

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur de la Recherche Scientifique
Université A. Mira-Bejaia

Faculté de Technologie
Département de génie civil
Filière : Génie civil
Option : Structures



جامعة بجاية
Tasdawit n Bgayet
Université de Béjaïa

Mémoire de Fin de Cycle
En vue de L'obtention du diplôme

MASTER en Génie Civil

Thème

**Etude d'un bâtiment en béton armée
(R + 6 + 03 entres sols) a usage
d'habitation et de commercial contreventé
par un système mixte**

Réalisé par : **M^r MOUSSAOUI Salim**

M^r TARIKT Yougarithen

Encadrer par :

M^r OURTEMACHE Mourad

Soutenu en : Septembre 2022

2021/2022



Remerciements

Avant tout, nous remercions Dieu le tout puissant qui nous a donné l'envie le courage et la force pour mener à terme ce travail.

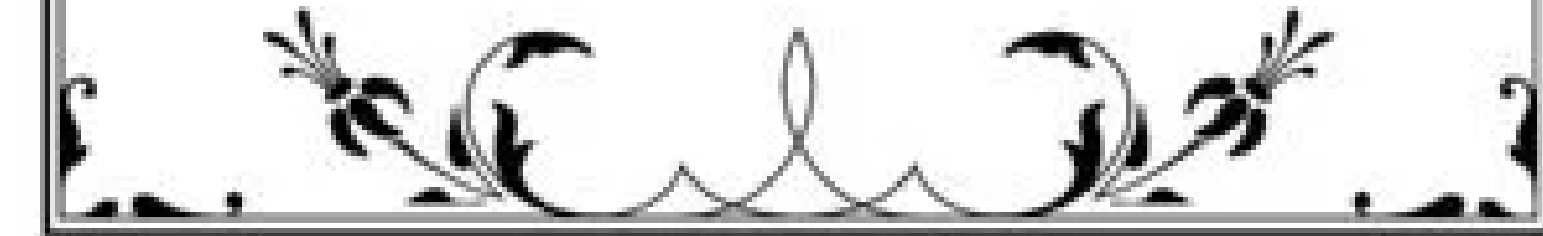
Nous exprimons :

Toutes nos reconnaissances à notre encadreur M^r OURTEMACHE Mourad qui nous a permis de bénéficier de son encadrement, ses conseils judicieux, sa rigueur et ses nombreux encouragements.

Nos respectueux remerciements aux membres du jury qui nous ont fait l'honneur de participer à l'évaluation de ce modeste travail.

Nous tenons également à exprimer nos gratitude envers tous les enseignants et le personnel administratif de département de Génie Civil qui ont contribué à notre formation et à l'élaboration de ce présent travail.

Nous tenons a remercié tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail



Dédicaces

Je dédie cet évènement marquant de ma vie :

À mes chers parents qui ont été toujours à mes côtés pour me soutenir et m'encourager pour l'éducation qu'ils m'ont prodiguée avec tous les moyens et au prix de tous les sacrifices qu'ils ont consentis à mon égard, pour leur patience, leur amour et leurs encouragements.

Que ce travail leur apporte joie et fierté.

À mon chers frère Fawzi et mes sœurs et à toute ma famille

À mon encadreur M^r OURTEMACHE Mourad

À M^r B.Djamel

Sans oublier mon collègue et Binôme TARIKI Yougarithen qui ma soutenue durant tous cycle Master

Salim

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail qui est le fruit de plusieurs

Années d'étude à :

*Mes chers et respectueux parents en récompense de leurs
sacrifices qui m'a servi et me servirait tout au long de ma
vie.*

Mon cher frère et ma sœur

*Tous mes amis, tout en leur souhaitons la réussite dans tout
ce qu'ils entreprennent*

À mon encadreur M' OURTEMACHE Mourad

À mon enseignante Madame Meziani

À mon collègue MOUSSAOUI Salim

Yougarithen

Table des matières

Introduction générale	1
I. Généralités	2
I.1 Introduction :	2
I.2 Présentations de l'ouvrage :	2
I.3 caractéristiques géométriques de l'ouvrage :	2
I.3.1 Dimensions en élévation :	2
I.3.2 Dimension en plan :	2
I.3.3 Eléments de l'ouvrage :	3
I.4 Réglementation utilisée :	4
I.5 Caractéristique des matériaux utilisés :	5
I.5.1 Béton :	5
I.5.2 Acier :	8
I.6 Conclusion :	11
II. Pré-dimensionnement des éléments	12
II.1 Introductions :	12
II.2 Les éléments secondaires :	12
II.2.1 Les planchers :	12
II.2.2 Dalle pleine	16
II.2.3 L'escalier	19
II.2.4 L'acrotère :	20
II.3 Elements principaux:	22
II.3.1 Les poutres.....	22
II.3.2 Les voiles :	23
II.3.3 Les poteaux :	23
II.3.3.1 L'évaluation des charges :	24
Les tableaux suivants résumant les charges qui reviennent sur les différents éléments : .	24
III. Etudes des éléments secondaires	34
III.1 Introduction:	34
III.2 Etude des planchers :	34
III.2.1 Plancher à corps creux :	34
III.3 Planchers a dalle pleine :	48
III.3.1 Dalle pleine sur 4 appuis étage courant	48
III.4 Les escaliers :	61

III.4.1	Types d'escaliers :.....	61
III.4.2	Calcul de l'escalier	61
IV.	Etude dynamique de la structure :	72
IV.1	Introduction :.....	72
IV.2	Manipulation du logiciel :.....	72
IV.2.1	Chargements des poteaux qui soutiennent le Mur adossé	78
IV.3	CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :	79
IV.3.1	condition d'application de la méthode statique équivalente :.....	79
IV.3.2	Méthode dynamique modale spectrale :.....	79
IV.4	Résultats obtenus après modélisation :.....	88
IV.4.1	Disposition des voiles :.....	88
IV.4.2	Analyse modale :.....	89
IV.5	Vérification exigé par le RPA.....	90
IV.5.1	Période de vibration et participation massique :.....	90
IV.5.2	Effort tranchant a la base (Art 4.3.6. du RPA99/2003) :.....	91
IV.5.3	Justification vis-à-vis des déformations	91
IV.5.4	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : (Art 5.9. RPA99/2003)	92
IV.5.5	Effort normal réduit : voir tableau IV-3	93
IV.6	Conclusion :	93
V.	Ferraillage des éléments structuraux.....	94
V.1	Ferraillage des poteaux :.....	94
V.1.1	Combinaisons spécifiques de calcul :.....	94
V.1.2	Les sollicitations dans les poteaux	95
V.1.3	Exemple de calcul de ferraillage longitudinal :	95
V.1.4	Calcul de ferraillage transversal :.....	99
V.1.5	Vérification :	100
V.2	Etude des poutres :	101
V.2.1	Introduction :.....	101
V.2.2	Ferraillage des poutres :.....	102
V.2.3	Vérification nécessaires :.....	105
V.3	Étude des voiles de contreventement :	113
V.3.1	Recommandation RPA :	113
V.3.2	Ferraillage des voiles :.....	115

VI. Etude de l'infrastructure.....	121
VI.1 Les fondations :.....	121
VI.1.1 Le choix de types de fondation :.....	121
VI.2 Etude du Radier :.....	124
VI.2.1 Le pré-dimensionnement du Radier :.....	124
VI.2.2 calcul de la surface du radier a L'ELS :.....	125
VI.2.3 Les vérifications nécessaires :.....	126
VI.3 Voile de soutènement :.....	138
VI.3.1 Calcul de mur dans les 3 niveaux.....	140
VII. Conclusion Générale	147

Liste des figures

Figure I-1:Diagramme contraintes – déformations du béton à l'ELU	6
Figure I-2:Diagramme contraintes- déformations du béton (ELS)	7
Figure I-3: Diagramme des contraintes- déformations	10
Figure II-1 : vue en plan du plancher et la disposition des poutrelles	13
Figure II-2: Plancher à corps creux	14
Figure II-3: vue en plan du plancher et la disposition des poutrelles	15
Figure II-4: Coupe transversale d'une poutrelle	16
Figure II-5: Dalle pleine sur 4 appuie.....	18
Figure II-6: Schéma statique d'escaliers.....	19
Figure II-7: L'acrotère	21
Figure II-8: poteau le plus sollicité E4	28
Figure III-1:Dalle pleine avec ouverture	48
Figure III-2 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine	51
Figure III-3: Schéma statique du balcon.....	52
Figure III-4 :schéma statique Balcon d'angle.....	54
Figure III-5: Balcon d'angle	55
Figure III-6 : Schéma de ferrailage de balcon d'angle.....	60
Figure III-7 : schéma statique de l'escalier.....	61
Figure III-8: schéma statique de l'escalier.....	62
Figure III-9 : diagramme d'effort tranchant.....	63
Figure III-10 : diagramme des moments fléchissant	63
Figure III-11 : schéma statique de la poutre palière	68
Figure III-12 : Schéma de ferrailage des escaliers	71
Figure IV-1: Fenêtre d'accueil du logiciel Robot	72
Figure IV-2 : vu en 3D des poteaux et poutres	75
Figure IV-3 : répartition des charges sur les poteaux.....	78
Figure IV-4 : chargement des poteaux de rives et intermédiaires.....	78
Figure IV-5:Spectre de réponse	80
Figure IV-6 : vue en plan de la disposition des voiles	88
Figure IV-7 : vue en plan du mode 1 translation suivant Y.....	89
Figure IV-8: vue en plan du mode 2 translation suivant X.....	89
Figure IV-9 : vue en plan du mode 3 torsion autour de Z	90
Figure V-1 : emplacements et cotations des voiles	115
Figure V-2: Schéma de ferrailage de voile de contreventement	120
Figure VI-1:semelle sous fil de poteau.....	123
Figure VI-2:contraintes dans le radier sans débords	127
Figure VI-3:contraintes dans le radier avec un débord de 80cm	127
Figure VI-4: contrainte dans le radier a L'ELU	129
Figure VI-5: les panneaux les plus sollicité.....	130
Figure VI-6: Schéma de ferrailage de la dalle du radier.....	134
Figure VI-7: Schéma de ferrailage des nervures du radier	137
Figure VI-8:charges sur le voile de soutènement.....	139
Figure VI-9:chargement sur les panneaux du voile de soutènement.....	140
Figure VI-10:Lignes de ruptures dans le panneau	141

Figure VI-11 : Schéma de ferrailage du voile de soutènement.....146

Liste des Tableaux

Tableau I-1:Caractéristiques des aciers	9
Tableau II-1 :Type de Dalle	18
Tableau II-2:Charges revenante sur le plancher terrasse inaccessible	24
Tableau II-3: Charges revenant sur le plancher étage courant.....	24
Tableau II-4: charge revenante sur les dalle pleine (terrasse inaccessible)	25
Tableau II-5:charge revenante sur les dalle (Etage courant)	25
Tableau II-6: charge revenante sur les dalle (Les balcons en dalles pleine).....	26
Tableau II-7 : charge revenante sur Les murs extérieurs.....	26
Tableau II-8: les charges revenante sur l'escalier (volée)	26
Tableau II-9: : les charges revenante sur l'escalier (Palier de repos).....	27
Tableau II-10: Descente de charge du poteau E5.....	30
Tableau II-11: La vérification des poteaux a la compression simple	32
Tableau II-12: résultat de vérification au flambement	33
Tableau II-13: Tableau récapitulatif des dimensions des éléments.....	33
Tableau III-1:Les Charges transmises sur le plancher et sur la poutrelle.....	34
Tableau III-2: Les différents types de poutrelles	35
Tableau III-3:Sollicitations des différents types de poutrelles.....	38
Tableau III-4: résumé de ferrailage longitudinal et transversal des poutrelles	40
Tableau III-5 : vérification des contraintes a L'ELS.....	42
Tableau III-6: vérification de la flèche	45
Tableau III-7 : disposition constructive dans les poutrelles	46
Tableau III-8 :ferrailage de la dalle pleine.....	49
Tableau III-9: vérification des contraintes.....	50
Tableau III-10: vérification de la flèche	50
Tableau III-11: Ferrailage des balcons ordinaire	53
Tableau III-12: Vérifications des contraintes dans les balcons.....	53
Tableau III-13 :Résumé de ferrailage du balcon.....	56
Tableau III-14 : Résumé de ferrailage du balcon.....	56
Tableau III-15: Evaluation des efforts tranchants dans l'escaliers	62
Tableau III-16 : Evaluation des moments fléchissant	63
Tableau III-17 : Moment fléchissant dans l'escalier	64
Tableau III-18 : Résumé de ferrailage de l'escalier	64
Tableau III-19 : Résumé de vérification des contraintes	66
Tableau III-20: resume de calcul de la fleche	66
Tableau III-21: Résumé de ferrailage de la poutre palière	68
Tableau IV-1: condition de facteur de qualité	83
Tableau IV-2:Vérification de l'effort normal réduit	84
Tableau IV-3: vérification de l'effort normal réduit pour les nouvelles sections	85
Tableau IV-4: Résultats de l'interaction sous charges verticales	86
Tableau IV-5: Résultats de l'interaction sous charges horizontales.	87
Tableau IV-6 : périodes de vibration et taux de participation massique	90
Tableau IV-7 : vérification de l'effort sismique a la base	91
Tableau IV-8 : vérification des déplacement	92
Tableau IV-9 : vérification de l'effort P- Δ	93

Tableau V-1: sections d'armatures minimales et maximales des poteaux	95
Tableau V-2: les sollicitations maximales dans les poteaux.....	95
Tableau V-3: ferrailage longitudinale des poteaux les plus sollicités de chaque étage	98
Tableau V-4: ferrailage transversale des poteaux	100
Tableau V-5 : vérification des contraintes dans les poteaux.....	101
Tableau V-6: sollicitation et ferrailage longitudinales des poutres principales	103
Tableau V-7: sollicitations et ferrailage longitudinales des poutres secondaires	104
Tableau V-8 : vérification des contraintes tangentielles	105
Tableau V-9 : vérification des contraintes de béton.....	105
Tableau V-10 : Vérification de l'état limite de déformation	106
Tableau V-11: les moments résistants dans les poteaux.....	107
Tableau V-12: les moments résistants dans les poutres principales.....	107
Tableau V-13: vérification des nœuds.....	108
Tableau V-14: les moments résistants dans les poteaux.....	108
Tableau V-15 : Vérification des moment résistants poteaux poutres.....	109
Tableau V-16: les moments résistants dans les poutres secondaires.....	109
Tableau V-17: vérification des nœuds.....	109
Tableau V-18: disposition constructive dans les poteaux.....	110
Tableau V-19 : disposition constructives dans les poutres	111
Tableau V-20: résumé du ferrailages des voiles V_{x1} et V_{x2}	116
Tableau V-21: résumé des sollicitations et ferrailages des voiles V_{x3}	117
Tableau V-22: résumé des sollicitations et ferrailages des voiles V_{x4}	117
Tableau V-23: résumé du calcul des ferrailages du voile V_{y1}	118
Tableau V-24: résumé du calcul des ferrailages du voile V_{y2}	118
Tableau V-25: Tableau V 21: résumé du calcul des ferrailages du voile V_{y3}	119
Tableau V-26: Tableau V 21: résumé du calcul des ferrailages du voile V_{y4}	119
Tableau VI-1:L'excentricité du au moment de renversement	128
Tableau VI-2: Evaluation des moment dans le radier	130
Tableau VI-3:Ferrailage a L'ELU dans le panneau 1	131
Tableau VI-4: Ferrailage a L'ELU dans le panneau 2	131
Tableau VI-5: Moment dans les panneau a l'ELS	132
Tableau VI-6:vérification des contraintes a L'ELS	132
Tableau VI-7:résultats de ferrailage a L'ELS	133
Tableau VI-8:Ferrailage du débord a L'ELS	133
Tableau VI-9 : Sollicitation dans les nervures a L'ELU	135
Tableau VI-10:Sollicitation dans les nervures a L'ELU	135
Tableau VI-11:Ferrailage des nervures a L'ELS	136
Tableau VI-12:Vérification des nervures au cisaillement	136
Tableau VI-13:Vérification des contrainte de compression dans le Béton	136
Tableau VI-14:Ferrailage de mur du 3ème entre sol a L'ELU	142
Tableau VI-15:Vérification des contraintes de l'acier et du béton	142
Tableau VI-16: Ferrailage de mur du 3èm entre Sol a L'ELS.....	143
Tableau VI-17:Ferrailage a L'ELS du voile du 3ème entre Sol	143
Tableau VI-18:Vérification des contraintes dans le béton comprimé	143

Tableau VI-19:Les moments fléchissant dans le Mur du 2 ^{èm} entre sol	143
Tableau VI-20:Ferraillage de Mur du 2 ^{èm} entre sol	144
Tableau VI-21:Vérification des contraintes dans le béton comprimé	144
Tableau VI-22:Les moments fléchissant dans le Mur du 2 ^{èm} entre sol	144
Tableau VI-23:Ferraillage de Mur du 2 ^{èm} entre sol	144
Tableau VI-24:Vérification des contraintes dans le béton comprimé	145

Introduction Générale

Introduction Générale

Dans le cadre de la préparation de notre mémoire de fin de cycle Master en génie civil, un projet nous a été confié par le bureau d'étude MCBA, il s'agit d'un R+6 + 3 entre sol, situé à SIDI AICH.

Cette étude a pour objectif d'étudier tous les éléments de l'ouvrage et d'élaborer les plans de coffrage et de ferrailage tout en respectant la réglementation en vigueur surtout que notre pays n'est pas à l'abri des catastrophes naturelles (séisme) qui peuvent se révéler dévastatrice puisqu'il a été durant des années victime de nombreux séismes dévastateurs notamment celui du 21 mai 2003 qui a secoué la région du centre (Alger, Tizi-Ouzou et Boumerdes). Celui-ci a révélé une urbanisation anarchique, et un non-respect des réglementations dans le domaine du bâtiment

Dans ce qui suit nous allons étudier un bâtiment (R + 6 + 03 entresols) à usage commerciale + stockage et d'habitation.

Notre travail sera subdivisé en trois grandes parties :

Dans la première partie, nous présenterons d'abord l'ouvrage, ses constituants et les matériaux de construction. Puis, nous procéderons au pré dimensionnement des éléments. Enfin, nous calculerons les ferrailages des différents éléments secondaires (dalle, escalier... etc.).

La deuxième partie aura pour objectif la détermination des ferrailages des éléments principaux, pour y arriver, nous effectuerons d'abord une analyse dynamique en réalisant un modèle 3D à l'aide d'un logiciel de calcul (ROBOT structural _analysis_ Professional), qui nous permettra d'avoir les résultats suivants :

- Les caractéristiques vibratoires (périodes propres et modes propres) de la structure
- Les sollicitations dans les éléments structuraux, poutres, poteaux et voiles.

Enfin dans la troisième et dernière partie, nous aborderons l'étude de l'infrastructure

I. Généralités

I.1 Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voile ...) aux différentes sollicitations (compression, flexion ...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99/V2003...) qui s'appuient sur la connaissance des matériaux (béton et acier) ainsi que le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2 Présentations de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment (R+6+3 entre sol) implanté à SIDI AICH, cette structure est destinée pour l'usage d'habitation dans les étages courants et pour l'usage garage dans le RDC, elle est classée d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 » dans le groupe d'usage 2, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage se situe au lieu-dit : CARTIER DES CAVALIER commune, Daïra de SIDI AICH, wilaya de Bejaia, qui est représentée, d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), par la zone IIa (zone de moyenne sismicité).

I.3 caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont les suivantes :

I.3.1 Dimensions en élévation :

- Hauteur du RDC ----- 3.06m
- Hauteur étage courant ----- 3.06m
- Hauteur totale y compris l'acrotère ----- 31.30m
- Hauteur d'entre sol----- 3.06m

I.3.2 Dimension en plan :

- Longueur en plan // X ----- 25.30m
- Largeur en plan // Y ----- 17.70m

I.3.3 Eléments de l'ouvrage :

A. Ossature :

Le contreventement du bâtiment est à ossature mixte composé de :

- Poteaux et poutres formant un système en portique dans les deux sens transversalement longitudinal destiné à reprendre les charges et les surcharges verticales ainsi qu'une partie des charges horizontales.
- De voiles en béton armés disposés dans les deux sens : longitudinal et transversal, constituant ainsi un système de contreventement assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage.
- **Les planchers** :
Sont des plans horizontaux séparent deux étages d'un bâtiment et capables de supporter les charges d'utilisation ils assurent deux fonctions principales :

Fonction de résistance mécanique : Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent et transmettent aux éléments porteurs de la structure les charges et les surcharges.

Fonction d'isolation : Les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages. Nous avons optés pour des dalles en corps creux, pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Raison économique.
- **Maçonnerie** :
La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :
- **Les murs extérieurs et de séparation des appartements** : sont constitués de doubles cloisons en brique creuse de 10cm d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 5 cm.
- **Les murs intérieurs** : sont constitués de cloisons simples en brique creuse de 10cm d'épaisseur.
- **Les Revêtements** :
- **Horizontal** : Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- **Vertical** : -Céramique pour les salles d'eau et les cuisines. -Plâtre et enduits pour les cloisons et les plafonds. -Mortier de ciment pour les murs de façades

- **Les escaliers :**

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marche et paliers) permettant d'accéder au différent niveau. Le bâtiment comporte deux types d'escaliers. Les escaliers sont coulés sur place.

- **Les balcons :**

Le bâtiment comporte des balcons en dalle pleine.

- **L'acrotère :**

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 70cm d'hauteur.

- **Les Fondations :**

Les fondations est l'élément qui est situé a la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier.

Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage et de la contrainte admissible du sol.

- **Terrasse inaccessible :**

Notre bâtiment sera menu d'une terrasse inaccessible réalisé en corps creux et d'une dalle de compression avec un revêtement composé de :

- Forme de pente de 2% pour faciliter l'écoulement des eaux.
- Isolant thermique protégeant l'élément porteur à des chocs thermiques et limitant les déperditions, le nature isolant peut être en polyptère, liège ou en mousse de verre.
- Revêtement d'étanchéité.
- Protection lourde (gravier roulé).
- **Mur de soutènement : (mur adossé)**

Sont des murs en béton armé. Leurs rôle est de soutenir les terres

I.4 Réglementation utilisée :

Nos calculs seront conformes aux règlements en vigeurs, à savoir :

- les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (**BAEL 91 modifiées 99**) .
- le Règlement Parasismiques Algérien (**RPA 99, modifié en 2003**).
- les charges et surcharges d'exploitation (**DTR-BC-2.2**).
- Construction en béton armé (**CBA 93**).

I.5 Caractéristique des matériaux utilisés :

Pour la conception de l'ouvrage, deux matériaux essentiels sont à utiliser, à savoir le béton et l'acier .

I.5.1 Béton :

Le béton est un matériau utilisé pour construire de nombreux type d'ouvrage dans le domaine du bâtiment, Il sera préparé suivant une étude de compositions établit par un laboratoire spécialisé, en utilisant les différents matériaux : sable, gravier, ciment et l'eau.

Le béton du présent ouvrage sera conforme aux règles (**BAEL 91 modifiées 99**), et le (**RPA 99 révisé 2003**).

A. Résistance caractéristique du béton :

- **Résistance à la compression :**

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée f_{c28} . Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (**Art A.2.1 .11**

$$\text{BAEL 91 modifiée.99).} \left\{ \begin{array}{l} f_{c j} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c j} \times +f_{c28} \quad \text{MPa pour } f_{c28} \leq 40 \text{Mpa} \\ f_{c j} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c j} \times +f_{c28} \quad \text{MPa pour } f_{c28} \geq 40 \text{Mpa} \end{array} \right.$$

- Dans notre cas on prend $f_{c28} = 25 \text{Mpa}$

- **Résistance à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours, notée f_{tj} est définie par la relation suivante : (**Art A.2.1 .11 BAEL 91 modifiées 99**).

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \dots \dots \dots \text{Si : } f_{c j} \leq 60 \text{MPa.} \\ \text{à } t = 28 \text{ j: } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \quad f_{c28} = 25 \text{Mpa.} \\ \quad \quad \quad f_{t28} = 2,1 \text{MPa.} \end{array} \right.$$

- **Contraintes limites du béton :**

- **Etat limite ultime (ELU) :**

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du béton. Elle est donnée par la formule suivante (**Art. A.4.3.41, BAEL 91**) :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14,17 \text{ Mpa} \dots (ELU) \\ 18,48 \text{ Mpa} \dots (ELA) \end{cases}$$

γ_b : Coefficient de sécurité, pour tenir compte d'éventuels défauts localisés dans la masse du béton qui entraîne la diminution de la résistance.

Le coefficient γ_b vaut :

- 1,5 en situation durable.
- 1,15 en situation accidentelle (SA).

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

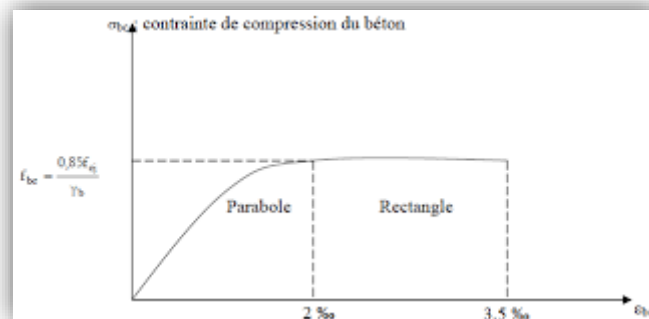


Figure I-1: Diagramme contraintes – déformations du béton à l'ELU

État limite de service (ELS) : C'est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites. On distingue :

- État limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- État limite déformation (pas de flèche excessive).
- État limite d'ouverture des fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

- La contrainte de compression du béton est limitée par (**Art. A.4.5.2, BAEL 91**) :

$$\sigma_{bc} = 0,6 * f_{cj} \quad \text{D'où} \quad \sigma_{bc} = 0,6 * f_{28} = 15 \text{ [MPa]}$$

La déformation dans le béton est considérée comme élastique et linéaire. La relation contrainte déformation est illustrée dans la figure suivante :

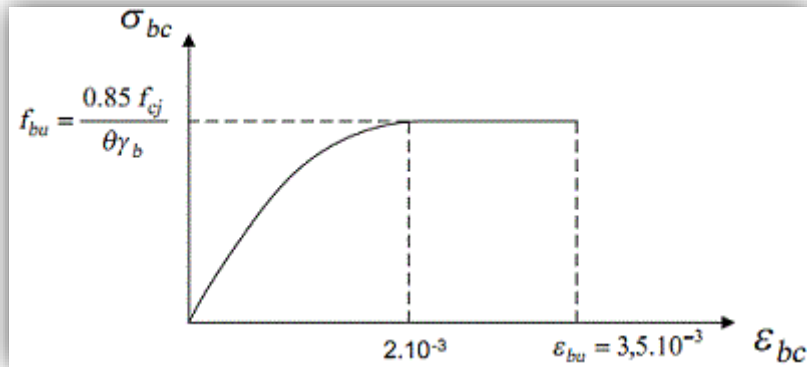


Figure I-2: Diagramme contraintes- déformations du béton (ELS)

- **Contrainte limite ultime de cisaillement** : (**Art A.5.1.1 BAEL 91 modifiées 99**) :

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b*d} \text{ Avec :}$$

V_u : effort tranchant à L'ELU dans la section.

b : largeur de la section cisailée.

d : Position des aciers tendus. Avec : $d = 0.9h$

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \min \left[\frac{0.2 * f_{28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right] = 3.33 \text{ Mpa} \dots \text{ pour la fissuration peu nuisible.} \\ \tau_u = \min \left[\frac{0.15 * f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right] = 2.5 \text{ Mpa} \dots \text{ pour la fissuration préjudiciable.} \end{array} \right.$$

- **Module d'élasticité** :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

➤ **Module de déformation longitudinale instantanée : (art A-2.1.21 BAEL 91)**

Sous des contraintes normales d'une durée inférieure à 24 h le module de déformation instantanée du béton égale à :

$$E_{ji} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{ji} = 32164,2 \text{ [MPa]}. \quad \text{Avec } f_{c28} = 25 \text{ [MPa]}.$$

➤ **Module de déformation différée : (Art A.2.1 .22 BAEL 91 modifiées 99) :**

Lorsque la contrainte normale appliquée est en longue durée, et afin de tenir compte de l'effort de fluage de béton on prend un module égal :

$$E_{ji} = 37000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa : (Art-2.1,2 BAEL 91)}.$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{v28} = 10819 \text{ MPa}.$$

➤ **Module d'élasticité transversale :**

Il est donné par la formule suivante : $G = \frac{E}{E(1+\nu)}$ [MPa].

E : Module de Young (module d'élasticité).

ν : Coefficient de poisson.

$G = 0.4E$ pour le béton non fissuré (ELS).

$G = 0.5E$ pour le béton fissuré (ELU).

➤ **Coefficient de poisson (art A-213 BAEL 91 modifié 99) :**

C'est le rapport des déformations relatives transversales et longitudinales. Le coefficient de poisson sera pris égal à :

$$\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}, \text{ Il sera pris égal à :}$$

- $\nu = 0.2$ à l'état limite de service (ELS).
- $\nu = 0$ à l'état limite ultime (ELU).

I.5.2 Acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, nous aurons à utiliser 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

- **Caractéristiques des aciers utilisés :**

Tableau I-1:Caractéristiques des aciers

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite D'élasticité f_e en MPa	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement ψ
Acier en barre	Haute adhérence FeE400	HA	400	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL 520($\Phi < 6$)	TS	500	1.3	1

- **Module d'élasticité :(art A 2.2.1 BAEL91) :**

Le module élasticité longitudinal (E_s) de l'acier est pris égal à : $E_s = 200000$ MPa.

- Coefficient de poisson des aciers :

Le coefficient de poisson ν pour les aciers est pris égal à 0,3.

- Les contraintes dans les aciers :

- à ELU :

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par :(art A 4.3.2 BAEL91) :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{avec : } \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité.}$$

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \text{pour le cas courant.} \\ \gamma_s = 1 & \text{pour le cas accidentel} \end{cases}$$

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
$f_e = 400$ Mpa	$\sigma_s = 348$ Mpa	$\sigma_s = 400$ Mpa

- à l'ELS :

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles **BAEL91**. On distingue trois cas de fissurations :

- **Fissuration peu nuisible : (BAEL91 /Art 4-5-32) :** Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

- **Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art 4-5-33) :** Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

Avec : η : coefficient de fissuration égal à :

$$\eta = 1,6 \dots \dots \dots \text{ pour les HA si } \Phi \geq 6\text{mm}$$

$$\eta = 1,3 \dots \dots \dots \text{ pour les HA si } \Phi < 6\text{mm}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ Mpa}$$

- **Fissuration très préjudiciable (BAEL91 / Art 4-5.3.4) :**

Cas d'un milieu agressif ou doit être assurée une étanchéité. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \}$$

$$\bar{\sigma}_s = 159,73 \text{ Mpa}$$

Diagramme des contraintes- déformations : (Art A.2.2.2/BAEL 91) :

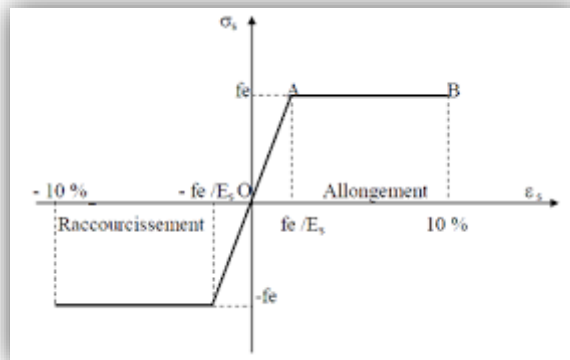


Figure I-3: Diagramme des contraintes- déformations

- **Protection des armatures :**

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage. On adapte les valeurs suivantes : (Art A 7.1 BAEL 91 modifiées 99).

- **$C \geq 5 \text{ cm}$:** Pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industrie chimique).

- **$C \geq 3 \text{ cm}$** : Pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.
- **$C \geq 1 \text{ cm}$** : Pour les parois situées dans des locaux couverts et qui ne sont pas exposées aux condensations.

I.6 Conclusion :

Dans ce chapitre on a présenté la structure à étudier, et défini les différents éléments qui la compose ainsi que le choix des matériaux utilisés, ça dans le but d’approfondir cette étude pour faire un pré-dimensionnement précis dans le chapitre que nous entamerons prochainement, afin d’assurer une bonne résistance des matériaux qui constituent notre construction.

II. Pré-dimensionnement des éléments

II.1 Introductions :

Le pré-dimensionnement permet de donner des dimensions initiales aux sections de béton des différents éléments. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du BAEL91 et du RPA . A ce stade, nous adopterons les dimensions les plus économiques, ces derniers peuvent être augmentées ultérieurement après justification de résistance

II.2 Les éléments secondaires :

Les éléments secondaires ou les éléments non structuraux ce sont les éléments qui ne participent pas au contreventement d'une façon direct lors d'un séisme tels que les poutrelles l'acrotère..etc.

II.2.1 Les planchers :

A. Définition :

Un plancher est une aire généralement plane, destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements de sols. Ces deux principales fonctions sont :

- une fonction de résistance mécanique, il doit supporter son poids propre et les surcharges.
- une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée complémentaiement par un faux plafond ou un revêtement de sol approprié.

Différents types des planchers :

- les planchers constitués d'une dalle associée a des poutres secondaires et principales.
- les planchers à poutrelles préfabriquées.
- les planchers champignons et les planchers dalles.

B. Les planchers a corps creux :

Les planchers à corps creux sont composés de trois (3) éléments principaux :

- les corps creux ou "entrevous " qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings).
- les poutrelles en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.
- une dalle de compression légèrement armée avec une épaisseur de 4 à 6 cm coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression.

- Pré-dimensionnement :

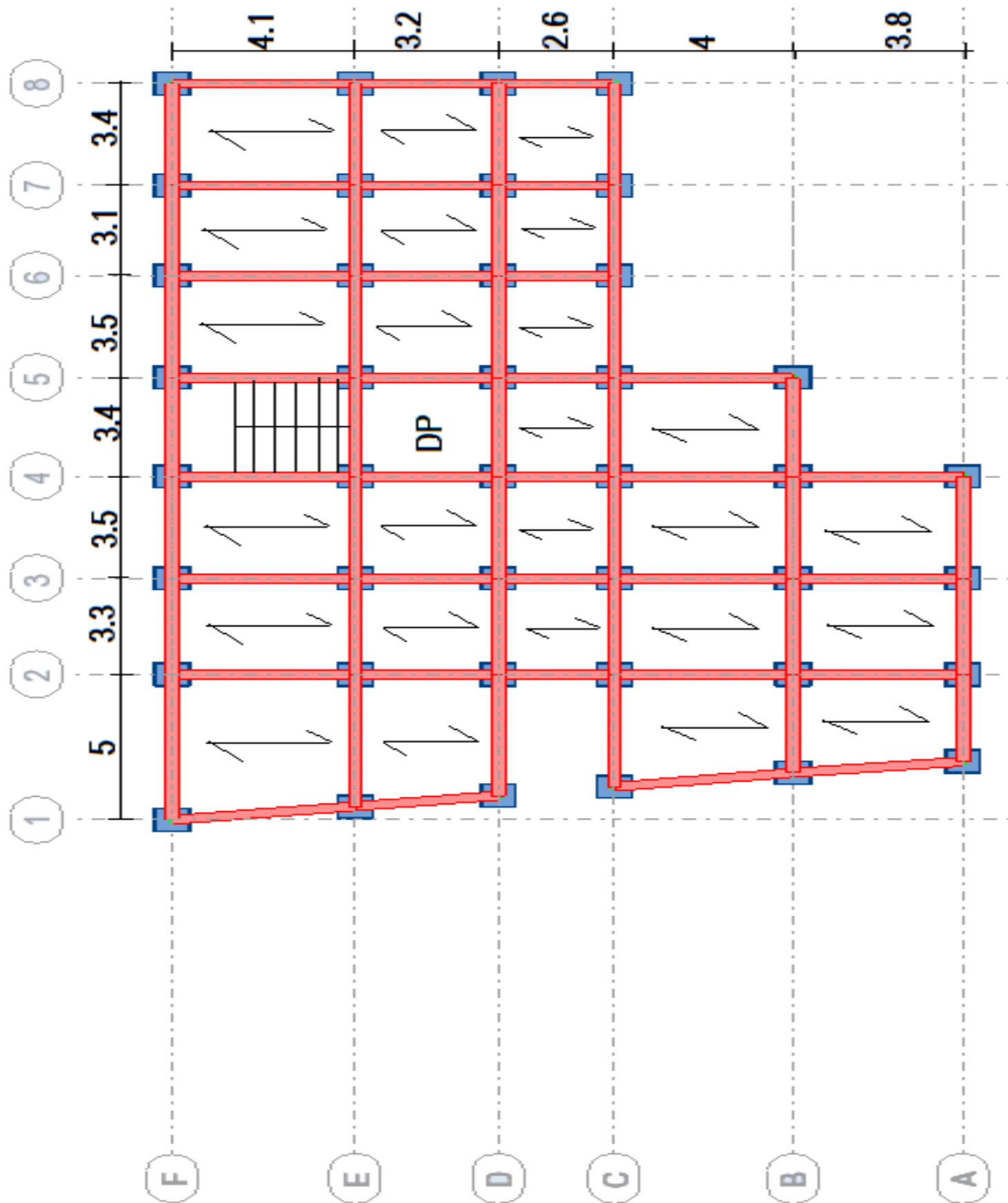


Figure II-1 : vue en plan du plancher et la disposition des poutrelles

La hauteur du plancher et de l'entrevous dépendent de la portée des poutrelles

$$H_T \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad (\text{CBA art B 6.8.4.2.4})$$

L_{\max} : travée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

H_T : la hauteur total du plancher

Dans notre cas les poutrelles sont disposée suivant Y-Y selon le critère de la plus petite portée

$$L_{\max} = 410 - 30 = 380 \text{ cm}$$

$$H_t \geq \frac{380}{22.5} = 16.88 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } H_t = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$$

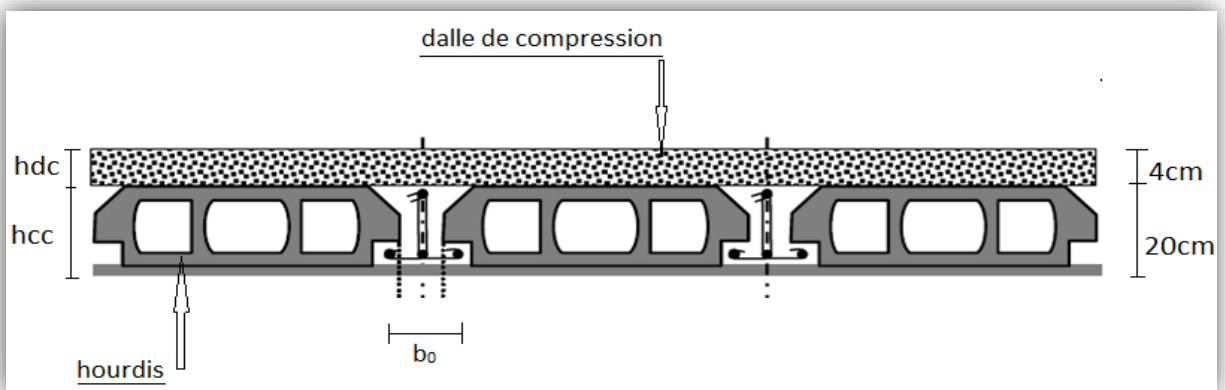


Figure II-2: Plancher à corps creux

H_{dc} : la hauteur de la dalle de compression / $H_{dc} = 4 \text{ cm}$

H_{cc} : la hauteur du corps creux / $H_{cc} = 16 \text{ cm}$

L_0 : la distance entre axe des poutrelles

B_0 : la largeur de la nervure

C. Les poutrelles :

- **Définition :**

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé supposées appuyées, qui servent à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simples.

- **Disposition des poutrelles :**

- Critère de la plus petite portée (pour limiter la flèche).
- Critère de continuité ou le max d'appuis (pour soulager les travées).
- Critère pratique : le sens des poutrelles est perpendiculaire aux poutres principales.

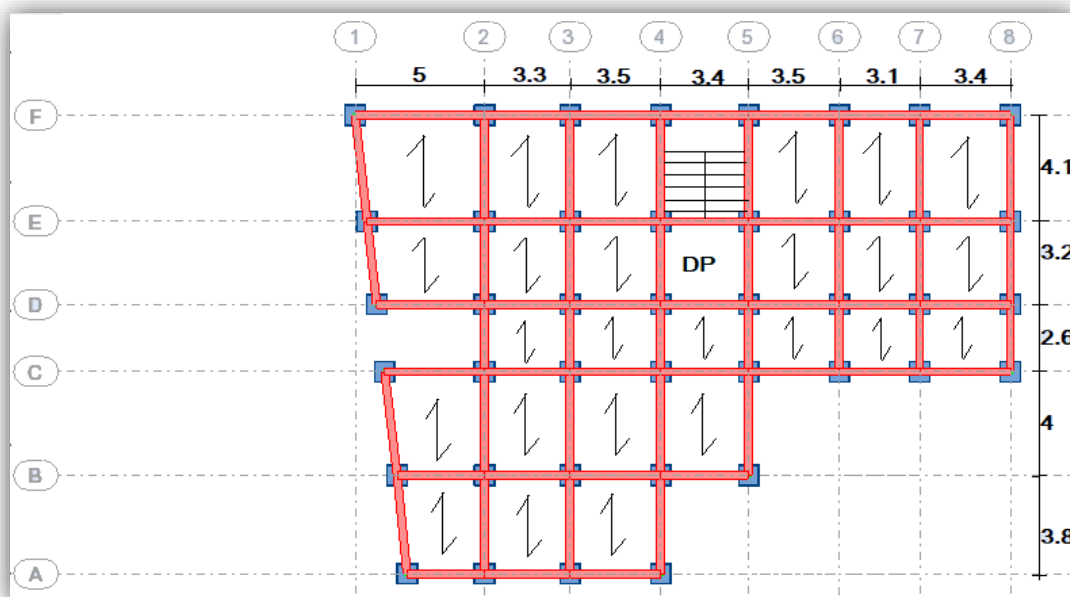


Figure II-3: vue en plan du plancher et la disposition des poutrelles

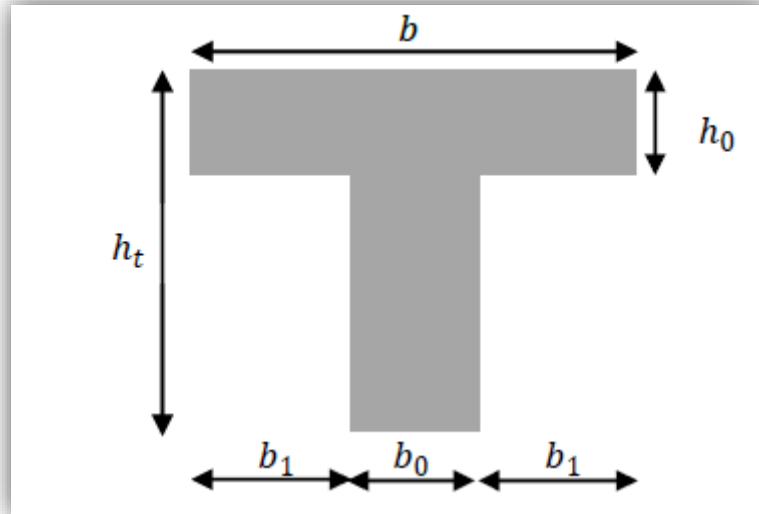


Figure II-4: Coupe transversale d'une poutrelle

b : largeur de la dalle de compression.

b_0 ; largeur de la nervure.

L_x ; distance entre nœuds de deux poutrelles.

L_y ; la travée min entre nœuds d'appuis dans le sens des poutrelles.

- **Pré-dimensionnement**

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min \left\{ \frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right\} \text{ Avec : } 0,4 h_t \leq b_0 \leq 0,8 h_t$$

$$8 < b_0 < 16 \text{ soit } b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min \left\{ \frac{55}{2} = 27,5; \frac{230}{10} = 23 \right\}$$

$$b \leq 23 \times 2 + 10 = 56 \text{ cm}$$

→ soit $b = 55$

II.2.2 Dalle pleine

A. Définition :

Une dalle pleine est un élément structural dont une dimension est plus petite que les autres (comme une plaque), le plancher à dalle pleine est calculé comme un ensemble de panneau de dalle.

La structure prend appui :

- Soit le long de son contour généralement rectangulaire, de façon continue sur des poutres, voiles ou murs maçonnes,
- Soit ponctuellement sur poteaux. Les portées l_x et l_y d'un panneau de dalle sont Mesurées entre nus d'appuis avec :

l_x : la plus petite portée du panneau .

l_y : la plus grande portée du panneau .

Le calcul de la dalle dépend fortement du rapport $\rho = l_x/l_y$

- Si : $0,4 \leq \rho \leq 1$ la dalle est considérée comme portant dans deux directions (flexion dans les 2 sens l_x et l_y).
- Si : $\rho < 0,4$ la dalle est considérée comme portant uniquement dans le sens de sa petite portée (flexion dans le sens l_x), la flexion dans le sens l_y est négligeable.

B. Pré-dimensionnement :

L'épaisseur de la dalle dépend des conditions d'appuis :

- $e \geq l_x/20$ pour les dalles sur un seul (1) ou deux (2) appuis

- $l_x/35 < e < l_x/30$ pour les dalles sur quatre (4) appuis avec $\rho < 0,4$

- $l_x/45 < e < l_x/40$ pour les dalles sur trois (3) ou quatre (4) appuis avec $\rho > 0,4$

-L'épaisseur de la dalle dépend aussi du critère de coupe-feu (sécurité vis-à-vis de l'incendie):

- On adopte une épaisseur de 7 cm pour 1 heure de coupe-feu
- On adopte une épaisseur de 11 cm pour 2 heures de coupe-feu.

Les dimensions des différents types sont récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau II-1 :Type de Dalle

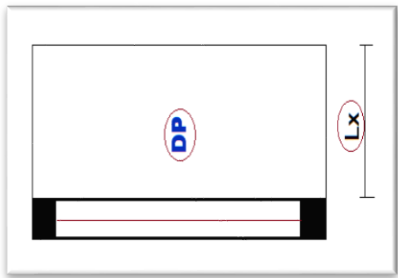
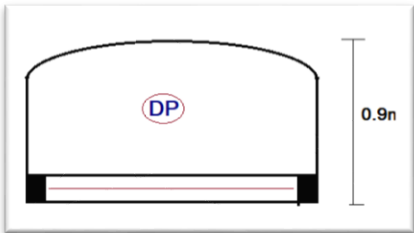
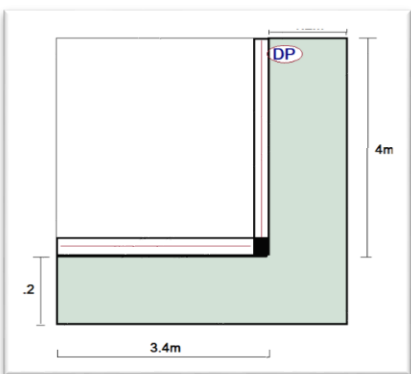
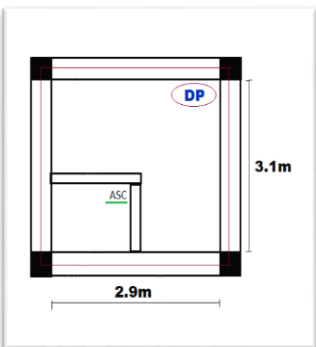
Type	appuis	schéma	Longueur /Largeur (cm)	e (cm)	e choisi (cm)	critère
Type 1	1 appuis		130	$e > 6.5$	15 cm	coupe feu
Type 2	1 appuis		80	$e > 4$	15cm	coupe feu
Type 3	1 appuis		130	$e > 6.5$	15cm	coupe feu
Type 4	4 appuis		290*310	$e > 6.5$	12cm	coupe feu

Figure II-5: Dalle pleine sur 4 appuis

II.2.3 L'escalier

A. Définition :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une suite régulière de marches, permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé, coulés sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont :

H : la hauteur du palier ;

L₁ : Longueur projetée de la volée

L₂ : Longueur du palier de repos

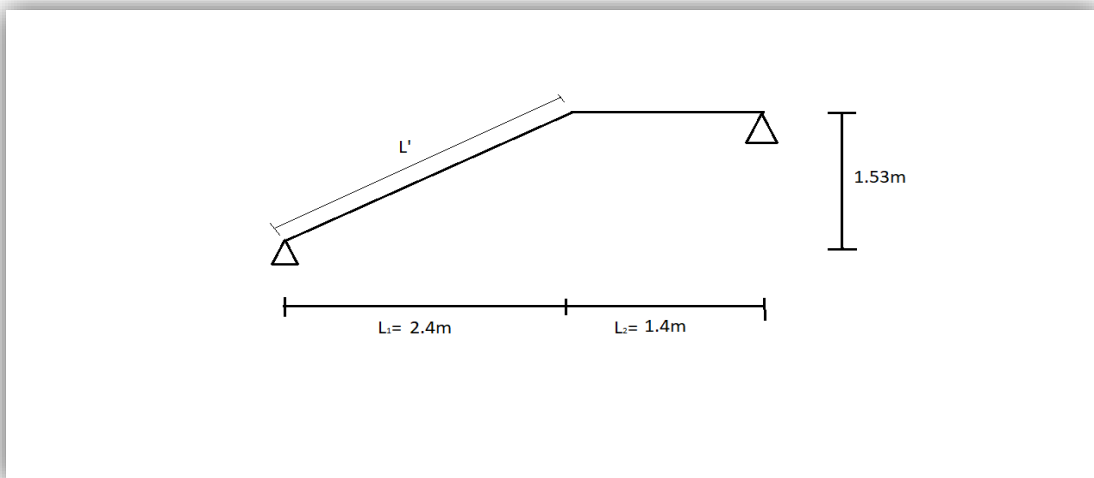


Figure II-6: Schéma statique d'escaliers

B. Pré-dimensionnement :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$L = L' + L_2$$

$$L' = \sqrt{H^2 + L_1^2} = \sqrt{1.53^2 + 2.4^2} = 2.846m$$

$$L = 2.846 + 1.4 = 4.246m$$

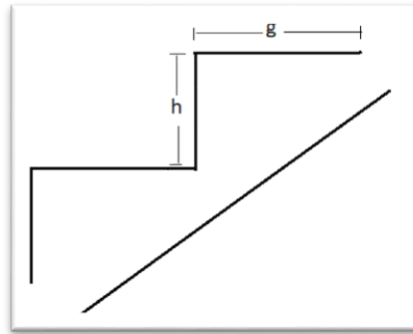
Donc : $14.15 \leq e \leq 21.12$ soit : **$e=15\text{cm}$**

e : l'épaisseur de l'escalier

.calcul du giron(g) et la hauteur de la contre marche(h)

La hauteur h des contremarches entre 14 et 18 cm.

- La largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de BLONDEL: $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65\text{cm}$.



$$g = \frac{L1}{n-1} = \frac{240}{8} = 30\text{cm}$$

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

Donc : Le giron d'une marche est $g = 30\text{cm}$. et la hauteur d'une contre marche est : $h = 17\text{cm}$

II.2.4 L'acrotère :

A. Définition :

L'acrotère est considéré comme une console verticale encastrée au plancher terrasse, il a pour rôle d'empêcher les infiltrations d'eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse. Il sert aussi à l'accrochage des matériaux de travaux d'entretien des bâtiments.

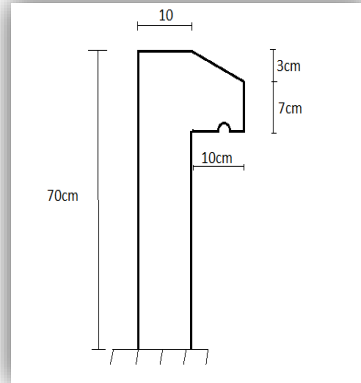


Figure II-7: L'acrotère

La surface de l'acrotère :

$$S=(3 \times 10/2)+7 \times 10+70 \times 10=785 \text{cm}^2=0.0785 \text{m}^2$$

$$\text{Le poids propre de l'acrotère : } S \times 25 = 0.0785 \times 25 = 1.9625 \text{kn/ml}$$

$$\text{Le poids de l'enduits en ciment : } P \times 0.1 \times e$$

$$\text{Pour } e=1.5 \text{cm et}$$

$$P : \text{le périmètre de l'acrotère} = 1.074 \text{m}$$

$$G = 1.074 \times 0.1 \times 1.5 = 0.1611 + 1.9625 = 2.1236 \text{kn/ml}$$

$$\mathbf{G=2.1236 \text{kn/ml}}$$

II.3 Elements principaux:

II.3.1 Les poutres

- **Définition :**

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé coulés sur place leurs rôle et de supporter les charges des planchers et de les transmettre aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

Les dimensions des poutres sont définies en fonction de leur portée L

$$\text{Hauteur } h_t : \frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \dots\dots\dots \text{BAEL 91 R 99}$$

II.3.1.1.1 Conditions RPA :

- ❖ $b \geq 20\text{cm}$
- ❖ $h \geq 30\text{cm}$
- ❖ $h/b \leq 4.0$
- ❖ $b_{\max} \leq 1,5h + b_1$

Suivant x-x : $L_{\max}=5-0.3=4.7\text{m}$

Suivant y-y : $L_{\max}=4.1-0.3=3.95\text{m}$

La hauteur des poutres suivant X sera donc :

$$\frac{470}{15} \leq h_t \leq \frac{470}{10}$$

$$31.3 \leq h_t \leq 47$$

Soient des poutres de $40 \times 30 \text{ cm}^2$

On prend $h_t = 40\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots$ *condition vérifiée*

Et la largeur $b = 30\text{cm} > 20 \dots\dots\dots$ *condition vérifiée*

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \dots\dots\dots$$
 condition vérifiée

-La hauteur des poutres suivant Y sera donc :

$$\frac{380}{15} \leq h_t \leq \frac{380}{10}$$

$$25.33 \leq h_t \leq 38$$

On prends des poutres de $30 \times 30 \text{ cm}^2$

Condition de RPA :

$30 \geq 30$ condition vérifiée

$30/30 = 1 < 4$ condition vérifiée

II.3.2 Les voiles :

- **Définition :**

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur. Ils sont généralement verticaux et chargés dans leur plan. 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. Ils sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions. Le rôle principal des voiles est d'assurer le contreventement mais peuvent parfois être porteurs et supportent les charges provenant des planchers.

- **Pré-dimensionnement :**

Le dimensionnement d'un voile de contreventement revient à déterminer son épaisseur (e) donnée par le RPA99/2003: Pour un voile de section simple : $e \geq \max (he/20 ; 15\text{cm})$
Avec

he : hauteur libre du voile=hauteur d'étage-hauteur de la poutre.

$he=3.06-0.35=2.71\text{m}$

$e \geq \max(13.55; 15)$ on prend : **e=15cm**

II.3.3 Les poteaux :

- **Définition :**

Sont des éléments porteurs en béton armé qui participent à reprendre les efforts sismiques et les efforts verticaux. Ils servent aussi aux chaînages verticaux.

Pour dimensionner les poteaux a la compression centré il faut d'abord évaluer les charges sur les planchers, les escaliers et les poutres.

L'évaluation des charges est résumée dans les tableaux suivants pour tous les éléments.

II.3.3.1 L'évaluation des charges :

Les tableaux suivants résument les charges qui reviennent sur les différents éléments :

Tableau II-2: Charges revenant sur le plancher terrasse inaccessible

<u>Eléments</u>	<u>Poids surfacique (kn/m²/cm)</u>	<u>Epaisseur(cm)</u>	<u>Poids(kn/m²)</u>
Gravillon de protection	0.2	5	1
Etanchéité	0.06	2	0.12
Isolation thermique	4	4	0.16
Forme de pente	0.22	10	2.2
Enduit de plâtre	0.1	2	0.2
Plancher CC	/	16+4	2.85
<i>Charge totale</i>	/	/	<i>G=6.53KN/m²</i>
Q_{T.I}=1Kn/m²		G_{T.I}=6.53kn/m²	

Tableau II-3: Charges revenant sur le plancher étage courant

<u>L'éléments</u>	<u>Poids surfacique (kn/m²/cm)</u>	<u>Epaisseur(cm)</u>	<u>Poids(kn/m²)</u>
Cloison légère	9kn/m ³	/	1
Rev en carrelage	0.2	<u>2</u>	0.4
Mortier de pose	0.2	2	0.4
Lit de sable	0.18	3	0.54
Corps creux	/	16+4	2.85
Enduit de plâtre	0.1	2	0.2
<u>Charge totale</u>	/	/	5.39kn/m ²
Q=1.5 kn/m²		G=5.39 kn/m²	

Tableau II-4: charge revenante sur les dalle pleine (terrasse inaccessible)

<u>Eléments</u>	<u>Poids surfacique</u> (<u>kn/m²/cm</u>)	<u>Epaisseur(c</u> <u>m</u>)	<u>Poids(kn/m²)</u>
Gravillon de protection	0.2	5	1
Etanchéité	0.06	2	0.12
Isolation thermique	4	4	0.16
Forme de pente	0.22	10	2.2
Enduit de plâtre	0.1	2	0.2
Dalle pleine	0.25	15	3.75
<i>Charge total</i>	/	/	<i>G=7.43kn/m²</i>
Q=1 kn/m²		G=7.43 kn/m²	

Tableau II-5:charge revenante sur les dalle (Etage courant)

<u>L'éléments</u>	<u>Poids surfacique</u> (<u>kn/m²/cm</u>)	<u>Epaisseur(cm)</u>	<u>Poids(kn/m²)</u>
Cloison légère	9	10	1
Rev en carrelage	0.2	2	0.4
Mortier de pose	0.2	2	0.4
Lit de sable	0.18	3	0.54
Dalle pleine	0.25	15	3.75
Enduit de plâtre	0.1	2	0.2
<u>Charge totale</u>	/	/	6.29
Q=2.5 kn/m²		G=6.29 kn/m²	

Tableau II-6: charge revenante sur les dalle (Les balcons en dalles pleine)

L'éléments	Poids surfacique (kn/m ² /cm)	Epaisseur(cm)	Poids(kn/m ²)
Rev en carrelage	0.2	<u>2</u>	0.4
Mortier de pose	0.2	2	0.4
Lit de sable	0.18	3	0.54
Dalle pleine	0.25	15	3.75
Enduit de plâtre	0.1	2	0.2
Charge totale	/	/	5.29 kn/m ²
Q=3.5 kn/m²		G=5.29 kn/m²	

Tableau II-7 : charge revenante sur Les murs extérieurs

L'éléments	Poids volumique kn/m ³	e(cm)	Poids (KN/m ²)
Brique creuse	9	15+10	2.25
Enduit extérieur ciment	18	1.5	0.27
Enduit intérieur plâtre	10	1.5	0.15
G=2.67kn/m²			

Tableau II-8: les charges revenante sur l'escalier (volée)

L'Elément	e(cm)	Poids volumique(kn/m ³)	Poids (kn/m ²)
Paillasse	15	25/cos α	4.45
marche	/	25	2.14
Mortier Horizontal	2	20	0.4
Mortier vertical	2	22xh/g	0.25
Carrelage (marche)	2	20	0.4
Carrelage (contre marche)	2	20xh/g	0.23
Enduit de ciment	2	18/cos α	0.42
G=8.29kn/m²		Q=2.5 kn/m²	

Tableau II-9: : les charges revenant sur l'escalier (Palier de repos)

Eléments	e(cm)	Poids volumique(kn/m ³)	Poids (kn/m ²)
Dalle en béton	15	25	3.75
Mortier de pose	2	20	0.4
Lit de sable	2	18	0.36
Enduit de ciment	2	20	0.36
Carrelage	2	20	0.4
		G=5.27kn/m²	Q=2.5kn/m²

- **Descente de charge :**

On appelle la descente de charge, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments qui composent la structure d'un bâtiment, du plus haut niveau vers le plus bas (les fondations). Pour notre cas, on effectuera la descente de charge pour le poteau le plus sollicité, le DTR exige d'appliquer la loi de dégression sur la surcharge Q sur ces niveaux.

- **Loi de dégression de charge :**

On adoptera pour le calcul des points d'appuis les charges d'exploitation suivantes (à partir du haut du bâtiment) :

– Sous la terrasse : **Q0**

– Sous le 9^{ème} étage (niv2) : **Q0+Q1**

– Sous le 9^{ème} étage (niv1) : **Q0+ 0,95(Q1+ Q2)**

– Sous le 8^{ème} étage: **Q0+ 0,90(Q1+Q2+Q3)**

– Sous le 7^{ème} étage : **Q0+ 0,85(Q1+ Q2+ Q3+ Q4)**

– Sous le 6^{ème} étage : **Q0+ 0,80(Q1+ Q2+ Q3+Q4+Q5)**

– Sous les étages inférieurs (pour $n \geq 5$): **$Q0 + \frac{3+n}{2n} + (Q1 + Q2 + \dots + Qn)$**

Avec **n**: le numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

- **Pré-dimensionnement des poteaux :**

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

- ❖ Critère de résistance.

- ❖ Critère de stabilité de forme (flambement).
- ❖ Conditions de RPA.

Le poteau à étudier est celui qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge. Pour ce faire, on a sélectionné le poteau le plus sollicité qui est le poteau E4:

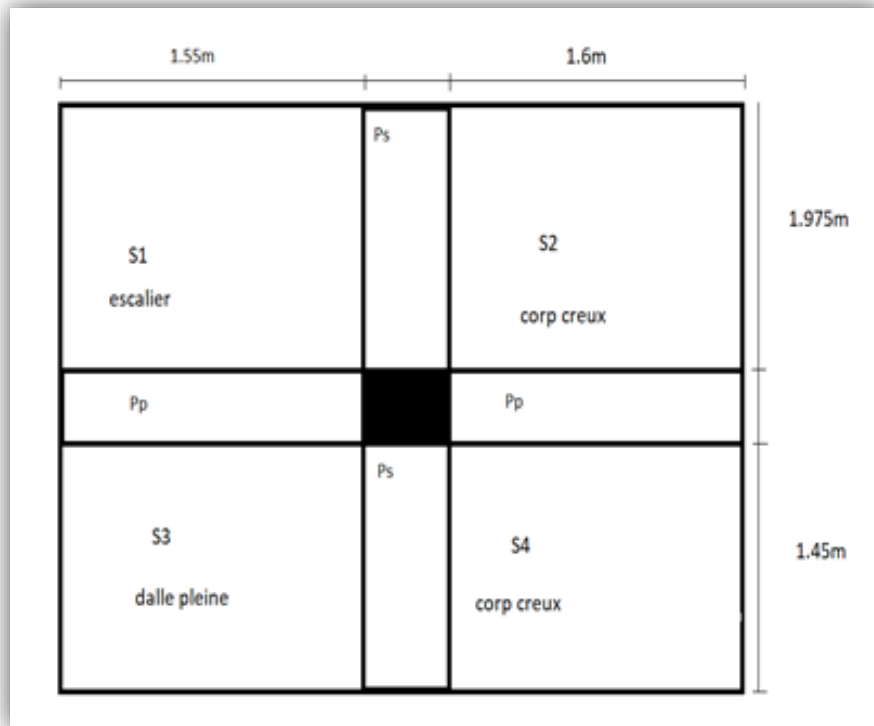


Figure II-8: poteau le plus sollicité E4

- **Calcul des surfaces :**
 - $S1=1.55 \times 1.975=3.06125 \text{ m}^2$
 - $S2=1.6 \times 1.975=3.16 \text{ m}^2$
 - $S3=1.45 \times 1.55=2.2475 \text{ m}^2$
 - $S4=1.45 \times 1.6=2.32 \text{ m}^2$
- **Poids des poteaux :**
Pour des raison économique on a estimé des poteaux de 30x30 dans tous les étages .

$$P_{\text{poteau}}=0.3 \times 0.3 \times 3.06 \times 25=6.885 \text{ Kn}$$

- **Poids des poutres :**

Poutres principales :

$$P_p = 0.4 \times 0.3 \times 25 \times (1.55 + 1.6) = \mathbf{9.45 \text{Kn}}$$

Poutres secondaires :

$$P_s = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times (1.975 + 1.45) = \mathbf{7.71 \text{Kn}}$$

$$P_p + P_s = 17.16 \text{kn}$$

- **Poids du plancher :**

Terrasse inaccessible :

$$P_{TI} = G_{cc}(S_1 + S_2 + S_4) + G_{DP}(S_3) = 6.53(8.54125) + 7.43(2.2475) = 55.7744 + 16.6989 = \mathbf{72.47 \text{KN}}$$

étage courant :

$$P_{EC} = G_{cc}(S_2 + S_4) + G_{DP}(S_3) + G_{volée}(S_1) = 5.39(5.48) + 6.29(2.2475) + 8.29(3.06125) = \mathbf{69.05 \text{KN}}$$

Murs extérieur :

Dans tous les étages les murs extérieurs sont sur les deux poutres secondaires de longueur

$$L = 1.975 + 1.45 = \mathbf{3.425 \text{m}}$$

$$P_{mur} = L \times G_{mur} \times H_{mur} = 3.425 \times 2.67 \times 2.66 = \mathbf{24.325 \text{kn}}$$

- **La charge d'exploitation sur les planchers :**

Terrasse inaccessible :

$$Q = 1 \times [(1.55 + 0.3 + 1.6) \times (1.975 + 0.3 + 1.45)] = 3.45 \times 3.725 = \mathbf{12.85 \text{kn}}$$

étage courant

$$Q = 2.5[(1.975 + 0.3 + 1.45) \times 1.55] + 1.5[(1.975 + 1.45) \times 1.6] = \mathbf{22.66 \text{KN}}$$

Les charges transmises au poteau le plus sollicité sont résumé dans le tableau ci dessous

Tableau II-10: Descente de charge du poteau E5

Niveau	Elément	G(KN)	Q(kn)
10	Plancher TI	72.47	12.85
	Poutres	17.16	
	Poteau	6.885	
		96.515	12.85125
9	N10	96.515	12.85+22.66=35.51
	Plancher E.C	69.05	
	Poutres	17.16	
	Poteau	6.885	
	Cloisons	24.325	
		213.935	35.51
8	<i>N9</i>	<i>213.935</i>	12.85+0.95(2x22.66)=55.904
	<i>Plancher E.C</i>	<i>69.05</i>	
	<i>Poutres</i>	<i>17.16</i>	
	<i>Poteau</i>	<i>6.885</i>	
	<i>Cloisons</i>	<i>24.325</i>	
		331.355	55.904
7	N8	331.355	12.85+0.9(3x22.66)=74.032
	Plancher E.C	69.05	
	Poutres	17.16	
	Poteau	6.885	
	Cloisons	24.325	
		448.775	74.032
6	N7	448.775	12.85+0.85(4x22.66)=89.894
	Plancher E.C	69.05	
	Poutres	17.16	
	Poteau	6.885	
	cloisons	24.325	
		566.195	89.894
5	N6	566.195	12.85+0.8(5x22.66)=103.49
	Plancher E.C	69.05	

	Poutres	17.16	
	Poteau	6.885	
	cloisons	24.325	
		683.615	103.49
4	N5	683.615	$12.85+0.75(5 \times 22.66+28.134)=118.93$
	Plancher E.C	69.05	
	Poutres	17.16	
	Poteau	6.885	
	cloisons	24.325	
		801.035	118.93
3	N4	801.035	$12.85+0.71(5 \times 22.66+28.134)+44.234=158.11$
	Plancher E.C	69.05	
	Poutres	17.16	
	Poteau	6.885	
	cloisons	24.325	
		918.455	158.11
2	N3	916.161	$12.85+0.6875(5 \times 22.66+28.134)+2 \times 44.234=198.55$
	Plancher E.C	69.05	
	Poutres	17.16	
	Poteau	6.885	
	cloisons	24.325	
		1035.875	198.55
1	N2	1035.875	$12.85+0.66(5 \times 22.66+2 \times 28.134)+2 \times 44.234=213.24$
	Plancher E.C	69.05	
	Poutres	17.16	
	Poteau	6.885	
	cloisons	24.325	
somme		1153.295	213.24

$$G_{\text{tot}}=1153.295\text{KN}$$

$$Q_{\text{tot}}=213.24\text{ KN}$$

$$N_u=1.35G+1.5Q = 1.35 \times 1153.295 + 1.5 \times 213.24 = 1876.81\text{ KN}$$

Le poteau est un poteau voisin de rive donc l'effort de compression ultime (Nu) doit être majoré de 10% alors :

$$Nu^* = 1.1 \times Nu = 1.1 \times 1876.8 = \mathbf{2064.489KN}$$

- *Dimensionnement du poteau a la compression :*

$$Nu^*/B \leq \frac{0.85f_c28}{\gamma_b} = F_{bu}$$

$$B \geq \frac{Nu}{F_{bu}} \text{ ce qui donne } B > \frac{2064.5}{14170} = 0.14569 \text{ m}^2$$

$$B = a^2 \text{ donc } a > \sqrt{0.1456} = 0.3817 \text{ m on prend } \mathbf{a = 40cm}$$

Soient les poteau du 3-ème sous sol 40*40 cm²

pour les autres niveaux

-Sous-sols : 1 ; 2 et 3 : **40x40 cm²**

-RDC ; 1^{er} ; 2 étage : **40*35 cm²**

-Pour les étages 3,4 : **35*35 cm²**

-Pour les étages 5 et 6 : **30*35 cm²**

La vérification des poteaux a la compression simple est résumé dans le tableau suivant

Tableau II-11: La vérification des poteaux a la compression simple

niveau	Nu (kn)	Section (m ²)	B calculé	Observation
Les trois Entre sol	2064.5	0.4x0.4=0.16	0.38 ² =0.145	Vérifiée
Rdc ; 1 ^{er} ; 2eme	1385.7	0.4x0.35=0.14	0.31 ² =0.0978	Vérifiée
3eme et 4eme	788.6	0.35 ² =0.1225	0.24 ² =0.0556	Vérifiée
5eme et 6eme	376.29	0.35x0.3=0.105	0.17 ² =0.0265	Vérifiée

- *La vérification des poteaux a la stabilité de forme (flambement) :*

Pour le poteau de 3eme sous-sol : 40x40cm²

$$Br \geq \frac{Nu^*}{\alpha \left(\frac{f_c28}{0.9\gamma} + \frac{f_e}{100\gamma} \right)}$$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } 0 < \lambda < 50 \\ 0.6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases} \quad \text{on a } \lambda = \frac{l_f}{i} \rightarrow l_f = 0.7l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

l_f = 2.142m (longueur de flambement)

$$i: \text{ rayon de giration} \rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = 2.1333 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$B = 0.4^2 = 0.16 \text{ m}^2$$

$$i = 0.1154 \rightarrow \text{donc : } \lambda = 18.55 < 50$$

$$\alpha = 0.8047$$

après une application numérique on trouve $Br_{\text{calculé}} \geq 0.1359$

$$Br = (a-2)(b-2) = (40-2)(40-2) = 0.144 \text{ cm}^2$$

$Br > Br_{\text{calculé}}$ donc pas de risque de flambement

Tableau II-12: résultat de vérification au flambement

niveau	L_0 (m)	L_f (m)	λ	α	Nu (kN)	Br calculé (m ²)	Br (m ²)	Observation <u>Br > Br_{calculé}</u>
Ss :1+2+3	3.06	2.142	18.55	0.8047	2064.5	0.1354	0.144	vérifiée
Rdc ;1 ;2	3.06	2.142	21.20	0.792	1385.7	0.0797	0.125	vérifiée
3 et 4	3.06	2.142	21.2	0.792	788.6	0.0452	0.108	vérifiée
5 et 6	3.06	2.142	24.734	0.773	376.29	0.022	0.0924	vérifiée

Conclusion :

Les dimensions prise pour les différents éléments sont montrée dans le tableau suivant

Tableau II-13: Tableau récapitulatif des dimensions des éléments

Les éléments	Dimensions
Les voiles	15cm
Les escaliers	15cm
Poutres principales	40x30cm ²
Poutres secondaires	30x30cm ²
Dalle pleine et balcons	15cm
Plancher corps creux	16+4cm

III. Etudes des éléments secondaires

III.1 Introduction:

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante.

III.2 Etude des planchers :

III.2.1 Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est le plus utilisé dans les bâtiments courants dont la charge d'exploitation n'est pas très importante (généralement $Q \leq 5 \text{ KN/m}^2$) tel que les bâtiments d'habitation, bureau,).

A. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

- **Méthode de calcul des sollicitations :**

Pour le calcul des moments sur les poutrelles, les deux méthodes les plus utilisées sont

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de CAQUOT.

- **Les Charges transmises sur le plancher et sur la poutrelle :**

- A l'ELU : $Q_U = 1,3G + 1,5Q$
- A l'ELS : $Q_S = G + Q$




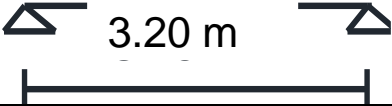
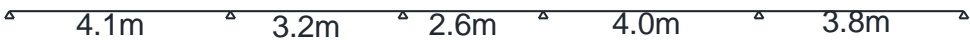
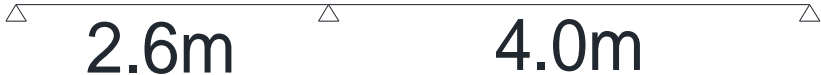
$$P_u = l_0 * q_u \rightarrow l_0 = 0.65m$$

Tableau III-1: Les Charges transmises sur le plancher et sur la poutrelle

A	G (kn/m ²)	Q (kn/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (kn/m)	p _u (kn/m)	q _s (kn/m)	p _s (kn/m)
Terrasse inaccessible OK	6.53	1	10.32	6.7	7.53	4.9
Etage courant OK	5.39	1.5	9.53	6.19	6.39	4.15
Rdc	5.39	2.5	11.027	7.167	7.89	5.13
Sous sol	5.39	5	14.78	9.6	10.39	6.75

- **Types de poutrelles :**

Tableau III-2: Les différents types de poutrelles

numéro de Type	schéma
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	
Type 6	

- **Calcul des sollicitations :**

Exemple de calcul :➤ Choix de la méthode de calcul :

Les conditions d'applications de la méthode forfaitaire :

- $1.5 \leq \min(5 \text{ KN/m}^2 ; 2 * 5 * 3.9) \rightarrow 1.5 < \min(5 \text{ KN/m} ; 10.78 \text{ KN/m}^2) \dots\dots\dots$ vérifié.
- $0.8 \leq \frac{4.1}{3.2} = 1.28 \leq 1.25 \dots\dots\dots$ non vérifié.
- Fissuration peut nuisible..... vérifié.
- Inertie (I) constante vérifié.

On voit que les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites, alors on applique donc la méthode de Caquot minoré.

Pour le calcul des moments aux appuis on doit minorer la charge permanente G de 2/3 donc :

➤ $G' = G \times 2/3$

➤ $P' = \begin{cases} ELU = 4.62 \text{ KN/m} \\ ELS = 3.315 \text{ KN/m} \end{cases}$

➤ Moments isostatiques :

$$M_0 = \frac{p \times l^2}{8}$$

$$ELU : M_{0U} = \frac{6.19 * 4.1^2}{8} = 13,00 \text{ KN.m}$$

$$\underline{ELS} : M_{0S} = \frac{4,15 \cdot 4,1^2}{8} = 8,72 \text{ KN.m}$$

Appuis de rive (A) et (D)

$$M_A = M_D = -0,15M_0 \begin{cases} ELU = -1,95 \text{ KN.m} \\ ELS = -1,31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Appuis intermédiaire 'B':

$$L'd = 4,1 \text{ m} ; L'g = 2,44 \text{ m} ;$$

$$p_{elu} = 6,19 \text{ kn/m} , p_{els} = 4,15 \text{ kn/m}$$

$$M_B = \frac{p'(l'g^3 + l'd^3)}{8,5(l'g + l'd)} = \begin{cases} ELU = -6,94 \text{ KN.m} \\ ELS = -4,98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Appuis intermédiaire 'C':

$$L'g = 2,44 \text{ m} ; L'd = 2,45 \text{ m}$$

$$M_C = \frac{p'(l'g^3 + l'd^3)}{8,5(l'g + l'd)} = \begin{cases} ELU = -3,24 \text{ KN.m} \\ ELS = -2,32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments en travées :

Les moments aux travées sont donnés par l'expression suivante :

$$M(x) = M_0 + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

M_0 : Moment statique.

$$M_0(x) = \frac{pu \cdot x}{l} (L - x)$$

$$M(x) = \frac{pu \cdot x}{2} (L - x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

$$dM(x)/dx = 0 \rightarrow x = x_0$$

$$x_0 = \frac{l}{2} - \left[\frac{M_g - M_d}{l \cdot pu} \right]$$

$$M_{\max}^t = M(x_0)$$

- Travée AB : $L = 4,1 \text{ m}$

$$x_0 = 1,854 \text{ m}$$

$$q_u = 6,19 \text{ kn/m} \quad q_s = 4,15 \text{ kn/m}$$

$$ELU M_0 = 12,89 \text{ kn.m}$$

$$ELU M_{tAB} = 9,752 \text{ kn.m}$$

$$\text{ELS } M_0 = 8.64 \text{ kn m}$$

$$\text{ELS } M_{tAB} = 6.415 \text{ kn.m}$$

- Travée BC : L=3.05

$$x_0 = 1.72 \text{ m}$$

$$\text{ELU } M_0 = 7.08 \text{ kn m}$$

$$\text{ELU } M_{tBC} = 2.227 \text{ kn .m}$$

$$\text{ELS } M_0 = 4.75 \text{ kn m}$$

$$\text{ELS } M_{tBC} = 1.27 \text{ kn.m}$$

- Travée CD : L=2.45m

$$x_0 = 1.438 \text{ m}$$

$$\text{ELU } M_0 = 4.504 \text{ kn m}$$

$$\text{ELU } M_{tCD} = 3.166 \text{ kn .m}$$

$$\text{ELS } M_0 = 3.02 \text{ kn m}$$

$$\text{ELS } M_{tCD} = 2.06 \text{ kn.m}$$

Les efforts tranchants :

A L'ELU :

$$V_A = \frac{pu \cdot li}{2} - \frac{Md - Mg}{li}$$

$$V_B = -\frac{pu \cdot li}{2} - \frac{Md - Mg}{li}$$

Travée AB :

$$V_A = \frac{pu \cdot li}{2} - \frac{Md - Mg}{li} \dots\dots\dots$$

$$V_A = \frac{6.19 \cdot 4.1}{2} - \frac{6.94}{4.1} = 11 \text{ kn}$$

$$V_B = -\frac{pu \cdot li}{2} - \frac{Md - Mg}{li} \dots\dots\dots$$

$$V_B = -\frac{6.19 \cdot 4.1}{2} - \frac{6.94}{4.1} = 14.38 \text{ kn}$$

Travée BC :

$$V_b = \frac{pu \cdot li}{2} - \frac{Md - Mg}{li} \dots\dots\dots$$

$$V_b = \frac{6.19 \cdot 3.05}{2} - \frac{-3.7}{3.05} = 10.65 \text{ kn}$$

$$V_c = \frac{pu \cdot li}{2} - \frac{Md - Mg}{li} \dots\dots\dots$$

$$V_c = -\frac{6.19 \cdot 3.05}{2} - \frac{-3.7}{3.05} = -8.23 \text{ kn}$$

Travée CD :

$$V_c = \frac{pu \cdot li}{2} - \frac{Mc}{li} \dots\dots\dots$$

$$V_c = -\frac{6.19 \cdot 2.45}{2} - \frac{-3.24}{2.45} = 8.91 \text{ kn}$$

$$V_D = -\frac{pu \cdot li}{2} - \frac{Mc}{li} \dots\dots\dots$$

$$V_D = -\frac{6.19 \cdot 3.05}{2} - \frac{-3.7}{4.13.05} = -6.26 \text{ kn}$$

- **Calcul des sollicitations pour chaque type de poutrelles :**
Les résultats des sollicitations sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-3: Sollicitations des différents types de poutrelles

		Mt (kn.m)		Ma ^{inte} (kn.m)		Ma ^{rive} (kn.m)		Vmax (kn)
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
T1	S.SOL	14.6	10.3	-12.05	-8.38	-3.03	-2.13	-22.62
	RDC	11.17	8.01	-8.39	-5.94	-2.26	-1.62	-16.75
	E.C	9.75	6.415	-6.94	-4.98	-1.95	-1.31	-14.38
	T.I	10.7	7.84	-7.19	-5.22	-2.11	-1.54	-15.49
T2	S.SOL	12.81	9.046	-10.76	-7.48	-2.67	-1.88	-21.27
	RDC	9.8	7.03	-7.5	-5.31	-1.99	-1.42	-15.75
	E.C	8.58	5.63	-6.2	-4.44	-1.72	-1.15	-13.53
	T.I	9.41	6.9	-6.432	-4.69	-1.86	-1.36	-14.57
T3	S.SOL	14.6	10.3	-12.05	-8.38	-3.03	-2.13	-22.62
	RDC	11.17	8.01	-8.39	-5.94	-2.26	-1.62	-16.75
	E.C	9.75	6.415	-6.94	-4.98	-1.95	-1.31	-14.38
	T.I	10.7	7.84	-7.19	-5.22	-2.11	-1.54	-15.49
T4	S.SOL	12.5	8.78	/	/	-2.21	-1.55	-16.8
	RDC	9.33	6.68	/	/	-1.65	-1.18	-12.55
	E.C	8.058	5.4	/	/	-1.422	-0.95	-10.83
	T.I	8.72	6.38	/	/	-1.539	-1.125	-11.73

- **Calcul du ferrailage :**

Dans ce qui suit, on présente un exemple de calcul de ferrailage des poutrelle :

➤ **Exemple de calcul**

Sou sol :

$$M_t^{max} = 14.6 \text{ kn.m} \quad , \quad b_0 = 10 \text{ cm} \quad , \quad b = 55 \text{ cm} \quad , \quad h = 20 \text{ cm} \quad , \quad d = 18 \text{ cm}$$

Le calcul se fait à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b_0 d F_{bu}} = \frac{14.6}{0.55 \cdot 0.18^2 \cdot 14.17 \cdot 10^3}$$

$$\mu_{bu} = 0.0578 < 0.186 \text{ pivot } A \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{Mu}{Z f_{st}} \rightarrow A = 2.402 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{t \min} = 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 55 \cdot 18 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.195 \text{ cm}$$

$$A_{t \min} < A_{\text{calculé}} \rightarrow \text{on ferraille avec } A_{\text{calculé}}$$

Aux appuis :

$$M_a^{\max} = 12.05 \text{ kn}$$

$$\mu_{bu} = \frac{12.05 \cdot 10^3}{0.1 \cdot 0.18^2 \cdot 14.17} = 0.262 > 0.18$$

$$\text{Si : } \mu_{bu} > \mu_l = A'$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_l}$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1.15 \cdot 200000} = 1.739 \cdot 10^{-3}$$

$$\mu_l = 0.39 > \mu_b = 0.262 \text{ donc } A' = 0$$

$$A = \frac{Mu}{Z f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}) = 0.387$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 15.2 \text{ cm}$$

$$A = \frac{12.05 \cdot 10}{Z \cdot 348} = 2.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.19 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$\text{Appuis intermédiaires : } A = 2.28 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\text{HA}14 + 1\text{HA}10 = 2.33 \text{ cm}^2$$

$$\text{Appuis de rive : } A = 0.7 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\text{HA}10 = 0.79 \text{ cm}^2$$

$$\text{En Travée : } A = 2.402 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\text{HA}10 + 1\text{HA}12 = 2.7 \text{ cm}^2$$

Tableau III-4: résumé de ferrailage longitudinal et transversal des poutrelles

Plancher		Ferrailage longitudinale			Ferrailage transversal	
		A _{calculé} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	A _t (cm ²)	Espacement St (cm)
Sous sol	Travée	1.9	1.19	2HA10+1HA12=2.7	0.57	15
	Appuis rive	0.7	0.217	1HA10=0.79		
	Appuis intermédiaire	2.3	0.217	1HA14+1HA10=2.33		
RDC	Travée	1.8	1.19	3HA10=2.36		
	Appuis rive	0.61	0.217	1HA10=0.79		
	Appuis intermédiaire	1.5	0.217	2HA10= 1.57		
E.C	Travée	1.6	1.19	2HA10+1HA8=2.07		
	Appuis rive	0.47	0.217	1HA10=0.79		
	Appuis intermédiaire	1.2	0.217	1HA10+1HA8=1.29		
T.I	Travée	1.7	1.19	2HA10+1HA8=2.07		
	Appuis rive	0.55	0.217	1HA10=0.79		
	Appuis intermédiaire	1.3	0.217	2HA10=1.57		

- **Ferrailage de la dalle de compression :**

$$A_{\perp} = \frac{4.L_0}{f_e} = \frac{4.65}{235} = 1.1 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow 5\emptyset 6 \text{ pm} = \mathbf{1.41 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.55 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\emptyset 6 \text{ pm} = \mathbf{1.13 \text{ cm}^2}$$

- **Vérification nécessaire :**

- **L'ELU:**

contrainte de cisaillement :

$$\bar{\tau}_u > \tau_u$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{22.62}{0.1 \cdot 0.18} = 1.22 \text{ Mpa}$$

1.22 < 3.33 → **condition vérifiée**

$$\text{Ferrailage transversal : } \phi_t \leq \min\left(\phi_t^{\min}; \frac{h}{3.5}; \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(10 \text{ mm}; 5.71 \text{ mm}; 10 \text{ mm})$$

Soit $\phi_t = 6 \text{ mm}$

Vérification des espacements :

Soit $A_t = 1$ étrier de $\phi 6$

$$2\phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2; \Rightarrow St \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$1. St \leq A_t \frac{0.8 f_e}{\gamma_s \cdot d (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = 30.2 \text{ cm}$$

$$2. St \leq A_t \frac{f_e}{0.4 \cdot b_0} \leq 5.7$$

Soit $St = 15 \text{ cm}$

Vérification des armature longitudinale vis-a vis a l'effort tranchant :

Appuis de rive :

$$A \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = 0.65 \text{ cm}^2$$

$$A = 2HA10 + 1HA12 + 1HA14 = 4.24 \text{ vérifiée}$$

Appuis intermédiaire :

$$A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_a}{0.9 d} \right)$$

$$A \geq \frac{1.15}{400} \left(22.62 + \frac{-12.05}{0.162} \right)$$

$A < 0$ pas de verification

Vérification de la jonction table nervure :

$$\tau_u = \frac{b_1 \cdot V_{max}}{0.9 \cdot d \cdot b \cdot h_0} \leq \tau \Rightarrow b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 22.5$$

$$\tau_u = \frac{0.225 \cdot 22.62}{0.9 \cdot 0.18 \cdot 0.55 \cdot 0.04} = 1.42 \text{ Mpa} < \tau = 3.33 \text{ vérifiée}$$

Pas risque de jonction table nervure .

La bielle d'encastrement :

$$V_u < 0.267 * b_0 * f_{c2}$$

$$a = \min(0.9 ; \text{largeur d'appuis} - 4 \text{ cm}) \Rightarrow a = 16.2 \text{ cm}$$

$$AN : 22.62 < 108.135 \text{ kn} \Rightarrow \text{condition vérifiée .}$$

L'ELS :

Vérification des contraintes

Tableau III-5 : vérification des contraintes a L'ELS

niveau	position	Mser (Kn.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{adm} (Mpa)	$\sigma < \sigma_{adm}$
Sous sol	Travée	10.3	2.7	4.15	9078.79	4.71	15	vérifiée
	Appuis rive	2.13	0.79	5.45	2406	4.82	15	vérifiée
	Appuis intermédiaire	8.38	2.33	4.19	8013.77	13.4	15	Vérifiée
RDC	Travée	8.01	2.36	3.92	8122.71	3.86	15	vérifiée
	Appuis rive	1.62	0.79	5.45	2406	3.66	15	vérifiée
	Appuis intermédiaire	5.94	1.57	7.15	3985.68	10.64	15	Vérifiée
E.C	Travée	6.42	2.07	3.98	7259.02	3.51	15	vérifiée
	Appuis rive	1.31	0.79	5.45	2406	2.97	15	vérifiée
	Appuis intermédiaire	4.98	1.29	6.64	3472.95	9.5	15	Vérifiée
T.I	Travée	7.84	2.07	3.98	7259.02	4.29	15	vérifiée
	Appuis rive	1.54	0.79	5.45	2406	3.48	15	vérifiée
	Appuis intermédiaire	5.22	1.57	7.15	3985.68	9.35	15	Vérifiée

➤ Calcul de la flèche :

Dans ce qui suit, on exposeras un exemple de calcul de flèche :

Si ces conditions n'étaient pas vérifiées, le calcul des flèches devient indispensable

$$h/L \geq 1/1620/410 = 0.0487 < 0.0625 \text{ non verifier}$$

$$h/L \geq \frac{Mt}{f_e} \Rightarrow \frac{At}{b_0 * d} \geq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow$$

la flèche est à vérifier :

$$1. \Rightarrow M_t = X \cdot M_0$$

$$\Rightarrow M_0 = q \cdot l^2 / 8 = 20.17 \text{ kn} \cdot \text{m}$$

$$M_0^S = q_s \cdot l^2 / 8 = 14.18 \text{ kn} \cdot \text{m}$$

$$M_t = 10.30 \text{ kn} \cdot \text{m} \Rightarrow M_t = X \cdot 14.18 \text{ kn} \cdot \text{m}$$

$$X = 10.30 / 14.18 = 0.726 \Rightarrow M_t = 0.726 M_0$$

$$\Delta f = f_{gr} - f_{jr} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$G : \text{ poids total du plancher} = 5.39 \text{ kn/m}^2$$

$$J : 2.85 + 1 = 3.85 \text{ kn/m}^2$$

$$P = G + Q = 5.39 + 5 = 10.39 \text{ kn/m}^2$$

$$Q_g = 3.504, \quad q_j = 2.5, \quad q_p = 6.75$$

$$Y_g = \frac{b_0 \cdot \frac{h^2}{2} + \frac{(b-b_0)h^2}{2} + \eta \cdot (A \cdot d + A' \cdot d')}{b_0 \cdot h + (b-b_0) \cdot h_0 + \eta \cdot a}$$

$$Y_g = \frac{10 \cdot \frac{20^2}{2} + \frac{45 \cdot 4^2}{2} + 15 \cdot (2.7 \cdot 18)}{10 \cdot 20 + 45 \cdot 4 + 15 \cdot 2.7} = \frac{3089}{420.5}$$

$$Y_g = 7.346 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{55 \cdot 7.346^3}{3} + 10 \cdot \frac{12.654^3}{3} - 45 \cdot \frac{3.346^3}{3} + 15 [2.7 \cdot (10.654)^2]$$

$$I_0 = 7267.653 + 6754.018 - 561.9129 + 4597.0625$$

$$I_0 = 18056.82 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.7}{10.18} = 0.015$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot b \cdot ft_{28}}{(2b + 3b_0) \rho} = \frac{0.050 \cdot 55 \cdot 2.1}{(1.1 + 0.3) \cdot 0.015} = \frac{0.05775}{0.021}$$

$$\lambda_i = 2.75 \Rightarrow \lambda_v = 0.4 \cdot \lambda_i = 1.1$$

pour Y et I sont déjà calculé

$$Y = 4.15 \text{ cm}, \quad I = 9078.79 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = 15 \cdot \frac{Ms(d-y)}{I} \Rightarrow$$

$$\sigma_{sg} = 15 \cdot \frac{Ms(d-y)}{I} = 15 \cdot \frac{5.34(0.1385)}{9078.79 \cdot 10^{-8}}$$

$$\sigma_{sg} = 122.195 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \cdot \frac{3.81(0.1385) \cdot 10^5}{9078.79}$$

$$\sigma_{sj} = 87.184 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 * \frac{10.29 (0.1385) * 10^5}{9078.79}$$

$$\sigma_{sp} = 235.46 \text{ Mpa}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * \rho * \sigma_{sg} + 2.1} = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.015 * 122.195 + 2.1}$$

$$\mu_g = 0.55469 = 0.55$$

$$\mu_j = 1 - \frac{4.2}{0.06 * \sigma_{sj} + 2.1}$$

$$\mu_j = 0.43$$

$$\mu_p = 1 - \frac{4.2}{0.06 * \sigma_{sp} + 2.1}$$

$$\mu_p = 0.74$$

inerties fictives : I_f

$$I_{fgi} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g} = \frac{1.1 * 18056.82 * 10^{-8}}{1 + 2.75 * 0.55}$$

$$I_{fgi} = 7.945 * 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{19862.502}{3.035}$$

$$I_{fpi} = 6.54 * 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$E_v = 10818.86 \text{ Mpa}$$

$$E_i = 32456.58 \text{ Mpa}$$

$$F_{ji} = \frac{M * l^2}{10 * E_i * I_{fgi}} = \frac{3.81 * 4.1^2 * 10^2}{10 * 32456.58 * 9.1 * 10^{-5} * 10^3}$$

$$F_{ji} = 2.168 \text{ mm}$$

$$F_{gi} = \frac{5.34 * 4.1^2 * 10^2}{10 * 32456.56 * 7.945} = 3.48 \text{ mm}$$

$$F_{gv} = \frac{5.34 * 4.1^2 * 100}{10 * 10818.86 * 12.37} = 6.7 \text{ mm}$$

$$F_{pi} = \frac{10.29 * 4.1^2 * 100}{10 * 32456.58 * 6.54} = 8.149 \text{ mm}$$

➤ **Calcul de la flèche finale**

$$\Delta f = F_{gv} - F_{ji} + F_{pi} - F_{gi} = 4.532 + 4.669$$

$$\Delta f = 9.201 \text{ mm}$$

$F_{adm} = l/500 = 8.2 \text{ mm} < \Delta f = 9.2 \text{ mm} \dots \dots$ la fleche n'est pas vérifiée

Les vérifications de la flèche pour le RDC, la terrasse inaccessible et les étages courants sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

Tableau III-6: vérification de la flèche

Plancher	RDC	Terrasse	E.C
L(m)	4.1	4.1	4.1
b(cm)	55	55	55
b ₀ (cm)	10	10	10
q _G (kn/m)	3.5	4.24	3.5
q _j (kn/m)	2.5	1.85	2.5
q _p (kn/m)	5.128	4.89	4.48
M _g (kn.m)	5.46	6.8	5.02
M _p (kn.m)	8.01	7.84	6.42
M _i (kn.m)	3.9	2.97	3.58
I ₀ (cm ⁴)	17097,1	16677,2	16628,3
λ _i	3,06	3,44	3,49
λ _v	0.765	0.86	0.87
σ _g (mpa)	143,5	200,1	149,7
σ _j (mpa)	102,5	87,4	106.8
σ _p (mpa)	210,5	230,6	191.5
μ _j	0.52	0.42	0.49
μ _p	0.73	0.72	0.67
μ _G	0.63	0,69	0.6
f _{gv} (mm)	8.3	11.7	8.2

f_{gi} (mm)	4.6	6.8	4.6
f_{pi} (mm)	7.5	8.1	6.4
f_{ji} (mm)	2.9	2.1	2.9
f_{adm} (mm)	8.2	8.2	8.2
Δf (mm)	8.3	10.8	7.0
condition	non vérifiée	non vérifiée	vérifiée

On remarque que la fleche n'est pas vérifiée dans le RDC, la Terrasse inaccessible et les sous sol , donc on augmente le ferrailage pour que la fleche soit vérifiée .

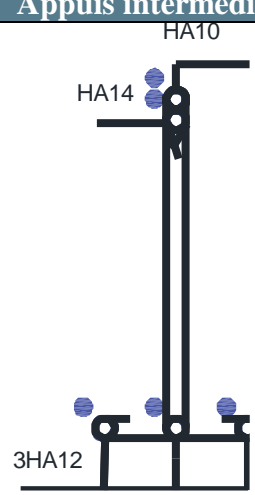
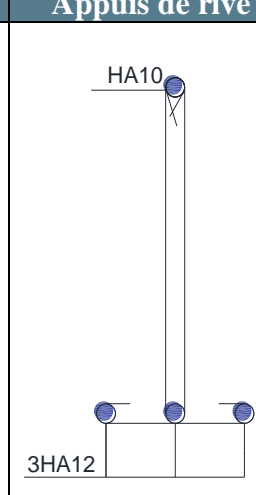
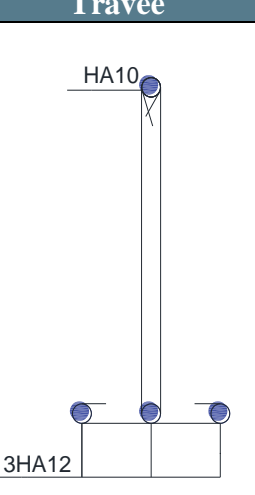
Soit :

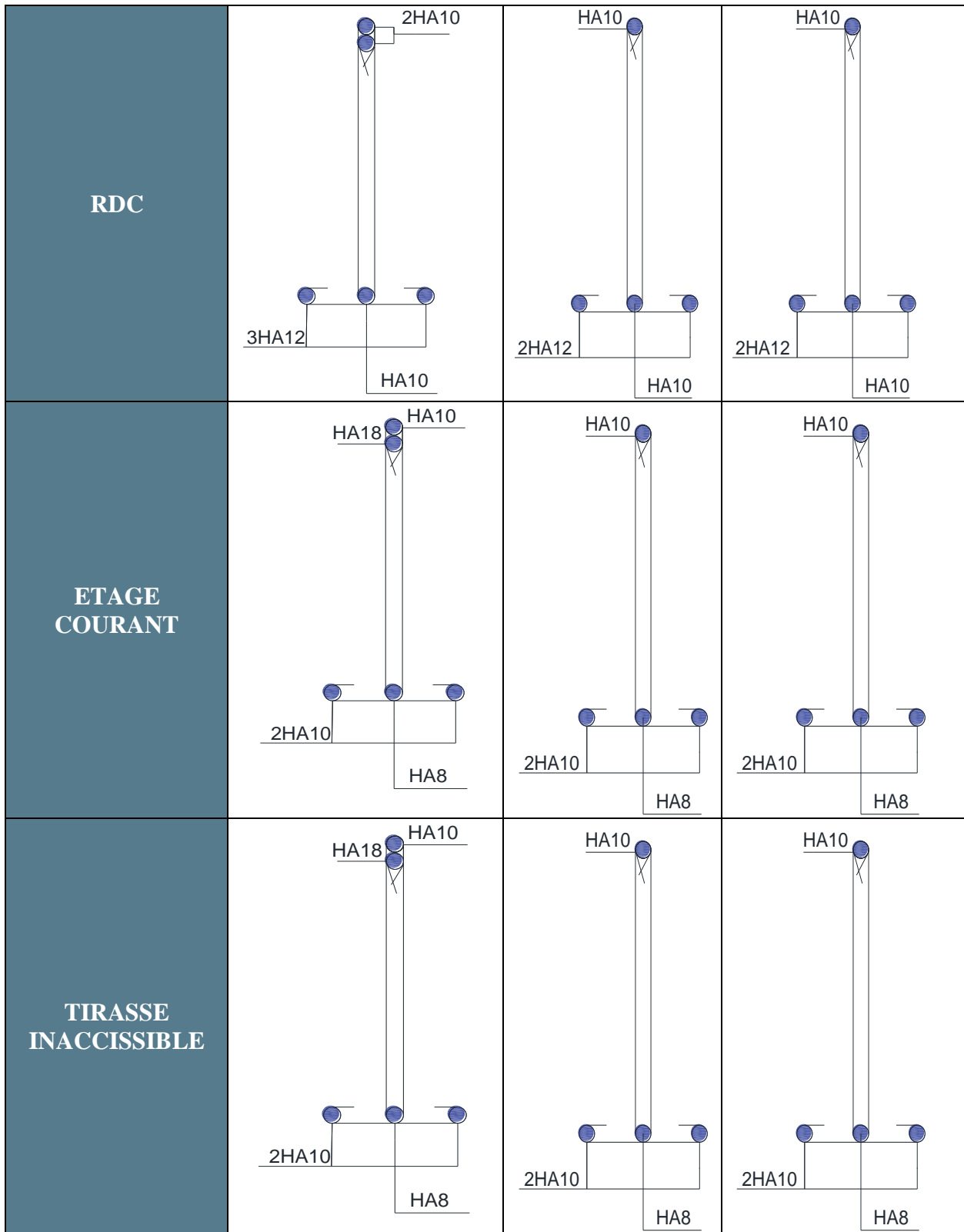
$3HA12=3.39\text{cm}^2$ pour les poutrelles de la terrasse inaccessible et les sous sol

$2HA12+1HA10=3.05\text{ cm}^2$ pour les poutrelles du RDC .

- *Disposition constructive dans les poutrelle*

Tableau III-7 : disposition constructive dans les poutrelles

	Appuis intermédiaire	Appuis de rive	Travée
Sous_sol			



III.3 Planchers a dalle pleine :

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur 02 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions.

III.3.1 Dalle pleine sur 4 appuis étage courant

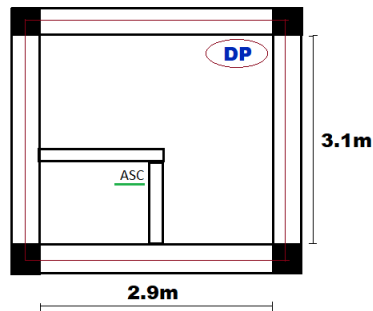


Figure III-1:Dalle pleine avec ouverture

Comme exemple de calcul on prends la dalle pleine de l'étage courant :

- **Charges sur la dalle pleine :**

$$G=6.29\text{kn/m}^2 \quad ; \quad Q=2.5\text{kn/m}^2$$

Les sollicitations :pour une bande de 1m :

$$A \text{ L'ELU} : (1.35G+1.5Q) \times 1 = 12.24\text{Kn/m}$$

$$-Pu=12.24\text{kn}$$

$$A \text{ L'ELS} : (G+Q) \times 1 = 8.78\text{kn/m}$$

$$-Ps=8.78\text{kn/m}$$

Evaluation des moments :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.935$$

une dalle sur 4 appuis portante dans les deux sens X et Y

$$M_{0x} = \mu_x p l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x}$$

μ_x et μ_y dépendent de $\rho = 0.935$

$$\mu_x=0.05 \text{ et } \mu_y=0.891$$

ELU

$$M_x = \begin{cases} M_0 = 5.15 \text{ kn.m} \\ M_t = 3.53 \text{ kn.m} \\ M_a = 2.58 \text{ knm} \end{cases}$$

$$M_y = \begin{cases} M_0 = 4.6 \text{ kn.m} \\ M_t = 3.91 \text{ kn.m} \\ M_a = 2.3 \text{ kn.m} \end{cases}$$

ELS

$$M_x = \begin{cases} M_0 = 3.692 \text{ kn.m} \\ M_t = 3.14 \text{ kn.m} \\ M_a = 1.85 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Effort tranchant :

$$V = \frac{Pu}{3Lx} = 10.01 \text{ KN}$$

Calcul de ferrailage :

le ferrailage de la dalle pleine est résumé dans le tableau ci-dessous

Tableau III-8 : ferrailage de la dalle pleine

Dalle pleine	M		μ_{bu}	α	Z cm	A _{calculé} cm ² /m	A _{min} Cm ² /m	A _{adopté} Cm ² /ml	St cm
	M _x	M _y							
DP sur 4 appuis	M _x	5.15	0.0215	0.027	12.85	1.15	1.239	4HA10	25
	M _y	4.6	0.0192	0.024	13	1.09	1.239	4HA10	25
	M _{ax}	2.58	0.011	0.014	13	0.57	1.239	4HA8	25

Vérification des espacement :

St=25 ≤ min (3e=45 ; 33cm)..... **condition vérifiée**

Vérification des armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = 0.168 \text{ mpa}$$

$$\tau_{adm} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ mpa}$$

$\tau_u < \tau_{adm}$ **condition vérifiée**

les armatures transversales ne sont pas nécessaire .

Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{adm} = 15 \text{MPa} \\ \sigma_{st} = 15 \sigma_{bc} \left(\frac{d-y}{y} \right) \leq \overline{\sigma}_{st} \end{cases}$$

Tableau III-9: vérification des contraintes

	M_{ser}	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (mpa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	σ_{st} (mpa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (mpa)	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$
<u>Mt</u> <u>x</u>	3.14	3.06	5608. 7	6.7	15	vérifiée	348	74.43	Vérifiée
<u>Ma</u>	1.85	2.51	3845	1.21	15	vérifiée	348	75.68	vérifiée
<u>Mt</u> <u>y</u>	2.8	3.06	5608. 7	1.53	15	vérifiée	348	74.43	vérifiée

➤ Vérification de la flèche :

$$G=6.29\text{kn/m} \rightarrow M_G=2.25\text{kn.m}$$

$$J=4.75\text{kn/m} \rightarrow M_J=1.7\text{kn.m}$$

$$P=8.79\text{kn/m} \rightarrow M_P=3.14\text{kn.m}$$

Le calcul est récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau III-10: vérification de la flèche

	G	J	P
$I_0(\text{cm}^2)$	29489,3		
$\sigma(\text{mpa})$	6.1	4.6	8.5
$\rho\%$	0.24		
λ_i	8.81		
λ_v	3.52		
μ	0		
$f_v(\text{mm})$	0.6	/	/
$f_i(\text{mm})$	0.2	0.1	0.3

$$\Delta f = 0.6 \text{ mm} < f_{adm} = \frac{l}{500} = 5.8 \text{ mm} \dots \text{la condition de flèche est vérifiée}$$

N.B : La dalle avec ouverture doit avoir des armatures équivalentes à celle coupées dans l'ouverture sur la périphérie de l'ouverture .

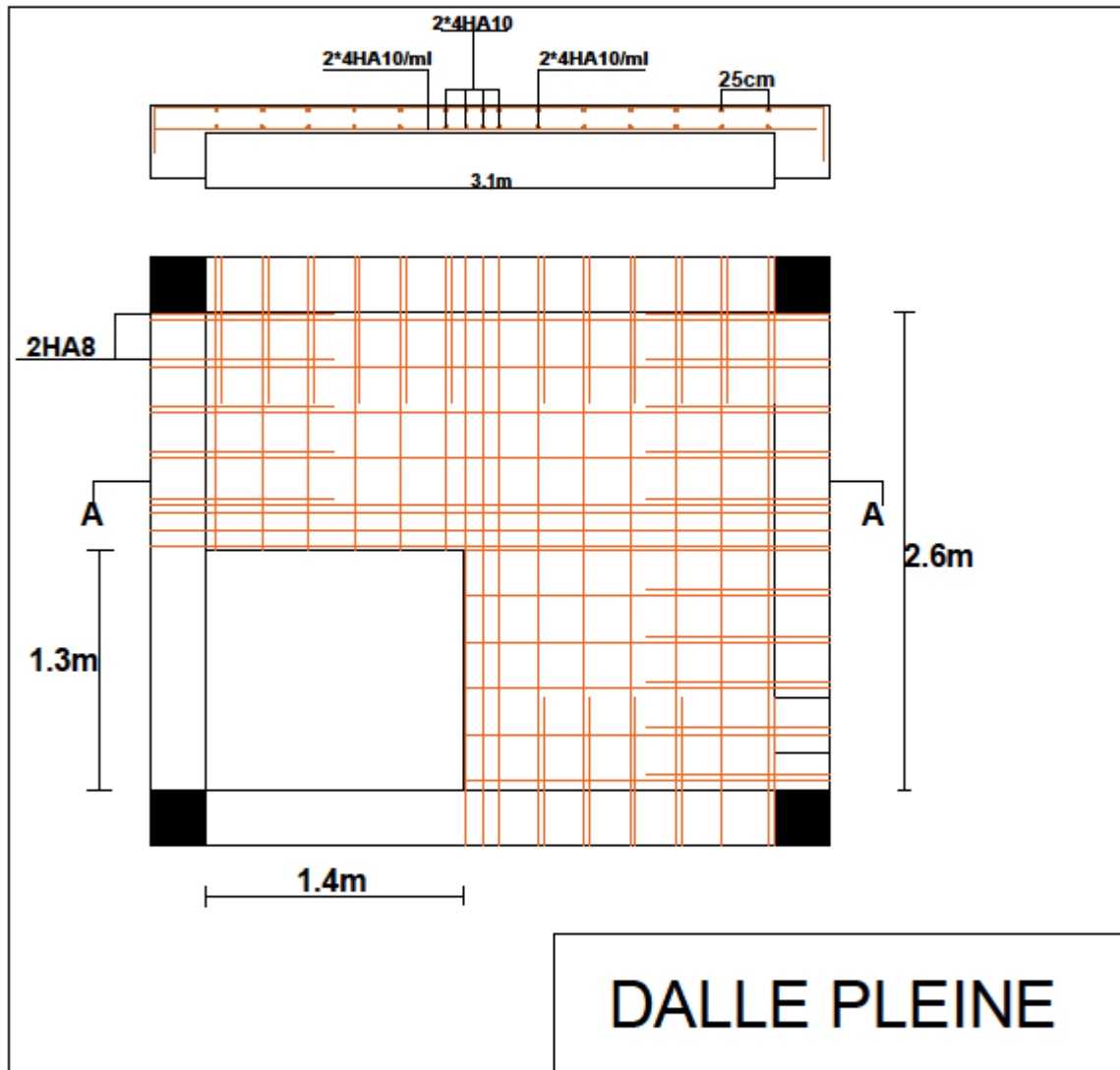


Figure III-2 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine

- Les balcons :
Type 1 :

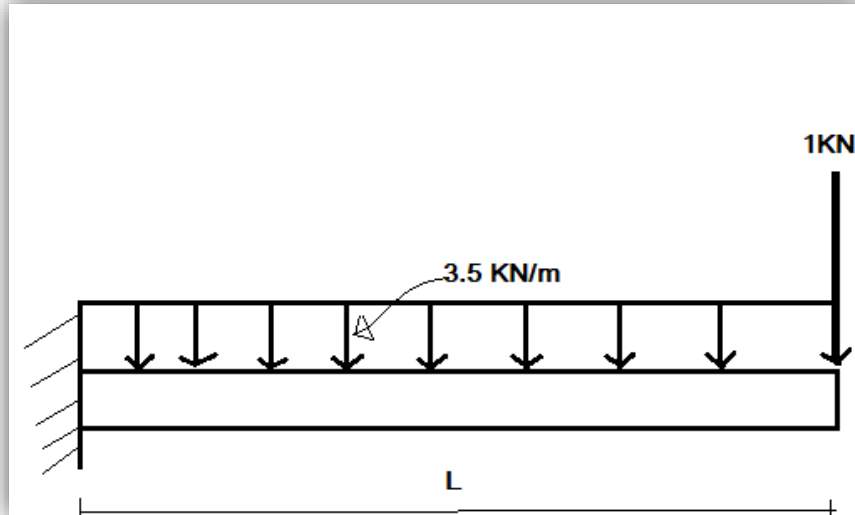


Figure III-3: Schéma statique du balcon

- Calcul des sollicitations sur les balcons :

$$G=5.29\text{kn/m}^2 \quad , \quad Q=3.5\text{kn/m}^2$$

Les charge pour une bande de 1m avec $Lx=1.3\text{m}$

.A l'ELU

$$q_u=1.35G+1.35Q =12.4\text{kn/m}$$

charge du cloisons (cloisons simple) :

$$G_{\text{cloison}}=1\text{kn}$$

- moments et effort tranchant :

pour $L=1.3\text{m}$

$$M = \frac{qL^2}{2} + G = \begin{cases} ELU = 11.83\text{kn.m} \\ ELS = 8.43\text{kn.m} \end{cases}$$

$$V = qL + G = 12.4 \times 1.3 + 1 = 17.12\text{Kn}$$

. A l'ELS

$$q_s = G + Q = 8.79\text{kn/m}$$

M_u (kn.m)	11.83
M_s (kn.m)	8.43
V (kn)	17.12

- Calcul du ferrailage :

$$b=1\text{m} \quad , \quad d=10\text{cm} \quad , \quad b_u=14.17\text{mpa} \quad , \quad f_{st}=348\text{mpa}$$

Tableau III-11: Ferrailage des balcons ordinaire

	M (kn.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A (cm ² /m)	A (cm ² /m)	St (cm)
<u>Balcon</u>	11.83	0.0835	0.109	9.56	3.55	5HA10 3.93	20

➤ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_t}{4} = 0.89 \text{ soit } 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ d'un espacement de } 25 \text{ cm}$$

$$A_r = 2.01 \text{ cm}^2$$

➤ vérification a l'effort tranchant

$$\tau = \frac{V}{bd} = 0.171 \leq \bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ mpa}$$

$$0.171 < 1.16 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ Vérification des contraintes a L'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{adm} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = 15 \sigma_{bc} \left(\frac{d-y}{y} \right) \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ (FN)}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{1.6 f_t j}\right) = 201.63 \text{ mpa}$$

Tableau III-12: Vérifications des contraintes dans les balcons

M (kn.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (mpa)	vérification	σ_{st} (mpa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (mpa)	Vérification
8.43	2.89	3785	6.45	15	vérifiée	238.39	201.63	Non vérifiée

La contrainte a l'Els dans l'acier n'est pas vérifiée donc on doit recalculer le ferrailage

a l'ELS :

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \sigma_s}$$

$$\alpha = \sqrt{90 \beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}}$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b d^2 \sigma_s}$$

$$\beta = 4.181 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = 0.31$$

$$A_{ser} = 4.66 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix d'armature :**

soit :

$$A_{ser}=5HA12=5.65\text{cm}^2 \quad A_r=4HA8=2.01\text{cm}^2$$

➤ **Vérification de la flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{Ma}{20Ma} = \frac{1}{20} \\ \frac{At}{bd} \geq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.09 > 0.05 \\ 5.65 \times 10^{-3} > 5 \times 10^{-3} \dots \end{array} \right.$$

la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Calcul du balcon d'angle (Type 3)**

Les charges :

$$G=5.29\text{kn/m}^2$$

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

$$G1=1.4\text{kn/m}^2$$

$$Q1=0.4\text{kn/m}$$

Etant **-G1** : la charge des cloisons = $1.4 \times 1.2 = 1.68\text{kn/m}$

-Q1: une charge horizontale des personne sur les cloisons estimé a 0.4kn/m

A L'ELU

A L'ELS

$$P_u = 1.35 \times 5.29 + 1.5 \times 3.5 = 12.4\text{kn/m}^2$$

$$P_s = 5.29 + 3.5 = 8.8\text{kn/m}^2$$

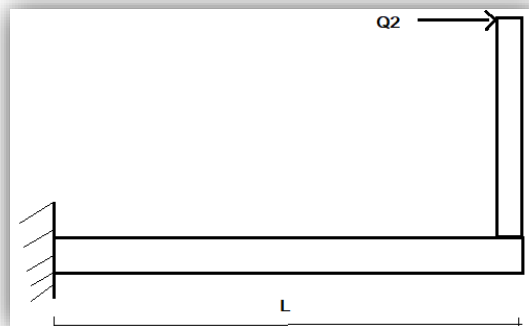


Figure III-4 :schéma statique Balcon d'angle

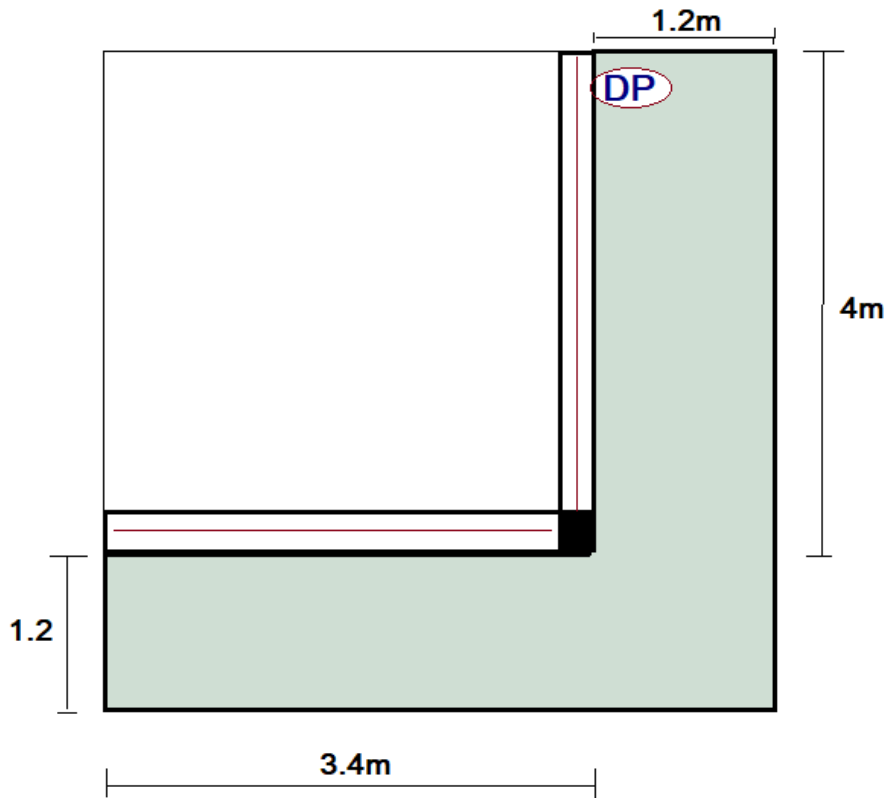


Figure III-5: Balcon d'angle

- **La méthode de calcul selon henry thonier [2]**

On considère un partage des charges selon un angle de 45° (ligne BC)

On admet que le triangle ABC est repris en porte-à-faux sur la partie **AHJC** en rouge sur la figure de largeur **b2**.

Cette partie est soumise à une torsion du fait de la charge excentrée du triangle ABC, partiellement équilibrée par la charge permanente du rectangle KHNJ situé de l'autre côté de largeur $L-b_2$.

Dans notre cas on a :

$$L=1.3m \quad ; \quad b=0.25L=0.325m \quad , \quad b'=0.75L=0.975m$$

Nous partageront le triangle ABC en deux bandes de largeur respectives b et b'

La première reprend le mur (cloisons)

1. Pour la première bande de largeur b reprise par les aciers A1 (voir l'annexes)**Les moments :**

$$M1 = \begin{cases} ELU = Pu * b * \frac{L^2}{2} + 1.35G1 * \frac{L^2}{2} = 5.33kn.m \\ ELS = Ps * b * \frac{L^2}{2} + G1 * \frac{L^2}{2} = 3.84kn.m \end{cases}$$

➤ Calcul des aciers A1 :

Le calcul se fera a l'ELS car la fissuration est préjudiciable :

$$b=0.325m \quad ,d=12cm \quad ,e=3cm \quad ,\bar{\sigma}_s=201.63$$

Tableau III-13 :Résumé de ferrailage du balcon

Mser (kn.m)	β	α	A _{calculé} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
3.84	$4.07*10^{-3}$	0.3065	1.77	3HA10=2.36

$$A1=3HA10$$

2. Pour la deuxième bande du triangle ABC reprise par les aciers A'**Les moments :**

$$M2 = \begin{cases} ELU = Pu * b' * \frac{b'^2}{2} = 5.74kn.m \\ ELS = Ps * b' * \frac{b'^2}{2} = 4.1kn.m \end{cases}$$

➤ Calcul des acier A' :

$$b=0.975m \quad ,d=12cm \quad ,e=3cm \quad ,\bar{\sigma}_s=201.63$$

Tableau III-14 : Résumé de ferrailage du balcon

Mser (kn.m)	β	α	A _{calculé} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
4.1	$1.45*10^{-3}$	0.19	1.81	4HA8

$$A'=4HA8$$

3. Pour la partie portante le rectangle AHJC :

Les moments : (repris par les aciers A2)

$$M3 = Ps \frac{L^2}{2} b_2 + Ps \frac{L^3}{3} + G_1 b_2 L + G_1 L^2 + Q_2 b_2 * 1.2 + Q_2 L * 1.2$$

$$Vu = Pu * \frac{2L^2}{3} + Pu * b_2 * L + 1.35G1 * (b_2 + L)$$

La largeur b2

Par essai successif elle varie de **0.3L a L**

On prend $b_2 > 0.3L = 0.39\text{m}$

Soit **$b_2 = 0.5\text{m}$**

. **$M_3 = 18.7\text{kn.m}$** . **$V = 26.11\text{kn}$**

Réellement le b2 est déterminé de telle sorte :

-le cisaillement combiné d'effort tranchant et de torsion (due a la charge excentrée du triangle ABC) ne dépasse pas la contrainte limite sans aciers d'effort tranchant, soit :

$$\bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma b} = 1.16\text{mpa}$$

- **calcul des aciers A2**

$b = 0.5\text{m}$, $d = 12\text{cm}$, $e = 3\text{cm}$, $\bar{\sigma}_s = 201.63$

Mser (kn.m)	β	α	A _{calculé} (cm ²)
18.7	0.0128	0.49	9.23

- **Calcul des armatures de torsion :**

$$e = \frac{15}{6} \quad ; \quad \Omega = (b_2 - e)(h - e) = 584.17\text{cm}^2 \quad , \quad U = 4\frac{h}{3} + 2b_2 = 120\text{cm}$$

$$A_1 \geq \frac{U\gamma M}{2\Omega f_e} = 1.54\text{cm}^2$$

$$A_{\text{total}} = 1.54 + 9.23 = \mathbf{10.77\text{cm}^2}$$

- **Calcul du moment de torsion :** c'est la différence des deux moment provoqués par le triangle ABC (M_{TU}^1) et le rectangle HKNJ :

$$M_{TU}^1 = M_1 + M_2 = 5.74 + 5.33 = 11.08\text{kn.m}$$

$$M_{TU}^2 = 1.35G_1 \left(\frac{L - b_2}{2} \right)^2 + P_u * L * \frac{(L - b_2)^2}{2} = 5.88\text{kn.m}$$

$$M_{TU} = M_{TU}^1 - M_{TU}^2 = 11.08 - 5.88 = 5.2 \text{ kn.m}$$

- **Vérification de contraintes :**

$$\tau_u^v = \frac{V}{b_2 d} = \frac{26.11}{0.5 * 0.12} = 0.435 \text{ mpa}$$

$$\tau_u^T = \frac{M_{Tu}}{2e\Omega}$$

Avec : $e = \frac{15}{6}$, $\Omega = (b_2 - e)(h - e) = 584.17$

$$\tau_u^T = 1.7 \text{ mpa}$$

Condition a vérifiée

$$(\tau_u^T)^2 + (\tau_u^v)^2 < \bar{\tau}^2 \rightarrow 1.7^2 + 0.435^2 = 3.08 > 1.36 \text{ condition n'est pas vérifiée}$$

Après calcul la condition sera vérifiée pour **b2=0.75m**

On auras donc :

$$\Omega = (b_2 - e)(h - e) = 892.68 \text{ cm}^2$$

Et $V_u = 30.71 \text{ kn}$

$$\tau_u^v = \frac{30.71}{0.75 * 0.15} = 0.273 \text{ mpa}$$

$$\tau_u^T = \frac{5.2}{2 * 2.667 * 892.68} = 1.092 \text{ mpa}$$

$$(\tau_u^T)^2 + (\tau_u^v)^2 = 0.273^2 + 1.092^2 = 1.26 \text{ mpa} < 1.36 \text{ vérifiée}$$

Le ferrailage du rectangle AHJC sur 75cm

Soit 7HA14 = 10.78 cm²

soit un espacement : $\underline{ST} = 10 \text{ cm}$

Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

M (kn.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (mpa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (mpa)	vérification
18.7	5,35	10979	9.12	15	vérifiée

concernant les armatures A3 ce sont les mêmes que les armatures des balcons ordinaire :

soit A3 = Aser=5HA12=5.65cm²

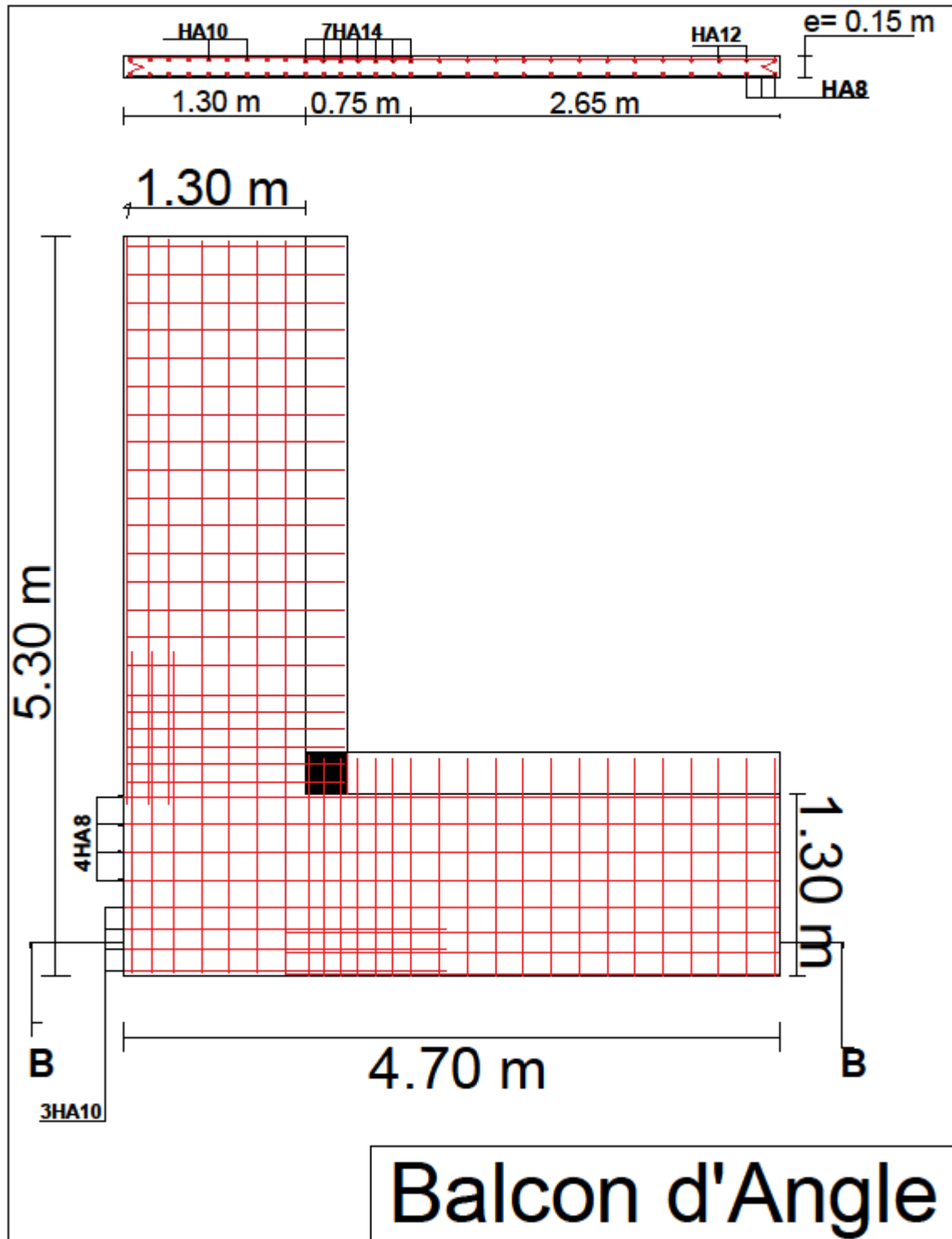


Figure III-6 : Schéma de ferrailage de balcon d'angle

III.4 Les escaliers :

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de Marches, les degrés permettant d'accéder a un étage, de passer d'un niveau a un autre en montant et en descendant.

III.4.1 Types d'escaliers :

Dans notre bâtiment on a un seul type d'escalier qui est le suivant :

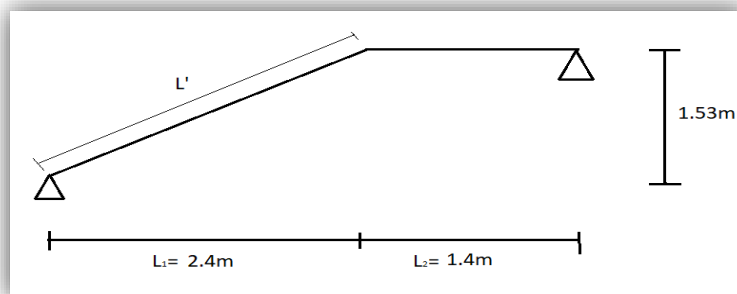


Figure III-7 : schéma statique de l'escalier

III.4.2 Calcul de l'escalier

- Evaluation de charge et surcharge

$$\text{Pour la volée : } \begin{cases} G = 8.29\text{kn/m} \\ Q = 2.50\text{kn/m} \end{cases}$$

$$\text{Pour le palier : } \begin{cases} G = 5.27\text{kn/m} \\ Q = 2.50\text{kn/m} \end{cases}$$

Combinaisons de charge :

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = \begin{cases} \text{volée : } q_u = 14.94\text{kn/m} \\ \text{palier : } q_u = 10.86\text{kn/m} \end{cases}$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = G + Q = \begin{cases} \text{volée : } q_s = 10.79\text{kn/m} \\ \text{palier : } q_s = 7.77\text{kn/m} \end{cases}$$

La charges des cloisons :

$$2.67 \times 1 \times (3.06 - 0.4) = 7.1\text{kn}$$

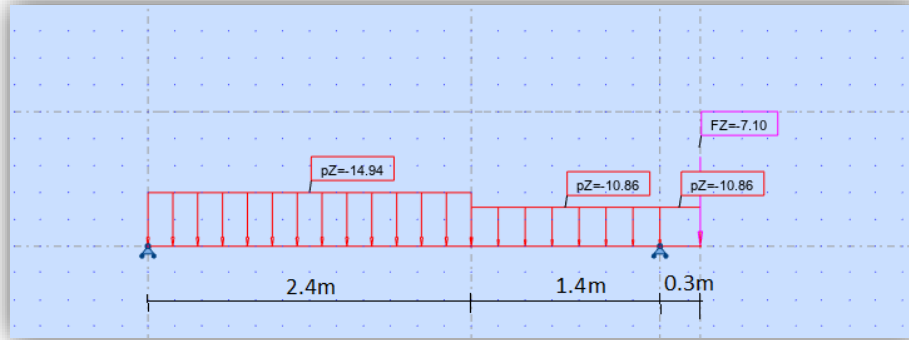


Figure III-8: schéma statique de l'escalier

❖ A L'ELU

- Calcul des réactions d'appuis :
- Les équations d'équilibre :

$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_a + R_b - 14.94 \times 2.4 - 10.86 \times (1.4 + 0.3) - 7.1 = 0$$

$$R_a + R_b = 61.384 \text{ kn} \dots\dots\dots 1$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow 14.94 \times \frac{2.4^2}{2} + 10.84 \times 1.7 \left(2.4 + \frac{1.7}{2}\right) - 3.8 R_b + 7.1 \times 4.1 = 0$$

$$R_b = \frac{132.031}{3.8} = 34.745 \text{ kn}$$

On remplace la valeur de R_b dans l'équation 1

$$34.745 + R_a = 61.384 \rightarrow R_a = 26.64 \text{ kn}$$

Donc :

- $R_a = 26.64 \text{ kn}$
- $R_b = 34.745 \text{ kn}$

Calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants (RDM):

A. Effort tranchant

Tableau III-15: Evaluation des efforts tranchants dans l'escaliers

<u>Tronçon</u>	<u>Equations de l'effort tranchant</u> <u>T(x)</u>	<u>Valeur de l'effort tranchant</u>	
<u>0 < x < 2.4</u>	<u>14.94x - 26.64</u>	<u>X=0</u>	<u>26.64</u>
		<u>X=2.4</u>	<u>-9.216</u>
<u>2.4 < x < 3.8</u>	<u>10.86x - 16.85</u>	<u>X=2.4</u>	<u>-9.216</u>
		<u>X=3.8</u>	<u>-24.42</u>

Le diagramme de l'effort Tranchant est montré dans la figure suivante :

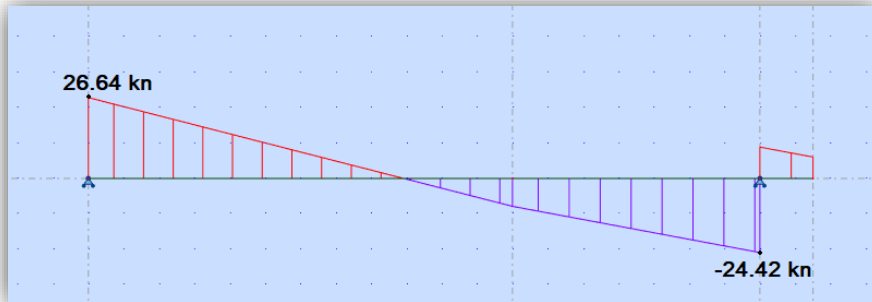


Figure III-9 : diagramme d'effort tranchant

B. Moment fléchissant

L'évaluation des moments fléchissant est résumée dans le tableau suivant :

Tableau III-16 : Evaluation des moments fléchissant

tronçon	Equations du moment fléchissant M(x)	Valeur du moment fléchissant	
$0 < x < 2.4$	$-7.47x^2 + 26.64x$	$X=0m$	0
		$X=2.4m$	20.91
$2.4 < x < 3.8$	$-5.43x^2 + 16.85x + 11.75$	$X=2.4m$	20.91
		$X=3.8m$	-2.63

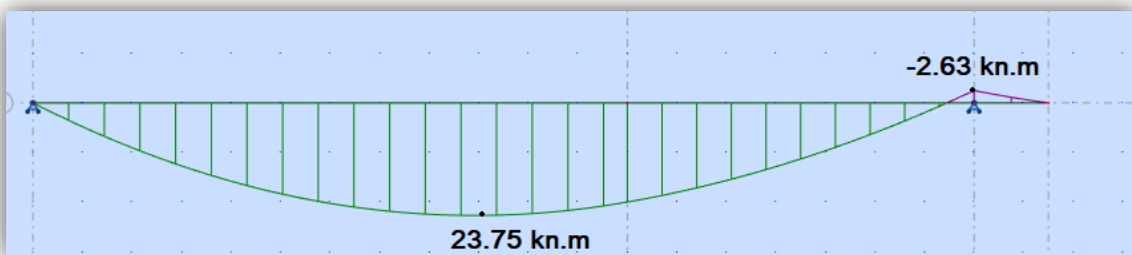


Figure III-10 : diagramme des moments fléchissant

Le changement de signe dans la 1ere équations ($0 < x < 2.4$) cela veut dire le moment max est dans l'intervalle $[0 ; 2.4]$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \rightarrow T(x) = 14.94x - 26.64 = 0 \rightarrow x = 1.783m$$

On remplace la valeur de x dans la 1^{er} équations de M(x)

$$M(1.783) = 23.75 \text{ kn.m}$$

$$M_{\max} = 23.75 \text{ kn.m}$$

$$V_{\max}=26.64\text{kn}$$

- **Les sollicitations maximales**

Le moment en travée et aux appuis suivant les règles **BAEL**

- $M_t=0.85M_0=0.85 \times 23.75=20.2\text{kn.m}$
- $M_a=0.5M_0=0.5 \times 23.75=11.88\text{kn.m}$

Tableau III-17 : Moment fléchissant dans l'escalier

		ELU(kn.m)	ELS(kn.m)
Moment	Travée	20.2	14.44
	Appuis	11.88	8.5
Effort tranchant		26.64	

Le ferrailage des escaliers :

Le ferrailage se fait à L'ELU en considérant que la fissuration est peu préjudiciable
En considérant une section de 1.00 m de largeur et de 15cm d'épaisseur.

$$B=100\text{cm} ; h=15\text{cm} ; d=13\text{cm} ; f_{c28}=25\text{MPa} ; F_{bu}=14.17\text{MPa} ; F_e=400\text{MPa}$$

Tableau III-18 : Résumé de ferrailage de l'escalier

	Moment(kn.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{calculé}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	St(cm)
Travée	20.2	0.084	0.110	12.4	4.67	5T12=5.65	21
appuis	11.88	0.049	0.063	12.6	2.69	5T10=3.93	21

- **Armatures de répartitions :**

Selon l'article E. 8. 2. 41 du BAEL91 lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés les armatures de répartition sont aux moins égale à $\frac{A}{4}$:

En travée :

$$A_r = \frac{5.65}{4} = 1.41\text{cm}^2$$

soit : **4HA8=2.01cm²** d'un espacement **St=25cm**

aux appuis :

$$A_r = \frac{3.93}{4} = 0.98\text{cm}^2$$

Soit : **4HA8=2.01cm²** d'un espacement **St=25cm**

- **Vérification a l'état limite ultime**

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.57 \text{ cm}^2 < A_{\text{calculé}} \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification des espacement :**

D'après Le BAEL91 les espacements sont :

Armatures principales :

$$St \leq \min(3e, 33) \text{ cm}$$

$$St = 21 < 33 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée}$$

Armatures secondaires :

$$St < \min(4e ; 45 \text{ cm})$$

$$St = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_{\text{adm}} = \min [0.2 \cdot c_{28} \cdot f ; 5 \text{ MPa}] = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$V_{\text{max}} = 26.64 \text{ kn}$$

$$\tau = \frac{V}{b \cdot x \cdot d} = \frac{26.64}{1 \times 0.13} = 204.92 \text{ Kn/m}^2 = 0.205 \text{ Mpa}$$

$$\tau < \tau_{\text{adm}} \dots \text{condition vérifiée}$$

- **vérification a l'état limite de service**

le vérification des contraintes sur le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ mpa}$$

-La position de l'axe neutre est donnée par la résolution de l'équation suivante :

- $\frac{b}{2} y^2 + 15() - 15() = 0$

-Le Moment d'inertie est donné par l'équation suivante :

- $I = \frac{b}{3}y^3 + 15(d - y)^2$

On résume les calculs dans le tableau si après :

Tableau III-19 : Résumé de vérification des contraintes

	Mser	y	I	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	14.44	3.92	8995.21	6.29	15	Vérifiée
Appuis	8.5	3.37	5991.43	4.78	15	Vérifiée

- **Vérification de la flèche :**

- $\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{20M_0} \rightarrow 0.0394 < 0.0425 \dots \dots$ condition non vérifiée

donc la vérification de la flèche est **nécessaire**

$$G = \begin{cases} \text{volée: } 8.28 \text{ kn/m} \\ \text{palier: } 5.27 \text{ kn/m} \end{cases} \rightarrow M_0 = 12.56 \text{ kn.m} \rightarrow M_G = 10.67 \text{ kn.m}$$

$$J = \begin{cases} \text{volée: } 6.59 \\ \text{palier: } 3.75 \end{cases} \rightarrow M_0 = 9.63 \text{ kn.m} \rightarrow M_J = 8.18 \text{ kn.m}$$

$$P = \begin{cases} \text{volée: } 10.79 \text{ kn/m} \\ \text{palier: } 7.77 \text{ kn/m} \end{cases} \rightarrow M_0 = 16.99 \text{ kn.m} \rightarrow M_P = 14.44 \text{ kn.m}$$

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2$$

- **Le calcul de la flèche est résumé dans le tableau ci-dessous :**

Tableau III-20: resume de calcul de la fleche

	Sous G	Sous J	Sous P
$I_0(\text{cm}^2)$	30551,6		
$\sigma(\text{mpa})$	160.3	122.8	216.8
$\rho\%$	0.43		
λ_i	4.79		
λ_v	1.916		
μ	0.25	0.14	0.38
$f_v(\text{mm})$	6.5	/	/
$f_i(\text{mm})$	3.3	1.9	5.6

- **Calcul de Δf :**

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$\Delta f = 6.5 - 1.9 + 5.6 - 3.3 = \mathbf{6.9\text{mm}}$$

La flèche admissible vaut : $\frac{l}{500} = \frac{3800}{500} = \mathbf{7.6\text{mm}}$

$$\Delta f < f_{adm} \rightarrow 6.9 < 7.6 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

La flèche est vérifiée

- **Calcul de la poutre palière :**

Pré-dimensionnement de la poutre palière :

$L = 3.4\text{m} \rightarrow$ la hauteur **h** dépend de la portée de la poutre donc :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow 22.6 \leq h \leq 34 \text{ on prend :}$$

$$\mathbf{h = 30\text{cm}} \text{ et } \mathbf{b = 30\text{cm}}$$

condition RPA : $\begin{cases} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \rightarrow$ les conditions sont satisfaites

Les charges sur la poutre sont :

Son poids propre plus la charge des escaliers et les cloisons qui est la réaction d'appuis R_b

-A'ELU

$$p_u = R_b + 1.35G_0 = 34.75 + 25 \times 0.3^2 = 37.79\text{kn/m}$$

$$\mathbf{P_u = 37.79\text{kn/m}}$$

-A L'ELS

$$p_s = R_b + G_0 = 27.31 + 0.3^2 \times 25 = 29.56\text{Kn/m}$$

$$\mathbf{P_s = 29.56\text{kn/m}}$$

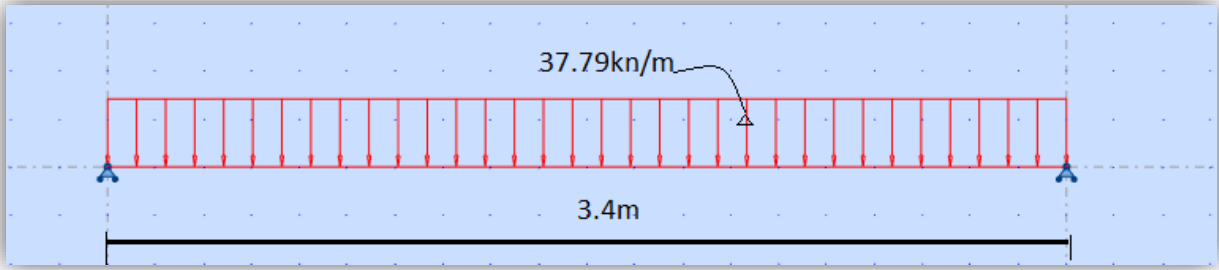


Figure III-11 : schéma statique de la poutre palière

Les sollicitations maximales :

$$M = \begin{cases} M_t = 0.85M_0 \\ M_a = 0.5M_0 \end{cases} \rightarrow \text{avec } M_0 = \frac{p \cdot l^2}{8}$$

	ELU	ELS
P	37.79	29.56
Mt	46.42	36.31
Ma	27.31	21.36
V	64.24	

- Ferrailage de la poutre palière a la flexion simple :

b=30cm ; d=28cm ; f_{bu}=14.17mpa ; f_e=400mpa

Tableau III-21: Résumé de ferrailage de la poutre palière

	M (kn.m)	μ _{bu}	α	Z(cm)	A _{calculé} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
Travée	46.42	0.139	0.188	25.89	5.15	4.5
appuis	27.31	0.0819	0.107	26.8	2.92	4.5

-selon le RPA2003 : A_{min}=0.5% x b x h = 4.5cm²

- Vérification a l'état limite ultime

Vérification au cisaillement :

$$\tau_{adm} = \min(0.2f_{c28} ; 5\text{mpa}) = 3.33\text{mpa}$$

$$V_{max} = 64.24\text{kn}$$

$$\tau = \frac{V}{b \cdot x \cdot h} = 0.71\text{mpa} < \tau_{adm} = 3.33\text{mpa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- calcul des armatures transversales

calcul de l'espacement St

$$St \leq \min(0.9d ; 40\text{cm}) = 25.2\text{cm}$$

Soit **St=15cm**

$$A_t \geq \frac{0.4 \cdot St \cdot b_0}{f_e} \rightarrow A_t \geq 0.45\text{cm}^2 \dots\dots\dots 1$$

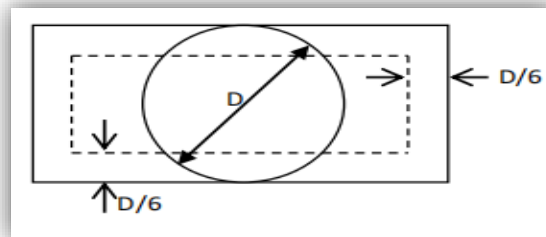
$$A_t \geq \frac{St \cdot \gamma_s \cdot b (\tau - 0.3 f_{tj})}{0.9 \cdot f_e} = 0.12\text{cm}^2 \dots\dots\dots 2$$

$$A_t = \max\{1 ; 2\} \rightarrow A_t = 0.45\text{cm}^2$$

• **Calcul de la section d'armature a la torsion :**

Le noyau central d'une section ne joue pratiquement aucun rôle à l'ELU de torsion.

On remplace la section pleine par une section fictive (équivalente) creuse dont l'épaisseur est égale au sixième du diamètre du plus grand cercle inscrit dans la section.



U : le périmètre de la section

Ω : l'air du contour tracé a mi-épaisseur

e : l'épaisseur de la paroi

Le moment de torsion : le moment de torsion c'est le moment dans l'appuis **b** de l'escalier

$$Mb = 11.88\text{kn.m/m}$$

Le moment de torsion dans l'appuis vaut :

$$M = Mb \cdot \frac{L}{2} = 20.2\text{kn.m}$$

on a une section carrée pleine de $b \times h = 30 \times 30\text{cm}^2$

$$e = \frac{d}{6} = \frac{30}{6} = 5\text{cm}$$

$$\Omega = \frac{5h}{6} \times (b - \frac{a}{6}) = 25^2 = 625\text{cm}^2$$

$$U = \frac{4h}{3} + 2b = 100 \text{ cm}$$

Calcul des armature longitudinales Al

$$Al \geq \frac{U.M}{2\Omega \frac{f_e}{\gamma}} \rightarrow \frac{1 \times 20.2}{2 \times 0.0625 \times 348000} = 4.64 \text{ cm}^2$$

- **La section total d'armature longitudinales de la poutre palière :**

-En travée : 3HA16 + 2HA12 = 8.29 cm²

-En appuis : 3HA12 + 2HA12 = 5.65 cm²

- **La section d'armature transversales :**

-Soit 2Ø6=1.14 cm²

-St=15 cm

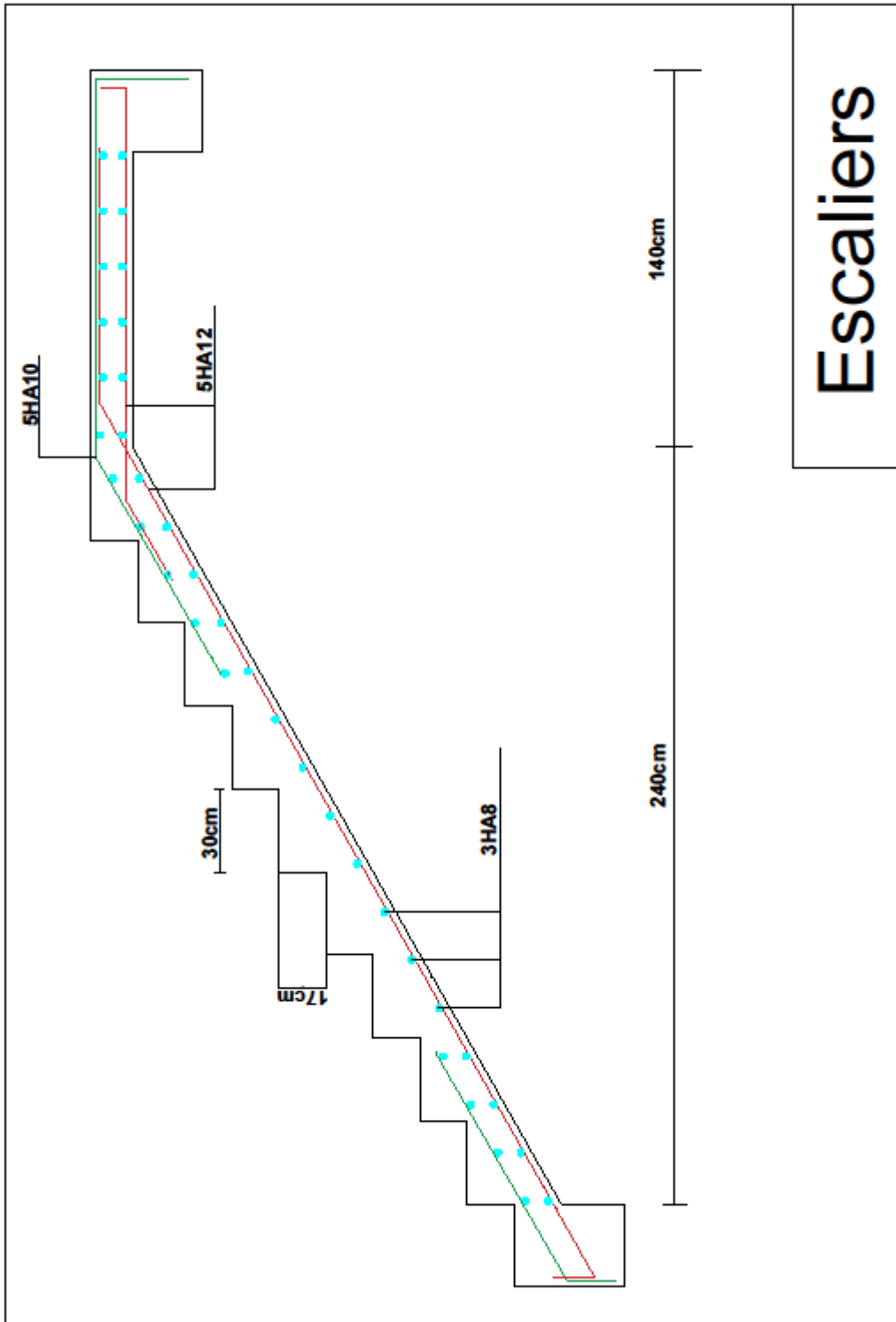
- **La vérification des contrainte de cisaillement et de torsion a la fois :**

$$(\tau_{tu})^2 + (\tau_u)^2 \leq (\bar{\tau u})^2$$

$$\tau_u = 0.711$$

$$\tau_{tu} = \frac{M}{2\Omega \cdot e} = \frac{20.2}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 3.23 \text{ mpa}$$

$$\sqrt{0.711^2 + 3.23^2} < \sqrt{3.3^2} \rightarrow 3.3 \leq 3.33 \dots\dots\dots \text{condition est vérifiée}$$



Escaliers

Figure III-12 : Schéma de ferrailage des escaliers

IV. Etude dynamique de la structure :

IV.1 Introduction :

L'étude de notre projet est faite a l'aide de logiciel **AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS** .

Le logiciel ROBOT est un logiciel collaboratif, polyvalent et rapide, capable de calculer des modèles complexe comme les bâtiments en béton armé et charpente grâce a un maillage automatique par élément finis d'une puissance exceptionnelle. Il permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques ainsi que des analyses linéaires et non linéaires . il comprend des modules d'assemblage, de ferrailage, de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes existantes.

Pour faciliter le travail de l'ingénieur, il dispose d'un vaste ensemble d'outils qui simplifient l'étude des structures.

IV.2 Manipulation du logiciel :

- **Choix du type de la structure :**

Après le lancement du programme robot, une fenêtre qui s'affiche pour le choix du type de structure

Dans notre cas on a choisis le type 'étude d'une coque' pour l'étude de notre structure.

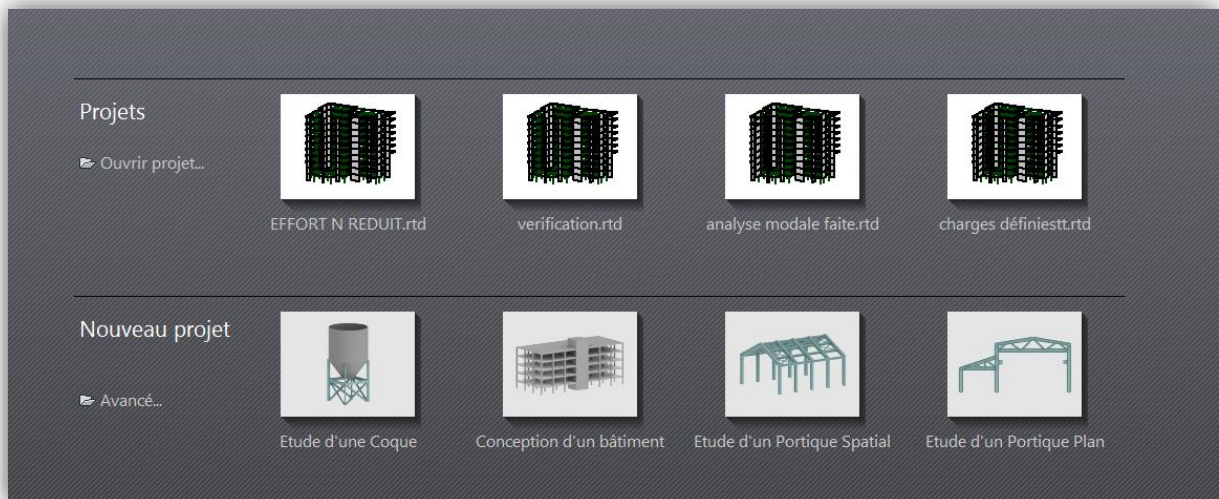
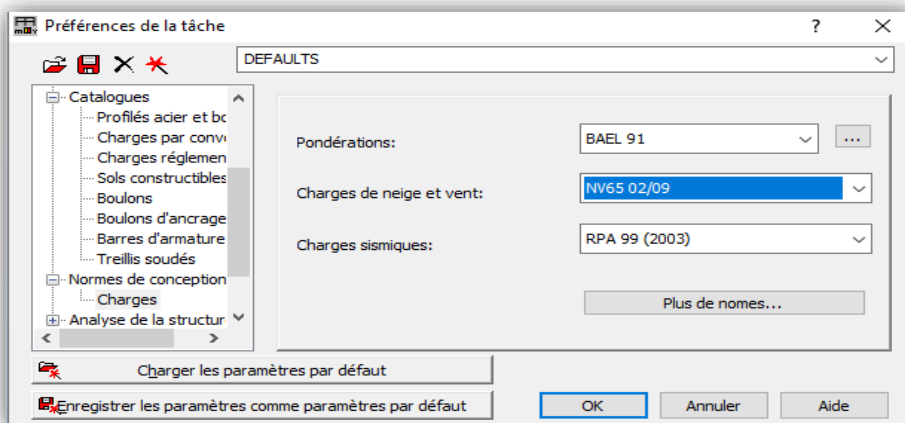
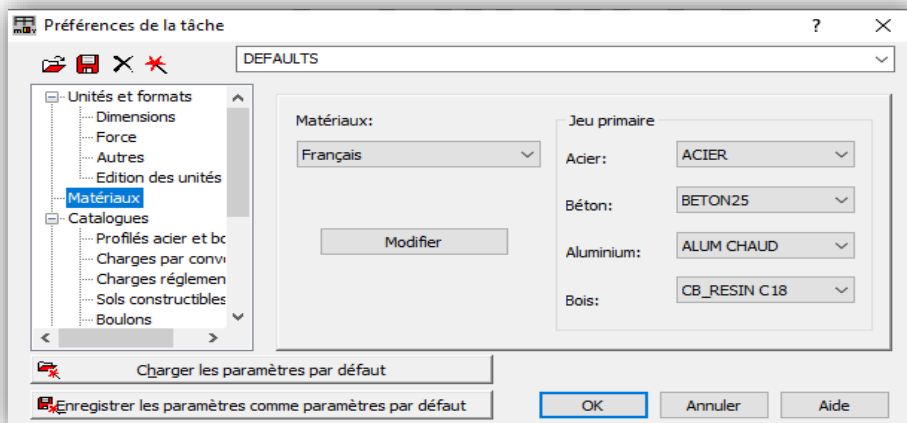
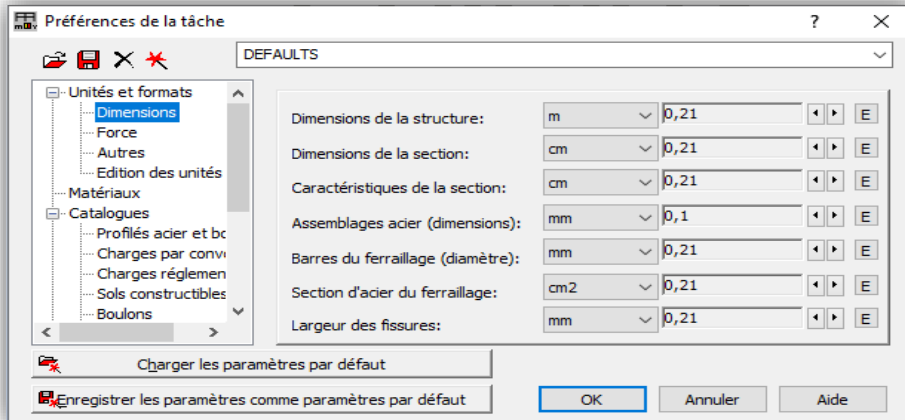


Figure IV-1: Fenêtre d'accueil du logiciel Robot

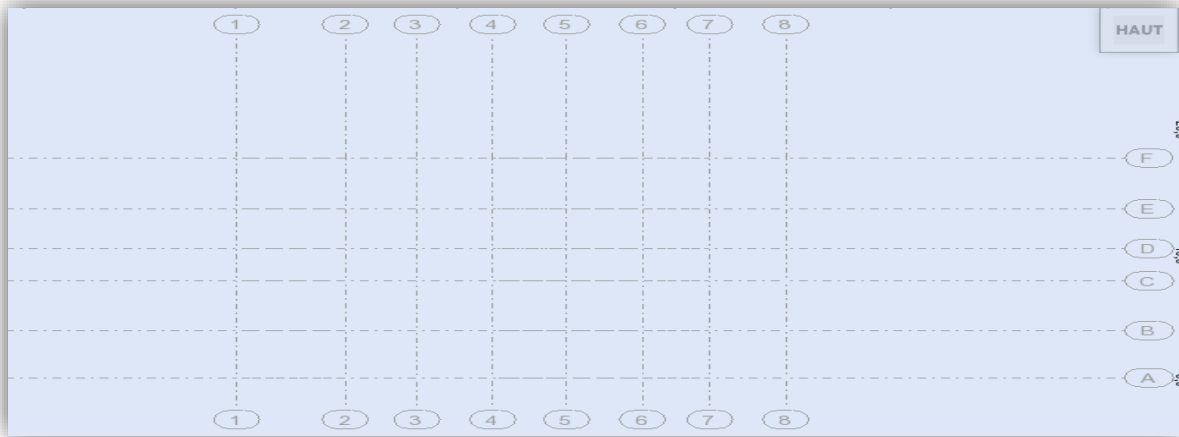
- **Configuration de préférences de la tache :**

La préférences de la tache a pour but de définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes



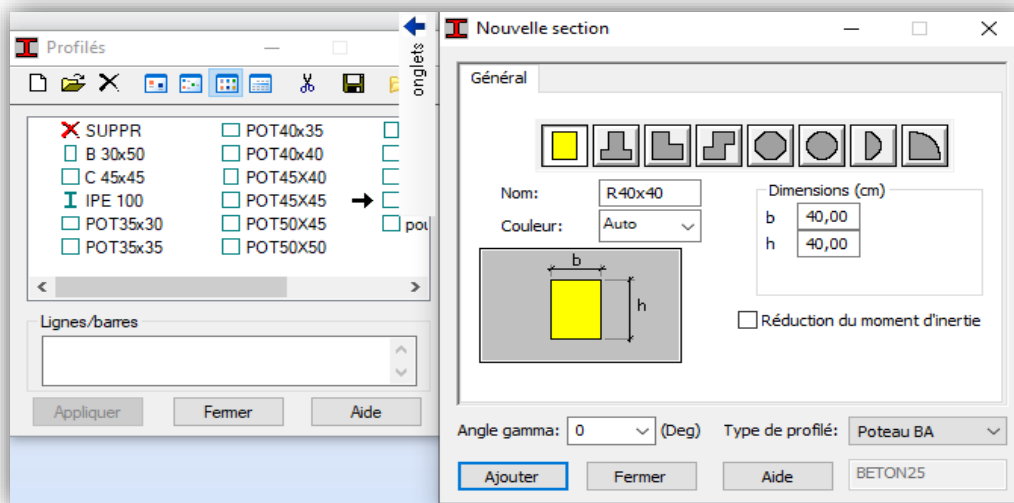
Les lignes de constructions

On commence par choisir l'axe des lignes de construction pour introduire ensuite les distance entre les lignes et le nombre de répétition pour les étages

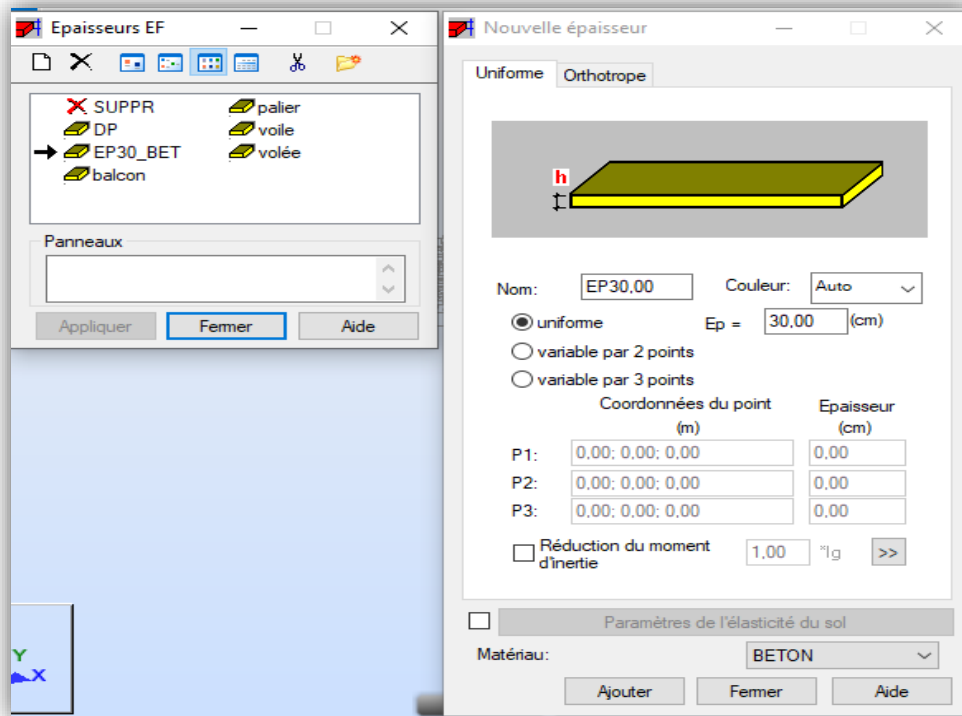


Définition des sections : poteaux poutres et panneaux tels que les dalle pleines les escaliers les balcons et les voiles :

- a. Cette étape nous permet de définir les différents sections des éléments barre qui existe dans
- b. la structure (poteaux – poutres)



La prochaine étape c'est la définition des panneaux voile, dalle pleine, balcons et escaliers :



Affectation des éléments

Après définitions des matériaux , les lignes de construction et les sections la prochaine étape est l'affectation des éléments suivant les lignes de construction et le plan d'architecture .

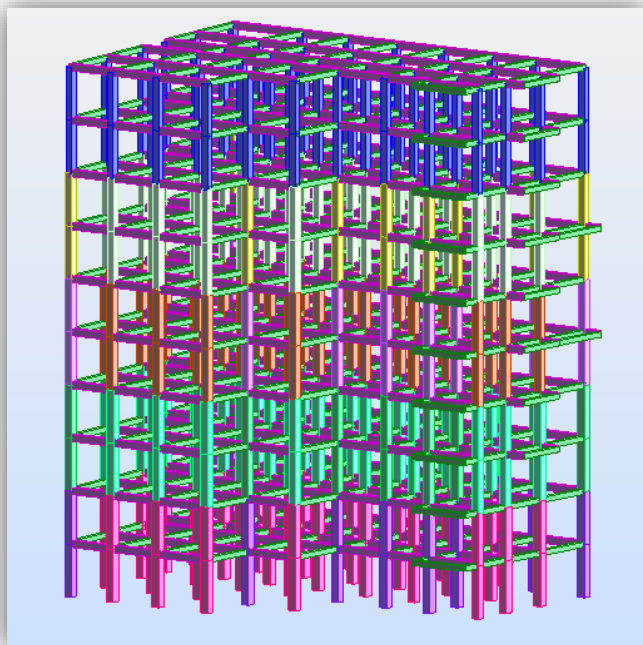
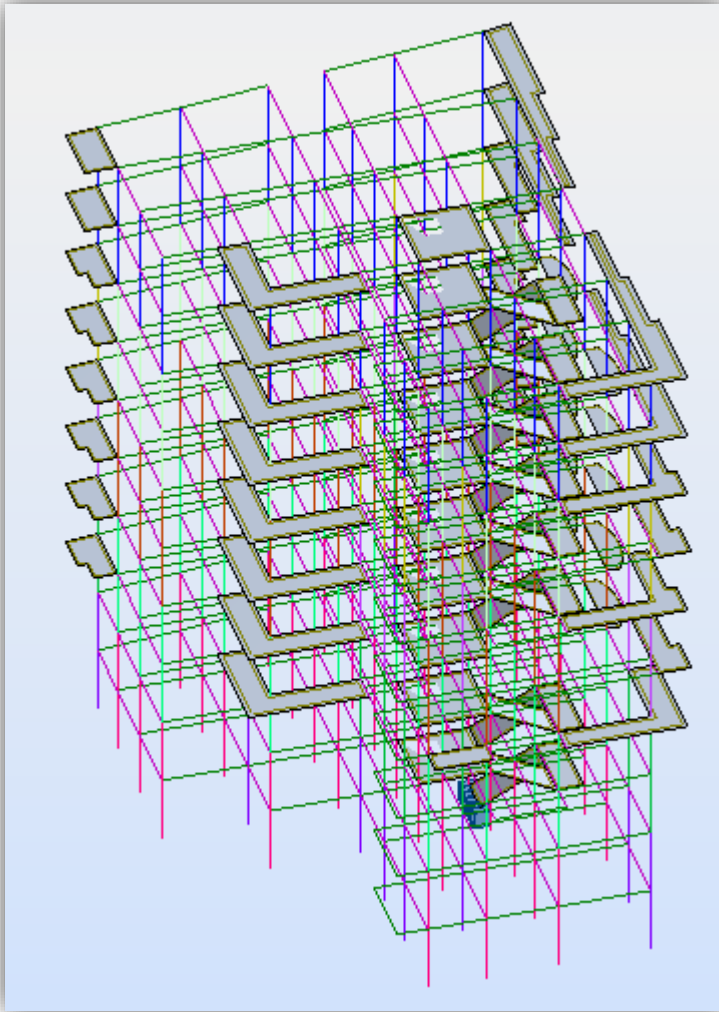


Figure IV-2 : vu en 3D des poteaux et poutres

- a. affectation des éléments
barre
poteau et poutre



b. Affectation des éléments panneau tels que l'escalier, dalle pleine et balcon.

- **Définition des cas de charges :**

on commence par la définition des charges permanentes (poids propre et le poids des cloisons) et d'exploitations puis le chargement de la structures, après chargement de la structures on lance l'analyse modale on affectant les coefficient de réduction ou bien coefficient de pondération pour les charges d'exploitation selon **le RPA 2003 tableau 4.5 :**

$\beta = 0.2$ pour les étages a usage d'habitation

$\beta = 0.6$ pour les étages a usage de stockage (box)

- **Combinaisons d'actions :**

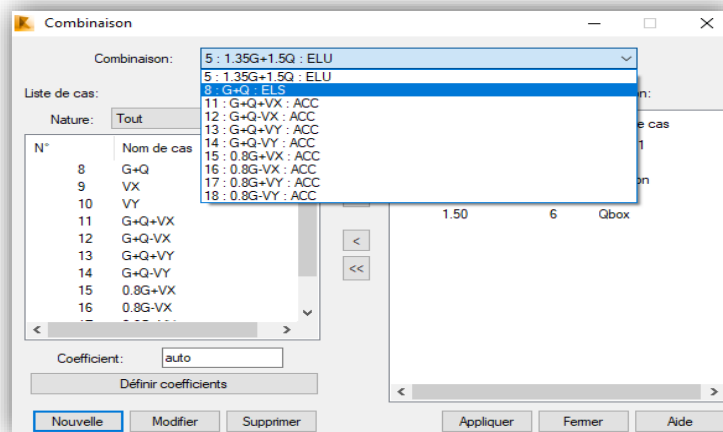
- Etat limite ultime

- Etat limite de service
- Etat limite ultime accidentelle

Selon le RPA99 les combinaisons accidentelles a prendre en compte dans le cas d'un contreventement par voile + portique sont :

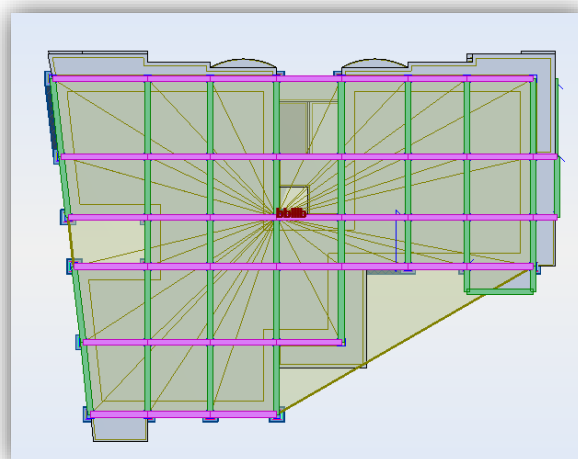
- $G+Q\mp E$
- $0.8G\mp E$

Les combinaisons qu'on a défini dans le logiciel robot sont les suivants



- **La liaison rigide :**

Pour satisfaire l'hypothèse des planchers infiniment rigides il faut définir les liaison rigides des planchers de tous les niveaux en choisissant un nœud maître dans chaque étage .



IV.2.1 Chargements des poteaux qui soutiennent le Mur adossé

Dans notre cas on a un mur de soutènement on l'a choisis adossé a la structure et on la pas modélisé donc on doit charger les poteaux qui sont au coté de mur de soutènement

La manière dont on a effectuer les charges sur les poteau est de calculer le chargement moyen dans chaque niveau et le repartir sur les poteau. Les poteaux dans ce cas reçoivent un chargement triangulaire.

$$P_m = \frac{3P_{max} + P_{min}}{4}$$

Chaque panneau va recevoir un chargement surfacique P_m

Les poteaux dans ce cas reçoivent un chargement triangulaire par ce que le mur travaille comme une dalle sur 4 appuis (les poteaux et les poutres)

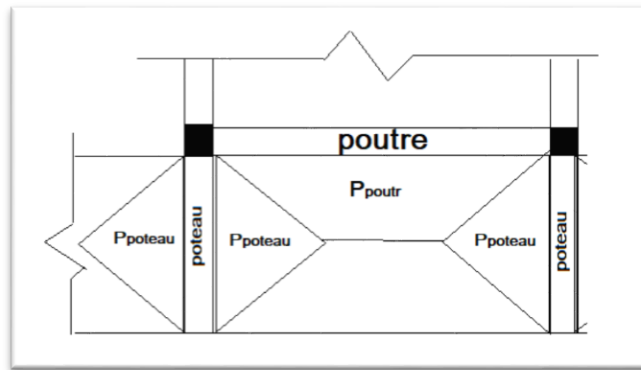


Figure IV-3 : répartition des charges sur les poteaux

Un chargement linéaire sur les poteaux qui vaut

$$q_{poteau} = \frac{2}{3} \cdot P_m \cdot lx$$

La charge P_m est calculée en détail dans le chapitre VI

le chargement des poteaux de rives et intermédiaires et montré dans la figure ci-dessous

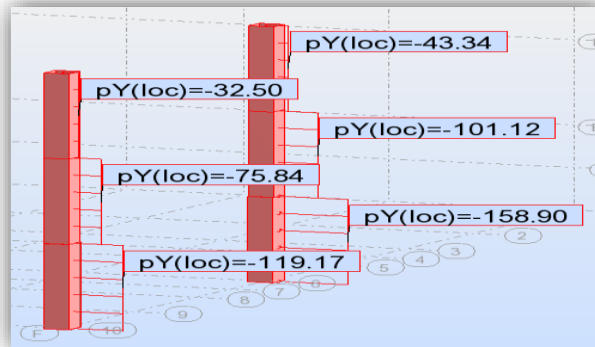


Figure IV-4 : chargement des poteaux de rives et intermédiaires

IV.3 CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :

Le calcul des forces sismiques peut être fait suivant trois méthodes :

- par la méthode statique équivalente
- par la méthode d'analyse modale spectrale
- par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

IV.3.1 condition d'application de la méthode statique équivalente :

Selon le RPA 99/2003 Art : 4.1.2. :

Notre bâtiment est un immeuble de groupe d'usage 2, d'une hauteur totale de 30.6m qui est supérieur a 23m donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable .

On opte pour la **méthode dynamique modale spectrale**.

IV.3.2 Méthode dynamique modale spectrale :

- *Principe de la méthode :*

Avec cette méthode, et pour chaque mode de vibration, on cherche le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismique représentées par un spectre de réponse. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de toute la structure.

- *Spectre de réponse de calcul :*

Le spectre de réponse est une courbe de réponse maximale en termes de déplacements, de vitesse et d'accélération pour un système a un seul degré de liberté soumis a une excitation donnée pour des valeurs successives de fréquences propres.

Le spectre de réponse de calcul des règles parasismiques algériennes RPA99/v2003 est défini comme suit :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

A : Coefficient d'accélération de zone ;

D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

W : Poids total de la structure ;

η : Facteur de correction d'amortissement.

T : Période propre ;

T1, T2 : Périodes caractéristiques accoisées à la catégorie du site ;

Q : Facteur de qualité.

R : coefficient de comportement global de la structure dont les valeurs sont fonction du système de contreventement et du matériau constitutif de la structure. Ses valeurs varient de 2 pour les structures peu dissipatives à 5 pour les structures très dissipatives (**tableau4.3 du RPA99/2003**).

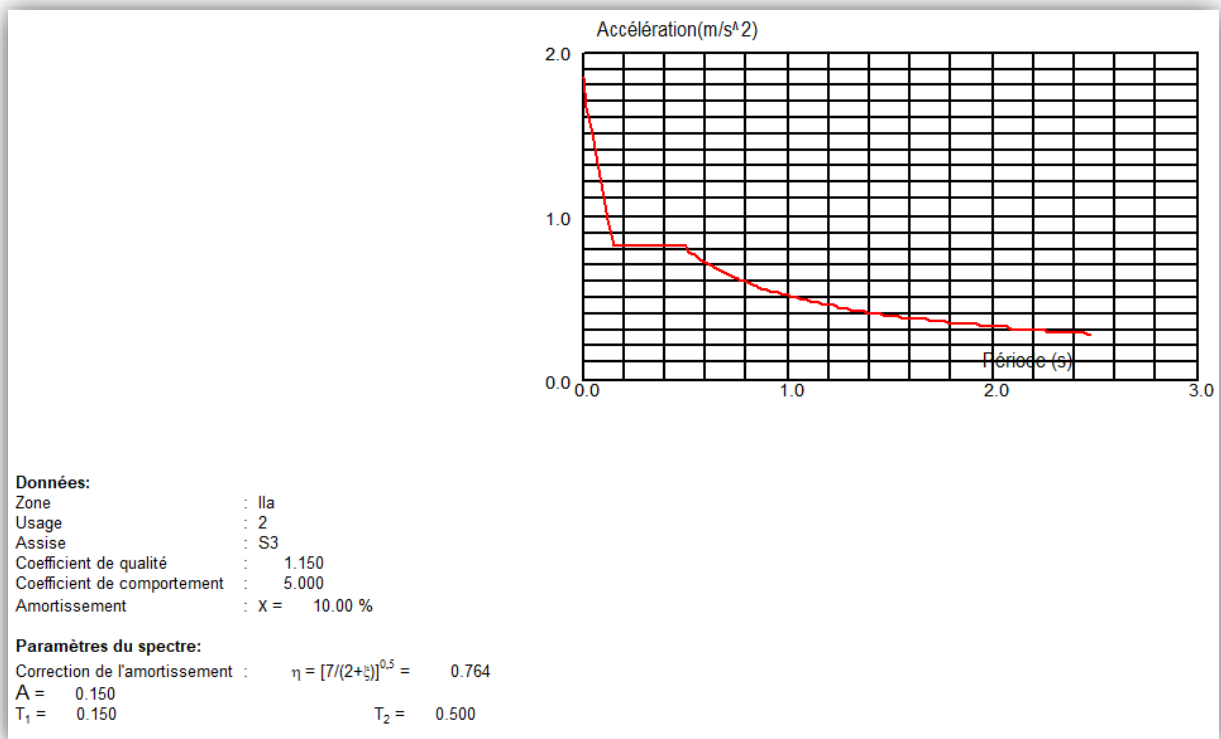


Figure IV-5: Spectre de réponse

Remarque : Le RPA (**Art.4.3.6**) nous exige de vérifier $V_{dyn} > 0.8V_{statique}$ donc on est obligé de calculer V_{st} par la méthode statique équivalente .

• **Calcul de l'effort tranchant Total statique a la base « V_{st} »**

La force sismique V_{st} appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement

Dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

Art 4.1 RPA 99/v2003 : $V_{st} = \frac{A.D.Q.W}{R}$

- **Coefficient d'accélération de zone « A »** :tableau 4.1 RPA99/v2003

A=0.15 → groupe d'usage 2 → zone IIa

- **Facteur d'amplification dynamique moyen D** : formule 4.2 RPA99/V2003

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$ → formule 4.3 RPA99/V2003

ξ: Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.(tableau 4.2 RPA 99/V2003)

ξ = 10% D'ou η=0.763

Notre site est de type S3

T1=0.15 s et T2=0.5 s → **Tableau 4.7 RPA 99/V2003**

- **Calcul de la période fondamentale de la structure :**

$$T = \min \begin{cases} T = C_T \times H^{3/4} \dots \dots \dots (1) \\ T = \frac{0,09H}{\sqrt{L}} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

H=30.6m :hauteur totale du bâtiment (acrotère non comprises).

C_t=0.05 : coefficient qui dépend du système de contreventement

Tableau 4.6 RPA99/V2003

L : portée maximale du bâtiment a la base dans le sens de calcul

$L_x = 25.3m$ $L_y = 17.7m$

On auras donc $T_{emp} = \begin{cases} T_x = 0.54sec \\ T_y = 0.65sec \end{cases}$ $1.3T_{emp} = \begin{cases} T_x = 0.702sec \\ T_y = 0.845sec \end{cases}$

Les période que robot nous a donnée sont :

$T_{analytique} = \begin{cases} T_{anal}^x = 0.83sec \\ T_{anal}^y = 0.87sec \end{cases}$

$$T = \begin{cases} T_{analytique} & \text{si } T_{analytique} \leq T_{empirique} \\ T_{empirique} & \text{si } T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3T_{empirique} \\ 1,3T_{empirique} & \text{si } T_{analytique} \geq 1,3T_{empirique} \end{cases}$$

On remarque que : $1.3T_{emp} < T_{analytique}$

Donc pour le calcul de facteur d'amplification dynamique moyen on utilise

1.3Tempirique

Ce qui nous donne $D = 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = \begin{cases} D_x = 1.52 \\ D_y = 1.345 \end{cases}$

- **Facteur de qualité Q**

$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$ (formule 4.4 RPA99/V2003)

Pq : la pénalité a retenir selon le critère de qualité (q) observé ou non.

Tableau IV-1: condition de facteur de qualité

N	critère	XX		YY	
		observation	pq	observation	pq
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	non	0.05	non	0.05
2	Redondance en plan	non	0.05	non	0.05
3	Régularité en plan	non	0.05	non	0.05
4	Régularité en élévation	oui	0	oui	0
5	Contrôle de qualité des matériaux	oui	0	oui	0
6	Contrôles d'exécution	oui	0	oui	0
$1 + \sum_1^6 Pq$		1.15		1.15	

- **W : poids total de la structure**

La valeur de W est une fraction des charges d'exploitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

Formule 4.5 RPA99/V2003

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

W_G : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

W_{Qi} = Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau 4.5 (RPA99).

Concernant notre projet on a des niveaux à usage d'habitation, BOX et des locaux donc le coefficient de pondération est

$\beta = 0.20$ pour les locaux et l'habitation

$\beta = 0.6$ pour le box

pour le W_G :

on doit d'abord vérifier l'effort normal réduit et la contrainte de cisaillement pour avoir le poids final de la structure dans le cas ou on augmenteras la section des poteaux

- **vérification de l'effort normal réduit**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le **RPA99 (Art 7.4.3.1)** exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$\gamma = N_d / (f_{c28} \times B) \leq 0,3$$

Tel que :

N_d : Désigne l'effort normal de compression de calcul sous combinaison accidentelles (sismiques).

B : l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{cj} : la résistance caractéristique du béton.

Tableau IV-2:Vérification de l'effort normal réduit

section du poteau	EFFORT NORMAL	V	V<0.3
40 X 40	1754.4	0.4386	NON vérifiée
40X35	1160.16	0.3314	NON vérifiée
35X35	604.89	0.197	vérifiée
35X30	270.27	0.088	vérifiée

Les nouvelles sections de poteaux adoptées sont les suivantes

Entre sol 3 ;2 = **50x50 cm²**

Entre sol 1, RDC = **50x45 cm²**

Etage 1,2 = **45x45 cm²**

Etage 3,4= **40x45 cm²**

Etage 5,6 = **40x40 cm²**

Vérification de la contrainte de cisaillement exigée par le RPA :

la contrainte du cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieur ou égale a la valeur limite suivante :

$\tau_{bu} \leq \bar{\tau} = \rho_d \cdot f_{c28}$ **Article 7.4.3.2 du RPA99/V2003 :**

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = 4.28 < 5 \text{ donc } \rho_d = 0.04$$

$$\bar{\tau} = 1 \text{ MPA}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V}{b \cdot d}$$

section	Vmax (kn)	$\bar{\tau}$ (mpa)	τ_{bu} (mpa)	vérification
50x50	303.8	1	1.29	non vérifiée
50x45	46.25	1	0.2	vérifiée

La contrainte de cisaillement au niveau 1 n'est pas vérifiée donc on redimensionne les poteau afin de la vérifier.

Les nouvelles sections adoptée pour satisfaire la condition du RPA sont les suivantes :

3^{ème} sous sol : 60x55 cm²

2^{ème} + 1^{er} sous sol : 55x55 cm²

RDC + 1^{er} étage : 55x50 cm²

2^{ème} + 3^{ème} étage : 50x50 cm²

4^{ème} + 5^{ème} étage : 50x45 cm²

6^{ème} étage : 45x45 cm²

On doit révérifier l'effort normal réduit dans les poteaux

Tableau IV-3: vérification de l'effort normal réduit pour les nouvelles sections

section du poteau	EFFORT	V	V < 0.3
-------------------	--------	---	---------

	NORMAL		
60x55	2028.12	0.24	vérifiée
55x55	1751,28	0.23	vérifiée
55x50	1360.4	0.19	vérifiée
50x50	860.83	0.14	vérifiée
50x45	440.19	0.08	vérifiée
45x45	134.51	0.03	vérifiée

Après redéfinition des nouvelles sections des poteaux sur le logiciel ROBOT on a eu le poids total de la structure sous la combinaison

$$G+0.2Q+0.6Q_{\text{box}} \rightarrow W= 48814.71\text{kn}$$

- **Le coefficient du comportement R**

Pour choisir un coefficient de comportement, il faut d'abord vérifier la répartition des charges verticales et horizontales sur les portiques et les voiles

Tableau IV-4: Résultats de l'interaction sous charges verticales

niveau	efforts repris		TOTAL	pourcentage repris	
	POTEAU	VOILE		%POT	%VOILE
<u>1</u>	-62848,98	-10594,68	-73443,66	85.57	14.43
<u>2</u>	-54239,89	-10112,34	-64352,24	84.29	15.71
<u>3</u>	-46888,21	-9030,24	-55918,45	83.85	16.15
<u>4</u>	-40353,60	-8250,54	-48604,13	83.81	16.19
<u>5</u>	-34163,23	-7102,35	-41265,58	82.79	17.21
<u>6</u>	-27895,23	-6074,72	-33969,95	82.81	17.19
<u>7</u>	-21943,78	-4861,58	-26805,36	81.87	18.13
<u>8</u>	-15941,08	-3715,04	-19656,12	81.1	18.90
<u>9</u>	-10231,16	-2406,77	-12637,93	80.96	19.04
<u>10</u>	-4557,04	-1020,75	-5577,79	81.7	18.30

Tableau IV-5: Résultats de l'interaction sous charges horizontales.

niveau	sens X-X				sens Y-Y			
	V _x (kn)		V _x (%)		V _y (kn)		V _y (%)	
	portique	voiles	portique	voile	portique	voile	portique	voile
1	1362,84	712,51	68.23	34.33	1080,28	914,10	54.85	45.15
2	980,21	1056,18	48.18	51.82	409,39	1535,19	21.06	78.94
3	1097,61	842,08	56.61	43.41	462,83	1375,21	25.19	74.81
4	1089,78	730,95	59.88	40.12	473,21	1250,33	27.47	72.53
5	1109,37	558,94	66.51	33.49	522,22	1066,73	32.88	67.12
6	986,40	495,42	66.58	33.42	514,77	910,42	36.13	63.87
7	906,31	355,54	71.83	28.17	509,47	720,47	41.44	58.56
8	761,37	249,12	75.35	24.65	450,62	558,51	44.67	55.33
9	625,14	98,80	86.4	13.6	405,39	346,13	53.96	46.04
10	515,67	-151,33	/	/	445,26	-47,94	/	/

D'après les résultats dans les tableaux précédents le système de contreventement est : **le système mixte** cela veut dire **R=5**

- D'après le RPA 99/2003 l'article 3.4 :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$

•

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les deux conditions sont vérifiées

Donc le coefficient de comportement de notre structures est : **R=5**

Donc l'effort tranchant statique a la base vaut

$$V = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W = \begin{cases} V_x = 2559.84kn \\ V_y = 2265.12kn \end{cases}$$

IV.4 Résultats obtenus après modélisation :

Après la modélisation de notre structures affectation des charges et toutes autres instructions qu'on a suivis tel que la disposition des voiles qui joue un rôle très importants sur le comportement de notre structures, les figurent ci après montrent le comportement de la structure

IV.4.1 Disposition des voiles :

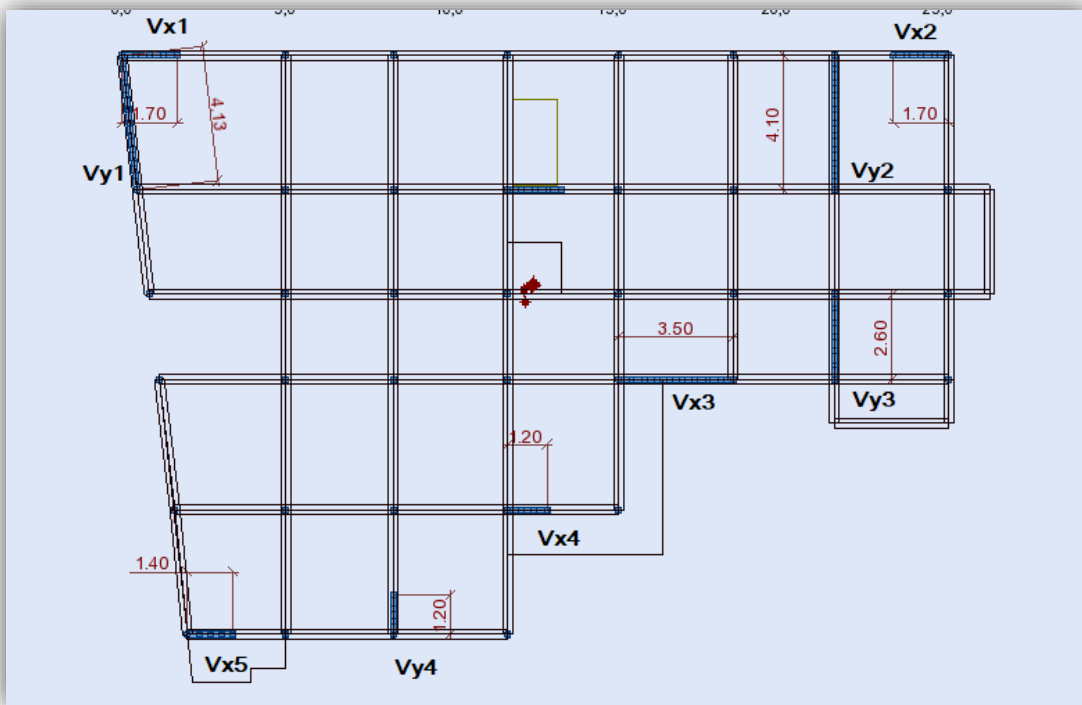


Figure IV-6 : vue en plan de la disposition des voiles

IV.4.2 Analyse modale :

Les figures suivantes montrent les modes propres de notre structure précisément les trois premiers modes .

a) **Mode 1 :**

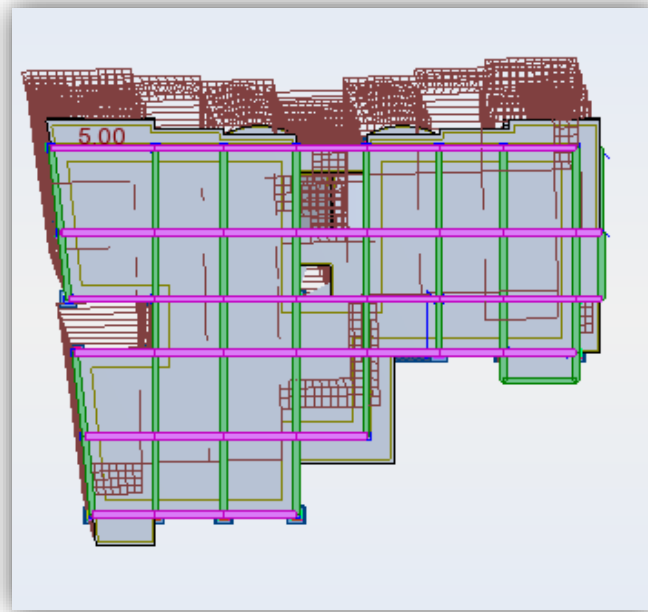


Figure IV-7 : vue en plan du mode 1 translation suivant Y

b) **Mode 2**

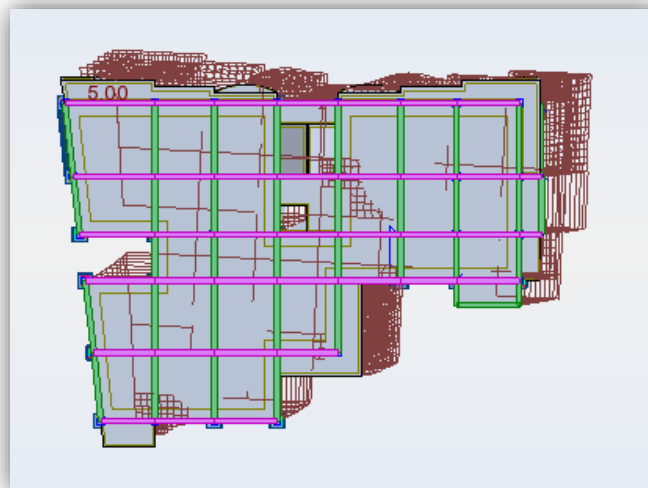


Figure IV-8: vue en plan du mode 2 translation suivant X

c) Mode 3

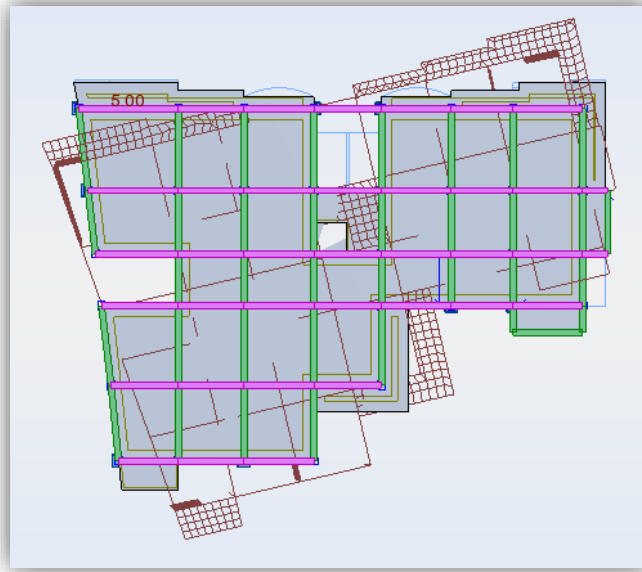


Figure IV-9 : vue en plan du mode 3 torsion autour de Z

IV.5 Vérification exigé par le RPA

IV.5.1 Période de vibration et participation massique :

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99/2003 doit être supérieur à 90%. Les résultats obtenus par le logiciel robot sont dans le tableau suivant :

Tableau IV-6 : périodes de vibration et taux de participation massique

mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0,87	7,65	59,21	7,65	59,21
2	0,83	68,91	66,41	61,25	7,20
3	0,73	71,67	66,56	2,77	0,15
4	0,25	84,85	66,60	13,17	0,04
5	0,22	84,87	84,51	0,02	17,91
6	0,19	85,13	84,52	0,27	0,01
7	0,13	90,92	84,52	5,79	0,00
8	0,10	90,92	91,47	0,00	6,95

Le premier mode est un mode translation selon la direction Y avec un taux de participation massique de **59.21%**

-Le deuxième mode est un mode translation selon la direction X avec un taux de participation massique de **61.25%**

-Le troisième mode est un mode de **torsion** .

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale a 90% au moins de la masse totale de la structure (Art 4.3.4 du RPA 99/2003) cette condition est satisfaite a partir du 7ème mode suivant **X** et 8ème mode suivant **Y**.

IV.5.2 Effort tranchant a la base (Art 4.3.6. du RPA99/2003) :

la résultante des forces sismiques a la base V obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur a 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- Si $V_{dyn} < 0.8V_{st}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces , déplacement, moment...) dans le rapport $0.8V_{st}/V_{dyn}$

$$V_{dyn} = \begin{cases} V_{dyn}^x = 2102,54KN \\ V_{dyn}^y = 1994,56KN \end{cases}$$

Tableau IV-7 : vérification de l'effort sismique a la base

effort tranchant a la base	V _{dyn} (KN)	0.8V _{st} (KN)	observation	0.8V _{st} /V _{dyn}
sens X	2102.54	2047.87	vérifiée	/
sens Y	1994.56	1812.1	vérifiée	/

IV.5.3 Justification vis-à-vis des déformations

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, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage a moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement horizontal a chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R. \delta_{ek} \quad (\text{Art 4.4.3 de RPA99/2003})$$

δ_{ek}: déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement dynamique (R=5).

h_k : étant la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif de niveau **K** par rapport au niveau **K-1** est égale a

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les vérification sont résumé dans le tableau suivant

Le logiciel robot multiplie automatiquement les déplacements par le coefficient de comportement R

Tableau IV-8 : vérification des déplacement

niveau	h _k (m)	XX			condition	YY			condition
		δ _k (cm)	Δ _k (cm)	1%h _k (cm)		δ _k (cm)	Δ _k (cm)	1%h _k (cm)	
1	3.06	0,331	0,331	3.06	vérifiée	0,252	0,252	3.06	vérifiée
2	3.06	1,008	0,677	3.06	vérifiée	0,779	0,527	3.06	vérifiée
3	3.06	1,807	0,799	3.06	vérifiée	1,494	0,715	3.06	vérifiée
4	3.06	2,792	0,985	3.06	vérifiée	2,357	0,863	3.06	vérifiée
5	3.06	3,695	0,904	3.06	vérifiée	3,257	0,900	3.06	vérifiée
6	3.06	4,587	0,891	3.06	vérifiée	4,237	0,980	3.06	vérifiée
7	3.06	5,381	0,794	3.06	vérifiée	5,180	0,943	3.06	vérifiée
8	3.06	6,106	0,725	3.06	vérifiée	6,151	0,971	3.06	vérifiée
9	3.06	6,770	0,664	3.06	vérifiée	7,058	0,907	3.06	vérifiée
10	3.06	7,294	0,524	3.06	vérifiée	7,912	0,854	3.06	vérifiée

IV.5.4 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : (Art 5.9. RPA99/2003)

Les effets de second ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite

$$\theta = \frac{p_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.1$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

Δ_K: Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_K : Hauteur de l'étage "k".

V_K : l'effort tranchant de l'étage considéré « K »

-Si $0.1 \leq \theta_K \leq 0.2$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_K)$.

- Si $\theta_K > 0.2$, la structure est potentiellement **instable** et elle doit être **redimensionnée**.

Tableau IV-9 : vérification de l'effort P- Δ

niveau	h_k (cm)	P_k (Kn)	XX			YY		
			Δ_k (cm)	V_k (kn)	θ_K	Δ_k (cm)	V_k (kn)	θ_K
1	306	47870,88	0,331	2102,54	0.02	0,252	1994,56	0.02
2	306	41985,86	0,677	2062,79	0.04	0,527	1944,57	0.04
3	306	36586,45	0,799	1964,62	0.05	0,715	1837,94	0.05
4	306	31947,90	0,985	1844,04	0.06	0,863	1723,43	0.06
5	306	27128,13	0,904	1689,58	0.05	0,900	1588,81	0.06
6	306	22316,25	0,891	1500,64	0.04	0,980	1425,03	0.06
7	306	17607,82	0,794	1277,86	0.04	0,943	1229,80	0.05
8	306	12904,38	0,725	1023,32	0.03	0,971	1009,03	0.05
9	306	8304,39	0,664	733,09	0.02	0,907	751,43	0.04
10	306	3690,77	0,524	368,91	0.02	0,854	397,25	0.03

La condition du RPA $\theta \leq 0.1$ est **vérifiée** dans les deux direction X et Y

Donc l'effet du second ordre est **négligeable** .

IV.5.5 Effort normal réduit : voir tableau IV-3

IV.6 Conclusion :

Toutes les conditions imposée par le règles parasismique algériennes **RPA99/V2003** sont vérifiées donc nous pouvons dire que la variante que nous avons fixée, après un calcul adéquat des éléments porteurs, pourra être satisfaisante pour résister a l'action sismique, et nous allons passer au ferrailage des éléments structuraux.

V. Ferrailage des éléments structuraux

V.1 Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

V.1.1 Combinaisons spécifiques de calcul :

- **Combinaison fondamentales : BAEL 99**

$$\underline{ELU} : 1.35G+1.5Q$$

$$\underline{ELS} : G+Q$$

- **Combinaisons accidentelles : RPA99/v2003**

$$G+Q\mp E$$

$$0.8G\mp E$$

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitation :

- Moment maximal avec son effort normal correspondant.
- Effort normal avec son moment correspondant.
- Effort minimal avec son moment correspondant.

Les exigences du RPA99/2003

Articles 7.4.2. :les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

-Amin : 0.8% en zone IIa

-Amax :4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement

- \varnothing_{\min} : 12mm(diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales)

-La longueur minimale de recouvrement L_{\min} est de $40\varnothing$ et la jonction par recouvrement doit être faite si possible en dehors des zones nodales.

-L'espacement entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm

Les valeurs des sections d'armature maximales et minimales prescrites par le RPA sont résumées dans le tableau suivant

Tableau V-1: sections d'armatures minimales et maximales des poteaux

le niveau	section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max}	
			zone courante (cm ²)	zone de recouvrement (cm ²)
3em entre sol	60x55	26.4	132	198
2em+1 ^{er} entre sol	55x55	24.2	121	181.5
RDC+1 ^{er} étage	55x50	22	110	165
2em+3em étage	50x50	20	100	150
4em+5em étage	50x45	18	90	135
6em étage	45x45	16.2	81	121.5

V.1.2 Les sollicitations dans les poteaux

Les différentes sollicitations dans les poteaux sont tirées directement du logiciel Robot :

Tableau V-2: les sollicitations maximales dans les poteaux

niveau	N _{max} →M _{corr}	M _{max} →N _{corr}	N _{min} →M _{corr}	V
entre sol 3	2345.02→117.02	276,27→1496.06	350,29→30.67	382.01
	ELU	ELU	0.8G-V _x	
entre sol 2	2033,79→51.89	121,75→1323.43	319.3→45.5	225.98
	ELU	ELU	0.8G+V _y	
entre sol 1	1778.34→16.06	76.32→897.46	249,81→15.14	108.34
	ELU	G+Q+V _x	0.8G+V _y	
RDC	1567,83→6.6	76.72→734.66	233.88→15.7	76.44
	ELU	G+Q-V _x	0.8G+V _y	
étage 1	1308,62→15.2	85,61→667.70	187.68→16.95	70.48
	ELU	G+Q+V _x	0.8G+V _y	
étage 2	1058,50 →12.67	75,90 →551.40	144,36→16.83	66,53
	ELU	G+Q+V _x	0.8G+V _y	
étage 3	816.00→14.76	77,19 →437.56	101.65→14.21	64,29
	ELU	G+Q+V _x	0.8G+V _y	
étage 4	576,69 →19.68	70,01 →324.42	72.18→13.3	56.75
	ELU	G+Q+V _x	0.8G+V _y	
étage 5	348,33 →7.77	63,02 →214.16	41,93 →11.78	52.16
	ELU	G+Q+V _x	0.8G+V _y	
étage 6	180,79→18.75	71,07→90.57	12.17→24.16	41,11
	ELU	G+Q-V _y	0.8G+V _y	

V.1.3 Exemple de calcul de ferrailage longitudinal :

On va ferrailer les poteaux du 3em entre sol

Le calcul se fait a la flexion composée (N+M) avec les données suivantes :

- 1^{ère} combinaison ELU : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$

$$\begin{cases} N_{\max} = 2345.02 \text{Kn.m (compression)} \\ M_{\text{cor}} = 101.83 \text{Kn.m} \end{cases}$$

La fissuration est préjudiciable $\rightarrow e=3\text{cm}$

$$b=55\text{cm}, \quad h=60\text{cm}, \quad d=57\text{cm}$$

situation courante $\rightarrow \gamma_s=1.15, \gamma_b=1.5$

$$e_G = \frac{M}{N} = 4.34\text{cm} < \frac{h}{2} = 30\text{cm}$$

Donc le centre de pression est à l'intérieur de la section.

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieur de la section de béton,

La section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$N_u(d-d') - M_{UA} \leq (0,337 h - 0,81 d') b h f_{bu}$$

$$\text{Avec : } M_{UA} = N \cdot e_A = M_{UG} + \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_{UA} = 101.83 + 2345.02(0.57 - 0.3) = 743.985 \approx \mathbf{744 \text{ Kn.m}}$$

Donc :

$$N_u(d-d') - M_{UA} = 2345.02(0.57 - 0.03) - 744 = \mathbf{522.31 \text{ Kn.m}}$$

$$(0,337 h - 0,81 d') b h f_{bu} = \mathbf{831.88 \text{ KN.m}}$$

$522.31 < 831.88 \rightarrow$ la section est **partiellement comprimée**.

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = 0.2938 < \mu_l = 0.395 \text{ donc } A' = 0$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 0.447$$

$$z = 0.468 \text{ m}$$

$$A_1 = 45.68 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -21.7 \text{ cm}^2 \text{ la section est négative donc le béton seul suffit}$$

$$A_{\text{min}} = (0.23bd \cdot f_{t28}) / 348 = 4.35 \text{ cm}^2$$

- **2^{ème} combinaison : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$**

$$276,27\text{Kn.m} \rightarrow 1496.06\text{Kn}$$

$e_G=18.46\text{cm} \rightarrow N_u$ (compression) et C a l'intérieur de la section (SPC) avec la vérification de la condition suivante

$$N_u(d-d')-M_{UA} \leq (0,337 h - 0,81 d') b h f_{bu}$$

$$\mathbf{M_{UA}=680.21 \text{ Kn.m}}$$

$$N_u(d-d')-M_{UA}=\mathbf{127.66 \text{ Kn.m}}$$

$$(0,337 h - 0,81 d') b h f_{bu}=\mathbf{831.88\text{KN.m}}$$

$$\mathbf{127.66 \text{ Kn.m} < 831.88\text{KN.m}}$$

le calcul se fait par assimilation a la flexion simple avec M_{UA}

$$\mu_{bu}=\frac{M_{UA}}{bd^2f_{bu}}=0.0504 < \mu_1=0.395 \text{ donc } \mathbf{A'=0}$$

$$f_{st}=\frac{f_e}{\gamma_s}=348 \text{ MPA}$$

$$\alpha=0.0647$$

$$z=0.555\text{m}$$

$$A_1=6.6\text{cm}^2$$

On revient a la flexion composée

$$A=A_1-\frac{N_u}{f_{st}}=-36.4\text{cm}^2 < 0 \text{ donc le béton seul suffit}$$

$$A_{\min}=4.35\text{cm}^2$$

- **3^{ème} combinaison : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$ (accidentelle)**

$$\mathbf{350,29\text{Kn} \rightarrow 24.71\text{Kn.m}}$$

$e_G=7.05\text{cm} < 30\text{cm} \rightarrow N_u$ (compression) et C a l'intérieur de la section (SPC) avec la vérification de la condition suivante :

$$N_u(d-d')-M_{UA} \leq (0,337 h - 0,81 d') b h f_{bu}$$

$$\mathbf{M_{UA}=119.29\text{kn.m}}$$

$$N_u(d-d')-M_{UA}=\mathbf{69.94\text{Kn.m}}$$

$$(0,337 h - 0,81 d') b h f_{bu}=\mathbf{831.88\text{KN.m}}$$

$$\mathbf{69.94\text{Kn.m} < 831.88\text{KN.m}}$$

Le calcul se fait par assimilation a la flexion simple avec M_{UA}

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = 0.047 < \mu_l = 0.395 \text{ donc } A' = 0$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 0.06$$

$$z = 0.556 \text{ m}$$

$$A_1 = 5.36 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée

$$A = A_1 - \frac{N_U}{f_{st}} = -3.4 \text{ cm}^2 < 0 \text{ donc le béton seul suffit}$$

$$A_{min} = 3.78 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec **Amin du RPA99/v2003**

$$A_{RPA}^{min} = 26.4 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : soit **4HA20+8HA16=28.65 cm²**

Le tableau qui suit résume les sections de ferrailage du reste des poteaux de chaque étage

Tableau V-3: ferrailage longitudinale des poteaux les plus sollicités de chaque étage

niveaux	section (cm ²)	types de section	A _{calculé} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{min} ^{RPA} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
entre sol 3	60x55	SPC	-3.4	4.35	26.4	4Ø20+8Ø16 = 28.65
			-36.4			
			-21.7			
entre sol 2+1	55x55	SPC	-24.13	3.97	24.2	12Ø16 = 24.13
			-9.55			
			-2.47			
RDC + étage 1	55x50	SPC	-15.3	3.13	22	4Ø16+8Ø14 = 20.36
			-4.046			
			-1.627			
étage 2+3	50x50	SPC	-12.1	2.84	20	12Ø14 = 18.47
			-1.28			
			-0.578			
étage 4+5	50x45	SPC	-6.28	2.55	18	12Ø14 = 18.47
			-0.27			
			0.07			
étage 6	45x45	SPC	-1.24	2.28	16.2	12Ø14 = 18.47
			3.18			
			1.289			

V.1.4 Calcul de ferrailage transversal :

La section des armatures transversales est donnée par l'expression du RPA :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V}{h f_e}$$

V : l'effort tranchant de calcul

h : la hauteur de la section brute

f_e: contrainte d'acier

t : espacement des armatures transversales

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_{l_{\min}} ; 15 \text{ cm}) = \min(16 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$
- Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_l^{\min} = 24$

$$\rho : \text{coefficient correcteur} \rightarrow \begin{cases} \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b \text{ ou } h}$$

• Exemple de calcul

Soit le poteau du 3^{em} sous sol

L'effort tranchant qui revient aux poteaux qui soutiennent le voile de soutènement est excessivement important (V=382.01kn) devant les autres poteaux qui est de V= 52.94kn.

Pour cette raison, on propose de ferrailer chaque groupe avec sa propre sollicitation.

Poteaux qui soutiennent le voile de soutènement :

$$b=55\text{cm}, \quad h=60\text{cm}, \quad V=382.01, \quad \phi_l=16\text{mm}$$

$$l_f=0.7l_0=2.142\text{m}, \quad \lambda_g = 3.57 < 5 \text{ donc } \rho=3.75$$

$$A_t = t \cdot \frac{\rho_a V}{h f_e} = \begin{cases} \text{zone nodale: } 5.96\text{cm}^2 \\ \text{zone courante: } 8.95\text{cm}^2 \end{cases}$$

$3 < \lambda_g = 3.57 < 5$ donc le A_{\min} sera calculé par l'interpolation linéaire

$$A_{\min}=0.6125\%$$

$$A_{\min}=0.6125 \cdot 15.55/100=5.07\text{cm}^2 < 8.95\text{cm}^2$$

La solution qu'on propose pour les poteaux qui soutiennent le voile de soutènement c'est d'opter pour un espacement de **10cm** le long du poteau pour avoir une section égale a 5.96cm^2

Choix de l'armature soit **3 cadres de Ø12**.

Et pour les autres poteaux l'effort tranchant max et de 52.94 KN on le ferraille avec $A_{min}=5.07\text{cm}^2$ soit **3 cadres $\emptyset 12=6\text{HA}12=6.79\text{cm}^2$** avec un espacement de **10cm** en zone nodale et un espacement de **15cm** en zone courante

Pour Le reste des poteaux les sections seront résumées dans le tableau suivant

Tableau V-4: ferrailage transversale des poteaux

niveau	entre sol 2	entre sol 1	RDC	étage 1	étage 2	étage 3	étage 4	étage 5	étage 6
section (cm ²)	55x55	55x55	55x50	55x50	50x50	50x50	50x45	50x45	45x45
λ_g	3.89	3.89	3.89	3.89	4.284	4.284	4.284	4.284	4.76
V_{max} (kn)	225.98	108.34	76.44	70.48	66.53	64.29	56.75	52.16	41.11
l_f (m)	2.142	2.142	2.14	2.142	2.142	2.142	2.142	2.142	2.142
ρ	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
A_t (cm ²)	5.77	2.77	1.95	1.8	1.87	1.8	1.59	1.467	1.28
A_{min} (cm ²)	4.76	4.76	4.18	4.18	3.17	3.17	2.85	2.85	2.43
$A_{adopté}$ (cm ²)	6HA12 = 6.79	6HA12 = 6.79	6HA10 = 4.71	6HA10 = 4.71	6HA10 = 4.71	6HA10 = 4.71	6HA8 = 3.02	6HA8 = 3.02	6HA8 = 3.02

V.1.5 Vérification :

- le diamètre minimal des armatures transversales :

d'après le CBA93 Art.7.1.3. : $\emptyset_t \geq \frac{1}{3} \emptyset_l^{max}$

prenons le 3^{em} entre sol : $1/3 \times 20 = 6.67 < 12$

on remarque que $\emptyset_t^{min} = 8 > 1/3 \emptyset_l^{max} = 6.67$

donc pas la peine de faire les vérifications pour tous les étages

- vérification des contraintes

Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{lim} = 0.6 f_{c28} = 15\text{mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{\mu_t} \cdot y$$

$$y = y_c + C$$

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 + 15[-A(d - y)]$$

Etat limite de fissuration (contrainte dans l'acier)

$$\sigma_s = 15 \frac{N_s}{\mu_t} (d-y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ mpa}$$

les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous

Tableau V-5 : vérification des contraintes dans les poteaux

niveau	B (cm ²)	N (Kn)	M (kn.m)	type de section	C (m)	P (m ²)	q (m ³)	μ_t (m ³)	σ_{bc} (MPA)	σ_s (MPA)	observation
Entre sol 3	60x50	1704.2	75.15	SPC	0.34	-0.32	-0.089	0.29 1	5.96	86.78	vérifiée
Entre sol 2	55x55	1479.6 4	0.69	SPC	0.27	-0.19	-0.05	0.18 4	6.49	93.85	vérifiée
Entre sol	55x55	1295.5 7	1.88	SPC	0.27	-0.19	-0.05	0.18 4	5.69	82.27	vérifiée
RDC	55x50	1142.5 4	7.43	SPC	0.27	-0.18	-0.051	0.16 7	5.51	79.64	vérifiée
étage 1	55x50	953.65	11.01	SPC	0.28	-0.21	-0.055	0.18 2	4.42	63.93	vérifiée
étage 2	50x50	771.45	9.55	SPC	0.26	-0.17	-0.043	0.15 2	3.90	56.22	vérifiée
étage 3	50x50	594.79	10.63	SPC	0.26	-0.18	-0.045	0.15 9	2.94	42.45	vérifiée
étage 4	50x45	420.46	9.92	SPC	0.27	-0.18	-0.047	0.14 9	2.25	32.59	vérifiée
étage 5	50x45	254.69	6.82	SPC	0.27	-0.19	-0.049	0.15 3	1.35	19.52	vérifiée
étage 6	45x45	132.64	13.77	SPC	0.32	-0.30	-0.072	0.22 2	0.58	8.47	vérifiée

V.2 Etude des poutres :

V.2.1 Introduction :

Le calcul des poutres se fait en flexion simple, on détermine les moments fléchissant pour calculer le ferrailage longitudinales et les efforts tranchants pour calculer les armatures de transversales de cisaillement, les sollicitations donc sont déterminées à partir des combinaisons suivantes :

- **Fondamentales données par le BAEL 99**

$$\underline{\text{ELU}} : 1.35G + 1.5Q$$

$$\underline{\text{ELS}} : G + Q$$

- **Accidentelles données par le RPA99/V2003 :**

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \mp E$$

V.2.2 Ferrailage des poutres :

- **Les armatures longitudinales : Art 7.5.2.1 du RPA**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0.5\% b \times h$ en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% $b \times h$ En zone courante.

6% $b \times h$ En zone de recouvrement.

La longueur minimale des recouvrements est de :

$40 \phi_{\max}$ En zone IIa.

Avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- **Les armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $0.3\% s_t \times h$

Avec s_t : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$s_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi_l \right) \rightarrow \text{en zone nodale}$$

Avec : h : La hauteur de la poutre.

$$s_t \leq \frac{h}{4} \rightarrow \text{en dehors de la zone nodale}$$

La valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

- **Sollicitations et ferrailage longitudinale des poutres :**

Les sollicitations sont tirées du logiciel ROBOT :

$$\text{Avec : } A_{\min} = \begin{cases} 6\text{cm}^2 & \text{pour les poutres principales} \\ 4.5\text{cm}^2 & \text{pour les poutres secondaire} \end{cases}$$

- **Poutres principales**

les caractéristiques géométriques des poutres principales

b=30cm , h=40cm , d=37.5cm , e=2.5cm

Tableau V-6: sollicitation et ferrailage longitudinales des poutres principales

Niveau		ELU	ELS	ACC	Armatures	As (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
2 ^{em} entre sol	Mt (kn.m)	51.91	36.63	38.26	inférieur	4.2	3HA14Fil = 4.62
	Ma (kn.m)	-100.7	-71.18	-92.35	supérieur	8.5	3HA14Fil + 3HA14Ch=9.24
				56.49	inférieur	3.9	3HA14Fil = 4.62
1 ^{er} entre sol	Mt (kn.m)	51.99	36.69	39.39	inférieur	4.2	3HA14Fil = 4.62
	Ma (kn.m)	-99.05	-70.02	-111.82	supérieur	8.4	3HA14Fil + 3HA14Ch = 9.24
				76.87	inférieur	5.4	3HA14Fil + 2HA12Ch = 6.88
RDC	Mt (kn.m)	39.69	28.5	40.73	inférieur	3.2	3HA12Fil = 3.39
	Ma (kn.m)	-76.96	-55.11	-114.32	supérieur	8.3	3HA14F + 3HA14Ch = 9.24
				81.46	inférieur	5.7	3HA12Fil + 3HA12Ch = 6.79
Etage courant	Mt (kn.m)	35.67	25.86	37.43	inférieur	2.8	3HA12Fil = 3.39
	Ma (kn.m)	-86.78	-63.93	-113.92	supérieur	8.2	3HA14Fil + 3HA14Ch = 9.24
				74.86	inférieur	5.3	3HA12Fil + 2HA12Ch = 5.65
terrasse inaccessible	Mt (kn.m)	42.41	31.07	32.38	inférieur	3.4	3HA14Fil = 4.62
	Ma (kn.m)	-74.6	-54.38	-72.72	supérieur	6.1	3HA14Fil + 2HA12Ch = 6.88
				24.75	inférieur	1.7	At

La longueur du recouvrement :

$$L_r \geq 40.\phi = 40 \times 14 = 56\text{cm} \text{ soit } 60\text{cm}$$

- **Poutres secondaires**

les caractéristiques géométriques des poutres secondaires

b=30cm , h=30cm , d=27.5cm , e=2.5cm

Tableau V-7: sollicitations et ferrailage longitudinales des poutres secondaires

Niveau		ELU	ELS	ACC	Armatures	As (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
1 ^{er} + 2 ^{em} entre sol	Mt (kn.m)	21.27	15.67	22.36	inférieur	2.3	3HA12=3.39
	Ma (kn.m)	-65.59	-47.7	-49.71 44.71	supérieur inférieur	7.8 4.3	3HA14+3HA12=8.01 At+2HA12=5.65
RDC	Mt (kn.m)	12.35	8.99	26.97	inférieur	2.5	3HA12=3.39
	Ma (kn.m)	-59.39	-41.98	-57.73 53.94	supérieur inférieur	6.9 5.3	3HA14+3HA12=8.01 At+2HA12=5.65
Etage courant	Mt (kn.m)	18.44	13.38	27.925	inférieur	2.6	3HA12=3.39
	Ma (kn.m)	-57.42	-42.27	-59.64 55.85	supérieur inférieur	6.7 5.5	3HA14+2HA12=6.88 At+2HA12=5.65
terrasse inaccessible	Mt (kn.m)	9.12	6.6	22.73	inférieur	2.1	3HA12
	Ma (kn.m)	-26.75	-19.64	-49.06 45.45	supérieur inférieur	4.8 4.4	3HA12+2HA12=5.65 At+2HA12=5.65

Soit la longueur du recouvrement $\geq 40\phi = 56$

Soit $L_r = 60\text{cm}$

- **Ferrailage transversal des poutres :**

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_t^{\min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) \rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales : } \phi \leq \min(12; 11.4; 30) \\ \text{poutres secondaires : } \phi \leq \min(12; 8.57; 30) \end{cases}$$

Soit $\phi_t = 8\text{mm}$ et $A_t = 4\text{HA}8 = 2.1\text{cm}^2$ (**1cadre Ø8 + 1 étrier Ø8**)

- **Calcul des espacements :**

$$\text{Zone nodale : } St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi \right) \rightarrow St \leq \min(10 ; 14.4)$$

$$\text{Zone courante : } St \leq \frac{h}{2} = 20$$

$$\text{Soit } St = \begin{cases} \mathbf{10\text{cm}} & \text{en zone nodale} \\ \mathbf{15\text{cm}} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

$$A_{\min} = 0.003 \cdot St \cdot b = 1.35\text{cm}^2 < 2.01\text{cm}^2$$

V.2.3 Vérification nécessaires :

- **APELU :**

Vérification des contraintes tangentielles : (BAEL A.5.1,211)

$$\tau = \frac{V}{bd}$$

La contrainte tangentielle limite ultime :

$$\bar{\tau} = \min(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}) = \min(3.33 \text{ et } 5)$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ mpa}$$

Tableau V-8 : vérification des contraintes tangentielles

poutres	section (cm ²)	Vmax (kn)	τ (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	vérification
principales	30x37.5	172.08	1.527	3.33	vérifiée
secondaires	30x27.5	82.25	0.997	3.33	vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant aux abouts des poutres :**

Poutres principales :

$$A \geq \frac{\gamma_s \cdot V}{f_e} = \frac{172.08 \times 1.15 \times 1000}{400 \times 100} = 4.95 \text{ cm}^2 < A_{\min}(\text{aux appuis}) \dots \text{ vérifiée}$$

Poutres secondaires :

$$A \geq \frac{\gamma_s \cdot V}{f_e} = \frac{82.25 \times 1.15 \times 1000}{400 \times 100} = 2.36 \text{ cm}^2 < A_{\min}(\text{aux appuis}) \dots \text{ vérifiée}$$

- **AL'ELS :**

Etat limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Tableau V-9 : vérification des contraintes de béton

poutres		Mser (Kn.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (mpa)	condition
principales	Travée	36.69	61975	11.05	6.53	15	vérifiée
	Appuis	-71.18	103804	14.56	9.98	15	vérifiée
secondaires	Travée	15.67	24 452	8.11	5.2	15	vérifiée
	Appuis	-47.7	45 959	11.37	11.8	15	vérifiée

- **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$1. h \geq h_f = \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l$$

$$2. A \leq A_f = \frac{4,2.b.d}{f_e}$$

$$3. L < 8 \text{ m}$$

Poutres principales

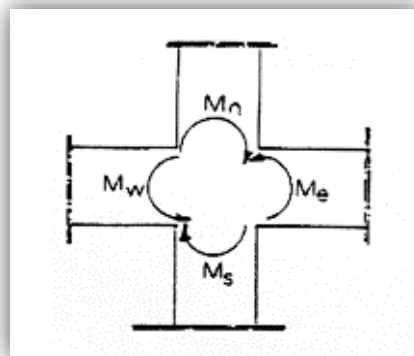
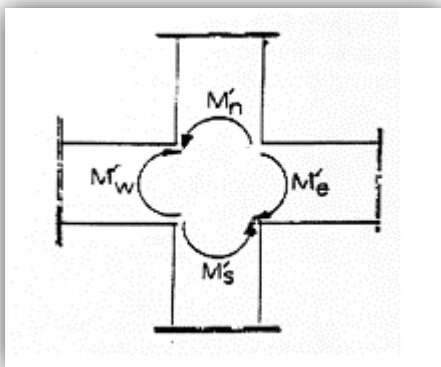
Tableau V-10 : Vérification de l'état limite de déformation

	h (cm)	b (cm)	l (m)	A (cm ²)	$\frac{4,2.b.d}{f_e}$ (cm ²)	l/16 (cm)	condition (1)	condition (2)	condition (3)
Pp	40	30	4.7	4.62	11.81	28.1	vérifiée	vérifiée	vérifiée
Ps	30	30	3.8	3.39	8.66	23.7	vérifiée	vérifiée	vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

- **Vérification des zones nodales :**

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le **RPA99/2003 (Article 7.6.2)** exige que :



$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25(|M_W| + |M_E|)$$

$$|M'_N| + |M'_S| \geq 1.25(|M'_W| + |M'_E|)$$

- **Détermination du moment résistant**

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

Des dimensions de la section du béton.

De la contrainte limite élastique des aciers.

De la quantité d'armatures dans la section.

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s; \text{ Avec } Z = 0.9h; \sigma_s = \frac{f_s}{\lambda_s} = 348 \text{ Mpa.}$$

- **Les poteaux :**

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivants

Tableau V-11: les moments résistants dans les poteaux

niveau	section (cm ²)	h (m)	Z (m)	A (cm ²)	σ_s (mpa)	Mr (kn.m)
3 ^{ème} entre sol	60x55	0.55	0.468	10.3	348	167.75
2 ^{ème} entre sol	55x55	0.55	0.468	10.3	348	167.75
1 ^{er} entre sol	55x55	0.55	0.468	10.3	348	167.75
RDC	55x50	0.50	0.423	8.04	348	118.35
étage 1	55x50	0.50	0.423	8.04	348	118.35
étage2	50x50	0.50	0.423	7.10	348	104.51
étage 3	50x50	0.50	0.423	7.10	348	104.51
étage 4	50x45	0.45	0.378	4.52	348	59.45
étage 5	50x45	0.45	0.378	4.52	348	59.45
étage 6	45x45	0.45	0.378	4.52	348	59.45

- **Les poutres :**

1. **Les poutres principales :**

Les résultats des moments résistants dans les poutres sont illustrés dans le tableau suivant

Tableau V-12: les moments résistants dans les poutres principales

niveau	section (cm ²)	h (m)	Z (m)	A ^{inf} (cm ²)	A ^{sup} (cm ²)	σ_s (mpa)	Mr ^{inf} (kn.m)	Mr ^{sup} (Kn.m)
2 ^{ème} entre sol	40x30	0.4	0.3375	4.62	9.24	348	54.26	108.52
1 ^{er} entre sol	40x30	0.4	0.3375	6.88	9.24	348	80.80	108.52
RDC	40x30	0.4	0.3375	6.79	9.24	348	79.74	108.52
étage 1	40x30	0.4	0.3375	5.65	9.24	348	66.36	108.52
étage2	40x30	0.4	0.3375	5.65	9.24	348	66.36	108.52
étage 3	40x30	0.4	0.3375	5.65	9.24	348	66.36	108.52
étage 4	40x30	0.4	0.3375	5.65	9.24	348	66.36	108.52
étage 5	40x30	0.4	0.3375	5.65	9.24	348	66.36	108.52
étage 6	40x30	0.4	0.3375	4.62	6.88	348	54.26	80.80

Vérification des nœud vis-à-vis des moments fléchissant :

Tableau V-13: vérification des nœuds

niveau	Mn+MS	1.25(Me+Mw)	observation
2 ^{èm} entre sol	335.5	203.475	vérifiée
1 ^{er} entre sol	335.5	236.650	vérifiée
RDC	286.1	237.325	vérifiée
étage 1	236.7	218.600	vérifiée
étage2	222.86	218.600	vérifiée
étage 3	209.02	218.600	non vérifiée
étage 4	163.96	218.600	non vérifiée
étage 5	118.9	218.600	non vérifiée
étage 6	118.9	168.825	non vérifiée

On remarque que les moments résistants n'ont pas satisfait la condition de RPA

La solution qu'on propose est :

D'augmentes la section d'acier a partir de RDC :

Pour que la condition de RPA soit vérifier on optes pour les sections d'armatures suivantes :

- Entre sol 1+2+3 : $4\emptyset 20+8\emptyset 16 = 28.65\text{cm}^2$
- RDC jusqu'au 5^{èm} étage : $4\emptyset 20+8\emptyset 14 = 24.89\text{cm}^2$
- 6^{èm} étage : $4\emptyset 16+8\emptyset 14 = 20.36\text{cm}^2$

Les nouveau moments résistants dans les poteau sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau V-14: les moments résistants dans les poteaux

niveau	section (cm ²)	h (m)	Z (m)	A (cm ²)	σ_s (mpa)	Mr (kn.m)
3 ^{ème} entre sol	60x55	0.55	0.468	10.3	348	167.75
2 ^{èm} entre sol	55x55	0.55	0.468	10.3	348	167.75
1 ^{er} entre sol	55x55	0.55	0.468	10.3	348	167.75
RDC	55x50	0.50	0.423	9.33	348	137.34
étage 1	55x50	0.50	0.423	9.33	348	137.34
étage2	50x50	0.50	0.423	9.33	348	137.34
étage 3	50x50	0.50	0.423	9.33	348	137.34
étage 4	50x45	0.45	0.378	9.33	348	122.73
étage 5	50x45	0.45	0.378	9.33	348	122.73
étage 6	45x45	0.45	0.378	7.1	348	93.39

- Re vérification des moments résistants dans les poteaux-poutres principales :

Tableau V-15 : Vérification des moment résistants poteaux poutres

niveau	Mn+MS	1.25(Me+Mw)	observation
2 ^{em} entre sol	335.5	203.475	vérifiée
1 ^{er} entre sol	335.5	236.650	vérifiée
RDC	305.09	237.325	vérifiée
étage 1	274.68	218.600	vérifiée
étage2	274.68	218.600	vérifiée
étage 3	274.68	218.600	vérifiée
étage 4	260.46	218.600	vérifiée
étage 5	245.46	218.600	vérifiée
étage 6	216.12	168.825	vérifiée

- Vérification de la condition poteaux-poutre secondaires

On calcul d'abord les moment résistants dans les poutres secondaires :

Tableau V-16: les moments résistants dans les poutres secondaires

niveau	section (cm ²)	h (m)	Z (m)	A ^{inf} (cm ²)	A ^{sup} (cm ²)	σs (mpa)	Mr ^{inf} (kn.m)	Mr ^{sup} (Kn.m)
2 ^{em} entre sol	30x30	0.3	0.2475	5.65	8.01	348	48.66	68.99
1 ^{er} entre sol	30x30	0.3	0.2475	5.65	8.01	348	48.66	68.99
RDC	30x30	0.3	0.2475	5.65	8.01	348	48.66	68.99
étage 1	30x30	0.3	0.2475	5.65	6.88	348	48.66	59.26
étage2	30x30	0.3	0.2475	5.65	6.88	348	48.66	59.26
étage 3	30x30	0.3	0.2475	5.65	6.88	348	48.66	59.26
étage 4	30x30	0.3	0.2475	5.65	6.88	348	48.66	59.26
étage 5	30x30	0.3	0.2475	5.65	6.88	348	48.66	59.26
étage 6	30x30	0.3	0.2475	5.65	5.65	348	48.66	48.66

On doit vérifiée la condition du RPA poteaux-poutres secondaires .

La vérification est récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau V-17: vérification des nœuds.

niveau	Mn+MS	1.25(Me+Mw)	observation
2 ^{em} entre sol	335.5	147.1	vérifiée
1 ^{er} entre sol	335.5	147.1	vérifiée
RDC	305.09	147.1	vérifiée
étage 1	274.68	134.9	vérifiée
étage2	274.68	134.9	vérifiée
étage 3	274.68	134.9	vérifiée
étage 4	260.46	134.9	vérifiée
étage 5	245.46	134.9	vérifiée
étage 6	216.12	121.65	vérifiée

Tableau V-18: disposition constructive dans les poteaux

armature longitudinale	
poteau 60x55	
Poteau 55x55	
Poteau 55x50	
Poteau 50x50	

Poteau 50x45	
Poteau 45x45	

Tableau V-19 : disposition constructives dans les poutres

2 ^{em} Entre Sol	
Travée	Appuis
3T14 	3t14 Fil + 3T14 Chap
1 ^{er} Entre Sol	
Travée	Appuis

Terrasse inaccessible	
Travée	Appuis
<p>3T14</p> <p>4T8</p> <p>3T14</p>	<p>3T14 Fil+2T12Chap</p> <p>3T14</p>

V.3 Étude des voiles de contreventement :

Le RPA99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant 4 niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone **IIa** (moyenne sismicité) Les combinaisons de calcul à prendre sont les suivants :

$$\text{ELU} : 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

$$\text{ELA} : \begin{cases} G + Q \mp E \\ 0.8G \mp E \end{cases}$$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations suivant :

$$\begin{cases} M^{\max} \rightarrow N_{\text{corr}} \\ N^{\max} \rightarrow M_{\text{corr}} \\ N^{\min} \rightarrow M_{\text{corr}} \end{cases}$$

V.3.1 Recommandation RPA :

- **Armatures verticales :**

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

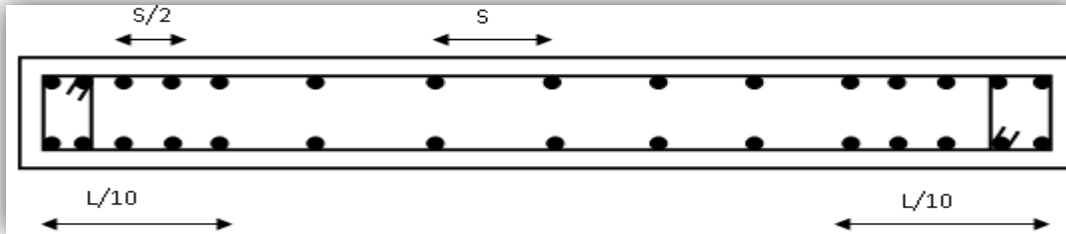
$$A_{\min} = 0.2\% \cdot L_r \cdot e$$

e : l'épaisseur du voile

L_r : la longueur de la zone tendue du voile

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile .

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{L}{10}$ de la longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15cm. Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.



- **Armatures horizontales**

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur égale à : $10 \times \phi$

- **Armatures transversales :**

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, Elles sont en nombre de **4** épingles par **1m²** au moins.

- **Armatures horizontales :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante : $A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}$ avec $V = 1,4V_u$

- **Règles communes aux armatures verticales et horizontales**

Le pourcentage minimal d'armatures est de :

$$A_{\min} = 0.15\% \times e \times h \quad \text{dans la zone extrême de voile.}$$

$$A_{\min} = 0.10\% \times e \times h \quad \text{dans la zone courante du voile.}$$

Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

$$\text{L'espacement } S_r = \min \left(1.5 \times e ; 30cm \right) \text{ avec } e : \text{ épaisseur du voile.}$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m². Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40ϕ : pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

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

V.3.2 Ferrailage des voiles :

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrailés sous un effort normal « N » et un moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du logiciel ROBOT :

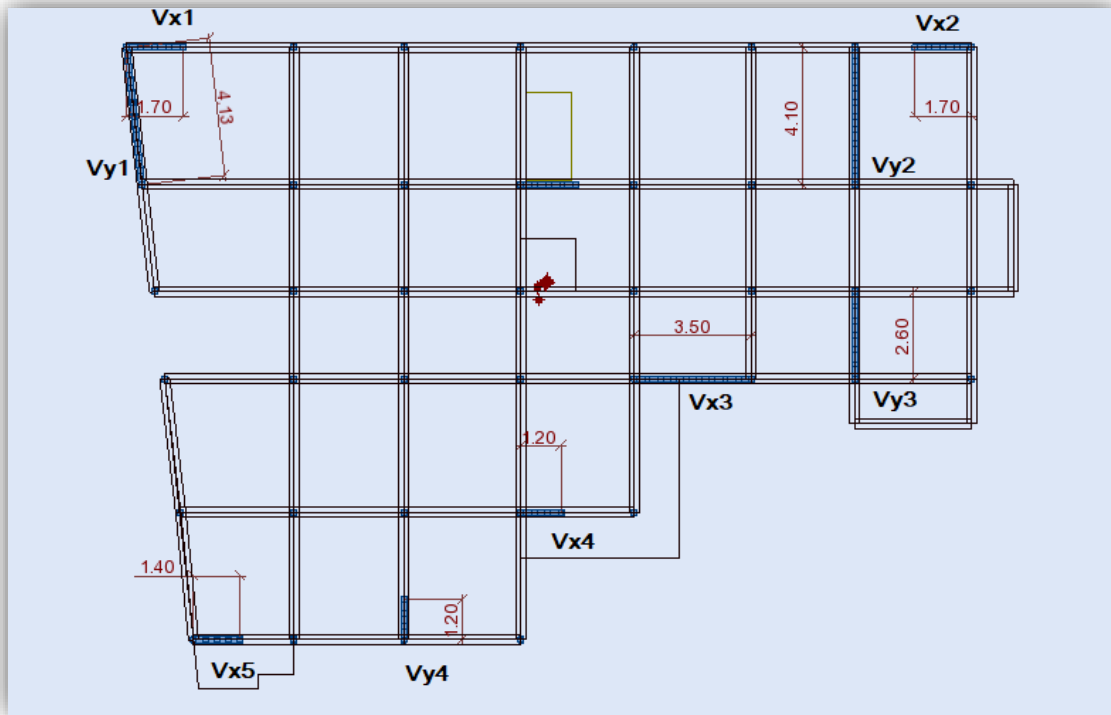


Figure V-1 : emplacements et cotations des voiles

Exemple de calcul : voile Vx1

$$N = -718.08 \text{ kn (traction)}$$

$$M = 271.47 \text{ kn.m}$$

Calcul des contraintes dans le voile :

$$\sigma = \frac{N}{S} \mp \frac{M}{I} y$$

$$S = 0.15 * 1.7 = 0.255 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0.15 * 1.7^3}{12} = 0.0614 \text{ m}^4$$

$$\sigma = \begin{cases} \sigma^+ = 0.94 \text{ MN/m}^2 \\ \sigma^- = -6.57 \text{ MN/m}^2 \end{cases}$$

c'est une section partiellement comprimée

le Calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec Mua

$$M_{ua} = M_u + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 271.47 - 718.08(1.65 - 0.85)$$

$$M_{ua} = -303 \text{ kn.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.052$$

$$z = 1.61 \text{ m}$$

$$A = \frac{303 \cdot 10}{1.61 \cdot 348} + \frac{718.07 \cdot 10}{348} = 26.03 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures horizontales :

$V = 110.36 \text{ kn}$ doit être majoré de 40% selon le RPA

Donc $\bar{V} = 1.4V = 154.5 \text{ kn}$

$$\tau = \frac{154.5}{0.15 \cdot 1.65} = 0.624 \text{ mpa} < \bar{\tau} = 0.2 f_c = 28 = 5 \text{ mpa}$$

on fixe l'espacement s_t : soit $s_t = 20 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{s_t \cdot \gamma_s \cdot \tau \cdot e}{0.9 f_e} = 0.52 \text{ cm}^2$$

- **Les voiles suivants X :**

Les tableaux suivants résument les sollicitation et le ferrailages des voiles suivant X
résumé les sollicitation et le ferrailages des voiles suivant X

Tableau V-20: résumé du ferrailages des voiles V_{x1} et V_{x2}

Voile V_{x1} et V_{x2}			
niveau	Entre sol 3,2,1	RDC, étage 1+2	Etage 3,4,5,6
L (m)	1.7	1.7	1.7
e(cm)	15	15	15
M (kn.m)	271.47	106.76	66,98
N (kn)	-718.08	378.4	332,89
V (kn)	110.36	93.37	66,98
τ (mpa)	0.605	0.38	0.367
$\bar{\tau}$ (mpa)	5	5	5
Lt (m)	1.51	0.962	0
A(tendue) (cm ²)	26.03	0	0
A_{\min} (tendue) (cm ²)	4.53	2.89	/
A_{\min} (cm ²)	3.825	3.825	3.825
A(adoptée) (cm ²)	33.88	17.38	17.38
nombre de barre totale	22 T14	22T10	22T10
St (cm)	20	20	20
Ah (cm ²)	0.52	0.32	0.31
Ah _{min} (cm ²)	2.25	2.25	2.25
Ah _{adopté}	2HA10	2HA10	2HA10

Tableau V-21: résumé des sollicitations et ferrailages des voiles Vx3

Voile Vx3			
niveau	Entre sol 3,2,1	RDC, étage 1+2	Etage 3,4,5,6
L (m)	3.5	3.5	3.5
e(cm)	15	15	15
M (kn.m)	1372.96	394.25	298.3
N (kn)	936.27	712.70	429.95
V (kn)	283.78	397.73	165.64
τ (mpa)	0.77	0.715	0.44
$\bar{\tau}$ (mpa)	5	5	5
Lt (m)	1.05	0	0
A(tendue) (cm ²)	0	0	0
A _{min} (tendue) (cm ²)	3.16	/	/
A _{min} (cm ²)	7.88	7.88	7.88
A(adoptée) (cm ²)	34.76	34.76	34.76
nombre de barre totale	44T10	44T10	44T10
St (cm)	20	20	20
Ah (cm ²)	0.64	0.59	0.37
Ah _{min} (cm ²)/m	2.25	2.25	2.25
Ah _{adopté} /st	2T10	2T10	2T10

Tableau V-22: résumé des sollicitations et ferrailages des voiles Vx4

Voile Vx4			
niveau	Entre sol 3,2,1	RDC, étage 1+2	Etage 3,4,5,6
L (m)	1.2	1.2	1.2
e(cm)	15	15	15
M (kn.m)	95.95	49	11.53
N (kn)	188.64	479.8	251.22
V (kn)	50.64	50.08	31.54
τ (mpa)	0.28	0.28	0.175
$\bar{\tau}$ (mpa)	5	5	5
Lt (m)	0.36	0	0
A(tendue) (cm ²)	0	0	0
A _{min} (tendue) (cm ²)	1.08	1.08	1.08
A _{min} (cm ²)	2.7	2.7	2.7
A(adoptée) (cm ²)	14.14	14.14	14.14
nombre de barre totale	18HA10	18HA10	18HA10
St (cm)	20	20	20
Ah (cm ²)	0.2	0.2	0.2
Ah _{min} (cm ²)/m	2.25	2.25	2.25
Ah _{adopté} /m	2T10	2T10	2T10

Les tableaux suivants résument le calcul des ferrailages des voiles suivant Y

Tableau V-23: résumé du calcul des ferrailages du voile Vy1

Voile Vy1			
niveau	Entre sol 3,2,1	RDC, étage 1+2	Étage 3,4,5,6
L (m)	4.12		Le ferrailage du voile Vy1 est le même dans tous les niveau
e(cm)	15		
M (kn.m)	2564.39		
N (kn)	1828.78		
V (kn)	1135.62		
τ (mpa)	2.57		
$\bar{\tau}$ (mpa)	5		
Lt (m)	1.05		
A(tendue) (cm ²)	0		
A _{min} (tendue) (cm ²)	3.15		
A _{min} (cm ²)	9.27		
A(adoptée) (cm ²)	30.02		
nombre de barre totale	38T10		
St (cm)	20		
Ah (cm ²)	2.08		
Ah _{min} (cm ²)/m	2.25		
Ah _{adopté} /m	2T10		

Tableau V-24: résumé du calcul des ferrailages du voile Vy2

Voile Vy2			
niveau	Entre sol 3,2,1	RDC, étage 1+2	Étage 3,4,5,6
L (m)	4.1		Le ferrailage du voile Vy1 est le même dans tous les niveau
e(cm)	15		
M (kn.m)	2980		
N (kn)	1016.79		
V (kn)	1183.71		
τ (mpa)	2.73		
$\bar{\tau}$ (mpa)	5		
Lt (m)	1.57		
A(tendue) (cm ²)	7.48		
A _{min} (tendue) (cm ²)	4.71		
A _{min} (cm ²)	9.22		
A(adoptée) (cm ²)	41.08		
nombre de barre totale	52T10		
St (cm)	20		
Ah (cm ²)	2.27		
Ah _{min} (cm ²)/m	2.25		
Ah _{adopté} /m	2T10		

Tableau V-25: Tableau V 21: résumé du calcul des ferrillages du voile Vy3

Voile Vy3			
niveau	Entre sol 3,2,1	RDC, étage 1+2	Étage 3,4,5,6
L (m)	2.6		
e(cm)	15		
M (kn.m)	1047,15		
N (kn)	1188.05		
V (kn)	366,56		
τ (mpa)	1.368		
$\bar{\tau}$ (mpa)	5		
Lt (m)	0.66		
A(tendue) (cm ²)	0		
A _{min} (tendue) (cm ²)	1.98		
A _{min} (cm ²)	5.85		
A(adoptée) (cm ²)	26.86		
nombre de barre totale	34T10		
St (cm)	20		
Ah (cm ²)	1.14		
Ah _{min} (cm ²)/m	2.25		
Ah _{adopté} /m	2T10		

Le ferrailage du voile Vy1 est le même dans tous les niveau

Tableau V-26: Tableau V 21: résumé du calcul des ferrillages du voile Vy4

Voile Vy4			
niveau	Entre sol 3,2,1	RDC, étage 1+2	Étage 3,4,5,6
L (m)	2.1		
e(cm)	15		
M (kn.m)	171.29		
N (kn)	-135.24		
V (kn)	47.96		
τ (mpa)	1.01		
$\bar{\tau}$ (mpa)	5		
Lt (m)	0.505		
A(tendue) (cm ²)	5.77		
A _{min} (tendue) (cm ²)	1.51		
A _{min} (cm ²)	2.7		
A _{adopté} (cm ²)	14.22		
nombre de barres	18T10		
St (cm)	20		
Ah (cm ²)	0.84		
Ah _{min} (cm ²)/m	2.25		
Ah _{adopté} /St	2T10		

Le ferrailage du voile Vy1 est le même dans tous les niveau

La disposition des armatures dans les voiles est détaillée dans la figure suivantes

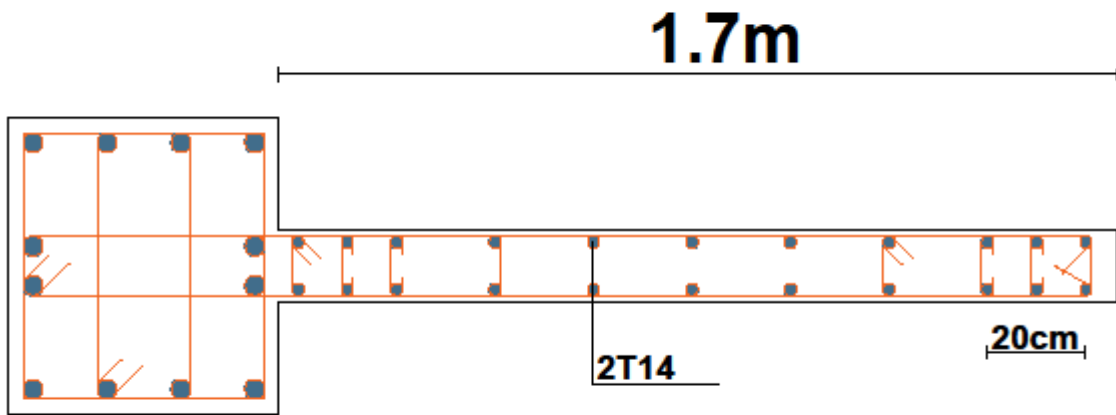


Figure V-2: Schéma de ferrailage de voile de contreventement

VI. Etude de l'infrastructure

VI.1 Les fondations :

- **Introduction :**

Dans les constructions anciennes, les murs étaient supportés :

- directement par le sol dans les terrains rocheux .
- par une assise constituant un élargissement du mur sur les sols moins résistants (semelle).

Le choix de la solution était affaire d'expérience.

Maintenant que l'on sait déterminer, compte tenu des coefficients de sécurité :

- la charge apportée par un poteau ou un mur.
- la charge que peut supporter un sol pour ne pas avoir de déformation susceptibles.

La semelle est dimensionnée en plan par le rapport de la charge sur la contrainte que peut supporter le sol.

Sa hauteur peut être dimensionnée par la seule condition de résistance, on obtient généralement une semelle de faible hauteur. L'inconvénient de ce choix est de concentrer la réaction du sol en partie centrale de la semelle et de diminuer le rôle de son pourtour, car la déformation du sol au centre est plus élevée qu'à la périphérie.

Si en revanche la semelle est rigide, on peut considérer que la contrainte sur le sol est pratiquement constante, on utilise au mieux toute la surface de contact de la semelle. Dans ce cas, on peut considérer que la transmission de la charge du poteau ou du voile se fait par une succession de bielles équilibrées par la réaction du sol est des armatures de tractions situées en partie inférieure .

VI.1.1 Le choix de types de fondation :

Le choix de type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- la capacité portante du sol
- les charges transmises au sol
- les distances entre les éléments porteurs poteaux et voiles .

Dans notre cas le rapport géotechnique nous a donné la contrainte admissible des sols de fondation qui est de **2.4 bars = 0.24MPa**

$$\bar{\sigma} = 2.4 \text{ bars} ; \quad C=0.3 \text{ bar} ; \quad \varphi=34^\circ ; \quad \gamma_h = 21 \text{ kn/m}^3$$

Les fondations superficielle sont dimensionnées selon les combinaisons suivantes :

Selon le **RPA99/V2003 Art 10.1.4.1.**

$$G+Q+E$$

$$0.8G+E$$

Ainsi les combinaisons ELU et ELS données par le BAEL91

- *Vérification du mode des semelles :*

- **Semelle isolée :**

Le poteau le plus sollicité transmet un effort normal à l'ELS de **P=1704.27KN**

$$\frac{P}{S} \leq \bar{\sigma}$$

S : la surface de la semelle

S=AxB (semelle rectangulaire)

Dans le cas général, on choisit les dimensions de la semelle (A, B) de telle sorte qu'elle soit homothétique du poteau (a, b), Supposons que $A \leq B$ et $a \leq b$

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \rightarrow A=B \cdot \frac{a}{b}$$

A.N :

$$\frac{1704.27}{240} \leq B^2 \cdot \frac{55}{60} \rightarrow B \geq 2.78m$$

Soit : **B=2.8m** et **A=2.6m**

On remarque que La largeur de la semelle B dépasse la plus petite distance entre les poteau

- **Semelle filante :**

Soit la semelle la plus sollicitée :

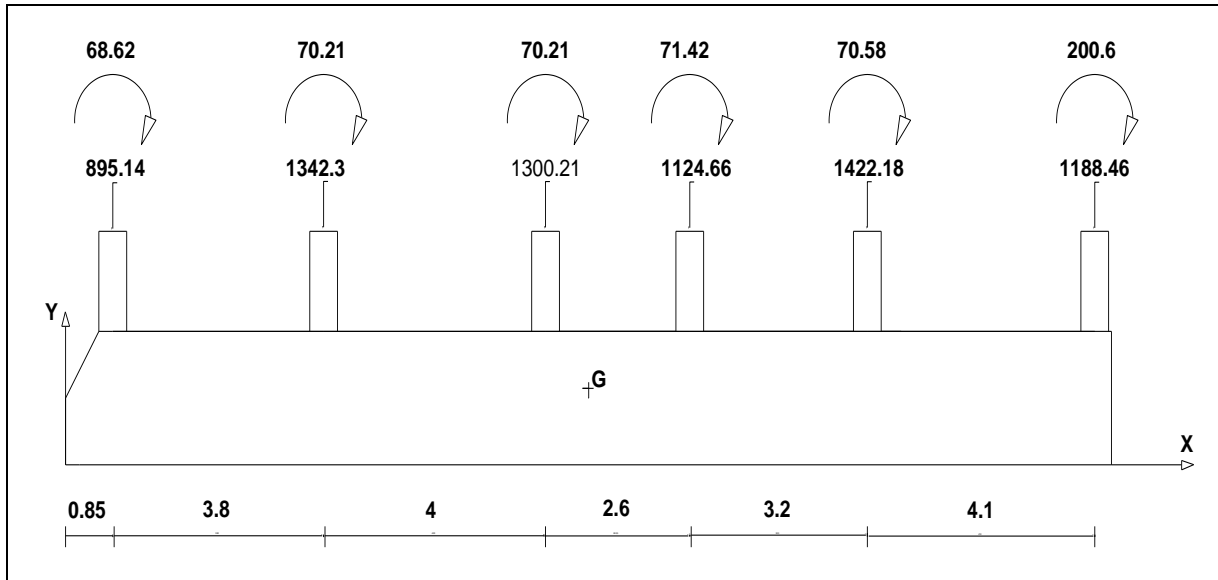


Figure VI-1:semelle sous fil de poteau

Dimensionnement :

Effort normal Total : $N_T = \sum N_i = 7273.95 \text{ Kn}$

Moment fléchissant total : $M_T = M_{ZT} + N_T \cdot e_0$

$$M_{ZT} = \sum M_i = 501.63 \text{ Kn.m}$$

Calcul de l'abscisse d'application de l'effort normal total

$$X_0 = \frac{\sum N_i \cdot d_i}{N_T} = 10.10 \text{ m}$$

$$e_0 = 10.11 - \frac{18.55}{2} = 0.825 \text{ m}$$

$$e_G = \frac{M_{ZT}}{N_T} = \frac{501.63}{7273.95} = 0.069 \text{ m}$$

$$M_0 = N_T \cdot e_0 = 6001 \text{ Kn.m}$$

$$M_T = 6001 + 501.63 = 6501.63 \text{ kn.m}$$

$$e_T = 0.825 + 0.069 = 0.894 \text{ m}$$

on va utiliser le modèle de Meyerhof pour dimensionner la semelle, prenons le poids propre en considération :

$$P_p = \gamma_m * D * L * B$$

$$\gamma_m = \frac{\gamma_b + \gamma_h}{2} = \frac{25 + 21}{2} = 23 \text{ kn/m}^3$$

$$D = 2 \text{ m}$$

$$P_p = 23 * 2 * 18.55 * B = 853.3B$$

Le modèle de Meyerhof :

$$q_{\text{ref}} = \frac{N}{(B - 2ex)(L - 2ey)} \leq \bar{\sigma}$$

$$A.N : \frac{7273.95 + 853.3B}{B(18.85 - 2 * 0.894)} \leq \bar{\sigma} = 240$$

$$B \geq \frac{7273.95}{3241.58} = 2.25 \text{ m}$$

Soit **B = 2.3m**

Remarque : si on opte pour des semelles filantes de $b = 2.3\text{m}$, la surface totale des semelles est de 263.12 m^2 , elle représente plus de 80% de la surface totale du bâtiment. Pour des raisons pratiques, on préfère d'opter pour un radier.

VI.2 Etude du Radier :

Introduction :

Le type de radier qu'on a choisi est le radier nervuré.

L'ensemble se calcule comme un plancher renversé chargé uniformément.

VI.2.1 Le pré-dimensionnement du Radier :

-la hauteur des nervures : « h »

$$h \geq \frac{L}{10} \rightarrow h \geq \frac{5}{10} = 0.5 \text{ m}$$

-L'épaisseur de la dalle : « h₀ »

$$h_0 \geq \frac{L}{20} = \frac{5}{20} = 0.25 \text{ m}$$

-condition de rigidité :

$$L \leq \frac{\pi}{2} l_e$$

Avec L_e : la longueur élastique donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{K * b}}$$

K : coefficient d'élasticité du sol ; E : module de Young du béton (
 $E=3.2 \times 10^4 \text{ Mpa}$)

I : moment d'inertie du radier

b : largeur du panneau le plus sollicité

$$\text{soit : } h_t \geq \sqrt[3]{\frac{4 \cdot L^4 \cdot K}{E \cdot \pi^4}} = 1.04 \text{ m}$$

$$h_t = h + h_0 = 50 + 30 = 80 < 1.04$$

donc soit $h_t = 1.10 \text{ m}$ (hauteur totale des nervures)

$h_0 = 40 \text{ cm}$ (hauteur du radier)

VI.2.2 calcul de la surface du radier a L'ELS :

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N}{\sigma}$$

N : le poids total revenant sur le radier y compris son poids propre

σ : la contrainte du sol : $\sigma = 240 \text{ Kpa}$

$$N = N_{\text{pp}} + N_s$$

$$N_{\text{pp}} = N(\text{remblai}) + N(\text{nervure}) + N(\text{dalle})$$

A.N :

$$N_{\text{remb}} = S \cdot \gamma \cdot h_0 = 303.01 \cdot 0.4 \cdot 18 = \mathbf{2181.672 \text{ kn}}$$

$$N_{\text{nerv}} = L_{\text{nerv}} \cdot (b \cdot h) \cdot 25 = 236.56 \cdot 0.6 \cdot 0.7 \cdot 25 = \mathbf{2483.88 \text{ kn}}$$

$$N_{\text{dalle}} = 0.4 \cdot 25 \cdot 327.94 = \mathbf{3279.4 \text{ Kn}}$$

$$N_{\text{pp}} = 2483.88 + 3279.4 + 2181.672 = \mathbf{7944.95 \text{ kn}}$$

$$N = N_s + N_{\text{pp}} = 48814.71 + 7944.95 = \mathbf{56759.66 \text{ KN}}$$

Après avoir calculer le poids total de la structure on peut donc déduire la surface du radier

$$S_{\text{rad}} > \frac{56759.66}{240} = 236.5 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 327.94 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 236.5 \text{ m}^2$$

On aura donc un radier sans débord

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} = 327.94 \text{ m}^2$$

VI.2.3 Les vérifications nécessaires :

- Vérification au poinçonnement :

Il faut vérifier que

$$N_u \leq 0.045 * U_c * h_t * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : L'effort normal a L'ELU : $N_u = 2639,59$ kn

$$U_c = 2 * (a + h_t + b + h_t) = 2 * (0.6 + 1.1 + 0.55 + 1.1) = 6.7 \text{ m}$$

$$N_u = 2639,59 < 0.045 * 6.7 * 1.1 * \frac{25000}{1.5} = 5527.5 \dots \text{ Pas risque de poinçonnement}$$

- Vérification au cisaillement :

$$\tau = \frac{V_u}{b * d} < \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28} ; 3 \text{ Mpa}) = 2.5$$

$$V_u = \frac{N_u * L * b}{2 * S}$$

N_u : le poids total de la structure

$$N_u = 1.35 * N_{\text{remblai}} + N_{\text{elu}} = 87125.26 \text{ Kn}$$

$$V_u = 664.19 \text{ kn} \rightarrow \tau = \frac{664.19}{1 * 0.9 * 0.4} = 1845 \text{ kn/m}^2 = 1.845 \text{ Mpa}$$

On remarque que $\tau < \bar{\tau} \dots$ pas risque de cisaillement

- Vérification des contrainte dans le sol :

On doit vérifier la condition suivante

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \sigma_{\text{sol}} = 240 \text{ Kpa}$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} y$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} y$$

les contraintes a L'ELS dans le radier sont montrés dans la figure suivantes

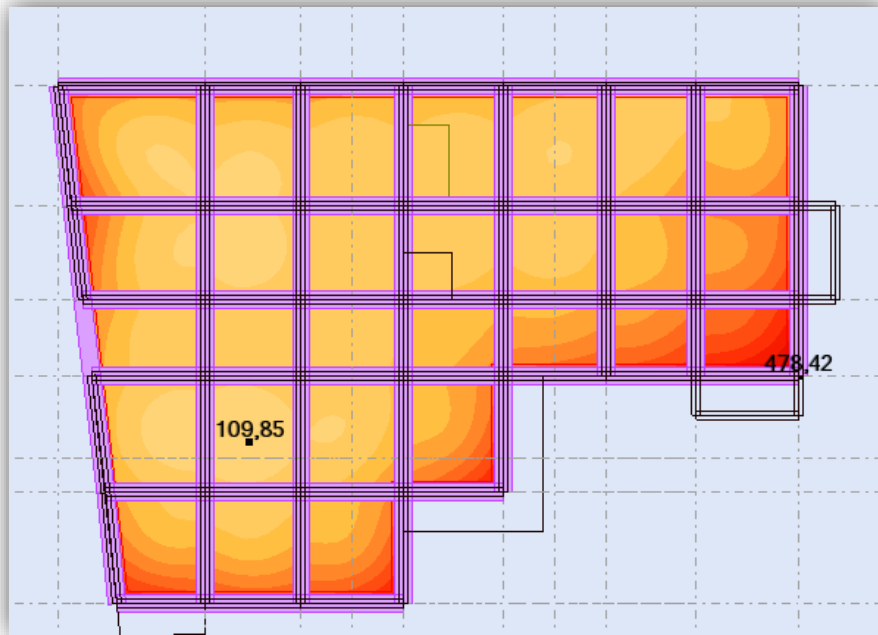


Figure VI-2:contraintes dans le radier sans débords

$$\sigma_{\text{moyenne}} = \frac{3 \cdot 478,42 + 109,85}{4} = 386,27 > \overline{\sigma}_{\text{els}} = 240 \text{ ..n'est pas vérifiée}$$

pour que sa vérifie on va faire un débord de 80cm

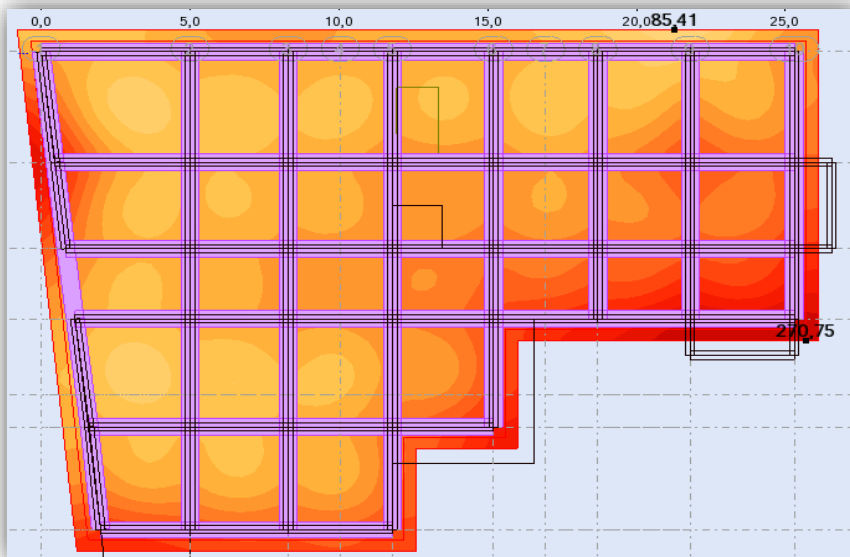


Figure VI-3:contraintes dans le radier avec un débord de 80cm

La contrainte moyenne vaut :

$$\sigma_{\text{moyenne}} = \frac{3 \cdot 270.75 + 85.41}{4} = 224.4 \frac{\text{kn}}{\text{m}^2} < \overline{\sigma}_{\text{els}} = 240 \frac{\text{kn}}{\text{m}^2} \dots \text{condition vérifiée}$$

• **Vérification au renversement :**

Selon le **RPA99/V2003 Art 10.1.5.** quelque soit le type de fondations on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales et des forces sismique reste a l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondations résistant au renversement

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

M : le moment de renversement (voir l'annexe)

N : le poids total de la structure

Tableau VI-1:L'excentricité du au moment de renversement

direction	N (kn)	M _{renv} (kn.m)	e (m)
suitant X	58827.88	44012.6	0.75
suitant Y	58827.88	73214.02	1.25

$$\frac{B}{4} = \begin{cases} \frac{Lx}{4} = 6.32m > 0.75m \\ \frac{Ly}{4} = 4.42m > 1.25m \end{cases} \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

• **Vérification de la poussée hydrostatique :**

Il faut vérifier la résistance du radier a la poussée hydrostatique ou bien la poussée d'Archimède par la relation suivante :

$$N \geq F_s \cdot H \cdot S_{\text{radier}} \cdot \gamma_w$$

$F_s = 1.5$ (coefficient de sécurité)

S : la surface du radier

γ_w : Le poids volumique de l'eau = 10Kn/m^3

H : hauteur d'ancrage du bâtiment

$$F_s \cdot H \cdot s \cdot \gamma_w = 12245.1 \text{kn} < W = 57787.34 \text{kn} \dots \text{la condition est vérifiée}$$

- Ferraillage du radier

La Dalle du radier

Le radier est soumis a la réaction de sol qui est généralement prise

$$R = \frac{Nu}{S} = \frac{85322,50}{408,17} = 209.04 \text{ kn/m}^2$$

Mais si on prend compte de L'excentricité la contrainte est d'une forme trapézoïdale. Donc pour le calcul manuel on prends la contrainte moyenne, c'est le cas le plus défavorable et le plus logique.

On prend direct celle du logiciel ROBOT c'est la plus défavorable

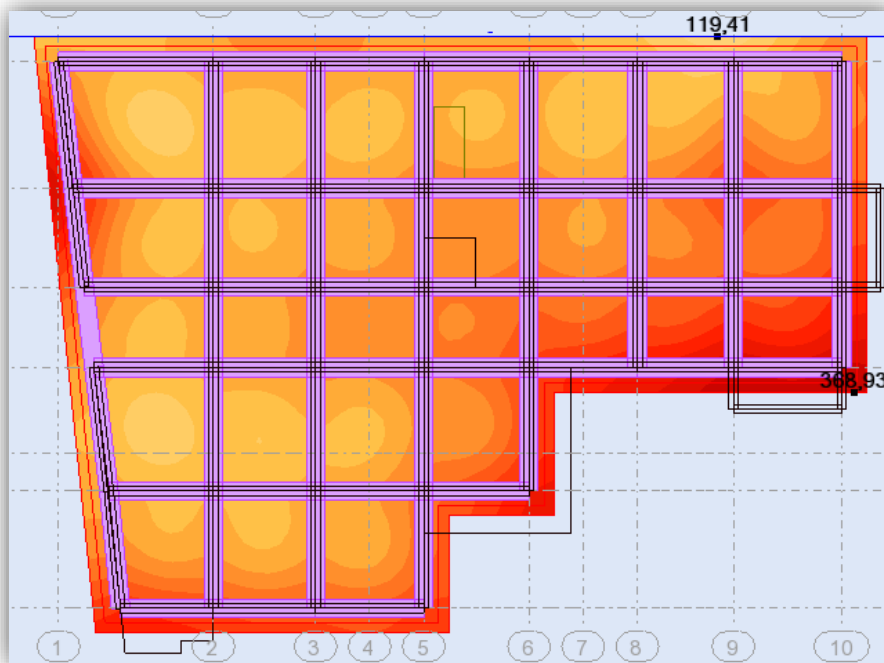


Figure VI-4: contrainte dans le radier a L'ELU

$$\sigma_{\text{moyenne}} = \frac{3 \cdot 368.93 + 119.41}{4} = 306.55 \text{ kn/m}^2$$

Donc le radier est soumis a une charge qui vaut 306.55 kn/m²

On prend deux panneaux qui donnent les moments max dans les deux direction X et Y

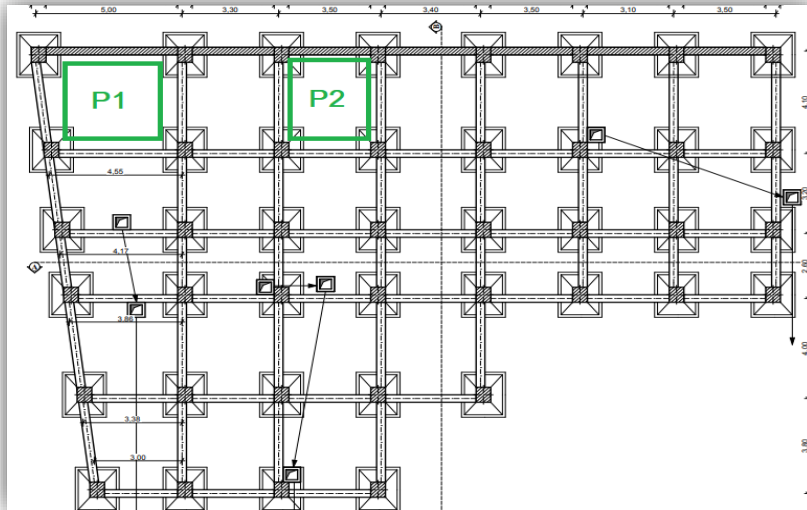


Figure VI-5: les panneaux les plus sollicités

Calcul du panneau 1 qui donne la plus grande section d'armature parallèle à L'axe Y

$$L_x = 4.1 \text{ m et } L_y = 5 \text{ m}$$

$$M_0^x = \mu_x * Lx^2 * P$$

$$M_0^y = \mu_y * M_0^x$$

$$M_t = 0.85 M_0$$

$$M_a = 0.5 M_0$$

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{4.1}{5} = 0.82$$

On peut avoir les coefficients μ_x et μ_y :

$$\mu_x = 0.0539$$

$$\mu_y = 0.6313$$

Les Moments fléchissants sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI-2: Evaluation des moments dans le radier

moment	M_0 (kn.m)	M_t (kn.m)	M_a (kn.m)
suitant X	277.75	236.10	138.88
suitant y	175.34	149.04	87.67

Evaluation des efforts tranchants :

$$V_x = \frac{P * Lx}{2} * \frac{ly^4}{Lx^4 + Ly^4} = 430.70 \text{ kn}$$

$$V_y = \frac{P * Ly}{2} * \frac{Lx^4}{Lx^4 + Ly^4} = 477.23 \text{ kn}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\frac{V}{b*d} = \frac{477.23}{0.35*1} = \mathbf{1.36\text{mpa}} \geq 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \mathbf{1.167\text{mpa}} \dots \text{n'est pas vérifiée}$$

Donc on redimensionne la dalle du radier pour résister à l'effort tranchant ou bien de faire les armatures d'efforts tranchants qui est une solution qui n'est pas économique .

On prend $e = 50$ cm pour que sa vérifie .

On recalcule les moment avec le nouveau chargement qui vaut **322.97 kn/m²**

Tableau VI-3: Ferrailage à L'ELU dans le panneau 1

	M (kn.m)	μ_{bu}	α	z (cm)	A (cm ²)
travée	248.73	0.867	0.114	42.975	16.65
appuis	146.31	0.0537	0.074	43.65	10.82

Calcul du panneau 2 qui donne la plus grande section d'armature //X

$$L_x = 3.5\text{m et } L_y = 4.1\text{m}$$

$$M_0^x = \mu_x * L_x^2 * P$$

μ_x est en fonction de ρ

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.853$$

$$\mu_x = 0.0506$$

$$M_0 = 0.0506 * 3.5^2 * 322.97 = 200.2 \text{ kn.m}$$

$$M_t = 0.85 * M_0 = \mathbf{170.17 \text{ kn.m}}$$

$$M_a = 0.5 * M_0 = \mathbf{100.1 \text{ kn.m}}$$

Ferrailage du panneau 2 :

Tableau VI-4: Ferrailage à L'ELU dans le panneau 2

	M (kn.m)	μ_{bu}	α	z (cm)	A (cm ²)
travée	170.17	0.0593	0.076	43.61	11.22
appuis	100.1	0.0349	0.044	44.19	6.51

Choix des armatures

- **Les armatures parallèle à « Y » :**

En travée : 16.65cm²/m

On prends : **7T14 filantes + 7T12 renfort : 18.7 cm²/m**

En appuis : 10.82 cm²/m

On prends : **7T12 filantes + 7T10 renfort : 13.42 cm²/m**

- **Les armatures parallèle a « X » :**

En travée : 11.22cm²/m

On prend : **7T12 filantes + 7T10 renfort = 13.42 cm²/m**

En appuis : 6.51 cm²/m

On prend : **7T12 filantes = 7.92 cm²/m**

- **Espacement d'armature**

Armatures // L_x : $St \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armatures // L_y : $St \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

on prend un espacement de **15cm** dans toutes les directions .

Vérification des contrainte a L'ELS :

on doit d'abord évaluer les moments dans les panneau a L'ELS :

$$\sigma_{\text{moyenne}} = 236.62 \text{ kn/m}^2$$

Tableau VI-5: Moment dans les panneau a l'ELS

	μ_x	M_0^x (kn.m)	Mt (kn.m)	Ma (kn.m)
panneau 1	0.0607	241.44	205.23	120.72
panneau 2	0.0576	167	141.95	83.5

Tableau VI-6: vérification des contraintes a L'ELS

	Ms (kn.m)	A (cm ²)	y (cm)	I (cm ²) *10 ⁵	σ_{bc}	σ_s	observation
Panneau 1	205.23	18.7	13.33	3.6	7.59	270.6	no vérifiée
	120.72	13.42	11.6	2.7	5.06	218.7	no vérifiée
Panneau 2	141.95	13.42	11.6	2.76	5.95	257.1	no vérifiée
	83.5	7.92	9.22	1.78	4.32	251.5	no vérifiée

Les contraintes ne sont pas vérifiées donc on recalcul le ferrailage a L'ELS

Calcul de ferrailage a L'ELS :

Le tableau suivant résume le calcul de ferrailage a L'ELS

Tableau VI-7: résultats de ferrailage a L'ELS

	Ms (kn.m)	A _{calc} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Panneau 1 A/Y	205.23	25.5	7T20Fil + 7T14 = 32.77
	120.72	14.6	7T14Fil + 7T14Ch = 21.56
Panneau 2 A/X	141.95	17.3	7T20 = 21.99
	83.5	10	7T14 = 10.78

Ferrailage du débord du radier :

le débord du Radier travaille comme une console d'un chargement a L'ELU qui vaut **322.97kn/m²** et un chargement a L'ELS qui vaut **236.62 kn/m²**

Évaluation des moment et des effort tranchant :

$$M_u = \frac{q \cdot l^2}{2} = 103.35 \text{ kn.m}$$

$$M_s = 75.72 \text{ kn.m}$$

$$V = 258.38$$

On ferraille a L'ELS (fissuration est préjudiciable)

Tableau VI-8: Ferrailage du débord a L'ELS

Ms (Kn.m)	β	α	As (cm ² /m)	A _{adoptée} (cm ² /m)
75.72	0.928	0.22	9	7T14 = 10.78

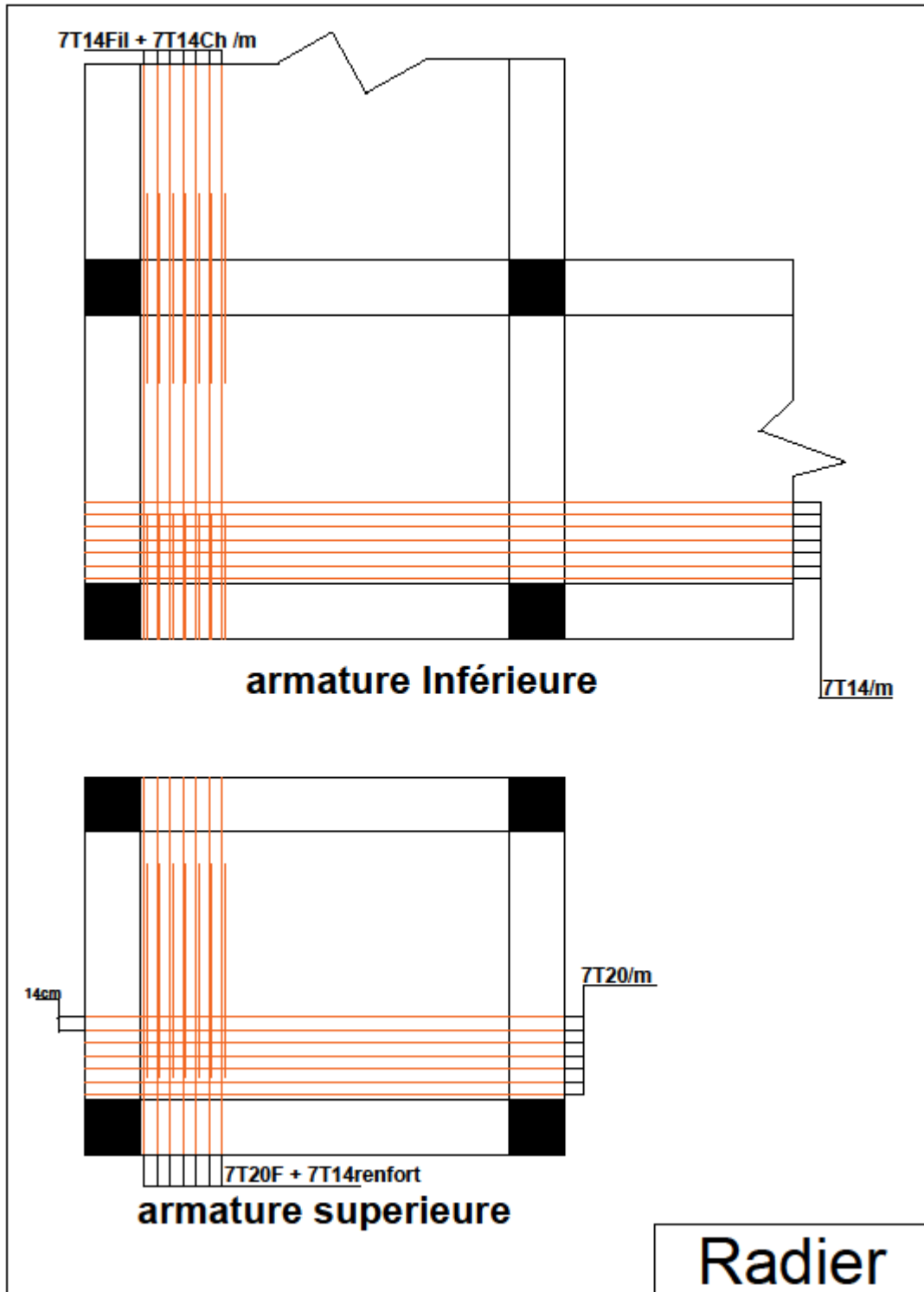


Figure VI-6: Schéma de ferrailage de la dalle du radier

- **Calcul des nervures**

les nervures travaille comme les poutres c'est-à-dire a la flexion simple. Le chargement sur les nervures dans notre cas peut être triangulaire ou bien trapézoïdale .

les moments fléchissant et les efforts tranchants sont résumés dans les tableaux ci-dessous

Moments a L'ELU :

Tableau VI-9 : Sollicitation dans les nervures a L'ELU

Nervure	Ma (kn.m)	Mt (kn.m)	Vmax (kn)
parallèle a X	797.65	625.58	2065.39
parallèle a Y	984.79	602.98	

Les Moments a L'ELS :

Tableau VI-10: Sollicitation dans les nervures a L'ELU

Nervure	Ma (kn.m)	Mt (kn.m)
parallèle a X	585.79	457.39
parallèle a Y	726.5	449.55

Ferraillage des nervures :

Pour le calcul de ferraillage dans les nervures on doit la considérer comme une poutre en T renversé c'est plus économique.

Détermination de la largeur efficace b dans les nervures :

Selon le CBA93 :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{lx}{2}; \frac{ly}{10}\right)$$

Les nervures parallèle a X :

$$\frac{b-0.6}{2} \leq \min\left(\frac{4.1}{2}; \frac{5}{10}\right) \rightarrow b \leq 1.6m \rightarrow \text{soit } b=1.5m$$

Les nervures parallèle a Y :

$$\frac{b-0.6}{2} \leq \min\left(\frac{5}{2}; \frac{4.1}{10}\right) \rightarrow b \leq 1.42m \text{ soit } b = 1.4m$$

Le ferraillage sera résumé dans les tableau suivants :

La fissuration est considérée préjudiciable on calcule le ferrailage à L'ELS :

Tableau VI-11: Ferrailage des nervures à L'ELS

Nervures		M (kn.m)	A (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
Nerv // X	Travée	457.39	23.1	5T20Fil + 5T14Ch = 23.41
	Appuis	585.79	30.9	5T20Fil + 5T20Ch = 31.42
Nerv //Y	Travée	449.55	22.6	5T20Fil + 5T14Ch = 23.41
	Appuis	726.50	38.8	5T25Fil + 5T20Ch = 40.25

Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU :

$$\text{On a } \tau = \frac{V}{bd} \leq \bar{\tau} = \min(0.1f_{c28}; 4 \text{ mpa})$$

Tableau VI-12: Vérification des nervures au cisaillement

V (kn)	τ (mpa)	$\bar{\tau}$ (mpa)	condition
2065.4	2.15	2.5	vérifiée

Vérification des contraintes dans le béton

$$\text{Avec } \bar{\sigma} = 15 \text{ mpa}$$

Tableau VI-13: Vérification des contraintes de compression dans le Béton

Nervures		M (kn.m)	A (cm ²)	σ_b (mpa)	condition
Nerv // X	Travée	457.39	23.41	3.1	vérifiée
	Appuis	585.79	31.42	6.2	vérifiée
Nerv //Y	Travée	449.55	23.41	3.1	vérifiée
	Appuis	726.50	40.25	7.1	vérifiée

Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) \rightarrow \phi_t \leq \min(3.14; 6; 1.4)$$

$$\text{Soit } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

$$A_t = \mathbf{8HA10} = \mathbf{6.28 \text{ cm}^2}$$

$$\text{On prend } s_t = 15 \text{ cm}$$

Les armatures de peau :

Dans le cas des âmes de grandes hauteurs, on risquerait en l'absence d'armatures de peau, d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors de la zone armée.

Selon Henry Thonier (projet de béton armé) : en cas de fissuration préjudiciable prévoir 3 cm²/m de parement exposé à l'air.

Soit : 2HA14 par face

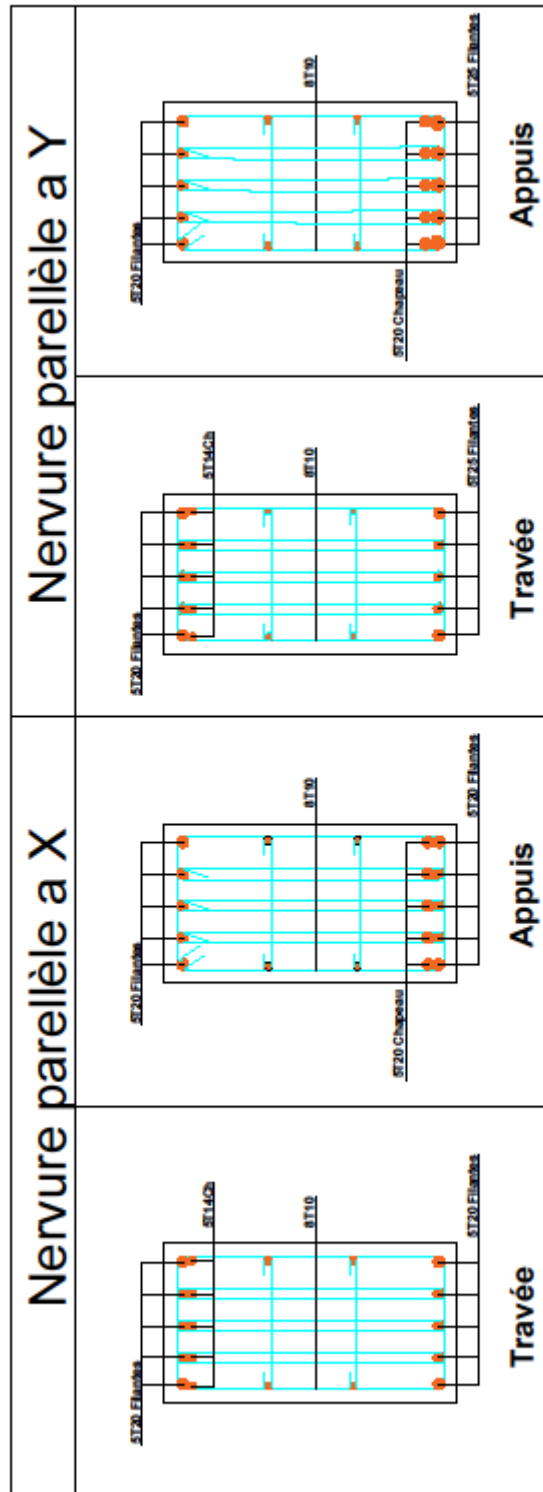


Figure VI-7: Schéma de ferrailage des nervures du radier

VI.3 Voile de soutènement :

- **Introduction :**

Selon le RPA 99/V2003 les niveau au-dessous de la base doivent avoir un voile de soutènement pour empêcher le sol de s'effondrer sur la structure.

Les voiles doivent avoir les caractéristique suivantes :

- L'épaisseur minimal du voile doit être supérieure ou égale a 15cm
- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens horizontale et vertical.

- **Caractéristique du voile :**

Notre structure est constituée de 3 entre sol, donc elle est soumise a des poussée des terres dans un seul coté, cela veut dire que le voile de soutènement va jouer un rôle sur le comportement de la structure. Pour ne pas avoir un mauvais comportement on a opter pour un mur adossé.

Dans notre exemple on prend le panneau le plus sollicité :

Hauteur du voile : $H=3.06$

Longueur du voile : $L=5m$

Epaisseur : $e=15cm$

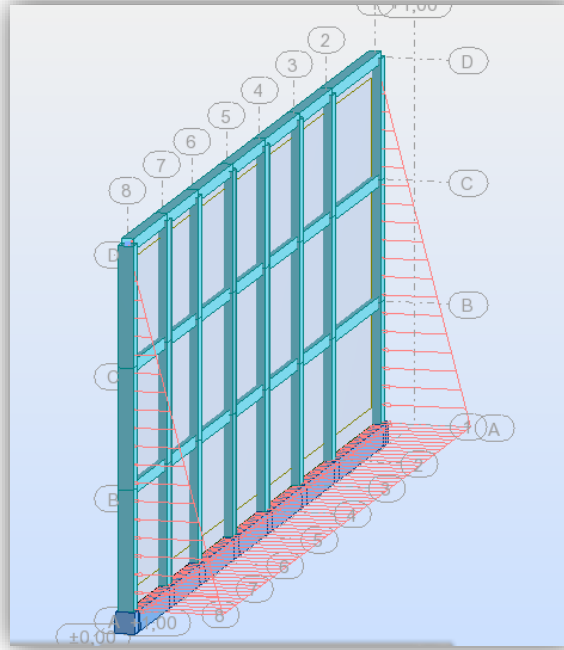


Figure VI-8:charges sur le voile de soutènement

- **Caractéristique du Sol :**
 Poids volumique : $\gamma=21\text{KN/m}^3$
 Angle de frottement : $\varphi= 34^\circ$
 Cohésion : $C =0.3\text{bars}$
- **Évaluation des charges :**
 La poussée des terres :

$$G=K*\gamma*h$$

Le coefficient **K** est pris au repos car d'après **Technique de l'ingénieur** « mur de soutènement » :

« lorsqu'il n'y a pas possibilité de déplacement d'un mur de soutènement , la force de poussée doit être calculée avec le coefficient de pression des terres au repos K_0 et non avec le coefficient de poussée K_a ».

$$K_0 = 1-\sin\varphi = 1-\sin34 = 0.441$$

$$G=0.441*21*9.18 = \mathbf{85\text{ Kn/m}^2}$$

on calcul σ_{moy} dans chaque niveau

$$G(9.18) = 85\text{ kn/m}^2$$

$$G(6.12) = 56.68\text{ kn/m}^2$$

$$G(3.06) = 28.34 \text{ kn/m}^2$$

Donc les contraintes moyennes dans chaque niveau seront :

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

$$\underline{3^{\text{em}} \text{ entre sol}} : \sigma_m = \frac{3 \cdot 85 + 56.68}{4} = 77.92 \text{ kn/m}^2$$

$$\underline{2^{\text{eme}} \text{ entre sol}} : \sigma_m = \frac{3 \cdot 56.68 + 28.34}{4} = 49.6 \text{ kn/m}^2$$

$$\underline{1^{\text{er}} \text{ entre sol}} : \sigma_m = \frac{3 \cdot 28.34}{4} = 21.26 \text{ kn/m}^2$$

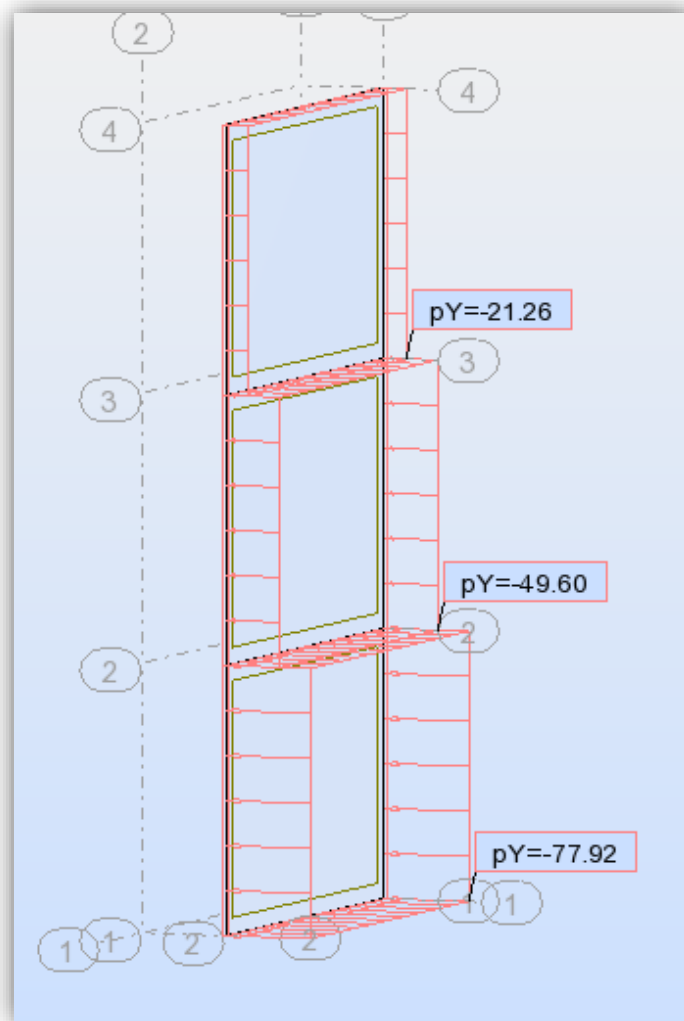


Figure VI-9: chargement sur les panneaux du voile de soutènement

VI.3.1 Calcul de mur dans les 3 niveaux

On prend le panneau dans le 3^{em} entre sol comme exemple de calcul

Le panneau se calcul comme une dalle sur 4 appuis.

Vérification du sens de portée de la dalle :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.06}{5} = 0.612 > 0.4$$

avec : $L_x = 3.06\text{m}$

$L_y = 5\text{m}$

Le panneau porte dans les deux directions

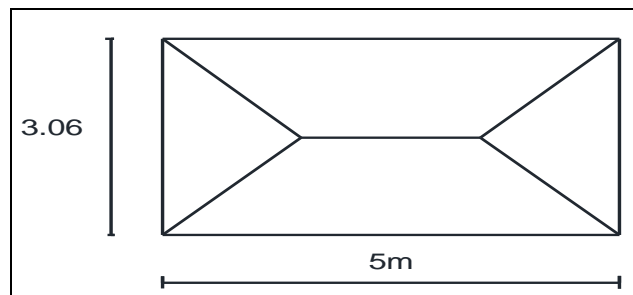


Figure VI-10: Lignes de ruptures dans le panneau

- **Evaluation des moment fléchissant :**

Pour calculer les moments en travée et aux appuis il faut d'abord calculer le moment isostatique qui vaut :

$$M_0 = \mu * P * L^2$$

AL'ELU :

$$M_{0x} = \mu_x * P * L_x^2 = 0.0798 * 1.35 * 77.92 * 3.06^2 = 78.6 \text{ kn.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y * M_{0x} = 0.317 * 78.6 = 24.92 \text{ kn.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 M_0 = \mathbf{66.81 \text{ kn.m}}$$

$$M_{ty} = 0.85 * 24.92 = \mathbf{21.18 \text{ kn.m}}$$

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = \mathbf{-39.3 \text{ kn.m}}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = \mathbf{-12.46 \text{ kn.m}}$$

AL'ELS :

$$\mu_x = 0.0844 ; \mu_y = 0.4892$$

Moment	M ₀ (kn.m)	M _t (kn.m)	M _a (kn.m)
XX	61.58	52.34	30.8
YY	30.12	25.61	15.1

- **Evaluation des effort tranchant a L'ELU :**

$$V = \begin{cases} V_x = \frac{plx}{2} * \frac{ly^4}{lx^4+ly^4} = 140.89kn \\ V_y = \frac{ply}{2} * \frac{lx^4}{lx^4+ly^4} = 32.29kn \end{cases}$$

- **Ferraillage du panneau :**

Sens X-X (armatures // a L'axe Z)

Le ferraillage se fait a l'ELU pour une bande de 1m de largeur

$$B=1m, \quad c=3cm, \quad h=15cm, \quad d=12cm$$

Tableau VI-14:Ferraillage de mur du 3ème entre sol a L'ELU

	M (kn.m)	μ_{bu}	z (cm)	fst (Mpa)	A (cm ²)
Travée	66.81	0.327	9.5	348	20.17
appuis	39.3	0.192	10.7	348	10.56

Vérification des contraintes

Tableau VI-15:Vérification des contraintes de l'acier et du béton

	Mser	A (cm ²)	I (cm ⁴)	y (cm)	σ_s (mpa)	σ_b (Mpa)
travée	52.34	20.17	18321	6.06	240.72	16.37

La fissuration est préjudiciable cela veut dire

$$\sigma_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 15 \text{ Mpa}$$

La contrainte dans l'acier et la contrainte dans le béton ne vérifient pas

On augmente la section du béton et on recalcule le ferraillage a L'ELS

On augmente l'épaisseur de 15cm a 20cm

Calcul du ferraillage a L'ELS : avec h=20cm

Tableau VI-16: Ferrailage de mur du 3^{em} entre Sol a L'ELS

	M (kn.m)	β	α	As (cm ²)
Travée	52.34	0.854	0.44	18.78
appuis	30.8	0.883	0.35	10.5

Choix des armatures :

En travée : **7T14Fil + 7T14Ch = 21.56cm²/ml**

En appuis : **7T14Fil = 10.78cm²**

avec un espacement de **st=15cm**

Détermination de la section minimale d'armature

$$A_x = \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} b * e = 0.0008 * \frac{(3-0.612)}{2} * 100 * 20 = \mathbf{1.91cm^2/m}$$

$$A_y = \rho_0 * b * e = 0.0008 * 20 * 100 = \mathbf{1.6 cm^2/m}$$

La section est valable dans tout les niveau

Sens Y-Y (armatures // a l'axe XX)

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant

Tableau VI-17: Ferrailage a L'ELS du voile du 3^{eme} entre Sol

	M (kn.m)	As (cm ²)	Asadoptée (cm ² /m)
Travée	25.61	8.6	7T14 Fil = 10.78
Appuis	15.1	5	7T12Fil = 7.92

Vérification des contraintes de compression dans le béton :

Tableau VI-18: Vérification des contraintes dans le béton comprimé

	Ms (kn.m)	As (cm ²)	σ_b (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	vérification
Travée	25.61	10.78	6	15	vérifiée
appuis	15.1	7.92	3.9	15	vérifiée

- **Calcul de mur du 2^{em} entre sol :**

Evaluation des moments a L'ELSTableau VI-19: Les moments fléchissant dans le Mur du 2^{em} entre sol

	M ₀ (kn.m)	M _t (kn.m)	M _a (kn.m)
sui vant X	39.20	33.32	19.60
sui vant Y	19.18	16.30	9.60

Calcul de ferrailage :

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant

Tableau VI-20:Ferrailage de Mur du 2^{em} entre sol

direction		Ms (kn.m)	As (cm ²)	AS _{adoptée} (cm ² /m)
suivant X	Travée	33.32	11.4	7T14Fil +7T12Ch = 18.7
	Appuis	19.6	6.5	7T12 = 7.92
suivant Y	Travée	19.18	6.4	7T12 = 7.92
	Appuis	16.30	5.4	7T12 = 7.92

Vérification des contraintes de compression dans le Béton :

Tableau VI-21:Vérification des contraintes dans le béton comprimé

direction		Ms (kn.m)	As (cm ²)	σ_b (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	vérification
suivant X	Travée	33.32	18.7	6.6	15	vérifiée
	appuis	19.6	7.92	5.1	15	vérifiée
suivant Y	Travée	19.18	7.92	5	15	vérifiée
	appuis	16.3	7.92	4.3	15	vérifiée

- Calcul de mur du 1^{er} entre sol

Evaluation des moments a L'ELS

Tableau VI-22:Les moments fléchissant dans le Mur du 2^{em} entre sol

	M ₀ (kn.m)	M _t (kn.m)	Ma (kn.m)
suivant X	16.8	14.28	8.4
suivant Y	8.22	7	4.1

Calcul de ferrailage :

le ferrailage est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI-23:Ferrailage de Mur du 2^{em} entre sol

direction		Ms (kn.m)	AS _{adoptée} (cm ² /m)
suivant X	Travée	14.28	7T12Fil = 7.92
	Appuis	8.4	7T12Fil = 7.92
suivant Y	Travée	7	7T12Fil = 7.92
	Appuis	4.1	7T12Fil = 7.92

Vérification des contraintes de compression dans le Béton :

Tableau VI-24: Vérification des contraintes dans le béton comprimé

direction		Ms (kn.m)	As (cm ²)	σ_b (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	vérification
suivant X	Travée	14.28	7.92	3.7	15	vérifiée
	appuis	8.4	7.92	1.2	15	vérifiée
suivant Y	Travée	7	7.92	1	15	vérifiée
	appuis	4.1	7.92	0.6	15	vérifiée

La disposition des armatures dans le voile de soutènement est détaillé dans la figure ci-dessous

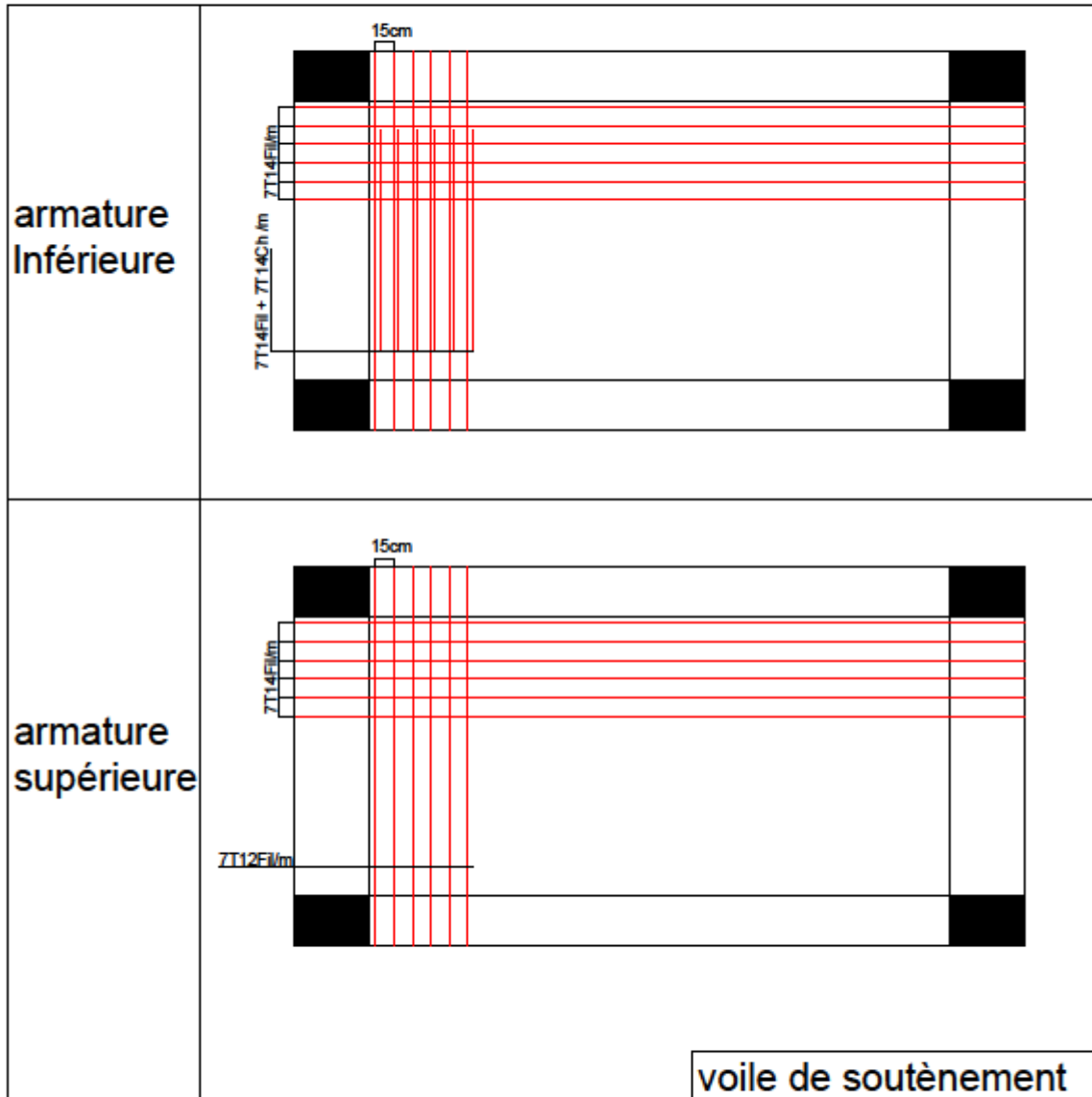


Figure VI-11 : Schéma de ferrailage du voile de soutènement

VII. Conclusion Générale

L'étude d'une structure en Béton Armé s'est avérée très intéressante, vu que notre structure est implantée dans une zone sismique donc l'étude doit être faite d'une manière délicate.

Nous avons su comment faire en sorte à ce que la structure résiste aux différentes types de charge quel que soit la charge verticale ou horizontale, cela dépend du dimensionnement des éléments de l'ouvrage et du ferrailage de ces derniers, y'a aussi les voiles qui jouent le rôle de résistance au séisme et au charge verticales. Les voiles sont disposés d'une façon de minimiser la torsion qui ne devrait pas apparaitre dans les deux premiers modes.

Concernant le ferrailage et le dimensionnement des éléments, on doit à chaque fois tenir compte des sollicitations données par le logiciel ROBOT à l'ELU et l'accidentelle selon le cas le plus défavorable et effectuer les vérifications à l'ELS sans oublier de bâtir sur de bonnes dispositions constructives.

Le travail avec notre encadrant nous a mener un plus et nous avons bénéficié de son expérience.

Nous avons aussi pu maîtriser quelque logiciel comme ROBOT et AUTOCAD.

En résumé, nous avons mis en œuvre dans ce projet de fin d'étude, toutes les connaissances acquises qui vont être notre base à l'avenir pour commencer à exercer le métier de l'ingénieur en génie civil.

Bibliographie

- **J. Perchât et J. Roux** Pratique du BAEL 91. Cours et exercices corrigés.
- **H. Thonier**. Conception et Calcul des structure de bâtiment. L'école nationale Ponts et chaussées « Tome 4 ».
- **F. Schlosser**. Technique de l'ingénieur « Mur de soutènement ».
- **Rafik Taleb**. Article scientifique. Journal of materials and engineering structures.
- Règles parasismiques algériennes RPA99/V2003
- BAEL 91/R99
- CBA93
- Mémoire de fin d'études des promotions précédentes
- Cours et TD du Coursus

LOGICIEL :

- ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2014
- AUTOCAD 2019
- ROBOT EXPERT
- SOCOTEC
- EXCEL

Les annexes :

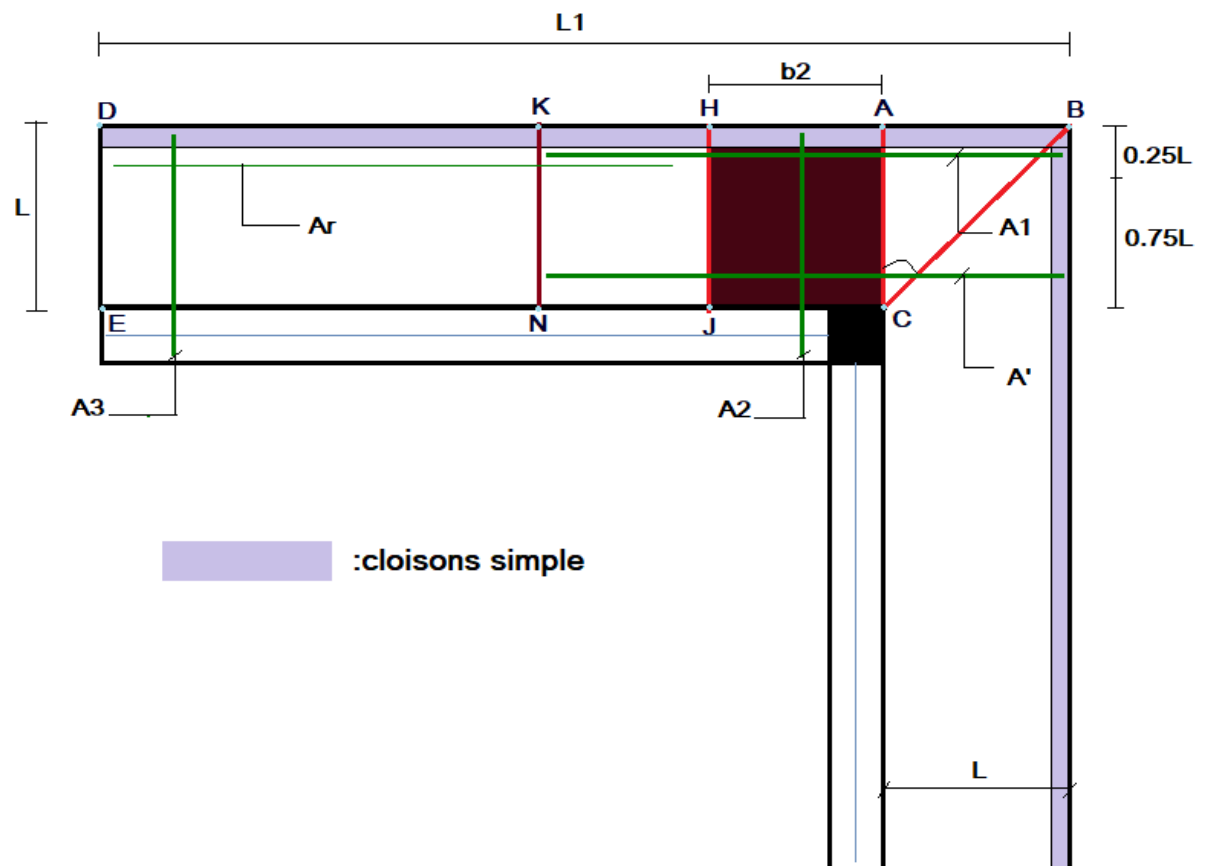
Annexe 1 :

(Article scientifique publié par le Dr. Rafik Taleb)

Selon les prescriptions des RPA 99 - Version 2003, si la période déterminée à partir d'une analyse dynamique est plus longue que celle obtenue à partir des formules empiriques, jusqu'à une limite de 30%, c'est la valeur de la période empirique pondérée par le coefficient 1,3 qui sera utilisée pour le calcul de l'effort tranchant à la base par la méthode statique équivalente. Cette valeur de l'effort tranchant à la base sera utilisée par la suite pour fixer la valeur de l'effort tranchant à la base calculé par la méthode modale spectrale.

Annexe 2 :

Les aciers dans le balcon d'angle calculé aux chapitre 3



Annexe 3

a) Classification du site

Nous nous sommes référés aux résultats fournis par l'essai au standard Pénétration Tests « SPT » réalisé à l'occasion du sondage carotté (voir ci-dessus) et en application de la classification des sites, du DTR BC 2 48. La valeur moyenne issue des essais est de 25, on estime que le site est de catégorie S3.

IV. CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Le terrain d'assise choisi pour recevoir les quatre blocs en R+6 avec s/sols au profit de l'EPI « Pigla » est d'après nos différents essais, un sol globalement de portance très satisfaisante.

L'assiette d'assise se trouve au lieu dit « cité les cavaliers » à 400^m environ au Nord de la RN26. Elle est sur un terrain en pente, nu de toute construction à vocation agricole.

Des sondages pénétrométriques et carottés, ont été réalisés dans l'assiette d'assise et ont révélé un terrain relativement homogène vis à vis de sa compacité (résistances à la pénétration).

Les sols sont peu à moyennement compacts au niveau des deux premiers mètres. De compacité moyenne à bonne jusqu'à 5^m de profondeur en général et très compacts, au-delà de 5^m de profondeur.

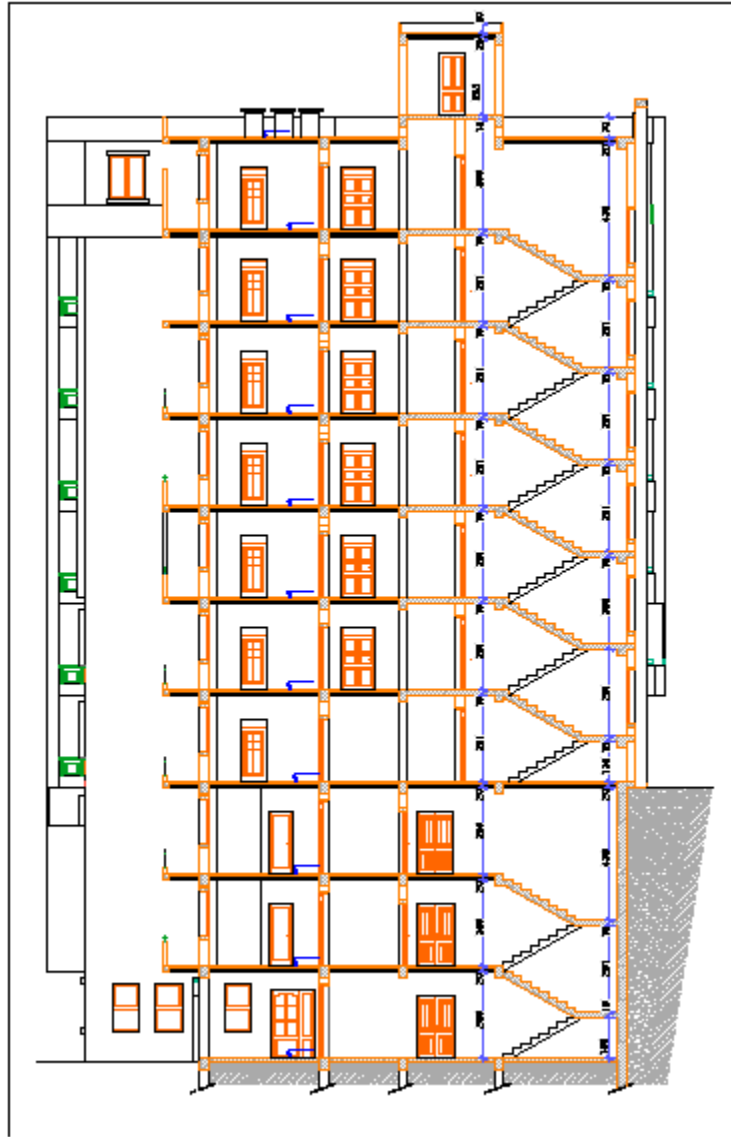
A cet effet, on préconise :

- L'emploi de fondations superficielles.
- La profondeur d'ancrage à au moins, -2^m.00 de la surface du sol.
- Par rapport à la plate forme dégagée après terrassements, un ancrage d'au moins 80cm est nécessaire.
- La contrainte admissible des sols de fondation est de 2.40 bars.
- Les caractéristiques mécaniques moyennes sont : $C = 0.30$ bar, $\varphi = 34^\circ$ et $\gamma_h = 21.0$ kN/m³.
- Aucune agressivité des sols vis à vis du béton n'est constatée.
- Les terrassements en périodes humides sont à éviter.
- Le stockage des remblais sur place est strictement déconseillé.

- Aucune présence d'eaux souterraines n'est constatée jusqu'à -18^m dans la journée du 05/03/2021.
- Le site est classé en catégorie S3 d'après le DTR B C 2 48.
- Sécuriser au préalable, la partie aval du terrain (maisons en aval), en érigeant un mur à l'extrémité aval du terrain, pour faire barrage aux pierres, roches ou autres issus des terrassements en grandes masses.
- Les sols sont globalement de très bonne compacité, c'est pourquoi il y lieu d'éviter les terrassements excessifs et inutiles.

L'Ingénieur chargé de l'étude

Le Directeur



Coupe 1

