

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان - تلمسان

Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –

Faculté de TECHNOLOGIE



MÉMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme de MASTER**

En : Travaux Publics

Spécialité : Voies et Ouvrages d'Art

Par :

BELARBI Esmâ

HAMMOUDA Rym Rania

Sujet

**ÉTUDE TECHNIQUE ET ÉTUDE MANAGÉRIALE D'UN
MUR DE SOUTÈNEMENT À AIN DALIA.
WILAYA DE SOUK AHRAS.**

Soutenu publiquement, le 08/06/2023, devant le jury composé de :

Mr. CHERIF BENMOUSSA Y.	MAA	Université de Tlemcen	Président
Mme. EL HOUARI N.	MCB	Université de Tlemcen	Examinatrice
Mr. HAMZAOUÏ F.	MCA	Université de Tlemcen	Encadreur
Mr. MEDJAHDÏ H.	Doctorant	Université de Tlemcen	Co-Encadreur

Année universitaire : 2022 /2023

Remerciements

En préambule de ce mémoire, nous voudrions tout d'abord remercier le Dieu Tout-Puissant et Miséricordieux de nous avoir donné la force et la patience de mener à terme ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et une considération toute particulière, que nous tenant vivement à remercier nos encadreurs : Monsieur HAMZAOUI Fethi et Monsieur MEDJAHDI Houcine, pour l'encadrement, leurs grandes gentillesse et tous les conseils avisés dont nous avons pu bénéficier durant l'élaboration de ce projet que nous avons eu l'opportunité de passer à vos côtés.

Nos remerciements s'adressent également aux membres du jury Monsieur CHERIF BENMOUSSA Mohamed Yazid et Madame EL HOUARI Nesrine de nous avoir honoré en acceptant d'examiner notre travail.

On tient aussi à remercier tous les professeurs et collègues du Département de Génie Civil de l'Université de Tlemcen, et toute personne ayant contribué de près ou de loin à la concrétisation de ce mémoire.

BELARBI Esma & HAMMOUDA Rym Rania

Dédicace

Avec l'expression de ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail à mon père et à ma mère qui n'ont jamais cessé de formuler des prières à mon égard, de me soutenir et de m'épauler tout au long de mes études.

À mes très chères sœurs et familles, merci pour leurs soutiens moraux et leurs conseils précieux. Que Dieu les protèges et leurs offre chance et bonheur.

Et tout particulièrement à ma grand-mère, ceci est ma profonde gratitude pour ton éternel amour. J'espère que, du monde qui est sien maintenant, elle apprécie cet humble geste de la part de sa petite fille qui a toujours prié pour le salut de son âme. Puisse Dieu, le Tout-Puissant, l'avoir en sa sainte miséricorde.

Et pour finir merci à mon binôme HAMMOUDA Rym.

BELARBI Esmal

Dédicace

Je tiens à dédier ce mémoire à :

À mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études, en ce jour mémorable, pour moi ainsi que pour vous, recevez ce travail en signe de ma vive reconnaissance et ma profonde estime, puisse le Dieu tout puissant vous donner santé, bonheur et longue vie afin que je puisse vous combler à mon tour. À mes chers frères et sœurs pour leurs encouragements permanents et leurs soutiens moraux, que Dieu exauce tous vos vœux.

À mon très cher mari : KHELIF Mohammed autant de phrases et d'expressions aussi éloquentes sont elles ne sauraient exprimer ma gratitude et ma reconnaissance. Tu as su m'inculquer le sens de la responsabilité, de l'optimisme et de la confiance en soi face aux difficultés de la vie, ta patience sans fin, ta compréhension et ton encouragement sont pour moi le soutien indispensable que tu as su toujours m'apporter. Que Dieu, le tout puissant, te préserve et t'accorde santé, bonheur, et te protège de tout mal.

À ma belle-mère, je ne pourrais jamais exprimer le respect que j'ai pour vous. Vos encouragements et votre soutien m'ont toujours été d'un grand secours. Puisse Dieu le tout puissant vous préserver du mal, vous combler de santé, de bonheur et vous procurer une longue vie.

À mon binôme : ma chère copine BELARBI Esma.

HAMMOUDA Rym Rania

Résumé

Dans le cadre de la protection du décanteur de la station de traitement des eaux potables à Ain Dalia, wilaya de Souk Ahras, un mur de soutènement est prévu. Le présent travail de notre PFE, consiste à effectuer une étude technique et une étude managériale du mur de soutènement. L'étude technique est composée d'un prédimensionnement avec la méthode abaques de SETRA, calcul des poussées, vérification de la stabilité en utilisant les tables de Caquot-Kérisel et on termine cette partie par le calcul de ferrailage en utilisant les règles de l'Eurocode 2, et dessin ferrailage en utilisant Autocad. L'étude managériale est composée du management des coûts, management des délais, en proposant plusieurs méthodes avec utilisation du logiciel Ms Project, élaboration d'une WBS en utilisant MindView, élaboration de la matrice RACI, diagramme de GANTT, et une étude comparative en utilisant une analyse multicritère entre un mur de soutènement coulé sur place et un mur de soutènement préfabriqué.

Mots clés :

Mur de soutènement, management de projet, gestion, coût, délai, logiciel.

ملخص

كجزء من حماية عداد محطة معالجة مياه الشرب في عين دالية بولاية سوق أهراس، تم التخطيط لبناء جدار استنادي. يتمثل العمل الحالي لمشروع نهاية الدراسة في إجراء دراسة تقنية ودراسة إدارية لجدار استنادي. تتكون الدراسة الفنية من التحجيم المسبق باستخدام طريقة مخطط SETRA، وحساب التوجهات، والتحقق من الثبات باستخدام جداول -Caquot Kérisel ويتم الانتهاء من هذا الجزء من خلال حساب التعزيز باستخدام قواعد Eurocode 2، ورسم التعزيز باستخدام AUTOCAD. تتكون الدراسة الإدارية من إدارة التكلفة، وإدارة الوقت، من خلال اقتراح عدة طرق باستخدام برنامج MS Project، وتطوير WBS باستخدام MindView، وتطوير مصفوفة RACI، ومخطط GANTT، ودراسة مقارنة في استخدام معايير متعددة تحليل بين جدار استنادي المصبوب في المكان وجدار استنادي مسبقة الصنع.

الكلمات المفتاحية :

الجدار الاستنادي، إدارة المشروع، الإدارة، التكلفة، الموعد النهائي، برنامج.

Abstract

As part of the protection of the counter of the drinking water treatment station in Ain Dalia, wilaya of Souk Ahras, a retaining wall is planned. The present work of our end of studies project, consists in carrying out a technical study and a managerial study of the retaining wall. The technical study is composed of a pre-sizing with the SETRA chart method, calculation of the thrusts, verification of the stability using the Caquot-Kérisel tables and this part is completed by the calculation of the reinforcement using the rules of the Eurocode 2, and reinforcement drawing using Autocad. The managerial study is composed of cost management, time management, by proposing several methods with the use of Ms Project software, development of a WBS using MindView, development of the RACI matrix, GANTT chart, and a comparative study using a multi-criteria analysis between a cast-in-place retaining wall and a precast retaining wall.

Key words :

Retaining wall, project management, management, cost, deadline, software.

SOMMAIRE

LISTE DES FIGURES	x
LISTE DES TABLEAUX	xii
LISTE DES NOTIONS PRINCIPALES.....	xiii
INTRODUCTION GÉNÉRALE.....	1
PARTIE 01 : Etude technique du projet.....	3
1. GÉNÉRALITÉ SUR LES MURS DE SOUTÈNEMENT :	3
1.1. Introduction :	3
1.2. Définition :	3
1.3. Les différents types de soutènement :	4
1.3.1. Les murs en terre Armé :	4
1.3.2. Mur poids :	4
1.3.3. Les murs cantilever ou en béton armé :	6
1.3.4. Les rideaux de palplanches :	10
1.3.5. Les murs préfabriqués :	11
2. Synthèse de l'étude géotechnique :	13
2.1. Présentation du cas pratique :	13
2.2. Présentation du site :	13
2.3. Situation topographique :	14
2.4. Données sismologiques :	14
2.4. Synthèse du rapport géotechnique :	15
i. In situ :	15
ii. En laboratoire :	17
3. Prédimensionnement :	18
3.1. Introduction :	18
3.2. Prédimensionnement des épaisseurs :	19
3.3. Prédimensionnement de la semelle :	20
4. Calcul des poussées sur le mur de soutènement :	21
4.1. Les forces agissantes sur le mur :	21
4.1.1. Le poids propre de mur en béton :	22

4.1.2. Le poids de terres (remblai) :	22
4.1.3. Poussées de terres soutenues :	22
4.1.4 Poussées de terres dues à la charge d'exploitation (chaussée) :	24
4.1.5. Poids de surcharge :	24
5. Vérification de la stabilité de mur de soutènement :	25
5.1. Vérification de non-poinçonnement du terrain :	25
5.2. Vérification de non-renversement à l'ELU :	28
5.3. Vérification de non-glissement du terrain d'assise à l'ELU :	28
6. Calcul de ferrailage :	29
6.1. L'écartement :	30
6.2. Le voile :	30
6.3. La semelle :	36
i. Patin avant :	36
ii. Talon :	38
7. Conclusion :	41
PARTIE 02 : Etude managériale du projet	38
1. Introduction :	43
2. La conduite de projet :	43
2.1. Qu'est-ce qu'un projet ?	43
2.2. La conduite d'un projet :	43
2.3. Les objectifs :	43
2.4. Les différentes phases du projet :	43
3. Le management du projet :	44
3.1. Définition :	44
3.2. Les avantages :	45
A. Management des délais :	46
B. Management des coûts :	46
i. Estimation du coût par la méthode paramétrique :	47
ii. Estimation du coût par la méthode de logiciel (MS Project) :	47
iii. Estimation du coût par la méthode Analytique :	47
C. Management de qualité :	48

4. Les différents intervenants dans notre projet :	49
a. Le maître d’ouvrage (ADE) :	49
b. Le maître d’œuvre (SPA Inter Entreprise) :	49
c. Le contrôle technique (CTH Souk Ahras) :	49
d. Le laboratoire (LTP Est) :	49
4.1. La matrice RACI :	50
5. La planification :	51
5.1. WBS du projet :	52
5.1.1. Le MindView :	52
5.1.2. Microsoft de project (MS project) :	52
5.2. Les ressources :	53
a. Les ressources humaines :	53
b. Les ressources matérielles :	53
c. Les ressources matériaux :	54
5.3. Le diagramme de Gantt :	54
6. Estimation de coût de mur de soutènement coulé sur place :	55
6.1. La méthode paramétrique :	55
6.2. La méthode de logiciel MS Project :	55
6.3. La méthode Analytique :	56
7.. Estimation de coût de mur de soutènement préfabriqué :	56
8. Analyse multicritère :	58
9. Conclusion :	59
CONCLUSION GÉNÉRALE	62
REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE.....	65

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 :Les sollicitations exercées sur un mur de soutènement. [2]	3
Figure 1.2 :Mur en terre armée. [3].....	4
Figure 1.3 :Mur de soutènement poids. [4]	5
Figure 1.4 :Mur de soutènement en gabions. [5]	5
Figure 1.5 :Mur poids en maçonnerie. [4].....	6
Figure 1.6 : Mur de soutènement en T renversé. [4].....	7
Figure 1.7 : Présentation murs en déblai. [4]	7
Figure 1.8 : Les diverses dispositions de bêche. [4]	8
Figure 1.9 : Mur à contreforts. [7].....	8
Figure 1.10 :Mur à consoles. [7]	9
Figure 1.11 :Mur en parois moulées. [2].....	9
Figure 1.12 :Mur en parois de pieux sécants. [8].....	10
Figure 1.13 :Rideaux palplanches. [4]	10
Figure 1.14 :Mur en éléments préfabriqués empilés (mur Delta). [2]	11
Figure 1.15 : MDS préfabriqué, trémie de la cité Djamel, Oran. [9].....	12
Figure 1.16 : La représentation du décanteur.....	13
Figure 1.17 : Lalocalisation de l'assiette du projet (Référence Google Earth).....	14
Figure 1.18 : Carte de zonage sismique de l'Algérie. [10]	15
Figure 1.19 : L'organigramme de calcul d'un mur de soutènement. [11]	19
Figure 1.20 : Les dimensions d'un mur de soutènement. [11].....	19
Figure 1.21 : Les angle définis sur les tables de Caquot-Kérisel. [12]	23
Figure 1.22 : Le diagramme des contraintes verticales appliquées par la semelle.	27
Figure 1.23 : Les sections critiques de mur de soutènement.....	29
Figure 1.24 :La réaction du sol exercée sur le patin avant.....	36
Figure 1.25 : Les sollicitations exercées sur le talon.	39
Figure 2.1 : Les phases d'un projet	44
Figure 2.2 : Le triangle coûts qualité délais. [7]	45
Figure 2.3 : Les modèles d'estimation des coûts et leurs applications. [16].....	48
Figure 2.4 : Le système de management de la qualité. [17].....	49
Figure 2.5 : Les acteurs du projet.....	50
Figure 2.6 : Diagramme de Gantt.....	54

Figure 2.7 : Devis estimatif de MDS par la méthode de logiciel (MS Project). 55

Figure 2.8 : Présentation de la solution optimale par le graphique « Radar ». 59

LISTE DES TABLEUX

Tableau 1.1 : Nature des couches selon les différents sondages.....	16
Tableau 1.2 : Table de coefficient poussée et butée de Caquot-Kérisel ($\varphi = 25^\circ$).....	23
Tableau 1.3 : Table de coefficient poussée et butée de Caquot-Kérisel ($\varphi = 30^\circ$).....	23
Tableau 1.4 : Efforts internes (sollicitations) dus aux différentes actions.	25
Tableau 1.5 : Les résultats des calculs de la vérification de non-poinçonnement.	27
Tableau 1.6 : Les résultats des calculs de la vérification de non-renversement.	28
Tableau 1.7 : Les résultats des calculs de la vérification de non-glissement.....	28
Tableau 1.8 : Calcul des efforts internes au voile.	31
Tableau 1.9 : Le choix d'armature pour toutes les sections longitudinales du voile.....	33
Tableau 1.10 : Les armatures principales de toute les sections verticales du voile.	35
Tableau 1.11 : Le calcul des valeurs avec les deux combinaisons.	36
Tableau 2.1 : Définition des rôles et responsabilités des acteurs du projet avec la matrice RACI.	51
Tableau 2.2 : Les ressources humaines du projet.	53
Tableau 2.3 : Les ressources matérielles du projet.	53
Tableau 2.4 : Les ressources matériaux du projet.	54
Tableau 2.5 : Devis estimatif de MDS par la méthode analytique.	56
Tableau 2.6 : Comparaison entre les deux variantes d'estimation de coût.	57
Tableau 2.7 : Résultat de l'analyse multicritère.....	58
Tableau 2.8 : Echelle de l'analyse multicritère.....	58

LISTE DES NOTIONS PRINCIPALES

B : Largeur de la fondation

e_0 : Épaisseur de mur en tête

e_1 et e_2 : Épaisseur de mur en base

c : Cohésion du sol

e : Excentricité de la résultante de la charge verticale

H : Hauteur de mur de soutènement

$\bar{\sigma}$: La contrainte admissible du sol

φ : Angle de frottement interne

\bar{g} : Coefficient de frottement admissible sol-béton

R : La réaction du sol sous la base du mur

Q : La charge d'exploitation

Ka : coefficient de poussée

γ : Poids volumique du sol

Ka : coefficient de poussée ou de pression active des terres au repos

β : L'angle que le talus fait avec l'horizontale

λ : L'angle d'inclinaison de l'écran sur la verticale

δ : L'angle d'inclinaison de la poussée unitaire sur la normale à l'écran

Ka : Coefficient des butées des terres actives

δ : Angle d'interface

β : Angle d'inclinaison de la surface superficielle du remblai

Pq : Poids de surcharge

Fh : les efforts horizontaux

Fv : les efforts verticaux

γ_c et γ_s : Les coefficients de sécurité

σ : Contrainte, horizontale

γ_c : Les coefficients de sécurité

K_{aH} : le coefficient de poussée horizontale

N : effort vertical

V : effort tranchant

MG : moment de flexion au centre de gravité de la section considérée

Z : la distance de la section

À : La section

MDS : Mur de soutènement



**INTRODUCTION
GÉNÉRALE**

INTRODUCTION GÉNÉRALE

La conception des murs de soutènement a pour objectif d'assurer une stabilité et réduire l'effondrement à une zone où il y a une différence de hauteur entre deux niveaux de terrain comme notre cas. Elle permet également d'optimiser l'utilisation de l'espace disponible et de protéger les propriétés et les infrastructures des dommages. La spécificité de ces ouvrages de soutènement réside dans leurs grandeurs et dans les propriétés du sol de la fondation du site, ce qui impacte directement sur le coût global du projet.

Nous proposons d'ouvrir une réflexion sur le décanteur qui appartient à la station de traitement des eaux potables, celui-ci se trouve à proximité d'une chaussée.

Nous présenterons, donc une réalisation d'un mur de soutènement autour de la protection du décanteur.

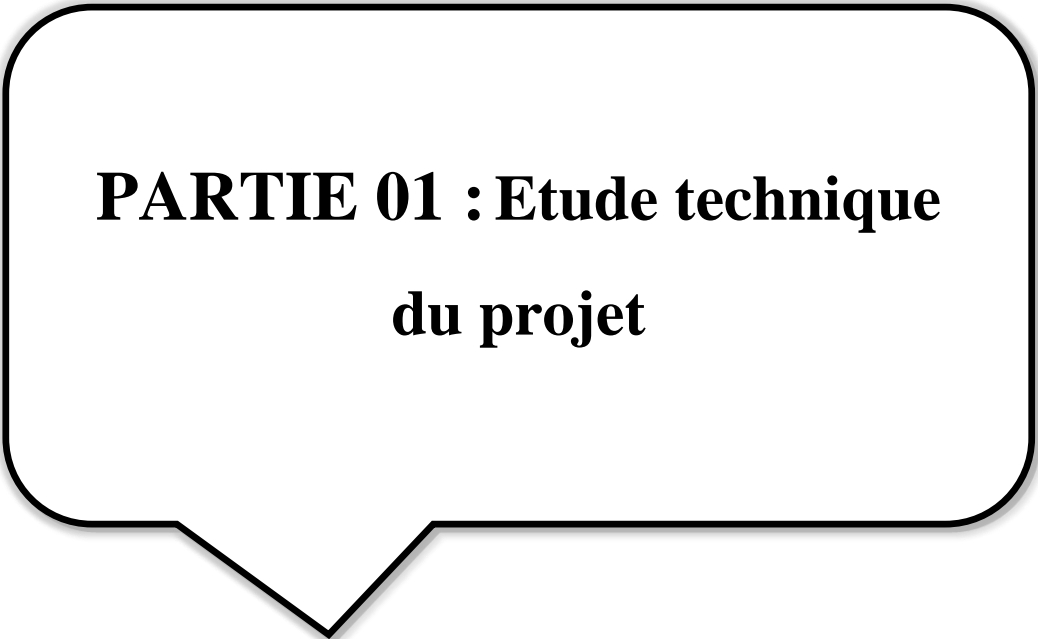
Notre mémoire de fin d'études concerne l'étude technique et managériale du mur de soutènement coulé sur place.

Le projet de fin d'étude s'articule autour de deux parties :

Partie 01. La première partie pose le contexte de l'étude technique. On introduit des notions générales sur les ouvrages de soutènement ainsi que ses différents types. On s'intéresse ensuite à une synthèse géotechnique de notre projet. Et on calcule enfin les dimensions de cet ouvrage et leur ferrailage avec une vérification de la stabilité.

Partie 02. La deuxième partie est consacrée à l'étude managériale qui comporte d'abord quelques définitions sur le management des projets, une étude de délai et de coût de notre projet à l'aide d'un logiciel de MS Project, ainsi qu'une étude comparative des deux variantes de notre mur de soutènement.

Et on termine notre mémoire avec une conclusion générale qui synthétise tout le travail qui a été fait.



**PARTIE 01 : Etude technique
du projet**

1. GÉNÉRALITÉ SUR LES MURS DE SOUTÈNEMENT

1.1. Introduction :

Les ouvrages de soutènement sont des constructions qui permettent d'équilibrer les actions latérales du terrain. Ils peuvent être temporaires pendant la durée d'exécution pour protéger l'ouvrage lors d'un site instable, comme ils peuvent être définitifs pour réduire l'influence d'un talus ou dans le cas d'un site montagneux.

Les constructions de soutènement sont soumises à des interactions avec le sol qui sont représentées par les poussées de remblai, les contraintes et les tassements.

1.2. Définition :

Le mur de soutènement est un ouvrage vertical ou sub-vertical indépendant fondé généralement superficiellement, qui permet de reprendre la poussée des terres. Ce dernier est très recommandé car sa fonction est de protéger les constructions contre les dégâts qu'ils peuvent occasionner comme les éboulements et l'érosion de ruissellement...

Le mur de soutènement est soutenu par une paroi résistante ou voile encastrée sur une semelle de fondation. Il existe différents types tout dépend des conditions de réalisation. [1]

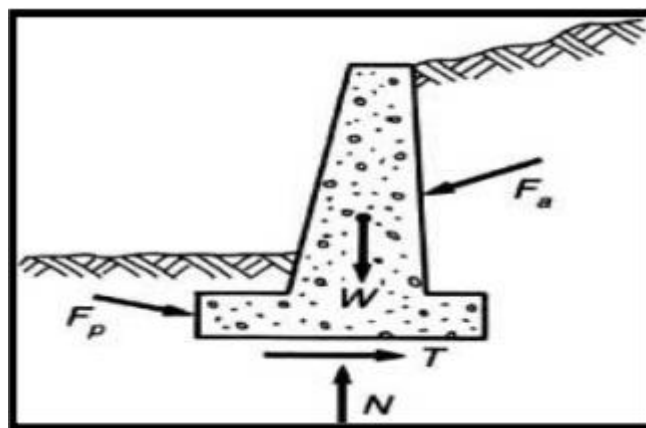


Figure 1.1 : Les sollicitations exercées sur un mur de soutènement. [2]

1.3. Les différents types de soutènement :

1.3.1. Les murs en terre Armé :

Il s'agit d'un type accès récent, dans lequel le sol est utilisé pour assurer la stabilité. Le concept est de renforcer le sol en ajoutant des armatures qui créent des frottements entre eux même et avec les galets de remblai. Parmi ces avantages, c'est un ouvrage souple qui peut supporter les tassements différentiels du sol de fondation, économique, et accélère la réalisation du projet.

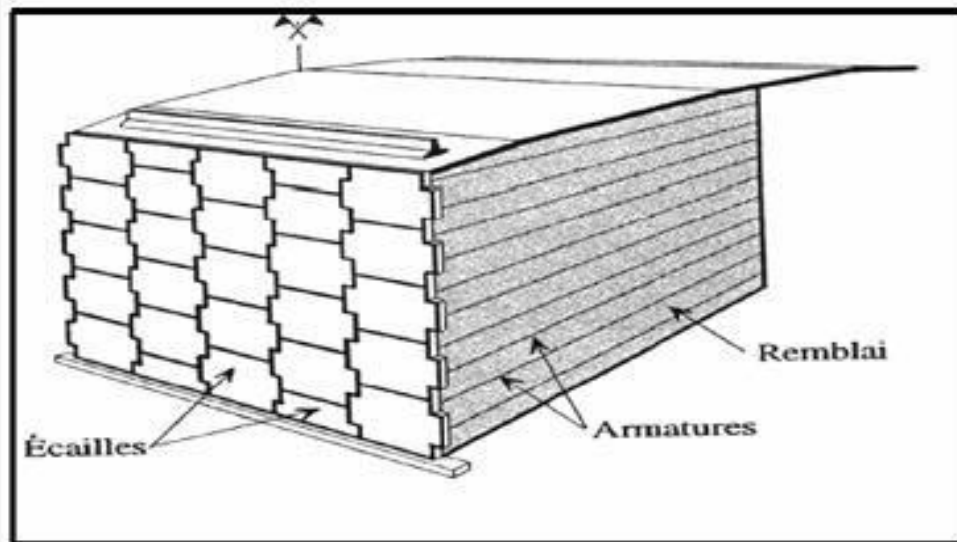


Figure 1.2:Mur en terre armée. [3]

1.3.2. Mur poids :

Les types structuraux les plus classiques et les plus anciens sont les murs-poids en béton ou en maçonnerie. Ce sont des constructions rigides qui ne peuvent pas supporter un tassement irrégulier sans dommage. Ce type de mur est le mieux adapté pour résister grâce à son poids pour une hauteur de remblai de 2 à 3 m.

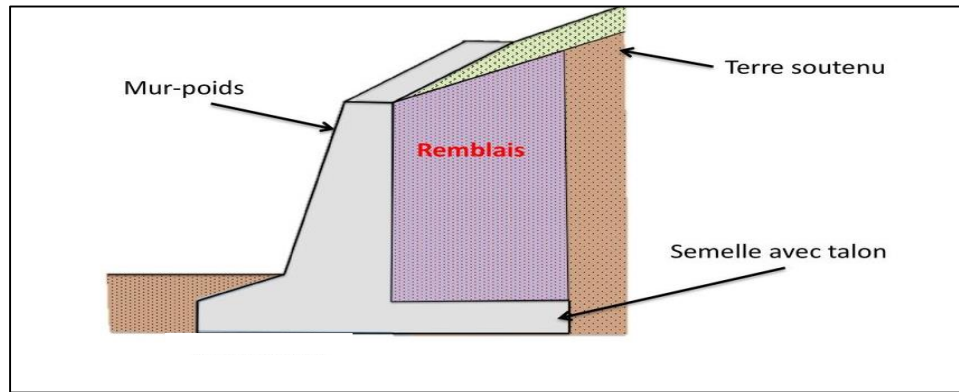


Figure 1.3 :Mur de soutènement poids. [4]

Du plus rudimentaire au plus évolué, certains types rentrent dans cette catégorie.

1.3.2.1. Les gabions métalliques :

Les gabions ont une forme d'une caisse parallélépipédique réalisée en grillage métallique avec un remplissage de pierres pour soutenir le remblai sur les flancs montagneux, ils sont également utilisés pour prévenir l'éboulement. L'avantage de ce type c'est de résister dans une mise en place difficile et rapide.

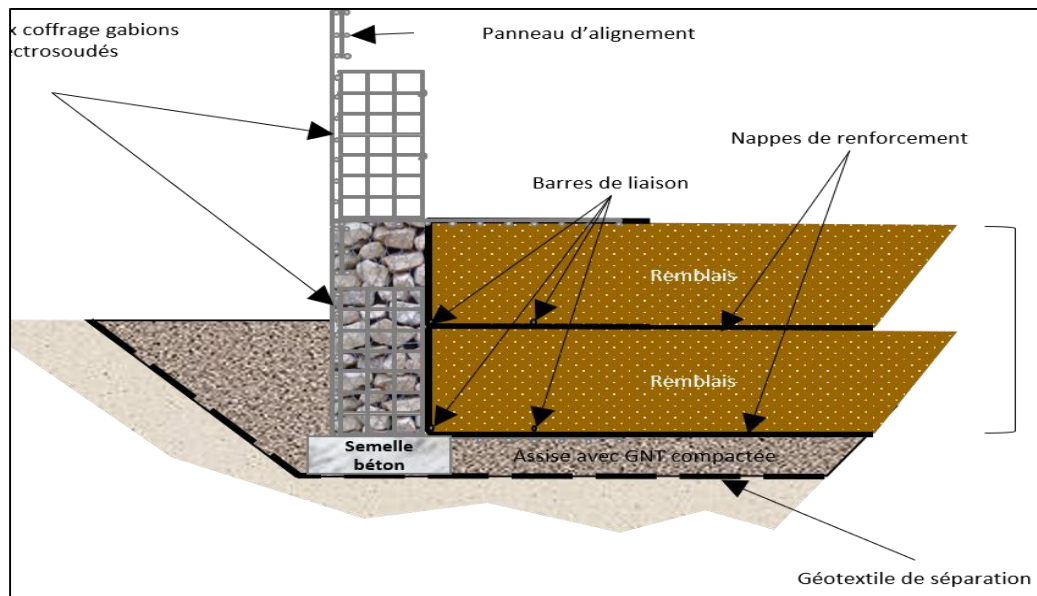


Figure 1.4:Mur de soutènement en gabions. [5]

1.3.2.2. Les murs poids en béton ou en maçonnerie :

Ce type est facile à réaliser lorsqu'il y a une bonne fondation. Sa forme est souvent trapézoïdale avec une largeur à la base presque plus de tiers de la hauteur. Il ne contient pratiquement pas d'armatures que dans la semelle. Les murs poids en béton ou en maçonnerie peuvent être endommagés lors d'un tassement différentiel à cause de la quantité importante de béton à mettre en œuvre. [6]

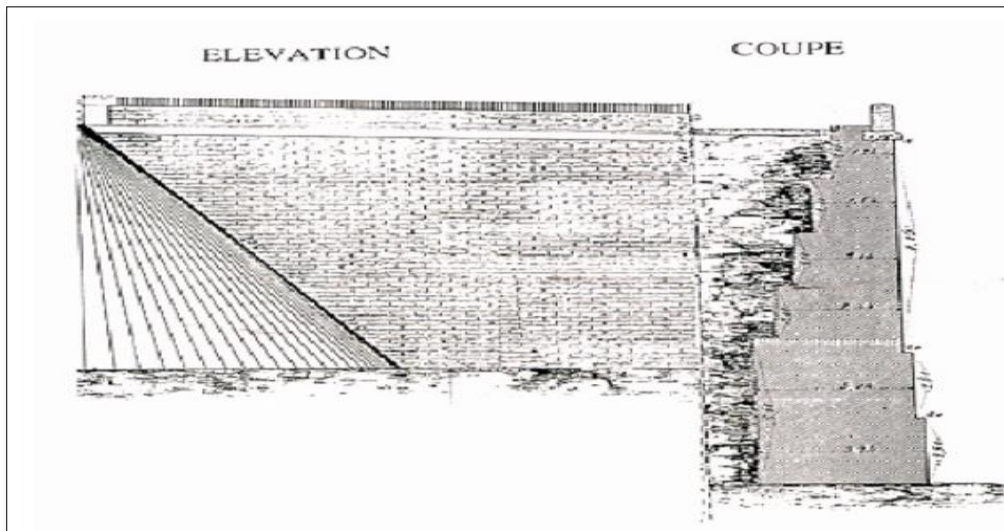


Figure 1.5:Mur poids en maçonnerie. [4]

1.3.3. Les murs cantilever ou en béton armé :

Les murs cantilever ou en béton armé sont des ouvrages très rigides, avec une base élargie encastree à la partie supérieure du sol de fondation afin de faire apporter le remblai à soutenir dans sa stabilité. Ils sont généralement réalisés sur des sols avec une bonne capacité portante et un tassement faible. Ces murs conviennent aux ouvrages en remblai comme en déblai et sur des sites hors d'eau.

Les murs en béton armé sont la catégorie la plus courante des murs de soutènement. Ils existent en différentes formes :

1.3.3.1. Les murs en T renversé :

C'est la forme classique et la plus fréquente pour un mur de soutènement en béton armé. Le mur en T renversé peut être érigé sur un sol de qualités mécaniques peu élevées. Il est économique par rapport aux murs poids pour des hauteurs jusqu'à 5 à 6m.

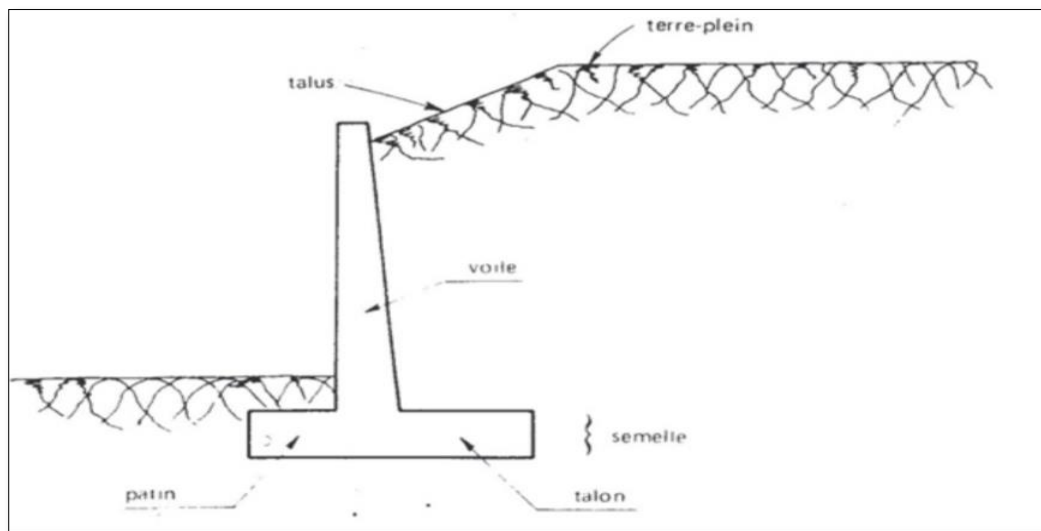


Figure 1.6: Mur de soutènement en T renversé. [4]

Pour le cas d'un ouvrage en déblai, on doit supprimer soit le patin ou le talon à cause des limitations de volume de terrassement et les difficultés de tenue provisoire des fouilles.

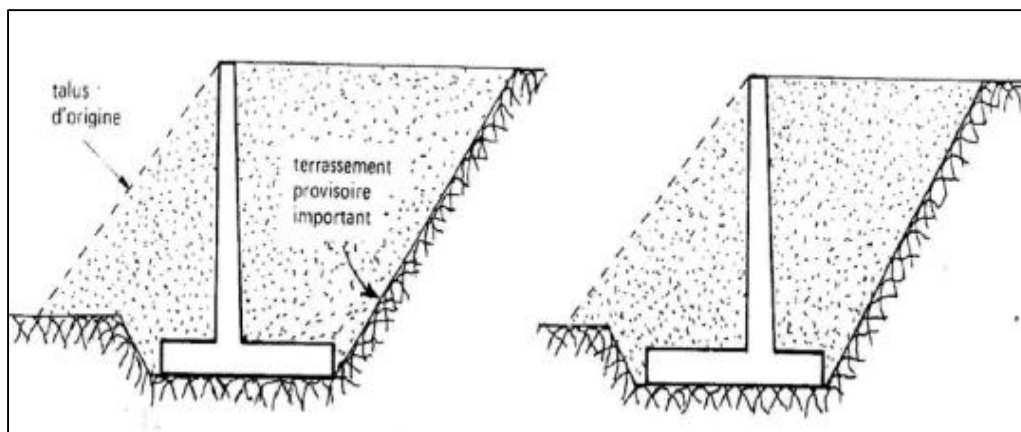


Figure 1.7 : Présentation murs en déblai. [4]

i. Les murs à bêche :

La bêche est placée à l'avant ou à l'arrière de la semelle, ou même sous le voile dans son prolongement. Son rôle essentiel est de stabiliser le glissement des murs en béton armé, et de réaliser un léger encastrement du voile dans le terrain.

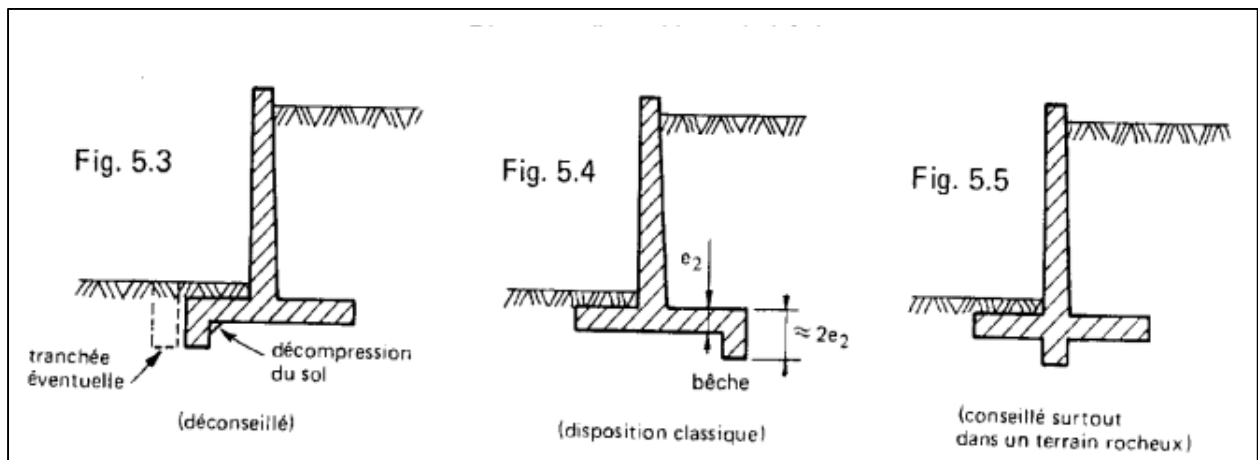


Figure 1.8: Les diverses dispositions de bêche. [4]

ii. Les murs à contreforts :

Lorsqu'on construit un ouvrage de soutènement de grande hauteur ou d'une poussée importante, le moment d'encastrement du voile sur la semelle sera élevé. Donc l'avantage des contreforts c'est de raidir le voile. Ils peuvent être en voile plein, évidé ou réduit.

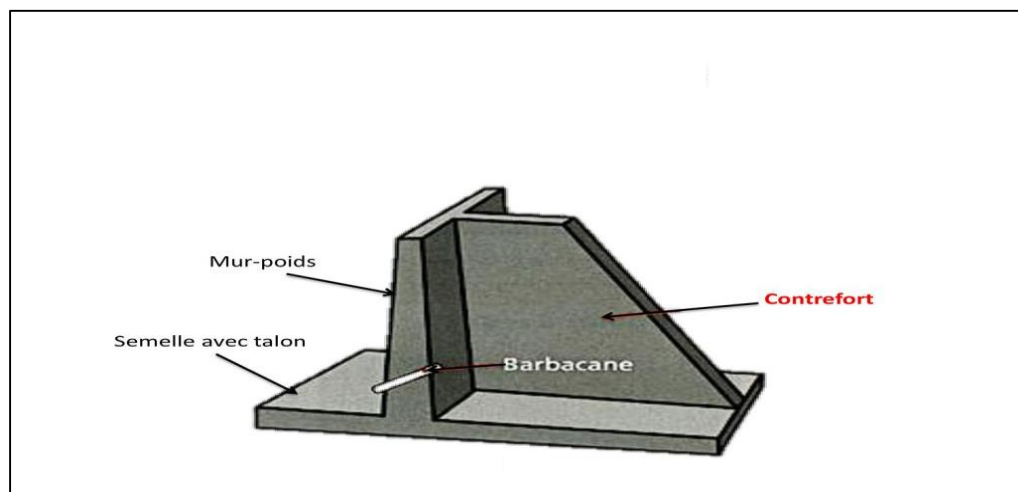


Figure 1.9: Mur à contreforts. [7]

iii. Les murs à consoles :

Les murs à consoles sont très peu utilisés, ils sont envisagés d'une part, du point de vue de l'équilibre statique parce que la masse de remblai sur la console a un rôle d'un stabilisateur, d'autre part, pour diminuer les efforts de poussées.

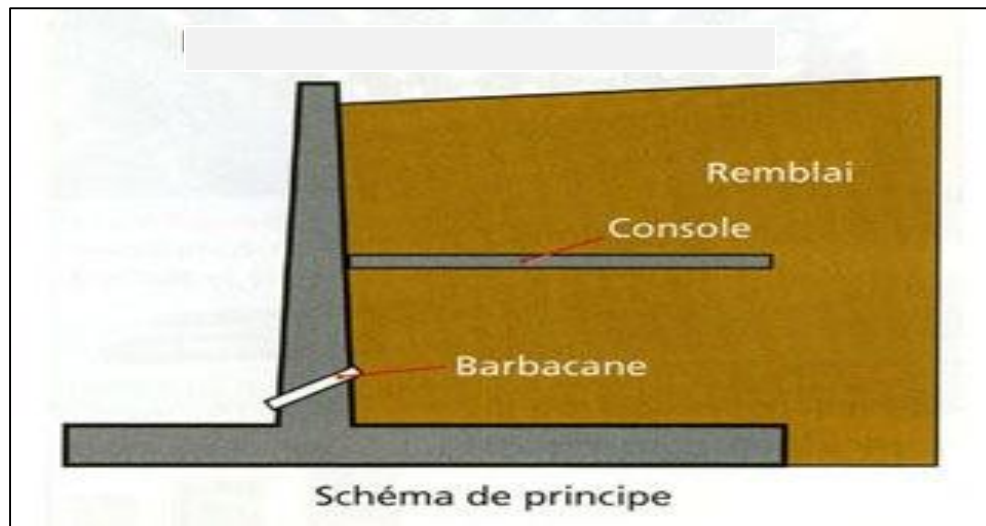


Figure 1.10:Mur à consoles. [7]

1.3.3.2. Les murs en parois moulées :

C'est une technique qui permet de réaliser le mur coulé sur place dans le sol. Le principe est de creuser une tranchée remplie de boue durant l'excavation, pour assurer la stabilité puis faire le bétonnage. Une paroi moulée est utilisée dans les milieux urbains ou dans des travaux sous la nappe ainsi que pour des profondeurs importantes (des centaines de mètres). Elle fonctionne par encastrement partiel ou total dans le sol de fondation avec des déformations reliées aux interactions du sol.

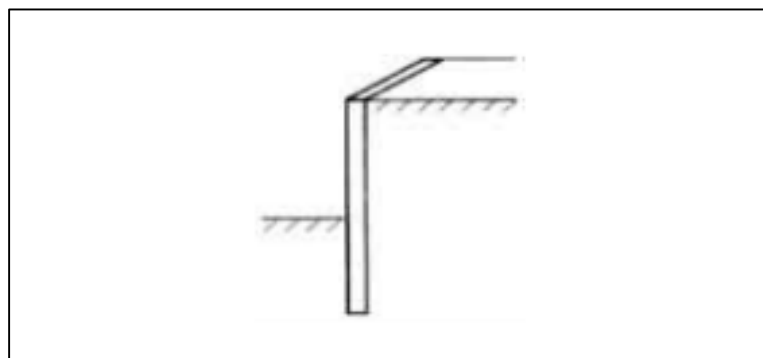


Figure 1.11:Mur en parois moulées. [2]

Ils peuvent y avoir des parois moulées ancrées en tête au moyen de tirants dans le cas où la poussée de terre ne peut être équilibrée par les efforts de butée mobilisés.

1.3.3.3. Les parois de pieux sécants :

Une série de pieux adjacents construits pour réaliser un mur de soutènement, son rôle est de retenir la terre, tel qu'un mur en béton armé. Le mur de pieux continus consiste en une rangée de pieux en béton qui sont coulés dans le sol et placés les uns à côté des autres.



Figure 1.12: Mur en parois de pieux sécants. [8]

1.3.4. Les rideaux de palplanches :

Ce sont des ouvrages temporaires ou définitifs, encastrés dans le sol de fondation. Ce type de mur est flexible, où l'interaction structure-remblai a une influence prépondérante sur le comportement de l'ouvrage. [7]

Les rideaux de palplanches se composent par des palplanches métalliques emboîtées entre eux pour former un écran vertical.



Figure 1.13: Rideaux palplanches. [4]

Pour réduire la profondeur à encastrer et reprendre provisoirement la pression exercée par le massif de terre, on utilise souvent le système d'ancrage par des tirants.

1.3.5. Les murs préfabriqués :

Ce sont des murs constitués d'éléments superposés, ordinairement en béton armé, mais ils peuvent être non armé aussi selon les procédés. Cet élément a plusieurs formes (poutre, caissons ou paroi...).

Les murs préfabriqués sont représentés généralement en « L » ou en « T » ce qui permet d'avoir un aspect architectural attirant. Ils contiennent d'une face visible qui n'est pas nécessairement plane et uniforme, certains blocs sont décalés vers l'avant ou vers l'arrière, voire placés obliquement les uns par rapport aux autres.



Figure 1.14: Mur en éléments préfabriqués empilés (mur Delta). [2]

1.3.5.1. Les avantages :

- Réduction de temps et de coût global de la construction de l'ouvrage.
- L'usage moins de main d'œuvre et offre un chantier sec, sans temps de séchage.
- La réalisation des murs de grande hauteur.

1.3.5.2. La pose des éléments préfabriqués :

Les murs de soutènement sont réalisés dans l'usine en série standard ou contrôlée. Après expédition sur chantier la pose est faite suivant les étapes suivantes :

- Placer les éléments préfabriqués sur un lit de ciment ou de stabilisé avec une quantité de ciment nécessaire.
- Rendre le lit suffisamment large pour supporter les éléments partout.
- Appliquer le stabilisé en quantité correcte, tenir compte du temps de séchage en fonction de la température et de l'humidité de l'air.
- Lors du levage d'éléments préfabriqués, un dispositif exigé pour élinguer en sécurité comme les mains de levage et les ancrs d'accrochage (inserts noyés dans le béton).
- Ces éléments peuvent être placés à froid les uns contre les autres. Pour des longueurs supérieures à 10 mètres, le matériau peut se dilater et il est préférable de réaliser un petit joint.
- Dans le cas où les éléments ne sont pas de la même hauteur, il faut ajuster les couches stabilisatrices afin qu'elles soient à la bonne hauteur.
- Placez un film étanche du côté où les éléments vont combler. Cela empêchera les efflorescences.



Figure 1.15: MDS préfabriqué, trémie de la cité Djamel, Oran. [9]

2. Synthèse de l'étude géotechnique

2.1. Présentation du cas pratique :

On s'intéresse à présent à l'étude d'un mur de soutènement qui s'intègre dans le projet d'extension de la station de traitement de Souk Ahras. Parmi les ouvrages projetés, un décanteur lamellaire d'une surface de 1444 m², qui se situe au pied d'un talus qui s'étend sur 100 m avec une hauteur de 7 m. Un mur de soutènement est prévu pour soutenir le talus et garantir l'exploitation de l'ouvrage d'une manière pérenne et sécurisée.



Figure 1.16: La représentation du décanteur.

2.2. Présentation du site :

Dans le cadre de la réhabilitation de la station de traitement des eaux potables de Ain Dalia à Souk-Ahras, une étude géotechnique a été faite par le Laboratoire des Travaux Publics de l'Est en 2018. Le terrain objet de cette étude d'Ain Dalia se situe à environ 7 Km de l'Est de la ville de Souk-Ahras.

La figure suivante (Figure 1.17) donne un aperçu de la situation du site.



Figure 1.17: Localisation de l'assiette du projet (Référence Google Earth).

2.3. Situation topographique :

La réalisation de deux murs de soutènement est faite aux alentours du décanteur afin de le protéger contre le remblai. Pour cela il faut s'intéresser à la topographie de ce site, soit une cote de plateforme de 664,10 et une cote de talus de 671, le terrain donc est peu dénivélé.

2.4. Données sismologiques :

La zone de Souk Ahras est située en ZONE I selon la classification du RPA99 et du RPA additif 2003 (D.T.R B.C 2.48), le site correspondant à une faible sismicité (RPA : Réglementation Sismique d'Algérie). La conception et la réalisation des ouvrages prévus devaient tenir compte de la sismicité de la région et de la réglementation parasismique algérienne en vigueur.

Tableau 1.1 : Nature des couches selon les différents sondages.

SC N°	Profondeur (m)	Lithologie
SC BA 01	00.00-02.00	Remblai
	02.00-10.00	Argile limoneuse brunâtre.
SC DE 01	00.00-01.00	Terre végétale.
	01.00-06.00	Argile limoneuse brunâtre, avec la présence d'un bloc de grès entre 5.00m et 6.00m.
	06.00-10.00	Marne noirâtre.
SC DE 02	00.00-01.00	Terre végétale.
	01.00-05.50	Argile limoneuse brunâtre.
	05.50-10.00	Blocs et galets dans une matrice sableuse.
SC LR 01	00.00-01.50	Remblai
	01.50-10.00	Argile limoneuse brunâtre, avec la présence d'un bloc et des cailloux entre 4.00m et 6.00m.
SC MR 01	00.00-04.50	Remblai constitué d'argile graveleuse.
	04.50-10.00	Argile limoneuse brunâtre.
SC MR 02	00.00-02.00	Terre végétale.
	02.00-10.00	Argile limoneuse brunâtre.

- Les sondages carottés ont mis en évidence la présence d'argile limoneuse brunâtre, une couche de marne noirâtre, blocs de galets, remblai et terre végétale.
- Six (06) sondages pressiométriques à une profondeur de 10m donnent des valeurs des modules de déformations (E) et des pressions limites (Pl) globalement faibles en surface et élevées en profondeur.

ii. En laboratoire :

Un prélèvement d'échantillons de sol qui ont été soumis aux différents essais physico-mécaniques et chimiques :

A. Essais physiques :

- L'essai d'identification et limite d'Atterberg indiquent un sol peu dense à dense, humide à saturé et très plastique.
- L'analyse chimique confirme la nature argileuse du sous-sol, ainsi que le sol est agressif.
- Le poids volumique des terres est de : $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$.

B. Essais mécaniques :

- D'après les essais de compressibilité à l'odomètre, le sol est fortement compressible à très compressible et **gonflant**.
- La cohésion du sol est nulle $C=0$ (Sol peu frottant et non cohérent).
- Un angle de frottement interne de $\varphi = 27^\circ$.
- La contrainte admissible du sol a été estimée d'une valeur de : $\bar{\sigma} = 0,15 \text{ Mpa}$, à partir des essais de laboratoire et des essais in situ.

3. Prédimensionnement

3.1. Introduction :

Le calcul du mur de soutènement est un travail assez laborieux, le dimensionnement de l'ouvrage et sa vérification nécessitent une série de calculs longs et itératifs.

De plus, pour obtenir des résultats corrects le plus rapidement possible, il est important de faire un prédimensionnement aussi précisément que possible des caractéristiques géométriques du mur.

La méthode la plus élaborée c'est la méthode des abaques de SETRA (dossier Mur 73 [5.2]).

Pour faire le calcul d'un mur de soutènement, on doit suivre l'organigramme suivant :

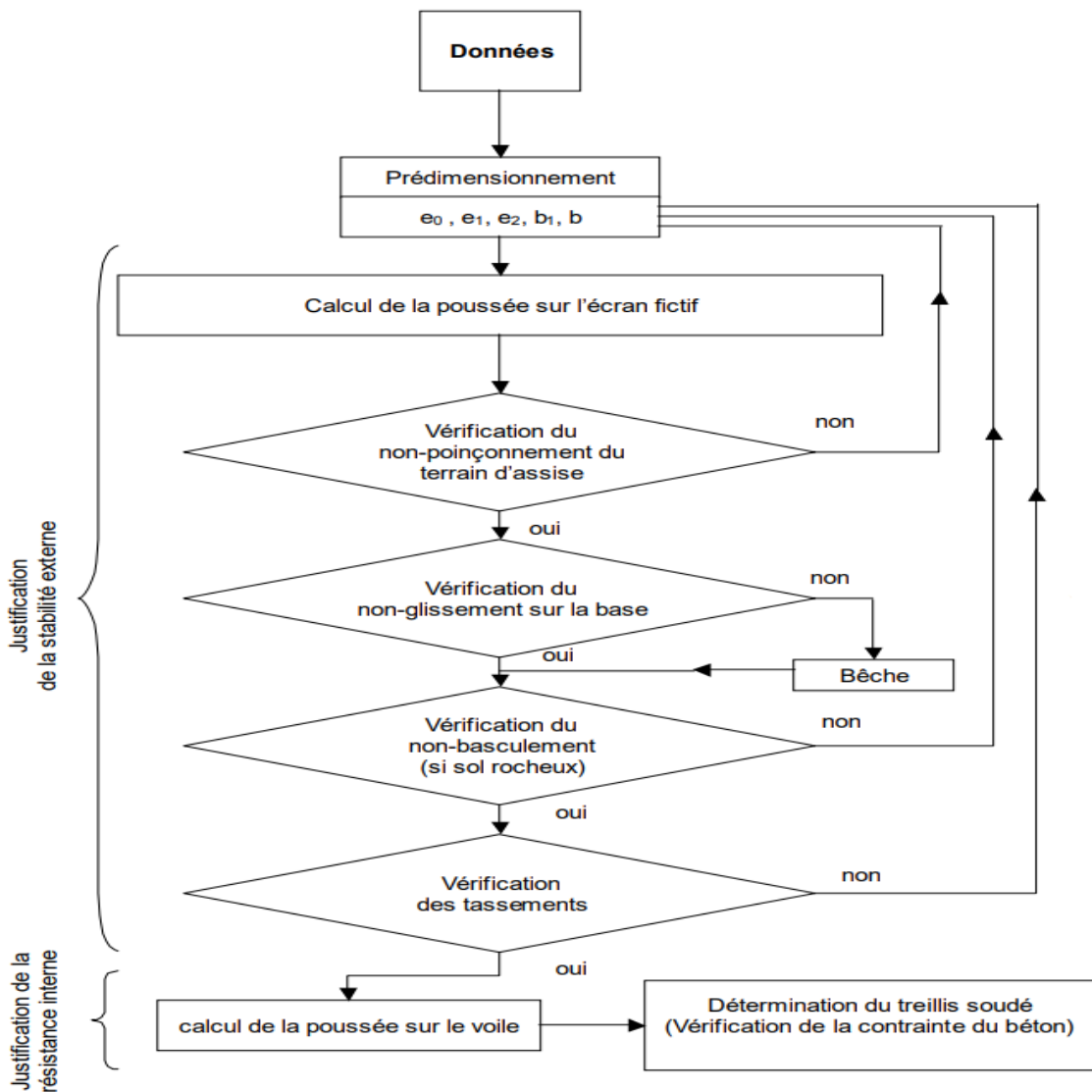


Figure 1.19 : L'organigramme de calcul d'un mur de soutènement. [11]

On prend notre cas du mur de soutènement d'Ain Dalia avec une hauteur de 7m, en tenant compte les hypothèses suivantes :

- Cohésion nulle $C=0$
- Poids volumique des terres $\gamma= 18 \text{ KN/m}^3$
- Pas de nappe aquifère
- Angle de frottement interne $\varphi= 27^\circ$ (sol argileux)
- Poussée passive nulle sur l'avant du patin
- $a=0$ (pas de talus)
- La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}=0,15 \text{ Mpa}$

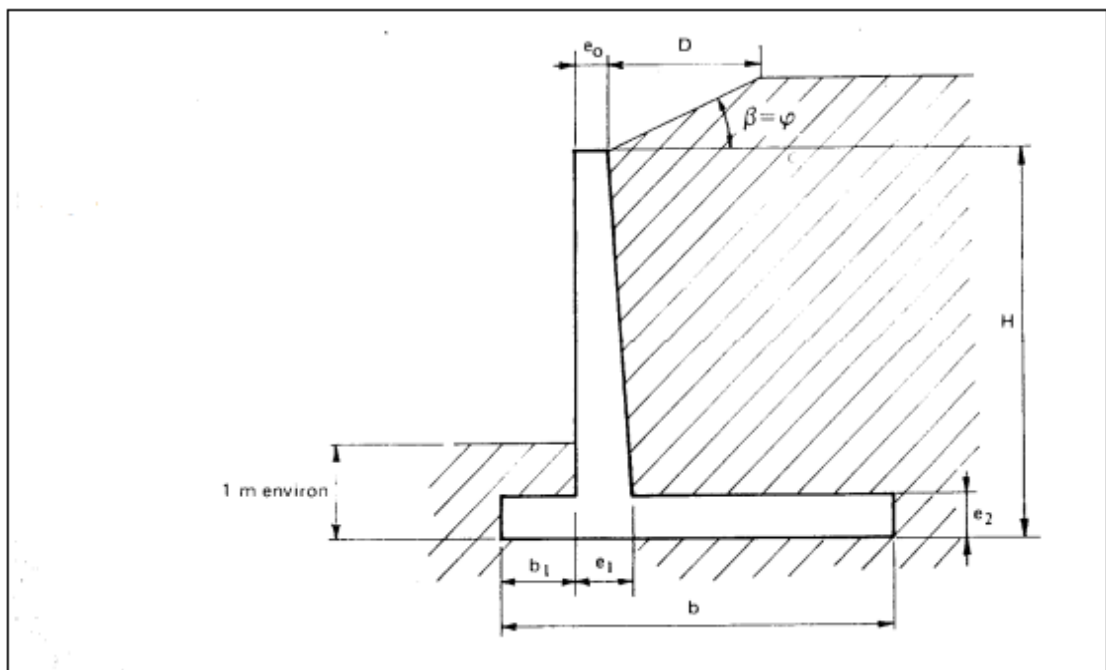


Figure 1.20 : Les dimensions d'un mur de soutènement. [11]

3.2. Prédimensionnement des épaisseurs :

Mur en tête :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_0 = 20 \text{ cm si } H \leq 6\text{m} \\ e_0 = 30 \text{ cm si } H > 6\text{m} \end{array} \right.$$

➤ Pour $H=7\text{m}$: $e_0 = 30 \text{ cm}$

Les épaisseurs e_1 à la base et e_2 de la semelle :

a) Suite à l'abaque n°19 :

Avec : $\varphi = 20^\circ$; $a=0$

➤ Pour $H= 7\text{m}$: $e_1=e_2=0,51\text{ m}$

b) Suite à l'abaque n°20 :

Avec : $\varphi = 30^\circ$; $a=0$

➤ Pour $H= 7\text{m}$: $e_1=e_2= 0,46\text{ m}$

Par interpolation linéaire de φ , on obtient :

$$e_1=e_2= 0,47\text{ m} \approx 0,5\text{ m}$$

3.3. Prédimensionnement de la semelle :

Les dimensions B_1 et B de la semelle sont données par les abaques de 1 à 18 (voir les hypothèses) en fonction des quantités :

-Angle de frottement $\varphi=27^\circ$

$-\bar{\sigma}=0,15\text{ Mpa}$

- Coefficient de frottement admissible sol-béton : $\bar{g} = \frac{\text{Frot}}{\gamma M} = 0,4$

a) Sur l'abaque n°1 :

Avec : $\varphi = 20^\circ$; $a = 0$; $\bar{g}=0,4$

Nous obtenons :

➤ $H= 7\text{m}$ $\left\{ \begin{array}{l} b_1= 2,2\text{ m (patin)} \\ b= 6,15\text{m (semelle)} \end{array} \right.$

b) Sur l'abaque n°7 :

Avec : $\varphi = 30^\circ$; $a = 0$; $\bar{g}=0,4$

Nous obtenons :

$$\begin{array}{l} \text{➤ } H=7\text{m} \\ \left\{ \begin{array}{l} b_1=2,62\text{ m (patin)} \\ b=4,5\text{m (semelle)} \end{array} \right. \end{array}$$

Par interpolation linéaire sur φ , On obtient :

$$b_1=2,5\text{m et } b=5\text{m}$$

Avec une majoration de 15% :

$$\text{➤ } b \text{ corrigée } = 5 \times 1.15 = 5,8\text{m}$$

Hauteur aval :

$$\left\{ \begin{array}{l} H \text{ aval } = 1\text{m si } H \leq 6\text{m} \\ H \text{ aval } = 1,5\text{m si } H > 6\text{m} \end{array} \right.$$

$$\text{➤ } \text{Pour } H=7\text{m} : \quad H \text{ aval } = 1,5 \text{ m}$$

4. Calcul des poussées sur le mur de soutènement :

Ce présent titre propose le calcul des poussées à partir des données sur les valeurs des caractéristiques du terrain. Il existe trois approche différentes dans la pratique sont : la théorie de Rankine, la théorie de Boussinesq et la théorie de Coulomb. Dans la suite, il sera utilisé avec l'approche de Boussinesq la solution par les tables de Caquot, Kérisel.

4.1. Les forces agissantes sur le mur :

Les différentes forces qui agissent sur le mur de soutènement avec l'absence de l'eau sont :

- Le poids propre G_0 du mur
- Le poids G_1 des terres surmontant la fondation à l'amont (remblai amont)
- Le poids G_2 des terres surmontant la fondation à l'aval (remblai aval)
- La charge d'exploitation Q sur le terre-plein à l'aplomb de la fondation
- La résultante PG de la poussée des terres soutenues
- La résultante PQ de la poussée due à la charge d'exploitation sur le terre-plein
- La résultante P_b de la butée du terrain devant le mur
- La réaction R du sol sous la base du mur

Pour des raisons de sécurité, l'action de la butée à l'avant d'un mur de soutènement est négligeable. En effet, la butée peut être supprimée par des travaux de terrassement ultérieurs tels que la pose de la canalisation. Il serait dès lors dangereux de la prendre en compte dans les calculs.

4.1.1. Le poids propre de mur en béton : $P = S \cdot \gamma_{\text{béton}}$

($\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ KN/m}^3$)

- Voile rectangulaire : $P_1 = 6,5 \times 0,3 \times 25 \times 1 \implies P_1 = 48,75 \text{ KN}$
- Voile triangulaire : $P_2 = \frac{6,5 \times 0,2}{2} \times 25 \times 1 \implies P_2 = 13,812 \text{ KN}$
- Semelle : $P_3 = 5,8 \times 0,5 \times 25 \times 1 \implies P_3 = 72,5 \text{ KN}$

4.1.2. Le poids des terres (remblai) : $P = S \cdot \gamma_{\text{sol}}$

Avec : $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$

- Amont : $P_4 = \frac{2,8+3}{2} \times 6,5 \times 18 \times 1 \implies P_4 = 339,3 \text{ KN}$
- Aval : $P_5 = 1 \times 2,5 \times 18 \times 1 \implies P_5 = 45 \text{ KN}$

4.1.3. Poussées de terres soutenues :

C'est la dimension d'une pression ou une contrainte, exercée par la terre en arrière de l'écran,

désigné par l'expression suivante : $p = K_a \cdot \gamma \cdot \frac{H^2}{2}$

Avec :

- γ : le poids volumique des sols est de 18 KN/m^3

K_a : coefficient de poussée ou de pression active des terres au repos. C'est le rapport de la contrainte horizontale sur la contrainte verticale.

Il dépend de :

- L'angle β que le talus fait avec l'horizontale ($\beta=0$).
- L'angle λ d'inclinaison de l'écran sur la verticale ($\lambda=0$).
- L'angle de frottement interne φ du terrain situé en arrière de l'écran ($\varphi=27^\circ$).
- L'angle δ d'inclinaison de la poussée unitaire sur la normale à l'écran ($\delta=0$).
- Le coefficient de poussée K_a est donné par les tables de Caquot-Kérisel, en fonction des paramètres $\frac{\beta}{\varphi}$, $\frac{\delta}{\varphi}$ et φ pour $\lambda = 0^\circ$ ou 10° .

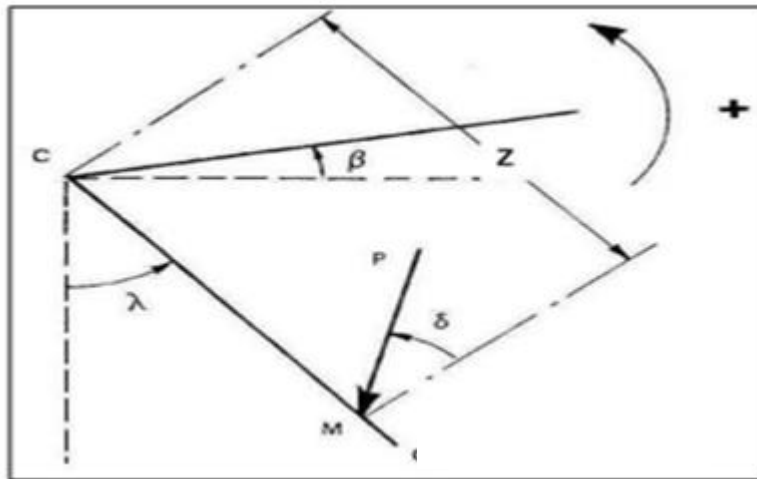


Figure 1.21: Les angle définis sur les tables de Caquot-Kérisel. [12]

D’après la table 1.2 et 1.3 de Caquot-Kérisel, avec un angle de frottement de 25° et 30° le coefficient de poussée K_a soit 0,406 et pour un angle de frottement de 30° le coefficient de poussée K_a soit 0,333.

Tableau 1.2 : Table de coefficient poussée et butée de Caquot-Kérisel ($\varphi = 25^\circ$).

δ/φ	0		+ 2/3		+ 1	
	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$
0	0,406	0,467	0,364	0,427	0,367	0,433
+ 0,4	0,464	0,544	0,422	0,504	0,428	0,515
+ 0,6	0,510	0,603	0,468	0,566	0,476	0,580
+ 0,8	0,586	0,699	0,546	0,668	0,557	0,688
+ 1,0	0,922	-	0,879	-	0,906	-

$\varphi = 25^\circ$

Tableau 1.3 : Table de coefficient poussée et butée de Caquot-Kérisel ($\varphi = 30^\circ$).

δ/φ	0		+ 2/3		+ 1	
	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$	$\lambda = 0^\circ$	$\lambda = 10^\circ$
0	0,271	0,336	0,247	0,314	0,260	0,333
+ 0,4	0,316	0,403	0,291	0,383	0,309	0,409
+ 0,6	0,353	0,456	0,329	0,439	0,349	0,472
+ 0,8	0,419	0,548	0,397	0,538	0,423	0,583
+ 1,0	0,767	-	0,756	-	0,819	-

$\varphi = 35^\circ$

Par interpolation linéaire sur $\varphi=27^\circ$, le coefficient de poussée $K_a=0,375$.

$$P=0,375 \times 18 \times \frac{7^2}{2} \quad \Longrightarrow \quad P=165,375\text{KN}$$

4.1.4 Poussées de terres dues à la charge d'exploitation (chaussée) :

Un terre-plein horizontal infini recevant une charge d'exploitation de 10 KN/m^2 , la poussée des charges est indiquée par l'expression suivante :

$$Q= K_a q \times q \times H$$

Avec :

$$K_{aq} = \frac{K_a}{\cos(\beta-\gamma)} = \frac{K_a}{\cos(0)} \quad \Longrightarrow \quad K_{aq}=0,375$$

$$Q=0,375 \times 10 \times 7 \quad \Longrightarrow \quad Q=26,25\text{KN}$$

4.1.5. Poids de surcharge :

$$P_q = q \times d$$

Avec : $q = 10 \text{ kN/m}^2$

d : Bras de levier

$$d = \frac{\left(\frac{0,2 \times 6,5}{2}\right) \times \frac{6,5}{3} + (6,5 \times 2,8) \times \frac{2,8}{2}}{\left(\frac{0,2 \times 6,5}{2}\right) + (6,5 \times 2,8)} = 2,97 \text{ m}$$

$$P_q = 10 \times 2,97 \quad \Longrightarrow \quad P_q = 29,7\text{KN}$$

Ce tableau, indique les efforts internes (les efforts horizontaux F_h et vertical F_v et le moment au point A : M_A) pour le calcul des différentes actions appliquées, permanentes G et variables Q .

Tableau 1.4 : Efforts internes (solicitations) dus aux différentes actions.

	numérotation	Efforts	F _h (kN/ m)	F _v (kN/m)	Bras levier /A (m)	MA (kN.m/m)
G		Semelle		72,5	2,9	-210,25
		Voile rectangulaire		48,75	2,65	-129,18
		Voile triangulaire		13,812	2,86	-39,5
	(1)	Total		130,062		-378,93
	(2)	Poids sols :		339,3	4,4	-1492,92
Q	(4)	Poussée sols	165,3 75		2,17	358,86
	(5)	Poids de surcharge		29,7	4,4	-130,68
	(6)	Poussée de surcharge	26,25		3,5	91,875

La vérification de la stabilité sera faite pour le cas le plus défavorable, à l'état limite ultime.

5. Vérification de la stabilité de mur de soutènement

À titre d'illustration des différentes vérifications de calcul de stabilité, les règles adoptées sont relevées de la catégorie géotechnique.

5.1. Vérification de non-poinçonnement du terrain :

Parmi les nombreuses situations de projet possibles à recenser, pour illustrer comment la démarche peut être appliquée. On se limite à deux combinaisons d'action car il peut y avoir un effet favorable ou défavorable. Souvent, c'est la combinaison minimisant les charges verticales qui s'avère dimensionnant.

On doit déterminer les contraintes verticales appliquées par la semelle du mur sur le terrain d'assise. Selon les étapes suivantes :

Vérification de tiers centrale :

Excentricité de charges verticales :

$$\text{➤ } e = \frac{b}{2} - \frac{M_s - Mr}{F_v}$$

$$\text{➤ } e < \frac{b}{6} \quad \Longrightarrow \quad \text{La résultante passe par le tiers central de la semelle.}$$

Stabilité du sol de fondation :

$$\text{➤ } e_A > \frac{b}{3} \quad \Longrightarrow \quad \text{Le diagramme est trapézoïdal.}$$

a. Contrainte au niveau du patin :

$$\text{➤ } \sigma_{\max} = \sigma_1 = \frac{F_v(1 + \frac{6e}{B})}{B}$$

b. Contrainte au niveau du talon :

$$\text{➤ } \sigma_{\min} = \sigma_2 = \frac{F_v(1 - \frac{6e}{B})}{B}$$

c. Comparaison de σ_{ref} , $\bar{\sigma}_{\text{adm}}$:

$$\text{➤ } \sigma_{\text{ref}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

Avec : e_A : l'excentricité

σ_{ref} : la contrainte de référence équivalente

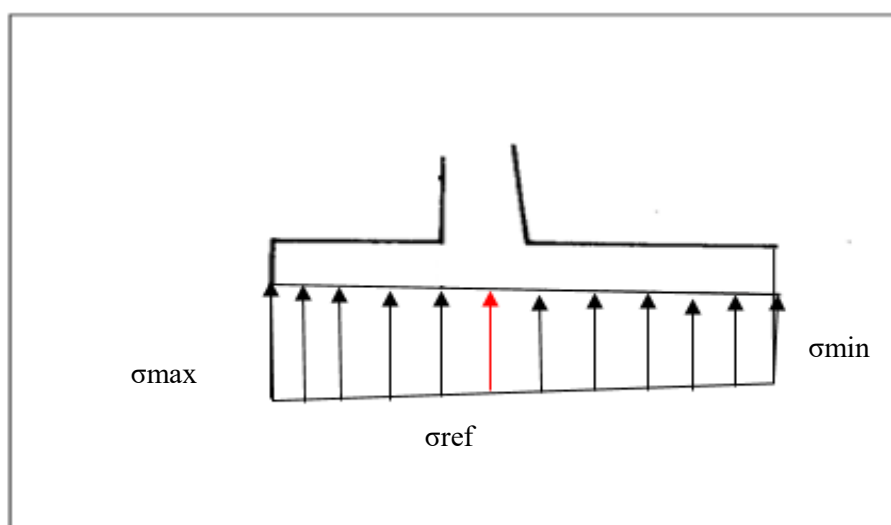
$\bar{\sigma}_{\text{adm}}$: la contrainte admissible

F_H : les efforts horizontaux

Tableau 1.5 :Les résultats des calculs de la vérification de non-poinçonnement.

Combinaison	C1 Vmax $1,35[(1) + (2)]+1,5[(5)+(6)]+(4)$	C2 Vmin $1,35[(1) \text{ à } (2)]+(4)$
e_A (excentricité)	3,25	3,38
$e > \frac{b}{6}$	$0,22 > 0,96$	$0,22 > 0,96$
σ_{\max} (Mpa)	0 ,143	0,134
σ_{\min} (Mpa)	0,09	0,084
$\bar{\sigma}_{\text{adm}}$ (Mpa)	0,15	0,15
σ_{ref} (Mpa)	0,129	0,12

La condition de non-poinçonnement ($\sigma_{\text{ref}} < \bar{\sigma}_{\text{adm}}$) est vérifiée aux ELU pour les deux situations examinées C1 et C2. Dans ces cas, le sol peut supporter la charge transmise par l'ouvrage.

**Figure 1.22:** Le diagramme des contraintes verticales appliquées par la semelle.

5.2. Vérification de non-renversement à l'ELU :

Des deux combinaisons d'actions, examinées à titre d'illustration de la démarche justificative des Eurocodes, les situations de projet C1 et C2 sont vérifiées la condition ($\frac{M_s}{M_r} > 2$), dans ces cas-là il n'y a pas de risque de renversement.

Tableau 1.6 : Les résultats des calculs de la vérification de non-renversement.

Combinaison	C1 Vmax 1,35[(1) à (2)]+1,5[(5)+(6)]+(4)	C2 Vmin 1,35[(1) à (2)]+(4)
Ms (KN.m)	2723,01	2454,82
Mr (KN.m)	622,27	482,89
Ms/Mr	4,3 > 2 (condition vérifier)	5,08 > 2 (condition vérifier)

5.3. Vérification de non-glissement du terrain d'assise à l'ELU :

Les deux situations de projet C1 et C2 doivent vérifier la condition suivante : $\frac{tg_{\varphi} \times R}{H} > 1,5$

Tableau 1.7 : Les résultats des calculs de la vérification de non-glissement.

Combinaison	C1 Vmax 1,35[(1) à (3)]+1,5[(5)+(6)]+(4)	C2 Vmin 1,35[(1) à (2)]+(4)
R = ΣF_v	673,69	630,66
H = ΣF_h	204,75	165,375
$\frac{tg_{\varphi} \times R}{H}$	2,13 > 1,5 (condition vérifier)	2,47 > 1,5 (condition vérifier)

Avec : $\varphi = 33^\circ$ (L'angle de frottement entre la base de mur et le sol, c'est une valeur forfaitaire fixée dans certaines formules pratiques, on trouvera chez Bolton [13]).

Dans les deux actions considérées, la stabilité de glissement est assurée, pour cela la stabilité externe du mur est vérifiée.

6. Calcul de ferrailage

Le ferrailage principal d'un mur de soutènement nécessite l'étude des sections critiques suivant les règles de l'Eurocode 2 (calcul des structures en béton).

Voile :

S_1 = encastrement du voile sur la semelle → section d'acier A_1

S_4 = section du voile au tiers de sa hauteur → section d'acier A_4

S_5 = section du voile à la moitié de sa hauteur → section d'acier A_5

S_6 = section du voile aux deux tiers de sa hauteur → section d'acier A_6

Semelle :

S_2 = encastrement du patin sur le voile → section d'acier A_2

S_3 = encastrement du talon sur le voile → section d'acier A_3

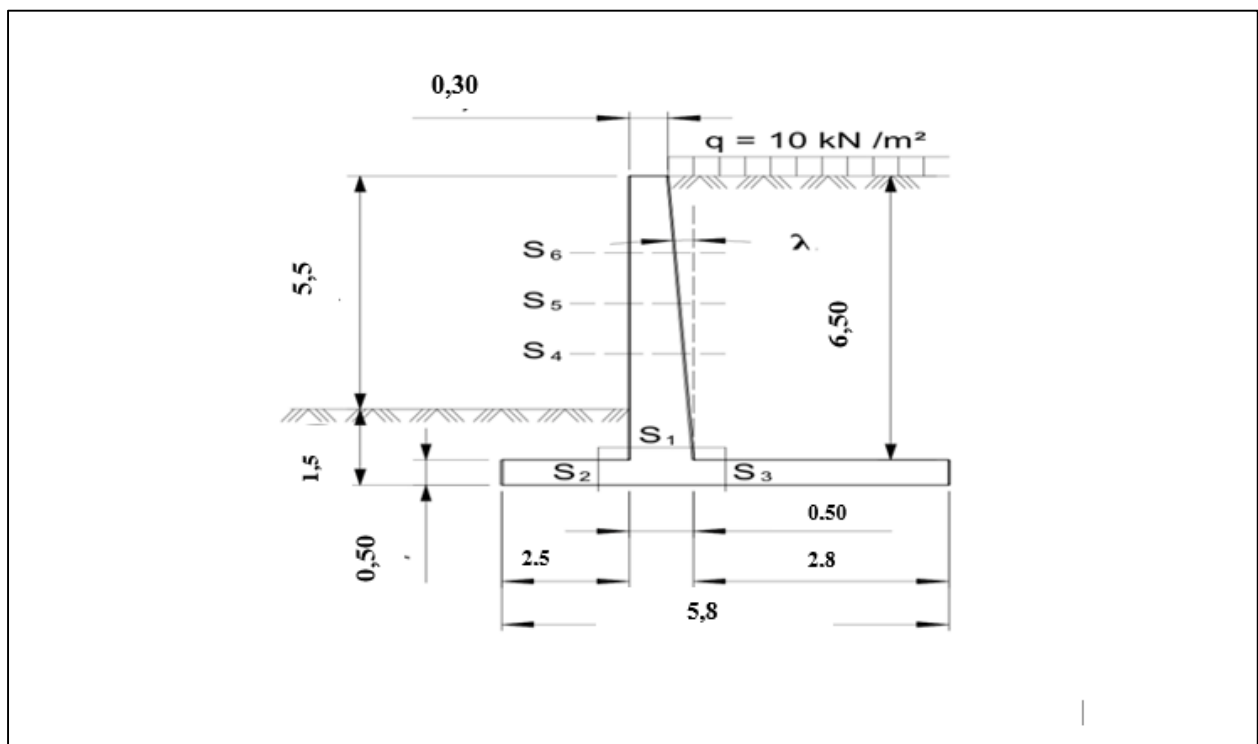


Figure 1.23: Les sections critiques de mur de soutènement.

a) Données complémentaires :

- La fissuration est préjudiciable.
- Béton C25 ($f_{ck} = 25$ MPa) d'où $\bar{\sigma}_s = 250$ MPa
- Les coefficients de sécurité : $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$
- B500 Armature en acier ($f_{yk} = 500$ Mpa)
- Coefficient de poussée : $\beta = 0$; $\varphi = 27^\circ$; $\text{tg}\lambda = \frac{0,17}{6,53}$; $\lambda = 1,49$; $\delta = 0$ (Parement lisse)

Par interpolation, on déduit que le coefficient de poussée horizontal K_{aH} est de 0,357.
Le ferrailage principal est déterminé à l'ELS, puisque la fissuration est préjudiciable.

b) Définition de l'enrobage c des armatures :

On prend un enrobage c de 30 mm, en tenant compte une valeur de $\Delta c_{dev} = 10$ mm.
Soit une hauteur d de la section droite égale à la hauteur de la section moins 30 mm.

6.1. L'écartement :

Pour le cas d'une fissuration préjudiciable, l'écartement de deux armatures de même direction est de :

$$s \leq \min \{2e ; 250 \text{ mm}\} = 250 \text{ mm}$$

6.2. Le voile :**a) Les diagrammes de poussée :**

-Concernant la poussée des terres, un diagramme triangulaire sur la hauteur du voile avec une valeur maximale :

$$K_a H \cdot (H - H') \cdot \gamma = 0,357 \times 6,5 \times 18 = 41,769 \text{ KN/m}^2$$

- Pour l'effet de la surcharge sur le terre-plein :

$$K_a H \cdot q = 0,357 \times 10 = 3,57 \text{ KN/m}^2$$

b) Calcul des efforts internes (valeurs non pondérées) :

N : effort vertical, V : effort tranchant, MG : moment de flexion au centre de gravité de la section considérée, z : la distance de la section droite à la tête du voile en béton.

Tableau 1.8 : Calcul des efforts internes au voile.

Sections		S 1 (H - H' = z = 6,5 m) Hauteur section : $e_{v1}=0,5m$	S 4 (z =4,33 m) Hauteur section : $e_{v4}=0,45m$
N (kN/m)		$\frac{e_0+e_{v1}}{2} \times z \times \gamma_{\text{béton}} = (0,3+0,5) \times 6,5 \times \frac{25}{2}$ =65	$\frac{e_0+e_{v4}}{2} \times (H - H') \times \gamma_{\text{béton}} = \frac{0,3+0,45}{2} \times 4,33 \times 25=40,78$
Poussée des Terres	V (kN/m)	$\frac{z}{2} \times KaH \times z \times \gamma = 6,5 \times \frac{41,76}{2}$ =135,72	$\frac{z}{2} \times KaH \times z \times \gamma = \frac{0,357}{2} \times 4,33 \times 18 \times 4,33=60,24$
	MG (kN.m)	$\frac{V}{3} \times z = \frac{135,72}{3} \times 6,5 = 294,06$	$\frac{V}{3} \times z = \frac{60,24}{3} \times 4,33=86,94$
Charge	V (kN/m)	$KaH \times q \times z = 0,357 \times 10 \times 6,5 = 23,2$	$KaH \times q \times z = 0,357 \times 10 \times 4,33 = 16,23$
	MG (kN.m)	$\frac{V}{2} \times z = \frac{23,2}{2} \times 6,5 = 75,4$	$\frac{V}{2} \times z = \frac{16,23}{2} \times 4,35 = 35,14$
Sections		S 5 (z = 3,25m) Hauteur section : $e_{v5}= 0,4m$	S 6 (z = 2,17 m) Hauteur section : $e_{v6}= 0,35m$
N (kN/m)		$\frac{e_0+e_{v5}}{2} \times z \times \gamma_{\text{béton}} =$ $0,3 + \frac{0,4}{2} \times 3,25 \times 25 = 28,86$	$\frac{e_0+e_{v6}}{2} \times z \times \gamma_{\text{béton}} =$ $0,3 + \frac{0,35}{2} \times 2,17 \times 25 = 17,63$
Poussée des Terres	V (kN/m)	$\frac{z}{2} \times KaH \times z \times \gamma = 3,25 \times \frac{0,357}{2} \times 18 \times 3,5$ =33,93	$\frac{z}{2} \times KaH \times z \times \gamma = 2,17 \times \frac{0,357}{2} \times 18 \times 2,17=15,13$
	MG (kN.m)	$\frac{V}{3} \times z = \frac{33,93}{3} \times 3,25 = 36,757$	$\frac{V}{3} \times z = \frac{15,13}{3} \times 2,17 = 10,94$
Charge	V (KN/m)	$KaH \times q \times z = 0,357 \times 10 \times 3,265 = 11,6$	$KaH \times q \times z = 0,357 \times 10 \times 2,17 = 7,75$
	MG (KN.m)	$\frac{V}{2} \times z = \frac{11,6}{2} \times 3,25 = 18,85$	$\frac{V}{2} \times z = \frac{7,75}{2} \times 2,17 = 8,41$

c) Détermination d'armature longitudinale et transversale de toutes les sections du voile :

On considère que le peu de poids du voile au-dessus de la section transversale étant négligé, avec les règles de calcul des dalles pleines, en tenant compte que la largeur est de 1m.

Nous allons faire le calcul de ferrailage par deux méthodes, la première c'est la méthode classique et la deuxième c'est la méthode de treillis soudé.

Méthode 01 : Selon l'organigramme de calcul du ferrailage d'une section rectangulaire en flexion simple.

- **Choix d'armature longitudinale de la section 1 :**

À l'ELU :

- $M_{Ed;u1} = 1,35 \times 294,06 + 1,5 \times 75,4 = 0,510 \text{ MN.m}$
- $\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 0,122$
- $\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,163$
- $z = 0,439$
- $A_{st;1} = 34,17 \text{ cm}^2$

Selon la table des sections, il sera disposé une armature longitudinale composée de 8 barres de diamètre $\emptyset 25$, d'une section de $39,27 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 12 cm.

A l'ELS :

- $M_{Ed;s} = 294,06 + 75,4 = 369,46 \text{ kN.m} = 0,388 \text{ MN.m}$
- $x = n \times \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \cdot (d \times A_{st})}{n \times A_{st}^2}} - 1 \right) = 0,183$ Avec : $n = 15$
- $I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} (d - x)^2 = 7 \times 10^{-3}$
- $\sigma_{bc} = \frac{M_{Ed;s} \cdot x}{I} = 10,14 < \sigma_{bc}^- = 0,6 f_{c28} = 15 \implies \text{ELS vérifier}$

- **Choix d'armature transversale de la section 1 :**

- Choix du diamètre des aciers transversaux : $\emptyset_t = \frac{\emptyset_1}{3} = \frac{25}{3}$

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

Pour une fissuration préjudiciable : $\tau_{u;\max} = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_{\text{limite}} = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right)$

$$V_u = 1,35 \times 137,005 + 1,5 \times 23,31 = 219,92 \text{ kN/m} = 0,22 \text{ MN/m}$$

$$\tau_{u;\max} = 0,5 \text{ Mpa} \leq \tau_{\text{limite}} = \min(2,5; 4 \text{ Mpa}) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$0,5 \text{ Mpa} \leq 2,5 \text{ Mpa} \text{ (Condition vérifiée)}$$

L'espacement est de : $St = 20 \text{ cm}$

$$\text{Avec : } St_{\min} = 7 \text{ cm}; \quad St_{\max} = \min[0,9d; 0,40 \text{ m}]$$

$$St_{\max} = \min[39,6 \text{ cm}; 40 \text{ m}] = 39,6 \text{ cm}$$

2HA10 avec un espacement de 20 cm, représentant une section transversale $A_t = 1,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

- **Choix d'armature longitudinale et transversale des sections du voile :**

Tableau 1.9 : Le choix d'armature pour toutes les sections longitudinales du voile.

Section	M_{ser}	D(m)	μ_u	α	z	A_{st} (cm ² /ml)	$A_{st,min}$ (cm ² /ml)	$A_{st,adoptée}$ (cm ² /ml)
S ₁	0,510	0,5-0,03=0,47	0,163	0,122	0,439	34,17	10	39,27
S ₄	0,17	0,45-0,03=0,42	0,052	0,067	0,409	12,43	8,4	18,1
S ₅	0,078	0,4-0,03=0,37	0,011	0,014	0,368	6,4	7,70	18,1
S ₆	0,027	0,35-0,03=0,32	0,014	0,018	0,318	2,81	6,84	7,07

- **En zone supérieure :**

Soit 9 barres de Ø10 avec un espacement de 12 cm, représentant une section longitudinale de : $A_{6;l} = 7,07 \text{ cm}^2/\text{m}$.

2HA8 avec un espacement de 20 cm, représentant une section transversale avec :

$$A_{6;t} = 1,01 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

- **En zone intermédiaire :**

9 barres de Ø16 avec un espacement de 12 cm, représentant une section longitudinale avec $A_{5;l} = 14,07 \text{ cm}^2/\text{m}$.

9 barres de Ø16 avec un espacement de 12 cm, représentant une section longitudinale avec $A_{4;l} = 14,07 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Dans le sens transversal, chacun d'eux comporte 2HA8 avec un espacement de 20 cm (0,57 cm²/m).

- **En zone inférieure :**

Soit 8 barres de diamètre Ø25 avec un espacement de 12 cm, représentant une section longitudinale de $A_{1;l} = 39,27 \text{ cm}^2/\text{m}$.

2HA10 avec un espacement de 20 cm, représentant une section transversale avec :

$$A_{1;t} = 1,57 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Méthode 02 : Selon les Règles BAEL 91 modifiées 99 de treillis soudé.

-Choix d'armature principale de la section 1 :

➤ État limite de service de la section S1 :

$$M_{Ed,S} = 294,06 + 75,4 = 369,46 \text{ kN.m} = 0,388 \text{ MN.m}$$

$$N_{Ed,S} = 65 \text{ kN/m}$$

L'excentricité $e = \frac{M_{Ed,s}}{N_{Ed,s}} = 5,96$ m étant grande, On considère par simplification que la section est sollicitée en flexion simple.

$$\text{On a : } \frac{10^3 M_{ser}}{d^2 \bar{\sigma}_s} = 7,2 \quad ; \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_s = 250 \text{ Mpa ; } d = 0,5 - 0,03 = 0,47 \text{ m}$$

Pour cette valeur, l'abaque pour calcul des treillis soudés à l'état limite ultime (Voir ANNEXE A) donne :

$$\frac{A(\text{cm}^2)}{d(\text{m})} \approx 82 \quad \text{d'où : } A_1 = A_{v,ser} = 82 d = 82 \times 0,47 = 38,54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{s,v,min} = \frac{0,2}{100} \times A_s = 10 \text{ cm}^2 / \text{m} \Rightarrow A_{v,adoptée} = \max(A_{v,ser}, A_{s,v,min}) = 38,54 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

➤ Vérification de la contrainte du béton :

Suite au abaques de vérification du béton (Voir ANNEXE B), pour :

$$\frac{A(\text{cm}^2)}{d(\text{cm})} = \frac{39,27}{47} = 0,84 \rightarrow k_b \approx 5,8$$

$$\sigma_{bc} = k_b \frac{M_{ser}}{d^2} = 10,19 < 0,6f_{28} = 15 \text{ Mpa} \quad (\text{Condition vérifier})$$

S'il avait fallu faire le calcul à l'état limite ultime, on aurait procédé comme suit :

$$M_{Ed;u} = 1,35 \times 294,06 + 1,5 \times 75,4$$

$$M_{Ed;u} = 510,08 \text{ KN.m} = 0,510 \text{ MN.m}$$

➤ Un calcul analytique conduit à :

$$A_1 = \frac{M_{Ed;u} \cdot \gamma_c}{f_{yk} \cdot d^2 \cdot (1 - 0,4\alpha)} = 31,79 \text{ cm}^2 < A_{ser}$$

Cela montre bien que lorsque la fissuration est préjudiciable, l'état limite déterminant est l'état limite de service donc ce n'est pas nécessaire de faire le calcul aussi à l'état limite ultime.

- **Choix d'armature principale de toute la section du voile :**

Tableau 1.10 : Les armatures principales de toute les sections verticales du voile.

Section	M_{ser}	D(m)	$\frac{A}{d}$	$A_{v;ser}$ (cm ² /ml)
S ₁	0,374	0,5-0,03=0,47	82	38,54
S ₄	0,122	0,45-0,03=0,42	30	12,6
S ₅	0,056	0,4-0,03=0,37	20	7,1
S ₆	0,019	0,35-0,03=0,32	9	2,54

- **Choix d'armature secondaires de toute la section du voile :**

Il est nécessaire de déterminer le ferrailage secondaire pour compléter le calcul de ferrailage. La détermination des armatures secondaires horizontales et/ou verticales est faite avant de choisir l'armature de treillis soudés, disposés sur toute la hauteur du voile.

- Côté terre (face arrière) : l'armature horizontale est définie par :

$$A_H \geq 0,1e_1 = 0,1 \times 47 = 4,7 \text{ cm}^2$$

$$A_H = 4,71 \text{ cm}^2$$

- Côté avant : L'armature horizontale et verticale sont :

$$A_H \geq 0,075e_1 = 3,53 \text{ cm}^2$$

$$A_V \geq 0,01e_1 = 4,7 \text{ cm}^2$$

- Tête du voile : Un chaînage supérieur sur chaque côté du voile doit être égale à $2e_0 = 0,6 \text{ m}$, ou plus. Il se compose d'une bande de longueur de 0,8m pliée en forme de U.
- Pour la 2ème méthode le choix d'armature dépend des produits standardisés sur stock ou sur devis du treillis soudé.

6.3. La semelle :

Le calcul se poursuit avec les deux combinaisons C1 à l'ELU et C2 à l'ELS. Des valeurs des efforts internes calculées sur le tableau 1.4, résulte des valeurs suivantes de e_A et de σ .

Tableau 1.11 : Le calcul des valeurs avec les deux combinaisons.

Combinaison	C1 ELU : $1,35[(1)\text{à}(3)]+1,5[(5)+(6)]+(4)$	C1 ELS caractéristique : (1) à (6)
$M_A(\text{KN.m})$	2723,01	1573,51
$R_V(\text{KN})$	684,94	504,062
$R_H(\text{KN})$	204,74	191,63
$e_A(\text{m})$	3,25	3,38
$\sigma(\text{Mpa})$	0,105	0,075

i. Patin avant :

La partie de patin avant est uniquement soumise à la réaction du sol. Pour le poids des terres aval au-dessus du patin est négligeable.

Méthode 01 :

- Choix d'armature longitudinale :

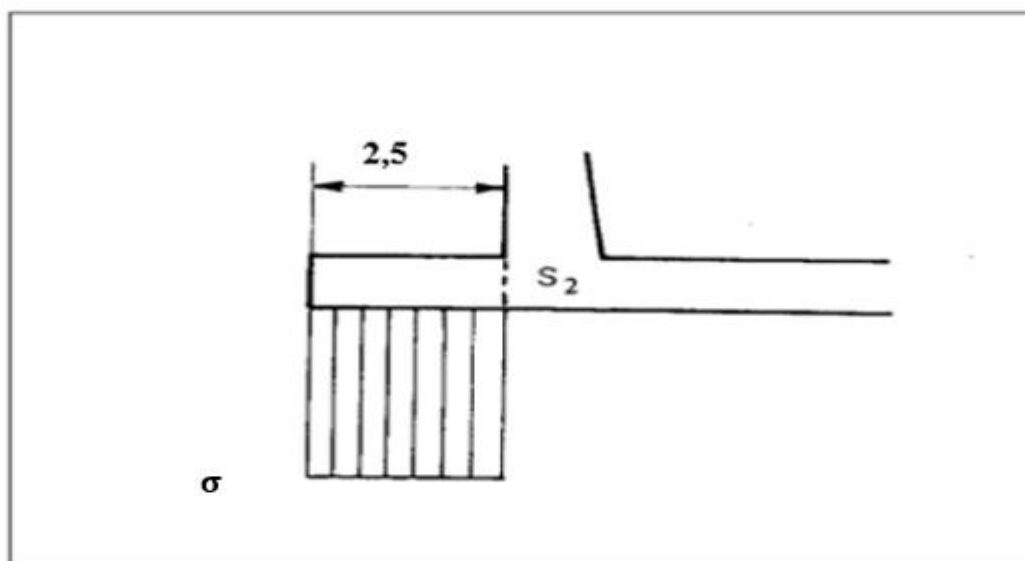


Figure 1.24: La réaction du sol exercée sur le patin avant.

A l'ELU :

- $M_{Ed;u2} = 0,105 \frac{2,5^2}{2} = 0,328 \text{ MN.m}$
- $\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 0,08$
- $\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,104$
- $z = 0,45$
- $A_{st} = 21,87 \text{ cm}^2$

Selon la table des sections, il sera disposé une armature longitudinale composée de 9 barres de diamètre $\varnothing 20$, d'une section de $28,27 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 12 cm.

A l'ELS :

- $M_{Ed;s2} = 0,075 \frac{2,5^2}{2} \text{ MN.m} = 0,234 \text{ MN.m}$
- $x = n \times \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \cdot (d \times A_{st})}{n \times A_{st}^2}} - 1 \right) = 0,16$ Avec : $n = 15$
- $I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} (d - x)^2 = 5,44 \times 10^{-3}$
- $\sigma_{bc} = \frac{M_{Ed;s} \cdot x}{I} = 6,88 < \sigma_{bc}^- = 0,6 f_{c28} = 15 \implies \text{ELS vérifier}$

- Choix d'armature transversale :

- Choix du diamètre des aciers transversaux : $\varnothing_t = \frac{\varnothing_1}{3} = \frac{20}{3}$
- Vérification de la contrainte de cisaillement :
Pour une fissuration préjudiciable : $\tau_{u;\max} = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_{\text{limite}} = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right)$
 $\tau_{u;\max} = 0,106 \text{ Mpa} \leq \tau_{\text{limite}} = \min(2,5; 4 \text{ Mpa}) = 2,5 \text{ Mpa}$
 $0,106 \text{ Mpa} \leq 2,5 \text{ Mpa}$ (Condition vérifiée)
- L'espacement est de : $St = 10 \text{ cm}$

2HA8 avec un espacement de 20 cm, représentant une section transversale $A_t = 1,01 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Méthode 02 :

$$M_{Ed;s}(S2) = 0,105 \frac{2,5^2}{2}$$

$$M_{Ed;s}(S2) = 0,234 \text{ MN.m}$$

$$\text{On a : } \frac{10^3 M_{ser}}{d^2 \sigma_s} = \frac{10^3 \cdot 0,234}{0,47^2 \times 250} = 4,24$$

D'après l'abaque pour le calcul des treillis soudés à l'ELS, on obtient : $\frac{A}{d} = 48$

$$A_{v;2} = A_s = 48 \times 0,47 = 22,56 \text{ cm}^2$$

1. Calcul de l'armature principale de la section 2 à l'ELU :

$$M_{Ed;u}(S2) = 0,105 \frac{2,5^2}{2}$$

$$M_{Ed;u}(S2) = 0,328 \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ed;u} \cdot \gamma_b}{d^2 \cdot 0,85 f_{ck}} = 0,08$$

Pour cette valeur de μ_u , l'abaque pour le calcul des sections de treillis soudés à l'ELU donne une valeur du coefficient $k = 24,6$, d'où :

$$A_2 = k \frac{M_{Ed;u}}{d} = 18,5 \text{ cm}^2 < A_{v;2}$$

On constate une fois de plus que lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, l'état limite ultime n'est pas déterminant.

- Les armatures complémentaires :

Il convient de disposer en armatures de répartition perpendiculaires aux armatures principales, une section A_r d'acier satisfaisant à :

$$A_r \geq 0,10 e_2 = 4,7 \text{ cm}^2 \implies A_r = 4,71 \text{ cm}^2$$

ii. Talon :

Le talon est uniquement soumis à la réaction du sol et le poids du remblai du dessus.

Méthode 01 :

- Choix d'armature longitudinale :

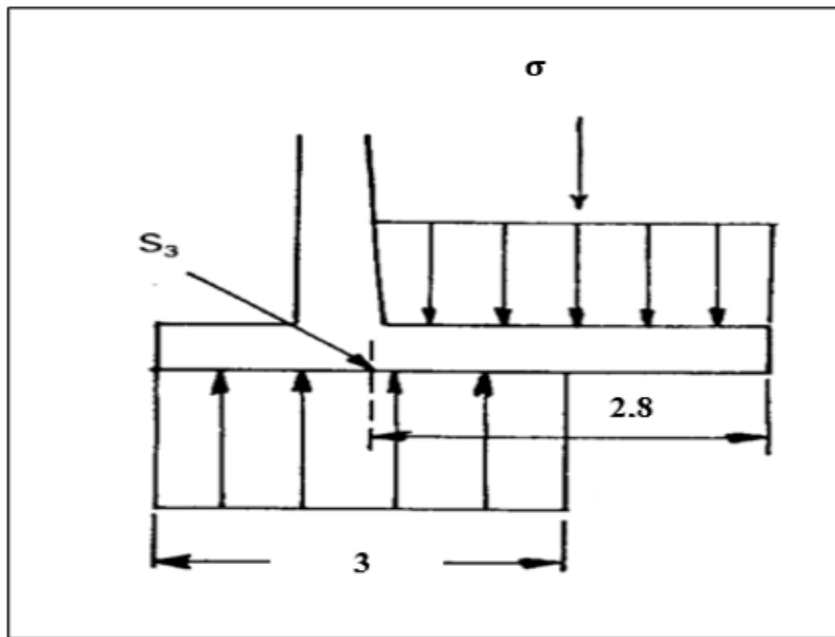


Figure 1.25: Les sollicitations exercées sur le talon.

A l'ELU :

- $\sigma_{t,u} = 1,35 \times 6,5 \times 18 + 1,5 \times 10 = 172,95 \text{ kN/m}^2$
- $M_{Ed;u3} = -0,105 \frac{3^2}{2} + 0,173 = 0,299 \text{ MN.m}$
- $\mu_u = \frac{Mu}{b.d^2.f_{bc}} = 0,073$
- $\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,094$
- $z = 0,5$
- $A_{st} = 17,97 \text{ cm}^2$

Selon la table des sections, Soit 9 barres de diamètre $\varnothing 16$ d'une section de $18,10 \text{ cm}^2/\text{m}$, avec un espacement de 12 cm .

A l'ELS :

- $\sigma_{t,s} = 6,5 \times 18 + 10 = 127 \text{ kN/m}^2$
- $M_{Ed;s3} = -0,075 \frac{3^2}{2} + 0,127 = 0,210 \text{ MN.m}$
- $x = n \times \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b (d \times A_{st})}{n \times A_{st}^2}} - 1 \right) = 0,134$ Avec : $n = 15$
- $I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} (d - x)^2 = 3,86 \times 10^{-3}$
- $\sigma_{bc} = \frac{M_{Ed;s-x}}{I} = 7,29 < \sigma_{bc}^- = 0,6 f_{c28} = 15 \implies \text{ELS vérifier}$

- Choix d'armature transversale :

- Choix du diamètre des aciers transversaux : $\phi_t = \frac{\phi_1}{3} = \frac{16}{3}$
- Vérification de la contrainte de cisaillement :

Pour une fissuration préjudiciable :

$$\tau_{u,max} = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_{limite} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa}\right)$$

$$\tau_{u,max} = 0,068 \text{ Mpa} \leq \tau_{limite} = \min(2,5; 4\text{Mpa}) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$0,068 \text{ Mpa} \leq 2,5 \text{ Mpa} \text{ (Condition vérifiée)}$$

L'espacement est de : $St = 20 \text{ cm}$

2HA8 avec un espacement de 20 cm, représentant une section transversale $A_t = 1,01 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Méthode 02 :**- Les armatures horizontales :**

1. Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{t,s} = 6,5 \times 18 + 10 = 127 \text{ kN/m}^2$$

Le moment d'encastrement dans la section S3 vaut :

$$M_{Ed;s}(S3) = -0,075 \frac{3^2}{2} + 0,127 = 0,210 \text{ MN.m}$$

On utilisant l'abaque pour le calcul des treillis soudés à l'ELS, avec : $\frac{10^3 M_{ser}}{d^2 \bar{\sigma}_s} = 3,8$

Pour une valeur de 3,8 on a : $\frac{A}{d} = 38 \rightarrow A_{v;3} = A_{s3} = 17,86 \text{ cm}^2$

- Les armatures complémentaires :

Il est nécessaire d'avoir en armatures de répartition perpendiculaires aux armatures principales, une section A_r d'acier satisfaisant à :

$$A_r \geq 0,10 e_2 = 4,7 \text{ cm}^2 \implies A_r = 4,71 \text{ cm}^2$$

- Pour la 2ème méthode le choix d'armature de la semelle dépend des produits standardisés sur stock ou sur devis du treillis soudé.

Le dessin du mur de soutènement sera établi grâce à logiciel Autocad. (Voir ANNEXE C).

7. Conclusion :

Le mur de soutènement nécessite une bonne étude lors de la réalisation. Comme chaque autre élément dans la construction, les ouvrages de soutènement ont leurs dimensionnements et leurs ferrailages. Une fois le calcul est estimé, les vérifications de la stabilité doivent être effectuées.

Dans notre cas, nous avons utilisé la démarche du ferrailage par deux méthodes :

- Méthode 01 : c'est la méthode classique qui a été privilégié dans notre projet car c'est la plus adapté à la demande.
- Méthode 02 : la méthode de treillis soudé a l'avantage de réduire le délai de construction ainsi que la facilité de manipulation, mais par inconvénient il y a des difficultés à obtenir.

On peut constater donc que les exigences sont assurées par les dimensions de mur et le ferrailages choisis.

Pour réaliser un mur de soutènement, il est nécessaire de faire une étude managériale, sur laquelle elle sera notre objectif dans la prochaine partie.



**PARTIE 02 : Etude managériale
du projet**

1. Introduction

La phase de réalisation d'un projet est considérée comme très importante, elle nécessite un bon enchaînement des tâches en terme technique, administratif ou financier. La réussite de cette phase dépend de plusieurs facteurs, parmi lesquels les bonnes décisions, la planification de travaux selon le moindre coût et le meilleur délai possible, et la plus marquante est la bonne gestion du chantier pendant la construction, etc...

A travers cette recherche, nous voulons étudier comment gérer notre construction du mur de soutènement en tenant compte la succession de tâches, qui doit être bien organisée et bien maîtrisée par les intervenants du projet.

2. La conduite de projet

2.1. Qu'est-ce qu'un projet ?

Un projet est un effort temporaire exercé pour créer un produit, un service ou un résultat unique. La nature temporaire des projets signifie à un début et une fin décidés.

2.2. La conduite d'un projet :

La conduite d'un projet est une démarche qui vise à atteindre les objectifs du projet en terme de coût, de délai et de performance.

2.3. Les objectifs :

Trois grands objectifs doivent être élaborés dans un projet et permettre de développer les outils indispensables à sa réussite :

- La satisfaction attentes du client.
- Le respect du budget.
- Le respect de l'échéancier.

2.4. Les différentes phases du projet :

Pour construire un projet à terme, il est nécessaire d'atteindre les objectifs tracés :

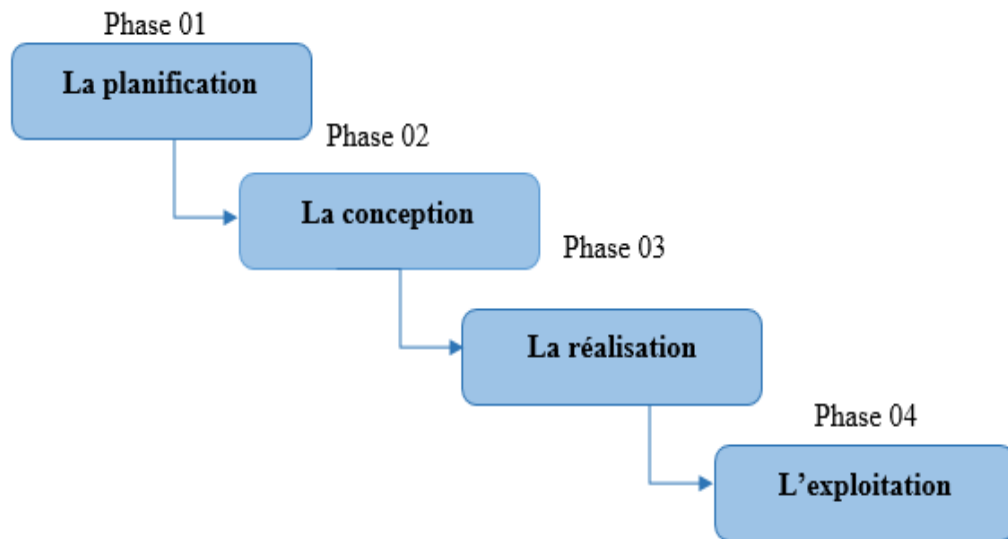


Figure 2.1 : Les phases d'un projet.

3. Le management du projet

3.1. Définition :

Le management du projet ou la gestion du projet est l'ensemble des connaissances, des compétences, des outils et des techniques appliqués aux activités d'un projet afin de répondre aux exigences. Le management de projet se fait par le biais d'application et d'intégration des processus de la gestion du projet groupés logiquement en cinq groupes : démarrage, planification, exécution, surveillance et maîtrise, et clôture. Le chef de projet est la personne responsable de la réalisation des objectifs du projet. [14]

Le management de projet comprend généralement les points suivants :

- Identifier les exigences.
- Répondre à divers besoins lors de la planification et l'exécution du projet.
- Évaluer les contraintes concurrentes du projet, y compris : La qualité, le coût et le délai...

3.2. Les avantages :

- Estimer la faisabilité d'un projet.
- Une planification de projet globale.
- Une meilleure budgétisation du projet.
- Une communication améliorée entre les différents acteurs du projet.
- Une prise de décision facilitée.
- Une production de haute qualité.
- Une solution logicielle professionnelle qui facilite la gestion de projet.

Dans la réalisation d'un projet, nous trouvons des délais fixes et des coûts qui en font l'objet du budget moyen et d'un bilan indépendant de l'entreprise. Les résultats attendus du projet sont également soumis à des exigences de qualité. On parle du triangle magique « temps-coût-qualité », comme indiqué ci-dessous :

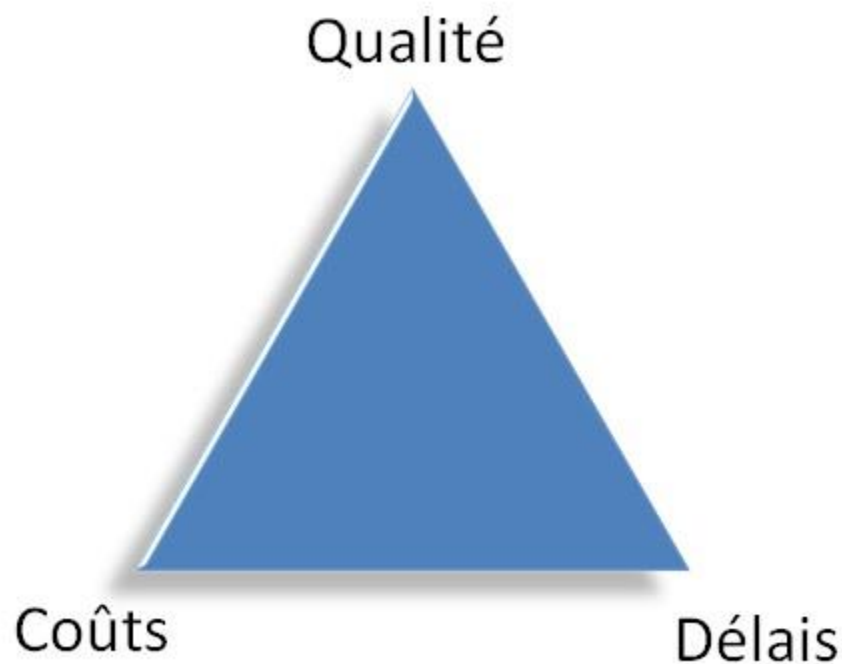


Figure 2.2 : Le triangle coûts qualité délais. [7]

A. Management des délais :

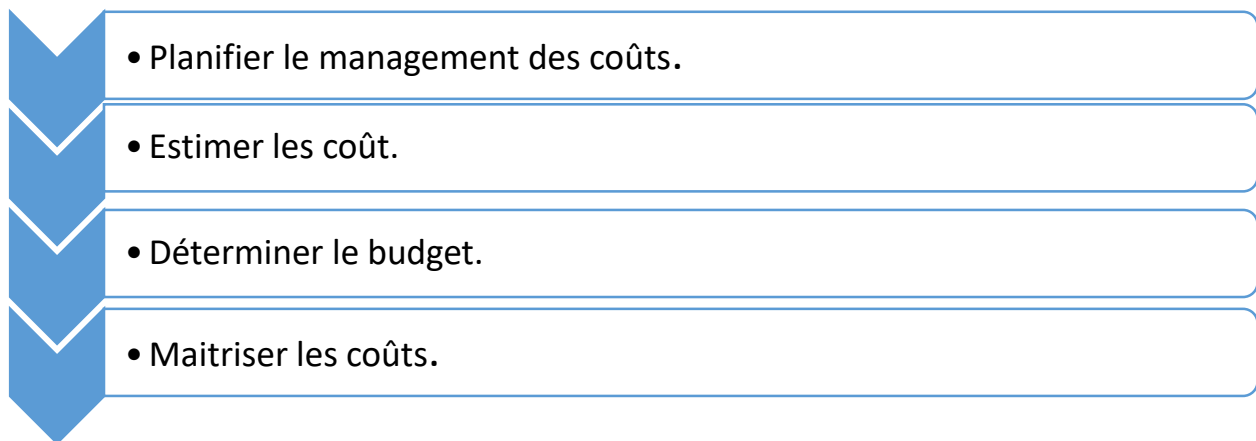
Le management des délais est une composante du plan de gestion du projet qui regroupe les activités nécessaires permettant de gérer l'enchaînement du projet dans un délai à respecter.

Les activités de management de délai du projet sont les suivantes :

- **Plan de management de l'échéancier** : C'est une activité qui permette d'établir des procédures ou des documentations pour planifier, gérer, exécuter et contrôler l'échéancier du projet.
- **Définir les activités** : C'est le processus d'identification des actions spécifiques à entreprendre pour produire les livrables du projet.
- **Organiser les activités en séquence** : Le processus par lequel nous mettons les activités dans un ordre logique et nous enregistrons la relation entre les différentes activités.
- **Estimer les ressources nécessaires aux activités** : C'est le processus de définition des profils du personnel et d'estimation de leurs nombres, types et quantités de matériels, d'équipements ou de fournitures, nécessaire pour terminer chaque activité.
- **Estimer la durée des activités** : C'est une activité d'estimation du nombre de cycles de travail nécessaires pour terminer chaque activité avec des ressources estimées.
- **Élaborer l'échéancier** : C'est le processus d'élaboration d'un échéancier de projet en analysant la séquence des activités, la durée, les besoins en ressources et les contraintes d'échéancier.
- **Maitriser l'échéancier** : C'est le processus de suivi de l'état d'un projet dans l'intérêt de mettre à jour les progrès réalisés et de gérer les changements qui affectent la référence de base de progrès. [15]

B. Management des coûts :

Le management des coûts du projet se concentre sur le coût des ressources nécessaires pour mener à bien les activités du projet. Le management des coûts du projet sur les coûts récurrents d'utilisation, de maintenance et de support ultérieurs [14]. Il présente généralement les processus suivant :



Il existe plusieurs méthodes d'estimation du coût qui sont couramment utilisées dans les projets.

On peut citer les principales :

i. Estimation du coût par la méthode paramétrique :

La méthode paramétrique est une approche d'estimation des coûts qui utilise des paramètres pour calculer les coûts d'un projet ou d'un produit. Cette méthode repose sur l'identification de relations entre les coûts et les paramètres pertinents du projet. Pour estimer le coût en utilisant la méthode paramétrique, il est nécessaire de disposer de données historiques ou de référence sur des projets similaires. Par conséquent, il est important de veiller à ce que les données utilisées soient fiables et à jour, et que les paramètres choisis soient pertinents pour le projet en question.

ii. Estimation du coût par la méthode de logiciel (MS Project) :

La méthode de logiciel est une technique d'estimation de coûts qui consiste à décomposer un projet logiciel en plusieurs composants (tâches, fonctions, etc...) et à estimer le coût de chaque composant individuellement. Ensuite, les coûts de chaque composant sont agrégés pour obtenir le coût total du projet. Il est donc important de surveiller les coûts tout au long du projet et de réajuster les estimations en fonction des changements qui surviennent.

iii. Estimation du coût par la méthode Analytique :

La méthode analytique ou la méthode Bothum-up. Elle permet d'estimer le coût d'un projet en décomposant le travail à effectuer en tâches élémentaires. C'est la plus ancienne, la plus classique également la plus utilisée de toutes les méthodes rationnelles d'estimation des coûts. Cette méthode est favorable dans la phase de réalisation.

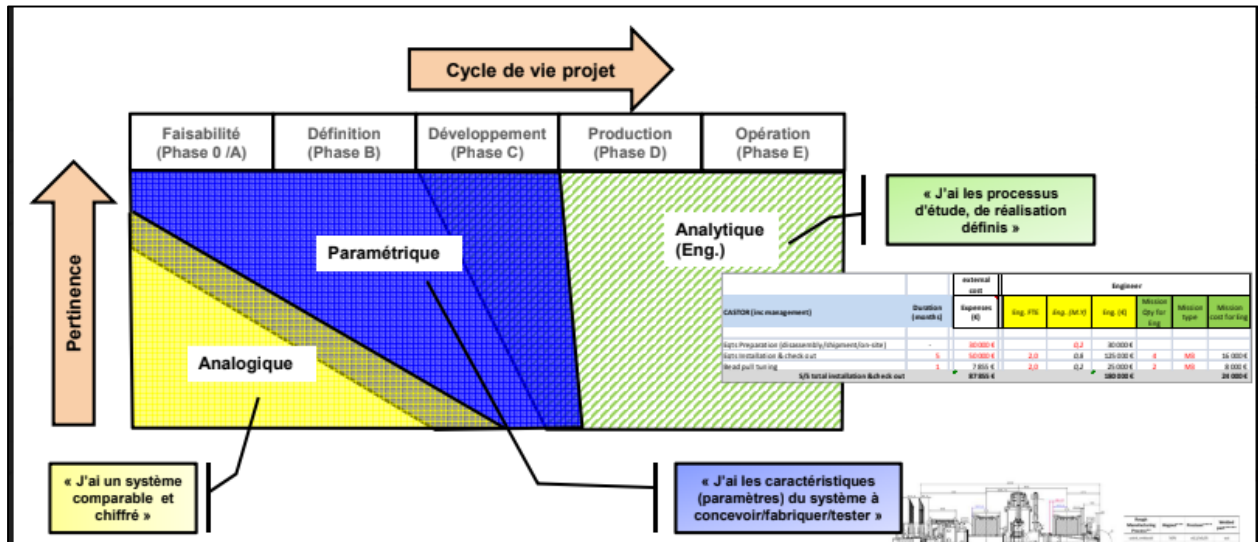


Figure 2.3 : Les modèles d'estimation des coûts et leurs applications. [16]

C. Management de qualité :

Le management de qualité est un ensemble de méthode et de techniques utilisés pour assurer la qualité des produits ou services d'une entreprise. Cela implique la mise en place d'un système de management de la qualité, qui vise à définir et à améliorer les processus de l'entreprise pour garantir la satisfaction des clients et la conformité aux normes de qualité.

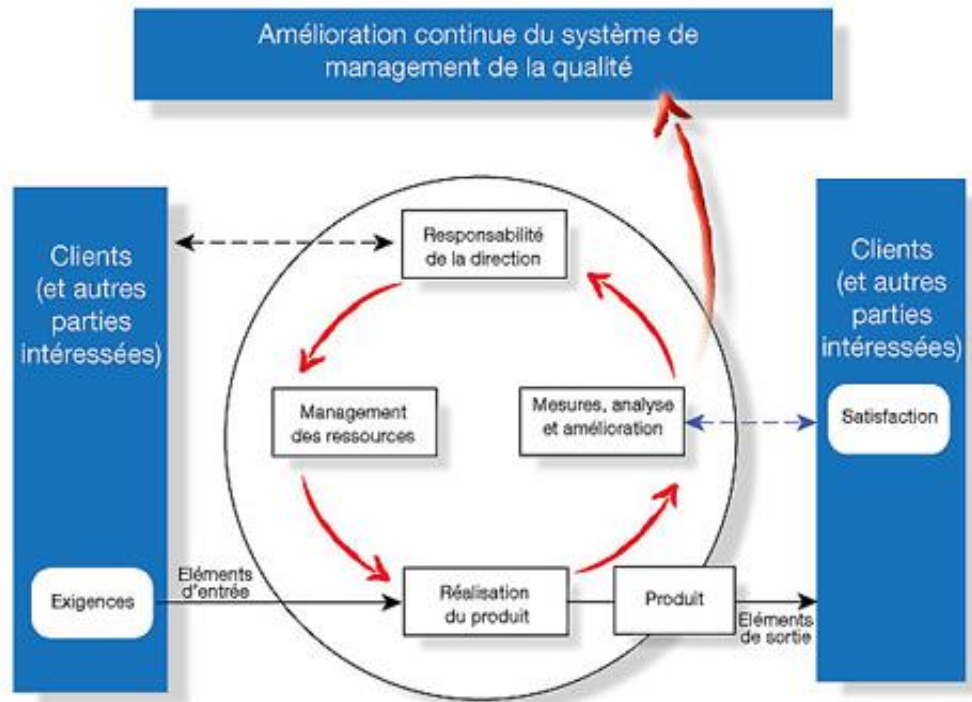


Figure 2.4 : Le système de management de la qualité. [17]

4. Les différents intervenants dans notre projet

a. Le maître d'ouvrage (ADE) :

Le maître d'ouvrage est une personne morale privée ou publique, c'est le propriétaire de l'ouvrage.

b. Le maître d'œuvre (SPA Inter Entreprise) :

Un maître d'œuvre désigne une personne physique ou morale qui dispose des qualifications professionnelles, des compétences techniques et des moyens nécessaires à la réalisation des missions de maîtrise d'œuvre de construction.

c. Le contrôle technique (CTH Souk Ahras) :

Le contrôle technique est obligatoire pour les conditions de la sécurité des personnes, il intervient dans les phases de construction et de réalisation.

d. Le laboratoire (LTP Est) :

Le laboratoire fournit aux constructeurs les données nécessaires pour assurer la stabilité de leurs ouvrages en phase construction et après mise en service, sur la base des résultats d'essais et d'analyses in situ et en laboratoire.

Dans le cadre de notre étude, il s'agira des acteurs suivants :

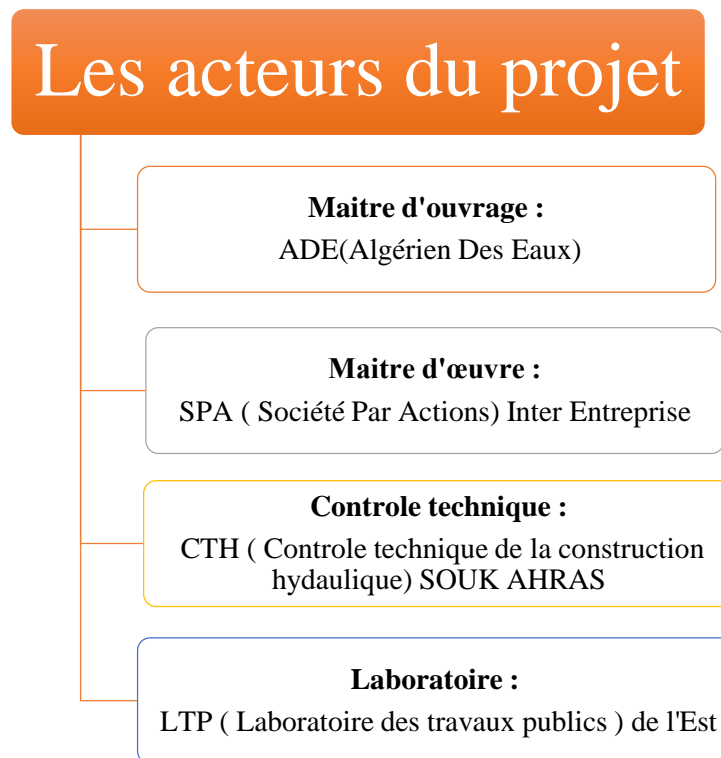


Figure 2.5 : Les acteurs du projet.

4.1. La matrice RACI :

La matrice RACI est un outil de gestion de projet qui attribue des rôles et des responsabilités à chaque membre de l'équipe projet. Cela rend la gestion de projet plus efficace en clarifiant les domaines d'intervention de chacun.

La matrice Raci dans notre étude est la suivante :

Tableau 2.1 : Définition des rôles et responsabilités des acteurs du projet avec la matrice RACI.

Acteurs Taches	Maitre de l'ouvrage (ADE)	Maitre d'œuvre (SPA)	Contrôle technique (CTH)	Laboratoire (LTP)
Topographie et Implantation	A	R	I,C	
Géotechnique	I	C		R,A
APS/APD	A	R	I,C	
Appel d'offres	I,C	R,A		
Terrassement	I	R,A	C	
Semelle	I	R,A	C	
Mur	I	R,A	C	
Drainage	I	R,A	C	
Repliement clôture	I	R	A,C	
Nettoyage du site	R	A, C	I	
Procédure clôture	I	R,A	C	
Réception provisoire	R	A,C	I	

Avec :

R	Qui est le réalisateur ? (Responsable)	La personne chargée de faire le travail
A	qui est le responsable ?(Accountable)	La personne qui prend la décision finale et rend les comptes.
C	Qui est consulté ? (Consulted)	La personne consultée pour prendre une décision
I	Qui est informé ? (Informed)	La personne informée de la progression ou des décisions.

5. La planification

La planification est une étape cruciale du management de projet qui permet d'assurer la réussite du projet qui permet d'assurer la réussite du projet en établissant une vision claire, des objectifs précis et une stratégie pour les atteindre.

5.1. WBS du projet :

La WBS (Works breakdown structure) est connue également par la structure de découpage de projet, Il s'agit d'un organigramme dont le premier niveau est le projet complet et dans les niveaux suivants le projet est composé de façon hiérarchique. Cette technique de gestion est souvent utilisée dans la planification de projets pour aider à identifier toutes les taches nécessaires à la réalisation du projet et pour les organiser de manière structurée.

Nous venons de créer une structure de découpage de notre projet (Réalisation de mur de soutènement), ce que l'on appelle le Works Breakdown Structure grâce à l'outil **MinView7**.

5.1.1. Le MindView :

MindView est un logiciel de gestion de projet appartenant à la société MatchWare. Ce logiciel est utilisé pour les structures de répartition du travail, les chronologies, les diagrammes de Gantt, les organigrammes et d'autres visuels.

La WBS de notre étude sera présenter sur ANNEXE E.

Nous venons ensuite, établir un planning en diagramme de Gantt avec logiciel **MS PROJECT**.

5.1.2. Microsoft de project (MS project) :

Ms Project est un logiciel Microsoft dédié à la planification et à la gestion des projets. Il permet de créer des tâches et des jalons et les hiérarchiser, avec une estimation de la durée [18]. Parmi les fonctionnalités principales de MS Project sont :

- Élaborer le diagramme de Pert ;
- Élaborer le diagramme de Gantt ;
- Gestion du calendrier ;
- Gestion des ressources ;
- Suivi de l'avancement.

Après avoir entré les durées des taches identifiées et les liaisons logiques, MS Project nous apportera automatiquement la durée de réalisation du projet.

- La durée totale du projet est de **187 jours**.
- La date du début du projet est prévue le 03/05/2023.
- La date de la fin du projet est prévue le 18/01/2024.

5.2. Les ressources :

Ce sont autant de facteurs qui garantissent le bon déroulement du projet, de sorte qu'il n'y ait pas de problèmes de délai, de coût et de qualité jusqu'à la fin du projet.

Selon notre étude, on distingue trois catégories de ressources :

a. Les ressources humaines :

Tableau 2.2 : Les ressources humaines du projet.

LES RESSOURCES HUMAINES	NOMBRE
TOPOGRAPHE	1
CONDUCTEUR DES TRAVAUX	1
CHEF DE PROJET	1
MAGASINIER	1
GARDIEN	1
COFFREUR	4
FERRAILLEUR	5
OUVRIER	15

b. Les ressources matérielles :

Tableau 2.3 : Les ressources matérielles du projet.

LES RESSOURCES MATERIELLES	QUANTITE
CHARGEUR	1
GRUE MOBILE	1
MINI COMPACTEUR	1
CAMION A BENNE	2
POMPE A BETON	1

c. Les ressources matériaux :

Tableau 2.4 : Les ressources matériaux du projet.

LES RESSOURCES MATERIAUX	QUANTITE
BETON NON ARMEDOSE A 150 KG/M3	60 m3
BETON DOSE A 350 KG/M3	550 m3
GRAVIER	100 m3
TUYAU PVC DN 110	100 ml
TUYAU PVC DN 32	1 200 ml
ROND A BETON	89 500 m3
BOIS DE COFFRAGE	1400 m2
GEOTEXTILE	500 ml
ENDUIT BITUMINEUX	1 512 Kg

5.3. Le diagramme de Gantt :

Le diagramme de Gantt est un outil de gestion de projet qui permet de visualiser la planification et des activités à réaliser sur une période donnée. Il permet aussi de voir la date de début et de fin de chaque tâche et du projet dans son ensemble.

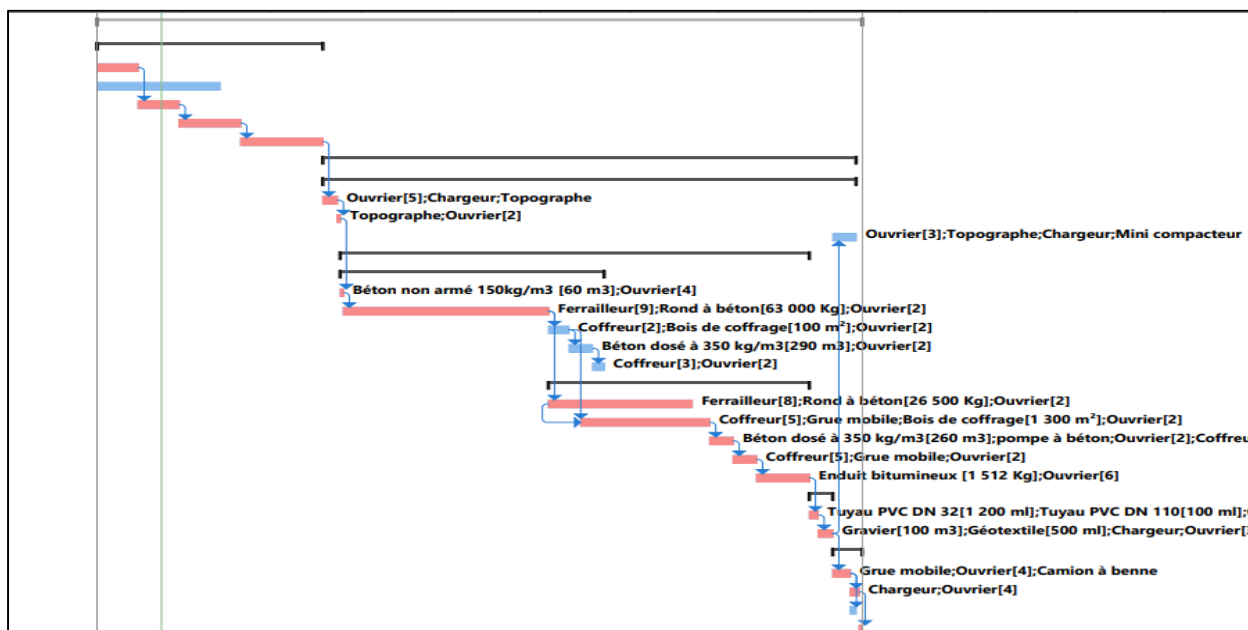


Figure 2.6 : Diagramme de Gantt.

6. Estimation de coût de mur de soutènement coulé sur place

Nous avons estimé le devis quantitatif et estimatif de notre projet avec trois méthodes, rappelons que la longueur de mur de soutènement est de 100 ml.

6.1. La méthode paramétrique :

- Le paramètre utiliser : 45000,00 DA/ m³ (Prix unitaire du béton armé dosé à 350 kg/m3)
- Le volume de MDS : 5,5 m³/ml
- La longueur de MDS : 100 ml

Le coût total de l'ouvrage en béton armé est de **25 000 000,00 DA**

- le coût pour 1ml est de : **250 000,00 DA**

6.2. La méthode de logiciel MS Project :

A l'aide de logiciel MS Project, on obtient le coût suivant :

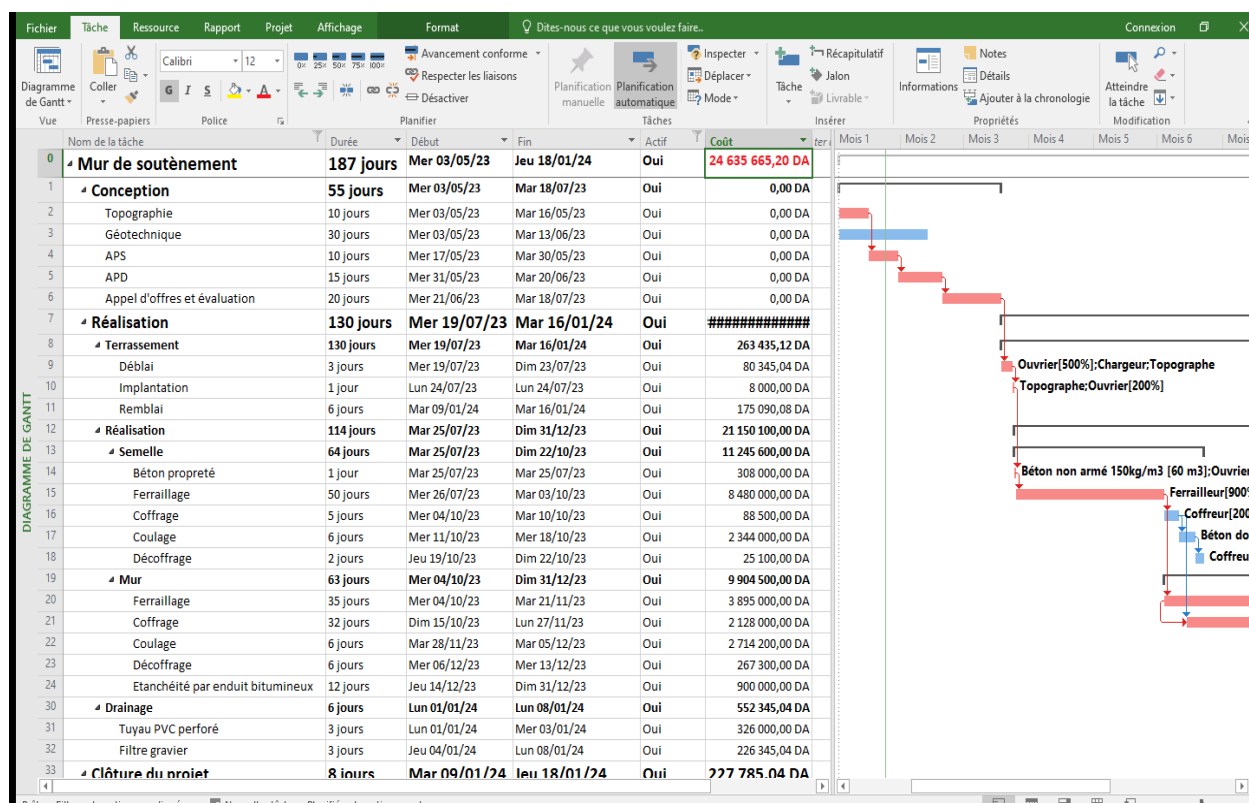


Figure 2.7 : Devis estimatif de MDS par la méthode de logiciel (MS Project).

Le coût de réalisation de mur de soutènement en béton armé d'une longueur de 100ml est de **24 635 665,20 DA**

- Le coût pour 1ml est de : **24 635 6,65 DA**

6.3. La méthode Analytique :

Tableau 2.5 : Devis estimatif de MDS par la méthode analytique.

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	PU(DA)	Montant (DA)
1	Installation du chantier	F	1	100 000,00	100 000,00
2	Décapage de la terre végétale sur une épaisseur de 40cm	M2	600	150,00	90 000,00
3	Ouverture des fouilles	M3	420	800,00	336 000,00
4	Réglage des fouilles	M2	100	100,00	10 000,00
5	Remblai avec un matériau sélectionné	M3	2070	900,00	1 863 000,00
6	Béton de propreté dosé à 150kg/m3	M3	60	7 000,00	420 000,00
7	Rond à béton de MDS	Kg	89 500	110,00	9 845 000,00
8	Béton dosé à 350kg/m3	M3	550	20 000,00	11 000 000,00
9	Drainage	F	1	200 000,00	200 000,00
10	Repliement de chantier	F	1	50 000,00	50 000,00
	Montant total du projet (DA)				23 914 000,00

- Pour 1ml le coût est de : **239 914,00 DA**

7.. Estimation de coût de mur de soutènement préfabriqué

Un élément préfabriqué d'une hauteur de 7m et de largeur de 2m, est de 420 000,00 DA.

Pour notre mur de soutènement d'une longueur de 100 ml, est de **21 000 000,00 DA.**

La durée de réalisation du projet avec le préfabriqué est de : **104 jours**

- La durée de réalisation des éléments préfabriqué : 25 jours (2 éléments par jour)
- La durée des autres tâches est la même de MDS coulé sur place.

➤ **Comparaison :**

Après l'étude estimative du coût par les quatre méthodes, on constate que :

Tableau 2.6 : Comparaison entre les deux variantes d'estimation de coût.

Les deux variantes	Méthode	Coût	Durée	Avantage	Inconvénient
MDS coulé sur place	Paramétrique	25 000 000,00 DA	/	-Analyse de sensibilité. -Rapidité - Facilement modifiable	-Limites de précision (dépend de la précision des données). -Dépendance aux données historiques.
	Logiciel MS project	24 635 665,20 DA	187 jours	-Précision et fiabilité -Gain de temps -Suivi des coûts	-Dépendance aux données d'entrée -Complexité de l'utilisation.
	Analytique	23 914 000,00 DA	/	-Précision -Facile à mettre en œuvre.	-Temps et ressources - Lent et laborieux
MDS préfabriqué	/	21 000 000,00 DA	104 jours	-Rapidité -Économique	-Transport -Limitation de conception

8. Analyse multicritère

Nous avons établi une étude comparative entre le mur de soutènement coulé sur place et le préfabriqué en cinq critères importantes : économie, délai, exécution, entretien, esthétique.

Tableau 2.7 : Résultats de l'analyse multicritère.

Critère	Coefficient	MDS coulé sur place	MDS préfabriqué
Economie	5	3	5
Délai	4	4	5
Exécution	3	3	4
Entretien	2	5	4
Esthétique	1	4	5
		51	70

Tableau 2.8 : Echelle de l'analyse multicritère.

Echelle	5	4	3	2	1
Mention	Excellente	Très bonne	Bonne	Moyenne	Pas bonne

Nous allons mettre en évidence le choix de la variante optimale, on privilégiera les représentations en mode graphique « Radar » dont les branches désignent les critères de choix avec une échelle hiérarchique appropriée. La plus grande surface couverte par l'une des solutions préférées.

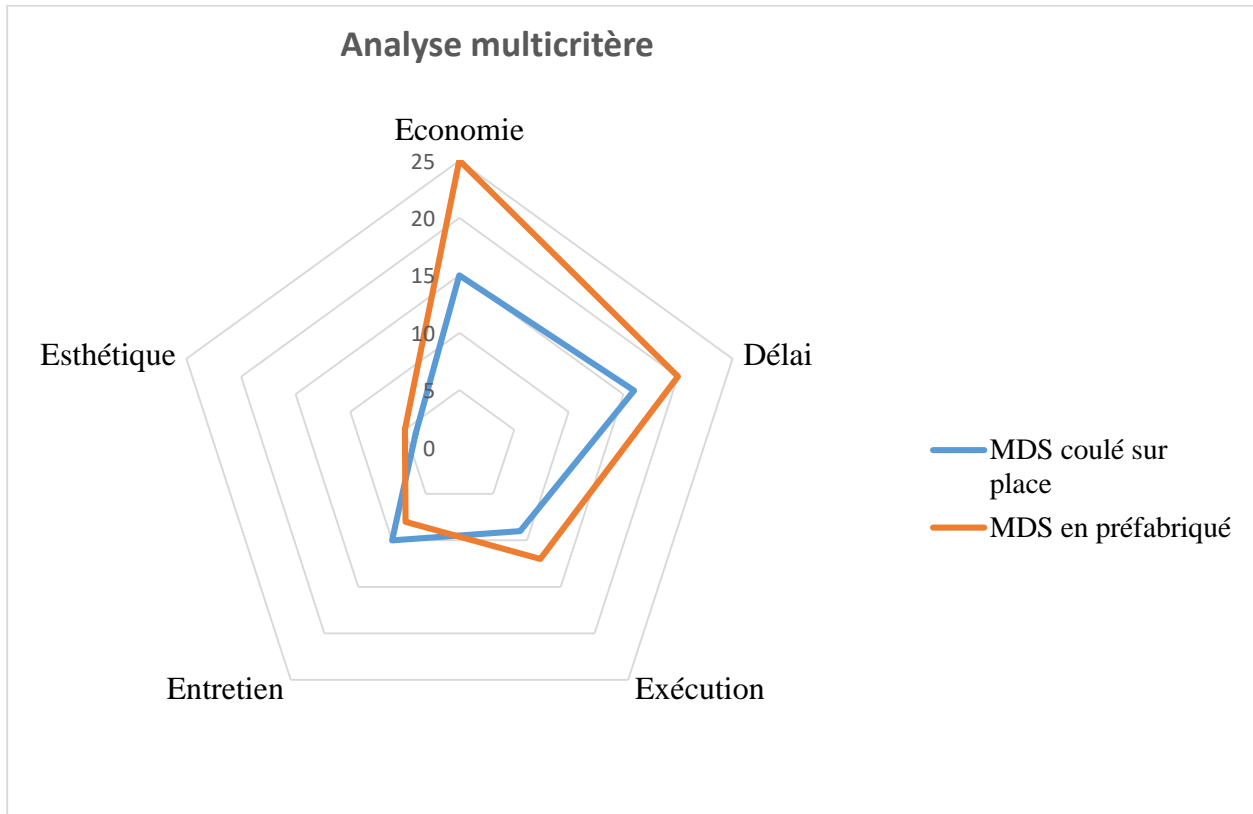


Figure 2.8 : Présentation de la solution optimale par le graphique « Radar ».

9. Conclusion :

Pour obtenir un bon projet passe par la bonne gestion des phases qui aide à simplifier le processus de réalisation.

Dans cette partie, nous avons élaboré la structure hiérarchique des tâches du projet « WBS » grâce à l'outil MindView, ainsi qu'un planning en diagramme de Gantt à l'aide de logiciel MS Project.

Nous avons ensuite, déterminé le coût de ce projet avec deux variantes. On retiendra que :

La première variante, nous l'avons calculée par le biais des trois méthodes :

- Pour la première méthode, nous avons obtenu un coût de **25 000 000,00 DA** selon le paramètre identifié. Cette méthode paramétrique reste approximative, elle doit être utilisée en conjonction avec d'autres méthodes d'estimation pour avoir une estimation plus précise.
- Pour la deuxième méthode, nous avons acquis un montant de projet de **24 635 665,20 DA** suite à plusieurs facteurs (les tâches, les ressources...). Cette méthode de logiciel est affectée lors de l'APS.

- Pour la troisième méthode, nous avons estimé un coût de **23 914 000,00 DA** en décomposant le projet en une série de tâches connues. Cette méthode analytique est utilisable dans la phase de réalisation.

La deuxième variante, nous avons obtenu un coût de **21 000 000,00 DA**, cette estimation avec le préfabriqué est souvent considérée comme une option plus économique et rapide.

Pour conclure, il convient de noter que le choix optimal s'est porté sur la deuxième variante (MDS préfabriqué), car elle répond aux critères pris en compte.



CONCLUSION GÉNÉRALE

CONCLUSION GÉNÉRALE

Au cours de ce travail, nous nous sommes intéressés à étudier un mur de soutènement projeté pour soutenir le talus et garantir l'exploitation d'un décanteur d'une manière pérenne et sécurisée.

En effet, cet ouvrage s'inscrit dans le cadre de la réalisation d'un projet d'extension de la station de traitement de Souk Ahras.

L'étude de ce cas réel, nous a permis d'acquérir et d'approfondir nos connaissances en passant en revue les différentes phases d'étude et de vérifications selon les exigences et les règlements en vigueur.

Une généralité sur les murs de soutènement a été présentée, ainsi que les différents types de MDS, leurs avantages, et une synthèse de l'étude géotechnique.

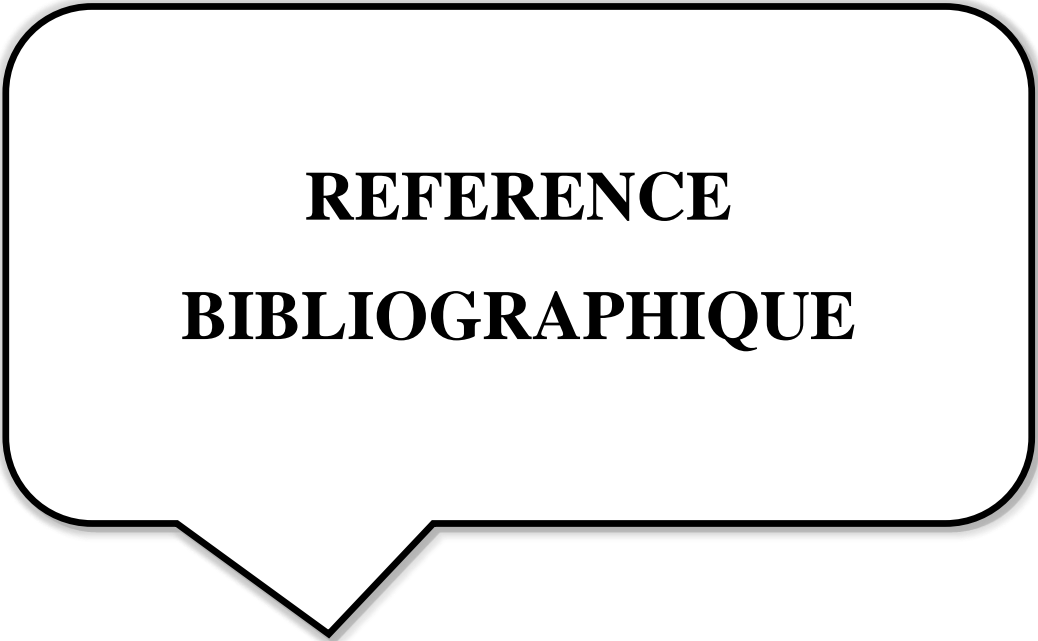
Par la suite, un prédimensionnement du voile et de la semelle a été élaboré en utilisant la méthode des abaques de SETRA, suivi d'un calcul des forces agissantes sur le MDS, calcul de stabilité en respectant la réglementation en vigueur de l'Eurocode 2, enfin un ferrailage a été déterminé et une planche de dessin du ferrailage du MDS a été faite en utilisant le logiciel AUTOCAD.

En deuxième partie, nous avons élaboré une étude managériale de notre projet, ou nous avons utilisé le logiciel MindView pour définir une Work Breakdown Structure (WBS), ensuite on a fait une étude managériale du coût et du délai de notre projet. A l'aide du logiciel MS Projet, nous avons élaboré un diagramme de GANTT.

Différentes méthodes ont été présentées et une analyse multicritère a été faite entre deux variantes, une coulée sur place et une deuxième variante, celle d'un MDS préfabriqué, en utilisant le graphique Radar.

En conclusion ce travail a révélé qu'à travers les nombreux calculs réalisés tout au long de ce mémoire, qu'ils soient quantitatifs puis estimatifs, nous avons pu estimer un budget prévisionnel à octroyer à la construction du MDS étudié, en analysant et en évaluant quels sont les différents éléments les plus coûteux, qui sont essentiellement les matériaux de l'acier et du béton.

Ce travail est une expérience enrichissante qui nous a permis d'acquérir de nouvelles connaissances et de mettre en pratique sur un cas réel des notions fondamentales de management de projet de MDS et aussi de travailler avec des logiciels de gestion et de calcul très enrichissant pour notre avenir professionnel.



**REFERENCE
BIBLIOGRAPHIQUE**

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

- [1] M. BELAZOUGUI, Calcul des ouvrages en béton armé. Edition OPU. Alger. 1988. ISBN: 978.9961.0.0736.5..
- [2] S. François, «Génie Civil» 09 Octobre 2000. [En ligne]. Available: <https://geniecivilpdf.com/wp-content/uploads/murs-de-soutenement.pdf>. [Accès le Mai 2023].
- [3] A. SOUADEUK, Etude du comportement d'un mur de soutènement renforcée par la géogrid. Université Larbi Ben Mhidi Oum El Bouaghi. Master en génie civil. 2016..
- [4] A. ANNANE, Mur de soutènement en zone sismique. Université Hadj Lakhdar Batna. Magister en génie civil. 2013..
- [5] L'equipe LTP Génie Civil, LTP Génie Civil, Gabions. France. 2023.
- [6] SETRA, Ouvrages de Soutènement Mur 73. Paris. 1973. ISBN : 5552000544091..
- [7] G. WEKA, "Techniques de l'ingénieur C244" Mur de soutènement. France. 1946. ISBN : 978-2-85059..
- [8] G. Roels, LAMEIRE Future Foundation Technics. Pays bas..
- [9] SEROR, Société d'étude et de réalisation d'ouvrage d'art de l'Ouest. Tlemcen. 1982..
- [10] CENTRE NATIONAL DE RECHERCHE APPLIQUEE EN GENIE-PARASISMIQUE, REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA99/ VERSION 2003.
- [11] P. e. a. JEAN, L'Association technique pour le Développement de l'Emploi du Treillis Soudé (ADETS). France. 2007.
- [12] C. A et K. J, TABLES DE BUTEE, DE POUSSEE ET DE FORCE PORTANTE DES FONDATIONS. Paris.1948..
- [13] M. Boltan, The strength and dilatancy of sands.Geotechnique., 1986, pp. 65,78.
- [14] Project management Institute, Guide du corpus des connaissances en managment de projet (Guide PMBOK), Quatrième édition. USA. 2008. ISBN : 978-1-933890-65-4..
- [15] Project management Institute, PMI,Corpus des connaissances en management de projet, 3eme édition. USA. 2004. ISBN :I 978-1628251876.
- [16] G. PH et F. J, Approche paramétrique d'estimation des coûts..

[17] ISO 9001 VERSION 2015.

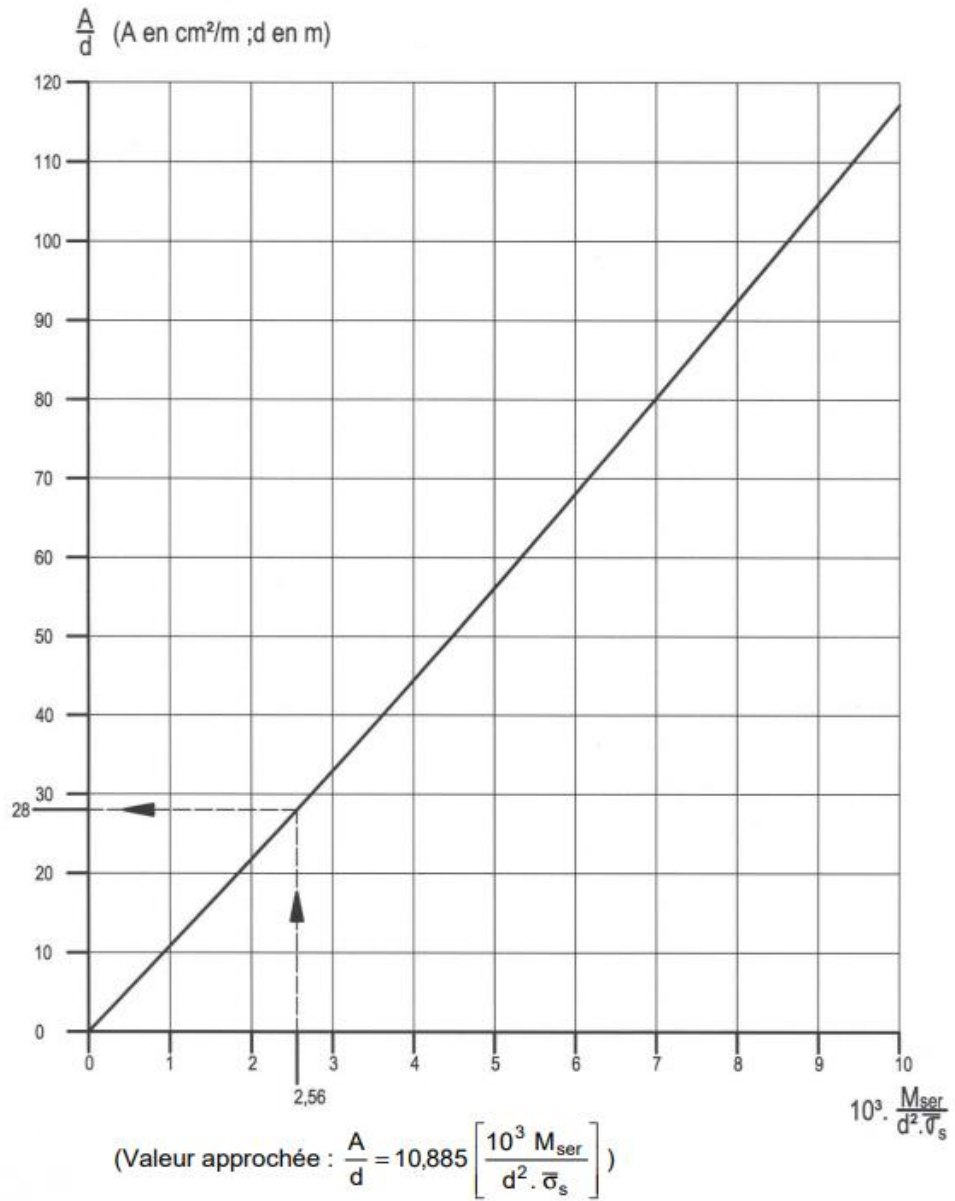
[18] N. SEDDIKI et Z. MOHAMMEDI, Etude du coût d'un pont. Université Abou Bekr Belkaid Tlemcen. Master en génie civil. 2020.

[19] F. M et I. M,). Fabrication and Construction Procedures of a Totally Precast Concrete Counterfort Retaining Wall System for Highways. ASCE., 2016.

[20] B. CHEIKH, Etude technico-économique d'un projet de pont sur Oued Tlata Nedroma wilaya de Tlemcen. Université Abou Bekr Belkaid Tlemcen. Master en génie civil. 2015..

ANNEXE

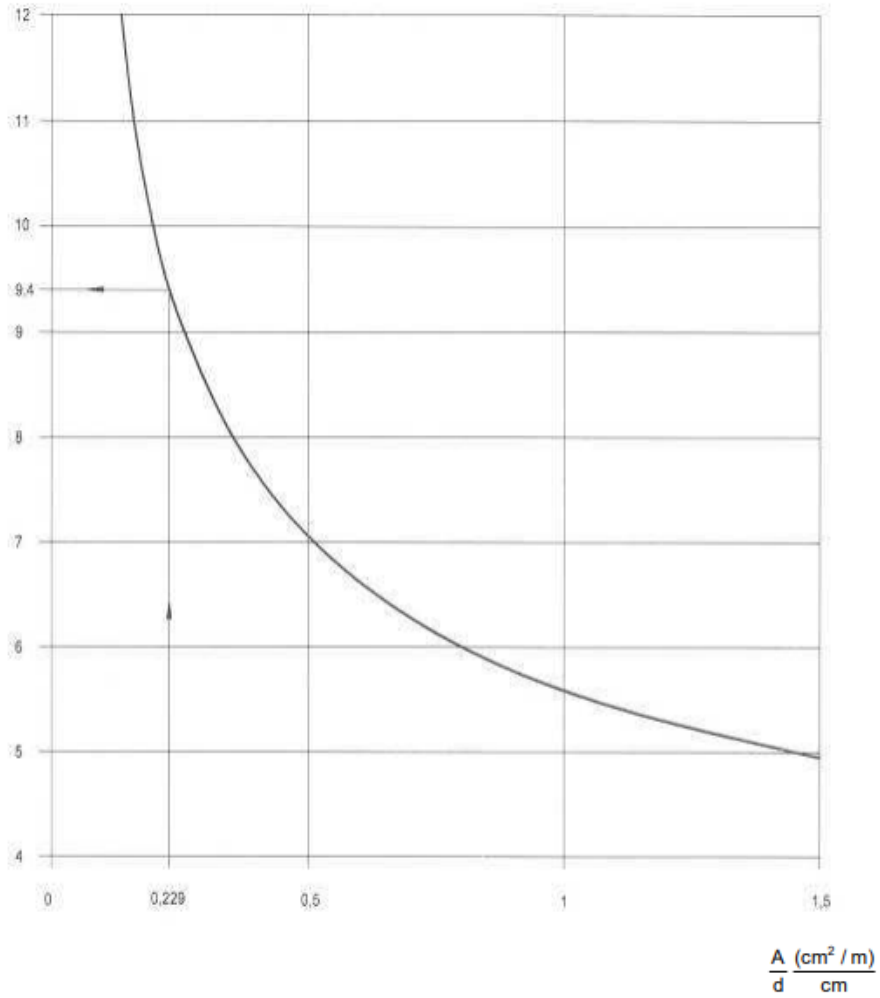
Abaque pour le calcul des sections de treillis soudés à l'état-limite de service



ANNEXE A

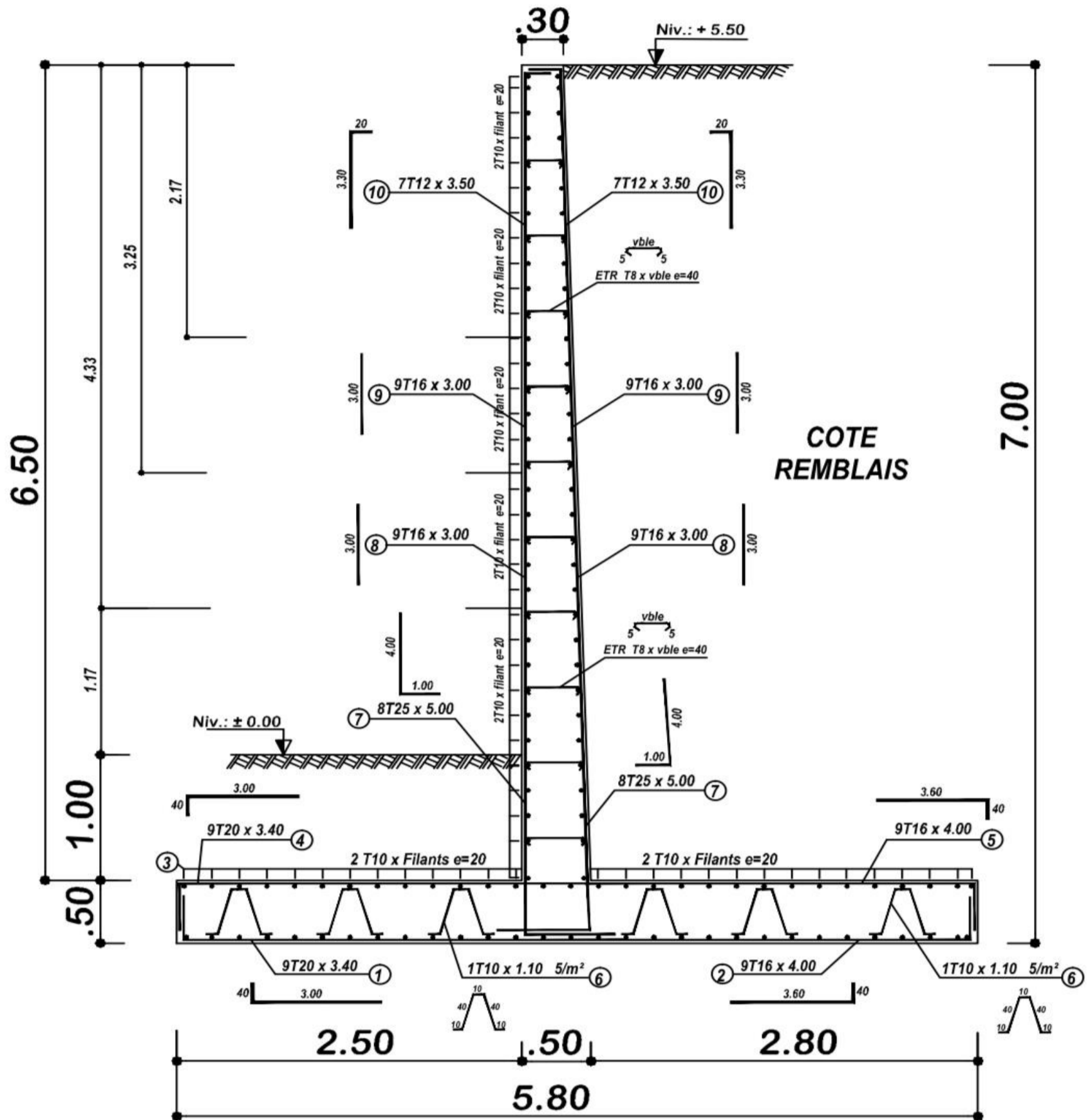
VÉRIFICATION DU BÉTON

$$\sigma_{bc} = k_b \frac{M_{ser}}{d^2} \text{ (MPa, MNm / m, m}^2\text{)}$$

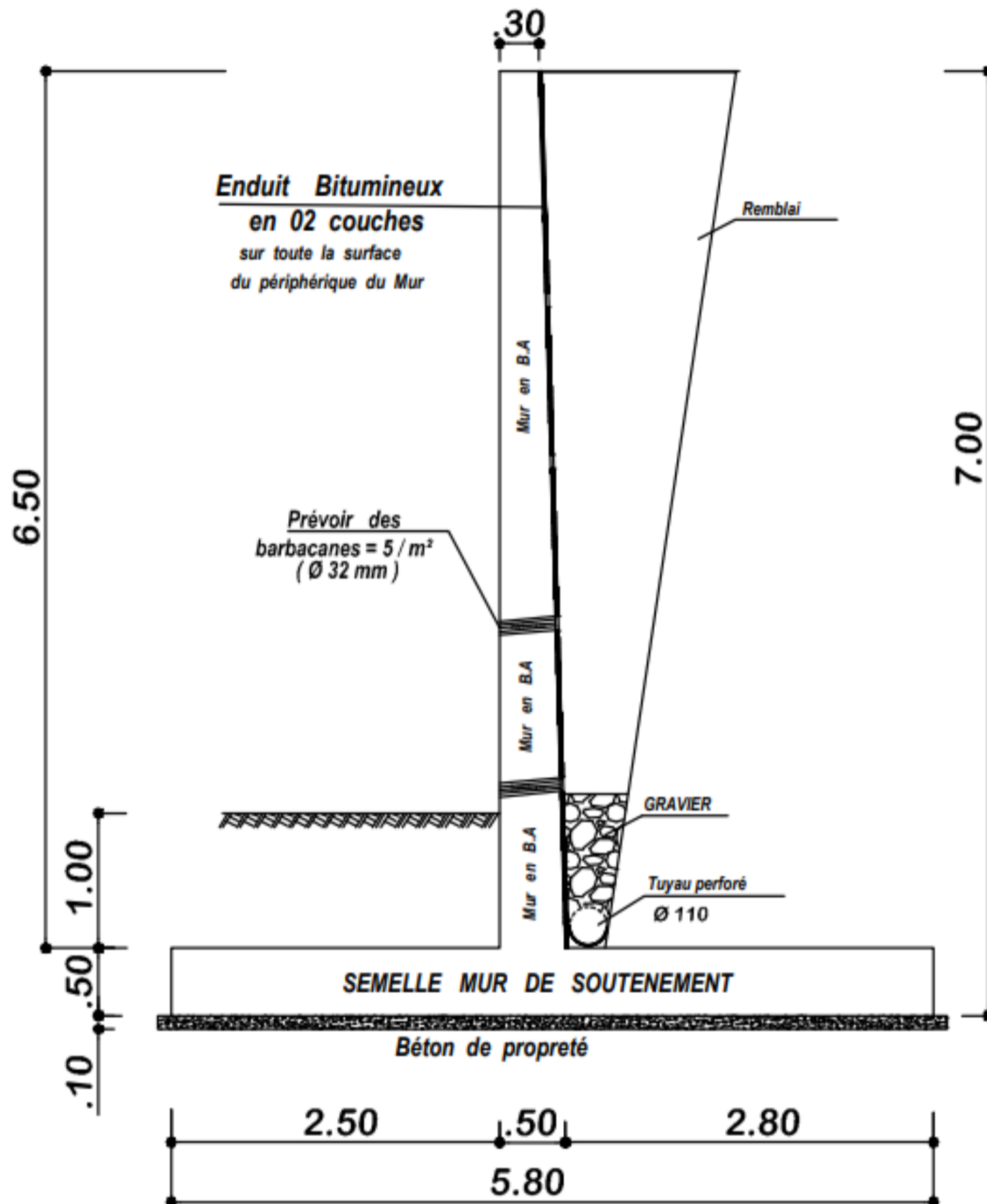


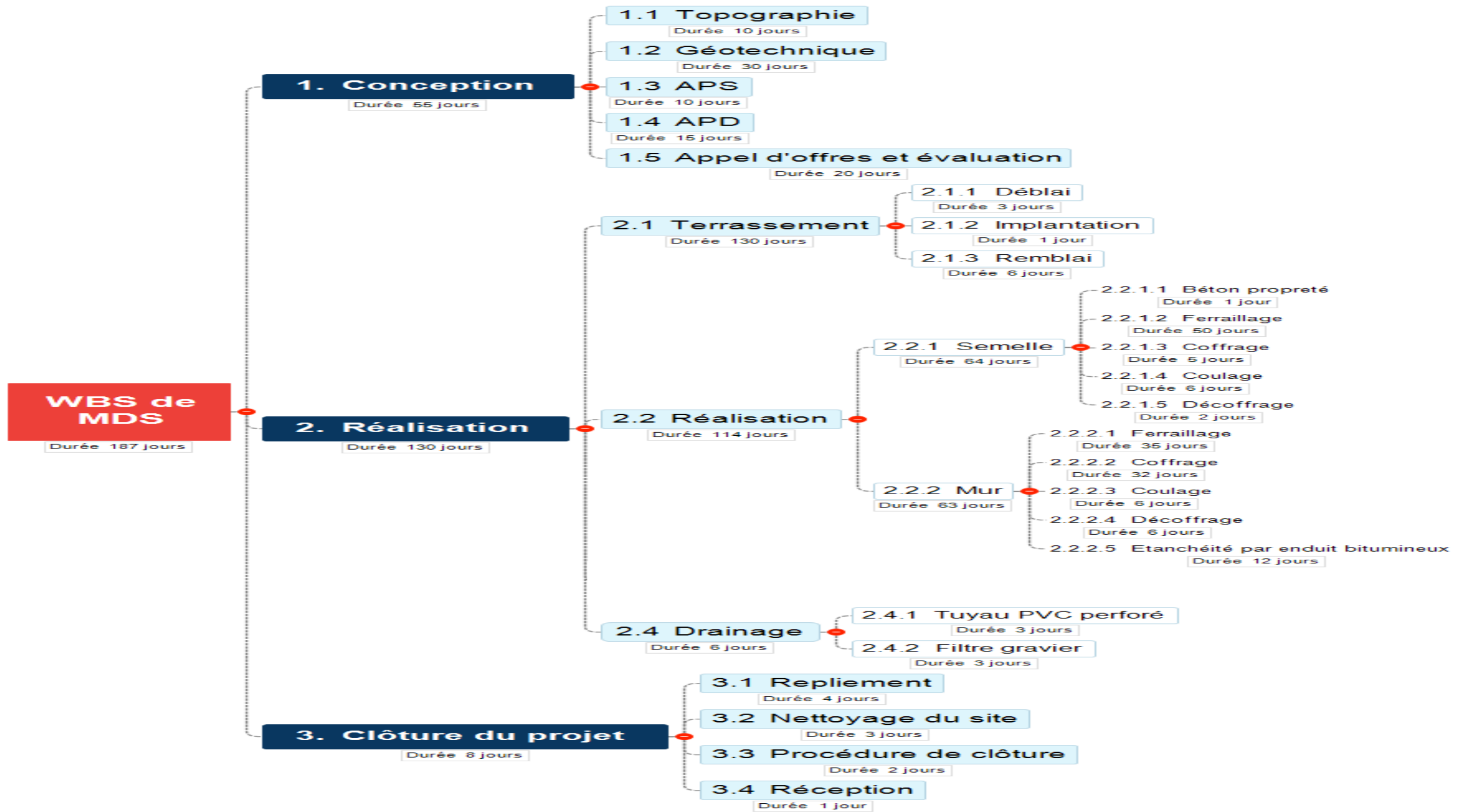
ANNEXE B

COFFRAGE - FERRAILLAGE MUR DE SOUTÈNEMENT



DETAIL DRAINAGE





Calcul de la quantité d'acier par ml :

N°	Ø (mm)	Longueur (ml)	nombre (u/ ml)	Longueur totale (ml)	masse linéique (kg/ml)	Masse (kg)
SEMELLE						
1_4	20	3,4	18	61,2	2,466	150,92
2_5	16	4	18	72	1,578	113,62
3	10	1	60	60	0,617	37,02
6	10	1,1	29	31,9	0,617	19,68
7	25	5	16	80	3,853	308,24
TOTAL SEMELLE				225,1		629,48
MUR						
10	12	3,5	14	49	0,888	43,51
9	16	3	18	54	1,578	85,21
8	16	3	18	54	1,578	85,21
épingles	8	0,4	36	14,4	0,395	5,69
	10	1	66	66	0,617	40,72
TOTAL MUR				237,4		260,35
TOTAL						889,82

Calcul de la surface de coffrage par ml :

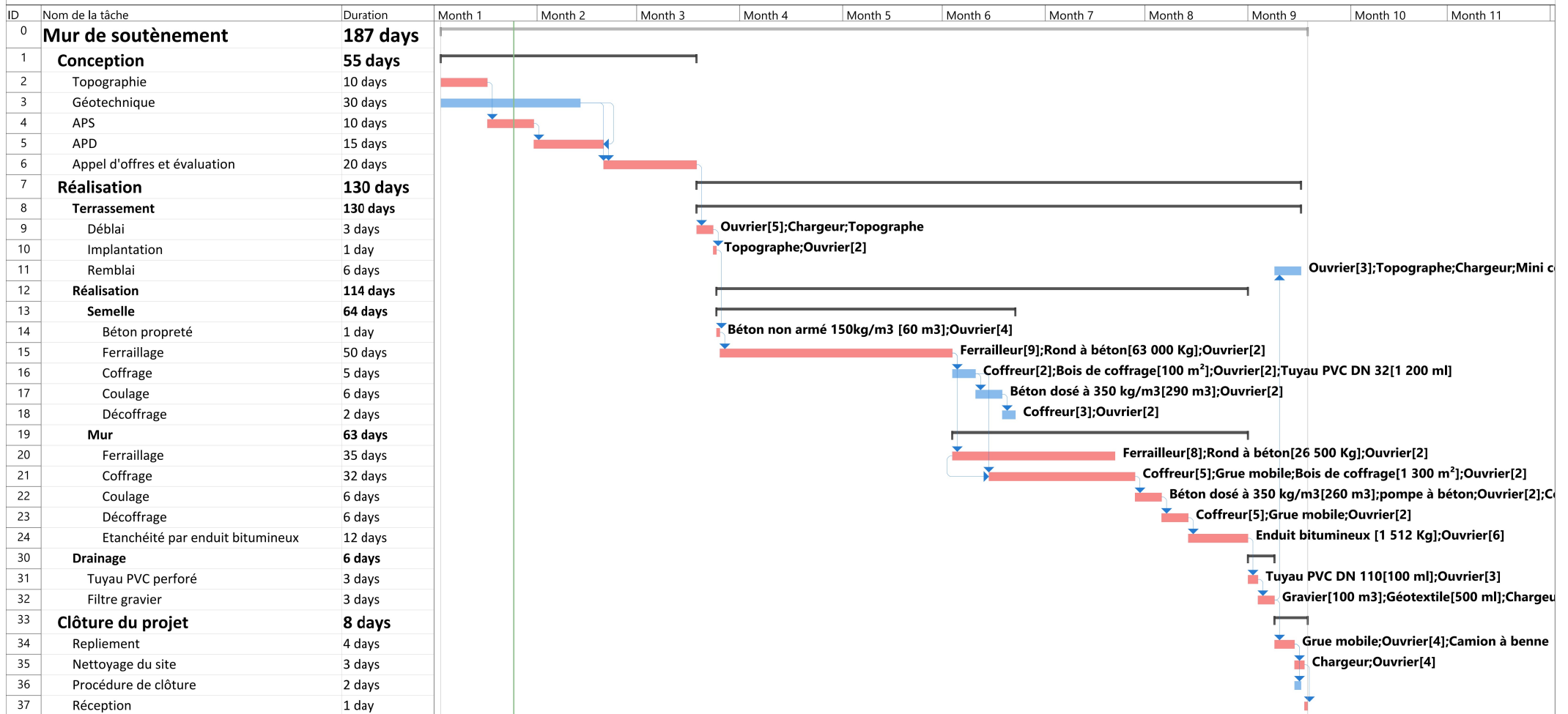
	B (m)	H (m)	L (m)	volume (m ²)
Semelle	5,8	0,5	1	1
Mur	0,4	6,5	1	13
TOTAL				14

Calcul de la quantité de béton par ml :

	B (m)	H (m)	L (m)	volume (m ³)	Ratio acier / béton (Kg/ m ³)	Ratio coffrage / béton (m ² / m ³)
Semelle	5,8	0,5	1	2,9	217,06	0,34
Mur	0,4	6,5	1	2,6	100,13	5,00
TOTAL				5,5	161,79	2,55

Réalisation d'un mur de soutènement à la station de traitement d'eau potable Souk Ahras

Planning des travaux



Projet : Mur de soutènement Date : 25/05/2023	Critical Split		Récapitulatif du projet		Durée uniquement		Tâches externes		Critical	
	Tâche		Tâche inactive		Report récapitulatif manuel		Jalons externes			
	Fractionnement		Jalon inactif		Récapitulatif manuel		Échéance			
	Jalon		Récapitulatif inactif		Début uniquement		Avancement			
	Récapitulative		Tâche manuelle		Fin uniquement		Progression manuelle			

Réalisation d'un mur de soutènement à la station de traitement d'eau potable Souk Ahras

Planning des besoins des ressources

ID	Resource Name	Work	Standard Rate	Cost	Details	Month 1	Month 2	Month 3	Month 4	Month 5	Month 6	Month 7	Month 8	Month 9	Month 10	Month 11
Group: Engins		584 hrs		2 155 565,20 DA	Peak Units ()			1			1	1	1	4		
8	Camion à benne	32 hrs	170,00 DA/hr	5 440,00 DA	Peak Units									1		
14	Chargeur	120 hrs	1 597,71 DA/hr	191 725,20 DA	Peak Units			1						2		
15	Grue mobile	336 hrs	4 000,00 DA/hr	1 344 000,00 DA	Peak Units						1	1	1	1		
16	Mini compacteur	48 hrs	800,00 DA/hr	38 400,00 DA	Peak Units									1		
17	pompe à béton	48 hrs	12 000,00 DA/hr	576 000,00 DA	Peak Units							1	1			
Group: Matière				16 339 000,00 DA	Peak Units ()											
1	Gravier	100 m3	1 100,00 DA	110 000,00 DA	Peak Units (m3/d)										33,33	
2	Tuyau PVC DN 110	100 ml	920,00 DA	92 000,00 DA	Peak Units (ml/d)										33,33	
3	Tuyau PVC DN 32	1 200 ml	180,00 DA	216 000,00 DA	Peak Units (ml/d)						240					
4	Béton dosé à 350 kg/m3	550 m3	8 000,00 DA	4 400 000,00 DA	Peak Units (m3/d)						48,33	43,33	43,33			
5	Géotextile	500 ml	120,00 DA	60 000,00 DA	Peak Units (ml/d)										166,67	
6	Béton non armé 150kg/m3	60 m3	5 000,00 DA	300 000,00 DA	Peak Units (m3/d)			60								
7	Enduit bitumineux	1 512 Kg	500,00 DA	756 000,00 DA	Peak Units (Kg/d)								126			
18	Rond à béton	89 500 Kg	110,00 DA	9 845 000,00 DA	Peak Units (Kg/d)			1 260	1 260	1 260	1 260	757,14				
19	Bois de coffrage	1 400 m²	400,00 DA	560 000,00 DA	Peak Units (m²/d)						40,63	40,63				
Group: Ressources humaines		17 432 hrs		6 141 100,00 DA	Peak Units ()			17	17	17	28	23	13	14		
9	Topographe	80 hrs	80 000,00 DA/mon	40 000,00 DA	Peak Units			1						1		
10	Conducteur des travaux	1 056 hrs	80 000,00 DA/mon	528 000,00 DA	Peak Units			1	1	1	1	1	1	1	1	
11	Coffreur	1 648 hrs	57 000,00 DA/mon	587 100,00 DA	Peak Units						8	5	5			
12	Ferrailleur	5 840 hrs	60 000,00 DA/mon	2 190 000,00 DA	Peak Units			9	9	9	9	8				
13	Ouvrier	3 528 hrs	40 000,00 DA/mon	882 000,00 DA	Peak Units			5	2	2	6	4	6	7		
20	Chef de projet	1 056 hrs	120 000,00 DA/mon	792 000,00 DA	Peak Units			1	1	1	1	1	1	1	1	
22	Magasinier	1 056 hrs	50 000,00 DA/mon	330 000,00 DA	Peak Units			1	1	1	1	1	1	1	1	
23	Gardien	3 168 hrs	40 000,00 DA/mon	792 000,00 DA	Peak Units			3	3	3	3	3	3	3	3	