{dP} - \nu \left(\frac{d\sigma_r}{dP} + \frac{d\sigma_s}{dP} \right) \right] dP \quad (13)$$

La contrainte linéique σ_s varie en fonction de la nature des liaisons de la conduite. On désignera par K un coefficient tenant compte ces liaisons :

$$K = \left[\frac{d\sigma_\theta}{dP} - \nu \left(\frac{d\sigma_r}{dP} + \frac{d\sigma_s}{dP} \right) \right] \quad (14)$$

A partir des relations (13) et (14), on trouve :

$$\frac{\partial A}{\partial t} = \frac{2AK}{E} \frac{\partial P}{\partial t} \quad (15)$$

En tenant compte des relations (12) et (15) et en divisant l'équation (11) par A, on aboutit à la relation suivante :

$$\rho \frac{2K}{E} \frac{\partial P}{\partial t} + \frac{\rho}{\varepsilon} \frac{\partial P}{\partial t} + \rho \frac{\partial V}{\partial s} = 0$$

D'où la relation :

$$\frac{\partial P}{\partial t} + \rho c^2 \frac{\partial V}{\partial s} = 0 \quad \text{Avec } c = \sqrt{\frac{1}{\rho \left(\frac{2K}{E} + \frac{1}{\varepsilon} \right)}} \quad (16)$$

A partir de la relation $P = \rho gh$ et des développements précédant, on trouve les équations simplifiées d'Allievi [Fox, 1984] :

$$\frac{\partial V}{\partial s} = -\frac{g}{c^2} \frac{\partial H}{\partial t} \quad \text{Équation de continuité} \quad (17)$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} = -g \frac{\partial H}{\partial s} \quad \text{Équation de la dynamique} \quad (18)$$

En dérivant la première équation par rapport à t, et la deuxième par rapport à s, on trouve :

$$\frac{\partial V}{\partial s} \frac{\partial V}{\partial t} = -\frac{g}{c^2} \frac{\partial^2 H}{\partial t^2} \quad \text{Et} \quad \frac{\partial V}{\partial t} \frac{\partial V}{\partial s} = -g \frac{\partial^2 H}{\partial s^2}$$

$$D'où : \frac{\partial^2 H}{\partial t^2} = c^2 \frac{\partial^2 H}{\partial s^2} \quad (19)$$

Reimann donne la solution de cette équation sous la forme suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} H = H_0 + F\left(t + \frac{S}{c}\right) + f\left(t - \frac{S}{c}\right) \\ V = V_0 - \frac{g}{c} \left[F\left(t + \frac{S}{c}\right) - f\left(t - \frac{S}{c}\right) \right] \end{array} \right. \quad (20)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} H = H_0 + F\left(t + \frac{S}{c}\right) + f\left(t - \frac{S}{c}\right) \\ V = V_0 - \frac{g}{c} \left[F\left(t + \frac{S}{c}\right) - f\left(t - \frac{S}{c}\right) \right] \end{array} \right. \quad (21)$$

F et f sont des signes fonctionnels.

Pour un observateur se déplaçant à vitesse constante c dans le sens contraire de l'écoulement de tel sorte qu'à un instant t on a :

$$s(t) = s_0 - (t-t_0)c \quad \text{et} \quad F\left(t + \frac{s(t)}{c}\right) = F\left(t + \frac{s_0 - (t-t_0)c}{c}\right) = F\left(t_0 + \frac{s_0}{c}\right)$$

On remarque que la valeur F reste constante. Elle représente des ondes se propageant dans le sens inverse du courant à l'inverse du second terme f.

La valeur du coup de bélier étant représentée par b, les équations (20) et (21) deviennent :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = H - H_0 = F\left(t + \frac{S}{c}\right) + f\left(t - \frac{S}{c}\right) \\ -c \frac{(V - V_0)}{g} = F\left(t + \frac{S}{c}\right) - f\left(t - \frac{S}{c}\right) \end{array} \right. \quad (22)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = H - H_0 = F\left(t + \frac{S}{c}\right) + f\left(t - \frac{S}{c}\right) \\ -c \frac{(V - V_0)}{g} = F\left(t + \frac{S}{c}\right) - f\left(t - \frac{S}{c}\right) \end{array} \right. \quad (23)$$

L'addition des deux équations (22) et (23) donne :

$$b - \frac{c}{g}(V - V_0) = 2F$$

La soustraction des deux équations (22) et (23) donne :

$$b + \frac{c}{g}(V - V_0) = 2f$$

En termes de débit, on trouve :

$$b = \frac{c}{gA}(Q - Q_0) + 2F \quad (24)$$

$$b = -\frac{c}{gA}(Q - Q_0) + 2f \quad (25)$$

Pour un observateur se déplaçant dans le sens inverse de l'écoulement, la valeur de F reste constante. La relation (24) représente donc une droite caractéristique de la conduite en régime transitoire de pente $+c/gA$.

Si l'observateur se déplace dans le sens de l'écoulement, on déduit la droite caractéristique de la conduite en régime transitoire de pente $-c/gA$ représentée par l'équation (25).

Ces droites sont à la base de la méthode graphique de Schnyder-Bergeron. L'intersection de deux droites caractéristiques correspond au croisement de deux ondes selon les conditions limites et donnant ainsi la valeur du coup de bélier et la pression au point de rencontre (figure 28).

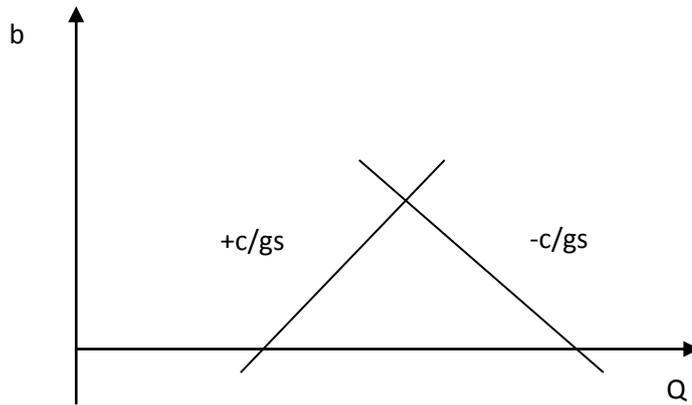


Figure 28 : Droites de Bergeron

1.2.4.2. Equations aux caractéristiques

Les équations d'Allievi ont été établies à partir de l'équation de la dynamique pour un fluide parfait. Cela conduit à négliger les dégradations énergétiques, et par conséquent, les pertes de charge linéaires ne sont pas prises en compte.

De plus, les méthodes graphiques qui en découlent ne permettent d'avoir les variations de pression le long des conduites qu'à condition de multiplier les observateurs et de les disposer aux tronçons voulus.

Afin d'améliorer l'analyse des régimes transitoires, il est donc nécessaire de revenir aux équations fondamentales.

A partir des équations générales de continuité et de la dynamique, il est possible d'arriver à des équations maniables tenant compte des dégradations énergétiques et pouvant être résolues par des programmes informatiques.

On reprend l'équation de continuité (16) établie précédemment [Frelin, 2002] :

$$\frac{\partial P}{\partial t} + \rho c^2 \frac{\partial V}{\partial s} = 0$$

Et on ajoute à l'équation de la dynamique (10) le terme de la dissipation d'énergie :

$$\frac{\partial V}{\partial t} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial s} + \frac{\delta f}{\partial s} = 0 \quad (26)$$

En remplaçant P par $\rho g H$ et en additionnant les équations (16) et (26), il en résulte :

$$\frac{\partial V}{\partial t} + g \frac{\partial H}{\partial s} + \frac{\delta f}{\partial s} + \Lambda \left(g \frac{\partial H}{\partial t} + c^2 \frac{\partial V}{\partial s} \right) = 0 \quad \text{Où } \Lambda \text{ est un coefficient quelconque} \quad (27)$$

D'où l'équation :

$$\Lambda g \left(\frac{1}{\Lambda} \frac{\partial H}{\partial s} + \frac{\partial H}{\partial t} \right) + \left(\Lambda c^2 \frac{\partial V}{\partial s} + \frac{\partial V}{\partial t} \right) + \frac{\delta f}{\partial s} = 0 \quad (28)$$

H et V étant des fonctions du temps t et de l'abscisse s :

$$\frac{dH}{dt} = \frac{\partial H}{\partial s} \frac{ds}{dt} + \frac{\partial H}{\partial t} \quad \text{Et} \quad \frac{dV}{dt} = \frac{\partial V}{\partial s} \frac{ds}{dt} + \frac{\partial V}{\partial t}$$

En posant $\frac{ds}{dt} = \frac{1}{\Lambda} = \Lambda c^2$, l'équation aux dérivées partielles (28) devient une équation différentielle sous la forme suivante :

$$\frac{d}{dt}(\Lambda gH + V) + \frac{\delta f}{\partial s} = 0 \quad (29)$$

Pour une dissipation d'énergie sous forme de pertes de charge linéaires le long d'une conduite, on a la relation suivante :

$$\delta f = \frac{dP}{\rho} = \lambda \frac{ds}{2d} V|V| \quad (30)$$

Avec $\frac{1}{\Lambda} = \Lambda c^2$, on a imposé une valeur à Λ :

$$\frac{1}{\Lambda} = \pm c \quad \text{Et} \quad \frac{ds}{dt} = \pm c \quad (31)$$

Les relations (29), (30) et (31) nous conduisent à deux systèmes d'équations différentielles dits systèmes d'équations caractéristiques :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{ds}{dt} = +c \\ d\left[\frac{g}{c}H + V\right] + \frac{\lambda}{2d}V|V|dt = 0 \end{array} \right. \quad (32)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{ds}{dt} = -c \\ d\left[-\frac{g}{c}H + V\right] + \frac{\lambda}{2d}V|V|dt = 0 \end{array} \right. \quad (33)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{ds}{dt} = +c \\ d\left[-\frac{g}{c}H + V\right] + \frac{\lambda}{2d}V|V|dt = 0 \end{array} \right. \quad (34)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{ds}{dt} = -c \\ d\left[\frac{g}{c}H + V\right] + \frac{\lambda}{2d}V|V|dt = 0 \end{array} \right. \quad (35)$$

Les relations (32) et (34) désignent les lignes caractéristiques et les relations (33) et (35) représentent les équations de compatibilité associées aux lignes caractéristiques correspondantes (figure 29).

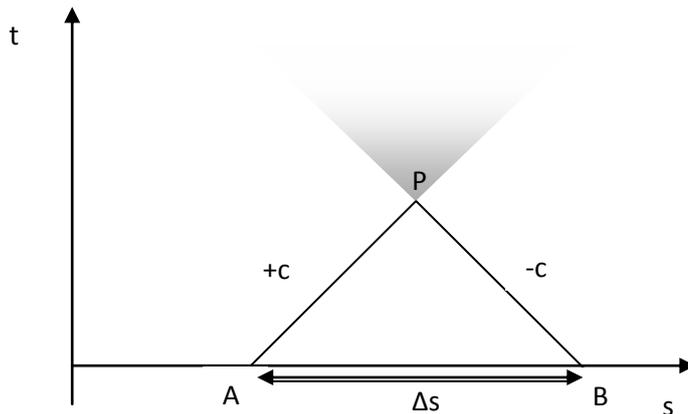


Figure 29 : Représentation des lignes caractéristiques

Dans l'hypothèse d'une vitesse de propagation c constante le long de ligne caractéristique ou bien pour des segments Δs et Δt petits, les lignes caractéristiques deviennent des droites.

L'intersection des deux droites caractéristiques AP et BP au point P détermine la solution des deux systèmes d'équations caractéristiques. Le domaine entre A et B constitue le domaine de dépendance du point P, toute perturbation qui survient dans ce domaine aura des conséquences sur le point P, la zone au dessus de P correspond à sa zone d'influence.

La résolution de ces équations s'effectue par différentes méthodes des différences finies.

Le long de la ligne caractéristique AP, la relation (33) devient :

$$\frac{g}{c}(H_P - H_A) + (V_P - V_A) + \frac{\lambda}{2d} V_A |V_A| \Delta t = 0 \quad (36)$$

Et la relation (35) le long de la droite BP :

$$-\frac{g}{c}(H_P - H_B) + (V_P - V_B) + \frac{\lambda}{2d} V_B |V_B| \Delta t = 0 \quad (37)$$

Si H_A , V_A , H_B , V_B sont connus aux point A(s_0 , t_0) et B(s_0 , t_0), On obtient les valeurs H_P , V_P par résolution des deux équations (36) et (37).

Par ce procédé, on obtient les charges H et les vitesses V à chaque pas de temps Δt le long de la conduite après détermination des conditions limites (fermeture-ouverture de vannes, démarrage-arrêt de pompes...).

2. Dispositifs anti-bélier

Supposons un arrêt progressif de l'écoulement avec une répartition linéaire de la valeur du coup de bélier le long de la conduite. Il y aura une dépression maximale près de la pompe pour les conduites de refoulement et une surpression maximale près de la vanne de régulation pour les conduites à écoulement gravitaire (figure 30).

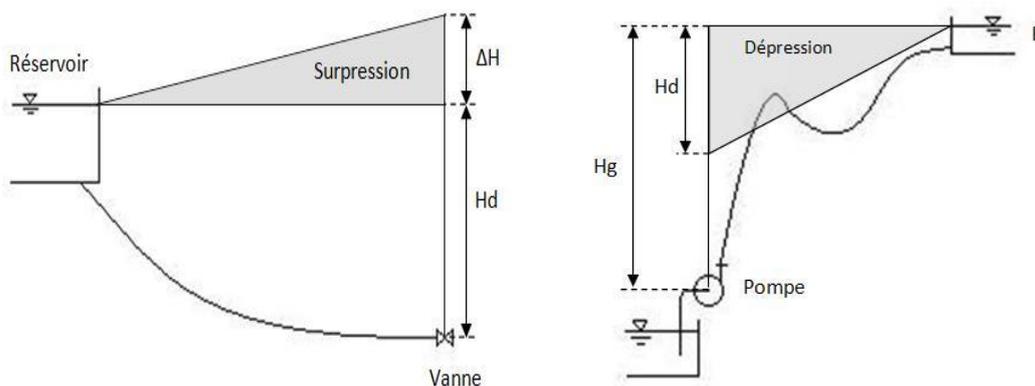


Figure 30 : Répartition des pressions en régime transitoire (fermeture lente)

On constate que les dispositifs de protection doivent être installés à l'aval des stations de pompage et à l'amont des vannes de régulation de conduites gravitaires où la variation de pression est importante. Lors de conduites de refoulement avec un profil accidenté présentant des points hauts, il s'avère nécessaire dans certain cas de prévoir des dispositifs de protection locale (entrées d'air, soupapes de décharge, cheminée d'équilibre...).

2.1. Protections basée sur des systèmes sans stockage d'énergie

– *Vannes de régulation*

De la formule de Michaud (9b) établie précédemment, on voit bien l'intérêt d'adopter une fermeture progressive de la vanne de régulation aval pour les conduites gravitaires.

Pour $t > 2L/c$, on a :
$$\Delta H = \frac{2LV_0}{gt}$$

On a vu, au cours du chapitre précédent, que l'arrêt et le démarrage des pompes étaient généralement accompagnés par une manœuvre sur la vanne de régulation placée en aval.

Pour les installations importantes, la mise en marche des pompes s'effectue vanne fermée. L'ouverture de la vanne se fait progressivement jusqu'à atteindre le point de fonctionnement du réseau diminuant ainsi l'amplitude du coup de bélier qui en résulte. La fermeture progressive de la vanne doit aussi précéder tout arrêt de groupes de pompage.

– *By-pass*

Suite à une coupure d'alimentation ou d'une disjonction d'un relais de sécurité, l'arrêt des groupes de pompage ayant une faible inertie s'effectue brutalement provoquant un coup de bélier dont il est souvent nécessaire de réduire.

On dispose d'un by-pass muni d'un clapet entre l'aspiration et le refoulement de la pompe lorsque la dépression, provoquée par un arrêt brutal de la pompe, peut devenir acceptable en évitant les pertes de charge à travers la pompe et uniquement pour des hauteurs de refoulement faibles.

– *Clapets d'entrée d'air*

Positionnées aux points hauts du profil de la conduite où la dépression admissible est dépassée. Parfois associé à des ventouses, ils permettent l'entrée d'air pour lutter contre les pressions relatives négatives.

Il est nécessaire lors de l'étude de connaître le diamètre de la ventouse, ses coefficients de perte de charge à l'entrée et à la sortie ainsi que la cote de l'orifice par rapport à la génératrice supérieure de la conduite.

Les ventouses et entrées d'air n'ont pas un comportement linéaire en fonction du temps et de la pression : le début de l'ouverture se produit après l'installation dans la conduite de l'onde de dépression, en tenant compte du déplacement des composants mécaniques et de la mise en débit. De plus, elles perdent leur étanchéité avec l'âge.

Ces équipements doivent être soumis à des contrôles réguliers au risque de mal protéger la conduite et ses installations du coup de bélier. L'étude et la fabrication de ces équipements doit être confiées à des spécialistes.

– *Soupapes de décharge*

Faisant intervenir des composants mécaniques, elles permettent d'éliminer localement les surpressions dépassant une valeur donnée dite pression de tarage. Le volume d'eau libéré en cas de surpression peut être important (figure 31 et 32).

Comme pour les clapets d'entrée d'air, l'utilisation des soupapes nécessite un entretien régulier et un contrôle rigoureux.



Figure 31 : *Soupapes de décharge en fonctionnement [photo KSB]*

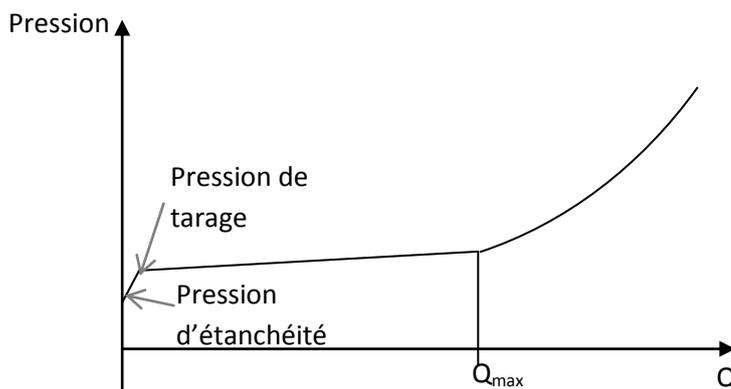


Figure 32 : *Courbe caractéristique d'une soupape de décharge*

2.2. Protections avec système de stockage d'énergie

– *Volants d'inertie*

Pour de faibles dépassements de la valeur limite de dépression à l'aval de la pompe, l'alimentation d'une conduite en cas de disjonction du groupe de pompage peut être prolongée en augmentant l'inertie du moteur grâce à un volant d'inertie.

Ce dispositif permet de protéger efficacement les petites installations de faible hauteur manométrique avec des refoulements de courte distance. L'augmentation de la longueur de la conduite à protéger entrainera l'utilisation de volants plus lourd, et par conséquent, un surdimensionnement inadmissible du moteur d'entraînement.

L'utilisation des volants d'inertie reste limitée à la réduction de la dépression en aval des pompes dans le cas de conduites n'excédant pas les centaines de mètres.

– Cheminées d'équilibre

Généralement utilisée dans les installations hydroélectriques et les conduites à écoulement gravitaire à basse pression, elles constituent une protection complémentaire à la fermeture progressive de la vanne de régulation aval.

L'utilisation des cheminées d'équilibre pour les conduites de refoulement se limite à de faibles hauteurs manométriques. L'installation de ce dispositif près de la station de pompage exige une hauteur totale supérieure à la charge donnée par les pompes (figure 34). Cependant, elles peuvent être utilisées, en combinaison avec un réservoir d'air au niveau de la station de pompage, comme protection contre la cavitation à certains points hauts sur la conduite (figure 33).

Elles permettent de transformer les transitoires de hautes fréquences et de pressions élevées, en transitoires de basses fréquences et de faibles pressions. Le régime transitoire dans une conduite avec cheminée d'équilibre se réduit donc à un phénomène d'oscillation en masse entre deux surfaces libres jusqu'à obtention des conditions statiques.



Figure 33 : Cheminée d'équilibre de l'aménagement hydroélectrique Manicouagan 5, Canada

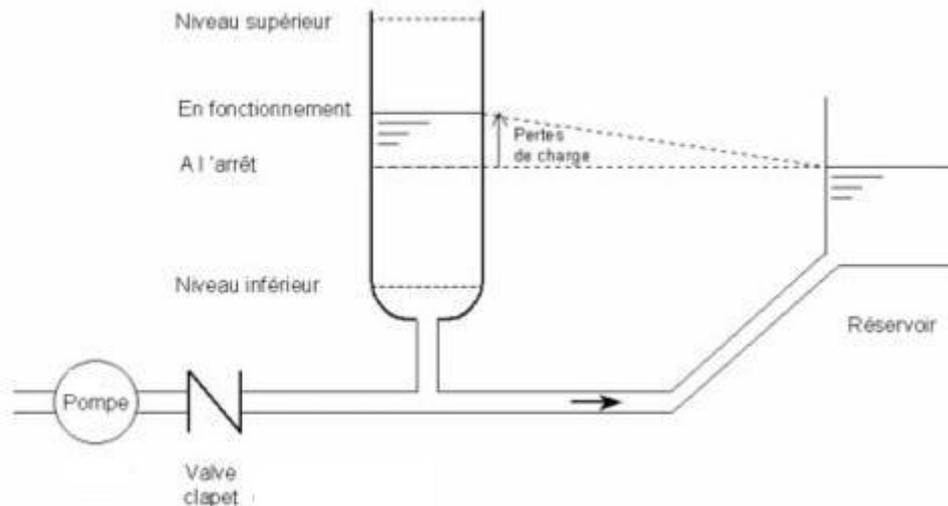


Figure 34 : Installation d'une cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement

– Réservoirs d'air

Les réservoirs d'air sont des dispositifs simples protégeant l'installation des surpressions et des dépressions en régime transitoire. Ils sont conçus suivant le principe de la compressibilité des gaz : les transitoires thermiques étant peu connus en détail, on utilise généralement une loi dite polytropique.

$$P V^\gamma = \text{constante}$$

Où P représente la pression du gaz, V sont volume et γ un exposant entre 1 (isotherme-vidanges lentes) et 1,4 (isentropique-vidanges rapides).

Dans le cas de surpression dans la conduite, l'eau pénètre dans le réservoir et comprime le gaz emprisonné à l'intérieur. Quand une baisse de pression survient, l'eau ressort du réservoir évitant ainsi les phénomènes de cavitation et l'écrasement de la conduite par dépression.

Avec le temps, le gaz contenu dans le réservoir se dissout dans l'eau et s'évacue à travers la conduite. Il est indispensable dans ce cas de prévoir un système réservoir-compresseur permettant de réguler le volume d'air en fonction des niveaux d'eau et de la pression à l'intérieur du réservoir (figure 35).

L'utilisation de réservoirs d'air à proximité des pompes peut entraîner des coups de clapet. Lors de l'arrêt du pompage, l'écoulement dans la conduite s'annule puis s'inverse entraînant la fermeture du clapet situé à l'aval de la pompe.

Si la fermeture du clapet ne s'effectue pas avant l'inversement de l'écoulement, le battant est appliqué brusquement et bruyamment sur son siège, soumettant le matériel à des contraintes importantes. Or, l'installation d'un réservoir d'air provoquera un retour d'onde plus rapide vers le clapet, et donc, diminuera le temps d'inversement du débit.

Il est donc préférable d'éloigner le dispositif anti-bélier du clapet de pompe et d'adopter des clapets à fermeture plus rapide (clapets à ressort, clapets à battants multiples...)

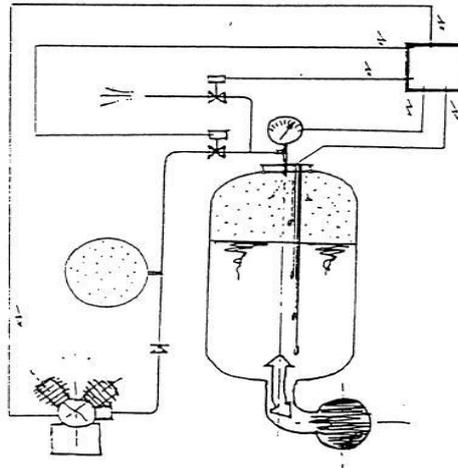


Figure 35 : Principe d'installation d'un système réservoir-compresseur [Charlatte]

Il existe des réservoirs d'air équipé de vessie, empêchant la dissolution du gaz. Ils sont utilisés essentiellement pour les eaux claires et pour les eaux potables où l'utilisation de compresseurs est exclut. Le recours à une vessie est déconseillé dans le cas d'une eau chargée en particules solides ou contenant des matières fermentescibles provoquant des poche d'air.

– **Anti-bélier à régulation d'air automatique ARAA**

La conception d'un réservoir d'air pour la protection d'une conduite de faible pente conduit souvent à adopter des volumes d'air importants. Une solution consiste à allier les avantages des réservoirs d'air et des cheminées d'équilibre en un seul équipement appelé ARAA.

Lorsque le niveau d'eau dans le réservoir n'atteint pas le flotteur, l'équipement fonctionne à la pression atmosphérique d'une manière identique à une cheminée d'équilibre. Une fois que le flotteur obstrue le tube plongeur, l'air enfermé se comprime avec l'augmentation de la pression dans la conduite (figure 36).

Ce système particulièrement adapté aux refoulements d'effluents chargés avec des profils plats permet une protection contre les dépressions à l'arrêt des pompes identique aux réservoirs d'air, puis fonctionne à la pression atmosphérique transformant le phénomène transitoire en oscillation en masse. Il présente l'avantage de ne nécessiter aucun control de quantité d'air, mais il est conseillé d'effectuer un arrêt de pompage journalier afin de renouveler l'air.



Figure 36 : Principe de fonctionnement de l'ARAA [Charlatte]

3. Etude des régimes transitoires du transfert

Au cours de l'étude, nous allons déterminer à l'aide d'un logiciel de simulation les pressions minimales et maximales le long de la conduite de transfert à la suite d'une manœuvre ou d'un événement exceptionnel. Puis, on établira un choix d'équipements de protection adéquat afin de réduire l'amplitude des régimes transitoires à des limites admissibles.

L'analyse des régimes transitoires s'effectuera à l'aide du logiciel Cebelmail.

3.1. Etapes de calcul

- a) Définir le régime permanent initial. Dans le cas où il existerait plusieurs régimes permanents, on prendra le cas le plus défavorable pour l'étude du régime transitoire ;
- b) Déterminer les éléments susceptibles d'engendrer un phénomène transitoire ;
- c) Effectuer le calcul en régime transitoire suivant les différents scénarii envisageables sans dispositifs de protection et évaluer l'amplitude du coup de bélier ;
- d) Choisir et dimensionner les protections anti-bélier aux sections présentant des surpressions ou dépressions excessives. Le dimensionnement s'effectue par calculs successifs jusqu'à obtention de courbes enveloppes des pressions minimales et maximales admissibles le long de la conduite.

3.2. Présentation du logiciel Cebelmail

Cebelmail est un logiciel de modélisation des phénomènes transitoires par la méthode des caractéristiques causées par une large gamme de composants. Le logiciel a été développé dans les années 80 par une équipe du CEMAGREF, notamment par Maurice MEUNIER, auteur de l'ouvrage "les coups de béliers et la protection des réseaux d'eau sous pression", puis traduit du FORTRON au C++ et amélioré par la société DIADEME en 1993.

Les potentialités de modélisation du logiciel sont multiples :

- Simplicité de la gestion des réseaux par une combinaison de nœuds et d'arcs ;
- Analyse des régimes transitoires par la méthode des caractéristiques ;
- Traitement des réseaux ramifiés et maillés ;
- Modélisation en transitoire des pompes, vannes de régulation, soupapes de décharge, cheminées d'équilibre et réservoirs d'air ;
- Analyse de la cavitation/séparation de liquide.

3.2.1. Hypothèses de calcul

La résolution des équations caractéristiques s'effectue par pas de temps sur une durée limitée par l'utilisateur et reposant sur les hypothèses suivantes :

- Ecoulement d'un liquide unidimensionnel ;
- Pas de réactions chimiques ;

- La vitesse de propagation de l'onde reste constante pendant le régime transitoire ;
- Fluide newtonien.

3.2.2. Paramètres essentiels de la modélisation

- La représentation respectueuse du profil de la conduite avec ses points hauts, ses points bas, les nœuds correspondant aux changements importants de pente et aussi ceux sur lesquels sont placés des équipements ;
- La schématisation du réseau de façon à retenir que les nœuds et tronçons importants. Il en résultera une simplification des calculs et une réduction du temps d'exécution significative ;
- Bien définir les extrémités des conduites (niveaux des réservoirs, ouvertures libres, bouts morts...);
- La représentation fidele du fonctionnement et des caractéristiques des équipements suivant les données proposées par le logiciel.

3.3. Dimensionnement des dispositifs de protection

Compte tenu du nombre limité d'équipement sur la conduite de transfert et du principe de démarrage et d'arrêt des pompes sur vanne fermée, les régimes transitoires sont essentiellement causés par arrêt inopiné d'un ou plusieurs groupes de pompage suite à une coupure d'alimentation électrique où à une disjonction d'un relais de sécurité.

On étudiera le cas extrême où les quartes pompes de chaque station de pompage s'arrête brusquement.

3.3.1. Modélisation

Le transfert sera divisé en trois (3) parties indépendantes hydrauliquement dans sa partie refoulement : SP1-SR1, SR1-SR2, SR2-BE1.

Les niveaux des bassins d'aspiration de chaque station de pompage sont supposés constants (niveaux minimums) et les groupes de pompage seront schématisés par une seule pompe d'un débit de $6 \text{ m}^3/\text{s}$ et de hauteur manométrique nominale H_n (tableau 49).

On disposera de clapets anti-retour empêchant le dévirage des pompes.

Tableau 49 : Niveaux minimaux des baches d'aspiration des stations de pompage

Tronçon	L [m]	D [m]	H_n [m]	Alt Pompes [m NGA]	Niveau Amont [m NGA]	Niveau aval [m NGA]
SP1-SR1	6895,7	2	238	532	535	757
SR1-SR2	3778,8	2	247,1	754	757	997
SR2-BE1	1540,2	2	247,4	994	997	1244

La vitesse de propagation de l'onde, dépendante du type de canalisation choisit DN2000 avec une épaisseur uniforme de 14,5 mm et une nuance d'acier de 360 MPa pour le refoulement, sera prise $c = 1100$ m/s.

3.3.2. Tronçon SP1-SR1 : disjonction des groupes de pompage SP1

On suppose un arrêt instantané des groupes de pompage représentés par une pompe unique (inertie négligée) avec un clapet anti retour disposé à la sortie de la pompe schématisé par une perte de charge singulière infinie dans le sens contraire de l'écoulement.

3.3.2.1. *Régime transitoire sans protection anti-bélier*

– *Modélisation du réseau*

Conduite $k = 0,1$ mm, $D = 2000$ mm, $c = 1100$ m/s

n1 : Réservoir, $Z_0 = 535$ m

n1-n2 : Pompe centrifuge, H nominale = 238 m, manœuvre = disjonction $t = 1$ s, $Q_n = 6$ m³/s

n2 : Nœud simple, $Z_{sol} = 532$ m

n2-n3 : Perte de charge singulière, $\alpha_1 = 0$, $\alpha_2 = 1.10^{20}$

n3 : Nœud simple, $Z_{sol} = 532$ m

n3-n4 : Conduite, $L = 1415$ m

n4 : Nœud simple, $Z_{sol} = 660$ m

n4-n5 : Conduite, $L = 242$ m

n5 : Nœud simple, $Z_{sol} = 698$ m

n5-n6 : Conduite, $L = 290$ m

n6 : Nœud simple, $Z_{sol} = 700$ m

n6-n7 : Conduite, $L = 337$ m

n7 : Nœud simple, $Z_{sol} = 748$ m

n7-n8 : Conduite, $L = 1500$ m

n8 : Nœud simple, $Z_{sol} = 600$ m

n8-n9 : Conduite, $L = 342$ m

n9 : Nœud simple, $Z_{sol} = 657$ m

n9-n10 : Conduite, $L = 463$ m

n10 : Nœud simple, $Z_{sol} = 555$ m

n10-n11 : Conduite, $L = 1763$ m

n11 : Nœud simple, $Z_{sol} = 744$ m

n11-n12 : Conduite, $L = 132$ m

n12 : Nœud simple, $Z_{sol} = 732$ m

n12-n13 : Conduite, $L = 395$ m

n13 : Réservoir, $Z_0 = 757$ m

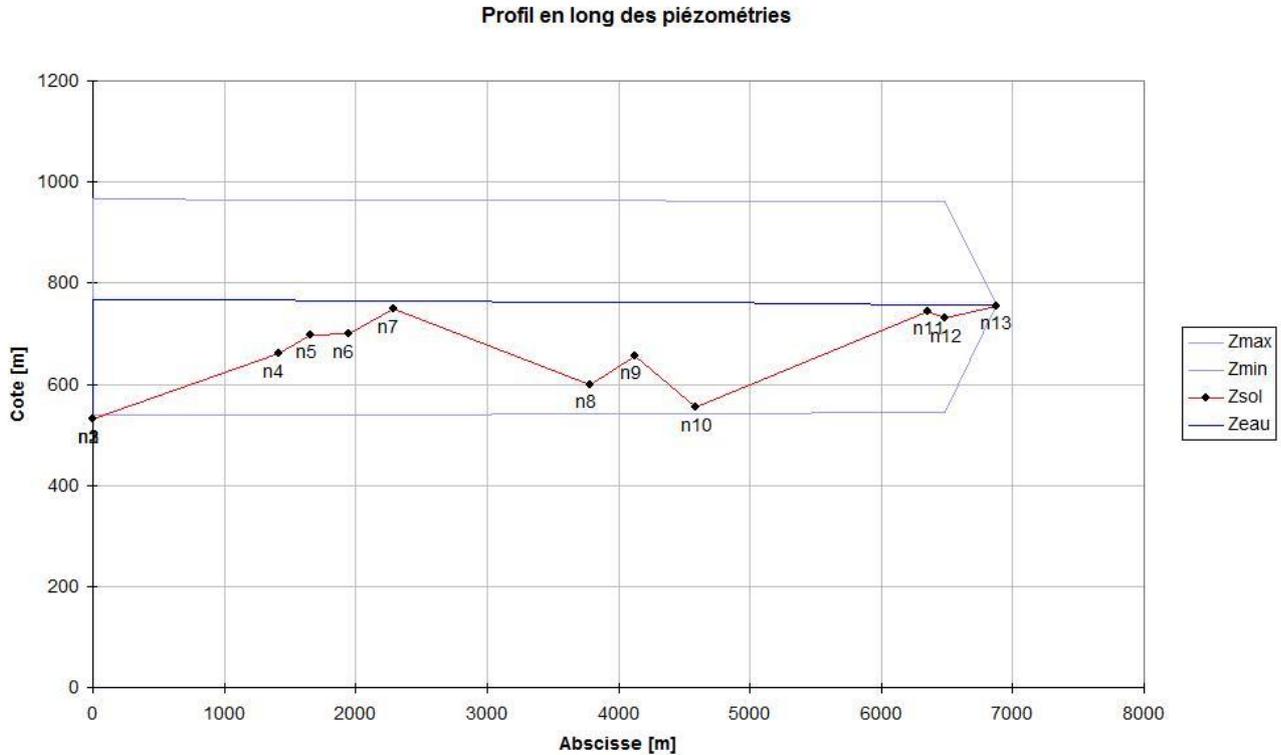


Figure 37 : Courbes enveloppes des pressions SP1-SR1 sans protections

On constate à partir de la figure 37, une surpression et une dépression maximales de l'ordre de 431 m.CE (nœud n3) et -208 m.CE (nœud n7) respectivement. Il est donc nécessaire de prévoir des dispositifs de protection.

3.3.2.2. Choix et dimensionnement des dispositifs

Afin de réduire la dépression sur cette ligne de refoulement, on dispose d'un réservoir d'air à l'aval de la station de pompage avec un volume déterminé par calculs successifs.

Le volume du réservoir d'air étant proportionnel au volume de la conduite à protéger, la longueur importante de 6,8 km nous conduit à des volumes excessifs. De plus, le point haut du profil de la conduite noté n7 présente une importante dépression ne pouvant être protégé efficacement que par une cheminée d'équilibre.

On opte alors pour une protection composée d'un réservoir d'air au nœud n3 et d'une cheminée d'équilibre au nœud n7

– Réservoir d'air

Il permet l'alimentation de la conduite au nœud n3 à l'aide d'une réserve d'eau suite à la disjonction des groupes de pompage et réduira aussi bien les dépressions que les surpressions le long de la conduite.

Pour des installations de faible importance, un dimensionnement simplifié peut être effectué à l'aide de l'abaque de M. Vibert en supposant le phénomène comme une oscillation en masse et en négligeant les pertes de charge.

Dans le cas d'une installation de grande capacité, la méthode simplifiée entraîne rapidement des volumes de réservoir excessifs et il est alors nécessaire de prendre en compte les pertes de charge linéaires et singulières.

Le réservoir sera relié à la conduite principale DN2000 par une conduite de diamètre $d = 700\text{mm}$ ($d \approx D/2$) équipée d'un clapet à battant percé comme organe d'étranglement amortissant ainsi rapidement les oscillations et abaissant la courbe enveloppe des surpressions.

Lors de la fermeture du clapet pour un écoulement entrant au réservoir, un orifice de diamètre $d' = 160\text{mm}$ permet le libre passage de l'eau. A partir de l'Abaque des pertes de charge dans un diaphragme [Annexe 9] et avec $m = d'/d$, on trouve :

$$m = 0,052 \longrightarrow c' = 2,66 \quad \text{où } c' \text{ représente la perte de charge dans un diaphragme.}$$

La relation $\Delta H = c' V^2/2g$ pouvant s'écrire sous la forme $\Delta H = \alpha Q^2$, on aboutit à un coefficient de perte de charge $\alpha = 335,24$. La perte de charge singulière de l'écoulement sortant du réservoir sera nulle (clapet totalement ouvert).

Une fois que le volume initial V_0 du réservoir à la pression atmosphérique P_{atm} est fixé, on calcule la pression absolue en régime permanent P_0 suivant une loi isotherme :

$$P_{\text{atm}} V_0 = P_0 U_0 \quad \text{avec, } U_0 \text{ représentant le volume d'air initial dans le réservoir à la pression } P_0$$

$$P_0 = Hg - h_0 + 10$$

Au cours d'un régime transitoire, la variation du volume d'air s'effectue suivant une loi polytropique :

$$P U^\gamma = P_0 U_0^\gamma \quad , \gamma \text{ varie entre 1 et 1,4 (on prend généralement 1,2)}$$

D'où :

$$P_{\text{min}} = \frac{P_0 U_0}{U_{\text{max}}^\gamma} \quad \text{Et } P_{\text{max}} = \frac{P_0 U_0}{U_{\text{min}}^\gamma}$$

Lors des calculs, on négligera les pertes de charge linéaires dues à la conduite de raccord.

– *Cheminée d'équilibre*

Elle sera positionnée au point haut (nœud n7) à la cote 748 NGA. Sa section sera choisie de façon à avoir des variations de niveaux acceptables sans dénoyage. L'augmentation de la section diminuera l'amplitude de variation du niveau d'eau mais augmentera la période des oscillations, pénalisant le temps de redémarrage du système de transfert.

– Résultats des calculs

La simulation sur le logiciel nous donne les résultats suivants :

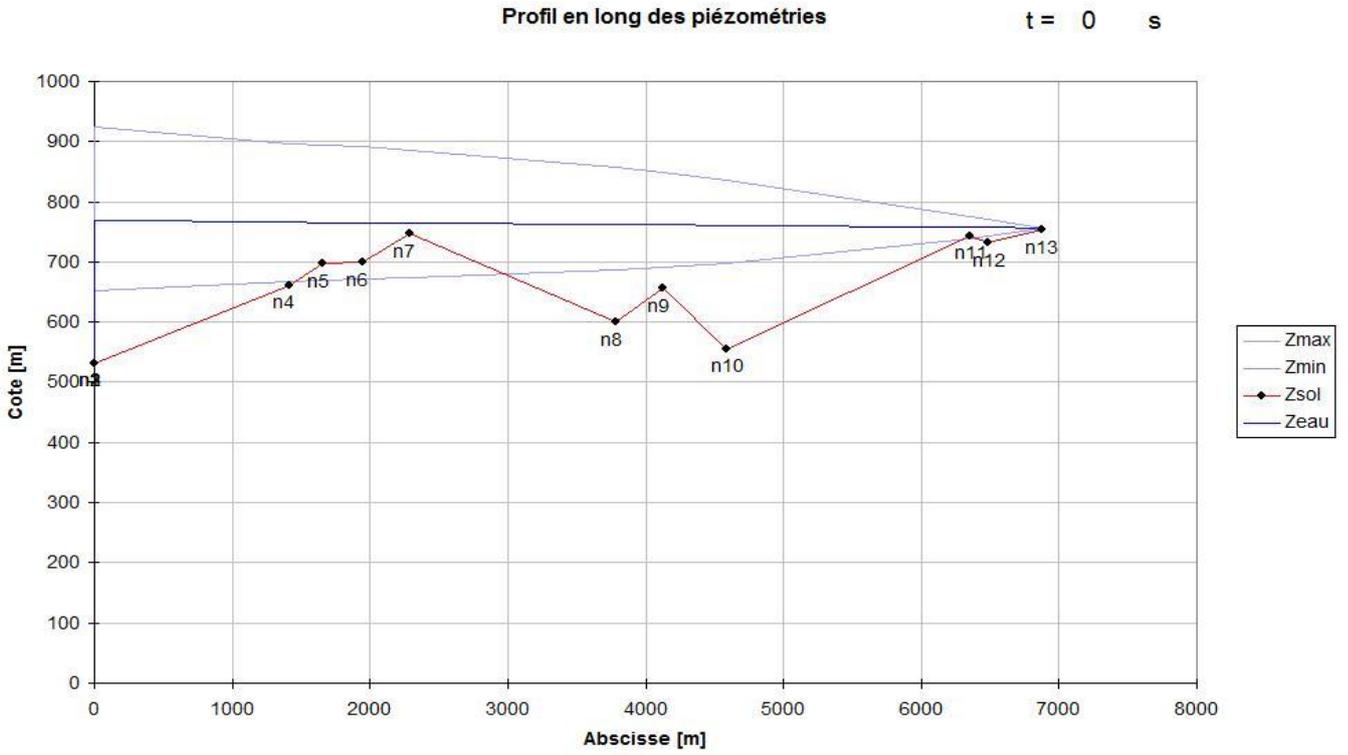


Figure 38 : Courbes enveloppes des pressions dans le tronçon SP1-SR1 avec réservoir d'air $V_0=2000m^3$

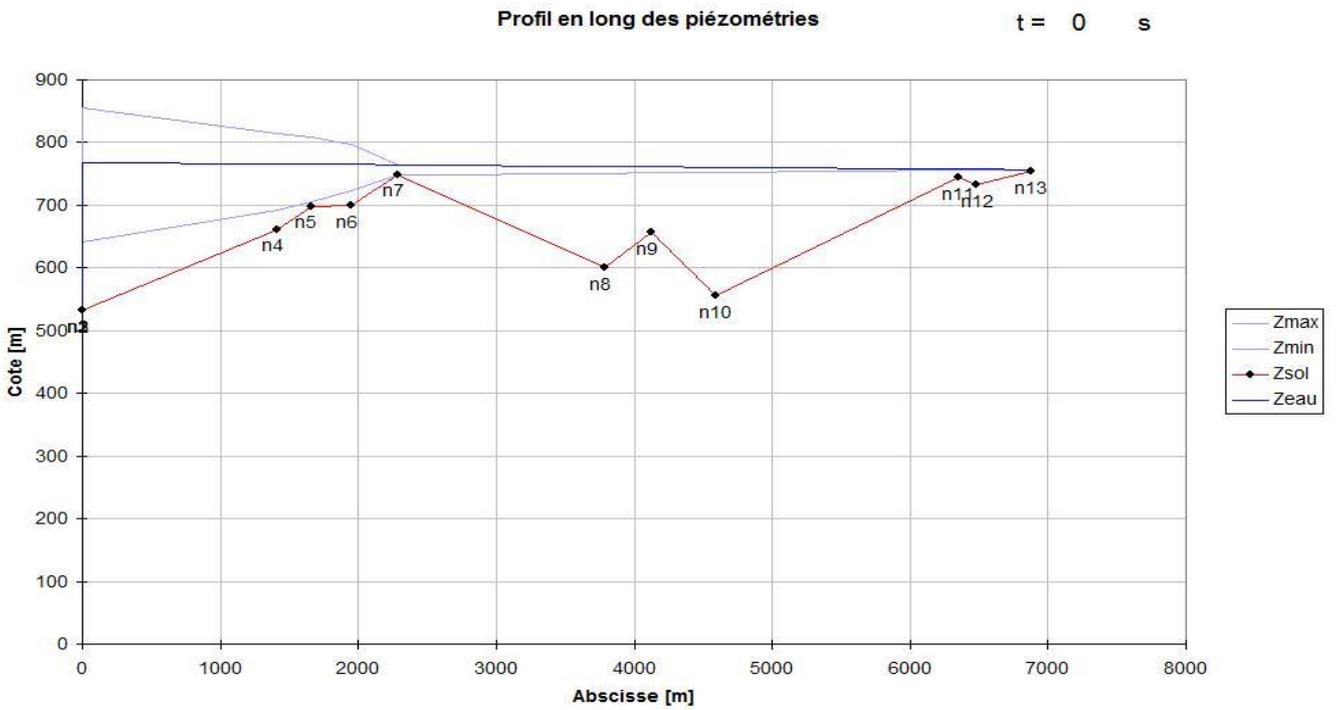


Figure 39 : Courbes enveloppes des pressions dans le tronçon SP1-SR1 avec cheminée d'équilibre et réservoir d'air

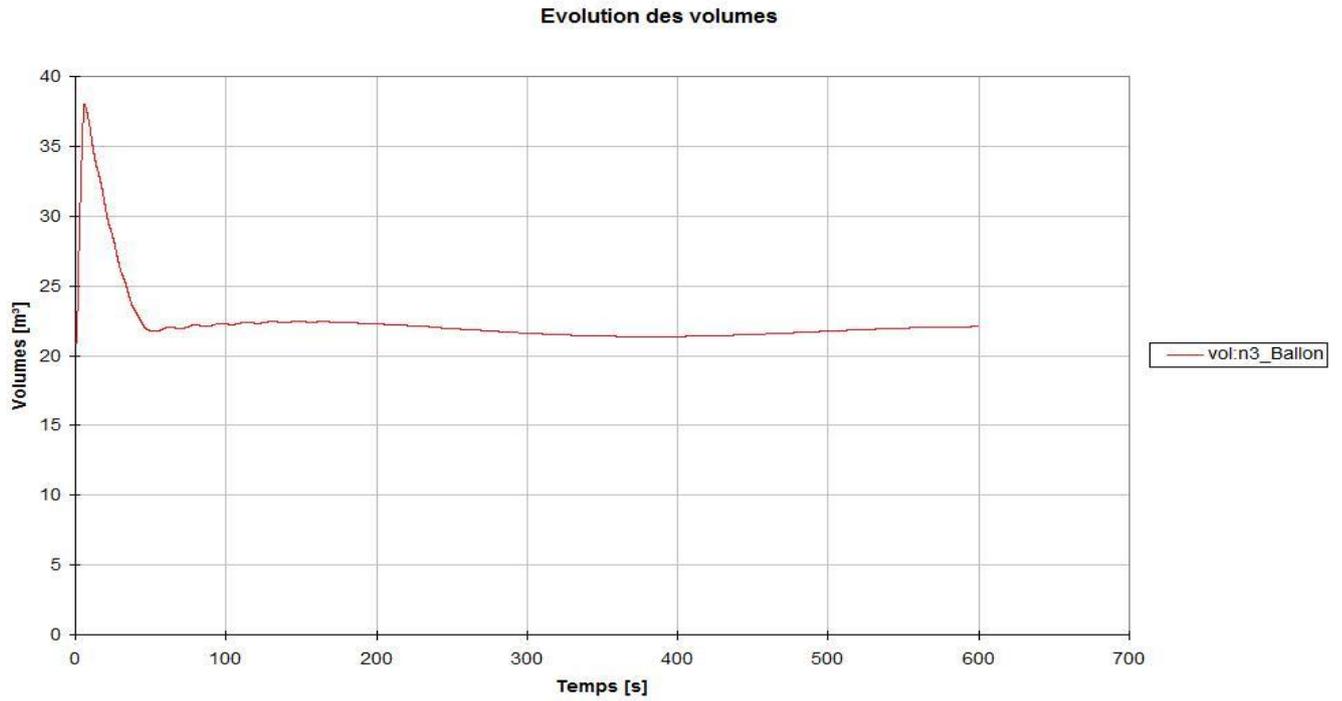


Figure 40 : Variation du volume d'air dans le réservoir anti-béliier

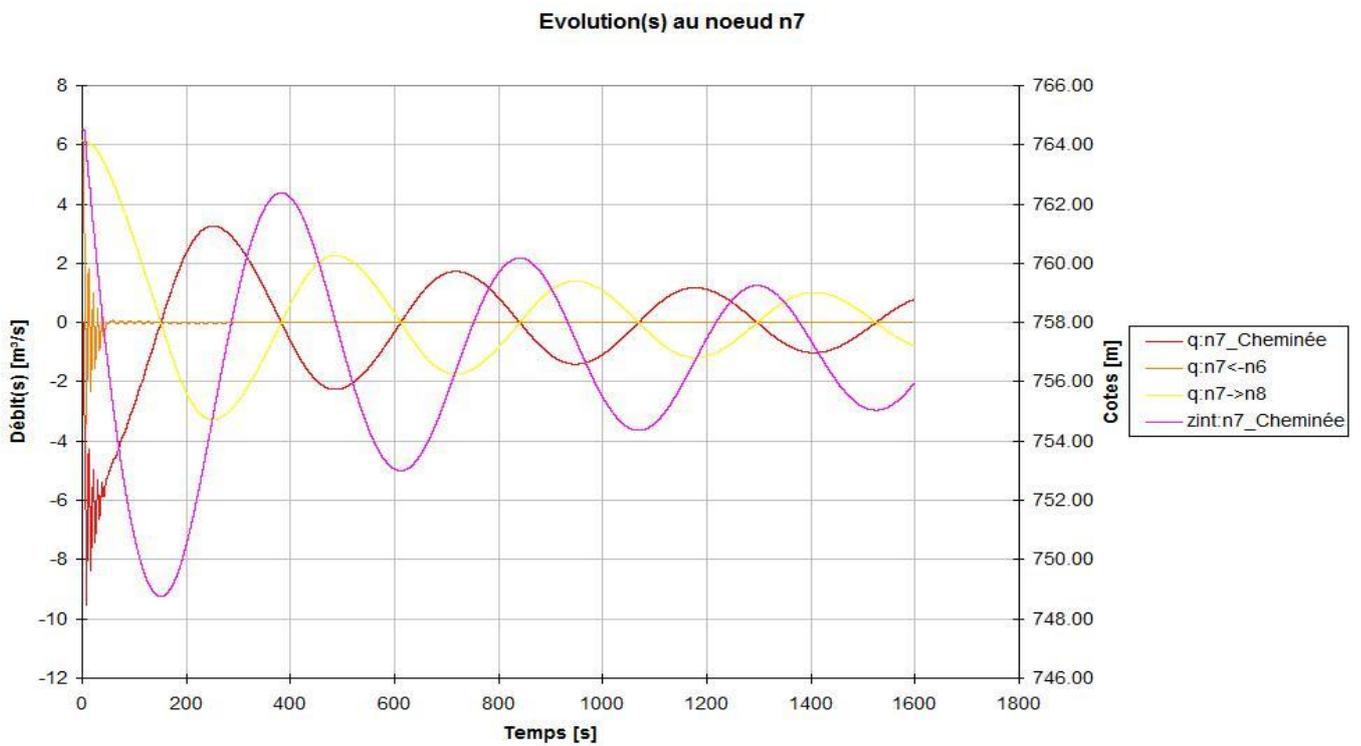


Figure 41 : Variation des débits et du niveau piézométrique dans la cheminée d'équilibre

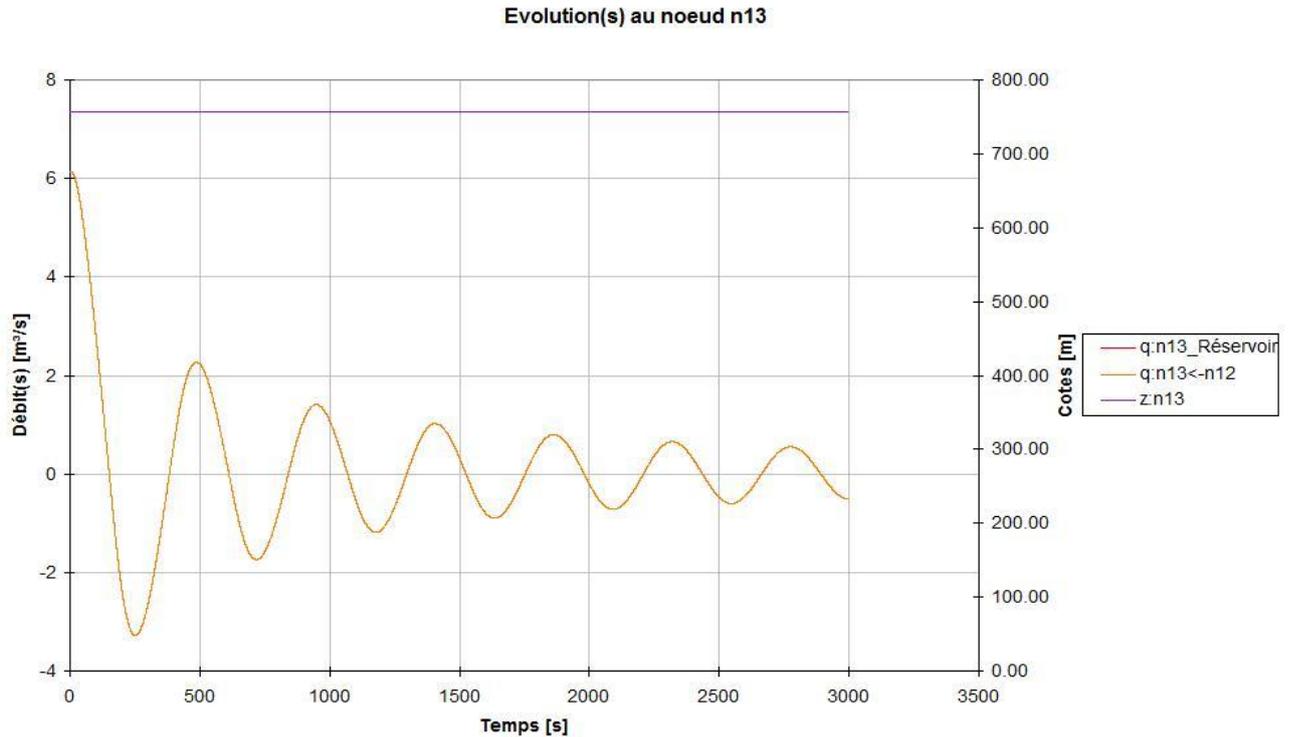


Figure 42 : Variation du débit à l'entrée du réservoir de refoulement de SR1

– *Analyse des résultats*

A partir de ces résultats (figure 39), on constate des pressions maximales de fonctionnement de l'ordre de 324 m.CE. Il n'existe aucune dépression le long de la conduite.

La cheminée d'équilibre, implantée à la cote 748 NGA à 2,28 km au sud de la station de pompage SP1, a pour caractéristiques :

- Niveau maximal du plan d'eau à la cote 764,6 NGA
- Niveau minimal du plan d'eau à la cote 748,8 NGA
- Section $S = 35 \text{ m}^2$

Ceci correspond à une simulation pour des niveaux minimaux des baches d'aspiration et de refoulement. Le fonctionnement des baches à leurs niveaux maximaux entraînera une augmentation du même ordre du niveau maximal du plan d'eau dans la cheminée d'équilibre.

On prendra donc une hauteur de cheminée de 20m de haut. L'ouvrage sera constitué d'une canalisation enterrée de type DN2000, ascendante et avec une pente de 0,112 m/m pouvant contenir un volume d'eau de 700 m^3 (figure 43).

La figure 41 indique une séparation hydraulique du régime transitoire entre le tronçon amont et aval de la cheminée d'équilibre : le débit vers l'amont influence faiblement le débit aval.

On remarque à partir de la figure 42, représentant la variation du débit à l'entrée du réservoir de refoulement SR1, que la variation du débit induite par l'oscillation en masse entre la cheminée d'équilibre et le réservoir de refoulement SR1 conduit à prévoir un volume important au niveau de SR1 afin de réguler le niveau du plan d'eau et stabiliser le phénomène.

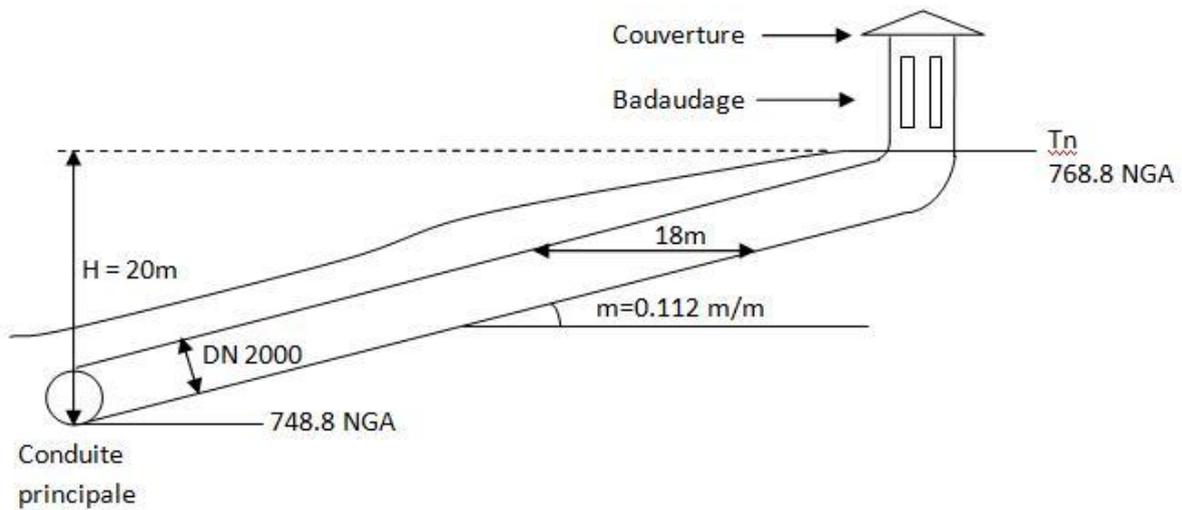


Figure 43 : Dimensionnement de la cheminée d'équilibre

Le dimensionnement du réservoir d'air nous donne un volume d'air $V_0 = 500 \text{ m}^3$ à la pression atmosphérique. Pour un niveau initial dans le réservoir à la cote 536 NGA, on trouve:

$U_0 = 21,28 \text{ m}^3$ à la pression $P_0 = 242,59 \text{ m.CE}$

$U_{\max} = 38,64 \text{ m}^3$ à la pression $P_{\min} = 118,59 \text{ m.CE}$

On opte pour un réservoir de 50 m^3 , soit un cylindre horizontal de 3 mètres et une longueur $L = 7,1 \text{ m}$ (figure 44).

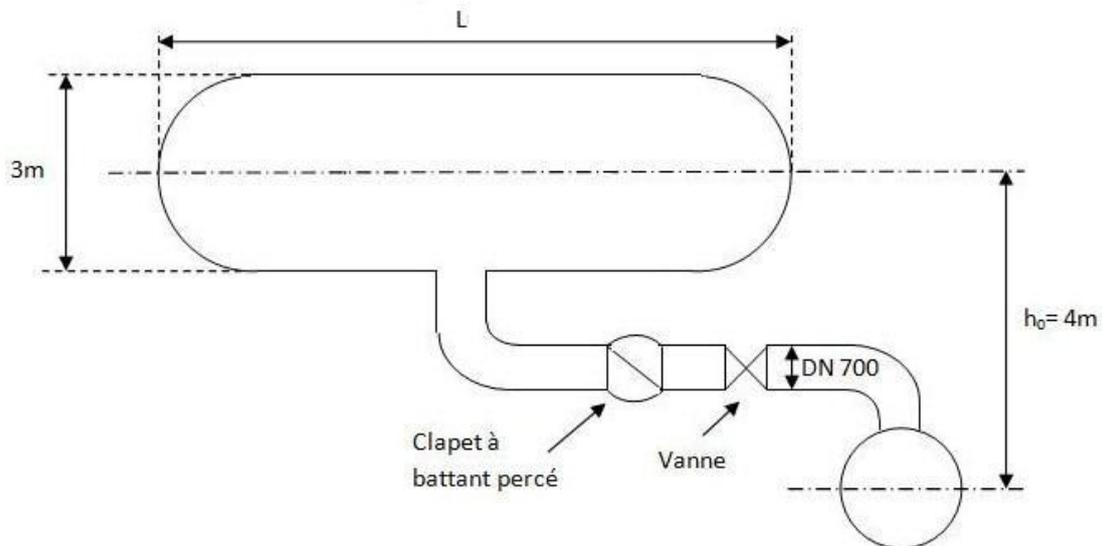


Figure 44 : Dimensionnement du réservoir d'air

3.3.3. Tronçon SR1-SR2 : disjonction des groupes de pompage SR1

3.3.3.1. *Régime transitoire sans protection anti-bélier*

– *Modélisation du réseau*

Conduite $k = 0.1$ mm, $D = 2000$ mm, $c = 1100$ m/s

n1 : Réservoir, $Z_0 = 757$ m

n1-n2 : Pompe centrifuge, H nominale = 247,1 m, manœuvre = disjonction $t = 1$ s, $Q_n = 6$ m³/s

n2 : Nœud simple, $Z_{sol} = 754$ m

n2-n3 : Perte de charge singulière, $\alpha_1 = 0$, $\alpha_2 = 1.10^{20}$

n3 : Nœud simple, $Z_{sol} = 754$ m

n3-n4 : Conduite, $L = 271$ m, $n^\circ = 1$

n4 : Nœud simple, $Z_{sol} = 803$ m

n4-n5 : Conduite, $L = 672$ m, $n^\circ = 1$

n5 : Nœud simple, $Z_{sol} = 755$ m

n5-n6 : Conduite, $L = 629$ m, $n^\circ = 1$

n6 : Nœud simple, $Z_{sol} = 847$ m

n6-n7 : Conduite, $L = 708$ m, $n^\circ = 1$

n7 : Nœud simple, $Z_{sol} = 798$ m

n7-n8 : Conduite, $L = 1489$ m, $n^\circ = 1$

n8 : Réservoir, $Z_{sol} = 994$ m, $Z_0 = 997$ m

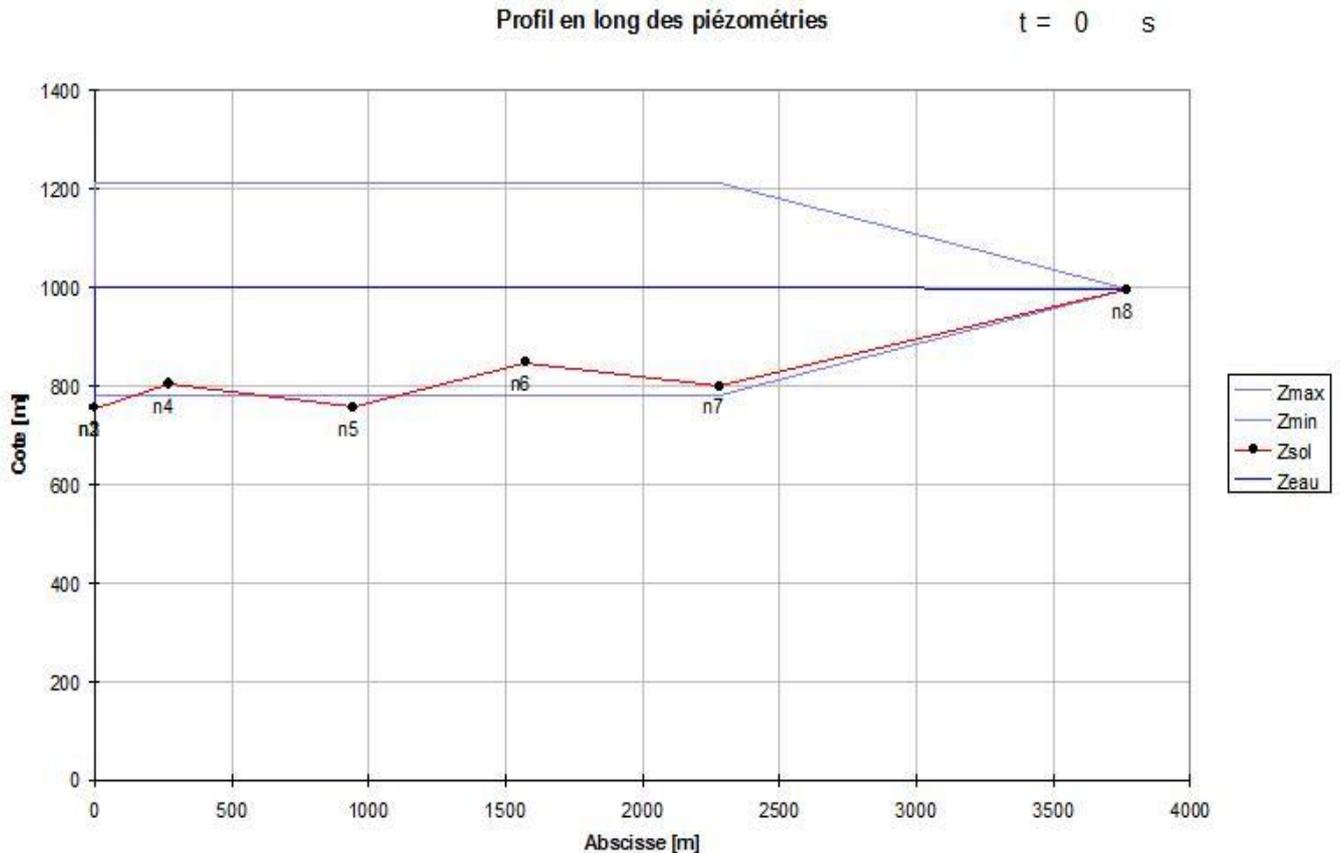


Figure 45 : Courbes enveloppes des pressions dans le tronçon SR1-SR2 sans protections

On constate à partir de la figure 45 une surpression et une dépression maximales de l'ordre de 455 m.CE (nœud n5) et -67,1 m.CE (nœud n7) respectivement. Il est donc nécessaire de prévoir des dispositifs de protection.

3.3.3.2. Choix et dimensionnement des dispositifs

On opte pour un réservoir d'air à l'aval de la station de pompage (nœud n3) de même conception que le réservoir du tronçon SP1-SR1.

– *Résultats des calculs*

La simulation sur le logiciel nous donne les résultats suivants :

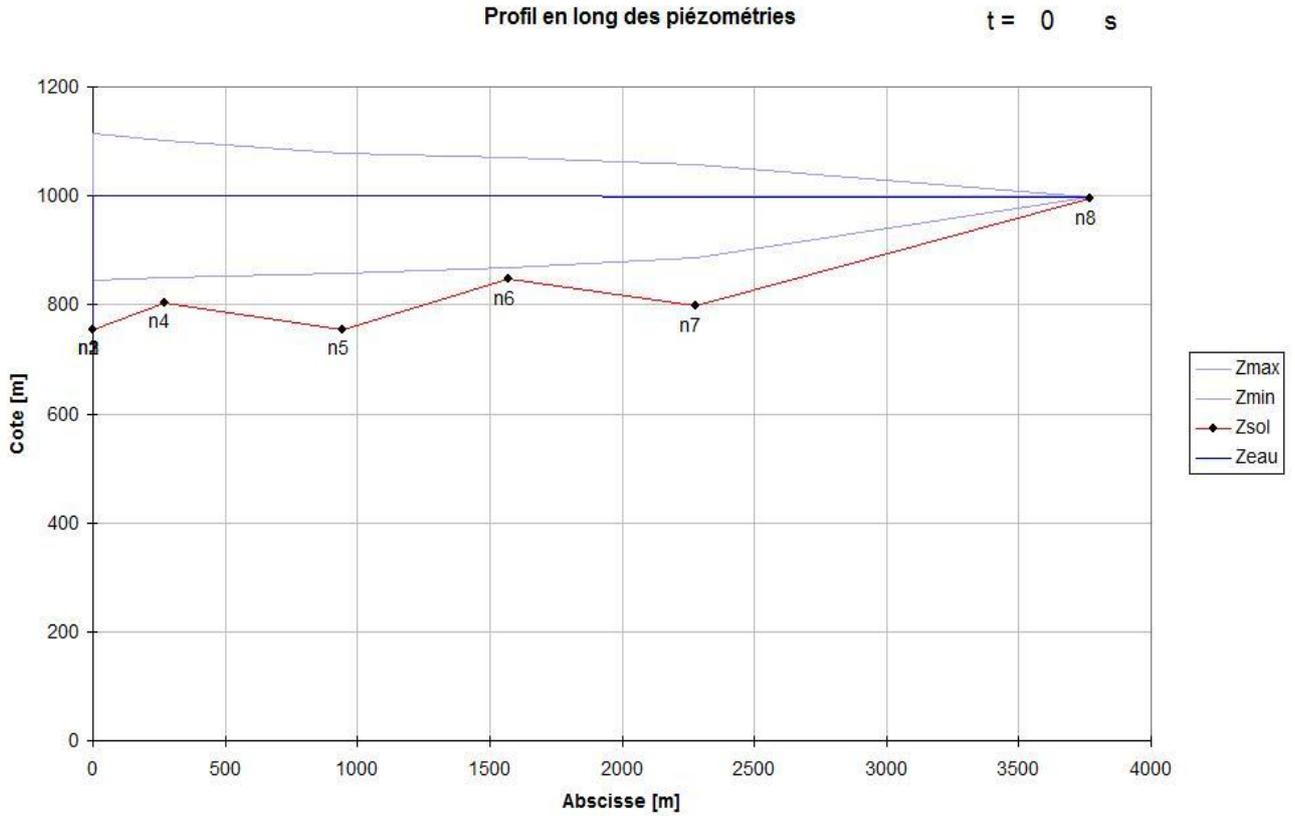


Figure 46 : Courbes enveloppes des pressions dans le tronçon SR1-SR2

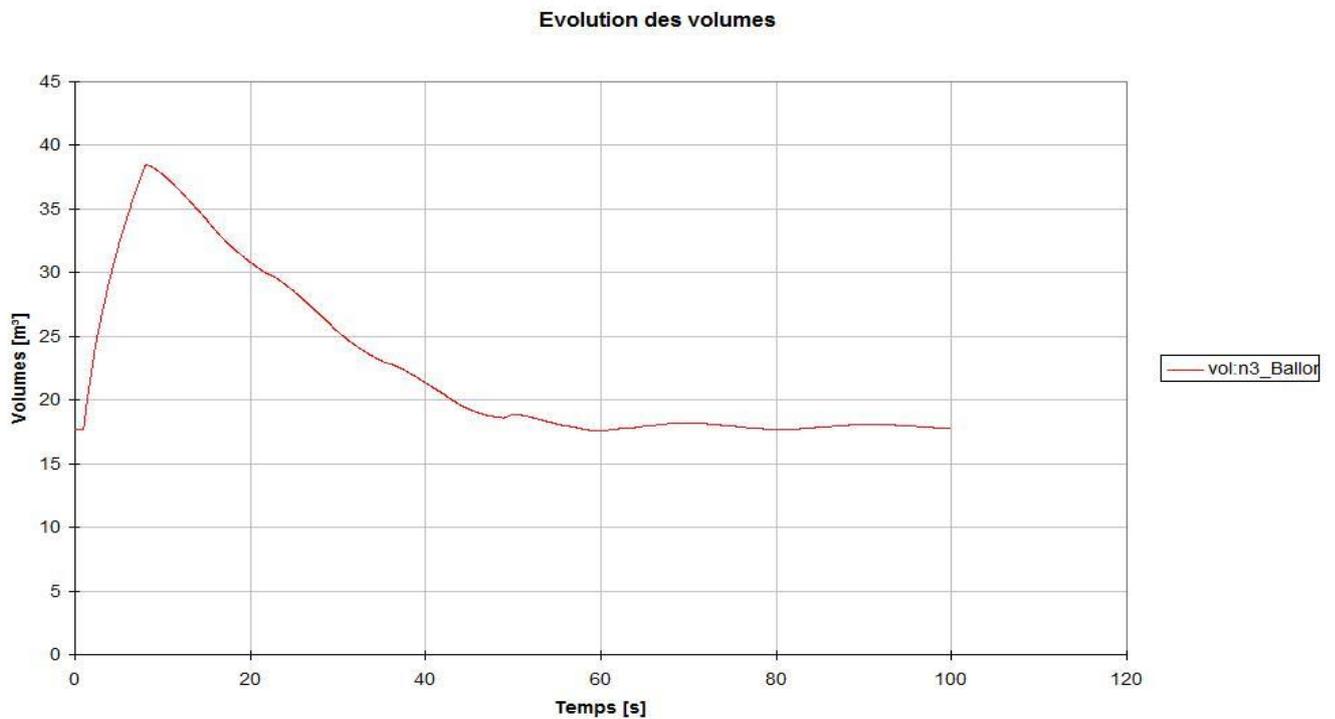


Figure 47 : Variation du volume d'air dans le réservoir anti-bélier

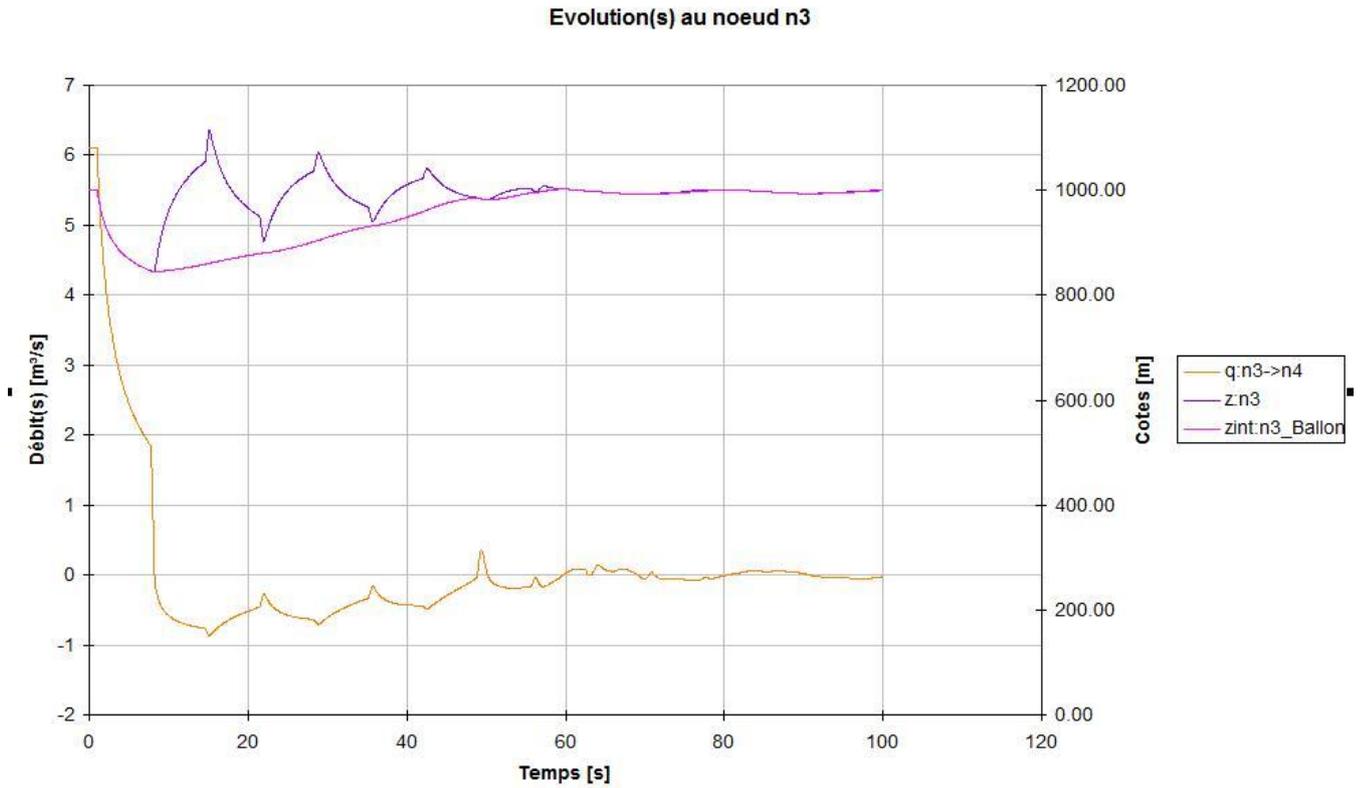


Figure 48 : Variation du niveau piézométrique et du débit au nœud n3

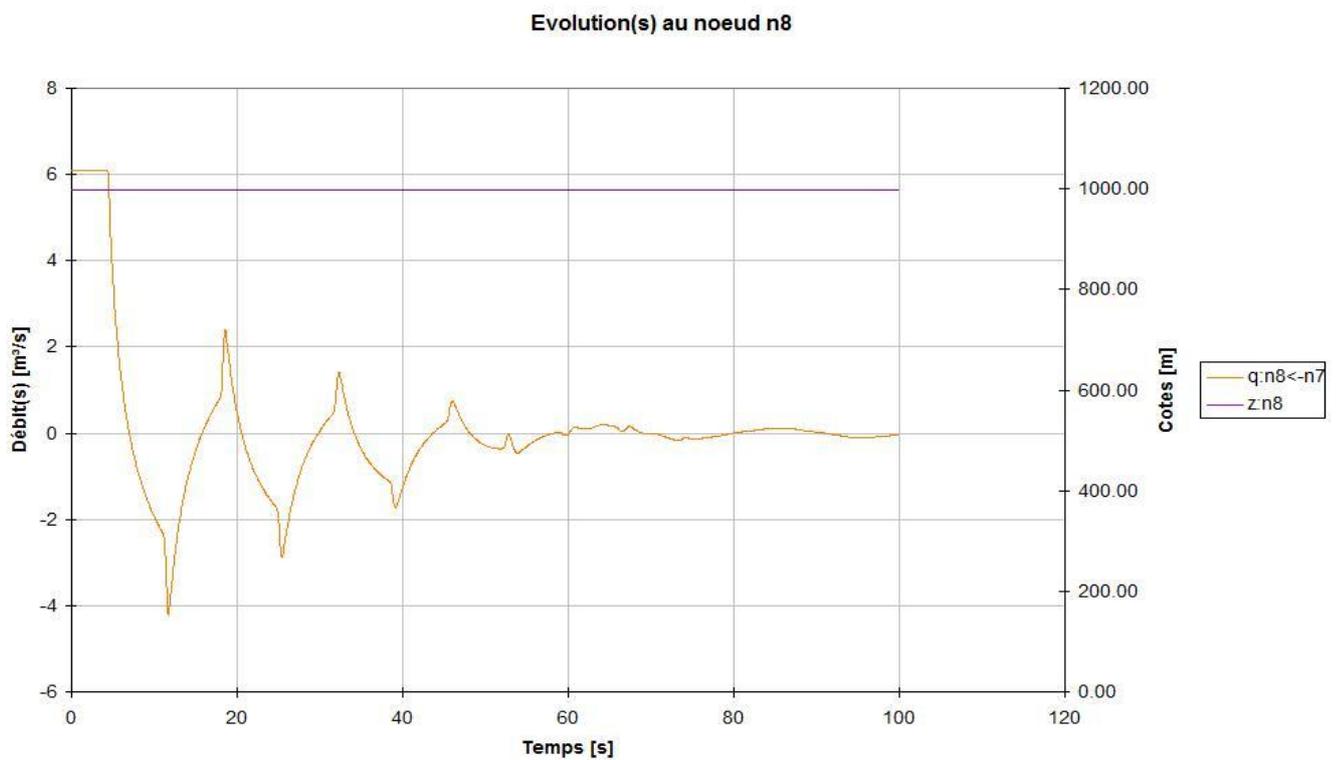


Figure 49 : Variation du débit à l'entrée du réservoir de refoulement de SR1

– *Analyse des résultats*

A partir de ces résultats (figure 46), on constate des pressions maximales de fonctionnement de l'ordre de 357,5 m.CE.

Le dimensionnement du réservoir d'air nous donne un volume d'air $V_0 = 440 \text{ m}^3$ à la pression atmosphérique. Pour un niveau initial dans le réservoir à la cote 758 NGA, on trouve:

$U_0 = 17,93 \text{ m}^3$ à la pression $P_0 = 253,42 \text{ m.CE}$

$U_{\max} = 39,12 \text{ m}^3$ à la pression $P_{\min} = 99,33 \text{ m.CE}$

On opte pour un réservoir de 50 m^3 , soit un cylindre horizontal de 3 mètres et une longueur de 7,1 m.

3.3.4. Tronçon SR2-BE1 : disjonction des groupes de pompage SR2

3.3.4.1. *Régime transitoire sans protection anti-bélier*

– *Modélisation du réseau*

Conduite $k = 0.1 \text{ mm}$, $D = 2000 \text{ mm}$, $c = 1100 \text{ m/s}$

n1 : Réservoir, $Z_0 = 997 \text{ m}$

n1-n2 : Pompe centrifuge, H nominale = 247.4 m, manœuvre = disjonction $t = 1 \text{ s}$, $Q_n = 6 \text{ m}^3/\text{s}$

n2 : Nœud simple, $Z_{\text{sol}} = 994 \text{ m}$

n2-n3 : Perte de charge singulière, $a_1 = 0$, $a_2 = 1.10^{20}$

n3 : Nœud simple, $Z_{\text{sol}} = 997 \text{ m}$

n3-n4 : Conduite, $L = 918 \text{ m}$, $n^\circ = 1$

n4 : Nœud simple, $Z_{\text{sol}} = 1160 \text{ m}$

n4-n5 : Conduite, $L = 299 \text{ m}$, $n^\circ = 1$

n5 : Nœud simple, $Z_{\text{sol}} = 1180 \text{ m}$

n5-n6 : Conduite, $L = 301 \text{ m}$, $n^\circ = 1$

n6 : Réservoir, $Z_{\text{sol}} = 1241 \text{ m}$, $Z_0 = 1244 \text{ m}$

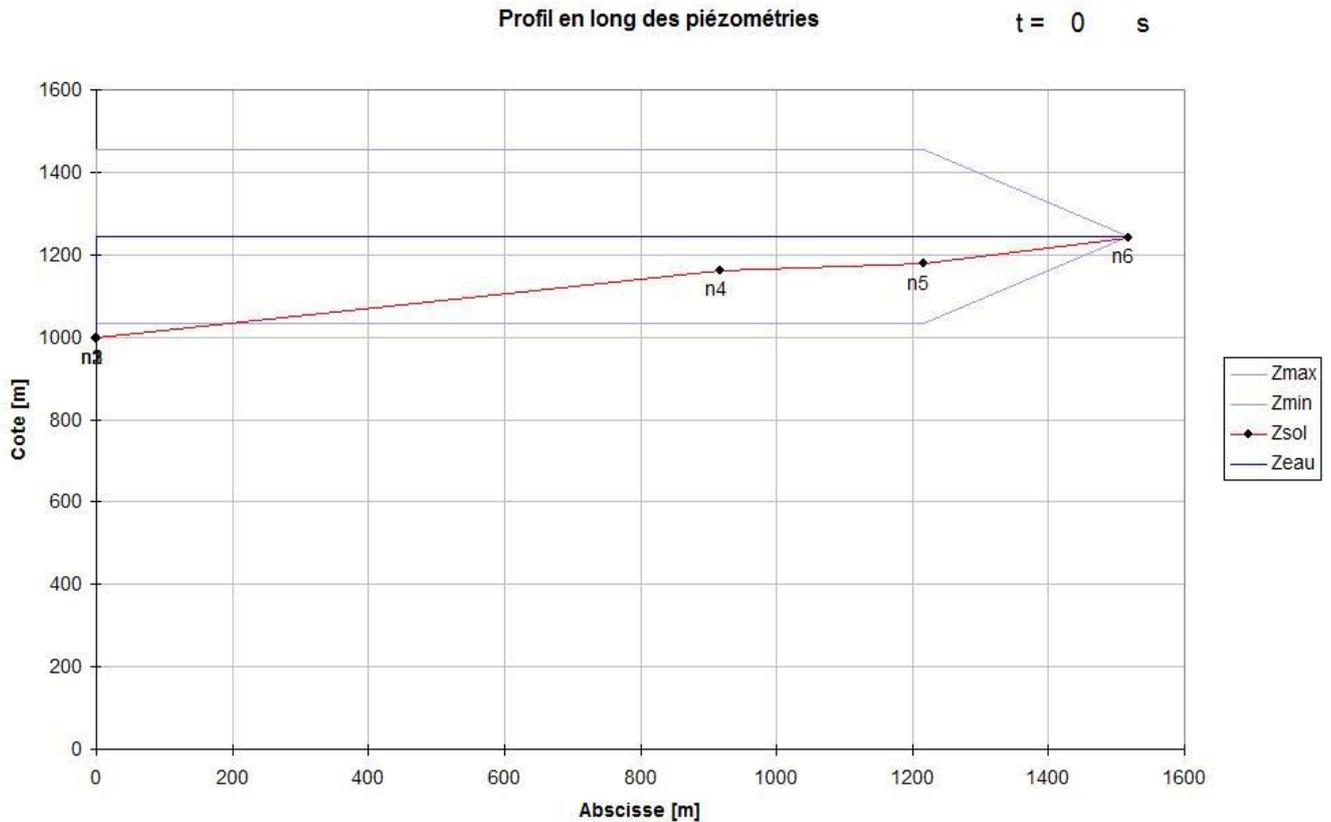


Figure 50 : Courbes enveloppes des pressions dans le tronçon SR2-BE1 sans protections

On constate à partir de la figure 50, une surpression et une dépression maximales de l'ordre de 457,6 m.CE (nœud n3) et -147,3 m.CE (nœud n7) respectivement. Il est donc nécessaire de prévoir des dispositifs de protection.

3.3.4.2. Choix et dimensionnement des dispositifs

On opte pour un réservoir d'air à l'aval de la station de pompage (nœud n3) de même conception que les précédents.

– *Résultats des calculs*

La simulation sur le logiciel nous donne les résultats suivants :

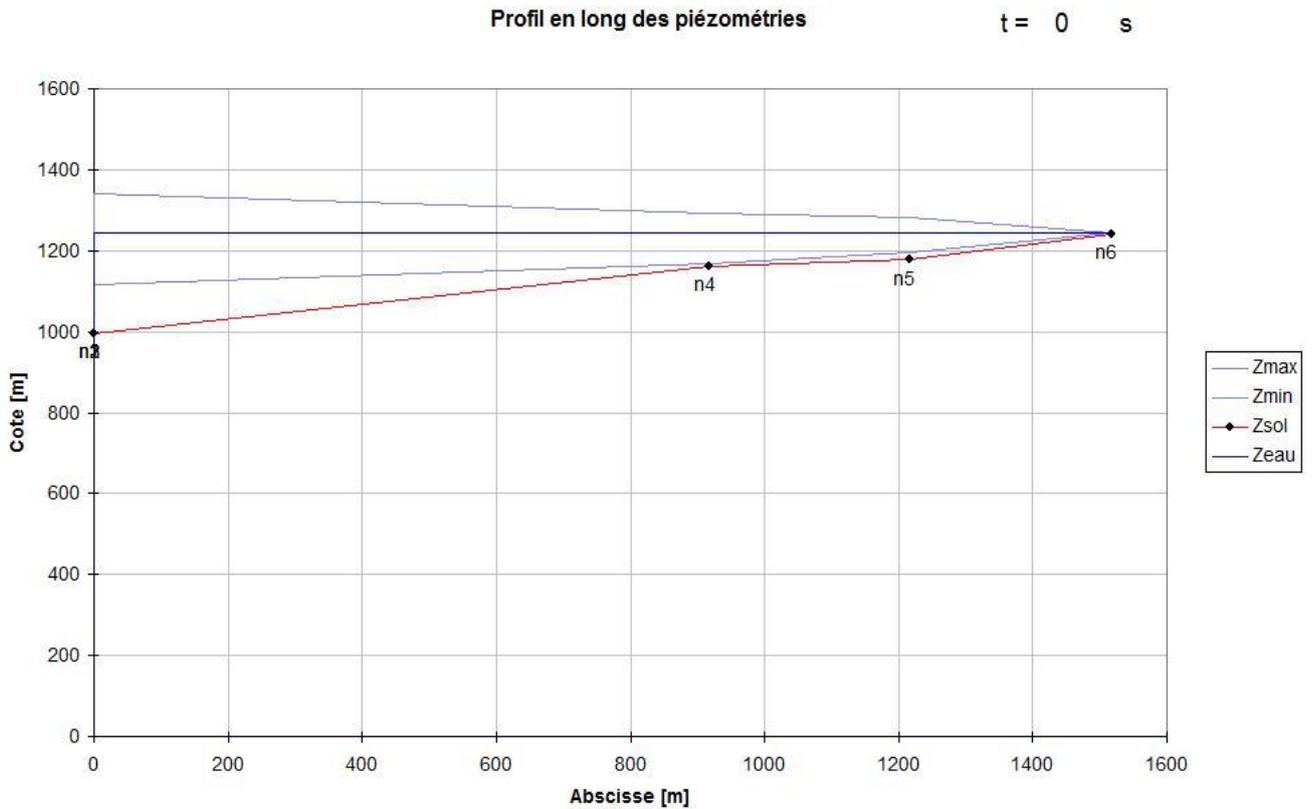


Figure 51 : Courbes enveloppes des pressions dans le tronçon SR2-BE1

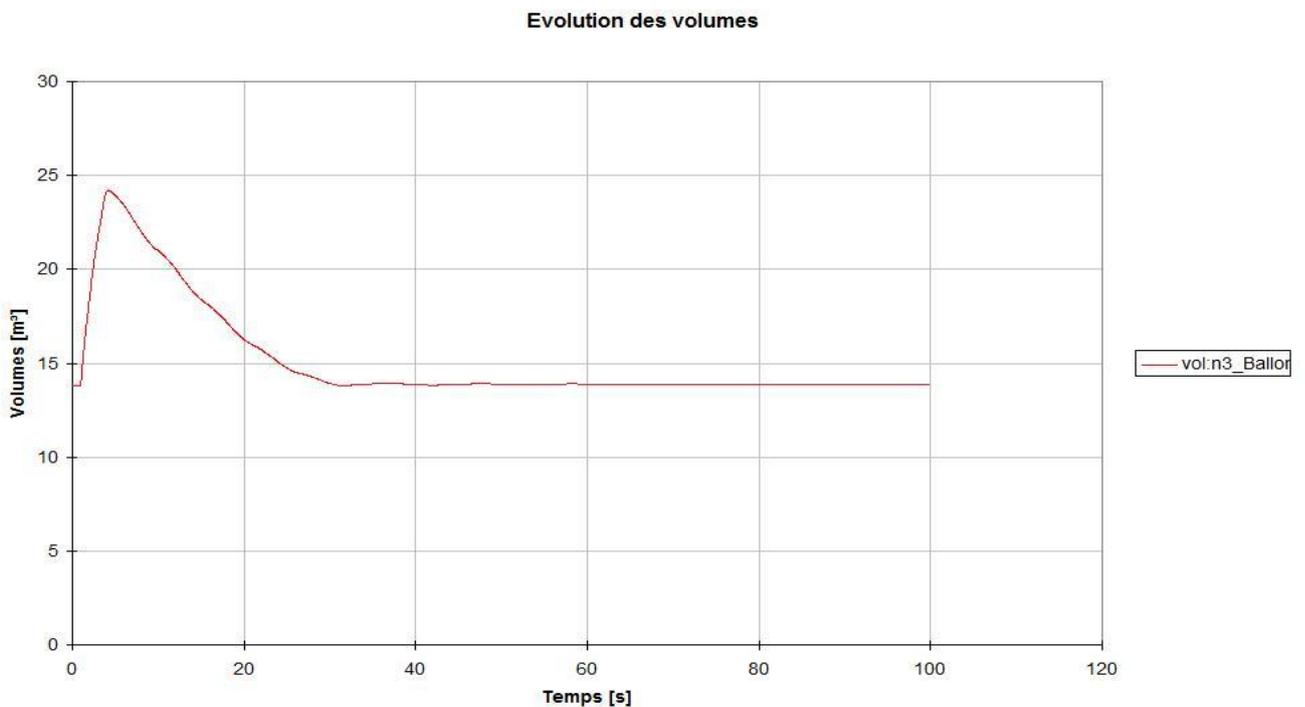


Figure 52 : Variation du volume d'air dans le réservoir anti-bélier

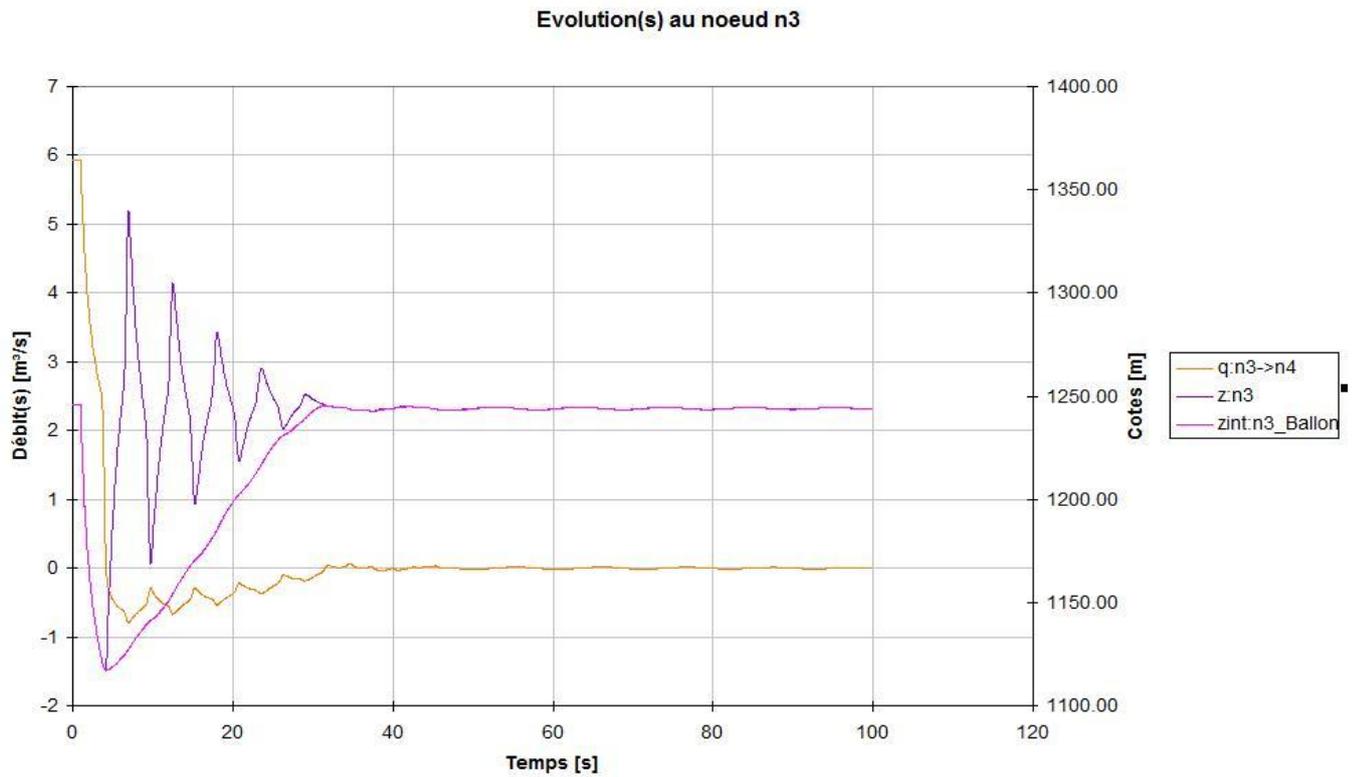


Figure 53 : Variation du niveau piézométrique et du débit au nœud n3

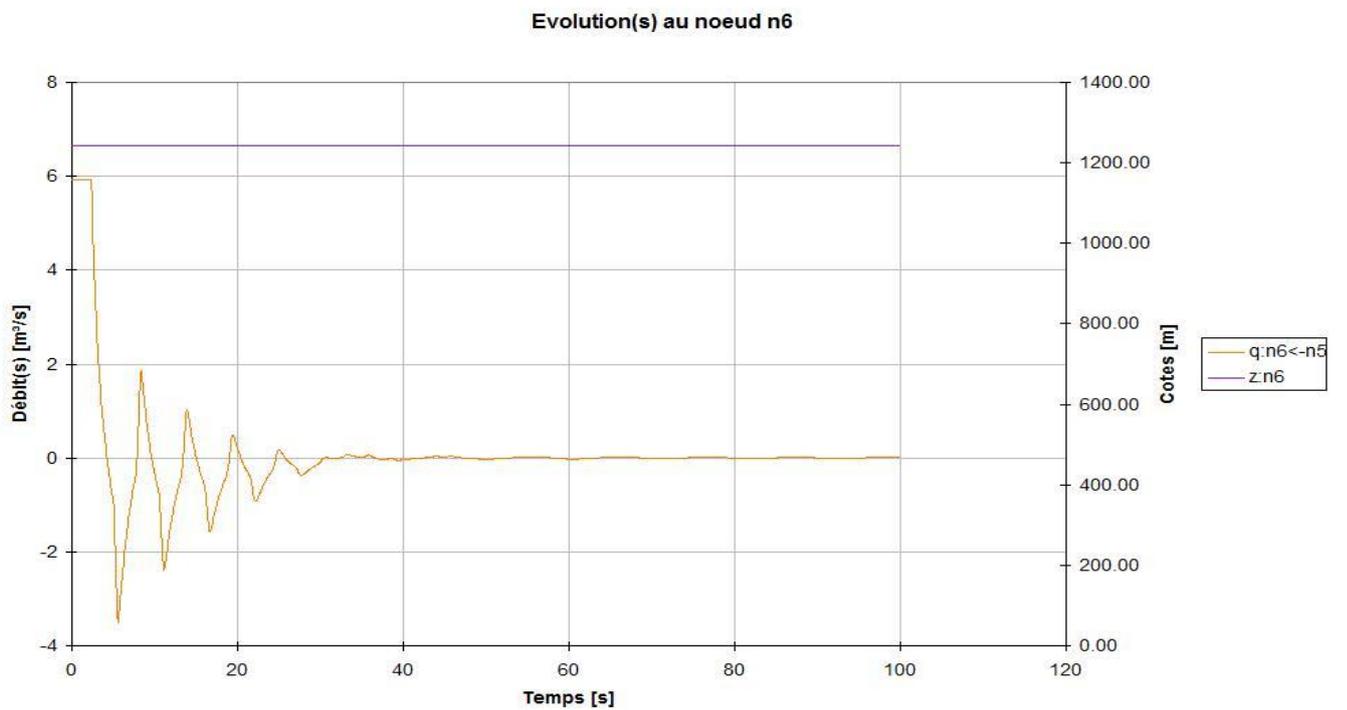


Figure 54 : Variation du débit à l'entrée du bassin BE1

– *Analyse des resultats*

A partir de ces resultats (figure 51), on constate des pressions maximales de fonctionnement de l'ordre de 345,5 m.CE (Nœud n3). Une pression minimale de 6,6 m.CE est enregistrée au nœud n4.

Le dimensionnement du reservoir d'air nous donne un volume d'air $V_0 = 350 \text{ m}^3$ à la pression atmospherique. Pour un niveau initial dans le reservoir à la cote 998 NGA, on trouve :

$$U_0 = 14,02 \text{ m}^3 \text{ à la pression } P_0 = 257,9 \text{ m.CE}$$

$$U_{\max} = 24,6 \text{ m}^3 \text{ à la pression } P_{\min} = 131,38 \text{ m.CE}$$

On opte pour un reservoir de 30 m^3 , soit un cylindre horizontal de 3 mètres et une longueur de 4,6 m.

4. Conclusion

Les simulations en régime transitoire pour les tronçons en refoulement révèlent des variations brusques de pressions le long de la conduite de transfert, pouvant atteindre des valeurs excessives en cas de disjonction instantanée des groupes de pompage.

Des installations de protections ont été dimensionnées afin d'éliminer tout risque de dépression et réduisant les pressions maximales de fonctionnement (PMF) à des valeurs acceptables entre 325 m.CE et 358 m.CE.

En ce qui concerne la seconde partie du transfert entre le bassin d'équilibre BE1 et la restitution au niveau de la retenue de Mahouane, le régime transitoire provoqué par la fermeture brusque d'une vanne à l'aval se transformera vite en oscillation en masse entre les deux bassins d'équilibres BE1 et BE2. L'installation de brises charges avec obturateur à disque permet une réduction lente du débit d'écoulement réduisant tout risque de coups de bélier.

La PMF de la conduite des tronçons gravitaires en charge non soumis aux coups de bélier des stations de pompage sera estimé en augmentant la PMS d'une marge de sécurité de 20 m.CE.

Conclusion générale

L'étude du système de transfert interbassin Sétif-Hodna a englobé diverses disciplines : géologie, topographie, machines hydrauliques, étude technico-économique et analyse du coup de bélier. Ceci nous a permis d'élargir notre champ de connaissance et de concevoir une étude multidisciplinaire.

En premier lieu, des visites sur site ont été effectuées, ce qui a permis de dégager plusieurs variantes sur cartes topographiques suivant des critères de sélection définis préalablement. La nature du terrain très accidenté et la grande dénivelée du projet nous contraint à déterminer méticuleusement des tracés viables avec des profils en long optimums, essentiellement pour la première moitié du transfert à l'aval de la prise d'eau.

Une fois ce travail effectué, il s'en est suivi un processus de dimensionnement du système de transfert, et tout spécialement la partie conduite, essentielle à la comparaison technico-économique des variantes retenues. Une attention particulière a été accordée au critère de vitesse d'écoulement dans les conduites ayant une influence directe sur l'amplitude des régimes transitoires et de l'érosion interne des matériaux.

Ce critère nous a poussé à élaborer un système de dissipation d'énergie au niveau du dernier tronçon près de la restitution, composé d'une série de deux brises charges avec obturateurs à disques adaptés à ce genre de projet.

Au terme de la comparaison technico-économique, nous avons établi un choix technique pour la sous variante 2 et principalement économique pour la variante 1.

Par la suite, le dimensionnement des stations de pompage a déterminé le type de pompes nécessaires à la variante choisie, tout en présentant l'ensemble des composants des stations. Le pompage d'une eau brute à partir de la retenue d'Ighil Emda avec un fort marnage nous a conduit à adopter des groupes de pompage d'exhaure immergés avec roues à canaux.

En dernière étape, une analyse des régimes transitoires, à travers un développement mathématique du phénomène du coup de bélier, a été réalisée. Ceci a permis d'aboutir à un choix de protections adéquat pour chaque tronçon du transfert et ce, à l'aide du logiciel Cebelmail basé sur la méthode des caractéristiques, sécurisant ainsi les installations.

Références Bibliographiques

- ❖ AGHTM -Association Générale des hygiénistes et techniciens municipaux (1977). « Les stations de pompage d'eau ». Collection IPE, 423 pages.
- ❖ Carlier, M. (1980). « Hydraulique générale et appliquée ». Edition Eyrolles, 565 pages.
- ❖ Dupont, A. (1979). « Hydraulique urbaine ». Tome II, édition Eyrolles, 484 pages.
- ❖ EGA -Electricité Générale d'Algérie ex SONELGAZ (1954). « Aménagement hydraulique d'Algérie ». Série économique, n°110, 14 pages.
- ❖ ESHA -European Small Hydropower Association (2005). « Petite hydroélectricité ». Guide technique pour la réalisation de projets, 150 pages.
- ❖ Fox, J. A. (1984). « Hydraulic analysis of unsteady flow in pipe networks ». Edition The McMillan, 216 pages.
- ❖ Frelin, M. (2002). « Coups de bélier ». Technique de l'ingénieur, B 4 176, 27 pages.
- ❖ Godart, H. (2000). « Adduction et distribution d'eau ». Technique de l'ingénieur, C 5 195, 42 pages.
- ❖ Pompes GUINARD/NATHAN (1985). « Les pompes centrifuges ». Encyclopédie des sciences et techniques industrielles, 93 pages.
- ❖ Matringe, J. M. « Les coups de bélier et la protection des réseaux d'adduction d'eau ». CHARLATTE.
- ❖ MRE -Ministère des Ressources en Eau (2005). « Etude d'actualisation et de finalisation du plan national de l'eau ». Rapport de mission.
- ❖ Norme EN 805 (Juin 2000). « Alimentation en eau – Exigences pour les réseaux extérieurs aux bâtiments et leurs composants ». AFNOR, 59 pages.
- ❖ Poulain, J. (1996). « Pompes rotodynamiques -Présentation. Description ». Technique de l'ingénieur, B 4 300, 11 pages.
- ❖ Vincent – Genod, J. (1980). « Le transport des hydrocarbures liquides et gazeux par canalisation ». Publication de l'Institut Français du Pétrole, 192 pages.

Annexes

Annexe 1 : Carte géologique de la région d'étude

Annexe 2 : Plan topographique de la région d'étude

Annexe 3 : Profils en long de la variante 1

Annexe 4 : Profils en long de la variante 2

Annexe 5 : Catalogue des brises charges HYDROSTEC

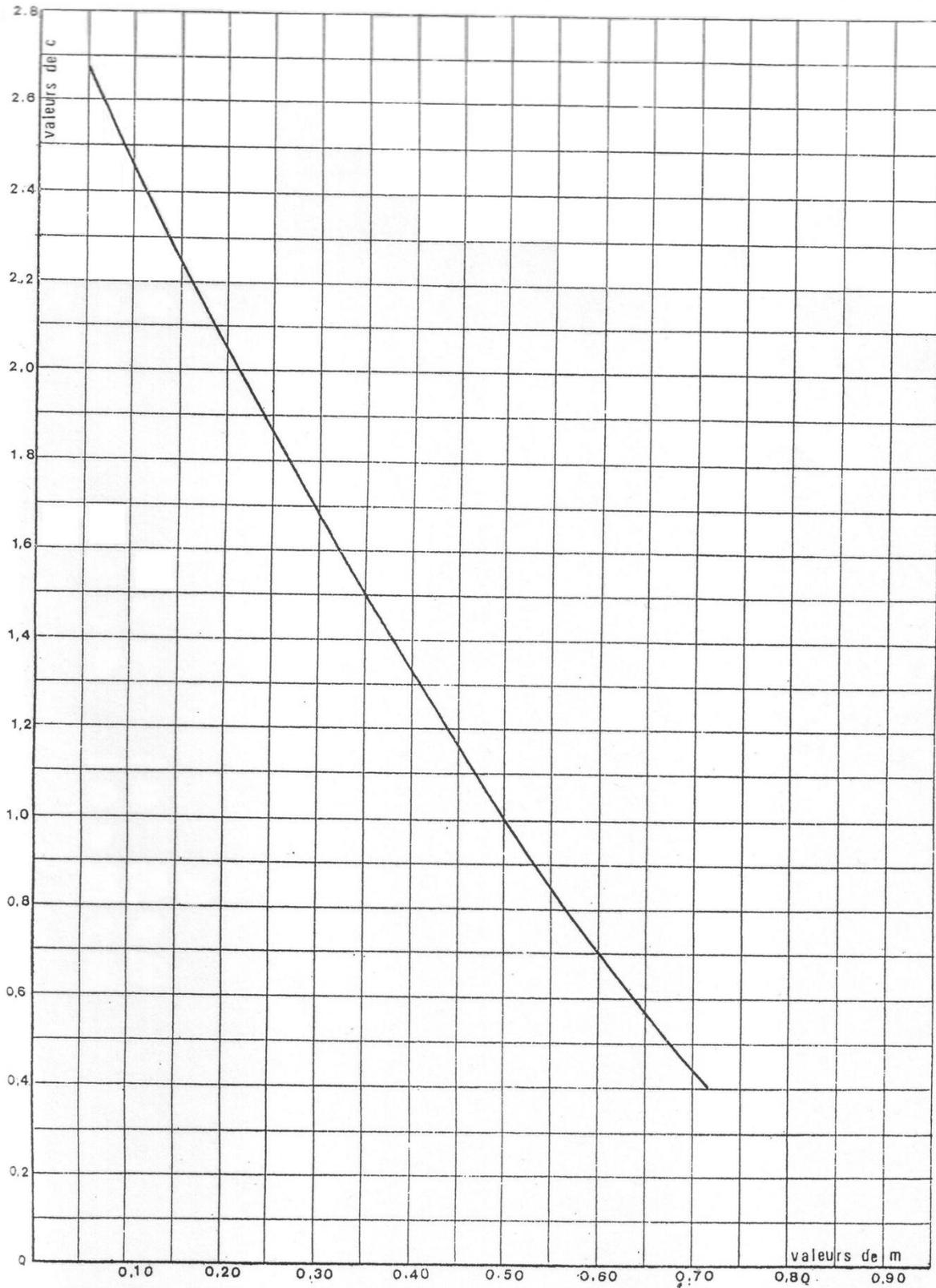
Annexe 6 : Coupes types du bassin d'équilibre

Annexe 7 : Catalogue des pompes KSB AMACAN K

Annexe 8 : Catalogue des pompes KSB RDLP

Annexe 9 : Abaque des pertes de charge dans un diaphragme

Annexe 9



Coefficient de perte de charge c' dans un diaphragme.



Je dédie ce modeste travail :

*Aux êtres qui me sont les plus chères dans ma vie : mon père et ma mère pour leur patience,
leurs encouragements et leur soutien inconditionnel ;*

A mes chères sœurs Yasmin et Rym ;

A ma tante pour m'avoir soutenu tout au long de mes études ;

A tous mes oncles, cousins et cousines ;

A tous mes amis.



Remerciements

Je tiens à adresser mes plus vifs remerciements et à exprimer ma profonde gratitude à tous ceux qui ont participé à l'élaboration de ce travail, en particulier mes promoteurs :

Dr. BENMAMAR Saâdia pour avoir accepté de m'encadrer, pour sa disponibilité et le temps qu'elle m'a consacré, pour l'intérêt particulier et les conseils déterminants qu'elle a apporté à mon projet.

Mr AMIRECHE Mohamed pour m'avoir proposé ce sujet et guidé tout au long de mon travail.

Un grand merci également à Mr BENZIADA pour ses précieuses recommandations et orientations.

Sans oublier Mr CHANANE pour son utile apport dans ce projet.

Je tiens aussi à remercier tous ceux qui ont contribué de près ou de loin au bon déroulement de ce projet, en particulier Hichem pour son aide précieuse et son intérêt.

Comme j'exprime mon entière reconnaissance à tous les enseignants de l'Ecole qui ont suivi et participé à ma formation.

ملخص

في المناطق القاحلة و الشبه قاحلة مثل منطقة سطيف، نقل المياه بين الأحواض ليست دائما إلا إختيار، بل في بعض الأحيان ضرورة.

في هذه الدراسة، نهتم بنضام النقل الغربي بين سد إغيل عمدة (مدينة خراطة) و السد في طور الإنجاز موان (قرب مدينة سطيف) بحجم يبلغ 119 مليون متر مكعب سنويا.

أولا، سوف نقوم بإختيار البدائل قبل الشروع في تصميم الأنابيب، ثم ننتقل إلى الدراسة تقنوققتصادية لتحديد البديل الأنسب. وأخيرا، نكمل التصميم بمحطات الضخ و بإختيار حمايات مناسبة بعد دراسة ظاهرة المطرقة المائية.

كلمات المفتاح: نقل المياه بين الأحواض - تصميم الأنابيب - الدراسة تقنوققتصادية - محطات الضخ - ظاهرة المطرقة المائية - طريقة الخصائص.

Résumé

Dans les régions arides à semi-arides à l'instar de la région de Sétif, le transfert d'eau entre bassins hydrographiques n'est pas toujours juste un choix, mais bel et bien une nécessité.

Le présent mémoire portera sur l'étude du système de transfert Ouest entre le barrage d'Ighil Emda (Kherrata) et le barrage en cours de construction à Mahouane (wilaya de Sétif) pour un volume transféré de 119 millions de m³/an.

Tout d'abord, on procédera au choix des variantes avant de passer au dimensionnement des conduites. L'étude technico-économique permettra de dégager la variante la plus adéquate.

Enfin, nous compléterons le dimensionnement du transfert par les stations de pompage et nous sécuriserons les installations à travers l'analyse des coups de bélier.

Mots clés : Transfert interbassins - Dimensionnement des conduites – Etude technico-économique – Station de pompage – Coups de bélier – Méthode des caractéristiques.

Abstract

In arid and semiarid regions like Setif, transfers of water between hydrographic basins are not always just a choice, but rather a necessity.

This study concerns the West transfer system between the Ighil Emda Dam (Kherrata) and the dam under construction in Mahouane (wilaya of Setif) of a transferred volume of 119 million-m³per year.

Firstly, we will proceed to the choice of alternatives before proceeding to the design of pipes. The technical-economic study will identify the most appropriate alternative.

Finally, we will complete the design of the transfer by pumping stations and we will secure facilities through the analysis of water hammer.

Keywords: Interbasins transfer – Design of pipes – Technical and economic study – Pumping station – Water hammer – Method of characteristics.

Sommaire

Introduction générale	1
Chapitre I Présentation de la région d'étude.....	2
1. Situation géographique et topographie de la région.....	2
2. Situation géologique et géotechnique de la région.....	2
3. Barrage d'Ighil Emda.....	4
4. Barrage de Mahouane	6
5. Situation hydrique et climatologique de la région de Sétif	7
6. Le Système de transfert Sétif-Hodna	9
Chapitre II Tracé des variantes	11
1. Types de transfert.....	11
2. Critères de tracé de la conduite de transfert	11
3. Variantes proposées	13
3.1. Variante 1	15
3.2. Variante 2	15
3.3. Sous variantes	18
4. Conclusion	20
Chapitre III Calcul et dimensionnement des conduites	21
1. Lois de dimensionnement hydraulique	21
1.1. Pertes de charge linéaires	21
1.2. Pertes de charge singulière	22
1.3. Critères de résistance mécanique.....	23
2. Dimensionnement des conduites en charge	24
2.1. Par refoulement	25
2.1.1. Frais d'amortissement	25
2.1.2. Frais d'exploitation	25
2.1.3. Coût global	26
2.2. Par gravitation	26
3. Positionnement des stations de pompage et des bassins d'équilibres	27
3.1. Positionnement des stations de pompage.....	27
3.2. Positionnement des bassins d'équilibres.....	28
4. Dimensionnement	30
4.1. Type de conduite	30
4.2. Prix des conduites.....	30
4.3. Variante 1	31
4.3.1. Dimensionnement de la conduite reliant SP1-SR1.....	31
4.3.2. Dimensionnement de la conduite reliant SR1-SR2	32
4.3.3. Sous variante 1	34
4.3.3.1. Dimensionnement de la conduite reliant SR2-BE.....	34
4.3.4. Sous variante 2	35
4.3.4.1. Dimensionnement de la conduite reliant SR2-BE1	35
4.3.4.2. Dimensionnement de la conduite reliant BE1-BE2.....	36
4.4. Variante 2	37
4.4.1. Dimensionnement de la conduite reliant SP1-SR1.....	37
4.4.2. Dimensionnement de la conduite reliant SR1-SR2	38
4.4.3. Sous variante 1	40
4.4.3.1. Dimensionnement de la conduite reliant SR2-BE.....	40
4.4.4. Sous variante 2	41
4.4.4.1. Dimensionnement de la conduite reliant SR2-BE1	41
4.4.4.2. Dimensionnement de la conduite reliant BE1-BE2.....	42
4.5. Dimensionnement de la conduite reliant BE2 à la retenue de Mahouane.....	43

5. Résumé.....	46
6. Conclusion	46
Chapitre IV Comparaison technico-économique des variantes	47
1. Comparaison économique.....	47
2. Comparaison technique.....	48
3. Comparaison entre les sous variantes	48
4. Comparaisons entre les variantes	50
4.1. Variante 1	50
4.2. Variante 2	52
4.3. Bilan	54
5. Conclusion	54
Chapitre V Stations de pompage	55
1. Règles d'établissement des stations de pompage.....	55
1.1. Sécurité de fonctionnement	55
1.2. Protection des eaux refoulées	55
1.3. Rendement de l'installation	56
1.4. Facilité de l'exploitation ultérieure.....	56
2. Types de pompe	56
3. Ossature d'une turbopompe	57
4. Caractéristiques des turbopompes.....	57
4.1. Résultat de la théorie des turbomachines.....	57
4.2. Courbes caractéristiques	58
4.3. Point de fonctionnement d'une pompe en service	59
4.4. Vitesse spécifique.....	60
4.5. Cavitation - notion de NPSH.....	61
5. Equipements hydrauliques d'une station de pompage	62
5.1. Equipement à l'aspiration	62
5.1.1. A partir d'une bache	62
5.1.2. A partir d'une conduite	63
5.1.3. Communs aux deux cas.....	63
5.2. Equipements au refoulement	64
6. Conception de la station de pompage SP1	64
6.1. Présentation générale.....	64
6.1.1. Situation	64
6.1.2. Problématique du NPSH	64
6.1.3. Vitesse d'entraînement.....	65
6.2. Choix des groupes de pompage	66
6.2.1. Station d'exhaure	66
6.2.1.1. Vitesse spécifique.....	66
6.2.1.2. Type de pompe.....	66
6.2.1.3. Point de fonctionnement.....	67
6.2.2. Station de pompage	69
6.2.2.1. Vitesse spécifique.....	69
6.2.2.2. Type de pompe.....	69
6.2.2.3. Point de fonctionnement.....	70
7. Conception de la station de reprise SR1	72
7.1. Présentation générale.....	72
7.1.1. Situation	72
7.1.2. Vitesse d'entraînement.....	72
7.2. Choix des groupes de pompage	72
7.2.1. Vitesse spécifique.....	72
7.2.2. Type de pompe.....	73

7.2.3.	Point de fonctionnement.....	73
8.	Conception de la station de reprise SR2	75
8.1.	Présentation générale.....	75
8.1.1.	Situation	75
8.1.2.	Vitesse d'entraînement.....	75
8.2.	Choix des groupes de pompage	75
8.2.1.	Vitesse spécifique.....	75
8.2.2.	Type de pompe	76
8.2.3.	Point de fonctionnement.....	76
9.	Conclusion	78
Chapitre VI Protection des conduites contre le coup de bélier		79
1.	Théorie des phénomènes transitoires	79
1.1.	Description physique du phénomène.....	80
1.2.	Equations générales	82
1.2.1.	Equation de continuité.....	82
1.2.2.	Equation de la dynamique	82
1.2.3.	Oscillation en masse.....	82
1.2.4.	Propagation par onde élastique (Coups de bélier).....	83
1.2.4.1.	Equations d'Allievi	83
1.2.4.2.	Equations aux caractéristiques	86
2.	Dispositifs anti-bélier.....	88
2.1.	Protections basée sur des systèmes sans stockage d'énergie	89
2.2.	Protections avec système de stockage d'énergie	90
3.	Etude des régimes transitoires du transfert	94
3.1.	Etapas de calcul	94
3.2.	Présentation du logiciel Cebelmail	94
3.2.1.	Hypothèses de calcul.....	94
3.2.2.	Paramètres essentiels de la modélisation.....	95
3.3.	Dimensionnement des dispositifs de protection	95
3.3.1.	Modélisation.....	95
3.3.2.	Tronçon SP1-SR1 : disjonction des groupes de pompage SP1	96
3.3.2.1.	Régime transitoire sans protection anti-bélier.....	96
3.3.2.2.	Choix et dimensionnement des dispositifs	97
3.3.3.	Tronçon SR1-SR2 : disjonction des groupes de pompage SR1	103
3.3.3.1.	Régime transitoire sans protection anti-bélier	103
3.3.3.2.	Choix et dimensionnement des dispositifs	104
3.3.4.	Tronçon SR2-BE1 : disjonction des groupes de pompage SR2	107
3.3.4.1.	Régime transitoire sans protection anti-bélier.....	107
3.3.4.2.	Choix et dimensionnement des dispositifs	108
4.	Conclusion	111
Conclusion générale		112
Références Bibliographiques.....		113
Annexes		114

Liste des figures

Figure 1 : Carte de situation de la zone de projet	2
Figure 2 : Plan de situation des barrages et prises d'eau dans le bassin versant 03a COTIER OUEST [MRE, 2005]	4
Figure 3 : Aménagement hydroélectrique de l'Oued Agrioun (Kherrata) [EGA, 1954]	5
Figure 4 : Plan de situation des barrages et prises d'eau dans la région de Sétif [MRE, 2005]	6
Figure 5 : Répartition des ressources hydriques de la wilaya de Sétif	8
Figure 6 : Représentation des systèmes de transfert Sétif-Hodna Est et Ouest	10
Figure 7 : Plan en relief de la région Sétif-Kherrata [GOOGLE MAP]	14
Figure 8 : Profil en long de la variante 1	16
Figure 9 : Profil en long de la variante 2	16
Figure 10 : Représentation sur plan des variantes 1 et 2	17
Figure 11 : Schéma du transfert Ouest	19
Figure 12 : Schéma du Profil en long et de la ligne de charge SR2-Mahouane	29
Figure 13 : Schéma d'un brise charge avec obturateur à disque noyé autocentreur [hydrostec]	44
Figure 14 : Relation entre le débit et la forme de la roue	57
Figure 15 : Schématisation du triangle des vitesses	58
Figure 16 : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge	59
Figure 17 : Représentation du point de fonctionnement	60
Figure 18 : Influence de la vitesse spécifique sur la forme de la roue	61
Figure 19 : Représentation d'une pompe KSB AMACAN K	67
Figure 20 : Détermination du point de fonctionnement de chaque pompe de la station de pompage SP1 exhaure	68
Figure 21 : Représentation d'une pompe KSB double œillard RDLP	70
Figure 22 : Courbe caractéristique de la pompe RDLP $\Phi 1190$	71
Figure 23 : Détermination du point de fonctionnement de l'ensemble des installations de pompage de la station SP1	71
Figure 24 : Courbes caractéristiques de la pompe RDLP $\Phi 1210$	74
Figure 25 : Détermination du point de fonctionnement de l'ensemble des installations de pompage de la station SR1	74
Figure 26 : Détermination du point de fonctionnement de l'ensemble des installations de pompage de la station SR2	77
Figure 27 : Phases de propagation de l'onde	81
Figure 28 : Droites de Bergeron	86
Figure 29 : Représentation des lignes caractéristiques	87
Figure 30 : Répartition des pressions en régime transitoire (fermeture lente)	88
Figure 31 : Soupapes de décharge en fonctionnement [photo KSB]	90
Figure 32 : Courbe caractéristique d'une soupape de décharge	90
Figure 33 : Cheminée d'équilibre de l'aménagement hydroélectrique Manicouagan 5, Canada	91
Figure 34 : Installation d'une cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement	92
Figure 35 : Principe d'installation d'un système réservoir-compresseur [Charlatte]	93
Figure 36 : Principe de fonctionnement de l'ARAA [Charlatte]	93
Figure 37 : Courbes enveloppes des pressions SP1-SR1 sans protections	97
Figure 38 : Courbes enveloppes des pressions dans le tronçon SP1-SR1 avec réservoir d'air $V_0=2000\text{m}^3$	99
Figure 39 : Courbes enveloppes des pressions dans le tronçon SP1-SR1 avec cheminée d'équilibre et réservoir d'air	99
Figure 40 : Variation du volume d'air dans le réservoir anti-bélier	100
Figure 41 : Variation des débits et du niveau piézométrique dans la cheminée d'équilibre	100

Figure 42 : Variation du débit à l'entrée du réservoir de refoulement de SR1	101
Figure 43 : Dimensionnement de la cheminée d'équilibre	102
Figure 44 : Dimensionnement du réservoir d'air	102
Figure 45 : Courbes enveloppes des pressions dans le tronçon SR1-SR2 sans protections.....	104
Figure 46 : Courbes enveloppes des pressions dans le tronçon SR1-SR2	105
Figure 47 : Variation du volume d'air dans le réservoir anti-bélier	105
Figure 48 : Variation du niveau piézométrique et du débit au nœud n3.....	106
Figure 49 : Variation du débit à l'entrée du réservoir de refoulement de SR1	106
Figure 50 : Courbes enveloppes des pressions dans le tronçon SR2-BE1 sans protections.....	108
Figure 51 : Courbes enveloppes des pressions dans le tronçon SR2-BE1	109
Figure 52 : Variation du volume d'air dans le réservoir anti-bélier	109
Figure 53 : Variation du niveau piézométrique et du débit au nœud n3.....	110
Figure 54 : Variation du débit à l'entrée du bassin BE1	110

Liste des tableaux

Tableau 1 : Précipitations mensuelles à Sétif.....	7
Tableau 2 : Répartition du nombre de jours pluvieux par an à SETIF	7
Tableau 3 : Taux de satisfaction en AEPI de la wilaya de Sétif	8
Tableau 4 : Altitudes des Stations de pompage	27
Tableau 5 : Calcul du diamètre optimal (cas d'un seul bassin)	28
Tableau 6 : Adoption d'un diamètre commercial (cas d'un seul bassin)	28
Tableau 7 : Calcul de la charge à dissiper.....	29
Tableau 8 : Paramètres de dimensionnement pour les conduites par refoulement	30
Tableau 9 : Prix des conduites selon les conditions économiques de 2010	31
Tableau 10 : Frais de conduite du tronçon SP1-SR1 V.1	31
Tableau 11 : Frais d'exploitation du tronçon SP1-SR1 V.1	32
Tableau 12 : Coût global du tronçon SP1-SR1 V.1.....	32
Tableau 13 : Frais de conduite du tronçon SR1-SR2 V.1	32
Tableau 14 : Frais d'exploitation du tronçon SR1-SR2 V.1	33
Tableau 15 : Coût global du tronçon SR1-SR2 V.1.....	33
Tableau 16 : Frais de conduite du tronçon SR2-BE V.1SV.1	34
Tableau 17 : Frais d'exploitation du tronçon SR2-BE V.1 SV.1	34
Tableau 18 : Coût global du tronçon SR2-BE V.1 SV.1	35
Tableau 19 : Frais de conduite du tronçon SR2-BE1 V.1SV.2	35
Tableau 20 : Frais d'exploitation du tronçon SR2-BE1 V.1 SV.2.....	36
Tableau 21 : Coût global du tronçon SR2-BE1 V.1 SV.2	36
Tableau 22 : Dimensionnement de la conduite BE1-BE2 V.1SV.2.....	36
Tableau 23 : Frais de conduite du tronçon SP1-SR1 V.2	37
Tableau 24 : Frais d'exploitation du tronçon SP1-SR1 V.2	38
Tableau 25 : Coût global du tronçon SP1-SR1 V.2.....	38
Tableau 26 : Frais de conduite du tronçon SR1-SR2 V.2	38
Tableau 27 : Frais d'exploitation du tronçon SR1-SR2 V.2	39
Tableau 28 : Coût global du tronçon SR1-SR2 V.2.....	39
Tableau 29 : Frais de conduite du tronçon SR2-BE V.2SV.1	40
Tableau 30 : Frais d'exploitation du tronçon SR2-BE V.2SV.1.....	40
Tableau 31 : Coût global du tronçon SR2-BE V.2SV.1	41
Tableau 32 : Frais de conduite du tronçon SR2-BE1 V.2 SV.2	41
Tableau 33 : Frais d'exploitation du tronçon SR2-BE1 V.2 SV.2	42
Tableau 34 : Coût global du tronçon SR2-BE1 V.2 SV.2	42
Tableau 35 : Dimensionnement de la conduite BE1-BE2 V.2SV.2.....	42
Tableau 36 : Dimensionnement de la conduite BE2-Mahouane	43
Tableau 37 : Dimensionnement de la conduite entre BE2-BC1	45
Tableau 38 : Dimensionnement de la conduite entre BC1-BC2.....	45
Tableau 39 : Récapitulatif du dimensionnement	46
Tableau 40 : Caractéristiques du tronçon SR2-BE SV.1.....	48
Tableau 41 : Caractéristiques des tronçons SR2-BE1 et BE1-BE2 SV.2	49
Tableau 42 : Estimation du coût de réalisation du tronçon SP1-SR1 V.1.....	50
Tableau 43 : Estimation du coût de réalisation du tronçon SR1-SR2 V.1.....	51
Tableau 44 : Estimation du coût de réalisation du tronçon SR2-BE V.1.....	51
Tableau 45 : Estimation du coût de réalisation du tronçon SP1-SR1 V.2.....	52
Tableau 46 : Estimation du coût de réalisation du tronçon SR1-SR2 V.2.....	53

Tableau 47 : Estimation du coût de réalisation du tronçon SR2-BE1 V.2.....	53
Tableau 48 : Comparaison économique entre les variantes 1 et 2.....	54
Tableau 49 : Niveaux minimaux des bâches d'aspiration des stations de pompage	95

Notations principales

A :	Section de la conduite	[m ²]
c :	Célérité d'une onde de pression dans une canalisation	[m/s]
D :	Diamètre de la conduite	[m]
E :	Module de Young	[Pa]
e :	Epaisseur de la conduite	[m]
g :	Force de pesanteur	[m/s ²]
H _d :	Hauteur disponible	[m]
H _n :	Hauteur nécessaire	[m]
J :	Perte de charge unitaire	[m/m]
k :	Coefficient de rugosité absolu de la conduite	[m]
L :	Longueur de la conduite	[m]
n :	Vitesse de rotation	[tr/mn]
NPSH _d :	Charge nette à l'aspiration disponible	[m]
NPSH _r :	Charge nette à l'aspiration requise	[m]
N _s :	Vitesse spécifique	[tr/mn]
P :	Pression hydrostatique	[Pa]
P _c :	Prix unitaire de la conduite	[Da/m]
Q :	Débit	[m ³ /s]
R :	Résistance de la conduite	[s ² /m ⁵]
Re :	Nombre de Reynolds	[-]
S :	Abscisse curviligne	[m]
T :	Temps	[s]
V :	Vitesse d'écoulement	[m/s]
Z :	Altitude	[m]
η :	Rendement de la pompe	[%]
λ :	Coefficient de perte de charge	[-]
ν :	Coefficient de poisson	[-]
υ :	Viscosité cinématique de l'eau	[m ² /s]
ρ :	Masse volumique	[kg/m ³]
σ :	Contrainte	[N/mm ²]
χ _s :	Coefficient de compressibilité isentropique	[Pa ⁻¹]

Introduction générale

Depuis l'antiquité, l'homme a eu recours aux transferts d'eau interbassins. Ces transferts ont été principalement mis en œuvre pour l'approvisionnement en eau potable, l'irrigation et même dans certains cas pour la prévention des inondations.

De nos jours, la raison principale qui motive la réalisation d'un transfert est l'assurance de la sécurité en eau. Une ressource limitée dans le temps et dans l'espace, souvent répartie inégalement et excentrée par rapport aux pôles de demande et est souvent source de conflits.

Dans les régions arides à semi-arides à l'instar de la région de Sétif, le transfert d'eau entre bassins hydrographiques n'est pas toujours juste un choix, mais bel et bien une nécessité.

L'utilisation équitable des ressources en eau est un principe moral. Les transferts contribuent à établir un équilibre entre les besoins au sein des bassins déficitaires et les ressources des bassins excédentaires. Dans ce sens, il a été prévu deux systèmes de transferts d'eau vers la région de Sétif à partir du barrage d'Erragene pour la partie Est, et du barrage d'Ighil Emda pour la partie Ouest.

Le présent mémoire portera sur l'étude du système de transfert Ouest entre le barrage d'Ighil Emda (Kherrata) et le barrage en cours de construction à Mahouane (wilaya de Sétif). Avec un volume de 119 millions de m³/an dont 30 millions de m³/an destinés à l'AEP, ce transfert permettra d'améliorer l'AEP pour 780 000 habitants et l'irrigation de plus de 16 000 hectares et ainsi consolider le développement social et économique de toute la région.

Dans la première partie de l'étude, les caractéristiques de la région d'étude seront examinées suivant la topographie, la géologie et l'occupation du sol. Ceci aboutira à l'établissement de différentes variantes du système de transfert.

Un dimensionnement des conduites et un positionnement des différents ouvrages viendra compléter par la suite le tracé en vue de leur comparaison lors d'une étude technico-économique.

Une fois la variante finale choisie, nous détaillerons la conception des stations de pompage préalablement positionnées lors de l'étude de dimensionnement.

Au final, nous analyserons le système en régime transitoire ce qui nous permettra de parfaire le dimensionnement des installations hydrauliques et de concevoir des moyens de protections adaptées.

Chapitre I

Présentation de la région d'étude

1. Situation géographique et topographie de la région

Le système Ouest Sétif-Hodna consiste en un transfert d'eau à partir du barrage existant d'Ighil Emda, situé dans la commune de Kherrata, vers un barrage en cours de construction à Mahouane implanté dans la commune de Sétif (figure 1).

La région du transfert est située à 300 km à l'Est d'Alger dans une zone montagneuse accidentée où l'on rencontre des cimes élevées de la chaîne des Babors. Les altitudes varient entre 500 et 1250 mètres.

La distance entre les deux retenues est de l'ordre de 24 km linéaire pour une dénivelée estimée à 620 mètres.

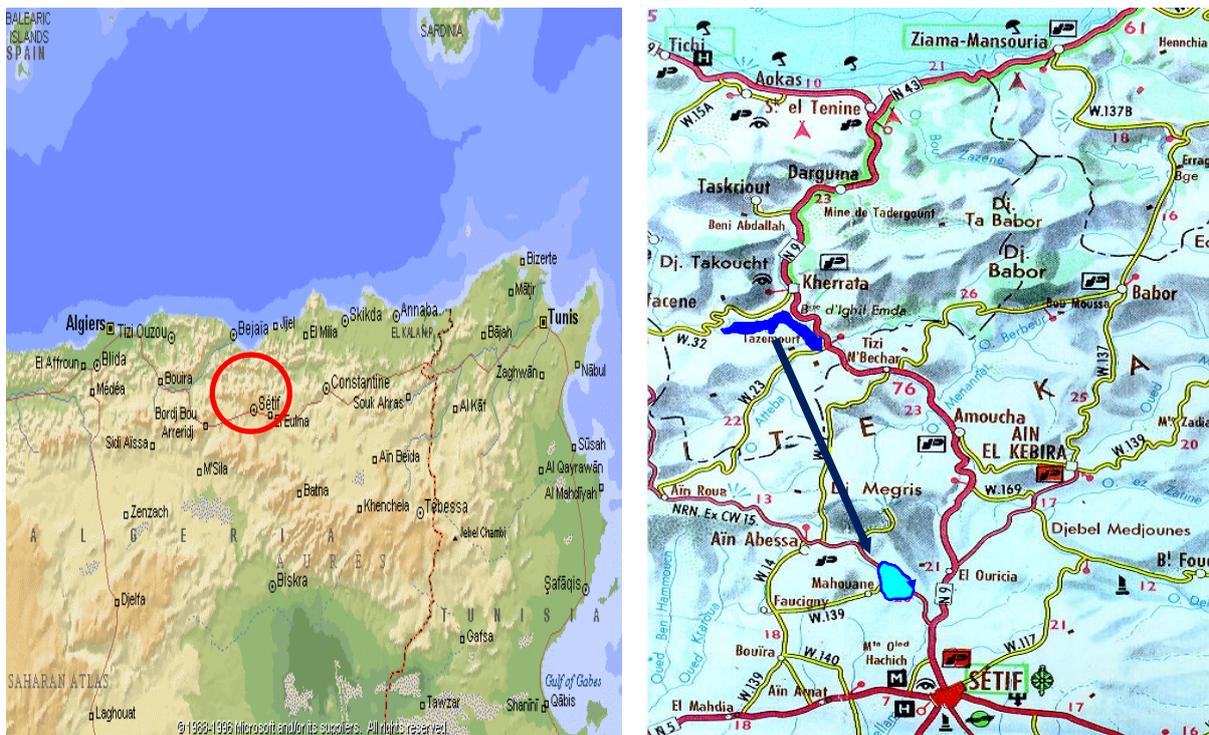


Figure 1 : Carte de situation de la zone de projet

2. Situation géologique et géotechnique de la région

La zone d'étude comprise entre la ville de Sétif et celle de Kherrata appartient au contexte géologique du domaine tellien, très connu par le domaine du complexe du charriage (déplacement massif des terrains sédimentaires sous l'effet de gravité suite aux chocs sismiques du miocène inférieur) [Voir Annexe 1].

Cependant, cette zone est située dans les zones d'écrasement, proche de la ligne de faille et d'affrontement entre les deux grandes plaques tectoniques, l'Eurasie au Nord et l'Afrique au Sud de la ligne de faille. Ce qui revient à dire que la région constitue potentiellement une zone à risque sismique.

La lithostratigraphie de la zone se caractérise par des étages géologiques dont les terrains sédimentaires sont d'un âge relativement récent allant du Pliocène continental (fin du Tertiaire) au Trias (début du Secondaire), et dont la série stratigraphique des formations géologiques affleurant en surface, et donnée par la carte géologique est ainsi présentée :

- Pliocène continental (pc) : cet étage marquant la fin du tertiaire, se caractérise par un faciès continental, dominé par une lithologie de poudingues et les calcaires lacustres, localisé au Nord de la ville de Sétif, affleurant au contact du cétaqué supérieur, oligocène continental et de l'éocène inférieur. Cet étage repose en discordance sur l'oligocène continental, ce qui implique la présence d'une surface d'érosion ayant affecté tout le miocène.
- Oligocène continental (oc) : correspondant à la fin du paléogène (tertiaire inférieur), se caractérise par un apport essentiellement gréseux et par des dépôts argileux et argilo-marneux responsables du remplissage du bassin de l'avant fosse du Hodna.
- Eocène Inférieur (ei) : étage du milieu du paléogène, de faciès marin à lithologie d'argile, de marne à gypses, calcaires phosphatés et de calcaires à silex.
- Crétacé supérieur (cs) : cet étage marque la fin de l'ère secondaire par la période du cénomanién, de faciès marin à lithologie de marne à faune pélagiques, l'affleurement de cet étage couvre la quasi-totalité de la zone d'étude.
- Crétacé inférieur (ci) : de faciès marin d'alternance des niveaux argilo-gréseux et carbonaté du Barrémien et l'Albien, et de marno-calcaires de l'Albien supérieur.
- Jurassique inférieur (ji) : cet étage affleurant en lanières au Nord de Kherrata, est de faciès marin, constitué de calcaires dolomitiques, dolomies, calcaires massifs à la base, de calcaires et de marno-calcaires au sommet. Et par endroit, de micro brèches, grès et quartzites.
- Trias (t) : affleurant aussi en lambeaux sur le crétacé supérieur, de faciès marin et lagunaire, dominé par des calcaires de Muschelkalk, surmonté par des formations salifères et gypsifères du Keuper.

Toutes ces lithologies confondues, présentent des matériaux offrant de faible à moyenne résistance mécanique, d'où la nécessité de leur vérification par les différents essais géotechniques, et éventuellement, assurer la stabilité des ouvrages par des opérations de fortification et de consolidation des couches d'assises.

En plus de la nature des terrains à traverser, de nombreuses zones de glissement observées lors des reconnaissances de la région doivent être prises en compte, en particulier au niveau de la localité de Nouasria à 5 km au Nord de Ain Abessa aux abords du CW14.

3. Barrage d'Ighil Emda

Le Barrage d'Ighil Emda est situé sur l'Oued Agrioun à la sortie sud de la ville de Kherrata à environ 34 km au nord de Sétif à l'intérieur du bassin versant du Côtier Ouest Constantinois (figure 2). Il contrôle un bassin versant de 620 km² et dispose d'une capacité utile de 59,7 Mm³ pour une régularisation annuelle des apports de l'Oued Agrioun.

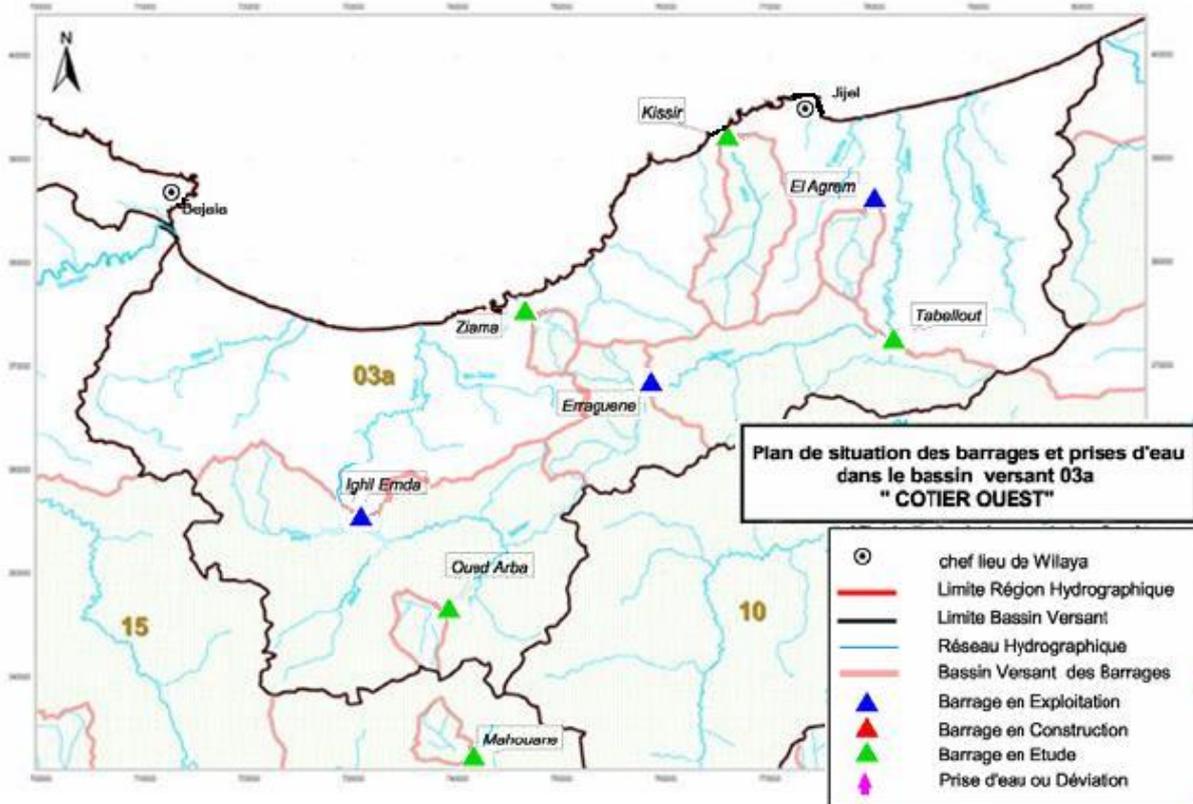


Figure 2 : Plan de situation des barrages et prises d'eau dans le bassin versant 03a COTIER OUEST [MRE, 2005]

Construit en 1954 exclusivement pour la production d'énergie hydroélectrique, il est en tête d'une chaîne de production électrique avec en premier lieu, une usine au pied du barrage de 24Mw, puis un barrage de régularisation journalière de Chabet El Akra relié par une conduite à l'usine de Darguina de 66Mw (reçoit également les apports du barrage de l'Oued Ahrzerouftis 5.2Mw) [EGA,1954].

L'aménagement hydroélectrique de l'Oued Agrioun (figure 3) produit annuellement près de 165GWh, les eaux turbinées rejoignent ensuite le cours d'eau pour être rejetées à la mer.

Il est géré actuellement par la SONELGAZ, mais sa vocation va être changée dans le cadre du projet de transfert Sétif-Hodna suite à un accord du gouvernement sur la réaffectation de l'ouvrage. La production d'énergie électrique sera abandonnée [MRE, 2005].

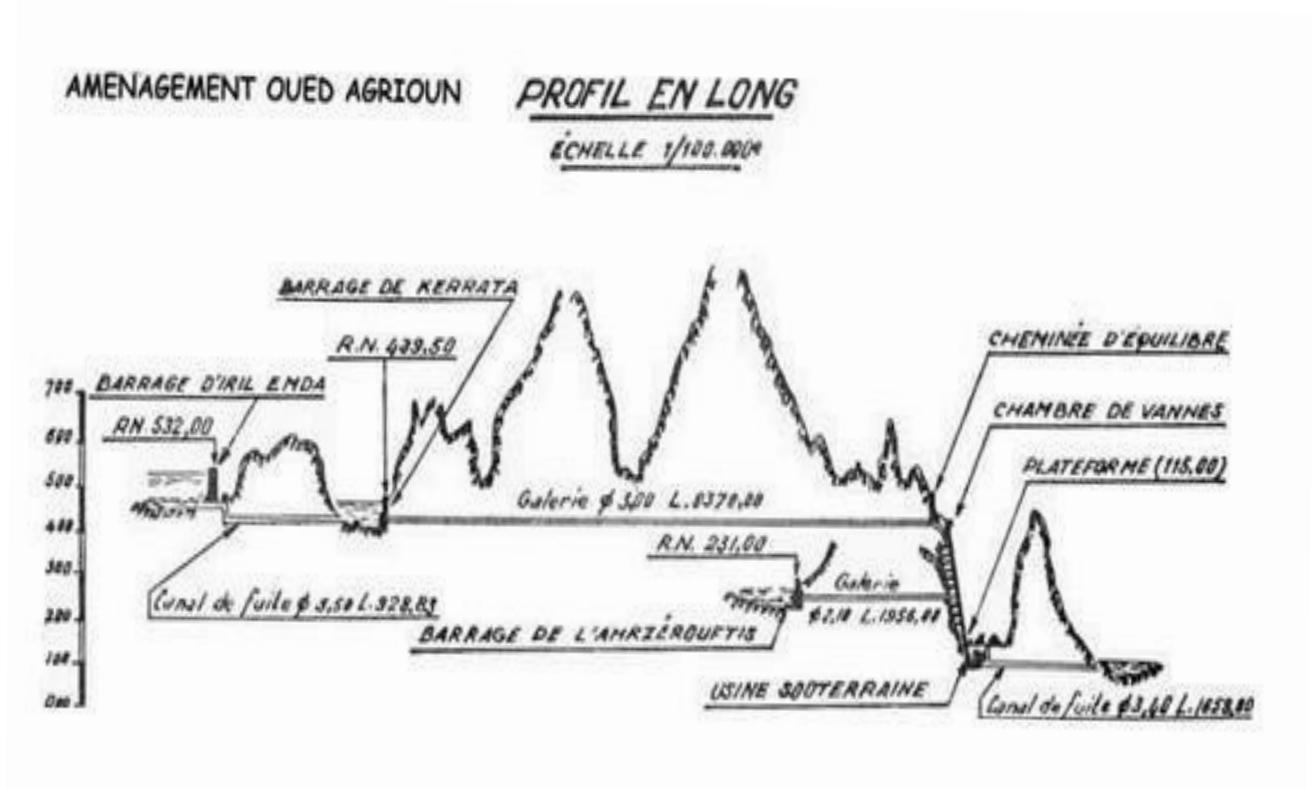


Figure 3 : Aménagement hydroélectrique de l'Oued Agrioun (Kherrata)
[EGA, 1954]

Le barrage d'Ighil Emda présente les caractéristiques suivantes :

- Cours d'eau : Oued Agrioun ;
- Affluent : Oued Berd, Oued Atteba, Oued Embarek, Oued Takarboust ;
- Surface du Bassin versant : 652 km² ;
- Type de barrage : matériaux locaux (enrochement) ;
- Hauteur en crête : 75 mètres en crête ;
- Largeur en crête : 575 mètres ;
- Cote min d'exploitation 520 NGA ;
- Cote max d'exploitation : 532m NGA ;
- Cote des plus hautes eaux : 535m NGA ;
- Capacité de rétention Cr : 59,7 hm³ ;
- Apport annuel : 189,7 hm³.

5. Situation hydrique et climatologique de la région de Sétif

Située sur les Hautes Plaines de l'Est, la wilaya de Sétif s'étend sur 6,549 km² composée au Nord d'une zone montagneuse faisant partie de la chaîne des Babors, au centre d'une zone de hautes plaines et au Sud Ouest des cuvettes contenant des Chotts.

Le climat de la région est semi-aride. La barrière naturelle constituée par la chaîne des Babors au Nord bloque une grande partie des précipitations qui arrivent de la méditerranée.

Les précipitations sur la région de Sétif se répartissent suivant le tableau ci-dessous :

Tableau 1 : Précipitations mensuelles à Sétif

	Précipitations en mm												TOTAL
	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	
Sétif 1856-1991	46,9	41,0	45,8	45,0	47,9	25,7	8,2	16,6	31,9	36,3	36,9	48,3	430,5

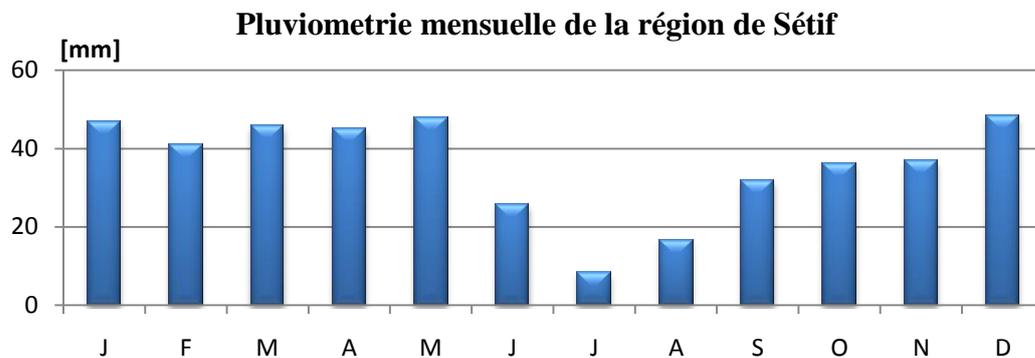
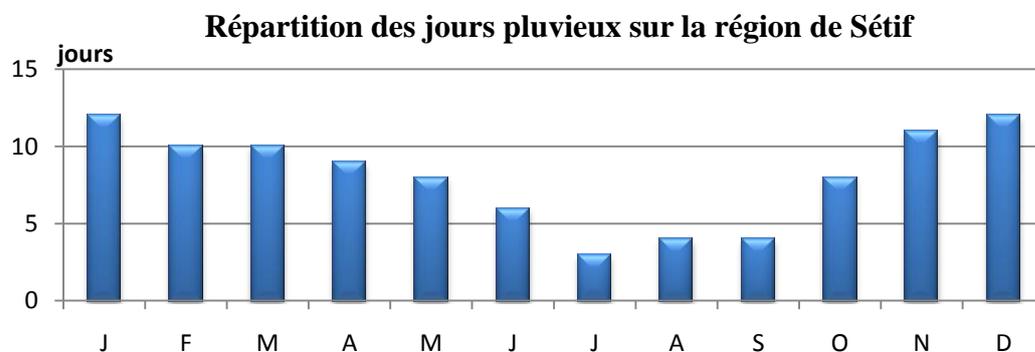


Tableau 2 : Répartition du nombre de jours pluvieux par an à SETIF

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Total
Jours	12	10	10	9	8	6	3	4	4	8	11	12	97



La wilaya de Sétif compte une population de près d'un million et demi d'habitants. Elle dispose d'un fort potentiel en terres agricoles avec une superficie totale utile de 360 480 hectares, principalement de la céréaliculture dépendante de la pluviométrie.

Le bilan annuel moyen des ressources en eaux s'établit à 99,6 Hm³.

Les ressources mobilisées pour cette wilaya sont majoritairement des eaux souterraines, principalement à usage agricole :

- L'aquifère du hodnéen ;
- La nappe des hautes plaines sétifiennes ;
- La zone calcaire de la nappe de Djemila ;
- La zone calcaire du sud sétifien.

Les eaux de surface utilisées sont représentées par :

- Des sources abondantes au nord : El Berd, Dehamcha, Maalbiod ;
- Le barrage d'Ain Zada.

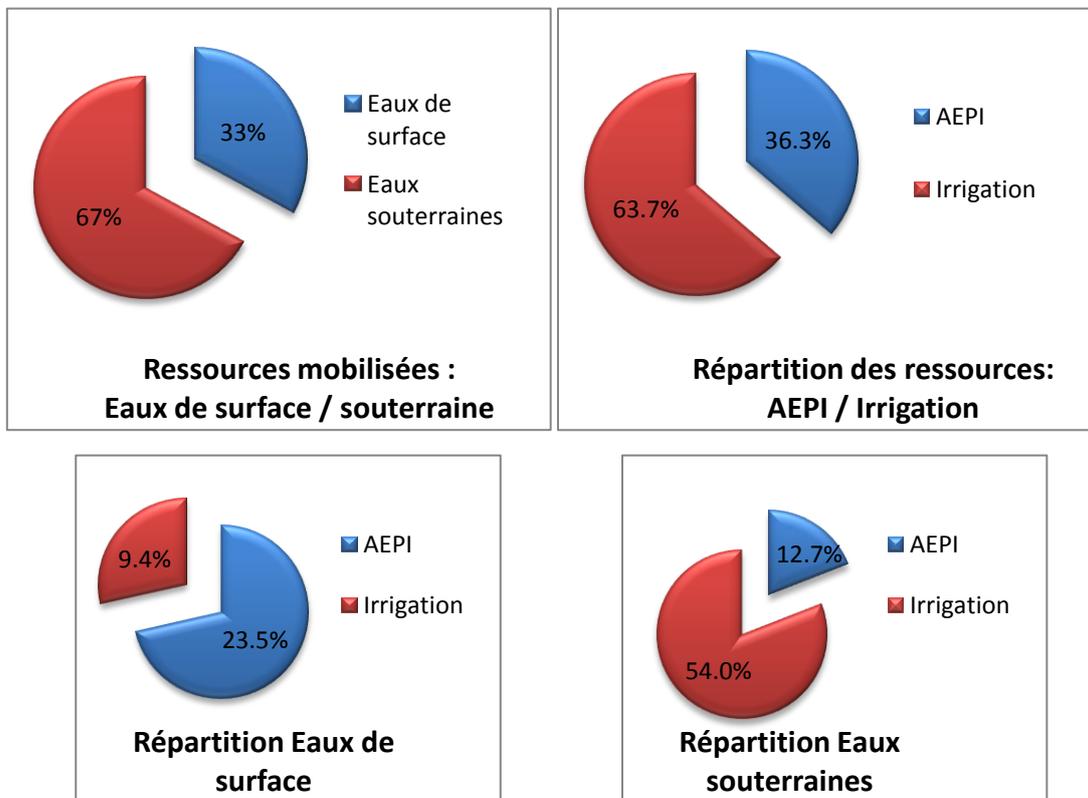


Figure 5 : Répartition des ressources hydriques de la wilaya de Sétif

• **Situation de l'AEPI de la wilaya de Sétif**

Tableau 3 : Taux de satisfaction en AEPI de la wilaya de Sétif

AEPI année 2010	Demande Hm ³ /an	Reçu Hm ³ /an	Satisfaction%
Wilaya de Sétif	61,7	38,4	62,0

- **Situation de l'irrigation**

11 680 ha irriguées avec 60 millions de m³ grâce à :

- 2000 forages pour 5 580 ha ;
- 6 400 puits pour 4 100 ha ;
- 9 retenues collinaires pour 1 200 ha ;
- Sources et autres pour 800 ha.

6. Le Système de transfert Sétif-Hodna

Nous constatons que la région de Sétif souffre d'un déficit en ressources. Les besoins en AEPI atteignent un taux de satisfaction de 62% seulement, et la situation de l'irrigation est loin de couvrir les besoins potentiels de toute la surface des terres agricoles qui est de 360 480 ha, dépendante actuellement de la pluviométrie, et limitant ainsi son développement.

Etant donné que les ressources de surface du bassin de la ville de Sétif et ses alentours sont déjà exploitées, notamment, grâce au barrage d'Ain Zada, et vu l'importance des ressources du bassin versant du côtier ouest constantinois, qui actuellement se déversent en mer, il se révèle nécessaire de réaliser un système de transfert d'eau du bassin versant ayant une abondance en eau de surface (barrage Ighil Emda, Erraguene) vers un réservoir situé dans la région de Sétif.

Le système de transfert Sétif-Hodna consistera en un transfert des eaux des deux barrages d'Ighil Emda et d'Erraguene vers les régions de Sétif pour la partie Ouest, et El Eulma pour la partie Est respectivement (figure 6). En ce qui concerne notre région d'étude, nous allons nous intéresser à la partie Ouest du système de transfert.

Un barrage au Nord de localité de Sétif sur l'Oued Sellam est en cours de réalisation. Lancé vers la fin de l'année 2008, le barrage de Mahouane, d'une capacité de rétention $C_r = 147,4 \text{ hm}^3$, devrait améliorer l'alimentation en eau potable pour 780.000 habitants, et satisfaire les besoins en irrigation de plus de 16 000 hectares, et ainsi contribuer au développement social et économique de toute la région.

Le système Ouest portera sur le transfert d'un volume de 119 millions de mètres cubes dont 30 millions de mètres cubes (25%) réservés à l'AEP et 89 millions de mètres cubes (soit 74,8%) destinés à l'irrigation.

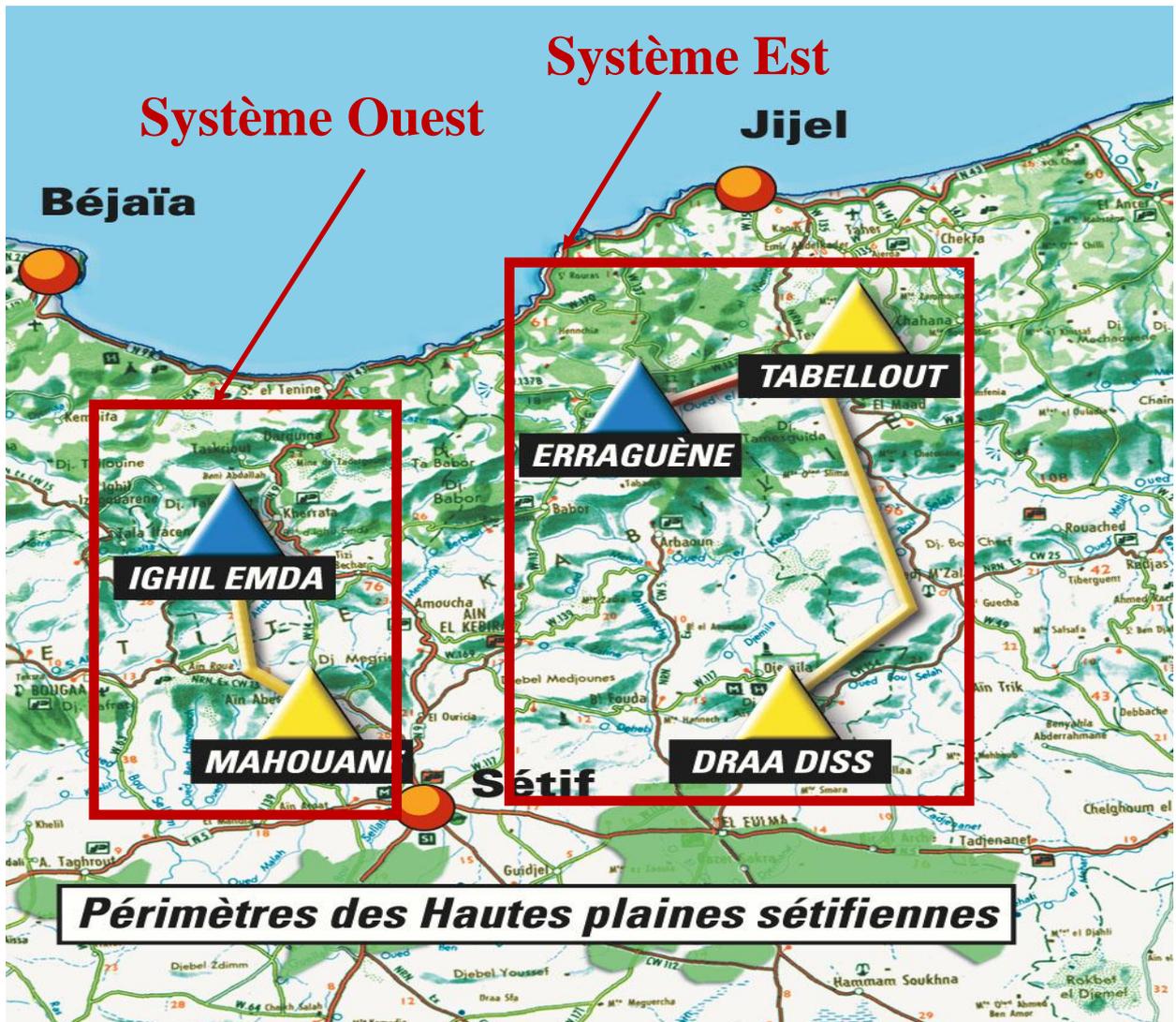


Figure 6 : Représentation des systèmes de transfert Sétif-Hodna Est et Ouest

Chapitre II

Tracé des variantes

Les transferts peuvent être envisageables dans le cas de bassins versants avec des potentialités hydrologiques importantes mais présentant des difficultés d'exploitation liée à la morphologie ou au degré d'occupation de leur sol. Nous citerons le cas des oueds Sahel et Soummam faisant partie du bassin versant de la Soummam : malgré les débits importants d'eau transitant par ces cours d'eau, la topographie et le degré de développement de la vallée rendent impossible l'implantation d'ouvrages de régulation et de stockage. Seule la solution d'un transfert vers une retenue d'un bassin versant voisin constitue une option envisageable.

Pour Sétif, le barrage d'Ain Zada contrôlant le sous bassin de la région se révèle insuffisant et l'existence d'un important volume d'eau superficielle au Nord de la localité constitue une ressource intéressante à exploiter pour appuyer le développement de la région.

Au cours de ce chapitre, nous allons essayer de définir certains critères essentiels au tracé d'un transfert et étudier les différentes variantes possibles pour le transfert des eaux du barrage d'Ighil Emda jusqu'à la retenue de Mahouane.

1. Types de transfert

Un transfert d'eau consiste à user de la technique la plus appropriée pour transporter l'eau de sa source jusqu'aux lieux de demande à travers un réseau de conduites ou d'ouvrages.

On distingue deux types de transfert en fonction du type d'écoulement :

- Transfert à écoulement gravitaire : la ressource présente une charge supérieure au point d'arrivée, l'écoulement peut se faire soit à surface libre dans des canaux ou aqueducs (le tracé doit présenter des faibles pentes, convient surtout pour des grands débits à transporter tout en minimisant les pertes de charge), soit en charge dans des conduites forcées.
- Transfert par refoulement : l'écoulement s'effectue à pleine section en utilisant un système de pompage fournissant l'énergie nécessaire à l'élévation de l'eau et vaincre les pertes de charge. L'écoulement en charge entraîne des pertes de charge non négligeables.

Un transfert mixte peut facilement être envisagé suivant la nature des terrains et de la topographie traversée.

2. Critères de tracé de la conduite de transfert

La faisabilité et la rentabilité d'un projet de transfert dépend essentiellement de l'étude technico-économique qui justifiera le bon choix des investissements à réaliser. Cette étude portera sur une comparaison entre plusieurs variantes présentant des caractéristiques optimales.

Afin de définir les variantes les plus technico-économiques, il est essentiel d'appuyer nos choix et méthodes de tracé sur des critères définissant la bonne conduite à avoir lors de la conception et la projection du tracé [Dupont, 1979 ; Godart, 2000 ; ESHA, 2005]:

- **Critères techniques**

Les critères techniques sont comme suit :

- Avoir des vitesses d'écoulement raisonnables dans les conduites en charge afin de minimiser les conséquences des phases transitoires et d'éviter l'érosion interne.
- Dans le but de protéger la conduite contre toute dégradation volontaire ou involontaire, de minimiser sa maintenance et réduire l'effet de la dilatation thermique ainsi que son impacte environnemental, une pose enterrée de la conduite devrait être envisagée dans la mesure du possible en évitant les excavations importantes de roche.
- Eviter les zones d'instabilités qui peuvent conduire au déboitement des joints et à des déformations excessives de la conduite.
- Eviter l'entrée de polluants par fonctionnement en dépression (points hauts).
- Rechercher un profil en long aussi régulier que possible de tel sorte qu'il ne puisse pas se former des poches d'air au moment du remplissage. Ces dernières peuvent être très dangereuses lors de phénomènes transitoires (coups de bélier).
- Faciliter la collecte de l'air en des points hauts de façon naturelle ou artificielle. Pour cela, il se doit de réaliser une montée lente suivie par une descente rapide : les pentes minimales pour un grand diamètre sont de 1/1 000 pour les profils ascendants et de 1/500 pour les profils descendants.
- Projeter le tracé de la conduite près des routes et chemins pour faciliter le transport des matériaux et de la main d'œuvre.
- Chercher à couper les courbes de niveau aux sections les moins accentuées.

- **Critères économiques**

Les critères économiques sont comme suit :

- Limiter la vitesse d'écoulement de telle sorte à minimiser les pertes de charge, réduisant ainsi le système de pompage et les coûts d'énergie lors de l'exploitation.
- Avoir un tracé aussi rectiligne et aussi court que possible.
- Recenser les propriétés publiques susceptibles d'être traversées et éviter dans la mesure du possible les zones d'habitations et les propriétés nécessitant des indemnités.
- Minimiser les ouvrages conduisant à des surcoûts de réalisation : traversée de rail, de chaussée, passages aériens et conduites autoportées pour la traversée de thalwegs profonds, tunnels, butées et contre butées lors de changements brusques de direction...

- Avoir le moins de pièces spéciales possible en adoptant un profil régulier optimal (purges, ventouses, protection anti bélier ...).
- Eviter les terrains rocheux et zones instables nécessitant des frais de pose plus importants.

3. Variantes proposées

Tout d'abord, nous sommes tentés de réaliser un tracé direct entre la prise située sur la rive sud de la retenue face au barrage d'Ighil Emda et la retenue de Mahouane (figure 6).

Après étude de la carte topographique de la région de projet au 1/25 000 [Voir Annexe 2] et aux multiples reconnaissances sur terrain, nous retenons les points particuliers du tracé nécessitant le plus d'attention :

- Le passage des premiers reliefs à traverser de la région de Snadla au Sud de la retenue d'Ighil Emda ainsi que le contournement des localités existantes.
- La traversé de l'Oued Atteba qui présente des sections importantes influencées par la retenue du barrage.
- Le contournement de Djebel Kalaoun et Megress.

Nous allons dégager par la suite, et conformément aux critères de tracés cités précédemment, deux variantes ayant le linéaire le plus court et présentant un compromis optimal entre les contraintes topographiques, géologiques et logistiques.

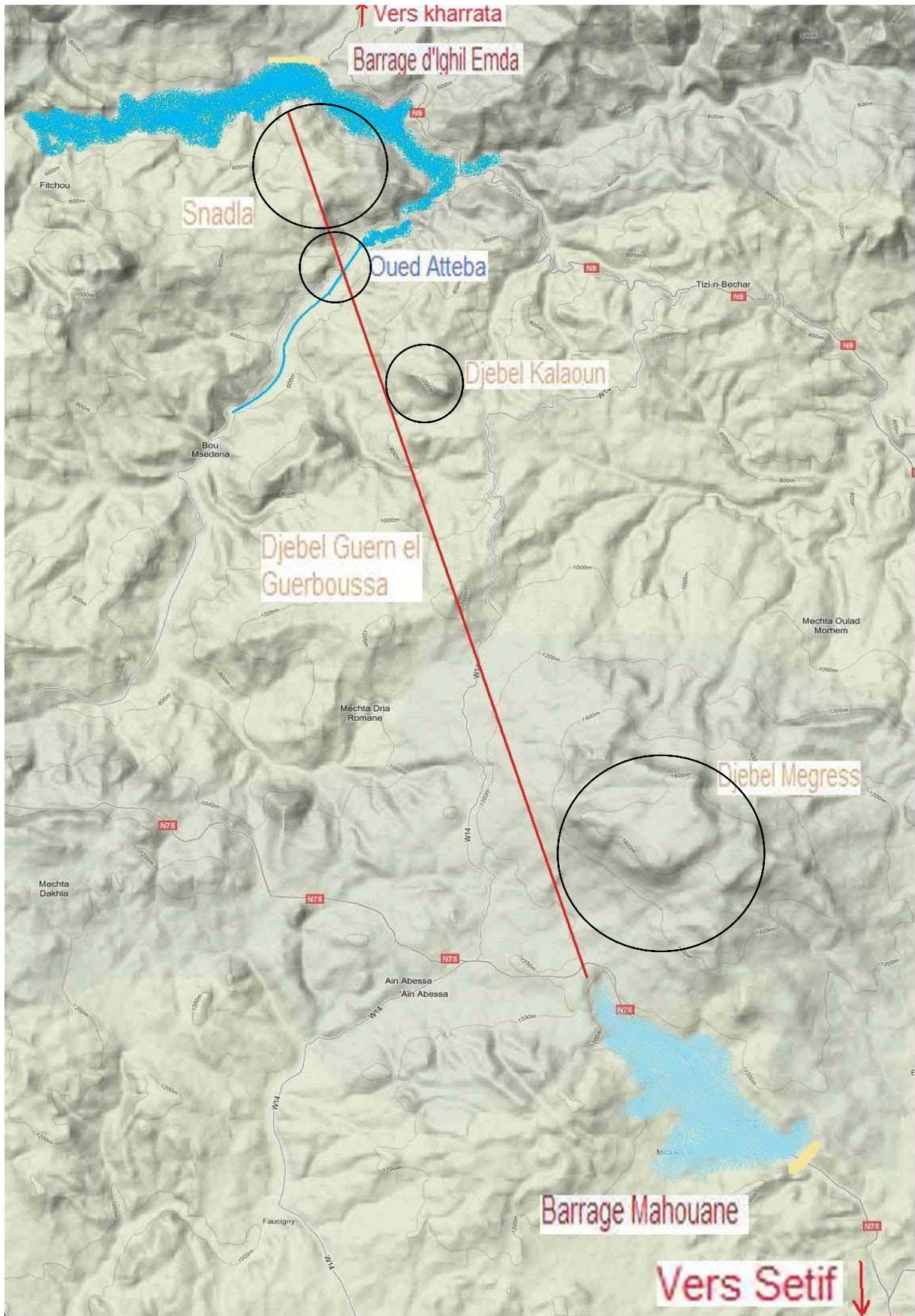


Figure 7 : Plan en relief de la région Sétif-Kherrata [GOOGLE MAP]

3.1. Variante 1

Cette première variante propose la traversée de la région de Snadla par le linéaire le plus court avec une orientation Sud-Est (figure 10). Le franchissement du cours d'eau de l'Oued Atteba se fait sur une section assez large de près de 300 m.

La conduite rejoint la localité de Tabia et prend une orientation plein Sud tout en contournant Djebel Kalaoun par l'Est, évitant la zone rocheuse constituant la montagne et les quelques habitations existantes et traversant des ravinements importants.

Lors des reconnaissances sur terrain, nous avons pu constater une incohérence entre la carte topographique et le terrain sur les emplacements des habitations et du réseau routier entre la localité de Tabia et Ouled Moufek (près du C.W 14) :

- Certaines constructions mentionnées sur carte sont inexistantes.
- Existence de pistes non mentionnées sur la carte.

Le tracé suit par la suite le chemin de wilaya C.W 14 surplombant la vallée de l'Oued Arba toujours en suivant un axe Nord-Sud sur 9 Km jusqu'à la localité de Batha. La direction du tracé dévie alors vers l'Est et se déverse dans le thalweg de l'Oued Guessar après avoir traversé la route nationale RN75.

Cette première variante aura une longueur totale sur plan de 22 119 m, soit une longueur réelle de 22 151 m (figure 8). Le profil en long révèle la possibilité d'installation de 13 purges aux points hauts du tracé et 11 vidanges aux points bas. On compte la traversée de 35 chaussées (majoritairement empierrées), 27 cours d'eau et ravinements ainsi que le passage de l'Oued Atteba sur une section de 300m (référence : R.N.9A).

Le profil en long détaillé est donné en annexe 3.

3.2. Variante 2

La différence entre la première variante et la deuxième réside essentiellement sur la première partie du transfert (Nord).

A l'aval de la prise d'eau, la conduite suivra globalement un axe Nord –Sud traversant la localité de Snadla et évitant le relief assez prononcé et les pics des montagnes par le flanc Ouest (figure 10).

Elle franchit par la suite le cours d'eau de l'Oued Atteba (Er Rouna) à travers une section assez étroite non influencée par la retenue, évitant un ouvrage aérien important, et longera une piste à l'Ouest de Djebel Kalaoun menant vers Bouzaarouren jusqu'à la localité de Hammam.

Le tracé continue suivant la même orientation parallèlement à une piste existante non mentionnée sur la carte topographique jusqu'à la localité d'El Kebir où elle rejoint le même itinéraire que la variante 1.

Ce tracé présente d'avantage de pistes le long de la conduite que la première variante, en particulier, les six premiers kilomètres juste à l'aval de la prise d'eau.

On aura pour la seconde variante une longueur totale sur plan de 22 207 m correspondant à une longueur réelle de 22 240 m, avec 13 purges aux points hauts du tracé et 11 vidanges aux points bas (figure 8). On prévoit la traversé de 25 chaussées dont une chaussée goudronnée, 33 cours d'eau et ravinements ainsi que le passage de l'Oued Atteba sur une section de 90m (référence : R.N.9A).

Le profil en long détaillé est donné en annexe 4.

- **Représentation des profils en long**

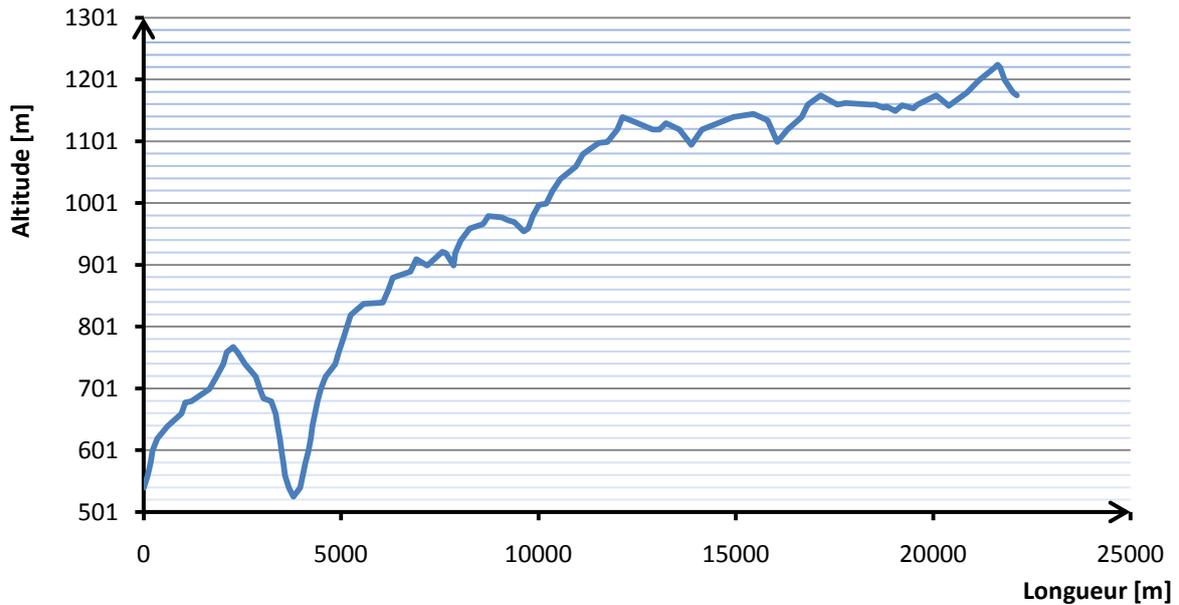


Figure 8 : Profil en long de la variante 1

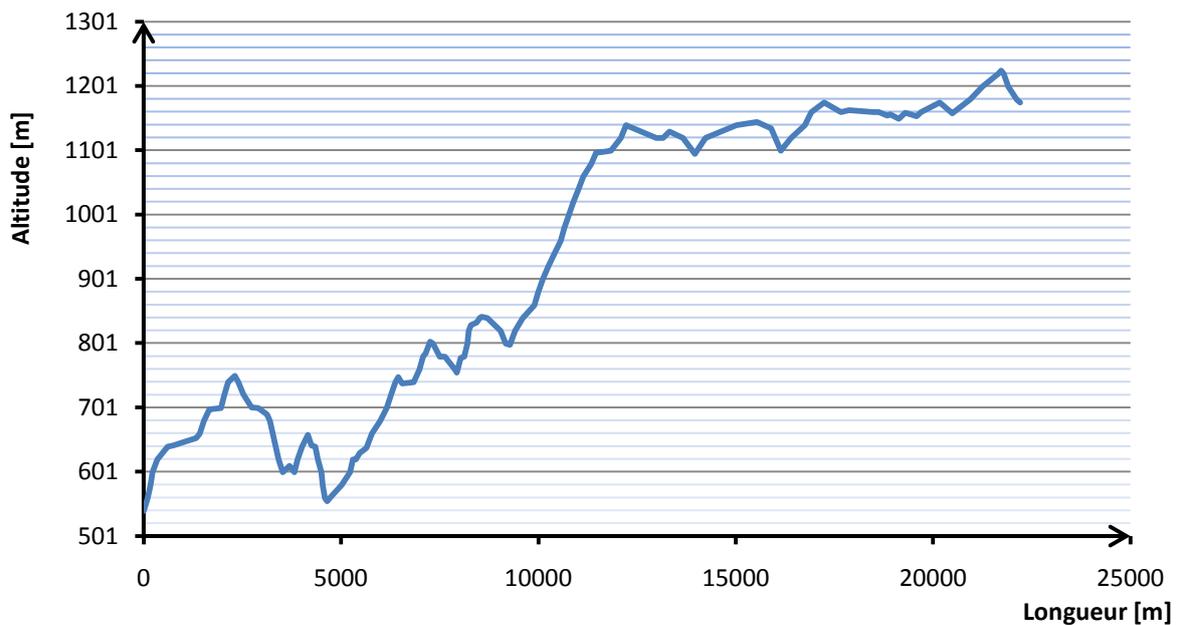


Figure 9 : Profil en long de la variante 2

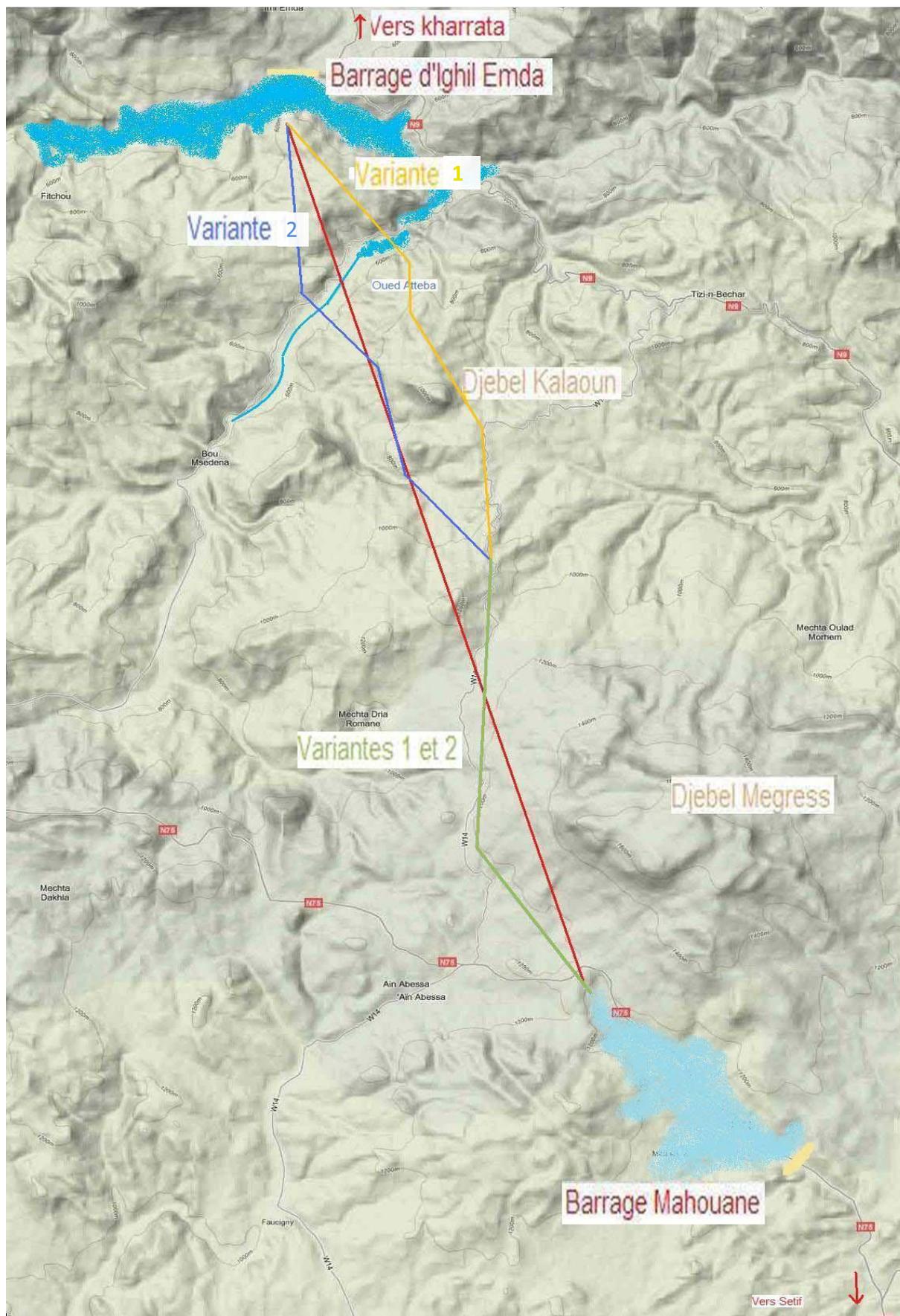


Figure 10 : Représentation sur plan des variantes 1 et 2

3.3. Sous variantes

Le profil en long des deux variantes impose un écoulement en charge. Il peut s'effectuer soit par refoulement, soit par gravitation pour certains tronçons présentant deux points hauts successifs avec une dénivelée suffisante pour vaincre les pertes de charge.

Un écoulement par conduite forcée serait intéressant dans le cas où il en résulte :

- Une diminution de la puissance d'installation de pompage globale.
- Un choix de canalisation moins coûteux (réduction de la PMS).

Sur le tracé du projet, seuls deux sites présentent la possibilité d'un écoulement en charge par gravitation :

- La traversée de l'Oued Atteba : un bassin implanté au sommet du premier relief alimentera la station de reprise qui sera située sur le versant Sud à une altitude moindre. Cette disposition permettra de réduire la HMT de la première station de pompage (située au niveau du barrage d'Ighil Emda) en diminuant la longueur de la conduite de refoulement, mais ce gain est rattrapé par l'abaissement de l'altitude de la station de reprise.

- Le tronçon Sud : représenté par les dix derniers kilomètres, un écoulement gravitaire peut être assuré après élévation de la conduite au niveau de Djebel Ghern el Guarboussa (à la moitié du transfert). Cette élévation permettra un écoulement par conduite forcée jusqu'à la restitution au niveau de la retenue de Mahouane.

Cette dernière possibilité sera étudiée en tant que sous variante pour chaque variante de tracé (figure 11).

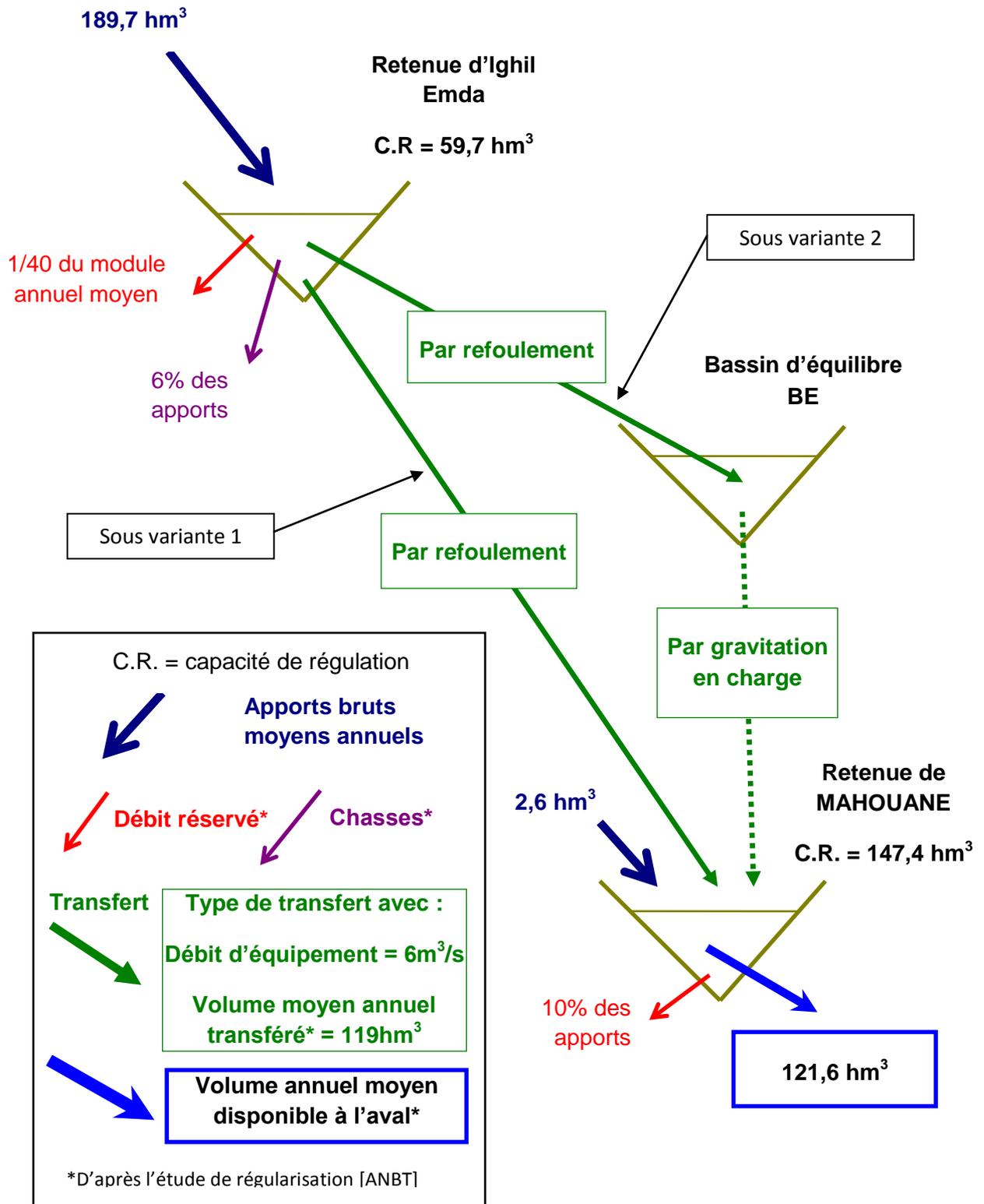


Figure 11 : Schéma du transfert Ouest

4. Conclusion

Au final, nous disposons de deux variantes de tracé pour la partie Nord du transfert qui se rejoignent à mi-distance entre le barrage d'Ighil Emda et Mahouane formant un tracé unique jusqu'à la restitution au niveau de la retenue.

Pour la moitié Sud du transfert, nous avons défini deux sous variantes, l'une entièrement par refoulement jusqu'à proximité du barrage de Mahouane, la deuxième par refoulement à partir de la dernière station de reprise du transfert jusqu'au bassin situé à quelque kilomètres à l'aval, puis par gravitation jusqu'à la restitution au niveau du barrage de Mahouane.

Ces deux sous variantes présentent globalement un tracé identique mis à part un rallongement du tracé initial de quelque centaine de mètres au niveau du bassin de mise en charge, ce qui permet d'acquérir une altitude suffisante pour un écoulement gravitaire. Cependant, la deuxième variante dispose d'un profil en long avec des pentes plus régulières et des altitudes moins élevées les premiers kilomètres.

Le tracé final correspondra au meilleur compromis technico-économique lors de la comparaison qu'on effectuera après dimensionnement des conduites du transfert.

Chapitre III**Calcul et dimensionnement des conduites**

Ce chapitre est consacré au dimensionnement des différents ouvrages hydrauliques du transfert pour chaque variante retenue en vue de leur comparaison.

Nous allons tout d'abord présenter les différentes lois régissant les phénomènes hydrauliques se produisant au sein du transfert, puis nous déterminerons la position des ouvrages principaux le long de chaque tracé, à savoir, l'altitude des stations de pompage et des réservoirs ainsi que la longueur réelle de la conduite entre les ouvrages.

Par la suite, un choix de diamètre de conduite sera effectué pour tous les tronçons selon le type d'écoulement.

1. Lois de dimensionnement hydraulique

Le dimensionnement consiste à déterminer le diamètre D pour un débit de projet défini et suivant les pertes de charge engendrées.

$$Q = \frac{\pi D^2}{4} V \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

Avec, D : diamètre de la conduite [m] et V : vitesse d'écoulement [m/s].

Le choix d'une vitesse d'écoulement acceptable doit passer par la prise en compte des paramètres suivants :

- La stagnation ;
- La turbidité ;
- La pression ;
- Le coup de bélier ;
- Les installations de pompage ;
- Calcul des pertes de charge.

1.1. Pertes de charge linéaires

L'écoulement en charge est régi par la formule générale de l'écoulement [*Carlier, 1980*] :

$$J = \frac{\lambda V^2}{D 2g} \quad [\text{m/m}]$$

Avec, g : force de pesanteur [m/s^2] ; λ : coefficient de perte de charge.

Le coefficient de perte de charge λ est calculé par la formule de Colebrook :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \left(\frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} + \frac{k}{3,7D} \right)$$

Avec,

k : coefficient de rugosité absolu équivalent de la conduite ; (On prend pour l'acier $k = 0,001\text{m}$)

$\text{Re} = \frac{vD}{\nu}$: Nombre de Reynolds ;

$\nu = 1,301 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$: viscosité cinématique de l'eau à $t = 10^\circ$.

On peut constater que la formule de Colebrook associe deux formules :

Von Karman : $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}}$

Nikuradsé : $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \frac{k}{3,7D}$

Pour des valeurs assez élevées du nombre de Reynolds, on retrouve à partir de l'équation de Colebrook la formule de Nikuradsé correspondante à un régime turbulent rugueux.

L'équation de Colebrook est implicite. Dans le cas de conduites de grand diamètre et à des vitesses assez élevées, sa résolution peut s'effectuer par une première approche qui consiste à déterminer λ par la formule de Nikuradsé pour un écoulement à grand nombre de Reynolds (écoulement turbulent rugueux : D et V importants), puis effectuer une correction de la valeur ainsi calculée en résolvant par itération l'équation de Colebrook.

1.2. Pertes de charge singulière

Les pertes de charge singulières occasionnées tout au long de la conduite sont estimées à 20% des pertes de charge linéaire dans le cas de tronçons en refoulement. Toutefois, l'estimation des pertes de charge singulières n'a qu'une faible influence sur le point de fonctionnement des pompes [Dupont, 1979].

Pertes de charge totales = pertes de charge linéaire + 0,2 pertes de charge linéaire

➔ $\text{PDC} = 1,2 \times J \times L \text{ [m]}$

Dans le cas d'un écoulement gravitaire, la majoration des pertes de charge provoque une diminution de la pente de la ligne piézométrique j , et donc peut conduire à une sous estimation des pressions le long des conduites. Dans le but d'augmenter la sécurité lors de l'estimation des pressions, on négligera les pertes de charge singulières dans le calcul et dimensionnement des tronçons à écoulement par gravitation.

1.3. Critères de résistance mécanique

La conduite de transfert doit répondre aux critères de résistance mécanique conformément aux normes, liés aux facteurs suivants [Norme EN 805, 2000] :

- La nature des terrains traversés et les potentialités de mouvements de terrain et de tremblements de terre.
- La pression maximale de service et de fonctionnement en régimes transitoires.
- La profondeur de pose et les surcharges supportées.

En ce qui concerne les actions intérieures, les conduites doivent être conçues pour des conditions de débit maximal, de débit nul et de régimes transitoires. Pour les actions extérieures, il se doit de considérer les charges de remblai, les charges en surface, la nappe phréatique, les charges mobiles ainsi que le poids propre de la conduite et de l'eau qu'elle contient.

Les variations de températures et l'effet de fond non repris sont aussi à prendre en compte.

Les différents tronçons du transfert sont dimensionnés en optant pour :

- Des épaisseurs variant selon les critères mécaniques.
- Des nuances d'acier différentes pour une épaisseur normalisée suivant les pressions et contraintes maximales.

Lors d'un projet de grande envergure, il est souvent préférable d'opter pour une conduite de même épaisseur et varier la nuance d'acier selon les différentes pressions projetées. Cela permettra d'éviter les erreurs d'assemblages et de pose, sécurisant ainsi le chantier [ESHA, 2005].

• Définition des termes de pression

Les pressions relatives au système (concepteur) sont :

- PMS : c'est la pression maximale de service. Elle représente la pression maximale au niveau d'une section de conduite pour le cas le plus prépondérant :
 - La pression statique maximale à débit nul.
 - La pression maximale en régime dynamique établi.
- PMF : c'est la pression maximale à supporter = PMS + la pression maximale aux phases transitoires ;
- PET : représente la pression d'essai en tranchée.

Les différentes pressions relatives au composant (fabricant) sont :

- PFA = pression de fonctionnement admissible = pression hydrostatique maximale que la canalisation doit supporter de façon permanente. (Pression de rupture / coefficient de sécurité) ;

- PMA = pression maximale admissible (lors des phases transitoires) ;
- PEA = pression d'épreuve admissible sur chantier. Représente la pression hydrostatique maximale à laquelle un composant nouvellement mis en œuvre est capable de résister pendant un laps de temps relativement court afin d'assurer l'intégrité et l'étanchéité de la conduite.

Les canalisations installées devront être conformes aux conditions suivantes :

$$PMS < PFA$$

$$PMF < PMA$$

$$PET < PEA$$

• Estimation de la PMS

Cas gravitaire : La PMS est calculée par rapport à la charge disponible. Lors de la fermeture d'une vanne en aval de la conduite, la pression hydrostatique induite par la hauteur disponible sera significative relativement aux pressions calculées par rapport à la ligne de charge en régime dynamique.

Cas en refoulement : Les pressions le long d'une conduite en refoulement sont maximales en régime dynamique. La ligne de charge étant toujours supérieure à la hauteur géométrique de l'installation, l'établissement d'un régime stationnaire n'entraîne pas une augmentation des pressions au sol. La PMS sera calculée par rapport à la ligne de charge.

• Epaisseur de la conduite

L'épaisseur requise afin que la conduite résiste aux contraintes internes peut être calculée par la formule suivante [ESHA, 2005] :

$$e = \frac{P D}{2 \sigma K_f} + e_s$$

Avec, e : épaisseur de la conduite [mm] ; P : pression hydrostatique [N/mm^2] ; D : diamètre de la conduite [m] ; σ : contrainte admissible [N/mm^2] ; $K_f = 0,9$ pour une conduite avec soudures inspectées aux rayons X, $K_f = 1$ pour une conduite sans soudure ou avec soudures inspectées aux rayons X et stabilisées, e_s : épaisseur supplémentaire prenant en compte la corrosion [mm].

2. Dimensionnement des conduites en charge

Le dimensionnement d'une canalisation sous pression se fait en tenant compte [Dupont, 1979] :

- Par refoulement : des paramètres économiques et hydrauliques optimaux (amortissement des installations et frais de pompage) ;
- Par gravitation : des paramètres hydrauliques (vitesse, pertes de charge, débit)

2.1. Par refoulement

Dans le cas d'un transfert par refoulement, le dimensionnement de la conduite passe par un choix économique faisant intervenir les deux pôles principaux influents du coût de revient du projet et dépendants du diamètre :

- Le coût d'investissement dicté par le prix de la conduite.
- Le coût de l'énergie engendrée par les stations de pompage lié aux pertes de charge.

Le choix consiste en un compromis entre ces deux paramètres liés. L'augmentation du diamètre entraîne une augmentation du prix d'investissement du projet, mais en contre partie, engendre des pertes de charge moindres et par ce fait une baisse de l'énergie consommée.

Il existe des formules permettant de déterminer le diamètre économique d'une conduite de refoulement telle que les formules de Bress, Vibert et Koch, très utiles pour des petites études ou lors d'un avant-projet sommaire. Pour des installations plus importantes, une évaluation plus rigoureuse facilitée par les moyens de calculs actuels est nécessaire faisant intervenir tout les aspects du calcul économique approprié.

2.1.1. Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement annuels sont obtenus par la relation suivante :

$$F_a = P_c \times L \times A_m \quad [\text{Da}] \quad \text{avec} \quad A_m = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i$$

Où, le prix unitaire de la conduite est représenté par P_c [Da/m] ; la longueur de la conduite L [m] ; l'amortissement annuel A_m ; le taux d'annuité i et le nombre d'année d'amortissement n .

2.1.2. Frais d'exploitation

Ils sont calculés en multipliant le prix unitaire du KWh par l'énergie consommée du système de pompage.

$$F_e = e \times E \quad [\text{Da}]$$

Avec, e : Prix unitaire de l'énergie [Da/KWh] ;

$$E = 8760 \times P \quad : \text{Energie consommée [KWh]}$$

$$P = \frac{g \text{ HMT } Q}{\eta} \quad : \text{Puissance de l'installation [KW]}$$

Q : Débit [m^3/s]

g : Force de pesanteur [m/s^2]

η : Rendement de la pompe [%]

$$\text{HMT} = H_g + \text{PDC} \quad : \text{Hauteur manométrique totale [m]}$$

H_g : Hauteur géométrique [m]

$$\text{PDC} = J \times L \quad : \text{Pertes de charge [m]}$$

$$J = \frac{8 \lambda Q^2}{\pi^2 g D^5} \quad : \text{ Pertes de charge unitaire}$$

λ : coefficient de perte de charge

2.1.3. Coût global

Le coût global annuel est représenté par la somme des frais d'amortissement et les frais d'exploitation :

$$C_g = F_a + F_e$$

2.2. Par gravitation

L'écoulement s'effectue à partir d'un réservoir situé à une altitude suffisante pour vaincre les pertes de charge causées par le débit transitant (charge disponible).

Les paramètres hydrauliques intervenants dans le dimensionnement sont [Carlier, 1980 ; Dupont, 1979] :

- Le débit
- La vitesse
- La perte de charge unitaire

Le calcul se fait en résolvant un système de deux équations :

$$\begin{cases} Q = \frac{\pi D^2}{4} V \\ J = \frac{\lambda V^2}{D 2g} \\ = \frac{H_d}{L} \end{cases}$$

Les étapes de dimensionnement sont les suivantes :

On dispose d'une charge disponible définie par la différence d'altitudes entre les deux bassins d'extrémité :

$$H_d = J \times L \quad \rightarrow \quad J = \frac{H_d}{L}$$

Pour obtenir le débit projeté, on détermine par calculs itératifs le diamètre optimal permettant de dissiper la charge disponible :

$$H_d = \frac{8 Q^2 \lambda}{g \pi^2 D^5} L \quad \rightarrow \quad D = \sqrt[5]{\frac{8 Q^2 \lambda}{g \pi^2 H_d} L}$$

On évalue par la suite le débit provoqué par le diamètre commercial proche du diamètre optimal. Par conséquent, il y aura une augmentation de débit.

$$V = \sqrt{\frac{2 g H_d}{\frac{\lambda L}{D}}} \quad \rightarrow \quad Q = \frac{\pi D^2}{4} V$$

L'ajustement du débit s'effectuera à l'aide de pertes de charge singulières (vanne de régulation) :

$$\Delta H = H_d - H_n \quad \text{avec} \quad H_n = \frac{8 Q^2 \lambda}{g \pi^2 D^5} L$$

H_n : hauteur nécessaire ; Q : débit de projet et D : diamètre choisi de la conduite.

On veillera à avoir des vitesses d'écoulement raisonnables.

3. Positionnement des stations de pompage et des bassins d'équilibres

3.1. Positionnement des stations de pompage

La hauteur géométrique totale du projet est définie par la différence entre le niveau minimal d'exploitation de la retenue d'Ighil Emda 520 N.G.A et le point le plus élevé du profil en long de la conduite de transfert environs 1225 N.G.A.

$$H_{g \text{ TOT}} = 705 \text{ m.}$$

Les paramètres intervenant dans le positionnement des stations de pompage sont :

- La hauteur manométrique composée principalement de la hauteur géométrique (dénivelée) ;
- L'utilisation de matériaux et équipements courants pour les stations de pompage et les canalisations limitant le projet à une PMS aux alentours de 250 m.CE ;
- La topographie, géologie et occupation du sol au niveau des terrains destinés à l'implantation des stations de pompage aux altitudes requises.

Ce qui revient à diviser le projet en trois (3) parties de hauteurs géométriques d'environs 235 m. Le tableau 5 donne les altitudes des différentes stations de pompage du transfert.

Tableau 4 : Altitudes des Stations de pompage

	Variante 1	Variante 2
SP1	538 N.G.A	538 N.G.A
SR1	770 N.G.A	760 N.G.A
SR2	1004 N.G.A	1000 N.G.A

3.2. Positionnement des bassins d'équilibres

Concernant la deuxième sous variante, on doit positionner des bassins d'équilibres pour avoir un écoulement gravitaire en charge jusqu'à la retenue de Mahouane.

Le niveau de retenue du barrage de Mahouane est à la cote 1146 N.G.A. Afin de dissiper au maximum l'énergie de l'écoulement, on se propose d'effectuer la restitution de l'eau du transfert à travers une conduite en charge et dissiper ainsi la charge disponible.

On propose de positionner un bassin d'équilibre au niveau de Djebel Ghern el Guarboussa à la cote 1244 N.G.A.

Le positionnement du bassin d'équilibre servant à la mise en charge pour un écoulement gravitaire d'un débit de $6 \text{ m}^3/\text{s}$ jusqu'à la cote de la retenue 1146 N.G.A, nous donne :

Tableau 5 : Calcul du diamètre optimal (cas d'un seul bassin)

Calcul du diamètre optimal				
H_d [m]	98,0			
Q [m^3/s]	6,0			
L [m]	10566,9			
V [m/s]	λ	J [m/m]	PDC [m]	D [m]
3,776	0,01815314	0,009274243	98,0	1,422

Le passage à un diamètre commercial donne :

Tableau 6 : Adoption d'un diamètre commercial (cas d'un seul bassin)

Calcul des Q avec H_d connue					
H_d [m]	98,0	Alt départ	1244,0		
L [m]	10566,9	Alt arrivée	1146,0		
D [m]	V [m/s]	λ	J [m/m]	PDC [m]	Q [m^3/s]
1,4	3,739	0,018221535	0,009274243	98,0	5,756
1,5	3,902	0,017926968	0,009274243	98,0	6,895

Pour un diamètre 1,5 m, le débit doit être ajusté pour correspondre au débit de projet $Q = 6 \text{ m}^3/\text{s}$, cette régulation passe par l'installation d'une vanne.

Tableau 7 : Calcul de la charge à dissiper

Calcul de la hauteur nécessaire pour un débit connu				
Q [m ³ /s]	6,0			
L [m]	10566,9			
D [m]	V [m/s]	λ	J [m/m]	H _n [m]
1,5	3,395	0,017940974	0,007027704	74,261

La perte de charge nécessaire à l'obtention du débit de projet est : $\Delta H = H_d - H_n$,

Comme $H_d = 98$ m et $H_n = 74,26$ m alors : $\Delta H = 23,74$ m.

Dans la figure 12, on donne le profil en long de la conduite DN1500 reliant le bassin d'équilibre à la retenue de Mahouane.

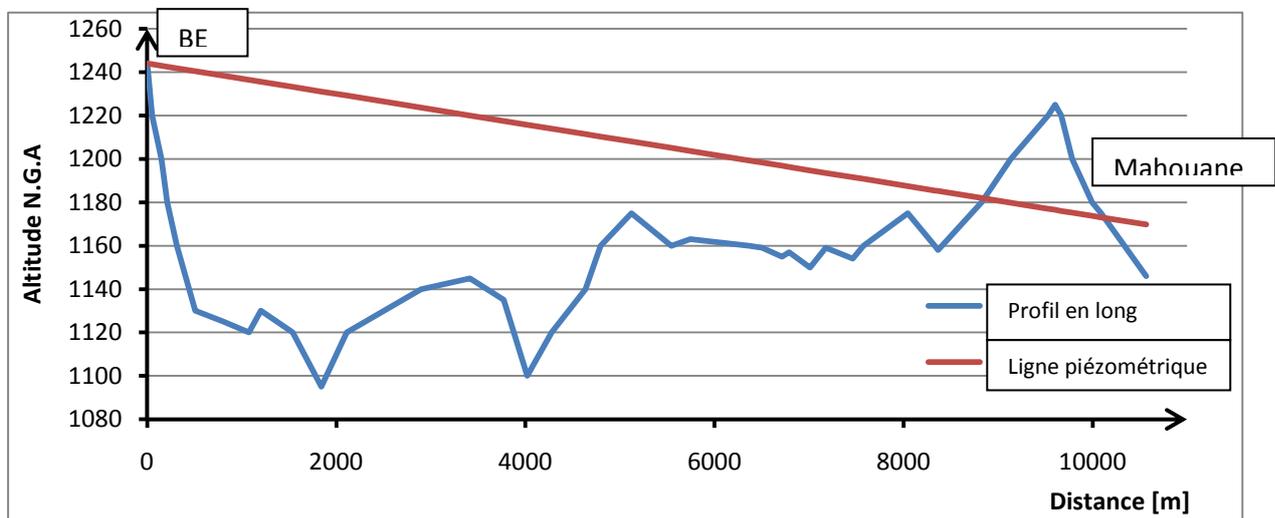


Figure 12 : Schéma du Profil en long et de la ligne de charge SR2-Mahouane

On constate l'existence d'une zone où la ligne piézométrique passe sous le profil en long de la conduite (zone de dépression de -48,5 m). En ce tronçon, l'écoulement va vite se transformer en écoulement à surface libre. Par conséquent, la ligne piézométrique va s'élever et il en résultera pour le même diamètre un débit plus faible.

Cette disposition présente une zone délicate où l'écoulement en charge se transforme en écoulement à surface libre.

Pour éviter cette transformation, nous proposons un bassin d'équilibre au niveau de la zone de dépression à la cote 1225 N.G.A.

De ce fait, on envisage deux bassins d'équilibres :

- BE1 à la cote 1244 N.G.A au niveau de Djebel Ghern el Guarboussa.
- BE2 à la cote 1225 N.G.A à proximité de la R.N 75.

Ces deux bassins d'équilibres sont reliés par une conduite de 9604,6 m de longueur.

4. Dimensionnement

Le dimensionnement des conduites par refoulement s'effectue selon les paramètres donnés dans le tableau suivant :

Tableau 8 : Paramètres de dimensionnement pour les conduites par refoulement

Paramètres hydrauliques		Paramètres économiques					
Débit [m ³ /s]	6,0	Années amortissement	30	V max [m ² /s]	2,5	D min [m]	1,8
k [m]	0,001	Taux annuité	8,00%	V min [m ² /s]	1,5	D max [m]	2,2
v [m ² /s]	1,301E-06	Prix énergie [Da/KWh]	4,179				
η	0,8						

4.1. Type de conduite

Le choix du type de conduite s'établit suivant des critères techniques et économiques tels que :

- Disponibilité sur le marché ;
- Comportement vis-à-vis des phénomènes transitoires ;
- Résistance à la pression interne, externe et à la flexion ;
- Frais de fourniture et de pose ;
- Nature des terrains traversés ;
- Pertes de charge et vitesse d'écoulement ;
- Poids et contraintes de pose.

Dans ce projet, nous disposons d'un débit important de 6 m³/s imposant de gros diamètres, un profil en long très accidenté engendrant des pressions au sol élevées, et des hauteurs géométriques provoquant des phénomènes transitoires importants.

Les terrains traversés par les conduites sont de type varié (roches calcaires, marne...).

Toutes ces contraintes nous conduisent à opter pour une conduite en acier soudé en spirale d'épaisseur uniforme de 14,5 mm répondant aux critères de résistance mécanique.

4.2. Prix des conduites

Pour la suite de notre étude, nous disposons de la liste des prix figurant sur le tableau 9.

Tableau 9 : Prix des conduites selon les conditions économiques de 2010

Diamètre conduite [m]	Prix pose conduite [Da/ml]	Tranchée pour conduite [Da/ml]	Remblaiement conduite [Da/ml]	Prix total conduite [Da/ml]
1,8	95287,36	1100	860	97247,36
1,9	107767,55	1100	860	109727,55
2,0	117638,22	1100	860	119598,22
2,1	167814,88	1300	970	170084,88
2,2	187428,38	1300	970	189698,38
2,3	196840,02	1300	970	199110,02
2,4	206230,48	1300	970	208500,48
2,5	215599,73	1300	970	217869,73

4.3. Variante 1

La variante 1 est composée de tronçons par refoulement SP1-SR1 et SR1-SR2, ainsi que d'une partie SR2-Mahouane variant selon les sous variantes étudiées.

4.3.1. Dimensionnement de la conduite reliant SP1-SR1

Le transfert entre SP1-SR1 s'effectue par refoulement. Les résultats de ce dimensionnement sont donnés dans les tableaux ci-dessous.

- **Frais de conduite**

Tableau 10 : Frais de conduite du tronçon SP1-SR1 V.1

SP1-SR1	
H _g [m]	250
L [m]	5015,8

Diamètre [m]	v [m/s]	L [m]	Frais conduite					
			Prix conduite [Da/ml]	Coût total conduite [Da]	Années amortissement	Annuité	Amortissement	Frais amortissement [Da]
1,8	2,36	5015,8	97247,36	487773299	30	8,00%	0,0888274	43327650,2
1,9	2,11	5015,8	109727,55	550371452	30	8,00%	0,0888274	48888083,5
2,0	1,91	5015,8	119598,22	599880776	30	8,00%	0,0888274	53285869,7
2,1	1,73	5015,8	170084,88	853111728	30	8,00%	0,0888274	75779725,2
2,2	1,57	5015,8	189698,38	951489140	30	8,00%	0,0888274	84518338,2

- **Frais d'exploitation**

Tableau 11 : Frais d'exploitation du tronçon SP1-SR1 V.1

Diamètre [m]	Frais d'exploitation								
	Prix énergie [Da/KWh]	λ	J [m/m]	H _g [m]	PDC [m]	HMT [m]	P [KW]	E [KWh]	Coût annuel énergie [Da]
1,8	4,179	0,017251	0,0027156	250	16,3452137	266,3452	19596,349	171664018	717383931,6
1,9	4,179	0,017057	0,0020491	250	12,333568	262,3336	19301,192	169078444	706578818,5
2,0	4,179	0,016879	0,001569	250	9,443513	259,4435	19088,556	167215755	698794639,4
2,1	4,179	0,016713	0,0012173	250	7,3266511	257,3267	18932,808	165851401	693093005,7
2,2	4,179	0,016559	0,0009558	250	5,7526966	255,7527	18817,005	164836961	688853659,1

- **Coût global**

Tableau 12 : Coût global du tronçon SP1-SR1 V.1

Diamètre [m]	Frais amortissement [Da]	Coût annuel énergie [Da]	Coût global [Da]
1,8	43327650,2	717383931,6	760711581,8
1,9	48888083,5	706578818,5	755466902,0
2,0	53285869,7	698794639,4	752080509,1
2,1	75779725,2	693093005,7	768872730,9
2,2	84518338,2	688853659,1	773371997,3

La comparaison du coût global nous fixe pour ce tronçon un diamètre économique $D = 2,0$ m.

4.3.2. Dimensionnement de la conduite reliant SR1-SR2

Le transfert entre SR1-SR2 s'effectue par refoulement. Les résultats de ce dimensionnement sont donnés dans les tableaux ci-dessous.

- **Frais de conduite**

Tableau 13 : Frais de conduite du tronçon SR1-SR2 V.1

SR1-SR2	
H _g [m]	234
L [m]	5233,5

Diamètre [m]	v [m/s]	L [m]	Frais conduite					
			Prix conduite [Da/ml]	Coût total conduite [Da]	Années amortissement	Annuité	Amortissement	Frais amortissement [Da]
1,8	2,36	5233,5	97247,36	508944049	30	8,00%	0,0888274	45208193,6
1,9	2,12	5233,5	109727,55	574259140	30	8,00%	0,0888274	51009965,5
2,0	1,91	5233,5	119598,22	625917310	30	8,00%	0,0888274	55598628,1
2,1	1,73	5233,5	170084,88	890139206	30	8,00%	0,0888274	79068781,0
2,2	1,58	5233,5	189698,38	992786477	30	8,00%	0,0888274	88186674,7

- **Frais d'exploitation**

Tableau 14 : Frais d'exploitation du tronçon SR1-SR2 V.1

Diamètre [m]	Frais d'exploitation								
	Prix énergie [Da/KWh]	λ	J [m/m]	H _g [m]	PDC [m]	HMT [m]	P [KW]	E [KWh]	Coût annuel énergie [Da]
1,8	4,179	0,017251	0,0027156	234	17,0546425	251,0546	18471,345	161808985	676199748,4
1,9	4,179	0,017057	0,0020491	234	12,86888	246,8689	18163,378	159111190	664925662,7
2,0	4,179	0,016879	0,001569	234	9,853388	243,8534	17941,513	157167654	656803628,0
2,1	4,179	0,016713	0,0012173	234	7,6446486	241,6446	17779,005	155744084	650854527,1
2,2	4,179	0,016559	0,0009558	234	6,0023800	240,0024	17658,175	154685614	646431180,9

- **Coût global**

Tableau 15 : Coût global du tronçon SR1-SR2 V.1

Diamètre [m]	Frais amortissement [Da]	Coût annuel énergie [Da]	Coût global [Da]
1,8	45208193,6	676199748,4	721407942,0
1,9	51009965,5	664925662,7	715935628,2
2,0	55598628,1	656803628,0	712402256,1
2,1	79068781,0	650854527,1	729923308,1
2,2	88186674,7	646431180,9	734617855,6

La comparaison du coût global nous fixe pour ce tronçon un diamètre économique $D = 2,0$ m.

4.3.3. Sous variante 1

La sous variante 1 est composée d'un seul tronçon par refoulement entre la station de reprise SR2 et le bassin d'équilibre BE.

4.3.3.1. Dimensionnement de la conduite reliant SR2-BE

Le transfert entre SR2-BE s'effectue par refoulement. Les résultats de ce dimensionnement sont donnés dans les tableaux ci-dessous.

- **Frais de conduite**

Tableau 16 : Frais de conduite du tronçon SR2-BE V.1SV.1

SR2-BE	
H _g [m]	221
L [m]	11393,6

Diamètre [m]	v [m/s]	L [m]	Frais conduite					
			Prix conduite [Da/ml]	Coût total conduite [Da]	Années amortissement	Annuité	Amortissement	Frais amortissement [Da]
1,8	2,36	11393,6	97247,36	1,108E+09	30	8,00%	0,0888274	98420574,1
1,9	2,12	11393,6	109727,55	1,25E+09	30	8,00%	0,0888274	111051331,5
2,0	1,91	11393,6	119598,22	1,363E+09	30	8,00%	0,0888274	121041087,1
2,1	1,73	11393,6	170084,88	1,938E+09	30	8,00%	0,0888274	172136823,0
2,2	1,58	11393,6	189698,38	2,161E+09	30	8,00%	0,0888274	191986948,8

- **Frais d'exploitation**

Tableau 17 : Frais d'exploitation du tronçon SR2-BE V.1 SV.1

Diamètre [m]	Frais d'exploitation								
	Prix énergie [Da/KWh]	λ	J [m/m]	H _g [m]	PDC [m]	HMT [m]	P [KW]	E [KWh]	Coût annuel énergie [Da]
1,8	4,179	0,017251	0,0027156	221	37,1288382	258,1288	18991,829	166368424	695253645,5
1,9	4,179	0,017057	0,0020491	221	28,0162169	249,0162	18321,368	160495185	670709378,3
2,0	4,179	0,016879	0,001569	221	21,4513362	242,4513	17838,357	156264008	653027288,9
2,1	4,179	0,016713	0,0012173	221	16,6427953	237,6428	17484,569	153164821	640075789,0
2,2	4,179	0,016559	0,0009558	221	13,0674916	234,0675	17221,516	150860478	630445935,5

- **Coût global**

Tableau 18 : Coût global du tronçon SR2-BE V.1 SV.1

Diamètre [m]	Frais amortissement [Da]	Coût annuel énergie [Da]	Coût global [Da]
1,8	98420574,1	695253645,5	793674219,6
1,9	111051331,5	670709378,3	781760709,8
2,0	121041087,1	653027288,9	774068376,0
2,1	172136823,0	640075789,0	812212612,0
2,2	191986948,8	630445935,5	822432884,3

La comparaison du coût global nous fixe pour ce tronçon un diamètre économique $D = 2,0$ m.

4.3.4. Sous variante 2

La sous variante 2 est composée d'un tronçon par refoulement entre SR2-BE1 et d'un tronçon par gravitation en charge entre BE1-BE2.

4.3.4.1. *Dimensionnement de la conduite reliant SR2-BE1*

Le transfert entre SR2-BE1 s'effectue par refoulement Les résultats de ce dimensionnement sont donnés dans les tableaux ci-dessous.

- **Frais de conduite**

Tableau 19 : Frais de conduite du tronçon SR2-BE1 V.1SV.2

SR2-BE1	
H_g [m]	241
L [m]	2223

Diamètre [m]	v [m/s]	L [m]	Frais conduite					
			Prix conduite [Da/ml]	Coût total conduite [Da]	Années amortissement	Annuité	Amortissement	Frais amortissement [Da]
1,8	2,36	2223	97247,36	216180877	30	8,00%	0,0888274	19202792,5
1,9	2,12	2223	109727,55	243924347	30	8,00%	0,0888274	21667173,7
2,0	1,91	2223	119598,22	265866854	30	8,00%	0,0888274	23616270,2
2,1	1,73	2223	170084,88	378098682	30	8,00%	0,0888274	33585535,5
2,2	1,58	2223	189698,38	421699501	30	8,00%	0,0888274	37458484,3

- **Frais d'exploitation**

Tableau 20 : Frais d'exploitation du tronçon SR2-BE1 V.1 SV.2

Diamètre [m]	Frais d'exploitation								
	Prix énergie [Da/KWh]	λ	J [m/m]	H _g [m]	PDC [m]	HMT [m]	P [KW]	E [KWh]	Coût annuel énergie [Da]
1,8	4,179	0,017251	0,0027156	241	7,24419036	248,2442	18264,566	159997601	668629973,9
1,9	4,179	0,017057	0,0020491	241	5,46623105	246,4662	18133,753	158851676	663841153,3
2,0	4,179	0,016879	0,001569	241	4,18536024	245,1854	18039,513	158026133	660391209,1
2,1	4,179	0,016713	0,0012173	241	3,24716805	244,2472	17970,485	157421452	657864247,9
2,2	4,179	0,016559	0,0009558	241	2,54959222	243,5496	17919,161	156971853	655985371,7

- **Coût global**

Tableau 21 : Coût global du tronçon SR2-BE1 V.1 SV.2

Diamètre [m]	Frais amortissement [Da]	Coût annuel énergie [Da]	Coût global [Da]
1,8	19202792,5	668629973,9	687832766,4
1,9	21667173,7	663841153,3	685508327,0
2,0	23616270,2	660391209,1	684007479,3
2,1	33585535,5	657864247,9	691449784,4
2,2	37458484,3	655985371,7	693443856,0

La comparaison du coût global nous fixe pour ce tronçon un diamètre économique $D = 2,0$ m.

4.3.4.2. Dimensionnement de la conduite reliant BE1-BE2

Le transfert entre BE1-BE2 s'effectue par gravitation en charge. Les résultats de ce dimensionnement sont donnés dans les tableaux ci-dessous.

Tableau 22 : Dimensionnement de la conduite BE1-BE2 V.1SV.2

Calcul du diamètre optimal			
H _d [m]	19	Alt départ	1244
Q [m ³ /s]	6	Alt arrivée	1225
L [m]	9604,6		
V [m/s]	λ	J [m/m]	PDC [m]
2,088	0,01703352	0,001978219	19
			D [m]
			1,913

On passe à un diamètre commercial :

Calcul des Q avec H_d connue					
--------------------------------	--	--	--	--	--

D [m]	V [m/s]	λ	J [m/m]	PDC [m]	Q [m ³ /s]
1,9	2,079	0,017060228	0,001978219	19	5,895
2,0	2,146	0,016859288	0,001978219	19	6,741

Nous optons pour une conduite $D=2$ m.

L'ajustement au débit de projet de 6 m³/s s'effectue par une perte de charge singulière d'une vanne de régulation aval au niveau de BE2 :

Calcul de la hauteur nécessaire pour un débit connu				
---	--	--	--	--

D [m]	V [m/s]	λ	J [m/m]	H_n [m]
2,0	1,910	0,016878676	0,001568961	15,069

La perte de charge nécessaire à l'obtention du débit de projet est : $\Delta H = H_d - H_n$.

Comme $H_d = 19$ m et $H_n = 15,07$ m alors : $\Delta H = 3,93$ m.

4.4. Variante 2

Comme pour la première variante, la variante 2 se compose de tronçons par refoulement SP1-SR1 et SR1-SR2, ainsi que d'une partie SR2-Mahouane variant selon les sous variantes étudiées.

4.4.1. Dimensionnement de la conduite reliant SP1-SR1

Le transfert entre SP1-SR1 s'effectue par refoulement. Les résultats de ce dimensionnement sont donnés dans les tableaux ci-dessous.

- **Frais de conduite**

Tableau 23 : Frais de conduite du tronçon SP1-SR1 V.2

SP1-SR1	
H_g [m]	240
L [m]	6895,7

Diamètre [m]	v [m/s]	L [m]	Frais conduite					
			Prix conduite [Da/ml]	Coût total conduite [Da]	Années amortissement	Annuité	Frais amortissement [Da]	
1,8	2,36	6895,7	97247,36	670588607	30	8,00%	0,0888274	59566664,8
1,9	2,12	6895,7	109727,55	756648276	30	8,00%	0,0888274	67211124,3
2,0	1,91	6895,7	119598,22	824713479	30	8,00%	0,0888274	73257181,6

2,1	1,73	6895,7	170084,88	1,173E+09	30	8,00%	0,0888274	104181636,2
2,2	1,58	6895,7	189698,38	1,308E+09	30	8,00%	0,0888274	116195443,3

- **Frais d'exploitation**

Tableau 24 : Frais d'exploitation du tronçon SP1-SR1 V.2

Diamètre [m]	Frais d'exploitation								
	Prix énergie [Da/KWh]	Λ	J [m/m]	H _g [m]	PDC [m]	HMT [m]	P [KW]	E [KWh]	Coût annuel énergie [Da]
1,8	4,179	0,017251	0,0027156	240	22,4713286	262,4713	19311,328	169167233	706949867,9
1,9	4,179	0,017057	0,0020491	240	16,9561356	256,9561	18905,548	165612598	692095045,6
2,0	4,179	0,016879	0,001569	240	12,9829009	252,9829	18613,217	163051780	681393389,9
2,1	4,179	0,016713	0,0012173	240	10,0726481	250,0726	18399,095	161176073	673554808,8
2,2	4,179	0,016559	0,0009558	240	7,9087823	247,9088	18239,889	159781425	667726573,6

- **Coût global**

Tableau 25 : Coût global du tronçon SP1-SR1 V.2

Diamètre [m]	Frais amortissement [Da]	Coût annuel énergie [Da]	Coût global [Da]
1,8	59566664,8	706949867,9	766516532,7
1,9	67211124,3	692095045,6	759306169,9
2,0	73257181,6	681393389,9	754650571,5
2,1	104181636,2	673554808,8	777736445,0
2,2	116195443,3	667726573,6	783922016,9

La comparaison du coût global nous fixe pour ce tronçon un diamètre économique $D = 2,0$ m.

4.4.2. Dimensionnement de la conduite reliant SR1-SR2

Le transfert entre SR1-SR2 s'effectue par refoulement Les résultats de ce dimensionnement sont donnés dans les tableaux ci-dessous.

- **Frais de conduite**

Tableau 26 : Frais de conduite du tronçon SR1-SR2 V.2

SR1-SR2	
Hg [m]	240
L [m]	3778,8

Diamètre [m]	v [m/s]	L [m]	Frais conduite					
			Prix conduite [Da/ml]	Coût total conduite [Da]	Années amortissement	Annuité	Amortissement	Frais amortissement [Da]
1,8	2,36	3778,8	97247,36	367478317	30	8,00%	0,0888274	32642155,7
1,9	2,12	3778,8	109727,55	414638471	30	8,00%	0,0888274	36831271,2
2,0	1,91	3778,8	119598,22	451937772	30	8,00%	0,0888274	40144472,3
2,1	1,73	3778,8	170084,88	642716735	30	8,00%	0,0888274	57090877,9
2,2	1,58	3778,8	189698,38	716832242	30	8,00%	0,0888274	63674368,2

- **Frais d'exploitation**

Tableau 27 : Frais d'exploitation du tronçon SR1-SR2 V.2

Diamètre [m]	Frais d'exploitation								
	Prix énergie [Da/KWh]	Λ	J [m/m]	H_g [m]	PDC [m]	HMT [m]	P [KW]	E [KWh]	Coût annuel énergie [Da]
1,8	4,179	0,017251	0,0027156	240	12,314146	252,3141	18564,013	162620756	679592141,1
1,9	4,179	0,017057	0,0020491	240	9,2918551	249,2919	18341,648	160672839	671451792,4
2,0	4,179	0,016879	0,001569	240	7,11454759	247,1145	18181,453	159269527	665587352,8
2,1	4,179	0,016713	0,0012173	240	5,51974747	245,5197	18064,115	158241651	661291859,9
2,2	4,179	0,016559	0,0009558	240	4,33396269	244,334	17976,871	157477393	658098023,8

- **Coût global**

Tableau 28 : Coût global du tronçon SR1-SR2 V.2

Diamètre [m]	Frais amortissement [Da]	Coût annuel énergie [Da]	Coût global [Da]
1,8	32642155,7	679592141,1	712234296,8
1,9	36831271,2	671451792,4	708283063,6
2,0	40144472,3	665587352,8	705731825,1
2,1	57090877,9	661291859,9	718382737,8
2,2	63674368,2	658098023,8	721772392,0

La comparaison du coût global nous fixe pour ce tronçon un diamètre économique $D = 2,0$ m.

4.4.3. Sous variante 1

La sous variante 1 est composée d'un seul tronçon par refoulement entre la station de reprise SR2 et le bassin d'équilibre BE.

4.4.3.1. Dimensionnement de la conduite reliant SR2-BE

Le transfert entre SR2-BE s'effectue par refoulement. Les résultats de ce dimensionnement sont donnés dans les tableaux ci-dessous.

- **Frais de conduite**

Tableau 29 : Frais de conduite du tronçon SR2-BE V.2SV.1

SR2-BE	
H _g [m]	225
L [m]	10939

Diamètre [m]	v [m/s]	L [m]	Frais conduite					
			Prix conduite [Da/ml]	Coût total conduite [Da]	Années amortissement	Annuité	Amortissement	Frais amortissement [Da]
1,8	2,36	10939	97247,36	1,064E+09	30	8,00%	0,0888274	94493633,2
1,9	2,12	10939	109727,55	1,2E+09	30	8,00%	0,0888274	106620428,6
2,0	1,91	10939	119598,22	1,308E+09	30	8,00%	0,0888274	116211597,0
2,1	1,73	10939	170084,88	1,861E+09	30	8,00%	0,0888274	165268633,9
2,2	1,58	10939	189698,38	2,075E+09	30	8,00%	0,0888274	184326747,7

- **Frais d'exploitation**

Tableau 30 : Frais d'exploitation du tronçon SR2-BE V.2SV.1

Diamètre [m]	Frais d'exploitation								
	Prix énergie [Da/KWh]	λ	J [m/m]	H _g [m]	PDC [m]	HMT [m]	P [KW]	E [KWh]	Coût annuel énergie [Da]
1,8	4,179	0,017251	0,0027156	225	35,6474127	260,6474	19177,133	167991688	702037266,1
1,9	4,179	0,017057	0,0020491	225	26,8983812	251,8984	18533,423	162352789	678472305,1
2,0	4,179	0,016879	0,001569	225	20,5954367	245,5954	18069,684	158290434	661495723,9
2,1	4,179	0,016713	0,0012173	225	15,9787545	240,9788	17730,012	155314904	649060983,5
2,2	4,179	0,016559	0,0009558	225	12,546104	237,5461	17477,455	153102502	639815357,2

- **Coût global**

Tableau 31 : Coût global du tronçon SR2-BE V.2SV.1

Diamètre [m]	Frais amortissement [Da]	Coût annuel énergie [Da]	Coût global [Da]
1,8	94493633,2	702037266,1	796530909,3
1,9	106620428,6	678472305,1	785092733,7
2,0	116211597,0	661495723,9	777707320,9
2,1	165268633,9	649060983,5	814329617,4
2,2	184326747,7	639815357,2	824142104,9

La comparaison du coût global nous fixe pour ce tronçon un diamètre économique $D = 2,0$ m.

4.4.4. Sous variante 2

La sous variante 2 est composée d'un tronçon par refoulement entre SR2-BE1 et d'un tronçon par gravitation en charge entre BE1-BE2.

4.4.4.1. *Dimensionnement de la conduite reliant SR2-BE1*

Le transfert entre SR2-BE1 s'effectue par refoulement Les résultats de ce dimensionnement sont donnés dans les tableaux ci-dessous.

- **Frais de conduite**

Tableau 32 : Frais de conduite du tronçon SR2-BE1 V.2 SV.2

SR2-BE1	
H_g [m]	245
L [m]	1540,2

Diamètre [m]	v [m/s]	L [m]	Frais conduite					
			Prix conduite [Da/ml]	Coût total conduite [Da]	Années amortissement	Annuité	Amortissement	Frais amortissement [Da]
1,8	2,36	1540,2	97247,36	149780381	30	8,00%	0,0888274	13304606,8
1,9	2,12	1540,2	109727,55	169002375	30	8,00%	0,0888274	15012047,2
2,0	1,91	1540,2	119598,22	184205186	30	8,00%	0,0888274	16362473,9
2,1	1,73	1540,2	170084,88	261964728	30	8,00%	0,0888274	23269654,4
2,2	1,58	1540,2	189698,38	292173446	30	8,00%	0,0888274	25953017,4

- **Frais d'exploitation**

Tableau 33 : Frais d'exploitation du tronçon SR2-BE1 V.2 SV.2

Diamètre [m]	Frais d'exploitation								
	Prix énergie [Da/KWh]	λ	J [m/m]	H _g [m]	PDC [m]	HMT [m]	P [KW]	E [KWh]	Coût annuel énergie [Da]
1,8	4,179	0,017251	0,0027156	245	5,0191192	250,0191	18395,157	161141573	673410632,1
1,9	4,179	0,017057	0,0020491	245	3,78726453	248,7873	18304,523	160347621	670092709,7
2,0	4,179	0,016879	0,001569	245	2,89981639	247,8998	18239,229	159775646	667702424,5
2,1	4,179	0,016713	0,0012173	245	2,24979228	247,2498	18191,403	159356694	665951625,8
2,2	4,179	0,016559	0,0009558	245	1,7664786	246,7665	18155,844	159045190	664649851,1

- **Coût global**

Tableau 34 : Coût global du tronçon SR2-BE1 V.2 SV.2

Diamètre [m]	Frais amortissement [Da]	Coût annuel énergie [Da]	Coût global [Da]
1,8	13304606,8	673410632,1	686715238,9
1,9	15012047,2	670092709,7	6851047569
2,0	16362473,9	667702424,5	684064898,4
2,1	23269654,4	665951625,8	689221280,2
2,2	25953017,4	664649851,1	690602868,5

La comparaison du coût global nous fixe pour ce tronçon un diamètre économique $D = 2,0$ m.

4.4.4.2. Dimensionnement de la conduite reliant BE1-BE2

Le transfert entre BE1-BE2 s'effectue par gravitation en charge. Les résultats de ce dimensionnement sont donnés dans les tableaux ci-dessous.

Tableau 35 : Dimensionnement de la conduite BE1-BE2 V.2SV.2

Calcul du diamètre optimal			
H _d [m]	19	Alt départ	1244
Q [m ³ /s]	6	Alt arrivée	1225
L [m]	9604,6		
V [m/s]	λ	J [m/m]	PDC [m]
2,088	0,01703352	0,001978219	19
			D [m]
			1,913

On passe à un diamètre commercial :

Calcul des Q avec H_d connue					
D [m]	V [m/s]	λ	J [m/m]	PDC [m]	Q [m ³ /s]
1,9	2,079	0,017060228	0,001978219	19	5,895
2,0	2,146	0,016859288	0,001978219	19	6,741

Nous optons pour une conduite $D = 2$ m.

L'ajustement au débit de projet de 6m³/s s'effectue par une perte de charge singulière d'une vanne de régulation aval au niveau de BE2 :

Calcul de la hauteur nécessaire pour un débit connu				
D [m]	V [m/s]	λ	J [m/m]	H_n [m]
2,0	1,910	0,016878676	0,001568961	15,069

La perte de charge nécessaire à l'obtention du débit de projet est : $\Delta H = H_d - H_n$

Comme $H_d = 19$ m et $H_n = 15,07$ m alors : $\Delta H = 3,93$ m.

4.5. Dimensionnement de la conduite reliant BE2 à la retenue de Mahouane

Nous allons dimensionner la conduite qui lie le bassin d'équilibre BE2 à la cote 1225 N.G.A et la retenue du barrage de Mahouane à la cote 1146 N.G.A.

La longueur de ce tronçon est $L = 962,3$ m.

Tableau 36 : Dimensionnement de la conduite BE2-Mahouane

Calcul du diamètre optimal			
H_d [m]	79,0	Alt départ	1225
Q [m ³ /s]	6,0	Alt arrivée	1146
L [m]	962,3		
V [m/s]	λ	J [m/m]	PDC [m]
8,691	0,01999519	0,082094981	79
			D [m]
			0,938

Pour un diamètre $D = 1$ m, nous obtenons une vitesse d'écoulement à l'intérieur de la conduite de 8.7 m/s, ce qui risque de poser des problèmes de réalisation et d'exploitation (butées importantes, érosion interne, coup de bélier)

Un choix de diamètre supérieur permettra d'abaisser la vitesse d'écoulement sous le seuil admissible pour un écoulement gravitaire en charge de 4 m/s au détriment de la charge dissipée.

Cette solution nécessite l'utilisation d'un brise charge à l'aval équipé d'une vanne de régulation afin de dissiper la charge résiduelle et de maintenir un débit égal au débit de projet.

Nous optons pour un brise charge avec Obturateur à Disque noyé Autocentreur (figure 13) qui permet :

- D'ajuster le débit soutiré de la conduite amont au débit consommé à l'aval.
- Dissiper localement l'énergie.

Le diamètre maximal de la conduite amont pour ce type d'installation est de 1 m avec une charge statique maximale de 60 m.CE, ce qui nous contraint à utiliser deux brises charges en cascade reliés par deux conduites $D = 1$ m en parallèles.

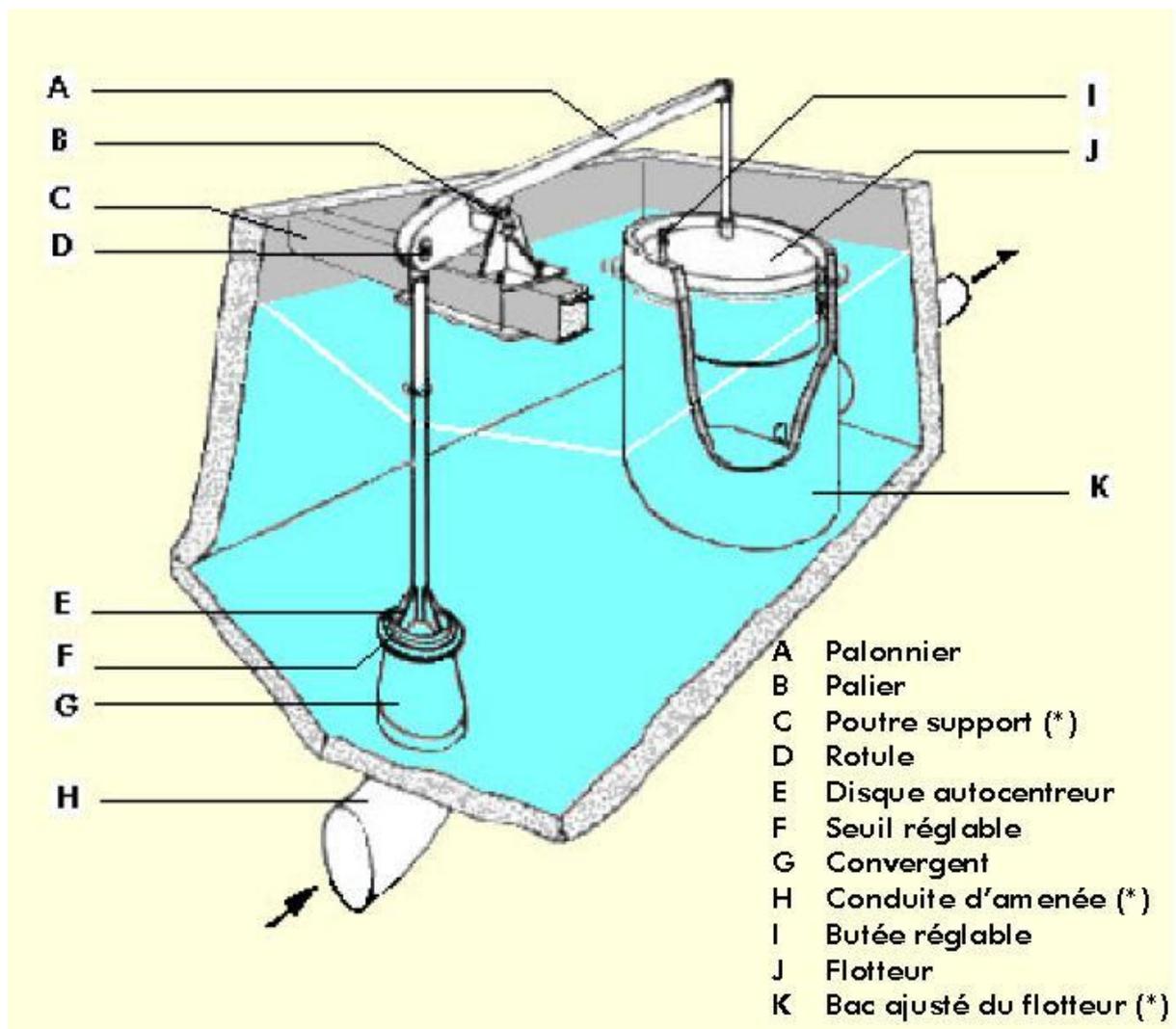


Figure 13 : Schéma d'un brise charge avec obturateur à disque noyé autocentreur [hydrostec]

Les différentes dimensions du brise charge sont données en annexe 5.

Les résultats du dimensionnement avec les brises charges BC1 (à la cote 1185.5 N.G.A) et BC2 (à la cote 1146,0 N.G.A) sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau 37 : Dimensionnement de la conduite entre BE2-BC1

Calcul de la hauteur nécessaire pour un débit connu				
Q [m ³ /s]	3	Alt départ	1225	
L [m]	350	Alt arrivée	1185,5	
H _d	39,5			
D [m]	V [m/s]	λ	J [m/m]	H _n [m]
1,0	3,820	0,019742311	0,014681206	5,138

Nous optons pour deux conduites en parallèle d'un diamètre D = 1m pour une vitesse d'écoulement V = 3.82 m/s.

La charge dissipée par chaque obturateur à disque du brise charge est :

$$\begin{aligned}\Delta H &= H_d - H_n \\ &= 34.36 \text{ m}\end{aligned}$$

Tableau 38 : Dimensionnement de la conduite entre BC1-BC2

Calcul de la hauteur nécessaire pour un débit connu				
Q [m ³ /s]	3,0	Alt départ	1185,5	
L [m]	612,3	Alt arrivée	1146,0	
H _d	39,5			
D [m]	V [m/s]	λ	J [m/m]	H _n [m]
1,0	3,820	0,019742311	0,014681206	8,989

Nous optons pour deux conduites en parallèle d'un diamètre D = 1m pour une vitesse d'écoulement V = 3,82 m/s.

La charge dissipée par chaque obturateur à disque du brise charge est :

$$\begin{aligned}\Delta H &= H_d - H_n \\ &= 30,51 \text{ m}\end{aligned}$$

5. Résumé

Tableau 39 : Récapitulatif du dimensionnement

	Station		Tronçon	L [m]	D [m]	Alt [m]	Hg [m]	HMT [m]	P [KW]
Variante 1	SP1		SP1-SR1	5015,8	2,0	538	250	259,5	19088,6
	SR1		SR1-SR2	5233,5	2,0	770	234	243,9	17941,5
	SS Variante 1	SR2	SR2-BE	11393,6	2,0	1004	221	242,5	17838,4
	SS Variante 2	SR2	SR2-BE1	2223,0	2,0	1004	241	245,2	18039,5
		BE1	BE1-BE2	9604,6	2,0	1244	-19	-	-
Variante 2	SP1		SP1-SR1	6895,7	2,0	538	240	253,0	18613,2
	SR1		SR1-SR2	3778,8	2,0	760	240	247,1	18181,5
	SS Variante 1	SR2	SR2-BE	10939,0	2,0	1000	225	247,9	18069,7
	SS Variante 2	SR2	SR2-BE1	1540,2	2,0	1000	245	247,4	18239,2
		BE1	BE1-BE2	9604,6	2,0	1244	-19	-	-
		Commun	BE2	BE2-M	962,3	2 x 1,0	1225	-79	-

6. Conclusion

A la suite du dimensionnement, les conduites adoptées sont de type acier soudé en spirale de 14.5mm d'épaisseur avec des pressions maximales de services (PMS) entre 24 et 26 bars pour les tronçons en refoulement et de 19 à 25 bars pour les tronçons gravitaire en charge.

Une difficulté particulière a été révélée au niveau du tronçon entre le bassin d'équilibre BE2 et la restitution au niveau de la retenue de Mahouane. Une conduite unique de 1 mètre de diamètre entraîne une vitesse d'écoulement inadmissible de l'ordre de 8,7m/s causée par la charge disponible élevée de ce tronçon de courte distance. Le système de dissipation de la charge adopté consiste en une succession de deux brises charges avec obturateurs à disques [Annexe 5].

On arrive au terme de ce chapitre à un diamètre DN2000 uniforme pour les conduites des différentes variantes et sous variantes du transfert mis à part le tronçon commun, entre BE2 et la retenue de Mahouane, où la forte dénivelée du terrain naturel exige l'utilisation de deux conduites en parallèles DN1000 nécessaires à l'utilisation des brises charges projetés.

Le schéma type des bassins d'équilibres est donné en annexe 6. Le dimensionnement de ces derniers dépend de l'étude de régularisation, d'asservissement et de commande des stations de pompage non traitée lors de ce projet.

Les dimensions et caractéristiques des variantes étant connues, on peut à présent effectuer une comparaison technico-économique et dégager la variante la plus adaptée.

Chapitre IV**Comparaison technico-économique des variantes**

Deux variantes de tracé ont été définies précédemment :

- La variante 1, d'une longueur réelle de 22.13 km, présente une traversé du cours d'eau de Oued Atteba se trouvant à la cote 526 N.G.A et sous l'influence de la retenue d'Ighil Emda R.N 532 N.G.A, ce qui nécessitera un passage aérien important de l'ordre de 275 m de long à une hauteur d'environ 10 m.

- A l'ouest et d'un linéaire légèrement inférieur à la variante 1, la variante 2 avec 22.1 km présente une traversé de l'Oued Atteba moins contraignante (moins de 100 m de long) sur une section du cours d'eau non influencé par la retenue d'Ighil Emda à la cote 555 N.G.A. La traversé pourra se faire par un ouvrage plus économique.

Les deux variantes se rejoignent à mi-distance entre le barrage d'Ighil Emda et Mahouane partageant par la suite le même tracé. Cette seconde partie du transfert se décompose en deux sous variantes : une sous variante intégralement par refoulement jusqu'à un bassin d'équilibre à l'amont du barrage de Mahouane, et une sous variante proposant un écoulement en charge par gravitation à l'aide de deux bassins d'équilibres.

Le dernier tronçon entre le bassin d'équilibre situé au dessus de la retenue de Mahouane et la restitution au barrage reste invariant pour toutes les déclinaisons.

Une comparaison technico-économique sera réalisée d'abord entre les deux sous variantes, puis pour les variantes du projet.

1. Comparaison économique

L'étude portera sur les paramètres suivants :

- La fourniture et pose de la conduite : le coût de la conduite constitue le facteur déterminant de la comparaison économique ;
- Les regards de vidange, d'entrée d'air et purge : positionnés respectivement en bas et aux sommets des pentes du profil en long de la conduite ;
- Les traversées de cours d'eau et passages sous thalweg : la traversé des cours d'eau intermittents et de faibles importances s'effectue par une protection du remblaiement de la conduite contre d'éventuelles affouillements grâce à des enrochements. Le passage sous thalweg est un ouvrage plus complexe nécessitant un abaissement de la conduite, des enrochements pour la stabilisation des parements, une dalle en béton au dessus de la conduite contre l'affouillement ainsi qu'un regard de vidange ;
- La traversé de chaussées empierrées et goudronnées : leurs réfection doit être prise en compte dans le coût de revient du projet ;

- Le coût de l'ouvrage de traversé de l'Oued Atteba.

2. Comparaison technique

Parmi les paramètres pris en considération, on a :

- Eloignement des pistes et routes par rapport au chantier ;
- Profil en long de la conduite :
 - Elévation plus régulière (graduelle) du tracé causant moins de difficultés en phases transitoires ;
 - Ordre de grandeur des pentes.
- Homogénéité : diamètre unique, moins de changement de direction et de pente ;
- Difficultés particulières :
 - De réalisation : passages aériens, terrains accidenté ;
 - D'exploitation : PMS, vitesses d'écoulements, régimes transitoires, régulation du débit.

3. Comparaison entre les sous variantes

Afin de choisir une variante de tracé, on se doit d'abord d'effectuer un choix de sous variante applicable aux deux variantes principales.

Les deux sous variantes présentent le même tracé en plan et profil en long, excepté pour le tronçon SR2-BE1.

Les tableaux ci-dessus résume les caractéristiques de chaque sous variante ainsi que le nombre de composants indiqués sur les profils en long [Voir Annexe 3 et 4] :

Tableau 40 : Caractéristiques du tronçon SR2-BE SV.1

		Sous variante 1			
		unité	Quantité	Prix unitaire [DA]	Coût total [DA]
SR2-BE	HMT de SR2	[m]	242,5	-	-
	Diamètre de la conduite	[m]	2,0	-	-
	PMS	[m.CE]	243,0	-	-
	PFA	[m.CE]	270,0	-	-
	Longueur réelle	[ml]	11393,6	119598,23	1 363 655
					1 363 655

Tableau 41 : Caractéristiques des tronçons SR2-BE1 et BE1-BE2 SV.2

		Sous variante 2			
		unité	Quantité	Prix unitaire [DA]	Coût total [MDA]
SR2-BE1	HMT de SR2	[m]	245,2	-	-
	Diamètre de la conduite	[m]	2,0	-	-
	PMS	[m.CE]	246,0	-	-
	PFA	[m.CE]	270,0	-	-
	Longueur réelle	[ml]	2223,0	119598,23	265 867
BE1-BE2	Diamètre de la conduite	[m]	2,0	-	-
	PMS	[m.CE]	150,0	-	-
	PFA	[m.CE]	160,0	-	-
	Longueur réelle	[ml]	9604,6	116727,87	1 121 125
	BE1	U	1,0	3763100,00	3 763
					1 390 755

La comparaison économique donne l'avantage à la sous variante 1 avec une différence de 27.1 Millions de dinars.

Techniquement, la seconde variante dispose de plus d'avantage :

- La pression de service est inférieure de 40% par rapport à la sous variante 1 : la réduction de la PMS permet d'installer des équipements de protections et de pièces de raccords de canalisation moins importants. Permet aussi de réduire le risque de fuites et de ruptures.

- 78% de la sous variante 2 se fait par écoulement gravitaire en charge : cela permet de minimiser l'importance des phases transitoires et de réduire le prix des équipements de protections non pris en compte lors de la comparaison économique.

Vu les avantages liés à l'exploitation du tronçon BE1 à BE2 qui représente près de la moitié de la longueur totale du transfert, notre choix se porte sur la **sous variante 2**.

4. Comparaisons entre les variantes

La comparaison porte sur les tronçons SP1-SR1, SR1-SR2 et SR2-BE1.

Le tronçon SR2-BE1 pour les deux variantes sera dimensionné selon la sous variante 2.

Etant communes aux deux variantes, les parties BE1-BE2 et BE2-Mahouane ne sont pas représentatives dans la comparaison. De ce fait, elles n'apparaissent pas au cours de cette comparaison.

4.1. Variante 1

Les estimations du coût de chaque tronçon de la variante 1 sont données dans les tableaux suivants :

Tableau 42 : Estimation du coût de réalisation du tronçon SP1-SR1 V.1

	SP1-SR1			
	unité	Quantité	Prix unitaire [DA]	Coût total [DA]
H géométrique	[m]	250,0	-	-
HMT	[m.CE]	259,5	-	-
Puissance	[KW]	19088,6	-	-
Diamètre de la conduite	[m]	2,0	-	-
PMS	[m.CE]	260,0	-	-
PMA	[m.CE]	270,0	-	-
Longueur réelle	[ml]	5015,8	119 598	599 880 802
Regards avec Vidanges	U	1,0	1 364 000	1 364 000
Regards avec purges et entrées d'air	U	1,0	2 486 000	2 486 000
Traversés de chaussées goudronnées	[m ²]	24,0	2 700	64 800
Traversés de chaussées empierrées	[m ²]	96,0	1 600	153 600
Traversés de cours d'eau et thalwegs	U	6,0	900 000	5 400 000
Longueur passage Oued Atteba	[ml]	275,0	-	36 228 500
				645 577 702

Tableau 43 : Estimation du coût de réalisation du tronçon SR1-SR2 V.1

	SR1-SR2			
	unité	Quantité	Prix unitaire [DA]	Coût total [DA]
H géométrique	[m]	234,0	-	-
HMT	[m.CE]	243,9	-	-
Puissance	[KW]	17941,5	-	-
Diamètre de la conduite	[m]	2,0	-	-
PMS	[m.CE]	244,0	-	-
PMA	[m.CE]	270,0	-	-
Longueur réelle	[ml]	5233,5	119 598	625 917 337
Regards avec Vidanges	U	3,0	1 364 000	4 092 000
Regards avec purges et entrées d'air	U	3,0	2 486 000	7 458 000
Traversés de chaussées goudronnées	[m ²]	0,0	2 700	0
Traversés de chaussées empierrées	[m ²]	108,0	1 600	172 800
Traversés de cours d'eau et thalwegs	U	7,0	900 000	6 300 000
				643 940 137

Tableau 44 : Estimation du coût de réalisation du tronçon SR2-BE V.1

	SR2-BE			
	unité	Quantité	Prix unitaire [DA]	Coût total [DA]
H géométrique	[m]	241,0	-	-
HMT	[m.CE]	254,2	-	-
Puissance	[KW]	18039,5	-	-
Diamètre de la conduite	[m]	2,0	-	-
PMS	[m.CE]	255,0	-	-
PMA	[m.CE]	270,0	-	-
Longueur réelle	[ml]	2223,0	119 598	265 866 865
Regards avec Vidanges	U	0,0	1 364 000	0
Regards avec purges et entrées d'air	U	0,0	2 486 000	0
Traversés de chaussées goudronnées	[m ²]	0,0	2 700	0

Traversés de chaussées empierrées	[m ²]	36,0	1 600	57 600
Traversés de cours d'eau et thalwegs	U	3,0	900 000	2 700 000
				268 624 465

4.2. Variante 2

Les estimations du coût de chaque tronçon de la variante 2 sont données dans les tableaux suivants :

Tableau 45 : Estimation du coût de réalisation du tronçon SP1-SR1 V.2

	SP1-SR1			
	unité	Quantité	Prix unitaire [DA]	Coût total [DA]
H géométrique	[m]	240,0	-	-
HMT	[m.CE]	253,0	-	-
Puissance	[KW]	18613,2	-	-
Diamètre de la conduite	[m]	2,0	-	-
PMS	[m.CE]	253,0	-	-
PMA	[m.CE]	270,0	-	-
Longueur réelle	[ml]	6895,7	119 598	824 713 515
Regards avec Vidanges	U	4,0	1 364 000	5 456 000
Regards avec purges et entrées d'air	U	4,0	2 486 000	9 944 000
Traversés de chaussées goudronnées	[m ²]	24,0	2 700	64 800
Traversés de chaussées empierrées	[m ²]	108,0	1 600	172 800
Traversés de cours d'eau et thalwegs	U	8,0	900 000	7 200 000
Longueur passage Oued Atteba	[ml]	90,0	-	18 114 250
				865 665 365

Tableau 46 : Estimation du coût de réalisation du tronçon SR1-SR2 V.2

	SR1-SR2			
	unité	Quantité	Prix unitaire [DA]	Coût total [DA]
H géométrique	[m]	240,0	-	-
HMT	[m.CE]	253,0	-	-
Puissance	[KW]	18613,2	-	-
Diamètre de la conduite	[m]	2,0	-	-
PMS	[m.CE]	254,0	-	-
PMA	[m.CE]	270,0	-	-
Longueur réelle	[ml]	3778,8	119 598	451 937 792
Regards avec Vidanges	U	2,0	1 364 000	2 728 000
Regards avec purges et entrées d'air	U	2,0	2 486 000	4 972 000
Traversés de chaussées goudronnées	[m ²]	0,0	2 700	0
Traversés de chaussées empierrées	[m ²]	36,0	1 600	57 600
Traversés de cours d'eau et thalwegs	U	9,0	900 000	8 100 000
				467 795 392

Tableau 47 : Estimation du coût de réalisation du tronçon SR2-BE1 V.2

	SR2-BE1			
	unité	Quantité	Prix unitaire [DA]	Coût total [DA]
H géométrique	[m]	245,0	-	-
HMT	[m.CE]	247,4	-	-
Puissance	[KW]	18239,2	-	-
Diamètre de la conduite	[m]	2,0	-	-
PMS	[m.CE]	248,0	-	-
PMA	[m.CE]	270,0	-	-
Longueur réelle	[ml]	1540,2	119 598	184 205 194
Regards avec Vidanges	U	0,0	1 364 000	0
Regards avec purges et entrées d'air	U	0,0	2 486 000	0
Traversés de chaussées goudronnées	[m ²]	0,0	2 700	0

Traversés de chaussées empierrées	[m ²]	24,0	1 600	38 400
Traversés de cours d'eau et thalwegs	U	0,0	900 000	0
				184 243 594

4.3. Bilan

Au final, nous effectuons dans le tableau 48 une comparaison entre les variantes 1 et 2.

Tableau 48 : Comparaison économique entre les variantes 1 et 2

	Coût global estimé [DA]	
	Sous variante 1	Sous variante 2
SP1-SR1	645 577 702	865 665 365
SR1-SR2	643 940 137	467 795 392
SR2-BE1	268 624 465	184 243 594
Σ	1 558 142 304	1 517 704 351

La comparaison économique donne l'avantage à la variante 2 avec un gain de 40.4 millions de dinars.

Cette variante présente un profil en long plus régulier, des pentes globalement plus douces et un passage aérien de l'oued Atteba moins contraignant. De plus, l'altitude du profil en long de la seconde variante est plus basse comparativement à la première variante, entraînant des contraintes en phase transitoire moindres.

Notre choix du tracé se porte finalement sur **la variante 2** avec la **sous variante 2** comme seconde partie pour le transfert.

5. Conclusion

La comparaison technico-économique aux conditions économiques actuelles, nous fixe la variante 2 comme étant le tracé le plus adapté, avec la sous variante 2 pour la seconde moitié du transfert compte tenu des avantages liés à son exploitation et son entretien.

Compte tenu du manque d'information sur la géologie et la topographie de la zone d'étude, plusieurs paramètres n'ont pas été pris en compte lors de cette comparaison tel que la nature des sols traversés, la profondeur des ravinements et des cours d'eau, les terrains instables.

On passe à présent au dimensionnement des ouvrages essentiels du transfert.

Chapitre V

Stations de pompage

Le pompage de l'eau est apparu comme une nécessité depuis l'antiquité. Dans un projet de transport et de distribution d'eau, il est souvent nécessaire de recourir à des systèmes de pompage lorsque le terrain ne permet pas un écoulement naturel par gravitation ou dans le cas où la dénivelée disponible n'aboutit pas au débit souhaité.

Les pompes sont des machines qui transmettent de l'énergie à un fluide, généralement en vue de son déplacement d'un point bas à un point haut ou pour compenser les pertes de charge engendrées le long de son parcours. De types très variés, leur technologie s'est beaucoup développée à la fin du XIX^e siècle avec l'apparition des turbomachines, et plus particulièrement, des pompes centrifuges.

De nos jours, les pompes centrifuges sont les plus fréquemment utilisées. Couplées à des moteurs électriques de plus en plus performants, elles constituent des groupes d'un très bon rendement, légers, peu encombrants, peu coûteux et assurent le refoulement pour des hauteurs et débits importants.

Au cours de ce chapitre, nous allons étudier la conception des stations de pompage et de ses différents composants hydrauliques, en s'intéressant particulièrement aux groupes de pompage.

1. Règles d'établissement des stations de pompage

Les règles de leur établissement sont dominées par quatre principes essentiels [Godart, 2000] :

1.1. Sécurité de fonctionnement

Elle consiste en un large dimensionnement des installations principales et auxiliaires. Ceci implique aussi bien des taux de contrainte relativement modérés pour les différentes parties des constructions et des installations, qu'un excès de puissance pour les groupes motopompes et tous les auxiliaires qui en dépendent.

1.2. Protection des eaux refoulées

Cette protection doit être totale lorsqu'il s'agit d'eau potable. L'eau transportée doit être isolée de tout corps ou matières susceptibles de porter atteinte à sa potabilité.

Il est impératif d'éviter toute introduction d'eau extérieure (eau de lavage des salles, de refroidissement des moteurs, de la nappe locale...) dans le circuit d'aspiration et de refoulement.

1.3. Rendement de l'installation

La conception d'une station de pompage technico-économique passe par l'optimisation des rendements de ses différents constituants :

- Le rendement des moteurs proprement dits et de leurs auxiliaires.
- Le rendement des pompes.
- Le rendement des circuits hydrauliques.

1.4. Facilité de l'exploitation ultérieure

Elle consiste en un choix judicieux des installations et un aménagement optimal de la station : des groupes motopompes bien dégagés, d'accès facile et des couloirs suffisamment larges.

Certains types de pompes présentent des facilités d'exploitation plus intéressantes grâce notamment à leurs faible encombrement et à leur entretien plus simple (plan de joint axial, positionnement vertical...).

2. Types de pompe

On distingue deux catégories principales de pompes [AGHTM, 1977] :

- Les pompes volumétriques : basé sur le transfert régulier de volumes liquides, le débit engendré est indépendant de la pression de travail. Elles sont utilisées essentiellement pour des liquides de fortes viscosités.
- Les turbopompes : constituent un système ouvert et en équilibre où le fluide n'est jamais enfermé dans un volume totalement clos. La pression est générée soit par l'action de forces centrifuges, soit par la conversion en pression de l'énergie cinétique communiquée au fluide.

Suite aux progrès réalisés dans l'élaboration des moteurs électriques, les turbopompes ont vu un développement très rapide et constituent des groupes peu encombrants, légers, économiques et d'un excellent rendement.

On s'intéressera par la suite aux turbopompes, plus adaptées à notre projet.

Suivant le type de roue, on distingue trois catégories de turbopompes :

- Pompes axiales (hélices) : employées pour des faibles hauteurs et grands débits.
- Pompes centrifuges : couvrent un domaine d'utilisation beaucoup plus important que les autres pompes. Elles peuvent atteindre des hauteurs manométriques d'environ 100 fois supérieures à celles réalisables par des pompes à hélices.
- Pompes hélico-centrifuges.

En résumé, l'eau entre par le centre de la roue et en sort radialement dans le cas d'une pompe centrifuge, ou parallèlement à l'axe pour les pompes à hélices (Figure 14).

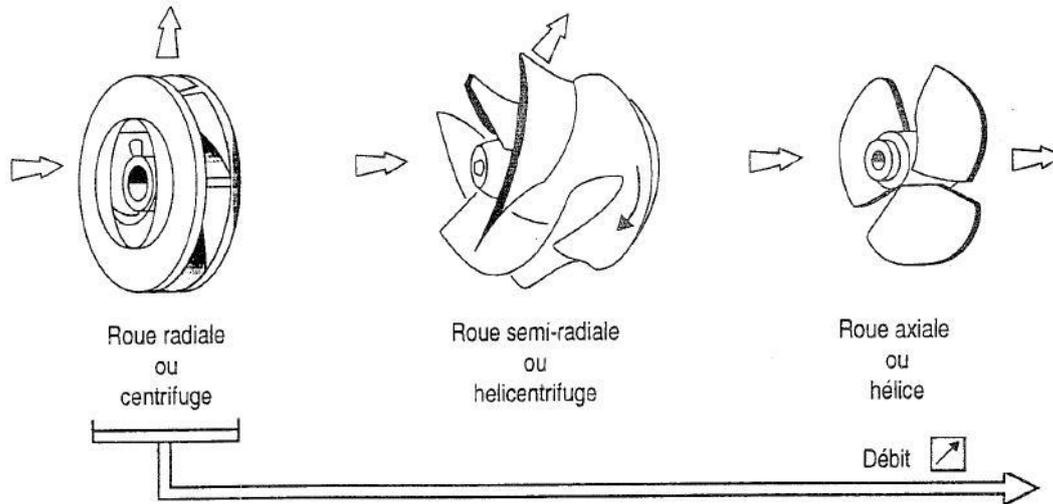


Figure 14 : Relation entre le débit et la forme de la roue

3. Ossature d'une turbopompe

Les principales parties entrant dans la composition d'une turbopompe sont :

- Le distributeur : constitué par une tubulure profilée, le fluide entrant est conduit vers l'ouïe (ou œillard) de la roue avec une vitesse et une direction appropriées. Généralement, il se présente sous forme de convergent ce qui permet de disposer d'une meilleure répartition du filet liquide à l'entrée de la roue
- La roue (ou turbine) : constitue la partie mobile de la pompe. Les aubes disposées symétriquement autour de l'axe transmettent au fluide l'énergie cinétique nécessaire en vue de son déplacement.
- Le diffuseur : l'énergie cinétique acquise au niveau de la roue est transformée en énergie potentielle (pression) par ralentissement progressif de la veine liquide dans une pièce constituée soit :
 - d'un diffuseur lisse.
 - d'un diffuseur à ailettes.
 - d'une volute.

4. Caractéristiques des turbopompes

4.1. Résultat de la théorie des turbomachines

Considérons un écoulement de fluide sur une aube d'une roue. On dispose du triangle des vitesses (figure 15) et des relations suivantes [GUINARD/NATHAN, 1985] :

$$\vec{C} = \vec{U} + \vec{W}$$

$$\vec{C} = \vec{C}_r + \vec{C}_u + \vec{C}_z$$

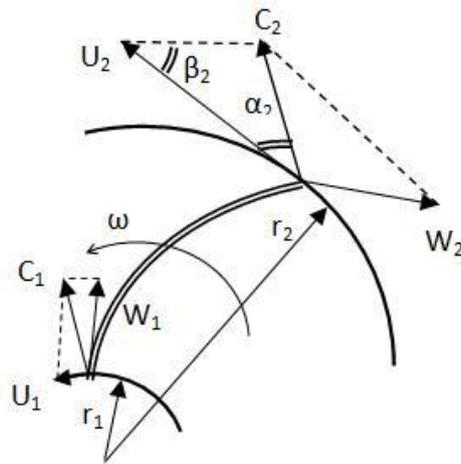


Figure 15 : Schématisation du triangle des vitesses

Où, \vec{U} représente la vitesse d'entraînement suivant la tangente à la roue [m/s] ; \vec{W} la vitesse relative par rapport à la roue [m/s] ; \vec{C} la vitesse absolue [m/s] ; r_1, r_2 les rayons à l'entrée et à la sortie de la roue [m].

L'application du théorème du moment cinétique à l'écoulement considéré conduit aux résultats suivants :

Le moment des actions exercées par les aubes de la roue sur le liquide est donné par la formule :

$$M = \frac{\bar{\omega}}{g} Q (C_{u2} U_2 - C_{u1} U_1)$$

La puissance appliquée à l'arbre :

$$P = M\omega = \frac{\bar{\omega}}{g} Q \frac{C_{u2} U_2 - C_{u1} U_1}{g}$$

La hauteur effective d'élévation :

$$H_{\text{eff}} = \frac{C_{u2} U_2 - C_{u1} U_1}{g}$$

En pratique, les pertes de charge dues aux frottements des filets liquides et contre les aubages fixes ξ_d et mobiles ξ_r entraîne une diminution de la hauteur finale recueillie à la sortie de la pompe appelée hauteur nette H_n :

$$H_n = H_{\text{eff}} - \xi_d - \xi_r$$

D'où la notion de rendement : $\eta = \frac{H_n}{H_{\text{eff}}}$

4.2. Courbes caractéristiques

Le fonctionnement d'une turbopompe est caractérisé par un système de courbes à deux dimensions imaginé par Rateau et Bergeron.

Pour une vitesse de rotation fixe, on peut représenter (figure 16) :

- La caractéristique $H_n = f(Q)$ qui donne la courbe hauteur-débit.
- La caractéristique $P = f(Q)$ qui donne la courbe puissance-débit.
- La caractéristique $\eta = f(Q)$ qui donne la courbe rendement-débit.

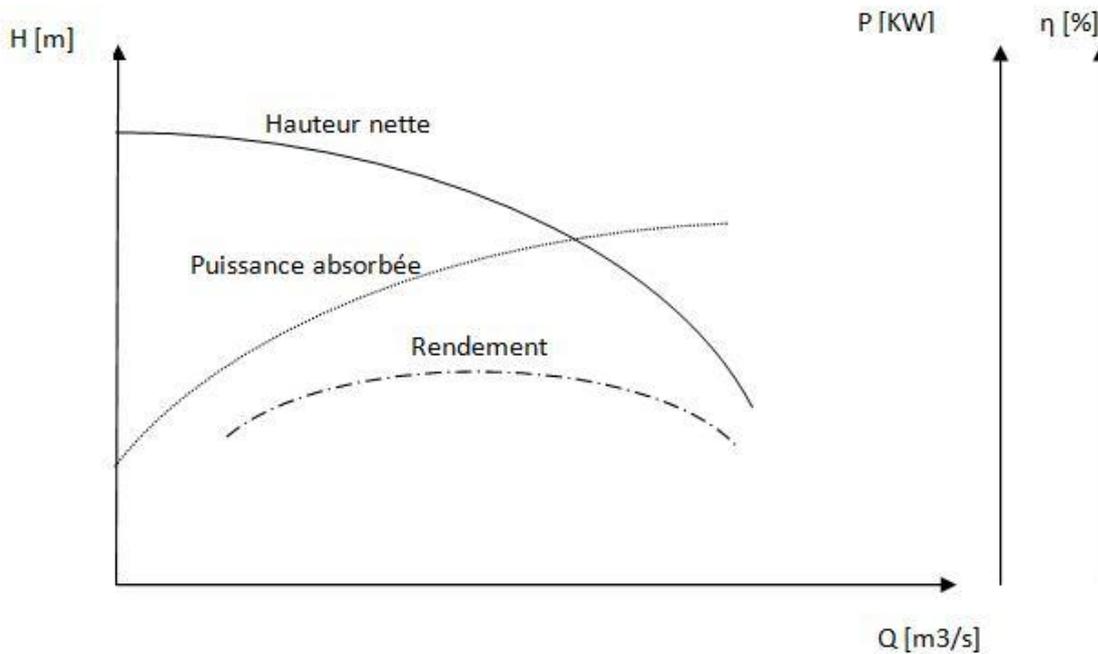


Figure 16 : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

4.3. Point de fonctionnement d'une pompe en service

Le point de fonctionnement du système pompe-conduite est déterminé par comparaison des deux courbes caractéristiques suivantes :

- La courbe caractéristique hauteur-débit de la pompe considérée.
- La courbe caractéristique de la conduite reliée à la pompe.

Connaissant les caractéristiques de la conduite équipant la pompe, il est possible de calculer les pertes de charge engendrées pour différents débits possibles et, connaissant la hauteur géométrique, la charge totale résultante. La représentation de la charge totale H en fonction du débit Q nous donne la courbe caractéristique de la conduite :

$$H = H_g + \frac{\lambda L V^2}{D} \frac{1}{2g} + 0,2 \frac{\lambda L V^2}{D} \frac{1}{2g}$$

$$H = H_g + 1,2 \frac{8\lambda L}{g\pi^2 D^5} Q^2$$

$$H = H_g + RQ^2$$

Où, H : Charge totale [m.CE] ; H_g : Hauteur géométrique [m] et R : résistance totale de la conduite (aspiration et refoulement) $R = 1,2 \frac{8\lambda L}{g\pi^2 D^5}$

Le point d'intersection entre les deux courbes caractéristique en M représente le point de fonctionnement de la pompe sur la conduite (figure 17).

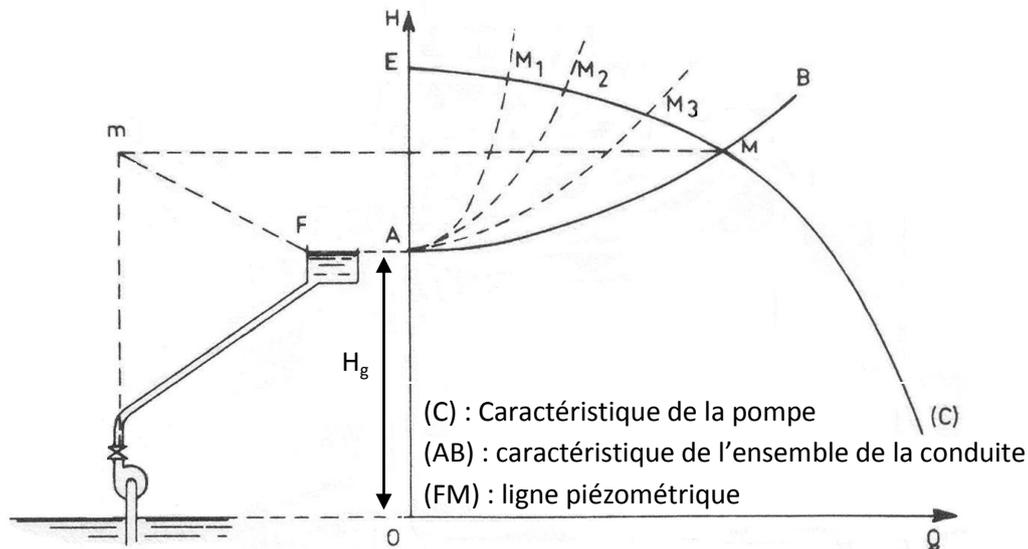


Figure 17 : Représentation du point de fonctionnement

Pour des pompes centrifuges de grandes importances, il est intéressant d'effectuer le démarrage à vanne fermée pour limiter le temps de démarrage.

A la mise en route du groupe de pompage avec la vanne de refoulement fermée, la pompe fonctionne en régime de barbotage (débit nul pour une charge OE). La charge AE disponible à la sortie de la pompe va contribuer à la mise en vitesse du fluide lors de l'ouverture de la vanne de refoulement, le point de fonctionnement passera alors par les points M_1 , M_2 , M_3 jusqu'à atteindre le point d'équilibre M où la hauteur nette fournie par la pompe égalera celle exigée par la conduite.

La charge créée par la pompe au point M permet de tracer la ligne piézométrique FM le long de la conduite de refoulement.

4.4. Vitesse spécifique

On caractérise un type de pompe par sa vitesse spécifique au rendement optimal.

La vitesse spécifique N_s représente la vitesse de rotation d'une pompe géométriquement semblable à celle considérée pour une hauteur d'élévation de 1 m et un débit de 1 m³/s.

La formule simplifiée couramment utilisée par les constructeurs de pompes est la suivante :

$$N_s = \frac{n Q^{1/2}}{H^{3/4}} \text{ [tr/mn]}$$

Avec, n : vitesse de rotation [tr/mn]

Q : débit au rendement maximal [m^3/s]

H : hauteur de refoulement correspondante au rendement maximal [m]

On peut établir les rapports suivants, entre les caractéristiques des pompes et leur vitesse spécifique [Vincent – Genod 1980] (figure 18) :

- Les roues conçues pour des grandes hauteurs de refoulement correspondent à des vitesses spécifiques faibles.
- L'augmentation du rapport diamètre œillard/diamètre roue fait croître la vitesse spécifique.
- La vitesse spécifique est directement proportionnelle à la vitesse d'entraînement de la pompe.

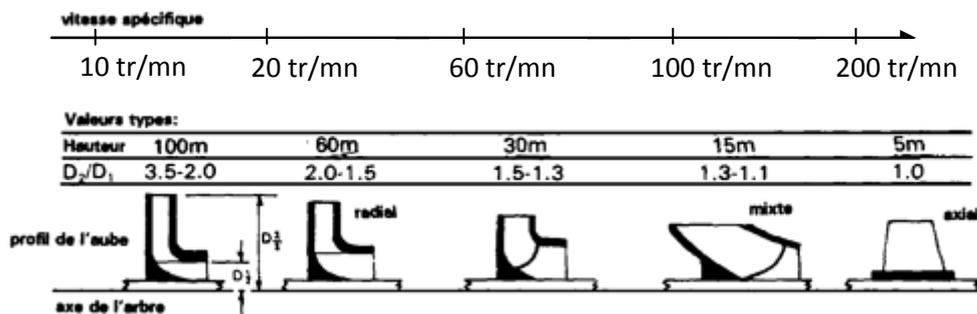


Figure 18 : Influence de la vitesse spécifique sur la forme de la roue

4.5. Cavitation - notion de NPSH

La vitesse de rotation des groupes de pompage et le niveau du radier du bassin d'aspiration sont des paramètres influant du coût de réalisation et d'exploitation de la station de pompage. Ces deux paramètres ont une relation directe avec le phénomène de cavitation d'où l'importance primordiale de l'étude de ce phénomène lors de la conception et la réalisation d'une station de pompage [GUINARD/NATHAN, 1985].

La cavitation est un phénomène très bruyant engendré par la formation de poches d'air dans la zone de faibles pressions à l'entrée de la roue d'une pompe. Les bulles d'air sont repressurisées par les aubes et implosent brusquement près des parois causant une chute de la hauteur manométrique, des instabilités, des vibrations et une forte érosion du métal.

La vaporisation du fluide à l'entrée de la roue survient lors d'une baisse de pression à ce niveau en deçà de la pression d'ébullition appelée tension de vapeur.

Pour éviter ce phénomène, la pression totale à l'entrée de la pompe P_A doit dépasser la tension vapeur d'une quantité minimale représentée par la charge nette à l'aspiration requise NPSHr.

$$\text{NPSH}_r = \frac{P_{A \min}}{\rho g} - h_v \quad [\text{m}]$$

Avec,

h_v : Tension de vapeur [m].

$\frac{P_{A \min}}{\rho g}$: Pression totale à l'entrée de la pompe provoquant le début de cavitation [m.CE].

Le NPSH requis dépend uniquement de la conception de la pompe. Il est défini expérimentalement comme étant la valeur qui limite la chute de la hauteur manométrique à un certain pourcentage pour un débit constant.

La condition de non cavitation se traduit par la vérification de la condition suivante :

$$\text{NPSH}_d > \text{NPSH}_r$$

Où, le NPSH_d représente la charge nette à l'aspiration disponible dépendante de l'installation.

$$\text{NPSH}_d = \frac{P_A}{\rho g} - h_v \quad [\text{m}]$$

$$\text{NPSH}_d = \frac{P_0}{\rho g} - (H_a + j_a + h_v)$$

Avec, $\frac{P_0}{\rho g}$: Pression atmosphérique [m.CE] ; H_a : Hauteur d'aspiration [m] ; J_a : perte de charge à l'aspiration [m.CE].

5. Equipements hydrauliques d'une station de pompage

Les stations de pompage disposent, en dehors des groupes motopompes, d'une série d'équipement à l'aspiration et au refoulement dont voici un résumé [AGHTM, 1977] :

5.1. Equipement à l'aspiration

5.1.1. A partir d'une bache

Le prélèvement de l'eau s'effectue à partir d'une bache d'aspiration par une conduite d'amenée jusqu'à la pompe ou bien directement par la pompe elle-même dans le cas où elle est de type immergée.

- Les grilles : permettent d'éviter l'entrée des corps solides dans le cas d'un pompage d'eau brute. La vitesse de l'eau au droit des grilles doit être de l'ordre de 0.3 m/s.
- Les tulipes : généralement utilisées pour les pompes à hélice, elles sont recommandées pour toutes conduites d'aspiration avec des vitesses d'entrée dépassant les 0.5 m/s. elles permettent de diminuer les pertes de charge à l'aspiration.
- Les crépines : jouant le même rôle que les grilles, les crépines empêchent l'entrée accidentelle de corps plus petits que les grilles. Elles doivent être placées à plus de 0.5 m du fond.
- Clapet d'aspiration : constitue une protection supplémentaire en cas de dysfonctionnement du clapet de refoulement et évite le dévirage et désamorçage de la pompe.

- Puisard pour pompe axiale : ce type de pompe est très sensible aux conditions d'écoulement au droit des entrées dans le puisard. Ainsi, il est nécessaire de satisfaire les conditions suivantes :
 - Immersion de la tulipe d'au moins $D/2$ sous le niveau le plus bas de la retenue.
 - Elévation par rapport au radier d'une distance de $D/3$ et nécessité d'user d'un cône de guidage pour une distance supérieur à D .
 - Eloignement des parois d'au moins $D/2$.
 - Dans le but d'éviter les phénomènes de rotation et équilibrer les débits d'entrées de plusieurs pompes utilisées simultanément, il est intéressant d'installer des cloisons verticales au fond du puisard.

5.1.2. A partir d'une conduite

L'eau est prélevée directement d'une conduite grâce à des piquages réalisés de préférence en Y.

- Joints : une attention particulière doit être prise pour les conduites en dépressions afin d'éviter toute intrusion d'air ou de fluides. La possibilité de tassements à l'entrée de la station peut conduire à l'utilisation de joints avec une certaine élasticité.

5.1.3. Communs aux deux cas

- Conduite d'aspiration : elle doit être dimensionnée pour des vitesses de l'ordre de 0.8 à 1 m/s afin de limiter les pertes de charge. Les tronçons horizontaux devront comporter une légère pente de 2% permettant l'évacuation des bulles d'air.
- Coudes : ils doivent être évités au maximum et disposer de grand rayon de courbure.
- Vanne d'aspiration : permet l'isolement de la pompe en cas d'entretien ou de réparation sans exiger l'arrêt total de la station. Son utilisation intermittente permet l'adoption de vannes à commande manuelles de type opercule ou papillon.
- Convergent d'aspiration : la vitesse à l'entrée de la bride de pompe est de l'ordre de 2 à 5 m/s, ce qui conduit à raccorder la conduite d'aspiration à la pompe par un convergent permettant l'accélération progressive de l'écoulement. Il peut avoir soit la forme d'une tulipe, soit celle d'un cône droit de 10 à 30° d'angle au sommet.
- Equipement d'amorçage : l'amorçage de la pompe doit être effectué avant la mise en marche dans le cas où l'aspiration n'est pas en charge. Dans le cas de petites installations, l'amorçage se fait parfois manuellement par remplissage d'une conduite disposé sur la volute de la pompe. Pour les installations d'une certaine importance, un système de circuit sous vide permet l'amorçage au démarrage et son entretien pendant le fonctionnement.

5.2. Equipements au refoulement

- Joints de raccordement : le raccordement de la conduite de refoulement à la pompe doit s'effectuer sans transmission d'effort. Un joint diélectrique doit être placé à la sortie de la station en cas de protection cathodique par courant imposé de la conduite.
- Divergent : la vitesse de l'écoulement à la sortie de la pompe peut atteindre 3 à 7 m/s. Il est donc nécessaire de réduire la vitesse d'écoulement en installant un divergent à la sortie de la pompe de type cône droit à angle au sommet 8 à 10° ou trompette.
- Clapet de refoulement : empêche l'inversion du sens de l'écoulement et permet de ne pas transmettre la conduite d'aspiration à la pression du refoulement.
- Vanne de refoulement : permet l'entretien de la pompe, la diminution du temps de démarrage, le réglage du débit ainsi que la réduction de l'amplitude du coup de bélier lors de l'arrêt des groupes de pompage par fermeture de la vanne. Pour les stations importantes, le choix se porte généralement sur des vannes automatiques asservies à la commande automatique du groupe.

6. Conception de la station de pompage SP1

6.1. Présentation générale

6.1.1. Situation

La station de pompage SP1 est implantée en tête du système de transfert sur la rive Sud de la retenue d'Ighil Emda. Elle assure le prélèvement de l'eau à partir du fond de la retenue et permet son refoulement à un débit de 6 m³/s jusqu'au niveau de la station de reprise SR1 avec une HMT de 253 m.CE.

La difficulté de conception de la station de pompage réside dans plusieurs paramètres :

- Une grande variation du plan d'eau de la retenue entre le niveau des plus hautes eaux de la retenue N.P.H.E = 535 NGA et le niveau minimal d'exploitation N.min = 520 NGA ;
- Un dépôt solide important au fond de la retenue ;
- Une HMT et un débit de projet importants ;
- Le pompage d'une eau chargée.

6.1.2. Problématique du NPSH

Le fonctionnement de la station de pompage SP1 est conditionné d'une part par la hauteur de refoulement représenté par la HMT, et d'une autre part par la profondeur de la retenue d'Ighil Emda.

Cette dernière représente la difficulté majeure de la station : La différence entre le niveau des plus hautes eaux et le niveau minimale de la retenue $\Delta H = 15\text{m}$.

Théoriquement, la hauteur maximale d'aspiration d'une pompe est égale à 10,33 m.CE ce qui nous laisse deux possibilités :

1- L'installation du radier de la station de pompage sous le niveau des plus hautes eaux : impliquerait des travaux de batardage importants et un génie civil particulièrement coûteux.

2- L'utilisation de pompes immergées : soit des groupes électropompes immergées à installation en tube, soit des pompes verticales à ligne d'arbre. Ces types de pompes ne disposent pas de hauteurs de refoulement importantes, et donc ne pourront servir que pour le prélèvement de l'eau jusqu'au niveau des groupes qui assurent le refoulement jusqu'à SR1.

Notre choix se porte sur la deuxième solution. La station de pompage SP1 sera donc composée de deux parties distinctes : la station d'exhaure et la station de pompage.

Le pompage d'exhaure remontant l'eau au dessus des plus hautes eaux grâce à des pompes immergées à installation en tube présente les avantages suivants :

- Génie civil moins coûteux ;
- Travaux de réalisation du socle et tubes des pompes nécessitant un temps d'exécution court, pouvant être effectué durant l'abaissement saisonnier de la retenue ;
- Pompes présentant un encombrement et un poids réduits comparativement aux pompes verticales à ligne d'arbre, ce qui facilite leurs entretient ;
- Relevage et adaptation de la profondeur des pompes d'exhaure facile en cas d'envasement de la retenue ;
- Les pompes étant immergées, le risque de cavitation est fortement réduit ;
- Installation de groupes de pompage pour le refoulement de mêmes caractéristiques que pour les stations SR1 et SR2, standardisant ainsi les équipements du transfert.

6.1.3. Vitesse d'entraînement

Dans le cas où l'on ne dispose pas d'un moteur tournant à une vitesse fixe, la vitesse des groupes de pompage est déterminée en prenant en compte les considérations suivantes :

- Une vitesse de rotation importante implique une usure plus rapide des constituants du groupe et de frais d'entretien plus élevés ;
- Une faible vitesse améliore la capacité d'aspiration, diminue le risque de cavitation, réduit le bruit, augmente la longévité du groupe mais exige des motopompes de dimensions plus importantes et plus chères.

De plus, le fonctionnement des groupes de pompage pour des eaux brutes (chargées) limite la vitesse de fonctionnement. Cette limite est conditionnée par [GUINARD/NATHAN, 1985] :

- La limitation des érosions provoquées au niveau des zones de grandes vitesses (roue, diffuseur ou volute, bagues d'usure) ;
- La résistance mécanique des matériaux choisis. On opte généralement pour :

- La fonte pour des vitesses d'écoulement allant jusqu'à 45 m/s ;
- Le bronze pour des vitesses allant jusqu'à 60 m/s ;
- L'acier au carbone pour des vitesses allant jusqu'à 80 m/s.

La vitesse de rotation peut atteindre 3 000 tr/mn pour une eau claire, et limitée à 1 000 voir 1 500 tr/mn dans le cas d'un pompage d'eaux très chargées.

En tenant compte de tous ces paramètres, particulièrement le caractère brut de l'eau de la retenue d'Ighil Emda et pour des soucis de maintenance, on limitera la vitesse de rotation des groupes de pompage à une vitesse **N = 1 000 tr/min**.

Les moteurs d'entrainements seront alimentés en courant alternatif de fréquence **50 Hz** et devront avoir une puissance au moins 10% supérieure à la puissance absorbée par la pompe au débit contractuel et au moins supérieure à 5% sur toute la plage de fonctionnement de la pompe.

6.2. Choix des groupes de pompage

6.2.1. Station d'exhaure

6.2.1.1. Vitesse spécifique

Dans le cas où le pompage jusqu'à une bêche de reprise au niveau 538 N.G.A s'effectue depuis le niveau minimal de retenue $N_{\min} = 520$ N.G.A, on estime la hauteur manométrique à : **HMT = 18,03 m.CE**.

Supposant l'utilisation de 5 pompes d'un débit **Q = 1,2 m³/s**, et d'une vitesse estimée à 1 000 t/mn, on trouve :

$$N_s = \frac{1000 \times 1,2^{1/2}}{20,03^{3/4}}$$

$$N_s = 115,7 \text{ tr/mn}$$

Cette vitesse spécifique est caractéristique à une famille de pompes géométriquement semblables de type axiale.

6.2.1.2. Type de pompe

Le choix précédemment établi consiste en l'utilisation de pompes submersibles installées en tube.

Le prélèvement de l'eau s'effectue au fond de la retenue à la cote 512 N.G.A, ceci peut conduire à pomper une eau chargée en particules solides non filtrée parfois boueuse pouvant obstruer la pompe. Dans ce cas, le procédé de pompage consiste en l'utilisation de pompes dont les roues comportent un nombre limité d'aube de telle sorte à conserver une section de passage suffisante pour le libre passage des matières solides. Ce type de roue s'appelle roue à canaux.

Notre disposons pour notre choix du catalogue des pompes KSB AMACAN K [annexe 7].

On opte pour six (6) **pompes identiques en parallèles**, dont une de secours, de type **AMACAN K 1200-630** avec une roue de diamètre $\Phi 582$ (figure 19). Chacune est installée dans un tube de diamètre $D = 1200\text{mm}$ immergée à une profondeur de 7 m sous le niveau minimal de la retenue $N.\text{min} = 520 \text{ N.G.A}$ et refoulant dans la bêche d'aspiration commune de la station de pompage à la cote 538 N.G.A.

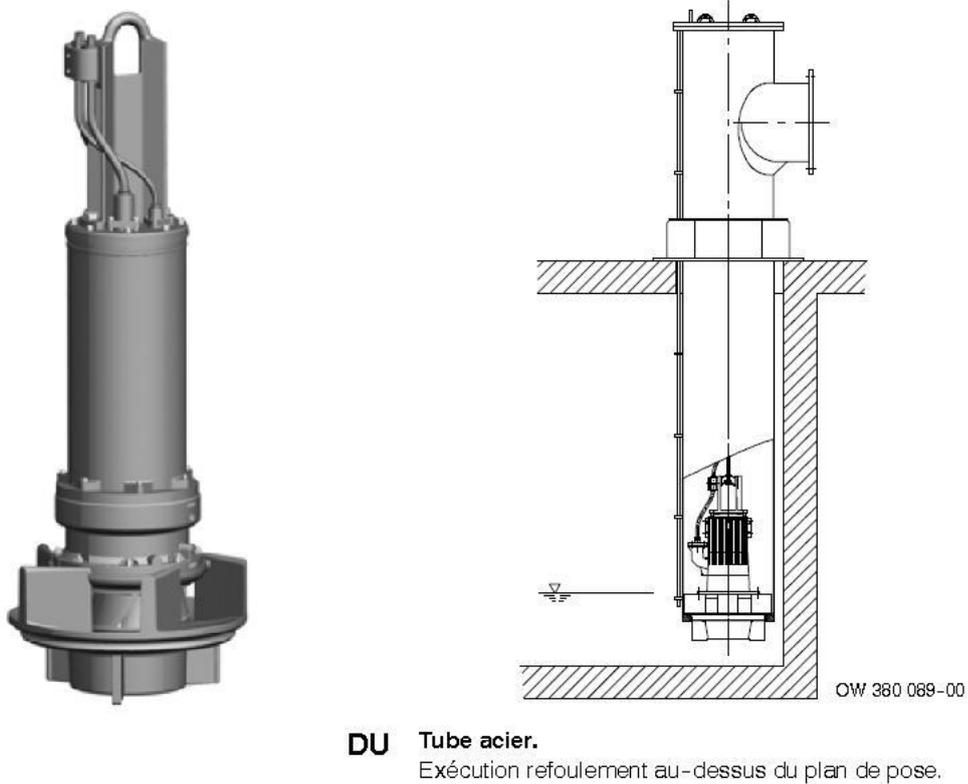


Figure 19 : Représentation d'une pompe KSB AMACAN K

6.2.1.3. Point de fonctionnement

– Courbe caractéristique de la conduite

La résistance de la conduite est donnée par :

$$R = \frac{8\lambda L}{g\pi^2 D^5} \longrightarrow R = \frac{8 \times 0,01915 \times 25}{9,81 \pi^2 1,2^5}$$

$$R = 0,015897 \text{ s}^2/\text{m}^5$$

L'équation de la courbe caractéristique de la conduite $H = H_g + RQ^2$ devient alors (figure 20) :

$$H = 18 + 0,015897Q^2$$

– *Courbe caractéristique de la pompe*

On utilise les courbes caractéristiques de la pompe KSB AMACAN K 1200-630 [Annexe 7].

– *Détermination du point de fonctionnement du système*

La figure 20 donne la courbe caractéristique de la conduite et de la pompe. L'intersection des deux courbes nous détermine le point de fonctionnement de chaque pompe de la station de pompage SP1exhaure.

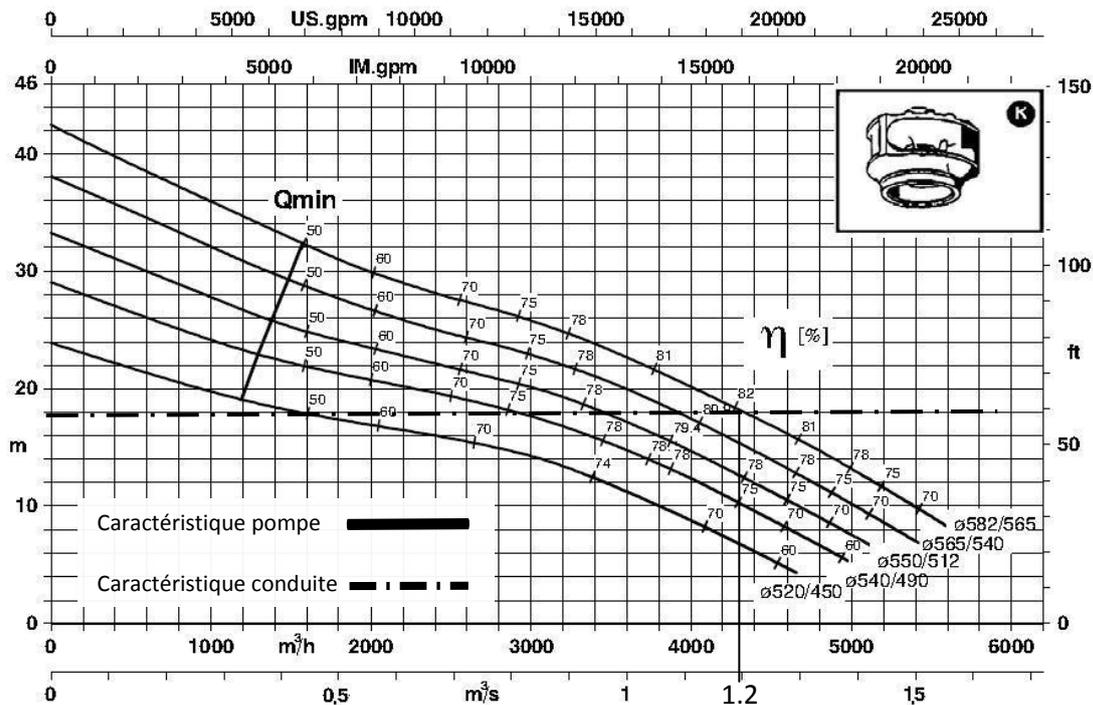


Figure 20 : Détermination du point de fonctionnement de chaque pompe de la station de pompage SP1 exhaure

Le point de fonctionnement correspond à un rendement optimal $\eta = 82\%$ à une vitesse $n = 960 \text{ tr/mn}$ pour une $HMT = 18,03 \text{ m.CE}$ et un débit $Q = 1,2 \text{ m}^3/\text{s}$.

La puissance du groupe avec une majoration de 10%, nous donne :

$$P = 1,1 \times 260 \longrightarrow P = 286 \text{ KW}$$

Le moteur du groupe sera de type **320 6 UN** [Annexe 7]

– *NPSH*

On vérifie la condition de non cavitation :

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\rho g} - (H_a + j_a + h_v)$$

$$NPSH_d = 10 - (-7 + 0,01 + 0,24)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} NPSH_d = 16,75\text{m} \\ NPSH_r = 2,00\text{m} \end{array} \right.$$

$$\longrightarrow NPSH_d > NPSH_r \quad \text{Pas de risque de cavitation}$$

6.2.2. Station de pompage

6.2.2.1. Vitesse spécifique

Supposons l'utilisation de quatre (4) pompes identiques en parallèles.

Pour un débit $Q = 1,5 \text{ m}^3/\text{s}$, une HMT = 238 m.CE, on calcule la vitesse spécifique correspondante à une vitesse de rotation $n = 1\,000 \text{ tr/mn}$:

$$N_s = \frac{n Q^{1/2}}{H^{3/4}}$$

$$N_s = \frac{1000 \cdot 1,5^{1/2}}{238^{3/4}}$$

$$N_s = 20,2 \text{ tr/mn}$$

Cette vitesse spécifique est caractéristique à une famille de pompes géométriquement semblables de type centrifuge.

6.2.2.2. Type de pompe

Pour assurer la sécurité de fonctionnement du transfert lors de hauteurs géométriques importantes à l'aval de la station, on conçoit un assemblage en parallèle des groupes de pompage : avec un assemblage en série, il serait nécessaire de faire fonctionner au moins deux (2) ou trois (3) pompes afin de vaincre la pression statique alors que, pour un montage en parallèle, une seule pompe suffirait à faire fonctionner le transfert [Poulain, 1996 ; Vincent-Genod, 1980].

La hauteur manométrique importante de la station implique l'utilisation de pompes centrifuges. Plus adaptée aux grandes hauteurs, l'utilisation de pompes centrifuges multicellulaires reste limitée pour des débits moyens et leur utilisation pour ce projet impliquerait un nombre très important de pompes en parallèle.

Les pompes centrifuges monocellulaire, plus apte au transport de grand débit, atteignent en général 200 m.CE de HMT pour les modèles les plus courants [catalogue en ligne KSB RDLO].

Vu l'importance du débit et le NPSH_d limité de la station, le choix d'une pompe monocellulaire entre paliers avec roue double œillard serait plus judicieux. De plus, la disposition du plan de joint suivant l'axe permettra une plus grande facilité de démontage et d'entretien de la pompe ainsi qu'une résistance aux pressions plus importantes.

Nous optons pour **cinq (5) pompes identiques en parallèles**, dont une de secours, de type **KSB RDLP** (figure 21). Chaque pompe disposée à la cote 532 N.G.A devra fournir un débit $Q = 1,5 \text{ m}^3/\text{s}$ pour une **HMT = 238 m.CE** à partir d'une bache d'aspiration commune dont le niveau minimal du plan d'eau est N.min = 535 N.G.A assurant la mise en charge à l'aspiration de la pompe.

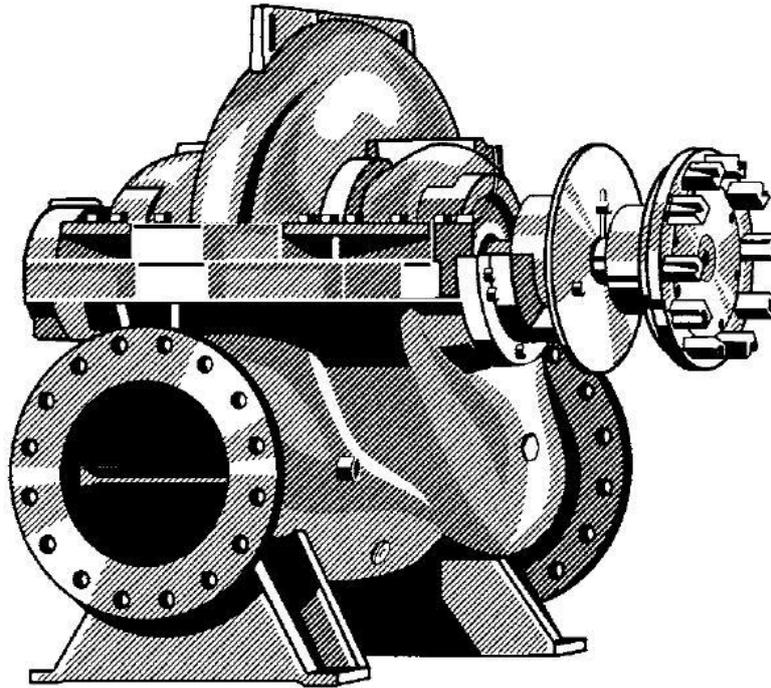


Figure 21 : Représentation d'une pompe KSB double œillard RDLP

6.2.2.3. Point de fonctionnement

– Courbe caractéristique de la conduite

La résistance de la conduite est donnée par :

$$R = 1,2 \frac{8\lambda L}{g\pi^2 D^5} \longrightarrow R = 1,2 \frac{8 \times 0,01688 \times 6896}{9,81 \pi^2 2^5}$$

$$R = 0,3607 \text{ s}^2/\text{m}^5$$

L'équation de la courbe caractéristique de la conduite $H = H_g + RQ^2$ devient alors (figure 23) :

$$H = 225 + 0,3607Q^2$$

– Courbe caractéristique de la pompe

On utilise les courbes caractéristiques de la pompe KSB RDLP [Annexe 8].

Les courbes caractéristiques débit-hauteur pour une pompe RDLP avec une roue de diamètre $\Phi 1190$ et $\Phi 1075$ sont représentées dans la figure 22.

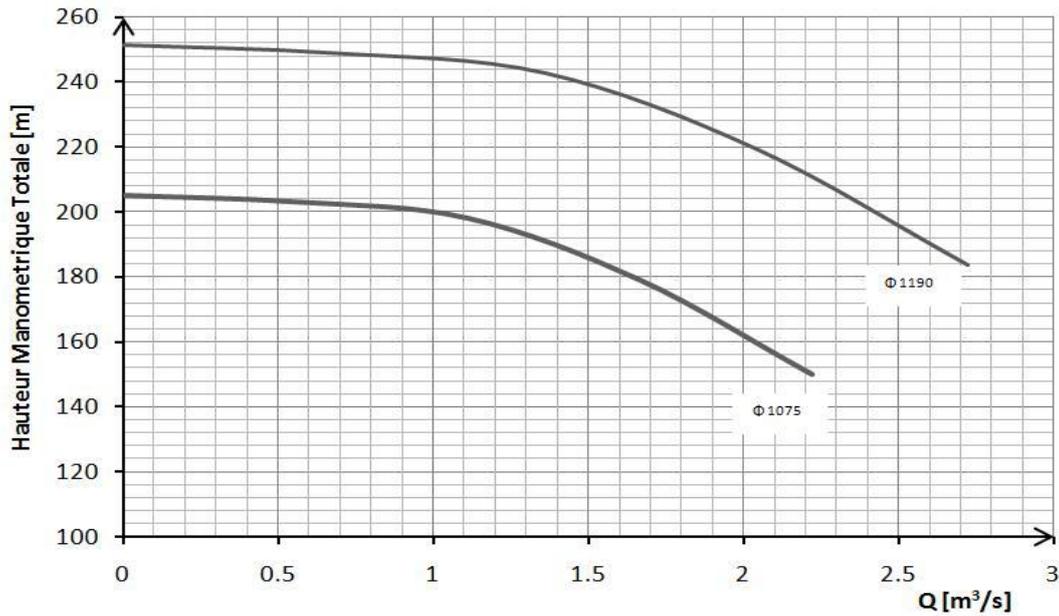


Figure 22 : Courbe caractéristique de la pompe RDLP $\Phi 1190$

Les pompes seront assemblées en parallèle. Après addition des débits des quatre (4) pompes en fonctionnement, on obtient la courbe caractéristique globale du système de pompage (figure 23).

– **Détermination du point de fonctionnement du système**

L'intersection de la courbe caractéristique de la conduite et celle de la pompe nous détermine le point de fonctionnement de l'ensemble des installations de pompage de la station de pompage SP1 (figure 23).

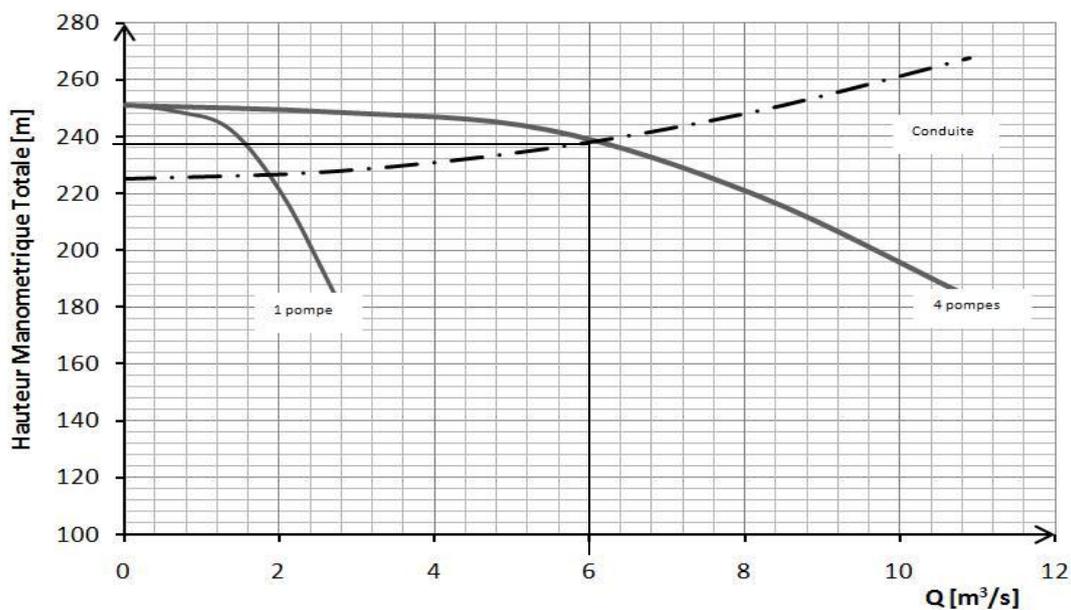


Figure 23 : Détermination du point de fonctionnement de l'ensemble des installations de pompage de la station SP1

Le point de fonctionnement correspond à une **HMT = 238 m.CE**, un débit **Q = 6 m³/s** et une vitesse **n = 993 tr/mn.**

On obtient pour chaque pompe :

- Une **HMT = 238 m.CE** pour un débit **Q = 1,5 m³/s.**
- Un rendement optimal de **η = 86,1%**

La puissance du groupe avec une majoration de 10%, nous donne :

$$P = 1,1 \frac{\rho g HMT Q}{\eta} \text{ [KW]} \longrightarrow P = 1,1 \frac{9,81 \times 238 \times 1,5}{0,861}$$

$$P = 4\,475 \text{ KW}$$

La puissance totale installée de la station est : **P_T = 17 897 KW**

- **NPSH**

On vérifie la condition de non cavitation

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\rho g} - (H_a + j_a + h_v) \longrightarrow NPSH_d = 10 - (-3 + 0,1 + 0,24)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} NPSH_d = 12,66 \text{ m} \\ NPSH_r = 6,10 \text{ m} \end{array} \right. \longrightarrow NPSH_d > NPSH_r \text{ Pas de risque de cavitation}$$

7. Conception de la station de reprise SR1

7.1. Présentation générale

7.1.1. Situation

La station de reprise SR1 est située à la cote 760 N.G.A à une distance de 6,9 km à l'aval de la station de pompage SP1. De même conception que la station de pompage SP1, elle assure la reprise du pompage à partir d'une bache d'aspiration située à l'entrée de la station, et refoule vers la seconde station de reprise SR2 à la cote 1 000 N.G.A pour une HMT égale à 247,1 m.CE.

7.1.2. Vitesse d'entraînement

La station permet le refoulement d'une eau brute pouvant contenir des particules solides. Comme pour SP1, la vitesse de rotation des groupes de pompage sera limitée à une vitesse de 1 000 tr/mn.

7.2. Choix des groupes de pompage

7.2.1. Vitesse spécifique

Supposons l'utilisation de quatre (4) pompes identiques en parallèles.

Pour un débit **Q = 1,5 m³/s**, une **HMT = 247,1 m.CE**, on calcule la vitesse spécifique correspondante à une vitesse de rotation **n = 1 000 tr/mn** :

$$N_s = \frac{n Q^{1/2}}{H^{3/4}}$$

$$N_s = \frac{1000 \cdot 1,5^{1/2}}{247,1^{3/4}}$$

$$N_s = 19,7 \text{ tr/mn}$$

Cette vitesse spécifique est caractéristique à une famille de pompes géométriquement semblables de type centrifuge.

7.2.2. Type de pompe

Nous optons pour **cinq (5) pompes identiques en parallèles**, dont une de secours, de type **KSB RDLP**. Chaque pompe devra fournir un débit $Q = 1,5 \text{ m}^3/\text{s}$ pour une **HMT = 247,1 m.CE** à partir d'une bache d'aspiration dont le niveau minimal du plan d'eau assurant la mise en charge à l'aspiration de la pompe est surélevée de 3m par rapport à l'axe d'aspiration de la roue.

7.2.3. Point de fonctionnement

– Courbe caractéristique de la conduite

La résistance de la conduite est donnée par :

$$R = 1,2 \frac{8\lambda L}{g\pi^2 D^5} \longrightarrow R = 1,2 \frac{8 \times 0,01688 \times 3778,8}{9,81 \pi^2 2^5}$$

$$R = 0,19764 \text{ s}^2/\text{m}^5$$

L'équation de la courbe caractéristique de la conduite $H = H_g + RQ^2$ devient alors (figure 25) :

$$H = 240 + 0,19764Q^2$$

– Courbe caractéristique de la pompe

On utilise les courbes caractéristiques de la pompe KSB RDLP [Annexe 8].

Les courbes caractéristiques débit-hauteur pour une pompe RDLP avec une roue de diamètre $\Phi 1210$ et $\Phi 1075$ sont représentées dans la figure 24.

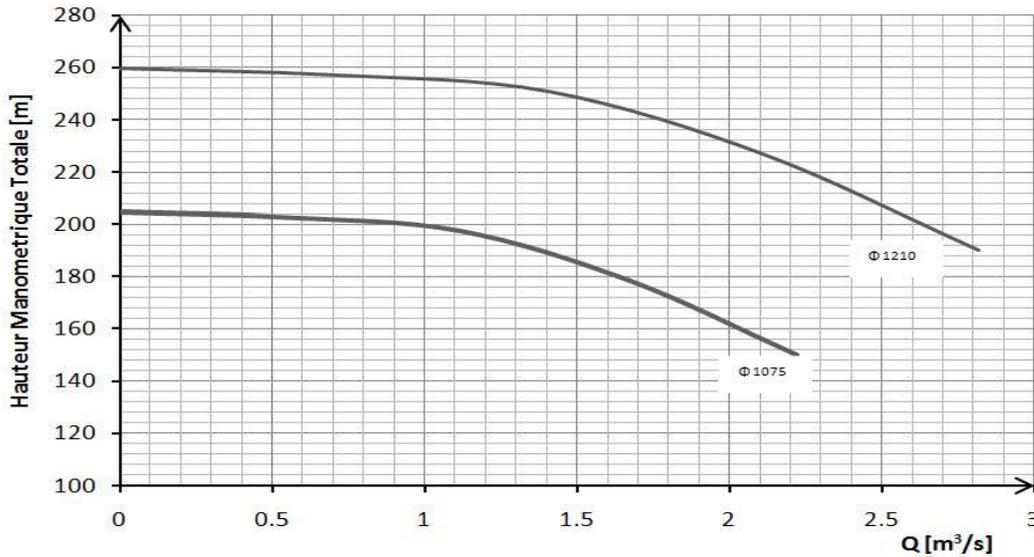


Figure 24 : Courbes caractéristiques de la pompe RDLP $\Phi 1210$

Les pompes seront assemblées en parallèle. Après addition des débits pour les quatre (4) pompes en fonctionnement, on obtient la courbe caractéristique globale du système de pompage (figure 25).

– **Détermination du point de fonctionnement du système**

L'intersection de la courbe caractéristique de la conduite et celle de la pompe nous détermine le point de fonctionnement de l'ensemble des installations de pompage de la station de pompage SR1 (figure 25).

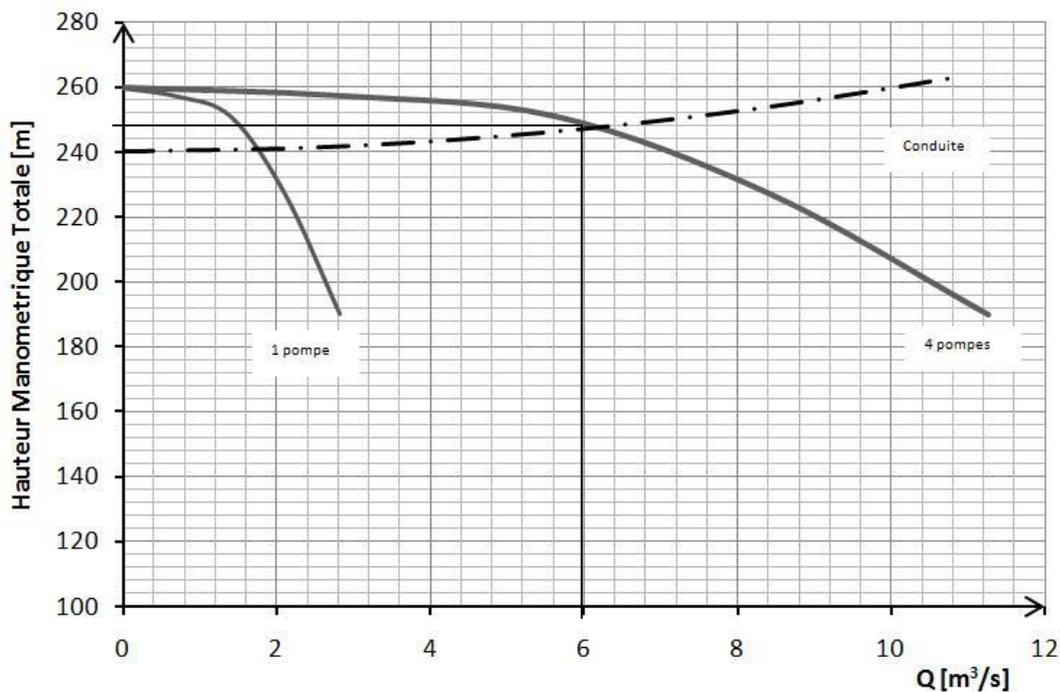


Figure 25 : Détermination du point de fonctionnement de l'ensemble des installations de pompage de la station SR1

Le point de fonctionnement correspond à une **HMT = 247,1 m.CE**, un débit **Q = 6 m³/s** et une vitesse **n = 993 tr/mn**. On obtient pour chaque groupe de pompage :

- Une **HMT = 247,1 m.CE** pour un débit **Q = 1,5 m³/s**.
- Un rendement optimal **η = 86,1%**

La puissance du groupe avec une majoration de 10% nous donne :

$$P = 1,1 \frac{\rho g HMT Q}{\eta} \text{ [KW]} \longrightarrow P = 1,1 \frac{9,81 \times 247,1 \times 1,5}{0,861}$$

$$\mathbf{P = 4\ 646\ KW}$$

La puissance totale installée de la station est : **P_T = 18 582 KW**

- **NPSH**

On vérifie la condition de non cavitation :

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\rho g} - (H_a + j_a + h_v) \longrightarrow NPSH_d = 10 - (-3 + 0,1 + 0,24)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} NPSH_d = 12,66\text{m} \\ NPSH_r = 6,10\text{m} \end{array} \right. \longrightarrow \mathbf{NPSH_d > NPSH_r} \quad \text{Pas de risque de cavitation}$$

8. Conception de la station de reprise SR2

8.1. Présentation générale

8.1.1. Situation

Identique à la station de reprise SR1, la station de reprise SR2, située à la cote 1 000 N.G.A à une distance de 3,8 km à l'aval de la station SR1, assure la reprise du pompage à partir d'une bache d'aspiration située à l'entrée de la station et refoule vers le bassin d'équilibre BE1 à la cote 1 244 N.G.A pour une HMT égale à 247,4 m.CE.

8.1.2. Vitesse d'entraînement

La station permet le refoulement d'une eau brute pouvant contenir des particules solides. La vitesse de rotation des groupes de pompage sera limitée à une vitesse de 1 000 tr/mn.

8.2. Choix des groupes de pompage

8.2.1. Vitesse spécifique

Supposons l'utilisation de quatre (4) pompes identiques en parallèles.

Pour un débit **Q = 1,5 m³/s**, une **HMT = 247,4 m.CE**, on calcule la vitesse spécifique correspondante à une vitesse de rotation **n = 1 000 tr/mn** :

$$N_s = \frac{n Q^{1/2}}{H^{3/4}}$$

$$N_s = \frac{1000 \cdot 1,5^{1/2}}{247,4^{3/4}}$$

$$N_s = 19,6 \text{ tr/mn}$$

Cette vitesse spécifique est caractéristique à une famille de pompes géométriquement semblables de type centrifuge.

8.2.2. Type de pompe

Nous optons pour **cinq (5) pompes identiques en parallèles**, dont une de secours, de type **KSB RDLP**. Chaque pompe devra fournir un débit $Q = 1,5 \text{ m}^3/\text{s}$ pour une **HMT = 247,4 m.CE** à partir d'une bache d'aspiration dont le niveau minimal du plan d'eau assurant la mise en charge à l'aspiration de la pompe est surélevée de 3m par rapport à l'axe d'aspiration de la roue.

8.2.3. Point de fonctionnement

– *Courbe caractéristique de la conduite*

La résistance de la conduite est donnée par :

$$R = 1,2 \frac{8\lambda L}{g\pi^2 D^5} \longrightarrow R = 1,2 \frac{8 \times 0,01688 \times 1540,2}{9,81 \pi^2 2^5}$$

$$R = 0,08056 \text{ s}^2/\text{m}^5$$

L'équation de la courbe caractéristique de la conduite $H = H_g + RQ^2$ devient alors (figure 26) :

$$H = 245 + 0,08056Q^2$$

– *Courbe caractéristique de la pompe*

On utilise les courbes caractéristiques de la pompe KSB RDLP [Annexe 8].

Les courbes caractéristiques débit-hauteur pour une pompe RDLP avec une roue de diamètre $\Phi 1210$ et $\Phi 1075$ sont représentées dans la figure 24.

Les pompes seront assemblées en parallèle. Après addition des débits pour les quatre (04) pompes en fonctionnement, on obtient la courbe caractéristique globale du système de pompage.

– *Détermination du point de fonctionnement du système*

L'intersection de la courbe caractéristique de la conduite et celle de la pompe nous détermine le point de fonctionnement de l'ensemble des installations de pompage de la station de pompage SR2 (figure 26).

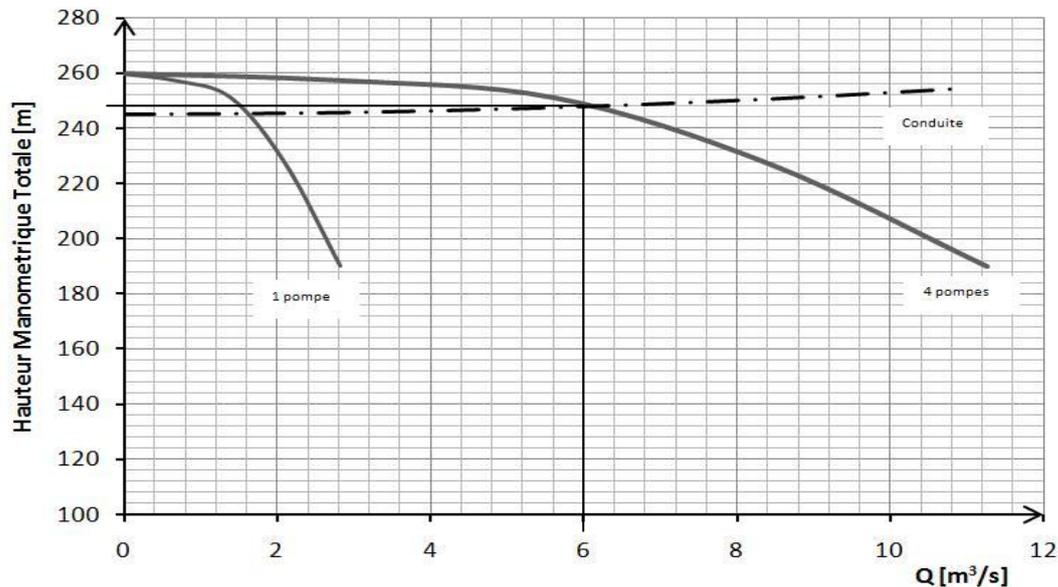


Figure 26 : Détermination du point de fonctionnement de l'ensemble des installations de pompage de la station SR2

Le point de fonctionnement correspond à une **HMT = 247,4 m.CE**, un débit **Q = 6 m³/s** et une vitesse **n = 993 tr/mn**. On obtient pour chaque groupe de pompage :

- Une **HMT = 247,4 m.CE** pour un débit **Q = 1,5 m³/s**.
- Un rendement optimal **$\eta = 86,1\%$** .

La puissance du groupe avec une majoration de 10% nous donne :

$$P = 1,1 \frac{g \text{ HMT } Q}{\eta} \text{ [KW]} \longrightarrow P = 1,1 \frac{9,81 \times 247,4 \times 1,5}{0,861}$$

$$P = 4 \text{ 651 KW}$$

La puissance totale installée de la station est : **P_T = 18 604 KW**.

– **NPSH**

On vérifie la condition de non cavitation :

$$\text{NPSH}_d = \frac{P_0}{\rho g} - (H_a + j_a + h_v) \longrightarrow \text{NPSH}_d = 10 - (-3 + 0,1 + 0,24)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{NPSH}_d = 12,66\text{m} \\ \text{NPSH}_r = 6,10\text{m} \end{array} \right.$$

$$\longrightarrow \text{NPSH}_d > \text{NPSH}_r \quad \text{Pas de risque de cavitation}$$

9. Conclusion

Tout au long de ce chapitre, nous avons énoncé les principes fondamentaux pour la bonne conception des stations de pompage et détaillé les composants hydrauliques nécessaires à leur exploitation.

Par la suite, un choix de groupes de pompage a été établi pour les trois stations de pompage du projet assurant un fonctionnement optimal du transfert.

Le fort marnage de la retenue du barrage d'Ighil Emda de plus de 20 m, nous a contraints à concevoir un système adapté pour le prélèvement de l'eau. Une station d'exhaure constituée de groupes de pompage immergées et placées à l'intérieur de tube permettra de relever les eaux à une altitude supérieure au niveau des plus hautes eaux de la retenue, mettant de ce fait l'aspiration des pompes de la station SP1 en charge.

Les pompes sélectionnées sont de type centrifuge adaptées aux caractéristiques particulières du transfert, à savoir un débit et des hauteurs importants. Les trois stations de pompage présentent des HMT proches, ce qui conduit à utiliser le même type de pompe et facilitant ainsi l'entretien et l'exploitation de l'ensemble du système.

Chaque station de pompage sera constituée de 5 pompes identiques de type KSB RDLP ou équivalent, dont une de secours assurant un débit de $1.5\text{m}^3/\text{s}$ pour une hauteur manométrique totale entre 238 et 247,4 m.CE. L'assemblage en parallèle permet de concevoir des stations de pompage pouvant assurer le fonctionnement du transfert même en cas d'arrêt de plusieurs groupes.

Chapitre VI

Protection des conduites contre le coup de bélier

Au cours de l'exploitation du transfert, les conduites et les équipements sont soumis à des variations transitoires et brusques de la pression de l'eau transportée suite à des changements de régime d'écoulement. Ce phénomène est connu sous le nom de coup de bélier.

Le fonctionnement en régime transitoire des installations hydrauliques peut provoquer des ruptures de conduites et des détériorations importantes des organes traversés. Les origines possibles des perturbations induisant ces phénomènes transitoires sont diverses, elles peuvent résulter d'une action externe, interne et même sans aucune action sur les organes installés [*Matringe*].

- Actions externes
 - Ouverture et fermeture de vannes ;
 - Démarrage et arrêt des pompes.
- Actions internes
 - Réservoirs en fin de remplissage ;
 - Fermeture de clapets anti-retours ;
 - Entrées et purges d'air.
- Sans action
 - Cavitation dynamique ;
 - Turbulence de l'écoulement.

L'étude des phénomènes transitoires permettra de parfaire le dimensionnement des installations hydrauliques et de concevoir des moyens de protections adaptées minimisant les phénomènes transitoires.

Pour l'analyse des phénomènes transitoires, nous allons recourir à une simulation sur le logiciel Cebelmail basé sur la méthode des caractéristiques que nous présenterons par la suite.

1. Théorie des phénomènes transitoires

L'étude des écoulements dans un réseau est généralement basée sur la considération d'un état d'équilibre. Lors de régimes transitoires, l'étude passe par la pose de nombreuses hypothèses simplificatrices permettant d'aboutir à des équations relativement simples [*Fox, 1984*].

Les premières méthodes d'analyse d'écoulement en régimes transitoires étaient des méthodes dites graphiques à l'exemple de la méthode de Bergeron, applicable pour des réseaux de faible nombre de conduites avec des conditions aux limites simples.

Avec le développement de l'informatique, des nouvelles méthodes analytiques ont vu le jour et aboutissent à des modèles mathématiques permettant l'analyse de réseaux complexes en régimes transitoires, et en régime d'équilibre comme condition particulière de l'écoulement.

1.1. Description physique du phénomène

Considérons une pompe munie d'un clapet et refoulant dans une conduite horizontale de longueur L alimentant un réservoir de grande dimension (niveau constant). Les pertes de charge sont supposées nulles.

Lors d'un arrêt brusque du groupe de pompage, le clapet se ferme instantanément annulant la vitesse d'écoulement en ce point.

La colonne d'eau, du fait de son inertie, poursuit son mouvement à la vitesse initiale provoquant une dépression à l'aval du clapet. La perturbation se propage de proche en proche jusqu'à l'extrémité de la conduite.

Nous sommes en présence d'un phénomène de propagation d'ondes caractérisé par une vitesse de propagation c et comportant quatre phases de durée L/c (figure 27).

- Phase 1 : l'onde de dépression se propage vers le réservoir en laissant derrière elle une conduite contractée dans laquelle l'eau est immobile. A l'instant $t = L/c$, toute la longueur de la conduite est en dépression.
- Phase 2 : lorsque l'onde atteint le réservoir, il y a réflexion avec changement de signe provoquant une onde de surpression qui repart vers le clapet. La conduite reprend sa section initiale induisant un retour d'eau. A l'instant $t = 2L/c$, la conduite a repris sa forme initiale et l'onde de surpression est réfléchi sur le clapet.
- Phase 3 : la réflexion de l'onde de surpression entraîne une nouvelle onde de même signe annulant le débit d'écoulement sur son passage et dilatant la conduite.
- Phase 4 : à l'instant $t = 3L/c$, une onde réfléchi sur l'extrémité libre du réservoir repart vers le clapet en annulant la dilatation de la conduite et provoquant un écoulement dans la direction du réservoir. Lorsque l'onde atteint le clapet à $t = 4L/c$, la conduite et l'écoulement deviennent identiques à ce qu'ils étaient à l'instant $t = 0$ et les quatre phases se répètent une nouvelle fois.

Le coup de bélier dans une conduite simple est donc un phénomène périodique de période $4L/c$ comportant une succession de phases de dépression et de phases de surpression.

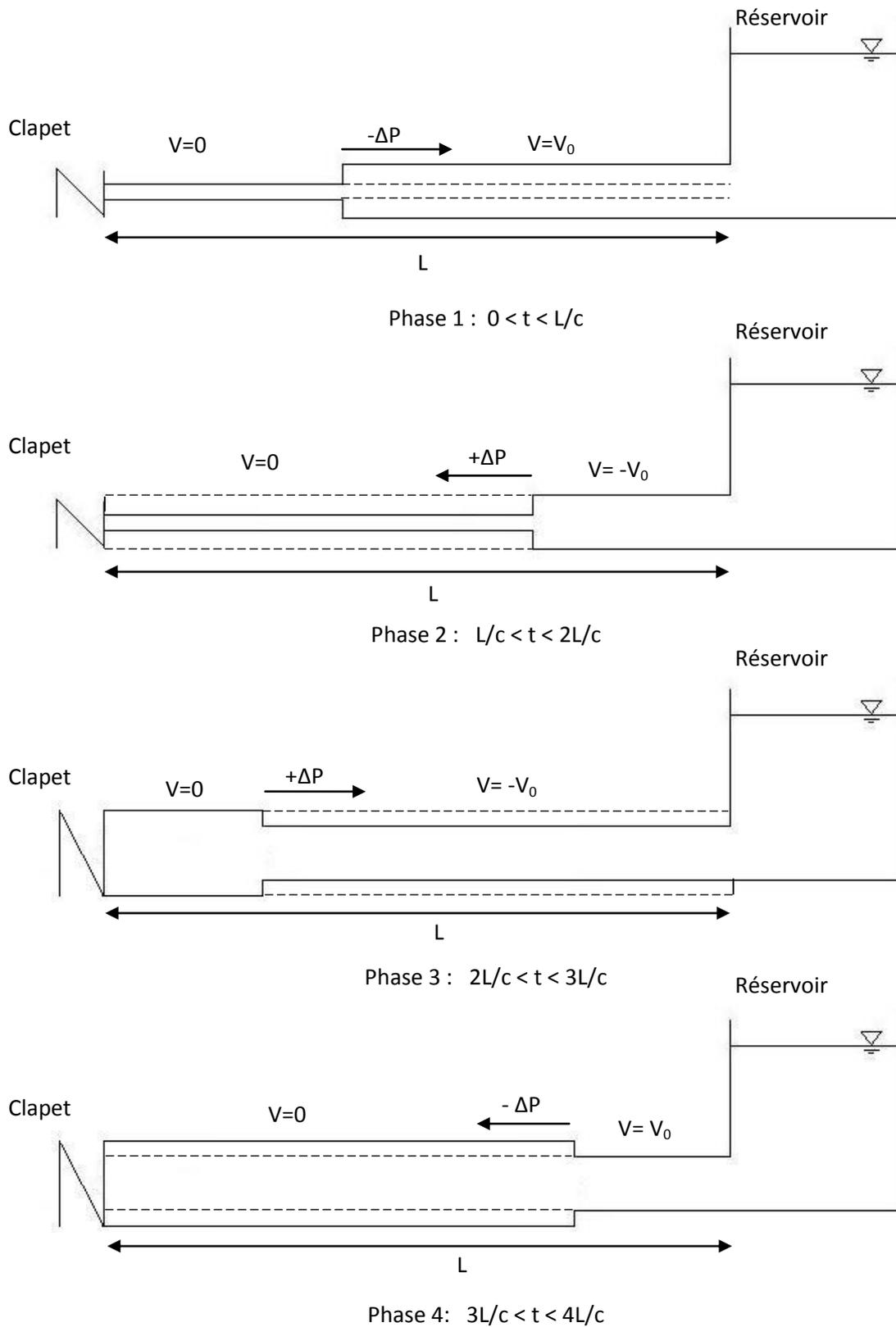


Figure 27 : Phases de propagation de l'onde

1.2. Equations générales

1.2.1. Equation de continuité

L'équation de continuité pour un écoulement unidimensionnel dans une conduite est donnée par la relation [Frelin, 2002] :

$$\frac{\partial(\rho A)}{\partial t} + \frac{\partial(\rho AV)}{\partial s} = 0 \quad (1)$$

En phases transitoires, on admet une variation de la masse volumique en fonction du temps :

$$\rho \frac{\partial A}{\partial t} + A \frac{\partial \rho}{\partial t} + V \rho \frac{\partial A}{\partial s} + A \rho \frac{\partial V}{\partial s} = 0 \quad (2)$$

1.2.2. Equation de la dynamique

L'équation générale de la dynamique pour un fluide visqueux s'exprime par la relation :

$$\rho \frac{d\vec{V}}{dt} = \vec{F}_V + \text{div } \vec{\tau} \quad (3)$$

Pour un fluide parfait en écoulement unidimensionnel, on trouve l'équation d'Euler :

$$\rho \frac{dV}{dt} = F_V - \text{grad } p \quad \longrightarrow \quad \frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial s} + g \frac{\partial Z}{\partial s} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial s} = 0 \quad (4)$$

En posant $p = P - \rho g Z$, on trouve :

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial s} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial s} = 0 \quad (5)$$

1.2.3. Oscillation en masse

Lors d'un changement progressif du régime d'écoulement, la masse volumique du fluide reste pratiquement constante. La variation de pression dans ce cas n'est pas importante et on peut considérer la conduite comme indéformable. Ce phénomène est appelé oscillation en masse.

Dans ce cas, pour une conduite de section constante, l'équation de continuité (2) devient :

$$\frac{dV}{ds} = 0 \quad (6)$$

En remplaçant dans l'équation de la dynamique (5), on trouve :

$$\frac{\partial V}{\partial t} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial s} = 0 \quad (7)$$

En intégrant l'équation à une date t , on obtient :

$$\Delta P = -\rho \Delta s \frac{dV}{dt} \quad (8)$$

Pour une conduite de longueur L et d'extrémités 1 et 2, la relation (8) devient :

$$L \frac{dV}{dt} + \left(\frac{P_2}{\rho} + gZ_2 + \frac{V_2^2}{2} \right) - \left(\frac{P_1}{\rho} + gZ_1 + \frac{V_1^2}{2} \right) = 0$$

Cette expression est valable pour un fluide incompressible s'écoulant dans une conduite indéformable et sans frottement. La détermination des conditions aux limites entraîne la résolution de cette équation.

Pour les petites installations anti-bélier, le traitement simplifié du problème comme étant une oscillation en masse peut aboutir à de bonnes estimations. La vitesse d'écoulement dépend uniquement du temps t et non de l'espace.

Si un phénomène transitoire réduisant la vitesse d'écoulement du fluide de ΔV , se propage à une vitesse c sur une distance Δs en un temps Δt égal à $\Delta s/c$. On trouve [Fox, 1984] :

$$\Delta P = -\rho \Delta s \frac{-\Delta V}{\Delta s/c} \longrightarrow \frac{\Delta P}{\rho g} = c \frac{\Delta V}{g}$$

Ce qui nous donne, lors d'un arrêt brusque de l'écoulement, la formule d'Allievi (parfois attribuée à Joukowski) :

$$\text{Pour } t < 2L/c \quad \Delta H = c \frac{V_0}{g} \quad (9a)$$

A tout instant, la pression se répartit linéairement le long de la conduite ; C'est la une propriété caractéristique des oscillations en masse.

On constate que l'amplitude du coup de bélier est proportionnelle à la vitesse d'écoulement dans la conduite et non de la pression statique qui y règne.

Afin de minimiser la valeur du coup de bélier, le temps d'arrêt de l'écoulement doit être supérieur à un aller et retour de l'onde. Au temps $t = 2L/c$, il subsistera encore une vitesse d'écoulement v .

$$\Delta H = c \frac{V_0 - v}{g}$$

Si on a $t = n2L/c$ et que le débit varie linéairement $Q_0 - q = Q_0/n$, on retrouve la formule de Michaud [Dupont, 1979] :

$$\text{Pour } t > 2L/c \quad \Delta H = \frac{2LV_0}{gt} \quad (9b)$$

Pour des installations importantes, il est nécessaire de prendre en compte la compressibilité de l'eau et l'élasticité de la conduite. Il est question d'un phénomène transitoire dit coup de bélier.

1.2.4. Propagation par onde élastique (Coups de bélier)

1.2.4.1. Equations d'Allievi

Afin de simplifier les équations fondamentales, Allievi décide de négliger les termes non linéaires et celui de la dissipation d'énergie.

Suite à un ébranlement, supposons la propagation d'une onde d'amplitude modérée au sein d'un fluide parfait.

Pour des vitesses relativement faibles de mise en mouvement des particules après passage de l'onde, le terme $V \frac{\partial V}{\partial s}$ sera négligé devant $\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial s}$. L'équation de la dynamique (5) devient :

$$\frac{\partial V}{\partial t} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial s} = 0 \quad (10)$$

Considérons une conduite de section constante en l'absence de perturbation. L'équation de continuité (2) s'écrit sous la forme [Frelin, 2002] :

$$\rho \frac{\partial A}{\partial t} + A \frac{\partial \rho}{\partial t} + A \rho \frac{\partial V}{\partial s} = 0 \quad (11)$$

Pour un fluide compressible, on dispose de l'expression du coefficient de compressibilité isentropique χ_s et de l'élasticité volumique du liquide ε :

$$\frac{\partial P}{\partial \rho} = \frac{1}{\rho \chi_s} = \frac{\varepsilon}{\rho}$$

$$\text{D'où } \frac{\partial \rho}{\partial t} = \frac{\rho}{\varepsilon} \frac{\partial P}{\partial t} \quad (12)$$

A partir de la théorie de l'élasticité pour des conduites déformables, on a :

$$dA = \frac{2A}{E} \left[\frac{d\sigma_\theta}{dP} - \nu \left(\frac{d\sigma_r}{dP} + \frac{d\sigma_s}{dP} \right) \right] dP \quad (13)$$

La contrainte linéique σ_s varie en fonction de la nature des liaisons de la conduite. On désignera par K un coefficient tenant compte ces liaisons :

$$K = \left[\frac{d\sigma_\theta}{dP} - \nu \left(\frac{d\sigma_r}{dP} + \frac{d\sigma_s}{dP} \right) \right] \quad (14)$$

A partir des relations (13) et (14), on trouve :

$$\frac{\partial A}{\partial t} = \frac{2AK}{E} \frac{\partial P}{\partial t} \quad (15)$$

En tenant compte des relations (12) et (15) et en divisant l'équation (11) par A, on aboutit à la relation suivante :

$$\rho \frac{2K}{E} \frac{\partial P}{\partial t} + \frac{\rho}{\varepsilon} \frac{\partial P}{\partial t} + \rho \frac{\partial V}{\partial s} = 0$$

D'où la relation :

$$\frac{\partial P}{\partial t} + \rho c^2 \frac{\partial V}{\partial s} = 0 \quad \text{Avec } c = \sqrt{\frac{1}{\rho \left(\frac{2K}{E} + \frac{1}{\varepsilon} \right)}} \quad (16)$$

A partir de la relation $P = \rho gh$ et des développements précédant, on trouve les équations simplifiées d'Allievi [Fox, 1984] :

$$\frac{\partial V}{\partial s} = -\frac{g}{c^2} \frac{\partial H}{\partial t} \quad \text{Équation de continuité} \quad (17)$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} = -g \frac{\partial H}{\partial s} \quad \text{Équation de la dynamique} \quad (18)$$

En dérivant la première équation par rapport à t, et la deuxième par rapport à s, on trouve :

$$\frac{\partial V}{\partial s} \frac{\partial V}{\partial t} = -\frac{g}{c^2} \frac{\partial^2 H}{\partial t^2} \quad \text{Et} \quad \frac{\partial V}{\partial t} \frac{\partial V}{\partial s} = -g \frac{\partial^2 H}{\partial s^2}$$

$$D'où : \frac{\partial^2 H}{\partial t^2} = c^2 \frac{\partial^2 H}{\partial s^2} \quad (19)$$

Reimann donne la solution de cette équation sous la forme suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} H = H_0 + F\left(t + \frac{S}{c}\right) + f\left(t - \frac{S}{c}\right) \end{array} \right. \quad (20)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V = V_0 - \frac{g}{c} \left[F\left(t + \frac{S}{c}\right) - f\left(t - \frac{S}{c}\right) \right] \end{array} \right. \quad (21)$$

F et f sont des signes fonctionnels.

Pour un observateur se déplaçant à vitesse constante c dans le sens contraire de l'écoulement de tel sorte qu'à un instant t on a :

$$s(t) = s_0 - (t-t_0)c \quad \text{et} \quad F\left(t + \frac{s(t)}{c}\right) = F\left(t + \frac{s_0 - (t-t_0)c}{c}\right) = F\left(t_0 + \frac{s_0}{c}\right)$$

On remarque que la valeur F reste constante. Elle représente des ondes se propageant dans le sens inverse du courant à l'inverse du second terme f.

La valeur du coup de bélier étant représentée par b, les équations (20) et (21) deviennent :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = H - H_0 = F\left(t + \frac{S}{c}\right) + f\left(t - \frac{S}{c}\right) \end{array} \right. \quad (22)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} -c \frac{(V - V_0)}{g} = F\left(t + \frac{S}{c}\right) - f\left(t - \frac{S}{c}\right) \end{array} \right. \quad (23)$$

L'addition des deux équations (22) et (23) donne :

$$b - \frac{c}{g}(V - V_0) = 2F$$

La soustraction des deux équations (22) et (23) donne :

$$b + \frac{c}{g}(V - V_0) = 2f$$

En termes de débit, on trouve :

$$b = \frac{c}{gA}(Q - Q_0) + 2F \quad (24)$$

$$b = -\frac{c}{gA}(Q - Q_0) + 2f \quad (25)$$

Pour un observateur se déplaçant dans le sens inverse de l'écoulement, la valeur de F reste constante. La relation (24) représente donc une droite caractéristique de la conduite en régime transitoire de pente $+c/gA$.

Si l'observateur se déplace dans le sens de l'écoulement, on déduit la droite caractéristique de la conduite en régime transitoire de pente $-c/gA$ représentée par l'équation (25).

Ces droites sont à la base de la méthode graphique de Schnyder-Bergeron. L'intersection de deux droites caractéristiques correspond au croisement de deux ondes selon les conditions limites et donnant ainsi la valeur du coup de bélier et la pression au point de rencontre (figure 28).

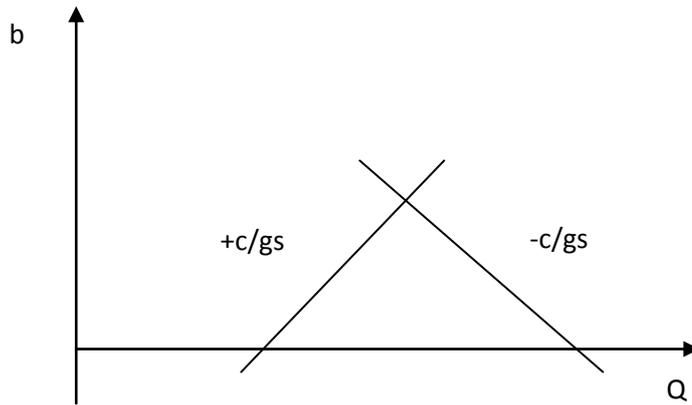


Figure 28 : Droites de Bergeron

1.2.4.2. Equations aux caractéristiques

Les équations d'Allievi ont été établies à partir de l'équation de la dynamique pour un fluide parfait. Cela conduit à négliger les dégradations énergétiques, et par conséquent, les pertes de charge linéaires ne sont pas prises en compte.

De plus, les méthodes graphiques qui en découlent ne permettent d'avoir les variations de pression le long des conduites qu'à condition de multiplier les observateurs et de les disposer aux tronçons voulus.

Afin d'améliorer l'analyse des régimes transitoires, il est donc nécessaire de revenir aux équations fondamentales.

A partir des équations générales de continuité et de la dynamique, il est possible d'arriver à des équations maniables tenant compte des dégradations énergétiques et pouvant être résolues par des programmes informatiques.

On reprend l'équation de continuité (16) établie précédemment [Frelin, 2002] :

$$\frac{\partial P}{\partial t} + \rho c^2 \frac{\partial V}{\partial s} = 0$$

Et on ajoute à l'équation de la dynamique (10) le terme de la dissipation d'énergie :

$$\frac{\partial V}{\partial t} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial s} + \frac{\delta f}{\partial s} = 0 \quad (26)$$

En remplaçant P par $\rho g H$ et en additionnant les équations (16) et (26), il en résulte :

$$\frac{\partial V}{\partial t} + g \frac{\partial H}{\partial s} + \frac{\delta f}{\partial s} + \Lambda \left(g \frac{\partial H}{\partial t} + c^2 \frac{\partial V}{\partial s} \right) = 0 \quad \text{Où } \Lambda \text{ est un coefficient quelconque} \quad (27)$$

D'où l'équation :

$$\Lambda g \left(\frac{1}{\Lambda} \frac{\partial H}{\partial s} + \frac{\partial H}{\partial t} \right) + \left(\Lambda c^2 \frac{\partial V}{\partial s} + \frac{\partial V}{\partial t} \right) + \frac{\delta f}{\partial s} = 0 \quad (28)$$

H et V étant des fonctions du temps t et de l'abscisse s :

$$\frac{dH}{dt} = \frac{\partial H}{\partial s} \frac{ds}{dt} + \frac{\partial H}{\partial t} \quad \text{Et} \quad \frac{dV}{dt} = \frac{\partial V}{\partial s} \frac{ds}{dt} + \frac{\partial V}{\partial t}$$

En posant $\frac{ds}{dt} = \frac{1}{\Lambda} = \Lambda c^2$, l'équation aux dérivées partielles (28) devient une équation différentielle sous la forme suivante :

$$\frac{d}{dt}(\Lambda gH + V) + \frac{\delta f}{\partial s} = 0 \quad (29)$$

Pour une dissipation d'énergie sous forme de pertes de charge linéaires le long d'une conduite, on a la relation suivante :

$$\delta f = \frac{dP}{\rho} = \lambda \frac{ds}{2d} V|V| \quad (30)$$

Avec $\frac{1}{\Lambda} = \Lambda c^2$, on a imposé une valeur à Λ :

$$\frac{1}{\Lambda} = \pm c \quad \text{Et} \quad \frac{ds}{dt} = \pm c \quad (31)$$

Les relations (29), (30) et (31) nous conduisent à deux systèmes d'équations différentielles dits systèmes d'équations caractéristiques :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{ds}{dt} = +c \\ d\left[\frac{g}{c}H + V\right] + \frac{\lambda}{2d}V|V|dt = 0 \end{array} \right. \quad (32)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{ds}{dt} = -c \\ d\left[-\frac{g}{c}H + V\right] + \frac{\lambda}{2d}V|V|dt = 0 \end{array} \right. \quad (33)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{ds}{dt} = -c \\ d\left[-\frac{g}{c}H + V\right] + \frac{\lambda}{2d}V|V|dt = 0 \end{array} \right. \quad (34)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{ds}{dt} = +c \\ d\left[\frac{g}{c}H + V\right] + \frac{\lambda}{2d}V|V|dt = 0 \end{array} \right. \quad (35)$$

Les relations (32) et (34) désignent les lignes caractéristiques et les relations (33) et (35) représentent les équations de compatibilité associées aux lignes caractéristiques correspondantes (figure 29).

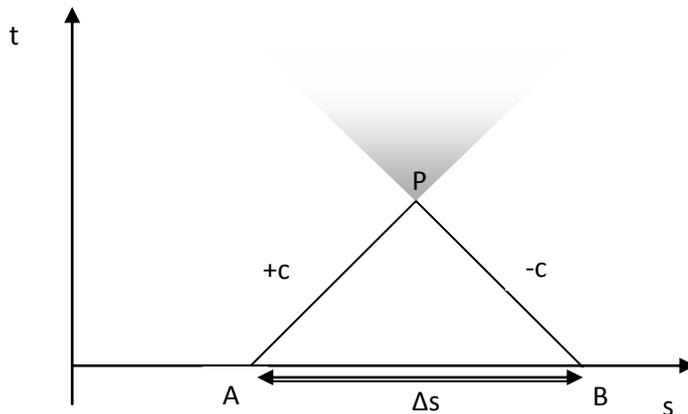


Figure 29 : Représentation des lignes caractéristiques

Dans l'hypothèse d'une vitesse de propagation c constante le long de ligne caractéristique ou bien pour des segments Δs et Δt petits, les lignes caractéristiques deviennent des droites.

L'intersession des deux droites caractéristiques AP et BP au point P détermine la solution des deux systèmes d'équations caractéristiques. Le domaine entre A et B constitue le domaine de dépendance du point P, toute perturbation qui survient dans ce domaine aura des conséquences sur le point P, la zone au dessus de P correspond à sa zone d'influence.

La résolution de ces équations s'effectue par différentes méthodes des différences finies.

Le long de la ligne caractéristique AP, la relation (33) devient :

$$\frac{g}{c}(H_P - H_A) + (V_P - V_A) + \frac{\lambda}{2d} V_A |V_A| \Delta t = 0 \quad (36)$$

Et la relation (35) le long de la droite BP :

$$-\frac{g}{c}(H_P - H_B) + (V_P - V_B) + \frac{\lambda}{2d} V_B |V_B| \Delta t = 0 \quad (37)$$

Si H_A , V_A , H_B , V_B sont connus aux point $A(s_0, t_0)$ et $B(s_0, t_0)$, On obtient les valeurs H_P , V_P par résolution des deux équations (36) et (37).

Par ce procédé, on obtient les charges H et les vitesses V à chaque pas de temps Δt le long de la conduite après détermination des conditions limites (fermeture-ouverture de vannes, démarrage-arrêt de pompes...).

2. Dispositifs anti-bélier

Supposons un arrêt progressif de l'écoulement avec une répartition linéaire de la valeur du coup de bélier le long de la conduite. Il y aura une dépression maximale près de la pompe pour les conduites de refoulement et une surpression maximale près de la vanne de régulation pour les conduites à écoulement gravitaire (figure 30).

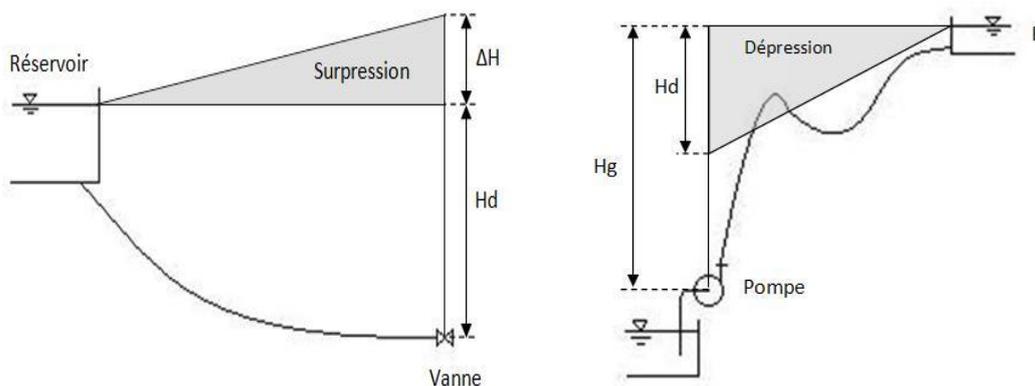


Figure 30 : Répartition des pressions en régime transitoire (fermeture lente)

On constate que les dispositifs de protection doivent être installés à l'aval des stations de pompage et à l'amont des vannes de régulation de conduites gravitaires où la variation de pression est importante. Lors de conduites de refoulement avec un profil accidenté présentant des points hauts, il s'avère nécessaire dans certain cas de prévoir des dispositifs de protection locale (entrées d'air, soupapes de décharge, cheminée d'équilibre...).

2.1. Protections basée sur des systèmes sans stockage d'énergie

– *Vannes de régulation*

De la formule de Michaud (9b) établie précédemment, on voit bien l'intérêt d'adopter une fermeture progressive de la vanne de régulation aval pour les conduites gravitaires.

Pour $t > 2L/c$, on a :
$$\Delta H = \frac{2LV_0}{gt}$$

On a vu, au cours du chapitre précédent, que l'arrêt et le démarrage des pompes étaient généralement accompagnés par une manœuvre sur la vanne de régulation placée en aval.

Pour les installations importantes, la mise en marche des pompes s'effectue vanne fermée. L'ouverture de la vanne se fait progressivement jusqu'à atteindre le point de fonctionnement du réseau diminuant ainsi l'amplitude du coup de bélier qui en résulte. La fermeture progressive de la vanne doit aussi précéder tout arrêt de groupes de pompage.

– *By-pass*

Suite à une coupure d'alimentation ou d'une disjonction d'un relais de sécurité, l'arrêt des groupes de pompage ayant une faible inertie s'effectue brutalement provoquant un coup de bélier dont il est souvent nécessaire de réduire.

On dispose d'un by-pass muni d'un clapet entre l'aspiration et le refoulement de la pompe lorsque la dépression, provoquée par un arrêt brutal de la pompe, peut devenir acceptable en évitant les pertes de charge à travers la pompe et uniquement pour des hauteurs de refoulement faibles.

– *Clapets d'entrée d'air*

Positionnées aux points hauts du profil de la conduite où la dépression admissible est dépassée. Parfois associé à des ventouses, ils permettent l'entrée d'air pour lutter contre les pressions relatives négatives.

Il est nécessaire lors de l'étude de connaître le diamètre de la ventouse, ses coefficients de perte de charge à l'entrée et à la sortie ainsi que la cote de l'orifice par rapport à la génératrice supérieure de la conduite.

Les ventouses et entrées d'air n'ont pas un comportement linéaire en fonction du temps et de la pression : le début de l'ouverture se produit après l'installation dans la conduite de l'onde de dépression, en tenant compte du déplacement des composants mécaniques et de la mise en débit. De plus, elles perdent leur étanchéité avec l'âge.

Ces équipements doivent être soumis à des contrôles réguliers au risque de mal protéger la conduite et ses installations du coup de bélier. L'étude et la fabrication de ces équipements doit être confiées à des spécialistes.

– *Soupapes de décharge*

Faisant intervenir des composants mécaniques, elles permettent d'éliminer localement les surpressions dépassant une valeur donnée dite pression de tarage. Le volume d'eau libéré en cas de surpression peut être important (figure 31 et 32).

Comme pour les clapets d'entrée d'air, l'utilisation des soupapes nécessite un entretien régulier et un contrôle rigoureux.



Figure 31 : *Soupapes de décharge en fonctionnement [photo KSB]*

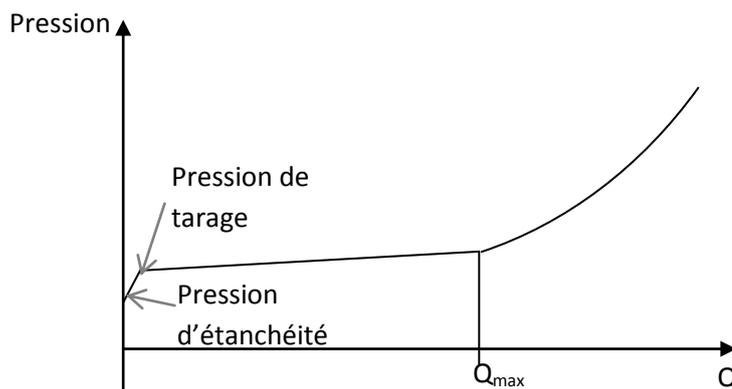


Figure 32 : *Courbe caractéristique d'une soupape de décharge*

2.2. Protections avec système de stockage d'énergie

– *Volants d'inertie*

Pour de faibles dépassements de la valeur limite de dépression à l'aval de la pompe, l'alimentation d'une conduite en cas de disjonction du groupe de pompage peut être prolongée en augmentant l'inertie du moteur grâce à un volant d'inertie.

Ce dispositif permet de protéger efficacement les petites installations de faible hauteur manométrique avec des refoulements de courte distance. L'augmentation de la longueur de la conduite à protéger entrainera l'utilisation de volants plus lourd, et par conséquent, un surdimensionnement inadmissible du moteur d'entraînement.

L'utilisation des volants d'inertie reste limitée à la réduction de la dépression en aval des pompes dans le cas de conduites n'excédant pas les centaines de mètres.

– Cheminées d'équilibre

Généralement utilisée dans les installations hydroélectriques et les conduites à écoulement gravitaire à basse pression, elles constituent une protection complémentaire à la fermeture progressive de la vanne de régulation aval.

L'utilisation des cheminées d'équilibre pour les conduites de refoulement se limite à de faibles hauteurs manométriques. L'installation de ce dispositif près de la station de pompage exige une hauteur totale supérieure à la charge donnée par les pompes (figure 34). Cependant, elles peuvent être utilisées, en combinaison avec un réservoir d'air au niveau de la station de pompage, comme protection contre la cavitation à certains points hauts sur la conduite (figure 33).

Elles permettent de transformer les transitoires de hautes fréquences et de pressions élevées, en transitoires de basses fréquences et de faibles pressions. Le régime transitoire dans une conduite avec cheminée d'équilibre se réduit donc à un phénomène d'oscillation en masse entre deux surfaces libres jusqu'à obtention des conditions statiques.



Figure 33 : Cheminée d'équilibre de l'aménagement hydroélectrique Manicouagan 5, Canada

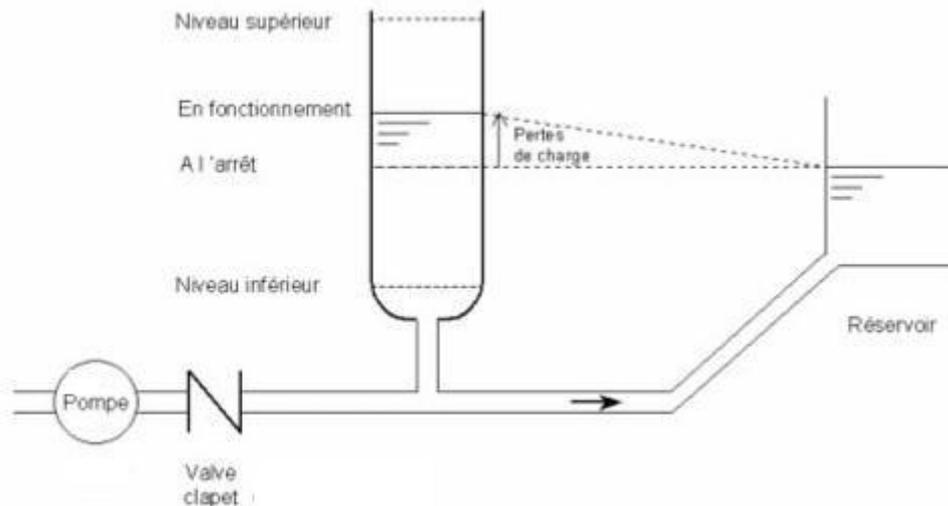


Figure 34 : Installation d'une cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement

– Réservoirs d'air

Les réservoirs d'air sont des dispositifs simples protégeant l'installation des surpressions et des dépressions en régime transitoire. Ils sont conçus suivant le principe de la compressibilité des gaz : les transitoires thermiques étant peu connus en détail, on utilise généralement une loi dite polytropique.

$$P V^\gamma = \text{constante}$$

Où P représente la pression du gaz, V sont volume et γ un exposant entre 1 (isotherme-vidanges lentes) et 1,4 (isentropique-vidanges rapides).

Dans le cas de surpression dans la conduite, l'eau pénètre dans le réservoir et comprime le gaz emprisonné à l'intérieur. Quand une baisse de pression survient, l'eau ressort du réservoir évitant ainsi les phénomènes de cavitation et l'écrasement de la conduite par dépression.

Avec le temps, le gaz contenu dans le réservoir se dissout dans l'eau et s'évacue à travers la conduite. Il est indispensable dans ce cas de prévoir un système réservoir-compresseur permettant de réguler le volume d'air en fonction des niveaux d'eau et de la pression à l'intérieur du réservoir (figure 35).

L'utilisation de réservoirs d'air à proximité des pompes peut entraîner des coups de clapet. Lors de l'arrêt du pompage, l'écoulement dans la conduite s'annule puis s'inverse entraînant la fermeture du clapet situé à l'aval de la pompe.

Si la fermeture du clapet ne s'effectue pas avant l'inversement de l'écoulement, le battant est appliqué brusquement et bruyamment sur son siège, soumettant le matériel à des contraintes importantes. Or, l'installation d'un réservoir d'air provoquera un retour d'onde plus rapide vers le clapet, et donc, diminuera le temps d'inversement du débit.

Il est donc préférable d'éloigner le dispositif anti-bélier du clapet de pompe et d'adopter des clapets à fermeture plus rapide (clapets à ressort, clapets à battants multiples...)

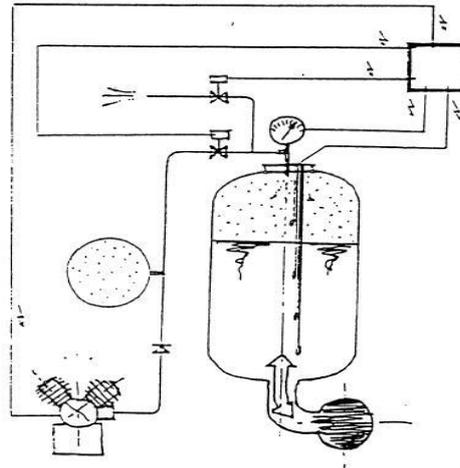


Figure 35 : Principe d'installation d'un système réservoir-compresseur [Charlatte]

Il existe des réservoirs d'air équipé de vessie, empêchant la dissolution du gaz. Ils sont utilisés essentiellement pour les eaux claires et pour les eaux potables où l'utilisation de compresseurs est exclut. Le recours à une vessie est déconseillé dans le cas d'une eau chargée en particules solides ou contenant des matières fermentescibles provoquant des poche d'air.

– **Anti-bélier à régulation d'air automatique ARAA**

La conception d'un réservoir d'air pour la protection d'une conduite de faible pente conduit souvent à adopter des volumes d'air importants. Une solution consiste à allier les avantages des réservoirs d'air et des cheminées d'équilibre en un seul équipement appelé ARAA.

Lorsque le niveau d'eau dans le réservoir n'atteint pas le flotteur, l'équipement fonctionne à la pression atmosphérique d'une manière identique à une cheminée d'équilibre. Une fois que le flotteur obstrue le tube plongeur, l'air enfermé se comprime avec l'augmentation de la pression dans la conduite (figure 36).

Ce système particulièrement adapté aux refoulements d'effluents chargés avec des profils plats permet une protection contre les dépressions à l'arrêt des pompes identique aux réservoirs d'air, puis fonctionne à la pression atmosphérique transformant le phénomène transitoire en oscillation en masse. Il présente l'avantage de ne nécessiter aucun control de quantité d'air, mais il est conseillé d'effectuer un arrêt de pompage journalier afin de renouveler l'air.

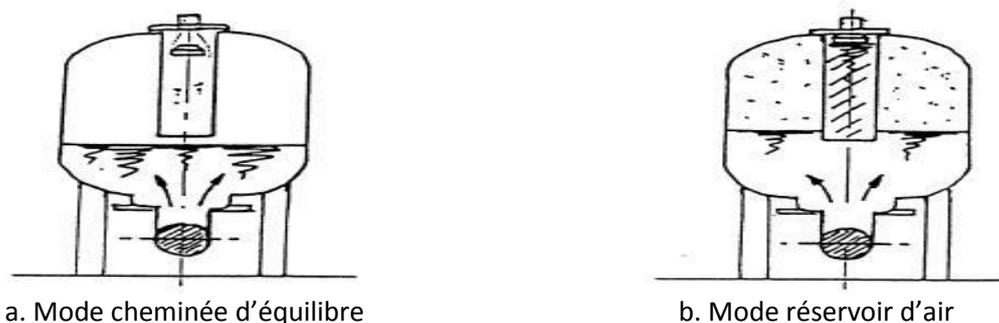


Figure 36 : Principe de fonctionnement de l'ARAA [Charlatte]

3. Etude des régimes transitoires du transfert

Au cours de l'étude, nous allons déterminer à l'aide d'un logiciel de simulation les pressions minimales et maximales le long de la conduite de transfert à la suite d'une manœuvre ou d'un événement exceptionnel. Puis, on établira un choix d'équipements de protection adéquat afin de réduire l'amplitude des régimes transitoires à des limites admissibles.

L'analyse des régimes transitoires s'effectuera à l'aide du logiciel Cebelmail.

3.1. Etapes de calcul

- a) Définir le régime permanent initial. Dans le cas où il existerait plusieurs régimes permanents, on prendra le cas le plus défavorable pour l'étude du régime transitoire ;
- b) Déterminer les éléments susceptibles d'engendrer un phénomène transitoire ;
- c) Effectuer le calcul en régime transitoire suivant les différents scénarii envisageables sans dispositifs de protection et évaluer l'amplitude du coup de bélier ;
- d) Choisir et dimensionner les protections anti-bélier aux sections présentant des surpressions ou dépressions excessives. Le dimensionnement s'effectue par calculs successifs jusqu'à obtention de courbes enveloppes des pressions minimales et maximales admissibles le long de la conduite.

3.2. Présentation du logiciel Cebelmail

Cebelmail est un logiciel de modélisation des phénomènes transitoires par la méthode des caractéristiques causées par une large gamme de composants. Le logiciel a été développé dans les années 80 par une équipe du CEMAGREF, notamment par Maurice MEUNIER, auteur de l'ouvrage "les coups de béliers et la protection des réseaux d'eau sous pression", puis traduit du FORTRON au C++ et amélioré par la société DIADEME en 1993.

Les potentialités de modélisation du logiciel sont multiples :

- Simplicité de la gestion des réseaux par une combinaison de nœuds et d'arcs ;
- Analyse des régimes transitoires par la méthode des caractéristiques ;
- Traitement des réseaux ramifiés et maillés ;
- Modélisation en transitoire des pompes, vannes de régulation, soupapes de décharge, cheminées d'équilibre et réservoirs d'air ;
- Analyse de la cavitation/séparation de liquide.

3.2.1. Hypothèses de calcul

La résolution des équations caractéristiques s'effectue par pas de temps sur une durée limitée par l'utilisateur et reposant sur les hypothèses suivantes :

- Ecoulement d'un liquide unidimensionnel ;
- Pas de réactions chimiques ;

- La vitesse de propagation de l'onde reste constante pendant le régime transitoire ;
- Fluide newtonien.

3.2.2. Paramètres essentiels de la modélisation

- La représentation respectueuse du profil de la conduite avec ses points hauts, ses points bas, les nœuds correspondant aux changements importants de pente et aussi ceux sur lesquels sont placés des équipements ;
- La schématisation du réseau de façon à retenir que les nœuds et tronçons importants. Il en résultera une simplification des calculs et une réduction du temps d'exécution significative ;
- Bien définir les extrémités des conduites (niveaux des réservoirs, ouvertures libres, bouts morts...);
- La représentation fidele du fonctionnement et des caractéristiques des équipements suivant les données proposées par le logiciel.

3.3. Dimensionnement des dispositifs de protection

Compte tenu du nombre limité d'équipement sur la conduite de transfert et du principe de démarrage et d'arrêt des pompes sur vanne fermée, les régimes transitoires sont essentiellement causés par arrêt inopiné d'un ou plusieurs groupes de pompage suite à une coupure d'alimentation électrique où à une disjonction d'un relais de sécurité.

On étudiera le cas extrême où les quartes pompes de chaque station de pompage s'arrête brusquement.

3.3.1. Modélisation

Le transfert sera divisé en trois (3) parties indépendantes hydrauliquement dans sa partie refoulement : SP1-SR1, SR1-SR2, SR2-BE1.

Les niveaux des bassins d'aspiration de chaque station de pompage sont supposés constants (niveaux minimums) et les groupes de pompage seront schématisés par une seule pompe d'un débit de $6 \text{ m}^3/\text{s}$ et de hauteur manométrique nominale H_n (tableau 49).

On disposera de clapets anti-retour empêchant le dévirage des pompes.

Tableau 49 : Niveaux minimaux des baches d'aspiration des stations de pompage

Tronçon	L [m]	D [m]	H_n [m]	Alt Pompes [m NGA]	Niveau Amont [m NGA]	Niveau aval [m NGA]
SP1-SR1	6895,7	2	238	532	535	757
SR1-SR2	3778,8	2	247,1	754	757	997
SR2-BE1	1540,2	2	247,4	994	997	1244

La vitesse de propagation de l'onde, dépendante du type de canalisation choisit DN2000 avec une épaisseur uniforme de 14,5 mm et une nuance d'acier de 360 MPa pour le refoulement, sera prise $c = 1100$ m/s.

3.3.2. Tronçon SP1-SR1 : disjonction des groupes de pompage SP1

On suppose un arrêt instantané des groupes de pompage représentés par une pompe unique (inertie négligée) avec un clapet anti retour disposé à la sortie de la pompe schématisé par une perte de charge singulière infinie dans le sens contraire de l'écoulement.

3.3.2.1. *Régime transitoire sans protection anti-bélier*

– *Modélisation du réseau*

Conduite $k = 0,1$ mm, $D = 2000$ mm, $c = 1100$ m/s

n1 : Réservoir, $Z_0 = 535$ m

n1-n2 : Pompe centrifuge, H nominale = 238 m, manœuvre = disjonction $t = 1$ s, $Q_n = 6$ m³/s

n2 : Nœud simple, $Z_{sol} = 532$ m

n2-n3 : Perte de charge singulière, $\alpha_1 = 0$, $\alpha_2 = 1.10^{20}$

n3 : Nœud simple, $Z_{sol} = 532$ m

n3-n4 : Conduite, $L = 1415$ m

n4 : Nœud simple, $Z_{sol} = 660$ m

n4-n5 : Conduite, $L = 242$ m

n5 : Nœud simple, $Z_{sol} = 698$ m

n5-n6 : Conduite, $L = 290$ m

n6 : Nœud simple, $Z_{sol} = 700$ m

n6-n7 : Conduite, $L = 337$ m

n7 : Nœud simple, $Z_{sol} = 748$ m

n7-n8 : Conduite, $L = 1500$ m

n8 : Nœud simple, $Z_{sol} = 600$ m

n8-n9 : Conduite, $L = 342$ m

n9 : Nœud simple, $Z_{sol} = 657$ m

n9-n10 : Conduite, $L = 463$ m

n10 : Nœud simple, $Z_{sol} = 555$ m

n10-n11 : Conduite, $L = 1763$ m

n11 : Nœud simple, $Z_{sol} = 744$ m

n11-n12 : Conduite, $L = 132$ m

n12 : Nœud simple, $Z_{sol} = 732$ m

n12-n13 : Conduite, $L = 395$ m

n13 : Réservoir, $Z_0 = 757$ m

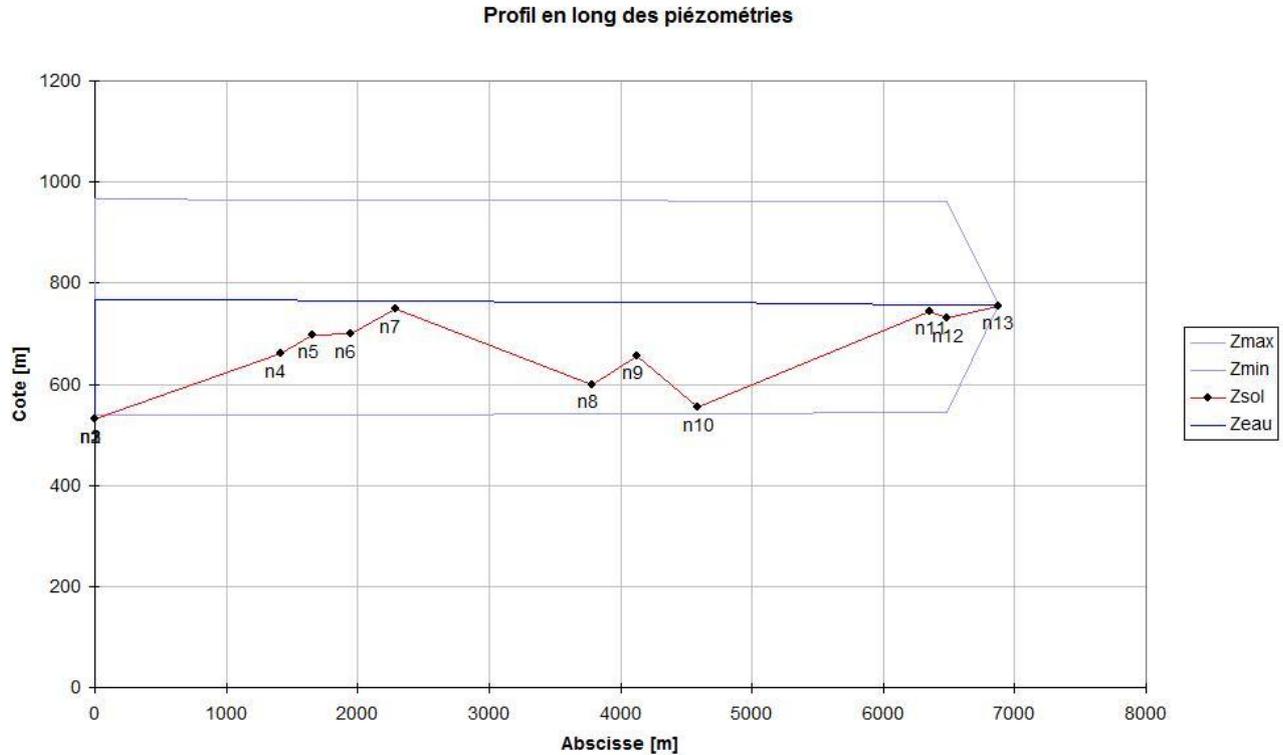


Figure 37 : Courbes enveloppes des pressions SP1-SR1 sans protections

On constate à partir de la figure 37, une surpression et une dépression maximales de l'ordre de 431 m.CE (nœud n3) et -208 m.CE (nœud n7) respectivement. Il est donc nécessaire de prévoir des dispositifs de protection.

3.3.2.2. Choix et dimensionnement des dispositifs

Afin de réduire la dépression sur cette ligne de refoulement, on dispose d'un réservoir d'air à l'aval de la station de pompage avec un volume déterminé par calculs successifs.

Le volume du réservoir d'air étant proportionnel au volume de la conduite à protéger, la longueur importante de 6,8 km nous conduit à des volumes excessifs. De plus, le point haut du profil de la conduite noté n7 présente une importante dépression ne pouvant être protégé efficacement que par une cheminée d'équilibre.

On opte alors pour une protection composée d'un réservoir d'air au nœud n3 et d'une cheminée d'équilibre au nœud n7

– Réservoir d'air

Il permet l'alimentation de la conduite au nœud n3 à l'aide d'une réserve d'eau suite à la disjonction des groupes de pompage et réduira aussi bien les dépressions que les surpressions le long de la conduite.

Pour des installations de faible importance, un dimensionnement simplifié peut être effectué à l'aide de l'abaque de M. Vibert en supposant le phénomène comme une oscillation en masse et en négligeant les pertes de charge.

Dans le cas d'une installation de grande capacité, la méthode simplifiée entraîne rapidement des volumes de réservoir excessifs et il est alors nécessaire de prendre en compte les pertes de charge linéaires et singulières.

Le réservoir sera relié à la conduite principale DN2000 par une conduite de diamètre $d = 700\text{mm}$ ($d \approx D/2$) équipée d'un clapet à battant percé comme organe d'étranglement amortissant ainsi rapidement les oscillations et abaissant la courbe enveloppe des surpressions.

Lors de la fermeture du clapet pour un écoulement entrant au réservoir, un orifice de diamètre $d' = 160\text{mm}$ permet le libre passage de l'eau. A partir de l'Abaque des pertes de charge dans un diaphragme [Annexe 9] et avec $m = d'^2/d^2$, on trouve :

$$m = 0,052 \longrightarrow c' = 2,66 \quad \text{où } c' \text{ représente la perte de charge dans un diaphragme.}$$

La relation $\Delta H = c' V^2/2g$ pouvant s'écrire sous la forme $\Delta H = \alpha Q^2$, on aboutit à un coefficient de perte de charge $\alpha = 335,24$. La perte de charge singulière de l'écoulement sortant du réservoir sera nulle (clapet totalement ouvert).

Une fois que le volume initial V_0 du réservoir à la pression atmosphérique P_{atm} est fixé, on calcule la pression absolue en régime permanent P_0 suivant une loi isotherme :

$$P_{\text{atm}} V_0 = P_0 U_0 \quad \text{avec, } U_0 \text{ représentant le volume d'air initial dans le réservoir à la pression } P_0$$

$$P_0 = Hg - h_0 + 10$$

Au cours d'un régime transitoire, la variation du volume d'air s'effectue suivant une loi polytropique :

$$P U^\gamma = P_0 U_0^\gamma \quad , \gamma \text{ varie entre 1 et 1,4 (on prend généralement 1,2)}$$

D'où :

$$P_{\text{min}} = \frac{P_0 U_0}{U_{\text{max}}^\gamma} \quad \text{Et } P_{\text{max}} = \frac{P_0 U_0}{U_{\text{min}}^\gamma}$$

Lors des calculs, on négligera les pertes de charge linéaires dues à la conduite de raccord.

– *Cheminée d'équilibre*

Elle sera positionnée au point haut (nœud n7) à la cote 748 NGA. Sa section sera choisie de façon à avoir des variations de niveaux acceptables sans dénoyage. L'augmentation de la section diminuera l'amplitude de variation du niveau d'eau mais augmentera la période des oscillations, pénalisant le temps de redémarrage du système de transfert.

– Résultats des calculs

La simulation sur le logiciel nous donne les résultats suivants :

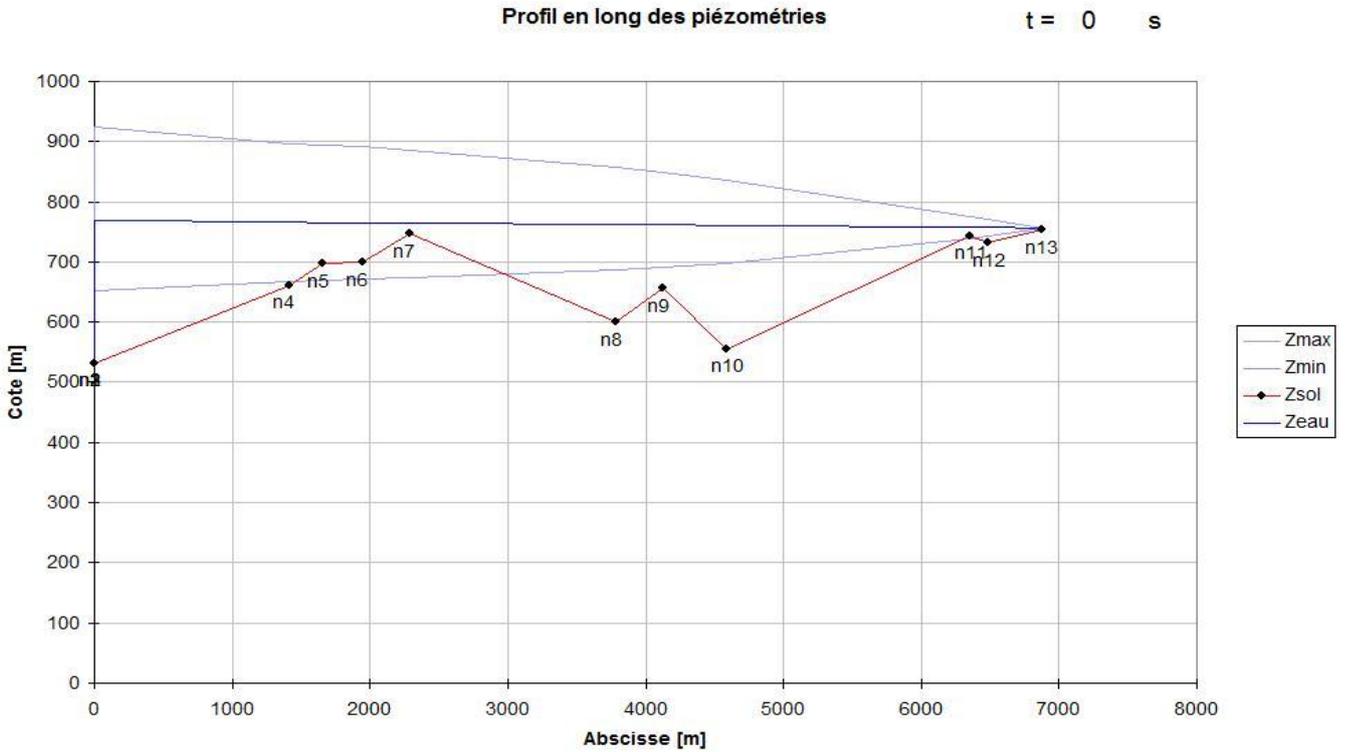


Figure 38 : Courbes enveloppes des pressions dans le tronçon SP1-SR1 avec réservoir d'air $V_0=2000m^3$

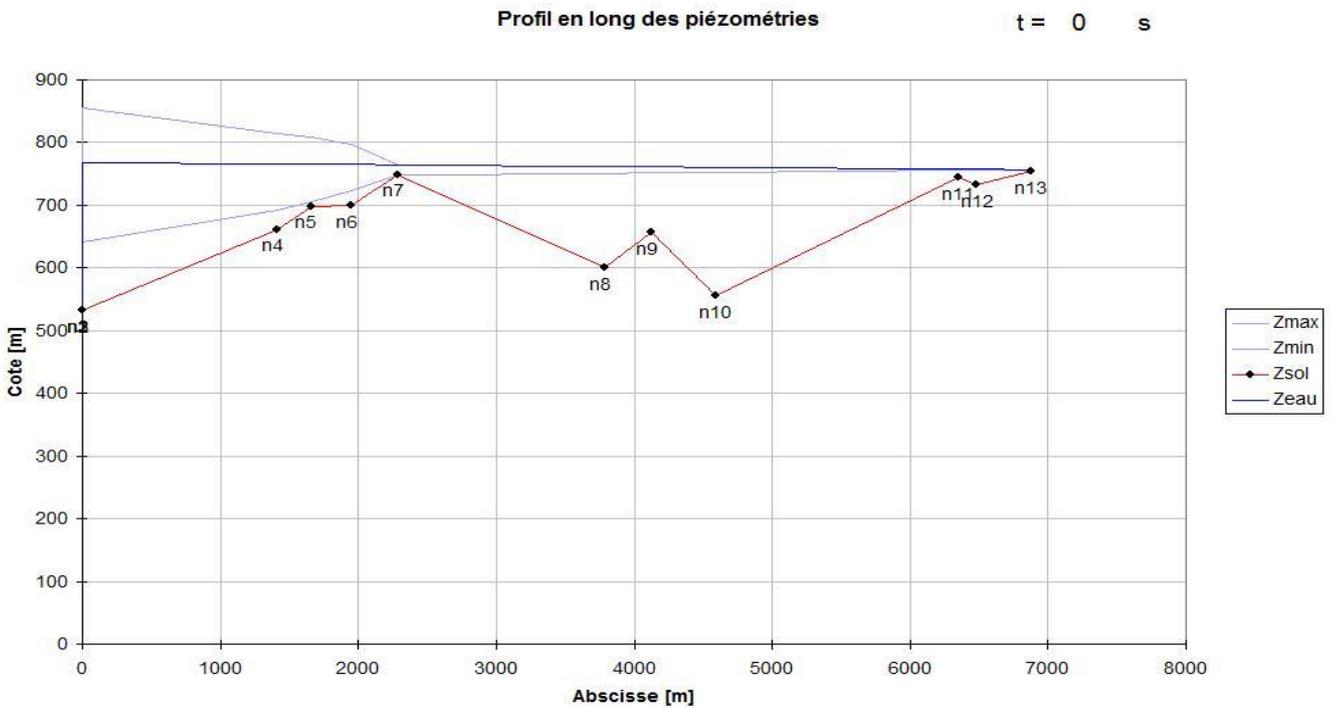


Figure 39 : Courbes enveloppes des pressions dans le tronçon SP1-SR1 avec cheminée d'équilibre et réservoir d'air

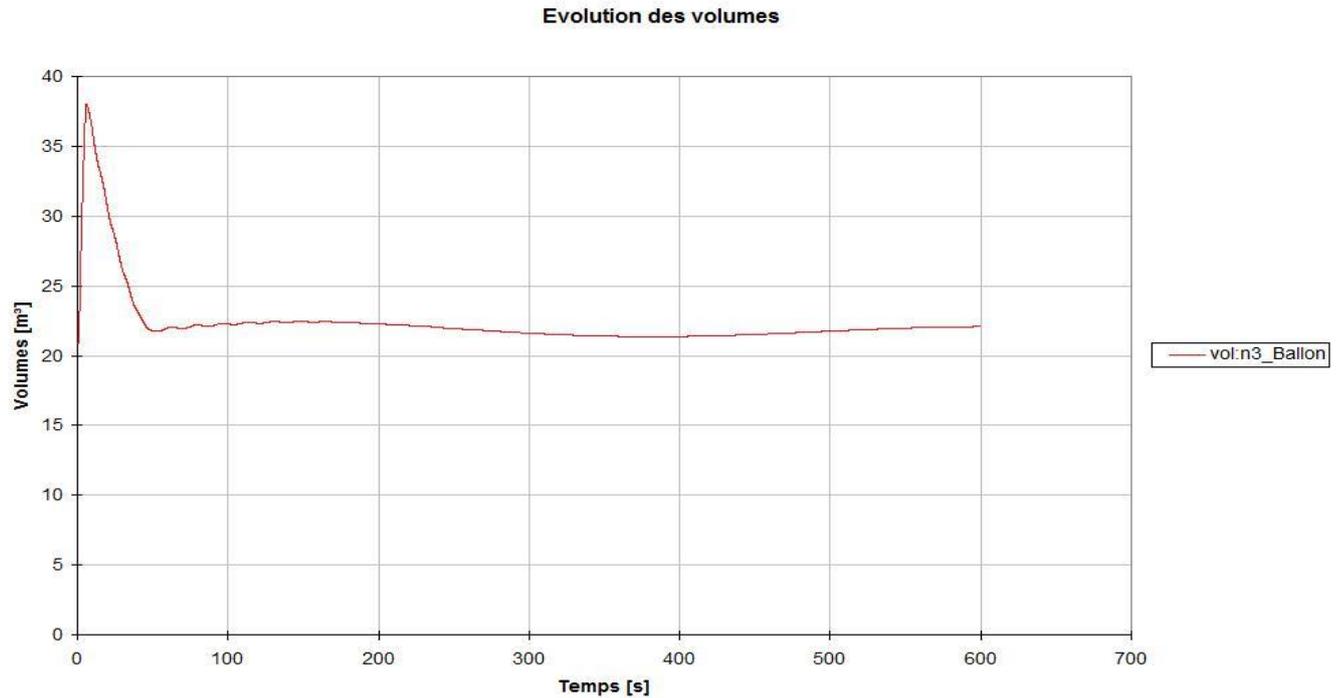


Figure 40 : Variation du volume d'air dans le réservoir anti-bélier

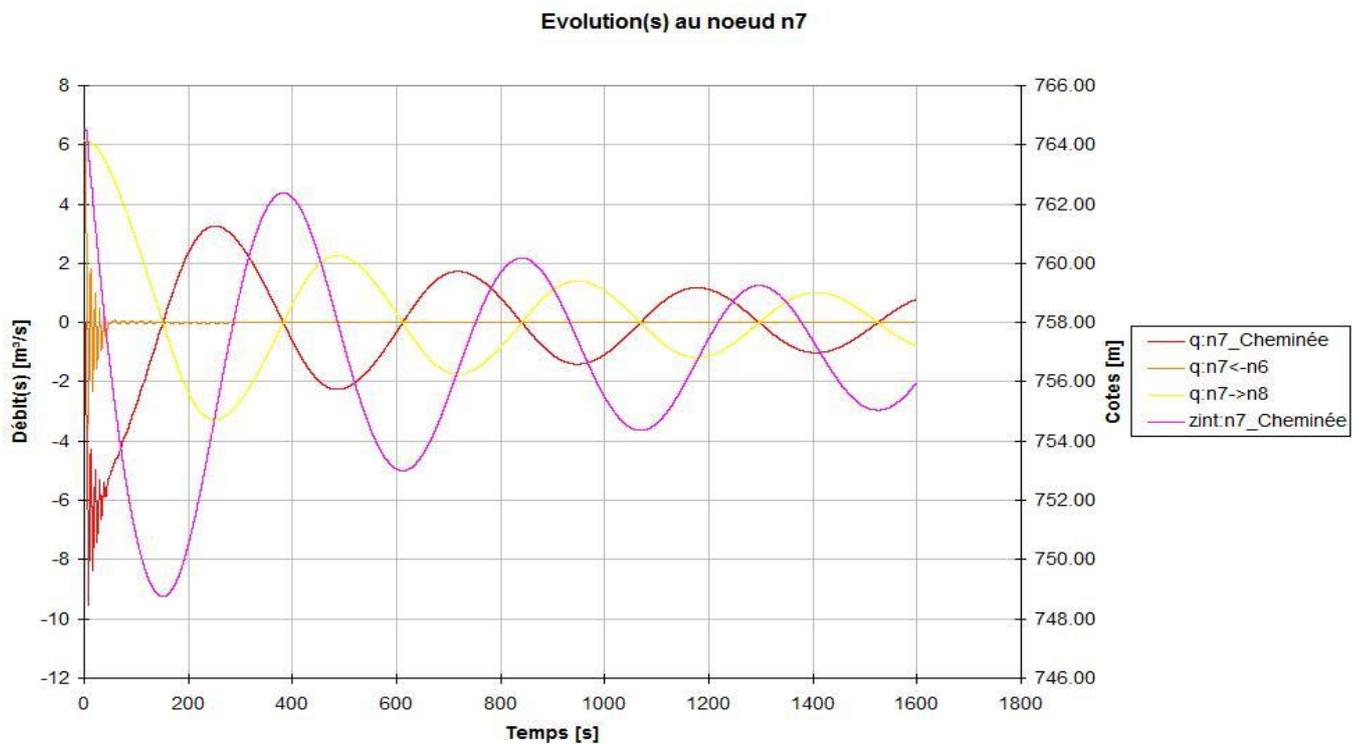


Figure 41 : Variation des débits et du niveau piézométrique dans la cheminée d'équilibre

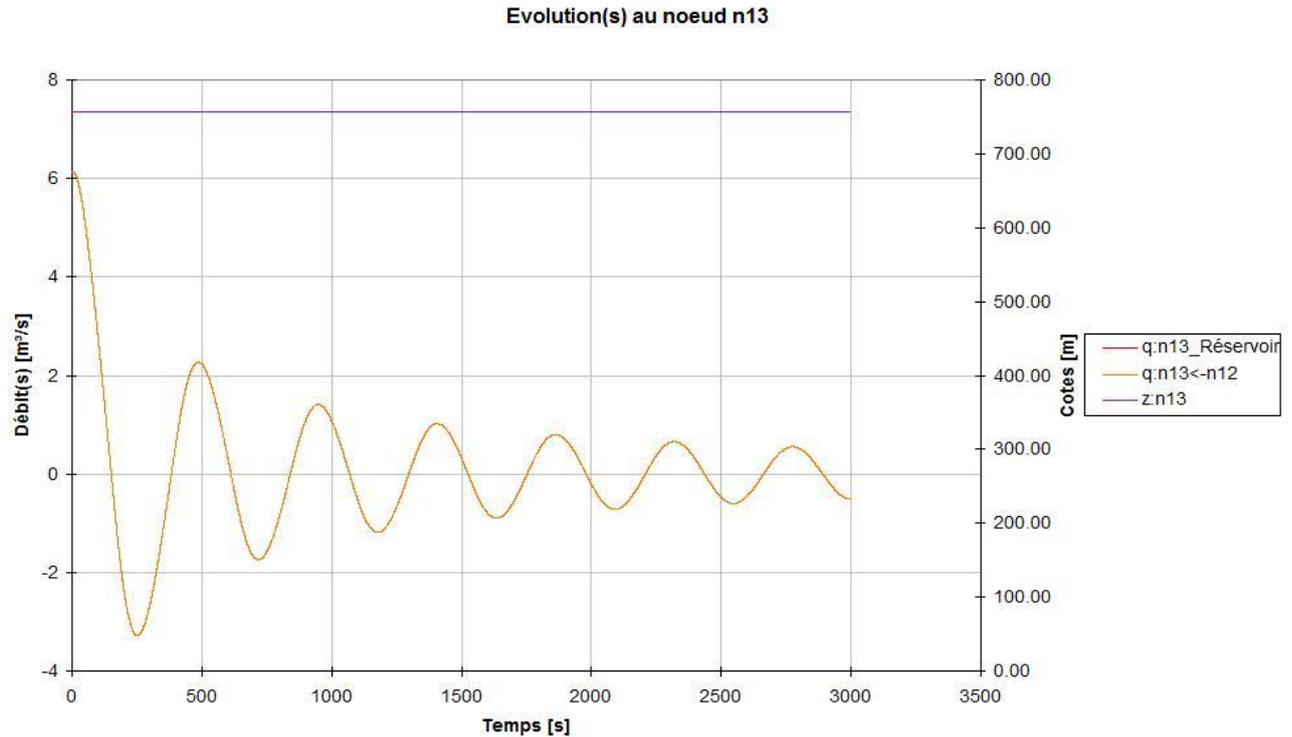


Figure 42 : Variation du débit à l'entrée du réservoir de refoulement de SR1

– *Analyse des résultats*

A partir de ces résultats (figure 39), on constate des pressions maximales de fonctionnement de l'ordre de 324 m.CE. Il n'existe aucune dépression le long de la conduite.

La cheminée d'équilibre, implantée à la cote 748 NGA à 2,28 km au sud de la station de pompage SP1, a pour caractéristiques :

- Niveau maximal du plan d'eau à la cote 764,6 NGA
- Niveau minimal du plan d'eau à la cote 748,8 NGA
- Section $S = 35 \text{ m}^2$

Ceci correspond à une simulation pour des niveaux minimaux des baches d'aspiration et de refoulement. Le fonctionnement des baches à leurs niveaux maximaux entraînera une augmentation du même ordre du niveau maximal du plan d'eau dans la cheminée d'équilibre.

On prendra donc une hauteur de cheminée de 20m de haut. L'ouvrage sera constitué d'une canalisation enterrée de type DN2000, ascendante et avec une pente de 0,112 m/m pouvant contenir un volume d'eau de 700 m^3 (figure 43).

La figure 41 indique une séparation hydraulique du régime transitoire entre le tronçon amont et aval de la cheminée d'équilibre : le débit vers l'amont influence faiblement le débit aval.

On remarque à partir de la figure 42, représentant la variation du débit à l'entrée du réservoir de refoulement SR1, que la variation du débit induite par l'oscillation en masse entre la cheminée d'équilibre et le réservoir de refoulement SR1 conduit à prévoir un volume important au niveau de SR1 afin de réguler le niveau du plan d'eau et stabiliser le phénomène.

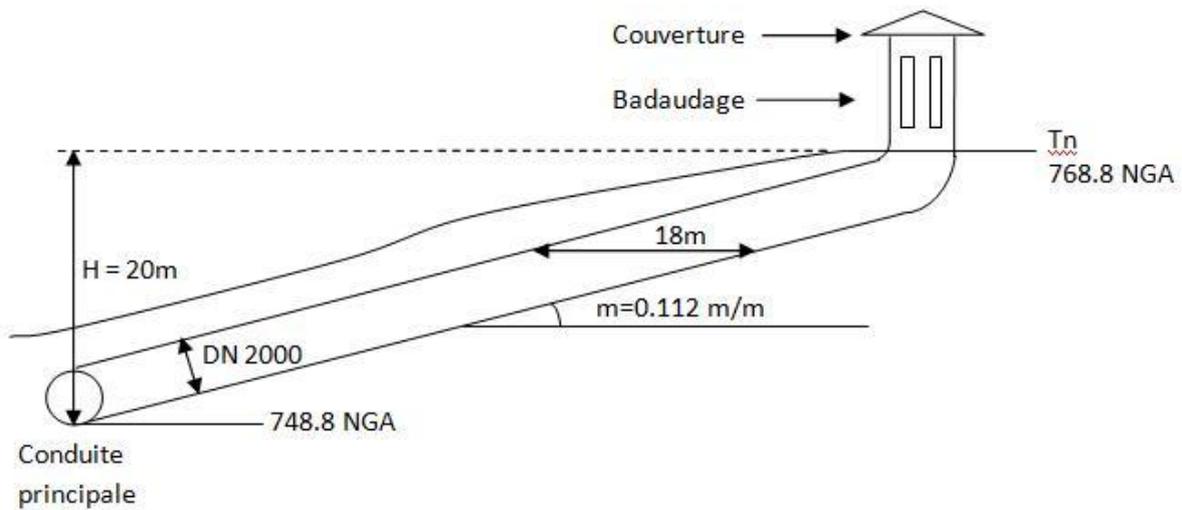


Figure 43 : Dimensionnement de la cheminée d'équilibre

Le dimensionnement du réservoir d'air nous donne un volume d'air $V_0 = 500 \text{ m}^3$ à la pression atmosphérique. Pour un niveau initial dans le réservoir à la cote 536 NGA, on trouve:

$U_0 = 21,28 \text{ m}^3$ à la pression $P_0 = 242,59 \text{ m.CE}$

$U_{\max} = 38,64 \text{ m}^3$ à la pression $P_{\min} = 118,59 \text{ m.CE}$

On opte pour un réservoir de 50 m^3 , soit un cylindre horizontal de 3 mètres et une longueur $L = 7,1 \text{ m}$ (figure 44).

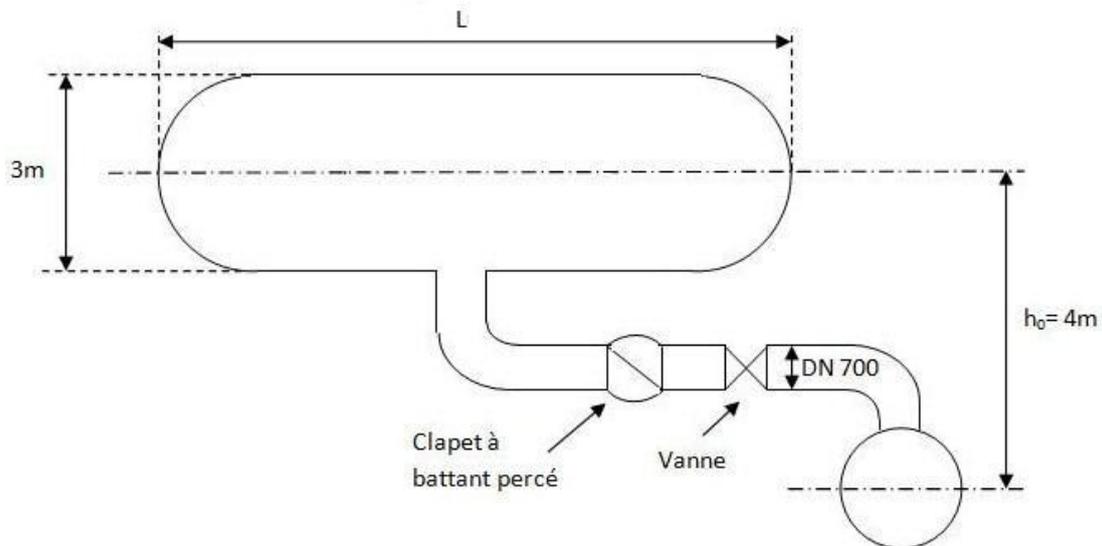


Figure 44 : Dimensionnement du réservoir d'air

3.3.3. Tronçon SR1-SR2 : disjonction des groupes de pompage SR1

3.3.3.1. *Régime transitoire sans protection anti-bélier*

– *Modélisation du réseau*

Conduite $k = 0.1$ mm, $D = 2000$ mm, $c = 1100$ m/s

n1 : Réservoir, $Z_0 = 757$ m

n1-n2 : Pompe centrifuge, H nominale = 247,1 m, manœuvre = disjonction $t = 1$ s, $Q_n = 6$ m³/s

n2 : Nœud simple, $Z_{sol} = 754$ m

n2-n3 : Perte de charge singulière, $\alpha_1 = 0$, $\alpha_2 = 1.10^{20}$

n3 : Nœud simple, $Z_{sol} = 754$ m

n3-n4 : Conduite, $L = 271$ m, $n^\circ = 1$

n4 : Nœud simple, $Z_{sol} = 803$ m

n4-n5 : Conduite, $L = 672$ m, $n^\circ = 1$

n5 : Nœud simple, $Z_{sol} = 755$ m

n5-n6 : Conduite, $L = 629$ m, $n^\circ = 1$

n6 : Nœud simple, $Z_{sol} = 847$ m

n6-n7 : Conduite, $L = 708$ m, $n^\circ = 1$

n7 : Nœud simple, $Z_{sol} = 798$ m

n7-n8 : Conduite, $L = 1489$ m, $n^\circ = 1$

n8 : Réservoir, $Z_{sol} = 994$ m, $Z_0 = 997$ m

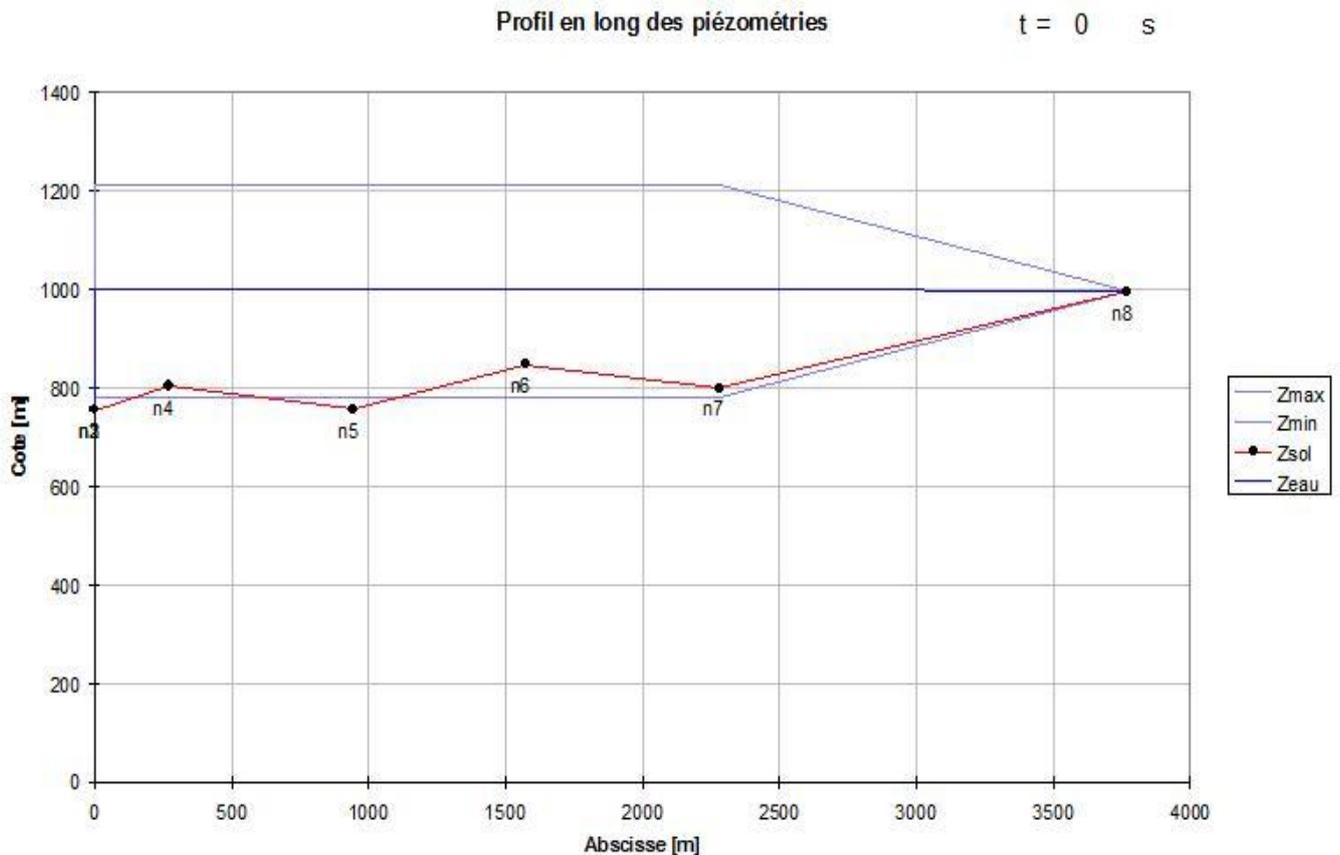


Figure 45 : Courbes enveloppes des pressions dans le tronçon SR1-SR2 sans protections

On constate à partir de la figure 45 une surpression et une dépression maximales de l'ordre de 455 m.CE (nœud n5) et -67,1 m.CE (nœud n7) respectivement. Il est donc nécessaire de prévoir des dispositifs de protection.

3.3.3.2. Choix et dimensionnement des dispositifs

On opte pour un réservoir d'air à l'aval de la station de pompage (nœud n3) de même conception que le réservoir du tronçon SP1-SR1.

– *Résultats des calculs*

La simulation sur le logiciel nous donne les résultats suivants :

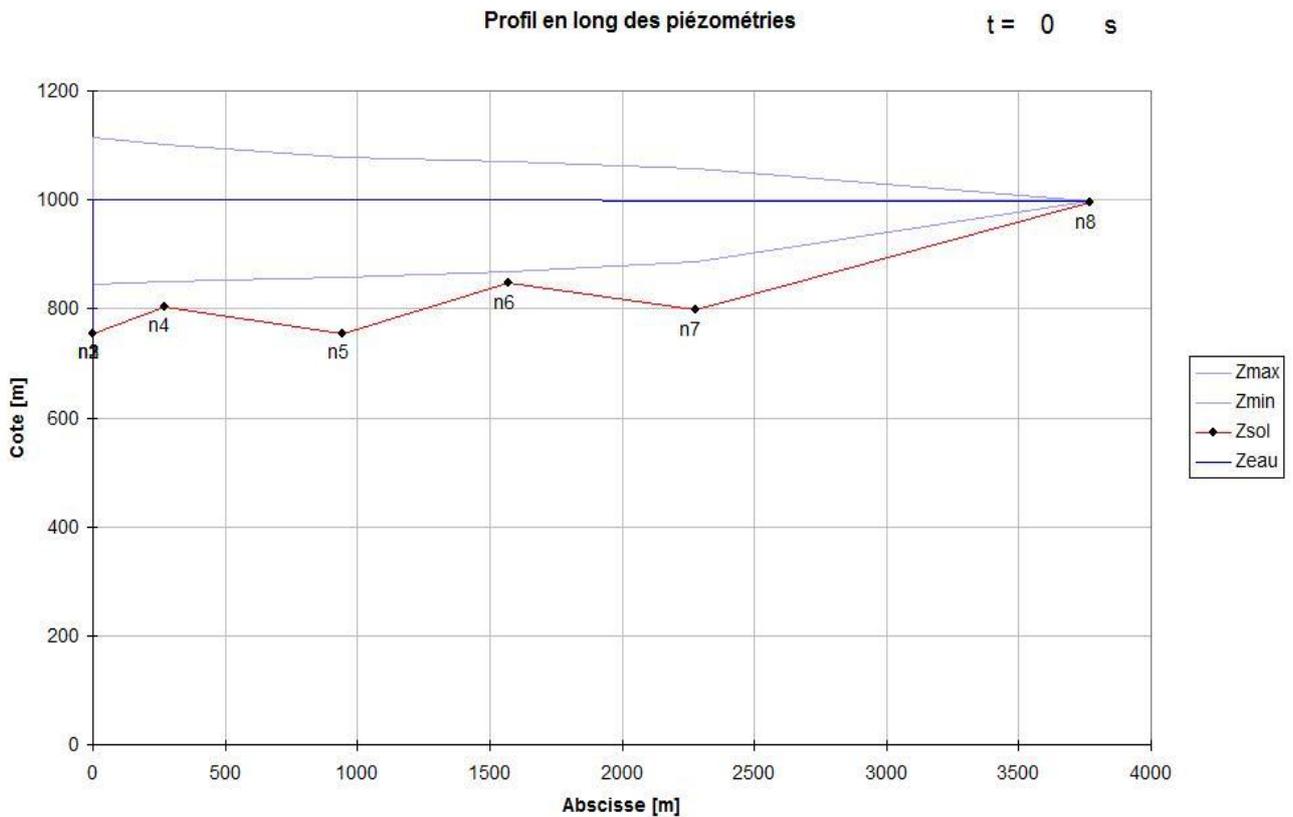


Figure 46 : Courbes enveloppes des pressions dans le tronçon SR1-SR2

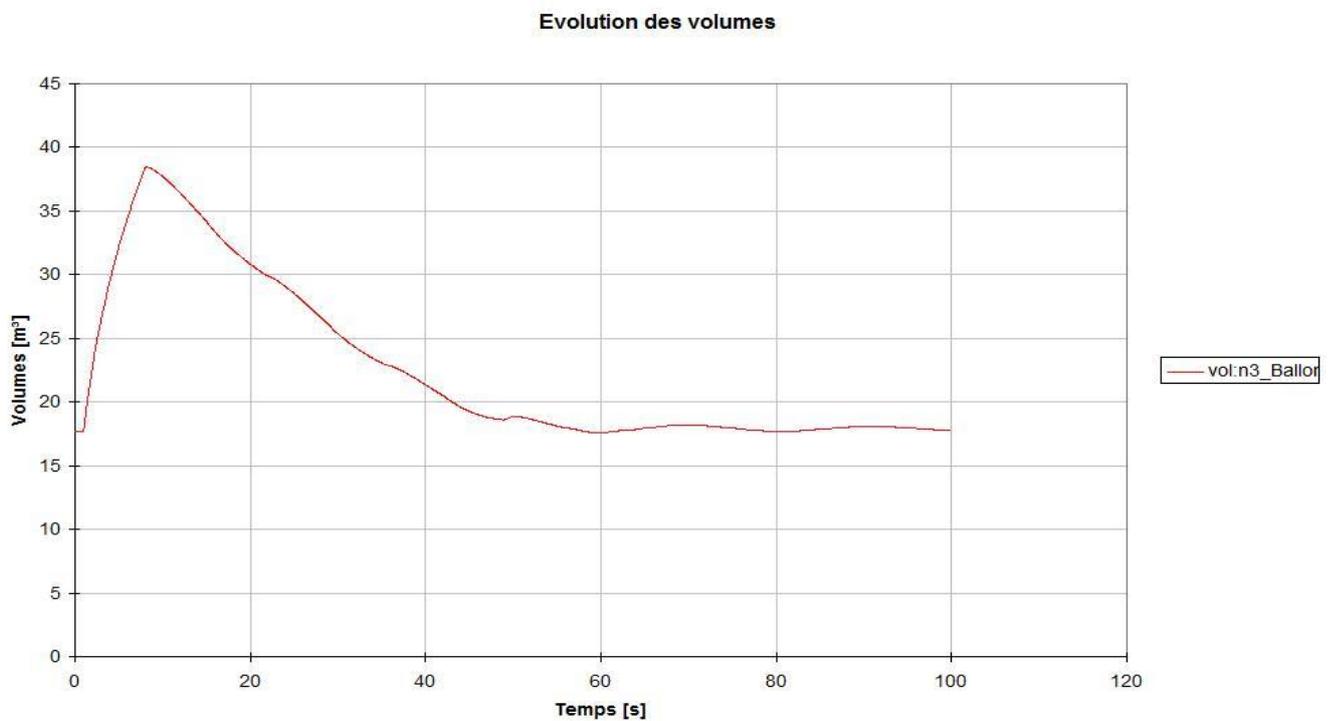


Figure 47 : Variation du volume d'air dans le réservoir anti-bélier

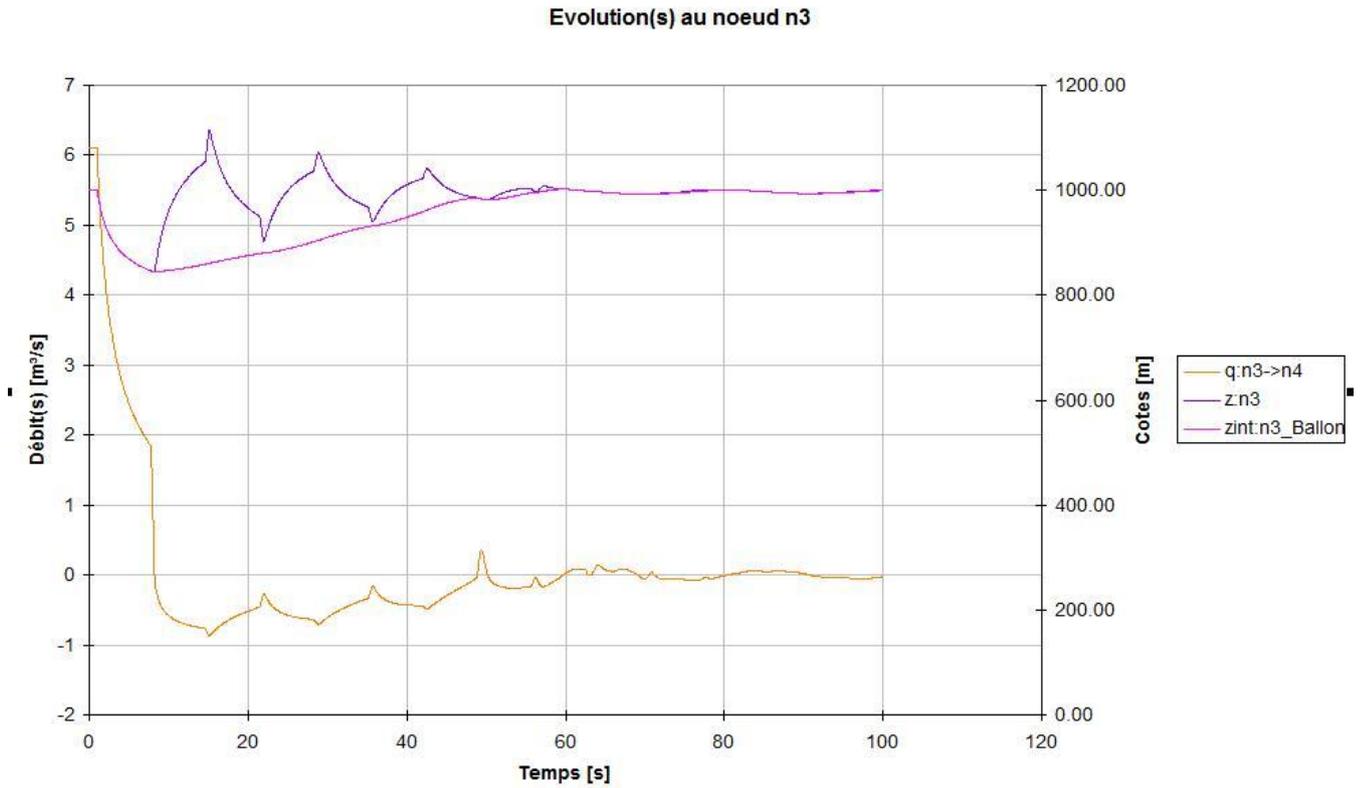


Figure 48 : Variation du niveau piézométrique et du débit au nœud n3

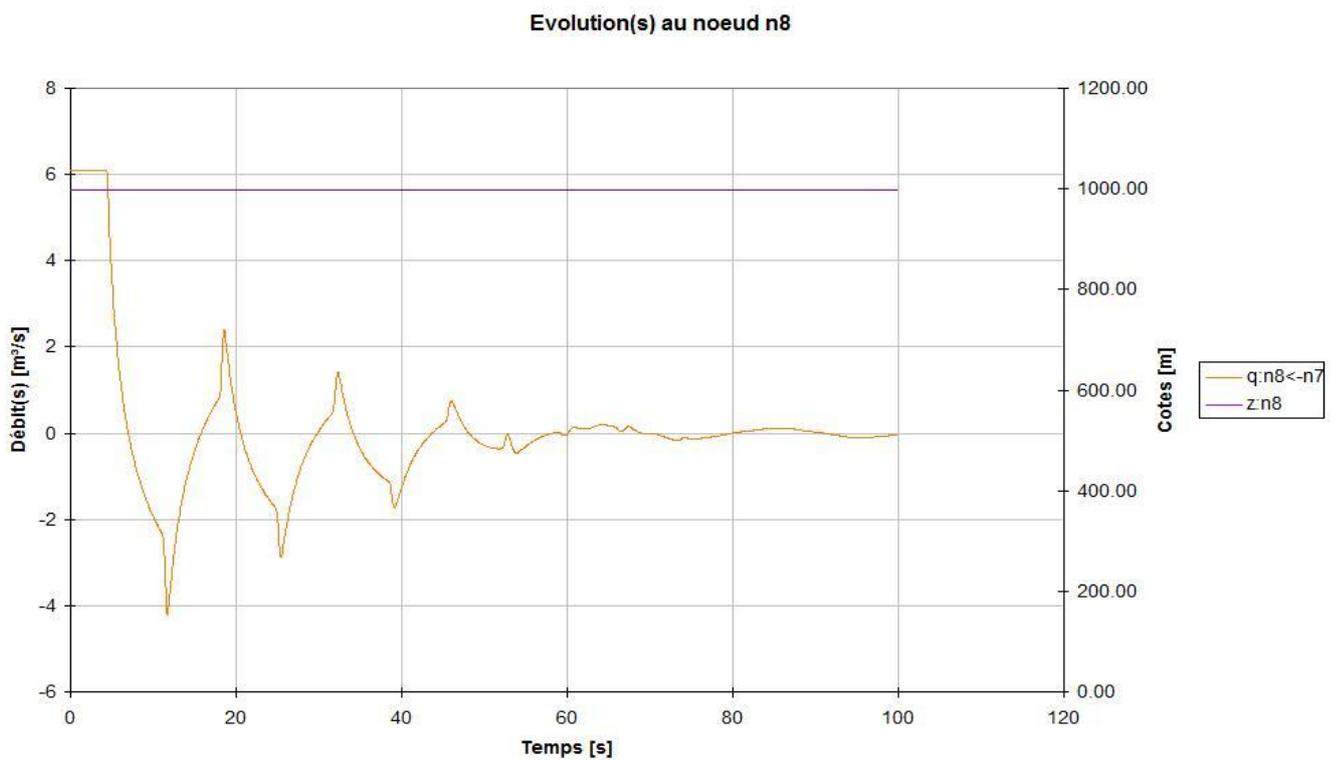


Figure 49 : Variation du débit à l'entrée du réservoir de refoulement de SR1

– *Analyse des résultats*

A partir de ces résultats (figure 46), on constate des pressions maximales de fonctionnement de l'ordre de 357,5 m.CE.

Le dimensionnement du réservoir d'air nous donne un volume d'air $V_0 = 440 \text{ m}^3$ à la pression atmosphérique. Pour un niveau initial dans le réservoir à la cote 758 NGA, on trouve:

$U_0 = 17,93 \text{ m}^3$ à la pression $P_0 = 253,42 \text{ m.CE}$

$U_{\max} = 39,12 \text{ m}^3$ à la pression $P_{\min} = 99,33 \text{ m.CE}$

On opte pour un réservoir de 50 m^3 , soit un cylindre horizontal de 3 mètres et une longueur de 7,1 m.

3.3.4. Tronçon SR2-BE1 : disjonction des groupes de pompage SR2

3.3.4.1. Régime transitoire sans protection anti-bélier

– *Modélisation du réseau*

Conduite $k = 0.1 \text{ mm}$, $D = 2000 \text{ mm}$, $c = 1100 \text{ m/s}$

n1 : Réservoir, $Z_0 = 997 \text{ m}$

n1-n2 : Pompe centrifuge, H nominale = 247.4 m, manœuvre = disjonction $t = 1 \text{ s}$, $Q_n = 6 \text{ m}^3/\text{s}$

n2 : Nœud simple, $Z_{\text{sol}} = 994 \text{ m}$

n2-n3 : Perte de charge singulière, $a_1 = 0$, $a_2 = 1.10^{20}$

n3 : Nœud simple, $Z_{\text{sol}} = 997 \text{ m}$

n3-n4 : Conduite, $L = 918 \text{ m}$, $n^\circ = 1$

n4 : Nœud simple, $Z_{\text{sol}} = 1160 \text{ m}$

n4-n5 : Conduite, $L = 299 \text{ m}$, $n^\circ = 1$

n5 : Nœud simple, $Z_{\text{sol}} = 1180 \text{ m}$

n5-n6 : Conduite, $L = 301 \text{ m}$, $n^\circ = 1$

n6 : Réservoir, $Z_{\text{sol}} = 1241 \text{ m}$, $Z_0 = 1244 \text{ m}$

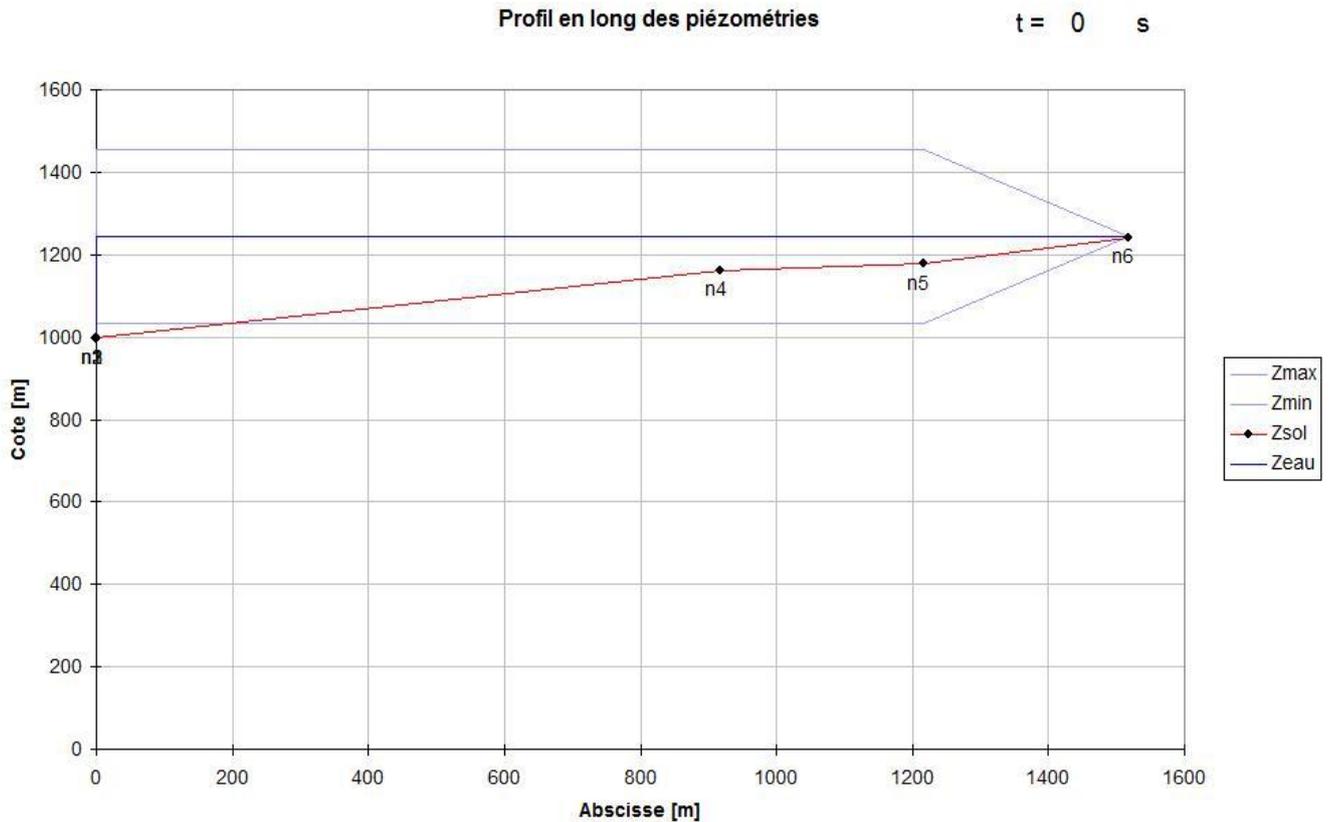


Figure 50 : Courbes enveloppes des pressions dans le tronçon SR2-BE1 sans protections

On constate à partir de la figure 50, une surpression et une dépression maximales de l'ordre de 457,6 m.CE (nœud n3) et -147,3 m.CE (nœud n7) respectivement. Il est donc nécessaire de prévoir des dispositifs de protection.

3.3.4.2. Choix et dimensionnement des dispositifs

On opte pour un réservoir d'air à l'aval de la station de pompage (nœud n3) de même conception que les précédents.

– *Résultats des calculs*

La simulation sur le logiciel nous donne les résultats suivants :

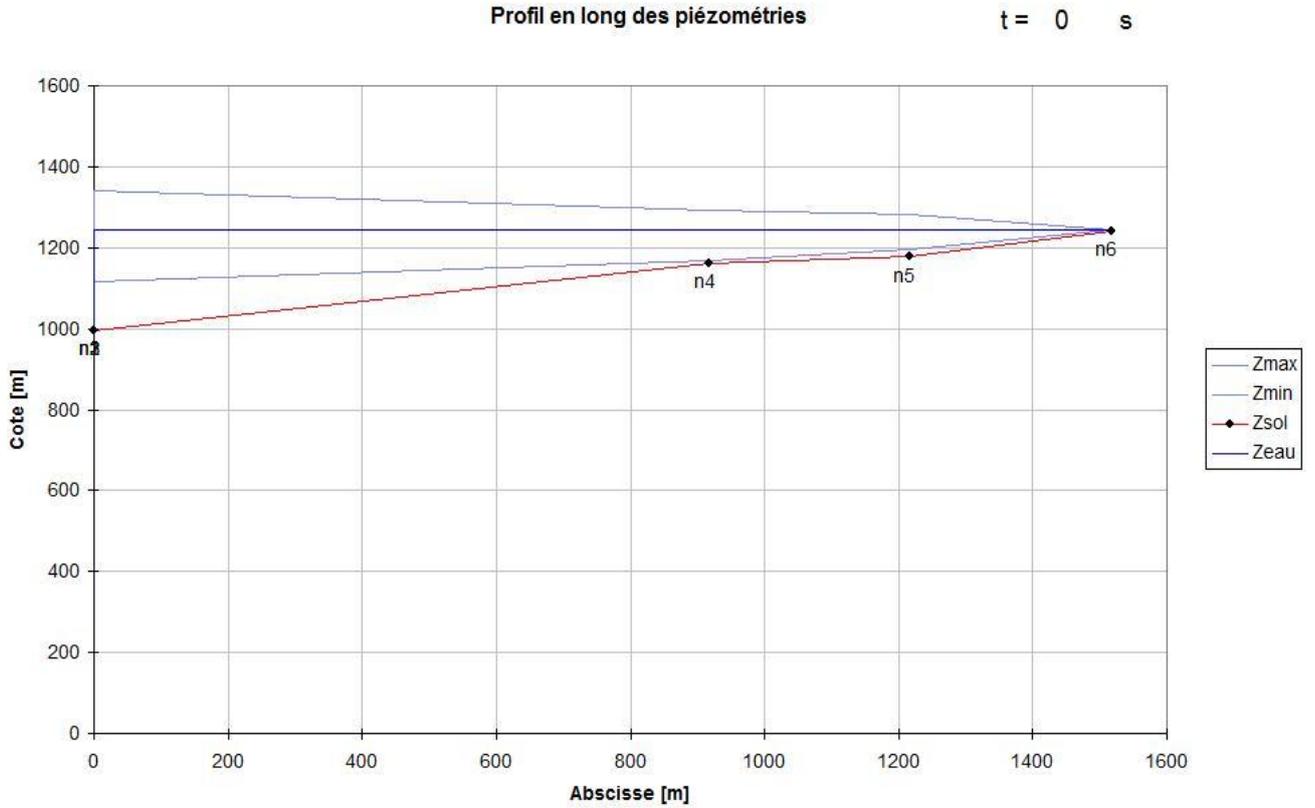


Figure 51 : Courbes enveloppes des pressions dans le tronçon SR2-BE1

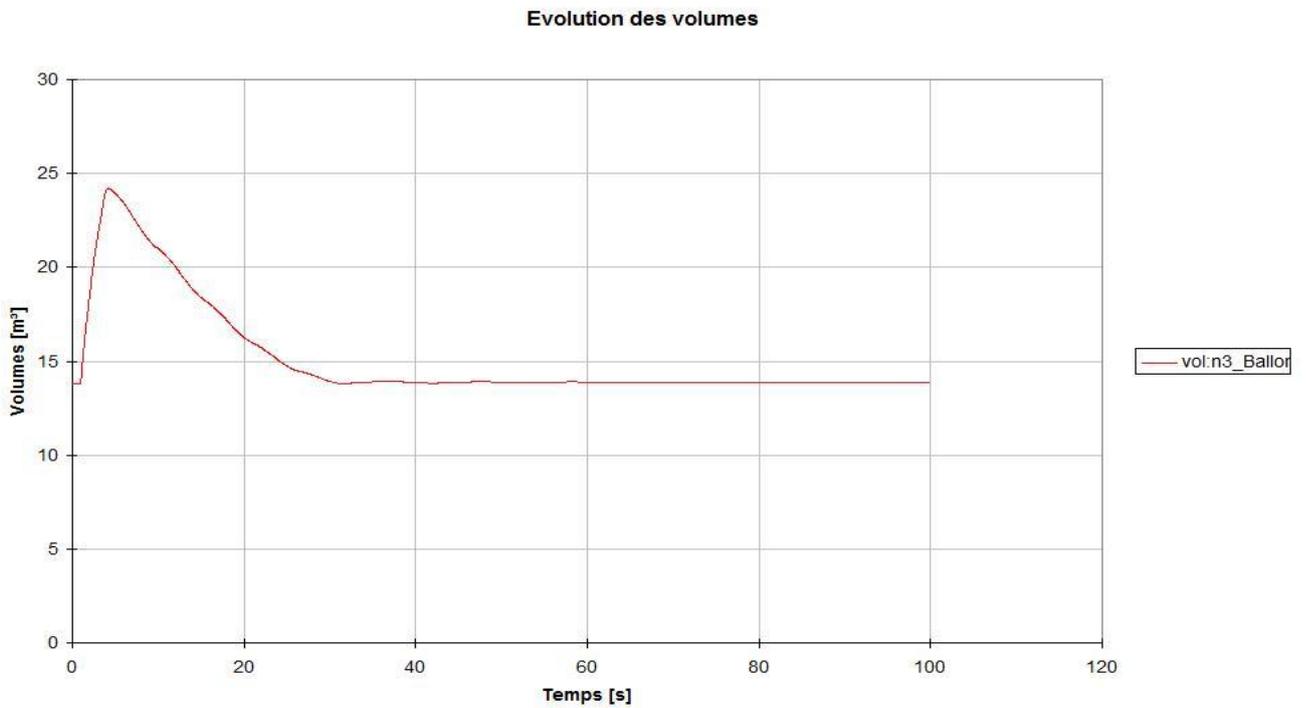


Figure 52 : Variation du volume d'air dans le réservoir anti-bélier

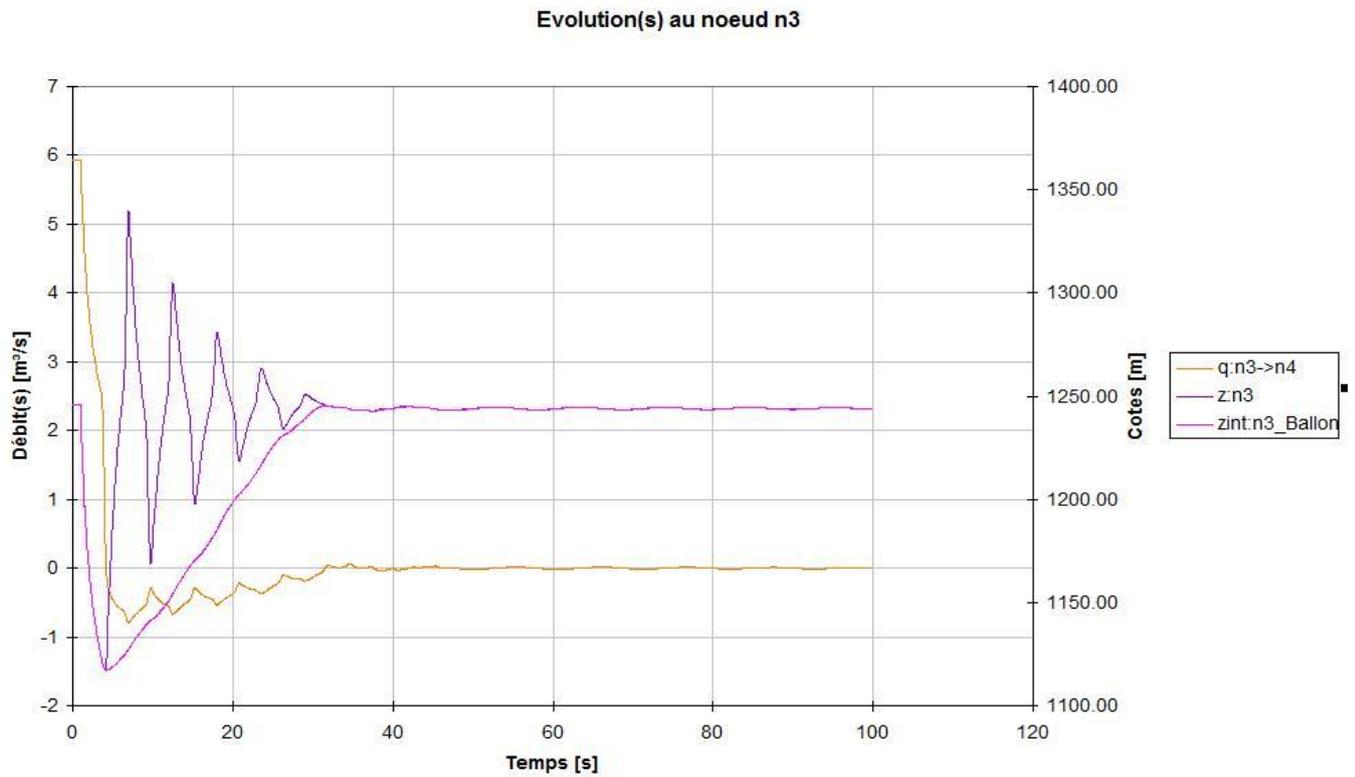


Figure 53 : Variation du niveau piézométrique et du débit au nœud n3

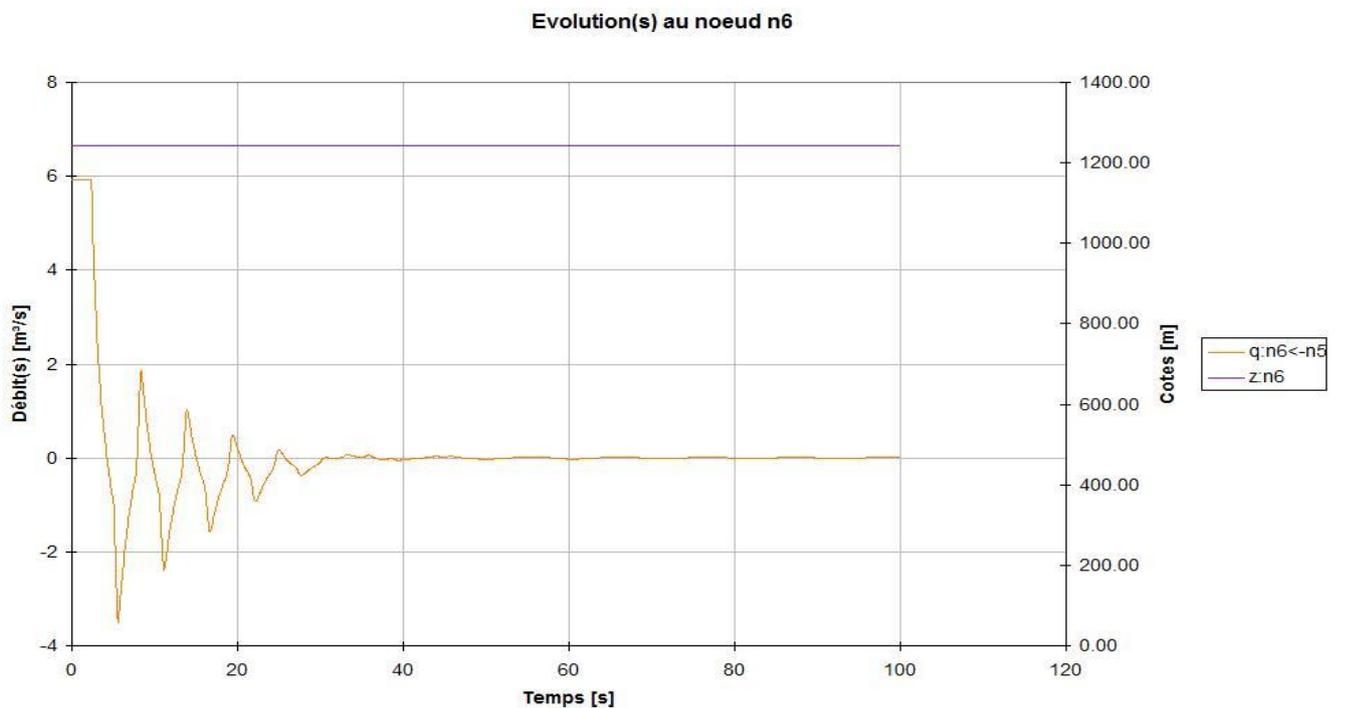


Figure 54 : Variation du débit à l'entrée du bassin BE1

– *Analyse des resultats*

A partir de ces resultats (figure 51), on constate des pressions maximales de fonctionnement de l'ordre de 345,5 m.CE (Nœud n3). Une pression minimale de 6,6 m.CE est enregistrée au nœud n4.

Le dimensionnement du reservoir d'air nous donne un volume d'air $V_0 = 350 \text{ m}^3$ à la pression atmospherique. Pour un niveau initial dans le reservoir à la cote 998 NGA, on trouve :

$$U_0 = 14,02 \text{ m}^3 \text{ à la pression } P_0 = 257,9 \text{ m.CE}$$

$$U_{\max} = 24,6 \text{ m}^3 \text{ à la pression } P_{\min} = 131,38 \text{ m.CE}$$

On opte pour un reservoir de 30 m^3 , soit un cylindre horizontal de 3 mètres et une longueur de 4,6 m.

4. Conclusion

Les simulations en régime transitoire pour les tronçons en refoulement révèlent des variations brusques de pressions le long de la conduite de transfert, pouvant atteindre des valeurs excessives en cas de disjonction instantanée des groupes de pompage.

Des installations de protections ont été dimensionnées afin d'éliminer tout risque de dépression et réduisant les pressions maximales de fonctionnement (PMF) à des valeurs acceptables entre 325 m.CE et 358 m.CE.

En ce qui concerne la seconde partie du transfert entre le bassin d'équilibre BE1 et la restitution au niveau de la retenue de Mahouane, le régime transitoire provoqué par la fermeture brusque d'une vanne à l'aval se transformera vite en oscillation en masse entre les deux bassins d'équilibres BE1 et BE2. L'installation de brises charges avec obturateur à disque permet une réduction lente du débit d'écoulement réduisant tout risque de coups de bélier.

La PMF de la conduite des tronçons gravitaires en charge non soumis aux coups de bélier des stations de pompage sera estimé en augmentant la PMS d'une marge de sécurité de 20 m.CE.

Conclusion générale

L'étude du système de transfert interbassin Sétif-Hodna a englobé diverses disciplines : géologie, topographie, machines hydrauliques, étude technico-économique et analyse du coup de bélier. Ceci nous a permis d'élargir notre champ de connaissance et de concevoir une étude multidisciplinaire.

En premier lieu, des visites sur site ont été effectuées, ce qui a permis de dégager plusieurs variantes sur cartes topographiques suivant des critères de sélection définis préalablement. La nature du terrain très accidenté et la grande dénivelée du projet nous contraint à déterminer méticuleusement des tracés viables avec des profils en long optimums, essentiellement pour la première moitié du transfert à l'aval de la prise d'eau.

Une fois ce travail effectué, il s'en est suivi un processus de dimensionnement du système de transfert, et tout spécialement la partie conduite, essentielle à la comparaison technico-économique des variantes retenues. Une attention particulière a été accordée au critère de vitesse d'écoulement dans les conduites ayant une influence directe sur l'amplitude des régimes transitoires et de l'érosion interne des matériaux.

Ce critère nous a poussé à élaborer un système de dissipation d'énergie au niveau du dernier tronçon près de la restitution, composé d'une série de deux brises charges avec obturateurs à disques adaptés à ce genre de projet.

Au terme de la comparaison technico-économique, nous avons établi un choix technique pour la sous variante 2 et principalement économique pour la variante 1.

Par la suite, le dimensionnement des stations de pompage a déterminé le type de pompes nécessaires à la variante choisie, tout en présentant l'ensemble des composants des stations. Le pompage d'une eau brute à partir de la retenue d'Ighil Emda avec un fort marnage nous a conduit à adopter des groupes de pompage d'exhaure immergés avec roues à canaux.

En dernière étape, une analyse des régimes transitoires, à travers un développement mathématique du phénomène du coup de bélier, a été réalisée. Ceci a permis d'aboutir à un choix de protections adéquat pour chaque tronçon du transfert et ce, à l'aide du logiciel Cebelmail basé sur la méthode des caractéristiques, sécurisant ainsi les installations.

Références Bibliographiques

- ❖ AGHTM -Association Générale des hygiénistes et techniciens municipaux (1977). « Les stations de pompage d'eau ». Collection IPE, 423 pages.
- ❖ Carlier, M. (1980). « Hydraulique générale et appliquée ». Edition Eyrolles, 565 pages.
- ❖ Dupont, A. (1979). « Hydraulique urbaine ». Tome II, édition Eyrolles, 484 pages.
- ❖ EGA -Electricité Générale d'Algérie ex SONELGAZ (1954). « Aménagement hydraulique d'Algérie ». Série économique, n°110, 14 pages.
- ❖ ESHA -European Small Hydropower Association (2005). « Petite hydroélectricité ». Guide technique pour la réalisation de projets, 150 pages.
- ❖ Fox, J. A. (1984). « Hydraulic analysis of unsteady flow in pipe networks ». Edition The McMillan, 216 pages.
- ❖ Frelin, M. (2002). « Coups de bélier ». Technique de l'ingénieur, B 4 176, 27 pages.
- ❖ Godart, H. (2000). « Adduction et distribution d'eau ». Technique de l'ingénieur, C 5 195, 42 pages.
- ❖ Pompes GUINARD/NATHAN (1985). « Les pompes centrifuges ». Encyclopédie des sciences et techniques industrielles, 93 pages.
- ❖ Matringe, J. M. « Les coups de bélier et la protection des réseaux d'adduction d'eau ». CHARLATTE.
- ❖ MRE -Ministère des Ressources en Eau (2005). « Etude d'actualisation et de finalisation du plan national de l'eau ». Rapport de mission.
- ❖ Norme EN 805 (Juin 2000). « Alimentation en eau – Exigences pour les réseaux extérieurs aux bâtiments et leurs composants ». AFNOR, 59 pages.
- ❖ Poulain, J. (1996). « Pompes rotodynamiques -Présentation. Description ». Technique de l'ingénieur, B 4 300, 11 pages.
- ❖ Vincent – Genod, J. (1980). « Le transport des hydrocarbures liquides et gazeux par canalisation ». Publication de l'Institut Français du Pétrole, 192 pages.

Annexes

Annexe 1 : Carte géologique de la région d'étude

Annexe 2 : Plan topographique de la région d'étude

Annexe 3 : Profils en long de la variante 1

Annexe 4 : Profils en long de la variante 2

Annexe 5 : Catalogue des brises charges HYDROSTEC

Annexe 6 : Coupes types du bassin d'équilibre

Annexe 7 : Catalogue des pompes KSB AMACAN K

Annexe 8 : Catalogue des pompes KSB RDLP

Annexe 9 : Abaque des pertes de charge dans un diaphragme



TERRAINS SÉDIMENTAIRES

A	Alluvions actuelles: lacs, marécages, dayas, choïbs, sebkhas, limons et croûtes gypso-salines		
D	Dunes récentes		
qt	Quaternaire continental: alluvions, regs, terrasses		
qm	Quaternaire marin: plages anciennes et formations dunaires consolidées qui les accompagnent		
qC	Calabrien: grès marins et formations dunaires associées		
qV	Villafranchien: calcaires lacustres, argiles à lignite, couches rouges		
pV	Pliocène continental et Villafranchien non séparés (pV)		
pe	Pliocène continental: poulinguats, calcaires lacustres		
p	Pliocène marin conglomérats, marnes bleues, mollasses, grès et formations dunaires subordonnées		
mp	Pontien (localement équivalent du mc)		
ms	Miocène terminal marin et lagunaire: couches à Tripoli, marnes à gypse		
mm	Miocène supérieur marin: calcaires, grès, argiles		
mc	Miocène continental antépontien		
mi	Miocène inférieur marin (Burdigalien)		
oa	Aquitarien continental (pouvant inclure localement la base du Burdigalien)		
oe	Oligocène continental (pouvant inclure localement l'Eocène sup' continental)		
o	Oligocène marin incluant localement l'Eocène supérieur)		
em	Eocène moyen marin		
ec	Eocène moyen et inférieur continental		
ei	Eocène inférieur marin		
cs	cs Crétacé supérieur marin		
csc	csc Crétacé supérieur continental		
esm	esm Crétacé supérieur marin non subdivisé		
em	em Crétacé moyen (marin ou lagunaire)		
en	en divisé éventuellement en		
en	en Turonien		
en	en Cénomannien		
e	e Crétacé marin non subdivisé		
ci	ci Crétacé inférieur		
cir	cir " récifinaux ou subrécifinaux		
cic	cic " continentaux ou lagunaires		
ej	Crétacé et Jurassique non séparés		
js ₃	js ₃ Jurassique sup' et moyen	js ₃ Jurassique supérieur non divisé	js ₃ Portlandien et Kimmeridgien (pouvant inclure localement le Berriasien)
js ₂	js ₂ Jurassique sup' et moyen marins non séparés	js ₂ Jurassique supérieur non divisé	js ₂ Lusitanien et Callovien
js ₁	js ₁ Jurassique moyen (pouvant inclure localement l'Aalénien supérieur)	js ₁ Jurassique moyen (pouvant inclure localement l'Aalénien supérieur)	js ₁ Oxfordien et Callovien
ji ₃	ji ₃ Jurassique inf' marin	ji ₃ Aalénien et Toarcien	ji ₃₋₂ Aalénien à Domérien ji ₂₋₁ Pliensbachien à Rhétien
ji ₂		ji ₂ Domérien et Pliensbachien	
ji ₁		ji ₁ Lotharingien à Rhétien	
t	Trias marin ou lagunaire		
pt	Permo-Trias: grès rouges, conglomérats		

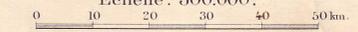
CARTE GÉOLOGIQUE DE L'ALGERIE (2^{ème} édition)

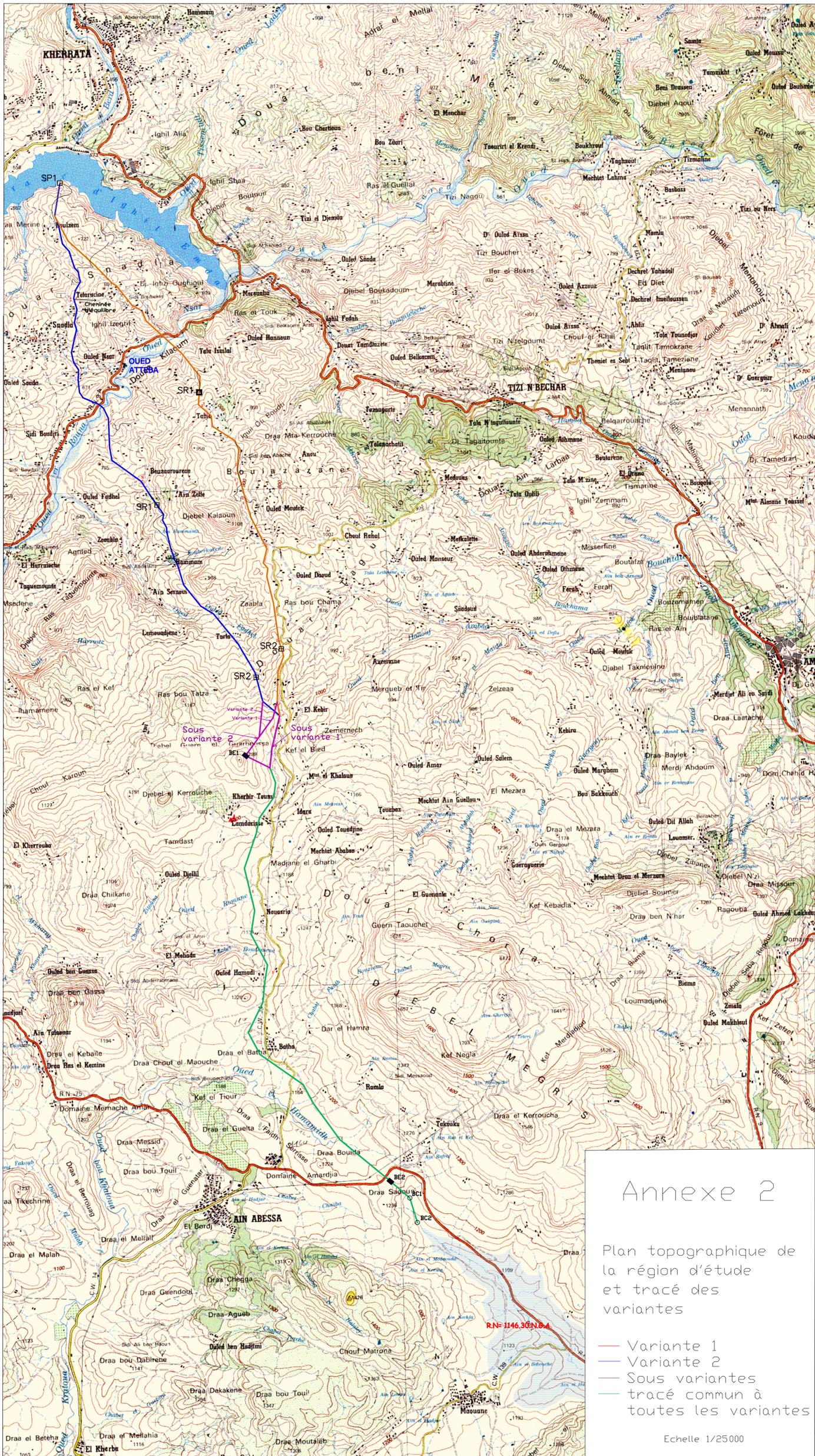
Dressée d'après la 1^{ère} édition et les travaux récents par MM. Cornet, A. Dalloni, M. Deleau, P. Flandrin, J. Gauthier, M. Goussard, Y. Goussard, N. Laffitte, B. avec la collaboration de MM. Agnès, A. Bertrami, J. Caire, A. Chardonnet, L. Cheylan, G. Clair, A. Cornet, G. Crepey, H. Dreyfus, G. Dubouché, G. Duplan, L. Durand, P. Durand, M. Durand, G. Genin, P. Glacou, J. Glangeaud, L. Guilleminot, J. Hilly, J. Karpoff, R. Lacroix, G. Marks, P. Mathauer, M. Moussu, H. Maréchal, P. Rast, A. Rosen, Th., Sabran, G., Thiébaud, J., Van de Pflaet, R., Vissé, L., Voitte, C., du Service géologique de la Société Nationale de Recherche et d'Exploitation des Pétroles en Algérie et des Services géologiques du Maroc et de la Tunisie pour leurs travaux respectifs.

Mise au point par les soins de M. Bouteiller, Chef des Travaux géographiques.

Carte éditée en 1951-1952. M. G. Bétier, Ingénieur Général des Mines, étant Directeur du Service de la Carte géologique, MM. R. Laffitte, L. Royer, H. Termier, Conseillers scientifiques.

Echelle: 500,000^e





B10.12.1-F

OBTURATEUR A DISQUE AUTOCENTREUR®

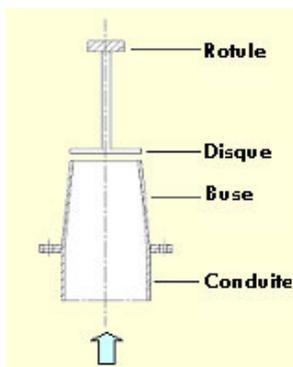
Un robinet à flotteur pas comme les autres

L'Obturbateur à Disque Autocentreur® se place au débouché d'une conduite en charge, il contrôle le niveau d'eau dans le réservoir quelles que soient les fluctuations du débit. Il a deux rôles:

- Ajuster le débit soutiré de la conduite amont au débit consommé à l'aval.
- Dissiper localement d'énergie de la meilleure manière possible.

Principe

La conduite en amont est reliée à une buse verticale au-dessus de laquelle est placé un disque plan solidaire d'une tige de manoeuvre articulée à son extrémité supérieure.



Obturbateur à Disque Autocentreur® est la marque déposée d'un appareil breveté



Disposé sur un jet d'eau le disque se centre et reste en équilibre même sans guidage latéral. Par l'intermédiaire d'un palonnier, le disque est actionné par un flotteur cylindrique d'axe vertical se déplaçant dans un bac communiquant avec le bassin de restitution.

Qualités:

- Absence de frottement,
- Absence de cavitation,
- Etanchéité total,
- Réglage progressif et de grande sensibilité,
- Résistance à l'usure,
- Absence de coups de bélier,
- Utilisation sous les charges les plus fortes et pour tous débits,
- Vaste gamme de types et dimensions.

Applications:

- Alimentation des réservoirs d'eau,

- Réglage de débit des prises d'eau en pied de barrages,
- Réglage de débit à l'entrée des stations de traitement d'eau,
- Brise charge équipant les conduites d'adduction en commande par l'aval.

Il existe deux types:

Obturbateur à disque sous capot®- OBCA:

Orifice et disque sont placés au-dessus du niveau d'eau qui doit être contrôlé. L'orifice est une buse à arête vive et le disque est plan.

Obturbateur à disque noyé®- OBNO:

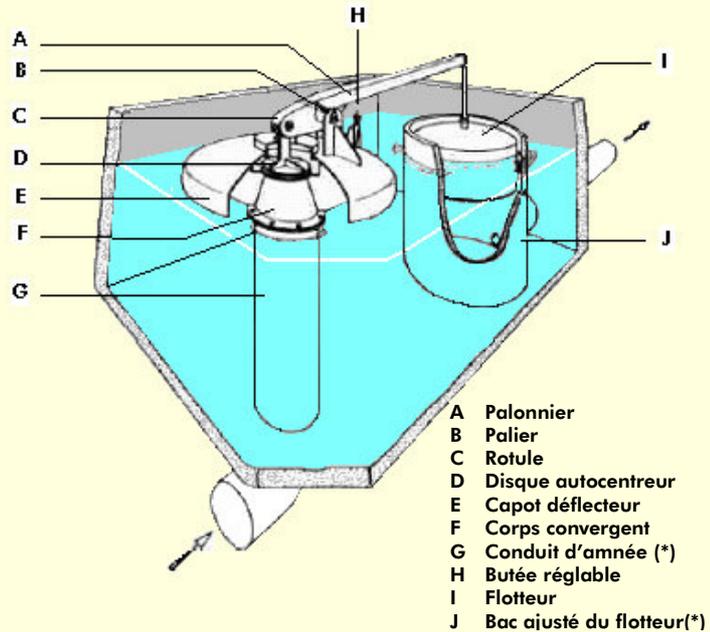
Orifice et disque sont placés au-dessous du niveau d'eau qui doit être contrôlé. L'orifice est une buse à profil spécial et le disque est conique.

Principes d'installation:

Obturbateur à disque sous capot®- OBCA:

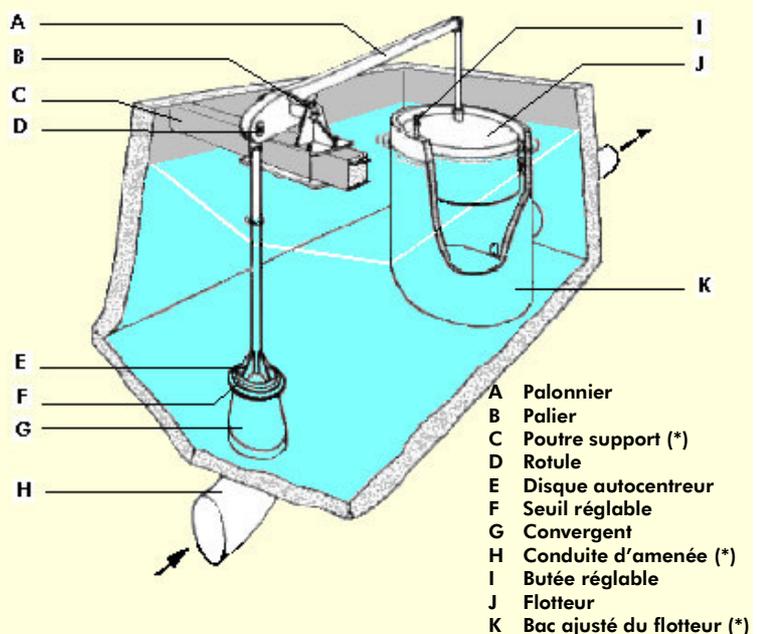
L'obturbateur sous capot® se présente sous forme monobloc rendant son installation particulièrement aisée.

Une garniture en caoutchouc armé, fixée sur le disque, permet une étanchéité excellente.



Obturbateur à disque noyé®- OBNO:

Les paliers de l'obturbateur noyé® sont fixés sur une poutre horizontale réalisée avec la maçonnerie et dimensionnée de façon à absorber les poussées combinées du disque et du flotteur.



(*) Non compris dans la fourniture **hydrostec**

Fonctionnement

Par l'intermédiaire du palonnier, le flotteur agit sur le disque autocentreur qui règle la section de passage de l'eau. Lorsque le niveau monte dans le bassin, le flotteur se soulève et tend à provoquer la fermeture de l'obturateur.

Le bac du flotteur est ajusté et communique avec le bassin par un orifice muni d'un robinet de réglage, assurant ainsi un effet d'amortissement dosable.

Caractéristiques du matériel normalisé

Obturateur sous Capot®:

- Ø buse en mm = 32 – 50 – 80 – 125 – 160 – 200 – 250 – 315 – 400 – 500 – 630.
- Charge statique maximale:
 - . 250 mce pour Ø 32 à 160,
 - . 160 mce pour Ø 200 à 250,
 - . 100 mco pour Ø 315 à 500.

Obturateur noyé®:

- Ø buse en mm = 125 – 160 – 200 – 250 – 315 – 400 – 500 – 630 – 800 – 1000.
- Charge statique maximale: 60 mce

Des appareils de plus grand diamètre ou pour des pressions dépassant les limites indiquées, peuvent être réalisés sur demande.

Choix de l'appareil

La détermination d'un obturateur à disque nécessite la connaissance des données suivantes:

- Q_{max} : Le débit maximal qui doit être contrôlé.
- H_r : Charge résiduelle ou la charge nette minimale disponible pour l'écoulement du débit maximal (avec $H_r \leq 2$ mce)
- H_s : Charge statique

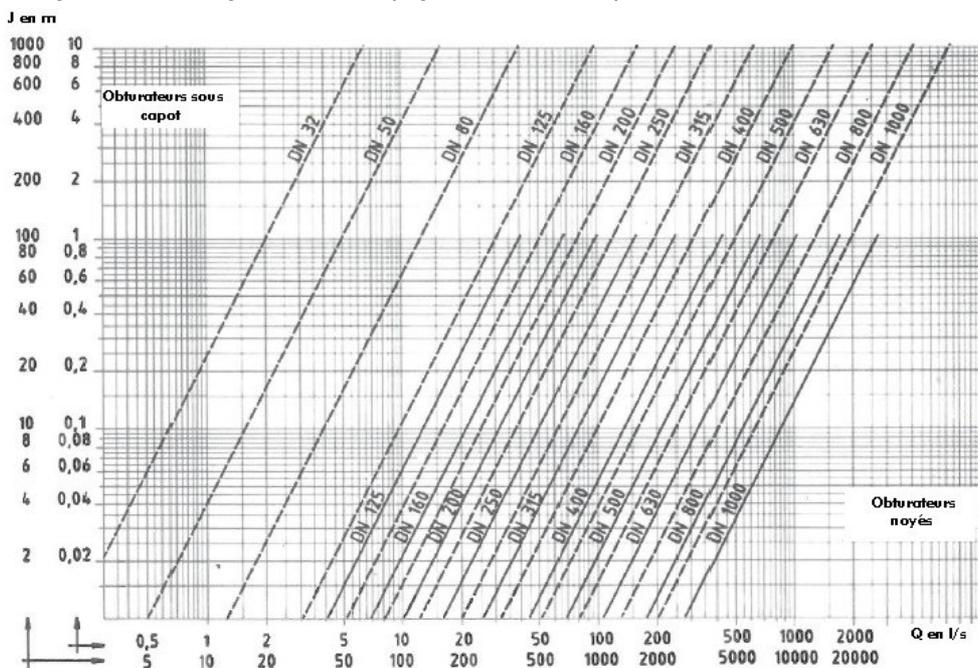
maximale à débit nul.

La charge statique doit être inférieure ou au plus égale à la charge statique normalisée de l'appareil, indiquée dans les tableaux de caractéristiques et dimensions. Le diamètre de l'obturateur doit être suffisant pour permettre l'écoulement du débit Q_{max} sous la charge résiduelle H_r et la perte de charge propre J doit être inférieure ou au plus égale à H_r .

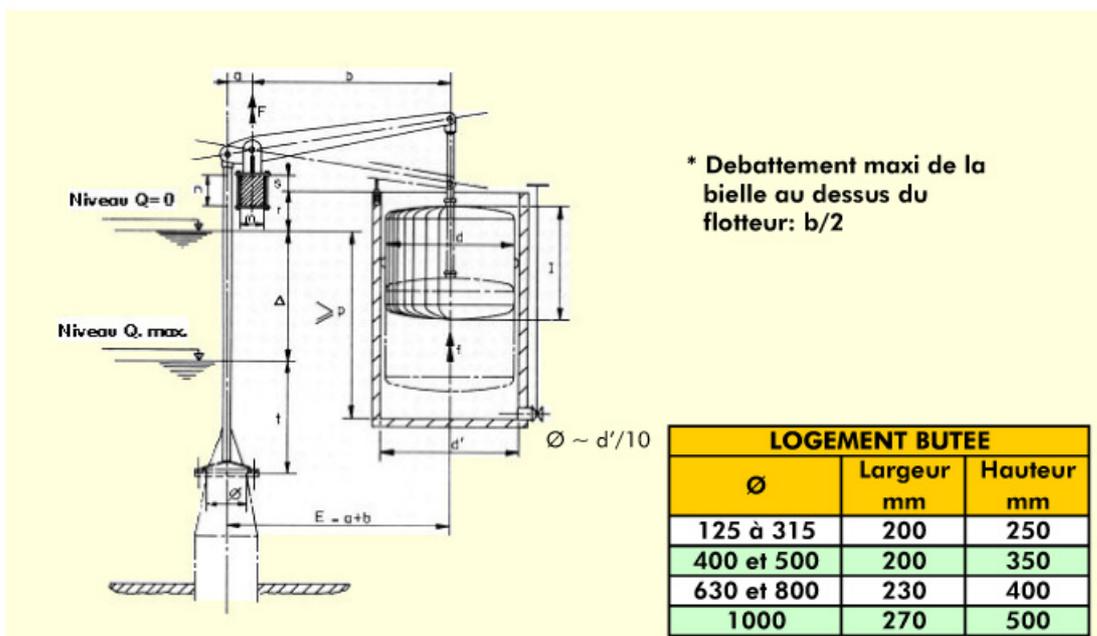
Le dimensionnement est facilité par l'abaque ci-dessous. Pour le calcul du volume du bassin de restitution on admet normalement les valeurs suivantes, de la puissance dissipée par m^3 :

- 7,5 kW pour les obturateurs sous capot®.
- 2,2 kW pour les obturateurs noyés®.

Abaque des pertes de charge minimales (à pleine ouverture) des obturateurs



Obturbateur noyé[®] : Caractéristiques et dimensions

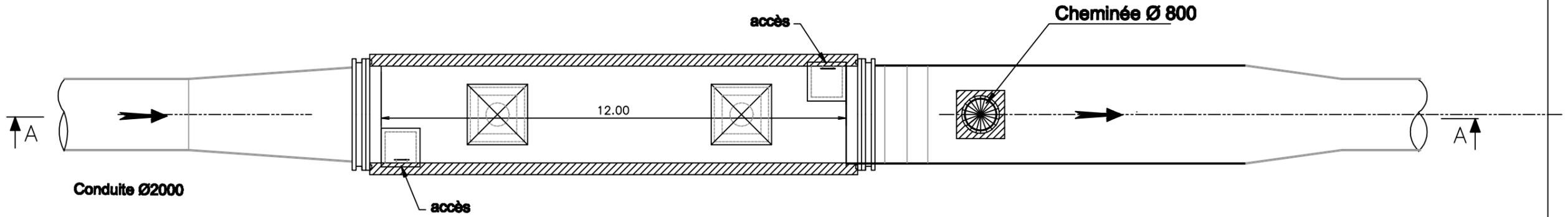


Ø mm	PN bar	Hs m	a mm	b mm	E mm	r mm	s mm	m mm	n mm	p mm	f daN	d mm	l mm	d' mm	F tf	Δmax mm	t mm	Masse kg
1000	1	10	630	4750	5380	500	400	220	(1)	3150	2000	1600	1500	1700	20	2340	(2)	2100
	1,25	12,5	630	4725	5355	500	400	240		3400	2500	1600	1790	1700	25	2550		2490
	1,6	16	630	4700	5330	500	400	260		3400	3150	1800	1780	1900	32	2560		2930
	2	20	630	4675	5305	500	400	280		3800	4000	1800	2150	1900	40	2813		3450
	2,5	25	630	4675	5305	500	400	300		3800	5000	2000	2170	2100	50	2830		4160
	3,15	31,5	630	4650	5280	500	400	320		4200	6300	2000	2650	2100	63	3185		4810
	4	40	630	4650	5280	500	400	360		4050	8000	2400	2430	2600	80	2980		5580
	5	50	630	4650	5280	630	400	400		4550	10000	2400	2930	2600	100	3360		6780
6	60	630	4650	5280	630	400	400	4600	12500	2700	3000	2900	125	3255	8580			

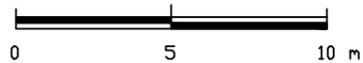
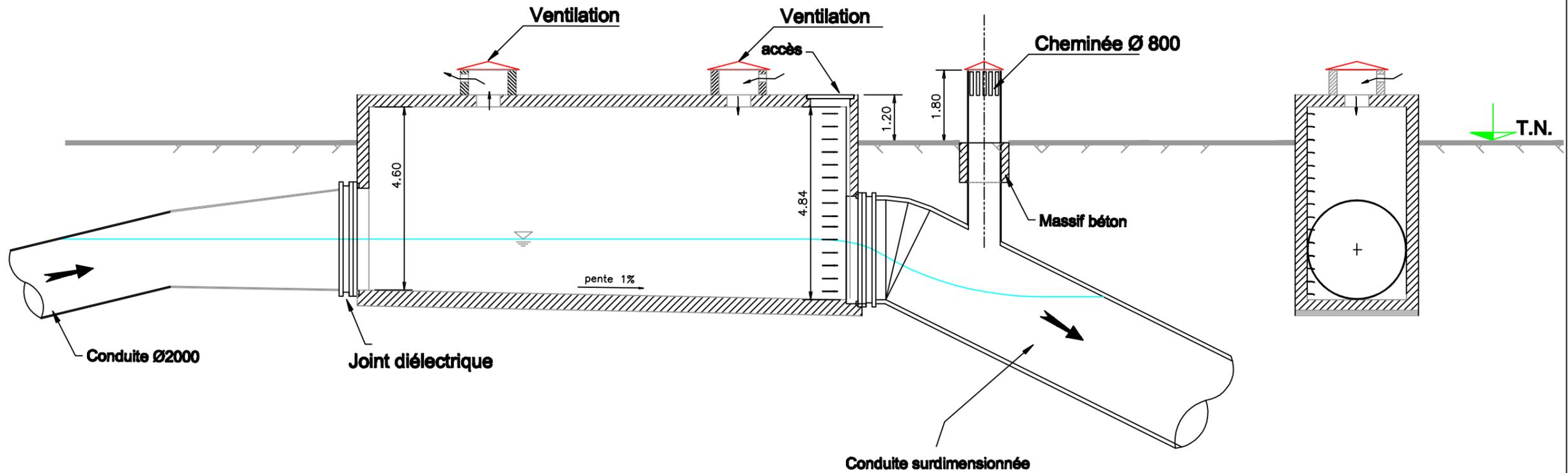
- (1) La cote "n" doit être indiquée en cas de commande. La poutre doit avoir la section $m \times n$ sur une longueur au moins égale à $4xa$.
- (2) La cote "t" est en principe de l'ordre de la $\frac{1}{2}$ profondeur d'eau sous le niveau min (à Q_{max}), et ne doit en aucun cas être inférieure à $1,25\varnothing$.

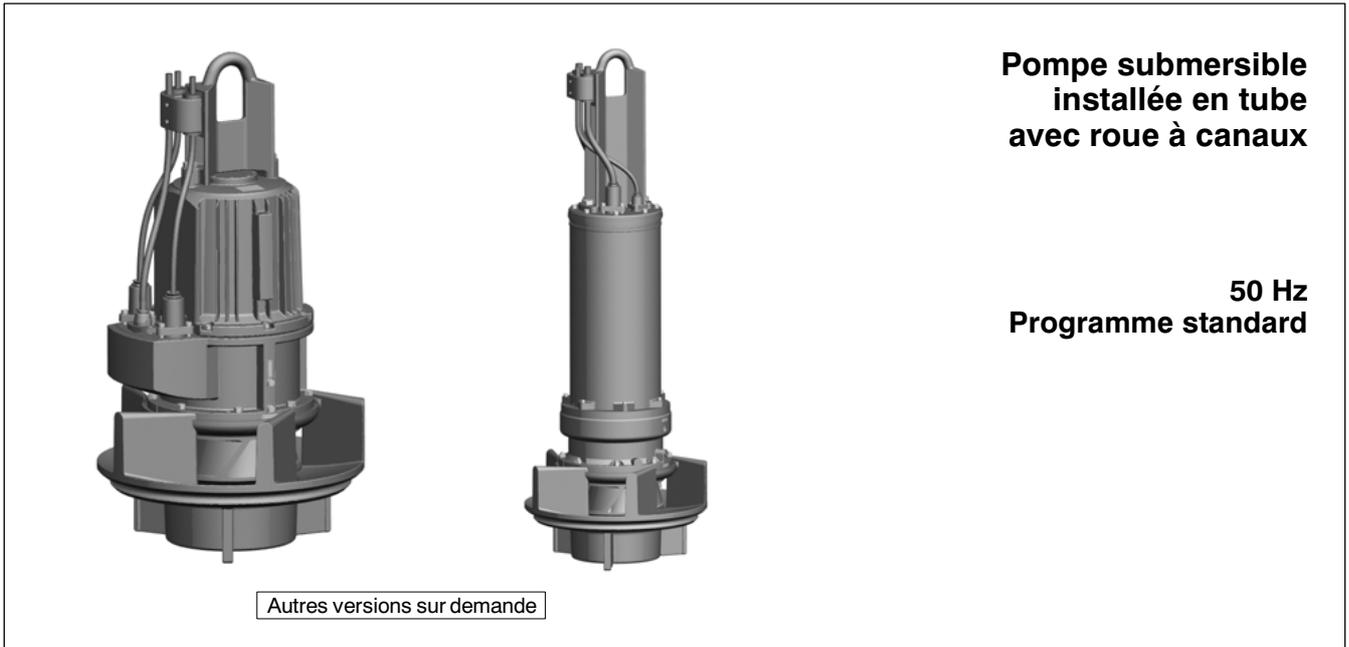
Annexe 6 : Coupes types du bassin d'équilibre

VUE EN PLAN



COUPE AA





**Pompe submersible
installée en tube
avec roue à canaux**

**50 Hz
Programme standard**

Autres versions sur demande

Domaines d'emploi

Pompes pour eaux usées, eaux mixtes et pour boues activées dans les stations d'épuration. Pompes pour le relevage d'eaux pluviales, systèmes d'installation et de drainage, dans le cadre des mesures contre la pollution des eaux en cas de catastrophe, d'eaux de surface et en pompage d'eaux de process industriel, pour liquides sans matières formant des tresses, épurés par dégrillage ou débordement.

Caractéristiques

Hauteur de refoulement	H	jusqu'à	30 m
Débit	Q	jusqu'à	1500 l/s
Puissance moteur	P ₂	jusqu'à	320 kW
Température du liquide		jusqu'à	40 °C
Profondeur maxi. d'installation			30 m

Exécution

Exécution submersible, groupe monobloc à simple flux, monoétagé, installé en tube équipé de roue à canaux.

Entraînement

Moteur triphasé
400 V (variantes : 500 V, 690 V)

Étanchéité d'arbre

Toujours 2 garnitures mécaniques indépendantes du sens de rotation;
lubrification à l'huile non-polluante

Palier

Roulements à billes graissés

Matériaux

Corps de pompe	JL 1040
Carcasse moteur	JL 1040
Arbre	C45N ou 1.4021
Chemise d'arbre	1.4021
Roue	JL 1040 / 1.4517
Visserie	A 4
Bague d'usure	JL 1040 / VG 434

Désignation

Amacan K 800-400 / 60 6 UN G

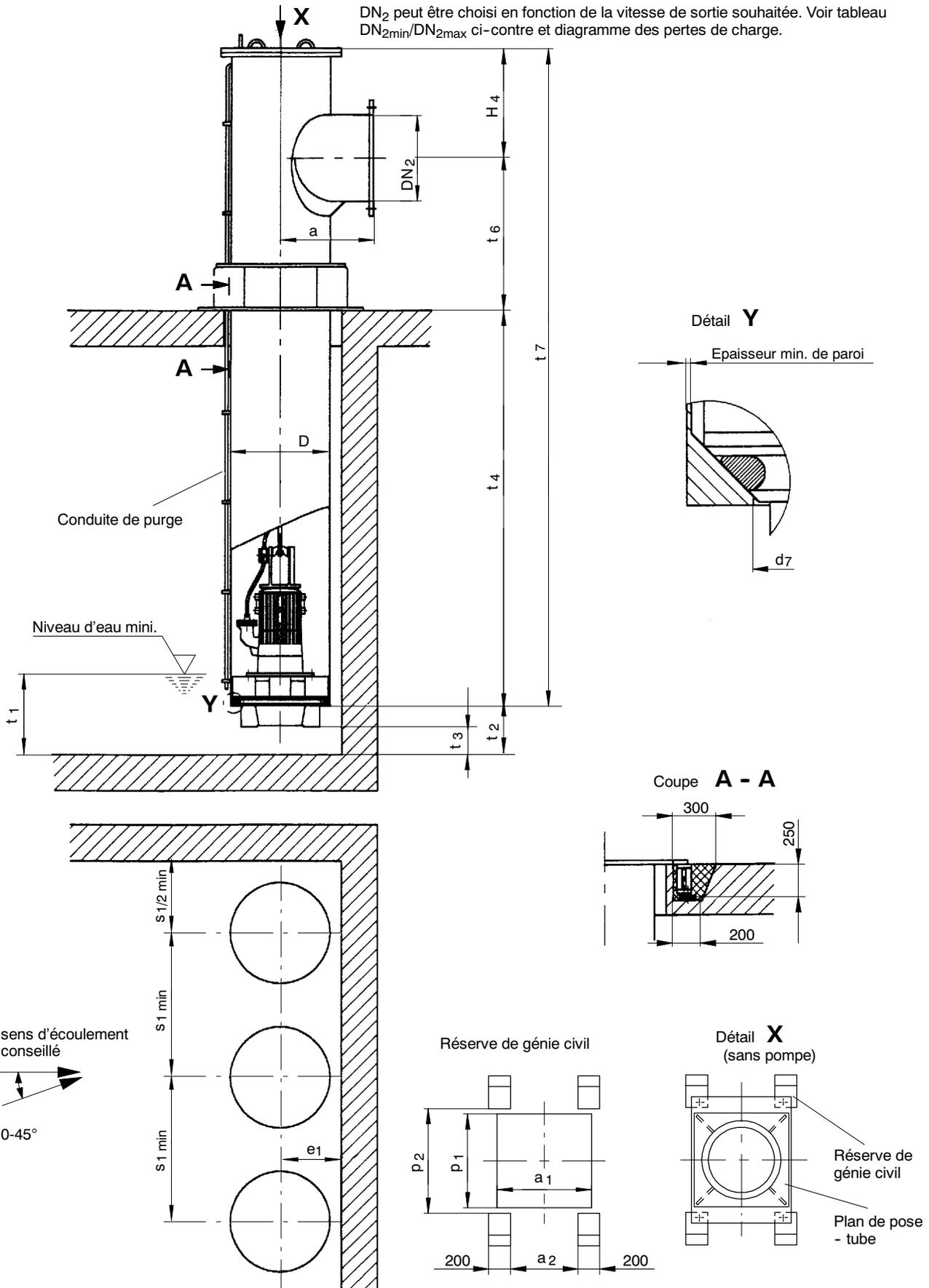
Série de pompe	_____
Roue à canaux	_____
DN tube [mm]	_____
Taille hydraulique	_____
Puissance moteur	_____
Nombre de pôles	_____
Type de moteur	_____
U, X, Y, UN, XN	_____
Exécution de matériau / variante	_____
G, G1	_____

Plan d'installation

Exemple d'installation type DU - non étanche à la pression

La possibilité d'alignement du tube doit être prévue dans l'installation.

DN₂ peut être choisi en fonction de la vitesse de sortie souhaitée. Voir tableau DN_{2min}/DN_{2max} ci-contre et diagramme des pertes de charge.



Sous réserve de modifications techniques. OW 380 122-00

Exemple d'installation type DU
Tube et génie civil - Dimensions principales

Dimensions [mm]

Taille de pompe	D	t ₂ ¹⁾	t ₃	t _{4 min} ²⁾	t _{4 max}	d ₇	e ₁ ¹⁾	Diamètre nominal tube nominal	Epaisseur min. de paroi
700-330	711	330	200	2000	10000 (Longueur de tube supérieure à 10000 mm, nous consulter)	570	430	700	8
700-324/371	711	330	200	1100		570	430		
800-370	813	330	200	1100		656	480	800	
800-400/401	813	410	250	2000		656	480		
1000-420/421	1016	435	250	2300		856	600	1000	10
1000-500	1016	480	300	2500		856	600		
1200-630	1220	585	350	2900		1015	700	1200	12

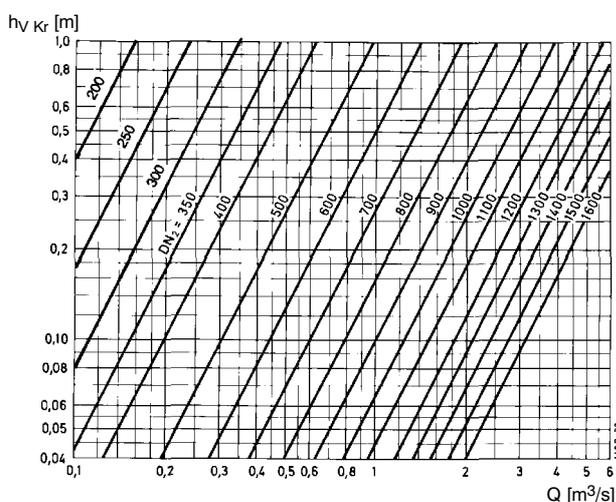
Taille de pompe	D	DN _{2 min}	DN _{2 max}	S _{1 min}	p ₁	p ₂	a	a ₁	a ₂	t _{6 min}	t _{6 max}	H ₄
700-330	711	300	600	1000	860	960	650	860	610	820	8250	500
700-324/371	711	300	600	1150	860	960	650	860	610	820	8250	500
800-370	813	400	700	1150	960	1060	700	960	710	870	8020	550
800-400/401	813	400	700	1400	960	1060	700	960	710	870	7850	550
1000-420/421	1016	600	900	1600	1160	1260	810	1160	910	1075	7585	650
1000-500	1016	600	900	1800	1160	1260	810	1160	910	1075	7375	650
1200-630	1220	900	1200	2250	1360	1460	910	1360	1110	1410	7210	930

 1) Bien respecter les cotes e₁ et t₂.

2) Valeur de la longueur de moteur max.

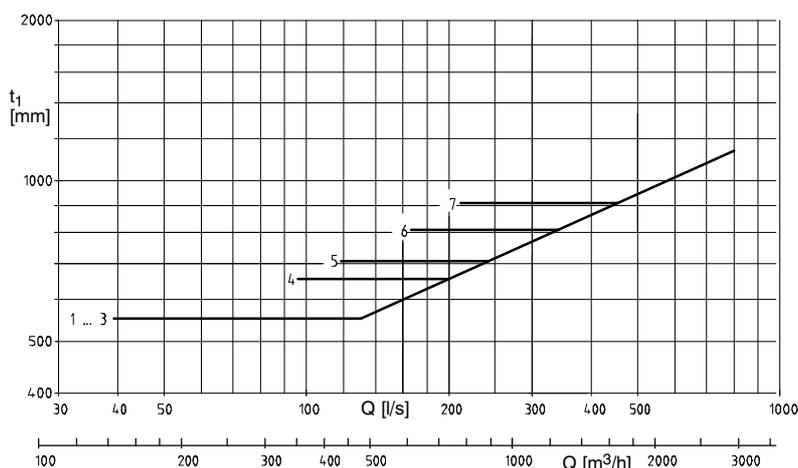
Tolérances dimensionnelles autorisées :

- Tolérances dimensionnelles d'ouvrages suivant DIN 18202, Partie 4, groupe B
- Constructions soudées : B/F suivant EN ISO 13920
- Tolérances du siège conique (détail Y) : ISO 2768-m
- Brides de refoulement suivant ISO 7005/2, DIN 2 501 PN6

Diagramme des pertes de charge


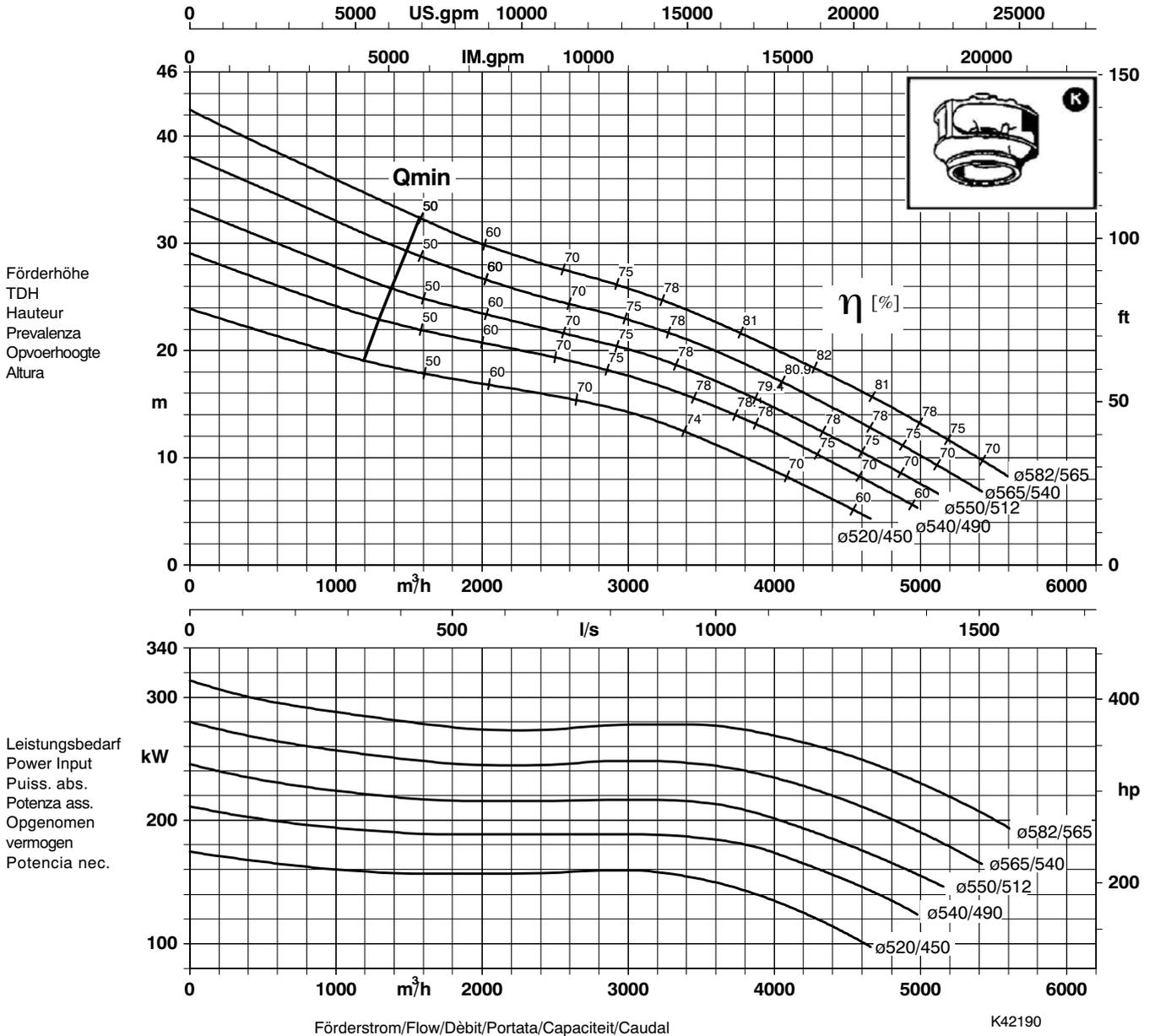
$$H = H_{\text{geo}} + h_{V Kr} + H_{V Anl}$$

Toutes les pertes de charge à l'exception de h_{V Kr} (pertes de charge dans le coude) sont à déterminer en fonction de l'installation.

Diagramme du niveau d'eau min. t₁


- 1 Amacan K 700-330
- 2 Amacan K 700-324/371
- 3 Amacan K 800-370
- 4 Amacan K 800-400/401
- 5 Amacan K 1000-420/421
- 6 Amacan K 1000-500
- 7 Amacan K 1200-630

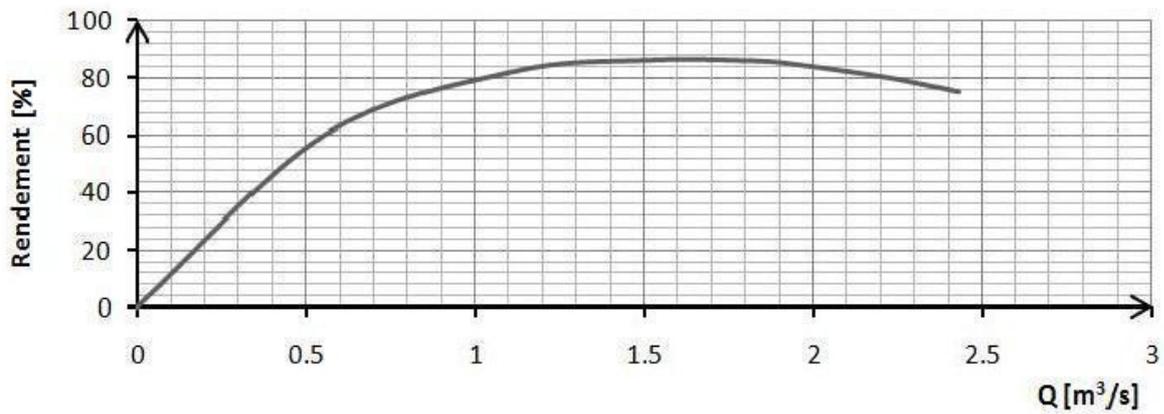
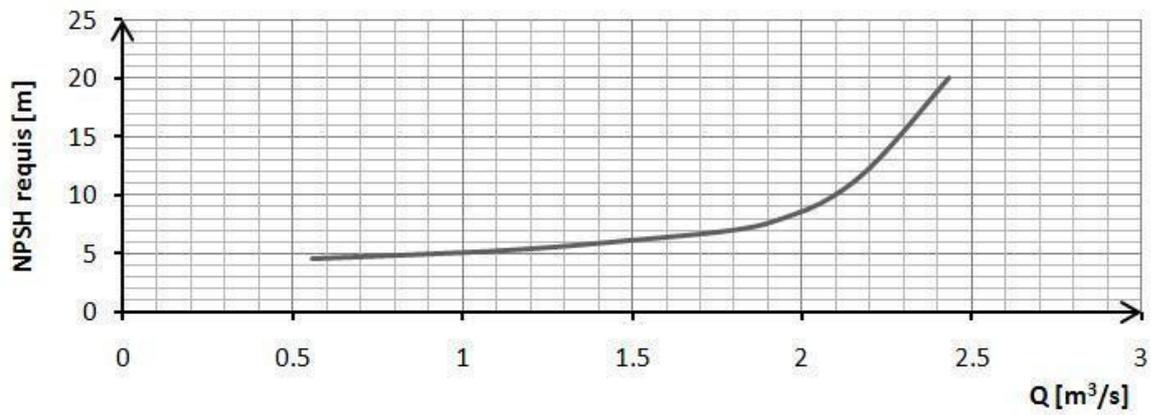
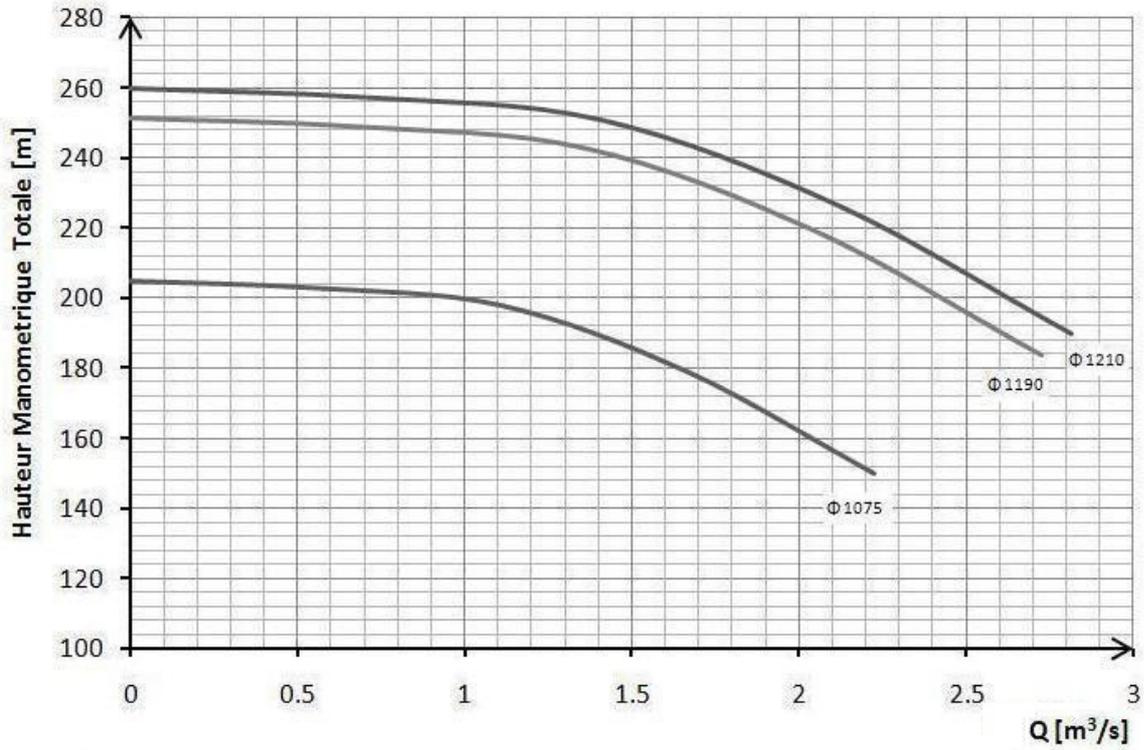
Baureihe-Größe Type-Size Modèle	Tipo Serie Tipo	Nenn Drehzahl Nom. speed Vitesse nom.	Velocità di rotazione nom. Nominaal toerental Revoluciones nom.	Lauf rad- ϕ Impeller Dia. Diamètre de roue	ϕ Girante ϕ Waaier ϕ Rodete	 KSB KSB Aktiengesellschaft Postfach 200743 06008 Halle (Saale) Turmstraße 92 06110 Halle (Saale)
Amacan K 1200-630		960 1/min				
Projekt Project Projet	Progetto Projekt Proyecto	Angebots-Nr. Project No. No. de l'offre	Offerta-No. Offertenr. Offerta-No.	Pos.-Nr. Item No. No. de pos.	Pos.-Nr. Positiennr. Pos.-Nr.	



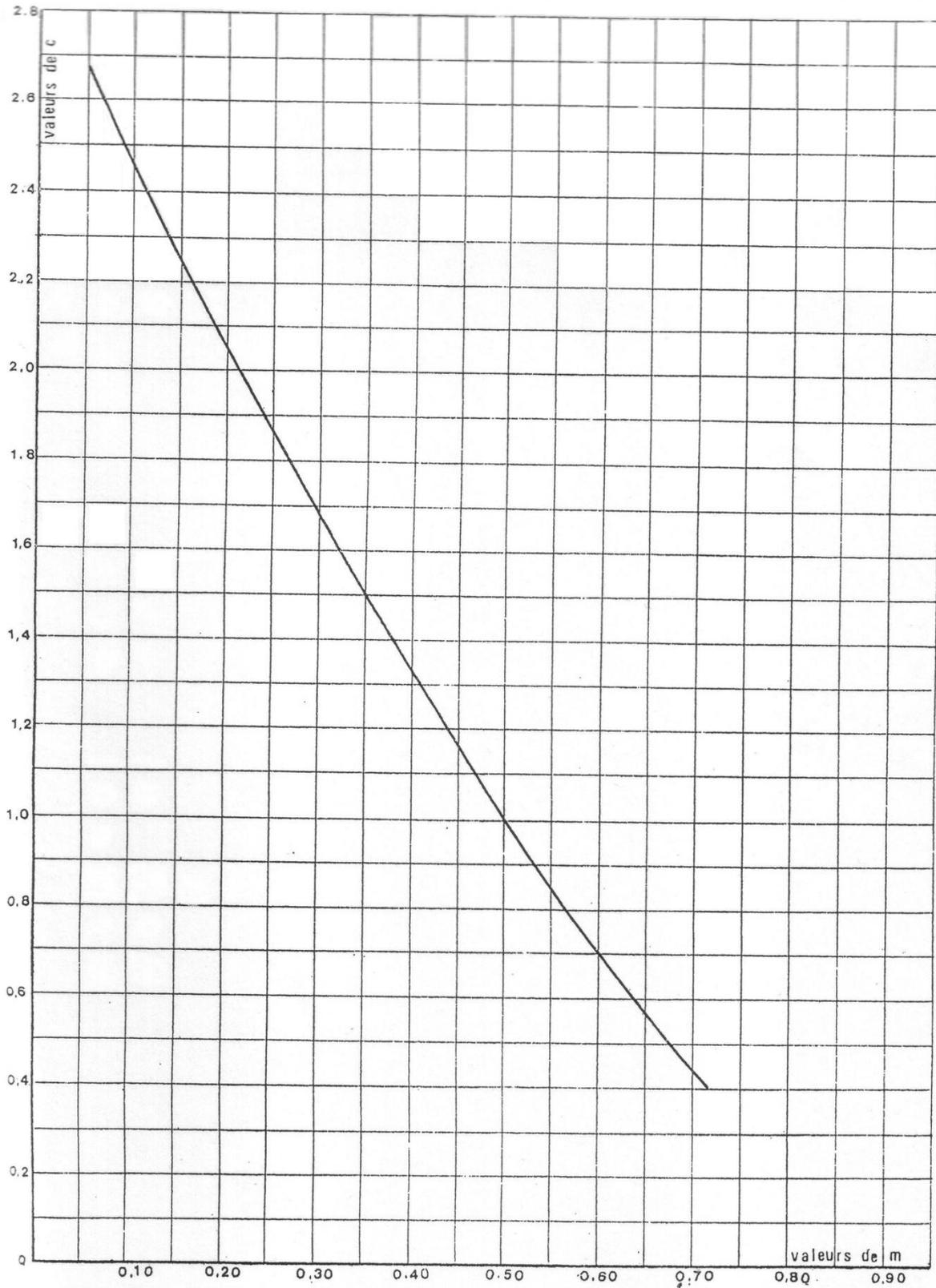
Kugeldurchgang/Free passage/Passage intégral 133 mm
 Passaggio libero/Kogeldoorgang/Paso libre 133 mm

Motorgrößen Motor sizes Taille moteur Motor tamaño Grandezza del motore	Nennleistung / Rated power / Puissance nom. / Potencia del motor / Potenza nominale del motore
	P₂ [kW]
190 6 UN/XN	190,0
225 6 UN/XN	225,0
260 6 UN/XN	260,0
320 6 UN/XN	320,0

Kennlinien nach ISO 9906/A. Sie entsprechen der effektiven Motordrehzahl.
 Curves as per ISO 9906/A. They correspond to the effective motor speed.
 Courbes selon ISO 9906/A. Elles correspondent à la vitesse de moteur effective
 Curvas según ISO 9906/A. Corresponden a las r.p.m. efectivas del motor.
 Curve caratteristiche secondo ISO 9906/A. Esse corrispondono alla velocità effettiva del motore.



Annexe 9



Coefficient de perte de charge c' dans un diaphragme.