

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi ousou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'études

*En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil
Option : Constructions Hydrauliques et Aménagements*

THEME

*Etude de la station d'épuration sur oued
beni messous Alger*



Dirigé par :
M^r : DEHMOUS Hocine

Etudié par:
M^r : HECHEHOUCHE Oussama
M^r : BOURENANE Sid Ali

Promotion : 2016 /2017

Remerciement

Nous remercions Dieu le tout-puissant, pour nous donné la santé, le courage, et la volonté d'étudier et pour nous avoir de réalisé ce modeste travail dans les meilleurs conditions.

Un grand merci tout spécial a nos parents et à notre famille qui nous ont permis de poursuivre nos études, et qui grâce eux nous sommes là aujourd'hui.

Nous aimerons exprimer nous sincères remerciements à :

- Notre promoteur M^r DEHMOUS Hocine pour ses orientations et ses merveilles conseils.
- A tout les enseignants et le personnels de l'UMMTO aussi USTHB qui ont contribué de près ou de loin a notre formation.
- Chef de service génie civil de la société AMENHYD M^{me} IKHLEF Assia.
- Chef de centre distribution SEAAL Cherraga M^r BENSAYAH Hichem, EX Chef d'exploitation de la step Beni messous .
- L'ingénieur chargé d'étude de la société AMENHYD et la step Beni messous M^r AMIOUR Lamine .
- L'ingénieure chargé d'étude de la société AMENHYD M^{elle} CHERIGUI Sophia .
- L'ingénieure hydraulique de la société AMENHYD M^{elle} HAMADACHE Radia.
- Chef de service stage et formation de la société AMENHYD M^r MHANA Djwaher .
- Chef de service géotechnique de la société AMENHYD M^r MOKHTAR Karim.

Dédicace

Ce mémoire est l'aboutissement du travail réalisé pendant cette année de formation. Aussi, je tiens à remercier toutes les personnes ayant contribué à la réalisation de ce projet.

Je souhaite le dédier à tous ceux qui me sont chers :

En priorité à mes parents, en hommage à mon père qui nous a quitté trop tôt, mais qui sera toujours présent, et qui j'espère serait fier de mon parcours, ainsi qu'à ma chère mère, qui me soutien toujours.

Sans oublier mes frères et sœurs Sekoura, Amel, Karim, Tassadit, ma belle-sœur Sonia, et mes beaux frères kamel et krimo , Egalement a tous mes oncles et mes tante, Les familles Bourenane et Houassine .

Ainsi qu'a Ahlem, toujours présente a mes cotés.

Dédicace aussi à tous mes amis Hafid, Yacine, Sadik, Abdou, et Daoud

Enfin à mon binôme, oussama, qui à contribué à la réalisation de ce travail.

SIDALI

Dédicace

C'est avec profonde gratitude et sincères mots que je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect,

A mes chers membres de famille, à qui je serais éternellement reconnaissant :

- ❖ A mon père, l'homme qui était toujours à présent pendant mes études et qui m'a toujours donné la volonté et le courage à réaliser et atteindre mes objectifs. Merci pour les valeurs nobles, l'éducation et le soutien permanent venu de toi.*
- ❖ A ma très douce maman, qui a œuvré pour ma réussite et c'est toujours sacrifiée pour moi, elle m'a toujours soutenu et m'a donné l'espoir de continuer, avec son amour son affection et sa présence dans ma vie.*

Que Dieu puisse leur accorder longue vie afin qu'ils puissent trouver en moi toute gratitude et l'attention voulue.

- ❖ A mes frères, Salah eddîn ,Hamza , qui m'ont toujours inspiré et inciter à avancer dans la vie aussi Soufian , Billal*
- ❖ A mes sœurs, Soumia, Hind, wafa, Selma, Amira qui m'ont soutenu avec tous les moyens et qui n'ont jamais cessé de me donner de précieux conseils.*
 - ❖ A tout mes neveux et mes nièces*
- ❖ A tous mes amies et mes proches : Foued, Khaled, Yacine, Mohamed, Abdou, daoud, Hala , Imen , Lynda , Kenza , Asma*
- ❖ A tout les membres de la famille HECHHOUCHE et CHERIFI et group FAHA*
- ❖ A mon très chère binôme : BOURENANE Sid Ali*

HECHHOUCHE OUSSAMA

SOMMAIRE

Introduction générales	1
Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.....	10
Chapitre II : Présentation de la step et les différents procédés d'épuration.....	24
Chapitres III : Etude Géotechnique	24
III A / ETUDE DU SYSTEME DE FONDATION PAR GEO LAB :	27
III B/ RENFORCEMENT DE SOL PAR COLONNES BALLASTEES «killer»:	32
Chapitre IV : Evaluation des débits des eaux usées.....	41
Chapitre V : Dimensionnement des différents ouvrages de la step	47
Chapitre VI : Présentation du Clarificateur.....	76
Chapitre VII : Etude des parois	86
Chapitre VIII : Calculs du Radier.....	98
Chapitre IX : Calcul de la jupe centrale	105
Conclusion	131

Plan d'exécution

Bibliographie

Les annexes

L'activité humaine, même la plus élémentaire comme le fait de s'alimenter génère des déchets solides ou liquides.

Si on les laissait s'accumuler, ces déchets finiraient par rendre inhabitables notre cadre de vie. C'est pour cela que, depuis l'antiquité, les hommes ont mis en place, des procédés de traitement de ces rejets, certes, rudimentaires mais qui se sont développés au fil des siècles pour donner ce qui est plus connu aujourd'hui sous le nom de station d'épuration.

Avec le développement de l'urbanisation et de l'industrialisation, ainsi que l'évolution des modes de consommation, les rejets ont considérablement évolué en quantité et en qualité. Parmi ces rejets, les eaux usées domestiques qui se sont enrichies en produits plus complexes; pis encore ce qui augmente le flux polluant à traiter ce sont les eaux usées industrielles. Lorsque ces eaux usées ne sont pas traitées, les exutoires d'eau sont dépassés dans leur capacité naturelle d'épuration et se retrouvent pollués, dans ce cas il est nécessaire de recourir à des systèmes d'épuration intensifs.

La pollution que provoquent les eaux usées exige impérativement, de nos jours, une épuration pour éviter que les effluents pollués, tant urbains, qu'industriels, ne provoquent une destruction totale des écosystèmes aquatiques ainsi que les milieux récepteurs tels que la mer et les oueds, et pour cela on est amené à construire des stations d'épuration pour éviter la contamination des eaux de surfaces et ainsi que souterraines.

Le traitement ou l'épuration des eaux usées a donc pour objectif de réduire la charge polluante véhiculée par l'eau afin de rendre au milieu aquatique une eau de qualité, qui respecte l'équilibre naturel et ses usages futurs.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1 Introduction :

Avant toute élaboration d'un projet, la collecte des données concernant le site est la première chose à faire pour mieux gérer le projet. Ces dernières sont présentées tout au long de ce premier chapitre.

I.2 Délimitation spatiale :

La délimitation spatiale de la zone d'étude dépend essentiellement :

- Du site accueillant la station d'épuration de BENI MESSOUS.
- De la région concernée par la réutilisation des eaux épurées.
- des terres à irriguer à partir des eaux usées épurées de la STEP de BENI MESSOUS.

I.3 Localisation géographique :

La zone d'étude s'étend sur le long de la méditerranée, sur une bande côtière d'environ 50km. Le secteur urbanisé se situe surtout sur le versant nord-est de la montagne du sahel, en direction de la mer, au dessous de la partie occidentale de la baie d'Alger et jusqu'à la plaine de Mitidja.

La zone d'étude est localisée dans la wilaya d'Alger, située au centre de pays, à une distance de 15km à l'ouest de la wilaya. Elle occupe une superficie totale de 38.3km² et regroupe les communes d'Ain BENIAN, CHERAGA, STAOUELI, BENI MESSOUS, OULED FAYET et en partie quelques communes limitrophes. [1]

I.4 caractéristiques climatique :

L'analyse des paramètres climatiques est basée sur les données de la station la plus proche, celle de Dar EL Beida présentant les mêmes caractéristiques de la région d'étude.

Tableau I.1 : Caractéristiques de la station de référence (Dar El Beida)

Indicatif	390
Latitude	36°41
Longitude	03°13E
Altitude	25m



Figure I-1 : Carte de situation de la zone d'étude

I.4.1 Les précipitations :

Tableau I-2 : Moyennes mensuelles et annuelle des précipitations (période 1994-2008)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	MOY.A
P (mm)	73,56	54,27	45,47	48,66	29,15	5,80	4,50	9,50	26,90	51,12	89,37	77,80	43,01

Source : ONM

D'après ce tableau, on remarque que la valeur maximale des précipitations est enregistrée au mois de Novembre (89,37mm), tandis que le minimum est atteint au mois de Juillet (4,5mm). La pluviométrie moyenne annuelle pour cette station est de 516,19 mm

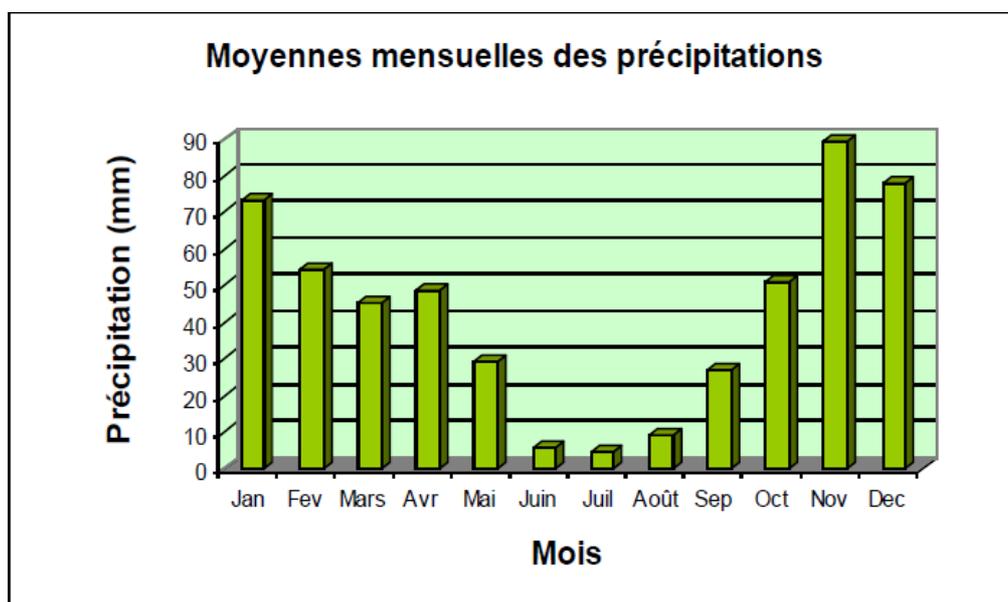


Figure I-2 : Représentation graphique des moyennes mensuelles des précipitations

1.4.2 La température :

Tableau I-3 : Moyennes mensuelles et annuelle températures (période 1994-2008)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	MOY.A
T _{max}	16,95	17,59	19,87	21,73	25,07	29,06	31,8	32,64	29,55	26,54	20,9	17,83	24,13
T _{moy}	10,82	10,79	13,37	15,34	18,93	22,84	24,75	26,34	23,43	20,26	14,91	11,18	17,75
T _{min}	7,58	5,24	6,62	8,18	11,66	15,27	17,7	19,03	16,39	13,47	8,72	6,42	11,36

Source:ONM

On remarque que la température pendant les trois mois d'hiver (Décembre, Janvier, Février) est atteint un minimum de 10,82°C en Janvier, elle augmente pendant les mois d'été (Juin, Juillet, Aout, Septembre) est de 17,75°C.

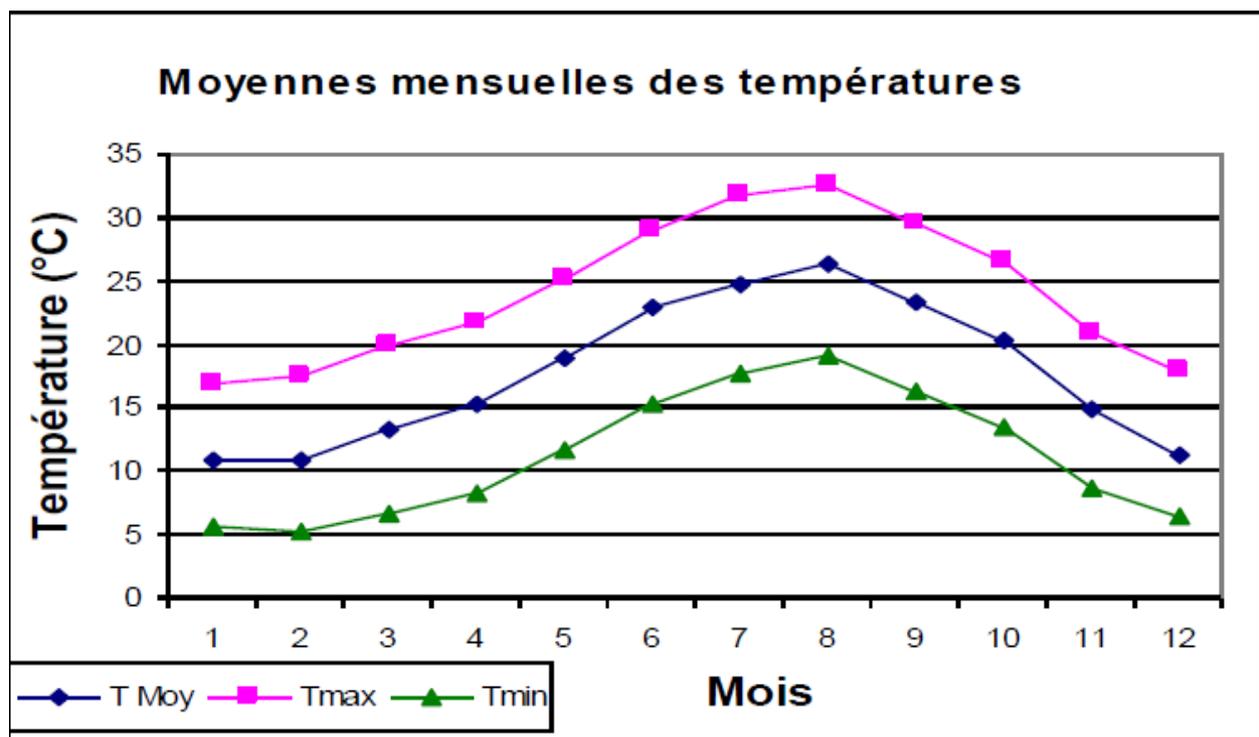


Figure I-3 : Représentation graphique des moyennes mensuelles des températures

1.4.3 L'évaporation :

Tableau I-4 : Moyennes mensuelles et annuelle de l'évaporation (période 1994-2008)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	MOY.A
Evaporation (mm)	40,00	48,07	61,27	64,87	81,10	93,50	107,17	111,00	92,07	67,60	55,90	46,50	72,42

Source : ONM

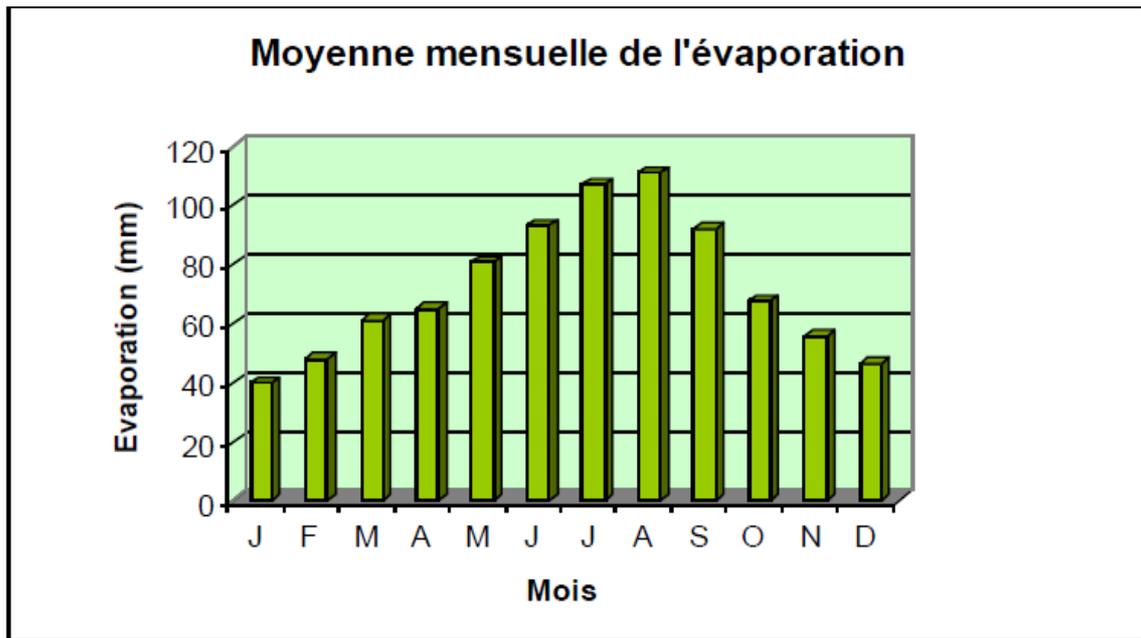


Figure I-4 : Représentation graphique moyenne mensuelle de l'évaporation

Le tableau ci-dessus montre que l'évaporation est importante en été. Elle atteint son maximum au moins d'août avec une valeur de 111mm. Le minimum est enregistré au mois de février avec une valeur de 48,07mm, celle de la moyenne annuelle est de 72,42mm .

1.4.4 Le vent :

Tableau I-5 : Moyennes mensuelles et annuelle du vent (période 1994-2008)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	MOY.A
V (moy) m/s	1,74	2,35	2,81	2,52	2,51	2,74	2,68	2,39	2,3	1,76	2,17	2,05	2,32

Source : ONM

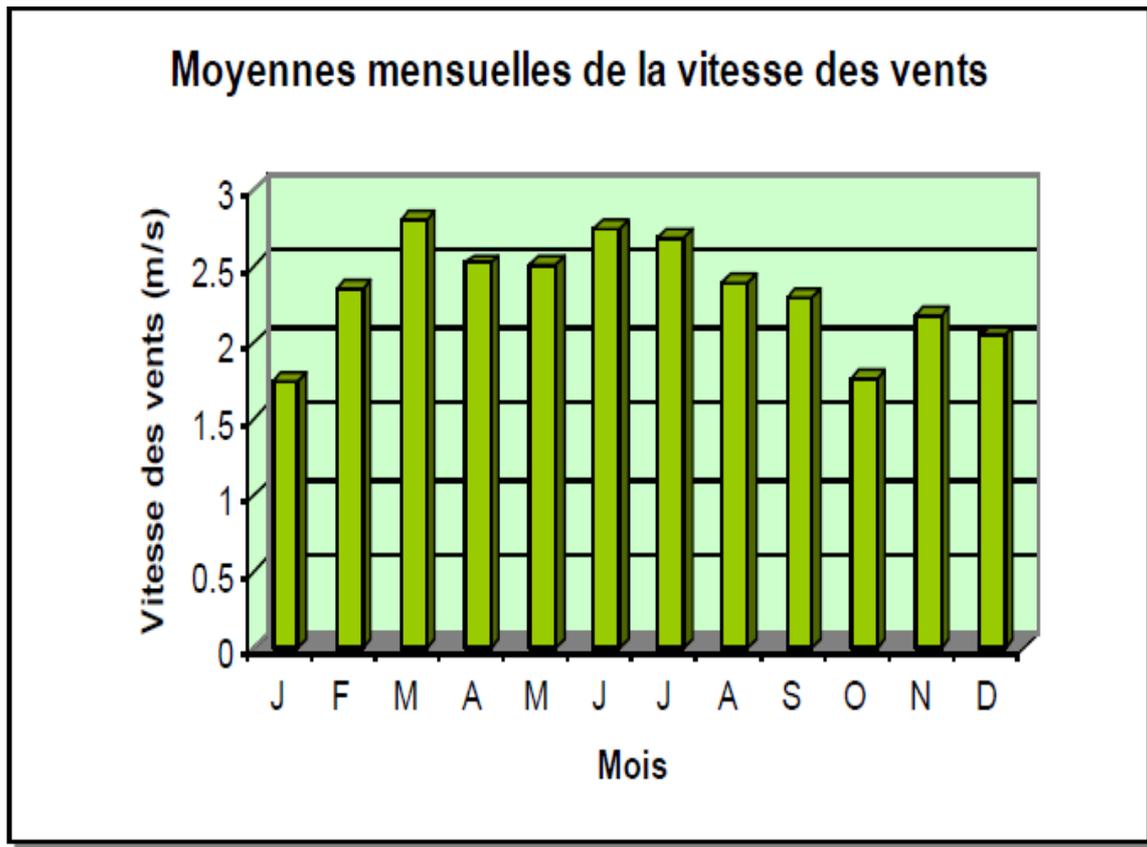


Figure I-5 : Représentation graphique des moyennes mensuelles de la vitesse des vents

1.5 Caractéristiques géologique de la région :

La zone d'étude est constituée par des roches sédimentaires, reposant sur la mole de Bouzereah formé de roches métamorphiques.

Dans la partie nord-est de la zone d'étude se rencontre quelques affleurements de terrains sur les pentes du massif de Bainem.

Le plateau d'Ain Benian est en partie recouvert de dépôt torrentiel provenant des micaschistes et schistes du massif de Bouzereah. [1]

I.6.1 hydrologiques :

La région étudiée est caractérisée par des oueds pérennes qui ont un débit d'étiage excessivement faible :

- L'oued BENI MESSOUS qui draine le plateau de Chéraga-Ain Benian .
- L'oued BRIDJA qui prolonge l'oued Faouara dans la région de BOUCHAOUI.

L'oued de BENI MESSOUS est le plus grand oued côtier, son bassin est clairement délimité sur le versant ouest du sahel. C'est le réceptacle de toutes les eaux usées domestique et industrielles.

L'oued descend vers l'ouest en direction de Chéraga puis tourne à droite pour terminer sa course entre Ain Benian et Staoueli. Par sa longueur 11.5km et son débit, c'est le moins important du massif de Bouzareah. Il coule au milieu de petites collines et sur un plateau qui le borde. Dans la partie haute de son cours, il traverse des vergers, des vignobles et des jardins maraichers. Son embouchure traverse des marécages et se termine au milieu des sables, dans une forêt de roseaux et lauriers roses.

Le littoral près de l'embouchure de cet oued présente l'une des plus importantes régions touristiques de la zone de projet. [1]

I.6.2 Hydrogéologie :

- Au niveau régional :

-La nappe du sahel est constituée par des dunes, poudingues et grés et par des sables plus ou moins argileux et rubéfiés. Ces formations géologiques forment un bar aquifère alimenté essentiellement par la pluviométrie et par une circulation diffuse souterraine.

-La nappe de l'astienne les interstices se trouvant dans les grés constituent une roche favorable à l'emmagasinement de l'eau, mais l'essentiel se trouve entre l'astien et le plaisantin dont ce dernier constitue la couche planché permettant de garder une nappe de 5m de hauteur, des sources de résurgence peuvent apparaître en surface à certains endroits. [1]

- Au niveau de la zone d'étude :

L'existence ou l'inexistence d'une nappe au niveau de la zone d'étude sera confirmée ultérieurement par les résultats de l'étude géotechnique. [1]

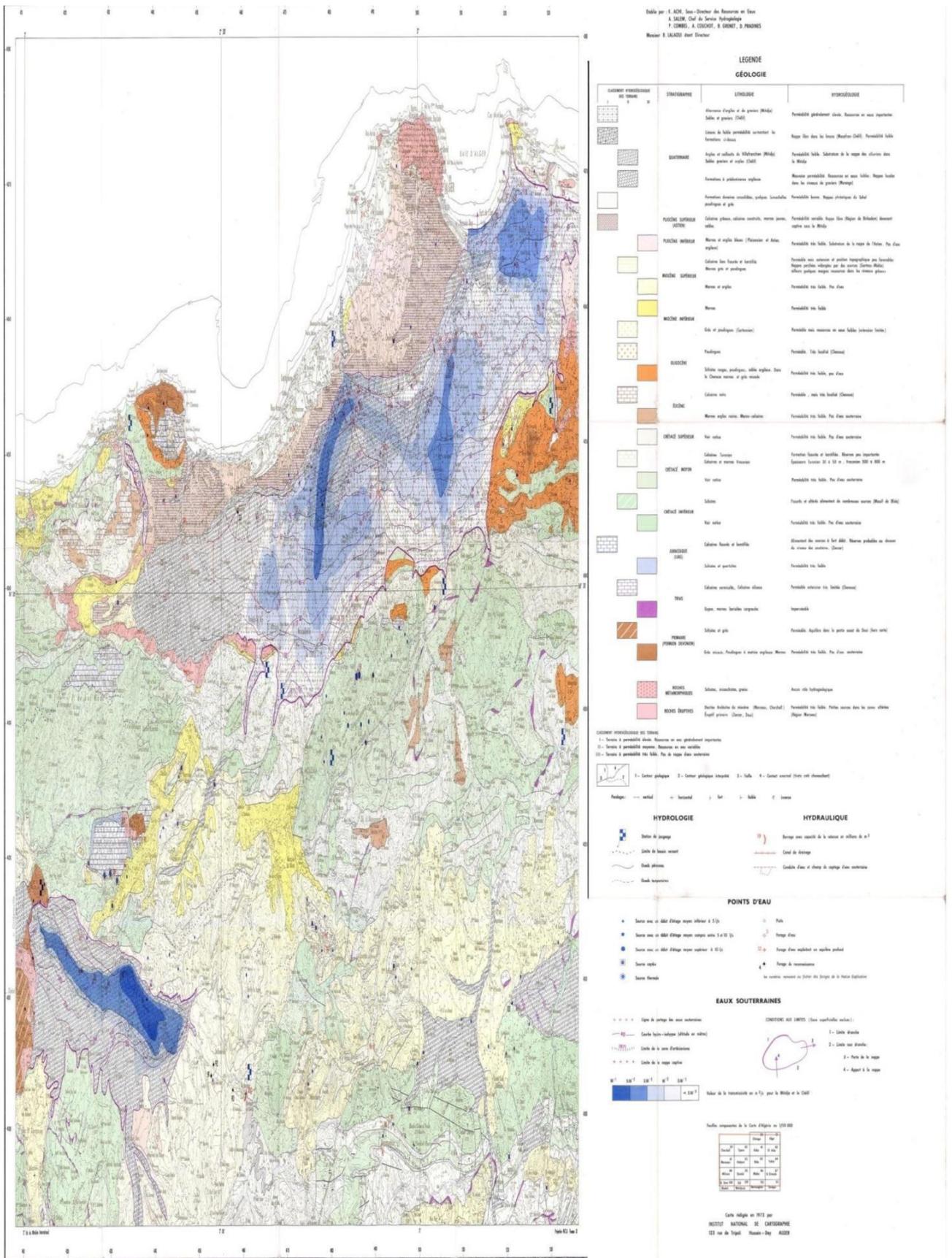


Figure I-6 : Carte hydrogéologique d'Algérie

1.7 Activité agricole :

Le tableau suivant nous donne la répartition des terres agricoles de la zone d'étude :

Communes	Superficie agricole totale (ha)	SAU (ha)	Terres Maraichères (ha)	Plantation (ha)	Terres incultes (ha)
Ain benian	799	645	586	97	154
Beni Messous	149,27	147,27	112,68	35,47	2
Ouled fayet	1150	976	720	240	174
Chéraga	1379	1171	840,75	373,75	208
Parc Dounia	800	600	-	-	-
Sup totale (ha)	4277,27	3539,27	2259,43	746,22	538

Source : ONS

D'après le tableau ci-dessus, on remarque que la surface agricole utile(SAU) est de 3539,27 hectares soit 82,75% de la surface agricole totale. Quand à la surface des terres incultes, elle occupe 792 hectares, soit 12,58% de la surface agricole totale.

1.8. CONCLUSION

La région de site étudié est caractérisée par un climat méditerranéen, sec et chaud en été, froid et rigoureux en hiver. La station d'épuration sur oued beni messous est destinée au traitement des eaux résiduaires urbains domestique .

II.1.INTRODUCTION :

Traiter les eaux usées, veut dire les «nettoyer » avant qu'elles ne soient rejetées dans le milieu naturel (épuration). Une eau usée comprend une partie liquide et une autre solide appelée matières en suspension (MES). Les eaux usées urbaines peuvent être, traitées par divers procédés, à des degrés d'épuration et à des coûts variables selon le niveau de qualité exigé par le milieu récepteur et les quantités de substances indésirables se trouvant dans les eaux usées.

Ces procédés dépendent essentiellement de :

- L'importance de la charge polluante à traiter
- La qualité de l'effluent requise.
- La disponibilité du terrain.

On a deux principaux traitements :

Traitement physico-chimique (réactif chimique).

Traitement biologique (micro-organismes vivants).

II.A. 2.L'ORIGINE DES EAUX RESIDUAIRES :

Elles ont pour origine l'eau utilisée pour les besoins des activités humaines. (Usage domestique, usage industriel, entretien des espaces publics...).

A.2/a. les eaux usées domestiques :

Constituées par :

- Les eaux vannes (eaux de WC)
- Les eaux ménagères (eaux d'éviers, lavabos, douches, baignoires, appareils ménagers...)

A.2/b. les eaux usées industrielles :

Variées et étroitement liées à l'activité de l'industrie. Elles sont susceptibles de contenir des matières corrosives, toxiques, inhibitrices ou dangereuses qui outre les phénomènes de pollution qu'elles engendrent pour le milieu naturel, peuvent entraîner à l'amont :

- Corrosion des installations d'assainissement, désagrégation du béton.
- Des dangers pour la sécurité du personnel chargé de l'entretien des installations d'assainissement. (Intoxication provenant de dégagement de gaz toxique, risques d'exposition).
- L'inhibition des phénomènes biologiques d'épuration (métaux lourds).

Les eaux usées des industries peuvent être mélangées aux eaux usées domestiques si elles ne présentent pas de danger pour le réseau et la station d'épuration dans le cas contraire, elles doivent subir un traitement spécifique plus ou moins poussé.

A.2/c. les eaux pluviales :

Ces eaux peuvent être fortement polluées, surtout en débit de pluie du fait :

- Du lavage des chaussées grasses et des toitures chargées de poussière.
- De la dissolution des fumées dans l'atmosphère.
- Du lessivage des zones agricoles traitées.

A.3. PRESENTATION D'UN SYSTEME D'EPURATION :

Une goutte d'eau usée produite par le consommateur transite par plusieurs étapes avant d'être rejetée dans le milieu naturel. Ce cycle épuratoire débute par la collecte des eaux usées.

SEAAL, gère sur les périmètres d'Alger et de Tipasa plus de 4 500 km de réseau d'eaux usées qui permettent d'acheminer les eaux vers 7 stations d'épuration (STEP).

52 postes de relevage sur Alger et 8 sur Tipasa (avec 15 postes de relevage supplémentaires en cours de raccordement sur Tipasa), dont le rôle principal est de pomper progressivement les eaux au fil des variations topographiques du terrain vers les sites de traitement, sont exploités 24h/24. Une goutte d'eau usée peut ainsi transiter par plusieurs postes de relevage successifs avant de rejoindre une STEP. Le réseau est équipé par endroit d'exutoires nommés «déversoirs d'orage» permettant de sécuriser le réseau contre des surcharges, notamment en temps de pluie de forte intensité.

Ces déversoirs d'orages sont progressivement instrumentés afin de garantir leur fonctionnement optimal. Une fois arrivées sur une Station d'Épuration, les eaux usées subissent différentes étapes de traitement pour devenir une eau épurée apte à être accueillie par le milieu naturel sans impact environnemental.

Les premières étapes de traitement mettent en jeu des dispositifs physique faisant intervenir des grilles, tamis ou filtres pour retenir les particules de grosse taille. Les éléments plus fins (sables) sont ensuite piégés par décantation.

La pollution résiduelle, après prétraitement, se caractérise principalement par :

- la pollution carbonée.
- la pollution azotée.
- la pollution phosphorée.

Ces composantes de la pollution servent de nutriments à des bactéries épuratrices qui sont « cultivées » dans les STEP. La consommation de la pollution par les bactéries va engendrer une épuration des eaux mais également un accroissement de la quantité de bactéries. La quantité excédentaire de bactéries épuratrices également nommée « biomasse », doit être extraite, sous forme de boue liquide.

Les eaux et la biomasse passent par un ouvrage de séparation en fin de traitement. Les eaux ainsi assainies sont ensuite rejetées en milieu naturel ou réutilisées pour l'irrigation des terres agricoles dans le cadre de la réglementation en vigueur.

Des procédés de concentration et de déshydratation des boues liquides vont conduire

À la production d'une boue pâteuse contenant des éléments fertilisants.

La production actuelle des 7 stations d'Alger et de Tipasa est de l'ordre de 36.000 tonnes de boue brute, contenant 75% d'eau, soit environ 9.000 tonnes de boues sèches par an.

Le rôle de SEAAL est ainsi clairement défini en matière d'assainissement. Cependant,

la contribution de tous les citoyens est indispensable afin, d'une part, de s'assurer que leurs rejets sont intégralement collectés par le réseau public et, d'autre part, qu'ils ne perturbent pas le bon fonctionnement des dispositifs de collecte et de traitement [4]

des eaux usées. Il est du devoir de chacun de :

- S'assurer que son activité (personnelle ou professionnelle) ne génère pas de rejet direct dans le milieu naturel
- Dissocier les systèmes de collecte des déchets solides des systèmes de collecte des eaux usées. Nous constatons malheureusement que de nombreux déchets ménagers et gravas sont encore régulièrement extraits des réseaux et des STEP.
- Prendre conscience que le cycle de l'eau est global : La protection de la ressource en eau passe obligatoirement par une collecte et un traitement efficient des eaux usées domestiques et industrielles. Chacun doit donc adapter son comportement dans une perspective court, moyen et long termes, dans une logique de Développement Durable.

A.3.1. schéma des stations d'épuration (wilayas d'Alger et de Tipaza) :

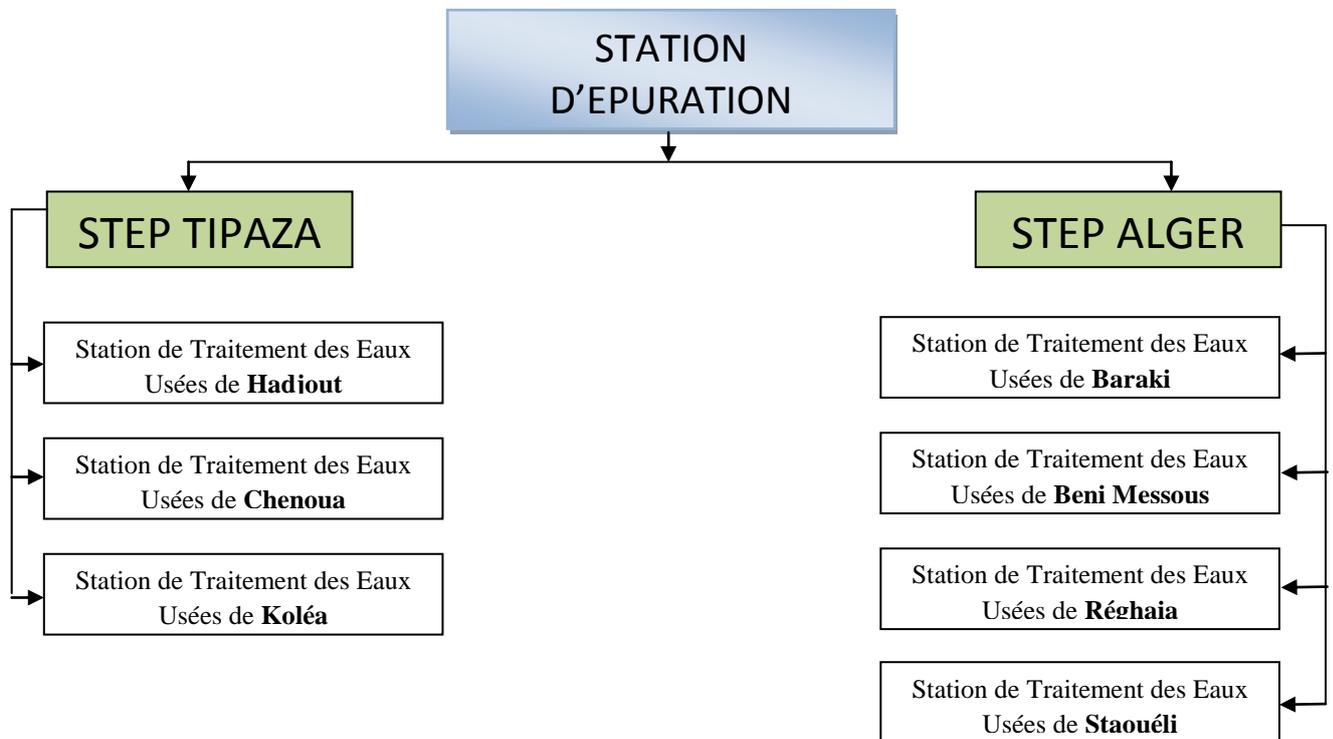
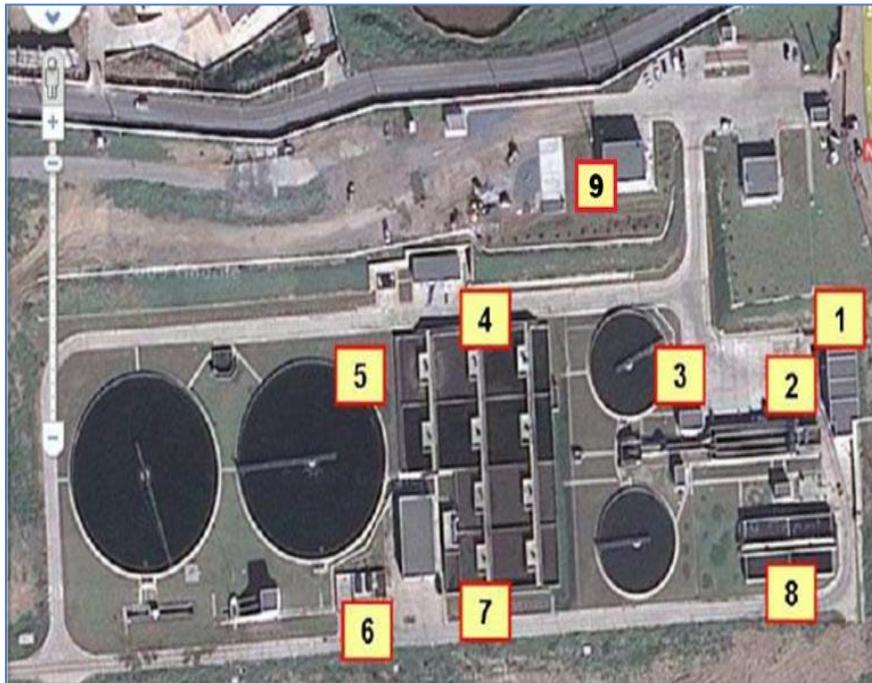


Figure II-1-Schéma général des station d'épurations sur la wilaya d'Alger

A.4. STATION DE TRAITEMENT DES EAUX USEES DE BENI MESSOUS :

La STEP actuelle de Beni Messous a une capacité épuratoire de 250 000 Eq.Hab. Pour un débit moyen théorique de 50.400 m³/j. Cette STEP a été mise en service en 2007. Une extension est en cours de réalisation pour doubler sa capacité de traitement et compléter le traitement tertiaire. Deux extensions ultérieures sont prévues, portant la capacité totale de la STEP de Beni Messous à 500 000 Eq.hab en 2015 et 810.000 Eq.hab à l'horizon 2025. Cette station a reçu en moyenne 33.400 m³/jour en 2013 et produit 8.800 tonnes de boues à 22.9 % de siccité. Les performances de traitement permettent de garantir

une conformité du rejet de 100% sur 2013 et un rendement d'élimination de la pollution de 95% [5]



- 1) Dégrillage
- 2) Dessableur / déshuileur
- 3) Décanteur primaire
- 4) Bassin d'aération
- 5) Clarificateur
- 6) Déshydratation
- 7) Stabilisation
- 8) Epaisseur
- 9) Bâtiment d'exploitation



Figure II-2 : les différents éléments de la step

A.4.a ROLE DE STATION EPURATION :

Traiter les eaux usées de façon à :

- Protéger l'environnement.
- Protéger la santé publique.
- Valoriser les eaux épurées.
- Valoriser les boues des stations d'épuration.

A.4.b.PRINCIPES ELEMENTAIRES D'EPURATION :

Les différents procédés épuratoires sont décrits dans l'ordre classiquement adopté en épuration :

- Prétraitements : dégrillage, dessablage, déshuilage.
- Traitement primaires : décantation, traitements physico-chimiques.
- Traitement secondaires : azote, phosphore, désinfection.
- Traitement des boues.

A.4.c. PROCEDES PHYSIQUE D'EPURATION :

1. Le Prétraitement :

a /Le Dégrillage : élimination des déchets volumineux.

- Rétention de gros déchets à l'aide d'une grille
- On distingue le dégrillage fin et le dégrillage grossier.



Figure II-3 : le Dégrillage

b/Le Dessablage : enlèvement des sables lourds.

- Le sable peut causer l'abrasion des équipements et de bouchage des canalisations.
- Le sable est séparé donc de l'eau dans des ouvrages (bassins) où la vitesse de passage de l'eau usée ne doit pas dépasser 0,3m/s.

C /Le Dégraissage : élimination des graisses légères.

- Les graisses contenues dans les eaux usées domestique proviennent des eaux ménagères (cuisines) origine animal ou végétale.
- Eliminer les flottants et graisses flottables "solides" en suspension Rendement du dégraisseur : 5 à 20%.



Figure II-4 : le dégraissage

2. La Décantation primaire :

Les eaux usées prétraitées contiennent encore des matières en suspension MES qu'il faudra éliminer en les faisant décanter sous l'effet de leurs poids. Pour cela, les eaux doivent reposer dans un bassin généralement circulaire pendant un temps ne dépasse pas deux heures (le décanteur).

Dans cet ouvrage, l'eau prétraitée arrive par le fond et remonte pour se répartir à la surface et c'est là que la particule en suspension commence à descendre (décanter). Il est impérative que l'eau remonte moins vite que la particule en suspension qui descendre. Pour cela la vitesse de remontée de l'eau ne doit pas dépasser 2m/h.

Les particules qui décanter au fond de l'ouvrage s'accumulent et constituent les boues de décantation primaire. En général, on retrouve 70% de ces particules MES au fond de l'ouvrage. Le décanteur est équipé d'un pont racleur muni d'un racleur de fond qui racle la boue décanter au milieu de l'ouvrage pour faciliter l'extraction des boues.



A.5. PROCÉDE D'ÉPURATION PAR BOUES ACTIVÉES :

Le principe de l'épuration par boues activées consiste en l'élimination de la pollution grâce à des bactéries contenues dans l'eau usée pendant. Pour ce faire il faut :

- Apporter la nourriture adéquate à ces bactéries.
- Fournir l'oxygène nécessaire pour la dégradation de la pollution.
- Un brassage efficace qui permet un bon contact entre les bactéries, La nourriture et l'oxygène.
- Une recirculation des boues pour le maintien d'une concentration constante en micro-organismes dans le bassin d'aération.
- Une extraction régulière des boues du fait du développement en permanence des bactéries.



Figure II-5 :le bassin d'aération

5.a. Le clarificateur :

Principe :

- La boue du bassin biologique est séparée de l'eau traitée par décantation simple.
- La boue accumulée en fond d'ouvrage une partie est récupérée et retournée vers le bassin, l'autre partie est traitée par la filière boue.



Figure II-6 : le clarificateur 1 et 2

5. b. Paramètres influençant le fonctionnement :

- Concentration en boue (CBA).
- Taux de recyclage (T x R).
- Vitesse (Q x S).
- Indice et qualité de la boue.
- Dimensions (diamètre, profondeur, pente,).
- Présence de nitrates => risque flottation.

A.6. FILIERES DE TRAITEMENT DES BOUES :

6. a. Les phases de traitement :

1. Épaississement :

- Réduction du volume de la boue.
- Production d'une boue plus concentrée en MS.
- Evacuation d'une eau claire, peu chargée, qui est recirculée en tête de station.



Figure II-7 : image réelle de la boue

2. Stabilisation :

- La station fonctionne la moyenne charge l'âge des boues est fixé entre 6 et 8 jours, pour cette raison nous devons terminer la dégradation des matières organiques toujours présente au niveau de cette boue.
- La stabilisation au niveau de la STEP est un procédé aérobie similaire au bassin d'aération, l'âge des boues y est fixé aux environs de 21 jours.

3. Déshydratation :

- La STEP utilise des filtres bandes pour déshydratées les boues en excès, un additif de type polymère est ajouté à la boue pour réaliser cette opération.
- Ces boues sont évacuées vers la décharge publique.

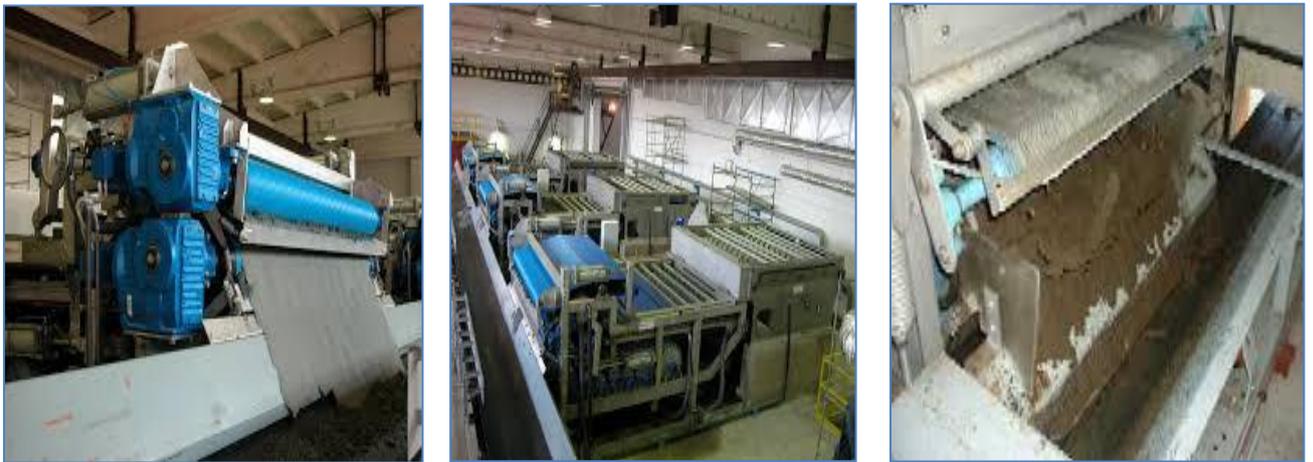


Figure II-8 : différents images de la machine déshydrations

II.B.1. Les principaux procédés d'épurations biologiques rencontrés

B.1.1. Procédé intensifs:

Les techniques les plus développées au niveau des stations d'épuration urbaines sont des procédés biologiques intensifs.

Le principe de ces procédés est de localiser sur des surfaces réduites et d'intensifier les phénomènes de transformation et de destruction des matières organiques qu'on peut observer dans le milieu naturel.

Dans le milieu naturel, on distingue deux types de procédés :

- Procédé à culture libre (La technique des boues activées)
- Procédé à culture fixe (Les lits bactériens et disque biologique).

II.B.1.2.Procédé biologique a culture libre (les boues activée):

Le terme culture libre regroupe les procédés où l'on provoque le développement d'une culture bactérienne dispersée sous forme de floccs au sein de l'affluent à traiter.

Ils reproduisent industriellement l'effet des rivières et des étangs, ce procédé qui provoque le maintien des micro-organismes qui sont chargés de l'épuration, ce procédé est nommé (boues active).

2. a. Description du procédé :

Ce procédé a pour but la destruction de matière organique biodégradable sous l'action de micro-organisme (bactéries) qui prolifère en présence d'oxygène dissous. On a quatre principales utilisations spécifiques du procédé de boues activées

- Elimination de la pollution carbonée (matières organiques)
- Elimination de la pollution azotée
- Elimination biologique du Phosphore
- Stabilisation des boues : procédé dit d'« aération prolongé » ou « digestion aérobie »

En pratique il peut transformer l'azote organique et ammoniacale en nitrate puis les nitrate en azote (N₂) et le carbone en (CO₂). Comme suit :

2. b.Elimination de l'azote et de phosphore :

L'azote des eaux usées se présente surtout sous forme ammoniacale (NH₄⁺).

Pour la pollution azotée, il faut un traitement biologique plus long où les boues activées sont alternativement aérées puis privées d'oxygène.

Dans un premier temps, les bactéries nitrifiantes vont oxyder l'ammoniaque avec le nitrate (NO₃⁻) puis des bactéries dénitrifiant prennent le relais pour réduire (en absence d'aération) les nitrates en azote atmosphérique non polluant (N₂).

Au bout du compte, 90 % de l'azote est éliminé des eaux usées

La réaction de nitrification s'écrit :
$$\text{NH}_4^+ + 2 \text{O}_2 + 2 \text{OH}^- \longrightarrow \text{NO}_3^- + 3 \text{H}_2\text{O}$$

La réaction de dénitrification s'écrit :
$$2 \text{NO}_3^- + 2 \text{H}^+ \longrightarrow \text{N}_2 + \text{H}_2\text{O} + 5/2 \text{O}_2$$

2.c.Elimination biologique du Phosphore :

Pour les phosphates, il faut d'abord priver les bactéries d'oxygène afin qu'elles cèdent leurs propres phosphates intracellulaires. C'est une étape indispensable pour ensuite faire consommer des phosphates en plus grandes quantités. Dès qu'elles sont à nouveau aérées, les bactéries réabsorbent non seulement leurs phosphates, mais aussi 50 à 60 % de ceux apportés par les eaux usées.

Dans les stations d'épuration à boues activées, le phosphore et l'azote peuvent également être éliminés par un traitement physico-chimique (ajout d'un coagulant métallique), mais en générale, surtout pour l'azote, les procédés biologiques sont aujourd'hui les plus compétitifs et

les mieux adaptés en raison de leur facilité de mise en œuvre, de leur coût modéré et de la possibilité de combiner l'élimination des pollutions carbonées et azotées.

Une station de traitement par boues activées comprend dans tous les cas :

- Un bassin dit d'aération dans lequel l'eau à épurer est mise en contact avec la masse bactérienne épuratrice.
- Un clarificateur dans lequel s'effectue la séparation de l'eau épurée et de la culture bactérienne.
- Un dispositif de recirculation assurant le retour vers le bassin d'aération des boues biologiques récupérées dans le clarificateur, cela permet de maintenir dans ce bassin la quantité ou la concentration nécessaire en micro-organismes pour assurer le niveau d'épuration souhaité.
- Un dispositif d'extraction et d'évacuation des boues en excès, c'est-à-dire du surplus des cultures bactériennes synthétisées en permanence.
- Un dispositif de fourniture d'oxygène à la masse bactérienne présente dans le bassin d'aération.

D'une manière générale, différentes variantes du procédé peuvent être observées suivant les paramètres retenus par la classification en fonction de la charge massique, la charge volumique, l'aération et l'écoulement dans le bassin d'aération.

2.d. La Charge massique

La charge massique C , est le rapport entre la masse journalière en DBO_5 à traiter et la masse des batteries épuratrices présentes dans le bassin d'aération.

2.e. La Charge volumique:

Cette charge représente la quantité de pollution introduite par jour rapportée au m^3 du bassin d'aération, cette donnée permet d'évaluer le volume du bassin d'aération et n'a aucune signification biologique.

II.B.2. Classification :

La classification la plus utilisée est basée sur la charge massique, elle met en évidence trois grandes classes qui sont :

- Faible charge
- Moyenne charge
- Fort char

Caractéristique	FORTE CHARGE	MOYENNE CHARGE	FAIBLE CHARGE
Charge massique $C. = \text{kgDBO} / \text{kgMVS.J}$	> 0,5	$0,2 < C. < 0,5$	$0,07 < C_m < 0,2$
Temps de séjour dans le bassin	1 à 3 heures	3 à 10 heures	10 à 20 heures et plus
Consommation d'oxygène $\text{kg O}_2 / \text{kgDBO}$ réduite	0,4 à 0,8	0,8 à 1,3	1,3 a 2
Production de boues $\text{Kg boues sèches} / \text{kg DBO}$ réduite	0,4 à 0,7	0,3 à 0,5	0,1 a 0,2
Taux de recyclage des boues	0,6 a 0,8	0,8 à 0,95	> 0,95
Rendement de dépollution	50 à 70 %	70 à 95 %	> 95 %
Nitrification $\text{NH}_3 + \text{O}_2 \rightarrow \text{NO}_2 + \text{NO}_3$	Nulle	Partielle	Très avancée

Tableau N°II.1 Classification des boues

II.B.3.1. Chaîne générale d'épuration des eaux usées :

Les eaux usées des agglomérations peuvent être traitées par divers procédés à des degrés d'épuration et à des coûts variables, selon le niveau de qualité exigé par le milieu récepteur et les usages de l'eau. Le but du traitement est de séparer l'eau des substances indésirables pour le milieu récepteur. Ces substances brutes ou transformées devront être évacuées de façon satisfaisante pour l'environnement.

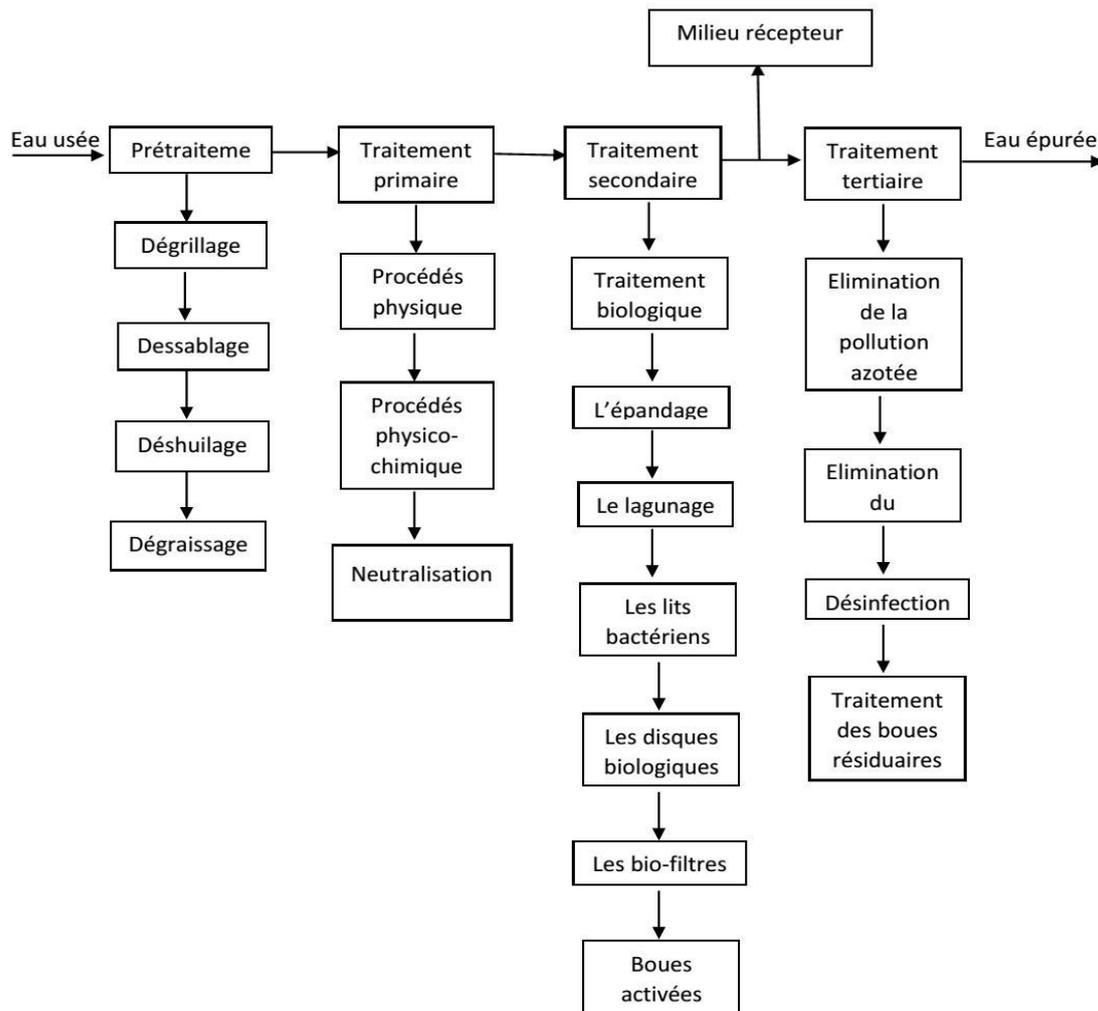


Figure II-2-Schéma général d'épuration des eaux usées

II.B.3.2. Le prétraitement :

L'objectif principal de cette étape est de séparer de la phase liquide les matières solides grossières, parmi les étapes de prétraitements on peut citer : déchets volumineux (dégrillage), sables (dessablage) et corps gras (dégraissage –deshuilage).

II.B.4-Choix du procédé d'épuration biologique :

Les différents procédés d'épuration permettent d'obtenir une eau traitée respectueuse de l'environnement. Le choix du procédés le plus adéquat à traiter une eau usée ce fait en considérant les paramètres et les critères suivants :

- ✧ Taille de la population raccordée à la station ;
- ✧ Qualité de l'effluent ;
- ✧ Régularité du fonctionnement ;
- ✧ Rendement épuratoire ;
- ✧ Gestion des boues ;

- ✧ Coût d'exploitation ;
- ✧ Consommation d'énergie ;
- ✧ Coût d'investissement ;
- ✧ Place nécessaire.

Pour notre étude, après comparaison des différentes variantes nous avons opté pour le procédé d'épuration biologique à boues activées, et ce pour les raisons suivantes :

- ✧ Taille de la population importante dont les rejets ne peuvent être traités par les autres procédés ;
- ✧ Sensibilité du milieu récepteur qui demande un bon rendement épuratoire ;
- ✧ La qualité de l'effluent qui est fortement chargé en DBO₅ et MES.
- ✧ La place nécessaire à l'installation de la station, ne permet pas un traitement par disque biologique ou lits bactériens, encore moi par lagunage.
- ✧ La faible sensibilité aux variations de températures du procédé à boues activées.
- ✧ Absence totale d'odeur et de mouche dans le procédé à boues activées.

II.C. Conclusion :

Dans ce chapitre on essaye de présenter les différents ouvrages de notre station d'épuration, aussi les procédés d'épuration puis on a choisi le procédé biologique

III- INTRODUCTION

Pour réaliser correctement une étude de fondation, on **doit prendre en compte la nature des formations constituant le sous-sol**. Le rapport géotechnique présenté ci-dessous, concerne l'assiette de terrain réservée à la construction de la deuxième tranche de la STEP de Beni Messous. IL contient les informations suivantes :

- La description et les conditions géologiques du sol.
- Les résultats des études du sol conduites sur place.
- Les calculs et les recommandations concernant le type, le mode et la profondeur des fondations.

Pour réaliser ces objectifs ,on devise notre étude par deux tranches la première ca sera partie étude par laboratoire « **Géo Lab** » et la deuxième partie c'est l'intervention et solution par la société « **Keller** »

SITUATION DU SITE ÉTUDIÉ :

La station d'épuration de BENI MESSOUS projetée, est située au Nord Ouest de la ville de CHERAGA, rattachée administrativement à la Commune et Daïra de CHERAGA, Wilaya d'ALGER. Les limites du site sont matérialisées comme suit : Au Nord par la STEP existante et la mer, à l'Est par la route nationale N° 11, à l'Ouest par la mer et au sud par l'Oued de Beni Messous .



Figure 3.1 : Photographie aérienne de la zone d'études (Extrait des Google Earth)

NATURE ET SITUATION DES OUVRAGES:

Il s'agit d'ouvrages hydrauliques en béton armé de grandes dimensions et de forme circulaire telles que l'Épaississeur, Décanteurs primaires et secondaires, et de forme rectangulaires telles que le dessableur déshuileur, le bassin de traitement biologique, et le filtre à sable. Les ouvrages seront distribués d'une manière symétrique à la première tranche avec un léger décalage vers l'Ouest imposé par l'Oued de Beni Messous.

LES CARACTERISTIQUES DU SITE :

La géologie du site :

La carte géologique de CHERAGA, feuille N° 20 (1/50 000) dont un extrait est joint ci-dessous montre que le site étudié est constitué d'une formation alluvionnaire d'âge Quaternaire (a^2). Cette formation est constituée de sable argilo limoneux, limons, graves et cailloux reposant sur un substratum marneux d'âge Plaisancien

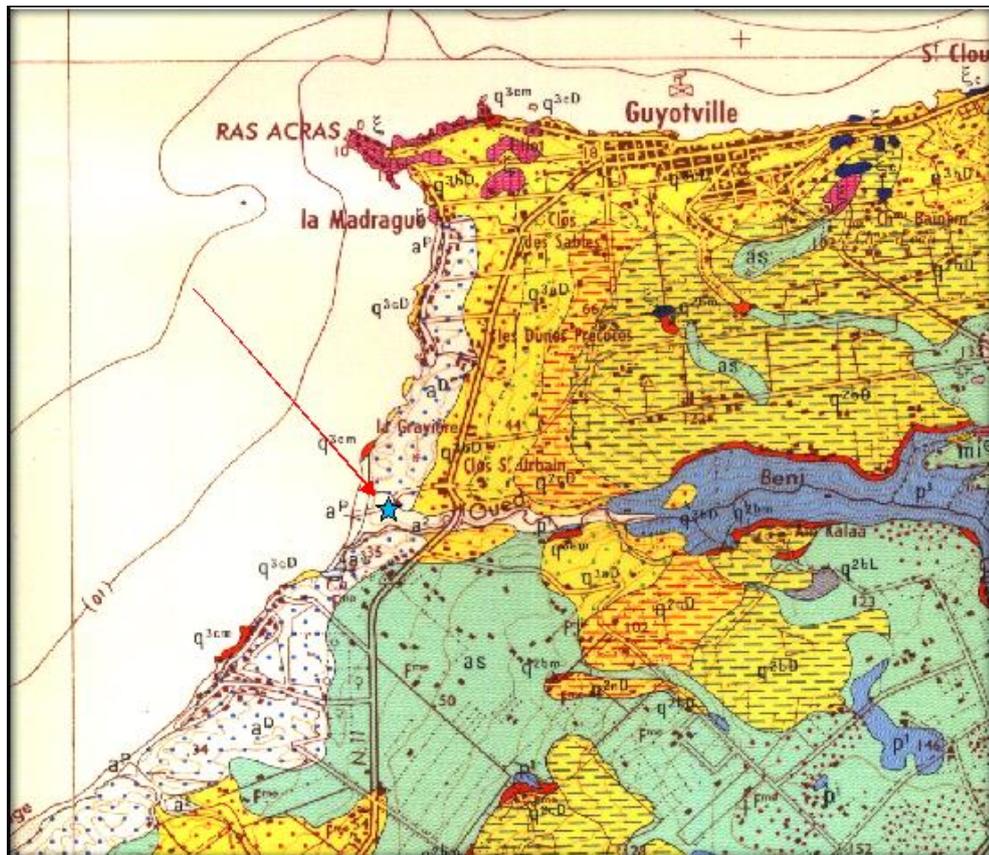


Figure3-2 : Extrait de la carte géologique (1/50 000) de la zone d'études

CADRE MORPHOLOGIQUE DU SITE:

Du point de vue morphologique, la station d'épuration est projetée à proximité du lit de l'Oued de BENI MESSOUS. Le terrain d'assise présente une morphologie plane non accidentée et très peu surélevée par rapport au lit de l'oued.



Figure 3-3 : photographie de la zone d'étude

CADRE SISMIQUE DE LA ZONE :

Selon le zoning sismique établi par le R.P.A 2003, le site est classé dans la zone macrosismique **III** qui est de forte sismicité.

L'ouvrage projeté est considéré comme ouvrage important groupe **1B** selon le RPA 2003.

L'accélération mesurée au niveau de la région d'Alger suite au séisme du 21 Mai 2003 est de

0.4g (RPA.2003) d'où :

Est-Ouest : **ah = 0.2 g**

Verticale : **av = 0.6 g**

A / ETUDE DU SYSTEME DE FONDATION PAR « GEO LAB » :**Étude Géotechnique :**

Les études géotechniques ont pour principal objet les études de sol pour la construction d'ouvrages (pavillons, immeubles, voiries, ouvrages d'art...), et notamment la définition des fondations, mais aussi dans le cadre de diagnostics pour des ouvrages sinistrés. Elles traitent également des phénomènes de mouvement de sol (glissement, affaissement et autres), de déformation (tassements sous charges) et résistance mécanique.

Les résultats de cette étude nous permettent entre autre de connaître les caractéristiques du sol sous chaque ouvrage, et ainsi choisir le type de fondation le plus adapté au projet. Les essais peuvent être réalisés in situ ou en laboratoire à partir d'échantillons de sol prélevés sur site.



Figure3-4: appareil de sondage et pénétromètre.

Moyen mis en œuvres pour le chantier :

- **09 sondages carottés (Sc)**

Le carottage permet de connaître et de positionner les différentes couches du sol traversé ainsi de récupérer des échantillons pour des essais au laboratoire. Ils sont notés SC01 à SC09

- **09 sondages pressiométriques (Sp)**

Le pressiomètre sollicite le terrain depuis son état au repos jusqu'à une valeur limite en augmentant progressivement la pression appliquée au sol. ils sont notés de SP01 à SP09.

- **14 sondages à la pelle mécanique (Fouille) (F)**

Les fouilles ont pour objet de déterminer la profondeur du remblai mis en place lors de la réalisation de la première tranche de la ladite STEP.



Figure 3-5 : Echantillon d'un sondage carotté prélevé de 7,35a 21,95 m de profondeur

Le plan d'implantation des sondages et les sondages de référence sont donnés en **annexe 1**.

Exemple du résultat du sondage carotté donnée on **annexe 2**.

Résultat des essais :

Ces sondages mettent on évidences successivement :

- Des **remblais** de compacité variable lâches à compacts constitués de sables moyen à fin et graves à matrices argilo-limoneuse d'épaisseurs variables allant de 1.50 à 4.00m de profondeur

- Une formation alluvionnaire lâche à moyennement dense constituée de **sable limoneux** comportant des horizons de vases et d'argiles vers sa base jusqu'à 11.50 à 14.00m de profondeur
- Des **sables grésifiés** moyennement dense à dense jusqu'à 16.0m à 23.3m de profondeur
- Des marnes raides à très raides au-delà
- Les essais préssiométriques ont révélé un état sous à normalement consolidé pour la formation alluvionnaire, un état moyennement consolidé caractérisant la formation dunaire et un état normalement consolidé à surconsolidé du substratum marneux.
- Les SPT ont révélé une hétérogénéité de la formation alluvionnaire du point de vue lithologique et état de compacité, et les résultats de l'analyse chimique révèlent selon la norme P 18 011 (juin 1992) que les formations en place ne présentent aucune agressivité notable vis à vis du béton en infrastructure.

A partir des résultats d'essai pressiométrique, et pénétration standard (SPT), et selon le RPA V 2003, le site est classé dans :

- la classe **S4** site très meuble, en surface : Vs entre 100 à 200 m/s
- la classe **S3** site meuble, en profondeur ; Vs > 200 à 400 m/s
- la classe **S2** site ferme, en profondeur ; Vs > 400 à 800 m/s [6]

Classification du site :

Selon le document technique réglementaire DTR BC 2-48 règles parasismiques Algérienne RPA99, révisé en 2003, le site étudié peut être classé en fonction de ces propriétés mécaniques. Les essais pressiométriques sont des moyens efficaces de classification du site.

En utilisant les formules empiriques ci-dessous,

$$\bar{P}_l = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n \left(\frac{h_i}{P_{li}} \right)} \quad \bar{Ep} = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n \left(\frac{h_i}{Ep_i} \right)}$$

P_{li} : Pression limite moyenne à travers la couche (i) d'épaisseur h_i

Ep_i : Module pressiométrique moyen à travers la couche n(i), d'épaisseur h_i

	Pl varie entre (Bar)	Ep varie entre (Bar)
Alluvions	3.20 - 38.60	28.20 - 495.90
Formation dunaire	2.40- 13.00	6.80- 173.70
Marne	11.60- 56.00	78.30- 2280.10

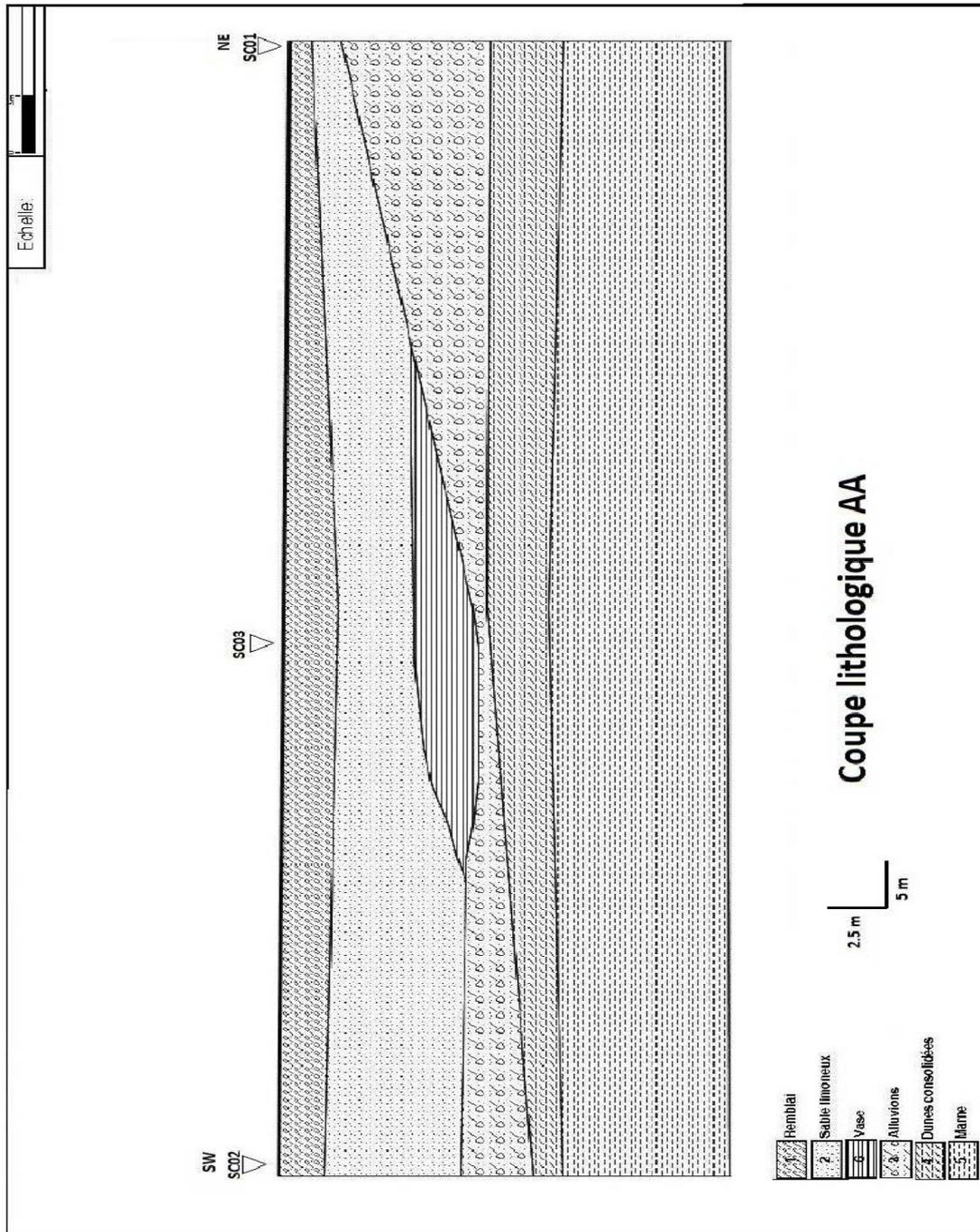


Figure 3-6 : la coupe lithologique A-A [7]

4. Caractéristiques géomécaniques retenues :

A partir des sondages du BE de sol LGEO LAB du 21 Novembre 2012, il a été établi 3 synthèses afin de bien considérer les hétérogénéités du site:

Pour faciliter notre travaille on doit deviser notre zone d'études par trois zones :

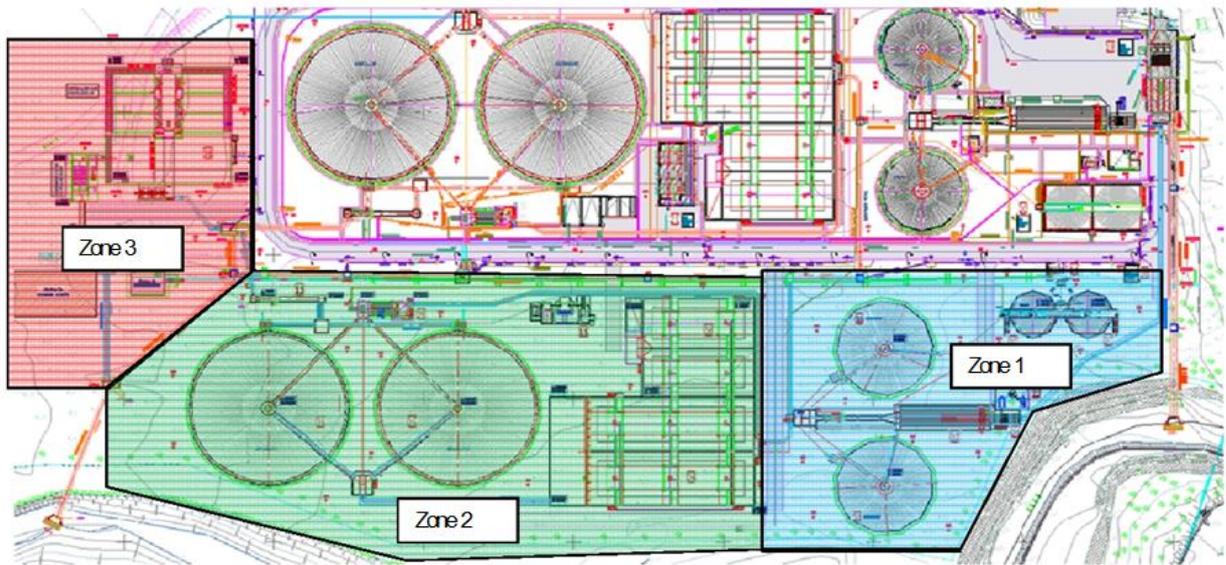


Figure 3-7 : Les trois zones (selon la *Vue en plan - Implantation Générale*)

Zone 1 : Sondage SP3 et SC3 : [7]

Cote	Profondeur	Faciès	N _{SPT}	EM (N _{SPT}) Corrélation *	p _l	E _M	α	E _{oed}
[NGA]	[m]	[-]	[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[MPa]
9.30 à 5.30	4.00	Remblai graveleux	10	5	-	-	1/3	15.0
5.30 à 0.30	9.00	Sable limoneux	10	5	0.40	4.2	1/2	8.4
0.30 à -2.70	12.00	Vase très sableuse	9	4.5	0.28	3.8	2/3	5.7
-2.70 à -4.20	13.50	Argile limoneuse	20	13.0	0.37	3.4**	1/2	26.0
-4.20 à -8.20	17.50	Sable avec éléments graveleux et caillouteux	-	-	0.80	11.3	1/3	33.9
< -8.20	> 17.50	Marne	-	-	> 5.15	> 108.3	1/2	> 200

Zone 2 : sondage SP7 - SC7 et SP8 - SC8 : [7]

Cote	Profondeur	Faciès	N_{SPT}	$EM(N_{SPT})$ Corrélation *	ρ_s	E_M	α	E_{oed}
[NGA]	[m]	[-]	[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[MPa]
8.50 à 7.00	1.50	Remblai graveleux	-	-	0.50	5.0 (estimé)	1/3	15.0
7.00 à -2.00	10.50	Sable limoneux	10	5.0	0.56	10.8	1/2	10.0
-2.00 à -4.50 -	13.0	Vase très sableuse	21	10.5	0.39	2.8	2/3	4.2
4.50 à -8.50 -	17.0	Limons argileux	19	12.0	0.61	7.3	1/2	14.6
8.50 à -11.50	20.0	Grés à grains moyens	--	-	1.30	7.3	1/2	14.6
<-11.50	>20	Marnes		-	2.36	18.0	1/2	36.0

Zone 3 : Zone 3 : Sondage SP9 - SC9 :

Cote	Profondeur	Faciès	N_{SPT}	$EM(N_{SPT})$ Corrélation	ρ_s	E_M	α	E_{oed}
[NGA]	[m]	[-]	[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[MPa]
6.00 à 4.50	1.50	Sable peu limoneux	11	5.5	-	-	1/2	11.0
4.50 à -4.00	10.0	Sable peu graveleux	12	6.0	0.50	1.5**	1/3	18.0
-4.00 à -9.50	15.5	Sable limoneux	7	3.5	0.28	1.0**	1/2	7.0
-9.50 à -12.50	18.5	Vase très sableuse	15	7.5	0.72	8.3	2/3	11.2
<-12.50	>18.5	Marne	26	17.0	2.07	34.4	1/2	34.0

Selon les résultats donnés par l'étude géotechnique, un renforcement (traitement) de sol par colonnes ballastées est retenu pour la construction des ouvrages de la station d'épuration. [7]

B/ RENFORCEMENT DE SOL PAR COLONNES BALLASTÉES «killer» :

Introduction :

Le procédé des colonnes ballastées a été développé à la fin des années 1950 par Keller, Les sols comportent plus de 10 à 15 % de limons et argiles, ils peuvent être améliorés par un réseau de colonnes ballastées.

Ce procédé est également utilisable dans les remblais non évolutifs, tels que déblais de constructions, scories ou remblais hétérogènes.

Caractéristiques Générales :

Les colonnes ballastées sont des inclusions souples constituées de matériaux granulaires, sans cohésion, mis en place par refoulement dans le sol et compactés par passes successives.

Le traitement d'un sol par colonnes ballastées conjugue les actions suivantes :

- Augmentation de la capacité portante du sol.
- Réduction des tassements.
- Homogénéisation des caractéristiques géotechniques.
- Augmentation de la vitesse de consolidation par la création d'éléments drainant.
- Augmentation des caractéristiques équivalentes du massif de sol traité.

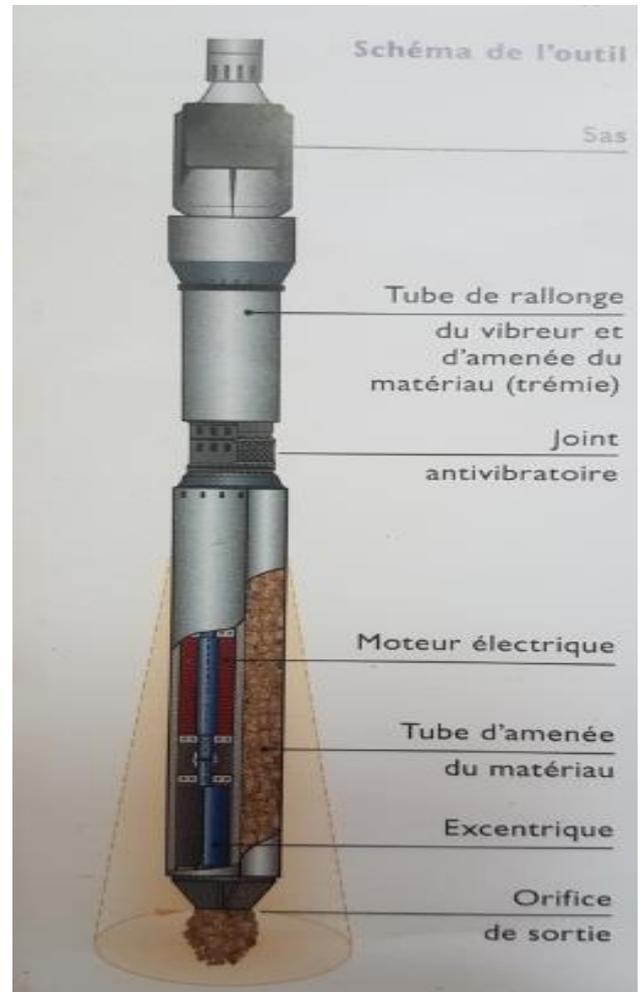


Figure 3-8 : schéma générale de la machine

Objectifs du traitement :

Les travaux de renforcement de sol ont pour objectif de :

- Réduire les tassements absolus totaux (≤ 5 cm).et les tassements absolus sous charges permanentes (≤ 2 cm).
- Rendre les tassements différentiels négligeables ($\leq 1/500$ ème) par une homogénéisation des caractéristiques mécaniques des couches traitées afin de fonder l'ouvrage superficiellement.
- Garantir un taux de travail du sol renforcé sous semelle de 0,2 MPa E.L.S.

Caractéristiques des matériaux constitutifs :

Les colonnes ballastées sont constituées de gravier conforme aux recommandations du CFMS et les caractérisées de calcul sont les suivantes :

- Un module de Young $E_y = 60$ MPa (soit un module œdométrique $E_{oed} = 100$ MPa).
- Un angle de frottement $\varphi = 40^\circ$ (concassé)
- Un coefficient de Poisson $\nu = 0.33$

Caractéristiques du Traitement :

Longueur :

Les colonnes ballastées seront descendues jusqu'au refus du vibreur à la base des formations des limons argileux à argiles limoneux respectivement pour les synthèses des sondages (SP3-SC3) et sondages (SP7-SC7 et SP8-SC8).

Pour la synthèse des sondages SSP9 et SC9, les colonnes ballastées seront descendues jusqu'au refus du vibreur à la base des formations de vase très sableuse.

Sondage	[-]	SP3-SC3	SP7-SC7 SP8-SC8	SP9-SC9
Prof. / TN	[m]	13.50	17.0	18.5
Cote	[NGA]	-4.20	-8.50	-12.50

Les valeurs sont indicatives car le traitement sera adapté en cours de chantier, en fonction des variations de compacité rencontrées. [8]

Diamètre

Nous rappelons que notre mode d'exécution de colonnes ballastées par poussée statique de 25 t sur l'outil vibrant, avec des passes de compactage de l'ordre de 0,5 m de hauteur, permet d'élargir au

maximum le diamètre des colonnes et de mobiliser ainsi pleinement la butée du terrain.

L'expansion d'une colonne va être liée aux valeurs de pressions limites p_l (et indirectement aux modules pressiométriques) des sols traversés : plus la pression limite sera faible, plus la colonne s'expandra. Les diamètres des colonnes seront au minimum de 0.80m.

Par ce mode d'exécution (diamètre des colonnes en fonction de l'étreinte latérale du sol encaissant), nous pouvons garantir une homogénéité de la portance des colonnes quelles que soient la qualité et la résistance mécanique des sols.

Principe de réalisation :

A /préparation : la machine est mise en station au-dessus

Du point de fonçage, et stabilisée sur des vérins, un chargeur à godet assure l'approvisionnement en agrégats.

B /Remplissage : le contenu de la benne est vidé dans le sas, après sa fermeture, l'aire comprimé permet de maintenir un flux continu de matériau jusqu'à l'orifice de sortie .

C /fonçage : le vibreur descend, en refoulant latéralement le sol, jusqu'à la profondeur prévue, grâce à l'insufflation d'aire comprimé et à la poussée sur l'outil.

D/compactage : lorsque la profondeur finale est atteinte , le vibreur est légèrement remonté et le matériau d'apport

se met en place dans l'espace ainsi formé , puis le vibreur est redescendu pour expandre le matériau latéralement dans le sol et le compacter .

E/ Finition :

La colonne est exécutée ainsi, par passes successives , jusqu'un niveau prévu , les semelles de fondations sont alors réalisées de manière traditionnelle .



B /2 Portance Du sol sans Renforcement :

La contrainte admissible sur le sol est calculée ainsi :

$$q_{sol} = \frac{K_p * p_{le}}{3} + q_0$$

K_p le facteur de portance

p_{le} La moyenne des pressions limites sur 1.5 fois la largeur de la semelle

q_0 La contrainte initiale verticale sous la semelle

Le calcul de p_{le} sur la hauteur des colonnes ballastées des valeurs très élevées qui par sécurité ont été limitées à un PI de 0.35 MPA

Ouvrages	K_p	P_{le}	q_0	$q_{aELS\ sol}$	$q_{ref\ ELS\ ouvrage}$
[-]	[-]	[MPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
Décanteur Primaire	> 0.80	> 0.35	36	129	63
Décanteur Secondaire	> 0.80	> 0.35	54	147	67
Epaississeur avec gros béton	> 0.80	> 0.35	27	120	108
Filtres et salle des machines	> 0.80	> 0.35	54	147	93
Canal Venturi Regar Bypass	> 0.80	> 0.35	0	93	45
Dégrillage Fin	> 0.80	> 0.35	0	93	45
Dessableur Déshuileur	> 0.80	> 0.35	29	122	150
Bassin d'Aération + Dégazage	> 0.80	> 0.35	92	185	68
Bassin de Stabilisation	> 0.80	> 0.35	76	169	66

La contrainte appliquée par les radiers est inférieure à la contrainte admissible aux ELS du sol non renforcé, exceptée pour l'ouvrage dessableur/déshuileur. Les colonnes ballastées n'ont pour rôle que de limiter les tassements.

Pour l'ouvrage dessableur/déshuileur la capacité portante du sol sans traitement est inférieure à la charge appliquée totale. On effectuera donc dans ce cas les vérifications en terme de portance après renforcement de sol par colonnes ballastées. [8]

B/3- PORTANCE DU SOL RENFORCE A L'ELS :

Selon les recommandations du CFMS, la charge admissible du sol renforcé par colonnes ballastées est égale à la somme de la charge admissible par les colonnes sous-jacentes et de la charge admissible du sol non traité, soit :

$$Q_{appliqué} < n_{cb} * Q_{cb} + (S_{sem} - n_{cb} * S_{cb}) * q_{sol}$$

Avec :

Q_{cb} : Charge admissible par les colonnes ballastées

n_{cb} : Nombre de colonnes ballastées

S_{sem} : Surface de la semelle

S_{cb} : Surface des colonnes ballastées

q_{sol} : Contrainte admissible du sol

3/1 Portance d'une colonne ballastée isolée :

Contrainte à la Rupture :

La contrainte de rupture q_r de la colonne ballastées, par analogie avec les conditions triaxiales, est donnée par :

$$q_r = \sigma_h \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2}\right)$$

Où σ_r : contrainte radiale

φ_c : Angle de frottement du gravier constituant la partie supérieure de la Colonne ballastée

L'étreinte latérale σ_h est obtenue par :

$$\sigma_h = p_{l,éq} = \sqrt[n]{p_{l1} * p_{l2} \dots \dots p_{ln}}$$

Avec $p_{l1} * p_{l2} \dots \dots p_{ln}$ sont des pression limites obtenues par l'essai pressiométrique et intégrées sur tout la hauteur de la colonne ballastée. [8]

Capacité Portance de la colonne :

la charge admissible sur une colonne est définie par

$$Q_a = q_{adm} * S \quad \text{ou } S \text{ est la section moyenne d'une colonne}$$

La capacité portante des colonnes sera de :

σ_h	φ_c	q_r	q_{adm}	Φ_{moy}	Q_a
[MPa]	[°]	[MPa]	[MPa]	[m]	[kN]
0.35	40	1.61	0.80	0.80	402

Soit au minimum 402 KN aux ELS pour un diamètre de 0.80 m et pour une contrainte admissible de 0.80 MPA.

Cette valeur n'est pas forcément la valeur permettant le dimensionnement du projet. Il est encore nécessaire de définir les tassements qui en résulteront et d'affiner éventuellement la charge de service pour avoir des tassements compatibles avec la pérennité et la stabilité des ouvrages à réaliser. [8]

3 / 2 : Vérification de la capacité portante par le sol renforcé :

Selon les recommandations du CFMS, la charge admissible du sol renforcé par colonnes ballastées est égale à la somme de la charge admissible par les colonnes sous-jacentes et de la charge admissible du sol non traité, soit :

$$Q_{appliqué} < n_{cb} * Q_{CB} + (S_{sem} - n_{CB} * S_{CB}) * q_{sol}$$

Avec :

n_{cb} : Nombre de colonnes ballastées ballastées

Q_{CB} : Charge admissible par les colonnes

S_{CB} : Surface des colonnes ballastées

S_{sem} : Surface de la semelle

q_{sol} : Contrainte admissible du sol

Le tableau ci-dessous récapitule les résultats obtenus pour le sol renforcé :

Ouvrage	Nombre de CBS	Charge Admissible par les CBS	Charge Admissible par le sol	Charge Admissible par la semelle renforcée	Charge maximale à l'E.L.S.
[-]	[-]	[kN ou kN/ml]	[kN ou kN/ml]	[kN ou kN/ml]	[kN ou kN/ml]
Déssableur - Déshuileur	> 27	10854	35676	46530	45807

La capacité portante du sol renforcé est donc suffisante pour la reprise des charges appliquées. [8]

4/ TEAUX DE CONSOLIDATION :

Pour 1 mois, et avec la maille la plus défavorable du s9, le taux de consolidation des couches traitées par colonnes ballastées est le suivant :

Maille [-]	U [%]
Carrée 3,0m x 3,0m	> 99%

Les détaille de calcule sont présenté on **ANNEXE 3**

Lors des testes d'étanchéité des bassins, la consolidation des sols sous la charge des ouvrages va se produire en grande partie durant cette période ce qui aura pour conséquence de réduire fortement les tassements en phase exploitation. [8]

5 / CALCULS DE TASSEMENTS SOUS RADIERS :

5.1 / Tassement sous radiers

Les calculs des tassements sont effectués à partir du logiciel GRETA, commercialisé par la société GETEC. Ce logiciel est basé sur la méthode de calcul de PRIEBE, dont les abaques principaux de référence ont été validés par TERRASOL (rapport n°1994-03844/02, mars 1994). Le logiciel GRETA se base sur la méthode élastique par couche.

Exemple du Calcule de tassement suivante logiciel représenté on **ANNEXE (4)**

L'ensemble des hypothèses de calcul sont synthétisés dans le tableau de l'**ANNEXE (5)**

Les calculs de tassements sont synthétisés dans le tableau suivant :

Ouvrage [NGA]	Maille [-]	Tassements absolus totaux [cm]	Tassements résiduels après test d'étanchéité [cm]
Décanteur Primaire	Triangulaire 3.0 x 3,0m	1,6	< 1cm
Décanteur secondaire	Triangulaire 3,0 x 3,0m	0,4	< 1cm
Epaississeur avec gros béton à l'extérieure	Carrée 2,1 x 2,1m	4,7	4,7
Filtres et salle des machines	Carrée 2,0 x 2,0m	2,3	< 1cm
Canal Venturi	Espacement 2,50m	0,6	< 1cm
Regard Bypass	Carrée 3,0 x 3,0m	< 1cm	< 1cm
Dégrillage Fin	Carrée 3,0 x 3,0m	1,8	< 1cm
Dessableur Déshuileur	Carrée 1,9 x 1,9m	4.9	< 2cm
Bassin d'Aération + Dégazage	Carrée 3,0 x 3,0m	< 2cm	< 2 cm
Bassin de stabilisation	Carrée 3,0 x 3,0m	< 2cm	< 2 cm

* la charge du sol décaissées est supérieure à la charge en dessous radier de l'ouvrage. Les tassements générés seront de l'ordre du centimètre. [8]

5.2 / Cohérence des résultats :

La méthode de calcul des tassement n'est valide que si les contraintes sur les colonnes et sur le sol n'excèdent pas les contraintes de validité. Soit si :

- La contrainte sur sol < à la contrainte de fluage = $\frac{k_p * P_{le}}{2} + q_0$ (Critère 1)
- La contrainte dans la colonne < à la contrainte admissible de la colonne ballastée (Critère 2)

Répartition de Contrainte sous semelle - Validité des calculs					
Ouvrages	Charge à l'E.L.S.	Nombre de CBS/ entraxe maximale	n'2	critère 1 : sol	critère 2 : CBS
[-]	[kPa]	[-]	[kN]	[kPa]	[kN]
Dessableur Deshuileur	121	Maille carrée 1,9 x 1,9	1.73	69.9 < 140	205 < 402

Conclusion :

Le traitement par colonnes ballastées avec des mailles carrées ou triangulaires inférieures ou égales à 3,5m x 3,5m permet de répondre à la problématique de liquéfaction des sables limoneux peu graveleux entre -6.00m et -13.50m / TN. Ceci est le cas pour tous les ouvrages et la sécurité vis-à-vis de la liquéfaction est donc vérifiée.

IV.1 Introduction :

Les calculs des débits d'eaux usées portent essentiellement sur l'estimation des quantités des rejets liquide provenant des habitants et des lieux des différentes activités.

L'évaluation quantitative des rejets peut donc se caractériser en fonction du type d'agglomération et des diverses catégories d'occupation des sols.

IV.2 Population :

Pour évaluer les débits des eaux usées, il faut d'abord connaître la population desservie. L'évolution de la population dans le temps est un facteur primordial dans l'estimation des futurs besoins en eau potable ainsi que les besoins d'évacuation des eaux usées.

Nous procéderons dans ce qui suit, à l'évaluation de la population actuelle, ainsi que son évolution dans les années à venir. Celle-ci nous servira de base pour la détermination de la capacité de l'installation épuratoire à prévoir pour faire face aux besoins locaux en matière d'assainissement et d'épuration des eaux jusqu'à l'horizon considéré.

Les horizons d'études sont définis comme suit :

- Le moyen terme : 2032.
- Le long terme : 2047.

D'après DRE (Direction Resource en Eau wilaya d'Alger) les villes qui jettent les eaux usées dans la station d'épuration sont :

- Ain Benian.
- Chéraga.
- Staouaeli.
- Beni Messous.
- Dely Ibrahim.
- Ouled Fayet.

Et d'après l'ONS (Office National des Statistique) en 2008 la population des villes étaient comme suit :

Tableau IV-1 : population (1998-2008).

Ville	Population	Taux de croissance
Ain Benian	68354	2,8
Chéraga	80824	3,0
Staouaeli	47664	2,1
Beni Messous	36191	7,7
Dely Ibrahim	35230	1,5
Ouled Fayet	27593	6,3

IV.3 La population de l'horizon du projet :

Afin d'estimer la population future pour les besoins de notre étude, nous avons utilisé la formule suivante :

$$P = P_0(1 + \tau)^n$$

- P : Population à l'horizon considéré.
- P₀ : Population de référence.
- τ : Taux d'accroissement démographique $\tau = 2,15$. [2]
- n : Nombre d'années.

Tableau IV-2 : Les projections statistiques de la démographie.

Années	2008	2017	2032	2047
Ain Benian	68354	82777	113890	156698
Chéraga	80824	97879	134669	185287
Staouaeli	47664	57722	79418	109269
Beni Messous	36191	43828	60302	82968
Dely Ibrahim	35230	42664	58700	80764
Ouled Fayet	27593	33416	45976	63257
Population totale	295856	358286	492955	678243

IV.4 Dotation en eau potable :

Les besoins journaliers en eau de consommation de la zone d'étude à moyen et à long terme seront déterminés en fonction de la population projetée. Et la capacité du site à desservir selon l'horizon envisagé, et sa dotation recommandée. La dotation adoptée à court terme 2017, à moyen terme 2032, et à long terme 2047 est de 200l/hab/j. Pour le calcul des besoins futurs en eau potable des villes. [3]

La dotation globale en eau potable est donnée par la somme des dotations des habitants, et celles des équipements :

$$Q_{AEP} = Q_{pop} + Q_{Eq}$$

Avec :

- Q_{AEP} : Débit d'alimentation en eau potable (m³/j).
- Q_{pop} : Débit de consommation pour la population (m³/j).

$$Q_{pop} = Nbre\ Hab * \frac{Dotation}{1000}$$

- Q_{Eq} : Débit des équipements (c'est-à-dire l'estimation des besoins des écoles, mosquée, hôpitaux..... ect, (m³/j).

$$Q_{Eq} = 10\% Q_{pop} [10]$$

Tableau IV-3 : Récapitulatif des besoins en eau pour les horizons d'étude.

Horizon	2008	2017	2032	2047
Nombres d'habitation (hab)	295856	358286	492955	678243
Dotation (l/j/hab)	200	200	200	200
Q_{pop} (m ³ /j)	59172	71658	98591	135649
Q_{Eq} (m ³ /j)	5918	7166	9860	13565
Q_{AEP} (m ³ /j)	65089	78823	108451	149214

IV.5 calcul des débits générés :

IV.5.1 Quantité des eaux à évacuer :

D'une manière générale, les débits seront évalués sur la base de la consommation d'eau potable par la population de l'agglomération dont 80% de cette eau doit être rejetée.

IV.5.2 Evaluation des eaux usées :

IV.5.2.1 Débits moyens journaliers :

Selon l'ONA (Office Nationale d'Assainissement), le taux de raccordement au réseau d'assainissement urbain est de 100%.

Le débit rejeté par habitant et par jour est estimé à 80% de la quantité d'eau potable consommée.

Le débit journalier est donné par la relation :

$$Q_{jm} = R * T_r * Q_{AEP}$$

- Q_{jm} : Débit moyen journalier (m³/j).
- T_r : Le taux de raccordement des eaux usées. [10]
- R : Le coefficient de rejet. [10]

Tableau IV-4 : Récapitulatif des eaux usées pour les horizons d'étude

Horizon	Besoins en eau, potable (m ³ /j)	Taux de raccordement (%)	Taux de rejet (%)	Rejet totale (m ³ /j)
2032	108451	100	80	86761
2047	149214	100	80	119372

IV.5.2.2 Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est calculé selon la formule suivante :

$$Q_{mh} = \frac{Q_{jm}}{24}$$

Avec :

Q_{mh} : Débit moyen horaire (m³/h).

IV.5.2.3 Débit de pointe en temps sec :

Comme la consommation, le rejet des eaux usées est aussi variable dans la journée, d'où on est appelé à déterminer le débit de pointe qu'il est donné par la formule qui suit :

$$Q_{pts} = C_{ps} * Q_{mh}$$

Avec :

- Q_{pts} : Débit de pointe en temps sec (m³/h).
- Q_{mh} : Débit moyen horaire (m³/h).
- C_{ps} : Coefficient de pointe par temps sec.

Le coefficient de point est calculé à partir du débit moyen horaire (l/s) :

$$C_{ps} = 1,5 + \frac{2,5}{Q_{mh}} \quad \text{Si } Q_{jm} > 2,8 \text{ l/s}$$

$$C_{ps}=3 \quad \text{Si } Q_{jm} < 2,8 \text{ l/s}$$

IV.5.2.4 Débits à épurer :

Le débit des eaux usées allant vers la station en temps de pointe se calcule par la relation suivante :

$$Q_a \text{ épuré} = C_d * Q_{pts}$$

Avec :

- Q_{mh} : Débit à épurer (m³/h).
- $C_d = 2$: Coefficient de dilution. (le coefficient de dilution C_d est admis en générale entre 2et3 et peut aller jusqu'à 5 fois le débit de pointe en temps sec, il est utilisé afin de protéger la station lors des périodes d'orage). [10]
- Q_{pts} : Débit de pointe en temps sec (m³/h).

Tableau IV-5 : Récapitulatif des calculs des débits.

Horizon	2032	2047
Q_{AEP} (m ³ /j)	108451	149214
Q_{jm} (m ³ /j)	86761	119372
Q_{mh} (m ³ /h)	3616	4974
Q_{mh} (l/s)	1005	1382
C_{ps}	1,58	1,57
Q_{pts} (m ³ /h)	5714	7810
α	2	2
Q_{ptp} (m ³ /h)	11428	15620

IV.5.2.5 détermination du nombre d'équivalents habitants (EH) :

L'équivalent habitant correspond à la quantité de pollution rejetée par un habitant quotidiennement.

Sur la base des résultats obtenus des débits des eaux usées, la capacité en équivalent habitants de la future station d'épuration sera comme suit :

$$EH = \frac{Q_{jm}}{\text{rejet spécifique}}$$

- Q_{jm} : Débit moyen journalier (m³/j).(débits de rejet totale).
- **rejet spécifique = D * TR**
- D : La dotation en m³/hab/j, D=200l/hab/j.
- TR : Le débit rejeté par habitant et par jour est estimé à 80% de la quantité d'eau potable consommée.

Tableau IV-6 : Equivalent habitant aux différents horizons.

Horizon	Débits de rejet total (m ³ /j)	Rejet spécifique (m ³ /hab/j)	Capacité(EH)
2032	86761	0,16	542257
2047	119372	0,16	746075

IV.6 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons calculé les différents débits en eau usée et l'équivalent habitant pour chaque horizon à moyen et à long terme.

Pour le dimensionnement de la future station on utilise le débit à épurer Q_a *épuré* pour des raisons économique et afin d'éviter le surdimensionnement des ouvrages de traitement on utilise aussi les charges polluantes qui seront calculées ultérieurement.

Donc la station d'épuration de Beni Messous est prévue pour pouvoir épurer un débit de $15620\text{m}^3/\text{h}$ des eaux usées domestique, cela correspond à une capacité totale de 750 000EH vers l'horizon 2047.

V. Introduction :

Les systèmes d'épuration doivent être dimensionnés, conçus et exploités de telle manière qu'ils puissent traiter les flux de matières polluants correspondant à leurs débits et leurs charges de référence. Un dimensionnement adapté est celui qui permet d'atteindre les objectifs épuratoires des eaux usées pour leur rejet dans le milieu naturel ou leur réutilisation dans le domaine agricole. Dans ce chapitre nous sommes appelés à dimensionner les différents ouvrages constituant la station d'épuration.

V.2 Analyse des eaux usées et estimation de la pollution :

V.2.1 Définition :

L'analyse des eaux usées est une phase très importante pour la conception d'une station d'épuration. Elle caractérise les paramètres de pollution de l'eau usée tels que : la DBO₅, la DCO, la MES, le PH...ect. Qui vont ensuite exprimer la charge polluante.

Certaines analyses se font in situ comme c'est le cas pour la température et le PH.

V.2.2 Paramètres des analyses :

- Demande biologique en oxygène(DBO₅).
- Demande chimique en oxygène (DCO).
- Matières en suspension(MES).
- Azote total(NGL).
- Phosphore total

Tableau V-1 : Résultat de l'analyse des eaux usées à l'entrée de la station d'épuration plus les normes de rejet

Paramètres	Unité	Quantité	Normes
DCO	mg/l	496	120
DBO ₅	mg/l	248	30
MES	mg/l	298	30
NGL	mg/l	49,6	30
PH	-	8	5,5-8,5
Phosphore total	mg/l	12,4	10
Conductivité	µs/cm	1457	

Source : WABAG

V.2.2.1 Interprétation des résultats :

A. Paramètre physico-chimique :

D'après les résultats obtenus on peut les interpréter comme suit :

- **PH** : Notre PH se situe dans une gamme voisine des normes de rejets $6,5 < 8 < 8,5$.
- **DBO₅, DCO** : D'après les valeurs de la DBO₅ et de la DCO on peut calculer le rapport $K = \frac{DCO}{DBO_5}$ ($1,6 < K < 3,2$), dans notre cas est égal à 2, on peut dire que l'effluent peut être épuré biologiquement.

- **MES** : Les matières en suspensions comportent des parties organique et autres minérales. Les résultats obtenus montrent que les rejets sont chargés en MES, est sont largement éloignées de la norme de rejet qui est de 30mg/l.
- **Phosphore total** : Les valeurs retenus en phosphore total des échantillons analysés est de 12,4mg/l, cette valeur est proche de la norme de rejet qui est de 10mg/l.
- **Azote total** : Les valeurs retenus en azote total des échantillons analysés est de 49,6 mg/l, cette valeur est un peut loin de la norme de rejet 30 mg/l.
- **Conductivité** : La conductivité de l'effluent examiné est de 1457 $\mu\text{s/cm}$, selon la norme recommandée par la FAO (1985) de classer cette eau comme ayant un degré de restriction à l'usage d'irrigation léger à modéré.

B. Estimation de la charge polluante :

Pour pouvoir étudier un projet de réalisation d'une STEP ou procédé de traitement d'une eau usée, il faut au préalable disposer de certaines données de base requises pour la conception et le dimensionnement d'une station d'épuration des eaux usées telles que :

- ✓ Le nombre d'équivalent habitant (EH).
- ✓ Le débit total journalier (m^3/j).
- ✓ Le débit moyen horaire (m^3/h).
- ✓ Le débit de pointe (m^3/h).
- ✓ La charge polluant (DBO₅, DCO, MES).

$$\text{La charge polluante} = \text{concentration} * Q_{jm}$$

- **Les matières en suspension(MES) :**

$$+2032: \text{Charge MES} = 86761 * 298 * 10^{-3} = 25855 \text{kg/j.}$$

$$+2047: \text{Charge MES} = 119372 * 298 * 10^{-3} = 35573 \text{kg/j.}$$

- **La demande biologique en oxygène (DBO₅) :**

$$+2032: \text{Charge DBO}_5 = 86761 * 248 * 10^{-3} = 21517 \text{kg/j.}$$

$$+2047: \text{Charge DBO}_5 = 119372 * 248 * 10^{-3} = 29605 \text{kg/j.}$$

- **La demande chimique en oxygène (DCO):**

$$+2032: \text{Charge DCO} = 86761 * 496 * 10^{-3} = 43034 \text{kg/j.}$$

$$+2047: \text{Charge DCO} = 119372 * 496 * 10^{-3} = 59209 \text{kg/j.}$$

- **Le phosphor total(Pt):**

$$+2032: \text{Charge Pt} = 86761 * 12,4 * 10^{-3} = 1076 \text{kg/j.}$$

$$+2047: \text{Charge Pt} = 119372 * 12,4 * 10^{-3} = 1481 \text{kg/j.}$$

- **L'azote total(NTK):**

$$+2032: \text{Charge NTK} = 86761 * 49,6 * 10^{-3} = 4304 \text{kg/j.}$$

$$+2047: \text{Charge NTK} = 119372 * 49,6 * 10^{-3} = 5921 \text{kg/j.}$$

C. Determination les ratios :

$$\text{ratio} = \frac{\text{La charge polluante}}{\text{EH}}$$

- **Les matières en suspension(MES) :**

$$\text{ratio} = \frac{35573}{750\ 000}$$

Les charges en matières solides apportées par les eaux brutes par habitant et par jour sont 50 g/EH/j.

- **La demande biologique en oxygène (DBO₅) :**

Les charges en DBO₅ apportées dans les eaux usées urbaines par habitant et par jour sont 40 g/EH/j.

- **La demande chimique en oxygène (DCO):**

Les teneurs en DCO observées dans les eaux usées sont 80 g/EH/j.

- **Le phosphor total(Pt):**

La charge en phosphore apportée dans les eaux usées urbaines par habitant et par jour est de 2 g/EH/j.

- **L'azote total(NTK):**

Les charges en azote total apportées dans les eaux usées urbaines par habitant et par jour sont 8 g/EH/j.

Tableau V-2 : Récapitulatif des données de base

Données	Horizons	Unité
	2047	
Type de réseaux	Unitaire	
Total des habitants	678243	Hab
Dotation	200	l/j/hab
Charge hydraulique		
Débit total journalier	119 372	m ³ /j
Débit moyen horaire	4974	m ³ /h
Coefficient de pointe	1,57	-
Débit de pointe par temps sec	7810	m ³ /h
Débit de pointe par temps de pluie	15 620	m ³ /h
Equivalent habitant	750 000	EH
Charge polluante		
MES		
Concentration	298	mg/l
Charge journalière	35573	Kg/j
ratio	50	g/EH/j
DBO ₅		
Concentration	248	mg/l
Charge journalière	29605	Kg/j
ratio	40	g/EH/j
DCO		
Concentration	496	mg/l

Charge journalière	59209	Kg/j
ratio	80	g/EH/j
Pt		
Concentration	12,4	mg/l
Charge journalière	1481	Kg/j
ratio	2	g/EH/j
Ntk		
Concentration	49,6	mg/l
Charge journalière	5921	Kg/j
ratio	8	g/EH/j

V.3 Le choix du procédé d'épuration biologique :

Le choix d'un procédé d'épuration des eaux usées se fait en considérant les contraintes techniques, économiques et environnementales qu'il présente. En ce sens, le procédé d'épuration idéal est celui qui regroupe les caractéristiques suivantes :

- Efficacité de traitement pour la plupart des paramètres de pollution sous différentes conditions.
- Facilité d'exploitation.
- Faibles coûts d'investissement et d'exploitation.

Le choix du procédé d'épuration tient compte de plusieurs facteurs :

- La qualité du milieu récepteur et les usages de l'eau.
- La population.
- Le type de réseau.
- La pollution.
- Les caractéristiques du terrain : emplacement, topographie, surface disponible.
- Le coût de l'exploitation.
- Les problèmes d'exploitation et fiabilité des installations.
- La gestion des boues.

Sachant que le lagunage est conseillé pour les petites villes de capacité ne dépassant pas dix mille Equivalents Habitants (10 000EH), sachant aussi qu'il y a 4 lagunages sur oued Beni Messous mais ils sont détérioré et mal gérée , et comme le nombre d'habitant augmente les lagunages naturel devient mois efficace, c'est pour cela qu'on s'est penché sur le traitement biologique intensif comme les boues activées et les lits bactériens. [12]

V.3.1 Ouvrages d'arrivés et prétraitement :

Les prétraitements sont des procédés physiques qui ont un rôle déterminant sur les conditions de fonctionnement de la station d'épuration. Ils doivent servir à éliminer la partie de la pollution la plus visible, autrement dit éliminer la plus grande quantité possible d'éléments

dont la nature et la dimension constitueraient une gêne pour le fonctionnement des traitements ultérieurs.

Le prétraitement contient :

- Fosse à bâtards.
- Dégrilleur grossier.
- Dégrilleur fin.
- Dessableur-déshuileur.

Le traitement primaire consiste à une décantation qui s'effectue dans des ouvrages rectangulaires ou circulaires, munis de racleurs de fond et de surface pour extraire les boues recueillies qui vont subir un traitement à l'aval.

On optera, dans notre station, pour un décanteur statique classique de forme circulaire équipé d'un pont racleur, dont l'alimentation sera centrale et par le bas ce qui permettra une meilleure distribution de flux dans l'ouvrage, le traitement primaire contient donc :

- Décanteur primaire.

V.3.2 Traitement secondaire :

La filière de traitement choisie dans notre projet est le traitement par charge. C'est un procédé qui consiste à provoquer le développement d'une culture bactérienne dispersée sous forme de flocons dans un bassin brassé et aéré (bassin d'aération) et alimenté de l'eau épurée.

L'épuration biologique s'effectue conformément aux étapes classiques suivantes :

- Bassin d'aération.
- La clarification, où s'effectue la séparation « boues/eaux épurée ».

V.3.3 Traitement tertiaire :

Le traitement tertiaire est un procédé ou ensemble de procédés complémentaires, d'affinage, plus poussés employés pour améliorer la qualité de l'eau sortante d'une usine de dépollution, surtout lorsque l'eau épurée doit être réutilisée ou rejetée en milieu particulièrement sensible. Dans le cas de rejets en rivière, on se limite à la désinfection, l'élimination de l'azote et les phosphates afin de protéger les cours d'eau du phénomène d'eutrophisation par exemple. Si l'eau épurée est destinée à un recyclage, alors les opérations sont plus nombreuses et complexes.

V.3.4 Traitement des boues :

La filière de traitement retenue dans notre d'épuration est comme suit :

- Un épaissement des boues.
- Une digestion aérobie.
- Une déshydratation par filtre à bande.

V.4 Dimensionnement des différents ouvrages :

V.4.1 Ouvrage d'arrivée :

V.4.1.1 Fosse à bâtards :

C'est un ouvrage qui sert à retenir les objets volumineux et lourds pour ne pas colmater les grilles, elle permet aussi une régulation de débit dans les traitements en aval ; les objets lourds se déposent au fond de la fosse, et ils sont repris à l'aide d'un grappin. [10]

- **Volume de la fosse :**

$$Q_{ptp} = \frac{V}{T_s}$$

$$V = Q_{ptp} * T_s$$

Avec :

- V : Volume de la fosse.

- Q_{ptp} : Débit de point en temps de pluie.

- T_s : temps de séjour $\geq 30_s$.

$$V = 15620 * \frac{45}{3600} \implies V = 196 \text{ m}^3$$

- **Surface de la fosse :**

$$S = \frac{Q_{ptp}}{V_{asc}}$$

Avec :

- S : surface de la fosse.

- V_{asc} : Vitesse ascensionnelle limite : $V_{asc} = 200 \text{ m/h}$

$$S = \frac{15620}{200} \implies S = 78,1 \text{ m}^2$$

- **La hauteur de la fosse :**

$$H = \frac{V}{S}$$

$$H = \frac{196}{78,1} \implies H = 2,5 \text{ m}$$

- **La longueur et la largeur de la fosse :**

La fosse elle a une surface rectangulaire donc :

$$\frac{L}{l} = 2, S = L * l$$

$$L = 12,6\text{m}, l = 12,6\text{m}$$

V.4.1.2 Dégrillage :

Premier poste de traitement, permet de protéger les ouvrages aval de l'arrivée de gros objets susceptible de provoquer des bouchages dans les différentes unités de traitement en aval.

Ceci permet aussi également de séparer et d'évacuer facilement les matières volumineuses charriées par l'eau usée.

- **Paramètres et conditions d'utilisation des grilles :**

- Type de nettoyage : manuel ou automatique.
- Vitesse de passage des effluents à travers les barreaux (m/s) : $0,5 \leq V \leq 1$.
- Espacement entre les barreaux (e).
- Angle d'inclinaison des grilles (α).
- Coefficient de colmatage (σ).

- **Surface de la grille :**

$$S = \frac{Q_{ptp}}{V}$$

Avec :

- S : la surface de passage de l'effluent en m².
- Q_{ptp} : d »débit de pointe en temps de pluie m³/s.
- V : vitesse de passage de l'effluent à travers la grille en m/s= 0,8m/s.

On considère des vitesses supérieures à 0,6m/s (pour éviter les dépôts) et inférieures à 1m/s(pour éviter que les déchets ne soient poussés à travers les grilles).

$$S = \frac{15620}{0,8*3600} \implies S = 5,43\text{m}^2$$

On a opté pour deux grilles, dont la surface de chacune : $S_1 = S_2 = \frac{S}{2} = \frac{5,43}{2} = 2,72\text{m}^2$

On prend b=2, avec S=b*h

$$Q = V * b * h \implies h = \frac{Q}{V*b} \implies h = \frac{15620}{0,8*2*3600} \implies h = 2,7\text{m}$$

$$H_{\max} = 3\text{m}$$

- **Calcul de la longueur (L) :**

D'où la formule de **KIRCHMER** devient : $L = \frac{S \cdot \sin \alpha}{h_{\max} \cdot (1 - \beta) \cdot \sigma}$

Avec :

- S : Section de la grille.
- V : Vitesse de passage=0,8m/s.
- α : Angle d'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontal, $\alpha=90^\circ$.
- H_{\max} : Hauteur d'eau maximale admissible sur la grille.
- B : Fraction de surface occupée par les barreaux, $\beta = \frac{d}{(e+d)}$
- d : Epaisseur des barreaux.
- e : Espacement des barreaux.
- σ : Coefficient de colmatage (0,25 grille manuel et 0,5 grille mécanique).

A. Pour une grille grossière:

Tableau V-3 : Caractéristique de dégrillage grossier

Désignation	Horizon 2047	Unité
Débit max admit par grille	15620	m ³ /h
Type de grille	Nettoyage automatique	-
Nombre de grille	2	-
Espacement des barreaux	40	Mm
Epaisseur des barreaux	7	Mm
Vitesse du passage à travers la grille	0,5-1	m/s

Donc : e=40mm=4cm ; d=7mm=0,7cm ; $\beta=0,15$; $\alpha=90^\circ$ (grille droite) ; V=0,8m/s ; $h_{\max}=3m$;

$\sigma = 0,5$ (Dégrillage automatique).

$$L = \frac{2,72 \cdot \sin 90}{3 \cdot (1 - 0,15) \cdot 0,5} \implies L = 2,14m$$

B. Pour une grille fine :

Tableau V-4 : Caractéristique de dégrillage fin

Désignation	Horizon 2047	Unité
Débit max admit par grille	15620	m ³ /h
Type de grille	Nettoyage automatique	-
Nombre de grille	2	-
Espacement des barreaux	11,5	Mm
Epaisseur des barreaux	5	Mm
Vitesse du passage à travers la grille	0,7-1	m/s

Donc : $e=11,5\text{mm}=1,15\text{cm}$; $d=5\text{mm}=0,5\text{cm}$; $\beta=0,31$; $\alpha=90^\circ$ (grille droite) ;

$V=0,8\text{m/s}$; $h_{\text{max}}=3\text{m}$;

$\sigma = 0,5$ (Dégrillage automatique).

$$L = \frac{2,72 * \sin 90}{3 * 1 - 0,31 * 0,5} \implies L = 2,63\text{m}$$

- On prévoit donc pour la phase de dégrillage grossier deux dégrilleurs automatiques droits de largeur de 2,14m chacun et pour la phase de dégrillage fin deux dégrilleurs automatiques droits de largeur de 2,63m chacun.

• **Calcul des volumes de refus (V) :**

$$V_{\text{matière retenues}} = \frac{12}{e} \text{ à } \frac{15}{e}$$

$$V(\text{m}^3/\text{j}) = \frac{NEH * V_{\text{matière retenues}}}{365}$$

Avec :

- e : Espacement des barreaux en cm.
- NEH : Nombre d'Equivalent Habitant.

A. Grille grossière :

$$V_{\text{mr}}(\text{min}) = \frac{12}{4} = 3 \text{ L/hab.an} \quad V_{\text{min}} = \frac{750\,000 * 3 * 10^{-3}}{365} \implies V_{\text{min}} = 6,16\text{m}^3/\text{j.}$$

$$V_{\text{mr}}(\text{max}) = \frac{15}{4} = 3,75 \text{ L/hab.an} \quad V_{\text{max}} = \frac{750\,000 * 3,75 * 10^{-3}}{365} \implies V_{\text{max}} = 7,71\text{m}^3/\text{j.}$$

B. Grille fine :

$$V_{\text{mr}}(\text{min}) = \frac{12}{1,15} = 10,44 \text{ L/hab.an} \quad V_{\text{min}} = \frac{750\,000 * 10,44 * 10^{-3}}{365} \implies V_{\text{min}} = 21,46\text{m}^3/\text{j.}$$

$$V_{\text{mr}}(\text{max}) = \frac{15}{1,15} = 13,05 \text{ L/hab.an} \quad V_{\text{max}} = \frac{750\,000 * 13,05 * 10^{-3}}{365} \implies V_{\text{max}} = 26,82\text{m}^3/\text{j.}$$

• **Calcul de la perte de charge à travers les grilles :**

Pour le calcul du dégrilleur, KRISCHMER a établi une formule donnant la perte de charge dans une grille en fonction du coefficient de forme des barreaux et l'angle d'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontal.

L'expression des pertes de charges est donnée comme suit :

$$\Delta H = \beta * \left(\frac{d}{e}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{V^2}{2g} * \sin \alpha$$

Avec :

- ΔH : Les pertes de charge (m).
- β : Facteur de forme des barreaux égale à 2,42 pour les barreaux rectangulaires.
- d : L'épaisseur d'un barreau (m).
- e : L'espacement entre les barreaux (m).
- V : La vitesse de passage de l'effluent à travers la grille.
- α : L'angle d'inclinaison de la grille.
- g : L'accélération de la pesanteur.

A. Pour la grille grossière :

$d=0,007\text{m}$; $e=0,04\text{m}$; $\alpha=90^\circ$; $g=9,81\text{m/s}^2$; $V=0,8\text{ m/s}$.

$$\Delta H = 2,42 * \left(\frac{0,007}{0,04}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{0,8^2}{2*9,81} * \text{Sin}90 \implies \Delta H = 0,008\text{m}$$

B. Pour la grille fine :

$d=0,005\text{m}$; $e=0,0115\text{m}$; $\alpha=90^\circ$; $g=9,81\text{m/s}^2$; $V=0,8\text{ m/s}$.

$$\Delta H = 2,42 * \left(\frac{0,005}{0,0115}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{0,8^2}{2*9,81} * \text{Sin}90 \implies \Delta H = 0,026\text{m}$$

Tableau V-5: Récapitulatif des dimensions des grilles fine et grossières

Parameter de la grille	Grille grossière	Grille fine	Unité
Q	15620		m ³ /h
Nombre de grille	2	2	-
d	0,007	0,005	M
e	0,04	0,0115	M
α	90		°
Larger	2,14	2,63	M
ΔH	0,008	0,026	M

V.4.1.3 Dessableur-Déshuileur:

Le bassin de dessablage - déshuilage proposée est de type aéré longitudinal, puisque l'injection de l'air assure une turbulence constante qui évite le dépôt des matières organiques.

Il est composé de deux zones:

- Lune aérée pour le dessablage : les sables et les matières lourdes sont récupérées au fond de l'ouvrage.
- Les huiles et les graisses sont récupérées en surface.

Les fines bulles d'air injectées absorbent sur les particules grasses et accélèrent leur montée. Leur élimination se fait en surface par raclage manuel ou mécanique. Le bassin est

équipé d'un pont racleur sur lequel est suspendue une pompe d'extraction des sables. Les huiles sont raclées vers une fosse par les racleurs de surface.

- **Calcul de la surface(S_d) :**

La surface est calculée à partir du débit et de la vitesse ascensionnelle.

$$S_d = Q_{ptp} / V_{asc}$$

Avec :

- S_d : Surface du désableur-déshuileur.
 - Q_{ptp} : Débit de pointe en temps de pluie en (m^3/h).
 - V_{asc} : La vitesse ascensionnelle (la charge hydraulique maxi en pointe) prise ≤ 25 m/h.
- $$S_d = \frac{15620}{25} \implies S_d = 624,8m^2$$

- **Calcul du volume (V_d) :**

$$V_d = Q_{ptp} * t_s$$

Avec :

- Q_{ptp} : Débit de pointe en temps de pluie en (m^3/h).
 - t_s : Temps de séjours variant entre 5 et 12 min (pour nos calculs t_s sera égal à 6min).
- $$V = 15620 * 6/60 \implies V = 1562m^3$$

On choisit de mettre deux désableurs-déshuileurs : $S_1 = S_2 = \frac{S}{2} = \frac{624,8}{2} = 312,4m^2$

$$\text{Et : } V_1 = V_2 = \frac{V}{2} = \frac{1562}{2} = 781m^3$$

- **Calcul de la hauteur(H_d) :**

$$H_d = \frac{V_d}{S_d} \implies H_d = \frac{781}{312,4} \implies H_d = 2,5m$$

- **Calcul de la largeur(L_d) et de la longueur (l_d) :**

$$S_d = L_d * l_d ; \text{ On fixe le rapport : } \frac{L_d}{l_d} = 2$$

$$\text{Donc : } L_d = 25m \quad ; \quad l_d = 12,5m$$

- **Calcul du débit d'air à injecter :**

En utilisant un dispositif d'aération au fond de notre désableur-déshuileur, la matière grasse contenue dans l'eau à traiter flottera. Il faut même préciser que l'insufflation d'air obtenue doit

maintenir la matière biologique en suspension, et pour cela on est sensé connaître le débit d'air maximum à injecter.

$$Q_{air} = V_d * Q_p$$

Avec :

- V_d : Volume totale de déssableur-déshuileur (m^3).
- Q_p : Débit d'air à insuffler pris entre 1 à 1,5 $Nm^3/h/m^3$.
- Q_{air} : Le débit d'air maximum à insuffler dans l'ouvrage (m^3/h).

$$Q_{air} = 781 * 1,5 \implies Q_{air} = 1171,5 m^3/h$$

• **Estimation du volume de sable extrait(V_s) :**

Il est possible d'estimer la quantité de sable produite par les habitants. En effet, un habitant produit entre 5 et 12 litres de sable par an.

$$V_{sable\ extrait} = 5 \text{ à } 12 \text{ L/EH/an}$$

$$V_{sable\ extrait\ min} = \frac{5 * 750\ 000}{365 * 1000} \implies V_{sable\ extrait\ min} = 10,28 m^3/j$$

$$V_{sable\ extrait\ max} = \frac{12 * 750\ 000}{365 * 1000} \implies V_{sable\ extrait\ max} = 24,66 m^3/j$$

• **Estimation de la quantité de graisse :**

La production journalière de graisse, dans les eaux résiduaires urbaines, est estimée entre 2 à 20 grammes (exprimé en MEH = matières extractibles à l'hexane par équivalent habitant), d'après la fiche numéro 24 de la FNDAE.

$$V_{graisse\ min} = \frac{2 * 750\ 000}{365 * 100} \implies V_{graisse\ min} = 4,11 m^3/j$$

$$V_{graisse\ max} = \frac{20 * 750\ 000}{365 * 1000} \implies V_{graisse\ max} = 41,10 m^3/j.$$

Tableau V-6 : Récapitulatif des dimensions du déssableur-déshuileur

Désignation	Valeurs	Unité
Nombre de bassins	2	U
Débits d'eau à épurer	15620	m^3/h
Surface unitaire	312,4	m^2
Volume unitaire	781	m^3
Hauteur : H_d	2,5	m
Largeur : L_d	25	m
Longueur : l_d	12,5	m
Temps de séjour : t_s	6	min
Q total d'air à injecté	1171,5	Nm^3/h
La quantité de sable recueilli	$V_{s,min}$	10,28 m^3/j
	$V_{s,max}$	24,66 m^3/j
La quantité de la graisse recueillie	$V_{g,min}$	4,11 m^3/j
	$V_{g,max}$	41,10 m^3/j

- **Calcul des quantités de matières éliminées par le déssableur :**

On sait que le dessablage élimine environ 70% des matières minérales. Celles-ci représentent 30% des MES.

Les MES contiennent 36% de MM et 64% de MVS.

La charge en MES à l'entrée du déssableur est $MES = 35573 \text{ kg/j}$.

- Les matières volatiles sèche MVS contenues dans les MES sont :
 $MVS = 35573 * 0,64 = 22767 \text{ kg/j}$.
- Les matières minérales MM contenues dans les MES sont :
 $MM = 35573 * 0,36 = 12807 \text{ kg/j}$.
- Un déssableur permet d'éliminer 70% des matières minérales totales :
 $MM_{\text{éliminer}} = 12807 * 0,7 = 8965 \text{ kg/j}$
- Les matières minérales à la sortie du déssableur sont :
 $MM_{\text{sortie}} = MM - MM_{\text{éliminer}} = 3842 \text{ kg/j}$.
- Les MES à la sortie du déssableur sont :
 $MES_{\text{sortie}} = MVS + MM_{\text{sortie}} = 26609 \text{ kg/j}$.

V.4.2 Traitement primaire :

V.4.2.1 Décanteurs primaires :

Deux décanteurs circulaires seront prévus, l'ensemble des décanteurs sera dimensionné pour traiter un débit de pointe en temps sec. Le traitement des effluent sera effectuée sur deux lignes identique en parallèle. Les eaux traitées seront évacuée par déversement sur une lame déversant, une contre lame permettra le blocage des flottants qui seront raclé vers une trémie avant transfère vers le réseau des flottant suivi de poste de pompage vers l'épaisseur.

- **Calcul de la surface du décanteur :**

$$S = \frac{Q_{pts}}{V_{asc}}$$

Avec :

- S : surface du décanteur.
- Q_{pts} : Débit de point en temps sec.
- V_{asc} : vitesse ascensionnelle $\leq 1,5 \text{ m/h}$.

$$S = \frac{7810}{1,5} \implies S = 5207 \text{ m}^2 ; S_u = \frac{S}{2} = \frac{5207}{2} \implies S_u = 2604 \text{ m}^2$$

- **Calcul du diamètre du décanteur :**

$$\text{La surface du cercle est : } S = \frac{\pi D^2}{4} \implies D = \sqrt{\frac{4 * S}{\pi}} \implies D = \sqrt{\frac{4 * 2604}{\pi}} \implies D = 58 \text{ m}$$

- **Calcul du volume du décanteur :**

De façon à assurer un bon fonctionnement du système de décantation, une profondeur de 2 à 3,5 m au périphérique de l'ouvrage est recommandée.

$$V_{unitaire} = \frac{\pi}{4} * D^2 * H ; \text{ Avec } 2 \leq H \leq 3,5 \text{ m} ; V_{unitaire} = \frac{\pi}{4} * 58^2 * 2,5 \implies V_{unitaire} = 6606 \text{ m}^3$$

- **Calcul du temps de séjour :**

$$T_s = \frac{S * H}{Q_{pts}} = \frac{5207 * 2,5}{7810} \implies T_s = 1 \text{ h } 40 \text{ min}$$

- **Calcul de la pollution éliminée :**

L'abattement de la pollution au niveau du décanteur :

- 50 à 60 % MES.
- 25 à 30 % DBO₅ particulaire.

La charge à l'entrée:

- Charge de la DBO₅ = 29605 kg/j.
- Charge de les MES = 26609 kg/j.

La charge éliminée :

- Charge de la DBO₅ = 8882 kg/j.
- Charge de les MES = 15966 kg/j.

La charge à la sortie :

- DBO₅ sortie = DBO₅ entrée - DBO₅ éliminée \implies DBO₅ sortie = 29605 - 8882 = 20723 kg/j.
- MES sortie = MES entrée - MES éliminée \implies MES sortie = 26609 - 15966 = 10643 kg/j.

V.3 Traitement secondaire :

V.3.1 Bassin d'aération :

Le traitement par boues activées à moyenne charge se caractérise par :

- Une charge massique $0,2 < C_m < 0,5$ kg BO₅/kg MVS/j.
- Une charge volumique $0,7 < C_v < 1,7$ kg DBO₅/m³/j. [13]

Nous adopterons : $C_m = 0,4$ kg BO₅/kg MVS/j et $C_v = 1$ kg DBO₅/m³/j.

- **Calcul du volume total du bassin d'aération :**

$$V_b = \frac{L_0}{C_v}$$

Avec :

- L_0 : La charge polluante en DBO₅ à l'entrée du bassin d'aération.
- C_v : La charge volumique.
- V_b : Volume du bassin.

$$V_b = \frac{20723}{1} \implies V_b = 20723m^3$$

- **Calcul de la surface du bassin :**

Pour dimensionner le bassin d'aération nous prendrons comme base de calcul la relation suivante : $\frac{L}{l} = 2$, une hauteur du bassin d'aération comprise entre 3 et 5 m. Nous prenons $h = 4$ m.

$$S_b = \frac{V}{H} \implies S_b = \frac{20723}{4} \implies S_b = 5181m^2$$

$$\text{Surface d'un seul bassin : } S_{bu} = \frac{S_b}{2} = \frac{5181}{2} \implies S_{bu} = 2591m^2$$

- **Calcul de la longueur (L) et la largeur (l) :**

$$\frac{L}{l} = 2 \quad \text{et} \quad L * l = 2591m^2$$

$$L = 72m ; l = 36m$$

- **Calcul temps de séjour :**

- **Par débit moyen :**

$$T_s = \frac{V}{Q_m} \implies T_s = \frac{20723}{4974} \implies T_s = 4h11min$$

Avec :

- ✓ V : Volume du bassin d'aération (m³).
- ✓ Q_m : Débit moyen horaire (m³/h).
- ✓ T_s : Temps de séjour (h).

- **Par débit de point en temps sec :**

$$T_s = \frac{V}{Q_{pts}} \implies T_s = \frac{20723}{7810} \implies T_s = 2h40min$$

Avec :

- ✓ V : Volume du bassin d'aération (m³).
- ✓ Q_{pts} : Débit de point de temps sec (m³/h).
- ✓ T_s : Temps de séjour (h).

- **Calcul de la charge en DBO₅ à la sortie du bassin d'aération :**

Selon les valeurs limites des paramètres de rejet et d'après les normes de rejet algérien, la valeur limite de la DBO₅ est de 30 mg/l.

Cependant, dans notre station nous l'avons fixé à 30 mg/l

- **La charge polluante à la sortie (L_f) :**

$$L_f = Ch_{DBO_5} * Q_{mj}$$

Avec :

✓ Ch_{DBO_5} : La charge en DBO₅ à la norme de rejet (mg/l).

✓ Q_{mj} : Débit moyen journalier (m³/j).

✓ L_f : Charge en DBO₅ à la sortie (kg/j).

$$L_f = \frac{30 * 119372}{1000} \implies L_f = 3582 \text{ kg/j}$$

- **La charge polluante à éliminer (L_e) :**

$$L_e = L_0 - L_f$$

Avec :

✓ L_0 : La Charge à l'entrée du bassin d'aération (kg/j).

✓ L_f : La charge à la sortie du bassin d'aération (kg/j).

✓ L_e : La charge éliminée.

$$L_e = 20723 - 3582 \implies L_e = 17141 \text{ kg/j}$$

- **Le rendement de l'épuration (R) :**

$$R = \frac{L_0 - L_f}{L_0} = \frac{20723 - 3582}{20723} \implies R = 0,83 = 83\%$$

- **Calcul la masse de boues dans le bassin d'aération :**

$$X_a = \frac{L_0}{C_m}$$

Avec :

✓ X_a : La masse de boue (kg).

✓ L_0 : La quantité de DBO₅ à l'entrée (kg/j).

✓ C_m : La charge massique (kg DBO₅/kg MVS.j).

$$X_a = \frac{20723}{0,4} \implies X_a = 51808 \text{ kg}$$

- **Concentration des boues dans le bassin :**

$$X_a = \frac{X_a}{V_b} \implies X_a = \frac{51808}{20723} \implies X_a = 2,5 \text{ g/l}$$

Calcul du besoin en oxygène :

$$qO_2 = a' * L_e + b' * X_a$$

Avec :

- ✓ qO_2 : Quantité d'oxygène à apporter aux boues activées (kg O₂/j).
- ✓ L_e : Quantité de pollution journalière éliminée (kg/j).
- ✓ X_a : La masse de boue (kg).
- ✓ a' : Besoins pour la synthèse de la biomasse, $a' = 0,53$ (d'après le tableau V-7).
- ✓ b' : Besoin pour la respiration des micro-organismes $b' = 0,13 * C_m^{-0,16}$;
 $b' = 0,15$.

Tableau V -7 : Besoins en oxygène pour la synthèse de biomasse en fonction de la charge massique. [13]

Cm	0.09	0.1	0.15	0.2	0.3	0.4	0.5
a'	0.66	0.65	0.63	0.59	0.56	0.53	0.5 0

- **Quantité d'oxygène journalière :**

$$qO_2 = 0,53 * 17141 + 0,15 * 51808 \implies qO_2 = 16856 \text{ kg } O_2/j$$

- **Quantité d'oxygène horaire :**

$$qO_{2/h} = \frac{qO_2}{24} = \frac{16856}{24} \implies qO_{2/h} = 703 \text{ kg } O_2/h$$

- **Quantité d'oxygène nécessaire pour un m³ du bassin :**

$$qO_{2 \text{ m}^3} = \frac{qO_2}{V_b} = \frac{16856}{20723} \implies qO_{2 \text{ m}^3} = 0,82 \text{ kg } \frac{O_2}{\text{m}^3} /j$$

• **Système d'aération :**

Les dispositifs d'aération habituellement utilisés dans le domaine du traitement des eaux usées peuvent être classés de la manière suivante :

- ✓ Dispositifs d'aération à injection d'air sous pression.
- ✓ Système d'aération à turbine.
- ✓ Aérateur de surface réalisant le transfert d'oxygène par une turbulence accrue au voisinage de la surface et par la dispersion du liquide.
- ✓ Aérateur statique où l'air sous pression est injecté à la base de tubes cylindriques placés verticalement et qui contient des éléments de forme hélicoïdale. [15]

- **Choix du système d'aération :**

Les aérateurs de surface sont plus en plus utilisés, les avantages qu'ils présentent :

- ✓ La simplicité de l'installation et de l'utilisation.
- ✓ Leur rendement énergétique.
- ✓ Leur possibilité de brassage.

On opte pour notre station d'épuration le système d'aération du type aérateur de surface dans chaque bassin d'aération. Ce système d'aération adopté doit pouvoir assurer :

- ✓ La quantité d'oxygène nécessaire aux bactéries épuratrices pour dégrader la matière organique liée au carbone.
- ✓ La provocation d'une intense turbulence qui permet d'une part le maintien en suspension des boues activées et d'autre part renforcer le contact intime de l'eau brute avec les bactéries épuratrices.

- **Calcul de la capacité d'oxygène standard (Cos) :**

Le rendement des aérateurs des eaux usées est de 70% donc le coefficient de transfert global égal à 0,7

$$Cos = \frac{qO_2/h}{0,7} = \frac{703}{0,7} \implies Cos = 1005 \text{ kg } O_2/h$$

- **Calcul de la puissance minimale à installer :**

L'apport spécifique pour un aérateur de surface varie entre 1,2 et 1,7 kg O₂/ kw.h, nous prendrons la valeur de 1,7 kg O₂/ kw.h.

$$P_m = \frac{Cos}{\text{apport spécifique en } O_2} = \frac{1005}{1,7} \implies P_m = 592 \text{ kw}$$

A cette condition d'oxygénation, s'ajout la condition de brassage qui varie de 25 à 30 W/m³, dans notre cas en prend 25 W/m³.

$$P_b = 25 * V_b = 25 * 20723 \implies P_b = 518075W = 518,075KW$$

- **Calcul de la puissance total :**

$$P_t = P_m + P_b = 592 + 518,075 \implies P_t = 1110,075 \text{ KW}$$

Nous obtiendrons donc un total de 12 aérateurs d'une puissance de 90 KW pour chacun. Ayant deux bassins d'aération, chacun sera donc équipé de 6 aérateurs.

Tableau V-8 : Récapitulatif des dimensions du bassin d'aération.

Paramètre	Valeurs	Unité
Nombre de bassins	2	-
Débit moyen horaire Q _{mh}	4974	m ³ /h
Débit de point de temps sec Q _{pts}	7810	m ³ /h

Débit de point en temps de pluie Q_{ptp}	15620	m^3/h
La charge massique C_m	0.4	kg DBO5/ kg MVS/j
Charge DBO5 à l'entrée L_0	20723	kg/j
Charge DBO5 à la sortie L_f	3582	kg/j
Charge DBO5 à éliminer L_e	17141	kg/j
Rendement épuratoire R	0,83	%
Volume unitaire V	10362	m^3
La hauteur H	4	m
La largeur l	36	m
La longueur L	72	m
Surface unitaire S	3409	m^2
Les temps de séjour t_s	3	h
La masse de boue totale X_a	51808	Kg
Concentration totale en boues $[X_a]$	2.5	g/l
Besoin en oxygène qO_2	16856	kg O_2 /j

V.3.2 Clarificateur :

➤ Dimension du clarificateur :

Le décanteur secondaire assure la séparation entre l'eau traitée et les boues. Il permet de retenir le plus de MES possible, tout en concentrant les boues qui seront réinjectées dans le bassin d'aération ou extraites vers la file boues. On prévoit dans notre projet deux clarificateur.

• Calcul de la surface :

$$S_t = \frac{Q_{pts}}{V_{asc}}$$

Avec :

- ✓ S_t : Surface totale du clarificateur (m^2).
 - ✓ Q_{pts} : Débit de point en temps sec (m^3/h).
 - ✓ V_{asc} : Vitesse ascensionnelle $V_{asc} \leq 0,8m/h$ nous adopterons $V_{asc} = 0,8m/h$
- $$S_t = \frac{7810}{0,8} \implies S_t = 9763m^3$$

$$\text{Surface unitaire } S_u = \frac{S_t}{2} = \frac{9763}{2} \implies S_u = 4882 m^2$$

• Calcul du diamètre :

$$S_u = \frac{\pi D^2}{4} \implies D = \sqrt{\frac{4 \cdot S_u}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 4882}{\pi}} \implies D = 80m$$

• Calcul du volume:

$$V_d = S_u * H_d$$

Avec :

- ✓ V_d : Volume du décanteur (m^3).
 - ✓ S_u : Surface unitaire du décanteur (m^2).
 - ✓ H_d : Hauteur du décanteur (m), la hauteur varie de 3 à 4m, en prend $H_d = 3m$.
- $$V_d = 4882 * 3 \implies V_d = 14646m^3$$

• **Calcul du temps de séjour :**

$$T_s = \frac{V_u}{Q_{pts}} = \frac{14646}{7810} \implies T_s = 2h$$

➤ **Production des boues :**

• **La quantité de boues produite (ΔX) :**

$$\Delta X = a_m L_e - b X_a + X_{min} + X_{dur} - X_{eff}$$

- ✓ L_e : Quantité de DBO₅ éliminée (kg/j).
- ✓ X_a : Quantité de boues dans le bassin d'aération (MVS) (kg).
- ✓ X_{min} : Quantité minérales en suspension apportées par l'effluent (kg/j).
- $X_{min} = 36\%MES$
- ✓ X_{dur} : Quantité organique en suspension difficilement biodégradables apporté par l'effluent $X_{dur} = 25\%MVS = 25\%64\%MES$
- ✓ X_{eff} : Quantité de MES qui sort avec l'effluent.
- ✓ a_m : Augmentation de la biomasse par élimination de la DBO₅, $a_m = 0,5C_m^{0,05}$
- ✓ b : Fraction de la masse cellulaire éliminée par jour en respiration endogène
- $b = 0,10C_m^{0,3}$

$$\Delta X = 0,48 * 17141 - 0,08 * 51808 + 0,36 * 10643 + 0,25 * 0,64 * 10643 - 30 * 10643 * 10^{-3}$$

$$\Delta X = 9298,11 \text{ kg}$$

• **Concentration des boues en excès :**

$$X_m = \frac{1200}{I_m}$$

Avec :

- ✓ X_m : Concentration de boues en excès (kg/m^3).
- ✓ I_m : L'indice de MOHLMAN.

Tableau V-9 : Variations de l'indice de MOHLMAN en fonction de la charge massique. [11]

C_m kg DBO ₅ /kg MVS	0,09	0,15	0,3	0,4	0,6	0,9
I_m (ml/g)	150	150	150	175	200	250

Pour $C_m=0,4$ kg DBO₅/kg MVS $\implies I_m=175$ ml/g

$$[X_m] = \frac{1200}{175} \implies X_m = 6,86 \text{ kg/m}^3$$

• **Le débit de boue en excès :**

Ce débit est donné par : $Q_{exc} = \frac{\Delta X}{X_m} = \frac{9298,11}{6,86} \implies Q_{exc} = 1356 \text{ m}^3/j$

- **Le débit spécifique par m³ de bassin :**

$$Q_{sp} = \frac{\Delta X}{V} = \frac{9298,11}{14646} \implies Q_{sp} = 0,64 \text{ kg/m}^3 \cdot \text{j}$$

- **Le débit de boues recyclées :**

$$Q_r = \tau * Q_{jm}$$

Avec :

- ✓ Q_r : Débit de recirculation.
- ✓ Q_{jm} : Débit journalier moyen.
- ✓ τ : Taux de recirculation (%), $\tau = \frac{[X_a]}{[X_m]-[X_a]} * 100 = \frac{2,5}{6,86-2,5} * 100 \implies \tau = 57,34\%$
- ✓ $[X_a]$: Concentration des boues dans le bassin (kg/m³).
- ✓ X_m : Concentration des boues en excès (kg/m³).

$$Q_r = 57,34\% * 119372 \implies Q_r = 68448 \text{ m}^3/\text{j}$$

- **Age des boues :**

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X}$$

Avec :

- ✓ A_b : Age de boues.
- ✓ X_a : La quantité de boue dans le bassin d'aération.
- ✓ ΔX : La quantité de boue produit.

$$A_b = \frac{51808}{9298,11} \implies A_b = 6 \text{ jours}$$

Tableau V-10 : Récapitulatif des dimensions du clarificateur

Paramètres	Valeurs	Unité
Nombre du bassin	2	-
Vitesse ascensionnelle		
La surface unitaire	4882	m ²
Le volume unitaire	14646	m ³
Diamètre unitaire	80	m
Hauteur unitaire	3	M
Temps de séjour	2	h
Bilan des boues		
La quantité des boues produit	9298,11	Kg
débit des boues en excès	1356	m ³ /j
Taux de recirculation des boues	57,34	%
Débit de recirculation des boues	68448	m ³ /j
Age des boues	6	Jours

V.4 Traitement tertiaire :

V.4.1 Filtre à sable :

La filtration se fait sur lit de sable homogène, de taille effective comprise entre 1 et 2 mm, à une vitesse de 15 m/h. Le lavage est assuré par insufflation d'air et retour d'eau.

- **Calcul de la surface:**

$$Q_{pts} = S * V \implies S = \frac{Q_{pts}}{V} = \frac{7810}{15} \implies S = 521m^2$$

$$S_u = \frac{s}{2} = \frac{521}{2} \implies S_u = 261m^2$$

- **Calcul de la longueur (L) et la largeur (l) :**

$$\frac{L}{l} = 2, S = L * l$$

$$L = 23 m, l = 11,3 m$$

- **Calcul du volume :**

On prend H=0,5m donc : $V = S * H = 261 * 0,5 \implies V = 130,5m^3$

V.4.2 Traitement par ultraviolet:

La radiation UV est un procédé qui exige un temps de contact spécifiques entre les eaux usées et le désinfectant. Pour assurer ce temps de contact adéquats, les compartiments de désinfection doivent être conçus pour minimiser les courts-circuits hydrauliques (des flux directs et rapides entre les tuyaux d'arrivée et de sortie du compartiment). Mais ce procédé présente des avantages et des inconvénients.

- **Avantage :**

- Efficacité de la désinfection poussée.
- Coût d'investissement limité mais dépendant de l'objectif recherché.
- Consommation d'énergie limitée mais dépendante de l'objectif recherché.
- Mise en place et maintenance simples et faciles.
- Automatisation du fonctionnement.
- Longue durée de vie des lampes.
- Système modulaire permettant des extensions par adjonction de modules, en cuve ou en canal ouvert.
- Adaptable sur toute installation existante sans modifications importantes.
- Possibilité d'installation souterraine pour préserver l'esthétique des lieux.
- Exécution en acier inoxydable avec cuve en fibre de verre.
- Absence de produits chimiques.
- Mécanisme de nettoyage intégré (par racleur).
- Destruction de tous les types de bactéries et de virus.
- Exploitation économique, son entretien réduit et son coût de fonctionnement est relativement bas, si ce n'est le nettoyage régulier et le remplacement des lampes.

- La désinfection s'accompagne de la formation d'aucun produit de réaction avec les matières organiques de l'eau (Pas de formation de sous produits nocifs). [16]
- **Inconvénients :**
- Pas de possibilité d'apprécier de façon immédiate l'efficacité du traitement par la mesure d'un résiduel comme dans le cas d'un oxydant chimique.
- Pas d'effet rémanent.
- le bon fonctionnement de l'appareil nécessite une eau de bonne transmittance, c'est à dire une turbidité inférieure à 1 NTU.
- L'accumulation des limons et l'entartrage minéral peuvent nécessiter de fréquents nettoyages des lampes UV.
- Nécessite d'une très bonne qualité d'eau épurée (avec filtration complémentaire).
- Nettoyage chimique / 1 à 2 mois. [16]

- **Calcul du volume du bassin :**

$$V = Q_{pts} * T$$

Avec :

- ✓ V : Volume du bassin (m^3).
- ✓ Q_{pts} : Débit de point en temps sec (m^3/h).
- ✓ T : temps d'exposition (S), la durée d'exposition nécessaire est très courte, ne dépasse pas une minute $T = 30s$

$$V = 7810 * 30/3600 \implies V = 66m^3$$

- **Calcul de la surface :**

Pour une profondeur $H=1,5$;

$$V = S * H \implies S = \frac{V}{H} = \frac{66}{1,5} \implies S = 44m^2$$

- **Calcul de la longueur (L) et la largeur (l) :**

On a $\frac{L}{l} = 2$, $S = L * l$

$$L = 9,4m \text{ , } l = 4,7m$$

V.5 Traitement des boues :

L'épuration des eaux usées se traduit par la production de sous-produits organiques et minéraux : les boues résiduelles. Ces boues excédentaires sont extraites du clarificateur puis déshydratées en vue de leur valorisation. La filière boues se composera :

- D'une première étape d'épaississement.
- D'une deuxième étape la stabilisation.
- D'une troisième étape de déshydratation poussée de façon à obtenir des boues sèches.
- D'une étape finale de stockage sur site durant les périodes défavorables pour la valorisation agricole.

V.5.1 Dimensionnement de l'épaississeur :

L'épaississeur constitue la première étape des filières de traitement des boues, il sera dimensionné en fonction des charges polluantes éliminées dans les décanteurs primaire et secondaire.

Les boues épaissies sont reprises en fond d'ouvrage tandis que le liquide surnageant est récupéré pour être envoyé en tête de station.

- **La surface :**

$$S = \frac{\Delta X}{C_s}$$

Avec :

- ✓ S : La surface totale de l'épaississeur (m^2).
- ✓ ΔX : La quantité des boues produites par jour (kg /j).
- ✓ C_s : La charge spécifique, elle est comprise entre 25 et 30 $kg MS/m^2j$.

$$S = \frac{9298,11}{30} \implies S = 310m^2$$

- **Calcul du diamètre :**

$$S = \frac{\pi * D^2}{4} \implies D = \frac{4 * S}{\pi} = \frac{4 * 310}{\pi} \implies D = 20m$$

- **Calcul du volume :**

$$V = Q_{exc} * t_s$$

Avec :

- ✓ Volume de l'épaississeur (m^3).
- ✓ Débit de boues en excès (m^3/j).
- ✓ Temps de séjour (j).

$$V = 1356 * 1,5 \implies V = 2034 m^3$$

- **Calcul de la hauteur :**

$$V = S * H \implies H = \frac{V}{S} = \frac{2034}{310} \implies H = 6,6m$$

- **Débit des boues épaissies :**

Le débit des boues épaissies est donné par :

$$Q_{boues} = \frac{\Delta X}{X_{BE}}$$

Avec :

- ✓ Q_{boues} : Débit des boues épaissies (m^3/j).
- ✓ ΔX : La quantité des boues produites par jour (kg /j).
- ✓ X_{BE} : Concentration des boues épaissies (kg/m^3).

$$Q_{boues} = \frac{9298,11}{22} \implies Q_{boues} = 422,65 m^3/j$$

- Temps de stockage minimal des masses des boues épaissies t_s ,

$$t_s = \frac{V}{Q_{boues}} = \frac{2034}{422,65} \implies t_s = 5j$$

- **La masse journalière des boues épaissies :**

$$M_{boues\ journalière} = Q_{boues} * X_{BE} \implies M_{boues\ journalière} = 422,65 * 22$$

$$\implies M_{boues\ journalière} = 9298,3\ kg/j$$

V.5.2 Dimensionnement du stabilisateur :

La stabilisation aérobie des boues a pour but la réduction de matière organique dans la masse globale des matières. Cette réduction s'effectue par une aération de la boue sans apport de substrat carboné, Ceci favorisant une auto-synthèse de la masse cellulaire, donc une dégradation de la masse organique.

- **Calcul du volume :**

$$V_{stab} = Q_{boues} * T_s$$

Avec :

- ✓ V_{stab} : Volume du stabilisateur (m^3).
- ✓ Q_{boues} : Débit des boues (m^3/j).
- ✓ T_s : Temps de séjour (j) ≥ 14 jours, dans notre cas $T_s = 15\ jours$.

$$V_{stab} = 422,65 * 15 \implies V_{stab} = 6340 m^3$$

$$V_u = \frac{V_{stab}}{2} = \frac{6340}{2} \implies V_u = 3170 m^3$$

- **Calcul de la surface :**

$$S = \frac{V}{H}$$

Avec :

- ✓ S : Surface du stabilisateur (m^2).
- ✓ V : Volume du stabilisateur (m^3).
- ✓ H : Hauteur du stabilisateur (m), pour notre cas $H=5m$.

$$S = \frac{6340}{5} \implies S = 1268 m^2$$

$$S_u = \frac{S}{2} = \frac{1268}{2} \implies S_u = 634 m$$

- **La longueur (L) et la largeur (l) du stabilisateur :**

$$\frac{L_u}{l_u} = 2 ; S_u = L_u * l_u$$

$$L_u = 35,6m , l_u = 17,8m$$

- **Calcul du besoin en oxygène :**

$$qO_2 = a' * L_e + b' * X_a$$

Avec :

- ✓ qO_2 : Quantité d'oxygène à apporter aux boues activées (kg O₂/j).
- ✓ L_e : Quantité de pollution journalière éliminée (kg/j).
- ✓ X_a : La masse de boue (kg).
- ✓ a' : Besoins pour la synthèse de la biomasse, $a' = 0,53$ (d'après le tableau V-7).
- ✓ b' : Besoin pour la respiration des micro-organismes $b' = 0,13 * C_m^{-0,16}$;
 $b' = 0,15$.

$$qO_2 = 0,53 * 17141 + 0,15 * 9298,3 \implies qO_2 = 10480 \text{ kg O}_2/\text{j}$$

- **Quantité d'oxygène horaire :**

$$qO_{2/h} = \frac{qO_2}{24} = \frac{10480}{24} \implies qO_{2/h} = 436,7 \text{ kg O}_2/\text{h}$$

- **Quantité d'oxygène nécessaire pour un m³ du bassin :**

$$qO_{2 \text{ m}^3} = \frac{qO_2}{V_b} = \frac{10480}{6340} \implies qO_{2 \text{ m}^3} = 1,66 \text{ kg } \frac{\text{O}_2}{\text{m}^3}/\text{j}$$

- **Calcul de la capacité d'oxygène standard (Cos) :**

Le rendement des aérateurs des eaux usées est de 70% donc le coefficient de transfert global égal à 0,7. v

$$\text{Cos} = \frac{qO_{2/h}}{0,7} = \frac{436,7}{0,7} \implies \text{Cos} = 623,9 \text{ kg O}_2/\text{h}$$

- **Calcul de la puissance minimale à installer :**

L'apport spécifique pour un aérateur de surface varie entre 1,2 et 1,7 kg O₂/ kw.h, nous prendrons la valeur de 1,7 kg O₂/ kw.h.

$$P_m = \frac{\text{Cos}}{\text{apport spécifique en O}_2} = \frac{623,9}{1,7} \implies P_m = 367 \text{ kw}$$

A cette condition d'oxygénation, s'ajout la condition de brassage qui varie de 25 à 30 W/m³, dans notre cas en prend 25 W/m³.

$$P_b = 25 * V_b = 25 * 6340 \implies P_b = 158500 \text{ W} = 158,5 \text{ KW}$$

- **Calcul de la puissance total :**

$$P_t = P_m + P_b = 367 + 158,5 \implies P_t = 525,5 \text{ KW}$$

Nous obtiendrons donc un total de 6 aérateurs d'une puissance de 90 KW pour chacun. Ayant deux bassins de stabilisation, chacun sera donc équipé de 3 aérateurs.

V.5.3 La déshydratation des boues :

Les boues épaissies ou stabilisées sont acheminées vers l'ouvrage de déshydratation selon deux manières.

- ✓ La déshydratation mécanique se fait par filtration (sous vide ou sous pression) ou par la centrifugation.
- ✓ La déshydratation naturelle par lits de séchages.

Dans notre cas on optera déshydratation par filtre à bande.

V.5.3.1 Dimensionnement des filtres à bandes :

• **Quantité de boues par heure :**

$$Q_b = \frac{\Delta x}{24} = \frac{9298,3}{24} \implies Q_b = 387,5 \text{ kg/h}$$

• **Quantité de polymère ajouté :**

La quantité de polymère à ajouter pour atteindre 25% de siccité varient entre 3 et 8 g par kg de matière sèche. Nous avons donc entre :

- ✓ $3 * 9298,3 = 27894,9 \text{ kg/j}$
- ✓ $8 * 9298,3 = 74386,4 \text{ kg/j}$

• **Calcul de la surface du filtre :**

$$S = \frac{Q_{\text{boues épaissies}}}{\text{permétabilité}} = \frac{422,65}{1,2} \implies S = 353 \text{ m}^2$$

Avec une largeur de $l = 3,5 \text{ m}$ et une longueur $L = 100 \text{ m}$

Tableau V- Récapitulatif des résultats du dimensionnement des la station par boues actives à moyen charge

Ouvrage	Nombre d'unité	Dimensions
fosse à bâtards	1	L=12,6m
		l=6,3m
		H=2,5m
Dégrilleur grossier	2	b=2m
		H=2,7
		L=2,14
Dégrilleur fin	2	b=2m
		H=2,7m
		L=2,63m
Dessableur-déshuileur	2	L=25m
		l=12,5m
		H=2,5m
Clarificateur1	2	D=58m
		H=2,5m
		V=6606 m ³
Bassin d'aération	2	L=72m
		l=36m
		H=4m
Clarificateur2	2	D=80m
		H=3m
		V=14646m ³
Bassin traitement ultra violet	1	L=9,4m
		l=4,7m
		H=1,5m
Bassin filtre à sable	1	L=23 m
		L=11,3 m
		H=0,5 m
Epaississeur	1	D=20m
		H=6,6m
		V=2034m ³
Déshydratation mécanique (filtre à bande)	1	l = 3,5m
		L = 100m
		S = 352 m ²
stabilisateur	2	L _u =35,6m
		l _u =17,8m
		H=5m

V.6 conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons dimensionné les différents ouvrages de la station d'épuration de Beni messous, suivant sa capacité hydraulique, la charge polluante de l'effluent ainsi que d'autres paramètres cités dans ce chapitre, et ceci afin d'éviter de la sous dimensionner ou de la sur dimensionner. Le procédé biologique choisi pour traiter les eaux résiduaires est de type « boues activées à moyen charge ».

VI. Introduction :

Le clarificateur désigne un grand réservoir où sédimentent les matières organiques en suspension. Il est souvent équipé de racloirs mécaniques rassemblant les résidus solides dans le but de les retirer du fond du réservoir. On dit aussi maturateur, c'est aussi le bassin dans lequel s'effectue la clarification.

Le rôle de la décantation secondaire est d'assurer une séparation satisfaisante de la biomasse de l'eau traitée, et de permettre par ailleurs un premier épaissement des boues biologiques décantées.

Les clarificateurs ou décanteur secondaire doivent avoir une grande efficacité. Recevant une liqueur mixte de boues activées à une concentration voisine de 3 à 4 g/l en matières en suspension, ils doivent restituer une eau clarifiée ne contenant plus que 30mg/l au maximum, soit un rendement d'épuratoire de 91%.

On cherchera toujours en outre à réaliser des clarificateurs dans les boues séjournent le moins lentement possible de façon à éviter l'anoxie, voire l'anaérobiose des boues biologiques décantées qui doivent être recyclées le plus rapidement possible dans le bassin d'aération.

Le temps de séjour des boues dépend d'une part de leur vitesse de sédimentation et d'autre part du mode de collectes qui doit être particulièrement bien étudié.

VI.1. Présentation des différents éléments du clarificateur :

➤ Les différents éléments composant l'ouvrage sont :

- Une goulotte encastrée sur la paroi circulaire
- Une paroi circulaire;
- Un radier incliné porteur de la paroi cylindrique
- Une jupe centrale (4 poteaux carrée) et deux dalles portant le pont racleur;
- Un puisard.

VI.2. Description du pont racleur :

Le pont racleur est un ouvrage en charpente métallique composé de deux racleurs : un racleur de surface et l'autre de fond solidaires avec la charpente tournante

Le mouvement est permis à l'aide d'un dispositif électromécanique composé d'un groupe moto réducteur fixe supporté par le regard central qui prend appui sur le fond du décanteur.

Le pont racleur prend appui sur la ceinture de la paroi cylindrique à l'aide des roues permettant ainsi le mouvement rotationnel du pont.

VUE EN PLAN

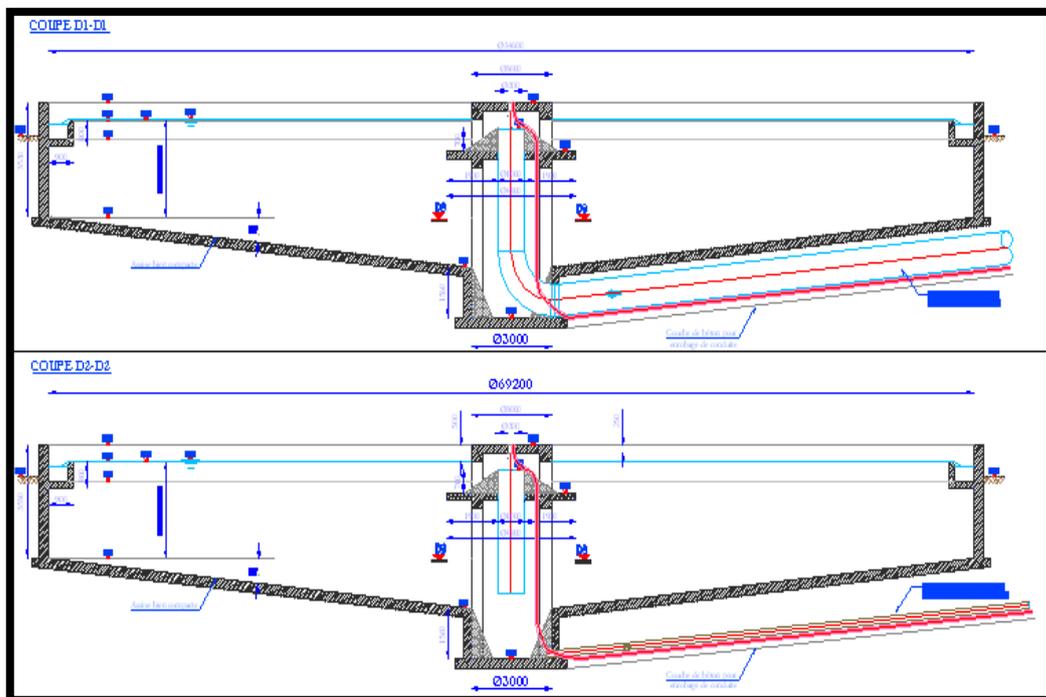
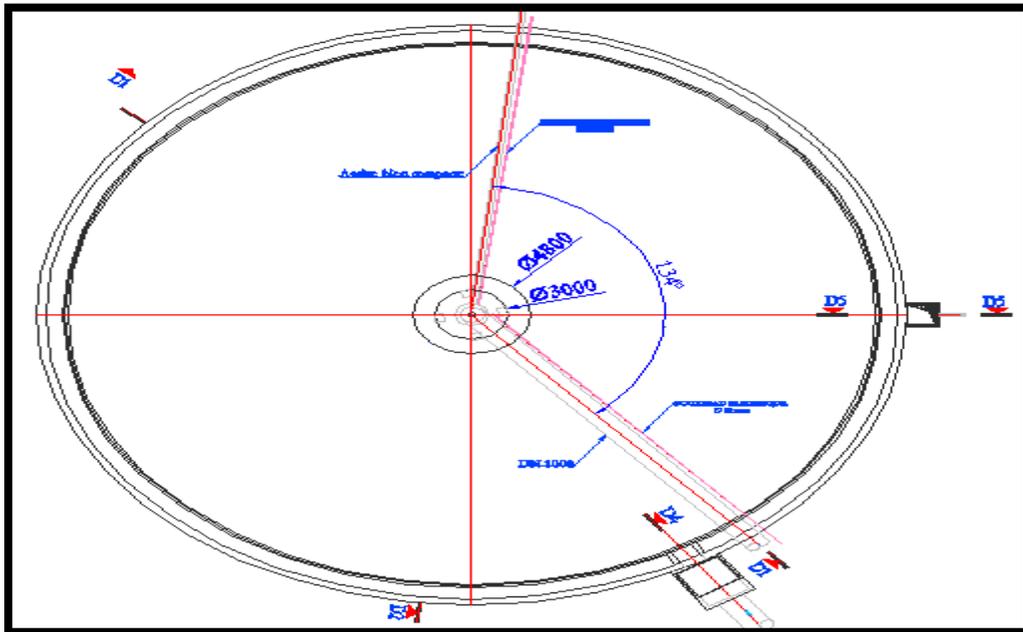


Figure VI-1 : coupe de clarificateur D-D

VI.3. Dimensions du clarificateur :

Le décanteur qu'on va étudier, est un bassin circulaire semi enterré constitué de deux (2) parties :

- a. Partie supérieure cylindrique.
- b. Partie inférieure cylindro-conique.

a. Partie cylindrique :

➤ Dimensionnement du cylindre

Paramètres	Mesure
Hauteur du voile périphérique	3,53 (m)
Hauteur d'eau utile	2,55 (m)
Diamètre intérieur	34,6 (m)
Diamètre extérieur	35,2 (m)
Hauteur D'enterrement	2,2 (m)
Matériaux de construction	Béton armé
Inclinaison du Radier	10 %
Epaisseur du radier	0,3 (m)

Tableau VI.1 : les dimensions de la partie cylindrique

b. Partie cylindro-conique :

➤ Dimensionnement du cylindro-conique

Paramètres	Mesure
Hauteur du voile périphérique	1,24 (m)
Diamètre intérieur	3 (m)
Diamètre extérieur	3,6 (m)
Complètement enterré	/
Matériaux de construction	Béton armé
Radier circulaire horizontal.	/

Tableau 2.VI: les dimensions de la partie cylindro-conique

VI.4. Décente de charge :

La descente de charges a pour objectif d'étudier le transfert des charges dans la structure. L'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure depuis le haut jusqu'aux fondations.

VI.4.1. Description du réservoir :

Le réservoir à étudier est composé :

- Un voile circulaire délimitant le réservoir ;
- Un radier circulaire incliné à 10% ;
- Un puisard central au milieu du radier ;
- Une jupe centrale (poteau évidé).

VI.4.2. Poids des parois du réservoir :

La paroi du réservoir est un voile cylindrique semi enterré,

On calcule le poids de ces parois comme suit :

$$P_{\text{parois}} = P_{\text{voile}} + P_{\text{goulotte}}$$

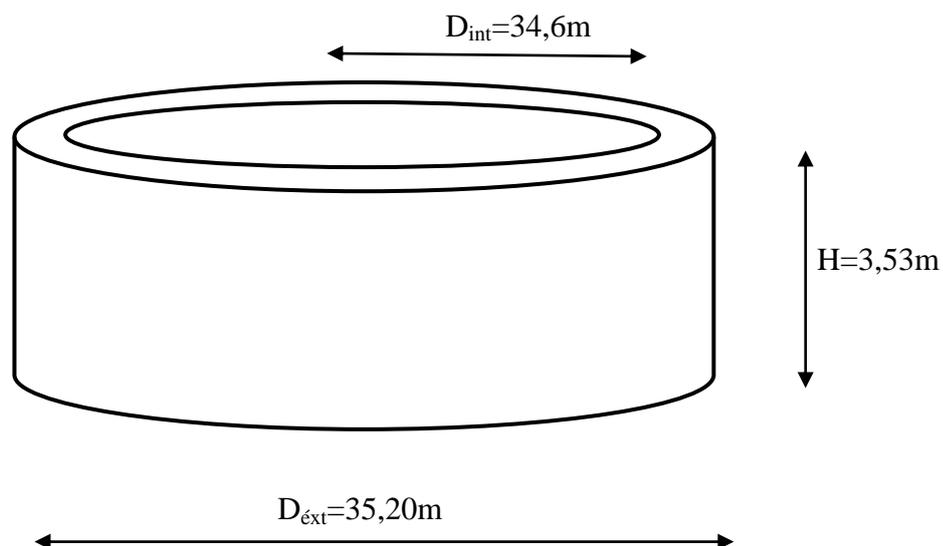


Figure VI-2 : schéma du clarificateur

a. poids du voile :

$$P_{\text{voile}} = \frac{D^2_{\text{ext}} - D^2_{\text{int}} \times \pi}{4} \times H \times \gamma_b$$

Avec:

- Diamètre extérieur $D_{\text{ext}} = 35.20\text{m}$
- Diamètre intérieur $D_{\text{int}} = 34.6 \text{ m}$
- Hauteur $H = 3.53\text{m}$
- Masse volumique du béton $\gamma_b = 2.5 \text{ t/ m}^3$

AN :

$$P_{\text{voile}} = \frac{(35.2^2 - 34.6^2) \times \pi}{4} \times 3.53 \times 2.5$$

$$P_{\text{voile}} = 132.82 \text{ t}$$

Donc le poids du voile est égal :

$$P_{\text{voile}} = 290 \text{ t}$$

b. Poids de la goulotte :

$$P_{\text{goulotte}} = \frac{D^2_{\text{ext}} - D^2_{\text{int}} \times \pi}{4} \times H \times \gamma_b$$

Notre calcul se fera sur la base des données ci-après :

- Diamètre extérieur $D_{\text{ext}} = 34.60 \text{ m}$
- Diamètre intérieur $D_{\text{int}} = 32.80\text{m}$
- Hauteur du voile $H = 0.80 \text{ m}$
- Masse volumique du béton $\gamma_b = 2.5 \text{ t/ m}^3$

$$P_{\text{goulotte}} = \left[\frac{34.6^2 - 32.8^2 \times \pi}{4} \times 0.20 + \frac{33.2^2 - 32.8^2 \times \pi}{4} \times 0.60 \right] \times 2.5$$

$$P_{\text{goulotte}} = 78.74 \text{ t}$$

$$P_{\text{parois}} = P_i = P_{\text{parois}} + P_{\text{goulotte}}$$

$$P_{\text{parois}} = 290 + 78.74$$

Donc le poids des parois est égal :

$$P_{\text{parois}} = 368.74 \text{ t}$$

VI .5. Poids de la fondation :

VI .5.1.Poids du radier circulaire :

Nous assimilerons notre radier à un cône en utilisant la formule suivante pour le calcul du volume :

$$V = \frac{\pi.h}{12}(D^2 + d^2 + D.d)$$

$$V = D^2 \times \pi \times Ep$$

$$\text{Volume du radier : } V_{\text{radier}} = 15.77^2 \times 0.30 \times 3.14 = 234.286 \text{ m}^3$$

Le poids du radier est donné par le produit du volume et de la masse volumique du béton

AN :

$$P_{\text{radier}} = V_{\text{radier}} \times \gamma_b$$

$$P_{\text{radier}} = 234.286 \times 2.5$$

Donc le poids du radier est égal à :

$$P_{\text{radier}} = 585.71 \text{ t}$$

VI.5.2. Poids du puisard :

Un puisard est une excavation située au niveau le plus bas du clarificateur et dont la fonction est de recueillir les boues afin de les pomper vers les lit de séchages. C'est pourquoi

une pompe est toujours positionnée au fond du puisard. Nous assimilerons notre puisard a un voile circulaire avec une dalle circulaire on applique la formule suivante pour le calcul du volume :

VOILE :

$$V_{\text{voile}} = \frac{D^2_{\text{ext}} - D^2_{\text{int}}}{4} \times \pi \times H$$

- Diamètre extérieur $D_{\text{ext}} = 3.6 \text{ m}$
- Diamètre intérieur $D_{\text{int}} = 3 \text{ m}$
- Hauteur du voile $H = 1.56 \text{ m}$
- Masse volumique du béton $\gamma_b = 2.5 \text{ t/m}^3$

AN :

$$V_{\text{voile}} = \frac{(3.6^2 - 3^2) \times \pi}{4} \times 1.56$$

$$V_{\text{voile}} = 4.84 \text{ m}^3$$

$$P_{\text{voile}} = V_v \times \gamma_b$$

$$P_{\text{voile}} = 12,14 \text{ t}$$

dalle circulaire :

$$V_{\text{dalle}} = R^2 \times H \times \pi$$

$$V_{\text{dalle}} = 2.05^2 \times 0.35 \times \pi$$

$$V_{\text{dalle}} = 2.25 \text{ m}^3$$

$$P_{\text{Dalle}} = V_D \times \gamma_b$$

$$P_{\text{Dalle}} = 5.63 \text{ t}$$

$$P_{\text{puisard}} = P_{\text{voile}} + P_{\text{Dalle}}$$

$$P_{\text{puisard}} = 12.14 + 5.63 = \mathbf{17.75 \text{ t}}$$

➤ Calcul du poids de la fondation

Donc à la fin le poids de la fondation sera égal au poids du radier additionné au poids du puisard

$$P_{\text{fondation}} = P_{\text{radier}} + P_{\text{puisard}}$$

$$P_{\text{fondation}} = 585.71 + 15.27$$

$$P_{\text{fondation}} = 600.98 \text{ t}$$

VI .5.3.Poids de la jupe centrale :

Nous assimilerons la jupe centrale à une somme de quatre 4 poteaux carrés évidés avec deux 2 poutres carrées circulaires et une dalle circulaire en haut et en bas, nous utiliserons la formule suivante pour le calcul du volume.

$$V_{jupe} = \pi \frac{D_{ext}^2 - D_{int}^2}{4} \times e_{dalle 1} + 4(A \times B \times H) + \pi \frac{D_{ext}^2 - D_{int}^2}{4} \times e_{dalle 2} + 2(A \times B \times \pi)$$

Notre calcul se fera sur la base des données ci-après :

Dalle 1:

- Diamètre extérieur $D_{ext} = 4.8 \text{ m}$
- Diamètre intérieur $D_{int} = 1 \text{ m}$
- Épaisseur de la dalle $e_1 = 0.25 \text{ m}$
- Masse volumique du béton $\gamma_b = 2.5 \text{ t / m}^3$

Dalle 2 :

- Diamètre extérieur $D_{ext} = 3 \text{ m}$
- Diamètre intérieur $D_{int} = 0.3 \text{ m}$
- Épaisseur de la dalle $e_2 = 0.25 \text{ m}$
- Masse volumique du béton $\gamma_b = 2.5 \text{ t / m}^3$

Poteau carré :

- longueur $A = 4.8 \text{ m}$
- largeur $B = 1 \text{ m}$
- Hauteur des poteaux sans inclure l'épaisseur des 2 dalle circulaire $h_0 = 5.17 \text{ m}$
- Masse volumique du béton $\gamma_b = 2.5 \text{ t / m}^3$

Poutre circulaire :

- longueur $A = 0.45 \text{ m}$
- largeur $B = 0.50 \text{ m}$
- Masse volumique du béton $\gamma_b = 2.5 \text{ t / m}^3$

AN :

$$V_{jupe} = \pi \frac{4.8^2 - 1^2}{4} \times 0.25 + \left(\frac{2.7^2}{4} \cdot 0.25 \right) + 4(0.45 \times 0.50 \times 5.17) + 2(0.45 \times 0.5 \times \pi)$$

Le volume de la jupe est égal à : $V_{jupe} = 11.83 \text{ m}^3$

Le poids de la jupe est donné par le produit du volume et de la masse volumique du béton :

$$P_{jupe} = V_{jupe} \times \gamma_b$$

AN :

$$P_{jupe} = 11.83 \times 2.5 = 29.5825 \text{ t}$$

Le poids de la jupe est égale à :

$$P_{jupe} = 29.8525 \text{ t}$$

VI.6. Poids de l'eau :

Pour obtenir le poids de l'eau dans le réservoir il suffit de faire le produit du volume et de la masse volumique des effluent.

Le volume du clarificateur on l'a déjà calculé dans la partie hydraulique

$$V_{\text{clarificateur}} = 2377.62 \text{ m}^3$$

Masse volumique de l'effluent : $\gamma_e = 1.05 \text{ t/m}^3$

$$P_{\text{effluent}} = 2377.62 \times 1.05 = 2496.501 \text{ t}$$

$$P_{\text{eau}} = 2496.501 \text{ t}$$

VI.7. Poids des terres derrière les parois :

$$V = \pi \times \left(\frac{D_{\text{ext}}^2 - D_{\text{int}}^2}{4} \right) h$$

h_{terre} : hauteur des terres = $9.8 - 7.74 = 2.06\text{m}$ (profil hydraulique)

$$\text{AN: } V = \pi \times \frac{(35.8^2 - 35.20^2)}{4} \times 2.06$$

$$V = 68.92 \text{ m}^3$$

$$P_{\text{terre}} = V \times \gamma_{\text{terre}}$$

AN:

$$P_{\text{terre}} = 130.95 \text{ t}$$

VI.8. Poids du béton de propreté :

Le **béton** de propreté est un béton maigre (béton faiblement dosé en **ciment**). Il est étalé sur le sol ou en fond de fouilles - ou fond de coffre - afin de créer une surface de travail plane et non terreuse. Il protège le sol des intempéries et permet de travailler « au propre » d'où son nom. Il évite également le contact de la **terre** avec le béton de fondation. Non structurel, il est coulé sur des épaisseurs ne dépassant pas 5 à 10 cm.

$$P = V \times \gamma_{\text{beton de propreté}}$$

$$V = \frac{\pi \cdot h}{12} (D^2 + d^2 + D \cdot d)$$

AN :

$$P = 600.98 \times 2.2$$

Donc le poids du puisard es égale à :

$$P = 1322.15 \text{ t}$$

Elément	Poids de l'élément [t]	Charge d'exploitation [t]
Parois (voile + goulotte)	368.74	2
Radier circulaire	585.71	---
Puisard	17.75	---
Jupe centrale	29.5825	2
L'eau	2496.501	----
Les terres derrière les parois	130.95	----
Béton de propreté	1322.15	----
Poids total	3617.581	4

Tableau VI.3 : récapitulatif des poids des différents éléments de l'ouvrage

Conclusion

Le poids de l'ouvrage à vide est de : 1001.7825 t

Le poids de l'ouvrage pleine est de : 3617.581 t

VII- Introduction:

La paroi du réservoir est un voile, cylindrique semi enterré, soumis simultanément à:

- La poussée hydrostatique du coté interne tendant à dilater la paroi dans le sens radial.
- La poussée des terres du coté externe par un effort de compression sur la paroi.

On divise la paroi en viroles horizontales de 0.50 m de hauteur à partir du bas. sous l'effet de la pression du liquide et la pousser de terre.

VII.1 Sollicitation sous la poussée des terres:

Dans notre cas, on divise la paroi en quatre bandes.

chaque bande est soumise à une charge trapézoïdale, que l'on admet rectangulaire lors de calcul.

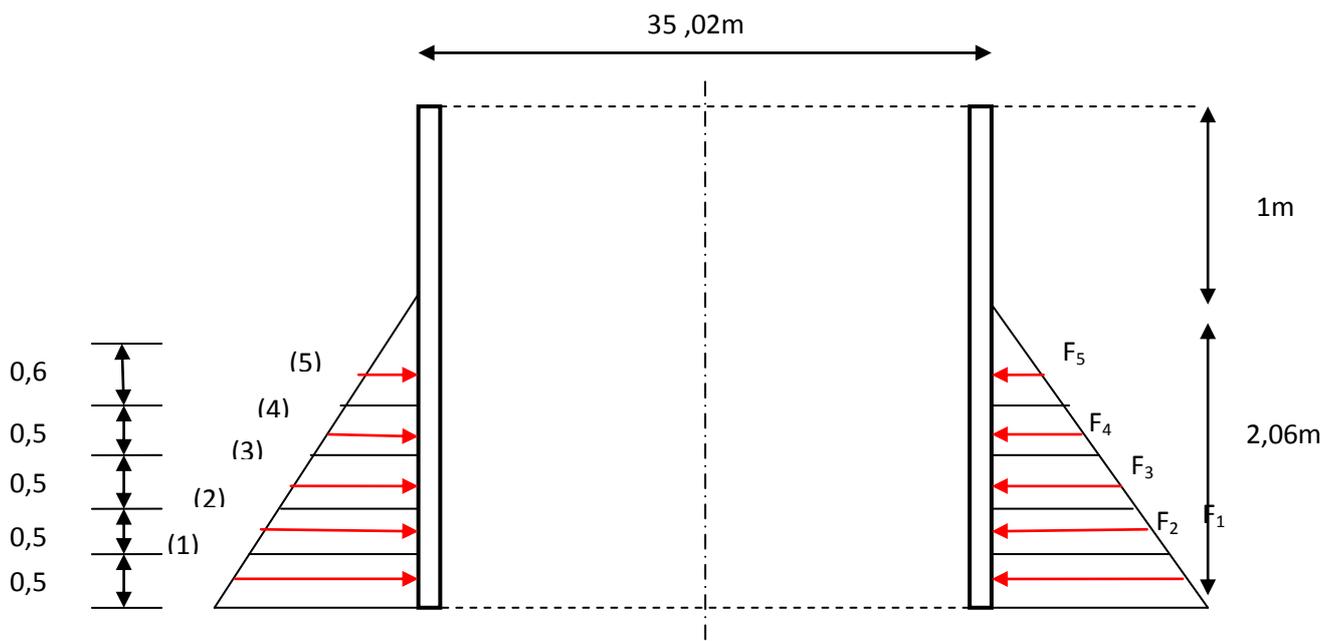


Figure. (VII.1) Sollicitation sous la pousser de terre

VII.1.1 Pression unitaire sur chaque bande de la paroi:

$$q_{ti} = \gamma_t \times h_i \times k_a$$

- Poids volumique du sol: $\gamma_t = 1900 \text{ kg/m}^3$
 - Angle de frottement sol-sol: $\phi = 30^\circ$
 - Diamètre extérieur D_{ext} : $D_{\text{ext}} = 35,2 \text{ m}$
 - Hauteur des terres: $d = 2,06 \text{ m}$
 - le coefficient de poussée: $k_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0.333$
- h_i : hauteur de la bande (i) considérée jusqu'au trop-plein La pression moyenne sur chaque zone

La pression moyenne sur chaque zone (i) est donnée par la relation suivante:

$$Q_{ti} = \frac{(q_{i+1} + q_i)}{2}$$

Sous l'action des pression Q_i chaque bande (i) sera tendue avec un effort de traction F_i tel que :

$$F_{iu} = 1.5 \times Q_i \times \frac{D_{\text{ext}}}{2}$$

$$F_{is} = Q_i \times \frac{D_{\text{ext}}}{2}$$

Les application numériques nous donnent les résultats résumés dans le tableau qui suit :

Tableau (VII.1) Pression agissant sur chaque zone

i	Pression h_i (m)	$q_{ti} = \gamma_t \cdot h_i \cdot k_a$ (kg/m ²)	$Q_i = (q_{i+1} + q_i)/2$ (kg/m ²)	$F_{iu} = 1,5Q_i \cdot D_{\text{ext}}/2$ (kg/ml)	$F_{is} = Q_i \cdot D_{\text{ext}}/2$ (kg/ml)
1	2,5	1581,750	1423,575	37582,380	25054,920
2	2	1265,400	1107,225	29230,740	19487,160
3	1,5	949,050	790,875	20879,100	13919,400
4	1	632,700	474,525	12527,460	8351,640
5	0,5	316,350	158,175	4175,820	2783,880

VII.2 Sollicitation sous la poussée hydrostatique:

Dans notre cas on divise la paroi en cinq bandes.

Chaque bande est soumise à une charge trapézoïdale, que l'on admet rectangulaire lors de calcul.

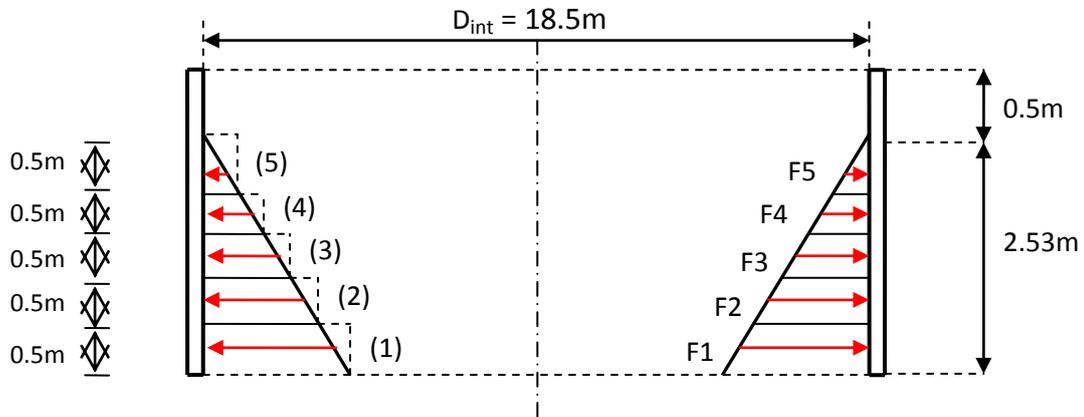


Fig. (VII.2) sollicitation sous la poussée hydrostatique

VII.2.1 Pression unitaire sur chaque bande de la paroi:

$$q_i = \rho \times h_i$$

- Poids volumique de l'eau: $\rho = 1050 \text{ kg/m}^3$
- Diamètre extérieur D_{int} : $D_{int} = 34,6 \text{ m}$
- Hauteur de l'eau: $h_e = 2.53 \text{ m}$
- h_i : hauteur de la bande (i) considérée jusqu'au trop-plein La pression moyenne sur chaque zone

La pression moyenne sur chaque zone (i) est donnée par la relation suivante:

$$Q_i = \frac{(q_{i+1} + q_i)}{2}$$

Sous l'action des pressions Q_i chaque bande (i) sera tendue avec un effort de traction F_i tel que :

$$T_{iu} = 1.5 \times Q_i \times \frac{D_{int}}{2}$$

$$T_{is} = Q_i \times \frac{D_{int}}{2}$$

Les application numériques nous donnent les résultats résumés dans le tableau qui suit :

Tableau (VII.2) Pression agissant sur chaque zone

Tranche i	Pression h_i (m)	$q_i = \rho \cdot h_i$ (kg/m ²)	$Q_i = (q_{i+1} + q_i)/2$ (kg/m ²)	$T_{iu} = 1,5Q_i \cdot D_{int}/2$ (kg/ml)	$T_{is} = Q_i \cdot D_{int}/2$ (kg/ml)
1	2,5	2625	2362,5	61306,875	40871,250
2	2	2100	1837,5	47683,125	31788,750
3	1,5	1575	1312,5	34059,375	22706,250
4	1	1050	787,5	20435,625	13623,750
5	0,5	525	262,5	6811,875	4541,250

VII.3 Vérification de la paroi a la compression:

Une charge ponctuelle dynamique de 2 tonne qui agissent sur la paroi.

VII.3.1 Calculs de l'effort :

Nous allons tenir compte d'un coefficient de pondération de 1.2 (cf art 2 et 7 C.C.B.A 68)

$$q = 2000 \times 1.2 = 2400 \text{ kg}$$

$$P_u = q \times 1.35 = 3240 \text{ kg}$$

$$P_s = q \times 1.5 = 3600 \text{ kg}$$

✚ Calcul des contraintes dans la béton:

$$\sigma_b = \frac{p}{s} \leq \sigma_b$$

avec : $S = 20 \times 20 \text{ cm}^2$ (la surface de contact avec la parois)

✚ ELU:

$$\sigma_{bu} = 0.8 \text{ MPa} < \sigma_b = 15 \text{ MPa}$$

✚ ELS:

$$\sigma_{bs} = 0.9 \text{ MPa} < \sigma_b = 15 \text{ MPa}$$

Nous remarquons que $\sigma < \sigma_b$, donc la condition de la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

VII.4.Ferraillage de la paroi de la cuve :

L'effort horizontal sera repris par un ferraillage transversal (cerces) et l'effort vertical par un ferraillage longitudinal.

Le béton est en contact permanent avec l'eau, les sollicitations sont plus importantes dans le cas de la cuve pleine.

La fissuration est très préjudiciable.

VII.4.1.Ferraillage transversale (cerces) :

Les contraintes limites de traction du béton et de l'acier sont :

$$\overline{\sigma_{bt}} = 1.10 f_{t28} = 2,31 \text{ MPa} \quad ; \quad \text{Avec: } (\theta = 1 ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}).$$

ELS:

$$\sigma_s = 0.8 \times \min\left(\frac{2}{3} f_{c28}, \max\left(\frac{f_e}{2}; 110 \frac{\overline{\sigma_{bt}}}{f_{t28}}\right)\right) = 161.06 \text{ MPa (FTP)}$$

La section d'acier est donnée par :

$$A_s \geq \frac{T_{is}}{\sigma_s}$$

ELU:

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,5$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.15$$

La section d'acier est donnée par :

$$A_s \geq \frac{T_{iu}}{\sigma_s}$$

VII.5.Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = \text{Max} (A_{ser}, A_{\min})$$

Les application numériques nous donnent les résultats résumés dans le tableau qui suit :

Les résultats de ferrailage transversal sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tranche i	Xi (m)	Riu	Ris	Aiu terre (cm ²)	Ais terre (cm ²)	Aiu eau (cm ²)	Ais eau (cm ²)	CNF (cm ²)	A adopt (cm ²)
1	2.5	-23 724,50	-15 816,33	10,80	15,56	17,63	25,38	15,75	25 ,38
2	2	-18 452,39	-12 301,59	8,40	12,10	13,71	19,74	15,75	19 ,74
3	1.5	-13 180,28	-8 786,85	6,00	8,64	9,79	14,10	15,75	15,76
4	1	-7 908,17	-5 272,11	3,60	5,19	5,88	8,46	15,75	15,75
5	0.5	-2 636,06	-1 757,37	1,20	/	1,96	2,82	15,75	15,75

Tab.VII.5. Les résultats de ferrailage transversal

Valeurs des sections d'aciers pour les tranches:

Tranche i	Xi	A adopt (cm ²)	Nombre de barre	St (cm)
1	2.5	25 ,38	14T16	15
2	2	19,74	10T14	20
3	1.5	15 ,75	10T14	20
4	1	15 ,75	10T14	20
5	0.5	15 ,75	10T14	20

VII.6.Vérification des contraintes limites dans le béton et l'acier : (1ere tranche)

$$\sigma_{bt} = \frac{N_{ser}}{15A_{ser} + B} \leq \sigma_{bt}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bt} = \frac{40,87 \times 10^{-2}}{15 \times 25,38 \times 10^{-4} + 0.3} = 1,2068 \text{ MPa} \leq 2,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{N_{ser}}{A_{ser}} \leq \overline{\sigma_s}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{40,87 \times 10^{-2}}{25,38 \times 10^{-4}} = 159,97 \text{ MPa} \leq \mathbf{161,03 \text{ MPa}}$$

Donc les contraintes sont vérifiées pour la 1^{ère} tranche

les tranches 2, 3, 4 et 5 sont vérifiées car la 1ere tranche est la tranche la plus défavorable.

VII.7.Ferraillage longitudinal :

La section à la base de la paroi de la cuve est la Plus critique, en effet l'encastrement Paroi-ceinture inférieure crée un moment de flexion associée a l'effort normal de compression déjà existant et produisent une flexion composée.

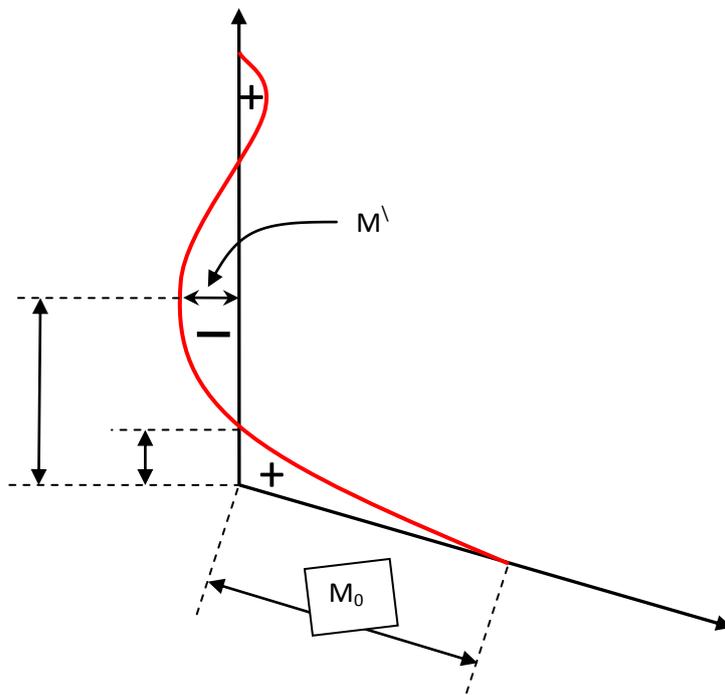
Pour calculer le moment à l'encastrement on a recours à la méthode de « **HANGAN SOARE** » exposée dans l'ouvrage de **GUERRIN (tome 6–page228)** qui considère l'encastrement comme étant élastique Pour le calcul des moments et leurs abscisses « **cuve** » respectives, on définit les paramètres de calcul

Suivants :

- Hauteur de l'eau : $h = 2.53 \text{ m}$
- rayon : $R = 17.3 \text{ m}$
- $e_r = 0.35$ $e_p = 0.3 \text{ m}$
- μ : coefficient du poisson $\mu = 0$ (calculs des sollicitations).

VII.7.1.Diagramme des moments :

D'après la méthode de << **HANGAN - SOARE** >> l'allure du diagramme des moments est comme suit:



M_0 : moment à l'encastrement $M_0 = K \cdot \gamma_w \cdot H^3$

* X_0 : abscisse du moment de flexion nul $X_0 = k_0 \cdot H$

* M' : moment de flexion négatif maximal $M' = -K' \cdot \gamma_w \cdot H^3$

* X_1 : abscisse du moment de flexion négatif maximal $X_1 = k_1 \cdot H$

(γ_w : poids volumique de l'eau = 1,05t/m³)

Les valeurs des coefficients : k, k_0 , k' et k_1 sont déduites soit à partir des abaques (pages 229, 230, 231, 232) dans l'ouvrage de **GUERRIN** en fonction de βh et $\frac{e}{e'}$, soit par les formules exposées dans le même ouvrage.

✚ Calculs de k:

$$k = \frac{1}{2 \times (\beta h)^2} \times \left(1 - \frac{1}{\beta h}\right)$$

avec:

$$\beta = \frac{4 \sqrt{3 \times (1 - \mu^2)}}{R \times e} = 0.57$$

$$\Rightarrow k = 0.07$$

✚ **Calculs de M_0 :**

$$M_0 = k \times \gamma_e \times h^3$$

$$M_0 = 1,19 \text{ t.m ml}$$

✚ **Calcul de l'abscisse X_0 :**

$$X_0 = K_0 \times h$$

Avec :

$$K_0 = \frac{\Psi_0}{\beta \times h} = \frac{\text{Arc tg} [2k \beta \times h^2]}{\beta \times h}$$

$$K_0 = \frac{\text{Arc tg} [2 \times 0,07 \times 0,57 \times 2,53^2]}{0,57 \times 2,53}$$

$$K_0 = 0,26$$

D'où :

$$X_0 = 0,26 \times 2,53$$

$$X_0 = 0,66 \text{ m}$$

✚ **Calcul de l'abscisse X_1**

$$X_1 = K_1 \times h$$

Avec :

$$K_1 = \frac{\pi}{4 \times \beta \times h} + K_0$$

$$K_1 = \frac{\pi}{4 \times 0,57 \times 2,53} + 0,26$$

$$K_1 = 0,804$$

D'où :

$$X_1 = 0,804 \times 2,53$$

$$X_1 = 2,034$$

✚ Calcul du moment M'

$$M' = -K' \times \gamma_e \times h^3$$

Avec :

$$K' = -K \times e^{-\beta \times X_1} \cos \beta \times X_1 - \frac{1}{2K(\beta \times h)^2} \times \sin \beta \times X_1$$

$$K' = -0,07 \times e^{-1,16} \cos 1,22 - \frac{1}{2 \times 0,07(0,57 \times 2,53)^2} \times \sin 1,16$$

$$K' = 0,0621$$

D'où :

$$M' = -0,0621 \times 1,05 \times 2,53^3$$

$$M' = -1,056 \text{ t.m ml}$$

VII.7.2. Effort normal de compression à l'encastrement :

$$N_{ser} = T_{ser} = 113,532 \times 10^{-2} \text{ MN/ml}$$

On travaille sur une bande de 1m de largeur

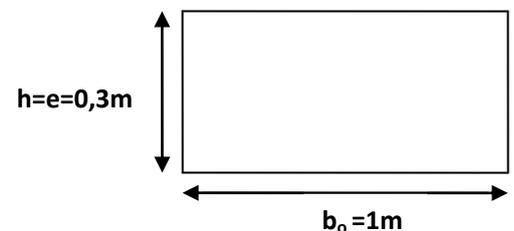
le moment a l'encastrement est : $M_{ser} = M_0 = 1,19 \times 10^{-2} \text{ MN.m/ml}$

$$\text{L'excentricité : } e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,19 \times 10^{-2}}{113,53 \times 10^{-2}} = 0,010 \text{ m}$$

$$\frac{h}{5} = 0,10 \text{ m}$$

$e_0 = 0,10 \text{ m} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve dans le noyau central.

La section du béton est donc entièrement comprimée (SEC).



✚ **Calcul des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{B} + \frac{M_{ser}}{I} \times v$$

Avec: $v = \frac{h}{2} = 0,25m$

$$I = \frac{b_0 \cdot h^3}{12} = 0,00225m^4$$

$$B = b_0 \times h = 1 \times 0,3 = 0,3m^2$$

$$\sigma_{bc} \left(+ \frac{h}{2} \right) = \sigma_{bc}^{\max} = 2.136 \text{ MPa} < 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

$$\sigma_{bc} \left(- \frac{h}{2} \right) = \sigma_{bc}^{\min} = 1.433 \text{ MPa} < 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

Les contraintes de compression sont **vérifiées** donc le béton seul peut reprendre les efforts de compression largement sans risque de dépassement de contrainte, on adopte néanmoins un ferrailage minimum défini par :

$$A_{\min} = \text{Max} \left(4U ; \frac{B}{1000} \right) = \text{Max} (10.40 ; 3)$$

$$\mathbf{A_{\min} = 10.40 \text{ cm}^2}$$

On choisie **10T14 /ml (11.00cm²)** disposée en deux nappes de **5T14** espacées de

St = 20cm chacune

Les disposition des ferrillages cers et barres longitudinal sont représenté dans les figures ci-dessus

Vue en plans:

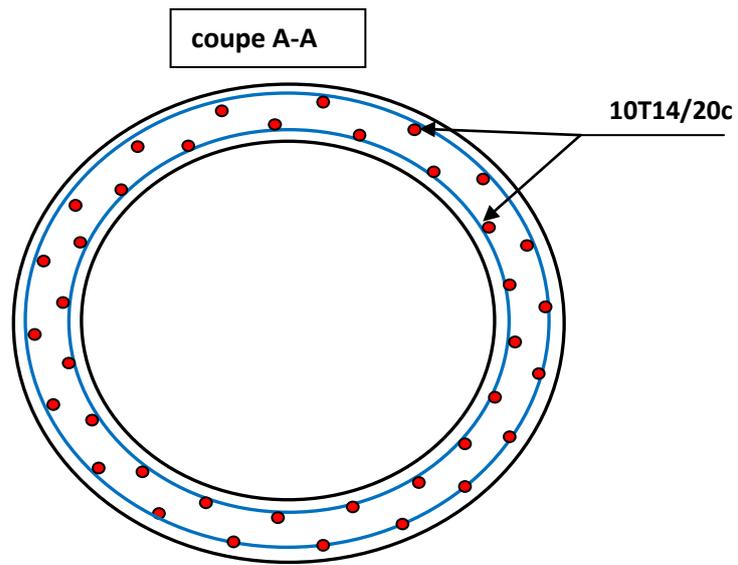


Figure VII-4 : coupe A-A de ferrailage

Vue horizontale:

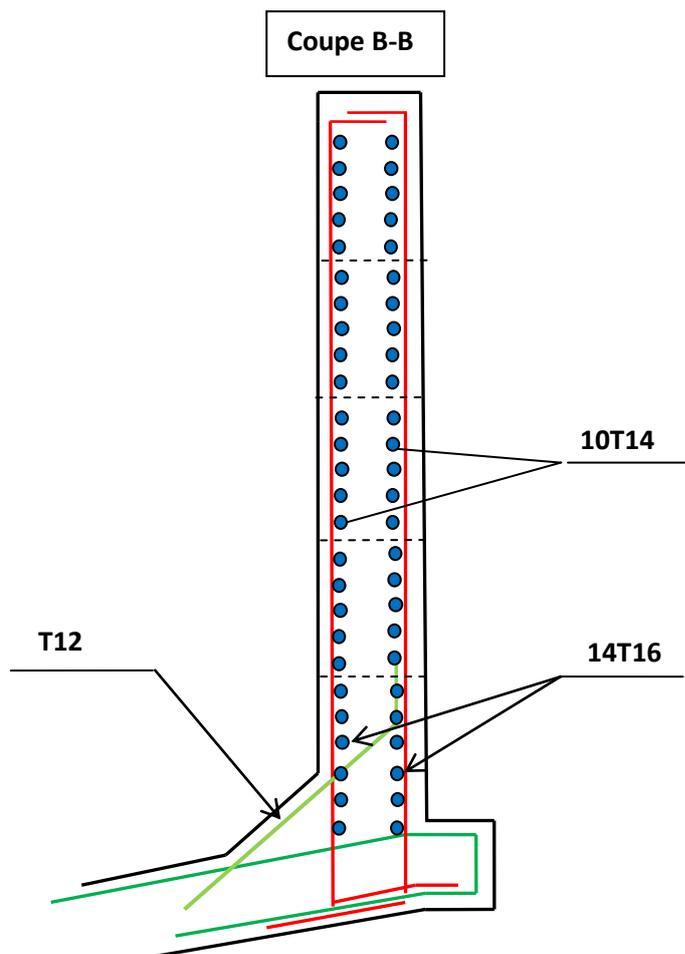


Figure VII-5 : ferrailage sur la coupe B-B

VIII.2.1 Pression unitaire sur chaque bande de la paroi:

$$q_i = \rho \times h_i$$

- Poids volumique de l'eau: $\rho = 1050\text{kg/m}^3$
- Rayon moyenne: $R_i \text{ moy}$
- Hauteur de l'eau max: $h_e = 4.11\text{m}$
- hauteur de la bande (i) h_i
- longueur de la bande (i) ΔL_i

La pression moyenne sur chaque zone (i) est donnée par la relation suivante:

$$Q_i = \frac{(q_{i+1} + q_i)}{2}$$

VIII.2.2 Calculs des poids unitaire sur chaque bande :

$$P = (e \times 1) \times \gamma_b$$

- Poids volumique du béton: $\gamma_b = 2500\text{kg/m}^3$
- Rayon moyenne: $R_i \text{ moy}$
- Hauteur de l'eau max: $h_e = 4.11\text{m}$
- hauteur de la bande (i): h_i
- longueur de la bande (i): ΔL_i
- L'angle d'inclinaison du radier : $\alpha = 5,71^\circ$
- Epaisseur du radier: $e = 0.35\text{m}$

En décomposant le poids propre "P" suivant l'horizontale et suivant le tronc de cône:

✚ **Suivant X:**

$$P_X = e \times \Delta L_i \times \gamma_b \times \cotg(\alpha)$$

✚ **Suivant Y:**

$$P_Y = e \times \Delta L_i \times \gamma_b \times \frac{1}{\sin \alpha}$$

Les application numériques nous donnent les résultats résumés dans le tableau qui suit :

Tranche i	Ri moy (m)	hi(m)	pression qi (kg/m ²)	Qi kg/ml	Pi(kg/ml)	Pix(kg/ml)	Piy(kg/ml)
1	2	4,11	4315,5	4256,25	875	8750,91	8794,55
2	3	4,00	4197	4137,75	875	8750,91	8794,55
3	4	3,88	4078,5	4019,25	875	8750,91	8794,55
4	5	3,77	3960	3900,75	875	8750,91	8794,55
5	6	3,66	3841,5	3782,25	875	8750,91	8794,55
6	7	3,55	3723	3663,75	875	8750,91	8794,55
7	8	3,43	3604,5	3545,25	875	8750,91	8794,55
8	9	3,32	3486	3426,75	875	8750,91	8794,55
9	10	3,21	3367,5	3308,25	875	8750,91	8794,55
10	11	3,09	3249	3189,75	875	8750,91	8794,55
11	12	2,98	3130,5	3071,25	875	8750,91	8794,55
12	13	2,87	3012	2952,75	875	8750,91	8794,55
13	14	2,76	2893,5	2834,25	875	8750,91	8794,55
14	15	2,64	2775	2762,5	875	8750,91	8794,55
15	16	2,53	2750	2750	875	8750,91	8794,55
16	17	2,42	/	1375	875	8750,91	8794,55

Btab. VIII.1. Calculs des pression et des poids unitaires sur chaque bande

VIII.3 Calculs des efforts de traction et de compressions:

VIII.3.1 Effort de traction:

$$T_i = (1.35P_x + 1.5Q_i) \times R_{i\text{ moy}}$$

VIII.3.2 Effort de compression:

$$F_i = (1.35P_y + 1.5Q_i) \times R_{i\text{ moy}}$$

Les application numériques nous donnent les résultats résumés dans le tableau qui suit :

Tranche i	Li(m)	effort de traction		effort de compression	
		Tiu(kg/ml)	Tis(kg/ml)	Fiu (kg/ml)	Fis (kg/ml)
1	1	36 396,22	26 014,33	36 514,04	26 101,60
2	2	54 061,08	38 665,99	54 237,81	38 796,90
3	3	71 370,44	51 080,66	71 606,08	51 255,21
4	4	88 324,30	63 258,32	88 618,85	63 476,51
5	5	104 922,66	75 198,99	105 276,12	75 460,81
6	6	121 165,52	86 902,65	121 577,89	87 208,11
7	7	137 052,88	98 369,32	137 524,16	98 718,41
8	8	152 584,74	109 598,98	153 114,93	109 991,71
9	9	167 761,10	120 591,65	168 350,20	121 028,02
10	10	182 581,96	131 347,31	183 229,97	131 827,32
11	11	197 047,32	141 865,98	197 754,24	142 389,62
12	12	211 157,18	152 147,64	211 923,01	152 714,92
13	13	224 911,54	162 192,31	225 736,28	162 803,22
14	14	239 362,28	172 701,22	240 245,92	173 355,77
15	15	255 019,76	184 014,64	255 962,31	184 712,83
16	15,87	235 896,00	172 140,55	236 897,46	172 882,38

Tab. VIII.2. Les efforts agissants sur chaque zone

VIII.4.Ferraillage du radier :

L'effort horizontal sera repris par un ferraillage transversal (cerces) sous l'effort " T_i " et l'effort suivant le tronc de cône par un ferraillage longitudinal sous l'effort " F_i ".

Le béton est en contact permanent avec l'eau, les sollicitations sont plus importantes dans le cas de la cuve pleine.

La fissuration est très préjudiciable.

VIII.4.1.Ferraillage sous T_i (cerces):

✚ ELS:

$$\sigma_s = 0.8 \times \min\left(\frac{2}{3} f_{c28}, \max\left(\frac{f_e}{2}; 110 \frac{\overline{\tau f_{t28}}}{\tau f_{t28}}\right)\right) = 161.06 \text{ MPa (FTP)}$$

La section d'acier est donnée par :

$$A_s \geq \frac{T_i}{\sigma_s}$$

✚ **ELU:**

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \gamma_b &= 1,5 \\ f_{c28} &= 25 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} f_e &= 400 \text{ MPa} \\ \gamma_s &= 1,15 \end{aligned}$$

La section d'acier est donnée par :

$$A_s \geq \frac{F_i}{\sigma_s}$$

VIII.4.2. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = \text{Max} (A_{ser}, A_{\min})$$

Les application numériques nous donnent les résultats résumés dans les deux tableau qui suit :

✚ **Ferrailage sous T_i (cerces):**

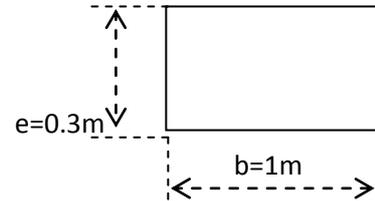
Aiu (cm ²)	Ais (cm ²)	A(CNF) (cm ²)	Ai,max	Choix des barres / ml	espacement (cm)
10,50	16,15	15,75	15,75	7T12	15
15,59	24,01	15,75	24,01	8T12	12
20,59	31,72	15,75	31,72	9T14	12
25,48	39,28	15,75	39,28	9T14	12
30,27	46,69	15,75	46,69	10T14	10
34,95	53,96	15,75	53,96	10T16	10
39,54	61,08	15,75	61,08	10T16	10
44,02	68,05	15,75	68,05	10T16	10
48,40	74,87	15,75	74,87	10T16	10
52,68	81,55	15,75	81,55	10T16	10
56,86	88,08	15,75	88,08	10T16	10
60,93	94,47	15,75	94,47	10T16	10
64,90	100,70	15,75	100,7	10T16	10
69,07	107,23	15,75	107,23	10T16	10
73,59	114,25	15,75	114,25	10T16	10
68,11	106,88	15,75	106,88	10T16	10

Tab. VIII.3. Ferrailage à la traction

VIII.4.3. Ferrailage sous F_i (barres longitudinales):

L'effort normal dû à la compression est repris par les armatures longitudinales.

La section de la tranche: $B = 1 \times 0.3 = 0.3m$



✚ **ELS:**

$$\sigma_s = 0.8 \times \min\left(\frac{2}{3} f_{c28}, \max\left(\frac{f_e}{2}; 110 \frac{\tau}{f_{t28}}\right)\right) = 161.06 \text{ MPa (FTP)}.$$

La section d'acier est donnée par :

$$A_{is} = \frac{F_i - (B \times 0.85 f_{c28}) / \gamma_b}{\sigma_s}$$

✚ **ELU:**

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.15$$

La section d'acier est donnée par :

$$A_{iu} = \frac{F_i - (B \times 0.85 f_{c28}) / \gamma_b}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Les applications numériques nous donnent les résultats résumés dans les deux tableaux qui suivent :

Tranche i	A_{iu} (cm ²)	A_{is} (cm ²)
1	-11,2	-24,8
2	-10,7	-24,0
3	-10,2	-23,3
4	-9,7	-22,5
5	-9,2	-21,8
6	-8,8	-21,0
7	-8,3	-20,3
8	-7,8	-19,6
9	-7,4	-18,9
10	-7,0	-18,3
11	-6,6	-17,6
12	-6,2	-17,0
13	-5,8	-16,3
14	-5,3	-15,7
15	-4,9	-15,0
16	-5,4	-15,7

Tab. VIII.4. Ferrailage à la compression

Remarque:

$A_i < 0$ Le béton seul peut reprendre l'effort de compression suivant l'axe Y

Le BAEL prévoit une section minimale.

 **Calculs de la section minimale Amin:**

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{0,8}{100} \times (e \times b); \frac{8}{100} \times (e + b) \right\}$$

Les application numériques nous donnent les résultats résumés dans les deux tableau qui suit :

Tranche i	Aiu (cm ²)	Ais (cm ²)	Amin (cm ²)	Aimax (cm ²)	Choix des barres par ml	espacement (cm)
1	-11,2	-24,8	28	28	9T14	10
2	-10,7	-24,0	28	28	9T14	10
3	-10,2	-23,3	28	28	9T14	10
4	-9,7	-22,5	28	28	9T14	10
5	-9,2	-21,8	28	28	9T14	10
6	-8,8	-21,0	28	28	9T14	10
7	-8,3	-20,3	28	28	9T14	10
8	-7,8	-19,6	28	28	9T14	10
9	-7,4	-18,9	28	28	9T14	10
10	-7,0	-18,3	28	28	9T14	10
11	-6,6	-17,6	28	28	9T14	10
12	-6,2	-17,0	28	28	9T14	10
13	-5,8	-16,3	28	28	9T14	10
14	-5,3	-15,7	28	28	9T14	10
15	-4,9	-15,0	28	28	9T14	10
16	-5,4	-15,7	28	28	9T14	10

Tab. VIII.5. Ferrailage final à la compression

IX. Introduction :

La jupe centrale est composée de deux dalles circulaires pleines, qui reposent sur quatre poteaux de la jupe qui est un élément porteur et fonctionnel de décanteur secondaire, elle est évidée en son milieu par le passage d'un tuyau, et immergée dans l'eau donc elle est soumise à un effort hydrostatique.

IX.1. Etude de la dalle circulaire :

IX.1.1. Les dimensions de la dalle :

La dalle possède les dimensions suivantes

- Diamètre $_{ext} = 2.10\text{m}$
- Diamètre $_{int} = 0.30\text{m}$
- Epaisseur = 0.25m

IX.1.2. Calcul des charges :

a) charge permanente

$$P_{dalle} = \pi \times \frac{(D^2_{ext} - D^2_{int})}{4} \times e \times \gamma_{beton}$$

AN :

$$P_{dalle} = 2120,57\text{Kg}$$

$$G = 625,53\text{Kg/m}^2$$

b) Charge d'exploitation

$$: Q = 2 \text{ KN/m}^2$$

IX.1.3 Combinaison de charge :

c) L'ELU

$$P_u = 1,35G + 1,5Q$$

AN :

$$P_u = 1,35 \times 625,53 + 1,5 \times 200$$

$$P_u = 1144,47\text{Kg/m}^2$$

d) L'ELS

$$P_{serv} = G + Q = 625,53 + 200$$

$$P_{serv} = 825,53 \text{ Kg/m}^2$$

IX.1.4 .Calcul des moments :

Pour le calcul des dalles, nous utilisons les tables de BARRES qui nous donnent les expressions des moments fléchissant radiaux (M_r) et tangentiels (M_t)

Par les formules suivantes :

a) Moments radiaux M_r

$$M_r = \frac{pa^2}{16} \left[-3 + \mu \cdot \rho^2 + 1 + 3\mu \cdot \beta^2 + 2 \frac{1 - \mu}{1 + \mu} - 4 \frac{1 + \mu}{1 - \mu} \times \beta^2 \cdot \text{Ln}\beta \right]$$

b) Moments tangentiels M_t

$$M_t = \frac{pa^2}{16} \left[1 + 3\mu \cdot \beta^2 - \rho^2 + 2 \frac{1 - \mu}{1 + \mu} - 4 \frac{1 + \mu}{1 - \mu} \cdot \beta^2 \cdot \text{Ln}\beta \right]$$

Avec :

μ = coefficient de poisson égal à 0 pour le calcul des sollicitations à l'ELU et à l'ELS.

Donc on peut écrire les relations comme suit :

c) Moments radiaux :

$$M_r = \frac{pa^2}{16} \left[-3 \cdot \rho^2 + \beta^2 + 2 - 4 \cdot \beta^2 \text{Ln}\beta \right]$$

d) Moments tangentiels M_t

$$M_t = \frac{pa^2}{16} \left[\rho^2 - \rho^2 + 2 - 4 \cdot \beta^2 \text{Ln}\beta \right]$$

Avec :

- $\rho = \frac{r}{a}$: distance relative du point étudié
- μ : coefficient de poisson $\mu = 0$ à l'ELU
 $\mu = 0,2$ à l'ELS
- Charge $p = \begin{matrix} P_u = 3,74 \text{ MN/m}^2 \text{ à l'ELU} \\ p_s = 2,71 \text{ MN/m}^2 \text{ à l'ELS} \end{matrix}$

Les valeurs des moments radiaux et tangentiels sont données dans les tableaux suivants :

A	r (m)	ρ	MR MN/ml		Mt MN/ml	
			ELS	ELU	ELS	ELU
0,860	0,000	0,000	0,325	0,429	0,325	0,448
0,860	0,700	0,813	0,076	0,086	0,242	0,334
0,860	1,400	1,627	-0,670	-0,944	-0,007	-0,010
0,860	2,100	2,440	-1,913	-2,659	-0,421	-0,581

Tableau I.1 : Sollicitations dans la dalle circulaire du la jupe centrale

IX.1.5. Ferrailage de la dalle de la jupe :

D'après le BAEL 91, le ferrailage se fait par un calcul en flexion simple d'une section rectangulaire de largeur $b_0 = 1$ m, la fissuration étant très préjudiciable (FTP). L'enrobage est pris 3cm.

$$h = 0,25\text{m} = 250\text{mm}$$

$$\phi_{r,t} \leq h / 10 \longrightarrow \phi_{r,t} \leq 25\text{cm}$$

On prend : $\phi_{r,t} = 8\text{mm}$

$$d_r = h - c - \phi_r / 2 \longrightarrow$$

$$d_r = 25 - 3 - (0,80 / 2) \longrightarrow d_r = 21,6\text{ cm}$$

$$d_t = h - c - \phi_r / 2 \longrightarrow$$

$$d_t = 25 - 3 - (0,80 / 2) - 0,8 \longrightarrow d_t = 20,8\text{ cm}$$

IX.1.5.1. Calcul des armatures radiales

a) l'état limite ultime :

	L'ELU	
Armatures radiales	Armatures inférieures	Armatures supérieures
Mru (MN.m/ml)	$0,43 * 10^{-2}$	$-2,66 * 10^{-2}$
$\mu_{bu} = \frac{M_{ru}}{b_0 \cdot d_r^2 \cdot f_{bu}}$	0.0065	0.039
$\mu_{bu} < \mu_{ab} = 0.186 \longrightarrow$	pivot A ;	$A'_{ru} = 0$
$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$	0.0081	0.049
$Z = d_r(1 - 0,4\alpha)$	0.217	0.213
$A = \frac{M_{ru}}{Z \cdot \sigma_{st}} \text{ (cm}^2\text{)}$	0.591	3.590

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2\text{MPa}$$

$$\gamma_b = 1,5$$

$$f_{c28} = 25\text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82\text{MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_e = 400\text{ MPa}$$

b) l'état limite de service :

	ELS	
Armatures Radiales	Armatures inférieures	Armatures supérieures
$M_{r \text{ service}} \text{ (MN.m/ml)}$	$0,32 \times 10^{-2}$	$1,91 \times 10^{-2}$
$\alpha_r = \frac{15 \cdot \overline{\sigma_{bc}}}{15 \sigma_{bc} + \overline{\sigma_s}}$	0.582	0.582
$\mu_{rb} = \frac{\alpha_r}{2} \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right)$	0.235	0.235
$M_{rb} = \mu_{rb} b_0 d_r^2 \sigma_{bc}$	0.164 (MN/ml)	0.164 (MN/ml)
$M_{rb} > M_{ser} \longrightarrow A'_r \text{ service}$		
$Z = d_r \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right)$	0.174 (m)	0.174 (m)
$A = \frac{M_{r \text{ service}}}{Z \cdot \sigma_{s10}}$	1.141 (cm ²)	6.81 (cm ²)

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 0.8 \times \min\left(\frac{2}{3} f_{c28}, \max\left(\frac{f_e}{2}; 110 \overline{\tau f_{t28}}\right)\right) \dots\dots\dots(\text{FTP})$$

$$\text{AN: } \sigma_s = 0.8 \times \min\left(\frac{2}{3} 25, \max\left(\frac{400}{2}; 110 \overline{1,6 \times 2,1}\right)\right)$$

$$\sigma_s = 161.06 \text{ MPa}$$

c) Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.023 \times b_0 \times d_r \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

AN:

$$A_{min} = 0,023 \cdot 1 \cdot 0,21 \cdot \frac{2,1}{400} = 0.253 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_r^{max} = \max(A_{rs}, A_{ru}, A_{min})$$

$$A_r^{max} = 6.81 \text{ cm}^2$$

Soit : 7T12 /ml (7,92cm²/ml)Espacement $st \leq \text{Min}(2h; 25\text{cm})$; $h = 25 \text{ cm} \Rightarrow st \leq 25 \text{ cm}$

Remarque:

7T12 donne $st \longrightarrow 13.08$

Donc on adopte un ferrailage de 7T12 avec $St = 15\text{cm}$

IX.1.5.2. Calcul des armatures tangentielles (cerces):**a) l'état limite ultime :****Tableau Calcul des armatures tangentielles à L'ELU:**

M_{tu} (MN.m/ml)	$0.44 \cdot 10^{-2}$
$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b_0 \cdot d_t^2 \cdot f_{bu}}$	0.00162
$\mu_{bu} < \mu_{ab} = 0.186$	\longrightarrow pivot A; $A'_{ru} = 0$
$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$	0.0003
$Z = d_t(1 - 0.40 \alpha)$	0.207
$A = \frac{M_{r \text{ service}}}{Z \cdot \sigma_s}$	1.38(cm ²)

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{MPa}$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$f_{c28} = 25 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{MPa}$$

$$f_e = 400 \text{MPa}$$

$$\gamma_s = 1.15$$

b) A l'état limite de service :**Tableau Calcul des armatures tangentielles à ELS:**

M_{tu} MN.m/ml	$0.58 \cdot 10^{-2}$
$\alpha_r = \frac{15 \cdot \overline{\sigma_{bc}}}{15 \overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_s}}$	0.583
$\mu_{rb} = \frac{\alpha_r}{2} \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right)$	0.235
$M_{tb} = \mu_{rb} b_0 d_t^2 \cdot \sigma_{bc}$	0.152
$M_{tb} > M_{ser}$	\longrightarrow $A'_{r \text{ service}} = 0$
$Z = d_t \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right)$	0.167
$A = \frac{M_{t \text{ service}}}{Z \cdot \sigma_s}$	2.15 (cm ²)

Soit : 7T12 /ml (7.92cm²/ml)

Remarque:

3T10 donne $st = 32.33 > 20$

Donc on adopte un ferrailage de 7T12 avec $St = 15 \text{ cm}$

IX.2.Ferraillage des poutres :

Les poutres sont calculées en flexion simple, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

IX.2.1.Pré dimensionnement :

A. Hauteur :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

- h_t : hauteur de la poutre.
- L_{\max} : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

$$L_{\max} = 255 - 30 = 225 \text{ cm}$$

Donc :

$$\frac{225}{15} \leq h_t \leq \frac{225}{10}$$

$$15 \text{ cm} \leq h_t \leq 22.5 \text{ cm}$$

Selon le RPA : $h_t \geq 30 \text{ cm}$ → on opte pour $h_t = 50 \text{ cm}$

B. Largeur :

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

D'où : $20 \text{ cm} \leq b \leq 35 \text{ cm}$.

Selon le RPA : $b \geq 20 \text{ cm}$ → on opte pour $b = 45 \text{ cm}$

C. Vérification relative aux exigences du RPA :

(Art 7.5.1 du RPA99/version 2003).

- $b \geq 20 \text{ cm}$ $45 \geq 20 \text{ cm}$ → condition vérifiée.
- $h_t \geq 30 \text{ cm}$ $50 \geq 30 \text{ cm}$ → condition vérifiée.
- $h_t / b \leq 4$ $50/45 = 1.11 < 4$ → condition vérifiée.

Conclusion :

Donc la poutre a pour dimensions : $(b \times h) = (45 \times 50) \text{ cm}^2$.

IX.2.2.détermination des charges et surcharges :

❖ Les charges permanentes :

- Poids propre de la poutre :

$$P = \frac{\pi}{4} \times 0.5 \times 32 - 2.12 \times 2500$$

$$P = 4506.22 \text{ Kg}$$

$$G = 1251.72 \text{ Kg/m}^2 = 12.53 \text{ KN/m}^2$$

❖ Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

IX.2.3.Combinaisons de charges:

- **ELU** : $q_u = 1,35 G + 1.5 Q$
 $q_u = (1.35 \times 12.53) + (1.5 \times 2.5)$
 $q_u = 20.66 \text{ KN/ml}$
- **ELS** : $q_s = G + Q$
 $q_s = 12.53 + 2.5$
 $q_s = 15.53 \text{ kN/ml}$

IX.2.4.Calcul des efforts internes à l'ELU :

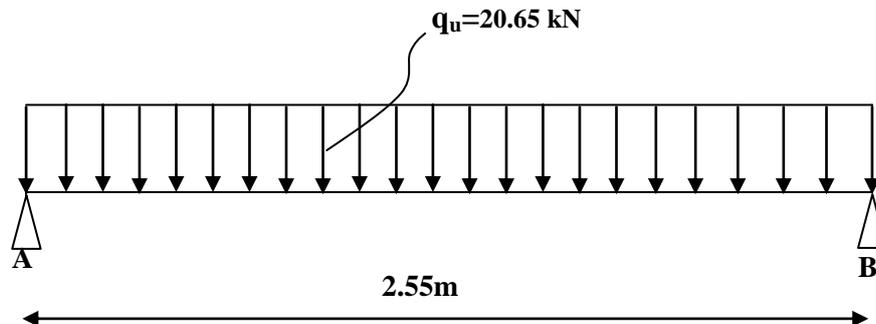


Figure IX.2.1: Schéma statique de la poutre à l'ELU.

- Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{20.65 \times 2.55}{2} = 26.33 \text{ KN}$$

- Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{20.65 \times 2.55^2}{8} = 16.78 \text{ KN}$$

- **Moment corrigé :**

En travée : $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 16.78 = 14.26 \text{ kN.m}$

Aux appuis : $M_a = - 0.3 M_0 = - 0.3 \times 16.78 = - 5.04 \text{ kN.m}$

- **Effort tranchant:**

$$T_{\max} = 26.33 \text{ KN}$$

- **Diagramme des efforts interne :**

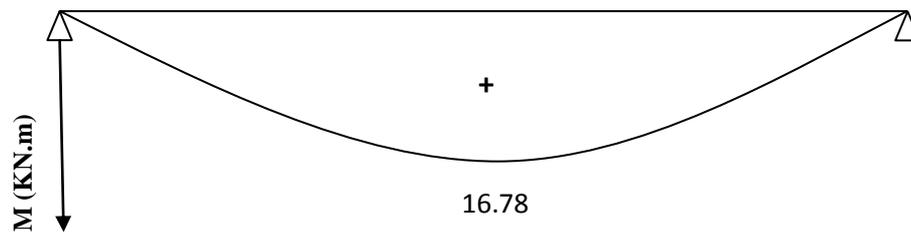


Figure IX.2.2 : Diagramme de moment isostatique à l'ELU.

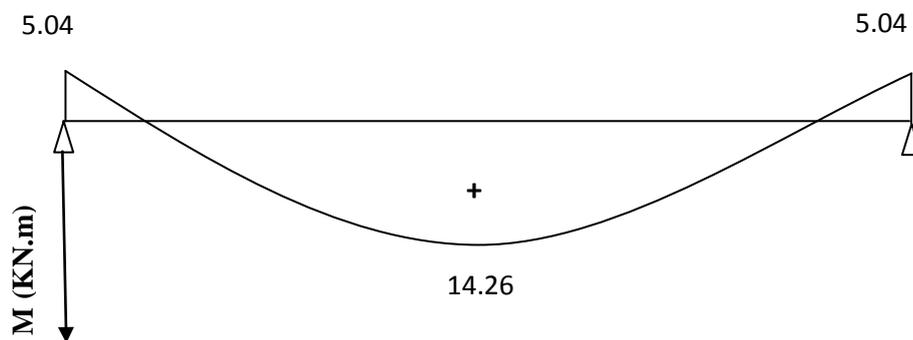


Figure IX.2.3 : Diagramme des moments corrigé à l'ELU.

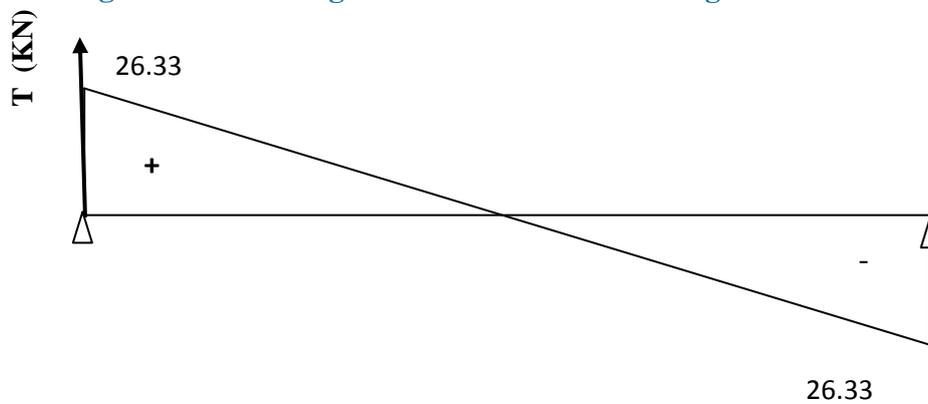


Figure IX.2.4 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

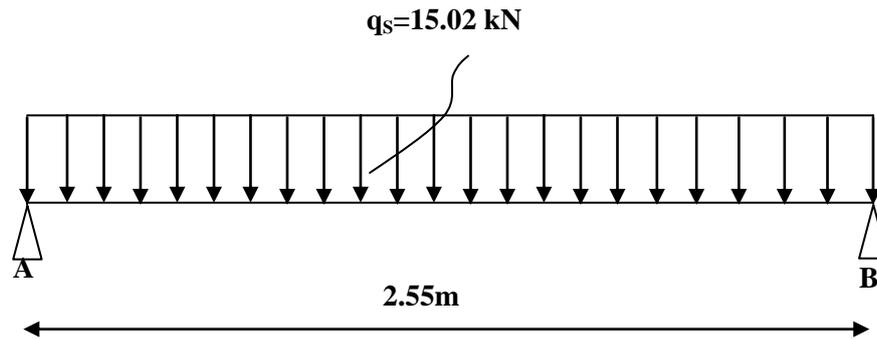
IX.2.5. Calcul des efforts internes à l'ELS :

Figure IX.2.5 : Schéma statique de la poutre à l'ELS.

- Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s l}{2} = \frac{15.02 \times 2.55}{2} = 19.15 \text{ KN}$$

- Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{15.02 \times 2.55^2}{8} = 12.20 \text{ KN}$$

- Moment corrigé :

En travée : $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 12.20 = 10.38 \text{ kN.m}$

Aux appuis : $M_u = -0.3 M_0 = -0.3 \times 12.20 = -3.66 \text{ kN.m}$

- Effort tranchant:

$$T_{\max} = 19.15 \text{ KN}$$

- Diagramme des efforts interne :

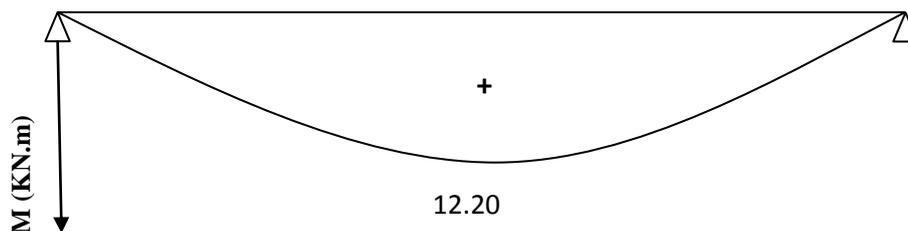


Figure IX.2.6 : Diagramme de moment isostatique à l'ELS.

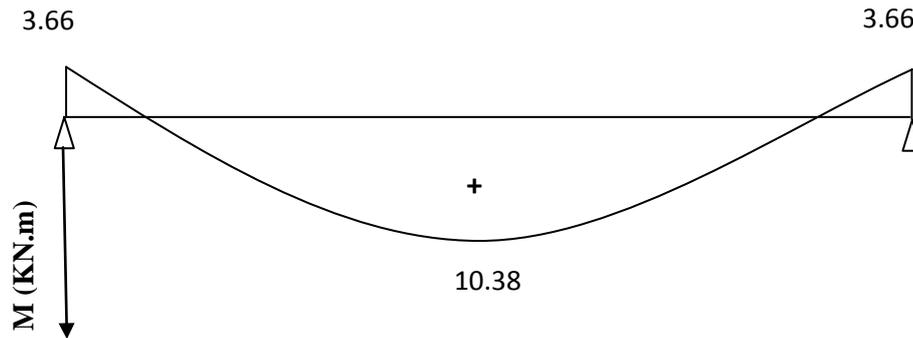


Figure IX.2.7: Diagramme des moments corrigés à l'ELS.

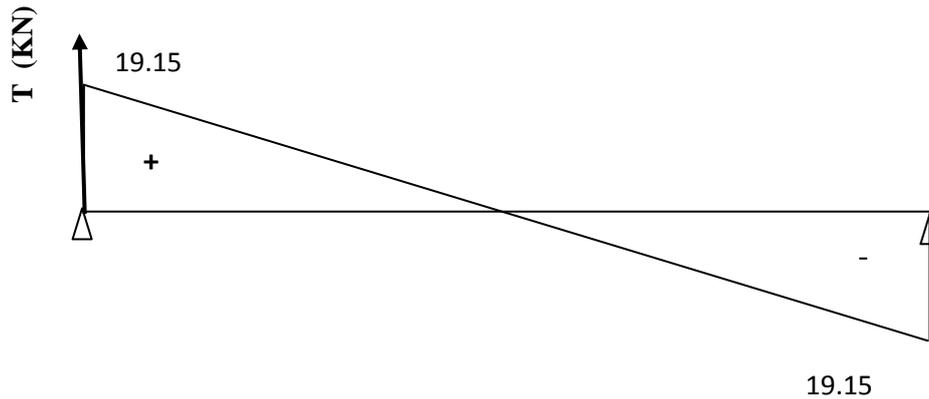


Figure IX.2.8: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

IX.2.6. Recommandations du RPA :

Armatures longitudinal: (R.P.A Art.7.5.2.1)

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section.

$$A_{\min} = 0.5\% \text{ b h}$$

- ✓ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\max} = 4\% \text{ b h} \text{ en zone courante.}$$

$$A_{\max} = 6\% \text{ b h} \text{ en zone de recouvrement.}$$

	0.5% b h	4% b h	6% b h)
Poutres (45x50) cm ²	11.25	90	135

Tableau IX.2.1 : la section minimal et maximal d'armature

- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en zone III.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

- ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

IX.2.7. ferrailage à ELU:

a. En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec:

$$M_t = 14.26 \text{ KN.m}$$

$$b = 45 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 50 - 4 = 46 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{14.26 \times 10^3}{45 \times 46^2 \times 14.2} = 0.0105$$

$\mu = 0.0105 < \mu_1 0.392 \rightarrow$ La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.0105 \rightarrow \beta = 0.995$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{14.26 \times 10^3}{0.995 \times 46 \times 348} = 0.89 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}14 = 6.16 \text{ cm}^2$

b. Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec:

$$M_a = -5.04 \text{ KN.m}$$

$$b = 45 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 50 - 4 = 46 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{5.04 \times 10^3}{45 \times 46^2 \times 14.2} = 0.0037$$

$\mu = 0.0037 < \mu_1 0.392 \rightarrow$ La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant: $\mu = 0.0037 \rightarrow \beta = 0.998$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{5.04 \times 10^3}{0.998 \times 46 \times 348} = 0.32 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 4\text{HA}14 = 6.16 \text{ cm}^2$

c. Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91 modifiée 99) :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm²/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 50 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 0.5 = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour : } 2\text{HA12} = 2.26 \text{ cm}^2$$

IX.2.8 vérification à ELU:**a. Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99) :**

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 45 \times 46 \times 2.1}{400} = 2.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A_t = 6.16 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2.50 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Aux appuis : } A_a = 6.16 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2.50 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**b. Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) :
(Art A.5.1.211/BAEL91 / modifiée 99)**

$$\tau_u < \tau_u$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b d}$$

Avec : T_{max} : effort tranchant.

$$T_{\text{max}} = 26.33 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{26.33 \times 10}{45 \times 46} = 0.127 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\alpha_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad \text{fissurations peu nuisibles.}$$

$$\tau_u = \min \left(0.20 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right) = \tau_u = \min \left(3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.127 \text{ MPa} < \tau_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1.3/BAEL 91 modifiées99) :

$$\tau_u \leq \tau_{se}$$

$$\tau_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA).

$$\tau_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres

$$\sum u_i = n\pi\phi = 4 \times \pi \times 1.4 = 17.58 \text{ cm}, \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{26.33}{0.9 \times 46 \times 17.58} \times 10 = 0.36 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.36 \text{ MPa} \leq \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

d. Calcul des armatures transversal :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (Art A.7.2.12 BAEL91)

$$\emptyset_t \leq \min \frac{h}{35}; \emptyset_l; \frac{b}{10}$$

Avec :

- \emptyset_t : diamètre des armatures transversal.
- \emptyset_l : diamètre des armatures longitudinal.

$$\emptyset_t \leq \min \frac{50}{35}; 1.4; \frac{45}{10} = \min 1.42; 1.4; 4.5 = 1.42 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } \emptyset_t = 10 \text{ mm}$$

En prend un cadre et un étrier de HA10

e. Espacement des armatures transversal :

Selon le RPA version 2003 (Art7.5-2.2) :

❖ **Zone nodal :**

$$S_t \leq \min \frac{h}{4}; 12 \emptyset_l; 30 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \frac{50}{4}; 12 \times 1.4; 30 \text{ cm} = \min 12.5; 16.8; 30 \text{ cm} = 12.5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

❖ **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

IX.2.9. vérification à ELS:**a. Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

b. Etat limite de compression du béton (Art A.4.5.2 BAEL91) :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$$

❖ **En travée :**

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

Avec :

$$M_s = 10.38 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 6.16 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 6.16}{45 \times 46} = 0.297$$

$$\rho_1 = 0.297 \rightarrow \beta_1 = 0.914 \rightarrow K_1 = 43.14$$

$$\sigma_{st} = \frac{10.38 \times 10^3}{0.914 \times 46 \times 6.16} = 40.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{43.14} \times 40.08 = 0.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.93 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

❖ **Aux appuis :**

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

Avec :

$$M_s = 3.66 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 6.16 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 6.16}{45 \times 46} = 0.297$$

$$\rho_1 = 0.297 \rightarrow \beta_1 = 0.914 \rightarrow K_1 = 43.14$$

$$\sigma_{st} = \frac{3.66 \times 10^3}{0.914 \times 46 \times 6.66} = 13.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{43.14} \times 13.07 = 0.30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.30 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

c. Vérification de la flèche (Art B.6.5, 2 BAEL91 modifiée 99) :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

- 1) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- 2) $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$
- 3) $\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec :

- **h** : hauteur totale. (**h = 50 cm**)
- **l** : porté entre nue d'appuis. (**l = 255 cm**)
- **M_t** : moment max en travée. (**M_t = 10.38 KN.m**)
- **M₀** : moment max de la travée isostatique. (**M₀ = 12.20 KN.m**)
- **A_t** : section des armatures. (**A_t = 6.16 cm²**)
- **b** : largeur de la nervure. **B = 45 cm**
- **d** : hauteur utile de la section droite. (**d = h - c = 50 - 4 = 46 cm**)

$$1) \frac{h}{l} = \frac{50}{255} = 0.196 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$$

Condition vérifiée.

$$2) \frac{h}{l} = \frac{50}{255} = 0.196 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{10.38}{10 \times 12.20} = 0.085$$

Condition vérifiée.

$$3) \frac{A_t}{bd} = \frac{6.16}{45 \times 46} = 0.003 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

Condition vérifiée.

Remarque : Les 3 conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculé la flèche.

Conclusion : le ferrailage de la poutre sera comme suit :

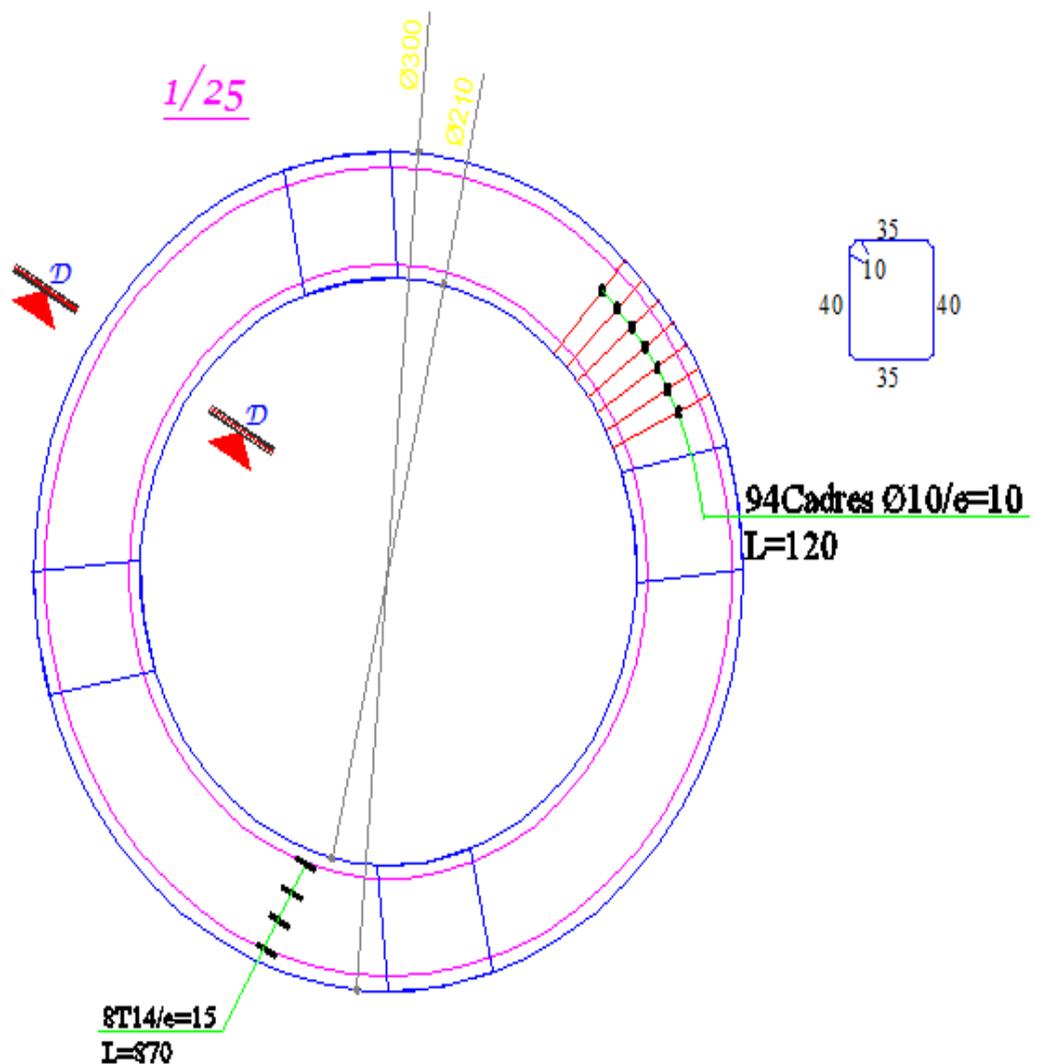
Armatures longitudinales :

- 4HA14 filantes pour le lit inférieur.
- 4HA 14filantes pour le lit supérieur.
- Armatures de peau 2HA12

Armatures transversales :

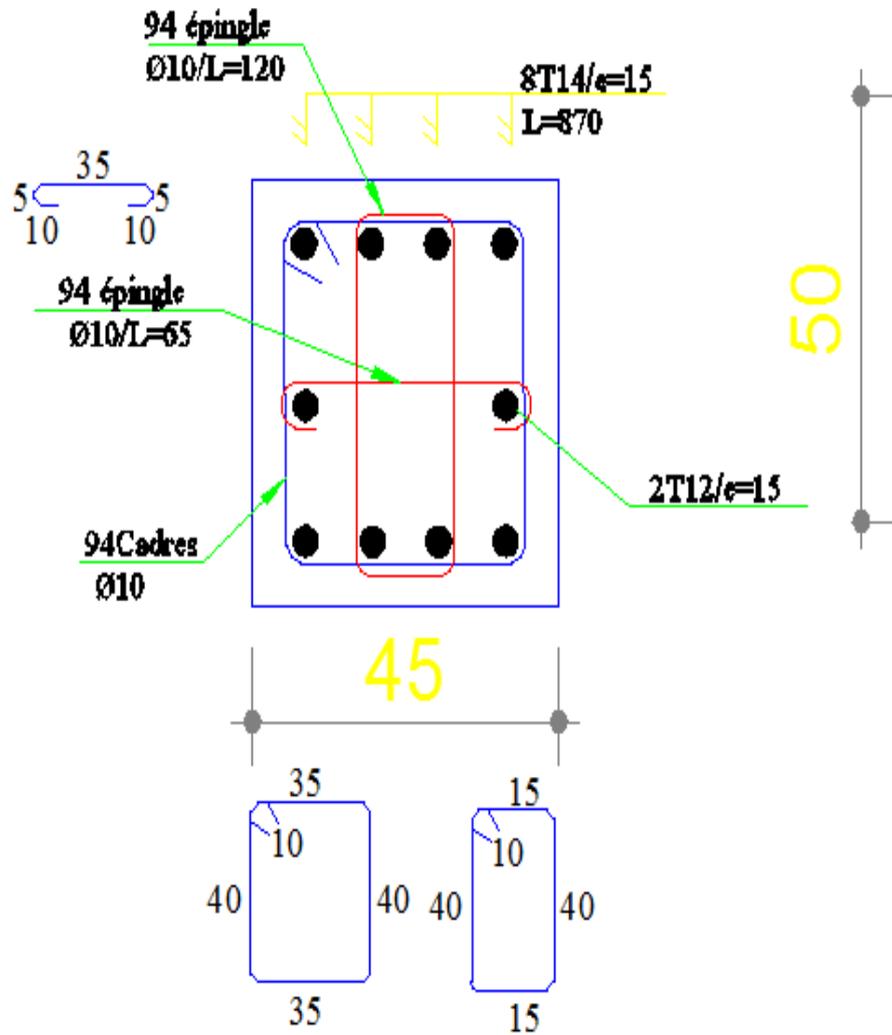
- 1cadre et 1 étrier en HA10 .

Ferrailage Poutre(45x50)



Coupe D-D

1/20



IX.3.Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont calculés en compression simple, car l'ensemble des forces qui le sollicitent se réduit à un effort normal de compression.

IX.3.1.détermination des charges et surcharges :

❖ Les charges permanentes :

Poteau 1 : $h_1 = 3.7 \text{ m}$ **n : 4 poteaux**

$$G_{\text{pot}_1} = (0.45 \times 0.5 \times 3.7 \times 25) \times 4$$

$$G_{\text{pot}_1} = 83.25 \text{ KN}$$

Pour un seul poteau :

$$G_{\text{pot}_1} = 20.82 \text{ KN}$$

Poteau 2 : $h_2 = 1.47 \text{ m}$ **n : 4 poteaux**

$$G_{\text{pot}_2} = (0.45 \times 0.5 \times 1.47 \times 25) \times 4$$

$$G_{\text{pot}_2} = 33.07 \text{ KN}$$

Pour un seul poteau :

$$G_{\text{pot}_2} = 8.26 \text{ KN}$$

❖ Surcharges d'exploitations :

Poteau 1 :

$$Q_{\text{pot}_1} = \text{Surface de la dalle} \times G_{\text{dalle}}$$

$$Q_{\text{pot}_1} = 17.31 \times 6.2539$$

$$Q_{\text{pot}_1} = 108.25 \text{ KN}$$

Pour un seul poteau :

$$Q_{\text{pot}_1} = 27.06 \text{ KN}$$

Poteau 2 :

$$Q_{\text{pot}_2} = \text{Surface de la dalle} \times G_{\text{dalle}}$$

$$Q_{\text{pot}_2} = 3.39 \times 6.2553$$

$$Q_{\text{pot}_2} = 21.2 \text{ KN}$$

Pour un seul poteau :

$$Q_{\text{pot}_2} = 5.30 \text{ KN}$$

IX.3.2. Calculs des efforts :**A.poteau1 :**

- **ELU :** $N_u = 1,35 G + 1.5 Q$
 $N_u = (1.35 \times 20.82) + (1.5 \times 27.06)$
 $N_u = 68.70 \text{ kN/ml}$
- **ELS :** $N_s = G + Q$
 $N_s = 20.82 + 27.06$
 $N_s = 47.88 \text{ kN/ml}$

A.poteau2 :

- **ELU :** $N_u = 1,35 G + 1.5 Q$
 $N_u = (1.35 \times 8.26) + (1.5 \times 5.3)$
 $N_u = 19.10 \text{ kN/ml}$
- **ELS :** $N_s = G + Q$
 $N_s = 8.26 + 5.3$
 $N_s = 13.56 \text{ kN/ml}$

IX.3.3. Recommandations du RPA :**Armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.5.2.2)**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est de **12 mm**.
- La longueur minimale de recouvrement est de **$50\Phi_L$ (zone III)**.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **20 cm en zone III**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

Pourcentage total minimum :

Le pourcentage minimal d'aciers est de **0.9%** de la section du béton (**0.9% bh**)

Pourcentage total maximum :

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement

	0.9% b h (cm²)	4% b h (cm²)	6% b h (cm²)
Poteaux (45x50) cm²	20.25	90	135

Tableau IX.3.1 : la section minimal et maximal d'armature.

IX.3.4. Calcul des armatures longitudinales :**Poteau1 :**

à l'ELU :

$$Alu = \frac{NU}{\sigma_u} = \frac{NU}{f_e \gamma_s}$$

$$Alu = \frac{68.70 \times 1.15 \times 10^3}{400} = 197.52 \text{ mm}^2$$

$$Alu = 1.98 \text{ cm}^2$$

à l'ELS :

$$Als = \frac{Ns}{\sigma_{Ser}}$$

Avec :

$$\sigma_s = 0.8 \times \min\left(\frac{2}{3} f_{c28}, \max\left(\frac{f_e}{2}; 110 \overline{\eta f_{t28}}\right)\right) \quad (\text{FTP})$$

$$\text{AN: } \sigma_s = 0.8 \times \min\left(\frac{2}{3} 25, \max\left(\frac{400}{2}; 110 \overline{1.6 \times 2.1}\right)\right)$$

$$\sigma_s = 161.06 \text{ MPa}$$

$$Als = \frac{47.88 \times 10^3}{161.06} = 2.99 \text{ mm}^2$$

$$Als = 2.99 \text{ cm}^2$$

On opte pour la valeur maximum :

$$Al = \text{Max}(Alu ; Als) = \text{Max}(1.98 ; 2.99) = 2.99 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA16= 8.04 cm² par faceFinalement le poteau 1 sera ferrailé avec un ferrailage de : 12HA16= 24.13 cm²

Poteau2 :

à l'ELU :

$$Alu = \frac{NU}{\sigma_u} = \frac{NU}{f_e \gamma_s}$$

$$Alu = \frac{19.10 \times 1.15 \times 10^3}{400} = 54.912 \text{ mm}^2$$

$$Alu = 0.55 \text{ cm}^2$$

à l'ELS :

$$Als = \frac{Ns}{\sigma_{Ser}}$$

Avec :

$$\sigma_s = 0.8 \times \min\left(\frac{2}{3} f_{c28}, \max\left(\frac{f_e}{2}; 110 \overline{\eta f_{t28}}\right)\right) \quad (\text{FTP})$$

$$\text{AN: } \sigma_s = 0.8 \times \min\left(\frac{2}{3} 25, \max\left(\frac{400}{2}; 110 \overline{1.6 \times 2.1}\right)\right)$$

$$\sigma_s = 161.06 \text{ MPa}$$

$$Als = \frac{13.56 \times 10^3}{161.06} = 84.75 \text{ mm}^2$$

$$Als = 0.85 \text{ cm}^2$$

On opte pour la valeur maximum :

$$Al = \text{Max}(Alu ; Als) = \text{Max}(0.55 ; 0.85) = 0.85 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA16= 8.04 cm² par faceFinalement le poteau 2 sera ferrillé avec un ferrillage de : 12HA16= 24.13 cm²

IX.3.5 Vérifications à l'ELU :

Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

Diamètre des armatures transversales :(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad \phi_t = \mathbf{8 \text{ mm}}$$

ϕ_t : Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\phi 8$. 7
Soit : ($A_t = 2,01 \text{ cm}^2$).

Espacement des armatures transversales :

- ❖ Selon le BAEL 91 (Art A8.1.3)

$$S_t \leq \min 15\phi_l^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}$$

Avec : **a** : la petite dimension transversale des poteaux

$$S_t \leq \min 15 \times 1.6; 40\text{cm}; (45 + 10)\text{cm}$$

$$S_t \leq 21\text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

- ❖ Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)

- En zone courante :

$$S_t \leq \min \frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_l^{\min} = \min \frac{45}{2}; \frac{50}{2}; 10 \times 1.4$$

$$S_t \leq \min 22.5; 25; 14 = 14\text{cm}$$

$$S_t \leq 14 \text{ cm} \quad \text{soit : } S_t = 10\text{cm}$$

- En zone nodal :

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \quad \text{soit: } S_t = 8 \text{ cm}$$

Vérification de la quantité d'armatures transversales :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \dots \dots \dots A_t^{\min} = 0.3\% S_t \cdot b_1$$

Si $\lambda_g \leq 3$ $A_t^{\min} = 0.8 \% S_t \cdot b_1$

Si $3 < \lambda_g \leq 5$interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec :

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

Avec : l_f : longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0.707 l_0$$

l_0 : Hauteur libre du poteau.

❖ Poteau(45x 50) cm²

$h=3.7$ m

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 3.70}{0.45} = 5.8 > 5$$

- **Zone nodale :** $A_t^{\min} = 0.003 \times 8 \times 45 = 1.08 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ CV
- **Zone courante :** $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ CV

$h=1.47$ m

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 1.47}{0.45} = 2.30 < 5$$

$$\rho_a = 3.75 \longrightarrow \text{Interpolation} \quad \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.44\%$$

- **Zone nodale :** $A_t^{\min} = 0.0044 \times 8 \times 45 = 1.58 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ CV
- **Zone courante :** $A_t^{\min} = 0.0044 \times 10 \times 45 = 1.98 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2$ CV

Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99) :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

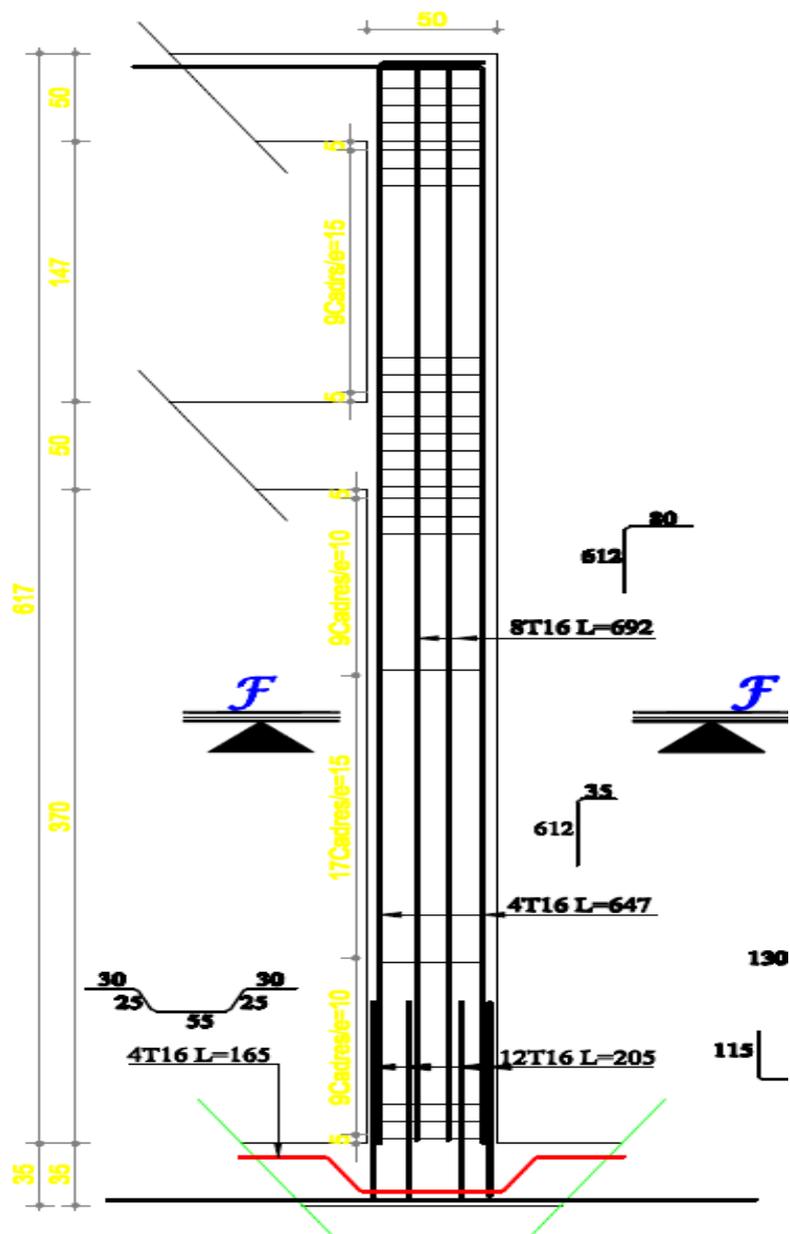
$$A_{\text{min}} = \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

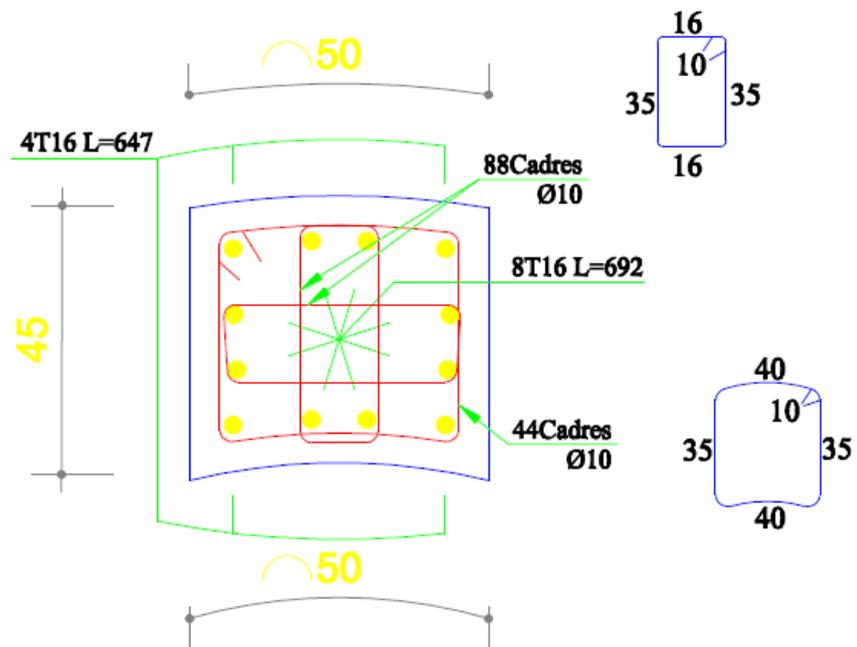
$$A_{\text{min}} = \frac{45 \times 50 \times 2.1}{400} = 11.81 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 24.13 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 11.81 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Ferrailage Poteau(45x50)
1/25



Coupe F-F
1/10



Ce projet, réalisé au sein de la société amenhyd, fut tout d'abord une très bonne expérience avant le début de notre vie professionnelle, et un moyen d'appliquer la théorie acquise durant notre cursus.

En effet, celui-ci nous a permis de progresser, à la fois dans l'apprentissage des méthodes de travail d'un ingénieur, mais également, cœur de notre sujet, dans l'étude du dimensionnement d'une step.

Dans la première partie du projet, nous avons expérimenté les différents procédés de traitement, ainsi que l'estimation des débits et des charges polluantes. Ceci nous a amené à choisir un procédé à boues activées à moyennes charges, ainsi qu'à dimensionner les différents ouvrages de La STEP.

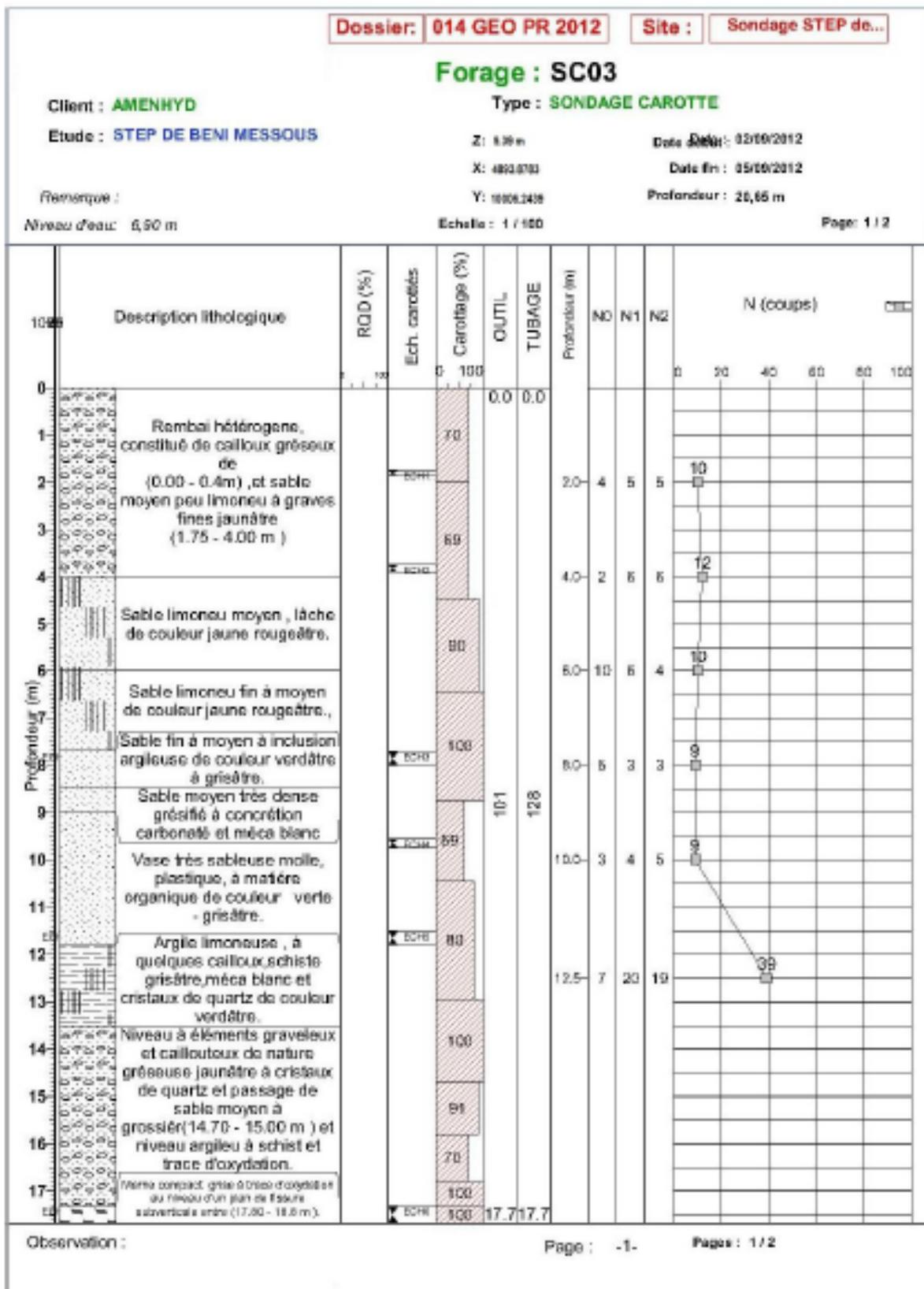
Dans une seconde partie à dominante géotechnique, le sol analysé a été complexe à étudier, car situé proche du littoral. Ce qui nous a induit à utiliser une méthode inédite en Algérie, celle de la Société Keller nommée la méthode des collons ballastés.

Dans la partie finale, nous avons procédé aux calculs nécessaires afin d'assurer la résistance et la stabilité de la structure (décanteur primaire) tout en respectant le règlement (BAEL91), de même que les règles parasismiques Algériennes (RPA2003)

Ce travail nous a permis d'acquérir des connaissances sur un domaine nouveau, qui est le traitement des eaux usées ainsi que la conception des STEP. Tout cela nous a incité à nous documenter, et à enrichir nos connaissances.

Pour finir, ce projet de fin d'études nous a permis d'utiliser nos connaissances théoriques au service de la pratique, et nous a démontré que dans la formation d'un ingénieur, les 2 sont indissociables. De plus nous avons constaté que la rigueur était importante, du fait des calculs complexes à effectuer, ce qui nous impose un suivi soigneux de notre travail.

ANNEXE 2 : Exemple de résultat de sondage



ANNEX 3 : Taux de consolidation

Consolidation à l'aide de colonnes ballastées (Balaam/Booker 1981), extension de la formule de Barron (1948)

Limons

Input:

kh coefficient de permeabilité horizontale	1.00E-08 [m/s]
nu coefficient de poisson du sol	0.33 [-]
T temps	30 [days]

E1 colonne ballastée	60000.00 [kPa]
E2 sol	2835.00 [kPa]
De Diamètre équivalent de la maille	3.39 [m]
D Diamètre effectif de la colonne ballastée	0.8 [m]

Output:

Cr Coefficient de consolidation radiale	4.200E-02 [cm ² /s]		4.20E-06 m/s
Th = Cr*T/ De ²	0.9501 [-]	0,0001<Cr<1,0	
De/D	4.231421877 [-]	1,5<De/D<5	
E1/E2	21.16402116 [-]	1<E1/E2<40	
curve fit value a	0.91		
curve fit value b	-16.73		
$\mu = 1 - a \cdot \exp(b \cdot Th)$	100 [%]	0< μ <100	

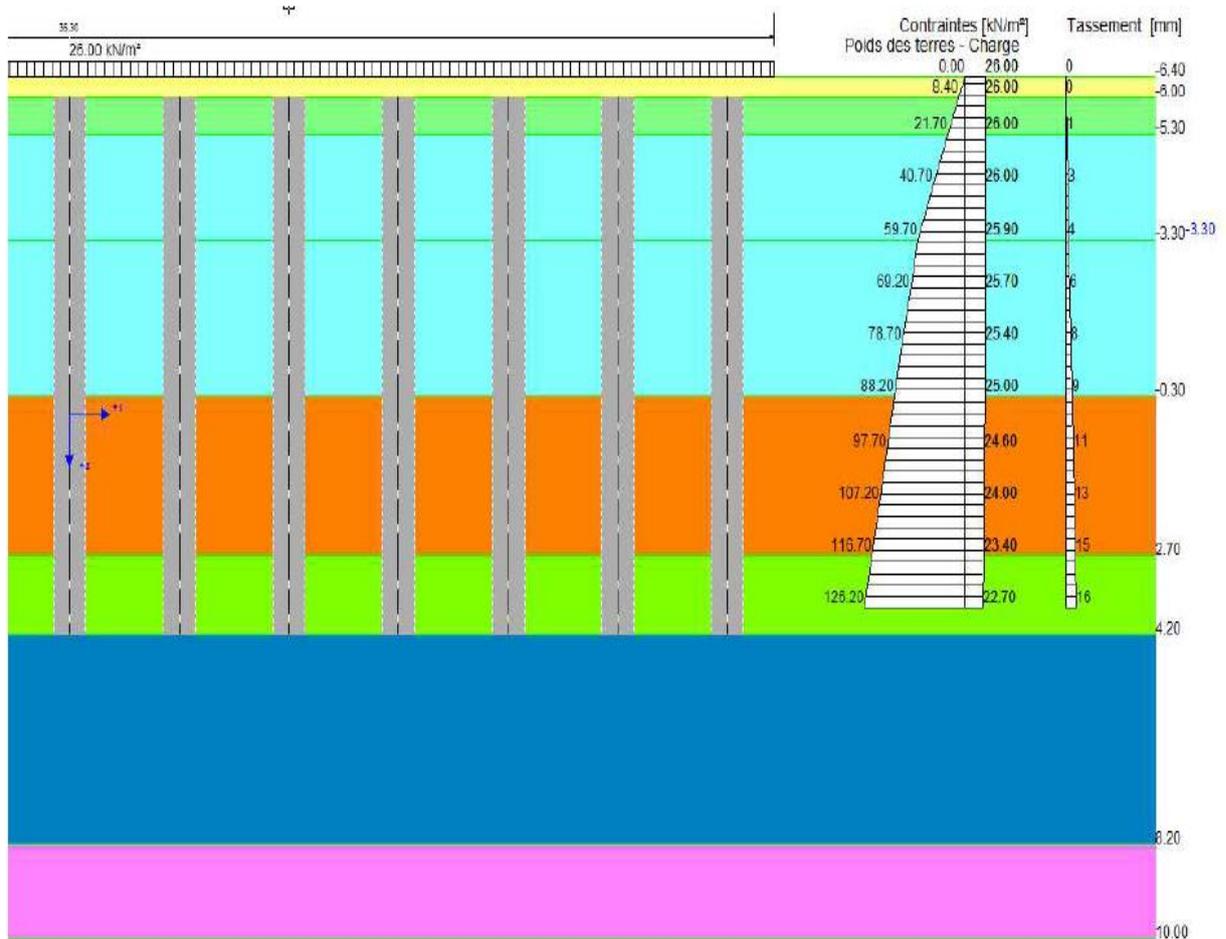
ANNEXE 4 : Résultat de calcul de logiciel de tassement



DECANTEUR PRIMAIRE :

Sol	Cote supérieure [m]	D [m]	DV [m]	Es [MN/m²]	γ [kN/m³]	ϕ [°]	c [kN/m²]	v [-]	Description
	-6.40	0.00	0.00	50.00	21.00	0.00	0.00	0.33	Matelas
	-6.00	0.80	0.80	15.00	19.00	0.00	0.00	0.33	Remblai
	-5.30	0.80	0.80	8.40	19.00	0.00	0.00	0.33	Sable limoneux
	-3.30	0.80	0.80	8.40	9.50	0.00	0.00	0.33	Sable limoneux
	-0.30	0.80	0.80	5.70	9.50	0.00	0.00	0.33	Vase très sableuse
	2.70	0.80	0.80	26.00	9.50	0.00	0.00	0.33	Argile limoneuse
	4.20	0.00	0.00	33.90	10.00	0.00	0.00	0.33	Sable avec éléments
	8.20	0.00	0.00	200.00	10.00	0.00	0.00	0.33	Marnes
	10.00	0.00	0.00	200.00	10.00	0.00	0.00	0.33	Marnes

D = Diamètre de colonne DV = Diamètre y compris zone annulaire améliorée



ANNEX 5 : Le tableau de tassement

Ouvrage [NGA]	q _{ouvrage} [kPa]	Cote TN [NGA]	Cote dessous radier [NGA]	Décaissé [m]	q _o [kPa]	Charge résiduelle q _r [kPa]
Décanteur Primaire	63	9.30	7.24 à 5.46	2.05 à 3.80	37 ($\gamma = 18\text{kN/m}^3$)	26.0
Décanteur secondaire	67	7.50	4.46 à 3.20	3.05 à 4.30	55 ($\gamma = 18\text{kN/m}^3$)	12.0
Epaississeur avec gros béton à l'extérieure	108	10.50	9.00	1.50	27 ($\gamma = 18\text{kN/m}^3$)	81.0
Filtres et salle des machines	93	6.00	3.00	3.00	54 ($\gamma = 18\text{kN/m}^3$)	39.0
Canal Venturi	45	9.40	10.57	-1.17	0 ($\gamma = 18\text{kN/m}^3$)	45 + 23.5
Regard Bypass	45	9.30	5.70	3.60	65 ($\gamma = 18\text{kN/m}^3$)	0.0
Dégrillage Fin	45	10.35	11.21	-0.86	0 ($\gamma = 18\text{kN/m}^3$)	45 + 17
Dessableur Déshuileur	150	10.15	8.55	1.60	29 ($\gamma = 18\text{kN/m}^3$)	121
Bassin d'Aération + Dégazage	68	9.30	4.20	5.10	92 ($\gamma = 18\text{kN/m}^3$)	0.0
Bassin de stabilisation	66	8.80	4.60	4.20	76 ($\gamma = 18\text{kN/m}^3$)	0.0

Liste des abréviations

AEP	Alimentation en Eau Potable
DBO5	Demande Biologique en Oxygène pendant 5 jours
DCO	Demande Biologique en Oxygène
DRE	Direction des Ressource en Eau
EH	Equivalent Habitant
MES	Matière En Suspension
MM	Matière Minérale
MVS	Matière Volatile Sèche
NEE	Nationale Eau et Environnement
NTK	Azote Total
OMS	Organisation Mondiale de la Santé
ONM	Office Nationale Métrologique
ONS	Office Nationale des Statistiques
Pt	Phosphore Total
PEHD	Polyéthylène à Haute Densité
SAU	Superficie Agricole Utile
STEP	Station de Traitement Et d'Épuration