Étude d'assainissement rural du centre de Temsamane, province de Driouch, royaume du Maroc

Jamil Bouayad

▶ **To cite this version:**

Jamil Bouayad. Étude d'assainissement rural du centre de Temsamane, province de Driouch, royaume du Maroc. Génie civil. 2019. dumas-03356232

HAL Id: dumas-03356232
https://dumas.ccsd.cnrs.fr/dumas-03356232

Submitted on 4 Oct 2021

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

CONSERVATOIRE NATIONAL DES ARTS ET METIERS

- PARIS -

MEMOIRE

Présenté en vue d'obtenir le titre

D'INGENIEUR DIPLOME PAR L'ETAT

SPECIALITE : GENIE CIVIL

OPTION : BATIMENT ET TRAVAUX PUBLICS

Par

Jamil BOUAYAD

ETUDE D'ASSAINISSEMENT RURAL DU CENTRE DE TEMSAMANE PROVINCE DE DRIOUCH – ROYAUME DU MAROC

Soutenu le …. / …. / 2019

JURY

- M. Jean-Sébastien VILLEFORT : Professeur titulaire de chaire, conservatoire national des arts et métiers
- M. Xavier CESPEDES : Professeur associé au Cnam, Directeur général, STRAINS
- M. Pierre MIT : Professeur associé au Cnam, Président, Building Smart France (BSF)
- M. Cédric DENIS : Responsable d'exploitation, EPIC EAU DE PARIS
- M. Daniel MALERON : Directeur de travaux, EIFFAGE TRAVAUX PUBLICS

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier toutes les personnes qui m'entourent sur le plan personnel notamment ma femme, mon associée depuis le début de ma carrière ainsi que ma fille Ghita pour leur soutien et encouragement tout au long de la préparation de ce mémoire.

Aussi, mes sincères remerciements s'adressent à toute l'équipe I3E Consulting et à ses partenaires notamment le Pr Ing. Youssef AJDOR, Professeur à l'Ecole Mohammedia d'Ingénieurs à Rabat et le Pr ing. Mustapha CHAKIR ALAOUI, ancien Professeur à l'Ecole des Ponts et Chaussées à Paris pour leur assistance et conseils non seulement pour l'élaboration de ce mémoire mais aussi pour le perfectionnement de ma formation en Génie Civil depuis plus d'une dizaine d'années.

Je tiens à exprimer ses sincères remerciements au Professeur Jean-Sébastien VILLEFORT de m'avoir honoré de sa présence et de présider le jury de soutenance.

Par ailleurs, mes remerciements s'adressent également au membre du jury : Monsieur Xavier CESPEDES, Professeur associé au CNAM et Directeur général de STRAINS, Monsieur Pierre MIT, Professeur associé au CNAM et Président de Building Smart France, Monsieur Cédric DENIS, Responsable d'exploitation EPIC EAU DE PARIS et Monsieur Daniel MALERON, Directeur de travaux à EIFFAGE TRAVAUX PUBLICS.

RESUME DU MEMOIRE

Les projets d'assainissement rural au Maroc intègrent des ouvrages de formes géométriques spécifiques qui sont soumis à des conditions d'exploitation très agressives. Mon rôle a pour objectif majeur de définir, en tenant compte des conditions spécifiques de fonctionnement et de l'importance de chacun de leurs éléments, les actions à mener pour fiabiliser les ouvrages et les protéger de dégradations prématurées.

La méthodologie courante d'une étude technique d'assainissement rural, fait ressortir trois principales étapes :

1. La conception suite à l'analyse détaillée des données et documents de base ;
2. Le dimensionnement des ouvrages selon la réglementation en vigueur ;
3. La définition des conditions de réalisation.

Outre le volet hydraulique, l'intégration de l'étude génie civil dans les différentes phases du projet est indispensable. L'objet de ce mémoire est de présenter ma participation dans ce genre d'études.

Le mémoire présente l'ensemble de ma contribution dans les phases de conception, de définition et de l'application des méthodes de dimensionnement hydraulique et de Génie Civil des ouvrages en faisant apparaitre mon rôle et mes compétences au sein de I3E Consulting.

Aussi, je justifie les résultats obtenus, en présentant des outils d'aide à la conception que j'ai mis au point selon un processus de réflexion et d'élaboration. De plus, le mémoire se termine par la présentation des modalités d'exécution du projet conformément au Cahier des Clauses Administratives Générales applicables aux marchés de travaux au Maroc (CCAG).

Le présent rapport est conçu pour être une étude modèle d'assainissement rural dans le contexte marocain qui en plus d'être technique, présente les enjeux et la réflexion qui l'accompagnent.

ABSTRACT

Rural sanitation projects in Morocco include geometrically specific structures that are subject to very aggressive operating conditions. My main objective is to define, taking into account the specific constraints of Moroccan rural centers and the importance of each of their elements, the actions to be taken to make the structures involved in sanitation reliable and protect them from premature deteriorations.

The current methodology of a rural sanitation technics study highlights three main steps:

1. Design following detailed analysis of data and basic documents ;
2. Sizing of structures according to the current regulations ;
3. Definition of the realization conditions.

In addition to the hydraulic component, the integration of the civil engineering study into the various phases of the project is essential. The purpose of this thesis is to present my participation in this type of work.

This dissertation presents all of my contributions in the different steps of the design, the definition and the application of hydraulic and Civil Engineering computation by revealing my role and my competences within I3E Consulting.

Also, I justify the obtained results, by presenting aided designing tools which I have developed according to a process of thinking and elaboration. In addition, the thesis concludes with the presentation implementation procedures of the project in accordance with General Conditions for Works Contracts in Morocco.

This report is designed to be a model study of rural sanitation in the Moroccan context which besides being technical, presents the stakes and the thinking which accompanies it.

TABLE DES MATIERES

1. PRESENTATION DE L'ACTIVITE D'I3E CONSULTING 1

1.1 ACTIVITES 1
1.2 MA FONCTION CHEZ I3E CONSULTING 1
1.3 INTERET ECONOMIQUE ET OBJECTIFS DE CE MEMOIRE 2
1.4 MON ROLE DANS LE PROJET 2

2. INTRODUCTION 4

2.1 CADRE JURIDIQUE ET INSTITUTIONNEL DE L'ASSAINISSEMENT LIQUIDE AU MAROC 4
2.2 PROBLEMATIQUE DE L'ASSAINISSEMENT LIQUIDE AU MAROC 7

3. CONTEXTE DE L'ASSAINISSEMENT RURAL AU MAROC ET TECHNIQUES UTILISEES 8

3.1 DESCRIPTIONS DES DIFFERENTS TYPES DE SYSTEME DE COLLECTE 9
3.1.1 Système séparatif 10
3.1.2 Système unitaire 11
3.1.3 Système pseudo-séparatif 12
3.1.4 Système autonome (individuel ou semi-collectif) 12
3.2 COMPOSANTES D'UN RESEAU ASSAINISSEMENT 13
3.2.1 Ouvrages principaux 13
3.2.2 Ouvrages annexes 13
3.2.2.1 Déversoir d'orage 13
3.2.2.2 Stations de pompage 14
3.3 DESCRIPTION DES DIFFERENTES TECHNIQUES D'EPURATION DES EAUX USEES EN MILIEU RURAL 15
3.3.1 Etapes de traitement des eaux usées 15
3.3.1.1 Prétraitement 15
3.3.1.2 Traitement primaire 15
3.3.1.3 Traitement secondaire 16
3.3.2 Systèmes d'épuration recommandés pour le rural 16
3.3.2.1 Fosse septique 16
3.3.2.2 Filtres plantés de roseaux 17
3.3.2.3 Filtre à sable 19
3.3.2.4 Lagunage naturel 20
3.3.2.5 Lagunage aéré 21
3.3.3 Classement des techniques d'épuration 22

4. MATERIEL ET METHODES 23

4.1 CRITERES DU CHOIX DU SYSTEME DE COLLECTE 23
4.1.1 Données relatives à l'environnement du site 23
4.1.1.1 Topographie 23
4.1.1.2 Hydrographie et régime des nappes 23
4.1.1.3 Géologie 23
4.1.1.4 Pluviométrie de la zone 24
4.1.2 Données relatives à la situation actuelle de la zone d'étude 24
4.1.2.1 Nature des agglomérations 24
4.1.2.2 Importance de l'agglomération 24
4.1.2.3 Mode d'occupation du sol 24
4.1.2.4 Type d'assainissement existant 24
4.1.3 Données relatives au développement futur 24
4.2 CRITERES DE CHOIX DU PROCEDE D'EPURATION (STEP) 25
4.2.1 Aspect quantitatif et qualitatif des eaux usées 25
4.2.2 Contraintes du milieu récepteur 25
4.2.3 Contraintes naturelles du site 25
4.2.4 Contraintes économiques 26
4.2.5 Exploitation 26
4.2.6 Maintien de la performance épuratoire (fiabilité du procédé) 26
4.3 CRITERES DE DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES - VOLET HYDRAULIQUE 27

4.3.1 Réseau de collecte ... *27*
4.3.1.1 Base et paramètres de calcul ... 27
4.3.1.1.1 Horizon de calcul ... 27
4.3.1.1.2 Calcul des débits d'eaux usées ... 27
4.3.1.1.3 Débit de dimensionnement du réseau d'eaux usées ... 28
4.3.1.1.4 Calcul des collecteurs ... 28
4.3.1.1.5 Pente minimale ... 29
4.3.1.1.6 Nature des collecteurs à utiliser ... 29
4.3.1.1.7 Calcul des débits d'eaux pluviales ... 29
4.3.1.1.8 Dimensionnement du réseau d'eaux pluviales ... 32
4.3.1.1.9 Vérification de l'autocurage ... 32
4.3.1.2 Dimensionnement d'un Déversoir d'Orage ... 33
4.3.1.3 Dimensionnement d'une Station de Relevage (SR) ... 34
4.3.2 Système d'épuration (STEP) ... *35*
4.3.2.1 Débits à traiter ... 35
4.3.2.2 Charges polluantes à traiter ... 36
4.3.2.3 Dimensionnement des ouvrages de la STEP type lagunage ... 36
4.3.2.3.1 Lagunage naturel ... 36
4.3.2.3.2 Dégrilleur ... 41
4.3.2.3.3 Dessableur ... 43
4.4 CRITERES DE DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES - VOLET GENIE CIVIL ... 43
4.4.1 Aspect règlementaire ... *43*
4.4.1.1 Classification des ouvrages ... 44
4.4.1.2 Sollicitations à considérer ... 44
4.4.1.3 Combinaisons d´actions ... 45
4.4.1.4 Contraintes limites ... 46
4.4.1.5 Enrobage ... 48
4.4.2 Stabilité externe des bassins ... *48*
4.4.2.1 Etude des parois ... 48
4.4.2.2 Pré-dimensionnement des parois ... 49
4.4.2.3 Cas du bassin vide et soumis à la poussée du sol ... 49
4.4.2.3.1 Caractéristiques du sol ... 49
4.4.2.3.2 Calcul de poussées ... 50
4.4.2.3.3 Justification de la stabilité externe des parois ... 55
4.4.2.4 Cas du bassin plein et soumis à l'action de l'eau uniquement ... 58
4.4.2.4.1 Justification de la résistance externe des parois ... 59
4.4.3 Justification de la résistance interne des parois ... *60*
4.4.3.1 Etude du voile du bassin ... 60
4.4.3.2 Etude du radier du bassin ... 62

5. RESULTATS ET DISCUSSIONS ... 65

5.1 PRESENTATION DE LA MONOGRAPHIE DE LA ZONE DU PROJET ... 65
5.1.1 Situation administrative de l'aire de l'étude ... *65*
5.1.2 Cadre physique et naturel ... *65*
5.1.2.1 Géologie ... 65
5.1.2.2 Hydrologie ... 67
5.1.2.3 . Hydrogéologie ... 68
5.1.2.4 Climatologie ... 69
5.1.2.5 Relief, Sol et Couvert Végétal ... 69
5.1.3 Cadre socio-économique ... *69*
5.1.4 Infrastructures existantes ... *69*
5.1.5 Etat actuel de l'assainissement liquide ... *70*
5.2 VARIANTES PROPOSEES POUR L'ASSAINISSEMENT DU CENTRE TEMSAMANE ... 71
5.2.1 Choix du type de réseau de collecte ... *71*
5.2.2 Choix du procédé d'épuration ... *71*
5.3 RESULTATS DE DIMENSIONNEMENT - VOLET HYDRAULIQUE - ... 72
5.3.1 Eaux usées (Réseau et STEP) ... *72*
5.3.2 Eaux pluviales ... *83*
5.4 RESULTATS DE DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES - VOLET GENIE CIVIL ... 86
5.4.1 Hypothèses de calcul ... *86*
5.4.2 Etude géotechnique ... *88*

5.4.2.1 Investigations générales 88
5.4.2.2 Essai Pressiométrique 91
5.4.2.3 Essais de laboratoire 92
5.4.3 Dimensionnement des ouvrages 93
5.4.3.1 Bassin anaérobie 93
5.4.3.1.1 Pré-dimensionnement du bassin 93
5.4.3.1.2 Cas du bassin vide et soumis à la poussée du sol 94
5.4.3.1.3 Justification de la stabilité externe des parois 95
5.4.3.1.4 Cas du bassin plein, soumis à l'action de l'eau uniquement 97
5.4.3.1.5 Justification de la résistance externe des parois 97
5.4.3.1.6 Ferraillage du voile du bassin 97
5.4.3.1.7 Etude du radier du bassin 98
5.4.3.1.8 Modélisation sur le logiciel ROBOT 100
5.4.3.2 Ferraillage du dessableur 108
5.4.3.3 Ferraillage du répartiteur 110
5.4.3.4 Ferraillage des Stations de Relevage (SR) 112
5.4.3.4.1 Dimensionnement de l'ouvrage SR1 112
5.4.3.4.2 Dimensionnement de l'ouvrage SR2 115
5.4.3.4.3 Dimensionnement de l'ouvrage SR3 117
5.5 PATHOLOGIE DU BETON DES STEP 119
5.5.1 Fissuration du béton 119
5.5.2 Attaques du béton 120
5.5.3 Corrosion des métaux par effets de piles 120

6. PRINCIPALES MODALITÉS PARTICULIÈRES D'EXÉCUTION 121

6.1 TRAVAUX DE POSE DE CANALISATIONS 121
6.1.1 Exécution des terrassements en tranchée pour canalisations 121
6.1.2 Remblaiement des fouilles 122
6.1.3 Fourniture et pose des canalisations circulaires 122
6.1.4 Regards de visite sur égouts circulaires 122
6.1.5 Echelons et crosses de descente 123
6.1.6 Démolitions et réfection de chaussée et trottoir 123
6.1.7 Regards borgnes 123
6.1.8 Bouches d'égout 124
6.1.9 Branchements particuliers 124
6.2 TRAVAUX STEP 124
6.2.1 Travaux de terrassements et réalisation des bassins 124
6.2.1.1 Implantation - Nivellement - Piquetage 124
6.2.1.2 Exécution des déblais et fouilles 124
6.2.1.3 Réglage et compactage de la plate-forme en déblai 125
6.2.1.4 Exécution des remblais 125
6.2.1.5 Préparation des terrains sous remblais 125
6.2.1.6 Évacuation des eaux 125
6.2.1.7 Exécution des bassins 125

Conclusion
Annexes

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Avantages et inconvénients du système séparatif 11
Tableau 2 : Avantages et inconvénients du système unitaire 11
Tableau 3 : Avantages et inconvénients du système pseudo-séparatif 12
Tableau 4 : Avantages et inconvénients de l'assainissement autonome. 12
Tableau 5 : Critère de choix des options d'assainissement – Epuration recommandées selon la taille de la population dans le rural marocain 22
Tableau 6: Valeurs du coefficient de ruissellement 31
Tableau 7: Formules d'assemblage des bassins 32
Tableau 8 : Nombre de démarrage f en fonction de la puissance P de la pompe à l'heure 35
Tableau 9: Données de base de l'aire d'étude 73
Tableau 10 : Extrait de calcul des Débits des Eaux Usées (EU) par bassin versant 74
Tableau 11 : Extrait de calcul des Débits des Eaux Pluviales (EP) par bassin versant 74
Tableau 12 : Extrait d'Assemblage des bassins versants – Réseau pseudo séparatif 75
Tableau 13 : Extrait de calcul de dimensionnement des collecteurs et vérification des vitesses d'auto-curage – Réseau pseudo séparatif (EU + EP Terrasses) 76
Tableau 14 : Extrait du Détail des métrés – Réseau pseudo-séparatif (EU + EP Terrasses) 76
Tableau 15 : Dimensionnement des stations de relevage 77
Tableau 16 : Dimensionnement des déversoirs d'orage 78
Tableau 17 : Déversement latéral 78
Tableau 18 : Dimensionnement du dessableur 79
Tableau 19 : Dimensionnement du dégrilleur 79
Tableau 20 : Dimensionnement de la station d'épuration – Lagunage Naturel 80
Tableau 21 : Extrait du calcul des Débits des eaux pluviales – Voiries par bassin versant 83
Tableau 22 : Extrait d'Assemblage des bassins versants – Réseau Eaux Pluviales (EP) Voiries 84
Tableau 23 : Extrait du dimensionnement - Réseau Eaux Pluviales (EP) Voiries 85
Tableau 24 : Extrait détail des métrés – Réseau Eaux Pluviales (EP) Voiries 85
Tableau 25 : Variation de σ_s en fonction de (Φ) 87
Tableau 26 : Hypothèses de calcul 88
Tableau 27 : Nature géologique des sols 88
Tableau 28 : Résultats des essais du sondage S1 91
Tableau 29 : Résultats des essais du sondage S2 91
Tableau 30 : Hypothèses de calcul -Paramètres géométriques des parois 93
Tableau 31 : Caractéristiques mécaniques du sol 94
Tableau 32 : Valeurs de la poussée horizontale due au sol 94
Tableau 33 : Valeurs de la poussée due aux surcharges sur remblai 95
Tableau 34 : Poussée de l'eau 97
Tableau 35 : Tableau des charges 101
Tableau 36 : Récapitulatif des armatures du dessableur 110
Tableau 37 : Récapitulatif des armatures du répartiteur 112
Tableau 38 : Récapitulatif des armatures de la SR1 114
Tableau 39 : Récapitulatif des armatures de la SR2 117
Tableau 40 : Récapitulatif des armatures de la SR3 119

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Schémas de systèmes collectifs de collecte 10
Figure 2 : Vue d'un Déversoir d'Orage 14
Figure 3 : Vue d'un poste de relevage 15
Figure 4 : Schémas d'une Fosse septique 17
Figure 5 : Schéma de fonctionnement du Filtre planté de roseaux à écoulement vertical 18
Figure 6 : Schéma de fonctionnement du Filtre planté de roseaux à écoulement horizontal 18
Figure 7 : Schéma de fonctionnement des types de Filtre à sable 19
Figure 8 : Schéma de fonctionnement du lagunage naturel 21
Figure 9 : Schéma de fonctionnement du lagunage aéré 22
Figure 10 : Schéma de fonctionnement d'un Déversoir d'Orage (DO) 33
Figure 11 : Composantes de la filière Lagunage 37
Figure 12 : Dessableur-Dégrilleur 41
Figure 13 : Pré dimensionnement d'un mur Cantilever 49
Figure 14 : Contrainte verticale du sol 50
Figure 15 : Surface de glissement 50
Figure 16 : Plan de glissement coupe le talus 51
Figure 17 : Plan de glissement coupe la face interne du voile 52
Figure 18 : L'écran fictif 52
Figure 19 : Efforts de poussée des terres 53
Figure 20 : Poussée due à une surcharge sur le remblai 54
Figure 21 : Bilan des efforts appliqués aux parois sous l'effet du sol 54
Figure 22 : Excentricité de la réaction du sol 57
Figure 23 : Contraintes verticales sous la semelle du mur entièrement comprimée 57
Figure 24 : Contraintes verticales sous la semelle du mur partiellement comprimée 58
Figure 25 : Bilan des efforts appliqués aux parois sous l'effet de l'eau 59
Figure 26 : Diagramme rectangulaire de la pression selon Guerin et Lavaur 60
Figure 27 : Moments aux appuis et sur les faces 61
Figure 28 : Localisation administrative du centre de Temsamane – Province de Driouch 65
Figure 29 : Carte géologique de la région de Temsamane (Tirée de la carte géologique de Boudinar 1/50000) 66
Figure 30 : Bassin versant de l'Oued Kert 67
Figure 31 : Carte hydrogéologique du bassin versant de l'oued Kert 68
Figure 32 : Coupe lithologique Sondage S1 89
Figure 33 : Coupe lithologique Sondage S2 90
Figure 34 : Dimensions des parois 94
Figure 35 : Définition du chargement du sol 101
Figure 36 : Définition de la charge hydrostatique de l'eau 102
Figure 37 : Définition de la charge hydrostatique de l'eau 102
Figure 38 : Définition de la charge thermique 102
Figure 39 : Déformée de la structure sous l'effet statique de l'eau 103
Figure 40 : Déformée de la structure sous l'effet statique de la poussée du sol 103
Figure 41 : Diagramme du moment sur la paroi 103
Figure 42 : Calcul des moments dans le sens (LX) 104
Figure 43 : Calcul des moments dans le sens (Ly) 105
Figure 44 : Ferraillage de la travée dans le sens L (x) 105
Figure 45 : Ferraillage de la travée dans le sens L(y) 106
Figure 46 : Résultats du calcul des moments à l'ELU 106
Figure 47 : Résultats du calcul des moments à l'ELS 107
Figure 48 : Résultats de calcul du Ferraillage - Voile 107

LISTE DES ABREVIATIONS :

CCAG	:	Cahier des Clauses Administratives Générales Applicables aux marchés de travaux au Maroc.
PNA	:	Plan National d'Assainissement liquide.
PNAR	:	Plan National d'Assainissement Rural.
SDAR	:	Schéma Directeur d'Assainissement Rural.
RADEEMA-Marrakech	:	Régie Autonome d'Eau et d'Electricité- Marrakech
RADEEF-Fès	:	Régie Autonome de distribution d'Eau et d'Electricité - Fès
RADEES-Safi	:	Régie Autonome d'Eau et d'Electricité –Safi
ONEE-Branche Eau	:	Office National de l'Eau et d'Electricité – Branche Eau
REDAL	:	Régie Autonome de Gestion des Services d'Eaux et d'Electricité à Rabat
LYDEC	:	Régie Autonome de Gestion des Services d'Eaux et d'Electricité à Casablanca.
AMENDIS	:	Régie Autonome de Gestion des Services d'Eaux et d'Electricité à Tanger- Tétouan.
LPEE	:	Laboratoire Public d'Essai et d'Etudes.
LCPC	:	Laboratoire de Contrôle des Ponts et Chaussées.
OMS	:	Organisation Mondiale de la Santé.
EP	:	Eaux Pluviales.
EU	:	Eaux Usées.
STEP	:	Station d'épuration.
DBO	:	Demande Biochimique en Oxygène.
DCO	:	Demande Chimique en Oxygène.
MES	:	Matière En Suspension.
H2S	:	Hydrogène sulfuré.
CO2	:	Dioxyde de carbone.
NTK	:	Azote ammoniacal.
EH	:	Equivalent Habitant.
PT	:	Phosphore Total.
FS	:	Fosse septique.
DO	:	Déversoir d'Orage.
SR	:	Station de Relevage.

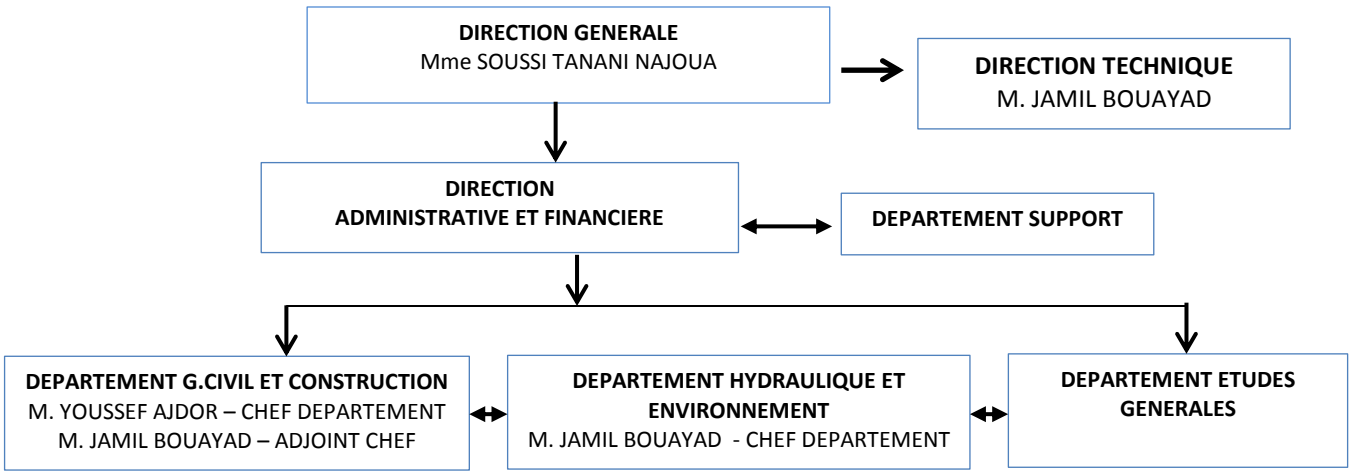
1. PRESENTATION DE L'ACTIVITE D'I3E CONSULTING

1.1 Activités

I3E Consulting est un bureau d'études créé en 2002 opérant dans le domaine du Génie Civil à savoir les études du Bâtiment, d'Assainissement, d'Alimentation en Eau Potable, de Voiries, d'Environnement, d'Aménagement Hydraulique (Protection contre les inondations, Délimitation du Domaine Public Hydraulique …..) et des études générales (géotechnique, géologie, hydrogéologie, géologie..) ainsi que dans le suivi de grands chantiers dans le cadre de projets de réalisation d'ouvrages Génie Civil.

1.2 Ma fonction chez I3E Consulting

Depuis plus de 15 ans, j'ai participé à la réalisation de plusieurs études touchant le domaine de l'eau et de l'environnement et qui relève de ma formation de base « Docteur ingénieur en Génie de l'Environnement ». Ma contribution au début de ma carrière professionnelle avait pour objet la réalisation de tâches relatives à la conception et au dimensionnement hydraulique des ouvrages ce qui m'a permis de progresser pour occuper le poste de Chef de Projet. Par ailleurs et suite aux opportunités offertes à I3E Consulting pour participer aux études de grands projets Génie Civil (Bâtiments (résidentiels, touristiques...), Ouvrages de STEP, Voiries…), I3E Consulting a restructuré ses départements selon le schéma ci-après :



Ainsi, j'ai pu réussir ma mission de chef de Département « Hydraulique et Environnement » puis comme Chef Adjoint du Département Génie Civil. En effet, cette évolution notamment en matière de compétence en Génie Civil a été acquise dans un premier temps en contribuant à plusieurs études techniques pour ce département et ce, sous la supervision des experts et collaborateurs de I3E Consulting puis en participant massivement dans le suivi des travaux de la réalisation de grands projets Génie Civil.

Cette expérience acquise en Génie Civil – BTP a permis au bureau de garantir la réussite de sa mission sous la tutelle des hautes instances au Maroc et auprès de plusieurs pays africains et ce, en collaboration avec des partenaires marocains et européens.

A ce jour et avec mon poste de Directeur Technique I3E Consulting, je continue à apporter une assistance et à développer les pièces techniques et les référentiels utiles à l'activité du bureau d'études.

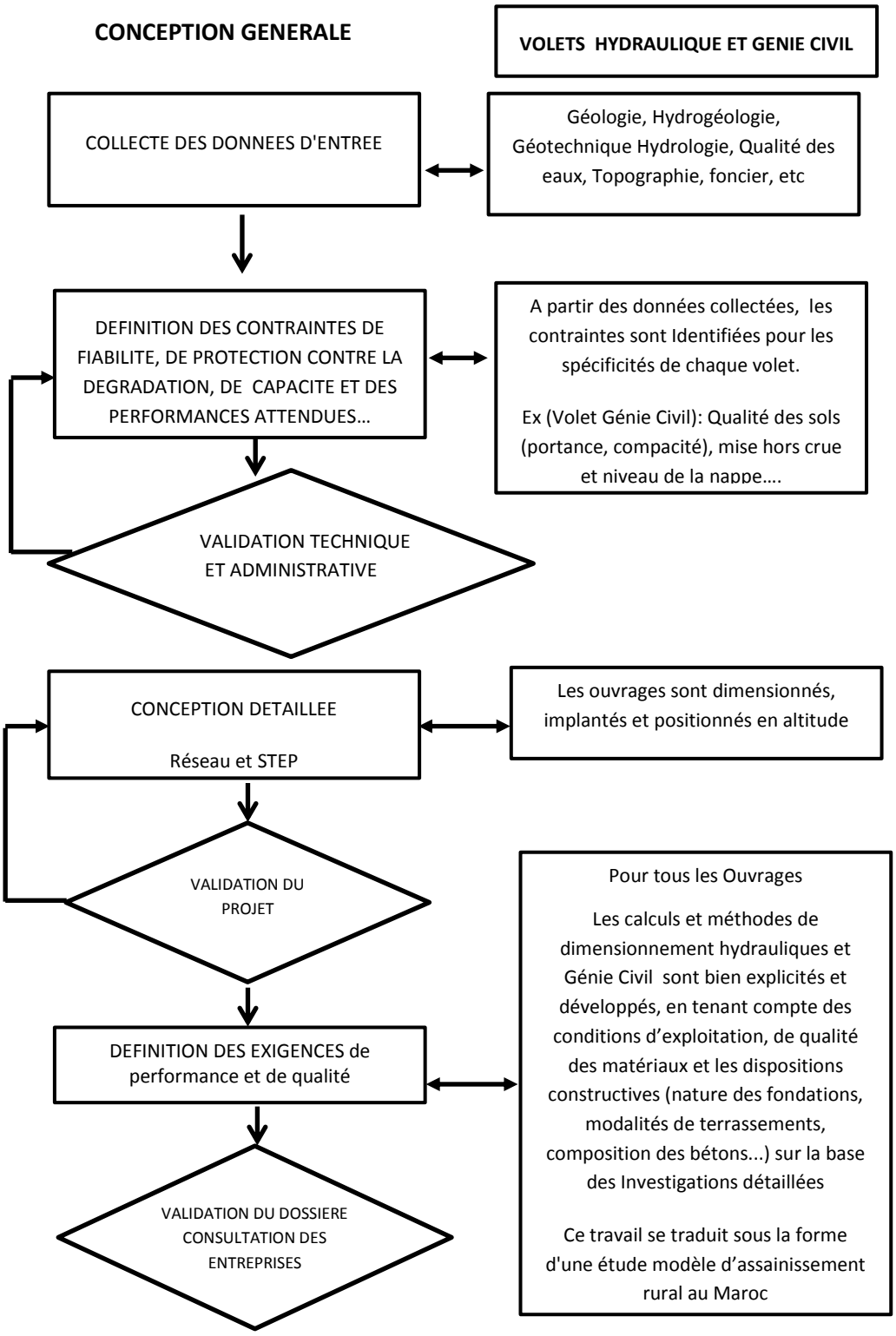
1.3 Intérêt économique et objectifs de ce mémoire

Le présent travail permettra de disposer d'une étude modèle d'assainissement d'un centre rural marocain en traitant mutuellement les volets hydraulique et Génie Civil conformément à la réglementation marocaine et aux recommandations du Plan National d'Assainissement Rural (PNAR-2017). En effet, la réalisation des études techniques des deux volets permet à l'ingénieur une bonne maitrise du projet afin d'assurer sa réussite. Aussi, le projet présenté bénéficiera du financement du Ministère de l'Intérieur Marocain et permettra le désenclavement du Centre concerné (Centre de Temsamane – Province de Driouch, situé au Nord-Est du Maroc) pour répondre aux objectifs de l'état en matière de protection des ressources en eaux et d'amélioration des conditions sanitaires et environnementales du rural marocain.

1.4 Mon rôle dans le projet

Je suis le chef du projet et je réalise toutes les étapes de conception et de dimensionnement en produisant et en justifiant les résultats y afférents en collaboration avec une équipe d'appui formée d'ingénieurs (géologue, géotechnicien, hydrogéologue, hydrologue, hydraulicien et environnementaliste) et de cadres techniques « Projeteurs -dessinateurs».

Je formalise moi-même la démarche de l'étude et ses différentes étapes et j'impose une traçabilité des données d'entrée et de sortie ainsi que les différents jalons du processus de conception. L'organigramme suivant illustre la démarche spécifique de l'étude pour traiter les deux volets « Hydraulique et Génie civil ». Elle est mise en place selon le déroulement d'un projet d'assainissement liquide d'un centre rural marocain.



Cette première étape est fondamentale pour le démarrage du projet. En absence données initiales, l'Ingénieur Conseil engage toutes les investigations prévues

Ces Informations sont directement exploitées dans le processus de conception.

La phase de conception est décrite dans le chapitre 6. Elle est illustrée par des recommandations Issues de mon expérience.

Ce travail de définition est détaillé dans les paragraphes 6.3 et 6.4 dans lesquels vous découvrirez mon rôle de chef de projet

2. INTRODUCTION

2.1 Cadre juridique et institutionnel de l'assainissement liquide au Maroc

L'assainissement liquide relèvent des attributions communales en vertu du dahir n° 1.08.153 du 22 safar 1430 (18 février 2009) portant promulgation de la **loi n° 17-08** modifiant et complétant la loi n° 78-00 portant charte communale telle que modifiée et complétée, notamment son **article 39** intitulé **« Services publics locaux et équipements collectifs ».**

Ainsi, les communes peuvent assurer cette gestion soit :

- ✓ En régie directe par les services et les moyens de la commune elle-même ;
- ✓ En la confiant à une régie autonome, auquel cas les conseils communaux et les comités des syndicats de communes décident, pour assurer l'exécution de ce service public, de créer une régie dotée de la personnalité civile et de l'autonomie financière et ce, conformément au décret n° 2-64-394 du 22 joumada I 1384 (29 septembre 1964) relatif aux régies communales (RADEEMA-Marrakech, RADEEF-Fès, RADEES-Safi…);
- ✓ En la confiant à un opérateur public (ONEE-Branche Eau qui gère actuellement 119 villes et localités) ou privé (REDAL, LYDEC, AMANDIS) dans le cadre d'une concession ou d'une gestion déléguée en sus de la distribution de l'eau et de l'électricité conformément aux lois et règlements en vigueur.

  Plusieurs modes de gestion peuvent être adoptés tel que la concession, l'affermage, la régie intéressée et la gérance.

Concernant l'arsenal juridique régissant le secteur d'assainissement liquide :

Depuis la création du Département de l'environnement au sein des gouvernements qui se sont succédés au Maroc, rattaché actuellement au Secrétariat d'Etat auprès du Ministre de l'Energie, des mines et du développement durable, l'arsenal juridique du Royaume en matière de protection de l'environnement s'est développé et renforcé en réponse à la dégradation soutenue de la qualité des ressources naturelles et à leur raréfaction.

La loi sur l'eau n°36-15 abrégeant la loi 10-95 du 16 Août 1995 s'est fixée pour objectif la mise en place d'une politique nationale de l'eau basée sur une vision prospective en tenant compte de l'évolution d'une part des ressources, et d'autre part des besoins nationaux en eau, en vue d'assurer la sécurité hydraulique de l'ensemble du territoire du Royaume ainsi

que la contribution à l'amélioration de la situation environnementale des ressources en eau, dans la mesure où elle instaure des périmètres de sauvegarde et d'interdiction.

Dans ce contexte, cette loi constitue le cadre légal de l'assainissement liquide. Elle a assujetti les déversements des rejets à des déclarations, des autorisations préalables et à des redevances. Cependant, la réalisation de cet objectif est tributaire de l'adoption de normes fixant les niveaux de pollution des rejets liquides.

Parmi les dispositions apportées par cette loi au niveau de sa section 2 (art 98 à 105) intitulé « **Préservation de la qualité des eaux** » et sa section 3 (art 106 à 110) relative à « **l'assainissement liquide** » :

- ✓ le déversement susceptible de porter atteinte au domaine public hydraulique est soumis à autorisation de l'Agence de Bassin Hydraulique et au paiement d'une redevance ;
- ✓ l'obligation pour les communes de prévoir pour toute agglomération urbaine un plan directeur d'assainissement liquide et de s'équiper d'un réseau public d'assainissement et d'une ou de plusieurs stations de traitement des eaux usées selon la taille et la structure de ces agglomérations.
- ✓ la protection du domaine public hydraulique et la conservation de la qualité des eaux.

Concernant le déversement des eaux usées :

La loi sur l'eau précitée a prévu dans son article 109 que les modalités d'octroi de l'autorisation de déversement, de son renouvellement ainsi que les valeurs limites de rejet sont fixées par voie réglementaire.

Dans ce contexte et en vue de protéger le domaine public hydraulique, le décret n° 2-04-553 du 13 Doulhija 1425 (24 janvier 2005) relatif aux déversements, écoulements, rejets, dépôts directs ou indirects dans les eaux superficielles ou souterraines a été publié au bulletin officiel n° 5290 du 1er moharrem 1426 (10 février 2005) en application des articles 52 et 53 de la loi 10.95 qui correspondent à l'article 109 de la nouvelle loi sur l'eau.

Ce texte est toujours en vigueur, étant donné que la nouvelle loi sur l'eau n° 36-15 a prévu dans son article 162 que : « Dans l'attente de la publication des textes d'application de la présente loi, les textes d'application de la loi 10-95 sur l'eau promulguée par le dahir n°1-95-154 du 18 rabii I 1416 (16 août 1995) demeurent en vigueur ».

Ainsi plusieurs arrêtés ont été publiés fixant les valeurs limites des rejets tels que les rejets domestiques, les rejets des industries du sucre, du ciment, de la branche de galvanisation à chaud relevant de l'activité de traitement de surface, du céramique, des industries du textiles et de teinture.

Concernant la réutilisation des eaux usées :

Au niveau de la section première du chapitre V consacré à la « Valorisation et utilisation des eaux non conventionnelles : Réutilisation des eaux usées et des boues d'épuration », la loi sur l'eau en vigueur a introduit des dispositions importantes pour encadrer la réutilisation des eaux usées et des eaux de boue en termes d'autorisation et de respect des normes.

Il est stipulé au niveau de ladite section que la réutilisation et l'exploitation de l'eau usée pour quelque usage que ce soit doit être conforme aux normes de qualité requises, selon l'usage et l'exploitation, fixées par voie réglementaire.

Ces dispositions ne s'appliquent pas aux eaux usées issues des dispositifs d'assainissement autonomes agréés et ces eaux ne peuvent être réutilisées que pour l'irrigation des cultures et plantations dont la liste est fixée par voie réglementaire.

La loi sur l'eau a également prévu dans son article 71 que les gestionnaires ou les propriétaires des stations d'épuration des eaux usées et **des dispositifs d'assainissement autonome agréés**, qui procèdent au traitement et à la valorisation des boues d'épuration peuvent bénéficier du concours financier de l'administration et de l'agence de bassin hydraulique dans les conditions fixées par voie réglementaire.

Le décret n° 2-97-875 du 6 chaoual 1418 (4 février 1998) pris en application de la loi 10.95 abrogée par la loi 36-15 et qui reste en vigueur, fixe les conditions d'autorisation de l'utilisation des eaux usées et les modalités du concours financier des agences de bassins hydrauliques au permissionnaire de la réutilisation.

2.2 Problématique de l'assainissement liquide au Maroc

La problématique de l'assainissement liquide au Maroc a fait l'objet en 2006 d'une étude intitulée « Plan National d'Assainissement liquide (PNA) » qui a recommandé la réhabilitation et l'extension des réseaux d'assainissement, le branchement et le renforcement du réseau pluvial et la réalisation des stations d'épuration de plus de 330 villes et centres urbains comptant plus de 10 millions d'habitants. Ledit Plan vise essentiellement l'amélioration environnementale des bassins hydrauliques et l'atteinte d'un taux de raccordement global au réseau d'assainissement de 75 % à la fin de 2016, 80 % en 2020 et 100 % à l'horizon 2030, sachant que ce taux en 2006 est de 72 %. Pour ce qui est de l'épuration des eaux usées, il est prévu de traiter, réutiliser ou valoriser 100 % des eaux usées collectées à l'horizon 2030 contre 25 % en 2006. Par ailiers, le PNA se donne comme objectif à l'horizon 2020, de porter le taux d'épuration des eaux usées urbaines à 60%.

Parmi les contraintes de la mise en place du PNA, l'absence d'un modèle d'assainissement en milieu rural en termes de : mode de gestion de tarification et de synergie urbain/rural, etc. Il y a donc une nécessité de repenser le modèle d'assainissement pour qu'il soit global (urbain et rural) et cohérent avec les exigences du développement durable, et permettre de réduire l'empreinte écologique de ce secteur, de clarifier les rôles et les responsabilités des acteurs en matière d'assainissement notamment rural, de revoir et réviser les normes de rejets, de redéfinir les orientations stratégiques de dépollution et de revoir la tarification.

Ainsi en 2017, le Ministère de l'Intérieur Marocain a finalisé l'étude du PNAR (Plan National d'Assainissement Rural) pour permettre la concrétisation des grandes et nouvelles orientations en matière d'assainissement rural sur le terrain et rattraper le grand retard de ce secteur.

La présente étude s'inscrit dans le cadre des recommandations du PNAR-2017 et a pour objet d'assurer la collecte et l'évacuation de l'ensemble des eaux pluviales et usées ainsi que leur rejet dans les exutoires naturels sous des modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement du Centre de Temsamane - Province de Driouch au Nord Est du Maroc.

3. CONTEXTE DE L'ASSAINISSEMENT RURAL AU MAROC ET TECHNIQUES UTILISEES

Le Maroc est un pays où la disponibilité des ressources en eau est un facteur déterminant dans le développement de son économie qui se base essentiellement sur le secteur agricole. Les précipitations, les barrages, les cours d'eau et les eaux souterraines alimentent quotidiennement les terres agricoles. Or, ces ressources en eau ont connu dans les dernières décennies un tarissement très important, à cause des conditions naturelles de plus en plus difficiles, de l'absence de politiques de gestion au plan institutionnel et du manque de sensibilité auprès des utilisateurs d'eau.

Afin de mieux contourner cette problématique et faire face à ce stress hydrique, le Secrétariat d'État marocain, chargé de l'eau et de l'environnement, avec certains organismes nationaux et internationaux, ont élaboré des programmes et stratégies dans le secteur de l'eau. Ayant comme objectif la gestion et la protection des ressources en eau, ces stratégies ont visé principalement la réalisation de plusieurs projets d'assainissement qui ont comme but le traitement des eaux usées et la réutilisation des effluents traités ainsi que les autres produits d'épuration (urines et fèces), particulièrement en irrigation et la fertilisation des parcelles agricoles sans avoir de risque sur la santé publique des agriculteurs et des consommateurs.

Par ailleurs, les critères de conception qui serviront de base pour le choix des variantes du système d'assainissement dans le rural marocain sont établis à partir de l'expérience de l'Ingénieur Conseil, des recommandations du PNAR 2017, des Guides ONEE – Branche Eau, des recommandations des études de « Schéma Directeur d'Assainissement Rural (SDAR) ; Agences de Bassins Hydrauliques » et des études communales (Ministère de l'Intérieur). Les objectifs à assigner à l'implantation d'un système d'assainissement sont, entre-autres, la collecte, l'évacuation et le traitement des eaux usées et pluviales en garantissant la sécurité des biens, des personnes et de l'environnement pour un coût minimum. Ces objectifs se déclinent en termes de critères de conception (nature des systèmes à implanter) et de dimensionnement compte tenu des caractéristiques actuelles et futures des infrastructures et des réglementations en vigueur.

D'une manière générale, la réussite de l'assainissement-épuration des eaux usées en milieu rural, passe par l'intégration et l'organisation judicieuse, de différents critères. En effet, il n'existe pas un schéma universel pour le développement du secteur de l'assainissement en milieu rural. Il est nécessaire de trouver des solutions adaptées, selon la spécificité de chaque zone ou chaque localité (nombre d'habitants, consommation en eau, niveau économique, structure de l'habitat, nature du sol, type de climat, profondeur de la nappe, niveau de vie de population, niveau d'instruction. Dans le cas où l'assainissement-épuration autonome est possible, il serait plus judicieux de l'encourager. Dans le cas où l'assainissement autonome n'est pas convenable, le recours à un assainissement collectif "de proximité", faisant appel à des techniques simples, est souvent préférable.

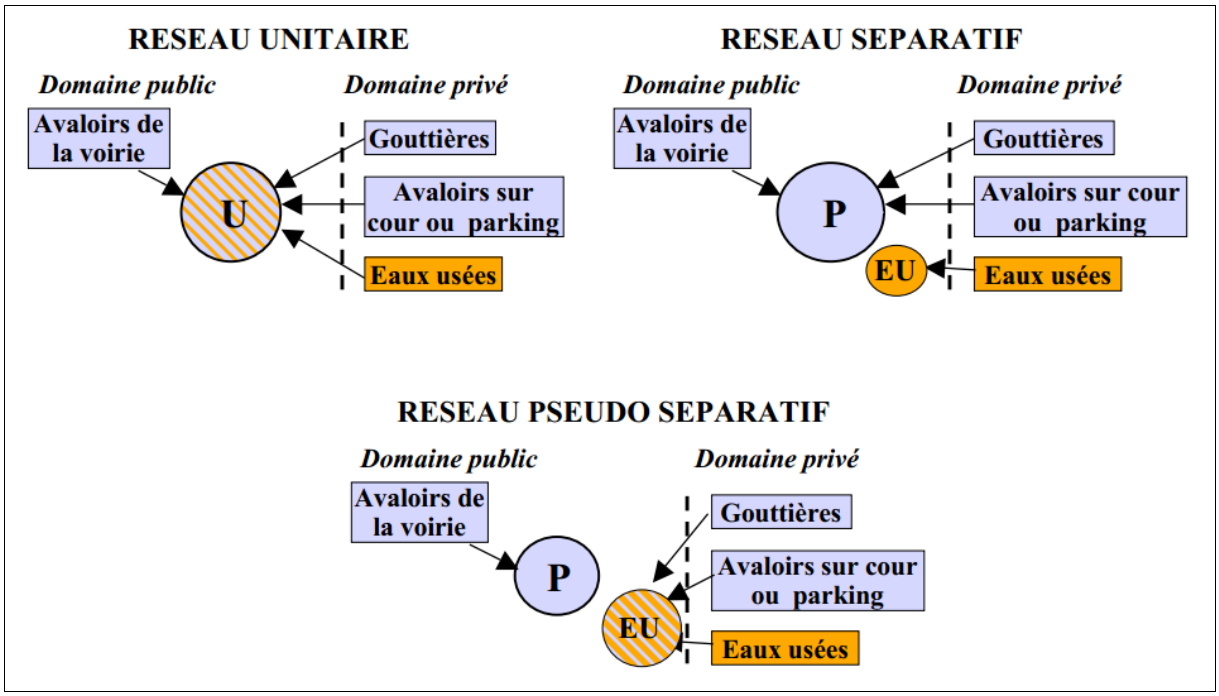
Par ailleurs, l''adoption d'un mode d'assainissement déterminé et d'une technique d'épuration appropriée doit prendre en considération les critères et /ou paramètres qui s'inscrivent dans **trois cadres principaux** ; soit :

- ✓ L'armature sociale (Densité de population et sa répartition spatiale) ;
- ✓ Le milieu naturel (Pente du terrain, perméabilité, profondeur de la nappe) ;
- ✓ Les infrastructures et moyens de base (AEP, Electricité, Equipements socio-économiques).

3.1 Descriptions des différents types de système de collecte

Les principaux systèmes de collecte existants peuvent être classés en quatre catégories:

- Système unitaire ;
- Système séparatif ;
- Système pseudo-séparatif ;
- Système autonome.



P : Eaux Pluviales. EU : Eau Usées. **U : Unitaire**

Figure 1 : Schémas de systèmes collectifs de collecte

Chacun de ces systèmes a des caractéristiques et des exigences techniques qui lui sont propres, et le recours à l'un, plutôt qu'à l'autre, dépend de plusieurs facteurs dont notamment la topographie et l'urbanisation.

3.1.1 Système séparatif

Il est constitué de deux ouvrages en parallèle ; l'un acheminant les eaux usées et l'autre véhiculant les eaux pluviales. Le système des eaux usées est enterré, tandis que le système des eaux pluviales peut être enterré ou superficiel.

C'est un système économique pour autant que l'évacuation des eaux pluviales ne nécessite pas un autre réseau complet en faisant appel au ruissellement superficiel dans les caniveaux (écoulement à ciel ouvert). Le recours à un assainissement séparatif peut être avantageux, en particulier pour l'équipement de quartiers résidentiels réalisés progressivement, si le réseau unitaire existant à l'aval et servant d'exutoire, est sur le point d'être saturé, ou se trouve saturé.

Tableau 1 : Avantages et inconvénients du système séparatif

Système séparatif	Avantages	Inconvénients
Coût d'investissement	Pouvant être inférieur au coût d'un réseau unitaire, en cas d'évacuation superficielle des eaux pluviales.	Plus élevé que celui d'un réseau unitaire, en cas de double réseau enterré.
Exploitation	Absence d'intrusion de sédiment dans le réseau eaux usées, provenant des eaux pluviales.	Plus complexe et coût plus cher dans le cas d'un double réseau enterré (double linéaire). Risques d'erreurs de branchement.
Epuration	Dimensionnement optimisé.	-
Milieu récepteur	Meilleure maîtrise des rejets (épurés ou non) par temps sec.	Aucun traitement des faibles pluies.

3.1.2 Système unitaire

Ce système est prédominant au Maroc, pour les réseaux existants, effectue une collecte conjointe des eaux usées et des eaux pluviales. Il les achemine par un ouvrage unique vers le milieu récepteur (ou système de traitement). Sur ce type de réseau, des ouvrages de régulation (déversoirs d'orage, etc.) sont régulièrement positionnés.

Ce système s'impose dans les cas suivants:

- Si le cours d'eau est éloigné des points de collecte ;
- Lorsque les pentes du terrain sont faibles ;
- Lorsque la proportion des surfaces imperméables (toitures, chaussées, parking, cours) est très élevée et que leurs pentes sont faibles, ce qui impose des ouvrages d'évacuation importants et enterrés auxquels il est possible, sans dépenses supplémentaires, d'ajouter les eaux résiduaires domestiques.

Il est reconnu que le système unitaire est intéressant par sa simplicité d'entretien et d'exploitation, puisqu'il suffit d'une canalisation unique dans chaque voie publique et d'un seul branchement pour chaque lot.

Tableau 2 : Avantages et inconvénients du système unitaire

Système unitaire	Avantages	Inconvénients
Coût d'investissement	Plus faible que celui d'un réseau séparatif, s'il est enterré (EU et EP).	-
Exploitation	Meilleure accessibilité, Facile à entretenir.	Exige une très bonne qualité de pose et d'entretien, pour éviter les dépôts, et donc les stagnations par temps sec.
Epuration	Possibilité de traitement d'une fraction des eaux pluviales (cas des faibles pluies).	Apport d'eaux pluviales parasites, au niveau du traitement (perturbation du traitement biologique).
Milieu récepteur	-	Rejet d'eaux mixtes par les déversoirs d'Orage.

3.1.3 Système pseudo-séparatif

C'est un système comportant un même réseau pour les eaux usées et les eaux de pluie, provenant des toits, de terrasses, de jardins, et de cours des habitations et un réseau de canalisations, de fossés et/ou de caniveaux pour les eaux de ruissellement de surface (surface des voiries). Le système est intéressant lorsque les surfaces imperméabilisées collectives (voiries, parking, etc.) représentent une superficie importante avec de fortes pentes ; Il constitue alors une alternative au réseau séparatif, en réduisant le nombre de branchements par habitations.

Tableau 3 : Avantages et inconvénients du système pseudo-séparatif

Système pseudo- séparatif	Avantages	Inconvénients
Coût d'investissement	Pouvant être inférieur au coût d'un réseau unitaire, en cas d'évacuation superficielle des eaux pluviales. Nombre de branchements inférieurs au système séparatif à double réseau enterré.	Pouvant être supérieur au coût d'un système séparatif, avec évacuation superficielle des eaux pluviales.
Exploitation	-	Plus lourde que pour un réseau unitaire.
Epuration	Possibilité de traitement d'une fraction des eaux pluviales (cas des petites pluies).	Apport d'eaux pluviales parasites au niveau du traitement (perturbation de traitement biologique) .
Milieu récepteur	-	Rejet sans traitement des eaux de voiries.

3.1.4 Système autonome (individuel ou semi-collectif)

Il peut être adopté comme une solution temporaire, dans le cas de nouveaux développements urbains en périphérie du centre, en attente de l'extension du réseau d'assainissement collectif (unitaire, pseudo-séparatif, séparatif). Dans chaque cas, une analyse, des aptitudes du sol à l'épuration, doit être faite (analyse pédologique, tests d'infiltration).

Tableau 4 : Avantages et inconvénients de l'assainissement autonome.

Système autonome	Avantages	Inconvénients
Coût d'investissement	Faible coût, comparé au système collectif.	-
Exploitation	A la charge du propriétaire ou du gestionnaire en cas de système semi collectif.	L'exploitation est rarement satisfaisante.
Epuration	-	Niveau de traitement moyennement performant.
Milieu récepteur	-	Risques de contamination, si la conception ou l'exploitation du système ne sont pas satisfaisantes.

3.2 Composantes d'un réseau assainissement

Pour un réseau, la priorité est d'assurer la collecte et l'acheminement des eaux usées vers le lieu de traitement tout en garantissant la préservation du milieu naturel. Pour cela, il faudra garantir un bon écoulement des eaux à l'intérieur des canalisations qui doivent assurer une certaine étanchéité pour la durabilité du réseau. De ce fait, un réseau d'assainissement doit comprendre un ensemble d'ouvrages et d'installations liées à la collecte. On distingue les ouvrages principaux et les ouvrages annexes.

3.2.1 Ouvrages principaux

Ce sont principalement les collecteurs. Ils peuvent être des tuyaux enterrés ou des émissaires à ciel ouvert qui assurent la collecte et le transport des eaux usées en écoulement libre, tout en évitant toute introduction ou sortie d'eau des canalisations. D'amont en aval, le débit véhiculé par les collecteurs augmente et leurs diamètres vont en croissant avec un minimum de 250 millimètre pour le réseau conventionnel.

3.2.2 Ouvrages annexes

C'est l'ensemble des ouvrages qui complète l'ossature du réseau, il s'agit des équipements servant au raccordement, au branchement et au contrôle du fonctionnement du réseau.

Dans cette catégorie, on trouve également les dispositifs de fermeture et les bouches d'égout, les déversoirs d'orage et d'autres accessoires.

3.2.2.1 Déversoir d'orage

Le déversoir d'orage est un ouvrage permettant le rejet direct d'une partie des effluents au milieu naturel lorsque le débit à l'amont dépasse une certaine valeur. Les déversoirs d'orage sont généralement installés sur les réseaux unitaires ou pseudo-séparatifs dans le but de limiter les apports au réseau aval et en particulier à l'entrée des stations d'épuration (STEP) en cas de pluie.

Un déversoir d'orage est donc un ouvrage de contrôle permettant une régulation hydraulique des effluents en réseau d'assainissement. Il dérive une partie des effluents lorsque le débit à l'amont devient supérieur au "débit de référence". Le débit dérivé peut sortir complètement du système d'assainissement.

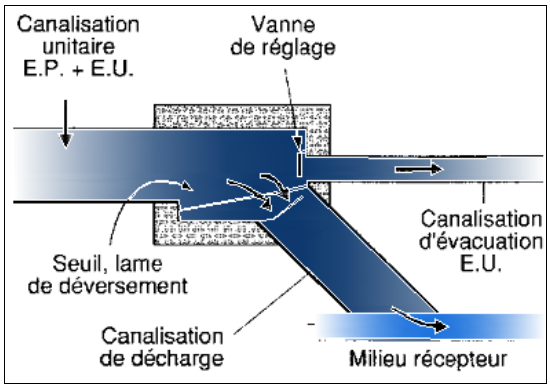


Figure 2 : Vue d'un Déversoir d'Orage

Le déversoir d'orage classique à seuil latéral biais ou unilatéral à seuil haut ou bas peut être équipé de dispositifs de vannage. Il présente l'intérêt majeur de permettre la conception d'un seuil long sans occuper beaucoup de place.

3.2.2.2 Stations de pompage

Elles sont destinées à transférer les eaux d'un niveau à un autre, ou pour franchir un obstacle ou pour modifier un tracé pouvant provoquer un surcoût. Elles sont mises en place lors d'un relèvement sur une petite distance et une faible hauteur des eaux d'un collecteur afin qu'il retrouve un niveau économique acceptable et permettent d'éviter l'approfondissement du réseau (Bourrier. R et al. , 2010). Elles permettent aussi d'assurer le refoulement des eaux d'un point situé à une altitude donnée vers un point à altitude plus élevée sur une distance plus ou moins longue. Dans ce cas, on soumet les eaux à une certaine pression permettant de vaincre les pertes de charge ainsi que la hauteur géométrique de franchissement.

La station de pompage est constituée des éléments suivants :

- **Un ensemble hydroélectrique** : formé de plusieurs motopompes immergées ou non, de tuyaux et d'autres types d'appareillages qui sont indispensables à l'évacuation des eaux.
- **Une bâche de stockage ou de reprise des eaux** : elle permet d'accueillir temporairement les eaux. Elle est souvent équipée d'une chambre de dessablement et d'un dégrillage à l'amont pour éviter la corrosion et protéger les ouvrages hydroélectriques en retenant les déchets volumineux. Les postes de pompage sont munis à la sortie d'équipement hydraulique comme les divergents, les clapets anti retour qui évitent la vidange du circuit hydraulique après l'arrêt des pompes.

- **Un dispositif d'anti-bélier** : Il permet de protéger l'installation hydraulique du coup de bélier pouvant entrainer des phénomènes de cavitation ou des ruptures de canalisations dus à l'arrêt de la pompe ou à l'amplitude des variations lors du changement de régime au démarrage de la pompe. Un trop plein est prévu en cas de panne (Instruction technique relative aux réseaux d'assainissement, 1977).

Figure 3 : Vue d'un poste de relevage

3.3 Description des différentes techniques d'épuration des eaux usées en milieu rural

3.3.1 Etapes de traitement des eaux usées

Le traitement des eaux usées passe par plusieurs étapes avant d'arriver au respect des normes de rejets fixées pour éviter toute altération du milieu naturel. Dans une station donnée, on peut voir toutes ou une partie des étapes suivantes qui y sont représentées :

3.3.1.1 Prétraitement

C'est le premier niveau de traitement, son objectif est d'assurer l'élimination des solides grossiers et d'autres gros objets trouvés dans les eaux usées brutes afin d'améliorer le fonctionnement et la maintenance des unités de traitement subséquentes.

Les opérations de traitement préliminaire comprennent généralement un filtrage grossier, un dessablage, un déshuilage et, dans certains cas, un broyage de gros objets (Pescod. M. B, 2002).

3.3.1.2 Traitement primaire

L'objectif du traitement primaire est l'élimination des solides organiques et inorganiques décantables par sédimentation. Environ 25 à 60% de la Demande Biochimique en Oxygène entrante (DBO_5), 50 à 70% du total des solides en suspension sont enlevés pendant le traitement primaire. Certains azotes organiques, phosphore organique et certains métaux

lourds associés à des solides sont également supprimés lors de la sédimentation primaire. Il consiste à envoyer l'eau dans de grands bassins de décantation et le laisser au repos. Les décanteurs primaires ou des clarificateurs peuvent être des bassins ronds ou rectangulaires, typiquement de 3 à 5 m de profondeur, avec des temps de rétention hydraulique entre 2 et 3 heures. Les boues primaires formées sont retirées du fond des réservoirs par des râteaux qui raclent la boue vers un puits central d'où elle est pompée vers les unités de traitement des boues (Pescod. M .B, 2002).

3.3.1.3 Traitement secondaire

Le traitement biologique a pour principal objectif d'éliminer la pollution organique. Le principe de ce traitement est de mettre en contact la matière organique contenue dans les eaux usées avec une population bactérienne. Celle-ci assimile la matière organique pour son propre développement. C'est la reconstitution d'un écosystème simplifié faisant intervenir une microfaune de bactéries, de protozoaires et de métazoaires (Bassompierre. C, 2007). En fonction des conditions du milieu (présence ou absence d'oxygène) et des conditions de mise œuvre des microorganismes dans le milieu c'est-à-dire du type de culture (fixées ou libres), on distingue différents types de procédés de traitement biologique permettant la dégradation de la matière organique à savoir :

- ✓ *Les procédés aérobies à cultures libres : boues activés,*
- ✓ *Les procédés aérobies à cultures fixées : lit bactérien, disque biologique, infiltration percolation,*
- ✓ *Les procédés anaérobies à cultures libres : lagunage naturel, lagunage aéré,*
- ✓ *Les procédés anaérobies à cultures fixées.*

3.3.2 Systèmes d'épuration recommandés pour le rural

Pour le rural marocain, les procédés d'épuration les plus utilisés sont le lagunage naturel ou aéré, les fosses septiques avec filtres plantés ou filtres à sable.

3.3.2.1 Fosse septique

La fosse est généralement rectangulaire et à double compartiment. Il est montré que le premier compartiment doit être deux fois plus long que le suivant. La cuve peut être fabriquée sur place en béton ou préfabriquée. La sédimentation et la digestion peuvent avoir lieu, pour l'essentiel, dans le premier compartiment, une partie seulement des particules en suspension étant entraînée vers le deuxième. La chasse d'eaux vannes qui

entrent dans la fosse réduit l'efficacité de la sédimentation. La périodicité de vidange des fosses septiques est de 2 à 3 ans environ.

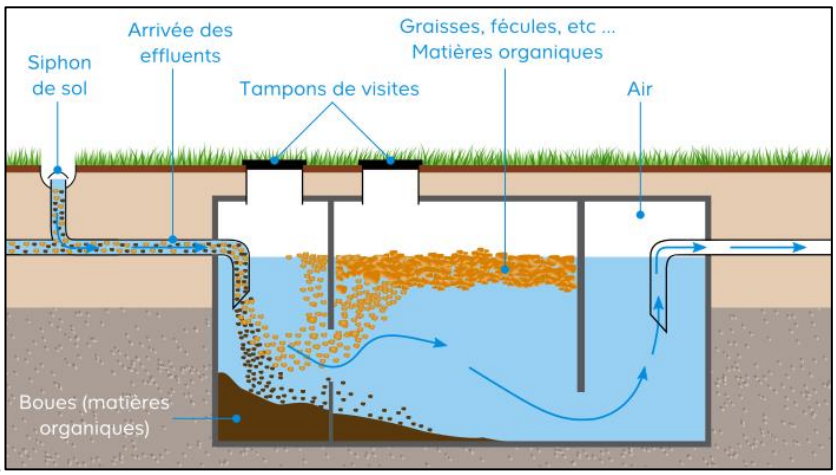


Figure 4 : Schémas d'une Fosse septique

https://www.castorama.fr/idees-et-conseils/l-assainissement-individuel-ou-anc/cf_cc_npcart_100509.art

3.3.2.2 Filtres plantés de roseaux

Les roseaux ont un système racinaire très développé qui sont spécialisées dans l'absorption de l'eau et des sels minéraux contenus dans le sol en accumulant des réserves et en permettant à la plante de se fixer au substrat. Au cours des processus d'absorption, les racines libèrent des glucides, des enzymes et d'autres nutriments, utilisables par les micro-organismes. L'intense réseau racinaire favorise donc la fixation des bactéries épuratrices sur les rhizomes. Elles abritent donc une flore bactérienne importante, qui se nourrit des effluents et dégrade la matière organique. Les micro-organismes vont favoriser la minéralisation de l'azote et du phosphore, qui seront alors disponibles pour la plante. L'épuration, grâce aux filtres plantés de roseaux, se réalise selon le principe de l'épuration biologique principalement aérobie en milieux granulaires fins à grossiers. Les filtres plantés sont destinés au traitement des eaux usées d'origine domestique pour des capacités de 50 à 1000 EH, voire 2000 EH. Au-delà de 2000 EH, l'installation de filtres plantés de roseaux n'est plus vraiment rentable.

i. Filtres plantés de roseaux à écoulement vertical (FPRV)

Le filtre planté de roseaux à écoulement vertical (FPRV) est alimenté en surface. L'effluent circule par percolation verticale à travers un massif de graviers fins. Ce massif filtrant permet de retenir les matières en suspension à la surface du filtre, où elles s'accumulent. Les micro-organismes y assurent les processus de dégradation de la matière organique. Un FPRV peut

donc effectuer à la fois le prétraitement, en retenant les matières solides, et le traitement, grâce à l'action des micro-organismes.

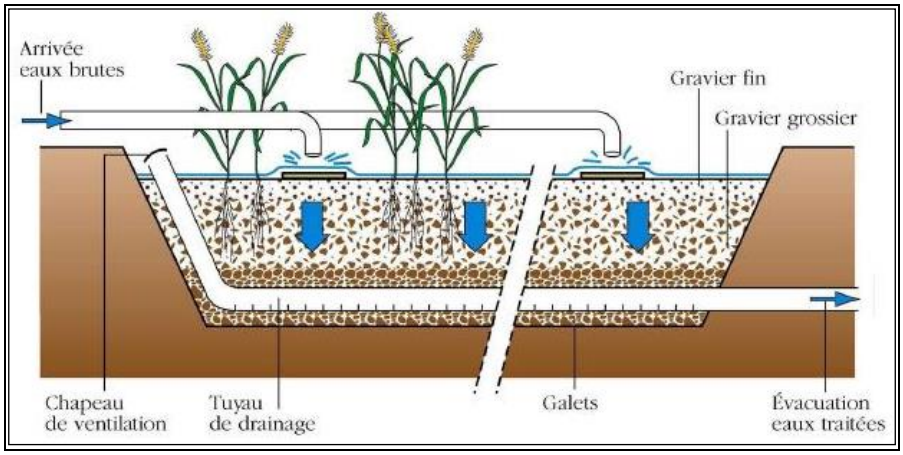


Figure 5 : Schéma de fonctionnement du Filtre planté de roseaux à écoulement vertical
http://www.leportail.org/index.php/gam/Station-d-%C3%A9puration-des-eaux-grises-par-filtres-%C3%A0-macrophytes

Les filtres plantés de roseaux à écoulement vertical sont souvent constitués de deux étages en série, eux-mêmes constitués de plusieurs filtres en parallèle, qui fonctionnent en alternance : on alimente un seul filtre durant trois à quatre jours, puis un autre filtre en parallèle encore trois à quatre jours, pendant que les autres sont « au repos ».

ii. Filtres plantés de roseaux à écoulement horizontal (FPRH)

Le filtre planté de roseaux à écoulement horizontal (FPRH) est saturé en eau. L'alimentation se fait en continu et la circulation de l'eau est horizontale, sous la surface du substrat. Un système de siphon en sortie permet de régler la hauteur d'eau dans le filtre, afin que ce dernier soit toujours rempli d'eau. En maintenant ainsi des conditions anaérobies, favorables au processus de dénitrification, un filtre planté de roseaux à écoulement horizontal permet d'assurer le traitement secondaire des effluents (élimination des nitrates).

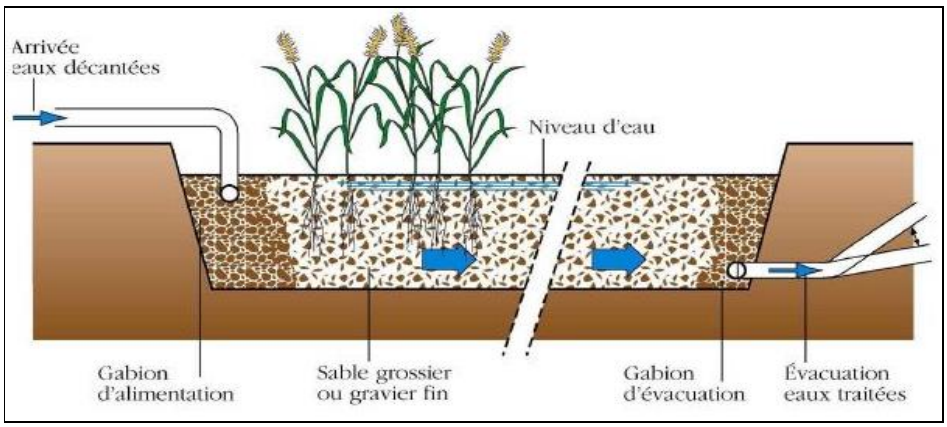


Figure 6 : Schéma de fonctionnement du Filtre planté de roseaux à écoulement horizontal
http://www.leportail.org/index.php/gam/Station-d-%C3%A9puration-des-eaux-grises-par-filtres-%C3%A0-macrophytes

Notons cependant que le filtre planté de roseaux à écoulement horizontal ne peut recevoir que des eaux prétraitées, ou très peu chargées en matière en suspension. Cela permet d'éviter tout risque de colmatage du massif filtrant.

3.3.2.3 Filtre à sable

Le filtre à sable vient en complément d'une fosse toutes eaux : les eaux usées sont d'abord traitées dans la fosse avant d'être conduites vers le filtre à sable. L'épuration de l'eau s'effectue grâce aux micro-organismes fixés sur le sable. Le filtre à sable est un traitement fréquemment utilisé en assainissement non collectif et fait partie des traitements traditionnels. Ce type de filtre est utilisé :

- Lorsque le sol en place n'est pas apte à infiltrer les eaux ;
- Lorsque la surface disponible n'est pas suffisante pour les solutions d'épandage ;
- Lorsque la nappe phréatique est proche.

Le sol naturel est alors remplacé par un sol reconstitué de sable siliceux lavé et de graviers.

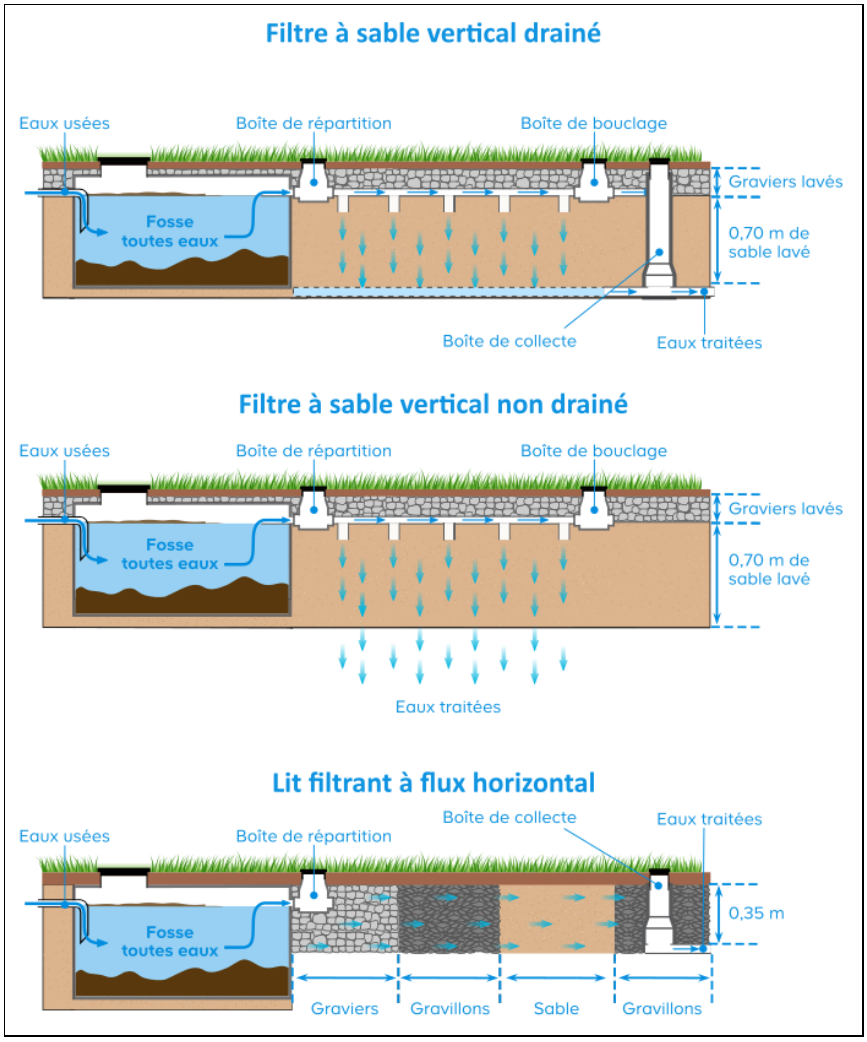


Figure 7 : Schéma de fonctionnement des types de Filtre à sable

https://www.castorama.fr/idees-et-conseils/l-assainissement-individuel-ou-anc/CF_CC_npcart_100509.art

3.3.2.4 Lagunage naturel

Le lagunage naturel est un procédé d'épuration qui repose sur une culture libre de bactéries dans l'eau usée. Ces bactéries alimentées en oxygène grâce au mécanisme photosynthétique des algues consomment la pollution dissoute pour leur multiplication. Cette technique fait intervenir à la fois les microorganismes et les algues et combine les procèdes aérobies et anaérobies. Pour ce faire, on fait passer successivement les eaux usées dans trois bassins :

i. **Bassin anaérobie :** Le premier bassin a une profondeur située entre 3 et 4 mètres. Il reçoit les eaux sorties du prétraitement. En effet ces eaux sont encore troubles, très riches en pollution dissoute (forte charge en Demande Biochimique en Oxygène (DBO), MES (Matière En Suspension). De ce fait, on assiste dans ce bassin à une décantation des matières en suspension formant ainsi la boue au fond du bassin. Cette boue est, par la suite, dégradée par les bactéries anaérobies qui dégradent une partie de la pollution carbonée : c'est la fermentation car la turbidité de l'eau empêche la pénétration de la lumière qui inhibe le phénomène de photosynthèse et donc bloque l'émission d'oxygène par les algues. L'eau sortie de ce bassin moins turbide a perdu une partie des matières organiques et des matières en suspension qu'elle contient. Cependant, cette dégradation produit du gaz carbonique accompagné de méthane et de l'Hydrogène sulfuré (H_2S) d'où l'émanation de mauvaises odeurs.

ii. **Bassin facultatif :** A la sortie du bassin anaérobie, l'eau est envoyée dans un autre étage constitué d'un bassin facultatif moins profond que le précèdent (1 à 2 m). Ce bassin constitue un traitement secondaire, on y distingue trois phases selon la forme dont l'oxygène y est présent :

   - Dans la partie superficielle où l'eau est plutôt claire, et suffisamment oxygénée par le mécanisme de photosynthèse des algues, par l'effet des mouvements du vent ainsi que par la diffusion de l'oxygène et de l'air à la surface du bassin, les microorganismes dégradent la matière organique et la transforment en gaz carbonique (CO_2) et en eau , ainsi qu'en d'autres produits azotés et phosphatés. Cette dégradation est d'autant plus intense que le climat est ensoleillé.
   - Dans le fond du bassin caractérisé par une absence totale d'oxygène règne encore la fermentation avec les bactéries anaérobies qui sous l'influence de certains enzymes décomposent la matière organique en nitrates et phosphates.

- Dans la zone intermédiaire, on note une faible teneur en oxygène: c'est une zone d'anoxie ; d'où le phénomène de nitrification.

iii. **Bassin de maturation :** Après le bassin facultatif, le traitement de l'eau continue et s'achève au niveau du bassin de maturation qui est un bassin aérobie et de faible profondeur (1 à 1.5 m). Il reçoit une eau plus ou moins claire débarrassée d'une grande partie de la matière organique (DBO) qu'elle contient, ce qui favorise un bon développement de l'activité photosynthétique grâce à la présence de l'oxygène dissous et à la pénétration de la lumière. Le développement de l'activité photosynthétique permet aux algues d'effectuer l'opération de désinfection naturelle et d'élimination des germes pathogènes par l'augmentation du pH causé par la dégradation aérobie des matières organiques : c'est un traitement tertiaire.

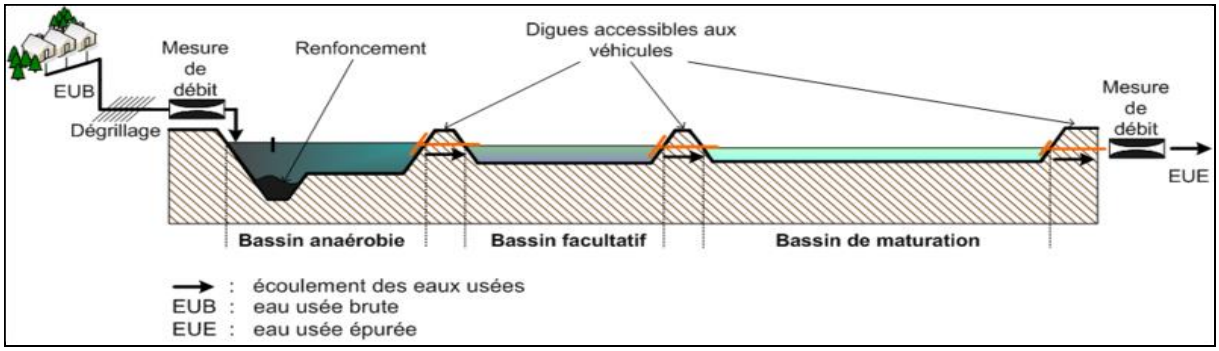


Figure 8 : Schéma de fonctionnement du lagunage naturel
http://hmf.enseeiht.fr/travaux/bei/beiere/book/export/html/2475

3.3.2.5 Lagunage aéré

Le lagunage aéré est aussi une technique d'épuration biologique des eaux usées par culture libre moyennant un apport artificiel d'oxygène à l'aide d'un aérateur de surface ou d'une insufflation. L'aération favorise une meilleure élimination des germes pathogènes et permet d'utiliser des bassins plus profonds. Sachant que l'aération provoque un remaniement du mélange dans le bassin, il faudrait mettre en place un clarificateur à la sortie de ce bassin pour séparer l'eau des boues. Comparé au lagunage, ce système a une plus faible emprise sur le sol et peut fonctionner avec une plus large gamme de température. Néanmoins, il nécessite un entretien permanent notamment pour les équipements d'aération et une vidange régulière (Tilley. E et al. , 2009). Ce procédé ne se différencie de celui des boues activées que par l'absence de système de recyclage des boues et de système d'extraction

des boues en continu, ce qui fait que la quantité de biomasse épuratrice y reste modeste d'où l'augmentation du temps de séjour.

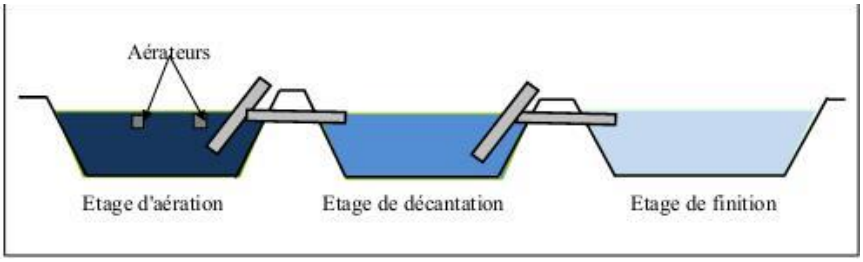


Figure 9 : Schéma de fonctionnement du lagunage aéré

Lagunage aéré (à cultures libres) : Assimilable au système à boues activées en aération prolongée, sans recirculation
https://docplayer.fr/75974448-Lagunage-aere-en-zone-aride-performances-epuratoires-parametres-influents-cas-de-la-region-de-ouargla.html

3.3.3 Classement des techniques d'épuration

Les différents procédés décrits précédemment sont aussi classés en fonction de la surface, on distingue :

- **Procédés extensifs :** Ce sont les procédés qui nécessitent de grandes surfaces pour sa mise en place. La condition majeure dans ces types de procédés est la disponibilité de terres.
- **Procédés intensifs :** Ces techniques tout comme les procédés extensifs utilisent les bactéries dans leurs processus. Elles visent la maitrise des mécanismes épuratoires ainsi que le contrôle des différentes opérations. Elles sont utilisées dans les grandes agglomérations du fait qu'elles sont plus compactes et qu'elles ne nécessitent pas beaucoup de surfaces libres.

Le tableau ci-après résume les critères de choix des options d'assainissement – Epuration recommandés pour le rural Marocain.

Tableau 5 : Critère de choix des options d'assainissement – Epuration recommandées selon la taille de la population dans le rural marocain

Filière Epuration	Taille localité (Population (hab.)
Réseau +Lagunage (Aéré ou non)	> 2000
Réseau +Fosse septique + Filtre planté ou Filtre à sable	>1000
Réseau + Fosse septique +Lits d'infiltration	500-1000
Fosse septique + Puits d'infiltration	< 500

4. MATERIEL ET METHODES

4.1 Critères du choix du système de collecte

Le choix du système de collecte adapté pour une localité repose sur l'analyse de l'ensemble des données liées à l'environnement du site, à la situation de l'agglomération, à son devenir ainsi qu'aux données liées à son assainissement.

4.1.1 Données relatives à l'environnement du site

4.1.1.1 Topographie

C'est un élément essentiel car elle peut écarter ou favoriser certains systèmes en raison de la configuration du site. On peut remarquer que lorsque les pentes sont favorables, il est plus aisé d'évacuer les eaux sans engendrer des dépôts ou encore l'érosion des conduites. En effet, dans les zones à relief plat, on assiste à l'approfondissement du réseau à cause du respect des pentes minimales. Dans ces conditions et lorsque les pentes ne permettent pas d'écouler les eaux d'une manière gravitaire, on a recours au relèvement des effluents.

4.1.1.2 Hydrographie et régime des nappes

A la sortie du traitement, l'eau regagne souvent le milieu naturel (lac, étang, cours d'eau). Selon la sensibilité de ces milieux, la qualité de l'eau peut engendrer les phénomènes d'eutrophisation, il est alors préférable de trouver un moyen de rejeter les eaux épurées à l'aval des cours d'eau pour plus de sécurité. Dans le cas d'un rejet en mer, il faut aussi éviter de rejeter les eaux en bordure pour ne pas affecter les eaux de baignades d'où la mise en place d'un émissaire immergé pour l'évacuation des eaux sans causer des dommages. Ainsi avant d'implanter un réseau de collecte dans une zone donnée, il faudra fixer le point de rejet des eaux et la nature de l'épuration à mettre en place. Des études visant à déterminer les caractéristiques des nappes et le degré d'agressivité des eaux devront être effectuées au préalable.

4.1.1.3 Géologie

Du fait que les réseaux d'assainissement sont enterrés, il est donc indispensable de réaliser des études géotechniques afin de déterminer la structure des terrains.

4.1.1.4 Pluviométrie de la zone

Lorsqu'on a une agglomération où les eaux pluviales peuvent être évacuées en suivant le réseau hydrographique, les caractéristiques hydrauliques des ouvrages de collecte sont différentes de celles des ouvrages lorsque ces eaux doivent être admises dans le réseau. Et selon le cas, le coût du réseau est différent.

4.1.2 Données relatives à la situation actuelle de la zone d'étude

4.1.2.1 Nature des agglomérations

La nature de la zone est un critère important à prendre en compte car elle influe sur les quantités d'eaux à évacuer, sachant que celles-ci varient selon qu'on est en zone rurale où l'espace urbanisé est faible ou en zone touristique caractérisée par une forte variation de la population. Le choix est plus facile lorsque la population est relativement constante au cours de l'année.

4.1.2.2 Importance de l'agglomération

Il s'agit de la typologie d'habitat car assainir une zone à habitats dispersés est différent d'assainir une zone à habitats regroupés.

4.1.2.3 Mode d'occupation du sol

Selon la nature de l'occupation, la consommation d'eau est variable et donc la production d'eaux usées ne sera pas constante.

4.1.2.4 Type d'assainissement existant

L'existence ou non d'un réseau d'assainissement actuel est un critère à prendre en compte. Dans le cas où il y a un réseau préexistant, son incorporation dans le réseau projeté dépendra de son adaptation au sein de ce dernier. S'il s'avère possible que dans ce cas, son incorporation dans certaines parties du réseau allégera les coûts engendrés par le projet.

4.1.3 Données relatives au développement futur

Lorsqu'un projet d'assainissement est lancé, il faut tout d'abord l'intégrer au projet d'urbanisme. Le niveau de développement futur étant aléatoire, il faudrait alors que l'assainissement choisi puisse au mieux précéder et correspondre aux besoins prévus.

4.2 Critères de choix du procédé d'épuration (STEP)

Le procédé d'épuration mis en œuvre va conditionner l'atteinte des objectifs de traitement et les performances obtenues en dépendent (qualité des rejets). De ce fait, son choix nécessite une attention particulière et une analyse minutieuse des différents facteurs pouvant l'influencer. Ainsi, sur la base de plusieurs critères, les différentes techniques de traitement sont confrontées entre elles en vue de mieux faciliter le choix du procédé le plus approprié. Ces critères sont commentés dans les paragraphes ci-dessous.

4.2.1 Aspect quantitatif et qualitatif des eaux usées

La concentration des eaux à traiter peut influencer le choix du procédé par sa variation qui peut causer des troubles dans le fonctionnement de la station. Il est particulièrement important de s'intéresser à cette charge polluante car en cas de variation de population et donc du débit ou encore lorsqu'il y a une industrie agroalimentaire rejetant ses eaux dans le réseau (composition variable), le fonctionnement de la station peut être perturbé.

4.2.2 Contraintes du milieu récepteur

Les niveaux de rejet à atteindre par le procédé choisi dépendent des exigences du milieu récepteur en termes de qualité d'eaux rejetées surtout lorsqu'il s'agit des milieux superficiels plus sensibles à la pollution. Le procédé doit pouvoir répondre aux normes de rejet fixées dans la zone. Etant donné que tous les procédés n'ont pas les mêmes performances, il faudrait alors faire une analyse pertinente des objectifs de qualités recherchés afin de retenir la filière de traitement la plus appropriée au contexte de chaque zone.

4.2.3 Contraintes naturelles du site

Pour l'implantation d'une station d'épuration dans un site donné, la connaissance des caractéristiques géologiques, hydrogéologiques et géotechniques du site est requise. Aussi, il faut privilégier les procédés qui s'intègrent au paysage c'est-à-dire ceux qui sont compacts et ceux qui produisent moins de bruits. En guise d'illustration, on peut citer le cas des filtres roseaux et les disques biologiques qui minimisent les odeurs en plus du fait qu'ils ne produisent pas de bruit. Quant à la boue activée, elle engendre plus de bruit et peut constituer une « pollution » sonore. Le lagunage génère de mauvaises odeurs et demande beaucoup plus de surface que les autres filières. Rappelons que l'adaptation du procédé au froid doit être prise en compte dans le choix, ce qui privilégie souvent les stations couvertes.

4.2.4 Contraintes économiques

Le choix de la filière de traitement devra aussi prendre en compte le coût de l'ensemble des éléments qui rentrent dans sa conception. Pour certains procédés comme les boues activées, le coût du génie civil reste plus élevé car elles nécessitent plusieurs équipements électromécaniques. Les procédés à boues activées les plus consommateurs d'énergie et restent plus couteux par rapport aux autres systèmes comme le lagunage qui en consomment peu ou presque pas.

4.2.5 Exploitation

Certains procédés peuvent s'avérer être plus performants que d'autres. Cependant, il n'est pas toujours aisé de les choisir puisqu'ils nécessitent, pour une bonne exploitation, un personnel qualifié doté de compétences particulières. Tandis que d'autres procédés beaucoup moins performants peuvent non seulement être plus faciles à exploiter mais aussi consomment moins en termes de temps d'entretien.

4.2.6 Maintien de la performance épuratoire (fiabilité du procédé)

A long terme, des dysfonctionnements peuvent survenir et faire baisser les performances épuratoires. Ceci touche plus les procédés à filtres où on rencontre le plus souvent le problème de colmatage entrainant une dégradation des qualités de rejets. Pour le choix du procédé à retenir, nous essayons de trouver la filière de traitement la plus appropriée au contexte du projet en faisant une comparaison des différents procédés sur les bases des critères émis précédemment et d'en trouver un compromis. Il est surtout pris en compte dans cette comparaison, le rendement épuratoire du procédé, la facilité d'entretien, la simplicité dans l'exploitation, la résistance aux variations de débit et de charge, la gêne occasionnée (odeur, bruit) et enfin de son emprise sur le sol ainsi que sa dépendance à l'énergie.

4.3 Critères de dimensionnement des ouvrages - Volet Hydraulique

4.3.1 Réseau de collecte

4.3.1.1 Base et paramètres de calcul

4.3.1.1.1 Horizon de calcul

Les ouvrages d'assainissement seront dimensionnés pour l'horizon 2040 afin d'éviter d'avoir à procéder à leur remplacement dans un court délai par rapport à leur durée de vie utile. Cette date correspond aussi à l'horizon de calcul des équipements d'épuration.

4.3.1.1.2 Calcul des débits d'eaux usées

i. Dotations d'eau potable

Les débits d'eaux usées sont déterminés à partir des dotations nettes globales en eau potable de la population en milieu rural jusqu'à l'horizon de planification (2040).

ii. Taux de rejet

Le taux de rejet (taux de restitution ou taux de retour à l'égout) est globalement pris égal à 0,8 pour la zone d'étude (ONEE – Branche Eau).

iii. Production d'eaux usées

La production d'eaux usées dépend de la consommation en eau potable, du coefficient de retour à l'égout ainsi que du taux de branchement au réseau d'égout (F). Elle est calculée comme suit :

$$Q_{m,EU} = 0,8 * F * Q_{m,AEP}$$

Avec :

- ✓ $Q_{m,EU}$: Débit moyen eau usée.
- ✓ $Q_{m,AEP}$: Débit moyen eau potable.

Le taux de branchement (F) sera du même ordre de grandeur que celui pris en compte pour le branchement à l'eau potable (option optimiste), c.à.d. tous les ménages branchés à l'eau potable seront branchés au système d'assainissement (F=1).

NB :

Certes, au début le taux de branchement est différent entre l'alimentation en eau potable et l'assainissement, mais il reste une hypothèse optimiste qui présente peu d'impact sur le dimensionnement des installations techniques.

iv. Débit moyen journalier

Le débit moyen journalier en eaux usées étant $Q_{m,j}$; avec $Q_{m,j} = Q_{m,EU}$

v. Taux de raccordement

Il est nécessaire de déterminer un taux de raccordement pour les horizons 2040. Le taux de raccordement prévisionnel pour la zone étude est fixé par l'ONEE – Branche Eau.

vi. Débit de pointe journalière

Le calcul de pointe lors du jour de production maximale $Q_{max,j}$ s'effectue en se basant sur la pointe journalière relative à la consommation en eau potable. Le débit maximal journalier se calcule de la manière suivante :

$Q_{max,j} = C_{pj} * Q_{m,EU}$ avec C_{pj} : Coefficient de pointe journalière

vii. Débit de pointe horaire

Le débit de pointe horaire tient compte de la variation de la production en eaux usées lors d'une journée. Cette variation dépend largement de la taille de la population desservie.

Le débit maximal horaire est donc calculé comme suit :

$$Q_{maxi,h,sec} = C_{pj} * C_{ph} * Q_{m,EU}$$

C_{ph} : Coefficient de pointe horaire

Le Coefficient pointe horaire est donné par la forme

$$Cph = A + \frac{B}{\sqrt{Q_{pj}}}$$

Les valeurs adoptées généralement pour A et B sont respectivement égales à 1.5 et 2.0. Les valeurs de Coefficient pointe horaire sont toutefois limitée à 3.

4.3.1.1.3 Débit de dimensionnement du réseau d'eaux usées

Le débit de dimensionnement est basé sur le débit maximal horaire :

$$Q_{max} = Q_{max,\ h,\ sec}$$

4.3.1.1.4 Calcul des collecteurs

Pour le calcul d'un réseau d'eaux usées, la formule de Chézy est appliquée :

$$Q_{EU} = K.\ R_h^{2/3}.\ I^{1/2}.\ S$$

- K : Coefficient de Strickler définissant la rugosité des parois et fonction de la nature du matériau constituant la conduite ($m^{1/3}/s$) ;
- R : Rayon hydraulique (m) ;
- I : Pente du radier de la canalisation ;
- Q_{EU} : Débit évacué (m^3/s).
- S : Section mouillée (m^2)

4.3.1.1.5 Pente minimale

La pente minimale admise dépend des conditions d'auto curage expliquées précédemment. Par ailleurs, les conditions de pose imposent que la pente minimale ne soit pas inférieure à 0,3%.

4.3.1.1.6 Nature des collecteurs à utiliser

Les conduites d'assainissement existantes sur le marché marocain selon la nature des matériaux, sont comme suit :

- Conduites en béton comprimé ;
- Conduites en béton armé ;
- Conduites en amiante-ciment ;
- Conduites en PVC.
- Conduites PEHD.

4.3.1.1.7 Calcul des débits d'eaux pluviales

La séparation partielle ou totale des réseaux des eaux usées et pluviales présente l'avantage de limiter les débits de déversement dans le milieu récepteur, sur les ouvrages de refoulement et sur les stations d'épuration des eaux usées, elle permet aussi d'optimiser les ressources financières disponibles par une concentration des efforts pour l'amélioration de l'état sanitaire des villes et la protection du milieu contre la pollution.

i. Découpage en bassins versants :

Le découpage des bassins versants est déterminé par les lignes de crêtes et les talwegs qui représentent les limites des bassins, cependant le tracé est corrigé compte tenu de la trame sanitaire de l'habitat adopté. Généralement la limite du bassin versant est une ligne brisée tracée à la limite des zones d'habitat. Cette ligne brisée doit être la plus proche possible de la limite théorique du bassin.

ii. Calcul des débits – Formule superficielle de Caquot

Pour le calcul des débits de ruissellement résultant d'une averse en un point d'un bassin versant urbain, on utilisera le modèle de Caquot.

La formule générale de la méthode de Caquot est de la forme :

$$Q_{EP} = K.L^X.C^y.A^Z.(\frac{4.A}{L^2})^t$$

Avec :

- Q : Débit de pointe (m^3/s) ;
- K : Coefficient ;
- I : Pente moyenne (m/m) ;
- A : Superficie du bassin drainé (ha) ;
- C : Coefficient de ruissellement ;
- L : Longueur du plus long chemin hydraulique (hm) ;
- x, y, z, t : Exposants fonction du site.

Le terme $m = \frac{4.A}{L^2}$ un coefficient correcteur qu'on affecte à la formule si le coefficient d'allongement du bassin versant est différent de 2.

Le coefficient d'allongement s'exprime par la formule suivante : $M = \frac{L}{\sqrt{A}}$

Avec

- M : Coefficient d'allongement
- L : Longueur du plus long parcours hydraulique (hm)
- A : Surface du bassin versant (ha).

❖ **Limites de la méthode de Caquot**

L'utilisation de la méthode de Caquot est limitée par les contraintes suivantes :

- Réseau ramifié ;
- Utilisation des coefficients de Montana locaux ;
- Respect des règles d'assemblage des bassins versants ;
- Superficie des bassins < 50 ha ;
- Coefficients de ruissellement > 0.2 ;
- Pente < 5%

❖ **Détermination des coefficients numérique :**

Le coefficient K ainsi que les exposants x, y, z, et t sont déterminés à partir des coefficients a(F) et b(F) des courbes intensités- durée- fréquence de la Formule de Montana, relatifs à la zone d'étude :

La formule de Montana relie l'intensité ***i*** de la pluie à sa durée ***T*** par la relation :

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

Le coefficient K ainsi que les exposants sont calculés comme suit :

$$K = \left[\frac{a(F).\mu^{b(F)}}{6(\beta+\delta)}\right]^{\frac{1}{1-b(F).f}} \qquad t = \frac{-0.42b(F)}{1-b(F).f}$$

$$X = \frac{(F).c}{1-b(F).f} \qquad Y = \frac{1}{1-b(F).f} \qquad Z = \frac{1-\varepsilon+b(F).d}{1-b(F).f}$$

L'instruction Loriferme précise les valeurs des coefficients intervenant dans la méthode de Caquot :

μ = 0.67 d = 0.507 f = -0.287 c = -0.41 $\beta+\delta$ = 1.1 ε = 0.05

❖ **Les coefficients de ruissellement des bassins :**

Le coefficient de ruissellement est égal au taux d'imperméabilisation, c'est le rapport de la surface revêtue d'un bassin versant sur la surface totale du bassin considéré. Le coefficient de ruissellement dépend de la nature de la surface drainée, de l'infiltration dans le sol, de l'évaporation et de l'humidification de cette aire. A chaque nature de surface correspond un coefficient de ruissellement unitaire défini suivant des normes universellement reconnues.

Ainsi les tableaux suivants résument les valeurs considérées :

Tableau 6: Valeurs du coefficient de ruissellement

Typologie	valeurs de C
Médina ou habitat à très forte densité	0,8 à 0,9
Zone d'habitat économique, forte densité	0,6 à 0,8
Zone d'activité	0,5 à 0,8
Zone de villas, immeubles, moyenne densité	0,4 à 0,6
Quartiers résidentiels, faible densité	0,2 à 0,4

❖ **Assemblages des bassins versants :**

La formule superficielle développée ci-avant est valable pour un bassin de caractéristiques physiques homogènes. L'application du modèle à un groupement de sous-bassins hétérogènes avec des paramètres individuels Aj, Cj, Ij, Lj (longueur du drain principal), Qpj (débit de pointe du bassin considéré seul), nécessite l'emploi de formule d'équivalence pour les paramètres "A, C, I et M" du groupement. Ces formules sont en "série" ou en "parallèle" sont exprimées ci-après :

Tableau 7: les formules d'assemblage des bassins

	$A_{éq}$	$C_{éq}$	$I_{éq}$	$M_{éq}$
Assemblage en série	$\sum A_i$	$\frac{\sum C_i A_i}{\sum A_i}$	$\frac{\sum L_i}{\sum L_i/\sqrt{I_i}}$	$\frac{\sum L_i}{\sqrt{\sum A_i}}$
Assemblage en parallèle	$\sum A_i$	$\frac{\sum C_i A_i}{\sum A_i}$	$\frac{\sum C_i Qp_i}{\sum Qp_i}$	$\frac{L(Qpi\ max)}{\sqrt{\sum A_i}}$

4.3.1.1.8 Dimensionnement du réseau d'eaux pluviales

Pour le calcul d'un réseau d'eaux pluviales enterré ou d'un réseau unitaire, la formule de Chézy est appliquée :

$$Q_{EP} = K.R_h^{3/4}.I^{1/2}.S$$

- K : Coefficient de Strickler définissant la rugosité des parois et fonction de la nature du matériau constituant la conduite ($m^{1/3}/s$) ;
- R : Rayon hydraulique (m) ;
- I : Pente du radier de la canalisation ;
- Q_{EP} : Débit évacué (m^3/s).

4.3.1.1.9 Vérification de l'autocurage

Les conditions d'auto-curage permettent de concevoir des réseaux auto cureurs en limitant la vitesse minimale appelée « vitesse d'auto curage ». Elles seront satisfaites pour les deux conditions suivantes :

- ✓ $V \geq 0.6m/s$ pour Q = Qps/10
- ✓ $V \geq 0.3m/s$ pour Q = Qps/100

(Equivalent d'une hauteur de remplissage de 2/10 du diamètre)

Les conditions d'auto curage sont vérifiées systématiquement une fois la vitesse à pleine section est supérieure à 1m/s, à l'extrême rigueur supérieure à 0,50 m/s pour la demi-section en cas des canalisations circulaires.

4.3.1.2 Dimensionnement d'un Déversoir d'Orage

Le déversoir d'orage classique à seuil latéral biais ou unilatéral à seuil haut ou bas peut être équipé de dispositifs de vannage. Il présente l'intérêt majeur de permettre la conception d'un seuil long sans occuper beaucoup de place.

Dimensionnement :

Le calcul d'un déversoir latéral à seuil court et long, unique et rectiligne dans le cas d'un régime fluvial dans le canal se fait on utilisant la formule d'Engels :

$$Q_{dev} = 0.414 \left(\frac{h_{av}}{l}\right)^{0.166} L h_{av} \sqrt{2 g h_{av}}$$

Avec :

- g : accélération de la pesanteur, (m/s^2)
- h_{av} : hauteur de la ligne d'eau en aval par rapport au seuil (m)
- l : largeur superficielle (m)
- L : longueur du seuil (m)
- Q_{dev} : débit déversé (m^3/s)

Par ailleurs, il est couramment admis que le milieu récepteur peut tolérer un taux de dilution de la pollution de 300 à 500%. Ceci constitue la base de dimensionnement des déversoirs d'orage. Ainsi, le calcul pratique simplifié d'un déversoir d'orage est donné par :

$$Q = \frac{2}{3} . L . H \, (2 . g . H)^{0.5}$$

Avec :

- Q est le débit déversé (m^3/s) ;
- L est la largeur de la lame du déversoir (m) ;
- H est la hauteur de la lame d'eau au-dessus du déversoir (m) ;
- g est l'accélération de la pesanteur (m/s²).

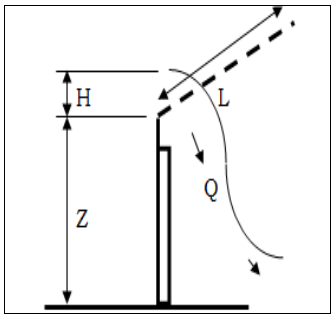


Figure 10 : Schéma de fonctionnement d'un Déversoir d'Orage (DO)

4.3.1.3 Dimensionnement d'une Station de Relevage (SR)

Le relevage des eaux permet de remonter les eaux à traiter à une hauteur suffisante pour assurer un écoulement gravitaire de la filière eau.

Les paramètres nécessaires au dimensionnement sont : le débit maximum à relever, le volume utile du poste de relevage et la hauteur manométrique totale.

Hauteur manométrique totale : correspond à la hauteur géométrique plus les pertes de charges totales (linéaires et singulières).

$$HMT = H_{géometrique} + \sum PDC$$

Avec $H_{géométrique}$ = ΔH = cote d'arrivée - cote moyenne départ

$$\sum PDC = Perte\ De\ Chage\ totale = PDC_L + PDC_S$$

Avec

PDC_L : Perte de charge linéaire,

PDC_S= Perte charge singulière (coude, clapet, vanne, etc…). Elle se calcule en fonction des coefficients de perte charge singulière **K_S** relatifs aux singularités :

$$PDC_S = \sum K_s . \frac{V^2}{2g}$$

V : Vitesse dans la conduite ($m.s^{-1}$) ;

g : Constante gravitationnelle ;

Les pertes de charge linéaires sont calculées par la relation de Darcy–Weisbach :

$$PDC_L = \lambda \frac{L}{D} . \frac{V^2}{2g}$$

Avec

L : Longueur de la conduite (m),

D : Diamètre de canalisation (m),

V : Vitesse du fluide (m/s).

λ : coefficient de perte de charge linéaire fonction du nombre de Reynolds et de la rugosité relative $\frac{\varepsilon}{D}$ pouvant être estimée par :

$$\lambda = \frac{0.25}{\log\left(\frac{k}{3.7D} + \frac{5.74}{Re^{0.9}}\right)^2}$$

La rugosité ε est fonction de la nature du matériau de la canalisation.

Le nombre de Reynolds est le produit de la vitesse et du rapport diamètre et de la viscosité cinématiques ($1{,}31.10^{-6}$ m^2/s à 10°C pour l'eau).

$$Re = \frac{V.D}{\nu}$$

Volume utile V_u du poste de relevage : Il est calculé en utilisant la formule dérivée de SOGREAH avec **Q** le débit maximum à pomper en m^3/h et **f** le nombre de démarrages à l'heure, fonction de la puissance de la pompe.

$$V_u = \frac{Q}{4f}$$

Tableau 8 : Nombre de démarrage f en fonction de la puissance P de la pompe à l'heure

f	P(kW)
4	>30
6	<15
8	<8
10	<4

Puissance des pompes :

$$P = \frac{p.g.Q.HMT}{\eta}$$

Avec

P : Puissance de la pompe (kW),

η : Rendement global de la pompe,

Q : Débit véhiculé (m^3/s).

L'intensité électrique nominale de la pompe est alors : $I = \frac{P.1000}{U.\sqrt{3}.cos\alpha}$

Avec :

P : Puissance absorbée aux bornes (kW),

U : Tension (Volt),

Cos α : variant selon l'installation (pris égale à 0,85)

4.3.2 Système d'épuration (STEP)

4.3.2.1 Débits à traiter

Les débits à traiter dans les systèmes d'épuration dépendent des deux (2) facteurs suivants:

- Type du système d'assainissement ;
- Vulnérabilité du milieu récepteur.

Pour le calcul du débit maximal de traitement, on applique généralement le débit de pointe horaire.

4.3.2.2 Charges polluantes à traiter

La charge de la pollution domestique sera préférentiellement évaluée sur la base d'un bilan de pollution récent, et à défaut sur la base de ratios de pollution ramenés à l'équivalent habitant. Pour le présent cas du milieu rural, il est proposé de se référer à la recommandation du PNAR 2017 quant à l'adoption des ratios de la pollution organique exprimée sous forme de DBO_5 (Demande Biologique en Oxygène), DCO (Demande Chimique en Oxygène), et MES (Matières en Suspension).

Les données de base servant le dimensionnement des systèmes d'épuration sont données ci-après.

4.3.2.3 Dimensionnement des ouvrages de la STEP type lagunage

4.3.2.3.1 Lagunage naturel

Parmi les nombreuses méthodes de calcul des lagunes naturelles, nous proposons d'appliquer la méthodologie ci-après recommandée par l'ONEEE – Branche Eau (2018) et agréé par les bailleurs de fonds.

Rappel pour le choix du lagunage naturel :

C'est un système qui s'adapte bien au contexte marocain :

- Climat favorable ;
- Terrains disponibles pour les petites et moyennes agglomérations ;
- Très faible utilisation de l'énergie électrique ;
- Prix de revient dynamique compatible avec les tarifs appliqués et les pouvoirs d'achat des habitants concernés.
- Quantité et qualité des boues avantageuses: Le lagunage produit des boues stables et matures en faible quantité. En effet, moins de 40l/hab/an de boues produites nécessitant un curage espacé dans le temps (>2ans).

Le lagunage est très recommandé pour les petites agglomérations : C'est un système qui s'apparente parfaitement avec les centres de petite et moyenne taille, notamment en assainissement rural, et ce pour toutes les raisons évoquées plus haut.

La filière de lagunage comprend les trois ouvrages suivants et qui sont arrangés en série :

- Bassins anaérobies ;
- Bassins facultatifs ;
- Bassins de maturation.

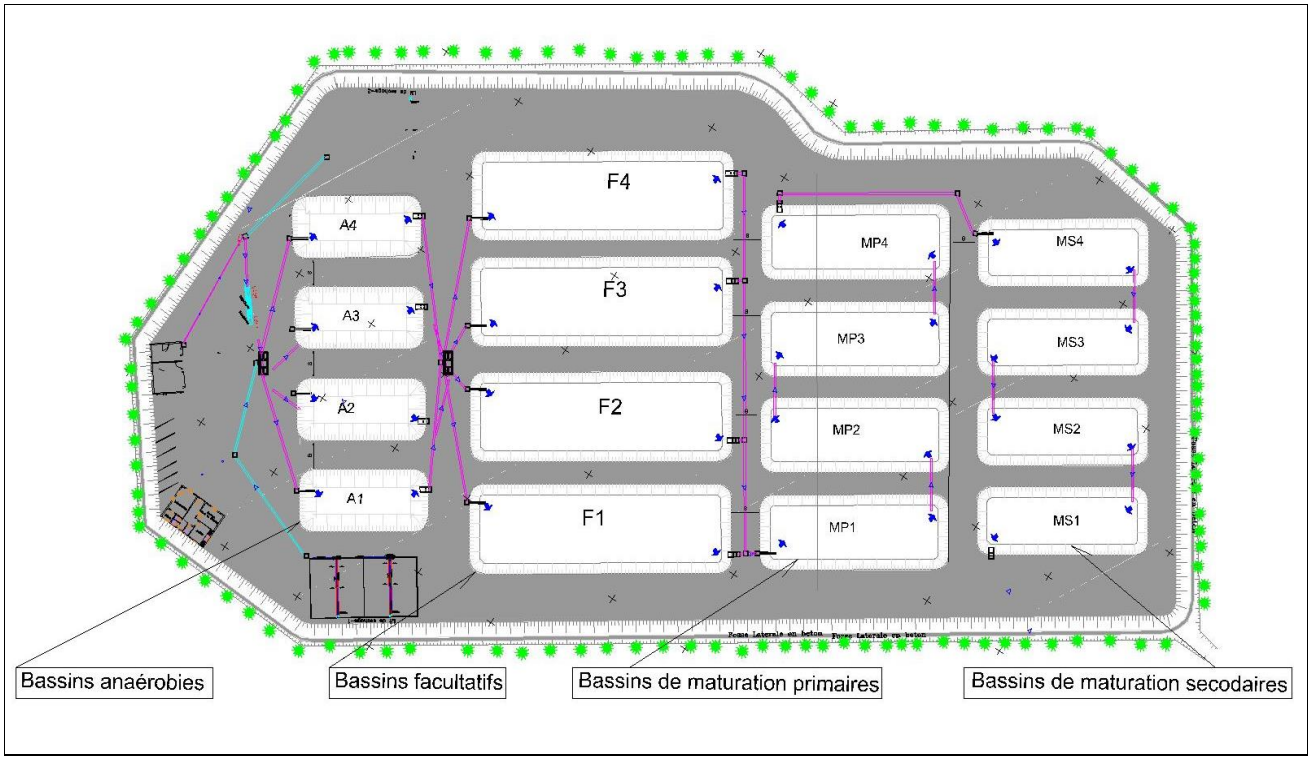


Figure 11 : Composantes de la filière Lagunage

Méthodologie de dimensionnement :

❖ **BASSINS ANAEROBIES**

La charge volumique exprimée en g DBO/m^3.j, constitue le paramètre de base dans la conception des bassins anaérobies. Elle est donnée en fonction de la température de conception alors que la charge surfacique n'est qu'un critère de vérification. Une valeur Minimale de 1000 kg/ha/j est fixée pour que les conditions d'anaérobiose soient prépondérantes.

Le **volume total** du bassin anaérobie (m^3) est exprimé par la formule suivante :

$$\mathrm{VA}\ (\mathrm{m}^3) = \mathrm{V_U} + \mathrm{V_B}$$

- V_U : Volume utile (m^3) ;
- V_B : Volume de boues (m^3).

$$\mathrm{V_U}\ (\mathrm{m}^3) = \frac{C_p}{C_v}$$

- C_p : Charge polluante (Kg DBO_5/j) ;
- C_v : Charge volumique (g DBO_5/m^3/j).

$$V_B\ (m^3)\ =\ P_B * N_{bA}$$

- P_B : Production totale de boues (m^3/an) ;
- N_{bA} : Nombre de bassins anaérobies.

La **production totale des boues** est obtenue par la formule ci-après :

$$P_B\ (m^3/an)\ =\ P_{UB} * P_{op}$$

- P_{UB} : Production unitaire de boues (m^3/hab/an) ;
- Pop : Population (hab).

La profondeur des bassins anaérobies est fixée par la suite entre 2,5 et 4,5 m et la surface des bassins anaérobies à mi-profondeur est calculée selon la formule :

$$S_A\ (m^2) = \frac{V_A}{P_A}$$

- P_A : Profondeur du bassin anaérobie (m).

Par rapport au **temps de rétention hydraulique** (T_{SAN}) moyen dans les bassins anaérobies, est donné par l'expression suivante :

$$T_{SAN}(j) = \frac{V_U}{Q}$$

- Q : Débit des eaux usées (m^3/j).

La charge polluante résiduelle (**C_{prAN}**) à partir du traitement anaérobique est obtenue par :

$$C_{prAN}\ =\ C_p\ .(1 - \frac{\eta}{100})$$

- C_p : Charge polluante à l'entrée (Kg DBO_5/j) ;
- η : Rendement des bassins.

❖ **BASSINS FACULTATIFS**

En aval des bassins anaérobies, se trouvent des bassins de grandes dimensions, dits bassins facultatifs. Dans ces derniers, se déroule l'essentiel de la bio-épuration grâce à une synergie algo-bactérienne. La charge surfacique constitue dans le cas des bassins facultatifs le critère de base pour le dimensionnement.

La **surface totale des bassins facultatifs** (**S_{TF}**) est donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{S_{TF} = [(L_c + l + 2{,}5 * (P + Hg) * T_{ex}) * (lc + l + 2{,}5 * (P + Hg) * Tex)] * N_{LF} * 1{,}1}$$

Avec :

- L_c : Longueur à la crête ;
- l : Largeur crête ;
- P : Profondeur adoptée ;
- H_g : Hauteur garde ;
- T_{ex} : Talus externe ;
- l_c : Largeur à la crête ;
- N_{LF} : Nombre de lagunes facultatives.

La **surface à mi-profondeur** des bassins facultatifs (**$S_{1/2F}$**) est estimée à partir de la formule, ci-après :

$$S_{1/2F}\ (\text{ha}) = \frac{C_{pr}}{C_s}$$

Avec :

- C_{pr} : Charge polluante de la DBO_5 de l'effluent de la phase anaérobie ($KgDBO_5/j$) ;
- C_s : Charge surfacique ($Kg\ DBO_5/ha/j$).

Nous choisissons ensuite la profondeur des plans d'eaux dans les bassins facultatifs, qui se situe habituellement entre 1 à 2 m puis on calcule le **temps de rétention hydraulique** moyen dans les bassins facultatifs (**T_{SF}**), à partir de la formule suivante :

$$T_{SF}\ (\text{j}) = \frac{V_E}{Q_S}$$

- V_E : Volume eau total (m^3) ;
- Q_S : Débit à la sortie (m^3/j).

Le volume eau total est évalué comme suit :

$$\mathbf{V_E = 10\ 000 * P * S_{1/2F}}$$

Le volume unitaire des digues (**V_{UD}**) est obtenu à partir de la formule ci-après :

$$\mathbf{V_{UD}\ (m^3) = S_D * P_{DA} * 1{,}1}$$

Avec :

- S_D : Section digues (m^2) ;
- P_{DA} : Périmètre digues – axe (m) ;

La **charge polluante résiduelle** (**C_{prF}**) à partir des bassins facultatifs est calculée par :

$$C_{prF} = C_{prAN} * (1 - \frac{\eta}{100})$$

Avec :

- C_{prAN} : Charge polluante résiduelle des bassins anaérobies (Kg DBO_5/j) ;
- η : Rendement des bassins.

Et la **concentration résiduelle en DBO_5** (en mg/l) est obtenue par :

$$[C]_r\ (mg/l) = 1000 * \frac{C_{prF}}{Q_{ré}}$$

Avec :

- C_{prF} : Charge polluante résiduelle des bassins facultatifs (Kg DBO_5/j) ;
- $Q_{ré}$: Débit résiduel été (m^3/j).

Pour le débit résiduel ($Q_{ré}$), il est calculé à partir du débit de sortie des bassins anaérobies (Q_{sAN}), la surface à mi-hauteur (**$S_{1/2F}$**) et les pertes par évaporation selon la formule suivante :

$$Q_{ré} = Q_{sAN} - (S_{1/2F} * 10000 * (\frac{P_{évap}}{100}))$$

Avec:

- Q_{sAN} : Débit de sortie des bassins anaérobies (m^3/j) ;
- $S_{1/2F}$: Surface à mi-profondeur des bassins facultatifs (ha) ;
- $P_{évap}$: Pertes par évaporation.

❖ BASSINS DE MATURATION

Le dimensionnement des bassins de maturation est basé surtout sur l'élimination des germes pathogènes.

Le **volume des bassins de maturation** (**V_M**) est calculé à partir de la formule :

$$V_M = Q_E * T_S$$

Avec :

- Q_E : Débit à l'entrée du bassin maturation ;
- T_S : Temps de séjour en maturation.

Ainsi, la **surface des bassins de maturation** (**S_M**) sera égale à :

$$S_M = \frac{V_M}{P}$$

P correspond à la profondeur des bassins de maturation (P = 1 m).

L'élimination des **coliformes fécaux** se base sur l'équation suivante :

$$CF_{SS} = \frac{N_c}{(1 + KT*T_{SAN}) * (1 + KI*T_{SF}) * (1 + KT*T_{SM1}) * (1 + KT*T_{SM2})}$$

Avec :

- CF_{SS} : Coliformes fécaux à la sortie de la station ;
- N_c : coliformes fécaux et E.colis par 100 ml de l'effluent précèdent ;
- KT : Constante donnée par la formule d'Arrhenius en fonction de la température ; **$KT = 2{,}6 * 1{,}19^{T-20}$** ; avec T = 17 °C.
- T_{SAN} : Temps de séjour en anaérobie ;
- T_{SF} : Temps de séjour en facultatif ;
- T_{SM1} : Temps de séjour en maturation 1 ;
- T_{SM2} : Temps de séjour en maturation 2 ;

4.3.2.3.2 Dégrilleur

Le principe du dégrilleur repose sur le tamisage de l'eau usée pour écarter les objets volumineux. Le dégrilleur peut consister en une grille dont l'inclinaison, l'épaisseur et l'écartement entre deux barreaux voisins sont déterminés par calcul.

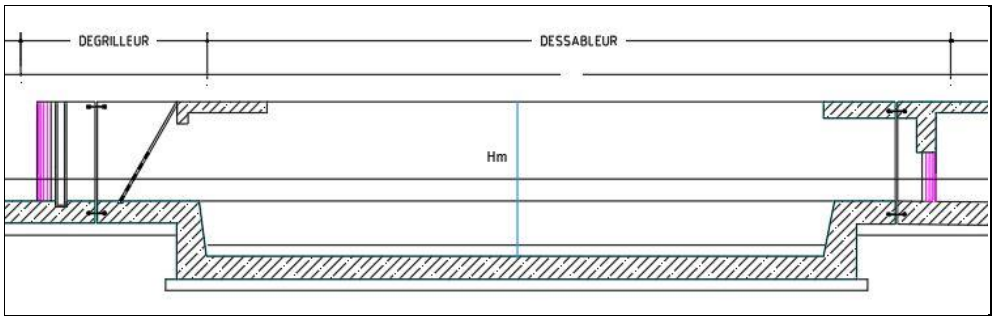


Figure 12 : Dessableur-Dégrilleur

Pour le cas de cette étude, il a été choisi une grille à barreau rectangulaire, en acier galvanisé de 10 mm d'épaisseur et d'un écartement de 20 mm. L'inclinaison de la grille sera de 60° par rapport à la verticale dans le sens d'écoulement.

La méthode de dimensionnement des dégrilleurs (manuel et automatique) est donnée ci-après.

- **Superficie ouverte dans la grille (S_o) :**

$$S_o\,(m^2) = \frac{Q}{V.N_d\,.(\frac{C_c}{100})}$$

Avec:

- Q : Débit de pointe en m^3/s ;

- N_d : Nombre de dégrilleurs ;
- Cc : Coefficient de colmatage (%) : 30% pour une grille manuelle et 50% pour une grille automatique qui doit être inférieure à 1.2 m/s.
- V : Vitesse maximale de passage à travers la grille (m/s).

Largeur ouverte de grille (Lo) :

$$L_o\ (m) = \frac{S_o}{P}$$

Avec:

- S_o : Superficie ouverte dans la grille (m^2) ;
- P : Profondeur d'écoulement maximal en amont des grilles (m).

- **Nombre d'espacement entre barreaux (Ne) :**

$$N_e = \frac{L_o}{E_b}$$

Avec :

- L_o : Largeur ouverte de grille (m) ;
- E_b : Espacement entre les barreaux (mm).

- **Largeur totale de la chambre de dégrillage (Lt)**

$$L_t\ (m) = L_o + (E_p * N_{tb})$$

Avec :

- L_o : Largeur ouverte de grille (m) ;
- E_p : Epaisseur des barreaux (mm) ;
- N_{tb} : Nombre total de barreaux.

- **Superficie nette ouverte des grilles (S_{no})**

$$S_{no}\ (m^2) = L_o * P * sin\ (\theta)$$

Avec:

- θ : Angle d'inclinaison du dégrilleur (degré) ;

- **Vitesse de l'eau à travers la grille (Ve) :**

$$V_e\ (m/s) = \frac{Q}{N_d * S_{no}}$$

Avec :

- Q : Débit de pointe (m^3/s) ;
- N_d : Nombre de dégrilleurs ;
- S_{no} : Superficie nette ouverte des grilles (m^2).

- **Pertes de charges (ΔH) :**

$$\Delta H\ (m)\ =\ \beta\ *sin\ \theta\ *\frac{N_{tb}\ *E_p}{(E_b\ *N_e)^{\ 4/3}}\ *\frac{{V_e}^2}{2g}$$

Avec :

- β : Facteur de forme (2,42 : cas rectangulaire) ;
- V_e : Vitesse de l'eau (m/s)

4.3.2.3.3 Dessableur

Le principe du dessableur repose sur la réduction de la vitesse d'écoulement de l'eau dans le canal d'amenée des eaux usées de sorte que le dépôt du sable et des particules solides inertes (>200 mm) puisse avoir lieu. La baisse de la vitesse est obtenue par l'élargissement du canal d'amenée. Le dessableur est installé après le dégrilleur avant l'acheminement des eaux usées brutes dans la station d'épuration.

Afin de dimensionner le dispositif, il faut calculer les variables suivantes :

- **Hauteur maximale (Hm) :**

$$H_m\ (m)\ =\ \frac{Q}{V^2}$$

- Q : Débit d'entrée à la station en m^3/s ;
- V : Vitesse dans le dessableur en m/s (Constante : 0,3 m/s) ;

- **Section de rétrécissement (S) :**

$$S\ =\ 0{,}177\ *{H_m}^{\ 0{,}5}$$

- **Largeur maximale (lm) :**

$$l_m\ (m)\ =\ \frac{H_m}{1{,}5}$$

- **Longueur du dessableur (L) :**

$$L\ (m)\ =\frac{V\ *H_m}{V_d}$$

Avec :

- V_d : Vitesse de décantation en m/s.

4.4 Critères de dimensionnement des ouvrages - Volet Génie Civil

4.4.1 Aspect règlementaire

A la date du début de rédaction de ce mémoire, les règlements en vigueur concernant la justification des réservoirs en béton armé des marchés publics sont le Fascicule 74 et le BAEL91 révisé en 1999.

Le fascicule 74, est relatif à la construction des réservoirs en béton et plus généralement des ouvrages en béton, de stockage et de transport de l'eau. Il peut s'appliquer à des ouvrages de stockage de certains liquides tels que les eaux usées ou polluées, les eaux salées, etc.

Les calculs seront effectués aux états limites conformément au fascicule 74 (ELU : Etat Limite Ultime, ELS : Etat Limite de Service). Pour les réservoirs où les fissurations sont considérées préjudiciables, l'ELS devient dimensionnant par rapport à l'ELU.

4.4.1.1 Classification des ouvrages

Le fascicule 74 classe les ouvrages selon le principe de réalisation de leur étanchéité.

- *Classe A :* Il s'agit des ouvrages dont l'étanchéité est assurée par la structure seule. Cela représente la majorité des ouvrages des STEP. Bien entendu, les ouvrages doivent être coulés en place et ils doivent être justifiés en limitant l'ouverture des fissures.
- *Classe B : L'étanchéité des ouvrages est assurée par la structure complétée par un revêtement d'imperméabilisation. Dans ce cas, les justifications peuvent être conduites selon les règles BAEL seulement. L'ouverture des fissures bien que limitée sera compensée par le revêtement additionnel.*
- *Classe C : L'étanchéité des ouvrages est assurée par un revêtement d'étanchéité. Contrairement à l'imperméabilisation, l'étanchéité retient les liquides à elle seule. Le support n'est là que pour assurer la fonction mécanique.*
- *Classe D : Il s'agit des ouvrages construits à partir des éléments préfabriqués. Bien que ces ouvrages appartiennent à une classe particulière, ils doivent satisfaire à toutes les prescriptions énoncées pour les ouvrages coulés en place. Il est seulement admis que l'épaisseur des éléments structuraux puisse être réduite jusqu'à 8 cm si le béton est de classe B30. Cette réduction est admise car la précision de réalisation des éléments préfabriqués est meilleure. Ces ouvrages devront être étanchés ou imperméabilisés selon les hypothèses de fissuration retenue.*

4.4.1.2 Sollicitations à considérer

Les actions à prendre en compte comprennent :

Actions permanentes (G) :

- Poids propre, poids des superstructures ;
- Poids et poussées des terres ;

- Déformations imposées : tassements différentiels, retrait.

Actions variables :

- Poids et poussée du liquide contenu (Q), le cas de l'ouvrage vide (Q = 0) étant également à considérer ;
- Charges dues à l'exploitation de l'ouvrage, à l'entretien, et au fonctionnement des installations : Charge d'exploitation sur remblai et charge d'exploitation sur le radier.

Actions accidentelles : Séisme

Les actions seront considérées selon le règlement parasismique marocain RPS 2011.

4.4.1.3 Combinaisons d´actions

Les calculs sont effectués à l'ELU et à l'ELS.

Etat limite ultime (ELU) correspond à la limite :

- De l'équilibre statique ;
- De la résistance de l'un des matériaux ;
- Ou de la stabilité de forme.

L'Etat Limite de Service (ELS) est relatif aux conditions d'exploitation ou de durabilité afin de limiter :

- La contrainte de compression du béton ;
- La formation de fissures préjudiciables et les risques de corrosion des armatures ;
- Les déformations excessives d'éléments porteurs tels que les poutres, les planchers par limitation des flèches.

Le fascicule 74 définit les actions et les charges à prendre en compte dans la justification des éléments des ouvrages de stockage de liquides.

a) Vis-à-vis de l´état limite d´équilibre statique :

Dans le cas d´un réservoir ou d´un ouvrage pouvant être immergé, un coefficient de sécurité au moins égal à 1,05 est à justifier, vis-à-vis du soulèvement, en considérant d´une part l´ouvrage à vide, d´autre part la hauteur maximale de l´eau extérieure à l´ouvrage.

Vis-à-vis des états limites ultimes (ELU) sous combinaisons fondamentales :

$$C1 = 1.35G + 1.5(Q + \Psi_0 T)$$

Avec :

G : Ensemble des actions permanentes ;

Q : Ensemble des actions variables ; l´action Q comprend essentiellement l´action due au liquide contenu ;

T : Action de la température, l´action T déterminante pour un réservoir est en général le gradient de température supposé concomitant à la présence du liquide. Pour cette action on retient : $\Psi_0 = 0{,}6$.

⇨ Il est à rappeler que, pour les vérifications à l´Etat Limite Ultime, il est souvent possible de négliger les sollicitations dues à la température (art. A3.2, 24 des règles BAEL).

b) Vis-à-vis des Etats Limites Ultimes (ELU) sous combinaisons accidentelles :

$$C2 = G + Q + FA + 0.6T$$

FA : action accidentelle.

c) Vis-à-vis des Etats Limites de Service (ELS) :

$$C3 = G + Q + T$$

Dans chacun de ces deux cas de charge, la vérification par le calcul porte :

- En phase de construction et en phase définitive : sur l'équilibre statique et sur la résistance ;
- En phase définitive seule : sur la fissuration, en tenant compte du rôle dévolu à la structure et de la nature du revêtement.

4.4.1.4 Contraintes limites

a) Limlitation de la contrainte de traction dans les armatures :

La justification des sections de différents éléments des ouvrages de la STEP est basée conjointement sur les règles des BAEL et du fascicule 74.

La fissuration est considéré comme très préjudiciable, puisque les éléments des structures composant la station d'épuration sont exposés à un milieu agressif et doivent assurer une certaine étanchéité.

Pour toutes les armatures des sections entièrement tendues et pour les armatures proches de la face mouillée des sections partiellement tendues, la contrainte de traction, exprimée en MPa et calculée vis-à-vis de l´Etat Limite de Service, est limitée à la plus petite des deux valeurs :

$$Min\ (0.5\ fe, 90\sqrt{\eta ft28})$$

$$\sigma_s = \alpha . \sqrt{\frac{\eta f t_{28}}{\Phi}} + \beta . \eta$$

Avec :

- f_e : Limite élastique des aciers ;
- ft_{28} : Résistance caractéristique à la traction du béton en MPa;
- α = 240 ;
- η : Coefficient de fissuration de l´armature (Égal à 1.6 pour l'acier HA500) ;
- ϕ : Diamètre de l´armature exprimé en mm ;
- *β :* Coefficient *retenu égal à :*
  - ✓ 0 pour les ouvrages à la mer ou à proximité de la mer, moins de 5 km, et les parties enterrées d´ouvrage, lorsque l´eau est saumâtre ou agressive ;
  - ✓ 30 dans les autres cas où la paroi est en contact permanent avec l´eau ou une atmosphère saturée.

Comparé au BAEL, le fascicule limite davantage la contrainte de traction limite de l'acier, en tenant compte du degré d'agressivité du milieu et engendre des sections d'armatures plus grandes.

b) Limitation de la contrainte de traction du béton :

Les contraintes de traction du béton dans les sections entièrement tendues et celles développées sur la face mouillée des parois, calculées vis-à-vis de l´Etat-Limite de Service et en section homogénéisée, ne peuvent excéder la valeur :

$$\sigma_{bt} = 110 . \theta . f t_{28}$$

Avec :

- θ = 1 dans le cas de la traction simple ;
- θ = $1 + \frac{2\, e_o}{3 h_o}$ dans le cas de la flexion plane composée ; la force de traction extérieure ayant une excentricité e_o inférieure à l´épaisseur h_o de la paroi ;
- θ = 5/3 dans les autres cas.

La résistance à la traction du béton à 28 jours, ft_{28} est définie conventionnellement par la relation : $$ft_{28} = 0.6 + 0.06\, fc_{28}$$

Ou fc_{28} est la résistance à la compression au béton à 28 jours.

c) Limitation de la contrainte en compression du béton :

La résistance en compression du béton est limitée à :

$$\text{ELS : } \sigma_{bc} = 0.6.\, fc_{28}$$

$$\text{ELU : } \sigma_{bc} = \frac{0.85 fc_{28}}{\gamma.\theta}$$

Avec :
γ = 1.5 et θ = 1

En résistance à l'état ultime en séisme :

γ = 1 et θ = 0.85 pour une action est inférieure à 1h.

4.4.1.5 Enrobage

L´enrobage minimum des armatures est choisi conformément aux règles BAEL 91. Il est au moins de :

- 4 cm pour les ouvrages exposés aux embruns et brouillards salins ;
- 3 cm pour les parements directement exposés aux intempéries, aux condensations ou au contact de l´eau ou des liquides ;
- Egal au diamètre des plus gros agrégats utilisés dans la composition du béton.

4.4.2 Stabilité externe des bassins

4.4.2.1 Etude des parois

Il s'agit d'étudier les parois des bassins de la STEP (Bassin anaérobie, Dessableur – Dégrilleur, Répartiteur, Station de relevage) en vérifiant la stabilité externe des parois considérées, dans un premier temps, désolidarisées du fond. Ceci nous permettra de conclure quant au choix de la variante à adopter pour le fond des bassins et ensuite dimensionner les parois dans les trois cas suivants :

- Cas de bassin vide : les parois sont ainsi soumises à la poussée du sol uniquement ;
- Cas de bassin plein en essai : le sol est dégagé des 4 côtés du bassin plein. Les parois sont ainsi soumises à la poussée de l'eau uniquement ;
- Cas de bassin plein en exploitation : les parois du bassin sont soumises à la fois aux poussées de l'eau et à celles des terres.

4.4.2.2 Pré-dimensionnement des parois

Si H est la hauteur du mur depuis la base jusqu'à la couronne, on recommande :

- Largeur de la base : B = 0.45 H + 20 cm ;
- Largeur de la couronne b= H/ 24 avec un minimum de 15 cm ;
- Épaisseur en bas du voile e: $\frac{H}{12}$;
- Longueur patin à partir du nu voile lp: $\frac{H}{8}$ à $\frac{H}{5}$;
- Fruit minimal du parement visible : i = 2 %.

Il est prudent de majorer de 15 %, la largeur de la semelle ainsi déterminée, car elle ne permet pas toujours de satisfaire les vérifications de la stabilité externe.

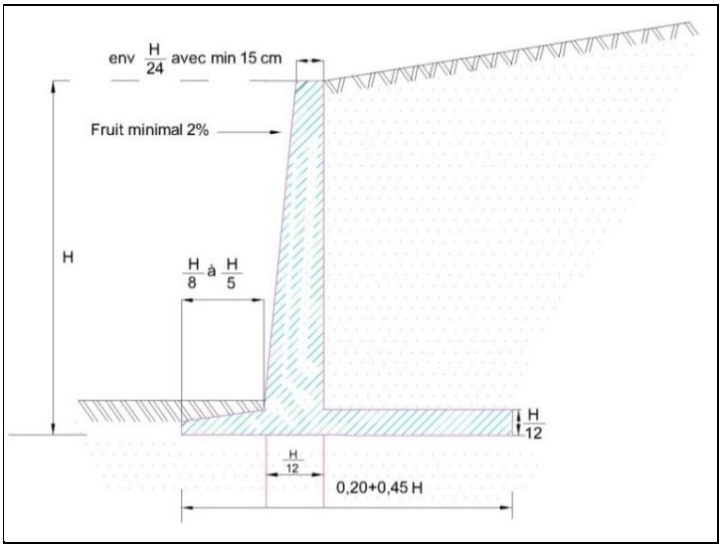


Figure 13 : Pré dimensionnement d'un mur Cantilever

4.4.2.3 Cas du bassin vide et soumis à la poussée du sol

4.4.2.3.1 Caractéristiques du sol

a) Densité γ : La densité γ du sol conditionne la valeur de la contrainte verticale σ_v à une profondeur z de la surface du sol. Elle est exprimée généralement en kg/m^3.

σ_v croît proportionnellement à z : $\sigma_v = \gamma \times z$

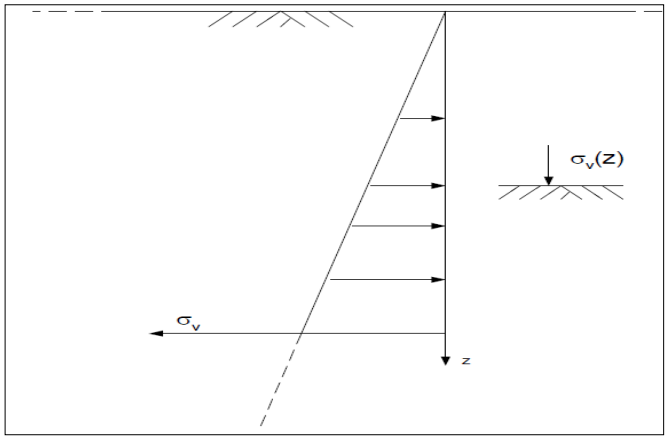


Figure 14 : Contrainte verticale du sol

b) Cohésion C (Exprimée en Pa) **:**

La cohésion C caractérise la capacité qu'a un sol à s'amalgamer. Elle est due :

- ✓ Pour partie aux liaisons mécaniques pouvant exister entre les grains et créées par la cimentation ;
- ✓ Pour partie aux ménisques d'eau existant aux points de contact entre les grains. Cette dernière composante disparait dès que la teneur en eau du sol augmente.

c) Angle de frottement interne φ :

L'angle de frottement interne dépend de la forme et de l'état de surface des grains. Il est plus élevé pour les sols à grains anguleux que pour les sols à grains ronds, et pour un état de surface rugueux que pour un état de surface lisse des grains.

4.4.2.3.2 Calcul de poussées

a) Poussée des terres :

Considérons un mur en T en béton armé défini par le schéma suivant :

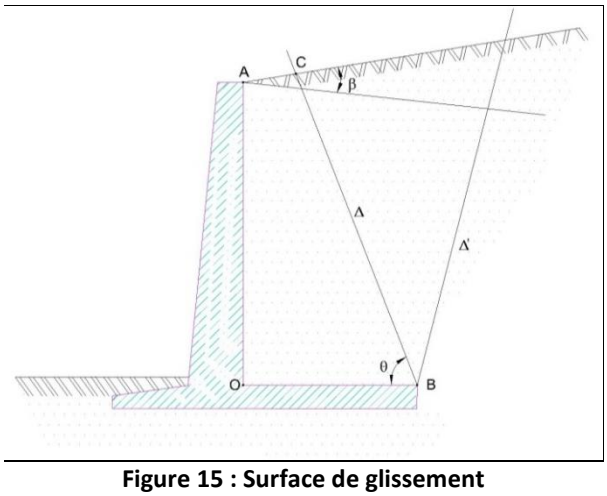


Figure 15 : Surface de glissement

Ce mur retient un sol d'angle de frottement interne φ limité par un talus infini, incliné de β sur l'horizontale.

Un déplacement dans le sens de l'expansion du remblai fait apparaître deux surfaces de glissement Δ et Δ' par l'arête du talon.

Pour simplifier, on peut admettre que ces surfaces de glissement sont des plans dont les traces sur le plan de la figure sont les deux droites Δ et Δ'.

Selon la théorie du cercle du Mohr, la droite Δ est inclinée sur l'horizontale d'un angle égal (www.adets.fr/Images/e.sblog_articls/44/Chapitre 5 ….les murs de soutenement.pdf.) :

$$\theta = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} + (\frac{i-\beta}{2})$$

Avec $$sin\, i = \frac{sin\beta}{sin\varphi}$$

Deux cas sont possibles :

1. La droite Δ coupe le talus au point C. Dans ce cas, on considère que le massif AOBC est solidaire au mur.

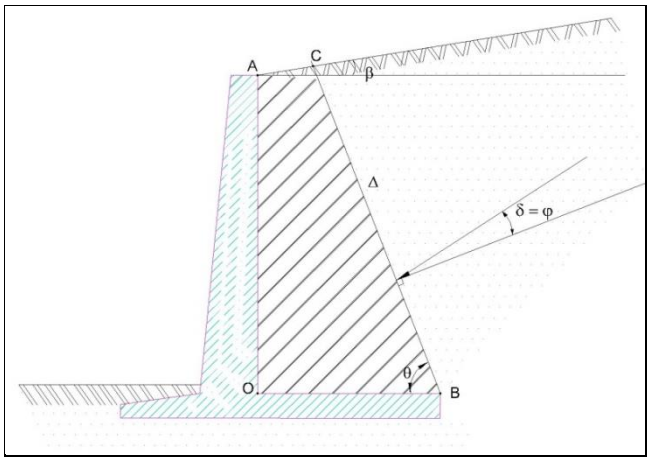


Figure 16 : Plan de glissement coupe le talus

La méthode rigoureuse consiste à calculer la poussée sur l'écran fictif BC, en considérant des valeurs du coefficient de poussée donnée par les tables de Caquot-Kérisel en fonction des valeurs des paramètres $\frac{\beta}{\varphi}, \frac{\delta}{\varphi}$ et φ.

L'angle d'inclinaison δ de la poussée par rapport à la normale à BC est égal à φ : δ = φ.

2. La droite Δ coupe la face interne du voile au point C. Dans ce cas, on considère que le massif AOBC est solidaire au mur.

- D'une part, sur le segment AC, l'angle d'inclinaison sur la normale au voile est égal à $\delta = \frac{2}{3}\varphi$ ou φ selon l'état de rugosité du parement,
- D'autre part, sur le segment CB avec un angle d'inclinaison sur la normale à ce plan est égal à φ.

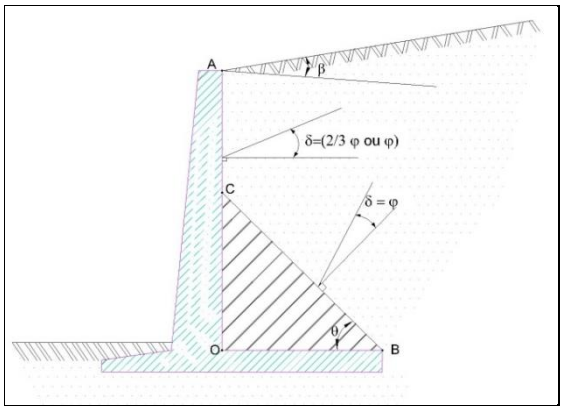


Figure 17 : Plan de glissement coupe la face interne du voile

Dans les deux cas mentionnés ci-dessus, le calcul par les méthodes exposées est fastidieux. Il est d'usage de simplifier ces schémas en considérant l'écran fictif vertical passant par l'arête du talon. La masse de terre AOBC comprise entre le parement du voile et ce plan agit uniquement par son poids.

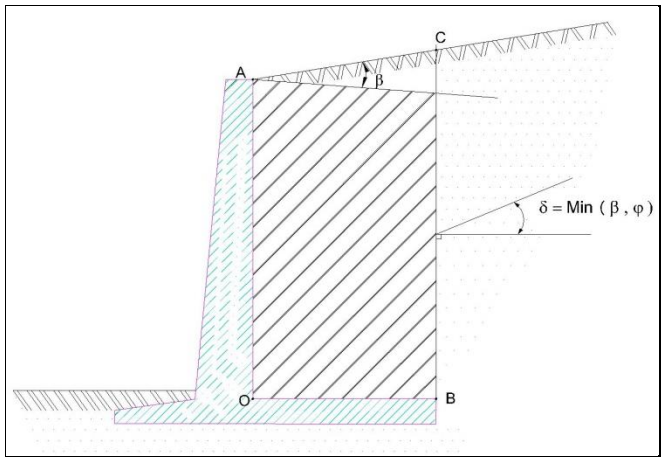


Figure 18 : L'écran fictif

La méthode qui vient d'être exposée et qui consiste à prendre en compte un écran fictif à partir des plans de glissement est utilisée pour la vérification de la stabilité externe.

En revanche, pour le calcul de l'état-limite de résistance interne d'un voile, il est d'usage de considérer que les poussées s'appliquent directement sur le parement du mur avec un angle d'inclinaison δ sur la normale choisi en fonction de la rugosité du parement, ou du tassement relatif possible entre le mur et les terres en amont.

Les murs voiles du bassin sont réputés fixes et supposés très rigides ; on ne tolère pas de déplacement du mur.

Ainsi, selon la théorie de **Rankine**, ces murs vont être soumis à des efforts de poussée des terres au repos.

Selon Rankine, cette résultante est toujours perpendiculaire à l'écran : autrement dit, le frottement sol-écran n'est jamais mobilisé au niveau de la paroi verticale.

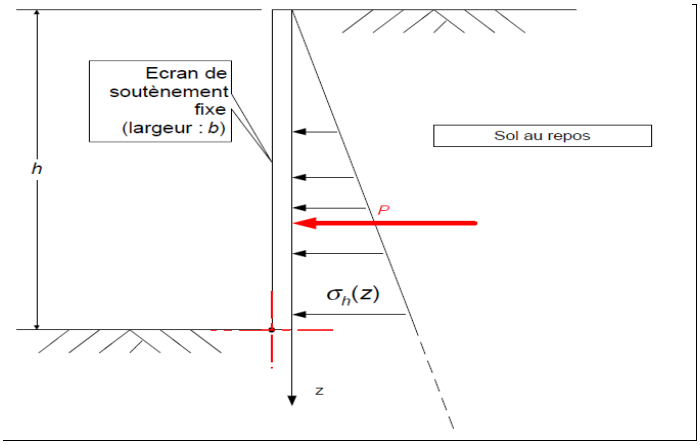


Figure 19 : Efforts de poussée des terres

La contrainte horizontale σ_h est supposée proportionnelle à σ_v, elle-même proportionnelle à la profondeur z.

On obtient donc une répartition de contrainte croissante le long du mur de soutènement telle que :

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v = K_0 \cdot \gamma \cdot z$$

Avec K_0 coefficient de poussée des terres au repos. Ce coefficient est difficilement mesurable, mais on prend K_0 = 1-sin ϕ pour les sols pulvérulents (Formule de Jaky).

L'effort résultant P est situé au 1/3 – 2/3 de la hauteur du mur. Sa valeur par ml est :

$$P = \frac{1}{2} \cdot \sigma_h(h) \cdot h = \frac{1}{2} K_0 \cdot \gamma \cdot h^2$$

b) Cas d'une surcharge sur le remblai

Une surcharge q sur le terrain induit une augmentation de la contrainte verticale σ_v telle qu'à toute profondeur z on a : $\sigma_v(z) = \gamma z + q$

Il vient en conséquence pour la contrainte horizontale :

$$\sigma_h(z) = K_0 \, \sigma_v(z) = K_0 \, \gamma z + K_0 \, q$$

Tout se passe comme s'il y avait superposition sur la contrainte horizontale des effets de la densité du sol (Répartition triangulaire) et de la surcharge q (Répartition rectangulaire). Le schéma suivant illustre cette superposition des effets sur la contrainte σ_h.

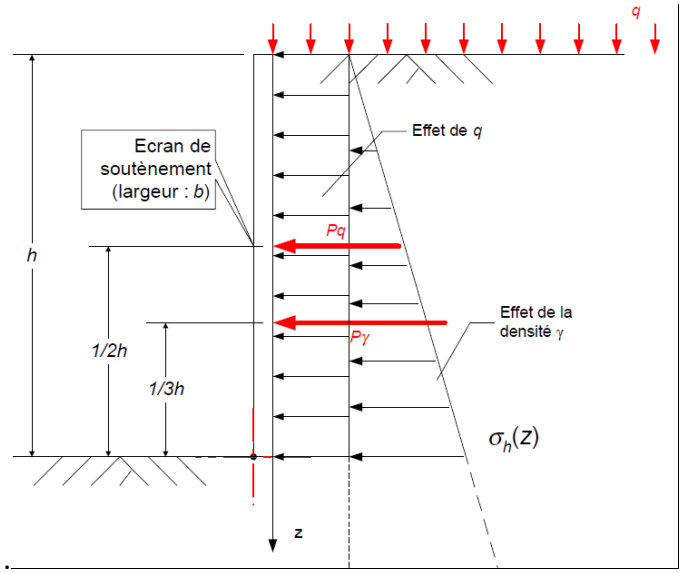


Figure 20 : Poussée due à une surcharge sur le remblai

L'effort résultant P est donc décomposé aussi en deux (2) parties $P = P_\gamma + P_q$:

- Une première résultante P_γ toujours située au 1/3 – 2/3 de la hauteur de l'écran. Sa valeur pour une largeur d'écran b est $P_\gamma = \frac{1}{2} K_0 \gamma h^2 b$;
- Une deuxième résultante P_q située en h/2. Sa valeur pour une largeur d'écran b est :

$$P_q = K_0 \, q \, h \, b.$$

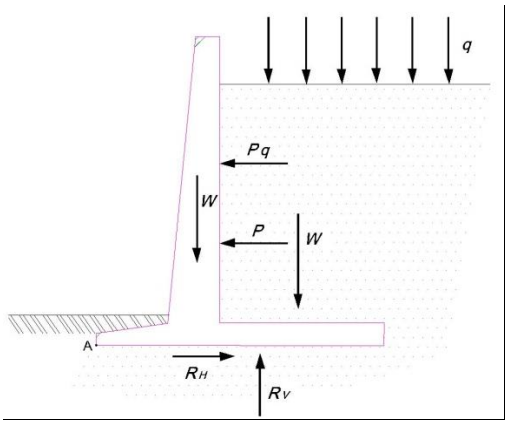


Figure 21 : Bilan des efforts appliqués aux parois sous l'effet du sol

Le bilan complet des efforts extérieurs appliqués à la paroi fait apparaître :

- Le poids propre du mur W (voile, patin et talon), évalué à partir des volumes théoriques définis par les dessins d'exécution et d'un poids volumique théorique, ainsi que le poids de la super structure.

- L'effort de poussée dû à l'action du remblai P ;
- Le poids du remblai sur le talon W_r, évalué à partir de son volume théorique et du poids volumique ;
- Les surcharges éventuelles sur le remblai Q ;
- L'effort de poussée dû aux surcharges P_Q ;
- La réaction d'appui du sol sur le mur R, décomposée en une composante verticale R_v et une composante horizontale R_h.

Nous avons donc :

$$R_v = W + Wr + Q$$
$$R_h = P + P_Q$$

4.4.2.3.3 Justification de la stabilité externe des parois

a) Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions à considérer sont :

- A l'Etat Limite de Service (ELS) : $W + Wr + Q + P + P_Q + 0.6.T$
- A l'Etat Limite Ultime (ELU) : $1.35(W + Wr + P) + 1.5(Q + P_Q + 0.6.T)$

Par ailleurs, les critères de stabilité sont :

b) Stabilité au glissement

C'est une stabilité d'interaction « ouvrage-sol ». Puisqu'il s'agit d'une stabilité de translation, elle se vérifie généralement en termes de forces. On suppose qu'il peut se développer un plan de cisaillement horizontal sous la semelle de fondation. Ce plan est soumis à :

- Une force normale R_V qui est la composante verticale de force appliquée par la fondation au sol ;
- Une force horizontale R_H qui est la composante horizontale de la force appliquée par la fondation sur le sol ;

La stabilité au glissement est assurée lorsque le rapport :

$$FS_G = \frac{R_V tg\delta}{R_H} \geq 1.5$$

$\delta = \frac{2}{3}\varphi'$ pour une semelle coulée en place ;

φ' = Angle de frottement du sol de fondation ;

FS_G : Coefficient de sécurité au glissement.

c) Stabilité au renversement

Le renversement ou le basculement est une instabilité d'interaction. Il se vérifie en termes de moments, puisqu'il s'agit d'une rotation de l'ouvrage.

L'équilibre est à considérer lorsque le mur se renverse autour de son arrête extérieure A.

En considérant le moment par rapport à A (voir figure 21), il faut vérifier :

$$FS_r = \frac{\Sigma(\text{Moments des efforts retenant l'ouvrage})/A}{\Sigma(\text{Moments des efforts faisant renverser l'ouvrage})/A} \geq 1.5$$

Il vient donc : $$FS_r = \frac{M(W) + M(Wr) + M(Wp) + M(Q)}{M(P) + M(PQ)} \geq 1.5$$

FS_t : Coefficient de sécurité au renversement.

d) Stabilité au poinçonnement

La stabilité au poinçonnement consiste à vérifier que l'on se trouve suffisamment loin des conditions de rupture du sol de fondation : la contrainte normale appliquée au sol de la fondation doit rester inférieure à la contrainte admissible du sol. Il s'agit d'une stabilité d'interaction – sol/structure.

Le poinçonnement est à vérifier en considérant la capacité portante d'une semelle filante, sous une charge excentrée et inclinée. Généralement un niveau de sécurité minimal de 3 est exigé : $FS_p \geq 3$

FS_p : Coefficient de sécurité au poinçonnement

A partir des sollicitations de calcul (Résultantes des forces verticales et horizontales, moment résultant de ces forces autour de l'arête aval A de la figue 21), on détermine les contraintes verticales appliquées par la semelle du mur sur le terrain d'assise.

Selon l'intensité et la direction de la résultante R (de composantes R_h horizontalement et R_V verticalement) ce diagramme peut être soit un trapèze, soit un triangle.

La forme du diagramme dépend de l'excentricité e, de la charge par rapport au centre de gravité de la semelle qui se calcule par la relation : $e = \frac{B}{2} - d$; $d = \frac{(M_{wp})}{R_V}$

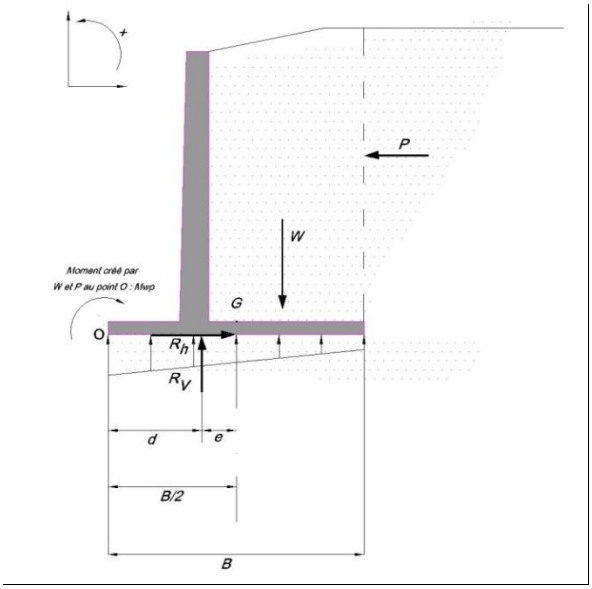


Figure 22 : Excentricité de la réaction du sol

Avec :

B : Largeur de la semelle ;

M_{wp} : Moment crée par les forces W(Poids) et Poussée (P) ;

R_V : Composante verticale de la force appliquée par la fondation au sol ;

Si : 0<e<B/6, le sol sous la fondation est entièrement comprimé et nous avons une répartition trapézoïdale de la réaction du sol.

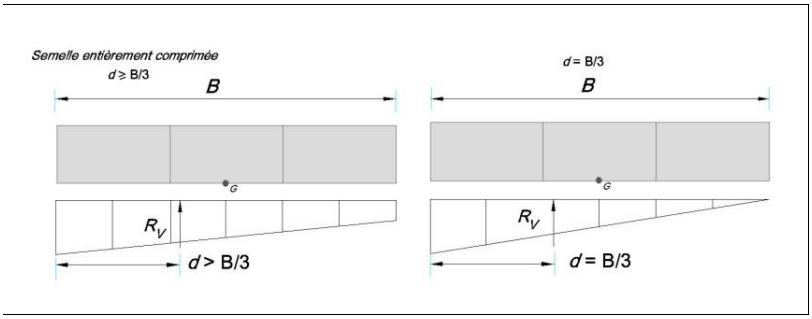


Figure 23 : Contraintes verticales sous la semelle du mur entièrement comprimée

Bien qu'une répartition triangulaire de la contrainte soit admise, il est préférable, dans la mesure du possible, de dimensionner la semelle pour avoir une répartition trapézoïdale (le point de l'application de la réaction est dans le noyau central), et ce, pour éviter le décollement de la base du mur.

La justification du non-poinçonnement consiste à s'assurer que la contrainte verticale de référence $\sigma_{3/4}$ au quart de la largeur comprimée est au plus égale à la contrainte de calcul admissible du sol de fondation : $\sigma_{3/4} < \sigma_{adm}$.

$$\sigma_{3/4} = \frac{3\ \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

Avec :

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

$$\sigma min = \left(1 - 6\ \frac{e}{B}\right)\frac{R_V}{B}$$

En jouant sur les dimensions du mur de soutènement, il est possible d'obtenir les coefficients de sécurité optimaux.

Si : B/6<e<B/2, Nous avons une répartition triangulaire de la réaction du sol et la semelle est partiellement comprimée.

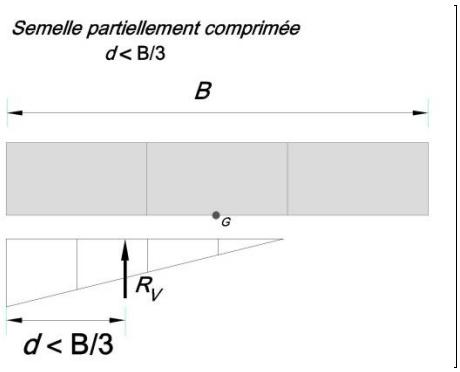


Figure 24 : Contraintes verticales sous la semelle du mur partiellement comprimée

La contrainte maximale se calcule par la relation :

$$\sigma_{max} = \frac{2}{3}\frac{R_V}{(\frac{B}{2} - e)}$$

Et le poinçonnement est vérifié si :

$$\frac{3\sigma_{max}}{4} < \sigma_{adm}$$

4.4.2.4 Cas du bassin plein et soumis à l'action de l'eau uniquement

a) Caractéristiques du liquide stocké

La pression exercée par un liquide en un point A de la paroi du bassin est $p = \rho gh$

Avec :

- ✓ ρ : Masse volumique de l'eau usée ;
- ✓ g : Accélération de gravité ;

✓ h : Distance du point à la surface libre du liquide.

La poussée totale sur la paroi est $Pe = \frac{\rho g h^2}{2}$, L'effort résultant P_e est situé au 1/3 – 2/3 de la hauteur du mur.

b) Bilan des efforts appliqués au mur :

Le bilan complet des efforts extérieurs appliqués au mur fait apparaître pour ce cas :

- Le poids propre du mur W, évalué à partir des volumes théoriques définis par les dessins d'exécution et d'un poids volumique théorique, ainsi que le poids de la superstructure ;
- La pression exercée par l'eau stockée P_e ;
- Le poids de l'eau sur le fond W_e ;
- La réaction d'appui du sol sur le mur R, décomposé en une composante verticale R_v et une composante horizontale R_h.

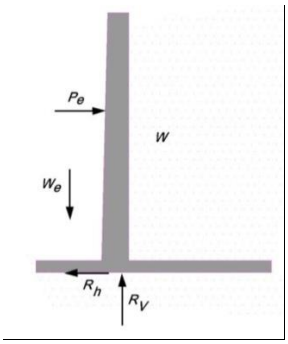


Figure 25 : Bilan des efforts appliqués aux parois sous l'effet de l'eau

Si l'angle d'inclinaison de P est minime la paroi est faible, nous considérons que la poussée de l'eau est horizontale. Nous avons donc :

$$\mathrm{R_v} = \mathrm{W} + \mathrm{We} \text{ et } \mathrm{R_h} = \mathrm{Pe}$$

4.4.2.4.1 Justification de la résistance externe des parois

Toutes les dispositions prises pour le cas précédent restent valables pour ce cas, en considérant maintenant la poussée due à l'eau stockée au lieu de la poussée du sol. Cependant, pour la vérification du renversement, les moments sont calculés par rapport au point B et non le point A.

Pour la vérification de la résistance interne du mur, les combinaisons à utiliser sont :

A l'ELU : $1.35(\mathrm{W}) + 1.5(\mathrm{We} + \mathrm{P} + 0.6\ \mathrm{T})$

A l'ELS: $W + We + P + 0.6\,T$

- Le voile pour ce cas est soumis à un effort normal, dû à son poids, à la poussée de l'eau et à celui de la superstructure.
- Le patin est soumis à la réaction du sol d'assise, à son poids et au poids de l'eau.
- Le talon est soumis à la réaction du sol, et à son poids.

Les valeurs géométriques qui ont une très grande influence sur les coefficients de sécurité sont surtout les longueurs du patin et du talon.

Dans le cas des parois solidaires au radier, le renversement et le glissement sont empêchés par le radier. Le talon ne joue donc pas un rôle structurel, toutefois, il reste indispensable pour assurer sa fonction d'évacuation de la pluie.

4.4.3 Justification de la résistance interne des parois

4.4.3.1 Etude du voile du bassin

a) **Détermination des efforts et sollicitation :**

La méthode de calcul des sollicitations est basée sur celle développé par Guerin et Lavaur qui consiste à assimiler l'ouvrage à un cadre rectangulaire soumis à la pression du sol. On le décompose en tranche de 1.00 m de hauteur à partir du fond et on remplace le diagramme trapézoïdal de la pression affectant chaque tranche par un diagramme rectangulaire. On ne sacrifie pas ainsi la sécurité.

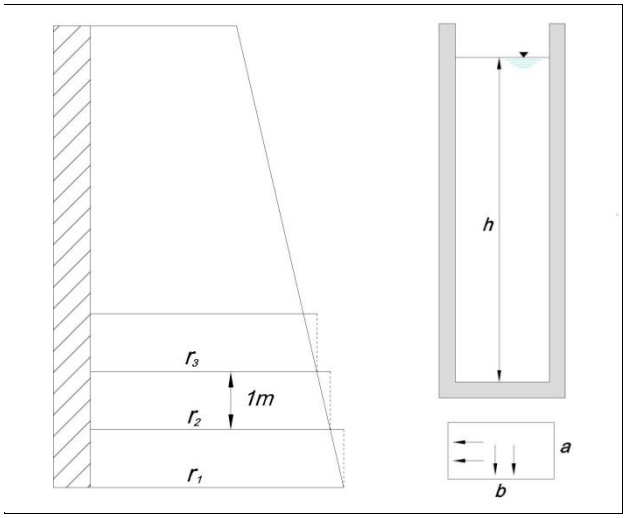


Figure 26 : Diagramme rectangulaire de la pression selon Guerin et Lavaur

- Moment négatif aux angles : $M_{app} = -\frac{q}{12} * \frac{a^3 + b^3}{a+b}$
- Moment positif sur les faces : $M_b = r\frac{b^2}{8} - Mapp$

$r = r_1, r_2, r_3 ..... r_n$

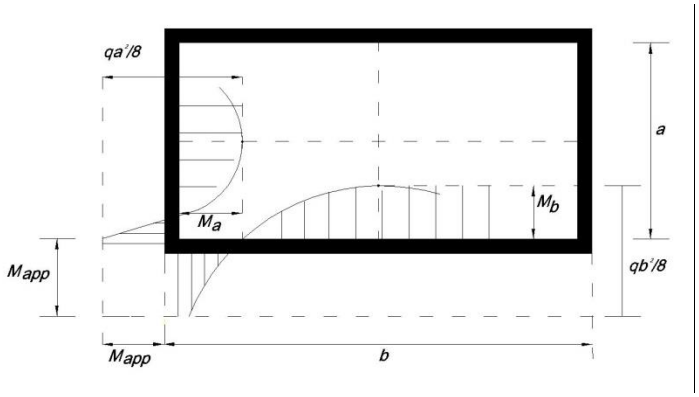
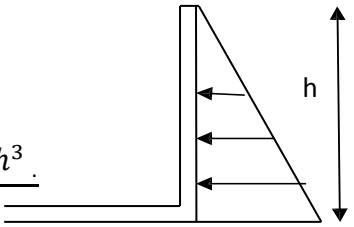


Figure 27 : Moments aux appuis et sur les faces

Pour la détermination des moments verticaux, la paroi verticale fonctionne comme une console encastrée sur le radier.



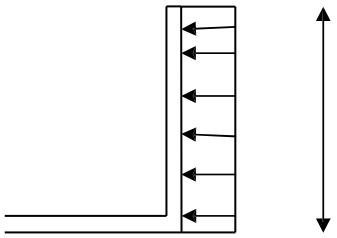
$$M_{max} = -\frac{1}{2} \cdot \frac{K_0 . \gamma . h^3}{3}.$$

En réalité à cause des moments de flexion horizontaux, l'effet d'encastrement n'intervient que sur la partie basse de la paroi.

En considérant une hauteur de h/2 m, on obtient donc

$$M_{max} = -\frac{1}{2} \cdot \frac{K_0 . \gamma . h^3}{12}.$$

b) **Charge d'exploitation :**



Si on note q en t/m^2 la charge d'exploitation, le moment maximal est donné par :

$M_{max} = -\ q\ \frac{h^2}{2}$

De même, nous considérons l'effet d'encastrement sur une hauteur de h/2 à partir du fond ;

$$\text{Soit : } E_e = -\frac{q}{2}\frac{h^2}{2}$$

c) **Calcul des armatures des voiles :**

Pour les armatures principales (verticales), nous retenons :

Moment ultime : $Mu = 1.35.M_{max} + 1.5.E_e$

Moment réduit : $\mu = \frac{\mathrm{M_u}}{b.d^2.f_{bu}}$

$$\alpha = 1.25.[1 - (1 - 2\mu)^{1/2}]$$

Bras de levier : $z = d.(1 - 0{,}4\alpha) = 0.5.d[1 + (1 - 2\mu)^{1/2}]$

Section des aciers $A_{up} = \frac{M_u}{z.f_{su}}$

Et pour assurer la condition de non fragilité de la section, nous avons :

$A_{min} = 0{,}23.b.d.\frac{ft_{28}}{f_e}$; Avec b=1 m et d = épaisseur moins l'enrobage.

Concernant les armatures transversales (horizontales), nous retenons :

Moment ultime : $Mu = 1.35.M_{ap}$

Moment réduit : $\mu = \frac{\mathrm{Mu}}{b.d^2.f_{bu}}$

Coefficient : $\alpha = 1{,}25.(1 - (1\text{-}2_{\mu})^{1/2})$

Bras de levier: $z = d.(1 - 0{,}4\alpha) = 0.5.d.(1 + (1\text{-}2_{\mu})^{1/2})$

Section des aciers : $A_{up} = \frac{M_u}{z.f_{su}}$

Les sections des aciers sont alors $A_{up} = \frac{M_u}{z.f_{su}}$ sachant qu'on adopte le max de A_{up} et A_{min}.

4.4.3.2 Etude du radier du bassin

a) **Epaisseur du radier**

La dalle du radier doit répondre à la condition suivante :

$$\propto = \frac{Lx}{Ly} > 0.4$$

Pour une dalle continue, si $\alpha > 0.4$ on adopte une épaisseur (h_d) vérifiant $h_d \geq \frac{Lmax}{20}$ avec un minimum 25 cm.

Avec L_{max} = Distance maximale entre axes des poteaux perpendiculairement aux nervures.

- ✓ L_x : Longueur des panneaux suivant x ;
- ✓ L_y : Longueur des panneaux suivant y.

En choisissant une épaisseur h_d pour la dalle du radier, sa surface est déterminée à l'ELS par :

$$S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{1.33.\sigma_{sol}}$$

Avec

N_{ser} : Effort Normal à l'ELS.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol d'assise après reconstitution (substitution).

b) Vérification de la contrainte de cisaillement

Pour la vérification de la contrainte de cisaillement, nous calculons :

- L'effort tranchant maximal :

$$V_{u\,max} = \frac{P_u.L_x.L_y}{2.L_y + L_x}$$

- La contrainte de cisaillement *:*

$$\sigma_u = \frac{V_{u\,max}}{(h_d - c)}$$

Avec :

c : Enrobage des aciers.

Pour ne pas avoir de risque de cisaillement la condition suivante doit être vérifiée :

$$\sigma_u < \sigma_{u.adm}$$

Avec

σ_{uadm} : La contrainte tangentielle admissible donnée par : $\sigma_{uadm} = \frac{0.07 f_{c28}}{1.5}$

c) Calcul des ferraillages du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les paliers de l'ossature. Il est sollicité par la réaction du sol diminuée du poids propre du radier. Ces panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 cotés et chargées par la contrainte du sol en tenant compte des ventilations de moments selon les conditions composées par le BAEL91.

Les sollicitations de calcul sont donc les suivantes :

$$\text{A l'ELU, } q_u = \frac{1.35G+1.5Q}{S_{radier}}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{ser} = \frac{G+Q}{S_{radier}}$$

On calcule ensuite le rapport $\propto$ des dimensions :

$$\propto = \frac{Lx}{Ly}$$

Si $\propto > 0.4$, les panneaux portent suivant les deux axes et ensuite, on détermine les coefficients μ_x et μ_y par les relations ci-après :

$$\mu_x = \frac{1}{8.(1 + 2.4 \propto^3)}$$

$$\mu_y = \propto^2 [1 - 0.95(1 - \propto)^2]$$

Les moments isostatiques se calculent selon :

$$M_{ox} = \mu_x . q_u . L_x^2$$
$$M_{oy} = \mu_y . M_{ox}$$

Sollicitations:

Le dimensionnement de la dalle se fera à l'ELU avec vérification à l'ELS sur le panneau le plus défavorisé et les résultats seront ensuite généralisés à l'ensemble du radier.

Pour le Calcul des armatures :

En travée, nous calculons :

Moment réduit : $\mu = \frac{\text{Mumax}}{b.h_d^2.f_{bu}}$

$\alpha = 1{,}25.\ (1 - (1\text{-}2_{\mu})^{1/2})$

Bras de levier : $z = d.(1 - 0{,}4\alpha)$

Section des aciers : $A_{ut} = \frac{M_u max}{z.f_{su}}$

En appui, nous avons :

Moment réduit : $\mu = \frac{\text{Mumax}}{b.h_d^2.f_{bu}}$

$\alpha = 1{,}25.\ (1 - (1\text{-}2_{\mu})^{1/2})$

Bras de levier : $z = d.(1 - 0{,}4\alpha)$

Section des aciers : $A_{uap} = \frac{M_u}{z.f_{su}}$

Concernant la condition de non fragilité de la section, nous avons : $A_{min} = 0{,}23.b.h_d.\frac{ft_{28}}{f_e}$

avec b=1 m et h_d= (Epaisseur - Enrobage) puis on adopte **le max de A_u et $A_{min.}$**

5. RESULTATS ET DISCUSSIONS

5.1 Présentation de la monographie de la zone du projet

5.1.1 Situation administrative de l'aire de l'étude

Le Centre de Temsamane appartient administrativement au Cercle de Rif, Province de Driouch. Il est situé dans le bassin hydraulique de la Moulouya. Il est délimité géographiquement par les communes Boudinar et Bni Marghnine au Nord, Iferni, Tafersit et Ijermaous au Sud, Talilit et Ben Tayeb à l'Est et Trougout à l'ouest.

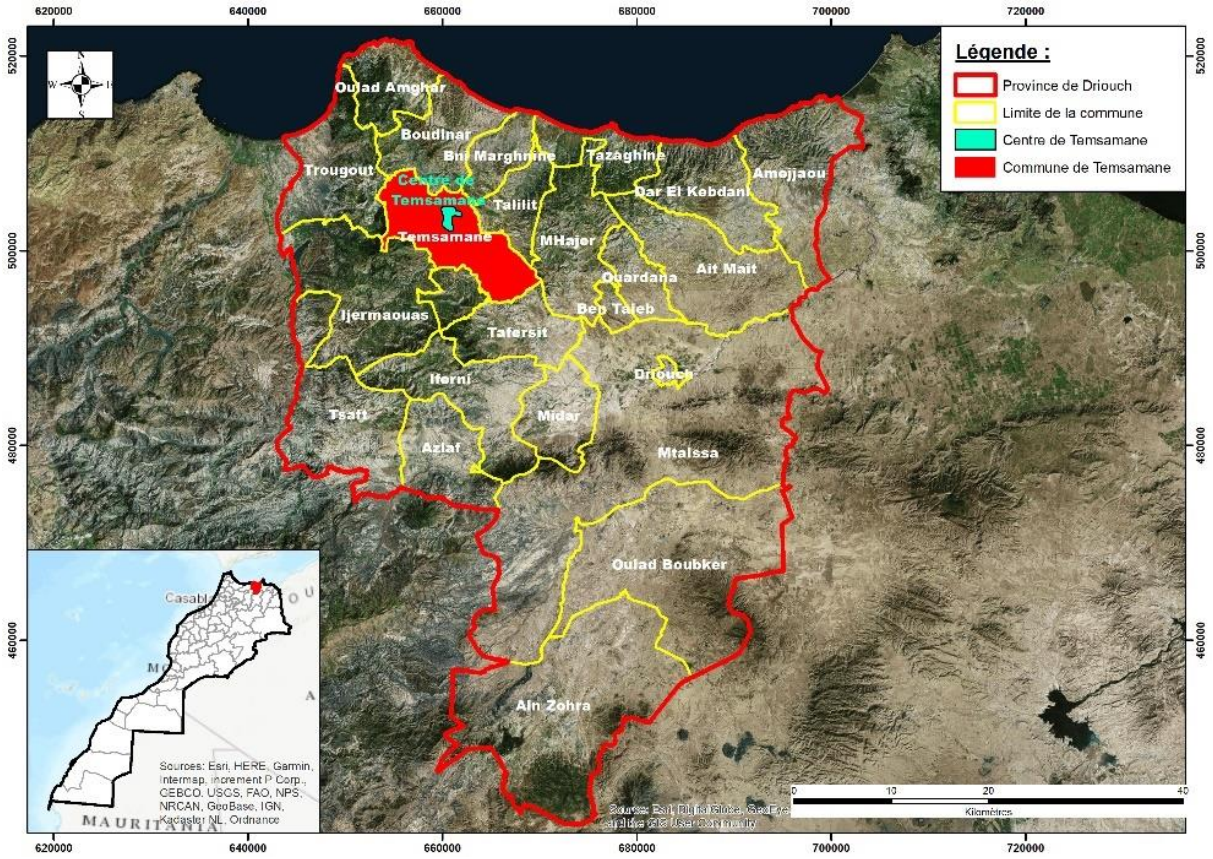


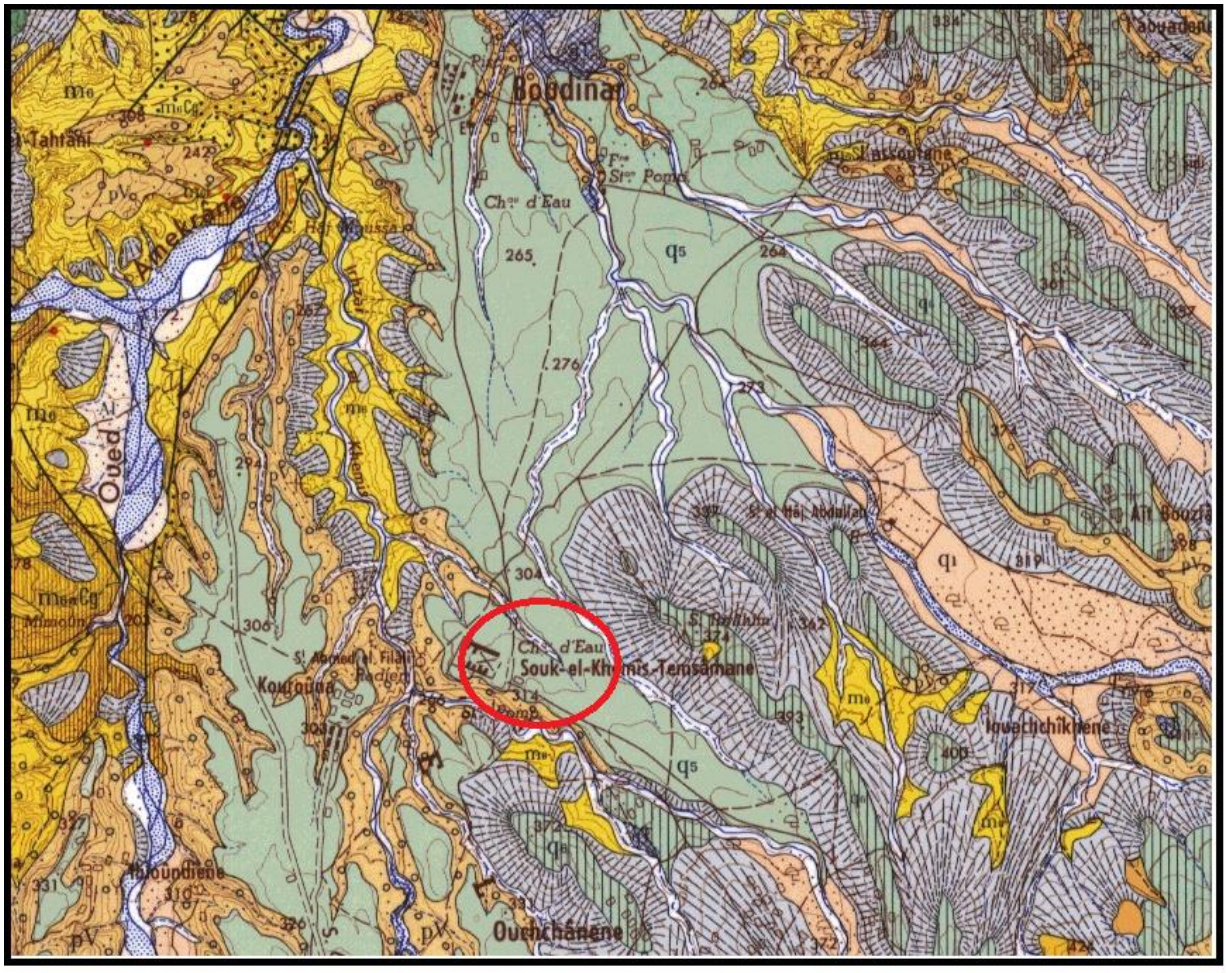
Figure 28 : Localisation administrative du centre de Temsamane – Province de Driouch

5.1.2 Cadre physique et naturel

5.1.2.1 Géologie

La zone d'étude appartient au bassin de Boudinar qui se situe à l'extrémité Nord du Couloir Nord-Rifain, le long de la faille du Neckor et à la limite entre les unités d'Intrarif et du Mésorif. Il appartient aux bassins néogènes post-nappes formés après les principaux mouvements orogéniques du Rif. Le bassin de Boudinar est de forme triangulaire et ouvert vers le large sur la mer d'Alboran. Il comprend des sédiments néogènes déposés sur les

unités métamorphiques crétacées (Kétama et Temsamane) et sur le massif volcanique de Ras Tarf mis en place entre 13.3 Millions d'années et 8.8 Millions d'années. Le bassin est limité à l'ouest par la faille post-néogène de Ras Tarf, tandis qu'il repose en « onlap » sur la faille du Neckor et le socle métamorphique de l'unité de Temsamane au Sud.



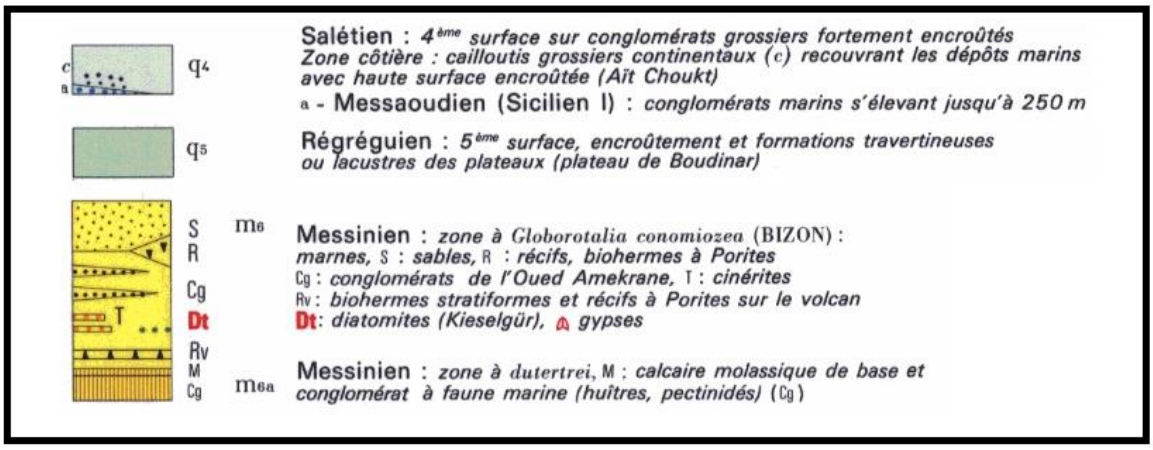


Figure 29 : Carte géologique de la région de Temsamane (Tirée de la carte géologique de Boudinar 1/50000).

5.1.2.2 Hydrologie

Le secteur d'étude appartient au bassin versant de l'Oued Kert. Ce bassin s'étend sur une superficie de 2 710 km^2 dont 1 500 km^2 appartenant au Moyen et au Haut-Kert. L'oued Kert est pérenne ainsi que ses principaux affluents. Le Haut-Kert est formé des oueds Tiakhenat et Medja puis reçoit sur le côté droit les oueds Chemmar, Irhane et Oumassine et sur le côté gauche les oueds Kharoua, Ouardane et El-Maleh.

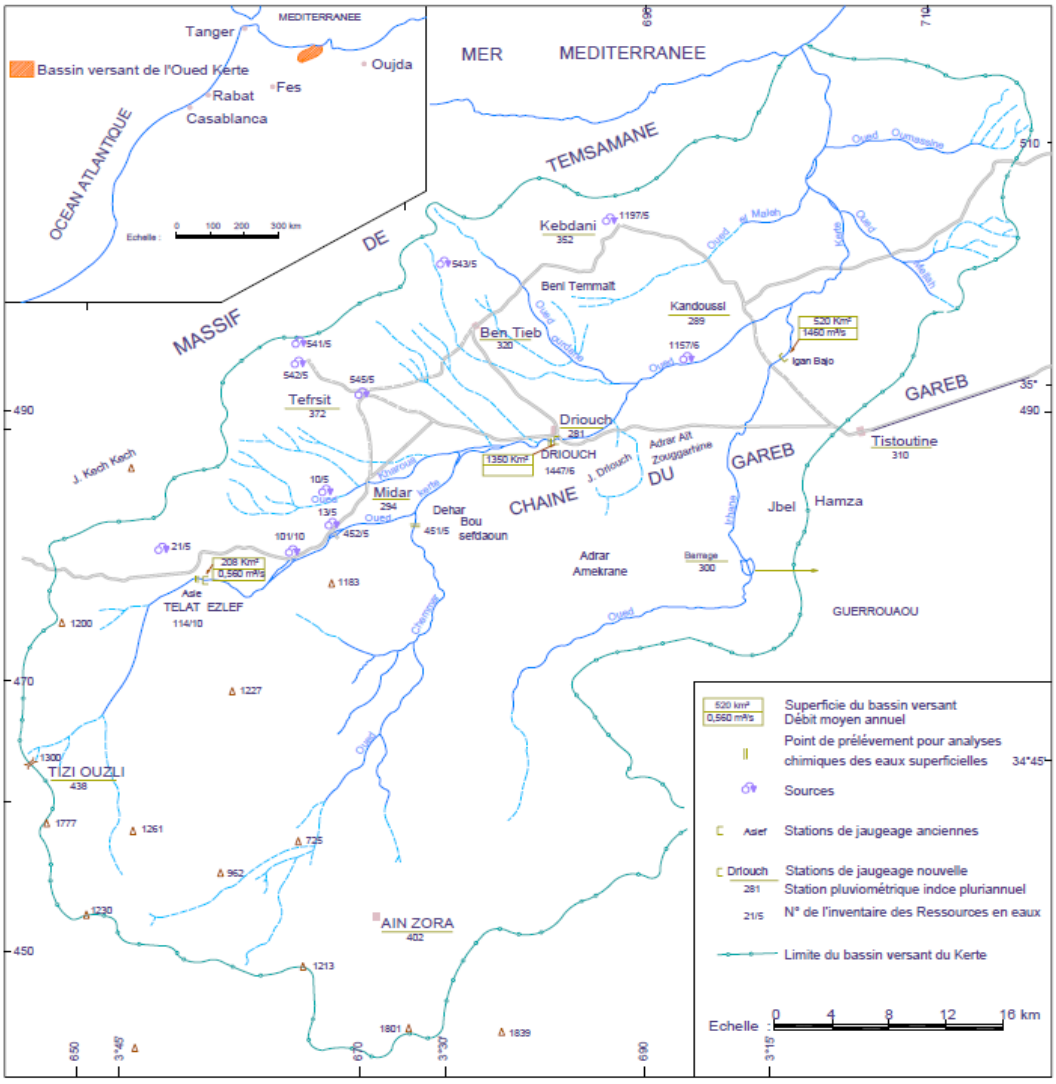


Figure 30 : Bassin versant de l'Oued Kert

De nombreux petits cours d'eau saisonniers drainent les massifs montagneux. L'oued Irhane n'intéresse pas la plaine du Moyen-Kert ; ses eaux sont retenues par un petit barrage situé à l'ouest du Guerrouaou et envoyées dans cette plaine par un canal de 2 km aboutissant dans une cuvette naturelle fermée par une digue et permettant de retenir un maximum de 15 106 m^3 d'eau. Le régime annuel est caractérisé par un faible débit d'étiage pouvant être

nul pour certains affluents ; l'essentiel de l'écoulement résulte de quelques crues. Les hautes eaux peuvent avoir lieu du mois de septembre au mois de mai. Le régime pluriannuel présente une grande irrégularité, conséquence de la grande variabilité de la pluviométrie annuelle.

5.1.2.3 . Hydrogéologie

Une nappe libre s'étend sous la plaine du Moyen-Kert et s'écoule sur les marnes bleues du Miocène. L'aquifère est constitué de limons graveleux et argileux, de conglomérats peu consolidés à ciment marneux d'âge Villafranchien, ainsi que d'alluvions fluviatiles dans les sous-écoulements d'oueds. Les caractéristiques de la nappe phréatique sont bien connues surtout dans la région de Driouch. La nappe phréatique est à une profondeur moyenne supérieure à 10 m dans la plus grande partie de la plaine ; atteignant 60 m entre Tafersit et Ben-Taieb. Elle a une profondeur inférieure à 10 m au Nord et à l'ouest de Tafersit, à Midar le long de l'oued Kharoua et surtout dans une bande longue de 15 km et large de 1 à 2,5 km, située à l'Est et à l'ouest de Driouch, et le long de l'oued Kert.

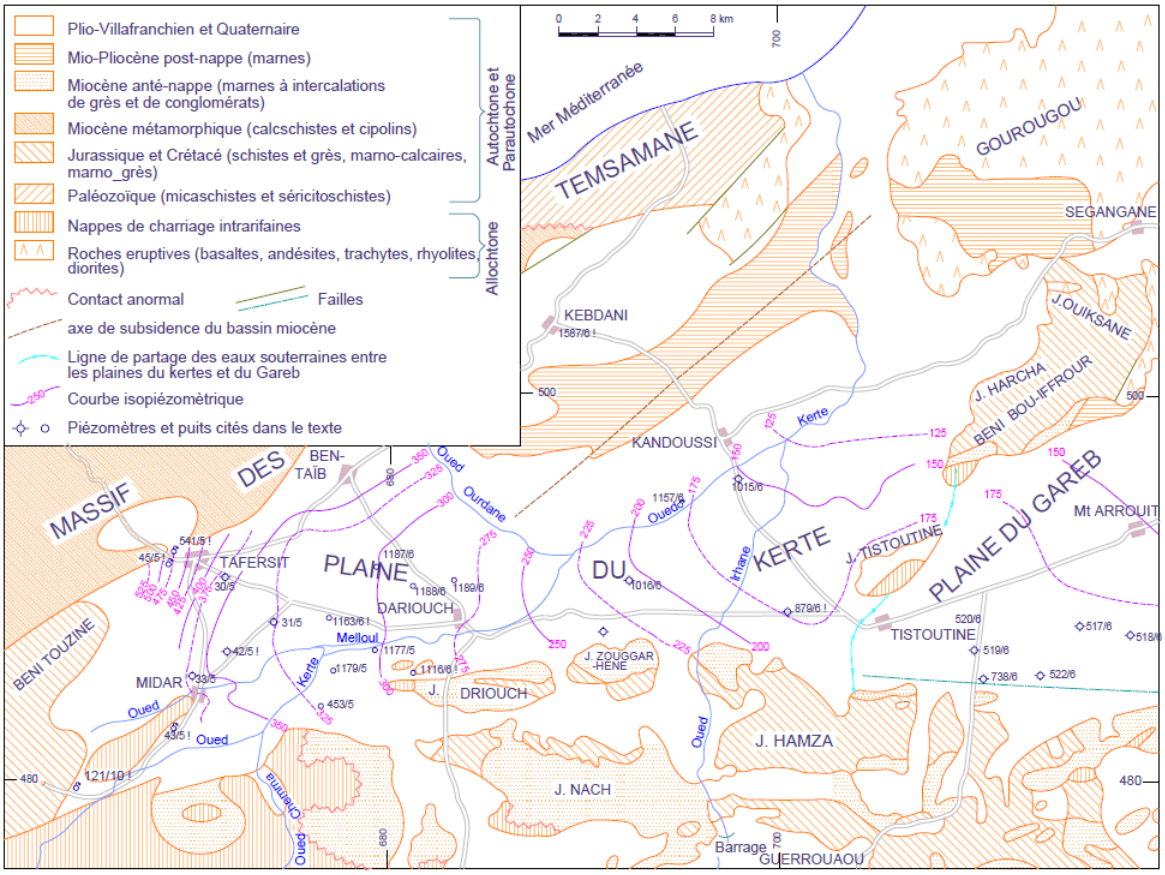


Figure 31 : Carte hydrogéologique du bassin versant de l'oued Kert

Dans la zone d'étude, la nappe de la plaine de Kert a disparu et a été remplacée par des petites nappes discontinues dans les calcaires miocènes, des conglomérats et sables quaternaires.

5.1.2.4 Climatologie

La zone d'étude est caractérisée par un climat semi-aride, caractérisé par une saison sèche s'étendant sur la plus grande partie de l'année (du mois d'avril au mois d'octobre) et une saison humide (du mois de novembre au mois de mars), avec de faibles précipitations (pluviométrie comprise entre 200 et 400 mm/an). La température moyenne annuelle est de l'ordre de 20 °C, avec un maximum de 30°C et un minimum de 10 °C. La vitesse moyenne, des vents varie de 25 à 30 Km/h.

5.1.2.5 Relief, Sol et Couvert Végétal

Le relief au niveau de la zone d'étude est caractérisé par la prédominance des montagnes ; soit 71 % de la superficie totale de la commune. Le reste est réparti en plaine et plateau avec respectivement 12.5 et 16 % de la surface totale. Les sols prépondérants au niveau de la commune sont : le Hamri avec 80 % et l'argileux sableux avec 20 %. La zone d'étude est reconnue par son potentiel forestier important, notamment ses forêts de chênes et pins de Jebel Karne.

5.1.3 Cadre socio-économique

La zone d'étude est à vocation agricole. Plusieurs types de cultures sont pratiqués tels que : la céréaliculture (blé dur, tendre et orge), les fourrages par une prédominance de la luzerne (375 tonnes), le maraîchage ainsi que l'arboriculture (Olivier : 1460 tonnes). L'élevage joue un rôle très important ; soit un cheptel constitué de 500 têtes de bovins, 4000 têtes d'ovins, 1000 têtes de caprins et 170 têtes d'équidés.

5.1.4 Infrastructures existantes

Le taux d'électrification au niveau de la commune est de l'ordre de 91 % (Programme d'Electrification Rurale Global Maroc).

La commune est desservie principalement par la route régionale RR 610 et la route provinciale RP 6201.

Le taux d'accès à l'eau potable au niveau de la commune est de l'ordre de 95 %.

5.1.5 Etat actuel de l'assainissement liquide

La commune ne dispose actuellement d'aucun réseau d'assainissement collectif. Les habitats de la commune sont généralement dotés d'un système d'assainissement individuel. Chaque habitat dispose d'une latrine et d'un puits perdu. Le dispositif d'assainissement est généralement placé juste derrière la porte d'entrée du logement ou dans un coin isolé ; loin de la cuisine. Il est appelé salle de toilette ou salle d'eau. Il présente une forme rectangulaire, de dimension 1.5 m x 2.00 m au maximum avec une porte et une petite fenêtre qui est une ouverture grillagée sur le mur latéral pour l'aération et l'éclairage. Le siège turc est généralement préfabriqué de couleur blanche et le siphon hydraulique est placé sous le siège (commercialisé souvent avec le siège).

L'usage de latrine est réservé particulièrement aux eaux de vannes (excrétas + eau de toilette). Un volume d'eau d'environ 3 à 5 litres est nécessaire pour le drainage et l'empêchement du dégagement des odeurs nuisibles et qui se fait vers le puits perdu via une buse de 2 m de longueur et un diamètre de 10 cm.

Le puits perdu est une fosse creusée manuellement d'une profondeur de 3 m maximum et de 1 m de diamètre. La section est généralement circulaire avec un léger arrondi au niveau de la partie supérieure afin de minimiser les dimensions de la dalle de fermeture du puits. Son mode de construction est en pierre calcaire. Le système de fermeture est généralement en dallette béton.

Collecte et évacuation des eaux usées : Les eaux ménagères (et une faible partie des eaux de lessivage et des eaux de toilettes) sont collectées par un avaloir (avec une grille et un siphon au niveau de la cour de la maison) et rejetées à l'extérieur au moyen d'une buse enterrée dans la cour jusqu'au rejet dans la rue.

Evacuation des eaux pluviales : Les logements sont de type traditionnel avec une cour. Cette dernière est généralement bétonnée. Les eaux pluviales des terrasses sont évacuées à l'extérieur du logement au moyen de gargouilles ou descente d'eau. La descente d'eau est faite soit par une buse Φ10 cm en tôle ou en PVC soit par une saillie en béton sur le mur de façade. Les eaux pluviales sont drainées naturellement vers les petits cours d'eau et oueds traversant les douars.

5.2 Variantes proposées pour l'assainissement du Centre Temsamane

5.2.1 Choix du type de réseau de collecte

Pour l'assainissement du Centre de Temsamane, et eu égard à ce qui suit :

I. *Centre émergeant dans la région ;*
II. *Nécessité immédiate de doter le centre d'une infrastructure pour la collecte des eaux usées couvrant les zones habitables ;*
III. *Absence partielle du réseau de voiries revêtues ;*
IV. *Topographie très accidentée ;*
V. *Proximité des talwegs et cours d'eau ;*
VI. *Habitation type rural,*

La solution du système séparatif a été examinée avec le comité de suivi de l'étude (ONEE – Branche eau, Agence de Bassin Hydraulique, Services Techniques de la Commune). Néanmoins, cette variante a été écartée car la réalisation d'un tel réseau en zone rurale provoquera, en l'absence d'un exploitant vigilant, des branchements illicites des eaux pluviales des terrasses dans le réseau des eaux usées, ce qui entraînera la surcharge du réseau à faible diamètre.

L'étude a par conséquent recommandé pour le Centre de Temsamane le système pseudo séparatif. Cette variante de collecte des eaux usées a été retenue à l'unanimité par le comité de suivi.

5.2.2 Choix du procédé d'épuration

Selon les recommandations du PNAR-2017, il a été retenu pour le centre de Temsamane le recours à l'épuration moyennant **le lagunage naturel avec l'option de permettre une transformation future en lagunage aéré**.

Ce choix a été approuvé par le comité de suivi qui a prôné cette alternative par la disponibilité de surface suffisante de terrain pour implanter une STEP type lagunage et pour atteindre un taux d'épuration répondant au besoin d'irrigation des cultures pratiquées localement.

L'option de pouvoir transformer les bassins anaérobies en bassins aérobies nous amène à concevoir des ouvrages en « Béton Armé » sachant que le lagunage naturel fait appel à des bassins en terre.

5.3 Résultats de dimensionnement - Volet Hydraulique -

5.3.1 Eaux usées (Réseau et STEP)

Il est à rappeler que la variante retenue consiste en la collecte de tous les rejets de la zone d'étude (Centre Temsamane, douar Bni Mlikchen et Souk) par un réseau pseudo-séparatif et l'envoi de l'ensemble vers une station d'épuration type lagunage naturel. Néanmoins, et selon les levés topographiques réalisés, il est à signaler que la nature du terrain ne permettra pas l'écoulement gravitaire des eaux usées collectées, d'où la nécessité de la mise en place de trois (3) stations de relevage :

- La station de relevage **SR2** servira la jonction des rejets parvenus du douar Bni Mlikchen, à partir du regard R627, à une bâche d'arrivée (BA2) située au niveau du centre Temsamane ;
- La station **SR3** recevra les eaux collectées à partir du regard R211 et les acheminera vers la bâche d'arrivée (BA3) qui sera liée elle-même au regard R219 et
- La station **SR1 qui** permettra la liaison des rejets du centre Temsamane ainsi que douar Bni Mlikchen à une autre bâche d'arrivée (BA1) située au niveau du Souk Temsamane et liée au regard R264.

La situation de l'aire de l'étude au bord de deux (2) oueds : Amekrane et Khémis, ainsi que quelques petits cours d'eau, permettra le déversement des eaux pluviales moyennant quatre (4) déversoirs d'orage ; soit :

- **DO1** : Evacuation sur Oued Khémis ;
- **DO2** : Evacuation sur Oued Amekrane ;
- **DO3 et DO4 :** Evacuation sur des petits cours d'eau ;

Par ailleurs, il est à noter que conformément aux recommandations du Ministère de l'Intérieur qui financera les travaux, la réalisation du réseau de collecte sera scindée en deux tranches/phases proportionnellement à l'état d'avancement des travaux d'aménagement du centre

Ci-après nous présentons un extrait des résultats de dimensionnement du réseau de collecte, des stations de relevage, des déversoirs d'orage et du système d'épuration.

Tableau 9: Données de base de l'aire d'étude

Horizon	2004	2015	2020	2025	2030	2035	2040
POPULATION (hab)		4885	5048	5192	5328	5467	5595
TAUX DE BRANCHT (%)	80%	98%	98%	98%	99%	99%	99%
POP.BRRANCHEE (hab)	0	4787	4947	5088	5275	5412	5539
BESOINS EN EAU DE LA COMMUNE ((l/s)Fiches Bilan Besoins-Ressources DR6							
		4,70	**5,90**	**6,30**	**6,60**	**7,00**	**7,40**
DOTATIONS d'eau potable (l/hab/j)							
POPULATION BRANCHEE	50	83	101	105	107	111	114
ADMINISTRATIVE	5	5	5	5	5	5	5
INDUSTRIELLE	3	3	3	3	3	3	3
CONSOMMATION (m^3/j)							
POPULATION BRANCHEE	0	398	500	533	565	599	633
ADMINISTRATVE	0	24	25	26	27	27	28
INDUSTRIELLE	0	15	15	16	16	16	17
Consommation totale (m^3/j)	**0**	**437**	**540**	**575**	**607**	**642**	**678**
CALCUL EAUX USEES							
Taux de raccordement à l'égout Trac (domestique)		98%	98%	98%	99%	99%	99%
Taux de raccordement à l'égout Trac (Administratif + Industriel)		98%	98%	98%	99%	99%	99%
Taux de restitution à l'égout (Tres)		80%	80%	80%	80%	80%	80%
Débit moyen EU domestique (m^3/j)		312	392	418	447	474	501
Débit moyen EU Administratif (m^3/j)		19	20	20	21	22	22
Débit moyen EU Industriel (m^3/j)		11	12	12	13	13	13
Débit moyen EU total (m^3/j); Qmj		**343**	**423**	**451**	**481**	**509**	**537**
Débit moyen eaux parasites =0,1*Qm		**34,26**	**42,33**	**45,08**	**48,09**	**50,88**	**53,68**
Coef de pointe Kp horaire ; Cph		1,64	1,62	1,62	1,61	1,61	1,61
Coef de pointe Kp Journalière; Cpj		1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30
Débit moyen sec (m^3/j)		**376,90**	**465,65**	**495,85**	**528,96**	**559,73**	**590,44**
Débit max temps sec (m^3/j)		**762,56**	**934,67**	**993,09**	**1057,06**	**1116,45**	**1175,66**
Débit max temps sec (l/s)		**8,83**	**10,82**	**11,49**	**12,23**	**12,92**	**13,61**
PRODUCTION DES CHARGES POLLUANTES							
Equivalent Habitant							
DBO5 (g/j/hab)		23,00	24,00	25,00	26,00	28,00	30,00
DCO (g/j/hab)		55,00	55,00	55,00	55,00	55,00	55,00
MES (g/j/hab)		23,00	23,00	23,00	23,00	23,00	23,00
NTK (g/j/hab)		6,00	6,00	6,00	6,00	6,00	6,00
PT (g/j/hab)		0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
Flux de pollution							
DBO5 (Kg/j)		112,35	121,15	129,79	138,53	153,07	167,86
DCO (Kg/j)		268,66	277,64	285,54	293,05	300,67	307,74
MES (Kg/j)		112,35	116,10	119,41	122,55	125,74	128,69
NTK (Kg/j)		29,31	30,29	31,15	31,97	32,80	33,57
PT (Kg/j)		4,40	4,54	4,67	4,80	4,92	5,04
Concentration nette							
DBO5 (mg/l)		298,082	260,177	261,752	261,900	273,469	284,291
DCO (mg/l)		712,805	596,239	575,855	554,020	537,171	521,199
MES (mg/l)		298,082	249,336	240,812	231,681	224,635	217,956
NTK(mg/l)		77,761	65,044	62,821	60,439	58,601	56,858
PT (mg/l)		11,664	9,757	9,423	9,066	8,790	8,529

Tableau 10 : Extrait de calcul des Débits des Eaux Usées (EU) par bassin versant

N° du Bassin versant	Surface Utile (ha)	Nombre d'habitants	Dotation (l/hab/j)	Consommation (l/s)	Taux de Raccordement (%)	Q_{moy} EU (l/s)	Cph	Cpj	Q_{pointe} EU (l/s)	Cumul EU (l/s)
BV-1	1,32	77	60,00	0,053	80	0,043	3,00	1,30	0,167	0,167
BV-2	1,34	78	60,00	0,054	80	0,043	3,00	1,30	0,169	0,335
BV-3	0,50	29	60,00	0,020	80	0,016	3,00	1,30	0,063	0,398
BV-4	0,54	32	60,00	0,022	80	0,018	3,00	1,30	0,069	0,467
BV-121	1,16	68	60,00	0,047	80	0,038	3,00	1,30	0,146	0,146
BV-122	0,464	27	60,00	0,019	80	0,015	3,00	1,30	0,059	0,205
BV-123	0,256	15	60,00	0,010	80	0,008	3,00	1,30	0,032	0,237
BV-124	0,26	15	60,00	0,011	80	0,008	3,00	1,30	0,033	0,270
BV-125	1,776	103	60,00	0,072	80	0,057	3,00	1,30	0,224	0,494
BV-126	1	58	60,00	0,040	80	0,032	3,00	1,30	0,126	0,620
BV-127	0,552	32	60,00	0,022	80	0,018	3,00	1,30	0,070	0,690
BV-128	0,5	29	60,00	0,020	80	0,016	3,00	1,30	0,063	0,753

Qmoy : Débit moyen, Cph : Coefficient de pointe horaire, Cpj : Coefficient de pointe journalière, EU : Eau usée

Tableau 11 : Extrait de calcul des Débits des Eaux Pluviales (EP) par bassin versant

N° du Bassin versant	Superficie (A) utile (ha)	C	I (m/m)	L (m)	Qb (m^3/s)	M	m	Qc (m^3/s)	Qc (EP+EU) (l/s)
BV-1	1,320	0,30	2,00%	220,00	0,110	1,91	1,03	0,113	113,167
BV-2	1,336	0,45	2,00%	221,00	0,180	1,91	1,03	0,185	185,169
BV-101	1,096	0,40	2,00%	321,00	0,133	3,07	0,77	0,103	103,136
BV-102	0,680	0,40	2,00%	322,00	0,091	3,90	0,67	0,061	61,114
BV-103	1,720	0,40	2,00%	323,00	0,191	2,46	0,88	0,169	169,098
BV-104	0,560	0,40	2,00%	324,00	0,078	4,33	0,63	0,049	49,192
BV-105	1,292	0,40	2,00%	325,00	0,152	2,86	0,81	0,123	123,108
BV-106	1,076	0,40	2,00%	326,00	0,131	3,14	0,76	0,100	100,267
BV-107	0,900	0,40	2,00%	327,00	0,114	3,45	0,72	0,082	82,181
BV-108	0,776	0,30	2,00%	328,00	0,072	3,72	0,69	0,050	50,074
BV-140	0,44	0,45	2,00%	120,00	0,074	1,81	1,06	0,079	79,000
BV-141	0,3	0,45	2,00%	120,00	0,054	2,19	0,95	0,051	51,000

C: Coefficient de ruissellement , Qb : Débit de pointe (m^3/s), Qc : Débit corrigé (m^3/s), I:Pente moyenne (m/m),
L: Longueur du plus grand drain hydraulique (m), M : Coefficient d'allongement, m : Coefficient correcteur.

Tableau 12 : Extrait d'Assemblage des bassins versants – Réseau pseudo séparatif

	N° du Bassin	Nom du Bassin équivalent	Aeq (ha)	Ceq	Ieq (m/m)	Leq (m)	Qb (m3/s)	M	m	Qc (m3/s)	Qc (l/s)
Série	**BV-1+BV-2**	**A1**	**2,656**	**0,38**	**2,00%**	**441,00**	**0,251**	**2,71**	**0,83**	**0,209**	**209,000**
	A1		2,656	0,375	0,020	441,000	0,251	2,706	0,834	0,209	209,000
	BV-3		0,500	0,500	0,020	222,000	0,093	3,140	0,763	0,071	71,063
Parallèle	**A1//BV-3**	**A2**	**3,156**	**0,40**	**2,00%**	**441,00**	**0,306**	**2,48**	**0,88**	**0,269**	**269,000**
	A2		3,156	0,395	0,020	441,000	0,306	2,482	0,878	0,269	269,000
Parallèle	**A31//BV-34**	A32	1,604	0,47	2,00%	501,00	0,219	3,96	0,66	0,145	145,000
	A32		1,604	0,470	0,020	501,000	0,219	3,956	0,664	0,145	145,000
	BV-35		0,100	0,600	0,020	255,000	0,032	8,064	0,433	0,014	14,000
Parallèle	**A32//BV-35**	A32	1,704	0,48	2,00%	501,00	0,234	3,84	0,68	0,158	158,000
	A32		1,704	0,478	0,020	501,000	0,234	3,838	0,676	0,158	158,000
	A27		4,044	0,426	0,020	1225,000	0,408	6,092	0,513	0,209	209,000
Parallèle	**A32//A27**	A32	5,748	0,44	2,00%	1225,00	0,563	5,11	0,57	0,321	321,000
	A32		5,748	0,442	0,020	1225,000	0,563	5,109	0,570	0,321	321,000
	BV-36		0,292	0,600	0,020	256,000	0,075	4,737	0,596	0,045	45,037
Série	**A32+BV-36**	A33	6,040	0,45	2,00%	1481,00	0,598	6,03	0,52	0,321	321,000
	BV-37		0,220	0,600	0,020	257,000	0,060	5,479	0,546	0,033	33,000
	BV-38		0,352	0,600	0,020	258,000	0,087	4,349	0,627	0,055	55,000

Aeq : Surface équivalente, Ceq : Coefficient de ruissèlement, Qb : Débit de pointe (m^3/s), Qc : Débit corrigé (m^3/s), Ieq :Pente équivalente (m/m), Leq : Longueur équivalente (m), M : Coefficient d'allongement, m : Coefficient correcteur.

Tableau 13 : Extrait de calcul de dimensionnement des collecteurs et vérification des vitesses d'auto-curage – Réseau pseudo séparatif (EU + EP Terrasses)

Regard	Cote tampon (m)	Cote fil d'eau (m)	Distance partielle (m)	Diamètre (m)	Pente (m/m)	Débits EU + EP + eaux parasite (l/s)	Capacité (l/s)	Utilisation de la capacité (%)	Vitesse à pleine sect (m/s)	Vitesse à 1/10 du débit de pleine section (m/s)	Vitesse à 1/100 du débit de pleine section (m/s)	Autocurage		
												1ère condition	2ème condition	3ème condition
COll - A														
R1				0,40	-0,010	0,18	134	0,14%	1,07	0,68	0,39	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
R2			70,00	0,50	-0,007	0,18	207	0,09%	1,06	0,67	0,39	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
COll - A1														
R61	323,39	322,19										Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
R62	322,32	321,12	60,25	0,40	-0,018	0,10	179	0,06%	1,42	0,91	0,52	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
R63	321,52	320,32	60,31	0,40	-0,013	0,10	154	0,07%	1,23	0,78	0,45	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
R64	322,16	319,50	37,37	0,40	-0,022	0,20	199	0,10%	1,58	1,01	0,58	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
R65	319,55	318,05	64,81	0,40	-0,022	0,20	200	0,10%	1,59	1,02	0,59	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
COll - A2														
R181	306,72	303,77	57,77	0,80	-0,003	0,83	494	0,17%	0,98	0,63	0,36	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
R182	306,54	303,70	24,47	0,80	-0,003	0,83	494	0,17%	0,98	0,63	0,36	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
R183	306,43	303,57	40,78	0,80	-0,003	0,83	494	0,17%	0,98	0,63	0,36	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
R184	306,35	303,41	56,03	0,80	-0,003	1,04	494	0,21%	0,98	0,63	0,36	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
R185	306,09	303,34	22,56	0,80	-0,003	1,04	494	0,21%	0,98	0,63	0,36	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau 14 : Extrait du Détail des métrés – Réseau pseudo-séparatif (EU + EP Terrasses)

Tronçon / Regard	Z TN (m)	Z fil d'eau(m)	Dimensions (mm)	Longueur de fouille (m)	Largeur de fouille (m)	Profondeur (m)		Déblais (m³)	Lit de pose (m³)	Remblai primaire (m³)	Remblai secondaire (m³)
						Regard	Moyenne				
Métrés Coll A											
R10	330,98	328,48				2,50					
R11	329,45	326,95	600,00	65,00	1,22	2,50	2,71	214,90	11,89	54,43	122,12
R12	327,58	325,08	600,00	83,38	1,22	2,50	2,71	275,68	15,26	69,83	156,66
Métrés Ant A12											
R88'	307,08	305,88	400,00			1,20					
R88"	307,05	305,55	400,00	68,73	0,98	1,50	1,54	103,72	10,10	40,11	41,09
R88	306,78	305,28	400,00	48,38	0,98	1,50	1,69	80,13	7,11	28,23	36,04

Tableau 15 : Dimensionnement des stations de relevage

Désignation		Dimension	SR1		SR2		SR3	
			Horizon à saturation		Horizon à saturation		Horizon à saturation	
Débit de pointe		l/s	10,51		3,4		0,65	
Débit moyen d'une pompe		l/s	10,0		5,0		5,0	
Nombre de pompes		-	1	+1	1	+1	1	+1
Nombre de démarrage par heure		-	6		6		6	
Volume de la bâche d'aspiration pour eaux usées		m³	1,6		0,5		2,9	
Volume de la bâche d'aspiration calculé		m³	0,8		0,4		0,8	
Bâche d'aspiration choisie								
Longueur		m	2,00		1,10		2,00	
Largeur		m	1,00		0,80		1,20	
Niveau d'arrêt de pompes (bas)		mNGM	262,50		263,09		298,60	
Niveau du fonds		mNGM	262,00		262,50		298,30	
Niveau maximal d'eau dans la bâche		mNGM	263,00		263,50		299,80	
REFOULEMENT DES EAUX								
Cote arrivée au regard de brise charge		mNGM	310,00		325,02		302,55	
Hauteur géométrique (m):		m	47,50		61,93		3,95	
Diamètre conduite de refoulement eaux usées	D	mm	160		160		125	
Diamètre intérieur	Di	mm	144		144		109	
Viscosité		m³/s	1,30E-06		1,30E-06		1,30E-06	
Rugosité	k	mm	0,1		0,1		0,1	
Vitesse	v	m/s	1,23		0,62		0,54	
Reynolds	Re	-	1,36E+05		6,81E+04		4,50E+04	
	D/k	-	1 438,0		1 438,0		1 088,0	
Lambda	λ	-	0,018		0,018		0,018	
	calculé	-	0,017		0,020		0,022	
Pertes de charges unitaires		m/km	9,03		2,65		2,97	
Longueur		km	0,590		1,100		0,360	
Pertes de charges (PDC) linéaires		m	5,33		2,92		1,07	
Pertes de charges (PDC) singulières		m	0,53		0,29		0,11	
Pertes de charges (PDC) totales		m	5,86		3,21		1,18	
Hauteur manométrique totale	HMT	m	53,4		65,1		5,1	
Rendement du moteur	rM	-	0,70		0,70		0,70	
Rendement de la pompe	rP	-	0,80		0,80		0,80	
Puissance électrique en kW d'un groupe	Pg	kW	9,3		5,7		0,4	
Puissance électrique en kW de la station	Ps	kW	18,7		11,4		0,4	
Puissance appelée	P	KVA	21,7		13,3		0,5	
NB : Pour le calcul des pertes de charges, on prend : PDC singulières = 10% des PDC linéaires								
Alimentation en énergie								
Désignation		unité						
Nombre de pompes installées	eaux usées	unité	2	+1	2	+1	1	+1
Courant nominal	IN	A	26,0		26,0		26,0	
Courant électriques pour l'illumination et la commande	Iel	A	6		6		6	
Courant électriques pour les prises femelles	Ipc	A	32,00		32,00		32,00	
Courant total	Imax	A	64		64		64	
Protection anti-bélier:								
$K = \frac{L \cdot v}{\sqrt{HMT}}$	< 70 :	pas de nécessité de mesures anti-bélier						
	> 70 :	calcul hydraulique détaillé est requis						
Désignation		Dimension						
Nombre de pompes	n		2		2		1	
Longueur	L	m	590		1 100		360	
Vitesse	v	m/s	1,23		0,62		0,54	
Hauteur manométrique totale	HMT	m	53,36		65,14		394,60	
	K	-	100		84		10	

Tableau 16 : Dimensionnement des déversoirs d'orage

		Qc m3/s	Pente %	Diam Arrondi	V ps (m/s)	V calculée (m/s)	Rayon hydraulique (m)	H eau (m)
DO1	Q EP+EU	1,8554	0,50%	800	0,64	0,94	1,19	0,41
	Q dilué	1,85	0,50%	800	0,64	0,94	1,19	0,41
	QEU	0,0088	0,50%	400	0,13	0,96	1,02	0,44
DO2	Q EP+EU	1,584	0,50%	800	0,64	0,94	1,19	0,41
	Q dilué	1,58	0,50%	800	0,64	0,94	1,19	0,41
	QEU	0,0029	0,50%	400	0,13	0,96	1,02	0,44
DO3	Q EP+EU	0,83	0,50%	600	0,64	0,94	1,19	0,41
	Q dilué	0,83	0,50%	600	0,64	0,94	1,19	0,41
	QEU	0,0024	0,50%	400	0,13	0,96	1,02	0,44
DO4	Q EP+EU	0,719	0,50%	800	0,18	0,94	0,84	0,41
	Q dilué	0,72	0,50%	800	0,18	0,94	0,84	0,41
	QEU	0,0017	0,50%	400	0,06	0,96	0,85	0,44

Tableau 17 : Déversement latéral

Déversement latéral					
Déversoirs d'orage		**DO1**	**DO2**	**DO3**	**DO4**
DN amont	m	0,8000	0,8000	0,8000	0,5000
DN aval	m	0,8000	0,8000	0,8000	0,5000
Q amont	m3/s	1,8554	1,5840	0,8300	0,7190
Q aval	m3/s	0,0088	0,0029	0,0024	0,0017
Q dév	m3/s	1,8466	1,5811	0,8276	0,7173
g	m/s^2	9,8100	9,8100	9,8100	9,8100
H amont	m	0,6600	0,6600	0,6600	0,6600
$V^2/2g$	m	0,0821	0,0821	0,0821	0,0405
H entrée DO	m	0,6600	0,6600	0,6600	0,6600
Rq		0,0047	0,0018	0,0029	0,0024
Rh		0,0100	0,0100	0,0100	0,0100
H aval	m	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066
k		1,5000	1,5000	1,5000	1,5000
Z pelle	m	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500
H (Lame d'eau)	m	0,6188	0,5979	0,4681	0,4297
Longueur seuil	m	4,5000	4,0000	3,0000	3,0000
Largeur DO	m	2,7000	2,5000	2,3000	2,3000
Q dév	m3/s	1,8466	1,5811	0,8276	0,7173
Qps (EP+EU)	m3/s	0,6378	0,6378	0,6378	0,1751
Z	m	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500
H Lame d'eau	m	0,6188	0,5979	0,4681	0,4297
Largeur DO	m	2,7000	2,5000	2,3000	2,3000
Longueur DO	m	4,5000	4,0000	3,0000	3,0000

Les résultats de dimensionnement de la STEP type lagunage retenue par le comité de suivi, sont résumés ci-après.

Nous rappelons que le traitement préliminaire est composé de dégrillage et de dessablage. La filière de traitement sera constituée de trois phases : anaérobie, facultative et maturation. Le rejet final des eaux épurées sera acheminé vers l'**oued Khémis**. Un système par lits de séchage est également prévu pour la déshydratation des boues.

Résultats de dimensionnement:

Tableau 18 : Dimensionnement du dessableur

Dimensionnement Dessableur	Horizon 2040
Nombre de canaux	2
Débit d'entrée à la station en l/s	14,0
Rapport hauteur largeur au plafond : r_e=1,5	1,50
Vitesse dans le dessableur : (V_1) constante en m/s	0,30
Hauteur maximale : Hm = $(Q/V)^2$	0,16
Section de rétrécissement : S =0.177*$h^{0.5}$	0,07
Largeur maximale : l	0,1
Vitesse de décantation d'une particule de diamètre 0.15 mm : (V_2)	0,02
Longueur du dessableur : L =(V_1/V_2)*Hm	2

Tableau 19 : Dimensionnement du dégrilleur

Données		Vérification du dimensionnement	
	2040	**Manuel**	
Nombre de dégrilleur	**1**	Superficie nette ouverte des grilles **(m2)**	**0,02**
Coefficient de colmatage **(%)**	**50**	Vitesse de l'eau à travers la grille **(m/s)**	**0,3**
Vitesse maximale de passage à travers la grille **(m/s)**	**0,6**	Pertes de charges **(m)**	**0,00222**
Profondeur d'écoulement maximal en amont des grilles **(m)**	**0,4**	Critère de vitesse	**Vérifié**
Espacement entre les barreaux **(mm)**	**20**	Critère de perte de charge	**Vérifié**
Epaisseur des barreaux **(mm)**	**10**	**Mécanique**	
Angle d'inclinaison θ **(degré)**	**60**	Superficie nette ouverte des grilles **(m2)**	**0,02**
facteur de forme β	**2,42**	Vitesse de l'eau à travers la grille **(m/s)**	**0,3**
		Pertes de charges **(m)**	**0,00222**
		Critère de vitesse	-
Résultats		Critère de perte de charge	**Vérifié**
Superficie ouverte dans la grille **(m2)**	**0,02**		
Largeur ouverte de grille **(m)**	**0,05**		
Nombre total des barreaux	**2**		
Largeur totale de la chambre de dégrillage **(m)**	**0,1**		
Largeur retenue de la chambre de dégrillage	0,3		

NB : A l'horizon 2040, le débit de pointe horaire estimé de 25m^3/h.

Tableau 20 : Dimensionnement de la station d'épuration – Lagunage Naturel

Données de base	Unités			2020	2025	2030	2035	2040
Lagunes anaérobies								
Population raccordée	hab			5048	5192	5328	5467	5595
Entrée								
Charge	kg DBO_5/j			121	130	139	153	168
Débit	m^3/j			466	496	529	560	590
Nombre de lagunes	unité			4	4	4	4	4
Cv (Charge surfacique) Max (Avec boues) (Charge volumétrique)	g DBO_5/m^3/j	(100-300)		57,8	58,2	58,2	60,8	140,0
Volume Utile	m^3			2 095	2 231	2 380	2 519	2 657
Ts (Temps de séjour) Min (Avec boues)	j	(2-5)		4,50	4,50	4,50	4,50	4,50
Volume des boues (2 ans)	m^3				415	426	437	448
Volume Total	m^3			3105	3105	3105	3105	3105
Cv Cv (Charge volumique) Min (Sans boues)	g DBO_5/m^3/j			39,0	41,8	44,6	49,3	54,1
Ts Max (Sans boues)	j			5,00	5,00	5,00	5,00	5,00
vérification de Cs (>1000)	kg DBO5/ha/j			1171	1254	1339	1479	1622
Profondeur adoptée	m			3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
détails d'un bassin								
Volume / lagune	m^3			776	776	776	776	776
Surface en eau 1/2	m^2			259	259	259	259	259
Longueur adoptée 1/2 eau	m	Recommandée (L=3*l):				27,86		28,50
Largeur à 1/2 eau	m							9,08
Talus interne (selon études géotechniques.)	1/	0,00						
Hauteur garde	m							0,50
Talus externe	1/	0,00						
Longueur à la crête	m							28,50
Largeur à la crête	m							9,08
Longueur au fond	m							28,50
Largeur au fond	m							9,08
Largeur crête	m							4,00
Périmètre digues - axe	m							83,16
Section digues	m^2							11,00
Volume digues	m^3							914,71
Surface totale digues	m^2							1 700,10
Surface fond bassin	m^2							259
TOTAL (Anaérobie)								
Volume digues	m^3							4 025
Longueur digues	m							366
Surface bassins et digues	ha							0,1870
Rendement adopté	%			44	44	44	44	44
Effluent anaérobie								
Débit sortie	m^3/j			466	496	529	560	590
Charge polluante résiduelle	kg DBO_5/j			67,8	72,7	77,6	85,7	94,0
Concentration DBO5 résiduelle	mg/l			146	147	147	153	159
Production des boues								
Production unitaire	m^3/hab/an	0,04						
Production totale	m^3/an			202	208	213	219	224
Hauteur Lits séchage	m	0,25						
Surface nécessaire séchage	m^2			888,45	913,72	937,78	962,15	984,75

Données de base	Unités			2020	2025	2030	2035	2040
Lagunes facultatives								
Nombre de lagunes	unité			4	4	4	4	4
Cs (Charge surfacique)	kg DBO_5/ha/j			89,50	95,88	102,34	113,08	124
S1/2 totale	ha			0,7581	0,7581	0,7581	0,7581	0,7581
Profondeur d'eau adoptée	m			1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
Volume eau total	m^3			9 097	9 097	9 097	9 097	9 097
Ts (temps de séjour)(de préférence > 15)	j	**(7 - 30)**		19,5	18,3	17,2	16,3	15,4
Détails de bassin	Ts réel (Q - pertes)			21,3	19,9	18,5	17,4	16,5
S1/2 unitaire	ha							0,1895
Longueur adoptée 1/2 eau	m	Recommandée (L=3*l):				75,40		75
Largeur à 1/2 eau	m							25
Talus intérieur	1/	2,00						
Hauteur garde	m							0,50
Talus extérieur	1/	2,00						
Longueur à la crête	m							79,40
Largeur à la crête	m							29,67
Longueur au fond	m							72,60
Largeur au fond	m					15161,14		22,87
Largeur crête	m							4,00
Périmètre digues - axe	m							226,14
Section digues	m^2							13,2
Volume digues	m^3							3 279
Surface fond /bassin	m^2							1 660
Total Facultatifs								
Surface totale bassins	m^2							17 051
Surface totale	ha							2
Volume digues	m^3							13 114
Longueur digues	m							995
Volume remblais	m3 - profond(m)=	1,7						28 987
Volume déblais	m^3							15 737
Total terrassement	m^3							44 724
Surface étanchéisation	m^2							9 690
Volume d'argile	m3 - épaiss(m)=	0,3						2 907
Total STEP								
Surface totale (major 30%)	ha							2,5878
Rendement adopté	%			65,6	64,2	62,7	61,4	60,1
Effluent facultatif								
pertes (évaporation…) cm/j :		0,5						
Débit résiduel été	m^3/j			428	458	491	522	553
Charge polluante résiduelle	kg DBO_5/j			23,33	26,03	28,95	33,13	37,53
Concentration DBO5 résiduelle	mg/l			55	57	59	63	68

Données de base	Unités			2020	2025	2030	2035	2040
Bassins de maturation				**2020**	**2025**	**2030**	**2035**	**2040**
1er bassin de maturation								1
Débit à l'entrée du bassin (m3/j)	Q			428	458	491	522	553
Temps de séjour				8	7	7	6	6
Volume du bassin (m3)	Vm1			3 315	3 315	3 315	3 315	3 315
Superficie (m2)				3 315	3 315	3 315	3 315	3 315
2ème bassin de maturation								1
Débit à l'entrée du bassin (m3/j)	Q			411	441	474	505	536
Temps de séjour				7	6	6	5	5
Volume du bassin (m3)	Vm2			2 680	2 680	2 680	2 680	2 680
Superficie				2 680	2 680	2 680	2 680	2 680
				398	428	461	492	523
Constante K				1,54	1,54	1,54	1,54	1,54
CF à la sortie de la station					**315**	**384**	**455**	**533**
Dimensions des bassins de maturation								
1er bassin de maturation								
Nombre des lagunes	unité			4	4	4	4	4
S1/2 unitaire	ha							0,0829
Longueur adoptée 1/2 eau	m	recommandée (L=3*l):				49,86		50
Largeur à 1/2 eau	m							17
Talus intérieur	1/	2,00						
Hauteur garde	m							0,50
Talus extérieur	1/	2,00						
Longueur à la crête	m							54,00
Largeur à la crête	m							20,98
Longueur au fond	m							48,00
Largeur au fond	m							15,58
Largeur crête	m							4,00
Périmètre digues - axe	m							157,95
Section digues	m^2							16,4
Volume digues	m^3							2 855
Surface fond /bassin	m^2							748
2ème bassin de maturation								
Nombre des lagunes	unité			4	4	4	4	4
S1/2 unitaire	ha							0,0670
Longueur adoptée 1/2 eau	m	recommandée (L=3*l):				44,83		45
Largeur à 1/2 eau	m							15
Talus interne	1/	2,00						
Hauteur garde	m							0,50
Talus externe	1/	2,00						
Longueur à la crête	m							49,00
Largeur à la crête	m							18,89
Longueur au fond	m							43,00
Largeur au fond	m							12,89
Largeur crête	m							4,00
Périmètre digues - axe	m							143,78
Section digues	m^2							611,3
Volume digues	m^3							96 676
Surface fond /bassin	m^2							554

5.3.2 Eaux pluviales

Il est à noter que le comité de suivi de l'étude a recommandé la collecte des eaux pluviales de la voirie par des conduites enterrées en PEHD. Le rejet des eaux collectées sera au niveau des oueds qui traversent la zone d'étude ; soit oued Amekrane et oued Khémis, par quatorze (14) ouvrages de rejet. Aussi il est à signaler que la réalisation du réseau des eaux pluviales – voiries sera subdivisée en deux tranches ; soit une 1ère tranche : à réaliser immédiatement et une 2ème tranche après saturation du plan d'aménagement (aménagement des voies).

Les résultats de dimensionnement sont donnés ci-après.

Tableau 21 : Extrait du calcul des Débits des eaux pluviales – Voiries par bassin versant

N° du Bassin versant	A utile (ha)	C	I (m/m)	L (m)	Qb (m^3/s)	M	m	Qc (m^3/s)	Qc (EP) (l/s)
BV-1	0,825	0,60	1,00%	220,00	0,143	2,42	0,89	0,127	127,000
BV-2	0,835	0,60	1,00%	221,00	0,144	2,42	0,89	0,128	128,000
BV-119	1,030	0,60	2,00%	339,00	0,205	3,34	0,74	0,151	151,000
BV-120	0,168	0,60	2,00%	340,00	0,048	8,31	0,43	0,020	20,000
BV-121	1,21	0,60	2,00%	341,00	0,233	3,10	0,77	0,179	179,000
BV-122	0,32	0,60	2,00%	342,00	0,081	6,02	0,52	0,042	42,000
BV-123	0,18	0,60	2,00%	343,00	0,050	8,13	0,43	0,022	22,000
BV-124	0,18	0,60	2,00%	344,00	0,051	8,10	0,43	0,022	22,000
BV-125	1,23	0,60	2,00%	345,00	0,237	3,11	0,77	0,182	182,000

A : Superficie (m^2), C: Coefficient de ruissellement, Qb : Débit de pointe (m^3/s), Qc : Débit corrigé (m^3/s), Ieq : Pente moyenne (m/m), L: Longueur du plus drain hydraulique (m), M : Coefficient d'allongement, m : Coefficient correcteur.

Tableau 22 : Extrait d'Assemblage des bassins versants – Réseau Eaux Pluviales (EP) Voiries

	N° du Bassin	Nom du Bassin équivalent	Aeq (ha)	Ceq	Ieq (m/m)	Leq (m)	Qb (m^3/s)	M	m	Qc (m^3/s)	Qc (l/s)
	BV-1		0,825	0,600	0,010	220,000	0,143	2,422	0,891	0,127	127,000
	BV-2		0,835	0,6	0,01	221	0,144	2,41852	0,892	0,128	128,000
Série	BV-1+BV-2	A1	1,660	0,60	1,00%	441,00	0,250	3,42	0,72	0,181	181,000
	A1		1,660	0,600	0,010	441,000	0,250	3,423	0,724	0,181	181,000
	BV-3		0,313	0,600	0,010	222,000	0,066	3,971	0,663	0,044	44,000
Parallèle	A1//BV-3	A2	1,973	0,60	1,00%	441,00	0,287	3,14	0,76	0,219	219,000
	A2		1,973	0,600	0,010	441,000	0,287	3,140	0,763	0,219	219,000
	BV-4		0,340	0,600	0,010	223,000	0,070	3,824	0,678	0,047	47,000
Parallèle	A13//BV-15	A14	5,911	0,60	1,30%	2263,00	0,739	9,31	0,40	0,293	293,000
	A14		5,911	0,600	0,013	2263,000	0,739	9,308	0,397	0,293	293,000
	BV-16		0,14	0,60	2,00%	235,00	0,043	6,19	0,51	0,022	22,000
Série	A14+BV-16	A15	6,055	0,60	1,35%	2498,00	0,761	10,15	0,38	0,293	293,000
	A15		9,212	0,488	0,020	2498,000	0,925	8,230	0,428	0,411	411,000
	BV-17		0,428	0,600	0,020	236,000	0,102	3,607	0,702	0,072	72,000
Parallèle	A15//BV-17	A16	9,640	0,49	2,00%	2498,00	0,970	8,05	0,43	0,421	421,000
	A16		9,640	0,493	0,020	2498,000	0,970	8,046	0,434	0,421	421,000
	BV-18		0,172	0,600	0,020	237,000	0,049	5,715	0,533	0,026	26,000

Aeq : Superficie équivalente (m^2), Ceq : Coefficient de ruissellement équivalent, Qb : Débit de pointe (m^3/s), Qc : Débit corrigé (m^3/s), Ieq : Pente équivalente (m/m), Leq : Longueur équivalente (m), M : Coefficient d'allongement, m : Coefficient correcteur.

Tableau 23 : Extrait du dimensionnement - Réseau Eaux Pluviales (EP) Voiries

Regard	Cote tampon (m)	Cote fil d'eau (m)	Distance partielle (m)	Diamètre (m)	Pente (m/m)	Débits EP (l/s)	Capacité (l/s)	Utilisation de la capacité (%)	Vitesse à pleine section (m/s)	Vitesse à 1/10 du débit de pleine section (m/s)	Vitesse à 1/100 du débit de pleine section (m/s)	Auto curage		
												1ère condition	2ème condition	3ème condition
COll - A														
R1														
R2			70,00	0,40	-0,010	127,00	134	94,72%	1,07	0,68	0,39	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
COll - A1														
R61	323,39	322,19												
R62	322,32	321,12	60,25	0,40	-0,018	105,00	179	58,74%	1,42	0,91	0,52	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
R63	321,52	320,32	60,31	0,40	-0,013	105,00	154	68,08%	1,23	0,78	0,45	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
R64	322,16	319,50	37,37	0,40	-0,022	140,00	199	70,35%	1,58	1,01	0,58	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
R65	319,55	318,05	64,81	0,40	-0,022	140,00	200	69,90%	1,59	1,02	0,59	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
Ant A1-3														
R103	315,54	314,34												
R104	315,32	314,12	25,73	0,40	-0,009	55,00	125	43,96%	1,00	0,64	0,37	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
R105	314,78	313,58	27,00	0,40	-0,020	55,00	189	29,10%	1,50	0,96	0,55	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau 24 : Extrait détail des métrés – Réseau Eaux Pluviales (EP) Voiries

Tronçon / Regard	Z TN (m)	Z fil d'eau(m)	Dimensions (mm)	Longueur de fouille (m)	Largeur de fouille (m)	Profondeur (m)		Déblais (m³)	Lit de pose (m³)	Remblais primaire (m³)	Remblais secondaire (m³)
						regard	Moyenne				
R10	330,98	328,98				2,00					
R11	329,45	327,45	600,00	65,00	1,22	2,00	2,21	175,25	11,89	54,43	82,47
R12	327,58	325,58	600,00	83,38	1,22	2,00	2,21	224,81	15,26	69,83	105,79
COll - A15											
R46	299,02	297,52	800,00	63,72	1,46	1,50	1,73	160,95	13,96	71,12	29,77
R47	295,09	293,59	800,00	62,83	1,46	1,50	1,73	158,68	13,76	70,12	29,35
R48	292,24	290,74	800,00	40,24	1,46	1,50	1,73	101,63	8,81	44,91	18,80
R49	287,46	285,96	800,00	43,40	1,46	1,50	1,73	109,63	9,51	48,44	20,28
R50	283,48	280,38	800,00	42,08	1,46	3,10	2,53	155,43	9,22	46,96	68,81
R51-RJ-1	274,81	271,71	800,00	61,26	1,46	3,10	3,33	297,82	13,42	68,37	171,72

5.4 Résultats de dimensionnement des ouvrages - Volet Génie Civil

5.4.1 Hypothèses de calcul

Conformément à ce qui est présenté dans le chapitre 5, les hypothèses de calcul sont résumées ci-après :

Règlements et méthodes

- Fascicule 74 relatif à la construction de réservoirs et châteaux en béton armé.
- Règles de calcul de BA : BAEL 91, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions.
- Règles RPS 2011.

a) **Caractéristiques du béton :**

Béton :

- Béton dosé à 350 kg de ciment CPJ45 par m^3 de béton pour les parties du réservoir qui sont en contact avec l'eau.
- Résistance caractéristique en compression à 28 jours : f_{c28} = 25 Mpa.
- Résistance caractéristique en traction à 28 jours : f_{t28} = 0.6+0.06 f_{c28}= 2.1 MPa.
- Contrainte de compression en flexion : $f_{bc} = \frac{0.85 f c_{28}}{\theta . \gamma b}$ = 14.2 MPa.
- Etat Limite Ultime de Résistance : γ_b= 1.5 et θ =1.
- Etat Limite Ultime de Résistance en séisme : $f_{bc} = \frac{0.85 f c_{28}}{\theta . \gamma_b}$ = 25MP.

  γb=1 en combinaison accidentelle (séisme) et θ=0.85 pour action inférieure à 1h.
- Etat Limite de Service : La contrainte de compression du béton doit être au plus égale à σ_{bc}=0.6.f_{c28}= 15.0 MPa.
- Contrainte de traction :
  - Etat Limite de Service : La contrainte de traction du béton ne doit pas excéder :

$$\sigma_{bt}=1.10\ \theta\ f_{t28}$$

    - ✓ En traction simple θ=1 ;
    - ✓ En flexion simple ou composée avec compression θ=5/3.
  - Etat Limite Ultime de Résistance : Dans tous les cas, la contrainte de traction du béton peut être excédée ; la fissuration tolérée du béton peut dépasser la fissuration de l'état de service.

Contrainte de cisaillement :

- Fissure non préjudiciable : $\tau_u \leq \min\{\frac{0.2.fc_{28}}{\gamma_b}; 5\ MPa\}$

A L'ELS : $\tau_u \leq 3.33MPa$.

A L'ELUR en séisme : $\tau_u \leq 5MPa$.

- Fissure préjudiciable ou très préjudiciable: $\tau u \leq \min\{\frac{0.15.fc_{28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\}$

A L'ELS : $\tau_u \leq 2.50$ MPa.

A L'ELUR en séisme: $\tau_u \leq 3.75$ MPa

Pour les parois verticales et le radier, on considère la fissuration très préjudiciable.

Pour les ouvrages annexes, la fissuration est peu nuisible.

Déformations longitudinales du béton :

- Le module de déformations longitudinales instantanées du béton est :

  $E_i = 11000\ f_{c28}^{(1/3)} = 32\ 164.2$ MPa.

- Le module de déformations longitudinales différées du béton est :

  $E_i = 3700\ f_{c28}^{(1/3)} = 10\ 818.9$ MPa

b) Caractéristiques de l'Acier :

- Pour l'Acier à Haute Adhérence FeE500, nous avons $f_e = 500$ MPa.
- Pour l'Acier Acier à haute adhérence FeE215, nous avons $f_e = 434.78$ MPa.

Les contraintes de traction de l'acier sont définies comme suit :

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma s} = 434.78 \text{ MPa.}$$

A l'Etat Limite de Service : La contrainte de traction de l'acier ne doit pas excéder :

$$\sigma_s = \alpha\sqrt{\frac{\eta ft_{28}}{\Phi}} + 30\eta$$

avec, $\alpha = 240$ et η= Coefficient de fissuration de l'acier (η=1.6 pour acier HA et η=1 pour acier lisse).

En variant (Φ) diamètre des armatures, σs prend les valeurs résumées çi–après :

Tableau 25 : Variation de σ_s en fonction de (Φ)

Φ	8	10	12	14	16
σ_s (MPa)	203.5	187.1	175	165.6	158

Dans le cas où la fissuration est considérée comme très préjudiciable, la contrainte de traction est donnée par : σ_s = Min $(0.5\ fe; 90\sqrt{\eta f_{tj}})$ = 165 MPa.

Etat Limite Ultime de Résistance (ELUR) en séisme :

La contrainte de traction de l'acier peut atteindre sans jamais dépasser la limite élastique

$$\sigma_s = fe = 500\ Mpa$$

c) Caractéristiques du Sol :

D'après le rapport géotechnique (LPEE), la contrainte de sol σ_{sol} = 2.5 Mpa.

Les hypothèses de calcul sont récapitulées dans le tableau ci-après :

Tableau 26 : Hypothèses de calcul

Paramètre	Valeur	
Limite d'élasticité des aciers f_e	500 MPa	
Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours fc_{28}	25 MPa	
Contrainte limite de compression du béton σ_{bc} (ELU)	14.16	
Contrainte limite de compression du béton σ_{bc} (ELS)	15	
Résistance à la traction du béton f_{t28}	2.1	
Module d'élasticité de l'acier E	200 000 MPa	
Fissuration	Très préjudiciable	
Limite de contrainte de traction des armatures	Sans Fascicule 74	250 MPa
	Application du fascicule 74	165 MPa
Limite de contrainte de traction dans le béton (F74)	3.85 MPa	
Enrobage pour les parties en contact avec l'eau	4 cm	
Enrobage pour les autres parties	3 cm	

5.4.2 Etude géotechnique

L'étude géotechnique a été réalisée par le Laboratoire Public d'Essai et d'Etudes (LPEE). Les résultats de ladite étude sont résumés ci-après.

5.4.2.1 Investigations générales

La reconnaissance du sol à l'emplacement des futurs ouvrages a été faite moyennant le fonçage de sondages à ciel ouvert avec l'approfondissement des sondages jusqu'à une profondeur moyenne de 10.00 mètres par rapport au terrain naturel, pour le premier sondage et de 15 m environ pour le second sondage.

Les sondages réalisés sur les parcelles réservées à la construction du projet, présente la coupe lithologique ci-dessous :

Tableau 27 : Nature géologique des sols

Numéro de sondages	Remblai graveleux	Argile gravelo -limoneuse
Sondage n°1	-0.50 à -2.50 m	-2.50 à -10.00 m

Numéro de sondages	Remblai graveleux	Limon graveleux brunâtre	Gravette -limoneuse
Sondage n°2	-0.50 à -2.70 m	-2.70 à - 10.00 m	-10.00 à -14.50 m

Figure 32 : Coupe lithologique Sondage S1

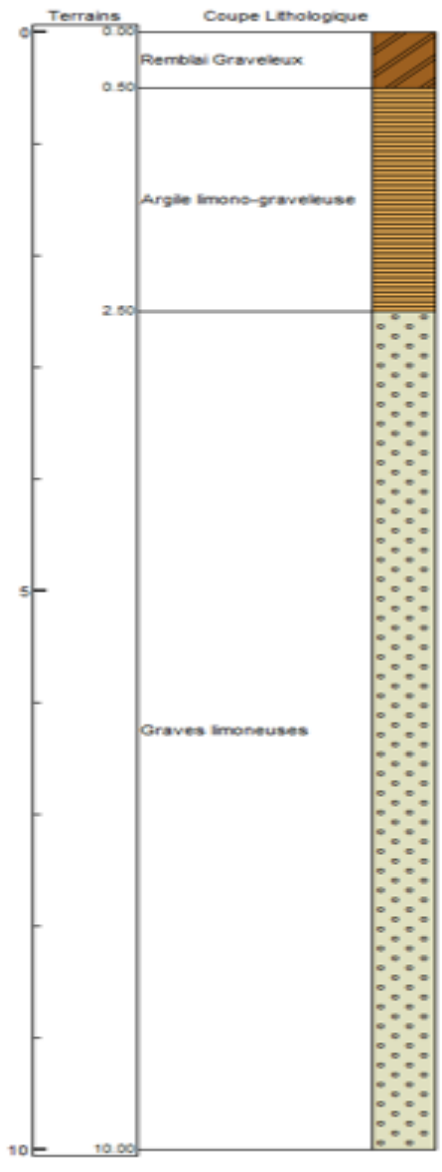
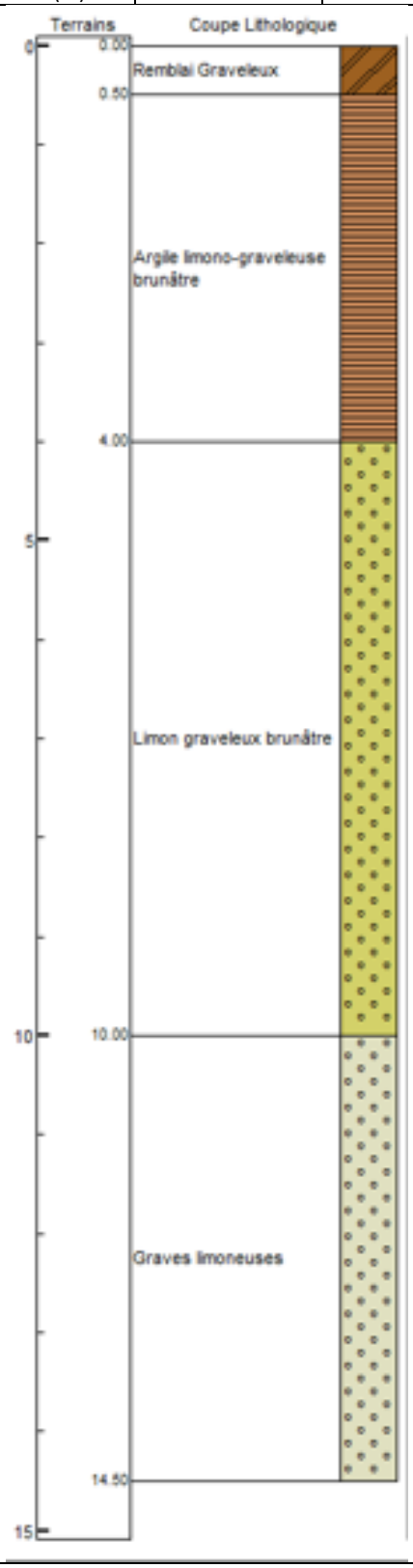
			Sondage N° SP1	Coordonnées (m)		
				X = 659 421	Y = 505 662	Z = 295
				Code TN	Niveau d'eau	Date :
Lithologie			Conditions d'exécution			
Profondeur en (m)	Description des terrains	Coupe	Mode	Outils	Tubage	Fluide
			ROTATION REGULIERE	CAROTIER Ø 116 ET 101	Ø 128= 3,00m ET Ø 113= 8,00m	EAU + BENTONITE

Figure 33 : Coupe lithologique Sondage S2

	Sondage N° SP2	Coordonnées (m)		
		X = 659 582	Y = 505 985	Z = 286
		Code TN	Niveau d'eau	Date :
Lithologie		Conditions d'exécution		
Profondeur en (m) / Description des terrains / Coupe	Mode	Outils	Tubage	Fluide
	ROTATION REGULIERE	CAROTIER Ø 116 ET 101	Ø 128= 3,00m ET Ø 113= 8,00m	EAU + BENTONITE

5.4.2.2 Essai Pressiométrique

Les essais de chargement in-situ à l'odomètre ont été exécutés sur les couches composant les deux sondages et donnent les résultats suivants.

a) Sondage S1 :

Tableau 28 : Résultats des essais du sondage S1

Formation	Pf	Pl	Em	Em/Pl
Argile gravelo-limoneuse	0.32 à 0.32 (moyenne = 0.32)	0.64 à 0.64 (moyenne = 0.64)	4.60 à 4.60 (moyenne = 4.60)	7.2 à 7.2 (moyenne = 7.2)
Graves limoneuses à conglomératiques	0.47 à 2.54 (moyenne = 1.36)	0.80 à 5.03 (moyenne = 2.46)	5.30 à 89.0 (moyenne =15.45)	4.6 à 17.7 (moyenne =12)

Avec :

- Pf : Pression de fluage en MPa,
- Pl : Pression limite en MPa,
- Em : Module Pressiométrique en MPa.

Les résultats des essais pressiométriques montrent les caractéristiques suivantes du sol :

- **Argile gravelo-limoneuse** :

Il s'agit d'un sol argileux mou, sous-consolidé de classe A. Avec un coefficient rhéologique α=l /2. Il est caractérisé par :

- Pl ~ 0.6 MPa,
- Em ~ 4.6 MPa,
- Em/Pl = 7 MPa.

- **Graves limoneuses** :

Il s'agit d'une grave compacte, surconsolidée de classe C, avec un coefficient rhéologique α=l /3. Elle est caractérisée par,

- Pl ~ 2.5 MPa,
- Em ~ 15.5 MPa,
- Em/Pl ~ 12 MPa.

b) Sondage S2

Tableau 29 : Résultats des essais du sondage S2

Formation	Pf	Pl	Em	Em/Pl
Argile limono-graveleuse	1.42 à 0.67 (moyenne = 0.53)	1.08 à 1.43 (moyenne = 1.24)	10.5 à 13.20 (moyenne = 11.70)	9.3 à 9.7 (moyenne = 9)
Limon graveleux	0.74 à 0.88 (moyenne = 0.80)	2.48 à 2.75 (moyenne = 2.59)	14.20 à 17.50 (moyenne = 15.47)	8.7 à 11.5 (moyenne = 10)
Graves limoneuses	1.04 à 1.16 (moyenne = 1.10)	2.7 à 3.1 (moyenne = 2.9)	16.00 à 17.10 (moyenne = 16.53)	9.6 à 10.4 (moyenne = 10)

Les résultats des essais pressiométriques montrent les caractéristiques suivantes du sol :

- **Argile limono-graveleuse**:

Il s'agit d'un sol argileux ferme, normalement consolidé de classe B, avec un coefficient rhéologique α=2/3. Il est caractérisé par :

- PI ~ 1.2 MPa,
- Em ~ 11.7 MPa,
- Em/PI = 9 MPa.

- **Limon graveleux** :

Il s'agit d'un sol limoneux ferme et normalement consolidé de classe B, avec un coefficient rhéologique α=1/2. Il est caractérisée par :

- PI ~2.6 MPa,
- Em ~ 15.5 MPa,
- Em/PI~ 10 MPa.

- **Graves limoneuses** :

C'est une grave moyennement compacte, normalement consolidée de classe B, avec un coefficient rhéologique α=l /4. Elle est caractérisée par,

- PI ~ 2.9 MPa,
- Em ~ 16.5 MPa,
- Em/PI ~ 10 MPa.

Par ailleurs, aucune trace d'eau de nappe phréatique n'a été détectée à la profondeur atteinte par la reconnaissance. Ainsi, elle n'intéressera pas les fondations du futur projet.

5.4.2.3 Essais de laboratoire

Des échantillons ont été prélevés et ont fait l'objet des essais d'identification en vue de réaliser les essais de laboratoire suivants :

- Analyse granulométrique selon la norme **NFP 94-056**.
- Détermination des limites d'Atterberg :
  - Limite de liquidité selon la norme **NF P94-052-2**.
  - Limite de plasticité selon la norme **NF P94-O5l**.

a. Essais d'identification :

- Limites d'Atterberg :

Les résultats obtenus ont révélé une limite de liquidité de 42 % et un indice de plasticité de 27 %. Ainsi, ce sol peut être classé dans la famille des Ap selon la classification du Laboratoire de Contrôle des Ponts et chaussées (LCPC).

b. Résistance au cisaillement

Les essais de cisaillement ont permis de retenir les caractéristiques suivantes :

- Des matériaux sans cohésion du fait de leur texture grossière ;
- Leur angle de frottement est compris entre 27° et 32°.

5.4.3 Dimensionnement des ouvrages

5.4.3.1 Bassin anaérobie

5.4.3.1.1 Pré-dimensionnement du bassin

Pour l'étude, nous optons pour un voile encastré dans le radier, avec un gousset à l'intersection avec le radier pour supporter le moment négatif et limiter la traction dans le béton intérieur.

Les dimensions retenues du mur de soutènement sont :

Tableau 30 : Hypothèses de calcul -Paramètres géométriques des parois

Dimension	Dimensions du calcul
H'sol	4
Hsol	4.6
B	3.9
lp	2.5
b	0.25
c	0.55
lt	0.85
e_0	0.6
e'	0.25
H"sol	0.00
Heau	3.75
H'eau	3.5
H"eau	0.5

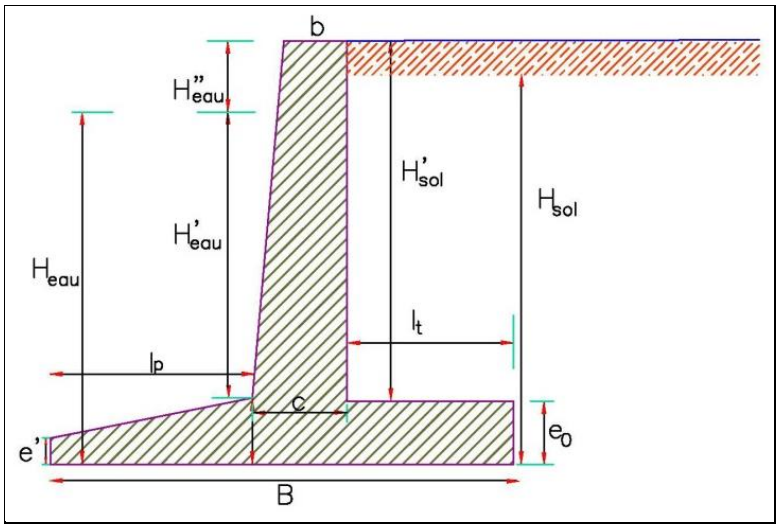


Figure 34 : Dimensions des parois

5.4.3.1.2 Cas du bassin vide et soumis à la poussée du sol

a) Caractéristiques mécaniques du sol

Les caractéristiques mécaniques du sol selon le rapport géotechnique (LPEE) sont résumées ci-dessous :

Tableau 31 : Caractéristiques mécaniques du sol

Poids volumique du sol	20.4	KN/m^3
Angle de frottement	30	°
Contrainte admissible du sol	2.5	bars
$K_p = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$	0.33	
$K_q = K_P$	0.33	
$K_B = 1/ K_q$	3.006	

b) Calcul de poussées

- Poussée des terres :

Les valeurs de la poussée du sol sur les parois du bassin sont égales à :

Tableau 32 : Valeurs de la poussée horizontale due au sol

Z (m)	Valeur de la poussée horizontale (KN/m²)
0	0
4.6	31.2

La charge étant triangulaire, la résultante est atteinte à H/3= 1,53 m avec une valeur P=71.81 KN/ml.

NB : Pour notre cas, K_0 = 0.33 ; Coefficient des terres au repos.

- Cas d'une surcharge sur le remblai :

Les valeurs de la poussée horizontale due à la surcharge q supposé égale à 500kg/m^2 sont égales à :

Tableau 33 : Valeurs de la poussée due aux surcharges sur remblai

Z (m)	Valeur de la poussée horizontale (KN/m²)
0	4.9
4.6	4.9

La résultante est atteinte à H/2= 2.3m avec une valeur de 7.65 KN/ml.

5.4.3.1.3 Justification de la stabilité externe des parois

Faisant varier les dimensions du mur de soutènement, nous avons obtenu les coefficients de sécurité optimaux suivants :

a) Concernant la Stabilité au glissement :

Forces stabilisatrices :

	Force (KN)	Dist./A	Moment (KN.m)	Coefficient de majoration
Poids des terres N1	69.4	3.475	241.03	1
Action verticale de la surcharge q	5	3.475	17.38	1.5
Poids du talon : N2	12.75	3.475	44.31	1
Poids du voile : N3	46.00	2.9	133.40	1
Poids du patin : N4	26.56	1.25	33.20	1
Action de la butée B	141.02	1.990	274.99	1
Soit une force stabilisatrice globale de :	F_s = 303.2 KN/ml			
A l'Etat Limite Ultime, la force horizontale de glissement est de :	F_r = 108.42 KN/ml			
Vérification :	**(F_s / F_r) *tg(φ)=1.6 d'où > F=1.5 donc la condition de non glissement est vérifiée**			

Conclusion : Il n'y a donc pas de risque de glissement, par conséquent, la présence d'une bêche est inutile.

b) Stabilité du voile au renversement :

Force déstabilisatrice :

	Force (KN)	Dist./A	Moment (KN.m)	Coefficient de majoration
P = 1/2 Kp.δ.h²	71.81	1.533	110.11	1.35
Pq = Kq.q.h	7.65	2.3	17.60	1.5

En considérant les combinaisons des charges, on obtient :

Moment de stabilisation : M_s = 753.0 KN. M ;

Moment de renversement : M_r = 175.1 KN. m.

M_s / M_r = 4.3 > 1.5 donc Condition de non renversement vérifiée.

Conclusion : Il n'y a pas de risque de renversement du voile.

c) Stabilité au poinçonnement

La semelle est soumise à un moment de flexion et à un effort normal de compression ; elle travaille donc en flexion composée.

- A l'Etat Limite de Service ELS, nous avons :

N_{ser} = 300.7 KN

Mser = 744.3 KN.m

La position de la résultante par rapport au point **A** est :

$d = M_{ser} / N_{ser} = 2.48$ m

Soit une excentricité par rapport au centre de gravité de la semelle de :

e = (B/2) -d = -0.5 m < B/6 = 0.65

Les contraintes limites ont pour valeurs :

$$\sigma_{max,ser} = \left(1 + 6\,\frac{e}{B}\right)\frac{Nser}{B} \quad ; \text{soit } \sigma_{max,ser} = 14.8 \text{ KN/m²}$$

$$\sigma_{min,ser} = \left(1 - 6\,\frac{e}{B}\right)\frac{Nser}{B} ; \text{soit } \sigma_{min,ser} = \quad 139.4 \text{ KN/m²}$$

$$\sigma_{3/4} = \frac{3\,\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} ; \text{ soit } \sigma_{3/4} = 108.3 \text{ KN/m²} < 137 \text{ KN/m²}$$

La condition de non poinçonnement à l'ELS est vérifiée.

- A l'Etat Limite Ultime (ELU), nous avons :

N_u =405.9 KN et M_u = 1004. 8 KN.m.

La position de la résultante par rapport au point **A** est :

$d = M_u / N_u = 2.48$ m

Soit une excentricité par rapport au centre de gravité de la semelle de :

e = (B/2) -d = -0.5 m < B/6 = 0.65

Les contraintes limites ont pour valeurs :

$$\sigma_{max,u} = \left(1 + 6\,\frac{e}{B}\right)\frac{Nu}{B} = 20.0 \text{ KN/m²}$$

$$\sigma_{min,u} = \left(1 - 6\,\frac{e}{B}\right)\frac{Nu}{B} = 188.2 \text{ KN/m²}$$

$$\sigma_{3/4} = \frac{3.\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 62.0 \text{ KN/m²} < 137 \text{ KN/m}^2$$

Conclusion : La condition de non poinçonnement à l'ELU est vérifiée.

5.4.3.1.4 Cas du bassin plein, soumis à l'action de l'eau uniquement

a) Caractéristiques du liquide stocké :

Les valeurs de la poussée due à l'eau sont :

Tableau 34 : Poussée de l'eau

Z (m)	Valeur de la poussée horizontale (KN/m²)
0.5	0
4.0	52.5

La résultante est atteinte à H/3= 1,25 m avec une valeur de 90.13 KN/ml.

5.4.3.1.5 Justification de la résistance externe des parois

Les calculs de justification de la résistance interne des parois sont présentés dans le tableau ci-après :

	Force (KN)	dist./B	Moment (KN.m)	Coefficient de majoration
Poids du talon : N2	12.75	2.65	33.79	1
Poids du voile : N3	46.00	1.25	57.50	1
Poids du patin : N4	26.56	0.425	15.94	1
Poids de l'eau : We	110.36	1.25	65.63	1
Total	223.3		536.96	
Action de l'eau	72.10	1.25	90.13	1.5

Soit une force stabilisatrice globale de : $\mathbf{F_s}$ = 195.68 KN/ml

A l'Etat Limite Ultime (ELU), la force horizontale de glissement globale est: F_r = 72.10 KN/ml

Vérification : (Fs / Fr) *tg(φ)=1.57 > F=1.5 ; Condition vérifiée.

Conclusion : Il n'y a donc pas de risque de glissement

Stabilité du voile au renversement :

- Moment de stabilisation : M_s = 463.85 KN.m
- Moment de renversement : M_r = 90.13 KN.m

D'où Ms / M_r = 5.15 > 1.5 Condition vérifiée.

Conclusion : Il n'y a pas de risque de renversement du voile.

5.4.3.1.6 Ferraillage du voile du bassin

a) **Cas de la poussée du sol**

L'étude des parois du bassin revient à déterminer les sollicitations d'une poutre soumise à la flexion composée.

- A l'ELU :

$$M_u = 47.737 \text{ kN.m} ;$$

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}}$$; soit μ = 0.004

Bras de levier : $z = 0.5d.[1 + (1 - 2\mu)^{1/2}]$; soit z = 0.958 m

Section des aciers $A_{up} = \frac{M_u}{z.f_{su}}$ = 1.15 cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0{,}23.b.d.\frac{ft_{28}}{f_e}$$; soit A_{min} = 9.27 cm²

- A l'ELS :

M_s = 38.549 kN.m ;

$$\beta = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}}$$; soit β = 0.003

Bras de levier : $z = d.[0.856 + \frac{\sigma_s}{3800} - \frac{\beta}{38})$; soit z = 0.873 m

Section des aciers $A_{sp} = \frac{M_s}{z.\sigma_s}$ = 2.19 cm²

On retient As = 9.27 cm², d'où une section finale, pour le fût de :

Avant = 5 HA16 ; e = 20 cm

Arrière = 5 HA12 ; e = 20 cm

5.4.3.1.7 Etude du radier du bassin

- **Epaisseur du radier :**

La dalle du radier doit répondre à la condition suivante :

$$\propto = \frac{L_x}{L_y} > 0.4$$

$$\text{On a : } \propto = \frac{5.7}{4.75} = 1.2 > 0.4$$

Sachant que la dalle est continue et α > 0.4 nous avons $h_d \geq Lmax/20$ (hd étant l'épaisseur du radier); soit h_d > 0.285 cm. avec Lmax = Distance entre axes maximaux des poteaux perpendiculairement aux nervures

Pour une dalle continue et afin d'assurer la résistance au poinçonnement, nous prenons une épaisseur h_d=25 cm et la surface S_{radier} du radier est calculée par :

$$\text{A l'ELS : } \quad S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{1.33.\sigma_{adm}}$$

Avec σ_{adm} après reconstitution (substitution) du sol d'assise = 2.5 bars ; soit 25*0* KN/m².

Soit S_{radier} = 0.28 m²

a) Vérification de la contrainte de cisaillement

Pour la vérification de la contrainte de cisaillement, nous calculons :

- Effort tranchant maximal :

$$V_{u\,max} = \frac{P_u.L_x.L_y}{2.L_y + L_x} \text{ ; soit } Vu.max = 226.08 \text{ KN.}$$

- Contrainte de cisaillement :

$$\sigma_u = \frac{V_{u\,max}}{(h_d - c)} \text{ ; soit } \sigma_u = 1.08 \text{ MPa}$$

- Contrainte tangentielle admissible :

$$\sigma_{uadm} = \frac{0.07 f_{c28}}{1.5} \text{ ; soit } \sigma_{uadm} = 1.17 \text{ MPa ;}$$

La condition $\sigma_u < \sigma_{u.adm}$ est vérifiée, d'où le risque de cisaillement est écarté.

b) Calcul des ferraillages du radier

Les sollicitations de calcul sont les suivantes :

$$G + Q = 51.53 \text{ kN/ml}$$
$$1.35G + 1.5Q = 126.92 \text{ kN/ml}$$

Le dimensionnement de la dalle se fera à l'ELU avec vérification à l'ELS sur le panneau le plus défavorisé et les résultats seront généralisés sur l'ensemble du radier.

Pour ce faire, nous avons :

$$\propto = \frac{5.7}{4.75} = 1.2 > 0.4$$

Par conséquent, on peut conclure que le panneau porte suivant les deux sens.

- **Détermination des coefficients μ_x et μ_y à l'ELU :**

$$\alpha = 1.2$$

$$\mu_x = \frac{1}{8.(1+2.4\propto^3)} = 0.0243$$

$$\mu_y = \propto^2 [1 - 0.95(1-\propto)^2] = 1.386$$

Les moments isostatiques se calculent selon :

$$M_{ox} = \mu_x.q_u.L_x^2 \text{ ; soit } M_{ox} = 100.14 \text{ kN.m}$$
$$M_{oy} = \mu_y.M_{ox}, \text{ ; soit } M_{oy} = 138.73 \text{ kN.m}$$

Moments sur appuis :

- **Suivant x :**

$$M_{a1x} = M_{a4x} = 0.3.M_{ox} = 30.04 \text{ kN.m}$$

$$M_{a2x} = M_{a3x} = 0.5.M_{ox} = 50.07 \text{ kN.m}$$

- **Suivant y :**

$M_{a1y} = M_{a4y} = 0.3.\ M_{oy} = 41.62$ kN.m

$M_{a2y} = M_{a3y} = 0.5.\ M_{oy} = 69.36$ kN.m

Moments en travées :

- **Suivant x :**

$M_{tx} = 0.85.\ M_{ox} = 85.12$ kN.m

- **Suivant x :**

$M_{ty} = 0.85.\ M_{ox} = 117.92$ kN.m

c) Calcul des sections d'armatures :

Ferraillage de la travée selon le sens (Lx)

- Ax en travée = 10.06 cm²
- Ferraillage sur appui (w) ; Ax (w) = 3.37 cm²
- Ferraillage sur appui (e) ; Ax (e) =5.72 cm²

On prend T HA10 e = 15 inf/sup

Ferraillage de la travée selon le sens (Ly) ;

- Ay en travée = 14.44 cm² / m²
- Ferraillage sur appui (n) ; Ay (n) = 4.72 cm² / m²
- Ferraillage sur appui (s), Ay (s) = 5.72 cm² / m²

On prend : T HA12 e = 15 inf/sup.

- **Ferraillage minimal dans la travée (Lx) :** ρ_0(x) = 1.35 cm²
- **Ferraillage minimal dans la travée (Ly) :** ρ_0(y) = 1.50 cm² / m²

5.4.3.1.8 Modélisation sur le logiciel ROBOT

La conception finale, étant choisie, l'objet de cette partie est la modélisation de la structure à l'aide du logiciel Robot, module plaques et coques afin de valider les calculs manuels pour le bassin anaérobie.

a. Modélisation de la structure

Le bassin est modélisé sous Robot avec les dimensions ayant servi à la vérification de la stabilité interne.

Tableau 35 : Tableau des charges

	Cas	Type de charge	Liste	Valeurs de la charge (m) (kgf) (Deg)
	1:PERM1	poids propre	1A5	*' PZ Moins Coef=1.00*
	1:PERM1	(EF) surfacique 3p	1	*' PZ3=8160.00[kgf/m2] local N1X=0.0[m] N1Y=0.0[m] N1Z=4.0*
	1:PERM1	(EF) surfacique 3p	2	*' PZ3=-8160.00[kgf/m2] local N1X=0.0[m] N1Y=0.0[m] N1Z=4.0*
	1:PERM1	(EF) surfacique 3p	3	*' PZ3=-8160.00[kgf/m2] local N1X=0.0[m] N1Y=0.0[m] N1Z=4.0*
	1:PERM1	(EF) surfacique 3p	4	*' PZ3=8160.00[kgf/m2] local N1X=0.0[m] N1Y=0.0[m] N1Z=4.0*
	3:TEMP1	(EF) thermique 3p	1A4	*' TX1=30.00[°C] N1X=0.0[m] N1Y=0.0[m] N1Z=0.0[m]*
	2:EXPL1	(EF) surfacique uniforme	1	*' PY=500.00[kgf/m2]*
	2:EXPL1	(EF) surfacique uniforme	3	*' PY=-500.00[kgf/m2]*
	2:EXPL1	(EF) surfacique uniforme	2	*' PX=-500.00[kgf/m2]*
	2:EXPL1	(EF) surfacique uniforme	4	*' PX=500.00[kgf/m2]*
	2:EXPL1	(EF) pression hydrostatiq	1 4	*' Gamma=-1500.00[kG/m3] H=4.00[m] Direction=-Z*
	2:EXPL1	(EF) pression hydrostatiq	2 3	*' Gamma=1500.00[kG/m3] H=4.00[m] Direction=-Z*

b. Saisie du chargement du sol

Les charges dues au sol peuvent être saisies, en utilisant l'onglet charges par sol. Cet onglet possède plusieurs catégories de sol aves leurs caractéristiques (Angle de frottement, cohésion, masse volumique, coefficient de poussée). Il permet en outre à l'utilisateur la définition d'un nouveau type de sol.

Une fois le type de sol choisi, on peut saisir la géométrie du sol et de la paroi ; c'est-à-dire la hauteur du remblai et son inclinaison.

Le logiciel offre également la possibilité de saisir les surcharges sur remblai.

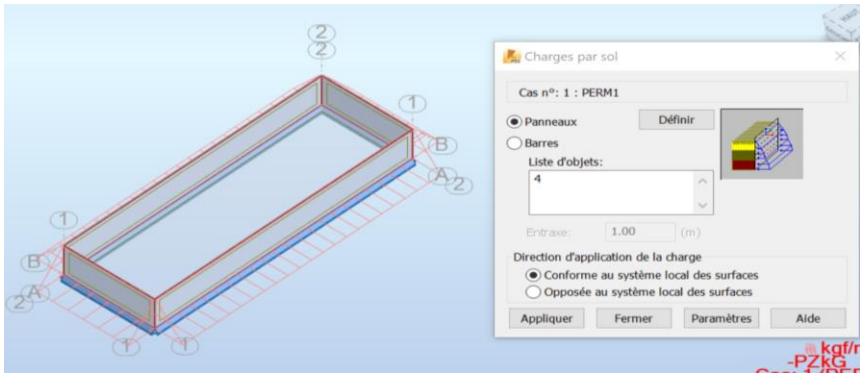


Figure 35 : Définition du chargement du sol

c. Saisie de la poussée de l'eau

Cette option est accessible, d'après l'onglet charges qui nous permet de saisir la hauteur du liquide ainsi que son poids volumique.

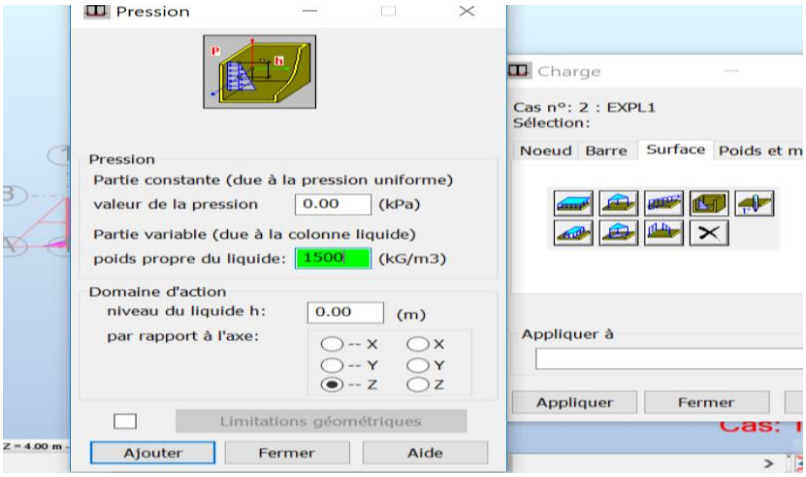


Figure 36 : Définition de la charge hydrostatique de l'eau

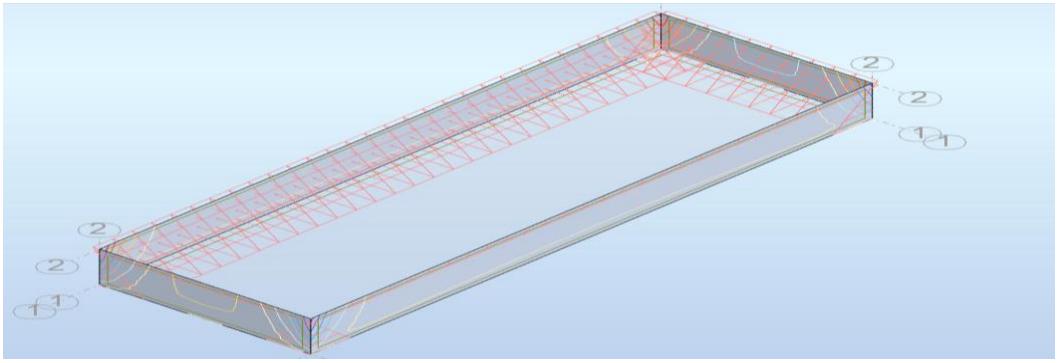


Figure 37 : Définition de la charge hydrostatique de l'eau

d. Saisie de la température

L'effet du gradient thermique est saisi de la manière suivante :

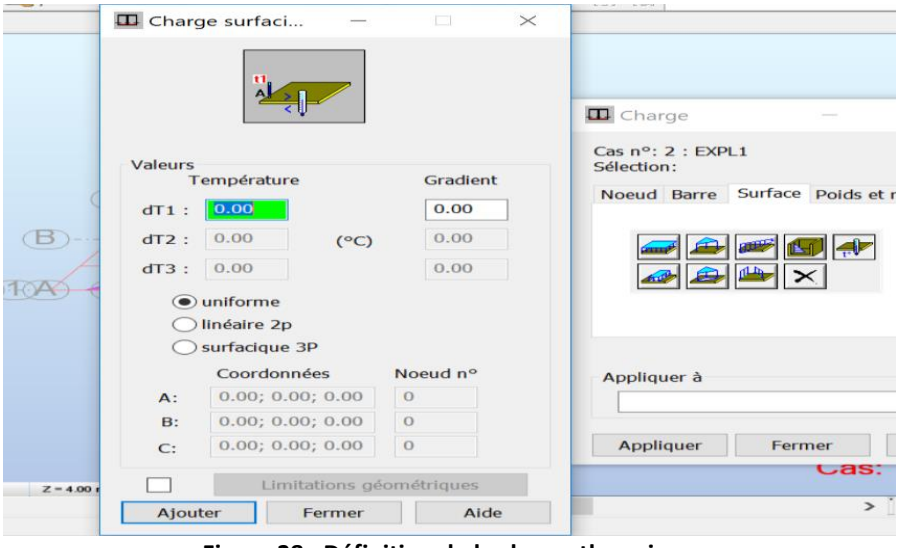


Figure 38 : Définition de la charge thermique

e. Allure de la déformée de la structure

- Sous la poussée de l'eau :

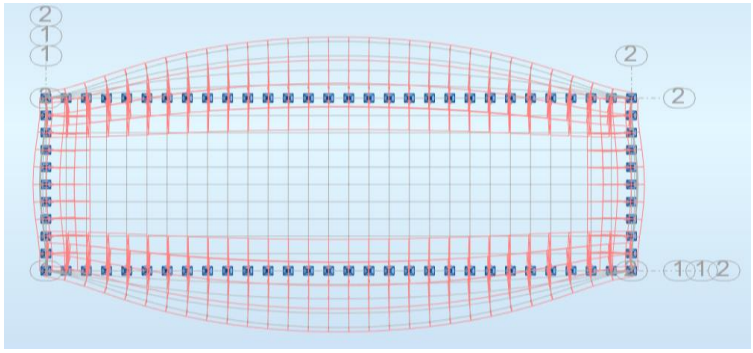


Figure 39 : Déformée de la structure sous l'effet statique de l'eau

- Sous la poussée du sol :

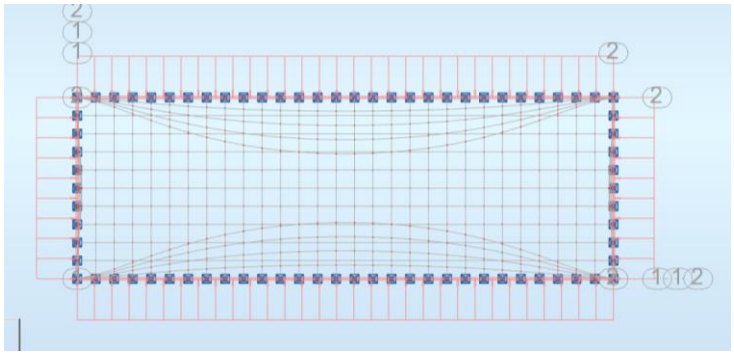
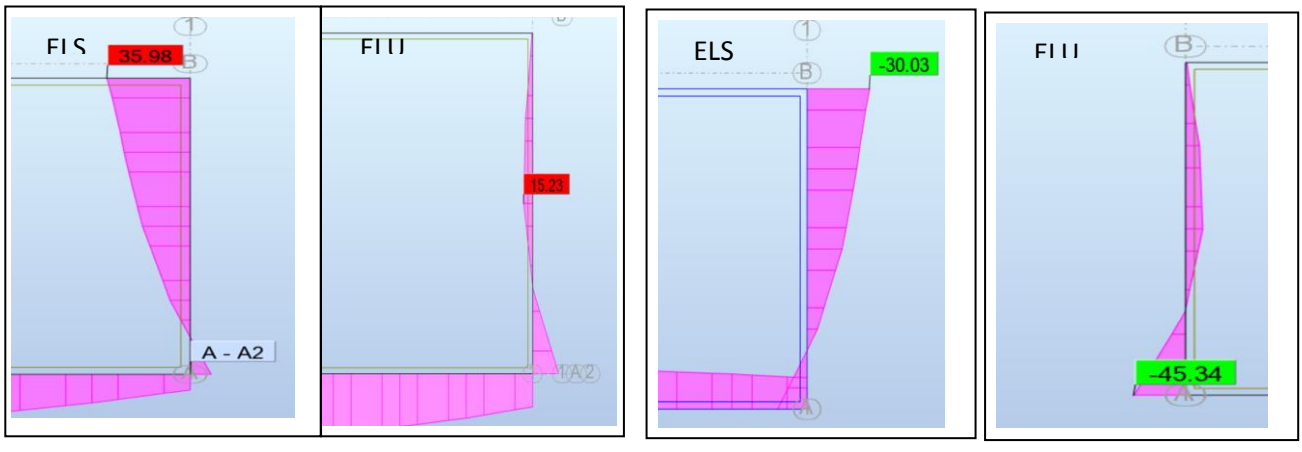


Figure 40 : Déformée de la structure sous l'effet statique de la poussée du sol

f. Résultats des sollicitations

Dans ce qui suit sont présentés les résultats de sollicitation pour la paroi du bassin anaérobie de longueur 30 m. Il est possible de constater que le moment atteint une valeur maximale hors zones d'encastrement. Il change de signe aux points d'encastrement avec les autres parois (zone de jonction avec le radier).



Poussée sol ***Poussée eau***

Figure 41 : Diagramme du moment sur la paroi

Sur les parois, on remarque que le moment atteint sa valeur maximale au niveau de deux zones :

- La zone d'encastrement de la paroi avec le radier, c'est le moment d'encastrement.
- Une zone qui se situe à l'intérieur de la paroi. C'est le moment maximal sur la travée, calculé manuellement pour les parois.

Globalement, les résultats du logiciel pour les parois et le radier sont compatibles avec les calculs manuels pour une différence de valeurs ne dépassant pas 10% pour les moments et les sections des armatures calculées pour le voile et le radier sont compatibles avec ceux du logiciel.

<u>Pour le radier :</u>

Calcul des moments dans le sens (Ly) et L(x) :

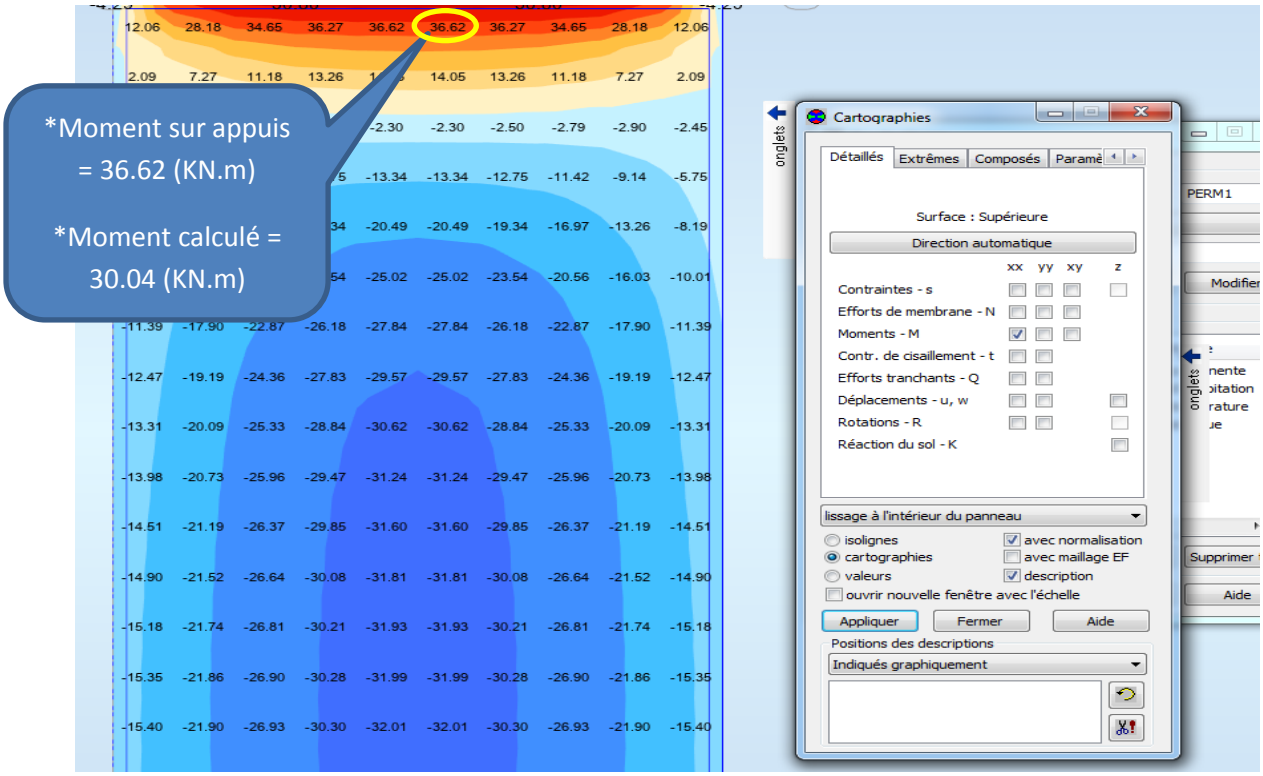


Figure 42 : Calcul des moments dans le sens (LX)

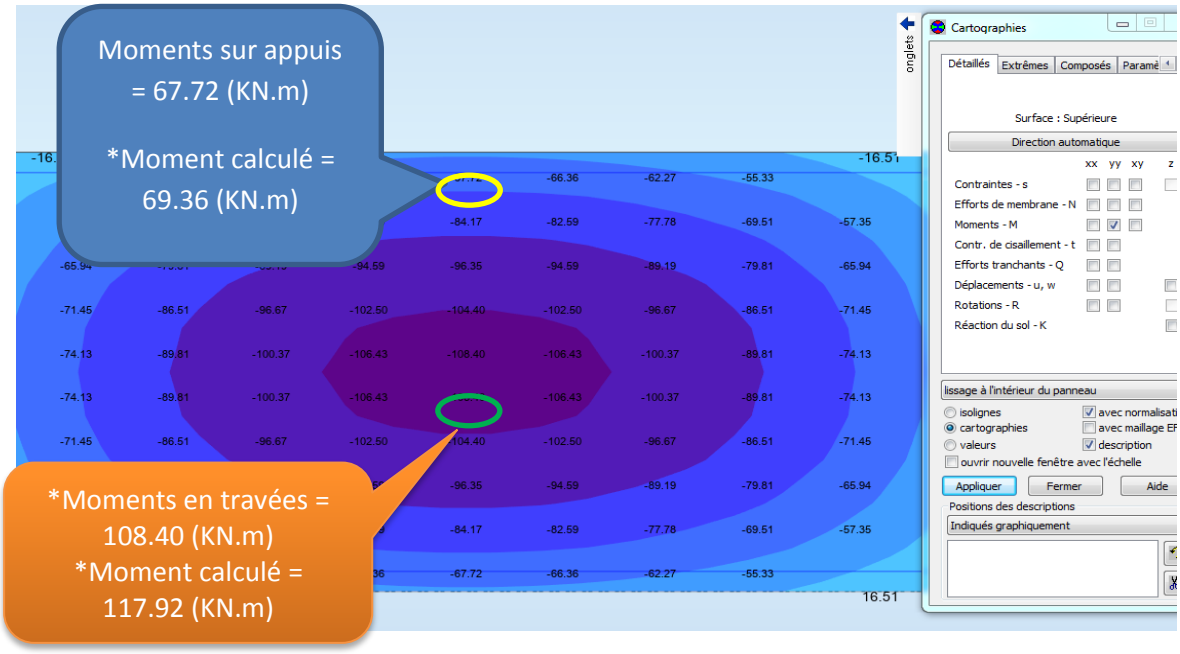


Figure 43 : Calcul des moments dans le sens (Ly)

Ferraillage :

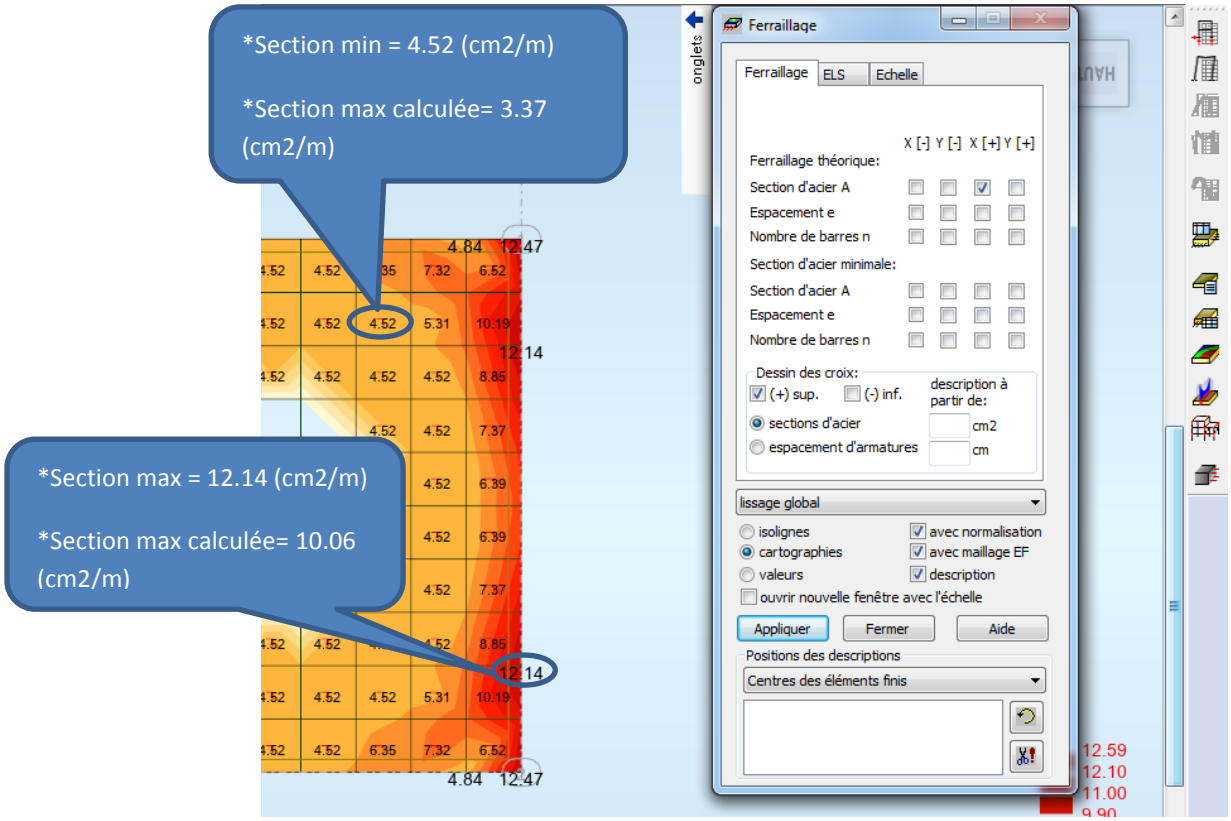


Figure 44 : Ferraillage de la travée dans le sens L (x)

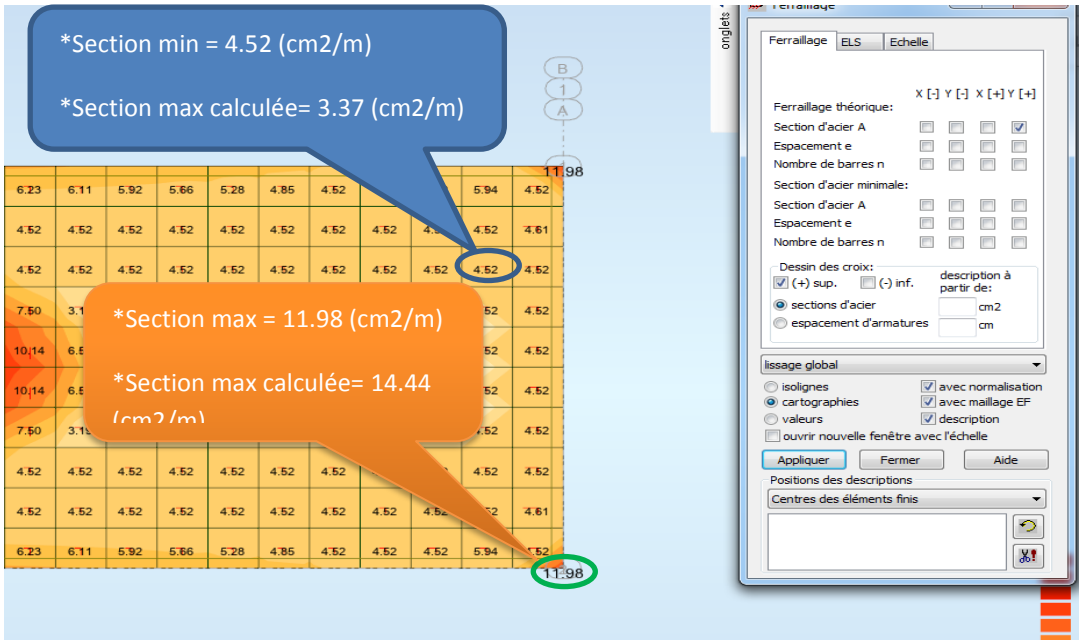


Figure 45 : Ferraillage de la travée dans le sens L(y)

Pour le voile :

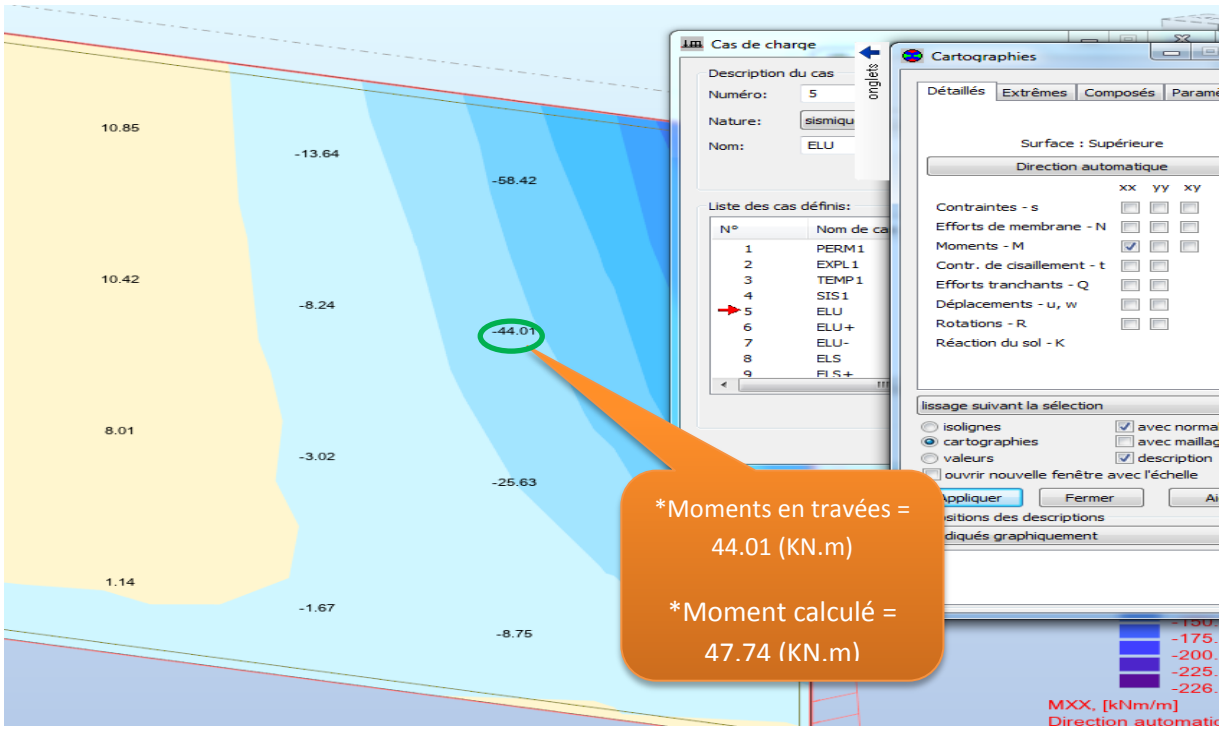


Figure 46 : Résultats du calcul des moments à l'ELU

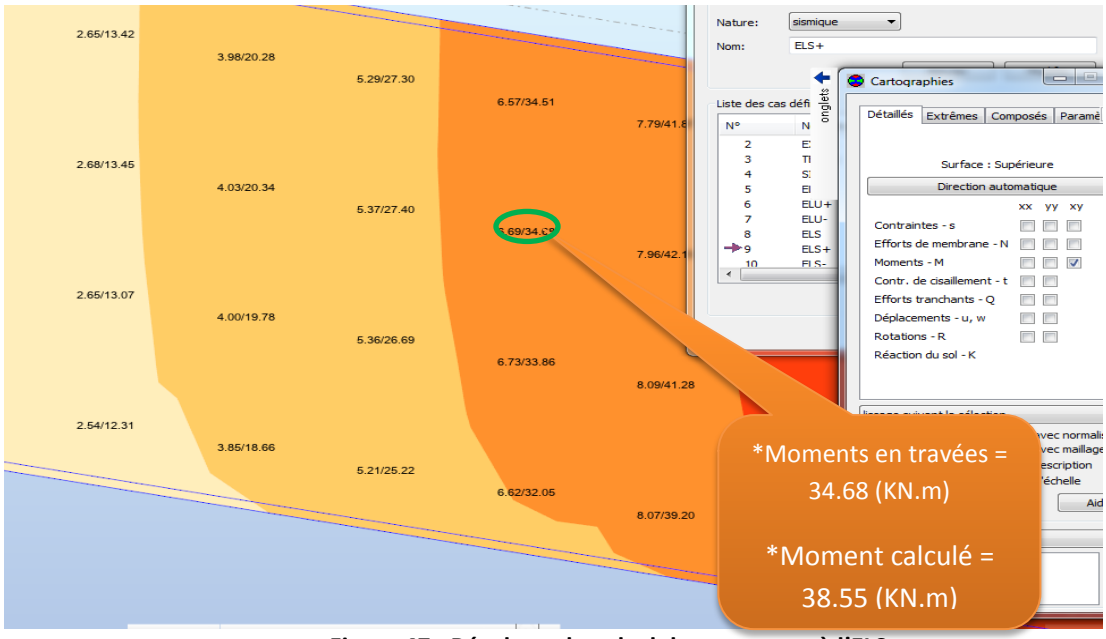


Figure 47 : Résultats du calcul des moments à l'ELS

Ferraillage :

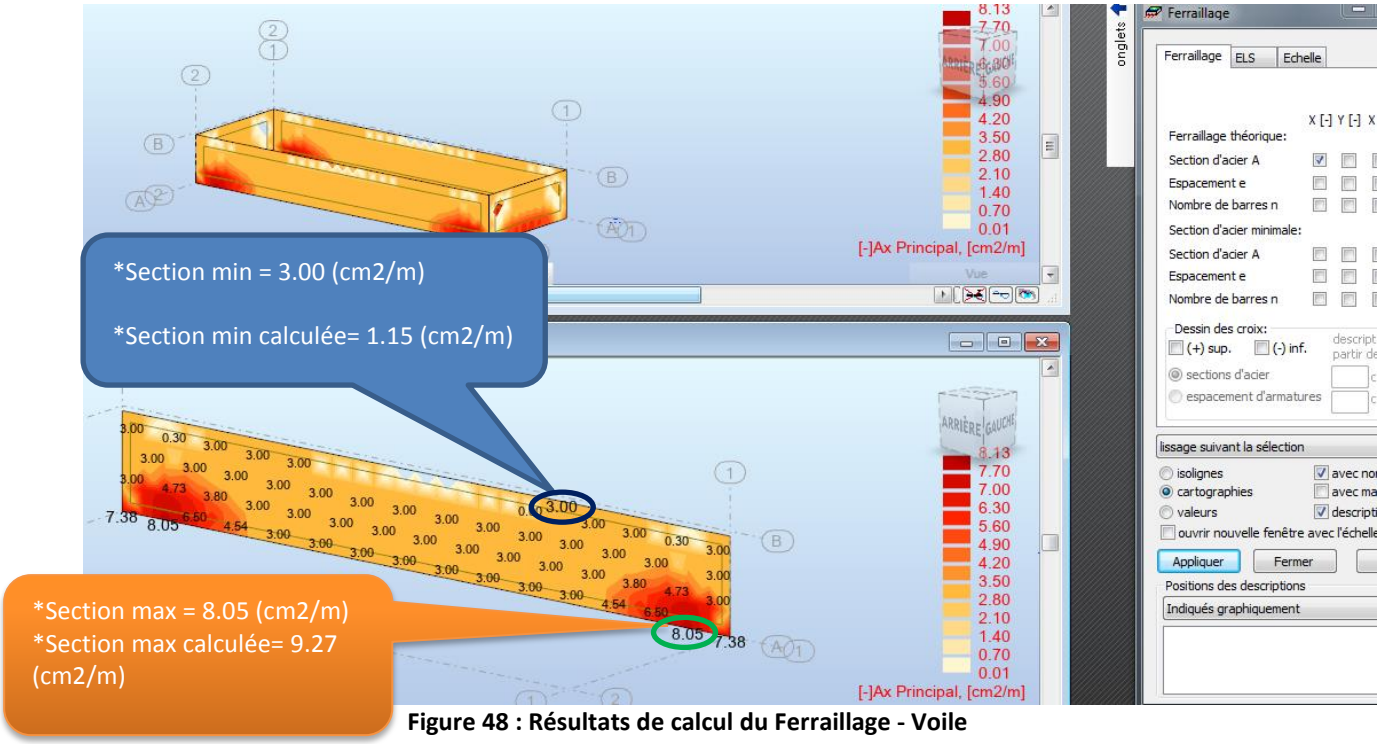


Figure 48 : Résultats de calcul du Ferraillage - Voile

5.4.3.2 Ferraillage du dessableur

Dimensionnement de l'ouvrage

Pour ce projet nous considérons les dimensions suivantes :

- a = 1.9 m
- b = 1.4 m
- h = 1.8 m
- e = 0.2 m

Principe de calcul des efforts et sollicitations :

Pour la détermination des moments horizontaux, nous utilisons la méthode de Guérin et Lavaur développée çi-avant.

NB : dans ce qui suit, cette méthode sera également appliquée pour le cas du répartiteur et des stations de relevage.

Efforts et sollicitation au niveau de radier :

Poids propre du radier : PR = 0.5 t/m^2

Poids propre parois PP = 0.5 t/m^2

Effort repris par le plancher G = 1 t/m^2

Moment à mi-travée : $M_o = 0.85\ M_a = 0.208$ t.m

Moment sur appui : $M_{app} = 0.25\ M_o = 0.061$ t.m

Efforts et sollicitations au niveau des voiles :

Moments positifs sur faces :

$$M_a = \frac{qa^2}{8} - M_{app}\ ;\ \text{soit } M_a = 0.997 \text{ t.m}$$

$$M_b = \frac{qb^2}{8} - M_{app}\ ;\ \text{soit } M_b = 0.701 \text{ t.m}$$

Moment négatif aux angles :

$$M_{app} = \frac{-q}{12}.\frac{(a^3+b^3)}{(a+b)}\ ;\ \text{soit } M_{app} = -0.349 \text{ t.m}$$

Moment vertical sur les faces :

En considérant un effet d'encastrement sur une hauteur de h/2 à partir du fond.

$$M_{max} = \frac{-qh^2}{2}\ ;\ \text{soit } M_{max} = -0.194 \text{ t.m}$$

Avec :

$$q = \frac{1}{2} K_0 . \gamma . \frac{h}{3}$$; soit q= 0.24 t.m

Calcul des armatures du radier à l'ELU :

- **A mi-travée :**

$$M_u = 1.35. M_0$$; soit $M_u = 0.28$ t. m

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}}$$; soit μ =0.0069

$$\alpha = 1.25.[1 - (1 - 2\mu)^{1/2}]$$; soit α= 0.0341

Bras de levier : z = d.(1 – 0,4α) ; soit z= 16.77 cm

Section des aciers $A_{up} = \frac{M_u}{z.f_{su}}$ = 0.48 cm^2

- **Aux appuis :**

$$M_u = 1.35. M_{app}$$; soit $M_u = 0.08$ t. m

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}}$$; soit μ =0.0020

$$\alpha = 1.25.[1 - (1 - 2\mu)^{1/2}]$$; soit α= 0.0101

Bras de levier : z = d.(1 – 0,4α) ; soit z= 16.93 cm

Section des aciers $A_{up} = \frac{M_u}{z.f_{su}}$ = 0.14 cm^2

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0{,}23. b. d. \frac{ft_{28}}{f_e}$$; soit A_{min} = 1.64 cm^2

Avec : b= 1 m, e= 20 cm, d= 17 cm (enrobage 3 cm), f_{bu}= 141,7 bar, f_{su}= 3480 bar et f_{t28}= 2.1 bar.

Sachant que A_{min} = 1.64 cm^2, on retient **A= 1.64 cm^2**

Calcul des armatures des voiles :

Armatures principales verticales :

Mu = 1.35.M$_{max}$ + 1.5*M$_{app}$; soit M$_u$ = 3538 t.m

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}}$$; soit μ = 0.0086

$$\alpha = 1.25.[1 - (1 - 2\mu)^{1/2}]$$; soit α = 0.0428

Bras de levier : z = d.(1 – 0,4α) ; soit z = 16.71 cm

Section des aciers $A_u = \frac{M_u}{z.f_{su}}$ = 0.61 cm^2

Sachant que A_{min} = 1.64 cm^2, on retient **A= 1.64 cm^2**

Armatures horizontales :

$M_u = 1.35.M_{app}$; soit $M_u = 0.47$ t.m

$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}}$; soit $\mu = 0.0115$

$\alpha = 1.25.[1 - (1 - 2\mu)^{1/2}]$; soit $\alpha = 0.0568$

Bras de levier : z = d.(1 – 0,4α) ; soit z = 16.61 cm

Section des aciers $A_u = \frac{M_u}{z.f_{su}} = 0.81$ cm^2

Sachant que $A_{min} = 1.64$ cm^2, on retient **A = 1.64 cm^2**

Le tableau récapitulant les résultats de calcul des armatures est donné ci-après :

Tableau 36 : Récapitulatif des armatures du dessableur

Partie d'ouvrage	Radier		Voile	
Zone	Travée	Appui	Verticale	Horizontale
M_u (t.m /ml)	0,22	0,06	0.35	0,35
Sections d'acier				
Sections nécessaires (cm²/ml)	0,48	0,14	0,61	0,81
Sections nécessaires minimales (cm²/ml)	1,64	1,64	1,64	1,64
Sections retenues (cm²/ml	1,64	1,64	1,64	1,64
Barres principales	**5 HA 8**	**5 HA 8**	**5 HA 8**	
Espacement	e = 20 cm	e = 20 cm	e =20 cm	
Barres de répartition choisies/ml	**5 HA8**	**5 HA8**		**5 HA8**
	e = 20 cm	e = 20 cm	e =20 cm	e = 20 cm

5.4.3.3 Ferraillage du répartiteur

<u>Dimensionnement de l'ouvrage :</u>

Les dimensions choisies pour cet ouvrage sont :

- a = 5 m
- b = 2,5 m
- h = 2 m
- e = 0,2 m

Efforts et sollicitation au niveau de radier :

Poids propre du radier : PR = 0.5 t/m^2

Poids propre parois PP = 0.5 t/m^2

Effort ultime repris par le plancher G = 1 t/m^2

Moment à mi-travée : $M_o = 0.85\ M_a = 0.664$ t.m

Moment sur appui : $M_{app} = 0.25\ M_o = 0.195$ t.m

Efforts et sollicitations au niveau des voiles :
Moments positifs sur les faces :

$$M_a = \frac{qa^2}{8} - M_{ap} \text{ ; soit } M_a = 7.486 \text{ t.m}$$

$$M_b = \frac{qb^2}{8} - M_{ap} \text{ ; soit } M_b = 3.743 \text{ t.m}$$

Moment négatif aux angles :

$$M_{app} = \frac{-q}{12}.\frac{(a^3+b^3)}{(a+b)} \text{ ; soit } M_{app} = -2.495 \text{ t.m}$$

Moment verticaux sur les faces :

En considérant un effet d'encastrement sur une hauteur de h/2 à partir du fond.

$$M_{max} = \frac{-qh^2}{2} \text{ ; soit } M_{max} = -0.266 \text{ t.m}$$

Avec :

$$\mathrm{q} = \frac{1}{2}\mathrm{K}_0 \,.\gamma.\frac{h}{3} \text{ ; soit q = 0.266 t.m}$$

Calcul des armatures du radier à l'ELU :

- **A mi-travée :**

$$M_u = 1.35.M_0 \text{ ; soit } M_u = 0.90 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}} \text{ ; soit } \mu = 0.0219$$

$$\alpha = 1.25.[1-(1-2\mu)^{1/2}] \text{ ; soit } \alpha = 0.1071$$

Bras de levier : z = d.(1 – 0,4α) ; soit z= 16.27 cm

Section des aciers $A_{up} = \frac{M_u}{z.f_{su}}$ = 1.58 cm^2

- **Aux appuis :**

$$M_u = 1.35.M_{app} \text{ ; soit } M_u = 0.26 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}} \text{ ; soit } \mu = 0.0064$$

$$\alpha = 1.25.[1-(1-2\mu)^{1/2}] \text{ ; soit } \alpha = 0.032$$

Bras de levier : z = d.(1 – 0,4α) ; soit z = 16.78 cm

Section des aciers $A_{up} = \frac{M_u}{z.f_{su}}$ = 0.45 cm^2

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0{,}23.b.d.\frac{ft_{28}}{f_e} \text{ ; soit } A_{min} = 1.64 \text{ cm}^2$$

Avec : b= 1 m, e= 20 cm d= 17 cm (enrobage 3 cm), f_{bu}= 141,7 bar, f_{su}= 3480 bar et f_{t28}= 2.1 bar.

Sachant que A_{min} = 1.64 cm^{2,} on retient **A= 1.64 cm^2.**

Calcul des armatures des voiles :

Armatures principales verticales :

$M_u = 1.35.M_{max} + 1.5*M_{app}$; soit M_u= 6523 t.m

$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}}$; soit μ = 0.0159

$\alpha = 1.25.[1-(1-2\mu)^{1/2}]$; soit α = 0.0784

Bras de levier : z = d.(1 – 0,4α) ; soit z = 16.47 cm

Section des aciers $A_u = \frac{M_u}{z.f_{su}}$ = 1.14 cm^2

Sachant que A_{min} = 1.64 cm^{2,} on retient **A= 1.64 cm^2.**

Armatures horizontales :

$M_u = 1.35.M_{app}$; soit M_u = 3.37 t.m

$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}}$; soit μ =0.0823

$\alpha = 1.25.[1-(1-2\mu)^{1/2}]$; soit α = 0.3775

Bras de levier : z = d.(1 – 0,4α) ; soit z = 6.71 cm

Section des aciers $A_u = \frac{M_u}{z.f_{su}}$ = 6.71 cm^2

Sachant que A_{min} = 1.64 cm^{2,} on retient **A= 6.71 cm^2**

Çi après, on donne le tableau récapitulatif des armatures :

Tableau 37 : Récapitulatif des armatures du répartiteur

Partie d'ouvrage	**Radier**		**Voiles**	
Zone	Travée	Appui	Verticale	Horizontale
Mu (t.m /ml)	0.66	0.20	0.65	2.50
Section nécessaire (cm²/ml)	1.58	0.45	1.14	6.71
Section minimale (cm²/ml)	1,64	1,64	1,64	1,64
Section retenue (cm²/ml	1,64	1,64	1,64	6,71
Barres principales	**5 HA10**	**5 HA8**	**5 HA8**	
Espacement	e=20 cm	e=20 cm	e=20 cm	
Barres de répartition choisies/ml	**5 HA8**	**5 HA8**		**10 HA10**
	e=20 cm	e=20 cm		e=15 cm

5.4.3.4 Ferraillage des Stations de Relevage (SR)

5.4.3.4.1 Dimensionnement de l'ouvrage SR1

Pour SR1, nous considérons les dimensions suivantes :

- a = 2 m
- b = 1,7 m
- h = 6,0 m
- e = 0,2 m

Efforts et sollicitation au niveau de radier :

Poids propre du radier : PR = 0.5 t/m^2

Poids propre parois PP = 0.5 t/m^2

Effort ultime repris par le plancher G = 1 t/m^2

Moment à mi travée : $M_o = 0.85\ M_a$ = 0.307 t/m.

Moment sur appui : $M_{app} = 0.25\ M_o$ = 0.090 t/m.

Efforts et sollicitations au niveau des voiles :

Moments positifs sur les faces :

$$M_a = \frac{qa^2}{8} - M_{ap}\ ;\ \text{soit } M_a = 3.789 \text{ t.m}$$

$$M_b = \frac{qb^2}{8} - M_{ap}\ ;\ \text{soit } M_b = 3.124 \text{ t.m}$$

Moment négatif aux angles:

$$M_{app} = \frac{-q}{12}.\frac{(a^3+b^3)}{(a+b)}\ ;\ \text{soit } M_{app} = -1.39 \text{ t.m}$$

Moment vertical sur les faces :

En considérant un effet d'encastrement sur une hauteur de h/2 à partir du fond.

$$M_{max} = \frac{-qh^2}{2}\ ;\ \text{soit } M_{max} = -7.1668 \text{ t.m}$$

Avec :

$$q = \frac{1}{2}K_0\ .\gamma.\frac{h}{3}\ ;\ \text{soit } q = 0.8 \text{ t.m}$$

Calcul des armatures du radier à l'ELU :

- **A mi-travée**

$$M_u = 1.35.M_0\ ;\ \text{soit } M_u = 0.41 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}}\ ;\ \text{soit } \mu = 0.0101$$

$$\alpha = 1.25.[1-(1-2\mu)^{1/2}]\ ;\ \text{soit } \alpha = 0.0501$$

Bras de levier : z = d.(1 – 0,4α) ; soit z= 16.66 cm

Section des aciers $A_{up} = \frac{M_u}{z.f_{su}}$ = 0.72 cm^2

- **Aux appuis**

$$M_u = 1.35.M_{app}\ ;\ \text{soit } M_u = 0.12 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}}\ ;\ \text{soit } \mu = 0.0030$$

$$\alpha = 1.25.[1-(1-2\mu)^{1/2}]\ ;\ \text{soit } \alpha = 0.0148$$

Bras de levier : z = d.(1 – 0,4α) ; soit z = 16.90 cm

Section des aciers $A_{up} = \frac{M_u}{z.f_{su}}$ = 0.21 cm^2

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0{,}23.b.d.\frac{ft_{28}}{f_e}$$; soit $A_{min} = 1.64$ cm^2

Avec : b= 1 m, e= 20 cm d= 17 cm (enrobage 3 cm), f_{bu}= 141,7 bar, f_{su}= 3480 bar et f_{t28}= 2.1 bar.

Sachant que A_{min} = 1.64 cm^2, On retient A = 1.64 cm^2.

Calcul des armatures des voiles :

Armatures principales verticales :

M*u*= 1.35.M*max* + 1.5*M$_{app}$; soit Mu= 9.8376 t.m

$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}}$; soit μ = 0.2402

$\alpha = 1.25.[1-(1-2\mu)^{1/2}]$; soit α = 0.9126

Bras de levier : z = d.(1 – 0,4α) ; soit z = 10.79 cm

Section des aciers $A_u = \frac{M_u}{z.f_{su}}$ = 26.19 cm^2

Armatures horizontales :

M$_u$= 1.35.M$_{app}$; soit M$_u$= 1.88 t.m

$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}}$; soit μ =0.046

$\alpha = 1.25.[1-(1-2\mu)^{1/2}]$; soit α = 0.22

Bras de levier : z = d.(1 – 0,4α) ; soit z = 15.51 cm

Section des aciers $A_u = \frac{M_u}{z.f_{su}}$ = 3.49 cm^2

Sachant que A_{min} = 1.64 cm^2, on retient **A= 3.49 cm^2**

Le tableau récapitulant le calcul des armatures est donné ci-après :

Tableau 38 : Récapitulatif des armatures de la SR1

Partie d'ouvrage	**Radier**		**Voiles**	
Zone	**Travée**	**Appui**	**Verticale**	**Horizontale**
Mu (t.m /ml)	0,31	0,09	9.84	1,39
Section nécessaire (cm²/ml)	0.72	0,21	26,19	3,49
Section minimale (cm²/ml)	1,64	1,64	1,64	1,64
Section retenue (cm²/ml	1,64	1,64	26,19	3,49
Pour la fosse principale				
Barres principales	**5 HA8**	**5 HA8**	**7 HA14**	
Espacement	e=20 cm	e=20 cm	e=15 cm	
Barres de répartition choisies/ml	**5 HA8**	**5 HA8**		**5 HA10**
	e=20 cm	e=20 cm		e=15 cm

5.4.3.4.2 Dimensionnement de l'ouvrage SR2

Pour SR2, nous considérons les dimensions suivantes :

- a = 2 m
- b = 1,7 m
- h = 2,34 m
- e = 0,2 m

Efforts et sollicitation au niveau de radier :

Poids propre du radier : PR = 0.5 t/m^2

Poids propre parois PP = 0.5 t/m^2

Effort ultime repris par le plancher G = 1 t/m^2

Moment à mi travée : M_o = 0.85 M_a = 0.307 t/m.

Moment sur appui : M_{app} = 0.25 M_o = 0.090 t/m.

Efforts et sollicitations au niveau des voiles :

Moments positifs sur les faces :

$$M_a = \frac{qa^2}{8} - M_{ap} \text{ ; soit } M_a = 1.478 \text{ t.m}$$

$$M_b = \frac{qb^2}{8} - M_{ap} \text{ ; soit } M_b = 1.218 \text{ t.m}$$

Moment négatif aux angles:

$$M_{app} = \frac{-q}{12} . \frac{(a^3+b^3)}{(a+b)} \text{ ; soit } M_{app} = -0.4263 \text{ t.m}$$

Moment vertical sur les faces :

En considérant un effet d'encastrement sur une hauteur de h/2 à partir du fond.

$$M_{max} = \frac{-qh^2}{2} \text{ ; soit } M_{max} = -0.4263 \text{ t.m}$$

Avec :

$$q = \frac{1}{2} K_0 . \gamma . \frac{h}{3} \text{ ; soit q= 0.3114 t.m}$$

Calcul des armatures du radier à l'ELU :

- **A mi-travée**

$$M_u = 1.35. M_0 \text{ ; soit } M_u = 0.41 \text{ t. m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}} \text{ ; soit } \mu = 0.0101$$

$$\alpha = 1.25.[1 - (1 - 2\mu)^{1/2}] \text{ ; soit } \alpha = 0.0501$$

Bras de levier : z = d.(1 – 0,4α) ; soit z = 16.66 cm

Section des aciers $A_{up} = \frac{M_u}{z.f_{su}}$ = 0.72 cm^2

- **Aux appuis**

$$M_u = 1.35.M_{app} \text{ ; soit } M_u = 0.12 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}} \text{ ; soit } \mu = 0.0030$$

$$\alpha = 1.25.[1 - (1 - 2\mu)^{1/2}] \text{ ; soit } \alpha = 0.0148$$

Bras de levier : z = d.(1 – 0,4α) ; soit z = 16.90 cm

Section des aciers $A_{up} = \frac{M_u}{z.f_{su}}$ = 0.21 cm^2

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0{,}23.b.d.\frac{ft_{28}}{f_e} \text{ ; soit } A_{min} = 1.64 \text{ cm}^2$$

Avec : b= 1 m, e= 20 cm d= 17 cm (enrobage 3 cm), f_{bu}= 141,7 bar, f_{su}= 3480 bar et f_{t28}= 2.1 bar.

Sachant que A_{min} = 1.64 cm^2, On retient A = 1.64 cm^2.

Calcul des armatures des voiles :

Armatures principales verticales :

M*u*= 1.35.M*max* + 1.5*M$_{app}$; soit Mu= 0.7110 t.m

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}} \text{ ; soit } \mu = 0.0174$$

$$\alpha = 1.25.[1 - (1 - 2\mu)^{1/2}] \text{ ; soit } \alpha = 0.0853$$

Bras de levier : z = d.(1 – 0,4α) ; soit z = 16.42 cm

Section des aciers $A_u = \frac{M_u}{z.f_{su}}$ = 1.29 cm^2

Sachant que A_{min} = 1.64 cm^2, On retient A = 1.64 cm^2.

Armatures horizontales :

M$_u$= 1.35.M$_{app}$; soit M$_u$= 0.73 t.m

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}} \text{ ; soit } \mu = 0.0179$$

$$\alpha = 1.25.[1 - (1 - 2\mu)^{1/2}] \text{ ; soit } \alpha = 0.088$$

Bras de levier : z = d.(1 – 0,4α) ; soit z = 16.40 cm

Section des aciers $A_u = \frac{M_u}{z.f_{su}}$ = 1.29 cm^2

Sachant que A_{min} = 1.64 cm^2, on retient **A= 1.64 cm^2**

Le tableau récapitulant le calcul des armatures est donné ci-après :

Tableau 39 : Récapitulatif des armatures de la SR2

Partie d'ouvrage	Radier		Voiles	
Zone	**Travée**	**Appui**	**Verticale**	**Horizontale**
Mu (t.m /ml)	0,31	0,09	0,71	0,54
Section nécessaire (cm²/ml)	0.72	0,21	1,24	1,29
Section minimale (cm²/ml)	1,64	1,64	1,64	1,64
Section retenue (cm²/ml	1,64	1,64	1,64	1,64
Pour la fosse principale				
Barres principales	**5 HA8**	**5 HA8**	**5 HA8**	
Espacement	e=20 cm	e=20 cm	e=20 cm	
Barres de répartition choisies/ml	**5 HA8**	**5 HA8**		**5 HA8**
	e=20 cm	e=20 cm		e=20 cm

5.4.3.4.3 Dimensionnement de l'ouvrage SR3

Pour SR3, nous considérons les dimensions suivantes :

- a = 2 m
- b = 1,7 m
- h = 2,7 m
- e = 0,2 m

Efforts et sollicitation au niveau de radier :

Poids propre du radier : PR = 0.5 t/m^2

Poids propre parois PP = 0.5 t/m^2

Effort ultime repris par le plancher G = 1 t/m^2

Moment à mi travée : $M_o = 0.85\ M_a$ = 0.307 t/m.

Moment sur appui : $M_{app} = 0.25\ M_o$ = 0.090 t/m.

Efforts et sollicitations au niveau des voiles :

Moments positifs sur les faces :

$$M_a = \frac{qa^2}{8} - M_{ap}\ ;\ \text{soit } M_a = 0.246 \text{ t.m}$$

$$M_b = \frac{qb^2}{8} - M_{ap}\ ;\ \text{soit } M_b = 0.203 \text{ t.m}$$

Moment négatif aux angles:

$$M_{app} = \frac{-q}{12}.\frac{(a^3+b^3)}{(a+b)}\ ;\ \text{soit } M_{app} = -0.091 \text{ t.m}$$

Moment vertical sur les faces :

En considérant un effet d'encastrement sur une hauteur de h/2 à partir du fond.

$$M_{max} = \frac{-qh^2}{2}\ ;\ \text{soit } M_{max} = -0.426 \text{ t.m}$$

Avec :

$$q = \frac{1}{2} K_0 . \gamma . \frac{h}{3}$$; soit q= 0.3114 t.m

Calcul des armatures du radier à l'ELU :

- **A mi-travée**

$$M_u = 1.35. M_0$$; soit $M_u = 0.41$ t. m

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}}$$; soit μ =0.0101

$$\alpha = 1.25.[1 - (1 - 2\mu)^{1/2}]$$; soit α = 0. 0501

Bras de levier : z = d.(1 – 0,4α) ; soit z= 16.66 cm

Section des aciers $A_{up} = \frac{M_u}{z.f_{su}}$ = 0.72 cm^2

- **Aux appuis**

$$M_u = 1.35. M_{app}$$; soit $M_u = 0.12$ t. m

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}}$$; soit μ = 0.0030

$$\alpha = 1.25.[1 - (1 - 2\mu)^{1/2}]$$; soit α = 0.0148

Bras de levier : z = d.(1 – 0,4α) ; soit z = 16.90 cm

Section des aciers $A_{up} = \frac{M_u}{z.f_{su}}$ = 0.21 cm^2

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0{,}23.b.d.\frac{ft_{28}}{f_e}$$; soit $A_{min} = 1.64$ cm^2

Avec : b= 1 m, e= 20 cm d= 17 cm (enrobage 3 cm), f_{bu}= 141,7 bar, f_{su}= 3480 bar et f_{t28}= 2.1 bar.

Sachant que A_{min} = 1.64 cm^2, On retient A = 1.64 cm^2.

Calcul des armatures des voiles :

Armatures principales verticales :

M*u*= 1.35.M*max* + 1.5*M$_{app}$; soit Mu= 0.7110 t.m

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}}$$; soit μ = 0.0174

$$\alpha = 1.25.[1 - (1 - 2\mu)^{1/2}]$$; soit α = 0.0853

Bras de levier : z = d.(1 – 0,4α) ; soit z = 16.42 cm

Section des aciers $A_u = \frac{M_u}{z.f_{su}}$ = 1.24 cm^2

Sachant que A_{min} = 1.64 cm^2, On retient A = 1.64 cm^2.

Armatures horizontales :

M_u= 1.35.M_{app} ; soit M_u= 0.73 t.m

$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}}$; soit μ =0.0179

$\alpha = 1.25.[1-(1-2\mu)^{1/2}]$; soit α = 0.088

Bras de levier : z = d.(1 – 0,4α) ; soit z = 16.40 cm

Section des aciers $A_u = \frac{M_u}{z.f_{su}}$ = 1.29 cm^2

Sachant que A_{min} = 1.64 cm^2, on retient **A= 1.64 cm^2**

Le tableau récapitulant le calcul des armatures est donné ci-après :

Tableau 40 : Récapitulatif des armatures de la SR3

Partie d'ouvrage	Radier		Voiles	
Zone	**Travée**	**Appui**	**Verticale**	**Horizontale**
Mu (t.m /ml)	0,31	0,09	0,71	0,54
Section nécessaire (cm²/ml)	0.72	0,21	1,24	1,29
Section minimale (cm²/ml)	1,64	1,64	1,64	1,64
Section retenue (cm²/ml	1,64	1,64	1,64	1,64
Pour la fosse principale				
Barres principales	**5 HA8**	**5 HA8**	**5 HA8**	
Espacement	e=20 cm	e=20 cm	e=20 cm	
Barres de répartition choisies/ml	**5 HA8**	**5 HA8**		**5 HA8**
	e=20 cm	e=20 cm		e=20 cm

5.5 Pathologie du béton des STEP

5.5.1 Fissuration du béton

La principale pathologie des bassins est la fissuration de la structure qui peut avoir de nombreuses origines. La première concerne le retrait du béton. Malgré les précautions prises lors du coulage et la prise en compte du phénomène dans les calculs, il peut y avoir création de microfissures. Ce phénomène concerne principalement les radiers.

Des fissures peuvent aussi apparaître à la suite d'un choc thermique lors d'un remplissage trop rapide d'un ouvrage. Bien que le gradient thermique soit pris en compte dans le dimensionnement des ouvrages, un remplissage brutal peut créer un gradient thermique non linéaire au travers de la paroi. Or le calcul prend en compte un gradient linéaire. Cette différence peut engendrer des contraintes supérieures à celles prises en compte.

La conséquence principale de la fissuration est la perte d'étanchéité de l'ouvrage et la mise en péril de la structure par la corrosion des armatures. Les méthodes de réparations qui sont coûteuses consistent à recréer une étanchéité par un système rapporté type cuvelage.

5.5.2 Attaques du béton

Les attaques du béton sont nombreuses pour les ouvrages d'assainissement. Les dégradations liées aux matériaux sont les plus représentatifs. La durabilité des bétons en STEP est donc un facteur très important lors de la conception.

- *Mécanisme de dégradation du béton :*

Les réseaux d'assainissement et les STEP sont des milieux riches en hydrogène sulfuré. Ce dégagement de gaz a pour origine la décomposition en milieu anaérobie des composés du soufre contenus dans les effluents. La réduction de ces composés est due à l'action des bactéries sulfato-réductrices qui en consommant de l'hydrogène rejettent de l'acide sulfurique (H_2SO_4). Tous les matériaux à base de liants hydrauliques calcitiques sont sensibles au contact des acides. D'une part, l'attaque se traduit par la dégradation du béton suite à la dissolution des composés calciques de la pâte ciment ainsi le béton perd sa cohésion et d'autre part, la réaction sulfatique produit des minéraux à caractère expansif tel que le gypse qui accentue par son expansion la désagrégation du béton. Notons toutefois que le phénomène se produit dans les parties émergées des ouvrages. Le phénomène est d'autant plus fort que la température est élevée et que le milieu est humide et peu ventilé. L'ensemble des ouvrages ne sera pas soumis à ce risque de la même façon.

- *Choix des bétons*

Pour remédier à ces phénomènes, il est conseillé de s'orienter vers des bétons à base de ciments avec ajouts de cendres volantes ou de laitier dont la teneur en composé calcitique est réduite. Concernant la formulation, la teneur en ciment doit être augmentée et le rapport E/C (Eau / Ciment) doit être réduit au maximum.

5.5.3 Corrosion des métaux par effets de piles

Cet effet est lié à la salinité de l'eau et à la présence de différents métaux dans les bassins. Les métaux se situent dans les équipements électromécaniques. Le risque est la destruction des équipements et l'attaque des armatures en cas de fissures ou de mauvais enrobages.

6. PRINCIPALES MODALITÉS PARTICULIÈRES D'EXÉCUTION

6.1 Travaux de pose de canalisations

La scarification du revêtement entre les regards sera limitée à la largeur de la tranchée nécessaire pour la pose des tuyaux. Le revêtement peut être soit du type bitumeux, en béton ou carrelage soit de béton. Les tuyaux posés et les déblais non utilisables seront transportés sur un terrain indiqué par le Maître d'Ouvrage. L'ouverture pour les regards doit être nettoyée et préparée selon le diamètre prévu pour la canalisation. Avant la pose de la canalisation, le fond de fouille doit être nivelé et compacté à 95 % OPM. Les tuyaux sont à poser sur un lit de sable ou de gravette et à façonner selon les règles de l'art. Le remblaiement de la fouille jusqu'à la génératrice supérieure du tuyau doit être exécuté avec un compactage soigneux et avec des matériaux agrées par le Maître d'œuvre. Pour le rétablissement du revêtement de la chaussée ou des trottoirs, l'entrepreneur utilisera des matériaux de construction neuf avec les mêmes spécifications que ceux scarifiés. Au niveau des raccordements aux regards existants, ces derniers sont à réparer s'ils sont endommagés suite à la dépose ou dans le cas d'une nécessité générale. Un enduit en mortier de ciment (classe B) à l'intérieur du regard doit être exécuté sur tous les regards.

6.1.1 Exécution des terrassements en tranchée pour canalisations

Les fouilles pour ouvertures des tranchées en tout terrain, sauf rocher, seront exécutées conformément aux prescriptions suivantes. Les parois seront verticales et boisées s'il y a lieu en vue de prévenir les éboulements; les fouilles seront obligatoirement étayées à partir de 2,00 mètres de profondeur. Les largeurs minima imposées devront être constantes sur la totalité du collecteur. Les déblais excédentaires seront évacués à l'emplacement désigné par le Maître d'œuvre. Les terrassements dans le rocher en tranchées, à ciel ouvert seront exécutés exclusivement au marteau pneumatique.

La largeur de tranchés (LT) est définie comme suit :

DN ≤ 600 mm LT = Diamètre extérieur + 2 x 0,25 m.

6.1.2 Remblaiement des fouilles

Le remblaiement sera exécuté en terre tamisée jusqu'à 0,40 m au-dessus de la génératrice supérieure (remblais primaires) des canalisations ou de l'extrados de l'ovoïde, soigneusement pilonnée et arrosé. Au-dessus, le remblaiement sera exécuté par couches de 0,20 m arrosées et compactées au moyen d'engins mécaniques du type « Grenouille ».

En terrain rocheux, le fond de la tranchée sera drainé par un lit de gravette 5/25 sur 0,15 m d'épaisseur. En terrain normal, le fond de fouille recevra un lit de sable de 0,10 m d'épaisseur. Les essais de remblaiement sont définis par le Maître d'œuvre et exécutés suivant une cadence et une qualité approuvées par ses soins.

6.1.3 Fourniture et pose des canalisations circulaires

Les canalisations utilisées dans le présent projet seront en en PEHD. Avant remblaiement, il sera procédé par le maître d'œuvre à des essais effectués à la fumée ou à l'eau conformément à l'article 33 du D.G.T.A, ces essais seront effectués en présence de l'Entrepreneur et du représentant du maître d'œuvre. Si l'essai relève des fuites, l'Entrepreneur devra refaire les joints défectueux et soumettre le réseau à de nouveaux essais jusqu'à obtenir l'étanchéité parfaite.

6.1.4 Regards de visite sur égouts circulaires

Les regards de visite sur canalisations circulaires de tous diamètres seront exécutées en béton armé de la classe (B2) sans enduit intérieur et constituées par des parois de 0,15 m d'épaisseur pour des regards de profondeur inférieure ou égale à 2,5 m et de 0,20 m pour les regards de profondeur supérieure à 2,5 m. Cette épaisseur sera également appliquée aux regards de chute.

Les sections intérieures des regards de visite sur canalisations circulaires sont définies comme suit :

- Hauteur du regard de visite (RV) $\leq$ 4 m :
  - Pour conduites de DN $<$ 800 mm $\rightarrow$ Section intérieure= 1 m x 1 m.
- Hauteur du regard de visite (RV) comprise entre 4 m et 6 m (4 m $<$ Hrb $\leq$ 6 m) :
  - Pour conduites de DN $\leq$ 800 mm $\rightarrow$ Section intérieure = (1,20 x 1,20) m^2.
- Hauteur du regard de visite (RV) $>$ 6 m :
  - Pour conduites de DN $\leq$ 800 mm $\rightarrow$ Section intérieur =(1,25 x 1,25) m^2.

Les regards de visite sous chaussées seront coiffés de cadres et de tampons ronds en fonte, série lourde. Les châssis en béton armé de 1 m x 2 m supportant cadre de tampon seront préfabriqués. Les regards de visite sous trottoirs seront également coiffés de cadres et de tampons ronds en fonte ductile, série légère. Dans le cas où l'occlusion sera par des tampons en béton, la protection de ceux-ci se fera par des cadres en fer cornière.

Les dispositifs de fermeture se trouvant sous chaussées devront résister à une surcharge de 15t, ceux se trouvant sous trottoirs à une surcharge de 3 t. Les types retenus pour le présent projet correspondent aux caractéristiques suivantes :

Utilisation	Dimension hors cadre/mm	Poids total / kg
Regards sous chaussée (cadres ronds)	830	210
Regards sous trottoirs (cadres ronds)	600	100

Les tampons et cadres sous chaussées seront en fonte ductile classe D400. Les tampons et cadres sous trottoirs seront en fonte ductile classe C250.

6.1.5 Echelons et crosses de descente

Les échelons de descente dans les regards normaux seront en fer forgé galvanisé à chaud d'un diamètre de 25 mm. Leur largeur utile sera de 0,30 m. Les échelons devront être ancrés au mur des regards et espacés de 30 cm. Les crosses de descente seront en fer forgé galvanisé de diamètre 25 mm. Leur largeur utile sera de 1,20 m. Les échelons doivent être en acier galvanisé à chaud.

6.1.6 Démolitions et réfection de chaussée et trottoir

La réfection devra se faire selon les règles de l'art et selon les matériaux et revêtements initiaux. Les bordures de trottoirs et caniveaux seront disposés avec soin afin de leur repose, tout matériau endommagé par la cause de l'entrepreneur sera remis.

6.1.7 Regards borgnes

Les regards borgnes seront exécutés en béton armé de classe B2 et seront coiffés d'une dalette en béton armé (classe B2).

6.1.8 Bouches d'égout

L'avaloir sera constitué d'une bavette et d'un couronnement en béton moulé. L'intérieur de la cheminée recevra un enduit étanche dosé 500 kg de ciment. Les bouches d'égout à avaloir seront coiffées avec un cadre et tampons en fonte ductile classe C 250. Les bouches d'égout à grille auront un couronnement en fonte ductile classe D 400.

Les bouches d'égout à avaloir et à grille seront équipées d'appareil siphoïde. Le béton des regards à avaloirs et à grille sera de classe B2.

6.1.9 Branchements particuliers

Les branchements particuliers raccordant les fosses réceptrices aux regards borgnes ou aux regards de visite, seront exécutés en canalisations (PVC) d'un diamètre intérieur de 0,20 mètre. La pente de ces branchements devra être impérativement égale ou supérieure à 1.5% à partir du radier de la fosse réceptrice.

6.2 Travaux STEP

6.2.1 Travaux de terrassements et réalisation des bassins

6.2.1.1 Implantation - Nivellement - Piquetage

Les travaux d'implantation seront soumis à l'approbation du Maître d'Ouvrage. Le rattachement aux repères NGM devra se faire par un géomètre qualifié sous les responsabilités de l'Entrepreneur.

6.2.1.2 Exécution des déblais et fouilles

Cette phase des travaux intervient après le dégagement des emprises y compris l'enlèvement de la terre végétale. Les déblais sont exécutés dans toutes natures de terrain (même rocheux) jusqu'à obtention de la côte indiquée sur les plans. Les fouilles, exécutées dans toutes natures de terrain (même rocheux) seront descendues jusqu'au bon sol. Les fouilles en pleine masse, puits ou rigoles seront faites avec le plus grand soin. Les parements bien dressés, les fonds des déblais et tranchées de niveau seront dressés, bien réglés et pilonnés suivant le besoin.

6.2.1.3 Réglage et compactage de la plate-forme en déblai

Le réglage et le compactage de la plate-forme et des talus en déblai devront permettre d'obtenir les prescriptions définies par le maître d'ouvrage. Le contrôle du compactage sera effectué dans les endroits désignés par le Maître d'Œuvre à l'aide de la mesure de la compacité en place obtenue par l'emploi d'un Densimètre.

6.2.1.4 Exécution des remblais

Cette phase des travaux intervient après le dégagement des emprises y compris enlèvement de la terre végétale, dessouchage et remblaiement des fouilles correspondantes.

6.2.1.5 Préparation des terrains sous remblais

Les terrains sous remblais doivent être nettoyés de tous matériaux ou matières organiques risquant de se décomposer et de compromettre la tenue ultérieure des remblais.

6.2.1.6 Évacuation des eaux

Pendant l'exécution des déblais, l'Entrepreneur est tenu de conduire les travaux de manière à éviter que les fouilles, la forme ou les matériaux de déblais à utiliser en remblais, ne soient détrempés ou dégradés par les eaux de pluies. Il doit à cet effet maintenir une pente suffisante à la surface des déblais et exécuter en temps utile les soignées, rigoles fossés et ouvrages provisoires nécessaires à l'évacuation des eaux hors des tranchées.
L'Entrepreneur doit en particulier prévoir les fossés d'évacuation des eaux qui peuvent être nécessaires pour réaliser un assainissement convenable, et assurer la protection des ouvrages pour toute la durée des travaux.

6.2.1.7 Exécution des bassins

a. Préparation du béton

La préparation du béton se fera selon les définitions du D.G.A (Devis Général d'Architecture) et conformément aux spécifications du DTU N°21.

En cas d'utilisation de béton prêt à l'emploi, préparé en usine, le béton devra être conforme aux normes NM 10.01.F.030.

Les bétons sont définis par leurs classes de résistance, fonction de la contrainte de compression caractéristique mesurée à 28 jours sur cylindre :

- Béton classe B2 : 270 bars
- Béton classe B3 : 230 bars
- Béton classe B4 : 180 bars
- Béton classe B5 : 130 bars

b. Aciers à béton

Avant leur mise en place, les armatures (et tous leurs supports métalliques) seront nettoyés pour éliminer les traces de béton, de poussières diverses, de graisse et tout autre matière néfaste. Les plaques de rouille ou de calamine qui pourront s'enlever par brossage énergique seront considérées comme néfastes. Après leur mise en place, les armatures seront maintenues propres jusqu'à l'enrobage complet. Les armatures seront placées avec précision et maintenues solidement de façon à ne pouvoir bouger lors du bétonnage ; on s'attachera tout spécialement à éviter de déplacer des armatures du béton déjà coulé. Des chevalets, suspentes, épingles métalliques, cales en béton, ou tout autre système acceptable, pourront être utilisés à cet effet. Toutes les ligatures en fil de fer se termineront du côté de la masse du béton et ne devront pas pointer vers les parements.

Les tolérances pour la mise en place des armatures sont les suivantes sauf exception bien précisée :

- 2 cm pour l'espacement entre deux barres voisines, ou pour la distance totale entre deux barres séparées par d'autres.
- 1 cm pour la distance aux parements.

c. Coffrage

En règle générale, les parements vus des ouvrages en béton ne reçoivent ni enduits ni chapes. Tous les coffrages seront soigneusement étudiés et construits avec des joints garantis étanchés. Ils seront rigides et suffisamment étayés pour éviter toute déformation et toute fuite de mortier ou de laitance pendant la construction. Ils seront conçus de façon à pouvoir être aisément enlevés lors du décoffrage, sans dommage pour le béton. La surface intérieure des coffrages de parement sera traitée avec un produit l'empêchant d'adhérer au béton. Ce produit ne devra ni tâcher ni colorer le parement. Tous les coffrages seront implantés correctement, et toute trace de sciure ou de matériau étranger sera

soigneusement enlevée avant le bétonnage ; si nécessaire, on prévoira dans les panneaux des ouvertures provisoires à cet effet. Si on doit bétonner à plus de 20° sur l'horizontale, la face supérieure sera coffrée de façon à assurer un serrage correct, à moins de précision contraire. Les coffrages pour parements fins doivent permettre de réaliser des parements d'aspect soigné, parfaitement dressés et sans irrégularités. Pour obtenir ce résultat, ils doivent être réalisés soit en planches bouvetées ou rabotées, soit en feuilles de contreplaqué ou de produit synthétique, soit en tôles bien dressées, ou par tout autre dispositif agrée par le Maître de l'Ouvrage. Le système de joint entre éléments doit être tel qu'il ne permet pas la sortie du lait de ciment lors du bétonnage. Ce système sera proposé par l'Entrepreneur à l'approbation du Maître de l'Ouvrage.

d. Joints étanches de dilatation et de rupture

i. Joint de dilatation pour mur et radier :

Il se compose :

- D'une plaque en produit synthétique non organique, collée sur une des faces du béton. Ce produit sera étanche et n'absorbera d'aucune façon l'eau ;
- D'un joint profilé en caoutchouc du type Waterstop ou similaire formant la fermeture du joint (rainure largeur 20 mm, profondeur 15 mm) ;
- D'un produit plastique noir ou gris fermant le joint sur les fronts de l'ouvrage ;
- D'un simple ou double cornière en laiton faisant fermeture du joint au niveau des sols.

ii. Joint de rupture complet (avec arrêt des armatures)

Pour mur et radier. La composition du joint est la même que celle des joints de dilatation à une exception près : la plaque de produit synthétique est supprimée et le deuxième béton coule directement contre le premier.

iii. Joint de rupture partiel (armatures continues)

Pour radier. Le joint se compose uniquement d'un enduit anti-adhésif et d'une fermeture dans la partie supérieure du radier par un produit plastique noir ou gris.

Conclusion

La problématique de l'assainissement liquide au Maroc a fait l'objet en 2006 d'une étude intitulée « Plan National d'Assainissement liquide (PNA) ». Parmi les contraintes de la mise en place de ce plan, l'absence d'un modèle d'assainissement en milieu rural en termes de : mode de gestion de tarification et de synergie urbain/rural. En 2017, le Ministère de l'Intérieur Marocain a finalisé l'étude du Plan National d'Assainissement Rural pour permettre la concrétisation des grandes et nouvelles orientations en matière d'assainissement rural sur le terrain et rattraper le grand retard de ce secteur. La présente étude s'inscrit dans le cadre des recommandations de ce plan et a pour objet d'assurer la collecte et l'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales et leur rejet dans les exutoires naturels sous des modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement. Le cas présenté dans ce rapport et relatif à un centre rural marocain, constitue un modèle d'étude technique d'assainissement rural au Maroc.

Positionnement de l'étude :

Le PNAR 2017 préconise pour le rural marocain le recours au système collectif ou semi collectif avec une épuration moyennant le lagunage (Aéré ou non), la Fosse septique puis Filtre planté ou Filtre à sable, la Fosse septique puis Lits d'infiltration ou uniquement la Fosse septique accompagnée du Puits d'infiltration pour le cas d'un système autonome.

Principe de l'étude :

Sachant que les systèmes d'assainissement précités présentent des formes géométriques spécifiques qui sont soumis à des conditions d'exploitation très agressives, il s'agit donc de définir les actions à mener pour fiabiliser les ouvrages et les protéger de dégradations prématurées. Pour ce faire, l'étude fait ressortir trois principales étapes à savoir la conception suite à l'analyse détaillée des données et documents de base, le dimensionnement des ouvrages selon la réglementation en vigueur et la définition des conditions de réalisation. Ainsi, les éléments de dimensionnement pour chaque type d'ouvrage pour une STEP type lagunage (Bassin anaérobie, Dessableur, Répartiteur, Station de relevage…) sont définis en tenant compte des conditions hydrauliques, de l'interaction sol-structures, des contraintes règlementaires, des différentes méthodes de calculs

(manuelles et /ou avec l'usage de logiciels adéquats) et de l'influence de l'ensemble des paramètres sur les ouvrages.

Résultats de dimensionnement :

Concernant le volet hydraulique, les résultats de calcul de dimensionnement des collecteurs et des ouvrages d'assainissement sont obtenus conformément aux normes et réglementation en vigueur (Instruction technique relative aux réseaux d'assainissement, Guides d'assainissement ONNE et Régies Maroc…) et ce pour l'horizon 2040 afin d'éviter d'avoir à procéder à leur remplacement dans un court délai par rapport à leur durée de vie utile.

Concernant le volet Civil et suite aux discussions avec l'ONEE- Branche Eau, il a été recommandé d'orienter le choix des ouvrages de la STEP type lagunage naturel notamment le bassin anaérobie vers un ouvrage en béton armé dans la perspective d'une transformation en lagunage aéré. A cet effet, ce choix a orienté l'étude en englobant les deux volets hydraulique et Génie Civil. Elle constitue par conséquent une nouveauté sur le plan national marocain pour la mission d'un bureau de conseil. Ainsi, les résultats sont obtenus en effectuant les calculs aux états limites (ELU : Etat Limite Ultime, ELS : Etat Limite de Service) conformément au fascicule 74 et le BAEL91 révisé en 1999

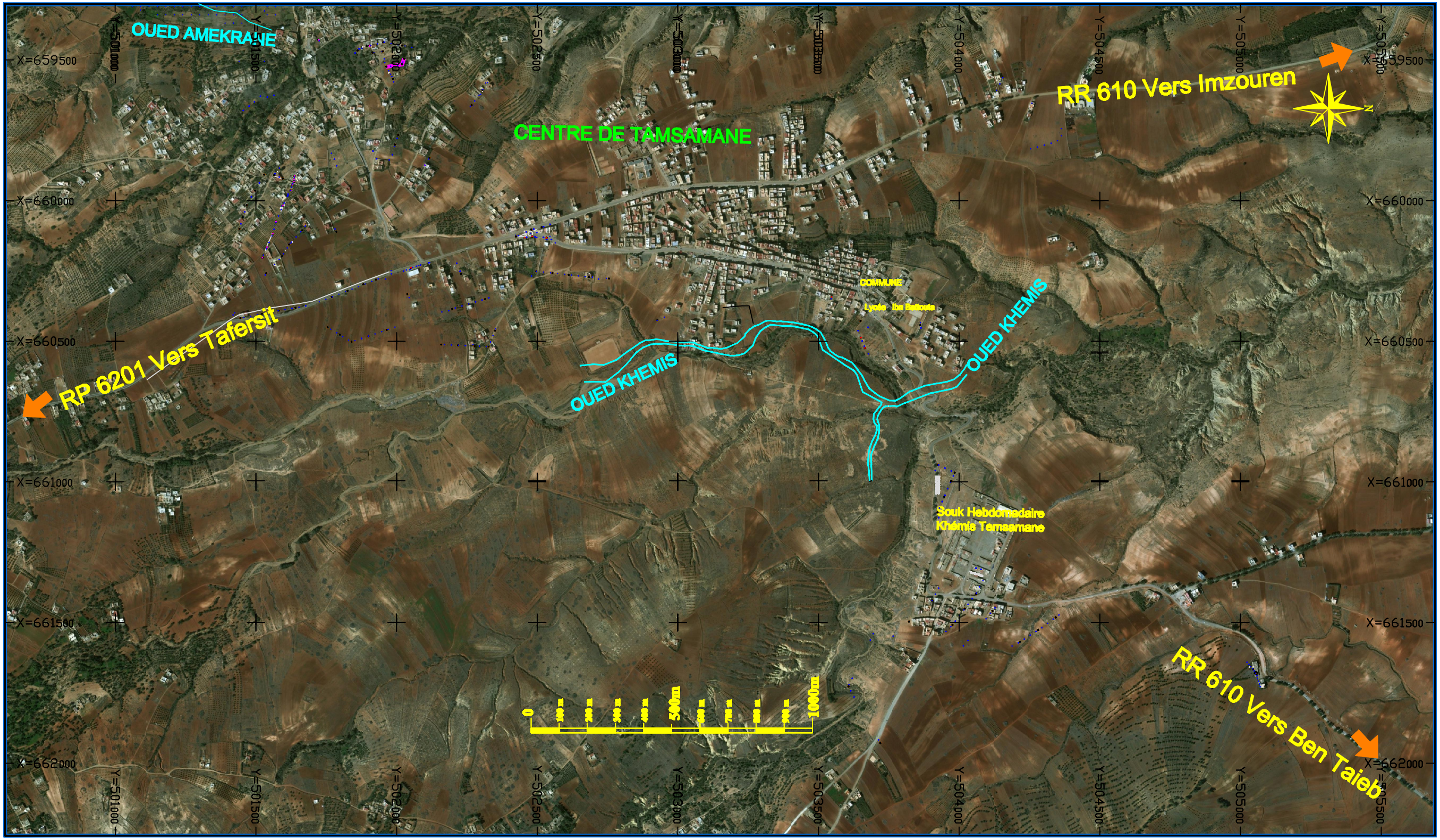
BIBLIOGRAPHIE :

1) BOURRIER, R. *Les réseaux d'assainissement: Calcul. Applications. Perspectives* (éd. TEC & DOC).
2) Bourrier, R., Satin, M., & Selmi, B. (2010). *Guide technique de l'assainissement* (éd. France: Le Moniteur).
3) Bayon, R. (2006). *VRD, Terrassement, Espaces Verts.* Paris: Eyrolles.
4) Pescod, M. B. (2004). Wastewater treatment and use in agriculture. FAO, Rome, Italy.
5) Bassompierre, C. (2007). Procédé à boues activées pour le traitement d'effluents papetiers: de la conception d'un pilote à la validation de modèles. Thèse pour l'obtention du grade de docteur de l'INP Grenoble., Institut National Polytechnique de Grenoble.
6) Tilley, E., Lüthi, C., Morel, A., Zurbrügg, C., & Schertenleib, R. (2009). Compendium des systèmes et technologies d'assainissement (éd. EAWAG Sandec).
7) Étude de l'élaboration des plans types des ouvrages d'assainissement : mission II-Office National de l'Electricité et de l'Eau Potable-Branche Eau (ONEE-BE)-2018.
8) Groupement de Bureaux d'Etudes BRLI- GERSAR/ADI, 2010, les Etudes du Plan Directeur d'Assainissement de la ville d'Oujda.
9) Bruno Tassin, 2009, MISEA, Evolution du service de l'eau et de l'assainissement Recherche et développement.
10) Guide technique de l'assainissement (3ème édition): Marc Satin et Béchir Selmi.
11) Guide technique des travaux d'assainissement des lotissements et des ensembles immobiliers- Version Janvier 2006.

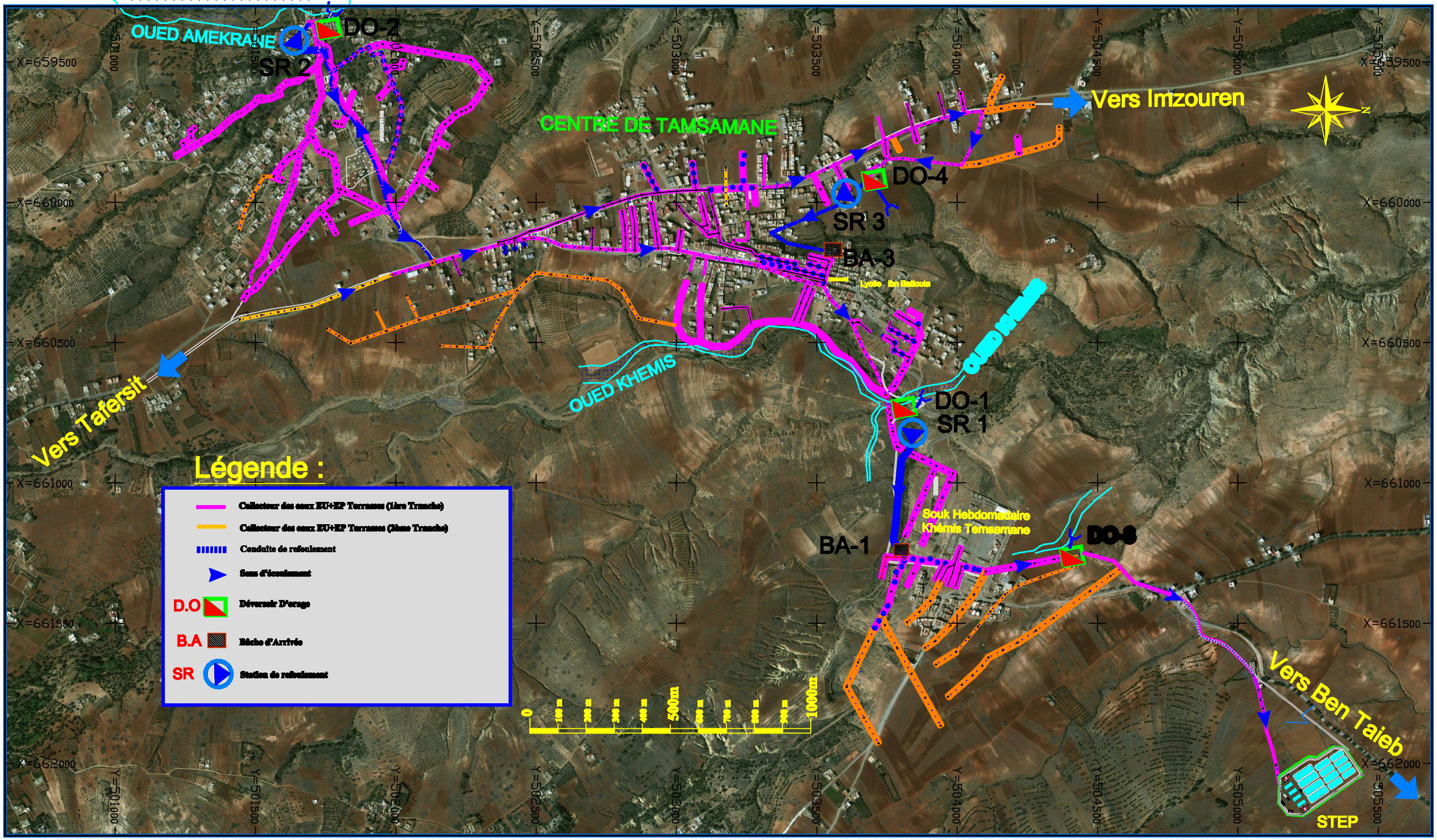
ANNEXE

PIECES DESSINEES

N° Plan	Désignation
1	➢ PLAN DE SITUATION
1 bis	➢ PLAN DE MASSE
2	➢ TRACE EN PLAN DES BASSINS VERSANTS ET DU RESEAU DES EP – VOIRIES ➢ CENTRE TEMSAMANE ET DOUAR BNI MLIKCHEN
3	➢ TRACE EN PLAN DES BASSINS VERSANTS ET DU RESEAU DES EP – VOIRIES ➢ SOUK TEMSAMANE
3 bis	➢ PLAN DE MASSE DE LA STEP
4	➢ PLAN DE COFFRAGE DU DESSABLEUR (Plan et détail)
5	➢ PLAN DE FERRAILLAGE DU DESSABLEUR (Plan et détail)
6	➢ PLAN DE COFFRAGE DES REPARTITEURS REP 1 et REP 2
7	➢ PLAN DE FERRAILLAGE DES REPARTITEURS REP 1 et REP 2
8	➢ PLAN DE COFFRAGE DU BASSIN ANAEROBIE
9	➢ PLAN DE FERRAILLAGE DU BASSIN ANAEROBIE
10	➢ PLAN D'ENSEMBLE DE LA STATION DE POMPAGE SR 1
11	➢ PLAN DE FERRAILLAGE DE LA STATION DE POMPAGE SR 1
12	➢ PLAN D'ENSEMBLE DE LA STATION DE POMPAGE SR 2
13	➢ PLAN DE FERRAILLAGE DE LA STATION DE POMPAGE SR 2
14	➢ PLAN D'ENSEMBLE DE LA STATION DE POMPAGE SR 3
15	➢ PLAN DE FERRAILLAGE DE LA STATION DE POMPAGE SR 3



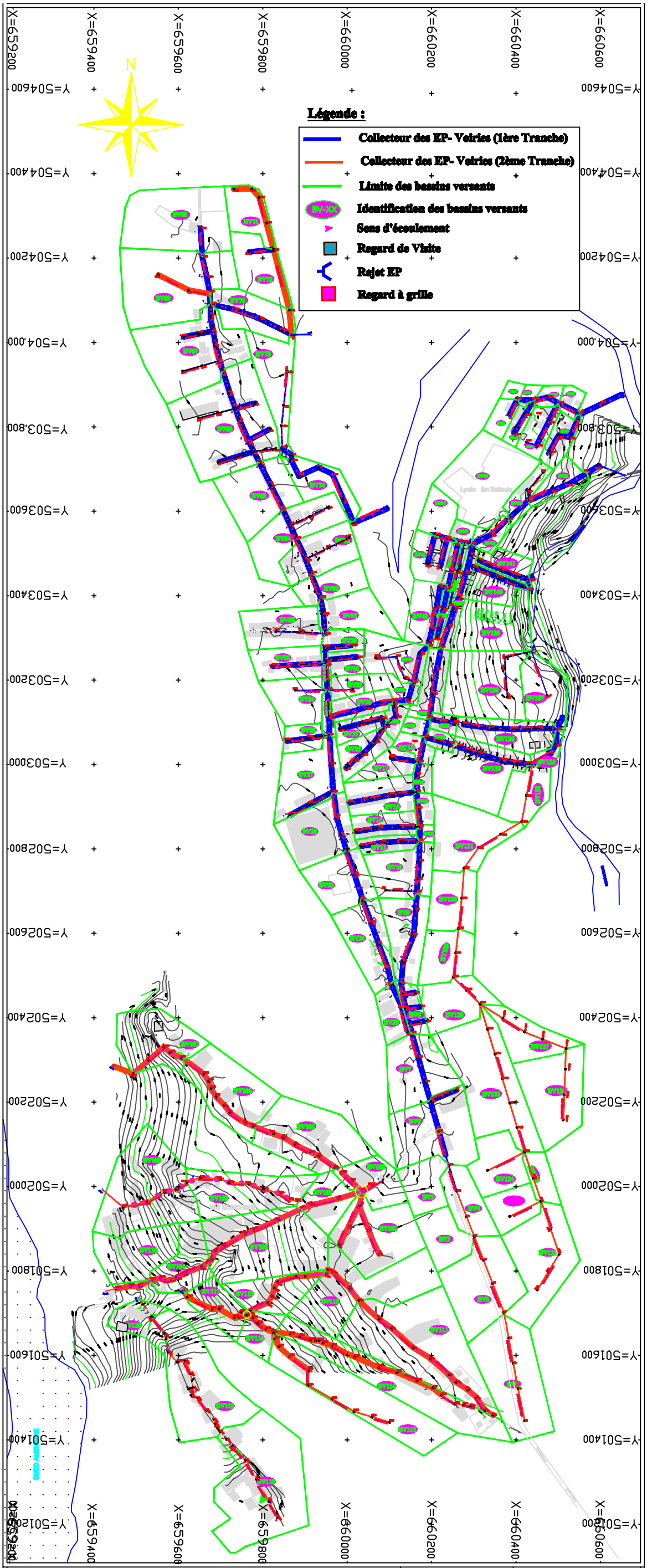
	ETUDE D'ASSAINISSEMENT RURAL DU CENTRE DE TEMSAMANE PROVINCE DE DRIOUCH - ROYAUME DU MAROC	VERSION :	FIGURE : N° 1
		ECHELLE :	
	PLAN DE SITUATION	IDENTIFICATION :	



ETUDE D'ASSAINISSEMENT RURAL DU CENTRE DE TEMSAMANE
PROVINCE DE DRIOUCH - ROYAUME DU MAROC

PLAN DE MASSE

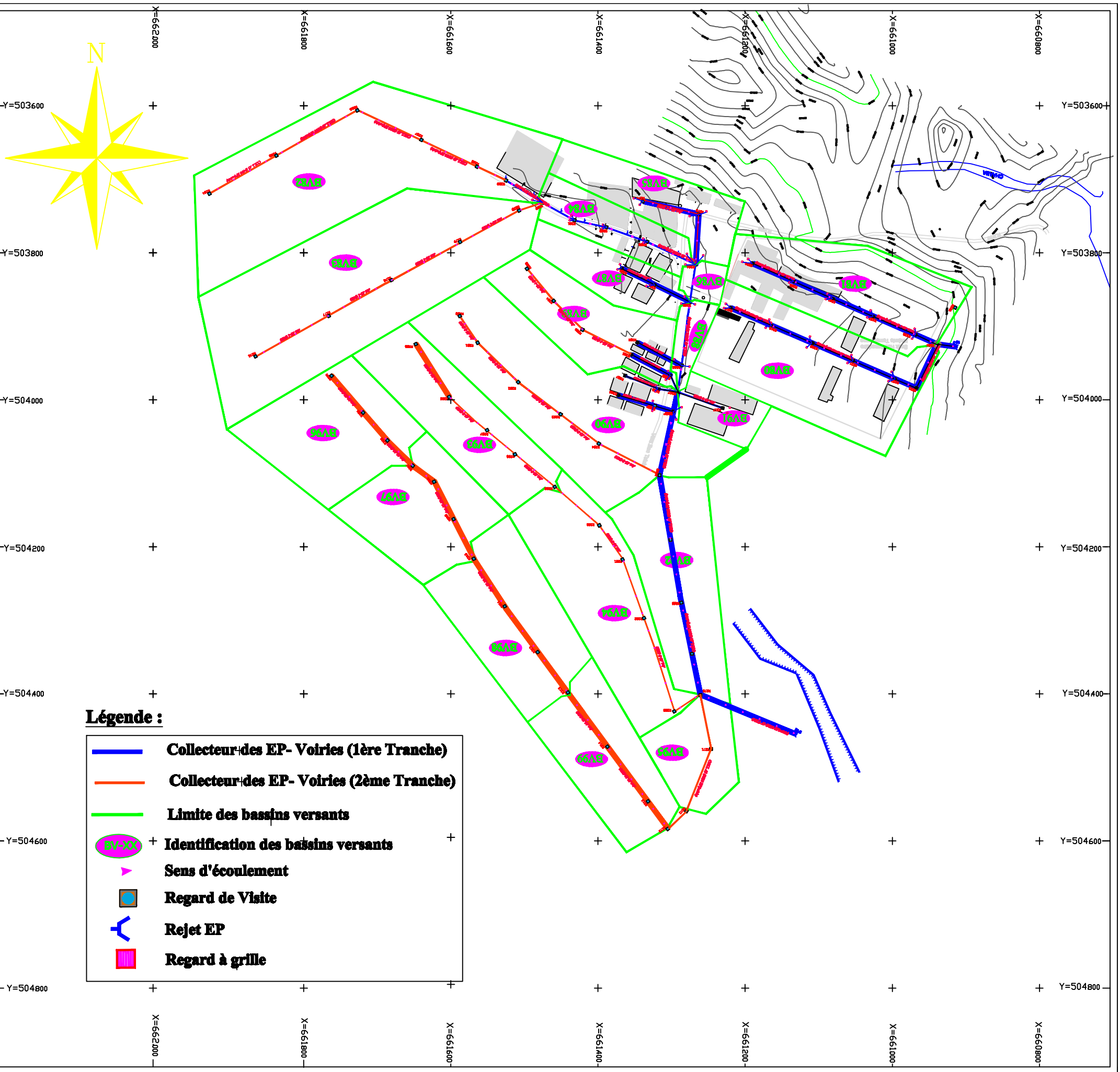
VERSION :	FIGURE : N° 1bis
ECHELLE :	
IDENTIFICATION :	



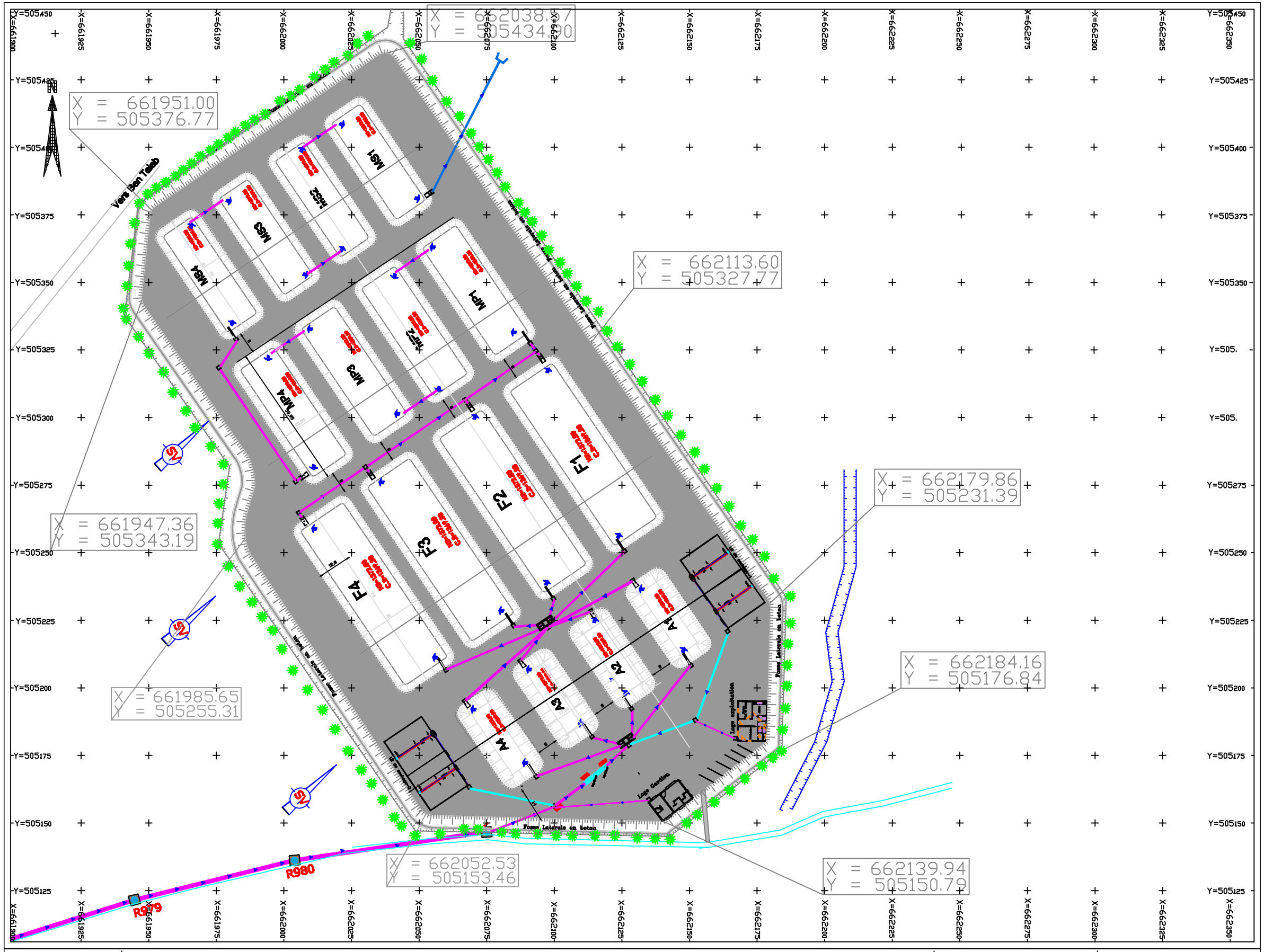
ETUDE D'ASSAINISSEMENT RURAL DU CENTRE DE TEMSAMANE
PROVINCE DE DRIOUCH - ROYAUME DU MAROC

TRACE EN PLAN DES BASSINS VERSANTS ET DU RESEAU DES EAUX PLUVIALES - VOIRIES
Centre TEMSAMANE et Douar BNI MLIKCHEN

VERSION :	FIGURE : N° 2
ECHELLE :	DATE :
IDENTIFICATION :	



	ETUDE D'ASSAINISSEMENT RURAL DU CENTRE DE TEMSAMANE **PROVINCE DE DRIOUCH - ROYAUME DU MAROC**	**VERSION :**	**FIGURE : N° 3**
		ECHELLE :	**DATE :**
	TRACE EN PLAN DES BASSINS VERSANTS ET DU RESEAU DES EAUX PLUVIALES - VOIRIES **Souk TEMSAMANE**	**IDENTIFICATION :**	

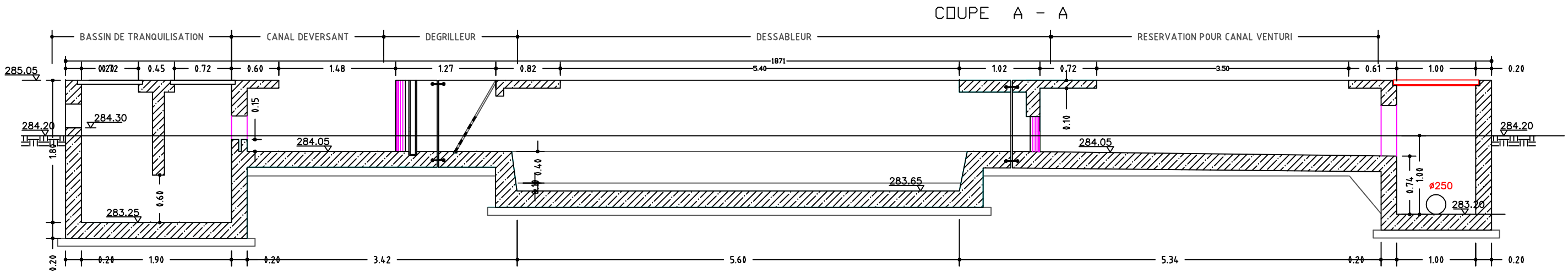


ETUDE D'ASSAINISSEMENT RURAL DU CENTRE DE TEMSAMANE
PROVINCE DE DRIOUCH - ROYAUME DU MAROC

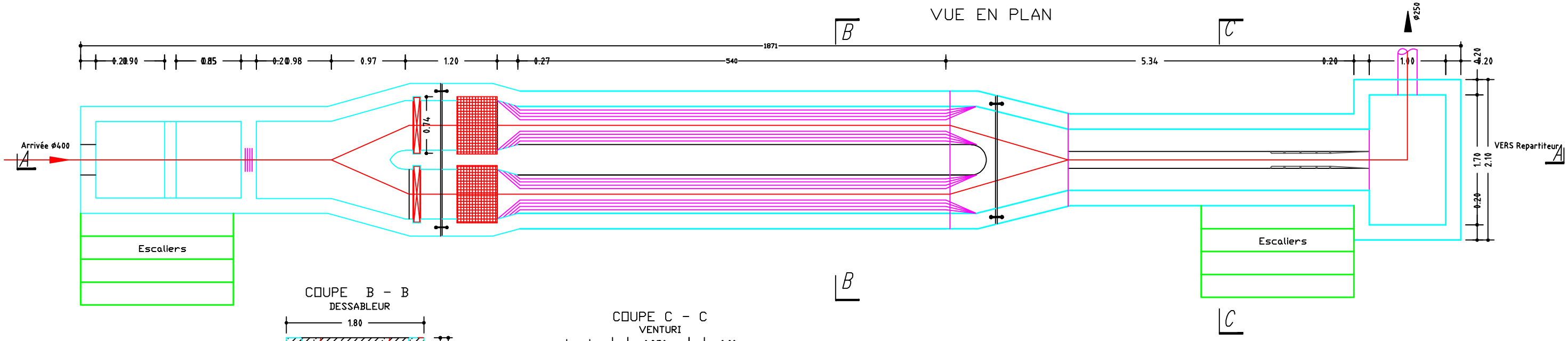
VERSION :	FIGURE : N° 3bis
ECHELLE :	
IDENTIFICATION :	

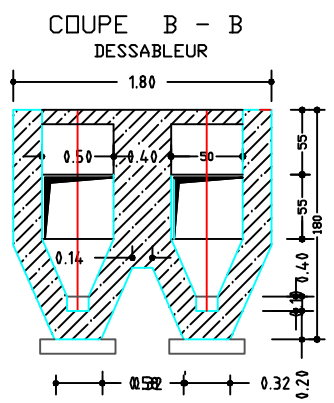
PLAN DE MASSE DE LA STEP

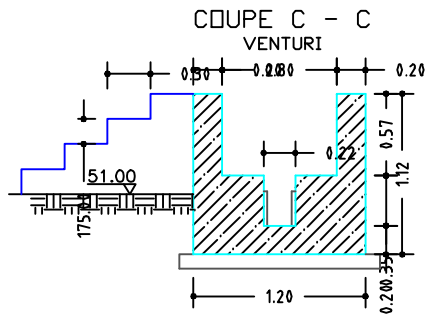
COUPE A-A



VUE EN PLAN







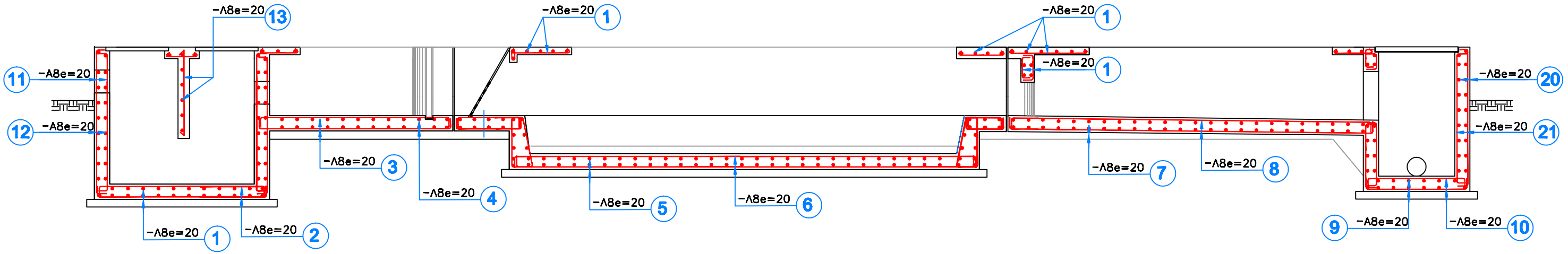
ETUDE D'ASSAINISSEMENT RURAL DU CENTRE DE TEMSAMANE
PROVINCE DE DRIOUCH - ROYAUME DU MAROC

VERSION :	FIGURE : N° 4
ECHELLE :	DATE :

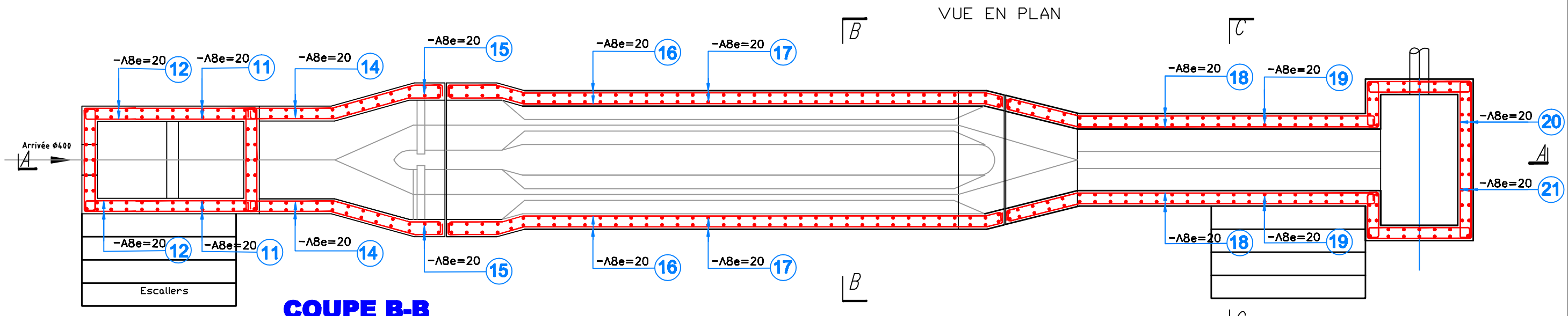
PLAN DE COFFRAGE DU DESSABLEUR
PLAN ET DETAILS

IDENTIFICATION :

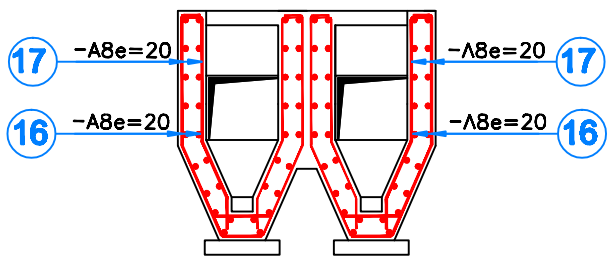
COUPE A-A



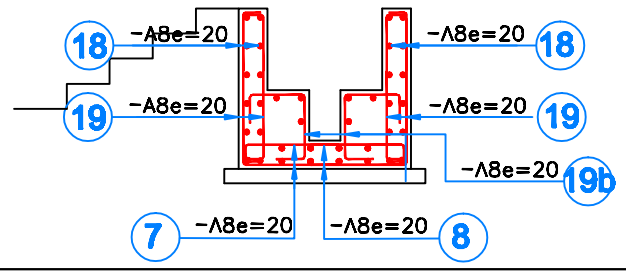
VUE EN PLAN



COUPE B-B

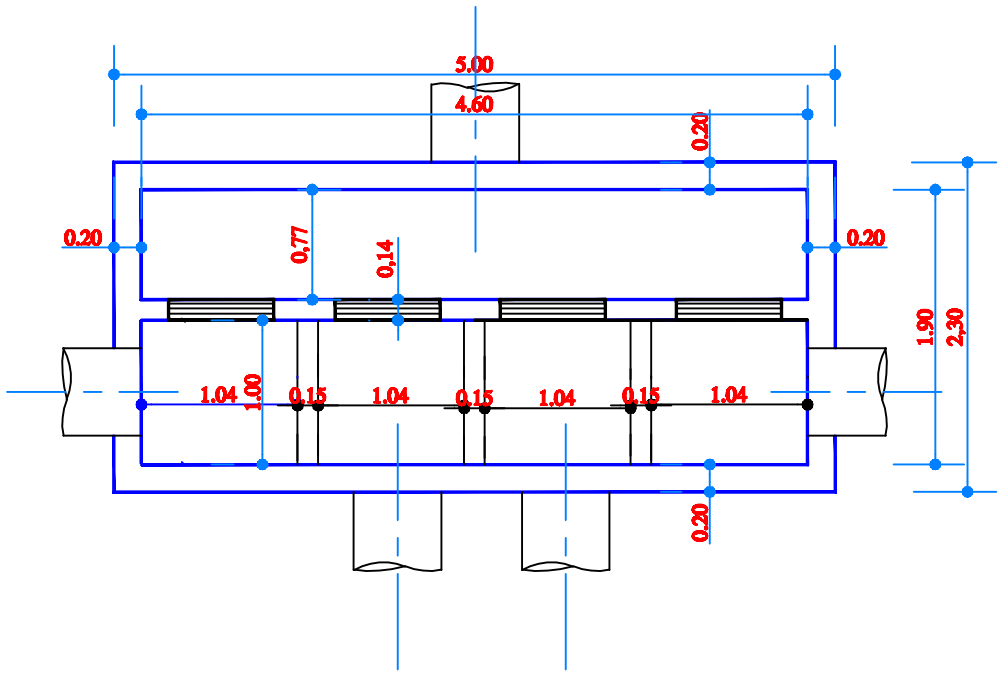


COUPE C-C

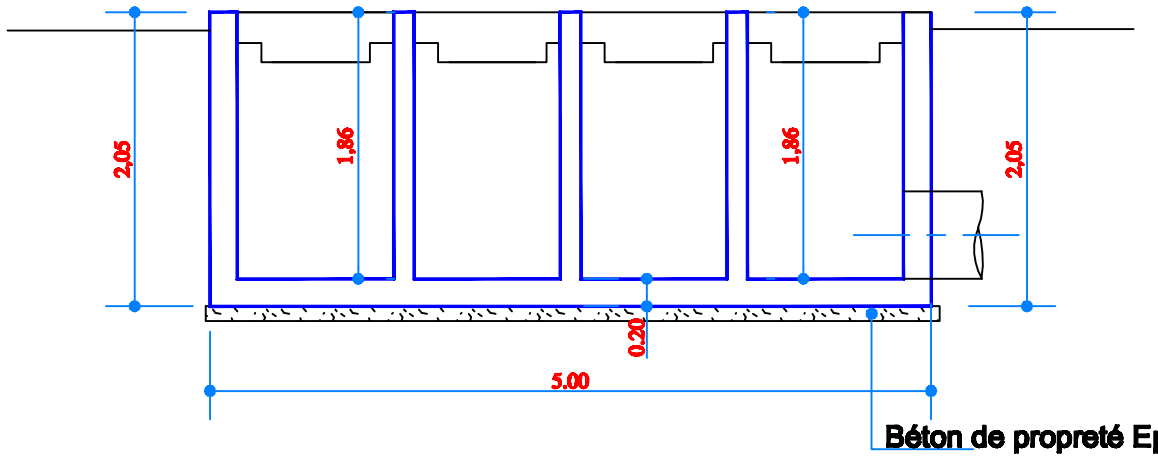


	VERSION :	FIGURE : N° 5
ETUDE D'ASSAINISSEMENT RURAL DU CENTRE DE TEMSAMANE PROVINCE DE DRIOUCH - ROYAUME DU MAROC	ECHELLE :	DATE :
PLAN DE FERRAILLAGE DU DESSABLEUR **PLAN ET DETAILS**	IDENTIFICATION :	

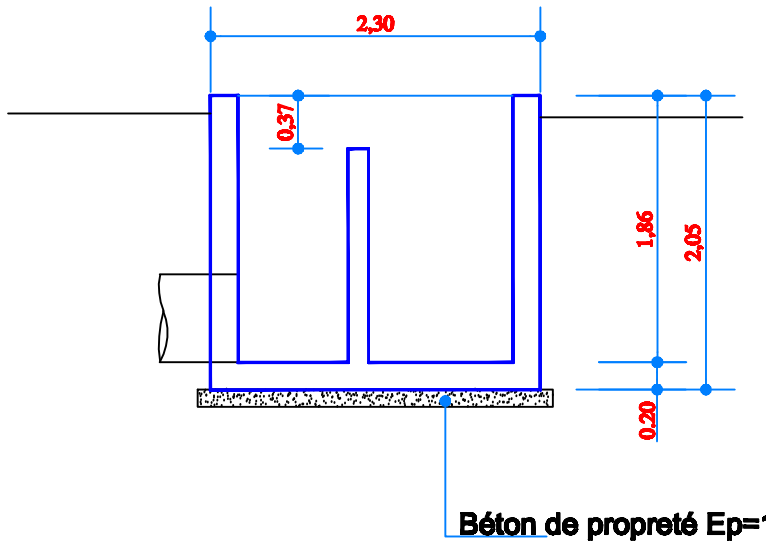
VUE EN PLAN



COUPE A-A



COUPE B-B

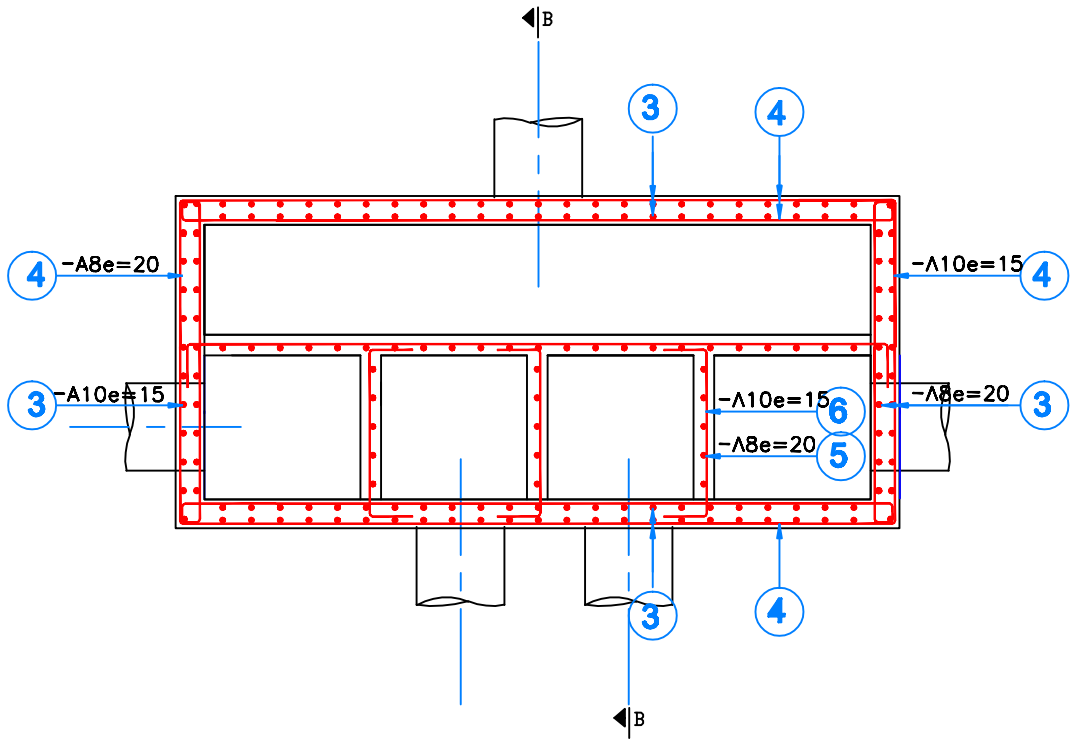


ETUDE D'ASSAINISSEMENT RURAL DU CENTRE DE TEMSAMANE
PROVINCE DE DRIOUCH - ROYAUME DU MAROC

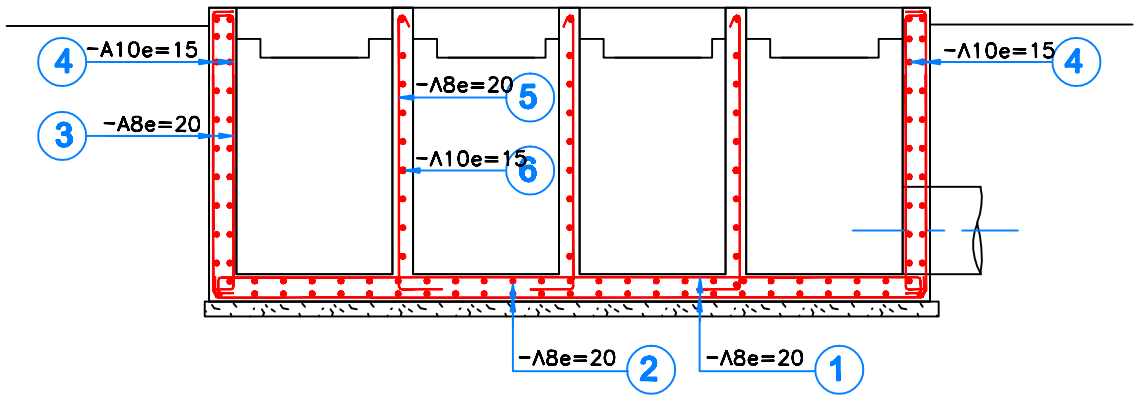
PLAN DE COFFRAGE DES REPARTITEURS
REP 1 ET REP 2

VERSION :	FIGURE : N° 6
ECHELLE :	DATE :
IDENTIFICATION :	

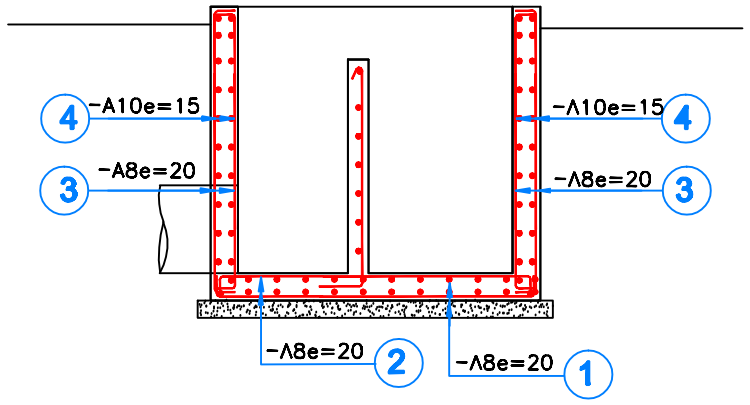
VUE EN PLAN



COUPE A-A



COUPE B-B

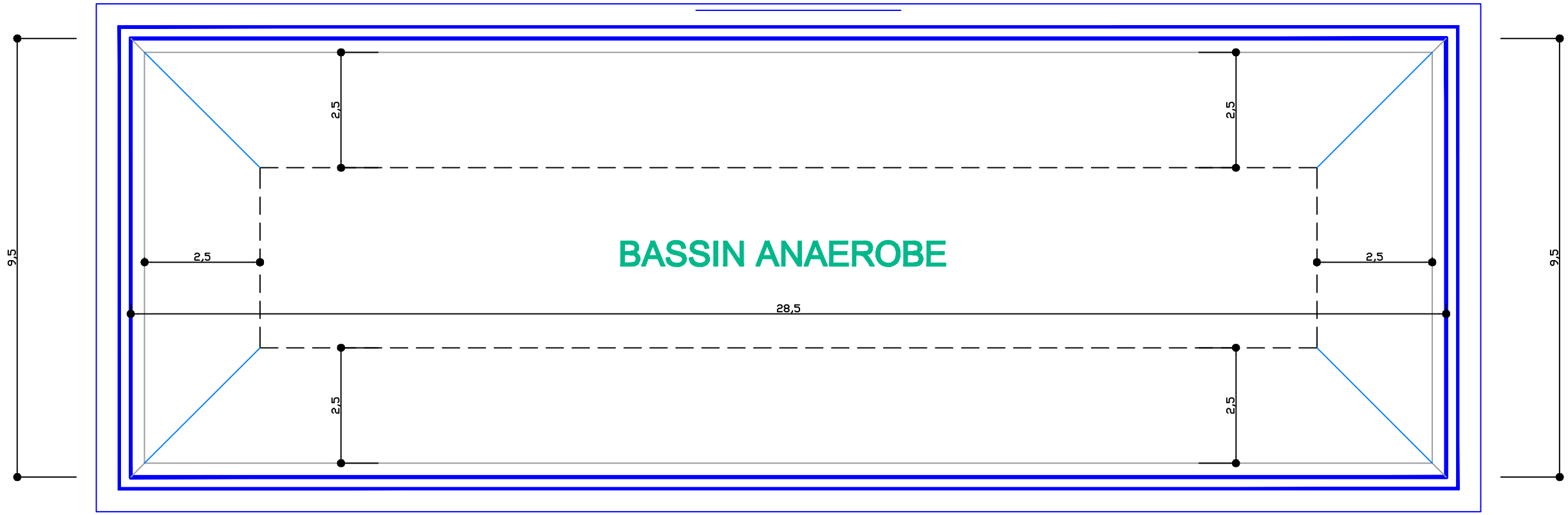


ETUDE D'ASSAINISSEMENT RURAL DU CENTRE DE TEMSAMANE
PROVINCE DE DRIOUCH - ROYAUME DU MAROC

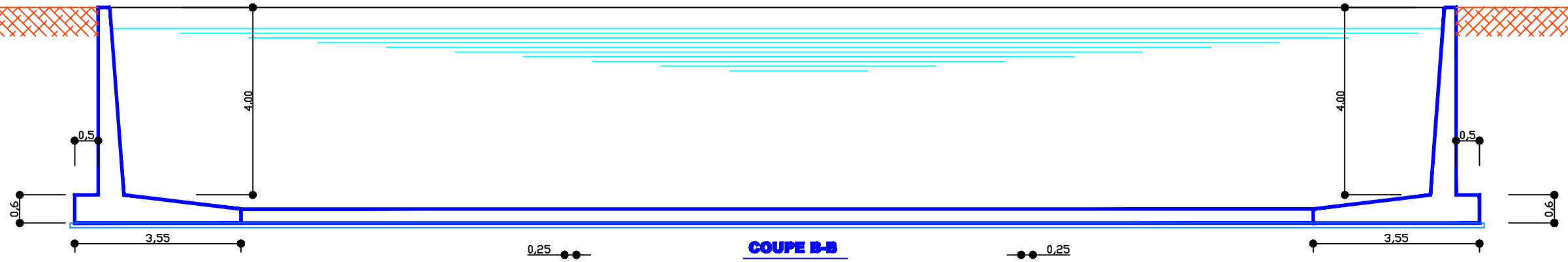
PLAN DE FERRAILLAGE DES REPARTITEURS
REP 1 ET REP 2

VERSION :	FIGURE : N° 7
ECHELLE :	DATE :
IDENTIFICATION :	

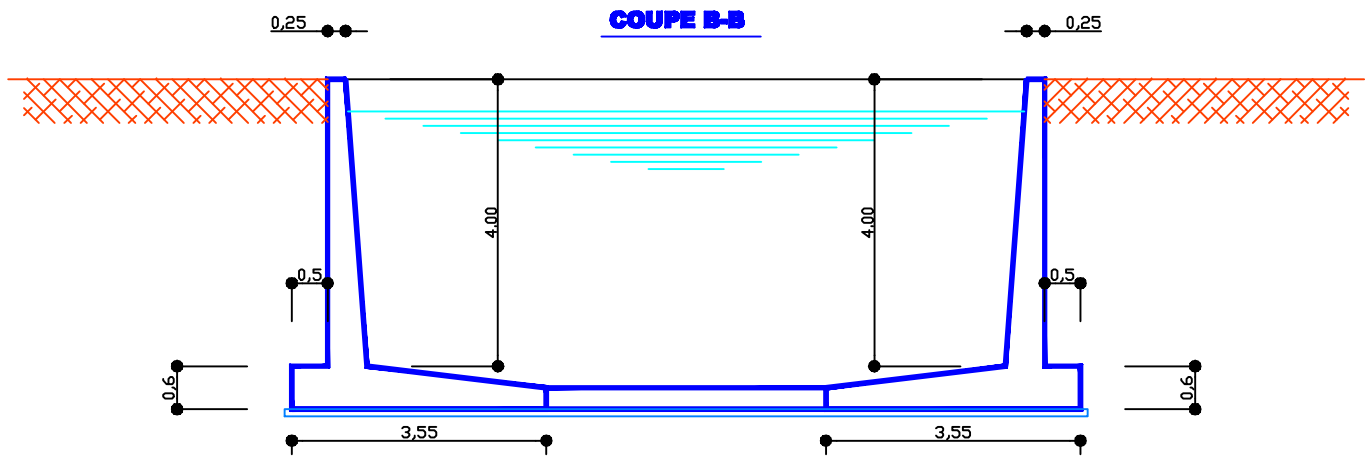
VUE EN PLAN



COUPE A-A



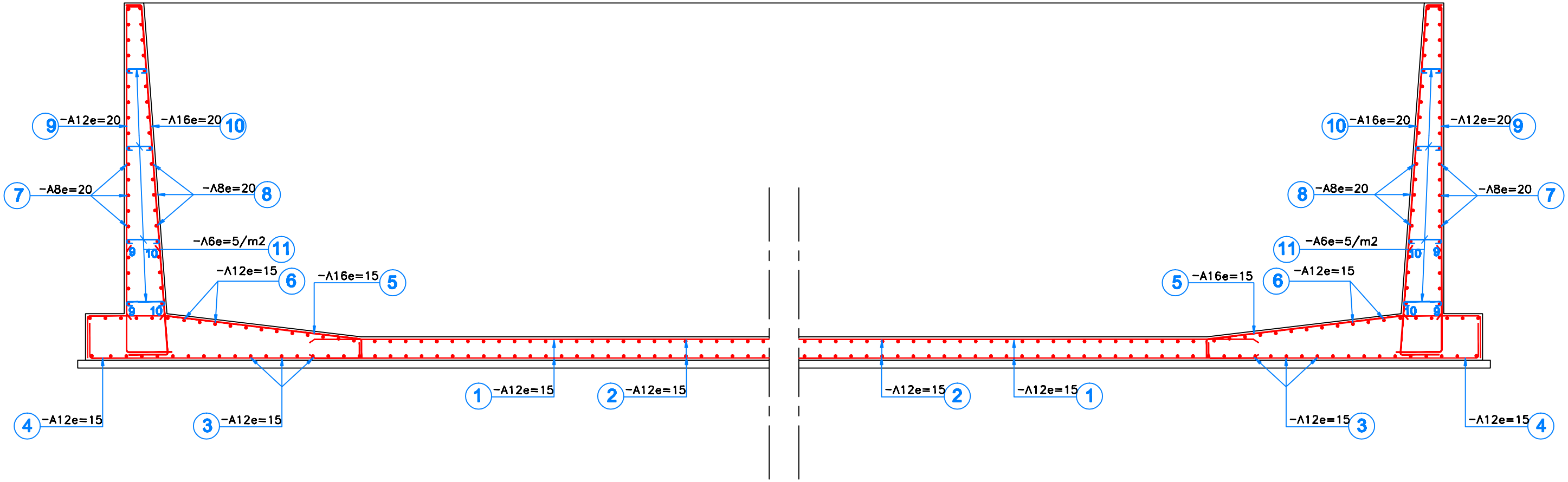
COUPE B-B



ETUDE D'ASSAINISSEMENT RURAL DU CENTRE DE TEMSAMANE
PROVINCE DE DRIOUCH - ROYAUME DU MAROC

PLAN DU BASSIN ANAEROBIE
PLAN DE COFFRAGE

VERSION :	FIGURE : N° 8
ECHELLE :	DATE :
IDENTIFICATION :	

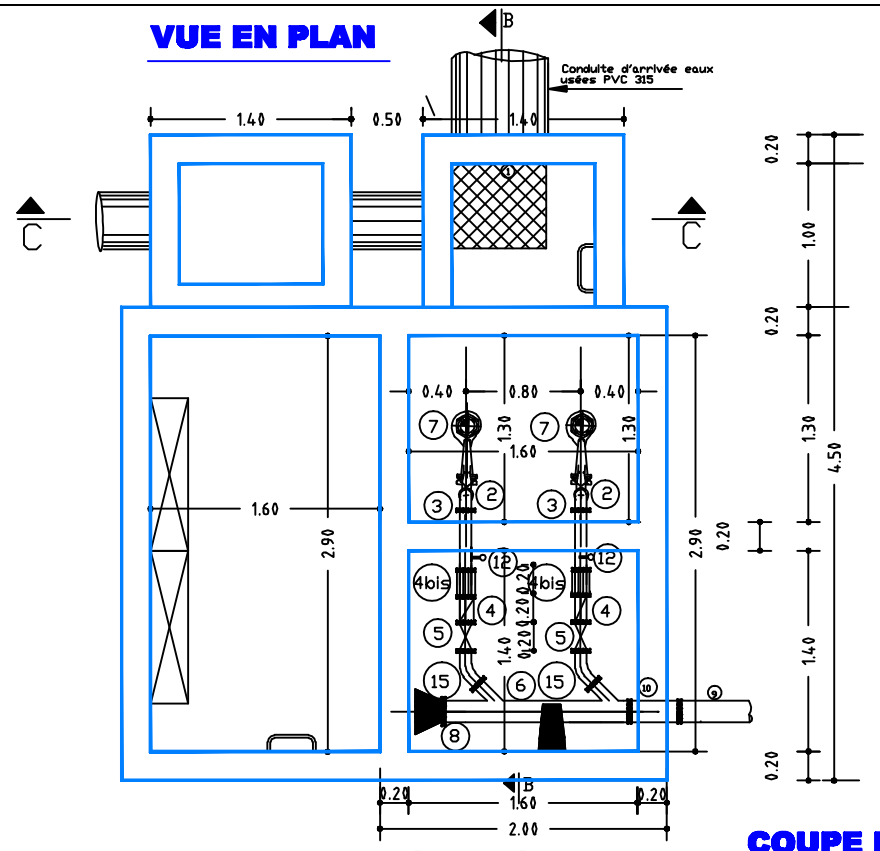


ETUDE D'ASSAINISSEMENT RURAL DU CENTRE DE TEMSAMANE
PROVINCE DE DRIOUCH - ROYAUME DU MAROC

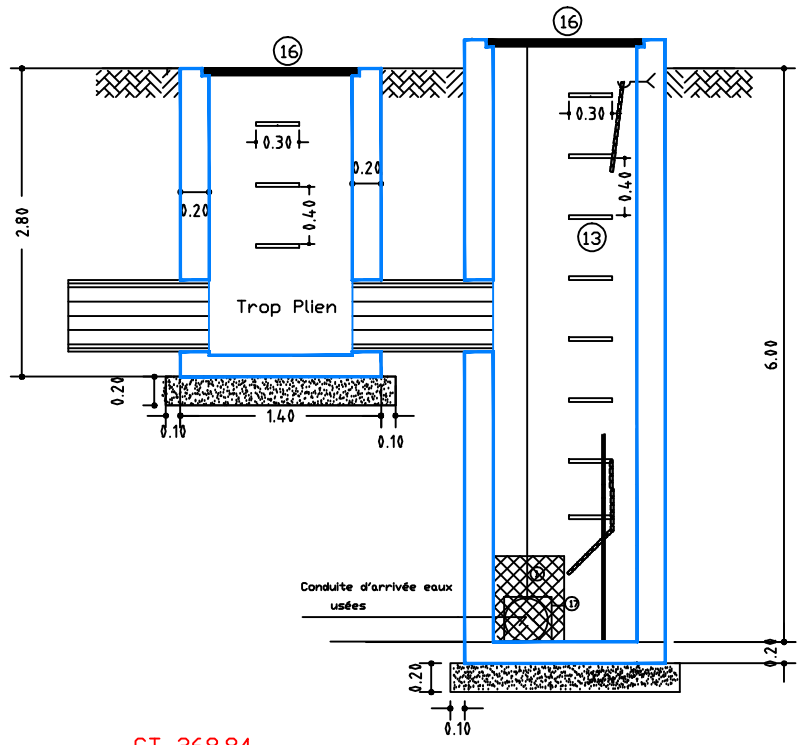
PLAN DU BASSIN ANAEROBIE
PLAN DE FERRAILLAGE

VERSION :	FIGURE : 9
ECHELLE :	DATE :
IDENTIFICATION :	

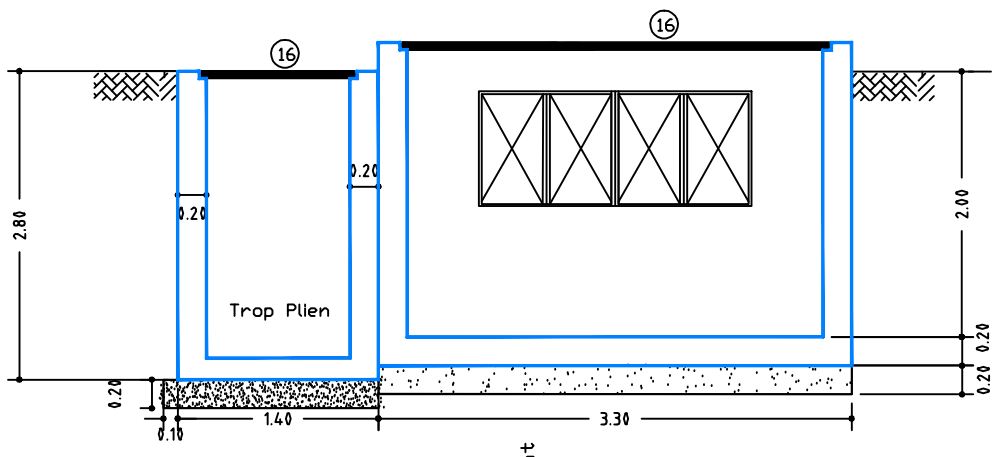
VUE EN PLAN



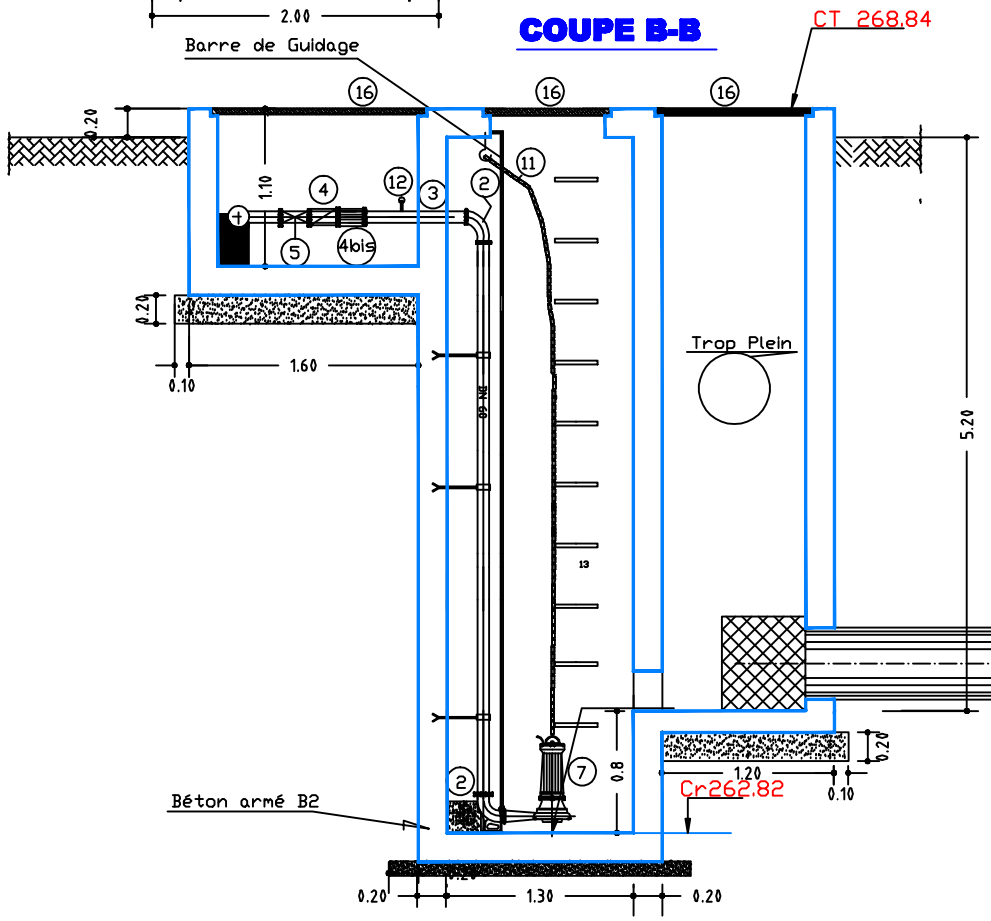
COUPEA-A



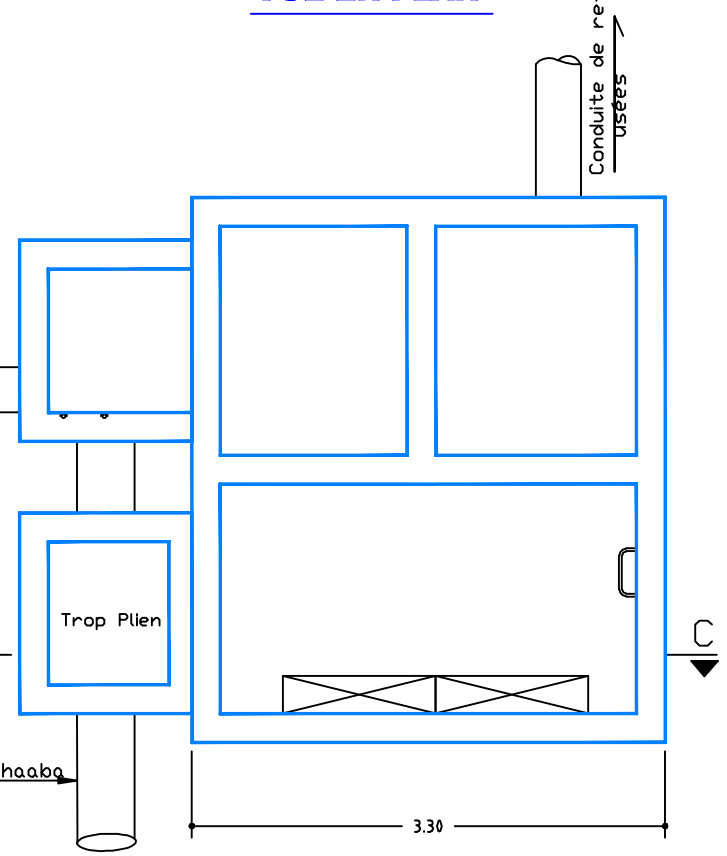
COUPEC-C



COUPE B-B



VUE EN PLAN



LEGENDE

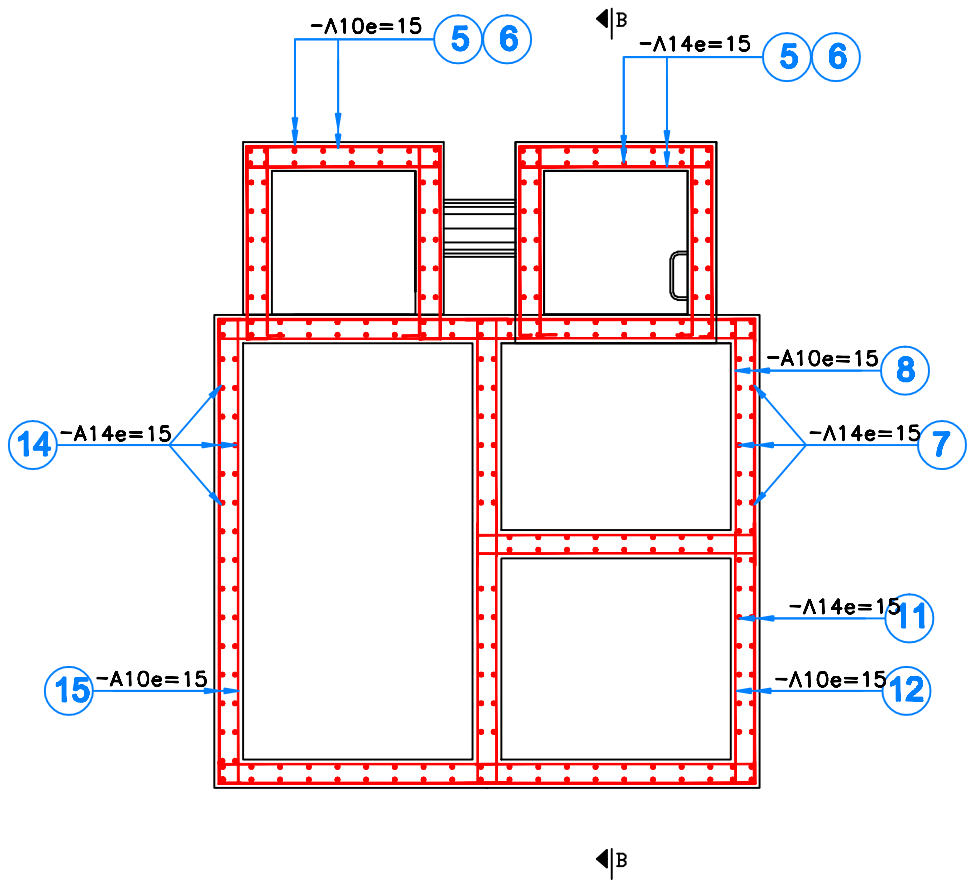
①	Panier dégrilleur
②	COUDE 1/4 DN 100
③	MANCHETTE DE TRAVERSEE DN 100
④	CLAPET ANTI RETOUR DN 100 mm
⑤	JOINT DE DEMONTAGE DN 100 mm
⑥	VANNE DN 100 mm
⑦	COLLECTEUR DE REFOULEMENT
⑧	POMPE Q=10.51l/s ; HMT=53.4m
⑨	PLAQUE PLEINE DN 150mm
⑩	RBM 160/150
⑪	MANCHETTE DE TRAVERSEE DN 150 mm
⑫	CHAINE DE LEVAGE
⑬	MANOMETRE
⑭	ECHELLONS
⑮	COUDE 1/8 DN100 mm
⑯	Tôle striée
⑰	Vanne murale

ETUDE D'ASSAINISSEMENT RURAL DU CENTRE DE TEMSAMANE
PROVINCE DE DRIOUCH - ROYAUME DU MAROC

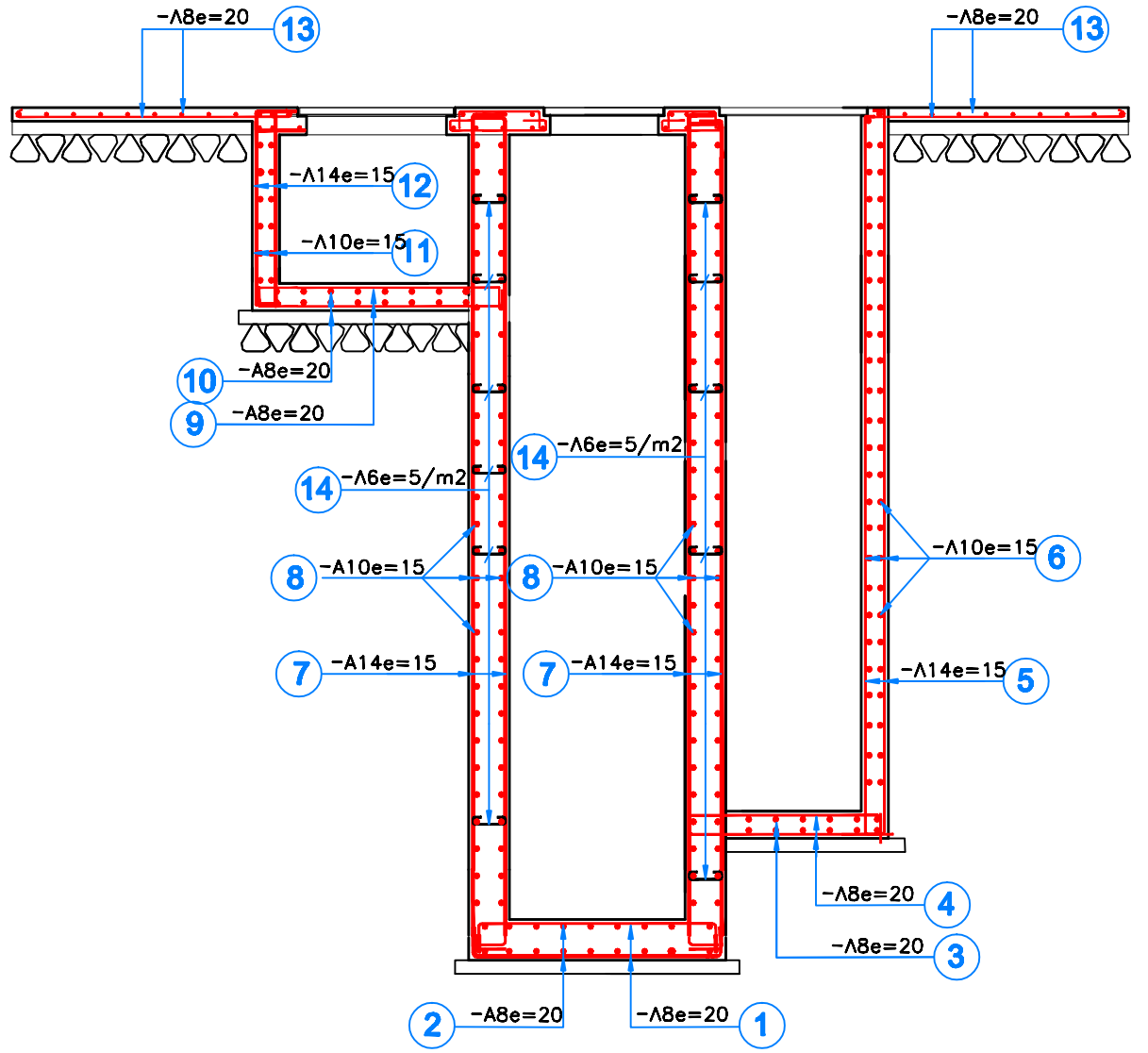
PLAN D'ENSEMBLE DE LA STATION DE POMPAGE SR 1

VERSION :	FIGURE : N° 10
ECHELLE :	DATE :
IDENTIFICATION :	

VUE EN PLAN



COUPEB-B

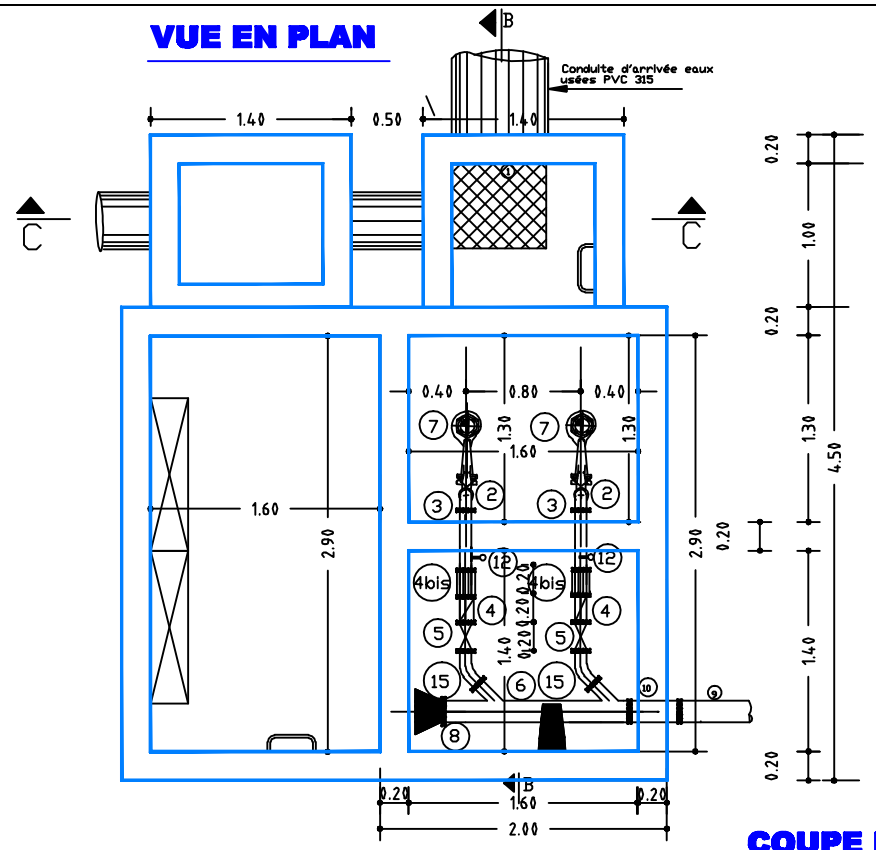


ETUDE D'ASSAINISSEMENT RURAL DU CENTRE DE TEMSAMANE
PROVINCE DE DRIOUCH - ROYAUME DU MAROC

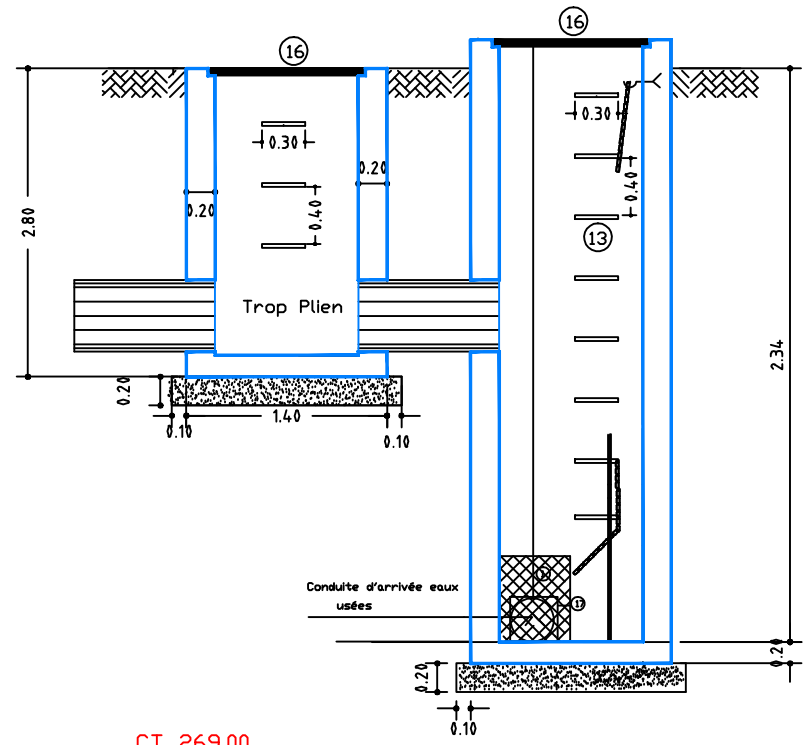
PLAN DE FERRAILLAGE DE LA STATION DE REFOULEMENT SR 1

VERSION :	FIGURE : N° 11
ECHELLE :	DATE :
IDENTIFICATION :	

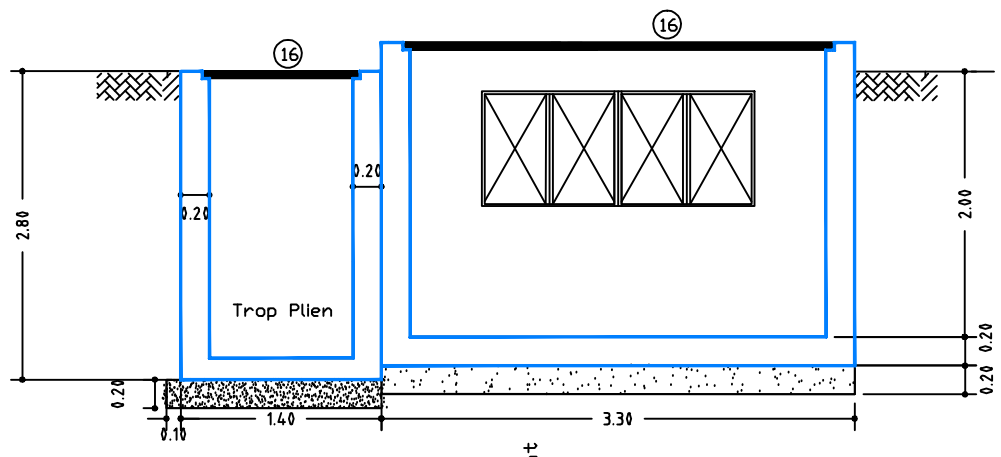
VUE EN PLAN



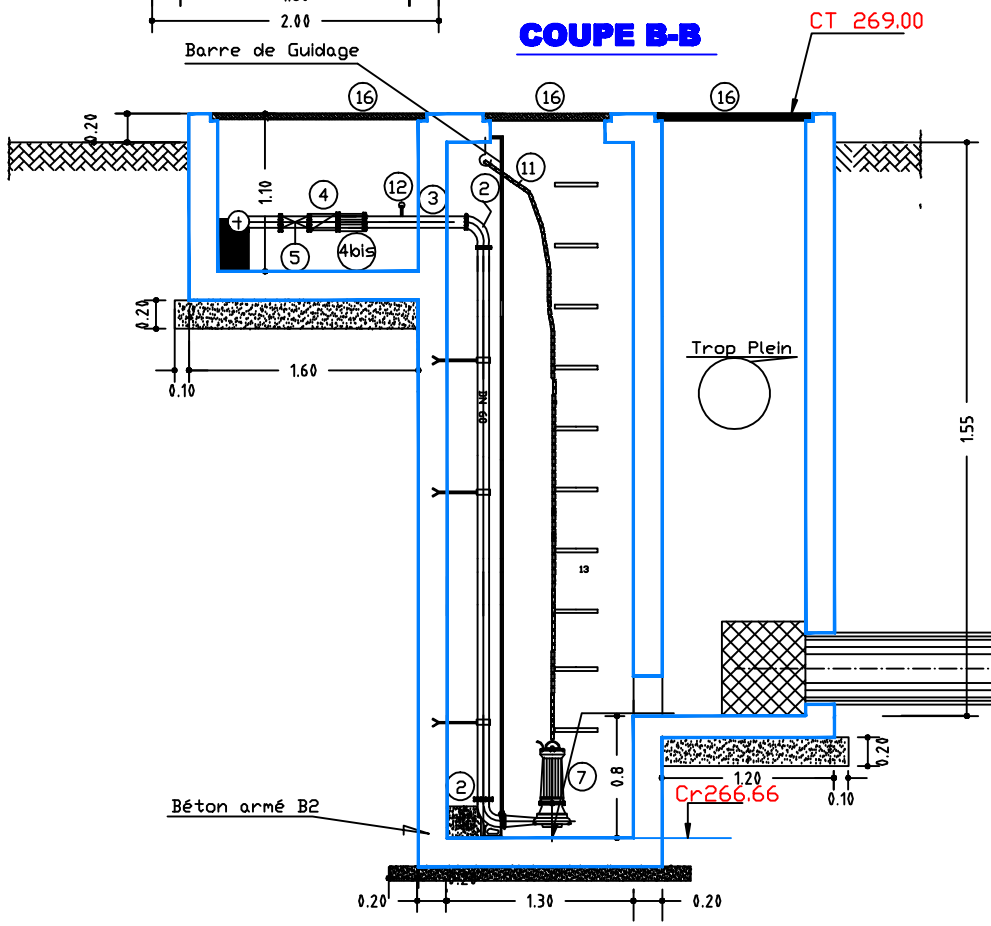
COUPEA-A



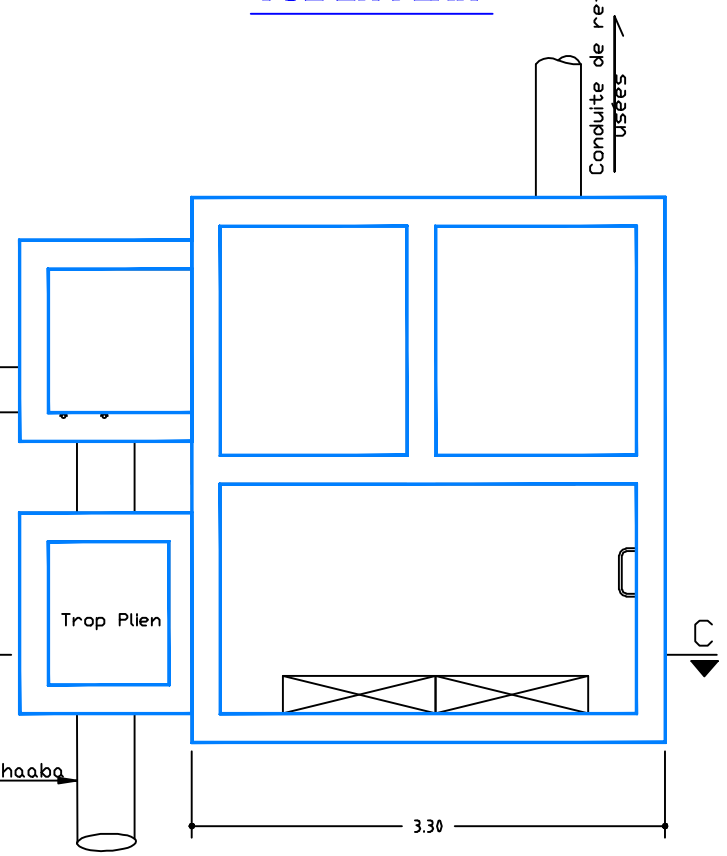
COUPEC-C



COUPE B-B



VUE EN PLAN



LEGENDE

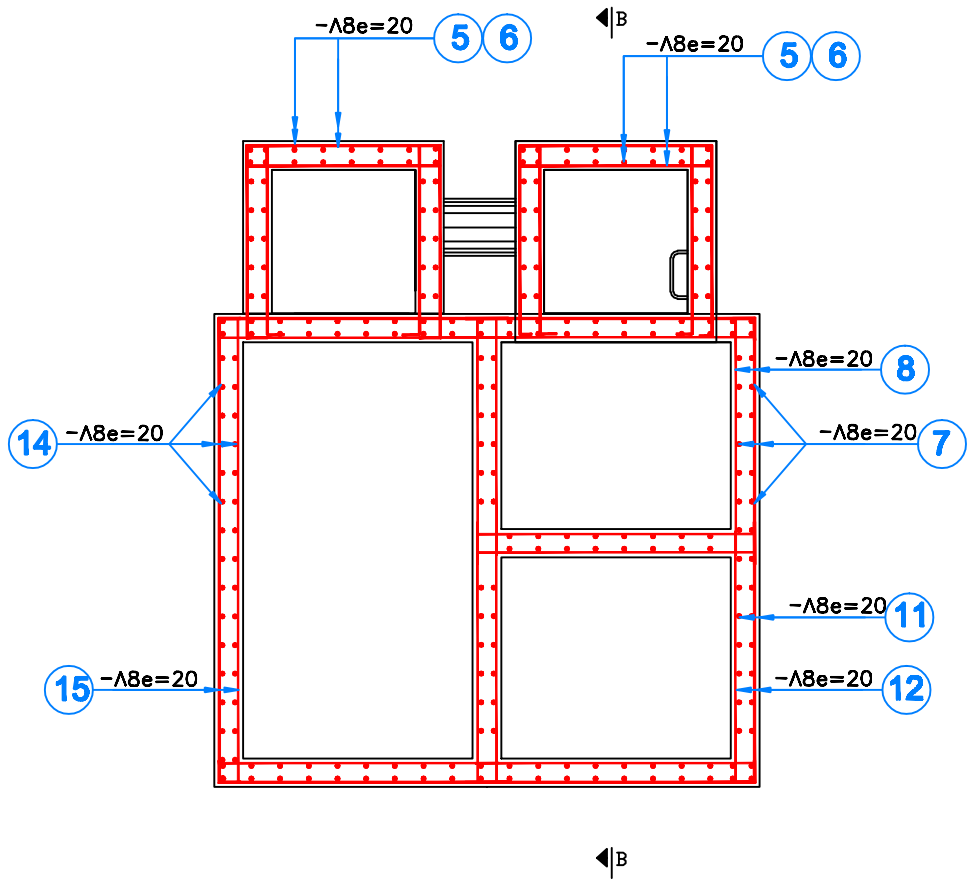
①	Panier dégrilleur
②	COUDE 1/4 DN 100
③	MANCHETTE DE TRAVERSEE DN 100
④	CLAPET ANTI RETOUR DN 100 mm
⑤	JOINT DE DEMONTAGE DN 100 mm
⑥	VANNE DN 100 mm
⑦	COLLECTEUR DE REFOULEMENT
⑧	POMPE Q=10.51l/s ; HMT=53.4m
⑨	PLAQUE PLEINE DN 150mm
⑩	RBM 160/150
⑪	MANCHETTE DE TRAVERSEE DN 150 mm
⑫	CHAINE DE LEVAGE
⑬	MANOMETRE
⑭	ECHELLONS
⑮	COUDE 1/8 DN100 mm
⑯	Tôle striée
⑰	Vanne murale

ETUDE D'ASSAINISSEMENT RURAL DU CENTRE DE TEMSAMANE
PROVINCE DE DRIOUCH - ROYAUME DU MAROC

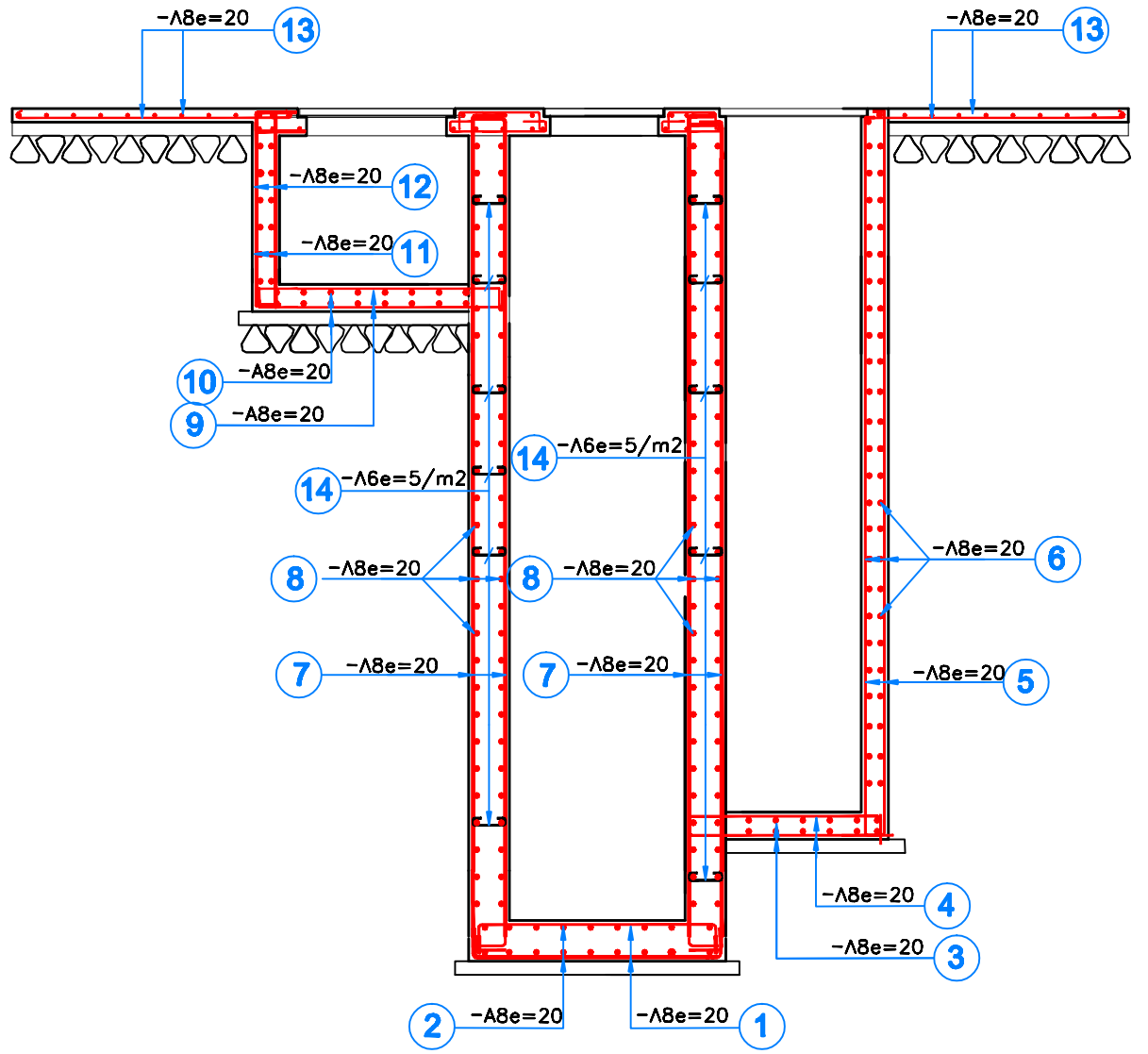
PLAN D'ENSEMBLE DE LA STATION DE POMPAGE SR 2

VERSION :	FIGURE : N° 12
ECHELLE :	DATE :
IDENTIFICATION :	

VUE EN PLAN



COUPEB-B

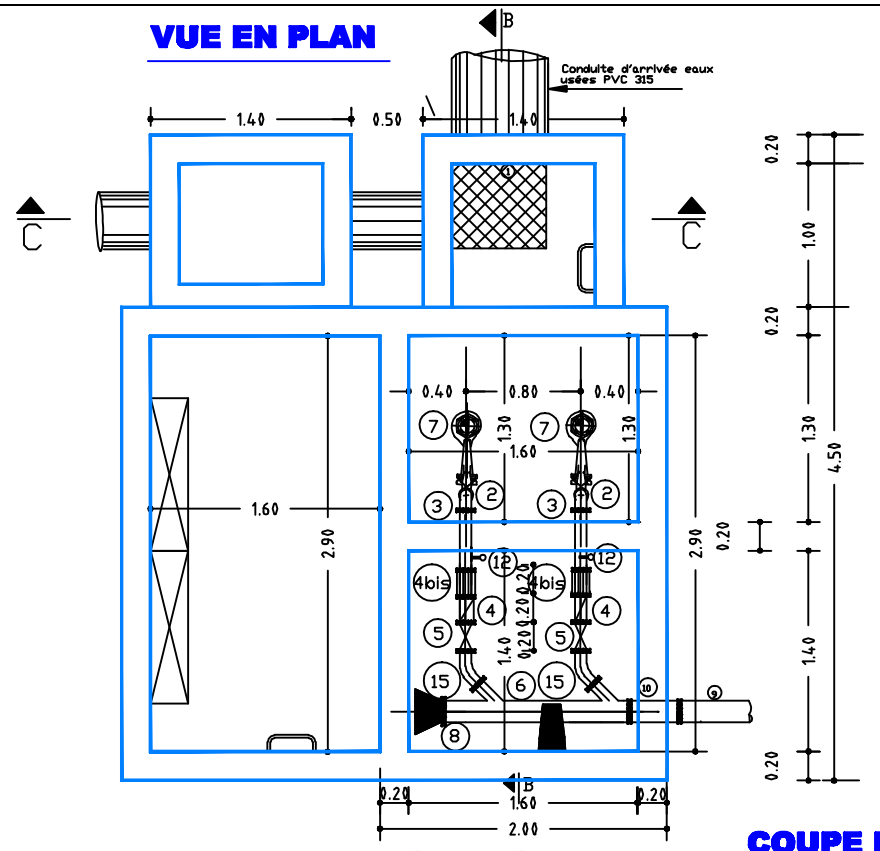


ETUDE D'ASSAINISSEMENT RURAL DU CENTRE DE TEMSAMANE
PROVINCE DE DRIOUCH - ROYAUME DU MAROC

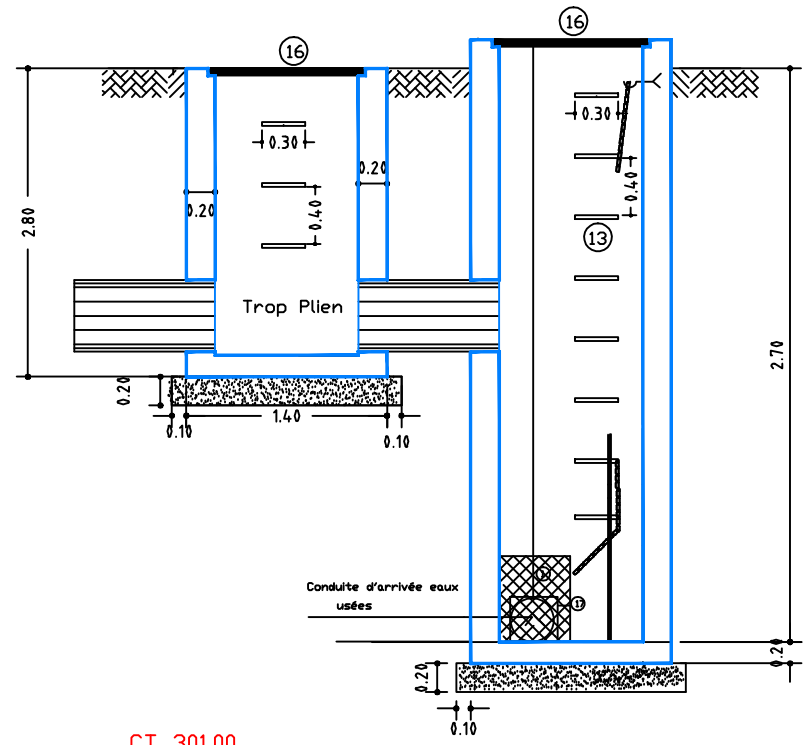
PLAN DE FERRAILLAGE DE LA STATION DE REFOULEMENT SR 2

VERSION :	FIGURE : N° 13
ECHELLE :	DATE :
IDENTIFICATION :	

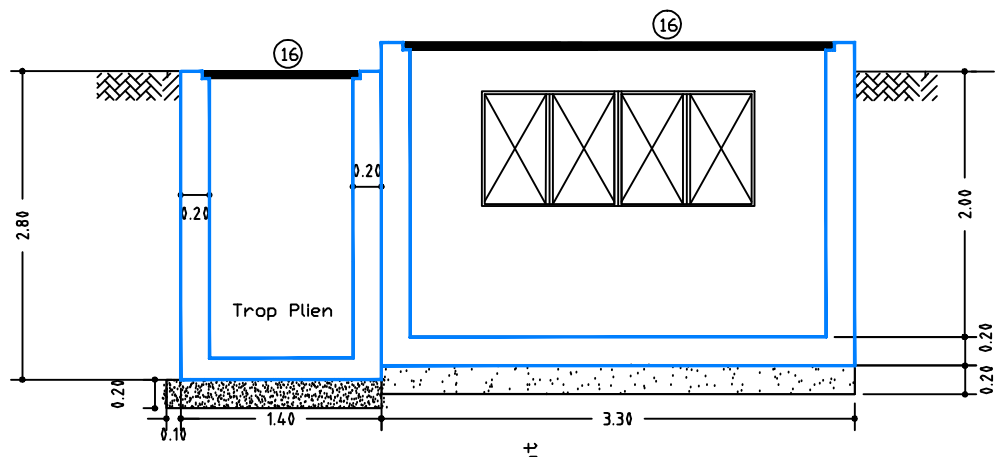
VUE EN PLAN



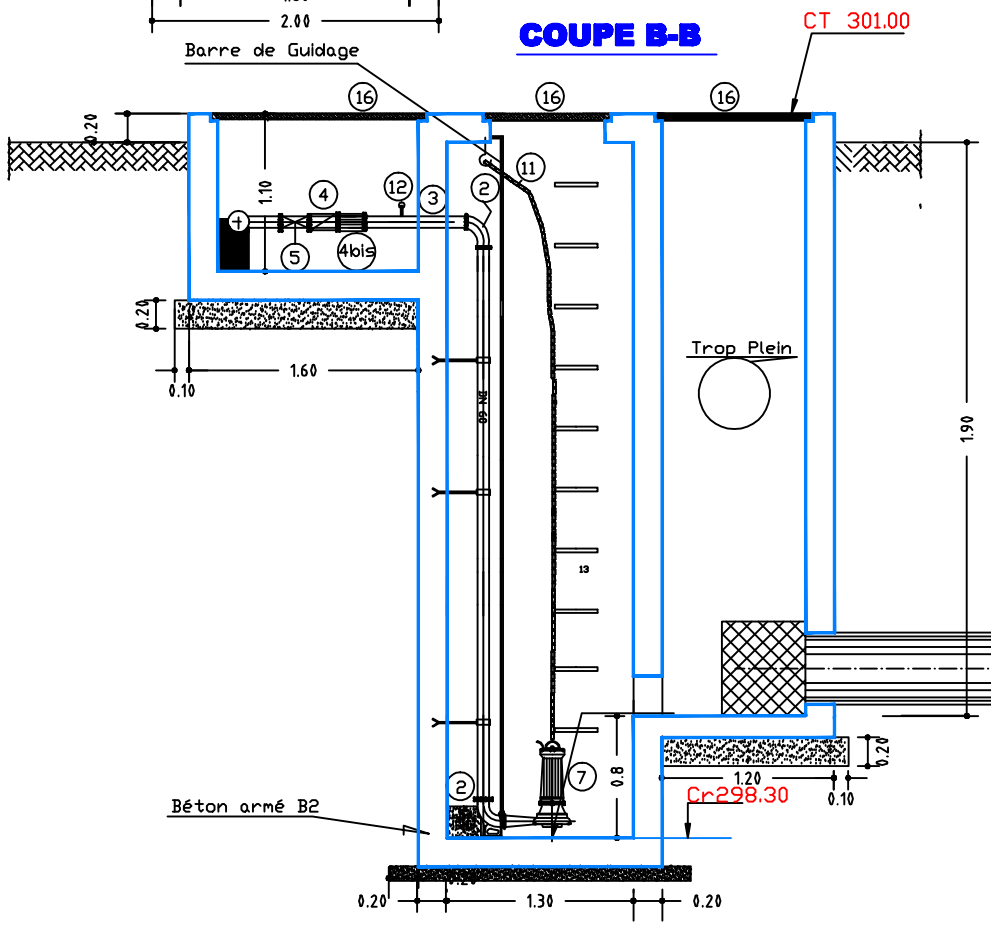
COUPEA-A



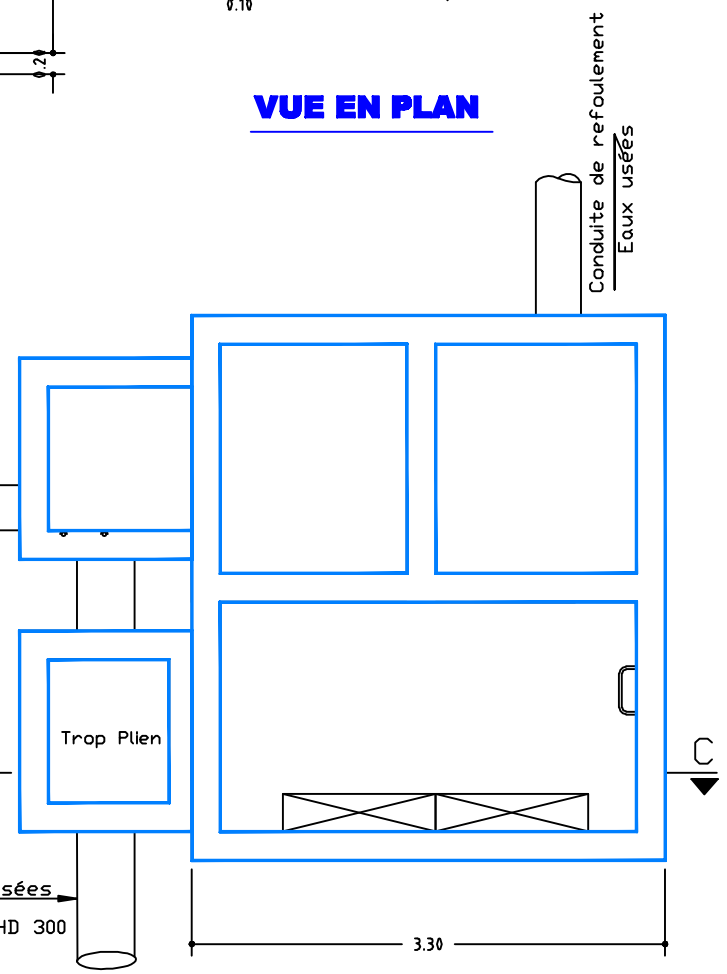
COUPEC-C



COUPE B-B



VUE EN PLAN



LEGENDE

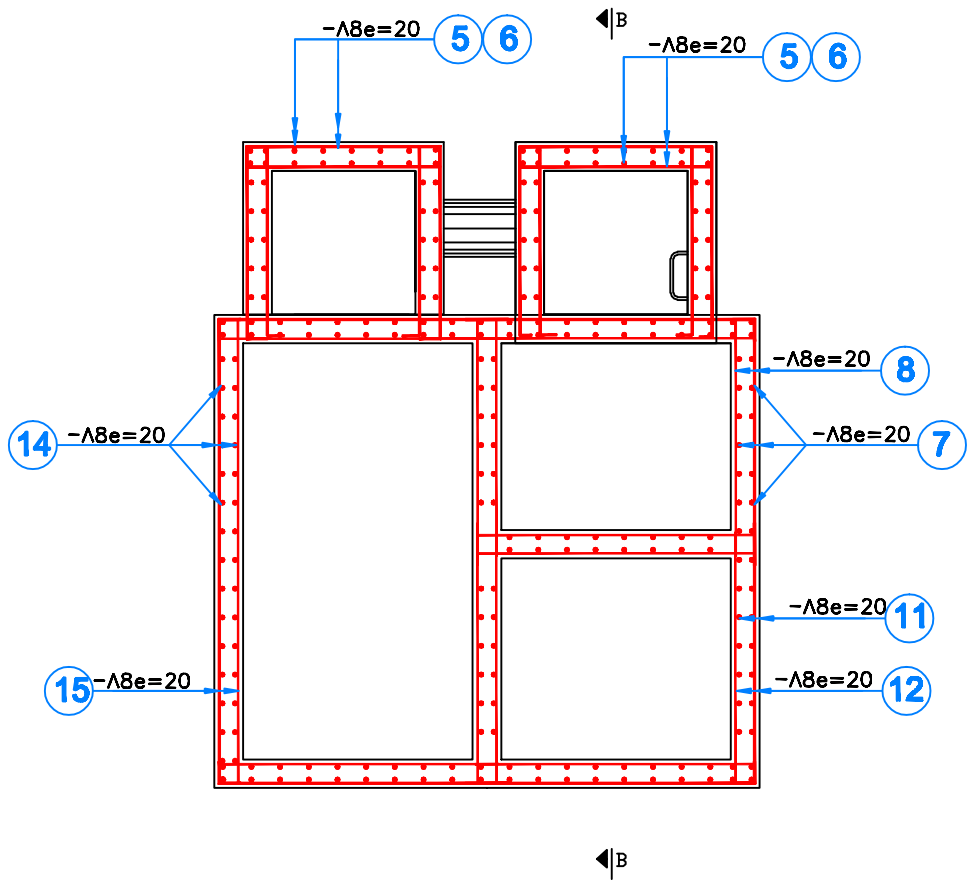
①	Panier dégrilleur
②	COUDE 1/4 DN 100
③	MANCHETTE DE TRAVERSEE DN 100
④	CLAPET ANTI RETOUR DN 100 mm
⑤	JOINT DE DEMONTAGE DN 100 mm
⑥	VANNE DN 100 mm
⑦	COLLECTEUR DE REFOULEMENT
⑧	POMPE Q=10.51l/s ; HMT=53.4m
⑨	PLAQUE PLEINE DN 150mm
⑩	RBM 160/150
⑪	MANCHETTE DE TRAVERSEE DN 150 mm
⑫	CHAINE DE LEVAGE
⑬	MANOMETRE
⑭	ECHELLONS
⑮	COUDE 1/8 DN100 mm
⑯	Tôle striée
⑰	Vanne murale

ETUDE D'ASSAINISSEMENT RURAL DU CENTRE DE TEMSAMANE
PROVINCE DE DRIOUCH - ROYAUME DU MAROC

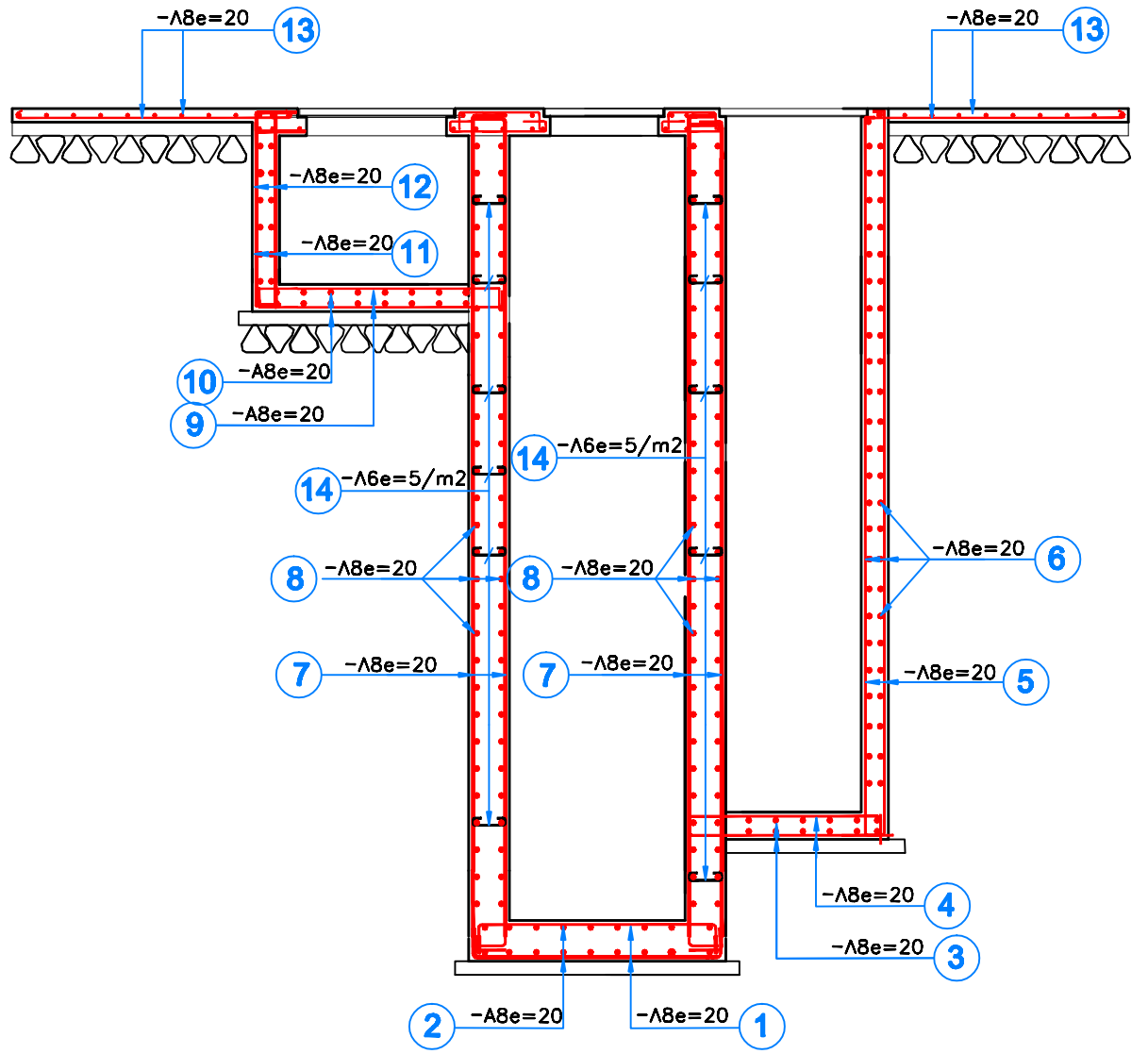
PLAN D'ENSEMBLE DE LA STATION DE POMPAGE SR 3

VERSION :	FIGURE : N° 14
ECHELLE :	DATE :
IDENTIFICATION :	

VUE EN PLAN



COUPEB-B



ETUDE D'ASSAINISSEMENT RURAL DU CENTRE DE TEMSAMANE
PROVINCE DE DRIOUCH - ROYAUME DU MAROC

PLAN DE FERRAILLAGE DE LA STATION DE REFOULEMENT SR 3

VERSION :	FIGURE : N° 15
ECHELLE :	DATE :
IDENTIFICATION :	