

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة امحمد بوقرة " كلية التكنولوجيا "
Université M'Hamed Bouguerra " Faculté de Technologie "

Département De Génie Civil

Mémoire de fin d'études



En vue de l'obtention du diplôme de master en Génie Civil

Option : Structures Académique

Thème:

Etude d'un bâtiment R+9 avec sous-sol à usage d'habitation
contreventé par voiles et réalisé par le procédé de construction
coffrage tunnel.

Présenté par :

M^{me}. Romaissa BAHAR.

Mr. Mohamed Reda BELGROUN.

Encadré par :

M^{me}.BEDAOUI.

Promotion: 2019/2020

Remerciements

En achevant ce modeste travail nous remercions Allah qui nous a gardés en bonne santé et nous a permis d'arriver à ce jour.

Nous remercions nos très chers parents pour leurs sacrifices et leurs patiences.

Nous tenons à exprimer nos vives gratitudee et notre profonde reconnaissance à notre promotrice M^{me}.BEDAOUI Safia pour son aide, ses conseils et sa disponibilité permanente et qui nous a témoigné de sa confiance, ainsi qu'à l'ingénieur Mr.KOUNTAR Ali pour l'aide qu'il nous a fournie à chaque fois qu'on en avait besoin.

Nous remercions les membres du jury qui nous ont fait l'honneur d'évaluer ce modeste travail, ainsi que l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation.

Nous remercions tous nos amis pour l'aide qu'ils nous ont apportée.

Sommaire

Introduction	1
---------------------------	----------

Chapitre 1 : Présentation de la méthode du coffrage tunnel.

1.1) Définition des coffrages tunnels	2
1.2) Procédures de réalisation des coffrages tunnels	3

Chapitre 2 : Présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux.

2.1) Description de l'ouvrage	11
2.2) Dimensions géométriques de l'ouvrage	11
2.3) Caractéristiques techniques de l'ouvrage	11
2.3.1) Les planchers.....	12
2.3.2) Les voiles.....	13
2.3.3) Les escaliers.....	12
2.3.4) L'ascenseur.....	15
2.3.5) L'acrotère.....	16
2.4) Caractéristiques mécaniques des matériaux	17
2.4.1) Le béton.....	17
2.4.2) L'acier.....	21
2.5) Citation des règlements de calcul.....	22

Chapitre 3 : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges.

3.1) Pré dimensionnement des éléments structuraux	23
3.1.1) Pré dimensionnement des planchers	23
3.1.2) Pré dimensionnement des voiles	27
3.2) Pré dimensionnement des éléments non structuraux	28
3.2.1) Pré dimensionnement des escaliers	28
3.2.2) Pré dimensionnement de l'acrotère.....	32
3.2.3) Pré dimensionnement du balcon	32

Chapitre 4 : Ferrailage des éléments non structuraux.

4.1) Introduction	34
4.1) Ferrailage de l'acrotère	34
4.2) Ferrailage du balcon.....	39
4.3) Ferrailage de l'escalier	44
4.4) Calcul de la dalle de la salle de machine	50

Chapitre 5 : Etude dynamique et sismique de la structure.

5.1) Introduction	57
5.2) L'étude dynamique	57
5.2.1) Objectif de l'étude dynamique	57
5.2.2) Présentation du logiciel de calcul ETABS	57
5.2.3) Les caractéristiques principales de l'ETABS	57
5.2.4) Modélisation	58
5.3) L'étude sismique	59
5.3.1) Objectif de l'étude sismique	59
5.3.2) Présentation des différentes méthodes de calcul	59
5.3.3) Choix de la méthode de calcul	59
5.4) Vérifications	60
5.4.1) Mode de vibration et participation massique	60
5.4.2) La période fondamentale de la structure	61
5.4.3) Résultante des forces sismique à la base	62
5.4.4) Justification vis-à-vis des déformations	65
5.4.5) Vérification de l'effort de torsion d'axe verticale	66
5.4.6) Vérification de l'effet P- Δ	67
5.4.7) Stabilité au renversement	68

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux.

6.1) Ferrailage des voiles	69
6.2) Ferrailage des planchers	78

Chapitre 7 : Etude de l'infrastructure.

7.1) Introduction	85
7.2) Études géotechnique	85
7-3) Calcul des fondations	87
7-4) Etude du voile de l'infrastructure	106

Conclusion	110
-------------------------	-----

Liste des figures

Chapitre 1 :

Figure 1-1 : Mise en place des talonnettes.....	3
Figure 1-2 : Mise en place du ferrailage des voiles	4
Figure 1-3 : Schéma de la 1 ^{ère} demi coquille.....	5
Figure 1-4a : Schéma de la 2 ^{ème} demi-coquille	5
Figure 1-4b : Schéma de la béquille articulée.....	5
Figure 1-5a : Verrouillage des demi-coquilles par crochets métallique.....	6
Figure 1-5b : Schéma des boulons coniques.....	6
Figure 1-6a : Schéma de la 3 ^{ème} demi-coquille	6
Figure 1-6b : Schéma du tirant avec écrou spécial	6
Figure 1-7 : Schéma de la juxtaposition des demi-coquilles.....	7
Figure 1-8 : Mise en place des banches pignons et coulage du béton.....	7
Figure 1-9 : Décoffrage des demi-coquilles.....	8
Figure 1-10 : Schéma des passerelles.....	8
Figure 1-11 : Schéma du coffrage du second niveau.....	9
Figure 1-12 : Aperçu réel du coffrage tunnel sur chantier.....	10

Chapitre 2 :

Figure 2-1 : Schéma de plancher en dalle pleine.....	12
Figure 2-2 : Schéma de coupe sur un voile.....	13
Figure 2-3 : Composition d'escalier	14
Figure 2-4 : Schéma de l'ascenseur.....	15
Figure 2-5 : Schéma de l'acrotère.....	16

Chapitre 3 :

Figure 3-1 : Coupe de voile en élévation.....	27
Figure 3-2 : Coupe de voile en plan.....	27
Figure 3-3 : Schéma de l'escalier.....	28
Figure 3-4 : Schéma du balcon.....	32

Chapitre 4 :

Figure 4-1 : Schéma statique de l'acrotère.....	34
Figure 4-2 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.....	36
Figure 4-3 : Ferrailage de l'acrotère.....	39

Figure 4-4: Ferrailage du balcon.....	43
Figure 4-5: Valeurs des moments en appuis et en travée le long de la paillasse de l'escalier...	44
Figure 4-6 : Effort tranchant en appuis et en travée le long de la paillasse de l'escalier	44
Figure 4-7 : Ferrailage de l'escalier	49
Figure 4-8 : Schéma représentant la surface d'impact.....	50
Figure 4-9 : Ferrailage de la dalle de la salle de machine en travée.....	55
Figure 4-10 : Ferrailage de la dalle de la salle de machine sur appuis.....	56

Chapitre 5 :

Figure IV- 1: La vue 3-D de notre bâtiment.	58
--	----

Chapitre 6 :

Figure 6-1 : Disposition des voiles.....	71
Figure 6-2: Ferrailage du voile VT7/01.	74
Figure 6- 3: Ferrailage du voile VL2/01.....	77
Figure 6-4 : Schéma du panneau le plus sollicité.....	78
Figure 6- 4: Ferrailage de la dalle pleine.....	84

Chapitre 7 :

Figure 7- 1: Schéma démonstratif du radier.....	89
Figure 7- 2: Les sollicitations sur le radier.	92
Figure 7-3 : Identification des panneaux.....	96
Figure 7- 4: Ferrailage de la dalle de radier.....	104
Figure 7- 5:Ferrailage du voile périphérique.	109

Liste des tableaux

Chapitre 2 :

Tableau 2-1: Béton 1 dosé à 350kg/m^3 avec adjuvent.....	18
Tableau 2-2: Béton 1 dosé à 200Kg/m^3	18
Tableau 2-3: Béton 2 dosé à 350Kg/m^3 avec adjuvent.....	19
Tableau 2-4: Caractéristiques du béton.....	20
Tableau 2-5: Caractéristiques de l'acier.....	21

Chapitre 3 :

Tableau 3- 1: Charge permanente G du plancher terrasse inaccessible.	25
Tableau 3- 2- Charge permanente G du plancher étage courant.	26
Tableau 3- 3: Charge permanente G du palier de repos.	30
Tableau 3- 4: Charge permanente G de la paillasse.	31
Tableau 3- 5: Charge permanente G du balcon.....	33

Chapitre 4 :

Tableau 4- 1: Caractéristiques géométriques de la section.....	36
Tableau 4-2: Vérification des contraintes 39	39
Tableau 4-3: Ferrailage du balcon.....	41
Tableau 4- 4: Vérification des contraintes à l'ELS.	42
Tableau 4- 5: Caractéristiques de l'escalier.	44
Tableau 4- 6: Ferrailage de l'escalier.....	45
Tableau 4- 7: Armature de répartition de l'escalier.	45
Tableau 4- 8: Ferrailage de la poutre palière.....	47
Tableau 4- 9: Vérification des contraintes à l'ELS 48	48
Tableau 4- 10: Ferrailage de la dalle salle de machine.	53
Tableau 4- 11: Vérification des contraintes à l'ELS 55	55

Chapitre 5 :

Tableau 5- 1: Participation massique de la structure.....	60
Tableau 5- 2: Déplacement inter-étage dans le sens longitudinal.....	65
Tableau 5- 3: Déplacement inter-étage dans le sens transversal.....	65
Tableau 5- 4: Vérification de l'excentricité dans le sens longitudinal.....	66
Tableau 5- 5: Vérification de l'excentricité dans le sens transversal.....	67
Tableau 5- 6: Vérification de l'effet P- Δ dans le sens longitudinal.....	67
Tableau 5- 7: Vérification de l'effet P- Δ dans le sens transversal.....	68

Chapitre 6 :

Tableau 6- 1: Ferrailage vertical du voile VT7/01.....	72
Tableau 6- 2: Ferrailage horizontal du voile VT7/01.....	73
Tableau 6- 3: Ferrailage vertical du voile VL2/01.....	75
Tableau 6- 4: Ferrailage horizontal du voile VL2/01.....	76
Tableau 6- 5: Moments à l'ELU pour l'étage courant.....	79
Tableau 6- 6: Moments à l'ELS pour l'étage courant.....	80
Tableau 6- 7: Ferrailage de la dalle de l'étage courant.	80
Tableau 6- 8: Moments à l'ELU pour l'étage terrasse.	82
Tableau 6- 9: Moments à l'ELS pour l'étage terrasse.....	82
Tableau 6- 10: Ferrailage de la dalle de l'étage terrasse	83

Chapitre 7 :

Tableau 7- 1: Résultats des essais physiques du sol.....	86
Tableau 7- 2: Résultats des essais mécaniques du sol.....	87
Tableau 7- 3 :Identification des panneaux	96
Tableau 7- 4: Moments à l'ELU et à l'ELS.	98
Tableau 7- 5: Ventilation des moments à l'ELU.....	99
Tableau 7-6 : Ventilation des moments à l'ELS.....	100
Tableau 7-7 : Ferrailage des panneaux sens X-X.....	101
Tableau 7-8 : Ferrailage des panneaux sens Y-Y.....	103
Tableau 7-9 : Moments à l'ELU et à l'ELS.....	108
Tableau 7-10 : Ventilation des moments à l'ELU et à l'ELS.....	108.
Tableau 7-11 : Ferrailage du voile sens X-X.....	109
Tableau 7-12 : Ferrailage du voile sens Y-Y.....	109

Notations

▪ Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé

B : Aire du béton

ELS : Etat Limite de Service.

ELU : Etat Limite Ultime.

Es: Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie: Moment d'inertie équivalent.

L_t : Largeur de la section tendue

M : Moment fléchissant.

M_t: Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a: Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u: Moment fléchissant à l'E.L.U.

M_{ser}: Moment fléchissant à l'E.L.S '

N : Effort normal.

N_{ser}: Effort normal de service.

N_u: Effort normal ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique

▪ Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

S_t : Espacement de cours d'armature transversale.

F_{cj}: Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

F_{c28}: Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

F_e : Limite d'élasticité de l'acier.

F_{tj}: Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jour.

F_{t28}: Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

▪ Majuscules grecques :

Δf: flèche.

Σ : sommation.

Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

W: poids.

▪ Minuscules grecques :

α:Angle.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.



Introduction

L'étude génie civil d'un projet de construction s'élabore en tenant compte des aspects structurels et fonctionnels afin de répondre aux besoins de la société, ce qui oblige l'ingénieur civil à prendre en considération diverses données à savoir l'usage, le type d'exploitation, le sol d'implantation et les exigences architecturales (fonctionnelles et esthétiques) tout en respectant les facteurs économiques et environnementaux. Ainsi l'objectif principal de notre étude est de répondre à toutes les exigences imposées pour une bonne conception de la structure étudiée qui sera adaptée avec les contraintes imposées : zone de très forte sismicité « zone III », un terrain de faible capacité portante « S2, $\sigma_{sol} = 1.5$ bars », et une hauteur de structure de 30.06 m.

Le présent travail consiste à mettre en évidence tout ce que nous avons appris en matière de connaissances pour étudier et calculer les éléments résistants d'un bâtiment composé de neuf (09) étages plus un sous-sol et contreventé par voiles et dont le procédé de réalisation est le système de coffrage tunnel.

Pour y faire, nous avons regroupé notre travail en sept chapitres organisé comme suit :

- Une introduction générale dans laquelle nous abordons le contexte et les objectifs d'une étude de structure de génie civil.
- Le chapitre 1 où nous traitons et expliquons le procédé de réalisation en coffrage tunnel.
- Le chapitre 2 est consacré à la présentation de l'ouvrage étudié ainsi qu'aux caractéristiques des matériaux qui seront utilisés pour sa réalisation.
- Le chapitre 3 nous le consacrons au pré dimensionnement des différents éléments constituant l'ouvrage ainsi qu'à la descente des charges.
- Le chapitre 4 présente le ferraillage des éléments non structuraux.
- Le chapitre 5 s'articule autour de l'étude dynamique et sismique de l'ouvrage.
- Le chapitre 6 présente le ferraillage des éléments structuraux.
- Le chapitre 7 aborde l'étude de l'infrastructure radier, voile périphérique et leur ferraillage.
- Enfin, une conclusion où nous commentons les différents résultats obtenus.



1-1-Définition des coffrages tunnels :

Les coffrages tunnels sont des moules métalliques, susceptibles de nombreux réemplois et permettant par juxtaposition les uns à côté des autres, de couler en une seule fois une dalle de béton de grande surface, ainsi que ses murs porteurs.

Ils sont constitués essentiellement de deux panneaux verticaux reliés à leur partie supérieure par un panneau horizontal, ils peuvent être monoblocs ou composés de deux demi-coquilles que l'on assemble rigidement entre elles par verrouillage au moment du réglage et du bétonnage, voir figure 1-3 et 1-4. La stabilité de chaque demi-coquille prise séparément est assurée par une béquille articulée, figure 1-4b.

La technologie coffrage tunnel qui permet de réaliser des dalles et des voiles dans une même opération est très utilisée dans les zones sismiques et pour des structures simples et répétitives ; elle apporte la qualité et la précision à la construction en béton armé.

Un coffrage standardisé, qui intègre des solutions systématiques anticipées, offre une trame métrique simple, l'assemblage de banches de dimensions différentes est alors possible, et sa conception permet un gain de temps important au moment de la planification.

L'utilisation des technologies avancées pour la production de coffrages en acier a permis d'obtenir des coffrages tunnels solides, légers et durables.

- ✓ Le coffrage tunnel convient bien pour exécuter des bâtiments très répétitifs, notamment si ce sont des bâtiments en bande à refends porteurs, généralement à usage d'habitation.
- ✓ Il convient aussi pour réaliser des tours.

Le coffrage tunnel a des avantages et des inconvénients :

➤ Comme avantage on a :

- C'est un système qui permet de réduire les délais de réalisation en offrant une vitesse d'exécution assez rapide.
- Il offre une qualité de mise en œuvre selon les règles de l'art.
- Il permet d'obtenir des structures plus résistantes aux séismes.
- Il facilite la reproduction et l'exécution des structures répétitives.
- Il garantit la sécurité des ouvriers par l'emploi de passerelles et filet de sécurité.



- Et comme inconvénients on a :
- Ce système ne permet pas d'avoir de grand espace habitable au niveau de chaque logement.
 - Il ne permet pas d'effectuer des modifications ou transformations par le propriétaire du logement après la fin des travaux.
 - Ce système ne permet pas de changer la disposition des voiles après la conception architecturale.
 - Ce système n'offre pas beaucoup de perspective architecturale ou esthétique.
 - Le coffrage tunnel demande des moyens matériels considérables et un personnel qualifié et spécialisé.

1-2-Procédure de réalisation des coffrages tunnels :

Afin de mieux comprendre les procédés de réalisation par coffrage tunnel, nous abordons dans ce qui suit les différentes phases de réalisation étape par étape :

➤ **1^{ère} étape :**

Après la mise en place des fondations, on commence par l'installation de coffrage spécial pour couler les amorces de voiles, appelé aussi talonnettes, qui servent de repère pour aligner les demi coquille sur un même niveau, figure1-1

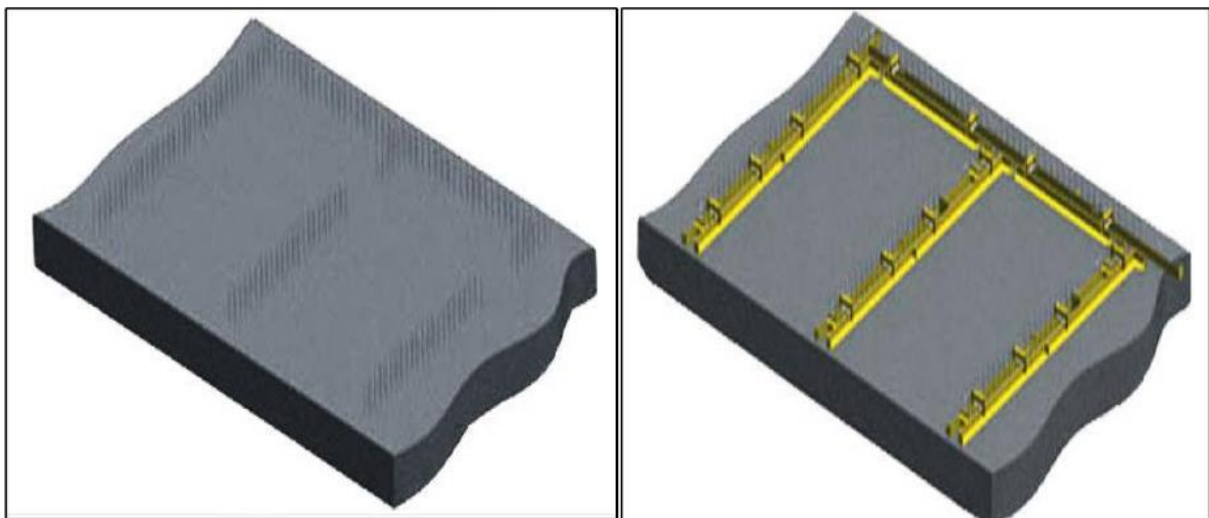


Figure 1-1 : Mise en place des talonnettes



➤ **2^{ème} étape :**

Une fois les talonnettes réalisées, il est procédé au ferrailage des voiles qui consiste à la mise en place des treillis soudés ainsi que les différentes armatures de renforcement, figure 1-2.

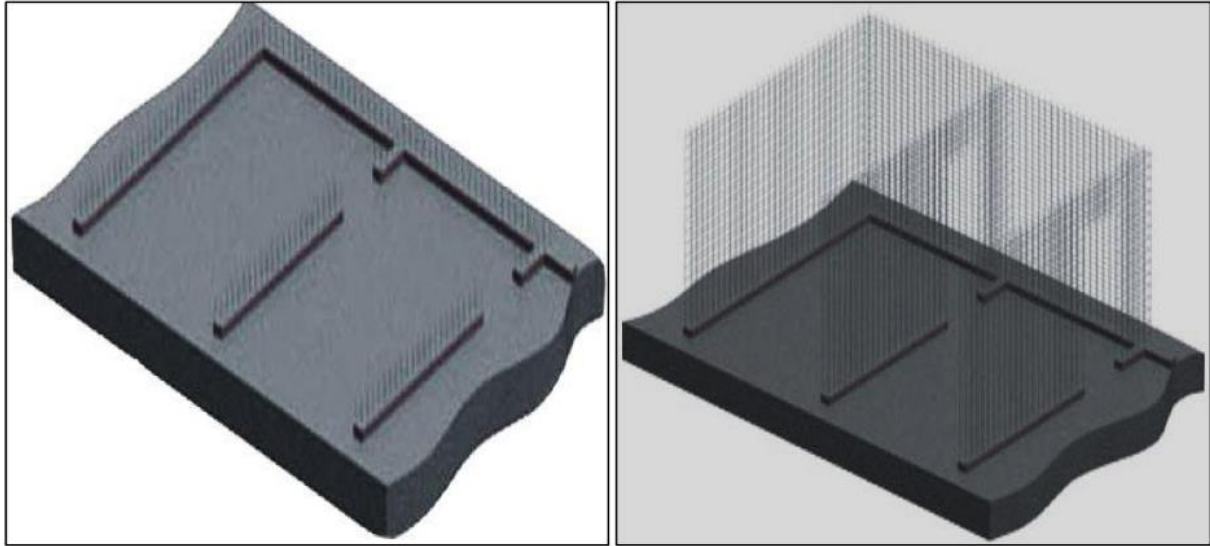


Figure 1-2 : Mise en place du ferrailage des voiles

Il y'a lieu de signaler que les talonnettes sont toujours marquées par un trait appelé « trait de niveau », de telles façons que lors du positionnement des demi-coquilles, leurs bases viennent s'y affleurer pour obtenir un niveau unique pour tous les coffrages.

➤ **3^{ème} étape :**

La mise en place des demi-coquilles face à face sur toute la longueur de la surface à construire et constituer des chambres de coffrage , cette opération délicate nécessite l'emploi de grue, mobile ou fixe, et demande patience, précision ainsi qu'une bonne coordination entre le grutier et le chef de groupe.

Mise en place des divers réserves (porte, fenêtre, équipement électriques) sur les parois verticales qui seront soit découper dans les murs, soit noyer sur son épaisseur.

Disposition des connes d'entretoise sur les parois verticales, elles sont faites en plastique et permettent de protéger les tiges de solidarisation de deux demi-coquilles opposées (dos à dos) lors du coulage de béton, figure 1-3.

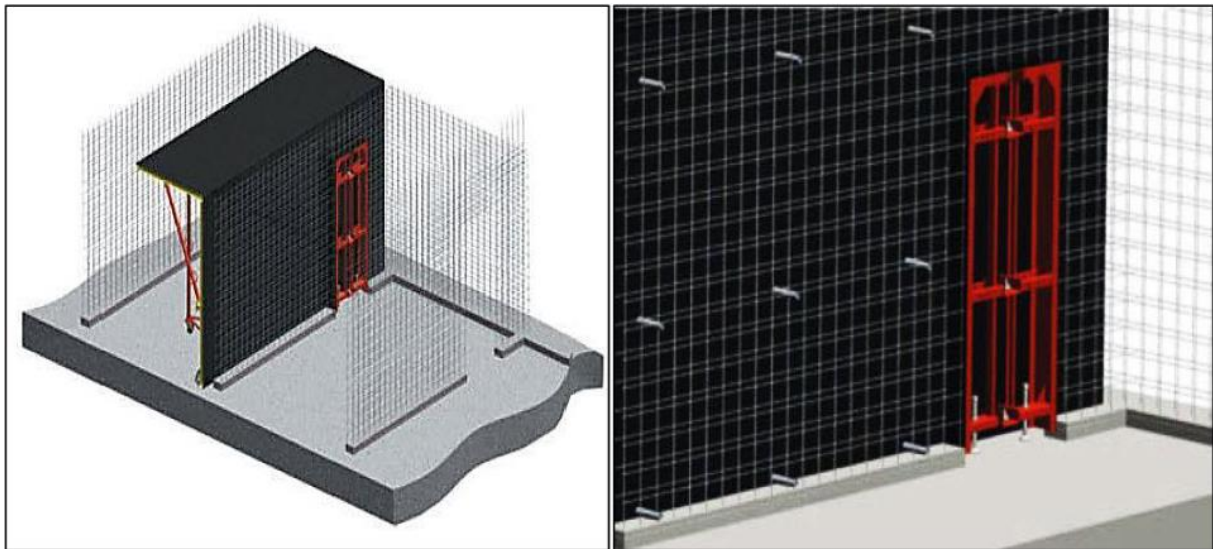


Figure 1-3 : Schéma de la 1^{ère} demi coquille

➤ 4^{ème} étape :

Cette étape consiste à positionner la deuxième demi-coquille face à la première pour former la chambre de coffrage, figure 1-4a

Le réglage du niveau de la chambre est effectué par le dévissage du vérin à vice en bas du coffrage tout en respectant les traits de niveau, figure 1-4b.

Le réglage de l'horizontalité et la verticalité des demi-coquilles permet de bien les solidariser.

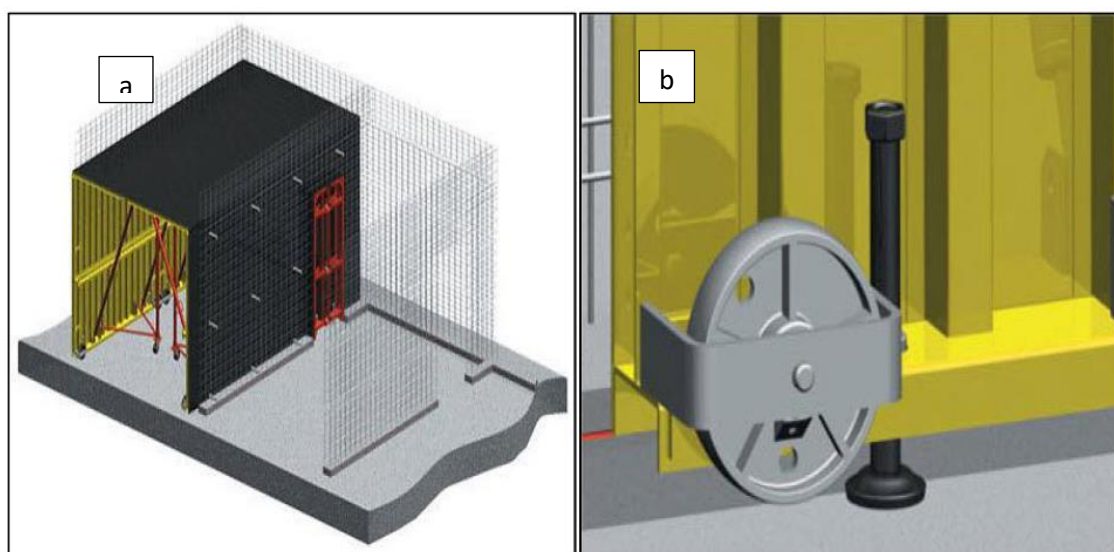


Figure 1-4 : a : Schéma de la 2^{ème} demi-coquille

b : Schéma de la béquille articulée



➤ **5^{ème} étape :**

Pour cette étape les deux demi-coquilles sont solidarisées en verrouillant les crochets métalliques, figure 1-5a et en les bloquant à l'aide de boulons coniques, figure 1-5b et s'assurer que le dernier réglage du niveau, de la verticalité et de l'horizontalité de la première chambre est mis en place.

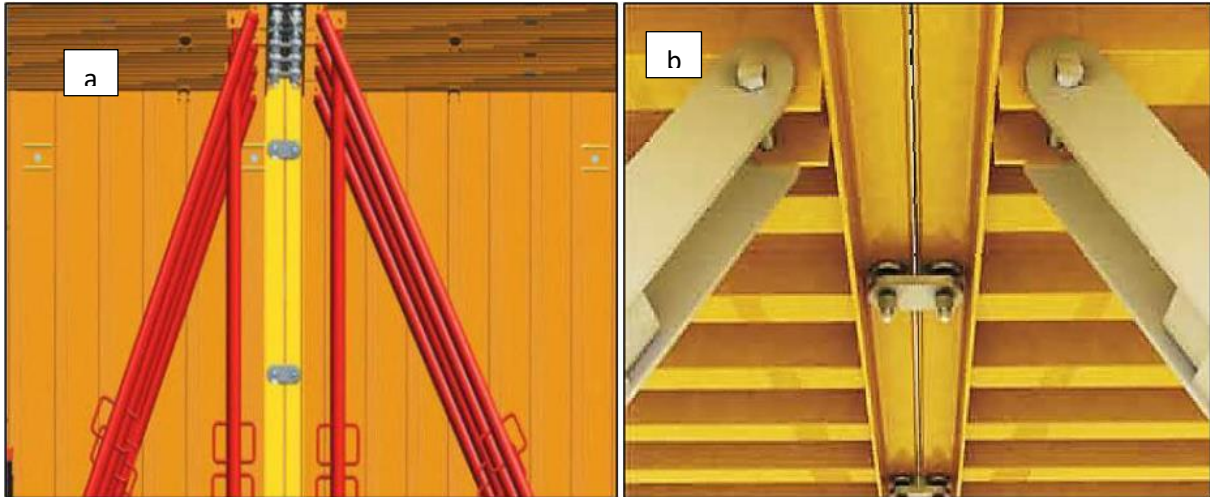


Figure 1-5 a : Verrouillage des demi-coquilles

b : Schéma des boulons coniques par crochets métalliques

➤ **6^{ème} étape :**

En cette étape il est procédé à la mise en place de la 3^{ème} demi-coquille au dos de la première demi-coquille ainsi qu'au réglage de la 3^{ème} demi-coquille au même niveau que la première et les solidariser à l'aide d'entretoises ou de tirants avec écrous spéciale.

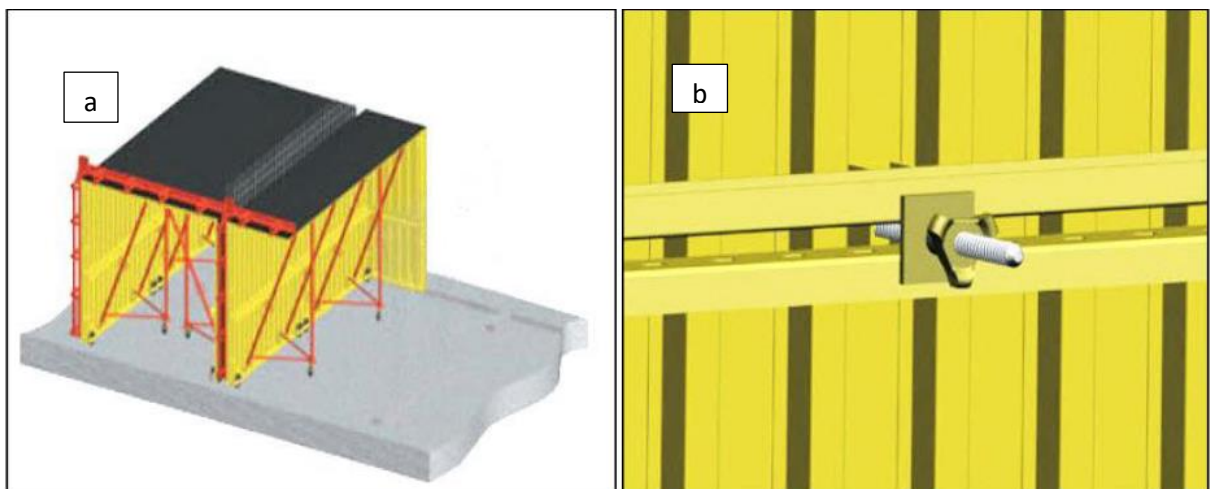


Figure 1-6 a : Schéma de la 3^{ème} demi-coquille

b : Schéma du tirant avec écrou



spécial

Les mêmes étapes précédentes se répéteront pour les demi coquilles 4, 5... Ainsi de suite.

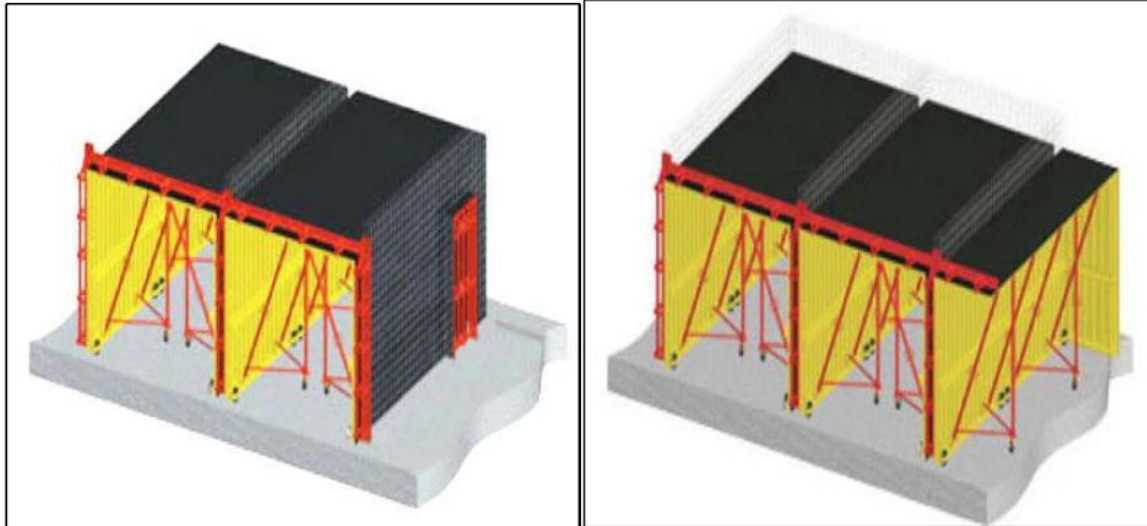


Figure 1-7 : Schéma de la juxtaposition des demi-coquilles

➤ **7^{ème} étape :**

En cette étape, il est procédé à la mise en place des banches pignons, du ferrailage des dalles au-dessus des chambres de coffrage. Lors de cette étape, il est prévu de mettre les réservations (tuyau d'évacuation, cage d'ascenseur, équipement électrique)

Cette étape se termine par le coulage du béton pour le plancher et les voiles en même temps. Il est impératif de bien vibrer le béton coulé et de descendre le vibreur jusqu'à la base des voiles lors du coulage.

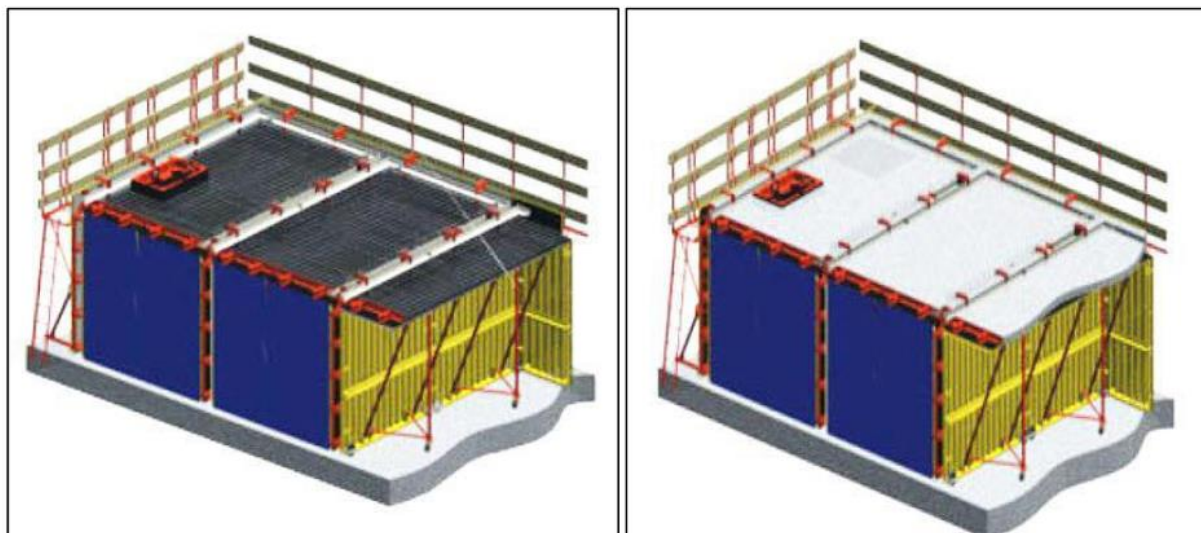


Figure 1-8 : Mise en place des banches pignons et coulage du béton



➤ **8^{ème} étape :**

Une fois la prise et le durcissement du béton atteint, le décoffrage peut commencer en utilisant le triangle de levage lié par des câbles à une grue.

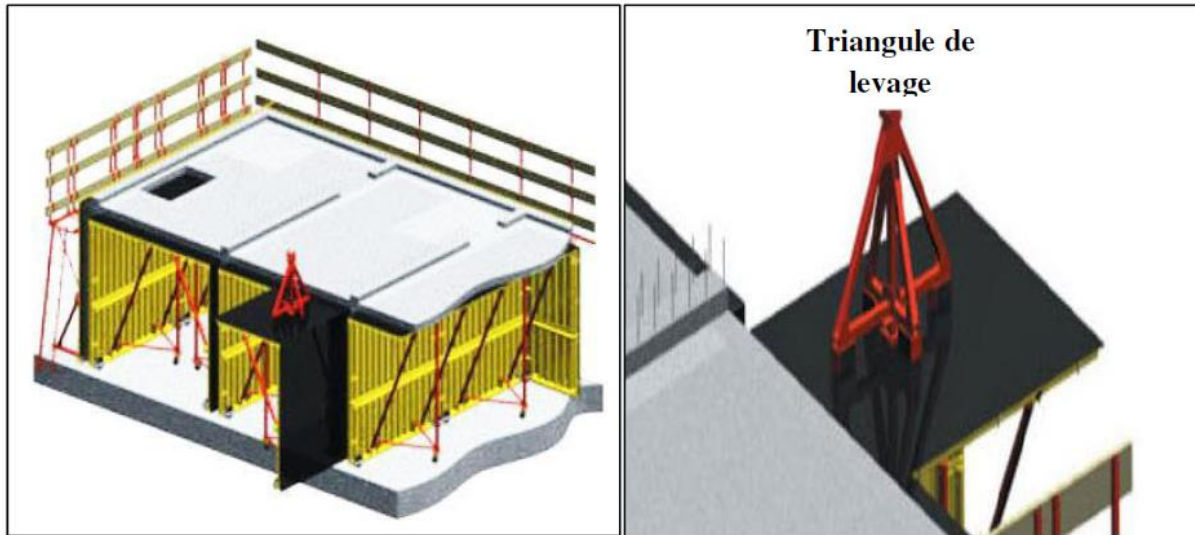


Figure 1-9 : Décoffrage des demi-coquilles

Remarque :

Après le décoffrage des voiles et des dalles, nous passerons au second niveau, mais avant cela nous devons penser à tailler les dalle prématurément décoffré (4 à 5 jours) pour permettre aux ouvriers de procéder au ferrailage des voiles du second niveau , par conséquent la mise en place des passerelles de sécurité est indispensable pour la suite des travaux. Les passerelles seront donc introduites sur les chambres (couler) du 1er niveau, la suite des travaux sera une répétition des étapes précédentes.

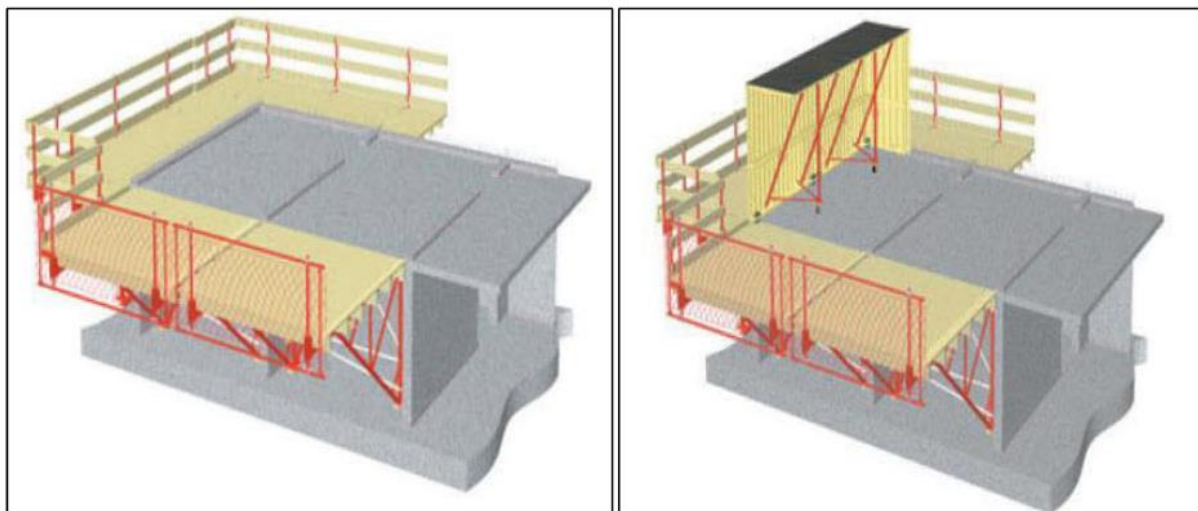




Figure 1-10 : Schéma des passerelles

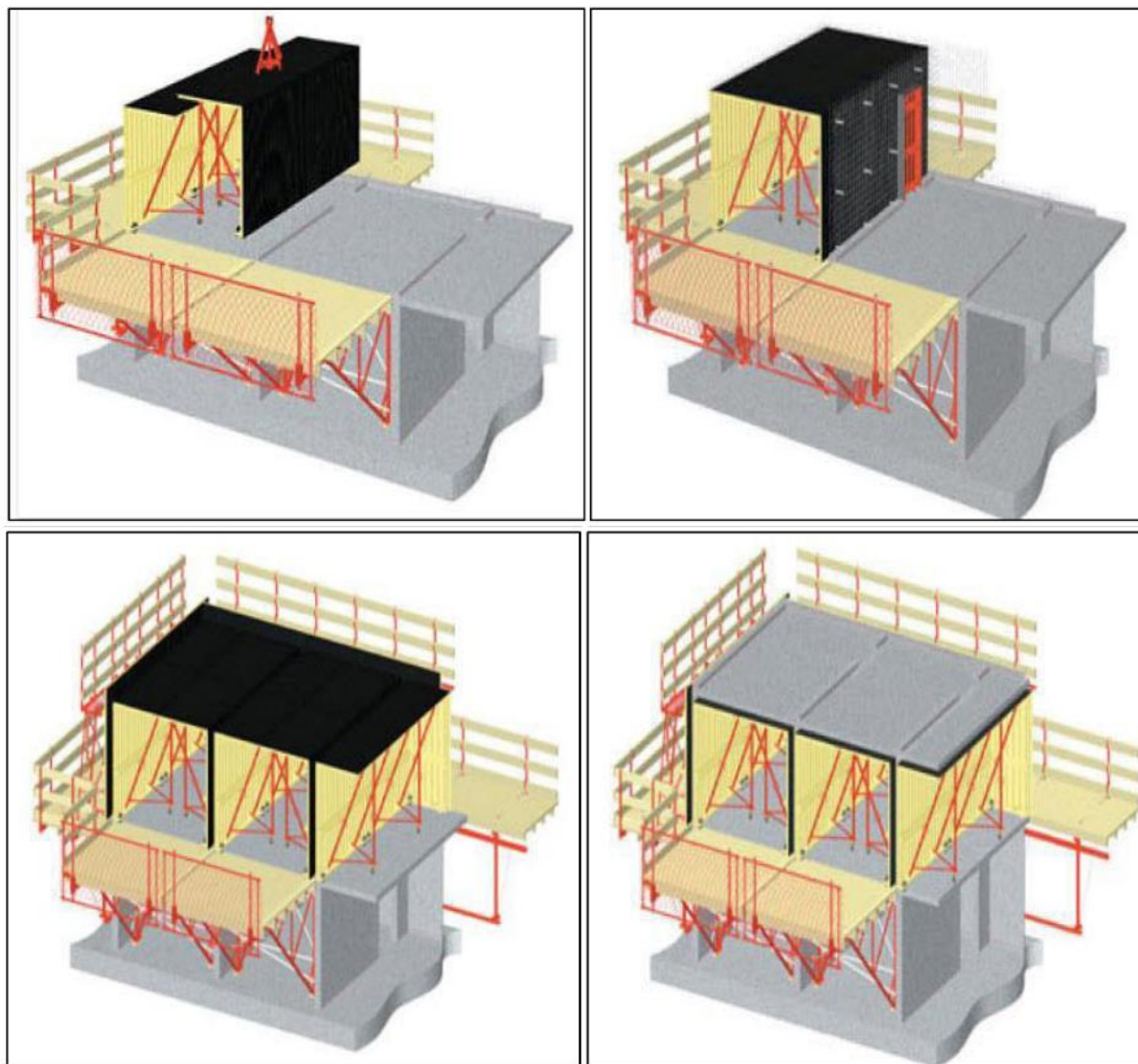


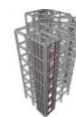
Figure 1-11 : Schéma du coffrage du second niveau



Pour appréhender la réalité, nous présentons dans ce qui suit les photos des différentes étapes effectuées sur chantier :



Figure1-12 : Aperçu réel du coffrage tunnel sur chantier



2-1- Description de l'ouvrage :

L'ouvrage étudié dans le cadre de notre projet de fin d'étude est un bâtiment composé de neuf (09) étages plus un sous-sol (**R+9+sous-sol**) faisant partie du projet «1327 logements AADL». Il est implanté à la commune de Kharouba Wilaya de Boumerdes qui est classée comme zone de forte sismicité (zone III), selon le Règlement Parasismique Algérien **RPA99/2003**.

2-2- Dimensions géométriques de l'ouvrage :

• Longueur totale :		32.86 m
• Largeur totale :		17.55 m
• Hauteur totale :		30.06 m
• Hauteur du sous-sol:		3.06 m
• Hauteur du RDC:		3.06 m
• Hauteur d'étage :		3.06 m

2-3- Caractéristique techniques :

L'ouvrage est conçu et réalisé par une entreprise nationale (**E.T.T.R.B** entreprise de terrassement travaux ruraux et bâtiments) dont la stratégie de réalisation adoptée est basée sur le procédé de coffrage tunnel qui donne naissance à une structure composée de dalles et de voiles uniquement. Ainsi, les éléments porteurs verticaux qui sont les voiles doivent reprendre la totalité des charges verticales et horizontales d'après le **RPA 99/version 2003**. En conséquence la structure du bâtiment est constituée de la juxtaposition d'étages similaires constitués de planchers en dalle pleine, de voiles dont l'accès d'un niveau à un autre se fait par un escalier de type droit ou par un ascenseur mécanique. L'ouvrage en hauteur se termine par une terrasse inaccessible.

Dans ce qui suit, nous allons définir et dimensionner chaque élément constituant la structure de l'ouvrage.



2-3-1- Les planchers :

Le procédé de réalisation adopté impose que le type de plancher soit en dalle pleine en béton armé constitué de béton et d'armatures en acier comme schématisé en figure 2-1 :

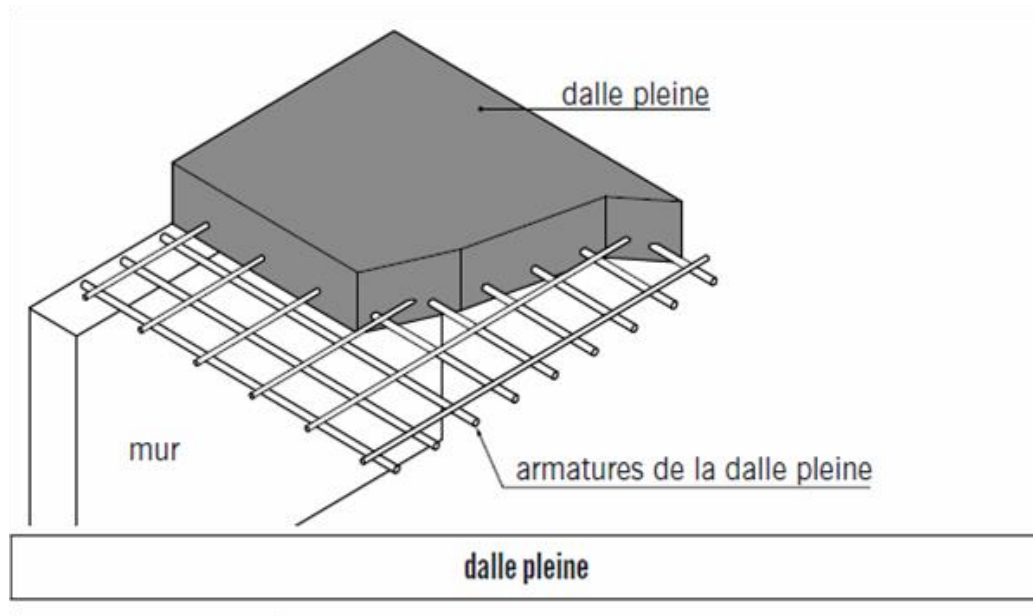


Figure 2-1 : Schéma de plancher en dalle pleine



2-3-2- Les voiles :

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable.

Dans leur plan, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales.

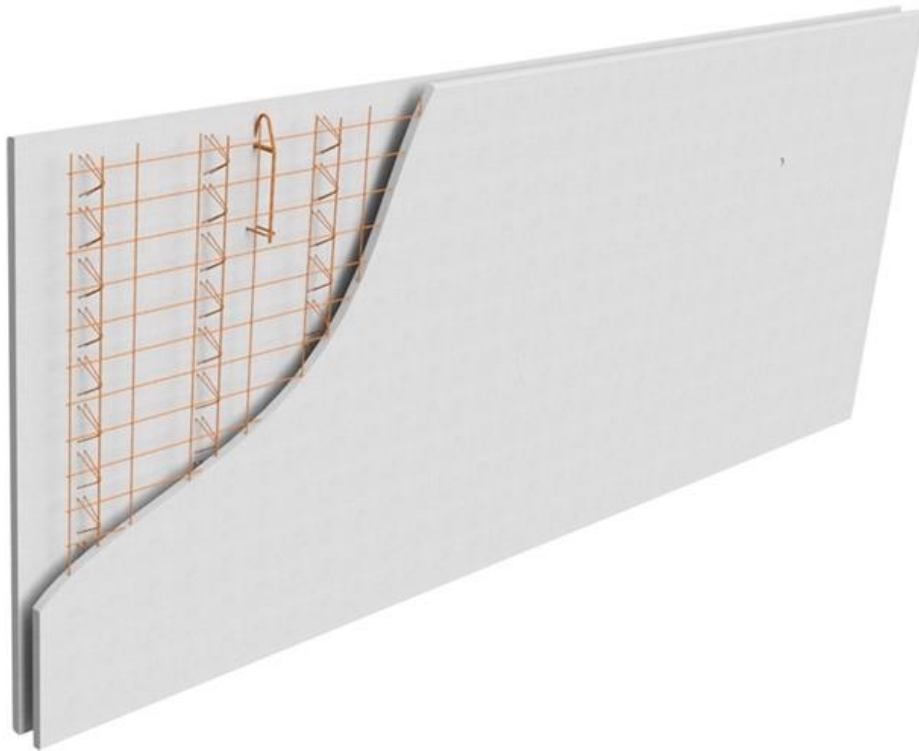


Figure 2-2 : Schéma de coupe sur un voile



2-3-3- Les escaliers :

L'ouvrage est constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre.

La circulation entre les étages est assurée par un escalier droit à deux volées.

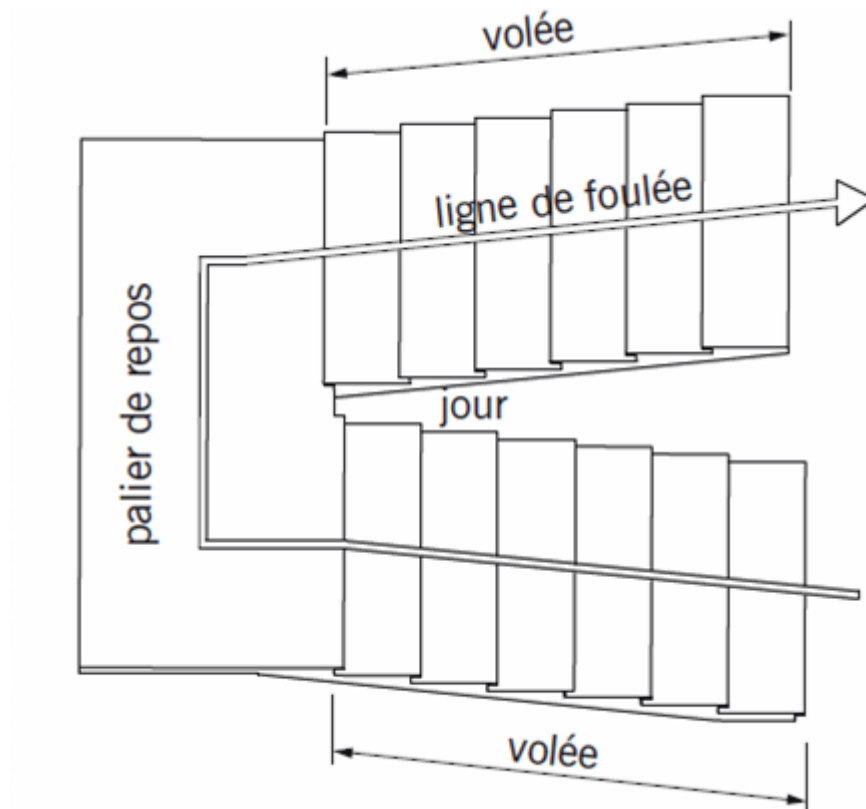


Figure 2-3 : Composition de l'escalier



2-3-4- Ascenseur :

Le bâtiment est équipé d'un ascenseur entouré par 3 voiles.

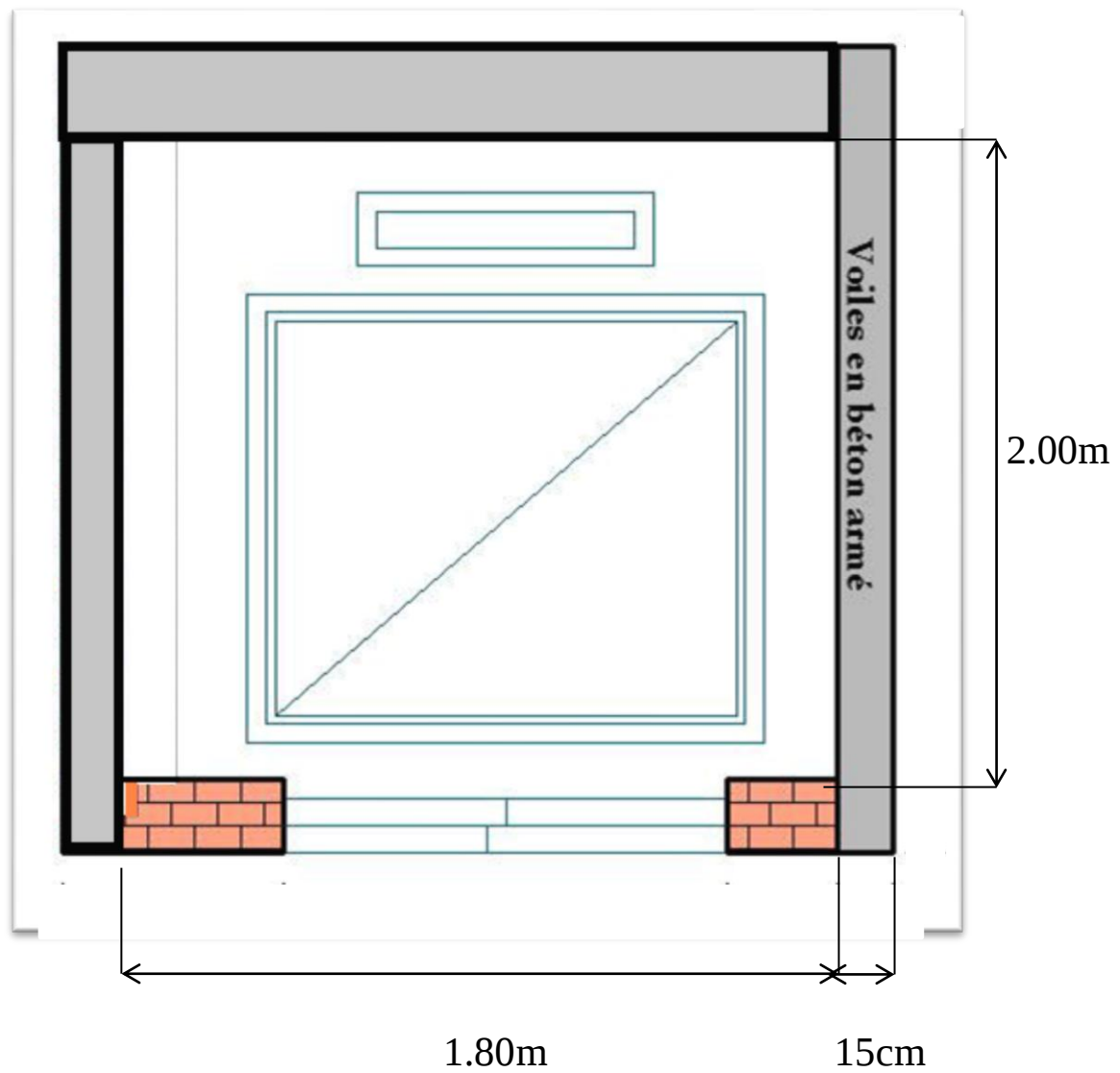


Figure 2-4 : Schéma de l'ascenseur



2-3-5- L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé, plus quelques types de revêtement (enduit en ciment,...), son rôle principal est de protéger les joints d'étanchéité contre les infiltrations des eaux pluviales sur les façades et empêcher leur ruissellement par le larmier car elles provoquent des fissures suivant la ligne de jonction entre l'acrotère et la forme en pente.

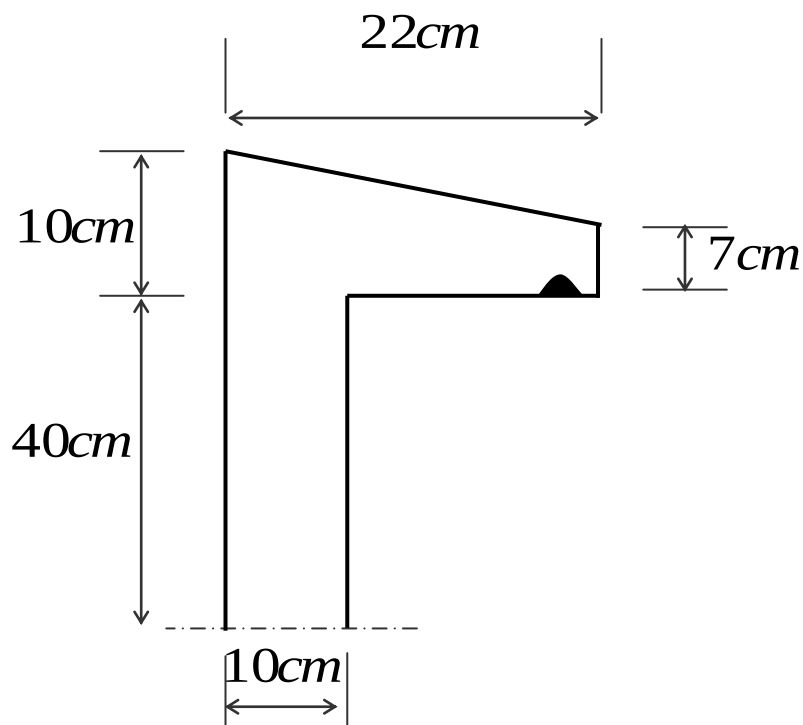


Figure 2-5 : Schéma de l'acrotère



2-4- Caractéristiques mécaniques des matériaux :

2-4-1- Le Béton :

- Le béton comme les roches naturelles, est un assemblage de matériaux de nature généralement minérale. Il met en présence des matières inertes, appelées granulats ou agrégats (graviers, sables, etc.), et un liant (ciment, bitume, argile), c'est-à-dire une matière susceptible d'en agglomérer d'autres ainsi que des adjuvants qui modifient les propriétés physiques et chimiques du mélange.

Mêlés à de l'eau, on obtient une pâte, à l'homogénéité variable, qui peut, selon le matériau, être moulée en atelier (pierre artificielle), ou coulée sur chantier. Le béton fait alors « prise », c'est-à-dire qu'il se solidifie.

2-4-1-1- Composition du béton :

- **Ciment :**

Le choix du dosage et la classe du ciment doivent être faite en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire, ils doivent tenir compte des exigences suivantes :

- ❖ L'ouvrabilité du béton.
- ❖ Résistance à la compression

- **Granulats :**

- ❖ Sable de dimension inférieure à 5 mm.
- ❖ gravier de dimension inférieur à 25 mm (3/8 ; 8/15 ; 15/25).

- **Adjuvants :**

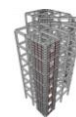
Produit incorporé au moment du malaxage du béton à une dose inférieure ou égale à 5% en dosage du ciment, pour modifier quelque propriété du béton à l'état frais et/ou durci.

2-4-1-2- Formulation du béton de la structure :

Les essais et l'étude a était faite par le laboratoire Genigeot, un laboratoire d'étude et contrôle technique des matériaux.

Composition de béton :

Dans notre projet on a utilisé 2 types de béton avec 2 différentes consistances comme le montre les tableaux qui suit :



➤ **Consistance de béton 1 :**

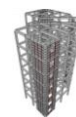
La consistance de béton est de la classe S4 affaissement (16-21) cm.

Tableau 2-1 : Béton 1 dosé à 350kg/m³ avec adjuvant.

Composant	%	Volume absolu (L)	Poids spécifique (Kg/L)	Composition pondérale pour 1m ³ de béton (Kg)
Gravier 16/25	17%	118.51	2.74	325
Gravier 8/16	34%	237.01	2.72	645
Sable 0/4	30%	206.08	2.72	560
Sable 0/1	19%	135.50	2.65	359
Ciment	/	112.90	3.1	350
Eau de gâchage	/	170	1	170
POLYFLOW 8800	1%	/	/	3.5
Total	100%	980	/	2410

Tableau 2-2 : Béton 1 dosé à 200Kg/m³

Composant	%	Volume absolu (L)	Poids spécifique (Kg/L)	Composition pondérale pour 1m ³ de béton (Kg)
Gravier 16/25	17%	115.16	2.74	316
Gravier 8/16	30%	200.26	2.72	545
Sable 0/4	19%	131.67	2.65	349
Sable 0/1	/	80.65	3.1	250
Ciment	/	195	1	195
Eau de gâchage	/	185	1	185
Total	100%	980	/	2281



➤ Consistance de béton 2 :

La consistance de béton est de la classe S5 affaissement (≥ 22) cm.

Tableau 2-3 : Béton 2 dosé à 350Kg/m³ avec adjuvant

Composant	%	Volume absolu (L)	Poids spécifique (Kg/L)	Composition pondérale pour 1m ³ de béton (Kg)
Gravier 16/25	35%	234.98	2.72	664
Gravier 8/16	18%	125.48	2.71	341
Sable 0/4	28%	197.67	2.72	538
Sable 0/1	19%	129.97	2.65	345
Ciment	/	112.90	3.1	350
Eau de gâchage	/	170	1	170
POLYFLOW 8800	1%	/	/	3.5
Total	100%	980	/	2470

2-4-1-3- Résistance du béton :

2-4-1-3-a- Résistance caractéristique à la compression à 28 jours :

Pour l'établissement des projets, le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours ($j = 28$) dite valeur caractéristique requise et notée f_{c28} .

D'après les règles du C.B.A 93 article A2.1.1 On peut admettre que pour $j=28$ la résistance f_{cj} des bétons non traités thermiquement est :

$$f_{cj} = (j / 4,76 + 0,83 j) \cdot f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

Et

$$f_{cj} = (j / 1,40 + 0,95 j) \cdot f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

A noter que nos calculs, s'effectueront avec un $f_{c28}=25\text{MPa}$ (valeur moyenne de f_{c28})

Il y a lieu que lors de la réalisation de l'ouvrage de bien respecter ce choix par le biais d'une exploitation statistique des résultats d'essais de compression axiale sur des éprouvettes cylindrique de béton prélevées lors du coulage (section de 200 cm², hauteur 32 cm, diamètre 6cm). Cette essai est connu sous le nom « essai d'écrasement de béton ».

2-4-1-3-b- Résistance caractéristique à la traction à j jours :

D'après les règles du C.B.A 93 article A2.1.1.2, la valeur conventionnelle notée f_{tj} en MPa est selon la relation suivante :

$$\text{Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$$\text{Donc nous aurons (avec } f_{c28}=25\text{MPa)} \rightarrow f_{t28}=2.1\text{MPa}.$$



2-4-1-3-c- Module de déformation longitudinale du béton :

- Le module de déformation longitudinale instantanée :

D'après les règles du C.B.A 93 article A2.1.2, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, est donnée par :

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}}$$

Pour : $j = 28$ jours et $f_{c28} = 25$ MPa, on aura donc :

$$E_{i28} = 32164,19 \text{ MPa}$$

- Le module de déformation longitudinale différée :

D'après les règles du (C.B.A 93, A2.1.2), le module de déformation longitudinale différée E_{vj} Pour les déformations différées du béton qui comprennent le retrait et le fluage est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}}$$

Pour : $j = 28$ jours et $f_{c28} = 25$ MPa, on aura donc :

$$E_{v28} = 10818,76 \text{ MPa}$$

Pour les autres caractéristiques du béton utilisé les valeurs standards à utiliser sont :

Tableau 2-4 : Caractéristiques du béton

La contrainte normale de compression	Situation durable	$\sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$
	Situation accidentelle	$\sigma_{bc} = 18.5 \text{ MPa}$
La contrainte tangentielle	Fissuration peu nuisible	$\tau_u = 3.33 \text{ MPa}$
	Fissuration nuisible	$\tau_u = 2.50 \text{ MPa}$
Coefficients de sécurité	Situation durable	$\gamma_b = 1.5$
	Situation accidentelle	$\gamma_b = 1.15$
Coefficients de Poisson	Calcul des déformations	$\nu = 0.2$
	Calcul des sollicitations	$\nu = 0$

Commentaire :

Pour obtenir un bon béton, les conditions citées ci-dessous doivent être respectées :

- Bonne qualité des granulats.
- La propreté des granulats (mode de stockage...).
- Granularité continue (3 classes : 3/8-8/15-15/25).
- Bonne qualité du sable (module de finesse MF=2.5).
- E/C bien déterminé.
- Malaxage approprié.
- La cure de béton à jeun âgé.



2-4-2- Acier :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance. L'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur considérable à son diamètre. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types différents : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

▪ Acier a haute adhérence (H.A) :

Acier de nuance **FeE 400** et **FeE 500** pour les armatures longitudinales et les armatures transversales des diamètres sont les suivants : 8 ; 10 ; 12 ; 14 ; 16 et 20.

▪ Les treillis soudés en panneaux (TS) :

Armatures prêtes à l'emploi, formées de fils tréfilés d'aciers doux cranté (nervuré) assemblés rigidement en maille carrés ou rectangulaires par soudure électrique.

Les sections d'acier et mailles utilisées :

❖ TS8 (200× 300) Acier TLE500

Pour notre structure on a utilisé FeE500.

Tableau 2-5 : Caractéristiques de l'acier.

Poids volumique	Module d'élasticité	Module de cisaillement	La contrainte de traction (MPa)		Coefficients de sécurité		Coefficient de Poisson
$\gamma=78.5$ (kN/m ³)	$E=20 \times 10^4$ (MPa)	$G=8,1 \times 10^4$ (MPa)	Dur $\sigma_s=435\text{MPa}$	Acc $\sigma_s=500\text{MPa}$	Dur $\Gamma_s=1.15$	Acc $\Gamma_s=1$	$\nu = 0.3$



2-5- Citation des règlements de calcul :

Pour l'étude et le calcul des différents éléments de la structure de l'ouvrage qui nous a été proposé, nous avons appliqué les réglementations suivantes :

➤ **Document technique réglementaire DTR.- B.C.2.2 :**

C'est un document qui traite les charges permanentes et les charges d'exploitation des bâtiments, de leurs modes d'évaluation, et leurs valeurs à introduire dans les calculs.

➤ **Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 modifié en 2003 - DTR B.C.2.48):**

C'est un document technique réglementaire fixant les règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques. Ces règles visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des sollicitations sismiques, par une conception et un dimensionnement appropriés.

➤ **Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des Etats Limites (BAEL 91) :**

C'est des règles de calcul applicables à tous les ouvrages en béton armé, et dont le béton est constitué de granulats naturels normaux, avec un dosage en ciment au moins égale à 300 kg/m³ de béton mis en œuvre.

➤ **Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93) :**

Document technique réglementaire D.T.R B.C 2.41 ayant pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuelles devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et il s'applique plus spécialement aux bâtiments cour.



Avant d'entamer tous les calculs des éléments de la structure, il faut passer par leur pré dimensionnement et cela par le respect des recommandations **CBA 93** et du **RPA 99/2003**

Le pré dimensionnement des éléments résistants est une étape régie par des lois empiriques issues de l'expérience. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Ainsi, les dimensions des différents éléments constituant la structure seront déterminées en cette partie d'étude, à savoir :

Les planchers ; les voiles ; les escaliers ; l'acrotère ; la dalle de la salle de machine ainsi que les balcons.

Les escaliers, l'acrotère, la dalle de la salle de machine et les balcons sont les éléments non structuraux, appelés éléments secondaires.

Les voiles et les planchers sont les éléments structuraux, appelés éléments porteurs

3-1-Pré dimensionnement des éléments structuraux :

3-1-1-Pré dimensionnement des planchers :

L'épaisseur des dalles est déterminée par les conditions suivantes :

❖ Conditions d'isolation acoustique :

La loi de masse déterminant un bon confort acoustique exige une épaisseur « e » selon la nature des bruits :

-contre les bruits aériens : $G_{\text{plancher}} > 400 \text{ Kg/m}^2 \rightarrow 2500 \times e > 400 \text{ Kg/m}^2 \rightarrow e = 16 \text{ cm}$.

-contre les bruits d'impact : $G_{\text{plancher}} > 350 \text{ Kg/m}^2 \rightarrow 2500 \times e > 350 \text{ Kg/m}^2 \rightarrow e = 14 \text{ cm}$.

❖ Conditions de sécurité contre l'incendie :

e = 7cm : pour 1 heure de coup de feu.

e = 11cm : pour 2 heures de coup de feu

❖ Condition de résistance à la flexion :

Calcul de ρ :

Le calcul se fait en considérant le panneau de dalle de plus grandes portées dans les deux sens : principal et secondaire.

Toutes les dalles sont appuyées sur 3 côtés, on a :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \begin{cases} l_x : \text{le } l_{\max} \text{ du plus petit côté du panneau de dalle.} \\ l_y : \text{le } l_{\max} \text{ plus grand coté du panneau de dalle.} \end{cases}$$



e : épaisseur de la dalle.

Si $\rho < 0,4$: le panneau de dalle porte sur un seul sens $\Rightarrow e \geq l_x/30$.

Si $0,4 \leq \rho \leq 1$: le panneau de dalle porte sur deux sens $\Rightarrow e \geq l_x/40$.

Dans notre cas on a : $\begin{cases} l_x = 4.06\text{m.} \\ l_y = 6.7\text{ m.} \end{cases} \Rightarrow \rho = 0,6 \Rightarrow$ donc le panneau de dalle porte sur les

deux sens.

$$\Rightarrow e = l_x/40 = 406/40 = 10.15$$

$$e = \max \{16, 14, 7, 11, 10.15\} \text{ (cm)}$$

On prend donc une épaisseur de panneau de dalle généralisée pour tout le plancher d'un niveau donné. La même épaisseur sera adoptée pour les balcons vu que le procédé de réalisation est le coffrage tunnel.

$$e = 16 \text{ cm}$$

3-1-1-1-Evaluation des charges et surcharges :

La descente de charges et le principe de distribution et de transfert des charges dans une structure, dont l'objectif étant de connaître la répartition des dites charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure.

3-1-1-1-a-Les charges permanentes :

Représentent le poids propre des éléments constituant l'ouvrage ainsi que tout poids variable ou varie très peu dans le temps. Elles sont notées G .



■ Planchers terrasse (inaccessible) :

Tableau 3-1 : Charge permanente G du plancher terrasse inaccessible

Matériau	Epaisseur (m)	ρ (Kg /m ³)	G (KN /m ²)
Gravillon de protection	0.04	20	0.80
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Forme de pente en béton (1%)	Hmoy = 0.13	2.5	2.8
Papier Kraft	/	/	0.05
Dalle pleine en béton armé	0.16	25	4.00
Enduit au plâtre	0.02	10	0.20
Plaque de Liège	0.04	4	0.16
Pare vapeur	0.01	6	0.06
Film polyane -	/	/	0.01
Charge permanente G			8.20



■ **Planchers étage courant :**

Tableau 3-2 : Charge permanente G du plancher étage courant

Matériau	Epaisseur (m)	ρ (KN /m ³)	G (KN /m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.03	18	0.54
Dalle pleine en béton arme	0.16	25	4.00
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Cloisons légères	/	/	1.62
Charge permanente G			7.16

3-1-1-1-b-Les charges d'exploitations :

Surcharges, notée Q qui varient fréquemment dans le temps, celles-ci sont présentées dans le **D.T.R** des charges permanentes et surcharges d'exploitations.

Il faut rappeler que notre ouvrage est un bâtiment à usage d'habitation, pour lequel nous avons :

- $Q = 1 \text{ KN/m}^2$ Au niveau du plancher terrasse (**inaccessible**).
- $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$ Au niveau du plancher étage courant (**sous-sol → étage 09**).

3-1-1-1-c-Les combinaisons d'action :

➤ **Planchers terrasse (inaccessible) :**

❖ **ELU :** $P_u = 1,35G + 1,5Q \quad \rightarrow \quad P_u = 1,35 \times 8.20 + 1,5 \times 1$

$P_u = 12.57 \text{ KN/m}^2$

❖ **ELS :** $P_{ser} = G + Q \quad \rightarrow \quad P_{ser} = 8.2 + 1$

$P_{ser} = 9.2 \text{ KN/m}^2$



➤ **Planchers étage courant :**

❖ **ELU :** $P_u = 1,35G + 1,5Q \rightarrow P_u = 1,35 \times 7.16 + 1,5 \times 1.5$
 $P_u = 11.91 \text{ KN/m}$

❖ **ELS :** $P_{\text{ser}} = G + Q \rightarrow P_{\text{ser}} = 7.16 + 1.5$

$P_{\text{ser}} = 8.66 \text{ KN/m}^2$

3-1-2 -Pré dimensionnement des voiles : D'après le **RPA99/2003**, c'est un élément porteur rigide en béton- armé destiné à transmettre les charges latérales aux fondations. Dans le cas de notre structure (constitué uniquement de voiles), il est l'unique élément de transmissions des charges vers les fondations. Selon l'article 7.7.1 du **RPA99/2003**, l'épaisseur minimale d'un voile doit être de 15 cm, d'un autre côté. Elle doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

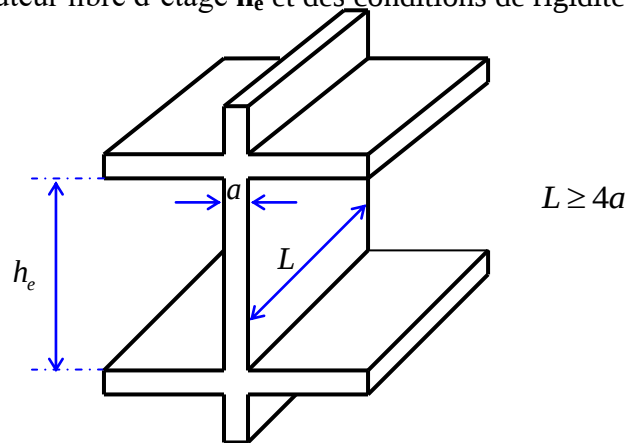


Figure 3-1 : coupe de voile en élévation

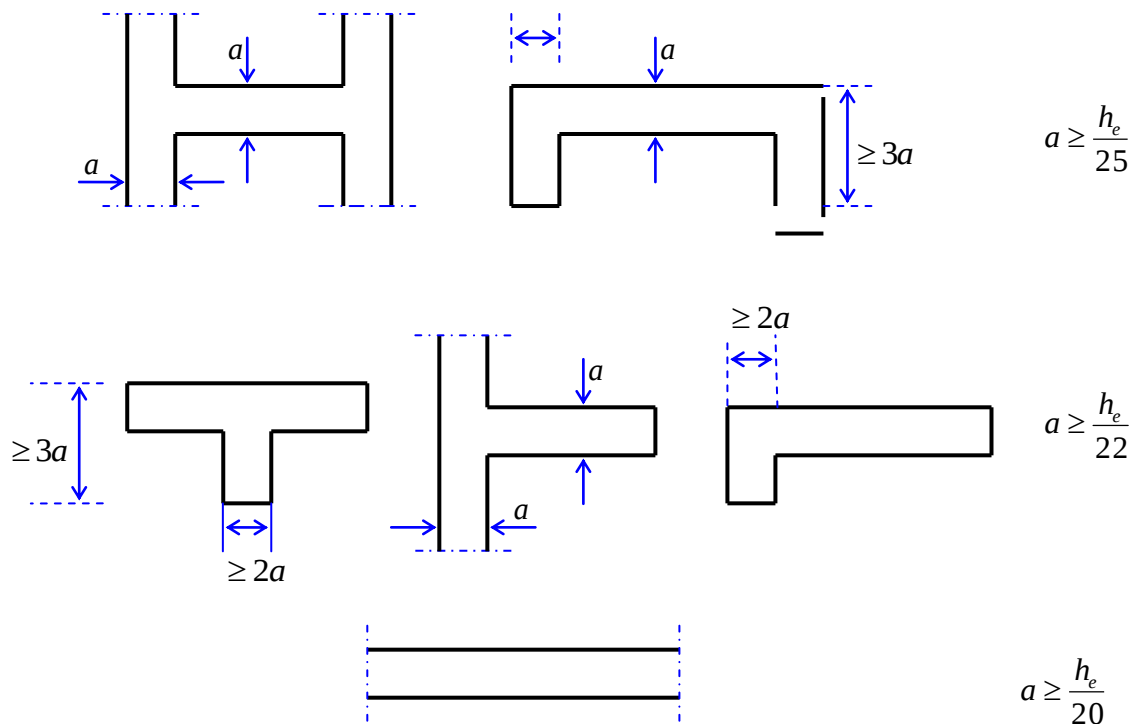


Figure 3-2 : Coupe de voile en plan



Avec :

L : longueur du voile

a : épaisseur du voile

h_e : hauteur libre d'étage

$$h_e = 3.06 - 0.16 = 2.9 \text{ m}$$

$$a \geq \max (e_{\min}, h_e/25, h_e/22, h_e/20)$$

$$a \geq \max (15, 11.6, 13.18, 14.5) \rightarrow a = 15 \text{ cm.}$$

Donc on adopte alors :

a = 15 cm pour les voiles transversales.

a = 20 cm pour les voiles longitudinales.

3-2- Pré dimensionnement des éléments non structuraux :

3-2-1-Pré dimensionnement des escaliers :

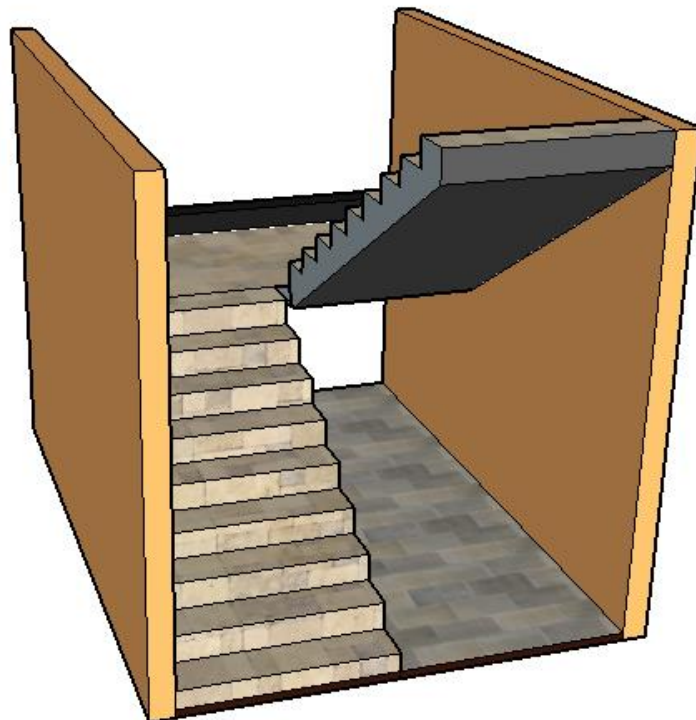
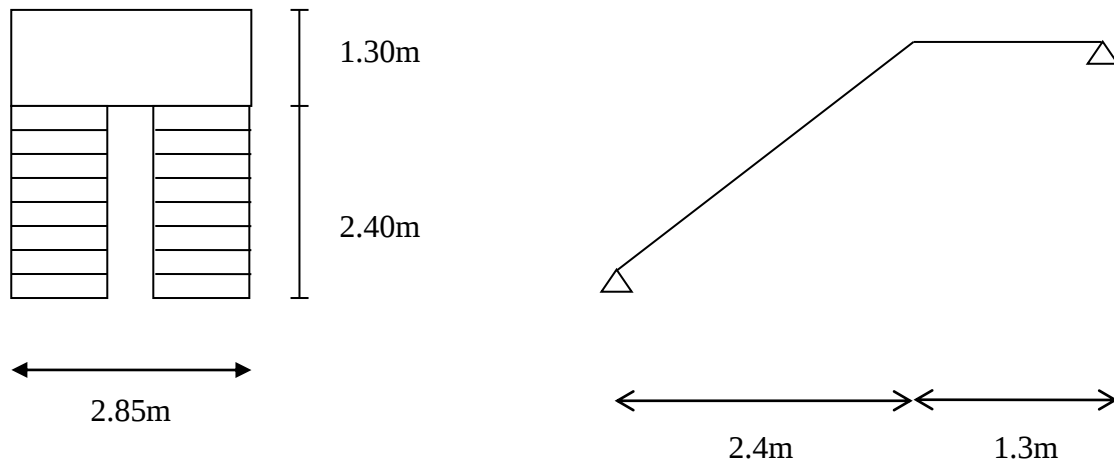


Figure 3-3 : Schéma de l'escalier



Notre escalier est composé de 2 volées identiques donc notre calcul visera une seule volée.



Le dimensionnement de l'escalier est déterminé à partir de la relation de BLONDEL qui se présente comme suit :

$$59\text{cm} \leq 2h + g \leq 64\text{cm}$$

h : hauteur de la contre marche $16 \leq h \leq 18 \rightarrow h = 17 \text{ cm}$ (habitation).

g : giron de la marche avec $g \geq 23 \text{ cm}$

n : nombre de contre marche

-Hauteur de la volée : $3.06/2 = 1.53 \text{ m}$

-Longueur de la volée : 2.40 m .

La volée comporte " n " contremarche et " $n-1$ " marche

$$n = \frac{H}{h} \rightarrow n = \frac{153}{17} = 9$$

$$\rightarrow h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17\text{cm} \quad \text{et} \quad 16 \text{ cm} \leq h = 17 \text{ cm} \leq 18 \text{ cm}.$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{9-1} = 30\text{cm} \quad \text{et} \quad g = 30 \text{ cm} > 23 \text{ cm}.$$



➤ **Vérification** : $59 \leq 2h + g = 64 \leq 64 \text{ cm}$

La paillasse est considérée comme une dalle simplement appuyée d'épaisseur « e » telle que :

$L/30 \leq e \leq L/25$ avec L : longueur de la paillasse.

$$\alpha = \arctg \frac{H}{L} = \arctg \frac{h}{g} = 29.54^\circ$$

$$L = \frac{2.4}{\cos \alpha} + 1.95 = 4.70 \text{ m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{25} \Rightarrow 15.7 \text{ cm} \leq e \leq 18.8 \text{ cm} \Rightarrow 15.7 \text{ cm} \leq e \leq 18.8 \text{ cm d'où on prend } e = 16 \text{ cm}$$

3-2-1-1 -Evaluation des charges et surcharges :

3-2-1-1-a-Charges permanentes :

Tableau 3-3 : Charge permanente G du palier de repos

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Poids surfacique (kN/m2)
1	Carrelage	0.02	20.00	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
3	Lit de sable	0.03	18.00	0.54
4	Palier de repos	0,16	25.00	4.00
5	Enduit en ciment	0.02	18.00	0.36
Charge permanente G				5.7

**Tableau 3-4 : Charge permanente G de la paillasse**

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m3)	Poids surfacique (kN/m2)
1	Carrelage	0.02	20.00	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
3	Lit de sable	0.03	18.00	0,54
4	paillasse	0,16	25.00	4.00
5	Poids de la marche	0.17/2	25.00	2.125
6	Enduit en ciment	0.02	18.00	0.36
Charge permanente G				7.825

3-2-1-1-b-Combinaison des charges :

$$G_v = 7.825 \text{ KN/m}^2.$$

$$G_p = 5.7 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2.$$

❖ ELU volée :

$$q_{uv} = 1.35G_v + 1.5Q$$

$$q_{uv} = 14.314 \text{ KN/m}^2$$

❖ ELU palier :

$$q_{up} = 1.35G_p + Q$$

$$q_{up} = 11.445 \text{ KN/m}^2$$

3-2-2-Pré dimensionnement de l'acrotère :

$$S_{acr} = 0,1 \times 0,4 + (0,1 + 0,07) \times 0,22/2 \Rightarrow S_{acr} = 0,0587 \text{ m}^2.$$

$$G_{acr} = 0.0587 \times 25 = 1.4675 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Avec l'Enduit en ciment (3cm)} = 0.6426 \text{ KN/ml.}$$

$$G_{acr} = 2.1101 \text{ KN /ml.}$$

L'acrotère est considéré dans notre cas un élément en béton armé .Il est calculé comme étant une console encastrée a sa base au niveau du plancher terrasse.



3-2-3 -Pré dimensionnement des balcons :

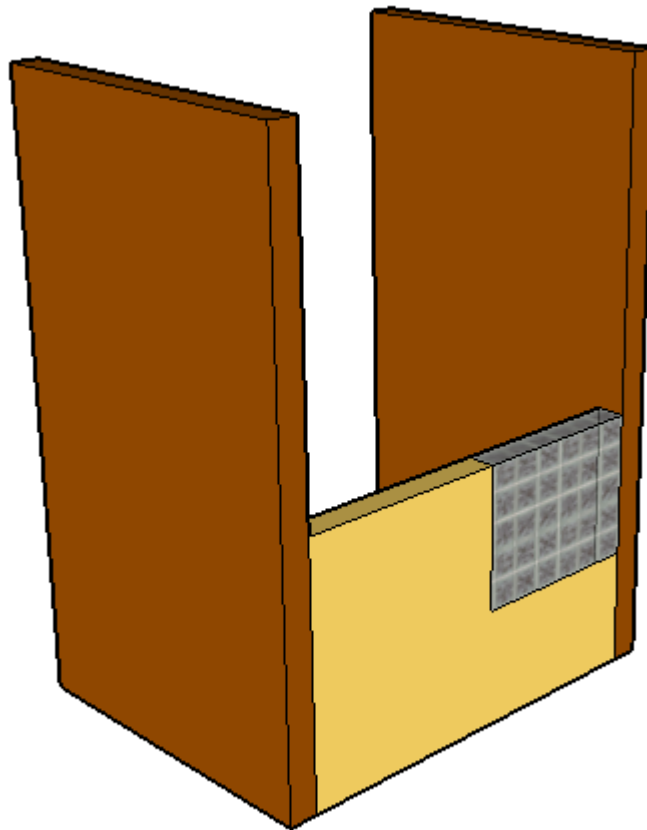


Figure 3-4 : Schéma du balcon



3-2-3-a-Evaluation des charges et des surcharges :

Tableau 3-5 : Charge permanente G du balcon

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	17	0.51
3	Poids propre de la dalle	0.16	25	4
4	Enduit ciment	0.03	18	0.54
5	Chappe	0.02	20	0.4
Charge Permanente G				5.89

La charge d'exploitation pour le balcon est égale à :

$$Q=3.5 \text{ KN/m}^2$$

e=16cm.

3-2-3-b-Combinaison des charges :

$$G=5.89 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=3.50 \text{ KN/m}^2$$

❖ ELU :

$$q_{\text{ser}}=G+Q$$

$$q_u=13.20 \text{ KN/m}^2$$

ELS :

$$q_u=1.35G+1.5Q$$

$$q_{\text{ser}}=9.39 \text{ KN/m}^2$$



4-1-Introduction :

En cette partie d'étude, nous allons aborder le ferrailage des éléments secondaires conformément aux règlements suivants : **RPA99/2003** et **BAEL91**.

4-2-Ferrailage de l'acrotère :

Les charges qui sollicitent l'acrotère sont :

- Son poids propres sous forme d'efforts normaux verticaux.
- Une charge d'exploitation horizontale égale à 1KN/ml due à la main courante.
- Actions climatiques (gradient thermique).
- Action sismique horizontale.

L'acrotère sera étudiée en flexion composée, et puisqu'il est exposée aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU et l'ELS.

Le calcul de l'acrotère se fait pour une bande de 1m de largeur.

4-2-1- Diagramme des efforts internes (M, N, T):

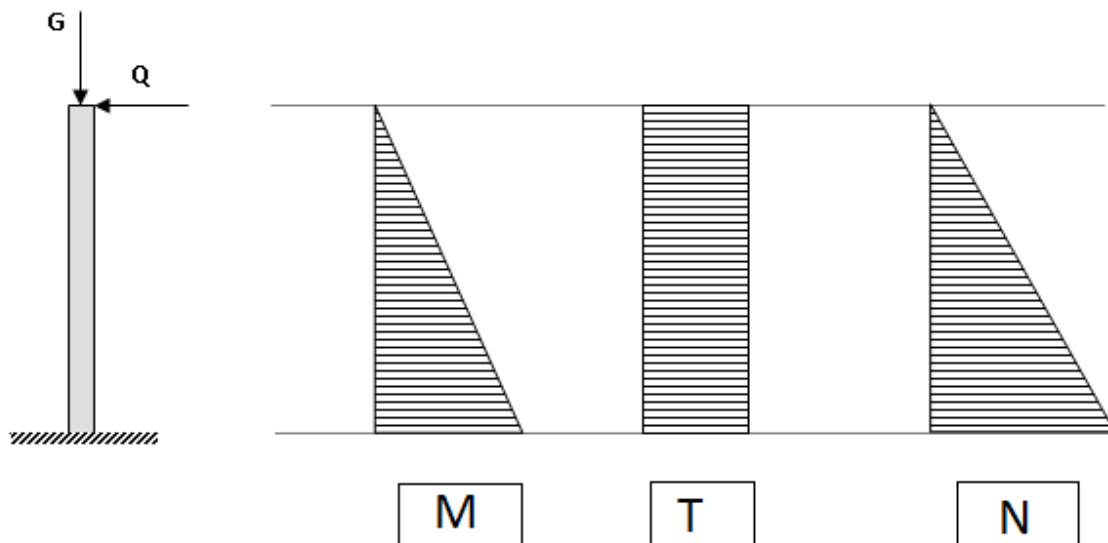


Figure 4-1 : Schéma statique de l'acrotère.

4-2-2- Calcul des efforts :

➤ Charge :

Poids de l'acrotère : $G = 2.11 \text{ KN/ml}$.

Surcharge due à la main courante : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.



- **Vérification de l'acrotère au séisme :** Le **RPA99** préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule:

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

Avec : **A** : coefficient d'accélération de zone (tableau 4-6) du **RPA99** → $A = 0.3$

C_p : facteur des forces horizontales (tableau 6-1) du **RPA99** → $C_p = 0.8$

W_p : poids propre de l'acrotère sur une longueur de 1 m

$$W_p = 1.4675 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 4 \times 0.3 \times 0.8 \times 1.4675$$

$$F_p = 1.41 \text{ KN/ml} > Q = 1 \text{ KN /ml.}$$

$F_p > Q$ pour ces valeurs on prend la surcharge $Q = 1.41 \text{ KN/ml}$

- **Détermination des sollicitations :**

-Poids propre de l'acrotère : $G = 2.11 \text{ KN/ml.}$

-Surcharge d'exploitation : $Q = 1.41 \text{ KN/ml.}$

-Effort normal du au poids propre G : $N = G \times 1 = 2.11 \text{ KN.}$

-Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1.41 \text{ KN.}$

-Moment fléchissant max du a la surcharge Q : $M_Q = Q \times H \times 1 = 1.41 \times 0.5 \times 1 = 0.70 \text{ KN.m.}$

- **Combinaisons de charges :**

❖ **ELU** : La combinaison est $1,35 G + 1,50 Q$

- Effort normal de compression dû à G :

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 2.11 = 2.85 \text{ KN/ml}$$

- Moment de renversement dû à Q :

$$M_u = 1,50 \times M_Q = 1,50 \times 1.41 = 2.11 \text{ KN.m}$$

❖ **ELS** : La combinaison est $G + Q$

- Effort normal de compression : $N_s = G = 2.11 \text{ KN/ml}$

- Moment de renversement : $M_s = 1.41 \text{ KN.m}$



4-2-3-Ferrailage :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire

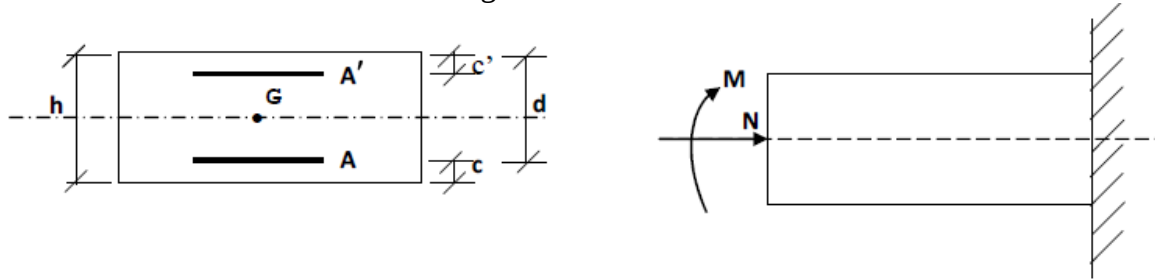


Figure 4-2 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

Tableau 4- 1: Caractéristiques géométriques de la section.

b (cm)	h (cm)	c' (cm)	d (cm)	f_{c28} (MPa)	f_e (MPa)
100	10	3	$h - c' = 10 - 3 = 7$	25	500

c' , c : l'enrobage.

$d = h - c$: hauteur utile.

e : Excentricité

h : épaisseur de la section soumis à la flexion composée.

M_f : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

a) Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0.74 \text{ m} = 74 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm.}$$

On a : $e_u > h/2 - c \Rightarrow e_u = 74 \text{ cm} > 2 \text{ cm.}$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée.

b) Calcul en flexion simple :

$$e_a = e_u + \frac{h}{2} - c = 0.74 + 0.02 = 0.76 \text{ m}$$



e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales après exécution.

- **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times e_a = 3.132 \times 0.55 = 1.72 \text{ KN.m}$$

- **Moment réduit:**

$$M_f = f_{bu} \times b \times d^2 \times \mu_{bu}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{f_{bu} \times b \times d^2} \rightarrow \mu_{bu} = 0.022$$

$$Z_b = d (1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.07(1 - 0.6 \times 0.022) = 0.069 \text{ m}$$

• **Les armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{Z_b \times f_s} \text{ avec } f_s = 435 \text{ MPa}$$

$$A_f = \frac{2.17 \times 10^{-3}}{0.069 \times 435} \rightarrow A_f = 0.72 \text{ cm}^2$$

c) Calcul en flexion composée :

$$\text{La section réelle des armatures : } A_A = A_f - \frac{N_u}{f_s}$$

$$A_A = 0.72 - (2.85 \times \frac{10}{435}) = 0.66 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité : (BEAL91/Art A, 4, 2,1)**

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A_A \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d}$$

Calcul de l'excentricité e_s :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

$$e_s = \frac{1.41}{2.11} \rightarrow e_s = 66.82 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 100 \times 7 (66.82 - 0.455 \times 7)}{500 (66.82 - 0.185 \times 7)} \rightarrow A_{\min} = 0.67 \text{ cm}^2$$

On Remarque que : $A_{\min} > A_A$

○ **Conclusion :**

$$A_s = \text{Max} (A_A = 0.66; A_{\min} = 0.67; A_f = 0.72) = 0.72 \text{ cm}^2$$

On prend : 4HA8 (2,01 cm²) avec un espacement de 25 cm.



- **Armature de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \rightarrow A_r \geq 0.50 \text{ cm}^2$$

On prend : 4HA8 (2,01cm²) avec un espacement de 25 cm.

4-2-4-Vérifications :

- ❖ **À L'ELU :**

- ✓ **Vérification de l'effort tranchant: (cisaillement)**

D'après l'article A.5.1, 1 du **BAEL 91** :

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b_0}$$

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement.

V_u = effort tranchant ultime à prendre en compte à l'ELU.

$V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1.41 = 2.115 \text{ KN}$.

b_0 : Épaisseur minimale de l'âme.

d : hauteur utile de la section $d = h - c$.

$$\tau_u = 0.03 \text{ MPa}$$

Comme la fissuration est considérée comme étant préjudiciable, il est nécessaire de vérifier la condition suivante [article A.5.3, 21 du **BAEL91**] :

$$\overline{\tau_u} = \text{MIN}\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} = 2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}\right) \rightarrow \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} > \tau_u = 0.03 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque}$$

de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- ✓ **Vérification des espacements des barres : (BAEL91/Art A, 8, 2,42)**

- **Armature principale :**

$$S_p \leq \min(3 \times h, 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_p \leq \min(3 \times 10 ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$S_p = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armature de montage :**

$$S_p \leq \min(4 \times h, 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_p \leq \min(40, 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$S_p = 25 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$



❖ À L'ELS :

✓ Contrainte de compression dans le béton :

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$)

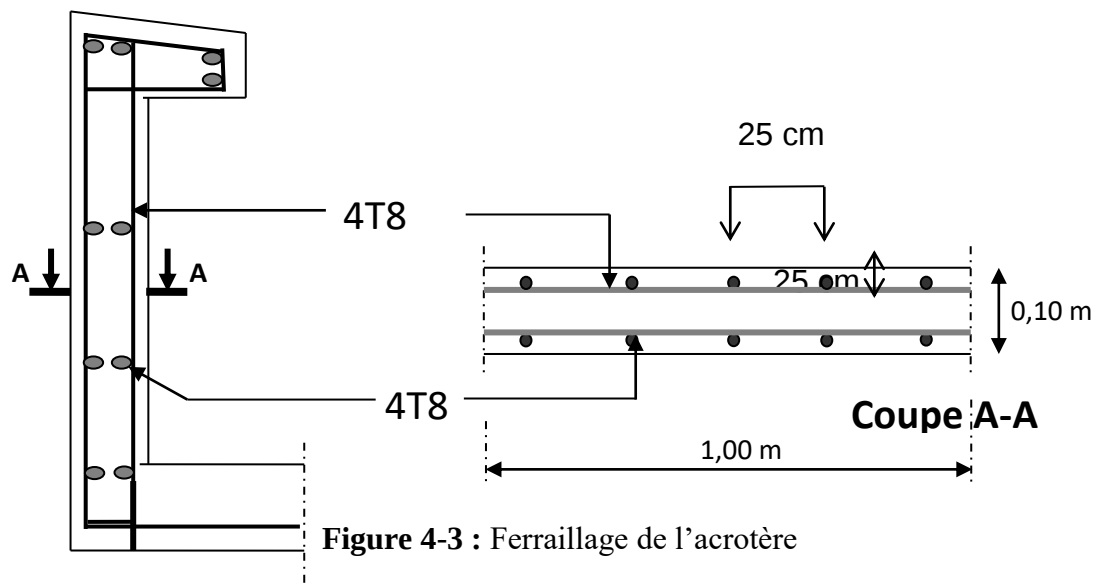
$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

Le tableau suivant va regrouper les résultats :

Tableau 4- 2 : Vérification des contraintes.

M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm)	K (N/m ³)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Condition $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
1.41	2.01	1.78	1009.53	0.140	2.49	15	Vérifiée

4-2-5-Ferrailage :

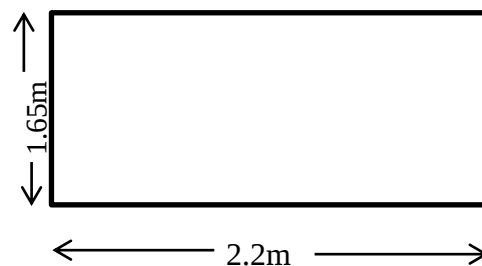


4-2-Ferrillage du balcon :

4-2-1-Calcul du ferrailage :

$$L_x = 1.65 \text{ m}$$

$$L_y = 2.20 \text{ m}$$





$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.65}{2.2} = 0.75 > 0.4$$

Donc la dalle travaille sur les deux sens.

1. Calcul des moments :

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \quad \begin{cases} 0 \text{ à l'ELU} \\ 0.2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de Pigeaud calcul des dalles rectangulaire [1].

❖ ELU :

$$P = 0.75 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.062 \\ \mu_y = 0.509 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 2.228 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y \times M_x = 1.134 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 1.1894 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 0.964 \text{ KN.m}$$

• Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 1.114 \text{ KN.m}$$

❖ ELS :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.75 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0685 \\ \mu_y = 0.0643 \end{cases}$$



$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_{ser} \times Lx^2 = 1.751 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y \times M_x = 1.125 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 1.488 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 0.956 \text{ KN.m}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 0.875 \text{ KN.m}$$

Le balcon est exposée aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU et l'ELS.

$b=100\text{cm}$; $h=16\text{cm}$; $d=0,9h=14.4\text{cm}$; $f_e=500\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=435\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 4-3 : Ferrailage du balcon

	Sens	M_u (kNm)	μ	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ² /ml)	Esp (cm)
Travée	x-x	1.894	0,0064	0,0081	14,35	0,30	5T10	3.92	25
	y-y	0.964	0,0033	0,0041	14,16	0,154	5T10	3,92	25
							3T10	2.35	20
Appuis		1,114	0,004	0,005	14,37	0,18			

2. Condition de non fragilité : $A_{s\min}$ selon BAEL 91

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- **En travée :**

$$A_s = 0.30 \text{ cm}^2 < A_s^{\min} = 1.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Nous prenons : 5T10 = 3.92 cm²/ml → esp 100/4 = 25 cm

- **Sur appuis :**

$$A_s = 0.18 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Nous prenons : 3T10 = 2.35 cm²/ml → esp 100/4 = 25 cm



3. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

? **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$Tx = \frac{(qu \times Lx \times Ly)}{2Lx + Ly} = \frac{13,2 \times 1,65 \times 2,2}{2 \times 1,65 + 2,2}$$

$$\rightarrow Tx = 8,712 \text{ KN}$$

$$Ty = \frac{qu \times Lx}{3} = \frac{13,2 \times 1,65}{3}$$

$$\rightarrow Ty = 7,26 \text{ KN}$$

$$Tu^{\max} = \text{Max}(Tx, Ty) = 8,712 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{8,712 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0,0605 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Vérifiée})$$

C'est vérifiée donc on a pas besoin d'armatures transversales.

4-2-2-Vérifications:

✓ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 4-4 : Vérification des contraintes à l'ELS

		$M_{ser}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	(x-x)	1.488	3.92	3.24	6999.83	0.689	Vérifiée
	(y-y)	0.956	3.92	3.24	6999.83	0,442	Vérifiée
Appuis		0.875	2.35	3.24	6999.83	0,405	Vérifiée



- ✓ **Vérification de la flèche :** Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \quad 0.096 \geq 0.0375 \dots\dots \text{vérifié}$$

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \rightarrow 0.096 \geq 0.028 \text{ à } 0.037 \dots\dots \text{vérifié}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \quad 2.18 \times 10^{-3} \leq 4 \times 10^{-3} \dots\dots \text{vérifié}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

○ **Conclusion :**

Voici le ferrailage qu'on a adopté:

3T10 sur appuis espacé de 20cm $\rightarrow A_{adp}=2.35 \text{ cm}^2$

5T10 en travée espacé de 25cm $\rightarrow A_{adp}=3.92 \text{ cm}^2$

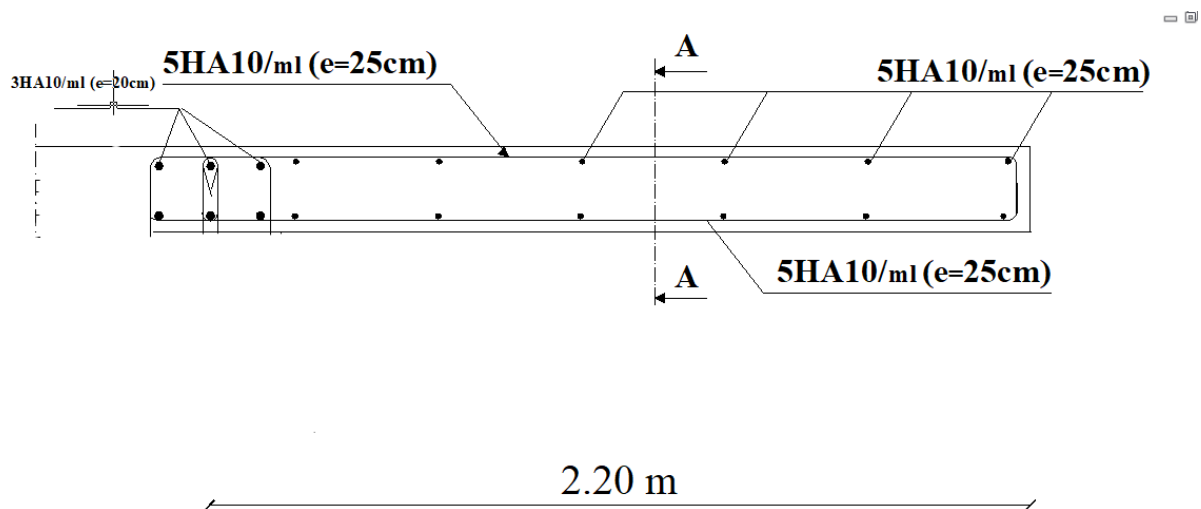


Figure 4-4 : Ferrailage du balcon



4-3-Ferrailage de l'escalier :

4-3-1-Calcul Ferrailage de la paillasse :

L'escalier est calculé en considérant le type de fissuration peu nuisible car il n'est pas exposé aux intempéries. De ce fait, le calcul se fait à l'ELU seulement.

Sur une bande de 1m de largeur on a:

$q_{up} = 11.445 \text{ KN/m}^2 \rightarrow$ Surcharge de la paillasse

$q_{uv} = 14.314 \text{ KN/m}^2 \rightarrow$ Surcharge de la vole

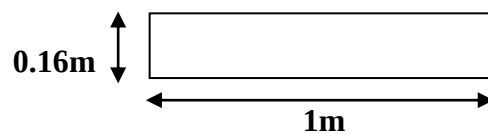


Tableau 4-5 : Caractéristiques de l'escalier

f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)	γ_b	γ_s	d (m)	b_o (m)	f_{bu} (MPa)	σ_s (MPa)	f_e (MPa)
25	2.1	1.5	1.15	0.144	1	14.17	435	500

Les valeurs des moments et de l'effort tranchant obtenus par le calcul manuel et utilisation du logiciel de calcul ROBOT sont schématisées ci-dessous

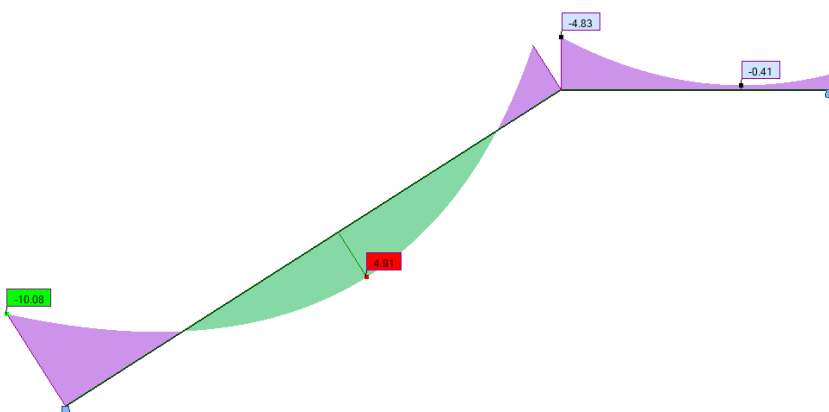


Figure 4-5 : Valeurs des moments en appuis et en travée le long de la paillasse de l'escalier.

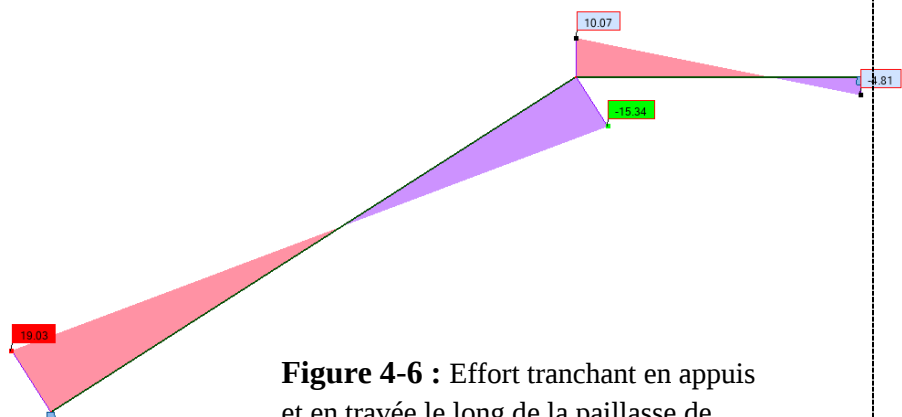


Figure 4-6 : Effort tranchant en appuis et en travée le long de la paillasse de l'escalier



1. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23.b_0.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23.1.0,144.\frac{2.1}{500} = 1.39\text{cm}^2$$

1. Armatures longitudinales :

Considérant le calcul en flexion simple on a alors :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 + d^2 + f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \times \gamma_s}$$

Tableau 4-6 : Ferrailage de l'escalier

	M (kN.m)	μ_{bu}	A	Z (m)	$A_u(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp/ml}}$	St (cm)
Appui	10.08	0.034	0.0432	0.141	1.64	1.39	3T12	20
Travée	4.91	0.016	0.02	0.142	0.795	1.39	4T12	25

2. Armatures de répartition:

$$A_r = A_u / 4$$

Tableau 4-7 : Armature de répartition de l'escalier

	$A_u(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp/ml}}$	St (cm)
Appui	1.64	0.41	4T8	25
Travée	0.795	0.199	4T8	25

3. Armatures transversales :

Selon le **BAEL91 (art A-5-22)** les armatures transversales d'effort tranchant ne sont pas nécessaires si les conditions suivantes sont remplies :

$$\tau_U^{\max} = \frac{V_U^{\max}}{b_0 d} \leq 0.07 x \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \overline{\tau_U}$$

$$\tau_U^{\max} = \frac{0.01903}{0.144} = 0.132 \text{ MPa} \leq 0.05.25 = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } \tau_U^{\max} < \overline{\tau_U}$$

C'est vérifié donc on a pas besoin d'armatures transversales.



4. Etude de la poutre de palière :

La poutre palière est prévue pour reprendre la réaction du palier, elle est supposée comme simplement appuyée sur les voiles à ses extrémités en prenant en compte la ventilation des moments. Son ferrailage se fera en flexion simple à l'ELU (fissuration peu nuisible).

i. Pré dimensionnement : $L = 2.85\text{m}$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 19 \leq h \leq 28.5 \Rightarrow h=25$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 7.5 \leq b \leq 17.5 \Rightarrow b=15$$

• Selon le RPA :

$$h \geq 30, b \geq 20, \frac{h}{b} \leq 4.00 \quad \text{Donc on prend la section } (20 \times 30) \text{ cm}^2$$

ii. Evaluation des charges :

- Poids propre de la poutre $25 \times 0.3 \times 0.2 = 1.5 \text{ KN/ml}$
- Maçonnerie $(9 \times (0.1+0.15)) + (18 \times 0.05) = 3.15 \text{ KN/m}$
- Poids de l'escalier..... $R_u = 32.65 \text{ KN/ml}$

❖ ELU :

$$\begin{aligned} P_u &= (1.35 G + 1.5 Q) + R_u \\ &= 1.35 (1.5 + 3.15) + 32.65 + 1.5(2.5) \\ &\Rightarrow P_u = 42.68 \text{ KN} \end{aligned}$$

iii. Les efforts internes :

$$M_U = \frac{P_U l^2}{12} = 28.90 \text{ KN.m}$$

$$T_U = \frac{P_U l}{2} = 61.74 \text{ KN.m}$$

- Sur appuis : $M_a = 0.3M_u = 8.67 \text{ KN.m}$
- En travée : $M_t = 0.85M_u = 24.56 \text{ KN.m}$

❖ ELS :

$$\begin{aligned} P_{ser} &= G + Q + R_u \\ &= (1.5 + 3.15) + 32.65 + 2.5 \\ &\Rightarrow P_u = 39.8 \text{ KN} \end{aligned}$$



iv. Les efforts internes :

$$M_{ser} = \frac{P_{ser} \cdot l^2}{12} = 26.94 \text{ KN.m}$$

$$T_{ser} = \frac{P_{ser} \cdot l}{2} = 56.71 \text{ KN.m}$$

- **Sur appuis :** $M_a = 0.3M_{ser} = 8.08 \text{ KN.m}$
- **En travée :** $M_t = 0.85M_{ser} = 22.90 \text{ KN.m}$

v. Ferrailage de la poutre : à l'ELU

$$d = 0.27 \text{ m} \quad b = 0.2 \text{ m}$$

Tableau 4-8 : Ferrailage de la poutre palière

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_u (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adp} /ml	A_{adp} (cm ²)
Appuis	8.67	0.0420	0.054	0.264	0.75	0.52	2T12	2.260
Travée	24.56	0.1189	0.159	0.253	2.23	0.52	5T12	5.650

$S_t = 15 \text{ cm}$ (sur appuis)

$S_t' = 25 \text{ cm}$ (en travée)

vi. Armature transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} = 10.28 \text{ mm} ; \phi = 12 \text{ mm} ; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

On opte pour $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

V-3-2-Vérifications:

✓ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0.23bd (f_{t28}/f_e)$$

$$A_s = \min(A_s^a ; A_s^t) = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$2.26 \text{ cm}^2 > 0.52 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$



✓ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.1 > 0.0625 \text{OK}$$

$$\frac{As}{bd} \leq \frac{4.2}{Fe} \rightarrow 0.006 < 0.0084 \text{OK}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_o} \rightarrow 0.1 > 0.084 \text{OK}$$

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement (effort tranchant) :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_U = \frac{T_U^{\max}}{b_0 d} \leq \overline{\tau_U} = \min \left\{ \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 1.16 \text{ Mpa}$$

$$1.14 \text{ MPa} < 1.16 \text{ MPa} \text{OK}$$

✓ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 4-9 : Vérification des contraintes à l'ELS

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MN/m)	σ_{bc} (MPa)	$0.6f_{c28}$ (MPa)	Condition
Travée	34.35	4.524	26175.6	10.6	131.23	13.91	15	Vérifiée
Appuis	12.12	2.355	16160.7	8.15	74.996	6.11	15	Vérifiée



○ **Conclusion :**

Voici le ferrailage qu'on a adopté :

Ferrailage longitudinale :

3T12 sur appuis $\rightarrow A_{adp}=3.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ($e=20\text{cm}$)

4T12 en travée $\rightarrow A_{adp}=4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ($e=25\text{cm}$)

Armatures de répartition :

4T8 $\rightarrow A_{adp}=2.01 \text{ cm}^2$ ($e=25\text{cm}$)

Poutre palière :

2T12 sur appuis $\rightarrow A_{adp}=2.26 \text{ cm}^2$ ($e=15\text{cm}$)

5T12 en travée $\rightarrow A_{adp}=5.65 \text{ cm}^2$ ($e=25\text{cm}$)

Cadres de 4T8 $\rightarrow A_{adp}=2.01 \text{ cm}^2$ ($e=15\text{cm}$)

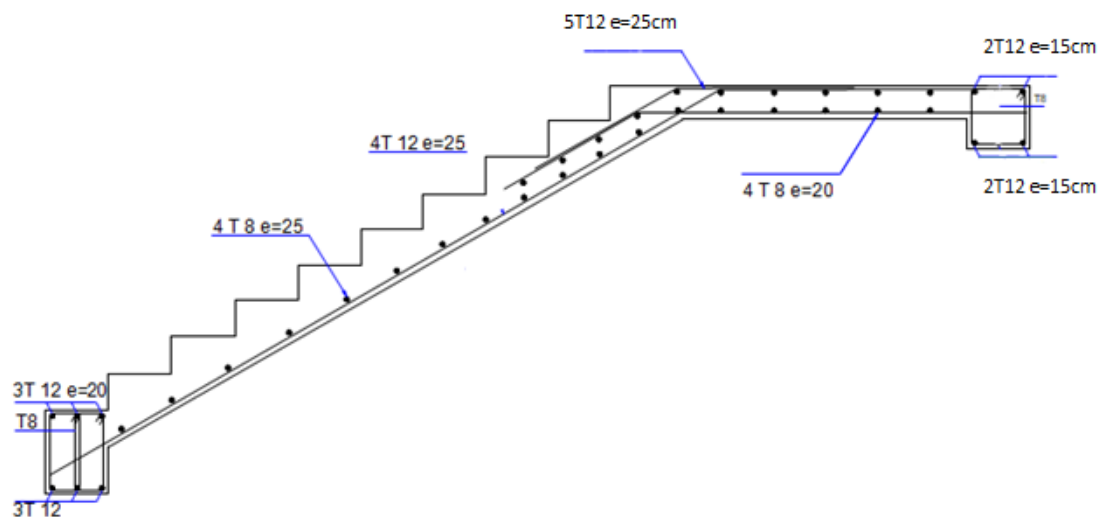


Figure 4-7 : Ferrailage de l'escalier



4-4-Calcul de la dalle de la salle de machine :

L'immeuble est équipé d'un d'ascenseur de vitesse d'entraînement $V= 1\text{m/s}$. La surface de la cabine est de $(1,80 \times 2,00 = 3,6 \text{ m}^2)$ pouvant chargées six (06) personnes. DE ce fait la dalle de la salle de machine reprend un chargement important comparé à celui de l'étage courant ou de la terrasse.

4-4-1-Dimensionnement :

La dalle repose sur quatre appuis, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide de l'abaque de PIGEAUD, qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge centrée au milieu du panneau sur une aire $a \times b$ et elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a \times b$: surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: surface d'impact.

a et u : dimensions suivant le sens $x-x'$, b et v suivant le sens $y-y'$.

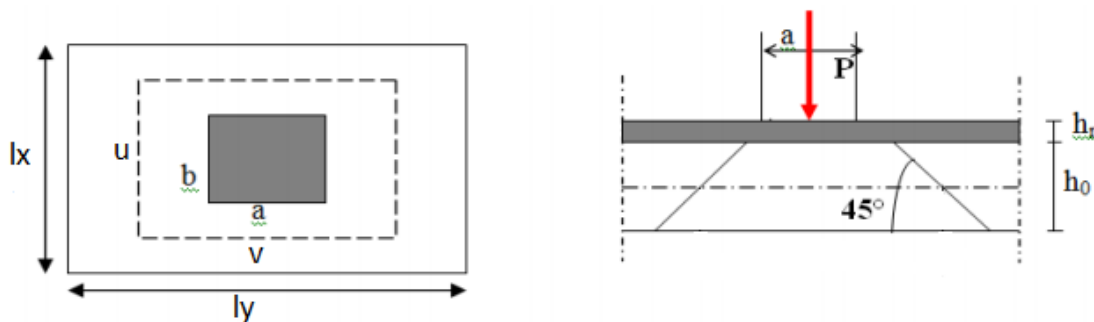


Figure 4-8 : Schéma représentant la surface d'impact

On a :

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1,80}{2,00} = 0,9 > 0,4 \text{ donc la dalle porte sur les deux sens.}$$

$$h_0 \geq \frac{L_{max}}{30} \rightarrow h_0 \geq 6,67 \text{ cm}$$

h_r doit être au moins égale à 12 cm (**RPA 99/2003**).

Donc on va choisir $h_r = 15 \text{ cm}$.

$$U = a + 2h_r + h_0$$

$$V = b + 2h_r + h_0$$

h_r : épaisseur de revêtement $e = 4 \text{ cm}$.

h_0 : épaisseur de la dalle.

$a = b = 80 \text{ cm}$ côtés du rectangle dans lequel « q » est concentrée.



D'où :

$$U = 1.03 \text{ m}$$

$$V = 1.03 \text{ m}$$

- Les moments M_{x1}, M_{y1} du système de levage :

$$M_x = q_u \times (M_1 + \nu \times M_2)$$

$$M_y = q_u \times (M_2 + \nu \times M_1)$$

Avec ν coefficient de poisson (0 à l'ELU et 0.2 à l'ELS).

M_1 en fonction de U/l_x et ρ

M_2 en fonction de V/l_y et ρ

On a :

$$\rho = 0.9$$

$$U/l_x = 0.57$$

$$V/l_y = 0.5$$

$$\rightarrow M_1 = 0.092 ; M_2 = 0.095 \text{ (l'abaque de PIGEAUD en annexe 1)}$$

❖ ELU:

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u \times M_1 \\ M_{y1} = q_u \times M_2 \end{cases}$$

M_{x1} : Moment du système de levage suivant X

M_{y1} : Moment du système de levage suivant Y

q_u : Surcharge du système de levage

$$G = 60 \text{ KN}; Q = 0 \text{ KN}$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \rightarrow q_u = 81 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 7.45 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 7.70 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Les moments dus au poids propre de la dalle M_{x2}, M_{y2} :

Les valeurs approchées des coefficients μ_x et μ_y :

$$\rho = 0.9 \rightarrow \mu_x = 0.0456 ; \mu_y = 0.7834$$

$$q_u = 1.35 \times (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) + 1.5 \times 1 = 8.05 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 1.19 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0.93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.64 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.63 \text{ KN.m} \end{cases}$$



- **En travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 7.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 7.33 \text{ KN.m}$$

- **En appui :**

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.3M_x = -2.59 \text{ KN.m}$$

- ❖ **ELS :**

$$M_{x1} = q_{ser} \times M_1$$

$$M_{y1} = q_{ser} \times M_2$$

$$G=60 \text{ KN}; Q=0 \text{ KN}$$

$$Q_{ser}=1.35G+1.5Q \rightarrow q_{ser}=60 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 6.66 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 6.80 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Les moments dus au poids propre de la dalle M_{x2}, M_{y2} :**

Les valeurs approchées des coefficients μ_x et μ_y :

$$\rho=0.9 \rightarrow \mu_x=0.0528 ; \mu_y=0.8502$$

$$q_{ser}=1.35 \times (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) = 5.85 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

$$\begin{cases} M_{x2}=1 \text{ KN.m} \\ M_{y2}=0.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Superposition des moments :**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.66 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **En travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 6.51 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 6.50 \text{ KN.m}$$

- **En appui :**

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.3M_x = -2.30 \text{ KN.m}$$

4-4-2- Calcul du ferrailage :

La fissuration est considérée préjudiciable donc le calcul sera fait à l'ELU et à l'ELS.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant $dx = dy = 13.5 \text{ cm}$.



Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$b=100\text{cm}$, $h=15\text{cm}$, $d_x=d_y=13.5\text{cm}$

Tableau 4-10 : Ferrailage de la dalle salle machine

		Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A (cm ²)	Choix	Aadp (cm ²)	St (cm)
Travée	Sens X-X	7.34	0.0284	0.0360	0.133	1.27	4T10	3.14	20
	Sens Y-Y	7.33	0.0284	0.0360	0.133	1.27	4T10	3.14	25
Appuis		2.59	0.0100	0.0126	0.134	0.44	4T8	2.01	20

4-4-3-Vérifications :

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

• **En travée :**

$$A_s = 3.14 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1.3 \text{ cm}^2$$

• **Sur appuis :**

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1.3 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification des espacements :** (Art A, 8,2, 42 **BAEL 91**)

• Sens x-x' : $St \leq \min(2e ; 25\text{cm})$ on adopte **St = 20 cm**

• Sens y-y' : $St \leq \min(3e ; 33\text{cm})$ on adopte **St = 25 cm**

✓ **Diamètre minimal des barres :** (Art A-7,21/ **BAEL91**)

On doit vérifier que : $\emptyset_{\max} \leq \frac{h_t}{10}$

$$\emptyset_{\max} = 8\text{mm} \leq \frac{150}{10} = 15\text{mm} \dots\dots\text{OK}$$

$$\emptyset_{\max} = 10\text{mm} \leq \frac{150}{10} = 15\text{mm} \dots\dots\text{OK}$$

✓ **Vérification au poinçonnement :** (Art A, 5,2, 42/ **BAEL91**)



$$q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime.

h_t : l'épaisseur totale de la dalle.

μ_c : le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$\mu_c = 2 \times (u+v) = 2 \times (103+103) \Rightarrow \mu_c = 412 \text{ cm.}$

$$q_u = 81 \text{ KN et } \gamma_b = 1.5$$

$$81 \text{ KN} < 494.4 \text{ KN} \dots\dots\text{OK}$$

✓ Vérification des contraintes tangentielles :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_U}$

Pour les fissurations préjudiciables :

$$\overline{\tau_U} = \text{Min} \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\overline{\tau_U} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d}$$

$$\text{Au milieu de } u : V_u = \frac{q_u}{2U+V} = 19.41 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de } v : V_v = \frac{q_u}{2U+V} = 19.41 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_{\max} = 19.41 \text{ KN} \rightarrow \tau_u = 0.14 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.14 \text{ MPa} < \overline{\tau_U} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\text{OK}$$

C'est vérifiée donc y'a pas de risque de cisaillement.

✓ Vérification des contraintes :

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

**Tableau 4-11 : Vérification des contraintes à l'ELS**

		M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MN/m)	σ_{bc} (MPa)	$0.6f_{c28}$ (MPa)	Condition
Travée	X-X	6.51	3.14	6087.12	3.126	106.94	3.34	15	Vérifiée
	Y-Y	6.50	3.14	6087.12	3.126	106.94	3.34	15	Vérifiée
Appuis	X-X	2.30	2.01	1608.67	2.567	142.97	3.67	15	Vérifiée

○ **Conclusion :**

Voici le ferrailage adopté :

4T10 en travée $\rightarrow A_{adp}=3.14 \text{ cm}^2$

4T8 sur appuis $\rightarrow A_{adp}=2.01 \text{ cm}^2$

En travée :

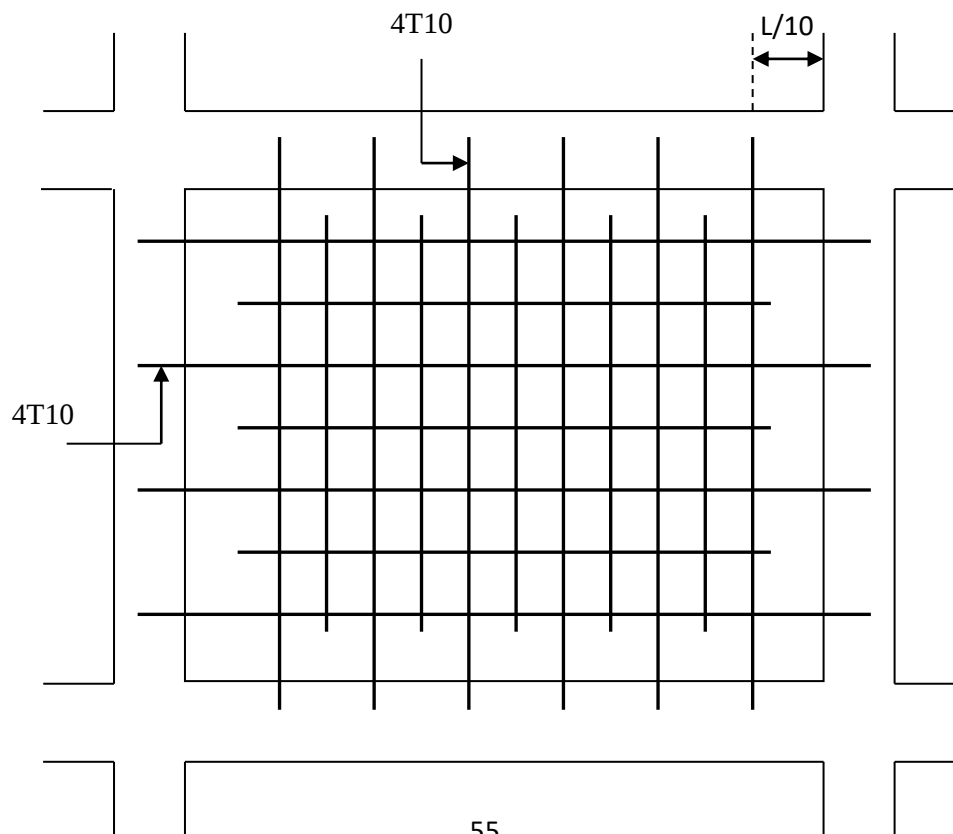




Figure 4-9 : Ferrailage de la dalle de la salle de machine en travée

Sur appuis :

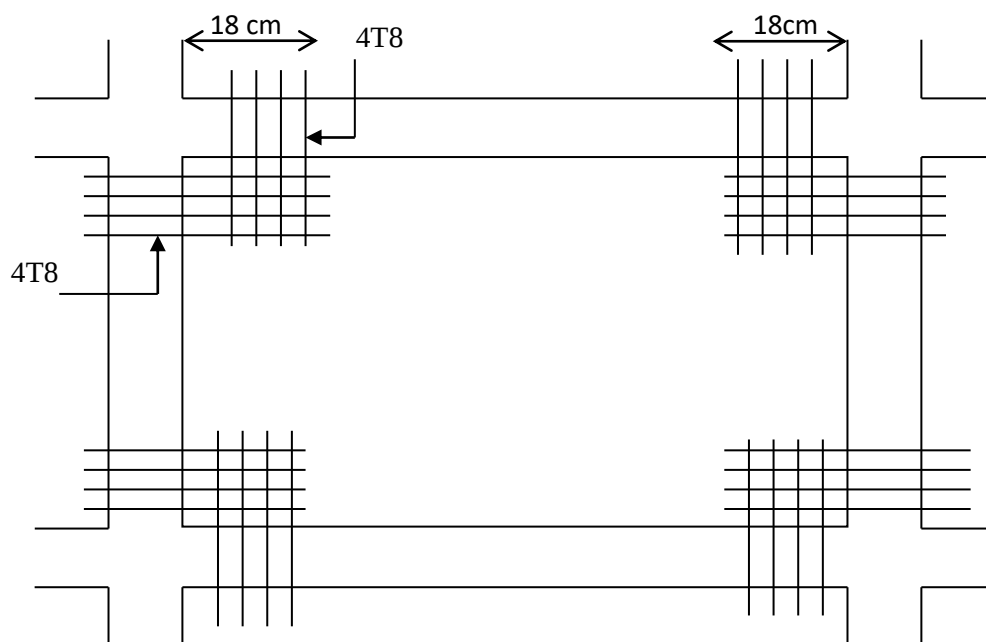


Figure 4-10 : Ferrailage de la dalle de la salle de machine sur appuis.



5-1-Introduction :

Dans cette partie, nous allons calculer l'action sismique que peut subir l'ouvrage vu qu'il est implanté dans une zone de forte sismicité qui est de classe selon le règlement parasismique algérien. Aussi, nous allons s'assurer de la vérification des conditions du bon comportement de l'ouvrage vis-à-vis de l'action sismique par le biais des exigences imposées par le règlement parasismique algérien RPA99/2003

5-2-Etude dynamique :

5-2-1-Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

5-2-2-Présentation du logiciel de calcul (ETABS) :

La modélisation de l'ouvrage étudié est faite par le biais du logiciel de calcul des structures : ETABS, cela afin que nous puissions déterminer :

- Les périodes propres
- Les coefficients de participation
- Les déplacements du plancher

Qui sont nécessaires pour la vérification des conditions imposées par l'RPA

5-2-3 -Les caractéristiques principales d'ETABS :

- ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.
- Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux selon différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI.etc). En plus de sa simplicité pour le calcul des bâtiments.
- ETABS offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charges automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.). ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).



5-2-4 -Modélisation :

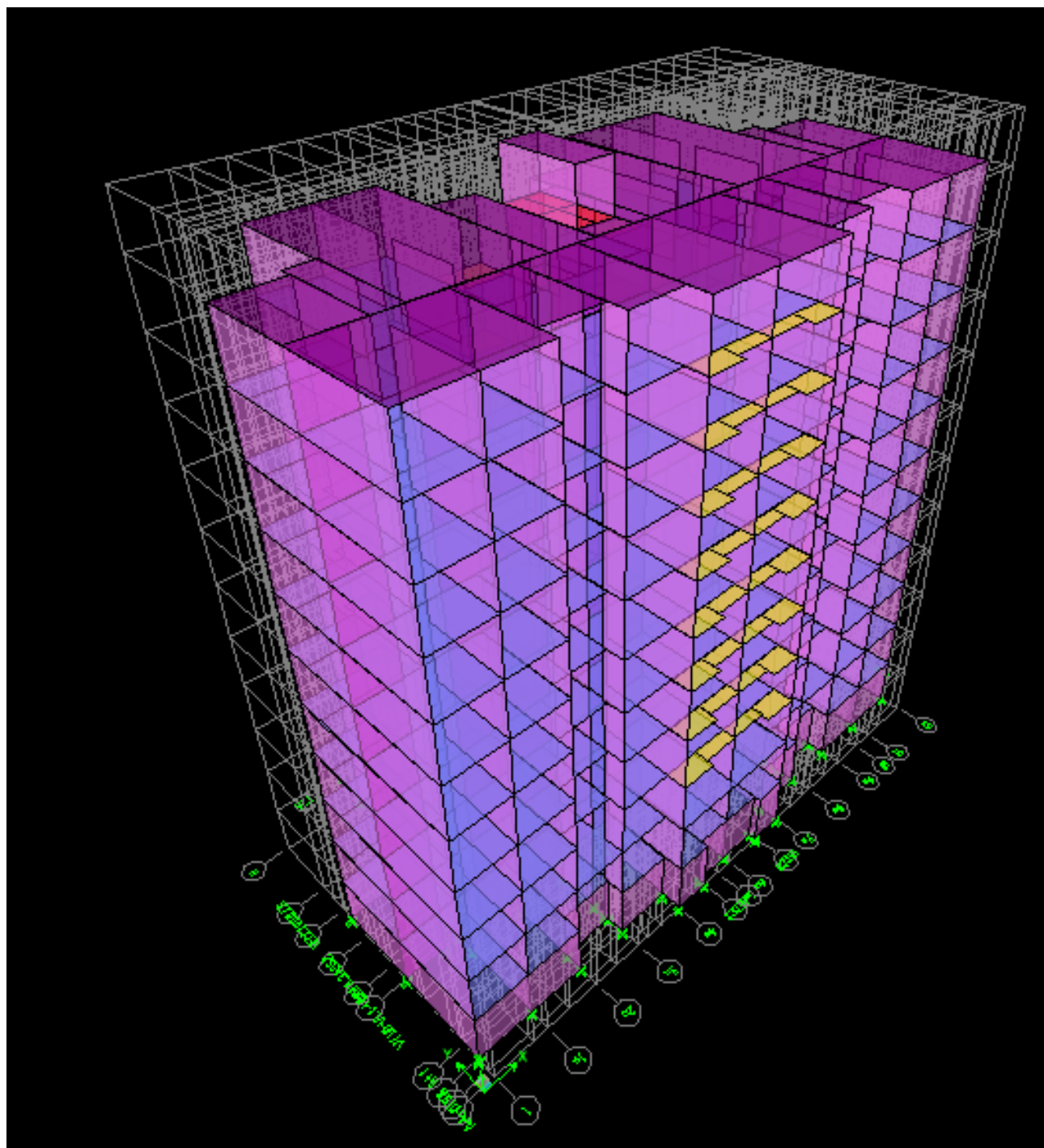


Figure 5-1 : La vue 3-D de l'ouvrage étudié



5-3 -L'étude sismique :

5-3-1 -Objectif de l'étude sismique :

L'étude sismique consiste à évaluer les forces aux quelles une structure est soumise lors d'un tel phénomène. Cette étude est régie par un certain nombre de règles établies par le (RPA99/2003).

5-3-2-Présentation des différentes méthodes de calcul :

Le calcul de ces forces séismiques peut se faire selon trois méthodes de calcul :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

5-3-3-Choix de la méthode de calcul :

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées, donc on utilise la méthode modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 /2003.



5-4-Vérifications :

5-4-1-Mode de vibration et participation massique:

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure conformément à l'article 4.3.4 e l'**RPA 99/2003**.

Σ modes MC/X $\geq$ 90% et MC/Y $\geq$ 90%

Les résultats obtenus par logiciel (ETABS) sont représenté dans le tableau ci-dessous :

Tableau 5-1 : Participation massique de la structure

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0,449709	42,1802	0,1213	42,1802	0,1213	25,9819	0,1856	57,5724	25,9819
2	0,439253	19,3103	17,674	61,4906	17,7953	29,3598	26,8943	83,773	55,3417
3	0,435432	9,2457	46,7482	70,7362	64,5435	9,4313	97,5439	96,2939	64,773
4	0,16529	0,0036	0	70,7398	64,5435	0,0003	97,5439	96,2945	64,7732
5	0,165224	0,0697	0	70,8096	64,5435	0,0063	97,5439	96,305	64,7795
6	0,164532	0,0378	0	70,8474	64,5435	0,0063	97,5439	96,3115	64,7859
7	0,163706	0,0261	0,0003	70,8734	64,5438	0,0002	97,5441	96,3156	64,7861
8	0,152963	0,1029	0	70,9764	64,5438	0,0187	97,5441	96,3311	64,8047
9	0,15289	0	0	70,9764	64,5438	0	97,5441	96,3311	64,8047
10	0,149022	0,1058	0	71,0822	64,5438	0,0033	97,5441	96,3466	64,8081
11	0,148942	0	0	71,0822	64,5438	0	97,5441	96,3466	64,8081
12	0,120543	12,9109	0,0021	83,9931	64,5459	0,204	97,5447	97,6782	65,012
13	0,119886	0	0	83,9931	64,5459	0	97,5447	97,6782	65,012
14	0,119884	0,005	0	83,9981	64,5459	0,0034	97,5447	97,6788	65,0154
15	0,095143	0,1561	0,0021	84,1542	64,548	20,2355	97,5447	97,6985	85,2509
16	0,0939	0,0006	20,1253	84,1548	84,6733	0,0048	99,5562	97,6986	85,2557
17	0,061137	4,8635	0,0002	89,0183	84,6735	0,0518	99,5562	98,77	85,3074
18	0,048876	0,3553	0	89,3736	84,6735	0,0001	99,5563	98,8222	85,3076
19	0,041962	0,0374	0,0255	89,411	84,699	7,0482	99,5577	98,8286	92,3558
20	0,04093	0,0002	7,4	89,4112	92,0989	0,0236	99,9146	98,8286	92,3794
21	0,038971	2,6833	0,0007	92,0944	92,0996	0,0277	99,9147	99,1034	92,4071
22	0,028879	1,8075	0,0001	93,902	92,0996	0,003	99,9147	99,3665	92,4101
23	0,025938	0,0049	0,0124	93,9069	92,1121	3,2875	99,9148	99,3669	95,6976
24	0,024893	0,0003	3,6702	93,9072	95,7823	0,0082	99,9708	99,3669	95,7058
25	0,023062	1,333	0,0016	95,2401	95,784	0,0011	99,9709	99,4988	95,7069

Comme le montre le tableau ci-dessus la condition est vérifiée au 21^{ème} mode.



5-4-2-La période fondamentale de la structure :

- **Interprétation:**

- Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0,45s$
- Le premier mode est un mode de translation suivant X.
- Le deuxième mode est un mode de rotation autour de Z.
- Le troisième mode est un mode de translation autour de Y.

- **Estimation de la période fondamentale de la structure selon le RPA99 :**

Les valeurs de T calculées par le logiciel **ETABS** ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par L'article 4.2.4 de **RPA**.

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage il est donné par le tableau 4.6 du **RPA**.

Dans notre cas on a :

$$C_T = 0.05$$

$$\text{Et } h_N = 33.66m$$

On doit vérifier que :

$$T_{\text{structure}} = T_{1\text{er-mode}} \leq 1.3 T_{\text{RPA}}$$

$$T_{\text{RPA}} = 0.05 \times (33.66)^{3/4} = 0.91s$$

$$T_{\text{structure}} = 0.45s \leq 0.91s \dots\dots\text{OK}$$



5-4-3-Résultante des forces sismiques à la base:

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA, la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

On doit vérifier est ce que :

$$V_{\text{dyn}} \geq 0.8 V_{\text{MSE}}$$

$$V_{\text{MSE}} = \left(\frac{A \times D \times Q}{R} \right) \times W_t$$

- **A** : coefficient de zone qui dépend de la zone de sismicité et du groupe d'usage.

$$\begin{cases} \text{Zone III} \\ \text{Groupe d'usage 1B} \end{cases}$$

Donc : $A = 0,3$

- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, dépend de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T .

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{3/5} & T \geq 3s \end{cases}$$

- η est donné par la formule suivante : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$

ξ : pourcentage d'amortissement critique, il est fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages.

$$\xi (\%) = 10 \% \quad \Longrightarrow \quad \eta = 0,764 \geq 0,7$$



- Les valeurs de T_1 et T_2 dépendent du site.

$$\text{On a un site ferme, donc : } \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,4 \text{ s} \end{cases}$$

- $$T = \min \begin{cases} C_T h_N^{2/3} \\ 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \end{cases}$$

h_N : hauteur du bâtiment à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 33.66 \text{ m}$$

C_T : coefficient du système de contreventement et du type de remplissage.

$$C_T = 0,05$$

D : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

➤ **Calcul de T :**

❖ **Sens longitudinal :** $D = 32.86 \text{ m}$

$$T = \min \begin{cases} C_T h_N^{3/4} \\ 0,09 h_N / \sqrt{D} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,05(33.66)^{3/4} = 0.7 \text{ s} \\ 0,09(33.66) / \sqrt{32.86} = 0.528 \text{ s} \end{cases} \Rightarrow T = 0.528 \text{ s}$$

❖ **Sens transversal :** $D = 17.55 \text{ m}$

$$T = \min \begin{cases} 0,05(33.66)^{3/4} = 0.7 \text{ s} \\ 0,09(33.66) / \sqrt{17.55} = 0.723 \text{ s} \end{cases} \Rightarrow T = 0.7 \text{ s}$$

➤ **Calcul de D :**

$$\text{Dans les deux cas, on a } T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \Rightarrow T_2 = 0.4 \text{ s} < T < 3 \text{ s}$$

$$\text{Donc : } D = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

❖ **Sens longitudinal :**

$$D = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3}$$

$$D = 2.5(0.764) \times (0.4/0.528)^{2/3} \Rightarrow D = 1.587$$

❖ **Sens transversal :**



$$D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}$$

$$D = 2.5(0.764).(0.4/0.7)^{2/3} \implies D = 1.315$$

➤ **Q** : facteur de qualité donné par la formule : $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$

P_q : pénalité à retenir selon que le critère qualité q est satisfait ou non.

$$Q = 1 + 0 + 0,05 + 0 + 0 + 0 + 0,05 + 0,1 = 1,2$$

➤ **R** : coefficient global de la structure, il est fonction du système de contreventement.

$$R = 3.5$$

➤ **W_T** : la masse de la structure.

$$W_T = 58550,53 \text{ KN}$$

❖ **Sens longitudinal :**

$$V_x = \frac{0.3(1.587)1.2}{3.5} \cdot 58550,53 = 9557.45 \text{ KN}$$

❖ **Sens transversal :**

$$V_y = \frac{0.3(1.315)1.2}{3.5} \cdot 58550,53 = 7919.38 \text{ KN}$$

Vérification du rapport des efforts obtenus par la méthode spectrale modale et la méthode statique équivalente :

➤ **Cas de la méthode modale spectrale :**

$$V_{x \text{ long}} = 9584.7 \text{ KN}$$

$$V_{y \text{ tran}} = 9408.40 \text{ KN}$$

➤ **Cas de la méthode statique équivalente :**

$$V_{x \text{ long}} = 9557.45 \text{ KN}$$

$$V_{y \text{ tran}} = 7919.38 \text{ KN}$$

❖ **Sens longitudinal :**

$$9584.7 > 80\% \times (9557.45) = 7645.96 \text{ KN} \dots \dots \text{ OK}$$

❖ **Sens transversale :**

$$9408.40 > 80\% \times (7919.38) = 6335.50 \text{ KN} \dots \dots \text{ OK}$$



5-4-4 -Justification vis-à-vis des déformations traduit par le déplacement inter-étage :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10 de l'**RPA**, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

On doit vérifier que :

$$\begin{aligned} \text{Sens X-X } \Delta_x &= \left| S_{KX} - S_{KX+1} \right| \leq 1\% H_K \\ \text{Sens Y-Y } \Delta_y &= \left| S_{KY} - S_{KY+1} \right| \leq 1\% H_K \end{aligned}$$

$$H_K = 0.01 \times 306 = 3.06 \text{ cm}$$

❖ Sens longitudinal X-X :

Tableau 5-2 : Déplacement inter-étage dans le sens longitudinal

Niveau	S_{KX}	S_{KX+1}	Δ_x	$1\% H_K$
Sous-sol	0.02	0.13	0.11	3.06
RDC	0.13	0.29	0.16	3.06
Etage 1	0.29	0.47	0.18	3.06
Etage 2	0.47	0.65	0.18	3.06
Etage 3	0.65	0.84	0.19	3.06
Etage 4	0.84	1.02	0.18	3.06
Etage 5	1.02	1.18	0.16	3.06
Etage 6	1.18	1.32	0.14	3.06
Etage 7	1.32	1.43	0.11	3.06
Etage 8	1.43	1.52	0.09	3.06
Terrasse	1.52	1.64	0.12	3.06

Comme le montre le tableau ci-dessus, la condition dans le sens longitudinal est vérifiée.

❖ Sens transversal Y-Y :

Tableau 5-3 : Déplacement inter-étage dans le sens transversal

Niveau	S_{KY}	S_{KY+1}	Δ_y	$1\% H_K$
Sous-sol	0.02	0.09	0.07	3.06
RDC	0.09	0.19	0.1	3.06
Etage 1	0.19	0.33	0.14	3.06
Etage 2	0.33	0.49	0.16	3.06
Etage 3	0.49	0.66	0.17	3.06
Etage 4	0.66	0.85	0.19	3.06
Etage 5	0.85	1.04	0.19	3.06
Etage 6	1.04	1.23	0.19	3.06
Etage 7	1.23	1.42	0.19	3.06
Etage 8	1.42	1.6	0.18	3.06
Terrasse	1.6	1.72	0.12	3.06

Comme le montre le tableau ci-dessus, la condition dans le sens transversal est vérifiée.



5-4-5 -Vérification d'effort de torsion d'axe verticale :

Conformément à l'article 4.2.7 de l'RPA, nous avons :

➤ L'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe vertical due à l'excentricité entre le centre de gravité et le centre de rigidité doit être prise en compte. Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devront être négligés.

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs:

-5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion)

- excentricité théorique résultant des plans.

➤ Quand il est procédé à une analyse par modèles plans dans les deux directions orthogonales

Les effets de la torsion accidentelle d'axe vertical sont à prendre en compte tel que décrit au paragraphe 4.2.7 de l'RPA.

Conformément à l'article 4.3.7 de l'RPA :

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

$$|CM_Y - CR_Y| \leq 5\% L_Y$$

CCM : centre de masse.

CR: centre de rigidité.

$$L_X = 32.86m \quad 0.05L_X = 1.643m$$

→

$$L_Y = 17.55m \quad 0.05L_Y = 1.877m$$

❖ Sens longitudinal X-X :

Tableau 5-4 : Vérification de l'excentricité dans le sens longitudinal

Niveau	XCCM	XCR	$CM_X - CR_X$	$0.05L_x$	Condition
SOUS-SOL	16,185	16,351	0.166	1.643	Vérifiée
RDC	16,368	16,358	0.01	1.643	Vérifiée
ETAGE1	16,352	16,359	0.007	1.643	Vérifiée
ETAGE2	16,352	16,351	0.001	1.643	Vérifiée
ETAGE3	16,352	16,339	0.013	1.643	Vérifiée
ETAGE4	16,352	16,326	0.026	1.643	Vérifiée
ETAGE5	16,352	16,312	0.04	1.643	Vérifiée
ETAGE6	16,352	16,297	0.055	1.643	Vérifiée
ETAGE7	16,352	16,281	0.071	1.643	Vérifiée
ETAGE8	16,352	16,264	0.088	1.643	Vérifiée
TERRASSE	16,304	16,243	0.061	1.643	Vérifiée

Comme le montre le tableau ci-dessus la condition est vérifiée dans le sens longitudinal.



➤ **Sens transversale Y-Y :**

Tableau 5-5 : Vérification de l'excentricité dans le sens transversal

Niveau	YCCM	YCR	CM _Y -CR _Y	0.05L _Y	Condition
SOUS-SOL	6,985	6,487	0.498	1.877	Vérifiée
RDC	6,813	6,365	0.448	1.877	Vérifiée
ETAGE1	6,966	6,422	0.544	1.877	Vérifiée
ETAGE2	6,966	6,475	0.491	1.877	Vérifiée
ETAGE3	6,966	6,529	0.437	1.877	Vérifiée
ETAGE4	6,966	6,574	0.392	1.877	Vérifiée
ETAGE5	6,966	6,612	0.354	1.877	Vérifiée
ETAGE6	6,966	6,641	0.325	1.877	Vérifiée
ETAGE7	6,966	6,664	0.302	1.877	Vérifiée
ETAGE8	6,966	6,679	0.287	1.877	Vérifiée
TERRASSE	6,934	6,7	0.266	1.877	Vérifiée

Comme le montre le tableau ci-dessus la condition est vérifiée dans le sens transversal.

5-4-6 -Vérification de l'effet P-Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

P_k: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

V_k: effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k: déplacement du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k: hauteur de l'étage « k ».

❖ **Sens longitudinale X-X :**

Tableau 5-6 : Vérification de l'effet P-Δ dans le sens longitudinal

Niveau	P _{KX}	H _{KX}	V _{KX}	Δ _{KX}	θ _{KX}	Condition
Sous-sol	0.00	306	9584.76	0.11	0.00001	vérifiée
RDC	6089.96	306	9502.28	0.16	0.000335	vérifiée
Etage 1	11349.76	306	9247.75	0.18	0.000721	vérifiée
Etage 2	16513.26	306	8853.59	0.18	0.001097	vérifiée
Etage 3	21676.77	306	8307.88	0.19	0.001620	vérifiée
Etage 4	26840.27	306	7615.12	0.18	0.002076	vérifiée
Etage 5	32003.78	306	6772.44	0.16	0.002470	vérifiée
Etage 6	37167.28	306	5777.13	0.14	0.002943	vérifiée
Etage 7	42330.78	306	4623.86	0.11	0.003290	vérifiée
Etage 8	47494.29	306	3291.18	0.09	0.004244	vérifiée
Terrasse	52657.79	306	1738	0.12	0.011881	vérifiée

Comme le montre le tableau ci-dessus la condition est vérifiée dans le sens longitudinal.



❖ .Sens transversale Y-Y :

Tableau 5-7 : Vérification de l'effet P-Δ dans le sens transversal

Niveau	P _{KY}	H _{KY}	V _{KY}	Δ _{KY}	θ _{KY}	Condition
Sous-sol	0.00	306	9408.4	0.07	0.00001	vérifiée
RDC	6089.96	306	9245.56	0.1	0.000215	vérifiée
Etage 1	11349.76	306	8936.34	0.14	0.000581	vérifiée
Etage 2	16513.26	306	8527.08	0.16	0.001012	vérifiée
Etage 3	21676.77	306	8015.82	0.17	0.001502	vérifiée
Etage 4	26840.27	306	7395.79	0.19	0.002253	vérifiée
Etage 5	32003.78	306	6676.7	0.19	0.002976	vérifiée
Etage 6	37167.28	306	5834.35	0.19	0.003955	vérifiée
Etage 7	42330.78	306	4830.81	0.19	0.005440	vérifiée
Etage 8	47494.29	306	3813.16	0.18	0.007326	vérifiée
Terrasse	52657.79	306	2031.97	0.12	0.010162	vérifiée

Comme le montre le tableau ci-dessus la condition est vérifiée dans le sens transversal.

5-4-7-Stabilité Au Renversement :

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage Sollicité par des efforts horizontaux.

Il faut vérifier que : $M_{\text{renver}} / M_{\text{résist}} > 1.5$

❖ Sens longitudinal:

$$M_{\text{resi}} = W \times l_x / 2 = 58550,53 \times 32.86 / 2 = 961985.208 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{renv}} = \sum F_i \cdot Z_i = 224650.75 \text{ KN.m}$$

$$D'où : M_{\text{résist}} / M_{\text{renver}} = 961985.207 / 224650.75 = 4.28 > 1.5 \quad (\text{vérifiée})$$

❖ Sens transversal:

$$M_{\text{resi}} = W \times l_y / 2 = 58550,53 \times 17.55 / 2 = 513780.901 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{renv}} = \sum F_i \cdot Z_i = 217518,202 \text{ KN.m}$$

$$D'où : M_{\text{résist}} / M_{\text{renver}} = 513780.901 / 217518,202 = 2.36 > 1.5 \quad (\text{vérifiée})$$

Conclusion:

La condition de la stabilité de l'ouvrage étant satisfaite dans les deux sens notre bâtiment ne risque pas de se renverser.



6-1-Ferrailage des voiles :

Dans leur grande majorité, les constructions en béton armé sont contreventées par des refends. Les murs de contreventement, ou refends, peuvent être définie comme des structures planes ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième (l'épaisseur), ils peuvent être aussi définis comme étant des poteaux « allongés » de longueur supérieure à cinq fois leurs épaisseurs.

En béton armé ou non armé, ils assurent d'une part le transfert des charges verticales apportées par les planchers (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontale du au vent et au séisme (fonction de contreventement).

Appelé également « voiles », ils peuvent également servir de :

- Cloisons de séparation entre les locaux ou les chambres et garantir une isolation acoustique ainsi qu'une protection incendie (coupe-feu).
- Murs de façade, murs pignons
- voiles périphériques, voiles soubassement

De plus, les murs de contreventement se distinguent par le nombre limité d'ouvertures ou de passages qu'ils comportent.

Avant de procéder au calcul béton armé (ferrailage), il est bien logique d'essayer d'analyser :

- Le mode de fonctionnement d'un voile
- à quoi, un voile peut être sollicité ?
- comment, un voile peut assurer son rôle de contreventement ?

Les voiles peuvent être assimilés à des consoles verticales soumises à une sollicitation de flexion composée avec compression, ayant un certain degré d'encastrement à la base, sur des fondations (superficielles, semi- profondes ou profondes).

La déformation prépondérante des refends est une déformation de flexion due aux moments de renversements. La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normale de compression, provenant des charges verticales (des planchers) est suffisant pour que, sous l'action du moment de reversement, le centre des pressions reste à l'intérieur de la section du mur.

Plusieurs méthodes de calcul existent, leurs applications dépendent du modèle choisi, compte tenu de la forme du bâtiment, des dispositions et de la régularité des murs, de l'existence et de la position des ouvertures.

Pour notre part on va faire le calcul par la méthode des contraintes.

Le calcul des armatures se fera à la flexion composée en considérant les combinaisons d'action ci-après, pour la détermination des sollicitations et des déformations :

G + Q + E

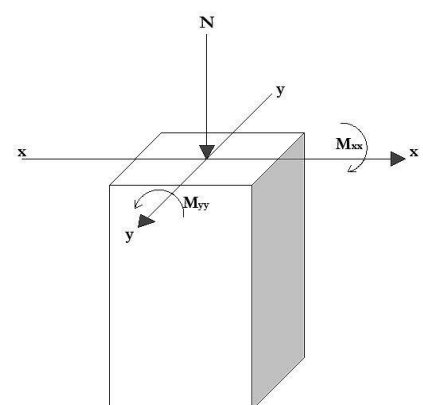
0,8 G + E

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation non pondérées.

E : action du séisme.





Suivant la position de l'axe neutre et les efforts qui lui sont appliqués, 3 cas peuvent se présenter pour le calcul :

- Section entièrement tendue **SET**.
- Section partiellement comprimée **SPC**.
- Section entièrement comprimée **SEC**.

➤ **Règles communes entre les armateurs verticales et horizontales : (art A7-7-4-3/ RPA99/2003)**

1. Armatures minimale :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles est donné comme suit :

- ☞ Globalement dans la section du voile est égale à 0.15% B
- ☞ En zone courante égale à 0.10% B

2. Diamètre minimum:

Le diamètre des armatures verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

3. Espacements :

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$St \leq \min (1,5e ; 30\text{cm}).$$

e : épaisseur de voile.

4. Longueur de recouvrement :

40 ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts et possible.

20 ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

Pour le ferraillage des voiles, nous présentons ici à titre d'exemple, le ferraillage de deux voiles : le premier dans le sens transversal nommé VT7/01, et le deuxième dans le sens longitudinal nommé VT2/01, qui sont situés tous les deux au niveau du sous-sol.

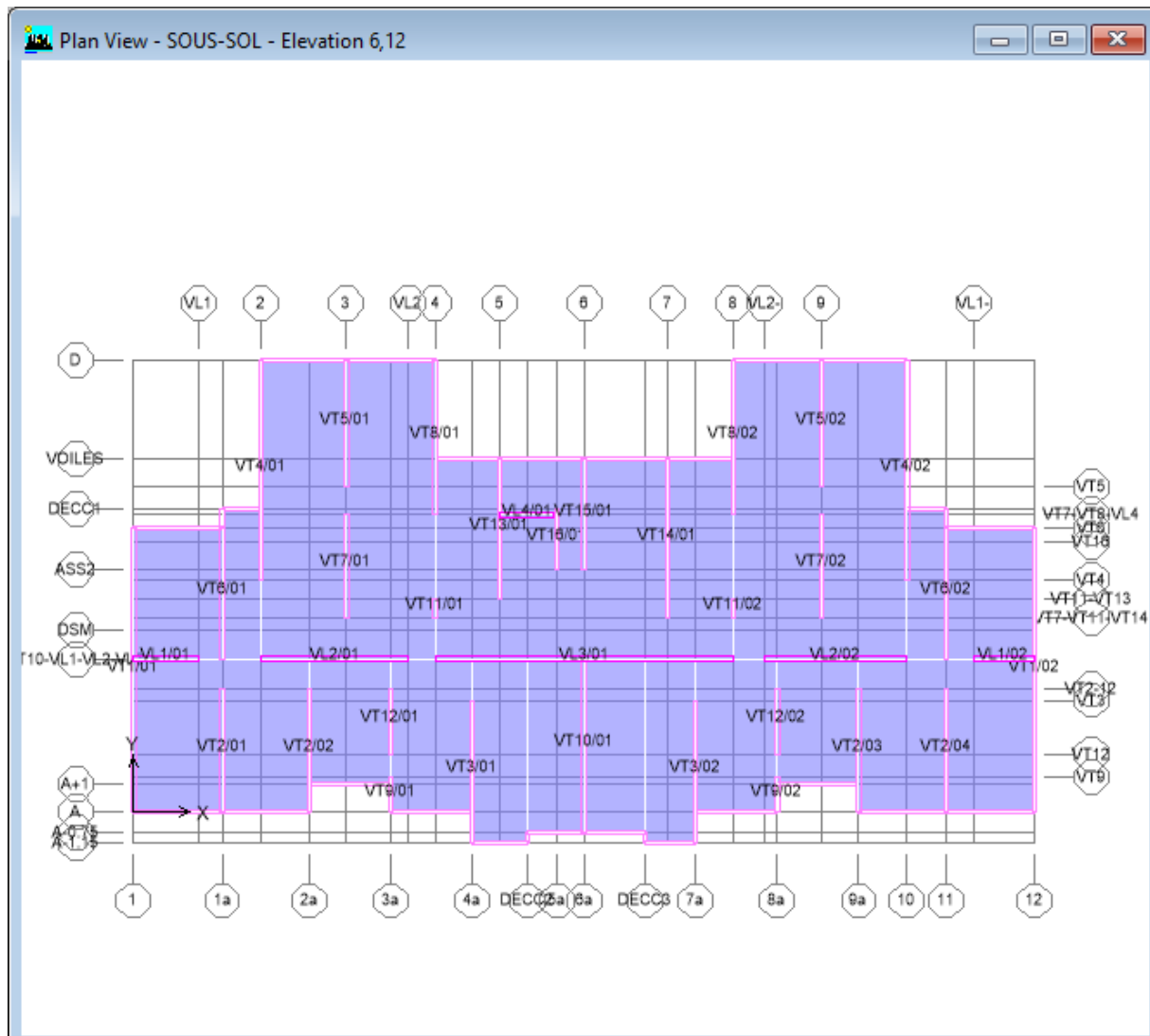


Figure 6-1 : Disposition des voiles

6-1-1-Calcul du ferrailage du voile transversale VT7/01 :

6-1-1-1-Calcul des armatures longitudinales :

Le calcul que nous allons faire est basé sur les contraintes, tout en supposant un diagramme linéaire.

ELA :

$$N_{\max}=1450.96 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corr}}=1249.19 \text{ KN}$$

$$M_{\max}=1249.19 \text{ KN} \rightarrow N_{\text{corr}}=1450.96 \text{ KN}$$

$$N_{\min}=72.35 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corr}}=1246.91 \text{ KN}$$

On va faire le calcul avec la combinaison la plus défavorable :

$$M_{\max}=1249.19 \text{ KN} \rightarrow N_{\text{corr}}=1450.96 \text{ KN}$$



$$\sigma_{\max ; \min} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Y} \times I$$

$$L=h=3.75\text{m}$$

$$e=b=0.15\text{m}$$

$$A=L \times e=3.75 \times 0.15$$

$$A=0.5625 \text{ m}^2$$

$$Y=L/2=3.75/2$$

$$Y=1.875 \text{ m}$$

$$I=0.15 \times (3.75)^3 / 12$$

$$I=0.659179 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{Y} \times I = 6.13 \text{ MN}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M}{Y} \times I = -0.973 \text{ MN}$$

Donc on a une section partiellement comprimée.

$$L_c = L (\sigma_{\max} / (\sigma_{\max} + \sigma_{\min})) = 3.23 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 0.52 \text{ m}$$

$$N_t = (\sigma_{\min} \times L_t \times e) = 0.0379 \text{ MN}$$

$$A_s \text{ calculé} = N_t / \sigma_s = 0.871 \text{ cm}^2$$

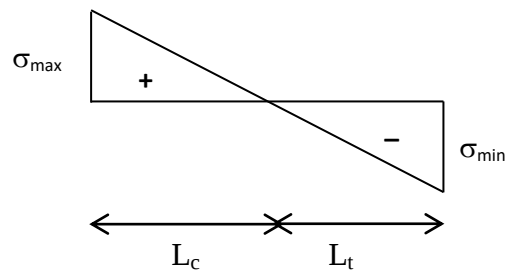


Tableau 6-1 : Ferrailage vertical du voile

Règlement	Formule	Résultat (cm ²)
BAEL	MAX(0.005B ; 0.23B × f _t /F _e)	28.125
RPA	0.2%L _T × e	1.56

$$A_{\text{adopté}} = \text{MAX}(A_{\text{calculé}} ; A_{\text{min RPA}} ; A_{\text{min BAEL}}) = \text{MAX}(0.871 ; 1.56 ; 28.125) \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 28.125 \text{ cm}^2$$

On a choisi 25T12 espacé de 15cm

$$A_s = 28.275 \text{ cm}^2$$

6-1-1-2-Vérification à l'ELS :

$$N_{\text{ser}} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec:

N: effort normal appliqué (N_{ser}).

B: section de béton,

A: section d'armature adoptée

$$1.309 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$



6-1-1-3-Vérification de la contrainte de cisaillement :

Pour avoir des armatures droites il faut que :

- ✓ Selon le **BAEL91** : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 ; 5 \text{ MPa} \right)$
- ✓ Selon le **RPA99/2003** : $\tau_u = \frac{1,4 \times V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$

Avec :

$$d = 0,9.h$$

h: hauteur totale de la section brute

b₀: épaisseur de voile

➤ **BAEL :**

$$1.178 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

➤ **RPA :**

$$1.65 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa} \dots \dots \text{OK}$$

6-1-1-4-Calcul des armatures horizontales :

La section d'armature est donnée par la valeur la plus élevée des deux relations suivantes :

- Selon le **BAEL91** : $A_H \geq \frac{A_V}{4}$

- Selon le **RPA99/2003** : $A_H = 0.15 \% B$

A_V : Section d'armature verticale.

Ces barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ et doivent être disposés de telle manière à servir de cadres retenant les armatures verticales.

Tableau 6-2 : Ferraillage horizontal du voile

$A_{\text{BAEL}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{RPA}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp/nappe}}(\text{cm}^2)$	Choix	Espacement (cm)
8.43	7.03	8.43	8 T12	20



6-1-1-5-Armatures transversales :

D'après le **RPA99/2003** (Art7.7)

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

$$A_t = 4 \text{ épingles de } \Phi 8 / m^2$$

- **Choix du ferrailage :**

Pour le ferrailage du voile, on a fait le choix de 25 barres de diamètre de 12mm espacées de 15cm disposées verticalement, avec 8 barres de diamètre de 12mm espacé de 20cm et disposées horizontalement comme illustré dans la figure 6-2.

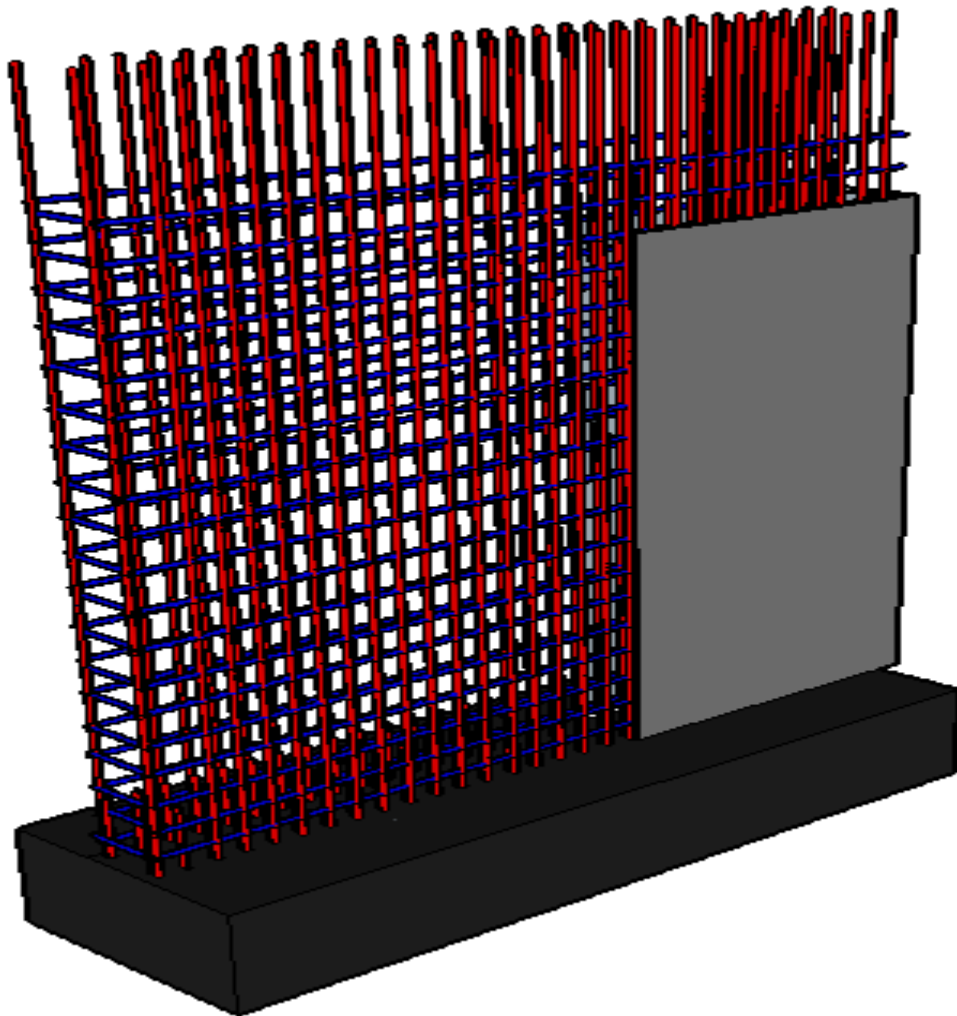


Figure 6-2 : Ferrailage du voile VT7/01



6-1-2-Ferraillage du voile longitudinale VL2/01 :

Nous allons suivre la même méthode de calcul que nous avons adopté pour le voile transversal VT7/01.

6-1-2-1-Calcul du ferraillage longitudinal :

ELA : N=6661.63 KN ; M=4122.041 KN

$$\sigma_{\max ; \min} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Y} \times I$$

$$L=h=5.22 \text{ m}$$

$$e=b=0.20 \text{ m}$$

$$A=L \times e=5.22 \times 0.20$$

$$A=1.044 \text{ m}^2$$

$$Y=L/2=5.22/2$$

$$Y=2.61 \text{ m}$$

$$I=0.20 \times (5.22)^3 / 12$$

$$I=2.37 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{Y} \times I = 10.92 \text{ MN}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M}{Y} \times I = 1.84 \text{ MN}$$

Donc on a une section entièrement comprimée.

$$A_s \text{ calculé} = 0$$

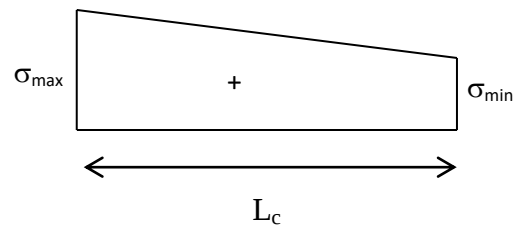


Tableau 6-3 : Ferraillage vertical du voile VL2/01

Règlement	Formule	Résultat (cm ²)
BAEL	$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$	4
RPA	$15\% \cdot e \cdot h$	15.66

$$A_{\text{adopté}} = \text{MAX}(A_{\text{calculé}} ; A_{\min \text{ RPA}} ; A_{\min \text{ BAEL}}) = \text{MAX}(0 ; 15.66 ; 4) \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 15.66 \text{ cm}^2$$

On a choisi 10T16 espacé de 30 cm

$$A_s = 20.10 \text{ cm}^2$$



6-1-2-2-Vérification à l'ELS :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec:

N: effort normal appliqué (N_{ser}).

B: section de béton,

A: section d'armature adoptée

$$2.79 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

6-1-2-3 -Vérification de la contrainte de cisaillement :

Pour avoir des armatures droites il faut que :

$$\checkmark \text{ Selon le BAEL91 : } \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\checkmark \text{ Selon le RPA99/2003 : } \tau_u = \frac{1.4 \times V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$d = 0.9.h$$

h: hauteur totale de la section brute

b₀: épaisseur de voile

➤ **BAEL :**

$$0.069 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

➤ **RPA :**

$$0.096 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa} \dots \dots \text{OK}$$

6-1-2-4- Calcul des armatures horizontales :

Tableau 6-4 : Ferrailage horizontal du voile VL2/01

$A_{BAEL}(\text{cm}^2)$	$A_{RPA}(\text{cm}^2)$	$A_{adp/nappe}(\text{cm}^2)$	Choix	Espacement (cm)
8.43	3.91	15.66	10 T16	20



6-1-2-5-Armatures transversales :

D'après le **RPA99/2003** (Art7.7)

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par 1m^2 au moins.

$$A_t = 4 \text{ épingles de } \Phi 8 / \text{m}^2$$

- **Choix du ferrailage :**

On a choisi 10T16 dans les deux sens avec un espacement de 30cm dans le sens vertical et 20cm dans le sens horizontal.

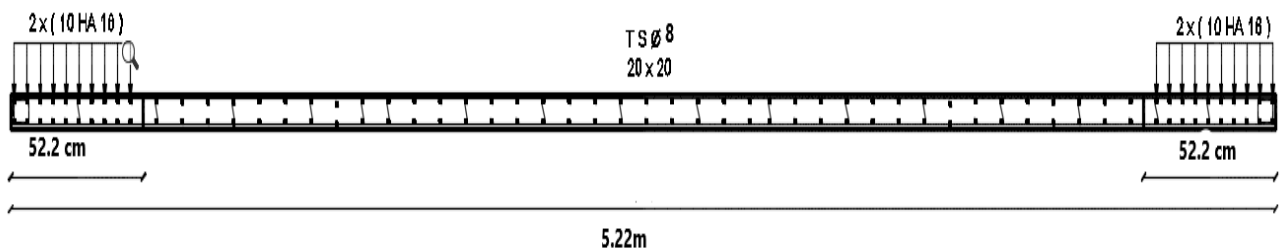


Figure 6-3 : Ferrailage du voile VL2/01



6-2-Ferraillage des planchers (dalle pleine) :

Les planchers sont constitués de dalles pleines de forme rectangulaire.

Comme nous avons adopté le logiciel ETABS pour la modélisation de l'ouvrage étudié, il nous a été possible de visualiser les panneaux de dalles les plus sollicités ainsi que leurs diagrammes des moments.

Le panneau que nous avons choisi pour le calcul du ferraillage est présenté ans la figure 6-4 comme illustré ci-dessous :

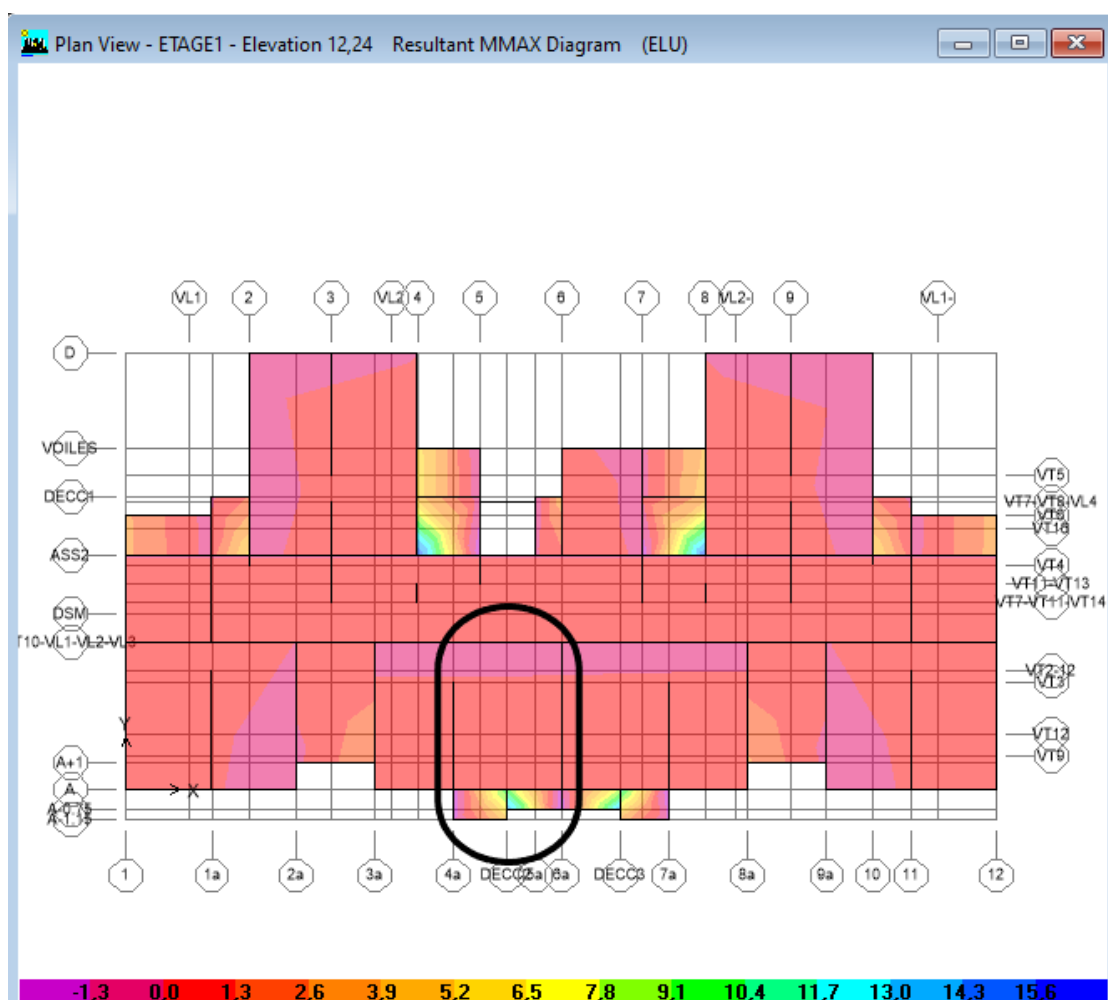


Figure 6-4 : Schéma du panneau le plus sollicité



On a:

$$L_x=4.06 \text{ m} ; L_y=6.70 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \rightarrow \rho = 0.6$$

$0.4 < \rho = 0.6 < 1$ donc notre panneau de dalle travaille dans les deux sens.

Les moments de flexion suivant chaque sens sont calculés à partir des tables données par le **BAEL 91 à l'annexe E 3**. A partir de la valeur de ρ pour chaque dalle nous déduisons les valeurs de μ_x et μ_y , puis nous calculons M_x et M_y comme suit :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x. \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0822 \\ \mu_y = 0.2948 \end{cases}$$

6-2-1-Etage courant :

❖ Moments pour le plancher étage courant :

$$M_{xu} = 16.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{yu} = 4.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.75 M_x$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_x$$

Tableau 6-5 : Moments à l'ELU au niveau de l'étage courant

Sens	M (KN.m)		ELU
	Travée	Appuis	
X-X	12.10		
		-8.06	
Y-Y	4.0375		



$$M_{xs}=11.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{ys}=3.46 \text{ KN.m}$$

Tableau 6-6 : Moments à l'ELS au niveau de l'étage courant

Sens	M (KN.m)		ELS
	Travée	Appuis	
X-X	8.80		
		-5.86	
Y-Y	2.94		

La fissuration est considérée peu nuisibles, donc le calcul du ferraillage se fait à l'ELU.

$$h = 0.16 \text{ m}$$

$$\text{enrobage} = 2 \text{ cm}$$

$$\phi = 8 \text{ mm}$$

$$d_x = h - \text{enrobage} - \phi/2 = 0.136 \text{ m}$$

$$d_y = d_x - \phi = 0.128 \text{ m}$$

$$A_{\min} = 0.0006 \times b \times h$$

$$A_{\min} = 0.0006 \times 100 \times 16 = 0.96 \text{ cm}^2$$

Tableau 6-7 : Ferraillage de la dalle de l'étage courant

Panneau	Sens X-X	Sens Y-Y	
	En travée	En travée	Sur appuis
Mu (MN.m)	12.10	4.0375	-8.065
μ_{bu}	0.0462	0.0174	0.0307
α	0.0591	0.0348	0.0391
Z (m)	0.133	0.126	0.134
As (cm ²)	2.09	0.73	1.38
As min (cm ²)	0.96	0.96	0.96
Choix de Φ	TS $\Phi 8$	TS $\Phi 8$	TS $\Phi 8$
As adopté (cm ²)	2.515	1.006	2.014
Espacement (cm)	25	25	20



✓ **Vérification de la contrainte maximale du béton comprimé σ_b :**

$$D = \frac{15 \times A_u}{B} \rightarrow D = 0.377$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$E = 2 \times d \times D \rightarrow E = 10.241$$

$$Y_1 = 2.85 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A_u \times (d - Y_1)^2 \rightarrow I = 5122.56 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ax}^{ser}}{I} \rightarrow K = 1.144$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 \rightarrow \sigma_b = 3.26 \text{ MPa} \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

Aucune armature transversale n'est requise si les conditions suivantes sont remplies :

- La pièce est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur
« article A5.2.2 du **BAEL91** »
- Les dispositions constructives générales concernant les dalles sont respectées.
- La contrainte tangentielle : $\tau_U^{\max} \leq \overline{\tau_U} = 0.05 f_{c28}$

L'effort tranchant est calculé par la méthode suivante

$$T_{\max} = \text{MAX} (T_x ; T_y) \left\{ \begin{array}{l} T_x = \frac{q_{\max}^u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} \rightarrow T_x = 21.3 \text{ KN} \\ T_y = \frac{q_{\max}^u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} \rightarrow T_y = 4.74 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc } T_u^{\max} = 21.3 \text{ KN}$$

$$\tau_U^{\max} = \frac{T_u^{\max}}{B \times d} \rightarrow \tau_U^{\max} = 0.15 \text{ MPa} \leq 1.25 \text{ MPa}$$



6-2-2-Terrasse :

❖ Moments pour le plancher terrasse :

$$M_{xu}=17.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{yu}=5.02 \text{ KN.m}$$

Tableau 6-8 : Moments à l'ELU au niveau de l'étage terrasse

Sens	M (KN.m)		ELU
	Travée	Appuis	
X-X	12.78	-8.51	
Y-Y	4.27		

$$M_{xs}=12.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{ys}=3.67 \text{ KN.m}$$

Tableau 6-9 : Moments à l'ELS au niveau de l'étage terrasse

Sens	M (KN.m)		ELS
	Travée	Appuis	
X-X	9.34	-6.23	
Y-Y	3.12		

Le calcul du ferraillage est fait à l'ELU.

$$h = 0.16 \text{ m}$$

$$\text{enrobage} = 2 \text{ cm}$$

$$\phi = 8 \text{ mm}$$

$$d_x = h - \text{enrobage} - \phi/2 = 0.136 \text{ m}$$

$$d_y = d_x - \phi = 0.128 \text{ m}$$

$$A_{\min} = 0.0006 \times b \times h$$

$$A_{\min} = 0.0006 \times 100 \times 16 = 0.96 \text{ cm}^2$$



Tableau 6-10 : Ferraillage de la dalle de l'étage terrasse

Panneau	Sens X-X	Sens Y-Y	
	En travée	En travée	Sur appuis
Mu (MN.m)	12.78	4.27	-8.51
μ_{bu}	0.0488	0.0184	0.0325
A	0.0625	0.0232	0.0412
Z (m)	0.132	0.127	0.134
As (cm ²)	2.22	0.77	1.46
As min (cm ²)	0.96	0.96	0.96
Choix de Φ	TS $\Phi 8$	TS $\Phi 8$	TS $\Phi 8$
As adopté (cm ²)	2.515	1.006	1.509
Espacement (cm)	25	25	20

✓ Vérification de la contrainte maximale du béton comprimé σ_b :

$$D = \frac{15 \times A_u}{B} \rightarrow D = 0.377$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$E = 2 \times d \times D \rightarrow E = 10.241$$

$$Y_1 = 2.85 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A_u \times (d - Y_1)^2 \rightarrow I = 5122.56 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ax}^{ser}}{I} \rightarrow K = 1.796$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 \rightarrow \sigma_b = 4.63 \text{ MPa} \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$



✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_x = \frac{q_{max}^u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} \rightarrow T_x = 22.48 \text{ KN}$$

$$T_{max} = \text{MAX} (T_x ; T_y)$$

$$T_y = \frac{q_{max}^u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} \rightarrow T_y = 5.003 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } T_u^{max} = 22.48 \text{ KN}$$

$$\tau_u^{max} = \frac{T_u^{max}}{B \times d} \rightarrow \tau_u^{max} = 0.16 \text{ MPa} \leq 1.25 \text{ MPa}$$

○ **Choix du ferraillage :**

Pour le ferraillage des dalles nous avons adopté des panneaux TS8 dans les deux sens en appuis et en travée.

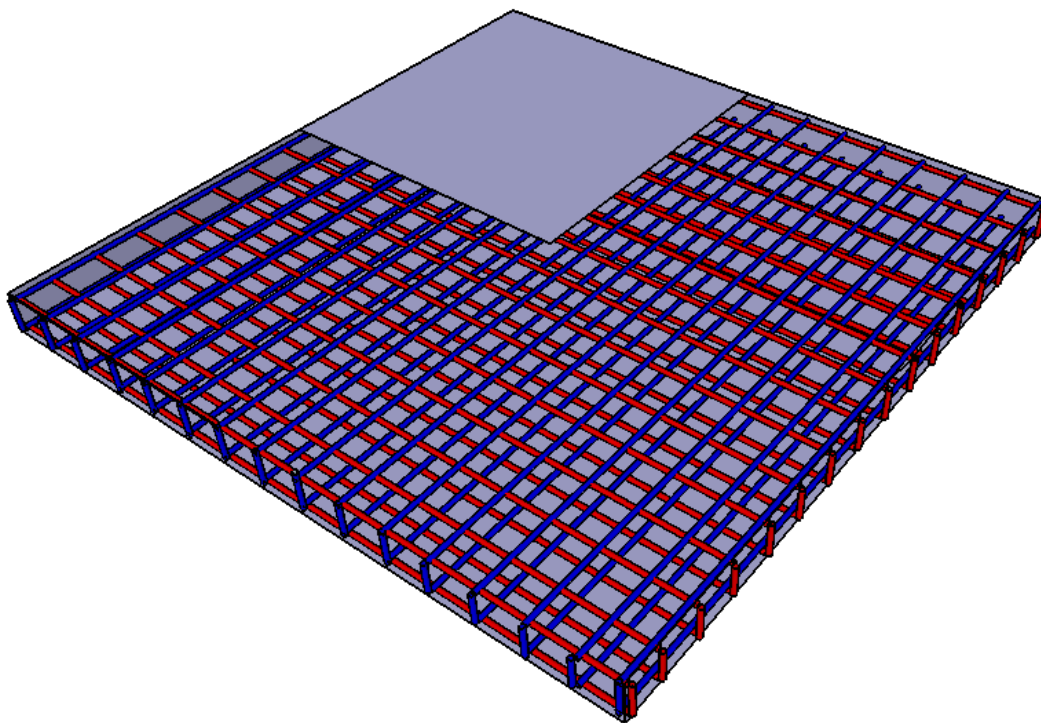


Figure 6-5 : Ferraillage de la dalle pleine



7-1-Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol au quel elles transmettent les charges de la superstructure; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

La reconnaissance géologique et géotechnique du terrain est indispensable pour l'étude de l'infrastructure d'une construction, car l'étude des fondations et leurs dimensions dépendent des caractéristiques physiques et mécaniques de sol.

7-2-Etude géotechnique :

7-2-1-Reconnaissance :

Quelle que soit l'importance d'une construction, on doit identifier le sol qui supportera les fondations et pouvoir en estimer les capacités de résistance. Ainsi, tout projet quel qu'il soit doit commencer par une reconnaissance approfondie du sol.

7-2-2-Présentation du site :

- ✓ Le terrain qui fait l'objet de cette étude est situé à : **Kharouba Wilaya de Boumerdes**
- ✓ Le terrain est réservé à la construction.

7-2-3-Reconnaissance géotechnique du sol :

Pour mener à terme cette étude géotechnique, il y'a lieu de faire deux campagnes de reconnaissance, l'une in situ et l'autre au laboratoire.

❖ Essai in situ :

Les essais in situ sont des investigations exécutées en milieu naturel sur les emplacements où les travaux sont prévus.

Les essais qui ont été réalisé sur le sol servant d'assiette de construction sont :

1. 113 essais du PDL.
2. 4 essais statiques.
3. 30 sondages carottés.
4. 4 sondages pressiométrique.
5. Des profils sismiques.



Les résultats sont présentés sous forme graphique. La profondeur est positionnée en ordonnée et la résistance dynamique (R_d) de pointe en abscisses.

A partir de ces courbes obtenues, il est possible de déterminer la position de la couche résistante, ainsi que la contrainte admissible du sol.

On déduit la contrainte admissible du sol à partir de la formule suivante :

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} = \frac{R_d}{X}$$

X: coefficient réducteur dépendant de la nature du sol et de l'appareillage utilisé.

R_d : résistance dynamique de pointe minimale Soit :

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 1.50 \text{ bars}$$

❖ Essai au laboratoire :

En utilisant les échantillons déjà prélevés, on détermine les caractéristiques physiques et mécaniques par des analyses au laboratoire.

a- **Essais physiques** : Les résultats sont présentés sous forme d'un tableau :

Tableau 7-1 : Résultats des essais physiques du sol

Caractéristique physiques	Valeurs des paramètres	
	Argile marneuse	Marne
Densité sèche (t/m^3)	$1.38 \leq \gamma_d \leq 1.77$	$1.39 \leq \gamma_d \leq 1.70$
Densité humide (t/m^3)	$1.72 \leq \gamma_h \leq 2.13$	$1.70 \leq \gamma_h \leq 2.08$
Teneur en eau (%)	$17.65 \leq W \leq 24.73$	$18.02 \leq W \leq 31.21$
Degré de saturation (%)	$71.21 \leq S_r \leq 109.77$	$64.13 \leq S_r \leq 124.06$
Limite de liquidité	$44 \leq W_L \leq 58$	/
Indice de plasticité	$18 \leq I_p \leq 27$	/
Indice de consistance	$1.40 \leq I_c \leq 1.49$	/



b- Essais mécaniques : Les résultats sont présentés sous forme d'un tableau :

Tableau 7-2 : Résultats des essais mécaniques du sol

Caractéristique physiques	Valeurs des paramètres	
	Argile marneuse	Marne
Pression de consolidation (bars)	$1.38 \leq P_c \leq 2.31$	$0.62 \leq P_c \leq 2.24$
Coefficient de compressibilité (%)	$7.27 \leq C_c \leq 12.89$	$7.93 \leq C_c \leq 18.18$
Coefficient de gonflement (%)	$2.96 \leq C_g \leq 8.59$	$3.04 \leq C_g \leq 10.19$
Cohésion (bars)	$0.73 \leq C \leq 2.86$	$C=1.78$ bars
Angle de frottement (φ^0)	$10.62 \leq \varphi \leq 20.88$	$\varphi = 11.32^0$

7-3-Calcul des fondations :

7-3-1-Définition :

Les fondations doivent non seulement reprendre les charges et surcharges supportées par la structure mais aussi les transmettre au sol dans des bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

7-3-2-Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation s'effectue en respectant deux critères essentiels à savoir :

- Stabilité totale du bâtiment.
- Solution économique et facile à réaliser.
- Type de construction.
- Caractéristique du sol.
- Charge apportée par la structure.

En ce qui concerne l'ouvrage étudié, deux cas peuvent se présenter :

- Semelles filantes.
- Radier général.



? Semelles filantes :

- Vérification de la stabilité au renversement : (RPA99 – Art 10-1-5)

Quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde), on doit vérifier que le point d'application de la résultante des forces verticales gravitaire et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} .$$

On fera la vérification pour le voile VT1.

- $M = 16588.79 \text{ KN.m}$
- $N = 4059.03 \text{ KN}$
- $B = 10.30 \text{ m.}$

$$e = \frac{M}{N} = 4.08 \text{ m} \geq \frac{B}{4} = 2.57 \text{ m} .$$

Donc : la solution des semelles filantes est à écarter.

On optera pour un radier général.

7-3-3-Pré dimensionnement du radier :

7-3-3-1-Détermination de la hauteur :

➤ Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

Avec : $L_{\max}$ la plus grande distance entre deux voiles.

$$\text{Donc : } L_{\max} = 3.85 \text{ m} \Rightarrow 0.48 \text{ m} \leq h_r \leq 0.77 \text{ m} . \quad \Rightarrow h_r = 60 \text{ cm}$$

➤ Condition de rigidité :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times L_{\max}^4}{E \pi^4}}$$

$$K=40$$

$$L_{\max}=3.85 \text{ m}$$

$$E=32164.19 \text{ MPa}$$

$$h_r \geq 0.51 \text{ m} \dots\dots\text{OK}$$



➤ **Condition de non cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 \cdot d} \leq \tau_{ulim} = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}.$$

On prend le plus grand panneau :

$$V_{ux} = \frac{P}{2 \cdot L_y + L_x}$$

$$V_{uy} = \frac{P}{3 \cdot L_y}$$

$$P = Q_{adm} \cdot L_x \cdot L_y = 0,1 \cdot (4,06 \times 6,70) = 2,72 \text{ MN}.$$

$$V_{ux} = 0,156 \text{ MN}.$$

$$V_{uy} = 0,135 \text{ MN}.$$

Donc : $d \geq \frac{V_{u \max}}{b_0 \cdot \tau_{ulim}} = 0,13 \text{ m} \Rightarrow h \geq 0,13 \text{ m}.$

➤ **Condition de non poinçonnement :**

On prendra le voile VL1.

$$N_u \leq (0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28}) \cdot \gamma_b$$

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$N_u = 7354,88 \text{ KN}$$

U_c : Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen du radier.

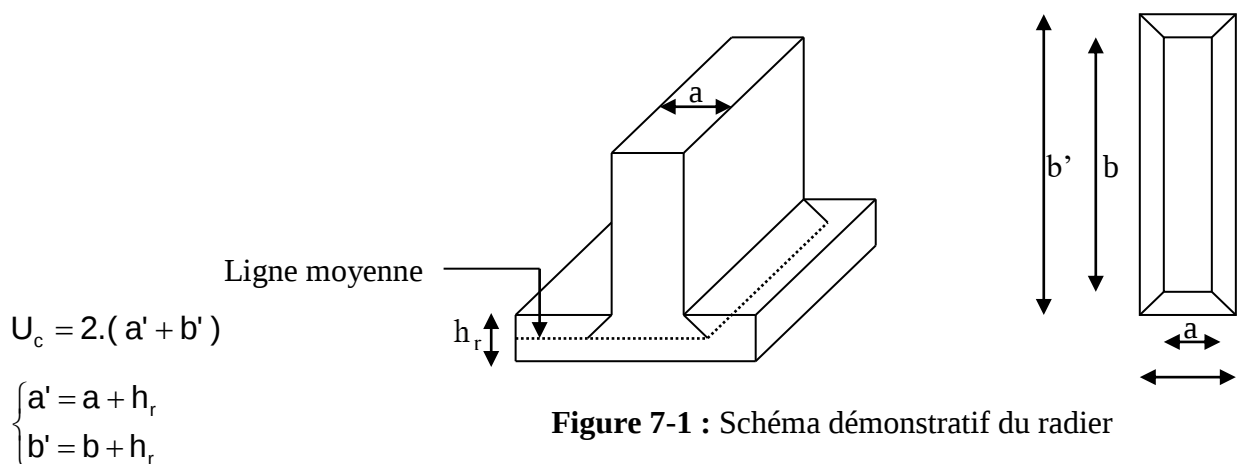


Figure 7-1 : Schéma démonstratif du radier

$$U_c = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h_r)$$

$$N_u \leq 0,045 \cdot 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h_r) \cdot h_r \cdot f_{c28} / \gamma_b \Rightarrow h_r \geq 0,433 \text{ m}.$$



○ **Conclusion :**

$$h_r = \max(0.6 ; 0.51 ; 0.13 ; 0.433).$$

On opte pour : $h_r = 60 \text{ cm}$

7-3-3-2-Détermination du débord :

Pour des raisons de coffrage, on choisit un débord prescrit par le règlement.

$$L_{\text{débord}} \geq \max\left(\frac{h_r}{2} ; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{60}{2} ; 30 \text{ cm}\right) = 30 \text{ cm}$$

On prend : $L_{\text{débord}} = 30 \text{ cm}$

7-3-3-3-Détermination de la surface du radier :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{débord}}$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 444.7 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{débord}} = 30.606 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = 475.306 \text{ m}^2$$

✚ Caractéristiques géométriques du radier :

• **Centre de masse du radier :**

$$\begin{cases} X_G = 16.35 + 0.3 = 16.65 \text{ m} . \\ Y_G = 6.95 + 0.3 = 7.25 \text{ m} . \end{cases}$$

• **Centre de masse de la superstructure :**

$$\begin{cases} X_{GR} = 13.35 + 0.3 = 13.65 \text{ m} . \\ Y_{GR} = 6.96 + 0.3 = 7.26 \text{ m} . \end{cases}$$

• **Excentricité entre G et GR :**

$$\begin{cases} e_x = |13.5 - 13.5| = 0.00 \text{ m} . \\ e_y = |7.26 - 7.25| = 0.01 \text{ m} . \end{cases}$$

• **Calcul des inerties :**

$$\begin{cases} I_x = 8256.4 \text{ m}^4 . \\ I_y = 36118 \text{ m}^4 . \end{cases}$$



7-3-3-4-Détermination des charges et surcharges :

- **Superstructure :**

$$G = 56980.34 \text{ KN}$$

$$Q = 7850.93 \text{ KN}$$

- **Voile périphérique :**

le voile périphérique a une épaisseur « 20 cm », sur une longueur de 110.24 m avec une hauteur de 3.06 m.

$$G = e.h.L.2,5 = 1686.67 \text{ KN} \quad G = 1686.67 \text{ KN}$$

- **Masse du remblai :** sur une profondeur de 3.06 m

$$\gamma_{\text{sable}} = 17 \text{ KN/m}^3$$

$$G = S_{\text{débord}} \times h \times \gamma_{\text{sable}}$$

$$G = 1591.81 \text{ KN}$$

- **Masse du radier :**

$$G_r = S_r \times h_r \times 25 = 7129.59 \text{ KN}$$

$$G_r = 7129.59 \text{ KN}$$

Donc nous déduisons :

$$G_{\text{total}} = 56980.34 + 1686.67 + 1591.81 + 7129.59 = 67388.41 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{total}} = 7850.93 \text{ KN}$$

7-3-3-5-Evaluation et vérification des contraintes sous le radier :

Les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatibles avec le risque de rupture du sol situé sous le radier.

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier, donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties, leurs diagramme est triangulaire ou trapézoïdal. Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{(3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}})}{4}$$

σ_{max} et σ_{min} Sont respectivement les contraintes de compression maximale et minimale normales à la semelle.

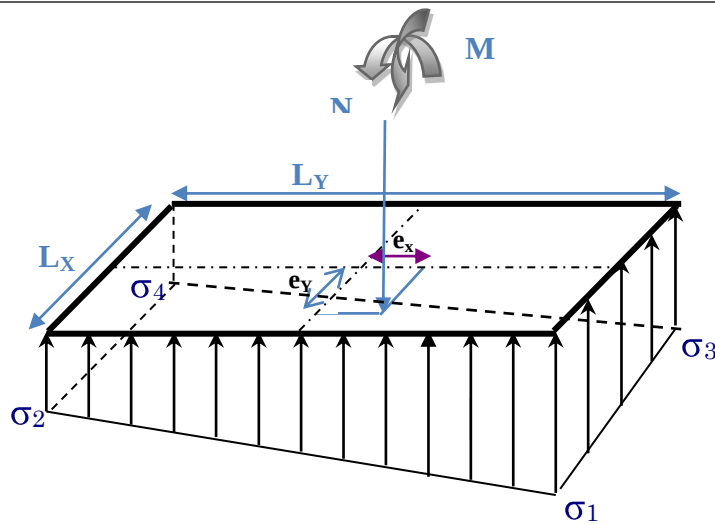


Figure 7-2 : Les sollicitations sur le radier

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal dus aux charges verticales.
- Moments d'excentricités dus aux charges verticales.
- Moments de renversement dus au séisme.

➤ **Effort normal:**

❖ **ELU:**

$$N_u = 1.35N_G + 1.5 N_Q \Rightarrow N_u = (1.35 \times 67388.41) + (1.5 \times 7850.93)$$

$$N_u = 102750.07 \text{ KN}$$

❖ **ELS :**

$$N_{ser} = N_G + N_Q \Rightarrow N_{ser} = 67388.41 + 7850.93$$

$$N_{ser} = 75239.34 \text{ KN}$$

➤ **Moments d'excentricité:**

❖ **ELU :**

$$\begin{cases} M_{ux} = N_u \times e_x = 0 \text{ KN.m} \\ M_{uy} = N_u \times e_y = 1027.50 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **ELS:**

$$\begin{cases} M_{sx} = N_s \times e_x = 0 \text{ KN.m} \\ M_{sy} = N_s \times e_y = 752.40 \text{ KN.m} \end{cases}$$



✚ Moments de renversement dus au séisme:

$$M_E = M_0 + (T_0 \times Z)$$

Avec :

T_0 : effort tranchant à la base du RDC.

M_0 : moment séismique.

Z : hauteur de l'infrastructure égale à 3.06 m

• Sens longitudinal X-X :

$$M_{EL} = M_{0L} + (T_{0L} \times Z) = 224650.75 + (9584.76 \times 3.06) = 253980.115 \text{ KN.m}$$

• Sens transversal Y-Y :

$$M_{ET} = M_{0T} + (T_{0T} \times Z) = 217518.202 + (9408.4 \times 3.06) = 246307.906 \text{ KN.m}$$

✓ Vérification des contraintes :

Les contraintes obtenues devront vérifier dans les deux directions les conditions suivantes :

❖ ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens X-X : } \sigma_u = \frac{N_u}{S_r} \pm \frac{M_{ux}}{I_y} V_x \pm \frac{M_{uy}}{I_x} V_y < 1.5 \bar{\sigma}_{sol} \\ \text{Sens Y-Y : } \sigma_u = \frac{N_u}{S_r} \pm \frac{M_{ux}}{I_y} V_x \pm \frac{M_{uy}}{I_x} V_y < 1.5 \bar{\sigma}_{sol} \end{array} \right.$$

❖ ELS :

$$\sigma_s = \frac{N_s}{S_r} \pm \frac{M_{sx}}{I_y} V_x \pm \frac{M_{sy}}{I_x} V_y < \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

$$V_X = l_x/2 = 16.35 \text{ m.}$$

$$V_Y = l_y/2 = 6.95 \text{ m.}$$



○ **Application:**

❖ **ELU :**

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = 217.04 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = 215.31 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 216.61 \text{ KN/m}^2$$

❖ **ELS :**

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = 158.93 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = 157.66 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 158.61 \text{ KN/m}^2$$

✓ **Vérifications :**

La valeur de contrainte admissible du sol trouvée dans le rapport de sol, est de $\sigma_{\text{sol}} = 1.5 \text{ bars} = 150 \text{ KN/m}^2$, contrainte qu'en aucun cas ne doit être dépassée par les contraintes moyennes calculées sous les différentes combinaisons d'action :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_{\text{moy max}} = 216.61 \text{ KN/m}^2 < 1.5 \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 225 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_{\text{moy max}} = 158.61 \text{ KN/m}^2 < 1.5 \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 225 \text{ KN/m}^2.$$

Les contraintes sous le radier sont vérifiées.

✓ **Vérification à l'effort hydrostatique :**

Pour qu'il n'y ait pas de soulèvement sous l'effet de la pression hydrostatique, il faudrait que :

$$W \geq 1.5 \gamma_w \times Z \times S_r$$

W : poids total de la structure

γ_w : Poids volumique de l'eau égal à 10.

S_r : surface du radier.

1.5 : coefficient de sécurité.

W = 58550.53 KN.

$$1.5 \gamma_w \times Z \times S_r = 1.5 \times 10 \times 3.06 \times 475.306 = 2181654 \text{ KN}$$

Et donc : $W \geq 1.5 \gamma_w \times Z \times S_r$

La condition est vérifiée.



✓ **Vérification de la stabilité au renversement:**

Sa vérification est donnée par la formule suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

M_s : moment stabilisant ; qui tient compte du poids de la structure ainsi que celui du radier et du remblai.

M_r : moments de renversements dus aux forces sismiques rapportées à la base de l'infrastructure.

• **Sens X-X :**

$$M_s = W \times (V_x - e_x)$$

$$M_s = 58550.53 \times 16.35 = 957301.16 \text{ KN.m}$$

$$M_r = M_{EL}$$

$$M_r = 253980.115 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 3.77 \geq 1.5 \quad \dots \text{OK}$$

• **Sens Y-Y :**

$$M_s = W \times (V_y - e_y)$$

$$M_s = 58550.53 \times 6.94 = 406340.68 \text{ KN.m}$$

$$M_r = M_{ET}$$

$$M_r = 246307.906 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 1.65 \geq 1.5 \quad \dots \text{OK.}$$

On n'a pas de risque de soulèvement.

7-3-3-6-Ferraillage du radier:

Le radier sera calculé comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles de l'ossature, les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 côtés et chargés par les contraintes dues au chargement du sol, en tenant compte des ventilations des moments selon les conditions données par le BAEL91, le ferraillage est calculé en considérant la fissuration préjudiciable en raison de la présence de l'eau.

❖ **ELU :**

La contrainte la plus défavorable est donnée par la combinaison :

$$\Rightarrow q_u = \sigma_{moy} - (G_{radier} / S_{radier}) = 201.61 \text{ KN/m}^2$$

❖ **ELS :**

$$\Rightarrow q_{ser} = \sigma_{moy} - (G_{radier} / S_{radier}) = 143.61 \text{ KN/m}^2$$



1. Identification des panneaux :

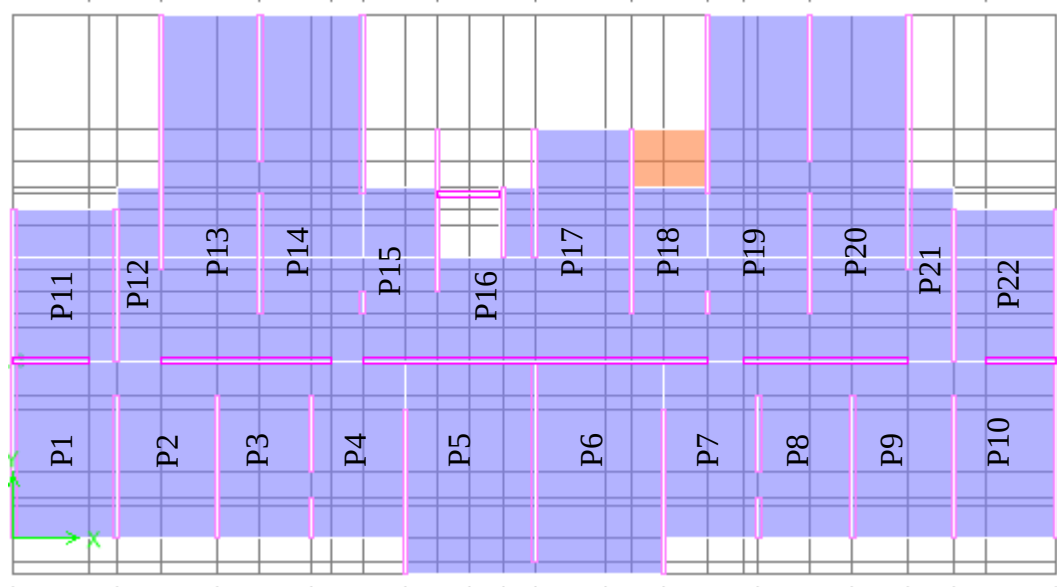


Figure 7-3- : Identification des panneaux
Tableau 7-3 : Identification des panneaux

Panneaux	Lx	Ly	ρ	Sens
P1	3.21	5.55	0,58	2
P2	3.16	5.55	0,57	2
P3	2.96	4.75	0.62	2
P4	2.96	5.55	0,53	2
P5	4.06	6.70	0,60	2
P6	4.06	6.70	0,60	2
P7	2.96	5.55	0,53	2
P8	2.96	4.75	0,62	2
P9	3.16	5.55	0,57	2
P10	3.21	5.55	0,58	2
P11	3.21	4.75	0,67	2
P12	1.41	5.45	0,26	1
P13	3.11	10.85	0,29	1
P14	3.21	10.85	0,30	1
P15	2.36	7.12	0,33	1
P16	3.09	7.12	0.43	2
P17	3.01	7.12	0.42	2
P18	2.36	7.12	0.33	1
P19	3.21	10.85	0.30	1
P20	3.11	10.85	0.29	1
P21	1.41	5.45	0.26	1
P22	3.21	4.75	0.67	2



2. Détermination des moments :

Concernant les dalles rectangulaires librement appuyées sur leurs contours, nous distinguons deux cas :

$0 < \rho < 0,4 \Rightarrow$ la dalle porte sur un sens.

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle porte sur deux sens.

3. Détermination des coefficients μ_x ; μ_y :

Ces coefficients sont en fonction de « ρ » et seront déterminés à l'aide du tableau tiré du **BAEL 91**.

4. Calcul des moments fléchissant développés au centre du panneau :

- **Panneaux portant dans un seul sens :**

$$\begin{cases} M_x = \frac{q \cdot L_x^2}{8} \\ M_y = 0 \end{cases}$$

- **Panneaux portant dans les deux sens :**

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour valeurs :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$.

- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$.

Pour prendre en compte la continuité des dalles le **BAEL 91** propose les formules suivantes :

$$M_{\text{appui}} \begin{cases} 0,3 M_o \text{ (appui de rive).} \\ 0,5 M_o \text{ (appui intermédiaire).} \end{cases}$$

$$M_{\text{travée}} \begin{cases} 0,85 M_o \text{ (dalle de rive).} \\ 0,75 M_o \text{ (dalle intermédiaire).} \end{cases}$$



Tableau 7-4 : Moments à l'ELU et à l'ELS

Panneaux	ELU		ELS		ELU		ELS	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y	M_{0x} (KN.m)	M_{0y} (KN.m)	M_{0x} (KN.m)	M_{0y} (KN.m)
P1	0,0838	0.279	0.0897	0.453	174.06	48.57	132.73	60.12
P2	0,0852	0.266	0.0897	0.442	171.52	45.62	128.63	56.85
P3	0,0785	0.330	0.0837	0.497	138.66	45.76	105.31	52.34
P4	0,0905	0.250	0.0954	0.400	159.86	39.96	120.03	48.01
P5	0,0812	0.305	0.0861	0.476	269.85	82.30	203.81	97.01
P6	0,0812	0.305	0.0861	0.476	269.85	82.30	203.81	97.01
P7	0,0905	0.250	0.0954	0.400	159.86	39.96	120.03	48.01
P8	0,0785	0.330	0.0837	0.497	138.66	45.76	105.31	52.34
P9	0,0852	0.266	0.0837	0.442	171.52	45.62	128.63	56.85
P10	0,0838	0.279	0.0837	0.453	174.06	48.57	132.73	60.12
P11	0,0720	0.395	0.0777	0.522	149.57	59.08	114.97	63.46
P12	/	/	/	/	50.10	/	35.69	/
P13	/	/	/	/	243.75	//	173.62	/
P14	/	/	/	/	259.67	/	184.97	/
P15	/	/	/	/	140.36	/	99.98	/
P16	0.1047	0.250	0.1072	0.317	201.55	50.38	146.99	46.60
P17	0.1062	0.250	0.1086	0.309	193.98	48.49	141.30	43.66
P18	/	/	/	/	140.36	/	99.98	/
P19	/	/	/	/	259.67	/	184.97	/
P20	/	/	/	/	243.75	/	173.62	/
P21	/	/	/	/	50.10	/	35.69	/
P22	0.0720	0.395	0.0777	0.522	149.57	59.08	114.97	63.46



5. Ventilation des moments :

Les résultats sont dans les tableaux suivants (les moments sont en KN.m) :

Tableau 7-5 : Ventilations des moments à l'ELU

Panneaux	ELU					
	SENS X-X			SENS Y-Y		
	Appuis de rive	Appuis intermédiaire	Travée	Appuis de rive	Appuis intermédiaire	Travée
P1	52.22	/	147.97	/	24.28	41.28
P2	/	85.76	128.64	/	22.81	38.78
P3	/	59.33	103.99	/	22.88	38.90
P4	/	79.93	119.89	/	19.98	33.97
P5	/	148.42	202.39	/	41.15	69.96
P6	/	148.42	202.39	/	41.15	69.96
P7	/	79.93	119.89	/	19.98	33.97
P8	/	59.33	103.99	/	22.88	38.90
P9	/	85.76	128.64	/	22.81	38.78
P10	52.22	/	147.97	/	24.28	41.28
P11	44.87	/	127.13	/	29.54	50.22
P12	/	25.05	37.57	/	/	/
P13	73.12	/	207.19	/	/	/
P14	77.90	/	220.72	/	/	/
P15	/	70.18	105.27	/	/	/
P16	/	100.77	151.27	/	25.19	42.83
P17	/	96.99	145.49	/	24.25	41.22
P18	/	70.18	105.27	/	/	/
P19	77.90	/	220.72	/	/	/
P20	73.12	/	207.19	/	/	/
P21	/	25.05	37.57	/	/	/
P22	44.87	/	127.13	/	29.54	50.22



Tableau 7-6 : Ventilations des moments à l'ELS

Panneaux	ELS					
	SENS X-X			SENS Y-Y		
	Appuis de rive	Appuis intermédiaire	Travée	Appuis de rive	App intermédiaire	Travée
P1	39.82	/	112.82	/	30.06	51.11
P2	/	64.31	96.46	/	28.29	42.64
P3	/	52.65	78.98	/	26.17	39.25
P4	/	60.01	90.74	/	24.00	36.01
P5	/	101.9	152.86	/	48.51	72.76
P6	/	101.9	152.86	/	48.51	72.76
P7	/	60.01	90.74	/	24.00	36.01
P8	/	52.65	78.98	/	26.17	39.25
P9	/	64.31	96.46	/	28.29	42.64
P10	39.82	/	112.82	/	30.06	51.11
P11	34.50	/	97.73	/	31.73	53.95
P12	/	17.85	26.77	/	/	/
P13	52.09	/	147.58	/	/	/
P14	55.50	/	157.22	/	/	/
P15	/	49.99	74.98	/	/	/
P16	/	73.50	110.24	/	23.30	34.95
P17	/	70.65	105.97	/	21.83	32.74
P18	/	49.99	74.98	/	/	/
P19	55.50	/	157.22	/	/	/
P20	52.09	/	147.58	/	/	/
P21	/	17.85	26.77	/	/	/
P22	34.5	/	97.73	/	31.73	53.95

6. Ferrailage:

Le ferrailage est calculé en flexion simple, en Fissuration préjudiciable pour une bande de 1m. Pour le calcul du ferrailage nous avons :

❖ ELU :

$$f_{bu} = 0,85.f_{c28}/1,5 = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 475 \text{ Mpa}$$

❖ ELS :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 250.63 \text{ Mpa}$$



- **Pourcentage minimal:**

Suivant le petit côté : $A_{\min} \geq 0,8\%_{o.b.h.} [(3-\rho)/2]$.

Suivant le grand coté : $A_{\min} \geq 0,8\%_{o.b.h.}$

Avec :

$b = 1 \text{ m.}$

$h = h_r = 0.6 \text{ m.}$

- **Espacement maximal :**

$St_x \leq \min \begin{cases} 3hr \\ 33 \text{ cm} \end{cases}$; Armatures dans le sens l_x

$St_y \leq \min \begin{cases} 4hr \\ 45 \text{ cm} \end{cases}$; Armatures dans le sens l_y

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 7-7 : Ferrailage des panneaux sens X-X

Panneaux			Sens X-X					
			$A_{ser} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$A_U \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$A_{ad} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	Ferrailage retneu	St (cm)
P1	appui	Rive	1.61	2.24	5,81	5,81	5T16	20
		intermédiaire	/	/	/	/	/	/
		Travée	4.61	6.42	5.81	6.42	5T16	25
P2	appui	Rive	/	/	/	/	/	/
		intermédiaire	2.61	3,69	5,83	5,83	5T16	20
		Travée	3.94	5,57	5,83	5,83	5T16	25
P3	appui	Rive	/	/	/	/	/	/
		intermédiaire	2.14	2.98	5.71	5.71	5T16	20
		Travée	3.22	4.49	5.71	5.71	5T16	25
P4	appui	Rive	/	/	/	/	/	/
		intermédiaire	2,44	3.44	5.93	5.93	5T16	20
		Travée	3.70	5.18	5.93	5.93	5T16	25
P5	appui	Rive	/	/	/	/	/	/
		intermédiaire	4.16	6.44	5.76	6.44	5T16	20
		Travée	6.28	8.85	5,76	8.85	6T16	15
P6	appui	Rive	/	/	/	/	/	/
		intermédiaire	4.16	6.44	5.76	6.44	5T16	20
		Travée	6.28	8.85	5.76	8.85	6T16	15
P7	appui	Rive	/	/	/	/	/	/
		intermédiaire	2,44	3.44	5.93	5.93	5T16	20
		Travée	3.70	5.18	5.93	5.93	5T16	25
P8	appui	Rive	/	/	/	/	/	/
		intermédiaire	2.14	2.98	5.71	5.71	5T16	20



P9	appui	Travée	3.22	4.49	5.71	5.71	5T16	25
		Rive	/	/	/	/	/	/
		intermédiaire	2.61	3,69	5,83	5,83	5T16	20
P10	appui	Travée	3.94	5,57	5,83	5,83	5T16	25
		Rive	1.61	2.24	5,81	5,81	5T16	20
		intermédiaire	/	/	/	/	/	/
P11	appui	Travée	4.61	6.42	5.81	6.42	5T16	25
		Rive	1.40	1.92	5.59	5.59	5T16	20
		intermédiaire	/	/	/	/	/	/
P12	appui	Travée	3.99	5.50	5.59	5.59	5T16	25
		Rive	/	/	/	/	/	/
		intermédiaire	0.72	1.07	6.58	6.58	5T16	20
P13	appui	Travée	1.08	1.61	6.58	6.58	5T16	25
		Rive	2.11	3.14	6.50	6.50	5T16	20
		intermédiaire						
P14	appui	Travée	6.06	9.06	6.50	9.06	6T16	15
		Rive	2.25	3.35	6.48	6.48	5T16	20
		intermédiaire	/	/	/	/	/	/
P15	appui	Travée	6.46	9.67	6.48	9.67	6T16	15
		Rive	/	/	/	/	/	/
		intermédiaire	2.03	3.02	6.41	6.41	5T16	20
P16	appui	Travée	3.05	4.54	6.41	6.41	5T16	25
		Rive	/	/	/	/	/	/
		intermédiaire	2.99	4.35	6.17	6.17	5T16	20
P17	appui	Travée	4.50	6.56	6.17	6.56	5T16	25
		Rive	/	/	/	/	/	/
		intermédiaire	2.87	4.18	6.19	6.19	5T16	20
P18	appui	Travée	4.33	6.31	6.19	6.31	5T16	25
		Rive	/	/	/	/	/	/
		intermédiaire	2.03	3.02	6.41	6.41	5T16	20
P19	appui	Travée	3.05	4.54	6.41	6.41	5T16	25
		Rive	2.25	3.35	6.48	6.48	5T16	20
		intermédiaire	/	/	/	/	/	/
P20	appui	Travée	6.46	9.67	6.48	9.67	6T16	15
		Rive	2.11	3.14	6.50	6.50	5T16	20
		intermédiaire	/	/	/	/	/	/
P21	appui	Travée	6.06	9.06	6.50	9.06	6T16	15
		Rive	/	/	/	/	/	/
		intermédiaire	0.72	1.07	6.58	6.58	5T16	20
P22	appui	Travée	1.08	1.61	6.58	6.58	5T16	25
		Rive	1.40	1.92	5.59	5.59	5T16	20
		intermédiaire	/	/	/	/	/	/
		Travée	3.99	5.50	5.59	5.59	5T16	25



Tableau 7-8 : Ferrailage des panneaux sens Y-Y

Panneaux			Sens Y-Y					
			Aser (cm²/ml)	AU (cm²/ml)	Amin (cm²/ml)	Aad (cm²/ml)	Ferrailage retenu	St (cm)
P1	appui	Rive	1.22	1.04	5,81	5,81	5T16	20
		intermédiaire	/	/	/	/	/	/
		Travée	2.07	1.77	5.81	5.81	5T16	25
P2	appui	Rive	/	/	/	/	/	/
		intermédiaire	1.15	0.97	5,83	5,83	5T16	20
		Travée	1.73	1.66	5,83	5.83	5T16	25
P3	appui	Rive	/	/	/	/	/	/
		intermédiaire	1.06	0.98	5.71	5.71	5T16	20
		Travée	1.59	1.66	5.71	5.71	5T16	25
P4	appui	Rive	/	/	/	/	/	/
		intermédiaire	0.97	0.85	5.93	5.93	5T16	20
		Travée	1.46	1.45	5.93	5.93	5T16	25
P5	appui	Rive	/	/	/	/	/	/
		intermédiaire	1.97	1.76	5.76	5.76	5T16	20
		Travée	2.96	3.01	5,76	5.76	5T16	25
P6	appui	Rive	/	/	/	/	/	/
		intermédiaire	1.97	1.76	5.76	5.76	5T16	20
		Travée	2.96	3.01	5,76	5.76	5T16	25
P7	appui	Rive	/	/	/	/	/	/
		intermédiaire	0.97	0.85	5.93	5.93	5T16	20
		Travée	1.46	1.45	5.93	5.93	5T16	25
P8	appui	Rive	/	/	/	/	/	/
		intermédiaire	1.06	0.98	5.71	5.71	5T16	20
		Travée	1.59	1.66	5.71	5.71	5T16	25
P9	appui	Rive	/	/	/	/	/	/
		intermédiaire	1.15	0.97	5,83	5,83	5T16	20
		Travée	1.73	1.66	5,83	5.83	5T16	25
P10	appui	Rive	1.22	1.04	5,81	5,81	5T16	20
		intermédiaire	/	/	/	/	/	/
		Travée	2.07	1.77	5.81	5.81	5T16	25
P11	appui	Rive	1.28	1.26	5.59	5.59	5T16	20
		intermédiaire	/	/	/	/	/	/
		Travée	2.19	2.15	5.59	5.59	5T16	25
P12	appui	Rive	/	/	/	/	/	/
		intermédiaire	/	/	/	/	/	/
		Travée	/	/	/	/	/	/
P13	appui	Rive	/	/	/	/	/	/
		intermédiaire	/	/	/	/	/	/
		Travée	/	/	/	/	/	/
P14	appui	Rive	/	/	/	/	/	/
		intermédiaire	/	/	/	/	/	/
		Travée	/	/	/	/	/	/
P15	appui	Rive	/	/	/	/	/	/



		intermédiaire	/	/	/	/	/	/
	Travée		/	/	/	/	/	/
P16	appui	Rive	/	/	/	/	/	/
		intermédiaire	0.94	1.08	6.17	6.17	5T16	20
	Travée		1.42	1.83	6.17	6.17	5T16	25
P17	appui	Rive	/	/	/	/	/	/
		intermédiaire	0.88	1.04	6.19	6.19	5T16	20
	Travée		1.33	1.76	6.19	6.19	5T16	25
P18	appui	Rive	/	/	/	/	/	/
		intermédiaire	/	/	/	/	/	/
	Travée		/	/	/	/	/	/
P19	appui	Rive	/	/	/	/	/	/
		intermédiaire	/	/	/	/	/	/
	Travée		/	/	/	/	/	/
P20	appui	Rive	/	/	/	/	/	/
		intermédiaire	/	/	/	/	/	/
	Travée		/	/	/	/	/	/
P21	appui	Rive	/	/	/	/	/	/
		intermédiaire	/	/	/	/	/	/
	Travée		/	/	/	/	/	/
P22	appui	Rive	1.28	1.26	5.59	5.59	5T16	20
		intermédiaire	/	/	/	/	/	/
	Travée		2.19	2.15	5.59	5.59	5T16	25

○ Ferrailage du radier :

Ferrailage en double nappe avec 5T16/ml $e=25\text{cm}$ dans les 2 directions et sur toute la surface du radier.

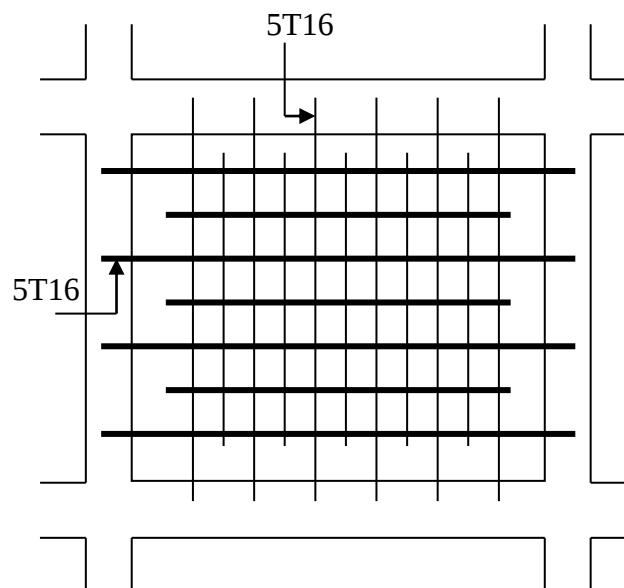


Figure 7-4 : Ferrailage de la dalle de radier



7. Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console de longueur 0.3 m encastrée à son extrémité au voile périphérique sont considérées comme « consoles courtes » les consoles dans lesquelles la hauteur utile « d » dans la section d'encastrement est au moins égale à la plus grande des deux dimensions suivantes : max (L ; 2a)

a : distance du point d'application de la résultante de la charge au nu de la section d'encastrement.

L : longueur de la console.

$$d = 0.9h = 0.9 \times 0.6 = 0.54 \text{ m}$$

$$d = 0.54 \text{ m} > \max (2a = 2 \times 0.15 ; 0.3) = 0.3 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

La console est considérée courte.

✓ Vérification de la contrainte tangentielle :

Le **BAEL**, à l'article E.6.2.2. Limite la contrainte tangentielle par la valeur suivante :

$$\tau_{u \max} = \frac{V_{u \max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right]$$

$$\text{Avec : } V_{u \max} = 0.9584 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u \max} = \frac{0.9584}{1 \times 0.56} = 1.78 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min [2.5 ; 4] \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

- Armatures inférieures tendues :

L'aire A de la section de ces armatures est donnée par la formule :

$$A = \frac{M}{z \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Où :

$$z = \min [0.7d(1 + 0.1\delta); 2.4a(0.4 + 0.1\delta)]$$

$$Z = \min \left[0.7 \times 0.54 \times \left(1 + 0.1 \left(\frac{0.54}{0.06} \right) \right); 2.4 \times 0.15 \times \left(0.4 + 0.1 \left(\frac{0.54}{0.06} \right) \right) \right] = \min [0.718; 0.468] = 0.468 \text{ m}$$

Les moments fléchissant à la section d'encastrement valent :

Avec :

$$\begin{cases} l = 0.3 \text{ m} \\ b = 1 \text{ m} \\ h = 0.6 \text{ m} \\ d = 0.54 \text{ m} \end{cases}$$



❖ **ELU** : $M_u = q_u l^2 / 2 = 9.07 \text{ KN.m}$

❖ **ELS** : $M_{ser} = q_{ser} l^2 / 2 = 6.46 \text{ KN.m}$

$$A_u = \frac{9.07}{\frac{0.468 \times 500}{1.15}} = 0.44 \text{ cm}^2 \quad A_{ser} = \frac{6.46}{\frac{0.468 \times 500}{1.15}} = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.216 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage du débord sera fait par prolongement des armatures adoptées pour les panneaux du radier.

7-4-Etude du voile de l'infrastructure :

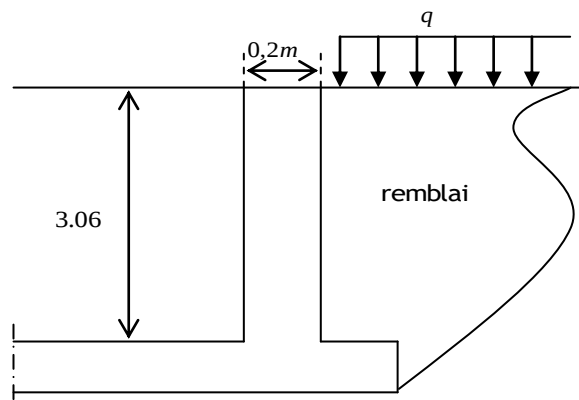
7-4-1-Pré dimensionnement:

D'après l'article 10.1.2 du **RPA 99 version 2003**, l'épaisseur minimale du voile est de 15cm, et d'après l'article 7.7.1 du **RPA 99 version 2003**, l'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre du sous-sol et des conditions de rigidité aux extrémités.

Le voile périphérique de l'ouvrage étudié a une épaisseur $a=20\text{cm}$.

7-4-2-Détermination des contraintes :

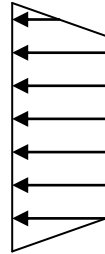
Le voile périphérique est conçu de telle façon à retenir la totalité des poussées des terres.



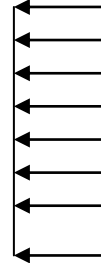


- Poussée due aux terres :

Poussée des terres équilibrée (pas de déplacement en tête)



≡



$$\sigma_h = 0,8.H. \gamma_h . K_0$$

$$\sigma_h = K_0 . \gamma_h . H$$

▪ Données :

Surcharge éventuelle : $q = 3.5 \text{ KN/m}^2$.

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

Angle de frottement interne : $\varphi = 30^\circ$.

Cohésion : $C = 0$.

Avec :

σ_h : contrainte horizontale.

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos.

$$K_0 = (1 - \sin \varphi)$$

avec φ = angle de frottement interne.

$$K_0 = 0.5$$

γ_h : poids volumique humide du sol ($\gamma_h = 18 \text{ KN/m}^2$).

$$0 \leq z \leq 3.06 \text{ m} :$$

$$\sigma_h = K_0 . \gamma_h . H$$

$$\Rightarrow \sigma_g = \sigma_h = 27.54 \text{ KN/m}^2.$$

- Poussée due aux surcharges :

$$\sigma_q = K_0 . q = 0,5 \times 3.5$$

$$\Rightarrow \sigma_q = 1.75 \text{ KN/m}^2.$$



- **Contrainte totale :**

❖ **ELU:** $\sigma_u = 1,35 \sigma_g + 1,5 \sigma_q = 39.80 \text{ KN/m}^2$

❖ **ELS:** $\sigma_{ser} = \sigma_g + \sigma_q = 29.29 \text{ KN/m}^2$

7-4-3-Ferraillage du voile périphérique :

Le ferraillage sera calculé pour le panneau le plus sollicité en flexion simple avec une fissuration très préjudiciable, le calcul se fait pour une bande de 1 m.

$$l_x = 3.06\text{m} \quad l_y = 4.06 \text{ m}$$

- Dans le sens de la petite portée : $M_{0x} = \mu_x \cdot P \cdot l_x^2$
 - Dans le sens de la grande portée : $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$
- Les valeurs de μ_x, μ_y sont données par les abaques de Pigeaud.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,75$$

Tableau 7-9 : Moments à l'ELU et à l'ELS

Panneaux	Lx	Ly	ρ	μ_x	μ_y	ELU		ELS		μ_x	μ_y	M_{0x}	M_{0y}
						M_{0x}	M_{0y}	M_{0x}	M_{0y}				
P(3.06,4.06)	3.06	4.06	0.75	0.0621	0.5105	23.14	11.82	0,0684	0.6447	18.76	12.09		

 Ventilation des moments :

Tableau 7-10 : Ventilation des moments à l'ELU et à l'ELS

Panneau	Sens X-X		Sens Y-Y	
3.06×4.06	Appuis	Travée	Appuis	Travée
ELU	11.57	17.36	5.91	10.05
ELS	9.38	14.07	6.04	10.28

 Ferraillage minimal:

Selon le **RPA2003 (Art. 10.1.2)**, le pourcentage minimal des armatures et de 0.1% dans les deux sens et en deux nappes ce qui nous donne:

• $A_{RPA} = 0,1.b.h / 100 = 0,1.20.100 / 100 = 2\text{cm}^2/\text{ml}$.

• Selon le **BAEL 91** le ferraillage minimal est de:

$A_{minx} \geq 0,0008 ((3-\rho)/2).b.h = 1.788\text{cm}^2/\text{ml}$.

$A_{miny} \geq 0,0008.b.h = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$.



Ferrailage vertical:

$$\bar{\sigma}_s = \min (0,5.f_e, 90 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) = 164.97 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau 7-11 : Ferrailage du voile dans le sens X-X

Sens X-X	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_s (cm)	A_{min} (cm)	A_{ad} (cm)	Ferrailage	St (cm)
Appuis	11.57	0.0252	0.032	0.177	1.49	2.00	2.00	4T12	20
Travée	17.36	0.0378	0.0481	0.145	2.75	2.00	2.00	4T14	20

Ferrailage horizontal :

Tableau 7-12 : Ferrailage du voile dans le sens Y-Y

Sens Y-Y	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_s (cm)	A_{min} (cm)	A_{ad} (cm)	Ferrailage	St (cm)
Appuis	6.04	0.0132	0.0166	0.178	0.78	2.00	2.00	4T12	20
Travée	10.28	0.0220	0.0027	0.177	1.33	2.00	2.00	4T14	20

○ Conclusion :

Voici le ferrailage adopté :

• Ferrailage vertical :

$$A_v = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ on adopte : } 4\text{T12 (e=20cm)}$$

• Ferrailage horizontal :

$$A_H = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ on adopte : } 4\text{T12 (e=20cm)}$$

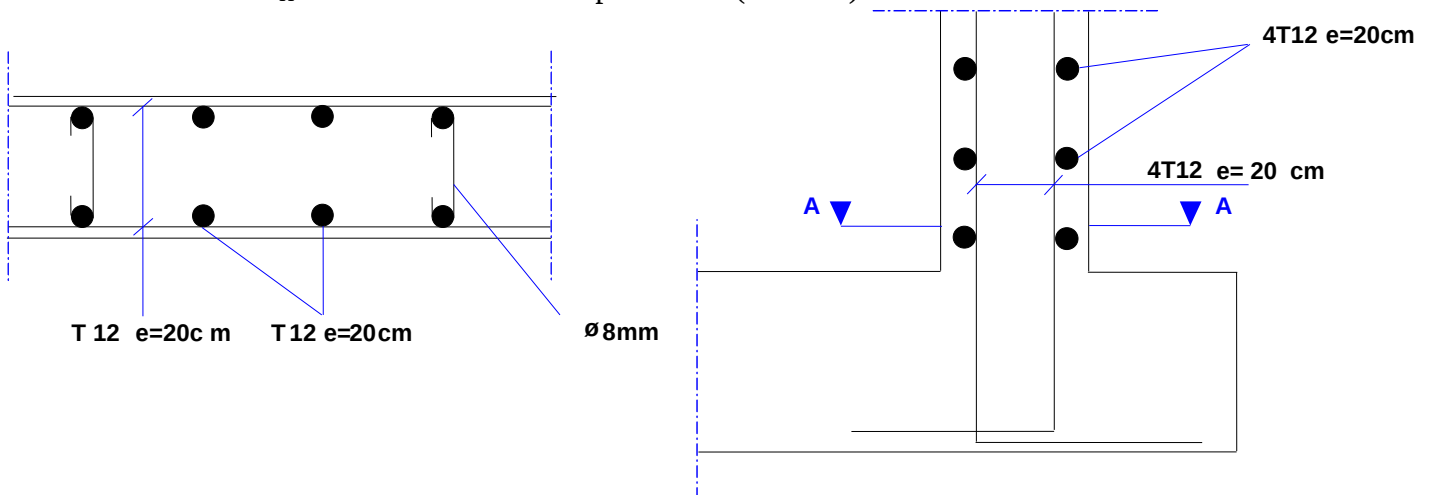


Figure 7-5 : Ferrailage du voile périphérique



Ce projet de fin d'étude nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique de notre formation d'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine du génie civil d'une part, et d'autre part d'acquérir des connaissances sur l'utilisation des logiciels.

La compréhension des facteurs influant le comportement dynamique d'une structure nécessite l'analyse de plusieurs configurations des dispositions du système de contreventement, pour le cas de notre structure un grand choix n'est pas disponible vu qu'on ne peut pas changer la disposition des voiles, donc on n'a pas pu réduire les effets des modes de torsion, n'empêche que d'après les résultats obtenus, on déduit que la conception de notre structure (voiles porteurs) a répondu à toutes les conditions imposées sur le terrain et présente les points forts suivants :

- ✓ Un délai de réalisation incomparable.
- ✓ Facilité de mise en œuvre par le coffrage tunnel.

En outre, le type de coffrage que nous avons utilisé (Coffrage Tunnel) réduit les coûts de la construction grâce aux points précédents. C'est à dire qu'il peut être réutilisé des centaines de fois et augmenter ainsi l'investissement dans de multiples projets.

Dans la mesure où la forme architecturale ne permet pas d'éviter la torsion au premier mode, il est nécessaire de bien prendre en compte les effets additionnels relatifs aux sollicitations.

Notons qu'enfin, ce projet qui constitue pour nous une première expérience, nous a été très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique nous a permis d'économiser beaucoup de temps, mais la maîtrise du logiciel reste qu'une étape de calcul. Les connaissances des sciences de l'ingénieur sont à maîtriser pour la réalisation d'un ouvrage de génie civil.

Nous avons appris, et nous n'apprendrons jamais assez.



Bibliographie :

➤ **Règlements**

- **RPA99/2003** : règlement parasismique algérienne.
- **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- **BAEL91** : béton armé aux états limites.

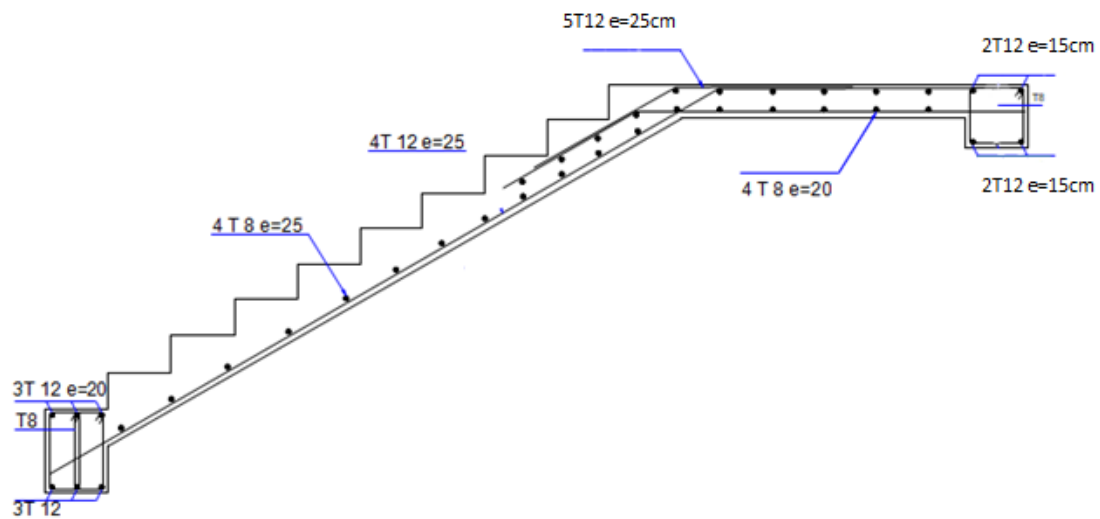
➤ **Cours et mémoires**

- Cours de Béton armé 3^{ème} année.
- Cours de calcul des structures en béton armé master 1.
- Cours de « Résistance des matériaux » 3^{ème} année.
- Cours de «conception technique de construction » master 1.
- Mémoires et thèses des promotions précédentes.

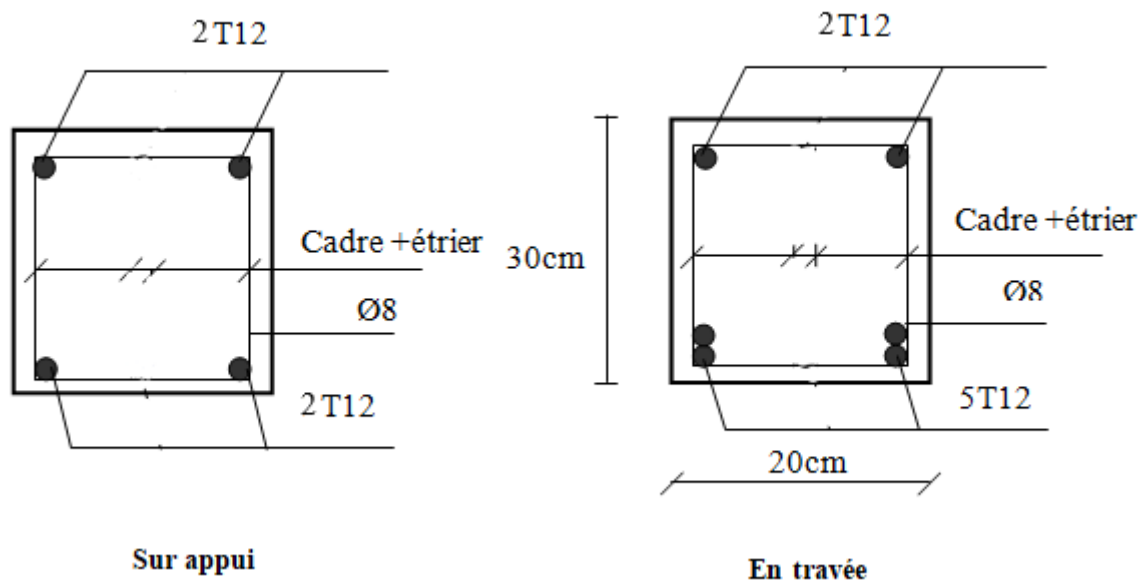
➤ **Logiciels**

- ETABSAnalyse des structures.
- ROBOT.....Diagrammes des efforts.
- AUTOCAD 2009 Dessin.
- EXCEL 2010.....Calcul.
- WORD 2010.....Traitement du texte.
- SOCOTEC.....Ferrailage.

Ferraillage de l'escalier :

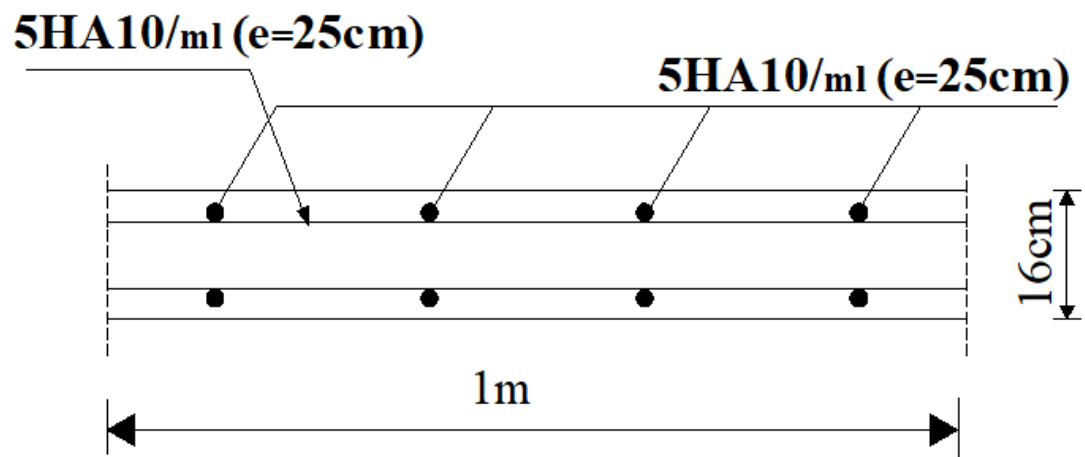
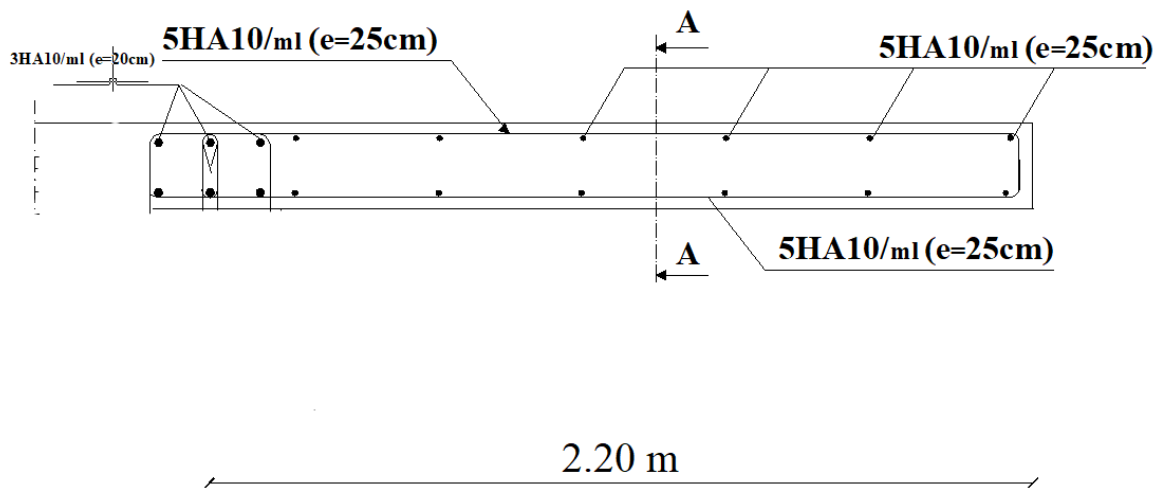


Coupe de L'escalier



Coupe de la poutre palière

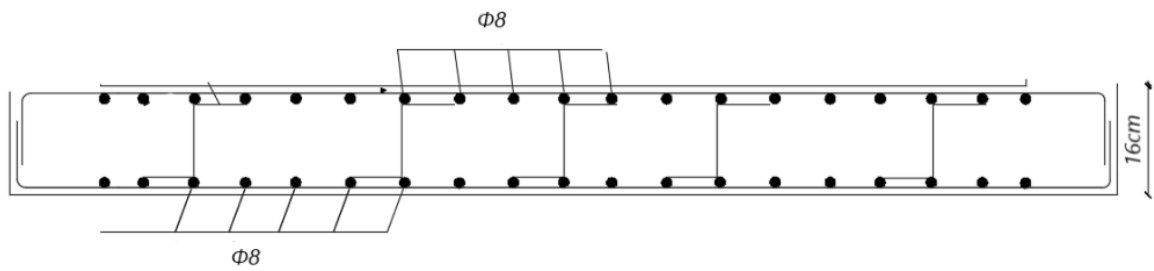
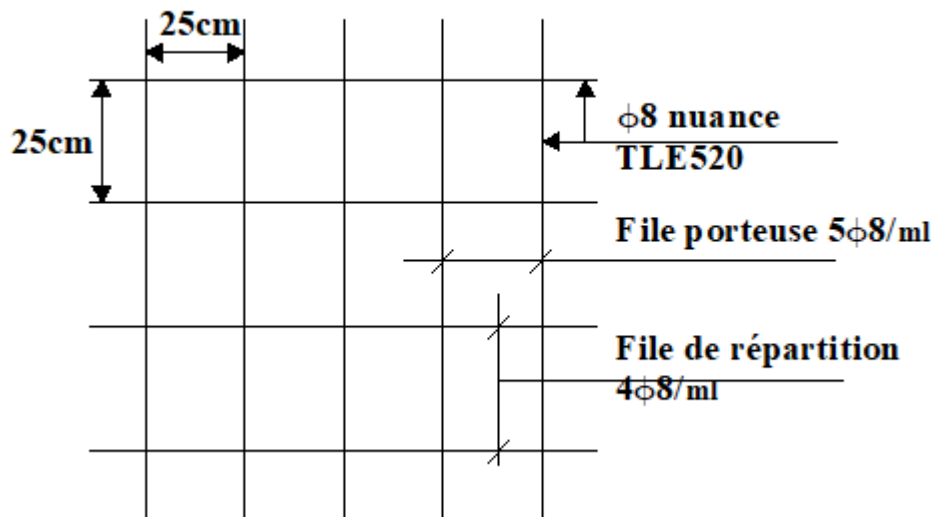
Ferrailage du balcon :



Coupe A-A

Ferraillage de la dalle :

|



Coupe

Ferraillage du voile :

