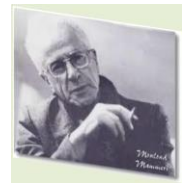


Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la Construction
Département du génie civil

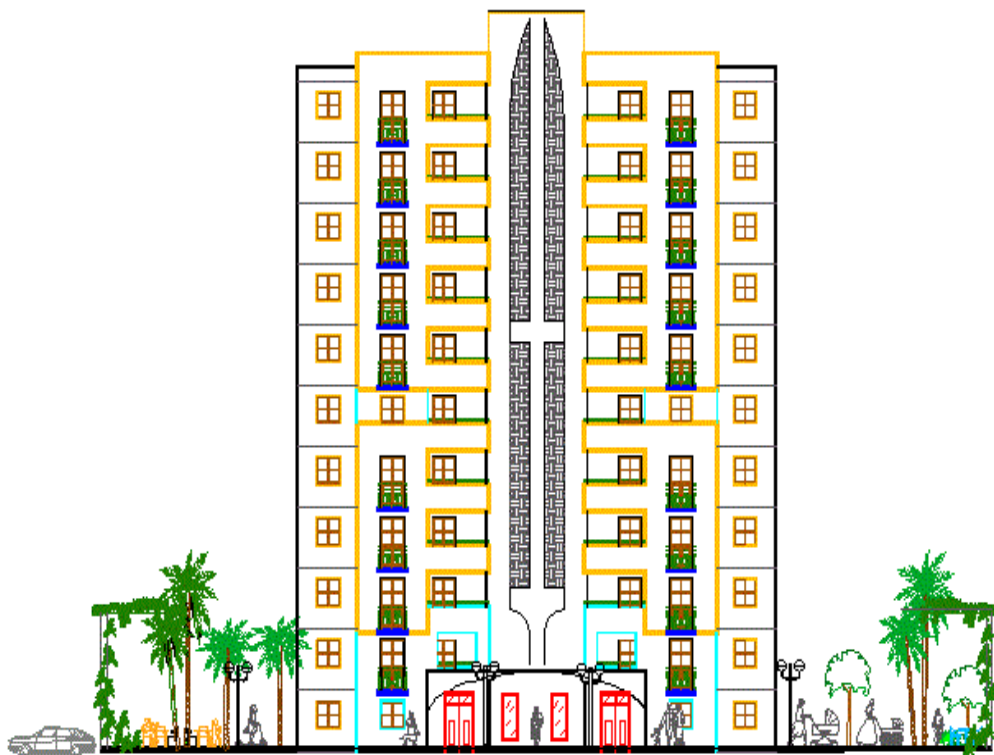


MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL

Option : Construction Civile et Industrielle

THEME

Étude d'un bâtiment (R+10+S-Sol) à usage d'habitation



Présenté par:

Mlle. SAIDOUN Fazia

Mr ZEMOURI Malek

Encadré par:

Mme. SI AHMED Hayet

Remerciements

Toute d'abord, nous remercions le bon dieu tout puissant sur la force et le courage la volonté et la patience pour aboutir à ce travail de fin d'étude.

Mercis à nos parents, frère et sœurs de nous avoir soutenus pendant notre cursus universitaire.

Nous tenons à exprimer notre reconnaissance et gratitude et nos sincères remerciements à notre promotrice –Mme SI AHMED Hayet

Pour ces conseils et orientations ainsi que ces regards et critique constructif et surtout sur ces encouragements qu'elle nous a apportés durant toute l'année.

Nous tenons également à remercier tous les enseignants qui nous ont encadrées tout au long de notre cursus universitaire ainsi que l'équipe pédagogique.

Nous exprimons nos vif remerciement pour le nombre jury qui ont bien voulu honorer et assister à la soutenance et évaluer nos efforts.

Tous les gens qui nous ont aidées et guidées de près ou de loin et à tous nos amis et nos camarades.

Merci à toutes et à tous

Dédicace

C'est avec un grand honneur que je dédie ce modeste travail : à ceux qu'ont cru en moi tout au long de mon cursus c'est bien ma chère mère et ma profonde gratitude pour l'éducation qu'il m'a prodigué, avec tout les moyens et au prix de tout les sacrifices qu'elle a fait pour moi .

A la mémoire et l'âme de mon père *Que Dieu vous accueille dans son vaste paradis.*

A mes sœurs et surtout NAIMA et frères qui m'ont soutenus le long de mon cursus

A mes neveux et nièce que j'adore.

A karoumté que j'adore.

A ma belle-famille ainsi que mon fiancé.

A toute la famille SAIDOUN

Que dieu vous protège et garde pour moi!

A mon binôme celui avec qui le travail a été agréable durant tout l'année !

A notre chère promotrice M^{me}. SI AHMED Hayet

A toute mes amies :souhila Sonia ,hayet,katia,sonita,ouiza,amel, sonia, seria, nany, susu, mériam dynamique hemou,salim,nawal et kahou taoues

A tous mes camarades et tous ceux qui m'ont aidée de près ou de loin.

SAIDOUN FAZIA

Dédicace

Je dédie Ce modeste travail:

A mes très chers parents qui m'ont guidée durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et m'a soutenue durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A ma très chère grande mère ;

A mes très chers frères (Nacer et yazid) ;

Ames très chères sœurs (Nadia et Zedjega et sabrina) ;

A toute ma famille sans exception ;

A tous mes amis (Massinissa; boussaad ;Hocine; Ourdia; Sillia;Ouiza;Jugurta ;Djamel; Brahim ; Ahmed ; Ghiles ...) ;

En fin, je remercie mon binôme Saidoun Fazia qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

ZEMOURI MALEK

INTRODUCTION	1
<u>I-CHAPITRE I:PRESENTATION DE L'OUVRAGE</u>	
Introduction :	2
I -1) Présentation de l'ouvrage :	2
I.2) Caractéristiques géométriques :	2
I.3) Les éléments de l'ouvrage :	2
I-3-1) Ossature :	2
I-3-2) Plancher :	3
I-3-3) Escalier et ascenseur :	3
I-3-4) La maçonnerie :	3
I-3-5) Le revêtement :	4
I-3-6) L'acrotère :	4
I-3-7) Les voiles :	4
I-3-8) Les fondations :	4
I.4) Système de coffrage :	4
I.5) Caractéristique mécanique des matériaux :	4
I-5-1) Le béton :	4
I-5-2) L'acier:	8
<u>CHAPITRE II PRE-DEMENTIONEMENT DES ELEMENTS</u>	
INTRODUCTION	11
II.1) Pré dimensionnement des éléments secondaires :	11
II-1-1) plancher :	11
II-1-2) Dalle pleine :	11
II-1-3) Les poutres :	12
II-2) Evaluation des charges et surcharge	14
II-2-1) Charge permanente	14
II- 2-2) Charge d'exploitation:	15
II-3)Surface d'influences :	15
II-3-1)la surface revenant au poteau le plus sollicité(P3-C)	15

II-3-2) Calcul des poids propre des éléments	16
II.4-Dégression verticale des surcharges d'exploitations :	17
II-5) Pré-dimensionnement des poteaux :	18
II-6) Vérifications :	21
II-6-1) Rotule plastique :	21
II-6-2) vérification des poteaux au flambement :	21
II-7) Pré-dimensionnement des voiles :	22
<u>CHAPITRE III CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES</u>	
Introduction	24
III-1) l'acrotère	24
III-1-1) Calcul des sollicitations :	24
III-1-2) Combinaison des charges :	25
III-1-3) Ferrailage de l'acrotère :	26
III-1-4) Vérifications à l'ELU:	27
III-1-5) Vérifications à l'ELS:	29
III-6) Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA 99 / Art A.6.2.3)	29
Conclusion :	30
III-2) LES PLANCHERS	30
Introduction	30
III-2-1) Calcul de la dalle de compression	30
III-2-2) Calcul des poutrelles :	31
III-2-3) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :	33
Conclusion :	34
III-2-4) Les vérifications:	39
III-2-5) Vérification à l' ELS	41
III-3 - Calcul des balcons :	47
Introduction :	47
III-3-1-) Détermination des Charges et surcharges du balcon:	47
III-3-2)- Combinaisons de charge :	48
III-3-3) Calcul des moments de l'encastrement :	48
III-3-4) Vérifications à L'ELU :	49
III-4) Etude des escaliers :	52
III-4-1) Pré dimensionnements :	52
III-4-2) Détermination des charges et surcharges:	53
III-4-3) Combinaison des charges	53
III-4-4) Calcul des efforts internes : à l'ELU	54
III-4-5) Calcul des armatures:	56

III-4-6) Vérification à l' ELU :	57
III-4-7) Etat limite de service : ELS	59
III-4-8)Vérification à L'ELS	61
III-5-Calcul de la poutre palière :	65
III-1) Pré dimensionnement	65
III-5- 2-) Calcul des efforts à l'ELU	66
III-5- 3-) Calcul des armatures Ferrailage :	67
III-5- 4-)Vérification :	68
III-5- 5) Calcul à l'ELS :	70
a)Combinaison des charges :	70
b) Diagramme du moment et de l'effort tranchant	71
a)Etat limite de compression dans le béton :	71
b)Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 91Art A5.3.4	72
III-6) Calcul de la dalle pleine de la salle de machine	74
III-61) Calcul de la dalle pleine	74
III-6-2) Ferrailage	78
III-6-3) Vérification à l'ELU	79
III-6- 4)Vérification de l'E.L.S	80
III-6- 5)Ferrailage	81
III-6- 6)Vérification des contrainte de compression dans le béton	82
III-6- 7) Etat limite de fissuration	83
CHAPITRE IV ETUDE DE CONTREVENTEMENTS	
Introduction :	84
IV-1)Inertie des voiles :	84
IV-1 -2)Les refends transversaux	84
IV-2) Inertie fictive des portiques :	85
IV-2- 1) Calcul des flèches des refends :	86
IV-2- 2)Calcul du déplacement des portiques et leurs inerties fictives :	87
IV-3) Calcul de l'inertie fictive	88
CHAPITRE V VERIFICATIONS ET MODILISATIONS	
Introduction :	92
V.1) Choix de la méthode de calcul :	92
La méthode d'analyse modale spectrale :	92
V.2)Modélisation :	92
V-2-1-Description de l'ETABS (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems):	92
V-2-2-Etapes De Modélisation :	93

V-2-3-Terminologie :	93
V-2-4- Manuel d'utilisation de L'ETABS :	93
V-2-5-Etapes de modélisation :	94
V-3) Vérification RPA :	106
V.3-1) Vérification de la période :	106
V.3-2) Pourcentage de participation de la masse modale:	106
V-3-3) Spécification pour les poteaux :(Art 7.4.3.1/RPA99 version 2003).	107
V-3-4) Vérification de l'effort tranchant à la base	107
V-3-5) Déplacements relatifs:	110
V-3-6) Justification vis à vis de l'effet P- Δ :	111
V-3-7) Vérification de l'excentricité:	112
CHAPITRE VI FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTUREAUX	
Introduction :	115
VI-1-Ferraillage des poteaux	115
VI-1-1- Etapes de calcul en flexion composée	116
VI-1-2) Recommandation du RPA 99/Version 2003 :	118
VI-1-4- Vérifications	120
VI-1-5) Les armatures transversales :	121
VI-1-6) Vérification à l'ELS :	123
VI-1-7) Vérification d'un poteau à 25% de V_{max} effort tranchant à la base :	124
VI-2-Ferraillage des poutres	124
VI.2.1) Recommandations du RPA :	124
VI.2.2) calcul de ferraillage	125
VI.2.3) Ferraillage des poutres :	126
VI.2.4) Ferraillage des poutres principales :	126
VI.2.5) Ferraillage des poutres secondaires	127
VI.2.6) Vérifications des sections minimales :	127
VI.2.7) vérification à l'ELS :	133
VI-3) Ferraillage des voiles :	135
VI-3-1) Exposé de la méthode de calcul :	135
VI-3-2- Armatures verticales	135
VI-3-3) Armatures horizontales :	137
VI-3-4) Armature transversale :	137
VI-3-5) Armature de couture :	137
VI-3-6) Armature pour les potelets :	137
VI-3-7) Disposition constructives :	138
VI-3-8) Diamètre minimal :	138

VI-3-9)Vérification des contraintes de cisaillement :	138
VI-3-10)Vérification à L'ELS :	139
VI-3-11)Ferraillage des voiles	139
VI-3-12 –schéma de Ferraillage	144
CHAPITRE VII ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	
VII-1- Etude du voile périphérique	145
VII-1-1- Pré dimensionnement :	145
VII-1-2- Détermination des contraintes :	145
VII-1-3- Ferraillage du voile :	146
VII-2)Les fondations :	145
Introduction :	145
VII-2-1)Etude géotechnique du sol :	145
VII-2-2) Choix du type de fondation :	145
VII-2-3)Dimensionnement	145
VII.2-4)Etude du radier général nervuré:	148
VII.2-5)Pré dimensionnement du radier :	148
VII-2-6)Détermination des efforts:	149
VII-2-7) Calcul des sollicitations à la base du radier :	149
VII-2-8) Vérifications :	151
VII-2-9)Ferraillage du radier :	154
CONCLUSION	167
BIBLIOGRAPHE	168

INTRODUCTION

Ce présent mémoire sanctionne un projet de fin d'étude. L'objectif visé par ce travail est de concevoir et dimensionner, en béton armé, un immeuble en (R+10+Sous-sol) à usage d'habitation.

Pour ce faire nous avons obtenu les plans d'architecture par le biais d'un bureau d'étude d'architecte. Ce sont les premiers plans sur lesquels on travaillera pour établir d'abord les plans de coffrage béton armé des différents niveaux de la structure.

Le deuxième document important qu'on pu avoir, est le rapport de sol. C'est le document qui va nous permettre de classer le site sur lequel sera implanté l'ouvrage en question. Il permet entre autre, d'obtenir la valeur de la capacité portante du sol et indiquera clairement la profondeur des fondations de notre structure. Les recommandations de ce rapport devront être scrupuleusement respectées lors du choix de fondation et sa réalisation.

Après avoir accéder à ces deux documents important on peut redimensionner les éléments structuraux de notre construction.

Une fois les documents cités ci-dessus exploités, on passera à l'étape du pré-dimensionnement des éléments structuraux. Celle dernière s'appuie sur les règles technique de Conception et Calcul des structures en Béton Armé (C.B.A 93) ainsi que le Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 99 modifié 2003).

Une fois le pré-dimensionnement effectué, vient ensuite le choix du système de contreventement. La structure étudiée est composée de portiques et voiles de contreventement, il s'agit dans cette partie du travail de déterminer le pourcentage et le nombre de voiles à injecter dans la structure ainsi que leurs positionnements en s'appuyant sur le R.P.A 99 modifié 2003, tout en respectant l'architecture de la structure.

Afin d'obtenir rapidement les diagrammes des efforts internes maximaux (c-à-dire repérer les sections dangereuses) et passer au ferrailage des éléments structuraux, nous avons opté pour l'utilisation d'un logiciel performant ETABS. Ce dernier est basé sur la méthode des éléments finis. L'étude dynamique est aussi effectuée par ce logiciel qui utilise la méthode dynamique nodale spectrale.

Pour conclure, nous passerons au ferrailage de l'infrastructure, ensuite nous ferons une ultime vérification c'est la stabilité de l'ouvrage.

L'ensemble ouvrage – fondation - sol doit être en équilibre stable. Il ne doit pas y avoir possibilité de mouvement :

- pas de glissement horizontal : L'adhérence sol – fondation doit empêcher les forces horizontales.
- pas de renversement : Les charges horizontales ont tendance à faire basculer l'ouvrage car elles créent un moment. Les forces verticales (poids) doivent les contrebalancer.
- pas de déplacement vertical.

CHAPITRE I :
PRÉSENTATION DE
L'OUVRAGE

Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons présenter globalement l'ouvrage, avec les différentes caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés ainsi que les caractéristiques des éléments constitutifs.

I -1) Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage à étudier est un bâtiment en (R+10+sous-sol) à usage d'habitation , implanté à Tizi-Ouzou, classé selon le Règlement Parasismique Algérien comme une zone de moyenne sismicité(zone **IIa**) .selon le rapport de sol, la construction sera fondée sur un site meuble, donc de catégorie S_3 d'une contrainte admissible $\sigma = 2.5 \text{ bar}$.

La structure en question comporte :

- Un Sous-sol à usage de parking .
- RDC et 10 étages courants à usage d'habitation.
- Un Cage d'escalier.
- Un Ascenseur.

I.2) Caractéristiques géométriques :

La présente structure a pour dimensions :

Hauteur totale du bâtiment (y compris l'acrotère) --- :34,26m

Longueur totale du bâtiment----- :25,80m

Largeur totale du bâtiment ----- :13,30m

Hauteur d'étage courant----- :3,06m

Hauteur du RDC ----- :3,06m

Hauteur du sous-sol ----- :3 ,06m

Hauteur de l'acrotère ----- :0 ,60m

I.3) Les éléments de l'ouvrage :

I-3-1) Ossature : Conformément au règlement parasismique algérien, nous prévoyons de concevoir le bâtiment par un système porteur composé de portiques –voiles.

Le type de contreventement :

Contreventement par portique : c'est une ossature constituée de poteaux et poutres capable de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales, et au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

Contreventement par voile : composé par des éléments verticaux en béton armé, disposés dans les deux sens, assurant la stabilité sous l'action des charges horizontales et reprendre une partie des charges verticales (au plus 20%) et les transmettre aux fondations

I-3-2) Plancher :

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux supposés infiniment rigides ayant plusieurs fonctions tel que:

- Fonction de la résistance mécanique
- Fonction d'isolation

Pour notre ouvrage, on a opté pour un plancher en corps creux pour les différent niveaux

I-3-3) Escalier et ascenseur :

Escalier : les escaliers de notre ouvrage sont constitués de paillasse et de paliers en béton armé coulés sur place, avec deux volées par étage.

Cage d'ascenseur : Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voiles en béton armé.

I-3-4) La maçonnerie :

Deux types de murs se présentent dans notre structure :

Murs de façade seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses une de 15 cm et 10cm séparées par une l'âme d'air de 5 cm.

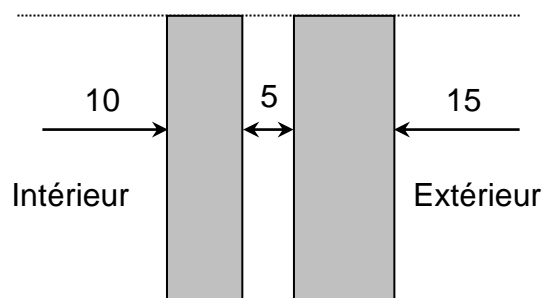


Figure (I-1) : Schéma descriptif du mur extérieur.

Murs de séparation intérieurs seront réalisés en simple cloisons de briques de 10 cm.

I-3-5) Le revêtement :

Les revêtements seront comme suit :

- carrelage pour les planchers et les escaliers.
- céramique pour les salles d'eaux et cuisines.
- mortier de ciment pour les murs de façades, cages d'escaliers et le parking.
- plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds

I-3-6) L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I-3-7) Les voiles :

Un voile est un élément qui a un rôle primordial dans la résistance et l'équilibre de la structure. Il est caractérisé par une forme géométrique spécifique qui lui offre une importante inertie, grâce à laquelle, il soulage les poteaux et les poutres dans une structure mixte (portiques-voiles). Comme il assure la stabilité de l'ensemble vis-à-vis des efforts sismiques.

I-3-8) Les fondations :

La fondation est l'élément situé à la base de la structure, il assure la transmission des charges et des surcharges de la superstructure au sol de fondation.

Le choix des fondations dépend de l'importance de l'ouvrage ; la catégorie du sol d'implantation et les chargements.

I.4) Système de coffrage :

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles et les portiques de façon à limiter le temps d'exécution, et un coffrage classique en bois pour les planchers.

I.5) Caractéristique mécanique des matériaux :

I-5-1) Le béton :

Le béton est un matériau constitué par un mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et de l'eau de gâchage. Il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression, qui varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage du béton.

a) Résistance caractéristique du béton à la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours noté f_{c28} , qui est obtenue par plusieurs essais sur des éprouvettes normalisées.

Dans notre cas $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton à l'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée selon les formules ci-dessous (**Art A2.1,11 BAEL 91 modifié 99**).

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \text{ en MPa ; pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \text{ en MPa ; pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

b) Résistance caractéristique du béton à la traction : [ART / A – 2 . 12 . BAEL 91]

La résistance caractéristique à la traction du béton à «j» jours, noté f_{tj} , est donnée par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{d'où : } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

c) Notion des Etats limites :

On distingue deux états limites de calcul :

- Etat limite ultime de résistance.
- Etat limite de service.

Etat limite ultime « ELU » :

Il correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), de stabilité de forme (flambement) et surtout de résistance mécanique (rupture), qui conduisent à la ruine de l'ouvrage

La contrainte ultime en compression est donnée par la formule suivante :

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} \text{ [MPa] (Art A.4.3,41/BAEL91)}$$

γ_b : coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = 1,5 \text{ en situation courante} \quad \Rightarrow \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en situation accidentelle} \quad \Rightarrow \quad f_{bc} = 18,48 \text{ MPa.}$$

θ : coefficient d'application.

$$\theta = 1 \quad \text{lorsque } j > 24 \text{ heures}$$

$$\theta = 0,9 \text{ lorsque } 1 \text{ heure} < j < 24 \text{ heures}$$

$$\theta = 0,8 \text{ lorsque } j < 1 \text{ heure}$$

J : la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérées

Chapitre I: présentation de l'ouvrage

Nous adoptons le diagramme parabole rectangle défini ci-dessous

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

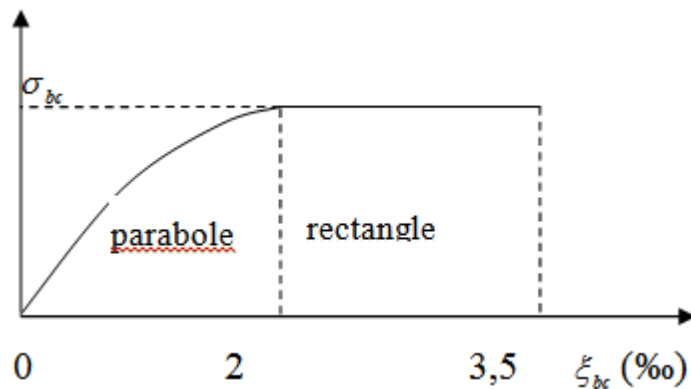


Figure (I-2) : diagramme contrainte déformation du béton

Hypothèses de calcul à l'ELU : (Art A 4.3, 2 BAEL91) :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation et conservent leurs dimensions (Navier Bernoulli).
- La résistance du béton tendu est considérée comme nulle.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le raccourcissement relatif ϵ_{bc} du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion, 2 ‰ en compression.
- L'allongement relatif de l'acier tendu est limité conventionnellement à 10 ‰.

Etat limite de service « ELS » :

L'état limite de service est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites, on distingue :

- Etat limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- Etat limite de déformation (pas de flèche excessive).
- Etat limite d'ouverture de fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).
- La contrainte de compression du béton à l'ELS est donnée par la formule :

$$\sigma_{bc} = 0,60 f_{c28} \text{ en MPa (Art 4.5.2 BAEL91)}$$

Pour $f_{c28}=25 \text{ MPa} \longrightarrow \sigma_{bc}=15 \text{ MPa}$

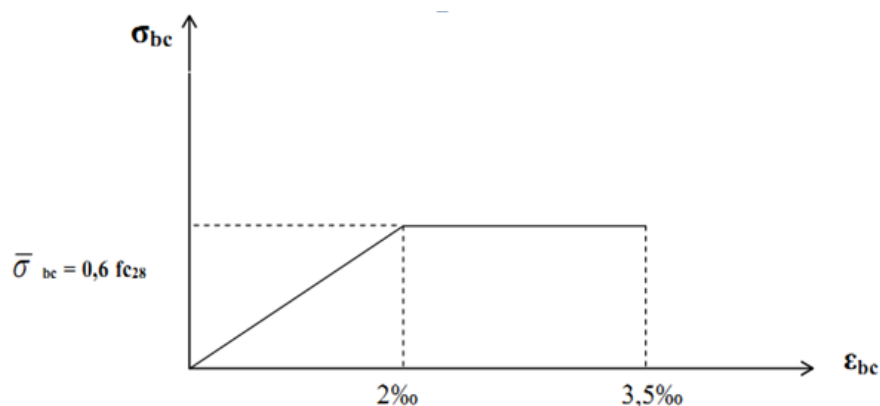


Figure (I-3) : Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton à l'ELS

Hypothèses de calcul a l'ELS : (Art A 4.5, 1 BAEL91) :

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = 15E_b$; $n = 15$)

$n=15$: coefficient d'équivalence.

d) Contrainte limite de cisaillement

Elle est donnée selon [Art 5.1,21 /BAEL91 modifié 99] par la formule

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

Avec : V_u : Effort tranchant dans la section étudiée

b : Largeur de la section cisailée.

d : Hauteur utile de la poutre

$\tau_u = \min [0,13.f_{c28}; 5 \text{ MPa}]$ pour une fissuration peu nuisible.

$\tau_u = \min [0,10.f_{c28}; 4 \text{ MPa}]$ pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciables.

e) Modules d'élasticité

Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

Module de déformation longitudinale instantanée du béton :(Article : A.2.1.21/BAEL 91)

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il en résulte un module égal à:

$$E_{ij} = 11000^{1/3} \sqrt{f_{cj}} [\text{MPa}]$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ [MPa]} \Rightarrow E_{i28} = 32164,195 \text{ [MPa]}$

Module de déformation longitudinale différée du béton : (art A-2.1.22 BAEL 91).

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 :

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

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_v = 10819 \text{ MPa}$

Module d'élasticité transversale:

Il caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant, il est donné par la relation suivante :

Chapitre I: présentation de l'ouvrage

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} [\text{MPa}]$$

E : module de Young.

ν : Coefficient de poisson (article : A.2.1, 3 / BAEL 91) :

C'est le rapport entre déformations transversales et longitudinales.

$$\nu = \left(\frac{\Delta d/d}{\Delta l/l} \right)$$

$\Delta d/d$: La déformation relative transversale

$\Delta l/l$: La déformation relative longitudinale

$$\nu = \begin{cases} 0.2, & \text{à l'ELS} \\ 0, & \text{à l'ELU} \end{cases}$$

f) Masse volumique du béton armé :

Le poids volumique de béton est de l'ordre de :

2300 à 2400 daN/m³ s'il n'est pas armé. CPA 325

2500 daN/m³ s'il est armé.

g) Coefficient de poisson : (Art A.2. 1. 3.BAEL91)

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté " ν ". Conformément au règlement BAEL91:

$$\nu = \frac{\Delta t/t}{\Delta l/l} = \frac{\epsilon t}{\epsilon l}$$

Il est pris égal à:

l'ELU : $\nu=0 \Rightarrow$ calcul des sollicitations.

à l'ELS : $\nu=0,2 \Rightarrow$ calcul des déformations.

I-5-2) L'acier:

Les aciers sont utilisés pour reprendre les efforts de traction auxquels le béton résiste mal. Les armatures sont distinguées par leurs nuances et leurs états de surface. Dans le présent projet, En général les aciers utilisés sont de trois types :

- Acier à haute adhérence FeE400 Fe = 400 MPa.
- Acier rond lisse FeE235 Fe = 235 MPa.
- Treillis soudé TL520 ($\varnothing \leq 6mm$) Fe=500 MPa

a) Module de déformation longitudinale: [Art A.2.2, 1 /BAEL91 modifié 99]

Sa valeur est constante quelque soit la nuance de l'acier : $E_s = 200000$ [MPa]

b) Contraintes limites de l'acier:

Contrainte limite à L'ELU (Art.3.2/BAEL.91):

La contrainte admissible des aciers est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$$

f_e : Limite d'élasticité garantie. C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

γ_s : Coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_s = 1,15$ En situation courante

$\gamma_s = 1$ En situation accidentelle

Exemple:

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
$f_e = 400 \text{ Mpa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$
$f_e = 520 \text{ Mpa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 452 \text{ Mpa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 520 \text{ MPa}$

Contrainte limite de service :

Afin de réduire les risques d'apparition de fissures dans le béton et selon l'appréciation de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

- Fissurations peu nuisibles [Art A.4.5,32/BAEL91 modifié 99] Cas des armatures intérieures où aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation) $\bar{\sigma} = f_e$
- Fissuration préjudiciable [Art A.4.5,33/BAEL91 modifié 99] Cas des éléments exposés aux agressions chimiques, atmosphériques, $\bar{\sigma} \leq \min\left\{\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n f_{t28}}\right\}$
- Fissuration très préjudiciable $\bar{\sigma} \leq \min\left\{\frac{2}{3} f_e; 90 \sqrt{n f_{t28}}\right\}$
 - $\eta \equiv$ coefficient de fissuration.
 - $\eta = 1.6$ pour les HA de diamètre $> 6 \text{ mm}$.
 - $\eta = 1.3$ pour les HA de diamètre $< 6 \text{ mm}$.
 - $\eta = 1.0$ pour les RL.

c) Diagramme des contraintes déformations de l'acier :

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utilisons le diagramme simplifié su

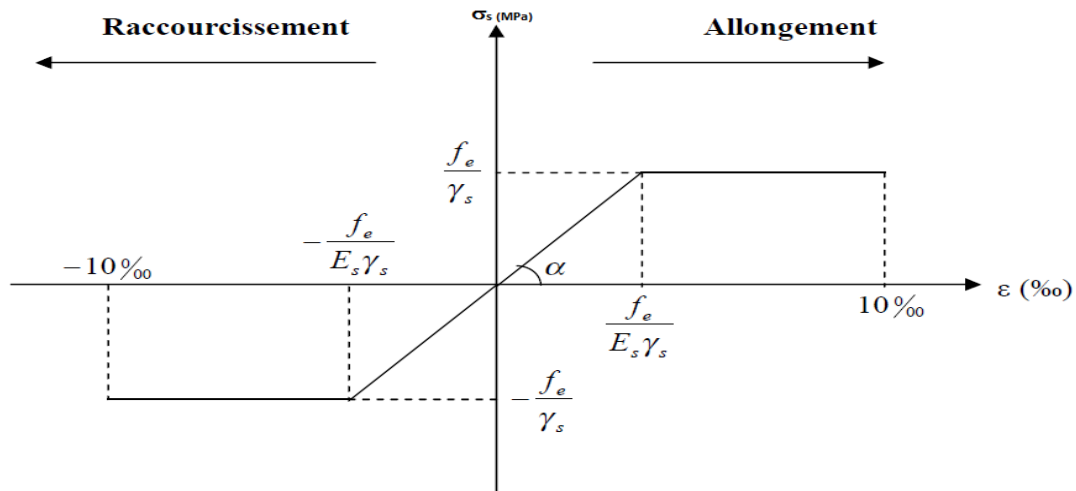


Figure (I-4) : Diagramme des contraintes déformation de l'acier

d) Protection des armatures (Art A7.1 BAEL) :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets des intempéries et autres agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures

Soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5$ cm, pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3$ cm, pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries, condensations à la destination des ouvrages au contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations) .
- $C \geq 1$ cm, pour les parois situées dans les locaux couverts et clos non exposés aux Condensations.

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS

INTRODUCTION

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux de construction, nous passons au pré dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux, et enfin les voiles. Ce pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des section en utilisant les règles en vigueur à savoir :

- RPA 99 version 2003
- CBA 93
- DTR BC2-2

Remarque

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.1) Pré dimensionnement des éléments secondaires :

II-1-1) plancher :

Il s'agit de plancher constitué de corps creux posés sur des poutrelles pré fabriqués

Le tout complété par une dalle de compression de 4cm d'épaisseur ferrillée par un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne dépassent pas :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles
- 30 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles

Le dimensionnement du plancher en corps creux est donné par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad \text{Avec :}$$

h_t : hauteur du plancher.

L : portée libre max de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

$$L = 355 - 25 = 330 \text{ cm} \quad \text{D'où} \quad h_t = 330 / 22,5 = 14.67$$

En optera pour un plancher de 20 cm composée de corps creux de 16 cm et une dalle de compression de 4 cm.

II-1-2) Dalle pleine :

L'épaisseur des dalles pleines (qui reposent sur un seul appui) pour les balcons est donnée par la formule suivante :

$$\frac{\ell}{20} \leq e_p \leq \frac{\ell}{15}$$

$\ell = 1,35 \text{ m}$: portée libre.

e_p : épaisseur de la dalle.

$$\frac{135}{20} \leq e_p \leq \frac{135}{15} \rightarrow 6,75 \text{ cm} \leq e_p \leq 9,00 \text{ cm}.$$

On adoptera une épaisseur de $e_p = 15 \text{ cm}$.

II-1-3) Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place qui assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Selon le BAEL 91 modifier 99, les poutres seront pré-dimensionnées par la condition de la flèche.

$$\left. \begin{array}{l} L/15 \leq h \leq L/10 \\ 0,4ht \leq b \leq 0,7ht \end{array} \right\} \text{art A.4.14 BAEL 91}$$

Avec:

h : hauteur de la poutre,

b : largeur de la poutre,

portée maximum entre nus d'appuis.

Elles sont vérifiées par le R.P.A99 version 2003.(Art 7.5.1)

- Largeur: $b \geq 20 \text{ cm}$.
- Hauteur: $h \geq 30 \text{ cm}$.
- Le rapport : $\frac{h}{b} \leq 4$.
- $b_{\max} \leq 1,5 + b_1$ Tel que b_1 est la largeur du poteau .

a) Pré-dimensionnement de la poutre principales (sens transversale) :

Ce sont des poutres porteuses, disposées perpendiculairement aux poutrelles. la

Calcule de la hauteur h :

On a : $L_{\max} = 450 - 25 = 425 \text{ cm}$

$$\frac{425}{15} \leq h \leq \frac{425}{10} \rightarrow 28,33 \text{ cm} \leq h \leq 42,5 \text{ cm}$$

On prend $h = 35 \text{ cm}$

Calcul de la largeur b :

La largeur de la poutre : $0.4(35) \leq b \leq 0.7(35) \quad 14 \leq b \leq 24.5$

on prend $b=25\text{cm}$.

Poutre principale PP (25×35) cm²

b) Pré-dimensionnement de la poutre secondaire :

Elles sont parallèles aux poutrelles

Calcul de la hauteur h:

On a $L_{\text{MAX}}=355-25=330\text{ cm}$.

$$\frac{315}{15} \leq h \leq \frac{315}{10} \rightarrow 22 \leq h \leq 33$$

on prend $h=35\text{cm}$.

Calcul de la largeur b :

La largeur de la poutre : $0.4(30) \leq b \leq 0.7(30) \quad 12 \leq b \leq 21$

en prend $b=25\text{cm}$.

Poutre secondaire Ps (25×35) cm²

❖ Vérification des conditions exigées par le RPA :

Condition	Poutres principales	Poutre Secondaires	Vérification
$h \geq 30\text{ [cm]}$	35 [cm]	35 [cm]	vérifiée
$b \geq 20\text{ [cm]}$	25 [cm]	25 [cm]	vérifiée
$h/b \leq 4$	1.4	1.4	vérifiée

D'où

poutre principale :25×35 cm²

Poutre secondaire :25×35cm²

II-2) Evaluation des charges et surcharge

II-2-1) Charge permanente

a)Plancher terrasse :

Désignation	Epaisseur(cm)	ρ (KN / m ² / cm)	G (KN / m ²)
Couche de gravillon	5	0.17	0.85
Étanchéité multicouche	2	0.095	0.19
Forme de pente en béton	7	0.22	1.54
Isolation thermique (liège)	4	0.04	0.16
Feuille de polyane	/	/	0.01
Plancher en corps creux (16+ 4)	20	/	2.80
Enduit plâtre	2	0.1	0.2
			G total=5.75

Tableau: II-1- Charges revenant au Plancher terrasse

b)Plancher étage courants:

Eléments	Epaisseur (m)	ρ [KN/m ³]	Charge G[KN/m ²]
Carrelages	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	22	0.44
Couche de sable	0.03	18	0.54
Plancher en corps creux dalle de compression	0.20	-	2.80
Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Cloison de séparation interne	0.1	-	1.00
			G total =5.38

Tableau: II-2-Charges revenant au Plancher étage courants

c)Les murs extérieurs:

Eléments	Epaisseur (m)	ρ [KN/m ³]	Charge
----------	---------------	------------------------------	--------

			G[KN/m ²]
Enduit de ciment	0.03	18	0.54
Cloisons en brique creuse 12 trous	0.15	-	1.30
Lame d'air	0.05	-	-
Cloison en brique creuse 8 trous	0.10	-	0.9
Enduit de plâtre face intérieure	0.02	10	0.20
G total=2.94			

Tableau: II-3- Charges revenant au murs extérieurs

d)Murs intérieurs

Eléments	Poids volumique γ (kg/m ³)	épaisseur	Charge G(kg/m)
Enduit de plâtre	4	1200	48
Brique creuse	10	1500	150
Totale G_t=198 kg/m²			

Tableau: II-4- Charges revenant au murs intérieurs

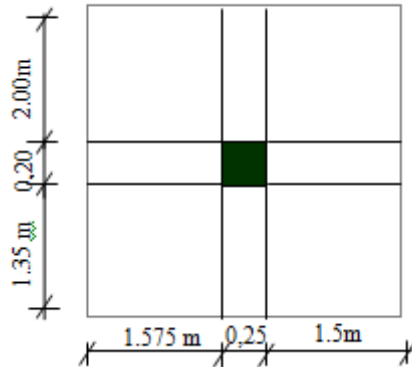
II- 2-2) Charge d'exploitation:

Elément	Surcharge Q(KN/m ²)
Plancher étage courant et RDC à usage (habitation)	1.5
Plancher terrasse inaccessible	1.5
Balcon	3.5
Escalier	2.5
Plancher Sous sol	2.5

Tableau: II-5- Charge d'exploitation des éléments

II-3)Surface d'influences :

II-3-1)la surface revenant au poteau le plus sollicité(P3-C) est :



$$S = (1.575 + 1.5) \times (2 + 1.35) = 10.30 \text{ m}^2$$

II-3-2) Calcul des poids propre des éléments

Terrasse inaccessible :

$$P = G \times S_t$$

$$P = 5.75 \times 10.30 = 59.225 \text{ KN}$$

Etage courants:

$$P = G \times S_t$$

$$P = 5.38 \times 10.30 = 55.414 \text{ KN}$$

Les poutres

Poutre principale

$$P_{pp} = (2 + 1.35) \times (0.25 \times 0.35) \times 25 = 7.33 \text{ KN}$$

Poutre secondaire

$$P_{ps} = (1.575 + 1.50) \times (0.25 \times 0.35) \times 25 = 4.61 \text{ KN}$$

D'où le poids total des poutres

$$P_{\text{tot}} = 7.33 + 4.61 = 11.94 \text{ KN}$$

Poids des poteaux

Etage courant et RDC :

$$P = 3.06 \times (0.4 \times 0.5) \times 25 = 15.3 \text{ KN}$$

II.4-Dégression verticale des surcharges d'exploitations :

Les règles du DTR 2.2 (Art 6.3) exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Ces dernières s'appliquent aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

La loi de dégression est : $\Sigma_n = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \cdot (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ pour $n \geq 5$

Car les niveaux ne sont pas charge de la même manier.

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i ($i = 1$ à 10).

Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

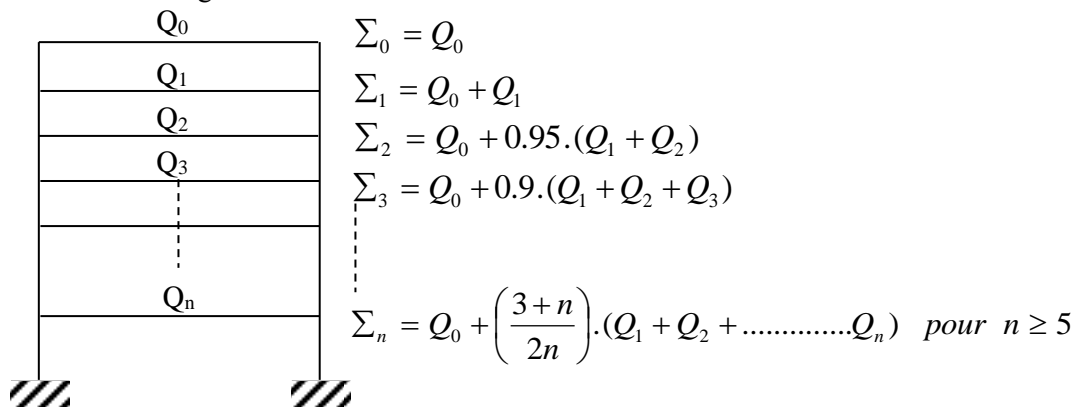


Figure II.1: Loi de dégression des surcharges d'exploitation

Dans notre cas, la charge d'exploitation est la même pour tous les étage, la loi de dégression ci-dessus est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charge d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiqués ci-dessous :

- Pour la terrasse..... Q_0
- Pour le dernier étage Q
- Pour l'étage immédiatement inférieur..... $0.9Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur..... $0.8Q$

Et ainsi de suite, en réduisant de 10% par étage jusqu'à $0.5Q$, valeur conservée pour les étages inférieurs suivants.

Le tableau suivant montre les valeurs des coefficients en fonction des étages.

Niveau	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coef	1	1	0.90	0.8	0.7	0.6	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5

Tableau II.6- : Coefficients de dégression de surcharges

Surcharge d'exploitation :

Plancher terrasse inaccessible: $1.5 \times 10.30 = 15.45$ [KN].

Plancher d'étage à usage d'habitation : $1.5 \times 10.30 = 15.45$ [KN].

Plancher sous-sol $2.5 \times 10.30 = 25.75$ KN

12^{ème} : $Q_0 = 15.45$ [KN]

11^{ème} : $Q_0 + Q_1 = 15.45 + 15.45 = 30.90$ [KN]

10^{ème} : $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2) = 15.45 + 0.9(2 \times 15.45) = 43.26$ [KN]

9^{ème} : $Q_0 + 0.8(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 15.45 + 0.8(3 \times 15.45) = 52.53$ [KN]

8^{ème} : $Q_0 + 0.7(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 15.45 + 0.7(4 \times 15.45) = 58.71$ [KN]

7^{ème} : $Q_0 + 0.6(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 15.45 + 0.6(5 \times 15.45) = 61.80$ [KN]

6^{ème} : $Q_0 + 0.5(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 15.45 + 0.5(6 \times 15.45) = 61.80$ [KN]

5^{ème} : $Q_0 + 0.5(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 15.45 + 0.5(7 \times 15.45) = 69.525$ [KN]

4^{ème} : $Q_0 + 0.5(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 15.45 + 0.5(8 \times 15.45) = 77.25$ [KN]

3^{ème} : $Q_0 + 0.5(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 15.45 + 0.5(9 \times 15.45) = 84.975$ [KN]

2^{ème} : $Q_0 + 0.5(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 15.45 + 0.5(10 \times 15.45) = 92.70$ [KN]

1^{ère} : $Q_0 + 0.5(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 15.45 + 0.5(10 \times 15.45 + 25.75) = 105.575$ [KN]

II-5) Pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

Le pré-dimensionnement des poteaux se fera à l'**ELS** en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s .

On calculera la descente de charge sur le poteau le plus sollicité en tenant compte de la dégression de charge.

La section du poteau donnée par la formule suivante :

$$S = \frac{N}{\sigma_{bc}}$$

N_s : effort normal repris par le poteau.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

L'effort normal N_s sera déterminé à partir de la descente de charge en considérant le poteau le plus sollicité.

La section S est donnée par la formule suivante : $S = \frac{N}{\sigma_{bc}}$

σ_{bc} : Contrainte admissible du béton $\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$

Selon le (RPA99 version 2003 art 7.4.1) les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Pour un poteau rectangulaire de la **zone IIa**, on a :

$\min(b, h) \geq 25 \text{ cm}$

$\min(b, h) \geq h_e / 20$ h_e est la hauteur libre entre étages

$1/4 \leq b/h \leq 4$

Remarque :

L'effort normal N_s sera déterminé à partir de la descente de charge .on aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment.

Niveaux	Charges permanentes [KN]					Surchar ges d'exploit ation [KN] Qc	Efforts normaux N=Gc+Qc [KN]	Section [cm ²]	
	Poids des plancher s	Poids des poutres	Poids des poteaux	G _(t)	G Cumulée			$s \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	Section Adoptée (b x h)
10	59.225	11.94	15.30	86.465	86.465	15.45	101.915	67.9	25 x 30
09	55.414	11.94	15.30	82.654	169.119	30.90	200.019	133.3	25 x 30
08	55.414	11.94	15.30	82.654	251.773	43.26	295.033	196.6	25 x 30
07	55.414	11.94	15.30	82.654	334.427	52.53	386.957	257.9	25 x 30
06	55.414	11.94	15.30	82.654	417.081	58.71	475.791	317.19	25 x 30
05	55.414	11.94	15.30	82.654	499.735	61.80	561.535	374.3	30 x 35
04	55.414	11.94	15.30	82.654	582.389	61.80	651.914	434.6	30 x 35
03	55.414	11.94	15.30	82.654	665.043	69.525	734.568	489.7	30 x 35
02	55.414	11.94	15.30	82.654	747.697	77.25	824.947	549.9	35 x 40
01	55.414	11.94	15.30	82.654	830.351	84.975	915.326	610.2	35 x 40
DRC	55.414	11.94	15.30	82.654	913.005	92.70	1005.705	670.47	40x 45
S-sol	55.414	11.94	15.30	82.654	995.659	105.575	1101.234	734.1	40x 45

Tableau: II-7- Résumé des sections obtenues par la descente de charges

II-6)Vérifications :

II-6-1) Rotule plastique :

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique (Selon l'article 7.6.2 de RPA 99 Version 2003) que :

$$M_n + M_s \geq 1.25 (M_w + M_s).$$

Comme on ne connaît pas le moment on peut l'approcher par :

$$\text{On a: } \sigma = M_v / I, \text{ donc } M = \sigma I / v$$

$$\sigma I_{pot}/v + \sigma I_{pot}/v \geq 1.25 (\sigma I_{pout}/v + \sigma I_{pout}/v)$$

$$I_{pot} \geq 1.25 I_{pout}$$

Poutres principales (25x35)

$$I_{pout} = (0.25 \times 0.35^3) / 12 = 8.93 \times 10^{-4} \text{ [m}^4\text{]}$$

$$I_{pot} \geq 1.25 \times 8.93 \times 10^{-4} = 1.11 \times 10^{-3} \text{ [m}^4\text{]}.$$

On commence la condition minimale de RPA :

- **Poteaux 25x30**

$$I_{Pot} = (0.25 \times 0.30^3) / 12 = 5.625 \times 10^{-4} \text{ [m}^4\text{]} \quad \text{condition non vérifiée}$$

- **Poteaux 30x35**

$$I_{Pot} = (0.30 \times 0.35^3) / 12 = 1.07 \times 10^{-3} \text{ [m}^4\text{]} \quad \text{condition non vérifiée}$$

- **Poteaux 35x40**

$$I_{Pot} = (0.35 \times 0.40^3) / 12 = 1.86 \times 10^{-3} \text{ [m}^4\text{]} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Poteaux 40x45**

$$I_{Pot} = (0.40 \times 0.45^3) / 12 = 3.03 \times 10^{-3} \text{ [m}^4\text{]} \quad \text{condition vérifiée}$$

D'où la section adoptée est : 40x45 cm²

II-6-2) vérification des poteaux au flambement :

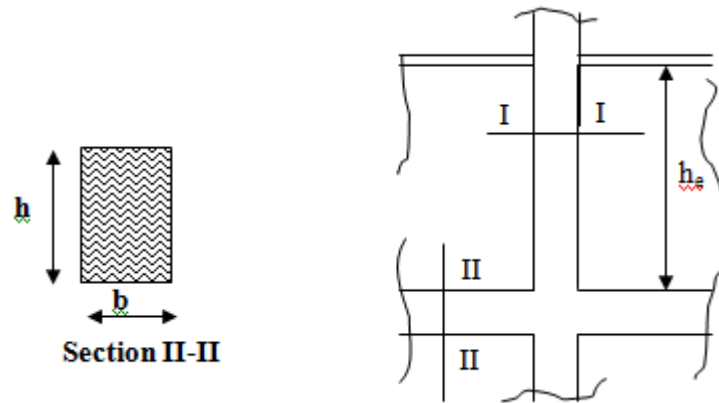
Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés (de façon excentré ou non) des structures, lorsque les éléments sont lancés, la vérification consiste à calculer l'élancement $\langle \lambda \rangle$ qui doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50. \quad \text{avec } L_f : \text{longueur de flambement.}$$

- L_0 : longueur libre entre la face supérieure du plancher Successif.

- i : rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$

- I : moment d'inertie du poteau
- $S = b \times h$



Calcul de λ :

$$\lambda = \frac{0,7L_0}{\sqrt{\frac{hb^3}{12bh}}} = \frac{2,42L_0}{b} < 50.$$

Poteaux de (40x 45) [cm²] pour :

$$\lambda = \frac{2,42 \times 306}{40} = 18.51 < 50$$

La condition de non flambement des poteaux est vérifiée

II-7) Pré-dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, ils sont destinés d'une part, à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux, d'autre part, à reprendre une partie des charges verticales.

D après le règlement (RPA 99 version 2003, art 7.7.1) : sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition suivante : $L \geq 4a$

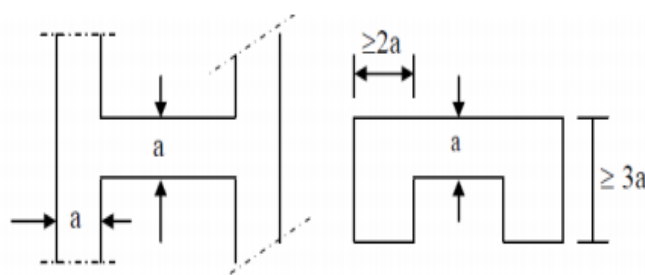
Avec : L : portée min des voiles

a : épaisseur des voiles

L'épaisseur minimale d'un voile : $a_{\min} = 15 \text{ cm}$. De plus l'épaisseur est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités comme est indiqué sur la figure ci-après :

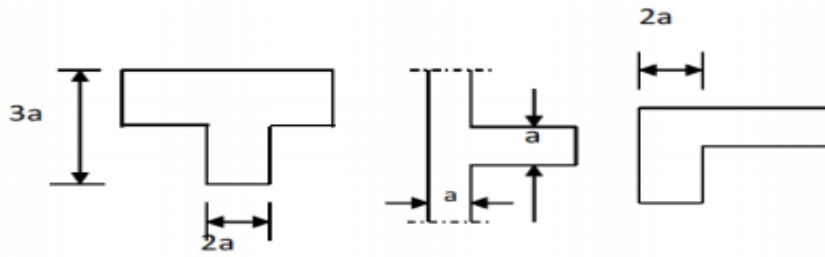
1^{er} cas :

$$a \geq \frac{h_e}{25}$$



2^{em} cas :

$$a \geq \frac{he}{22}$$



3^{em} cas :

$$a \geq \frac{he}{20}$$

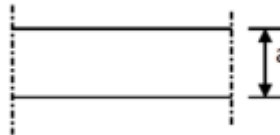


Figure II-2: Coupe des voiles en plan

L : longueur du voile.

a : épaisseur du voile.

he : hauteur d'étage.

$$a \geq \left(\frac{he}{25}, \frac{he}{22}, \frac{he}{20} \right) = \frac{he}{20}$$

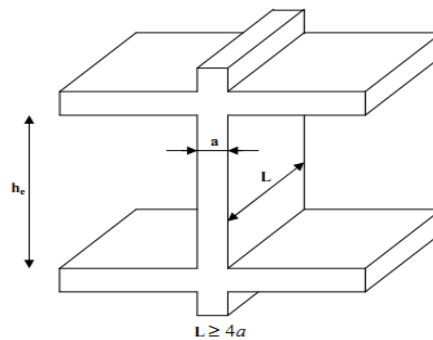


Figure II-3: Coupe d'un voile en élévation

Pour le cas de notre structure nous avons le troisième type de voiles c'est-à-dire des voiles linéaires, donc leurs épaisseurs seront comme suit :

$$he = H - e_{dalle}$$

H : hauteur du RDC et étage courant

e : épaisseur de la dalle = 20 cm

$$he = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

rdc et étage courant

$$a \geq \frac{he}{20} \rightarrow a \geq \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm}$$

On opte pour des voiles d'épaisseur : a = 20 cm

$a_{min} \geq 15 \text{ cm} \rightarrow 20 \text{ cm} > 15 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

$L_{min} \geq 4a \rightarrow 195 \text{ cm} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

on opte pour une épaisseur **a=20cm**

CHAPITRE III : CALCULE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Introduction

Ce chapitre concerne le calcul des éléments de la structure autre que les éléments de contreventement ; qui sont l'acrotère l'escalier, la salle machine, les balcons, ainsi que les planchers.

III-1) l'acrotère

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse, dont elle forme un écran pour toute chute et, de plus, il participe dans la mise hors eau de la structure.

Il est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse ; son ferrailage se calcule sous l'effet d'un effort normal dû à son poids propre **G** et la poussée **Q** due à la main courante.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont préjudiciables et le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS pour une bande de 1m.

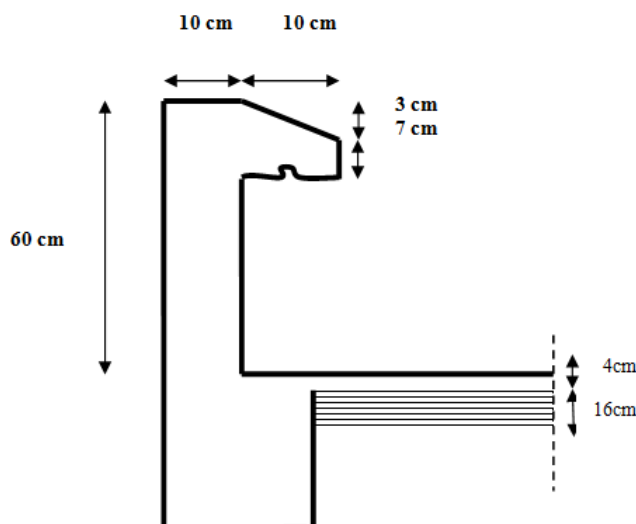


Figure III.1 : coupe verticale de l'acrotère

III-1-1) Calcul des sollicitations :

a) Effort normal de compression dû au poids propre :

$$N = G \times l$$

$$N = \rho \times S \times 1m$$

- ρ : masse volumique du béton.
- S : section transversale de l'acrotère.

$$N = 25[(0.03 \times 0.1/2) + (0.07 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6)] = 1.7125 \text{ Kn/ml.}$$

$$N = 1.7125 \text{ kN/ml}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

b) Moment de renversement M dû à l'effort horizontal :

$$Q=1.00\text{kN/ml.}$$

$$M= Q \times H \times 1\text{m} = 1 \times 0.5 = 0.5 \text{ kN.m.}$$

$$M=0.6 \text{ kN.}$$

c-Effort tranchant :

$$T=Q \times 1\text{m}=1.00 \text{ kN}$$

$$T=1.00 \text{ kN}$$

Diagramme des efforts :

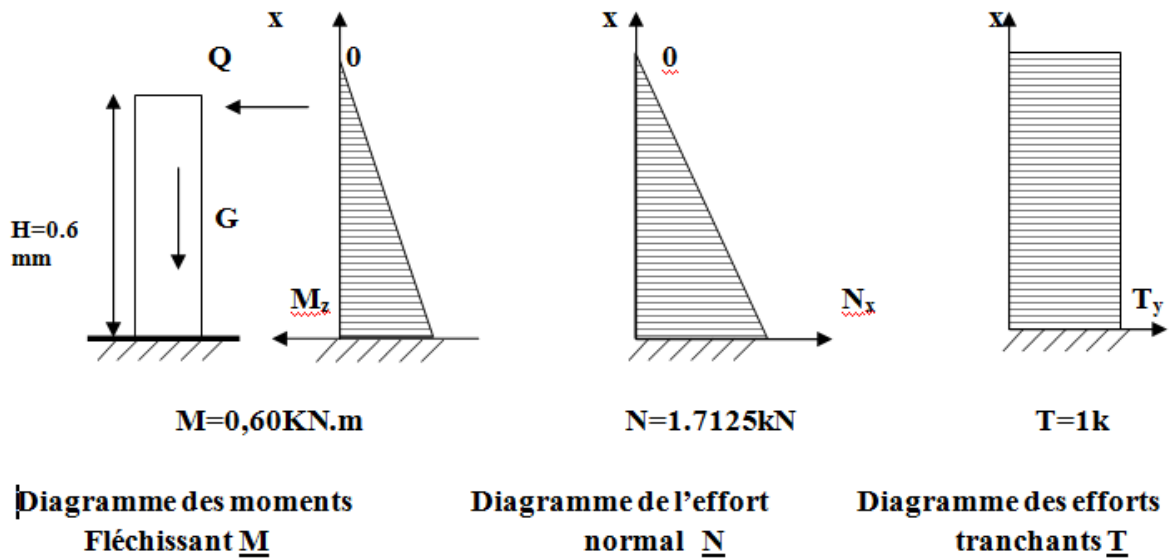


Figure III.2 : *Schema statique de calcul de l'acrotère.*

III-1-2) Combinaison des charges :

a) A L'ELU :

La combinaison de charge est : $1.35G + 1.5Q$

Effort normal dû à G :

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.7125 = 2.31 \text{ KN /ml}$$

$$N_u = 2.31 \text{ KN /ml}$$

Moment de flexion dû à Q :

$$M_u = 1.5 \times M = 1.5 \times 0.6 = 0.90 \text{ kN.m}$$

$$M_u = 0.90 \text{ kN.m}$$

Effort tranchant

$$T_u = 1.5 \times T = 1.5 \text{ KN}$$

$$T_u = 1.5 \text{ KN}$$

b) A L'ELS:

La combinaison de charge est : $G + Q$

Effort normal dû à G :

$$N_s = 1.7125 \text{ kN/ml}$$

Moment de flexion dû à Q :

$$M_s = 0.6 \text{ kN.m}$$

III-1-3) Ferrailage de l'acrotère :

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous (N_u) et (M_u), puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous (N_s) et (M_s).

a- Calcul des armatures à l'ELU :

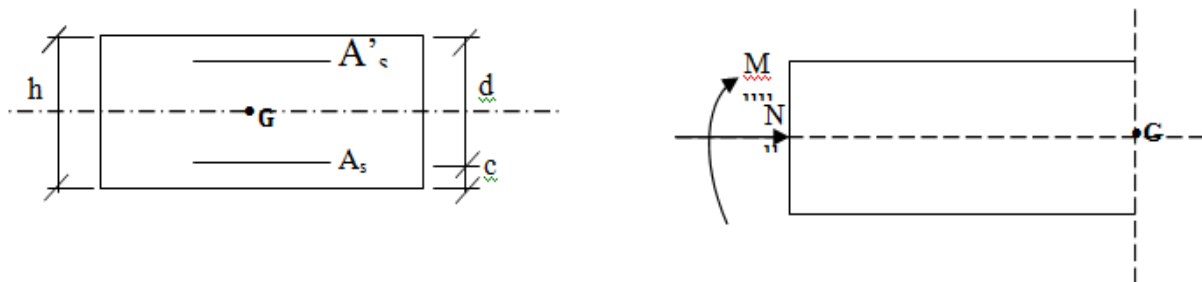


Figure III. 3 : Schéma de calcul

h (épaisseur de la section) = 10 cm.

b (largeur de la section) = 100 cm .

c et c' (enrobage) = 3 cm .

d (hauteur utile) = $h - c = 7$ cm

b- Position du centre de pression :

$$e_v = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.90}{2.312} = 0.389 \text{ m} = 39 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e_u > h/2 - c$$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures.

L'effort normal N est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis elle se ramène à la flexion composée.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

c - Calcul en flexion simple :

- Moment fictif :

$$M_f = N_u \times g$$

$$\text{Avec : } g = eu + \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

- g : la distance entre le centre de compression et le centre de gravité de la section d'armatures tendues.

$$M_f = 2.312 \times \left[0.39 + \left(\frac{0.1}{2} - 0.02\right)\right] = 0.970 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 0.970 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d f_{bu}} = \frac{0.970 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.0106$$

$\mu_b = 0.0106 < \mu_l = 0.392$. La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires **Asc = 0**.

$$\mu_b = 0.0106 \quad \beta = 0.995$$

- Armatures fictives (flexion simple) :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{et } \beta = 0.995$$

$$\text{Donc : } A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{970}{0.995 \times 8 \times 348} = 0.350 \text{ cm}^2.$$

- Armature réelles (flexion composée) :

$$A_{st} = A_{stf} - \left(\frac{N_u}{\sigma_{st}}\right) = 0.350 - \frac{2.312 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.284$$

$$A_s = 0.284 \text{ cm}^2.$$

III-1-4) Vérifications à l'ELU:

a) Condition de non fragilité (BAEL 99 Art A.4.2.1) :

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite d'armature.

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : **As ≥ Amin**

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2.$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

On remarque que : $A_s < A_{min}$, la CNF n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale $A_s = A_{min} = 0.905 \text{ cm}^2$.

La section d'acier est $4\text{HA } 8 / \text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $St = 25 \text{ cm}$.

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = \frac{2.01}{4} = 0.505 \text{ cm}^2.$$

Donc : $A_r = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$. Espacées de 14 cm^2 .

b- Vérification aux cisaillements (Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99) :

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

avec τ_u : contrainte de cisaillement

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \right\} \text{ (MPa)}.$$

$$\text{Et} \begin{cases} \gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{situation courante.} \\ V_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.018 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.018 \leq \min \{ 0.15, 25/1.5, 4 \} = 2.5 \text{ MPa}$ ~~la~~ la condition est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement (armatures transversales ne sont pas nécessaires).

c- Vérification de l'adhérence des barres :

Il est important de connaître le comportement de l'interface entre le béton et l'acier, puisque le béton armé est composé de ces deux matériaux, il faut donc vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \tau_{se}^- \text{ avec } : \tau_{se}^- = \psi_s f_{c28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = 4 \pi \phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 10.05} = 0.207 \text{ MPa.}$$

On a $\tau_{se} = 0.207 < \tau_{se}^- = 3.15 \text{ MPa}$ donc ~~il n'y a pas~~ il n'y a pas risque

La longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2) d'entraînement des barres.

$$L_s = 40 \phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm.}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

d- Vérification des espacements des barre (Art A.4.5, 33 / BAEL 91 modifiée 99) :

La fissuration est préjudiciable ; donc $S_t \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$

$h = 10 \text{ cm}$. C'est l'épaisseur de la section de l'acrotère.

On a adopté un espacement de **25 cm** ; donc la condition est vérifiée.

III-1-5) Vérifications à l'ELS:

a) Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures

L'acrotère est exposée aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où on doit vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min \{2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\}.$$

Les aciers $\begin{cases} HA : \phi \geq 6 \text{ mm} \\ feE 400 \end{cases} \eta = 1.6$

$$\sigma_{st} = \min \{(2/3) 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}\} = 201.63 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa}.$$

Calcul de σ_{st} : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$; avec : $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.253$$

$$\rho = 0.253 \rightarrow \beta_1 = 0.920$$

$$\sigma_{st} = \frac{600}{0.920 \times 8 \times 2.01} = 40.55 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{st} = 40.55 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa} ; \rightarrow \text{condition est vérifiée}.$$

b) Vérification des contraintes dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bs} \leq \sigma_{bs} \text{ avec } \sigma_{bs} = k \sigma_s$

$$\beta_1 = 0.920 \rightarrow K_1 = 47.50 \rightarrow K = \frac{1}{K_1} 0.02.$$

$$\sigma_{bs} = 0.02 \times 40.55 = 0.811 \text{ MPa} ; \text{ et } \sigma_{bs} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}.$$

III-6) Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA 99 / Art A.6.2.3)

D'après le RPA 99 (version 2003), les forces horizontales de calcul (F_p) agissant sur

Les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculés suivant la formule : **$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$** .

A : coefficient d'accélération de la zone, obtenu à partir du tableau (4-1) du RPA en fonction de la zone et du groupe d'usage $\begin{cases} \text{Zone IIa} \\ \text{groupe d'usage 2} \end{cases} \rightarrow A = 0.15$

C_p : facteur de forces horizontales pour un élément secondaire varie entre 0.3 et 0.8 (voir tableau (6-1) du RPA 99 modifié 2003), dans notre cas $C_p = 0.8$

W_p : poids de l'élément secondaire (acrotère) ; $W_p = G = 1.7125 \text{ KN/ml}$.

D'où :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.7125 = 0.822 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Nota :

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, on refait les calculs avec la force F_p .

Conclusion :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

Armatures principales : 4 HA8 = $2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement de 25 cm.

Armatures de répartition : 4 HA 8 = $2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement de 14 cm.

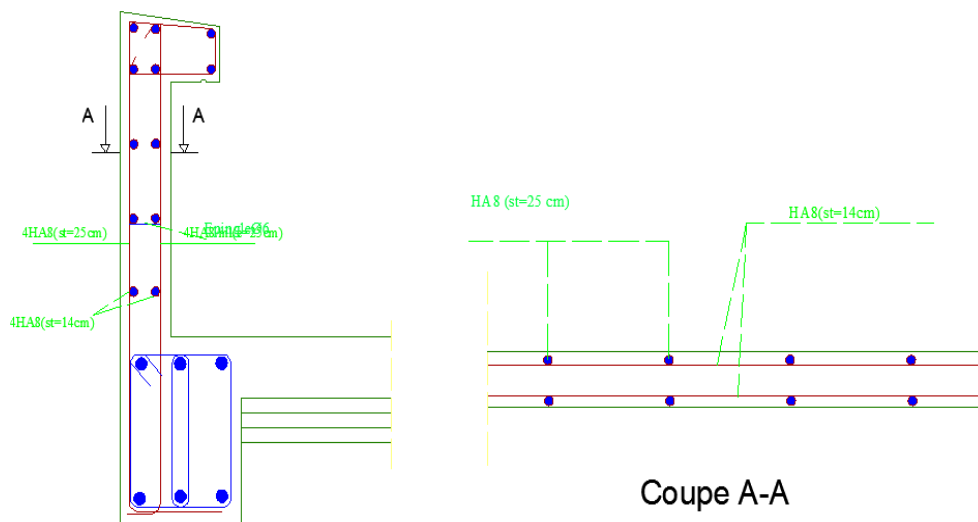


Figure III-4) : Schéma de ferrailage de l'acrotère

III-2) LES PLANCHERS

Introduction

Tous les planchers de l'immeuble étudié sont en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées dans la petite portée.

III-2-1) Calcul de la dalle de compression

La dalle de compression sera coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur, armée d'un treillis soudé dont les démentions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs indiquées par le B.A.E.L (Art.6.8, 423) :

- 20 cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3 p m) pour les armatures parallèles aux nervures.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles

L : distance entre axe des poutrelles ($50 \text{ cm} \leq l \leq 80 \text{ cm}$)

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{500} = 0,52 \text{ cm}^2 / \text{mL}$$

Soit $6\varnothing 6 = 1.7 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $S_t = 15 \text{ cm}$

b) Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.7}{2} = 0,850 \text{ cm}^2 / \text{mL}$$

Soit : $A_{//} = 6\varnothing 6 = 1.7 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 15 \text{ cm}$

Donc, on optera pour un treillis soudé **TL 520**

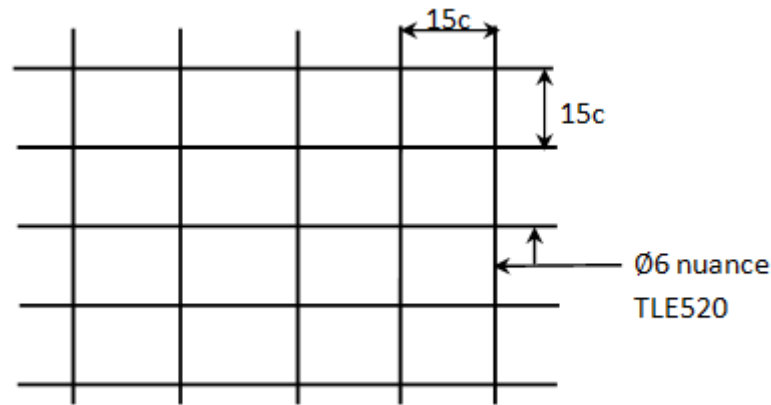


Figure III-5 : Treillis soudé de $(15 \times 15) \text{ cm}^2$.

III-2-2) Calcul des poutrelles :

Les poutrelles supportent des charges uniformément réparties et seront calculées en deux étapes :

a) Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire de $(12 \times 4) \text{ cm}^2$ simplement appuyée à ces deux extrémités, Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0.95 kN/ml ainsi que celui de l'ouvrier :

- Poids propre : $G_1 = (0.04 \times 0.12) \times 25 = 0.12 \text{ kN/ml}$
- Poids du corps creux : $G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ kN/ml}$
- Surcharges de l'ouvrier : 1 kN/ml

Combinaison de charge

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 \times (0.12 + 0.62) + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ kN/ml}$$

$$q_u = 2.5 \text{ kN/ml}$$

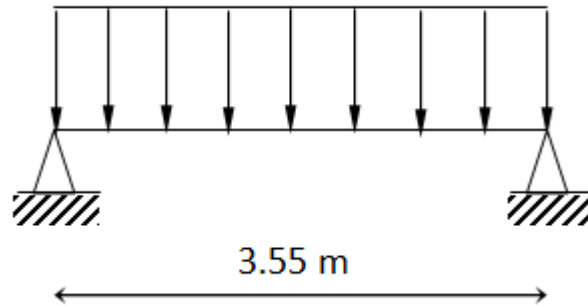


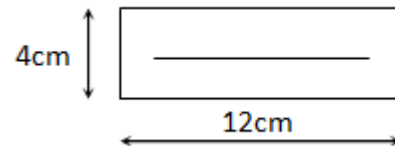
figure III-6 :schéma statique

Calcul le moment isostatique :

$$M_u = q l^2 / 8 = 2.5 \times 3.55^2 / 8 = 3.94 \text{ KN m}$$

$$V_u = q l / 2 = 2.5 \times 3.55 / 2 = 4.44 \text{ KN}$$

Ferraillage de la poutrelle



$$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{b_u}} = \frac{3.94 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 5.78 > 0.392$$

$$\mu_b > \mu_c = 0.392 \Rightarrow \text{S.D.A}$$

Remarque :

Comme la section de la poutrelle est faible (12 × 4) cm², on ne peut pas placer deux nappes d'armatures (des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul). On prévoit alors des étais intermédiaires (des échafaudages) pour l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle compression, de manière à ce que les armatures comprimées ne soient pas nécessaires.

b)Après coulage de la dalle de compression

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle étant de celle-ci, elle sera calculée comme une poutre en T qui repose sur plusieurs appuis, elle est soumise aux charges suivantes :

- poids propre du plancher : $G = 5.38 \times 0.65 = 3.497 \text{ KN /ml}$
- Charge d'exploitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN /ml}$

Calcul des sollicitations :

à L' ELU $q_u = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.497 + 1.5 \times 0.975 = 6.183 \text{ KN /ml}$

à L' ELS $q_s = G + Q = 3.497 + 0.975 = 4.472 \text{ KN /ml}$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Détermination de la largeur de la table de compression

D'après le BAEL 91 Art .4.1.3 la largeur du hourdis à prendre en compte de chaque coté d'une poutrelle de son parement est limité par la condition ci après :

$$b_1 = \min\left(\frac{L}{10}; \frac{L_0}{2}; 8h_0\right) \text{ Avec:}$$

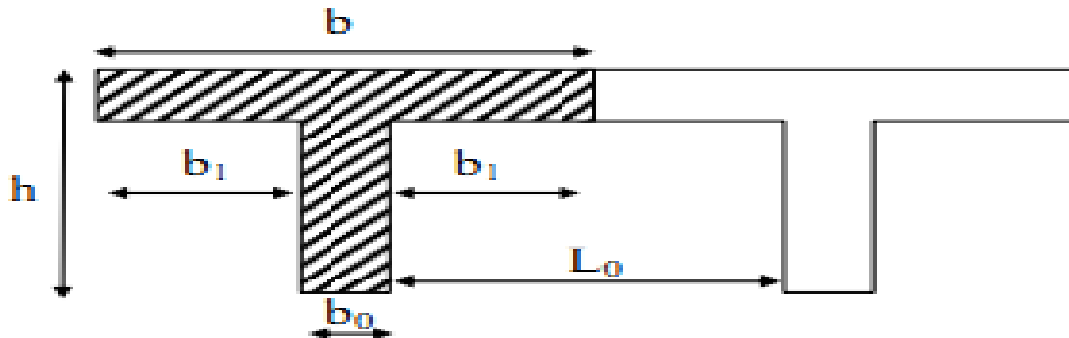


Figure. III-7 : construction de la section en Té

$h=16+4$: hauteur de la poutrelle.

$h_0=4\text{cm}$: épaisseur de la dalle de compression

$b_0 = 12\text{cm}$: largeur de la nervure.

b : largeur de l'hourdis de chaque coté de la nervure

$L=450\text{cm}$: largeur libre entre nus d'appuis

$L_0=65-12=53\text{cm}$: distance entre deux parements voisins des deux poutrelles.

$$b_1 = \min(45 ; 26.5 ; 32) = \mathbf{26,5\text{cm}}$$

$$b = 2 b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12$$

$$\mathbf{b=65\text{cm}}$$

Calcul des efforts internes :

La détermination des moments se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode des trois moments.
- Méthode de Caquot.

III-2-3) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- Domaine d'application : la méthode s'applique aux planchers à surcharges d'exploitation modérées constructions courantes (voir BAEL 91 Modifié 99/Art B.6.210). La surcharge d'exploitation est en plus égale à deux fois la charge permanente ou 5KN/m^2 , c à d :

$$Q \leq \max \{2G; 5\text{KN/m}^2\}$$

$$2G = 2 \times 3.497Q = \mathbf{0.975\text{kN/ml}} \leq \max\{6.994 ; 5\text{KN/ml}\} \mapsto \text{Condition vérifiée}$$

$2G=6.994 \text{ kN/m}^2$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées La même section transversale de poutre dans toutes les travées, donc les moments d'inerties sont les mêmes. \mapsto **Condition vérifié**
- Le rapport des portées successives des différentes travées est entre 0.80 et 1.25.

Application numérique : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

Les résultats sont cités dans le tableau suivant :

La travée	Longueur L_i [m]	L_i/L_{i+1}	Conclusion
L_1	3.00	0.85	Condition vérifiée
L_2	3.55		
L_2	3.55	1.06	Condition vérifiée
L_3	3.35		
L_3	3.35	1.20	Condition vérifiée
L_4	2.80		
L_4	2.80	1	Condition vérifiée
L_5	2.80		
L_5	2.80	0.84	Condition vérifiée
L_6	3.35		
L_6	3.35	0.94	Condition vérifiée
L_7	3.55		
L_7	3.55	1.18	Condition vérifiée
L_8	3.00		

Tableaux III-1 : résultats conditions d'application de la méthode forfaitaire

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable
- Bâtiment à usage d'habitation \mapsto **condition vérifiée**

Conclusion :

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable

a) Calcul du rapport de charge (α) :

Calcul du rapport de charge (α) et des fonctions $f(\alpha)$:

$$\alpha = \frac{1.5}{1.5 + 5.38} = 0.22 \quad 1 + 0.3\alpha = 1.066 > 1.05$$

$$\alpha = 1.066 > 1.05$$

$$\frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.53 \quad \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.63$$

b) Calcul des moments fléchissant à l'ELU :

$$q = q_u = 6.183 \text{ kN/ml}$$

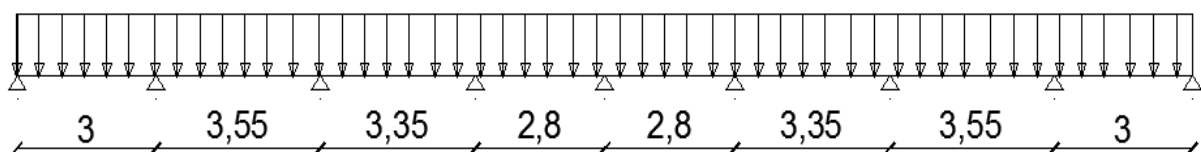


Figure .III-8 : schéma statique de la poutrelle

c) Moment isostatique :

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableaux III-2 : résultats de calcul des Moment isostatique

Les travées	(AB), (HI)	(Bc), (GH)	(DE), (EF)	(FG), (CD)
$M_0 = \frac{ql^2}{8}; q=6.183\text{KN/m}_l$	6.956kN.m	9.740kN.m	6.059kN.m	8.674kN.m

d) Moments sur appuis :

$M=0.3 M_0$ appuis de rive

$M=0.5 M_0$ appuis voisins d'appuis de rive

$M=0.4 M_0$ appuis intermédiaire

Appuis	$M_A = M_I$	$M_B = M_H$	$M_D = M_F$	$M_C = M_G$	M_E
$M_a (kN.m)$	2.087	4.87	3.470	3.896	2.424

Tableaux III-3 : résultats de calcul des Moment sur appuis

e) Moments en travées :

$$M \begin{cases} M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max\langle 1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0 \rangle \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée intermédiaire} \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée de rive} \end{cases}$$

Les travées	(AB), (HI)	(Bc), (GH)	(CD), (FG)	(DE), (EF)
$M_t (kN.m)$	$M_{IAB}=4.382$	$M_{IBC}=5.999$	$M_{ICD}=5.563\text{kN.m}$	$M_{IDE}=3.512$

Tableaux III-4 : résultats de calcul des Moment en travées

f) Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = q \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

Pour $x=i$

$$T_i = q \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

Pour $x=i+1$

$$T_{i+1} = -q \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

Travée	L (m)	q_u (KN/m)	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	T(x) (KN)
--------	-------	--------------	--------------	------------------	-----------

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

					T_i	T_{i+1}
1-2	3.00	6.183	2.087	4.87	10.20	-8.35
2-3	3.55	6.183	4.87	3.896	10.70	-11.25
3-4	3.35	6.183	3.896	3.470	10.23	-10.48
4-5	2.80	6.183	3.470	2.424	8.28	-9.03
5-6	2.80	6.183	2.424	3.470	9.03	-8.28
6-7	3.35	6.183	3.470	3.896	10.48	-10.23
7-8	3.55	6.183	3.896	4.870	11.25	-10.70
8-9	3.00	6.183	4.870	2.087	8.35	-10.20

Tableaux III-5 : résultats de calcul des efforts tranchants

j) Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant a l'ELU :
diagramme des moments :

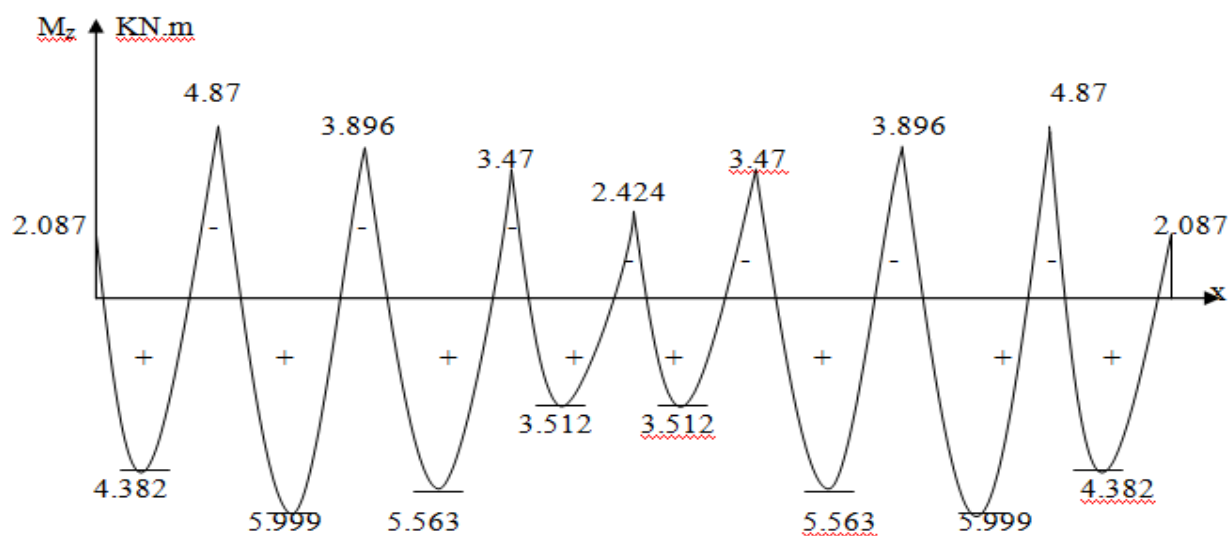


Fig.III-9 : Le diagramme des moments fléchissant à l'ELU (en KN.m)

diagramme des efforts tranchant :

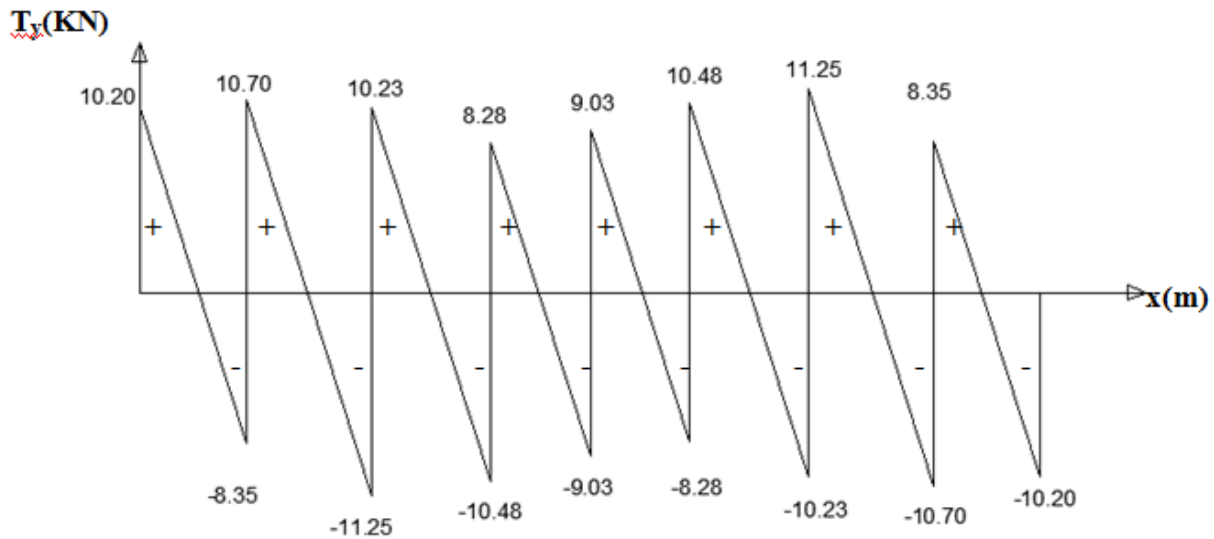


Fig.III-10 : Le diagramme des efforts tranchants à l'ELU (en KN)

h) Calcul des armatures longitudinales :

Les moments maximaux aux appuis et en travées sont :

$$M_t^{\max} = 5.999 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 4.87 \text{ KN.m}$$

Calcul à l'ELU :

Armature en travée :

Le moment équilibré par la table de compression

$$M_t = b h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0.040 \times 0.65 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \cdot 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

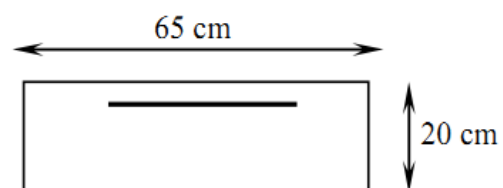
$M_{\max}^t = 5.999 \text{ KN.m} < M_t = 59.07 \text{ KN.m} \implies$ L'axe neutre est dans la table de compression

Le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b \times h$) :

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5.999 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.020$$

$$\mu_b = 0.020 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{S S A}$$

$$\beta = 0.990$$



Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$A_{st} = \frac{M_{\max}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5.999 \times 10^3}{0.990 \times 18 \times 348} = 0.967 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 3T10 = 2.35 \text{ cm}^2$.

Armatures aux appuis :

La table est entièrement tendue, la section à considérer pour le calcul est une section rectangulaire de hauteur utile $d=18\text{cm}$, et de largeur $b_0=12$.

$$M_a^{\max} = 4.87 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{4.87}{0.12 \times (0.18)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.088.$$

$$\mu_b = 0.088 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0.088 \rightarrow \beta = 0.954$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \delta_s)} = \frac{4.87 \cdot 10^3}{0.954 \cdot 18 \cdot 348} = 0.815 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 0.815 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

En travée : $3HA10 = 2.35 \text{ cm}^2$

Aux appuis : $2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$

i) Armatures transversales : (Art 7.2.2 /BAEL91)

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné comme suit :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi^{\max} \right\} = \left\{ \frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1 \right\}$$

Avec ϕ^{\max} : c'est le diamètre maximal des armatures longitudinales :

$$\phi_t = 0.57 \text{ cm}$$

On choisi un cadre $\phi_t = 6\text{mm}$ avec : $A_t = 2 HA6 = 0.57 \text{ cm}^2$

g) Espacement des armatures transversales (Art.5.1 ,22 /BAEL91)

$$S_t \leq \min(0.9d \cdot 40\text{cm}) = \min(16.2 \cdot 40) = 16.2\text{cm}$$

$$S_t = \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 0.4} = \frac{0.57 \cdot 400}{12 \cdot 0.4} = 47.5\text{cm}$$

On prend $S_t = 16 \text{ cm}$

III-2-4) Les vérifications:

a) Condition de non fragilité :(BAEL91, A.4.2.1) :

Aux appuis :

$$A_{\min} \geq 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

Aux appuis : $A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Aux Travée :

$$A_{\min} \geq 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

Aux travée : $A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

b) Vérification de la contrainte tangentielle BAEL91.Art.5.1.1)

$T_{\max} = 11.25 \text{ KN}.$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{11.25 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.52 \text{ MPa}.$$

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33, 5) = 3.33 \text{ MPa}.$$

$\tau_u = 0.52 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 \Rightarrow \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} ; \text{ avec } \psi = 1.5$$

ψ_s : Coefficient de scellement.

$\sum U_i$: somme des périmètres utiles

En travée:

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 3.14 \times 1 = 9.42 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{11.25 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 94.20} = 0.737 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0.737 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée

Aux appuis:

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 2 \times 3.14 \times 1 = 6.28 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{11.25 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.8} = 1.11 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.11 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Longueur du scellement (Art.6.1,221)

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

$$\tau_{se} = 0.6\psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

Le BAEL exige pour les HA, FeE400 : $L_s = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0.4 L_s$

$$L_a = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm} \rightarrow L_a = 16 \text{ cm}$$

d)Vérification de l'effort tranchant :

Sur le béton :

$$T_{max} \leq 0.4b_0 \times 0.9d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_{max} \leq 0.4 \times 120 \times 0.9 \times 180 \times \frac{25 \times 10^{-3}}{1.5} = 129.6 \text{ KN}$$

$$T_{max} = 11.25 \text{ KN} \leq 129.6 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sur l'acier:

$$A_a \geq \frac{T_{max}}{\sigma_s}$$

$$A_a \geq \frac{11.25 \times 10^3}{348} = 32.33 \text{ mm}^2$$

$$A_a = 1.57 \text{ cm}^2 \geq 0.32 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-2-5) Vérification à l'ELS

a) Combinaison de charge :

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, ce qui est le cas pour nos poutrelles, pour obtenir les valeurs à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient q_s/q_u

$$q_s = 4.472 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 6.183 \text{ KN/ml} \frac{q_s}{q_u} = \frac{4.472}{6.183} = 0.72$$

Moment isostatique :

Les travées	(AB), (HI)	(BC), (GH)	(DE), (EF)	(FG), (CD)
$M_0 = \frac{ql^2}{8} q_s = 4.472$	5.031 kN.m	7.044 kN.m	4.382 kN.m	6.273 kN.m

Tableaux III-6: résultats de calcul des Moment isostatique a l'ELS

Moments sur appuis :

$$M = 0.3 M_0 \dots \dots \dots \text{appuis de rive}$$

$$M = 0.5 M_0 \dots \dots \dots \text{appuis voisins d'appuis de rive}$$

$$M = 0.4 M_0 \dots \dots \dots \text{appuis intermédiaire}$$

Appuis	$M_A = M_I$	$M_B = M_H$	$M_D = M_F$	$M_C = M_G$	M_E
$M_a \text{ (kN.m)}$	1.509	3.522	2.509	2.818	1.753

Tableaux III-7: résultats de calcul des Moment SUR APPUIS a l'ELS

Moments en travées :

$$M_t \geq \begin{cases} \frac{M_e + M_w}{2} + \max\langle 1.05 M_0; (1 + 0.3\alpha) M_0 \rangle \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 & \text{dans le cas d'une travée intermédiaire} \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 & \text{dans le cas d'une travée de rive} \end{cases}$$

Les travées	(AB), (HI)	(BC), (GH)	(CD), (FG)	(DE), (EF)
$M_t \text{ (kN.m)}$	$M_{tAB} = 3.170$	$M_{tBC} = 4.339$	$M_{tCD} = 4.024 \text{ kN.m}$	$M_{tDE} = 2.540$

Tableaux III-8: résultats de calcul des Moment en travées a l'ELS

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = q \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

Pour $x=i$

$$T_i = q \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

Pour $x=i+1$

$$T_{i+1} = -q \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

Travée	L (m)	qs (KN/m)	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	T(x) (KN)	
					T _i	T _{i+1}
1-2	3.00	4.472	1.509	3.522	7.379	-6.037
2-3	3.55	4.472	3.522	2.818	7.739	-8.136
3-4	3.35	4.472	2.818	2.509	7.398	-7.583
4-5	2.80	4.472	2.509	1.753	5.991	-6.531
5-6	2.80	4.472	1.753	2.509	6.531	-5.991
6-7	3.35	4.472	2.509	2.818	7.583	-7.398
7-8	3.55	4.472	2.818	3.522	8.136	-7.739
8-9	3.00	4.472	3.522	1.509	6.037	-7.379

Tableaux III-9: résultats de calcul des efforts tranchant à l'ELS

Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant à l'ELS : diagramme des moments :

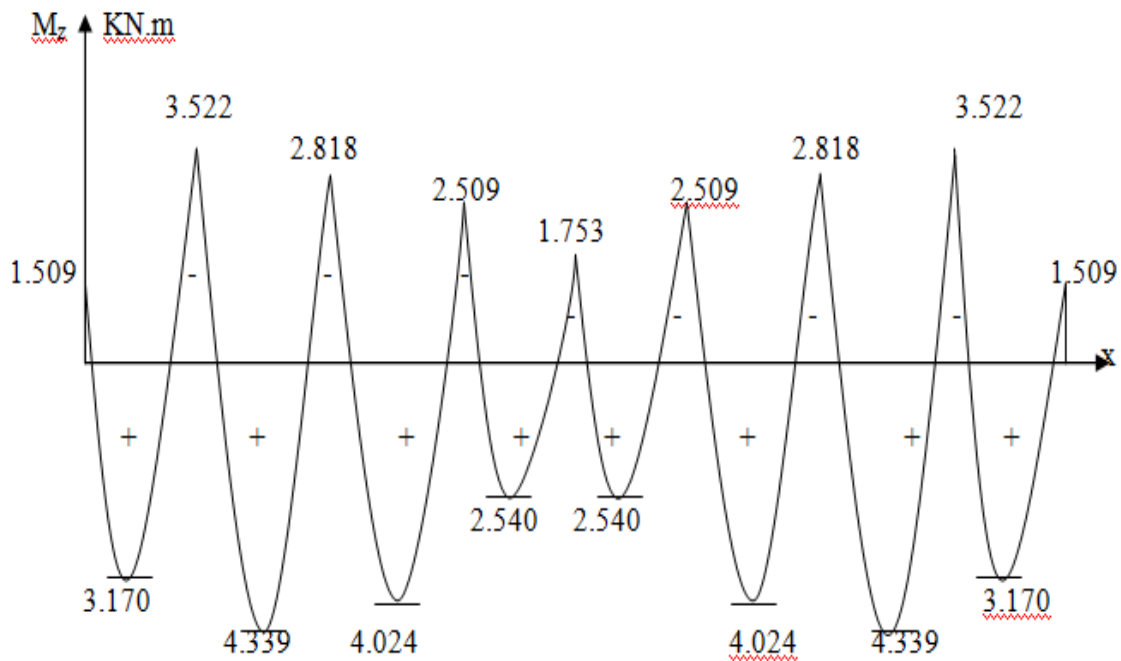


Fig.III-11 : Le diagramme des moments fléchissant à l'ELS (en KN.m)

diagramme des efforts tranchant :

$T_y(\text{KN})$

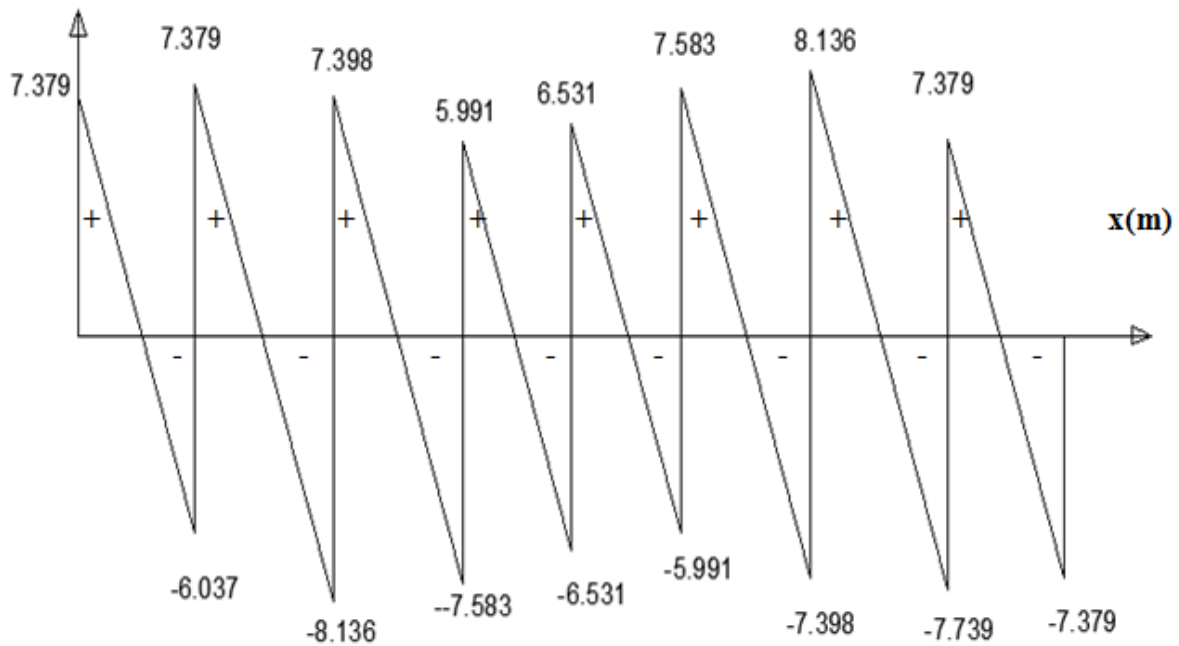


Fig.III-12 : Le diagramme des efforts tranchants à l'ELS (en KN)

Conclusion :

En travée : $M_t^{\max} = 4.339 \text{ KN.m}$

Sur appuis : $M_a^{\max} = 3.522 \text{ KN.m}$

$T_{\max} = 8.136 \text{ KN}$.

b) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

Etat limite de résistance du béton à la compression :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Aux appuis :

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.727 \quad \rho_1 = 0.727 \rightarrow \{\beta_1 = 0.877 ; K = 25.49\}$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{3.522 \times 10^3}{0.877 \times 1.57 \times 18} = 142.10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 142.10 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{142.10}{25.49} = 5.574 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.574 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travée :

La contrainte dans les aciers est :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.087 \quad \rho_1 = 1.087 \rightarrow \{\beta_1 = 0.857 ; K = 19.84\}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times A_t \times d} = \frac{4.339 \times 10^3}{0.857 \times 2.35 \times 18} = 119.70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 119.70 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{119.70}{19.84} = 6.03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.03 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c)Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles de BAEL (A.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \text{Avec} \quad h : \text{hauteur totale} ; h = 20 \text{ cm} ; M_0 : \text{moment max de la travée isostatique}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 M_0} \quad L : \text{portée entre nœuds d'appuis} ; M_s : \text{le moment max en travée.}$$

$$\frac{A}{b d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad A : \text{section des armatures tendues.} ; b_0 : \text{largeur de la nervure ;}$$

M_t : moment max en travée ; d : hauteur utile de la section droite

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{355} = 0.056 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}$$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Vu que la première condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche

d) Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t \times l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_f} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10819 \text{ MPa.}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$$

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogénéisée.

$$S_{xx'} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18$$

$$S_{xx'} = 3458.5 \text{ cm}^2.$$

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15 \times A_t$$

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2.35$$

$$B_0 = 487.25 \text{ cm}^2.$$

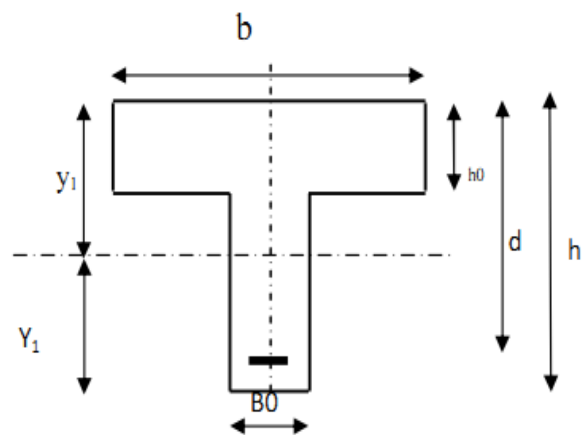
Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.09 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.09 = 12.91 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité :

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) \times h_0 \times \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 \times [A_s (V_2 - c)^2]$$



Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7.09^3 + 12.91^3) + (65 - 12) \times 4 \times \left[\frac{4^2}{12} + \left(7.09 - \frac{4}{2}\right)^2 \right] + 15 \times [2.35(12.91 - 2)^2]$$

$$I_0 = 20003.26 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients : λ_v, μ, I_{fv}

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.0108$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.0108} = 1.5$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\} = \max \{0.495; 0\} = 0.495$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 20003.26}{1 + 0.495 \times 1.53} = 12520.89 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t \times l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_f} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$f = \frac{4.339 \times 3.55^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 12520.89 \times 10^{-8}} = 0.00403 \text{ m}$$

$$f = 4.03 \text{ mm} < \bar{f} = 7.1 \text{ mm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

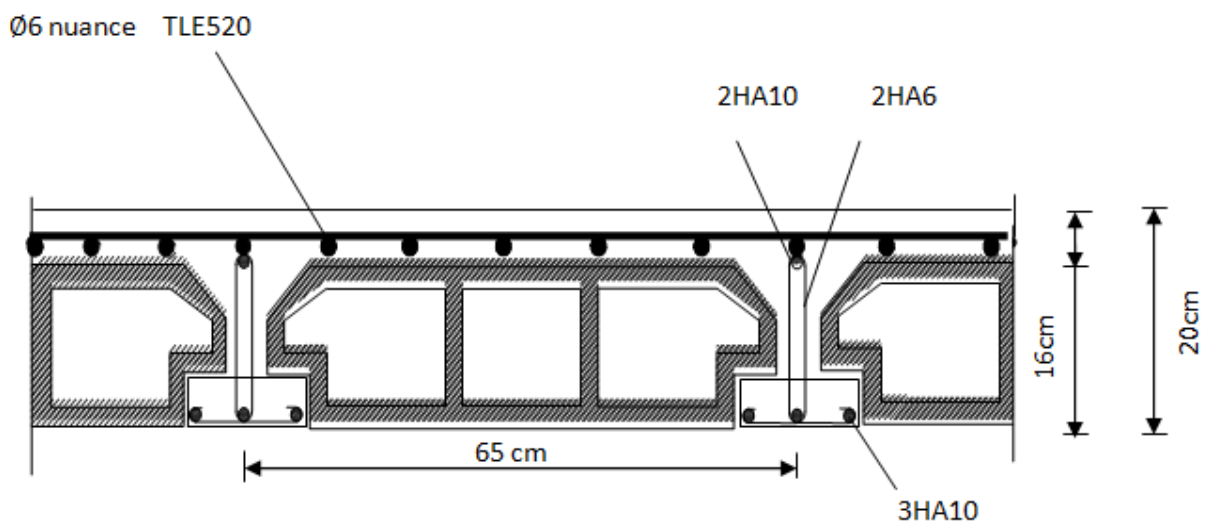


Fig.III-13: Plan de ferrailage du plancher

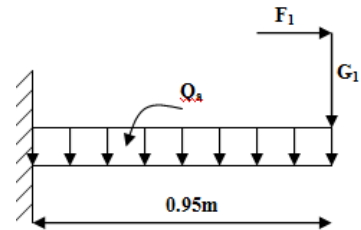
III-3 - Calcul des balcons :

Introduction :

Le balcon est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10} \text{ avec } L : \text{largeur du balcon.}$$

Le balcon est en briques, le poids de garde corps égale 1KN/ml.



$$e_p \geq \frac{95}{10} = 9.50 \text{ cm.} \quad \text{On prend } e_p = 15 \text{ cm}$$

III-3-1-)Détermination des Charges et surcharges du balcon:

Les charges permanentes :

Charges permanentes uniformes	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	PoidsKN/m ²
Revêtements en carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	18	0,03	0,54
Couche de sable	22	0,03	0,66
Enduit de mortier de ciment	33	0,01	0,33
La dalle pleine	25	0,15	3,75
Poids total			G ₁ =5.72

Tableau III-10 : Les charges permanentes revenant au balcon.

Poids propre du garde corps : **G2 = 1 KN/ml**

Surcharge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des balcons est :

$$Q = 3.5 \text{ KN /m}^2 \text{ (uniformément repartie)}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Remarque : Le moment provoqué par la main courante sera négligé car le garde corps est en maçonnerie.

III-3-2)- Combinaisons de charge :

$$\begin{array}{l} \text{E.L.U} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} q_{u1} = 1,35 G_1 + 1,5 Q_1 = 12,972 \text{ KN/ml} \\ q_{u2} = 1,35 G_2 = 1,35 \text{ KN/ml} \end{array} \right. \end{array}$$

$$q_{s1} = G_1 + Q_1 = 9,22 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{array}{l} \text{E.L.S} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} q_{s1} = G_1 + Q_1 = 9,22 \text{ KN/ml} \\ q_{s2} = G_2 = 1 \text{ KN/ml} \end{array} \right. \end{array}$$

III-3-3) Calcul des moments de l'encastrement :

l'E.L.U :

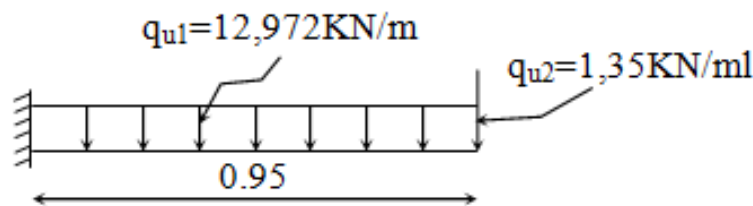


Figure III-14: Schéma statique du balcon

Le moment provoqué par la charge q_{u1} est :

$$M_{qu1} = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{12,972 \times 0,95^2}{2} = 5,85 \text{ KN.m.}$$

Le moment provoqué par la surcharge q_{u2} est :

$$M_{qu2} = q_{u2} \times l = 1,35 \times 0,95 = 1,28 \text{ KN.m}$$

\Rightarrow **Le moment total :**

$$M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 5,85 + 1,28 = 7,13 \text{ KN.m.}$$

l'E.L.S :

Le moment provoqué par la charge q_{s1} est :

$$M_{qs1} = \frac{q_{s1} \times l^2}{2} = \frac{9,22 \times 0,95^2}{2} = 4,16 \text{ KN.m}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Le moment provoqué par la charge q_{s2} est :

$$M_{qs2} = q_{s2} \times l = 1 \times 0.95 = 0.95 \text{ KN.m}$$

\Rightarrow **Le moment total agissant aura la valeur :**

$$M_s = q_{s1} + q_{s2} = 4.16 + 0.95 = 5.11 \text{ KN.m}$$

Calcul de la section d'armature à la flexion simple :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{7.13 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.0297 < 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.0297 \rightarrow \alpha = 0.0377 \rightarrow \beta = 0.985$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7.13 \times 10^6}{0.985 \times 130 \times 34800} = 1.60 \text{ cm}^2$$

On adopt 5HA10 $\rightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2$, $S_{t1} = 20 \text{ cm}$

Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.9825 \text{ cm}^2$$

On adopt 4HA8 $\rightarrow A_r = 2.01 \text{ cm}^2$, $S_{t2} = 24 \text{ cm}$

III-3-4) Vérifications à L'ELU :

a-Vérification de la condition de non fragilité : (Art 4.21/BAEL 91)

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 3.93 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b-Vérification de la condition de l'adhérence des barres :(Art6.13/BAEL 91)

On doit vérifier : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\Sigma U_i = 5 \pi 10 = 157.079 \text{ mm}$$

Effort tranchant :

$$V_u = q_{u1} \cdot l + q_{u2} = 13.67 \text{ KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{13.67 \times 10}{0.9 \times 13 \times 20.41} = 0.57 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c-Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \{0,15f_{c28}, 5\text{MPa}\} \quad \text{«Fissuration préjudiciable»}$$

$$\tau_u = \frac{16,92 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,13\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,75\text{MPa} \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

Pas de risque de cisaillement \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d-Vérification de l'écartement des barres :

Armatures principales : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

Armatures secondaires: $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

e-Vérification des contraintes de compression du béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$

$$b_0 \frac{y^2}{2} - nA_s(d - y) = 0 \Leftrightarrow 50y^2 - 3,93(13 - y) \cdot 15 = 0$$

$$\Leftrightarrow 50y^2 + 58,95y - 766,35 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 395,9 \Rightarrow y = 3,369\text{cm}$$

$$I = 6741,91 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = \frac{q_{s1} \times l}{2} + q_{s2} \times l = \frac{9,22 \times 1,2}{2} + 1 \times 1,2 = 7,8384 \text{ KNm}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{7,8384 \times 10^6}{67419100} \times 33,69 = 3,91 < 15\text{MPa} \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

f-Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201,63\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = M_s / \beta_1 \cdot d \cdot A_s$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

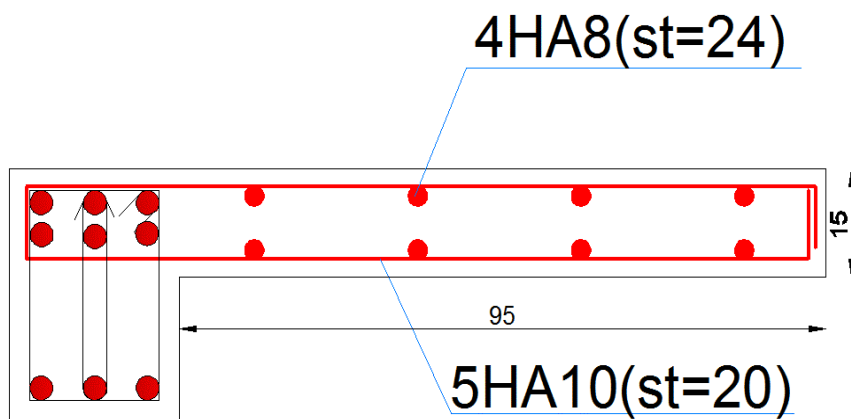
Valeur de β_1 :

$$\text{On a } \rho = \frac{100.A_s}{b.d} \Rightarrow \rho = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 13} = 0,30 \Rightarrow \beta_1 = 0,914$$

Alors :

$$\sigma_{st} = 5.11 \times 10^6 / 0,914 \times 130 \times 3.93 \times 10^2 = 109.43. \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{La section est vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.}$$



III-4) Etude des escaliers :

Le type d'escalier permettant la circulation dans les différents étages de notre bâtiment est droit ; à paillasse avec deux volées.

Vue en plan :

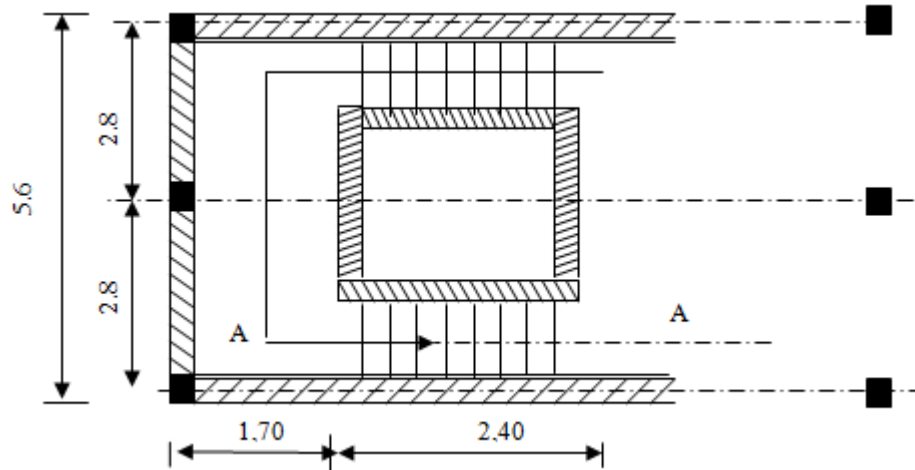


Figure (III-16) : Schéma descriptif du l'escalier.

III-4-1) Pré dimensionnements :

D'après la formule de « BLONDEL », le tracé de l'escalier est correct si :

$$g + 2h = m \quad \text{avec} \quad 60 \leq m \leq 64.$$

Pour un bâtiment d'habitation et commercial, on a $m = 64\text{cm}$.

$$h = \frac{H}{n} \quad \text{et} \quad g = \frac{L}{n-1}$$

Pour déterminer "n" on doit résoudre l'équation suivante :

$$64n^2 - (64 + 2 \times H + L)n + 2H = 0 \quad 64n^2 - (64 + 2 \times 140 + 240)n + 2 \times 153 = 0$$

Avec : $H \rightarrow$ Hauteur d'étage

$L \rightarrow$ Longueur d'étage

$n \rightarrow$ Nombre de contre marches

$$n = \frac{\sqrt{\Delta} \pm b}{2a}$$

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 542 \rightarrow 9 \quad \text{on prend} \quad n = 9 \text{ contre marches.}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$n - 1 = 8 \text{ marches}$$

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

$$g = \frac{L}{(n-1)} = \frac{240}{8} = 30. \text{ On prend } g = 30 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \text{palier} = 1.70 > 4 \times g = 4 \times 30 = 1.20 \text{ m}$$

$$\rightarrow 30 + 2 \times 17 = 64$$

l'angle d'inclinaison :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{1.53}{2.4} = 0.6375 \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

$$L_0 = \frac{240}{\cos \alpha} + 170 \times 2 = 6.25 \text{ cm}$$

Epaisseur de la paillasse :

$$\Rightarrow \frac{625}{30} \leq e_p \leq \frac{625}{20}$$

$$20.83 \text{ cm} \leq e_p \leq 31.25 \text{ cm} \quad \text{on opte pour : } e_p = 21 \text{ cm}$$

III-4-2) Détermination des charges et surcharges:

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 ml d'emmarchement, pour une bande de 1 m de projection horizontale.

Charges permanentes

Le palier : $G_1 = 6.93 \text{ KN / ml}$

$$Q = 2.5 \text{ KN / ml}$$

La paillasse : $G_2 = 10.23 \text{ KN / ml}$

$$Q = 2.5 \text{ KN / ml}$$

III-4-3) Combinaison des charges

Etat limite ultime : ELU

$$q_u \text{ palier} = 1.35G_1 + 1.5Q = 1.35 \times 6.93 + 1.5 \times 2.5 = 13.10 \text{ KN / ml}$$

$$q_u \text{ Paillasse} = 1.35G_2 + 1.5Q = 1.35 \times 10.23 + 1.5 \times 2.5 = 17.56 \text{ KN / ml}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Etat limite de service : ELS

$$q_u \text{ palier} = G_1 + Q = 6.93 + 2.5 = 9.43 \text{ KN / ml}$$

$$q_u \text{ paillasse} = G_2 + Q = 10.23 + 2.5 = 12.73 \text{ KN / m l}$$

III-4-4) Calcul des efforts internes : à l'ELU

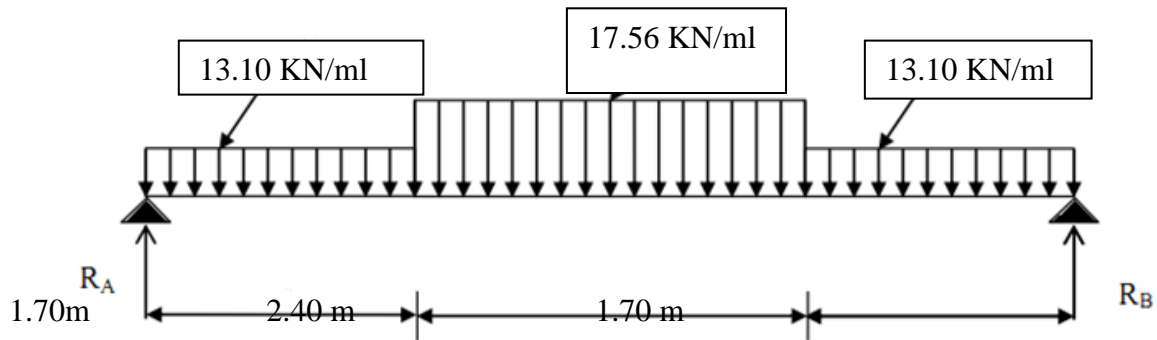


Figure-III-17: schéma statique d'escalier

-Calcul des réactions d'appuis

$$R_A = R_B = 43.34 \text{ KN}$$

- Calcul des moments fléchissant et efforts tranchant

	Moment fléchissant (KN.m)	Effort tranchant (KN)
1er tronçon : $0 \leq x \leq 1.70\text{m}$ $M(x) = 43.34x - q \frac{x^2}{2}$ $T_Y = +43.34 - qx$	$X=0 \Rightarrow M_z=0$ $X=1.70 \Rightarrow M_z=54.75$	$T_y=43.34$ $T_y=21.07$
2em tronçon : $1.70 \leq x \leq 4.10\text{m}$ $M(x) = -8.78x^2 + 50.92x - 6.44$ $T_Y = -17.56x + 50.92$	$X=1.70 \Rightarrow M_z=54.75$ $X=4.10 \Rightarrow M_z=54.75$	$T_y=21.07$ $T_y=-21.07$
3em tronçon : $0 \leq x \leq 1.70\text{m}$ $M(x) = 43.34x - q \frac{x^2}{2}$ $T_Y = -43.34 + qx$	$X=1.70 \Rightarrow M_z=54.75$ $X=0 \Rightarrow M_z=0$	$T_y=-21.07$ $T_y=-43.34$
$X=2.90\text{m}$	$M_{z\max}=71.69$	$T_y=0$

Tableaux III-11: résultats de calcul des effort internes

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0,3 M_z^{\max} = -21.21 \text{ KN.m}$

- en travées : $M_{ut} = 0,85 M_z^{\max} = 60.94 \text{ KN.m}$

les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous

- Diagramme des efforts internes

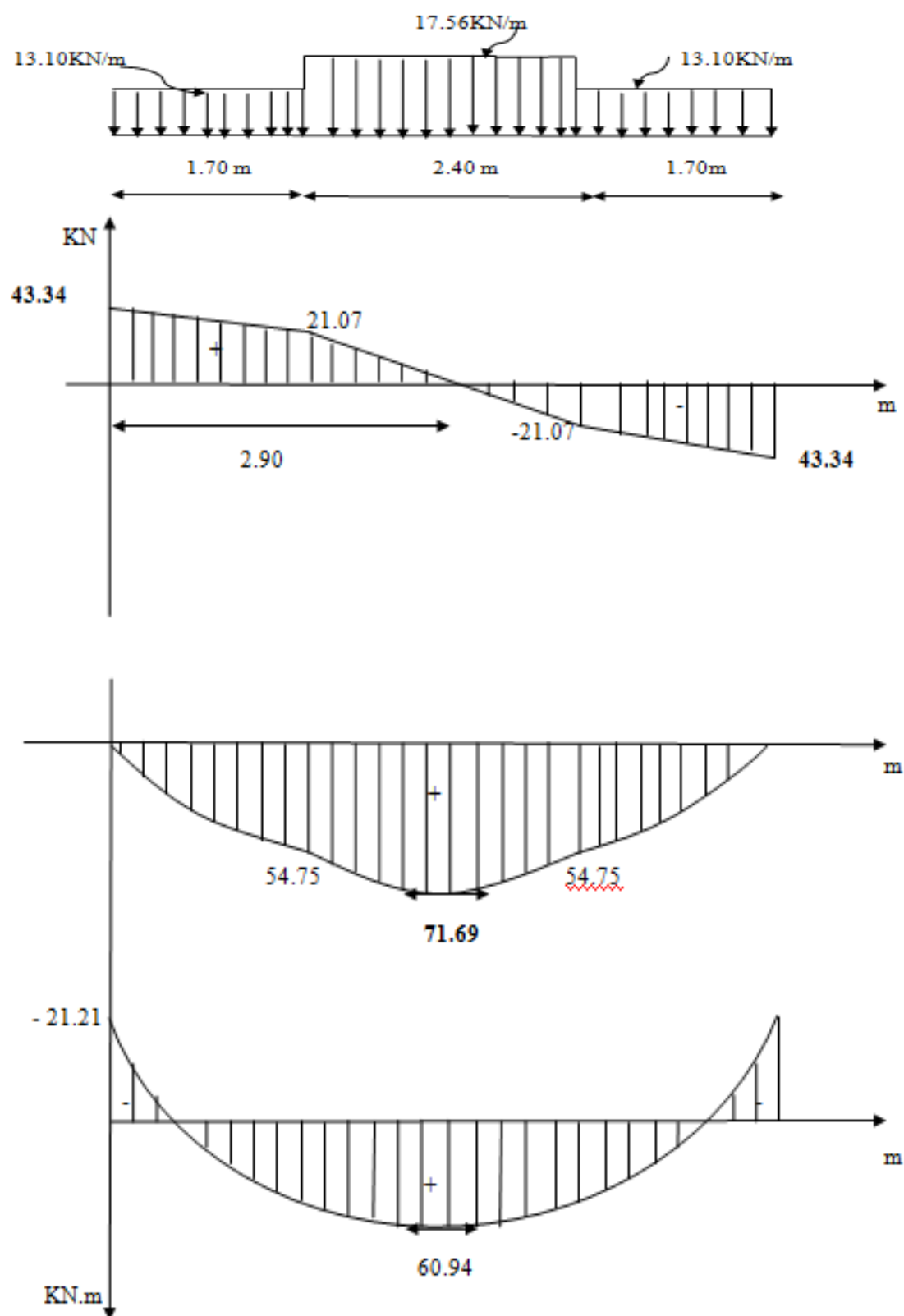
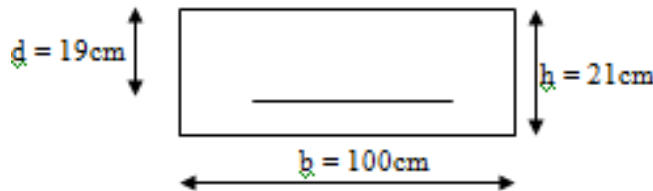


Figure (III-18) : Diagramme des efforts internes

III-4-5) Calcul des armatures:

Le calcul se fera à en flexion simple pour une bande de largeur ($b=1m$) et d'épaisseur ($=21cm$).

$b = 100cm$. $c = 2cm$ $d = 19cm$ $h = 21cm$.



Aux appuis :

$$M_u = 21.21 \text{ KN.m}$$

Armatures principales :

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{21.21 \times 10^3}{100 \times 19^2 \times 14,2} = 0.040 < \mu_r = 0,392$$

\Rightarrow la section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_a = 0.04 \Rightarrow \beta_u = 0.980$$

$$A_{appuis} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{21.21 \times 10^3}{0.980 \times 19 \times 348} = 3.27 \text{ cm}^2.$$

Soit : $7HA12 \rightarrow 7.92 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 14 \text{ cm}$.

Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_r = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

En travée :

$$M_t = 60.94 \text{ KN.m}$$

Armatures principales :

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{60.94 \times 10^3}{100 \times 19^2 \times 14,2} = 0.118 < \mu_r = 0,392$$

\Rightarrow la section est simplement armée (S.S.A)

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

$$\mu_a = 0.118 \Rightarrow \beta_u = 0.937$$

$$A_{travée} = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{60.94 \times 10^3}{0.937 \times 19 \times 348} = 9.83 \text{ cm}^2.$$

Soit **7HA14 = 10.78 cm²**. avec un espacement **S_t = 14 cm**

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{10.78}{4} = 2.69 \text{ cm}^2.$$

Soit **6HA10 = 4.71 cm²**. avec un espacement **S_t = 17 cm**.

III-4-6) Vérification à l' ELU :

a-Espacement des armatures :

Armatures principales :

$$S_t \leq \min\{3h; 33\} = \{3 \times 21; 33\} = 33 \text{ cm}$$

En travée: **S_t = 14 cm < 33 cm → Condition vérifiée .**

Aux appuis : **S_t = 14 cm < 33 cm → Condition vérifiée.**

Armatures de répartition :

$$S_t \leq \min\{4h; 45\} = \min\{4 \times 21; 45\} = 45 \text{ cm}.$$

En travée: **S_t = 17 cm < 45 cm → Condition vérifiée .**

Aux appuis : **S_t = 20 cm < 45 cm → Condition vérifiée**

b- Condition de non fragilité (Art A.4.2/BAEL91):

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 19 \times 2.1}{400} = 2.29 \text{ cm}^2.$$

$$(f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}).$$

Aux appuis: A_{app} = 7.92 cm². > A_{min} = 2.29 cm² → Condition vérifiée .

En travée: A_{tr} = 10.78 cm² > A_{min} = 2.29 cm² → Condition vérifiée.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

c-Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement): (Art .A.5.1, 1 /BAEL 91):

$$V_{\max} = 43.34 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u$$

Pour une fissuration non préjudiciables: $\text{Min} \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$.

$$V_u^{\max} = 43.34 \text{ KN} \rightarrow \tau_u = \frac{43.34 \times 10^3}{1000 \times 190} = 0.23 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

d-Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :(BAEL 91, Art A.6.1.3)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \text{ Avec } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 8 \times 3.14 \times 1.4 = 35.17 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{43.34 \times 10^3}{0.9 \times 190 \times 351.7} = 0.72 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.72 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Donc Pas de risque d'entraînement des barres.

e- Ancrage des barres (BAEL 91 modifié 99 Art A6-1.2.1, CBA93) :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{se}}$$

$$\tau_{se} = 0.6 \Psi_s^2 f_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur du voile dans le quel il sera ancré, on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à 0,4 L_s

$$L_c = L_s \times 0.4 = 49.38 \times 0.4 = 20 \text{ cm}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

f- Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1,313 / BAEL91):

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \cdot 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 43.34 \times 10^3}{1000 \times 0.9 \times 190} = 0.51 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.51 \text{ MPa} < \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

g-Influence effort tranchant sur armatures : (Art 5.1.1,312 / BAEL91) :

On doit prolonger les aciers au de là du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section

D'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant.

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{max}}{f_{su}}$$

$$\frac{V_u^{max}}{f_{su}} = \frac{43.34 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 1.25 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = 12.31 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st \text{ min à ancrer}} > \frac{V_u^{max}}{f_{su}}$$

Condition vérifiée

Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

III-4-7) Etat limite de service : ELS

$$q_u \text{ palier} = G_1 + Q = 6.93 + 2.5 = 9.43 \text{ KN / ml}$$

$$q_u \text{ paillasse} = G_2 + Q = 10.23 + 2.5 = 12.73 \text{ KN / m l}$$

-Calcul des efforts internes ELS :

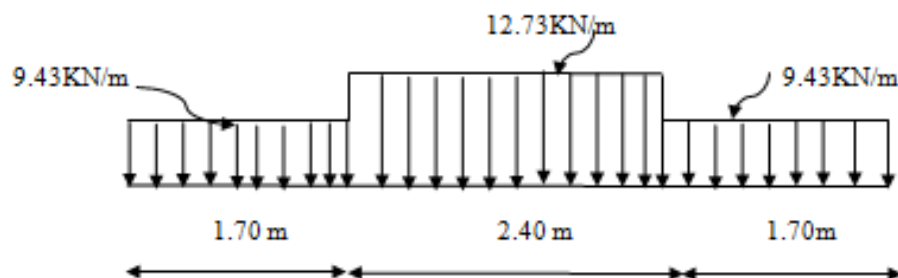


Figure-III-19: schéma statique d'escalier

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

-Calcul des réactions d'appuis R_a et R_b :

$$R_A = R_B = 31.31 \text{ KN.}$$

Calcul des moments fléchissant et efforts tranchant :

	Moment fléchissant (KN.m)	Effort tranchant (KN)
1er tronçon : $0 \leq x \leq 1.70\text{m}$ $M(x) = 31.31x - q \frac{x^2}{2}$ $T_Y = +31.31 - qx$	$X=0 \Rightarrow M_z=0$ $X=1.70 \Rightarrow M_z=39.60$	$T_y=31.31$ $T_y=15.24$
2em tronçon : $1.70 \leq x \leq 4.10\text{m}$ $M(x) = -6.36x^2 + 25.72x - 4.76$ $T_Y = -12.72x + 25.72$	$X=1.70 \Rightarrow M_z=39.60$ $X=4.10 \Rightarrow M_z=39.60$	$T_y=15.24$ $T_y=-15.24$
3em tronçon : $0 \leq x \leq 1.70\text{m}$ $M(x) = 31.31x - q \frac{x^2}{2}$ $T_Y = -31.31 + qx$	$X=1.7 \Rightarrow M_z=39.60$ $X=0 \Rightarrow M_z=0$	$T_y=-15.24$ $T_y=-31.31$
$X=2.90\text{m}$	$M_{z\max}=51.98$	$T_y=0$

Tableaux III-12: résultats de calcul des effort internes

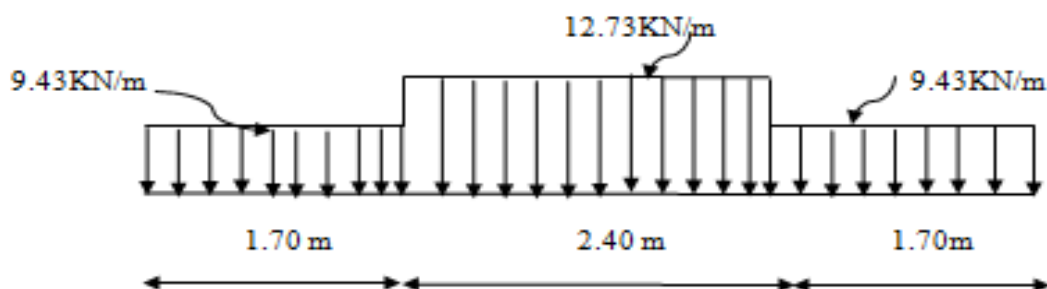
En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0,3 M_z^{\max} = -15.59 \text{ KN.m}$

- en travées : $M_{ut} = 0,85 M_z^{\max} = 44.18 \text{ KN.m}$

les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

Diagramme des efforts internes ELS :



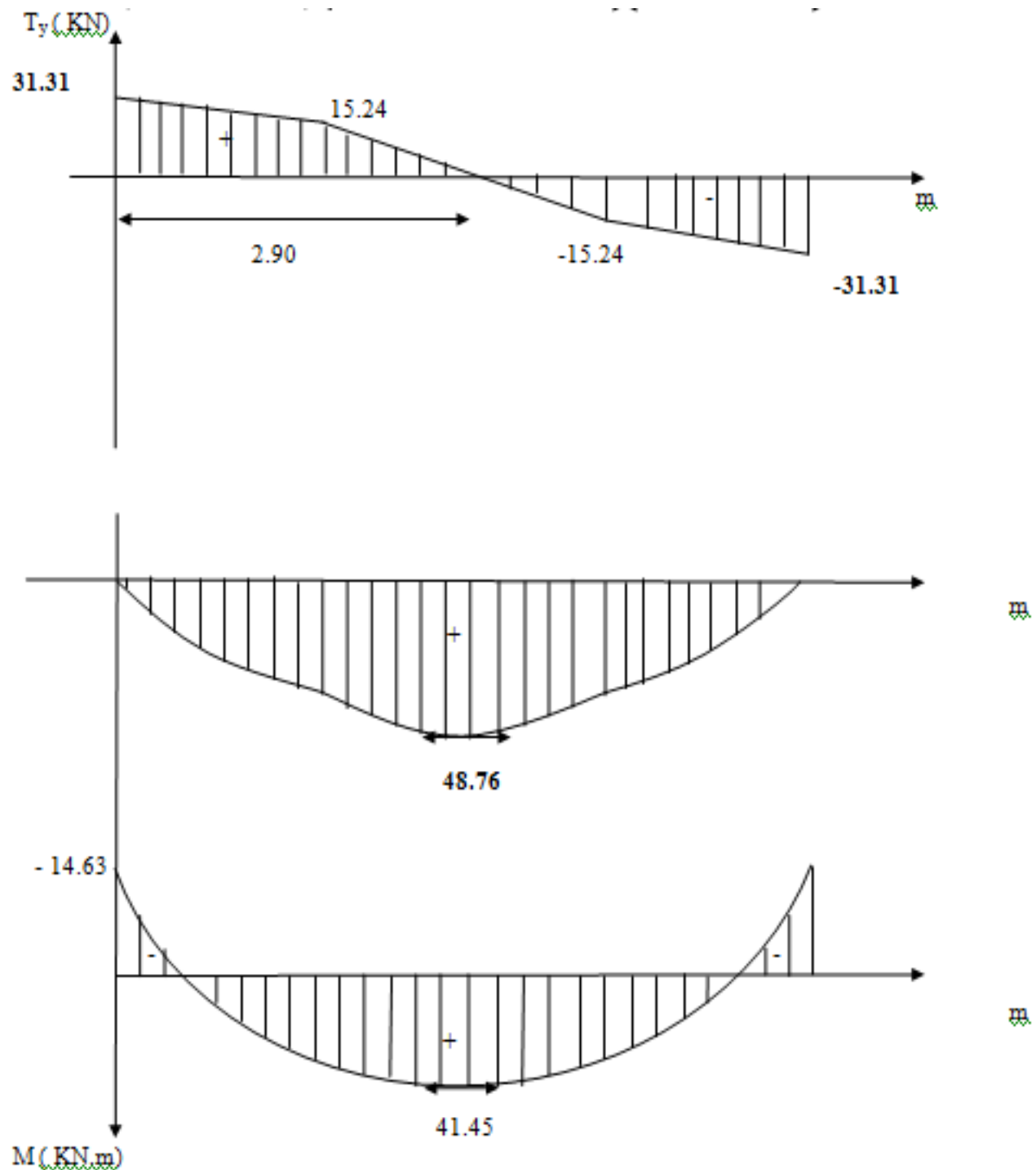


Figure III-20 : Diagramme des efforts internes

III-4-8) Vérification à L'ELS

a-Vérification des contraintes dans le béton: (Art A.4.5.2/BAEL 91) :

On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Aux appuis:

Contrainte dans le béton:

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 19} = 0.297$$

$$\rho_1 = 0.297 \rightarrow \beta = \{0.914; k_1 = 43.14\}.$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{15.59 \times 10^3}{0.914 \times 19 \times 5.65} = 158.89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{158.89}{43.14} = 3.68 < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Contraintes dans les aciers :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15.59 \times 10^3}{0.914 \times 19 \times 5.65} = 158.89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

En travée :

Contrainte dans le béton:

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 9.83}{100 \times 19} = 0.518$$

$$\rho_1 = 0.518 \rightarrow \beta = \{0.892; k_1 = 31.30\}.$$

$$\sigma_s = \frac{44.18 \times 10^3}{0.892 \times 19 \times 9.83} = 265.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{265.19}{31.30} = 8.47 < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{44.18 \times 10^3}{0.892 \times 19 \times 9.83} = 265.19 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Etat limite d'ouverture des fissures: (Art B.6.3/BAEL91)

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, donc il est inutile de la vérifier.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

c) Etat limite de déformation:(Art B.6.5.1/BAEL91)

Les règles de BAEL (Art B.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$\begin{aligned} \blacklozenge \quad & \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \blacklozenge \quad & \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \blacklozenge \quad & \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{aligned}$$

Avec:

h: hauteur de la section est égale.

L: portée libre est égale

A: section des armatures tendues.

$$\frac{21}{580} = 0.036 \leq \frac{1}{16} = 0.625$$

La première condition n'est pas vérifiée Donc le calcul de la flèche est nécessaire

d-Calcul de la flèche:(Art B.6.5,2/BAEL91)

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{E_v I} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{240}{500} = 0.48 \text{ mm}$$

E_v : module de déformation différée. $E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$

I: moment d'inertie total de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section.

V_I : position de l'axe neutre.

$q_s = \max \{9.43 \text{ KN/ml}, 12.73 \text{ KN/ml}\} = 12.73 \text{ KN/ml}$.

L: Longueur libre.

Calcul des paramètres

Moment statique :

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogénéisée.

$$S_{xx'} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times 21^2}{2} + 15 \times 9.83 \times 19$$

$$S_{xx'} = 24851.55.$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 21) + (15 \times 9.83)$$

$$B_0 = 2247.45 \text{ cm}^2.$$

Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{24851.55}{2247.45} = 11.05 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 21 - 11.06 = 9.95 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité :

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_t (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (11.05^3 + 9.95^3) + 15 \times 9.83 \times (9.95 - 2)^2$$

$$I_0 = 87129.45 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12.73 \times (5800)^4}{10818.86 \times 87129.45 \times 10^4} = 0.58 \text{ mm}$$

$$f = 3.98 \text{ mm} < \bar{f} = 4.8 \text{ mm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

-Ferrailage de l'escalier:

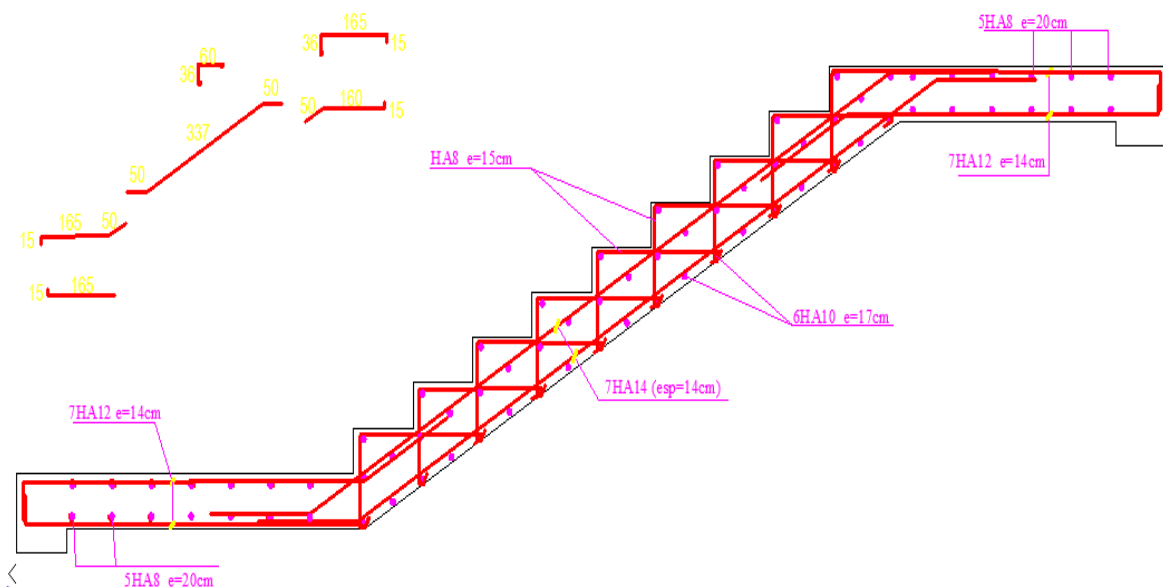


Figure-III-21: schéma de ferrailage d'escalier

III-5-Calcul de la poutre palière :

III-1) Pré dimensionnement

Hauteur : $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$

Largeur: $0.4h \leq b \leq 0.7h$

- Avec :
- h : hauteur de la poutre.
 - b : largeur de la poutre.
 - L : portée maximum entre nus d'appuis

Hauteur:

$$L = 280cm$$

$$\frac{280}{15} \leq h \leq \frac{280}{10} \rightarrow 18.66 \leq h \leq 28$$

$$h = 30cm.$$

Largeur:

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30$$

$$12 \leq b \leq 21$$

$$b = 25cm.$$

Exigences du RPA 99 (art 7-5-1) :

$$b \geq 20 \text{ cm.}$$

$$ht \geq 30 \text{ cm.}$$

$$ht/b < 4.$$

Vérification des conditions du RPA

$$ht \geq 30 \text{ cm.}$$

$$b = 25cm > 20cm \quad \Rightarrow \quad \text{Toutes les conditions sont vérifiées}$$

$$\frac{h}{b} = 1.2 < 4 \quad S$$

Section adoptée :

$$\text{Poutre palière} \Rightarrow (25 \times 30) \text{ cm}^2$$

Détermination des charges :

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0.25 \times 0.30 = 1.875 \text{ KN/ml}$
- Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}$
- $G_{\text{mur ext}} = 2.94 \times 1.53 = 4.49 \text{ kN/ml}$
- Réaction du palier à l'ELU : = 43.34KN

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

- Réaction du palier à l'ELS : = 31.31KN

Combinaison de charges

$$\text{ELU } q_u = 1.35G + R_B = 1.35 \times (1.875 + 4.49) + 43.34 = 51.93 [\text{KN/ml}]$$

$$q_u = 51.93 [\text{KN/ml}]$$

$$\text{ELS } q_s = G + R_B = (1.875 + 4.49) + 31.31 = 37.68 \left[\frac{\text{KN}}{\text{ml}} \right]$$

$$q_s = 37.68 [\text{KN/ml}]$$

III-5- 2-) Calcul des efforts à l'ELU

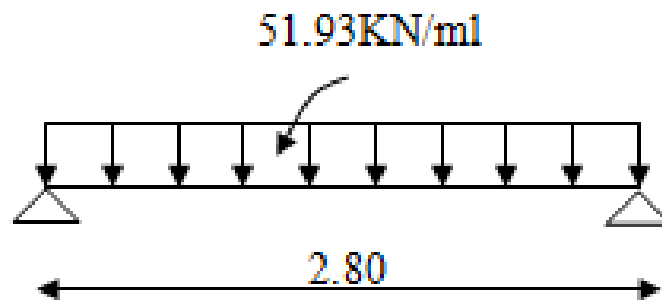


Figure-III-22: schéma statique de la poutre palier

Moment isostatique

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{51.93 \times 2.8^2}{8} = 50.89 \text{KN.m}$$

Effort tranchant

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{51.93 \times 2.8}{2} = 72.70 \text{KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Sur appuis : } M_a = -0.3 \times M_u^{\max} = -0.3 \times 50.89 = -15.27 [\text{KN.m}]$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \times M_u^{\max} = 0.85 \times 50.89 = 43.26 [\text{KN.m}]$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Diagramme du moment et de l'effort tranchant :

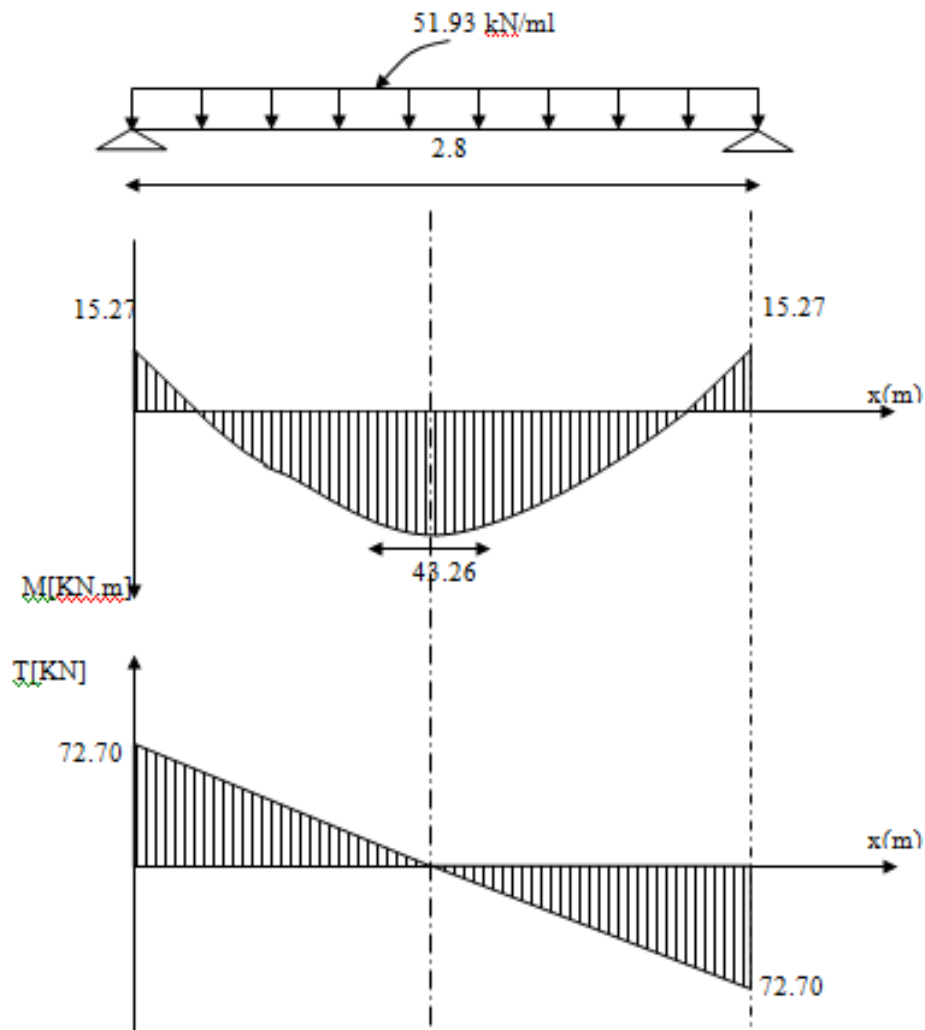


Figure III -23: Diagramme des efforts internes

III-5-3-) Calcul des armatures Ferrailage :

En travée

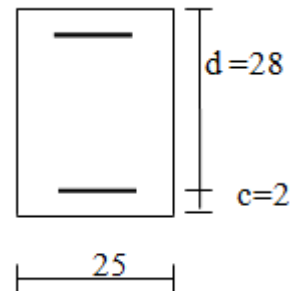
$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{43.26 \times 10^6}{250 \times 280^2 \times 14.2} = 0.154$$

$$\mu_b = 0.154 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0.916$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{43.26 \times 10^3}{0.916 \times 28 \times 348} = 4.62 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA14 = 4.62 cm²



Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Sur appuis

$$\mu_a = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{15.27 \times 10^6}{250 \times 280^2 \times 14.2} = 0.054$$

$$\mu_b = 0.055 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0.972$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{15.27 \times 10^3}{0.972 \times 28 \times 348} = 1.61 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On opte pour 3 HA14} = 4.62 \text{ cm}^2.$$

N.B :

Article 7.5.2.1 du R.P.A : Le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute la section.

$$\frac{0.5 \times b \times h}{100} = \frac{0.5 \times 25 \times 30}{100} = 3.75 \text{ cm}^2.$$

$$4.62 + 4.62 = 9.24 \text{ cm}^2 > 3.75 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

III-5-4-)Vérification :

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b.d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\text{Aux appuis : } A_a = 1.61 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

Condition de l'effort tranchant : (Art A.5.2.2, BAEL 91)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \{0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\}$$

$$\tau_u = \frac{72.70 \times 10^3}{250 \times 280} = 1.038 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_d} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.038 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La Condition est vérifiée}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis : Art. 5.1.3.2, BAEL 91

Influence sur les armatures inférieures :

$$A_u = \frac{T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}}{f_e / 1.15} = \frac{72.70 \times 10^3 + \frac{15.27 \times 10^5}{0.9 \times 28}}{348 \times 10^4} = 0.038 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 4.62 \geq A_u = 0.038 \text{ cm}^2 \dots \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Influence sur le béton :

$$T_{u \max} \leq 0.4b.0.9.d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0.4 \times 0.9b.d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 250 \times 0.9 \times 280 \frac{25}{1.5} = 420 \text{ KN} > T_u = 72.70 \text{ KN} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée.}$$

Vérification de l'adhérence aux appuis :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{0.9.d.\sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi.f_{t28} = 3.15$$

$\sum U_i$: Somme des paramètres utiles des armatures.

$$\sum u_i = \sum n \times \phi = 3 \times 3.14 \times 1.4 = 13.188 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{72.70 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 13.188 \times 10} = 2.188 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.188 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

Il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

Armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi < \min \left\{ \Phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 12 ; 8.57 ; 25 \} = 8.57 \text{ cm}$$

$$\Phi_t = 6 \text{ mm} < 8.57 \text{ mm} \text{ Condition } \checkmark \text{ vérifiée}$$

$$\text{On choisit } 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min \{ 0.9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 25.2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \} = 25.2 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 6 \text{ cm}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Espacement des barres :

Article 7.5.2.2 RPA 99 :

En zone nodale :

$$A_t \geq 0,003.S.b \Rightarrow S = \frac{A_t}{0,003.b} = \frac{1,13}{0,003 \times 25} = 15,07 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi ; 30 \right\} = 7.5 \text{ cm}$$

On prend: $S_t = 6 \text{ cm}$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

III-5-5) Calcul à l'ELS :

a) Combinaison des charges :

$$\text{ELS } q_s = G + R_B = (1.875 + 4.49) + 31.31 = 37.68 [\text{KN/ml}]$$

$$q_s = 37.68 [\text{KN/ml}]$$

Le moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{37.68 \times 2.80^2}{8} = 36.93 \text{ KNm}$$

L'effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{37.68 \times 2.8}{2} = 52.75 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effet de semi encastrement :

$$M_{sa} = -0,3M_s = -11.08 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0,85M_s = 31.39 \text{ KN.}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

b) Diagramme du moment et de l'effort tranchant

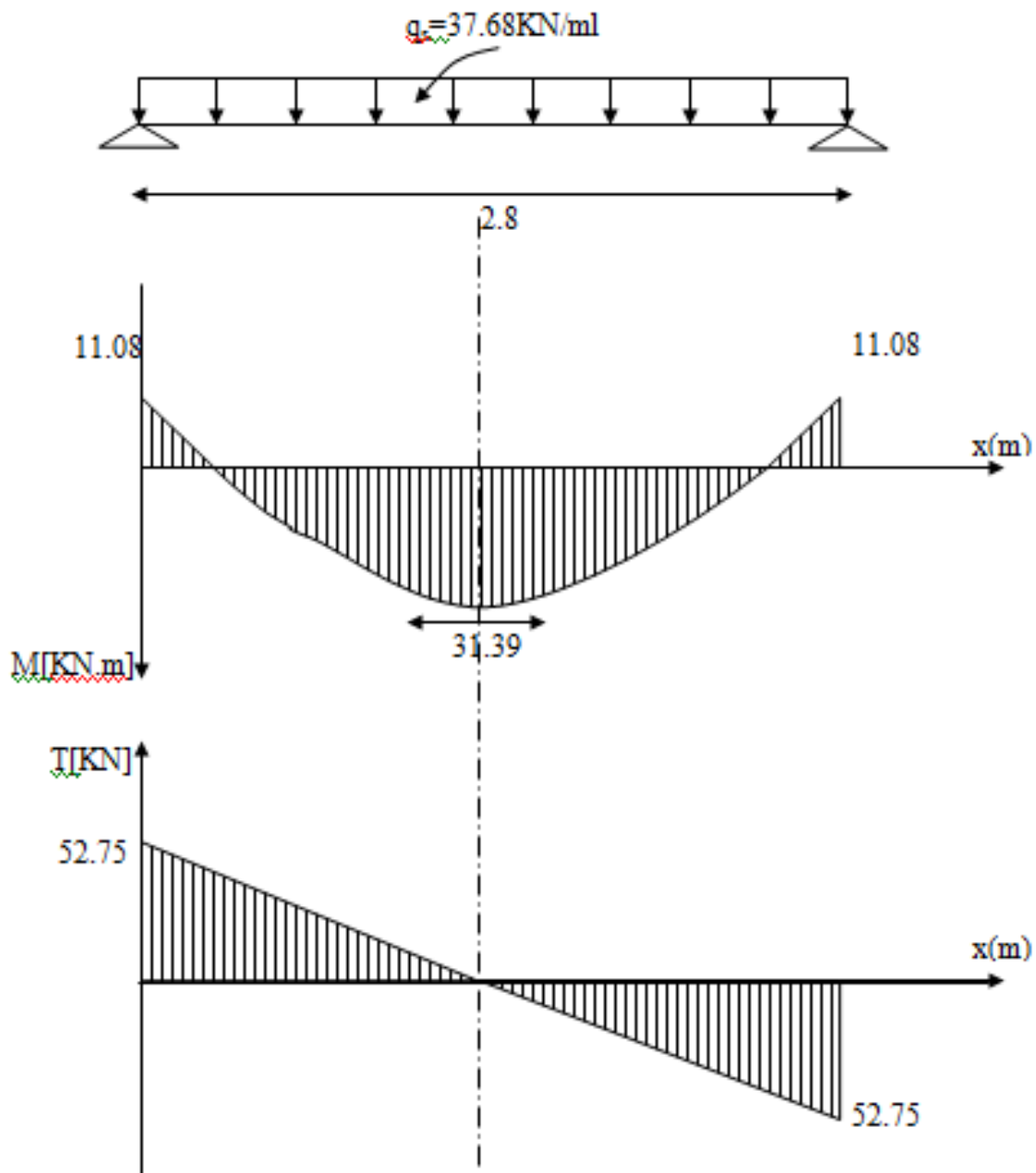


Figure III-24 : Diagramme des efforts internes

III-5-6) Vérification des contraintes :

a) Etat limite de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 1.61}{25 \times 28} = 0.231 \Rightarrow \alpha_1 = \left\{ \begin{array}{l} 0.231 \\ \beta_1 = 0.923 \end{array} \right.$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t}, \quad M_{ts} : \text{moment de service en travée.}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{11.08 \times 10^3}{0.923 \times 28 \times 1.61} = 266.29 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition Vérifié.}$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \cdot \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0.020 \sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.02 \times 266.29 = 5.33 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition Vérifié.}$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 28} = 0.661 \Rightarrow \alpha_1 = 0.357$$
$$\beta_1 = 0.881$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t}, \quad M_{ts} : \text{moment de service en travée.}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{31.39 \times 10^3}{0.881 \times 28 \times 4.62} = 275.43 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition Vérifié.}$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \cdot \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0.037 \sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.037 \times 275.43 = 10.19 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition Vérifié.}$$

b) Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 91 Art A5.3.4

La fissuration étant peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

Etat limite de déformation :

Vérification de la flèche :

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si trois conditions suivantes sont vérifiées :

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

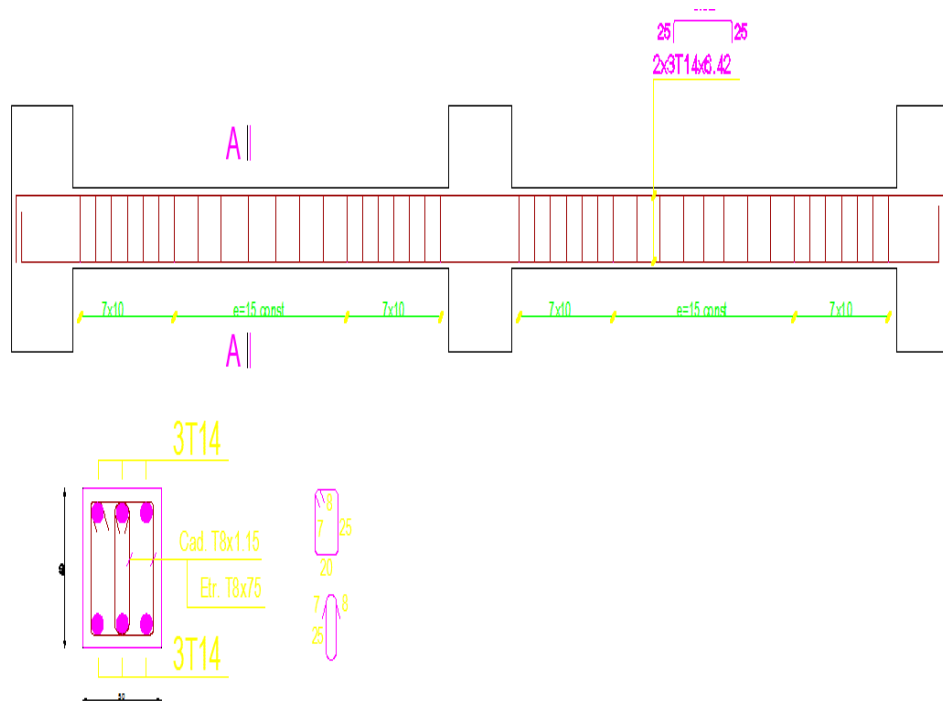
$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.3}{2.8} = 0.107 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.3}{2.8} = 0.107 > \frac{31.39}{10 \times 36.93} = 0.085 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$c) \frac{A_t}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.62}{25 \times 28} = 0.0066 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Les 3 conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

Plan de ferrailage de la poutre palière :



figureIII -25: Ferrailage de la poutre palière

III-6) Calcul de la dalle pleine de la salle de machine

Vu le nombre de niveaux que comporte notre bâtiment 10 niveaux un ascenseur a été prévu pour la circulation verticale entre niveaux.

- la surface de la cabine est de 4.50m² (2,50x1,80)
- la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargé est de 9 tonnes.
- la vitesse d'entraînement V= (1m/s)

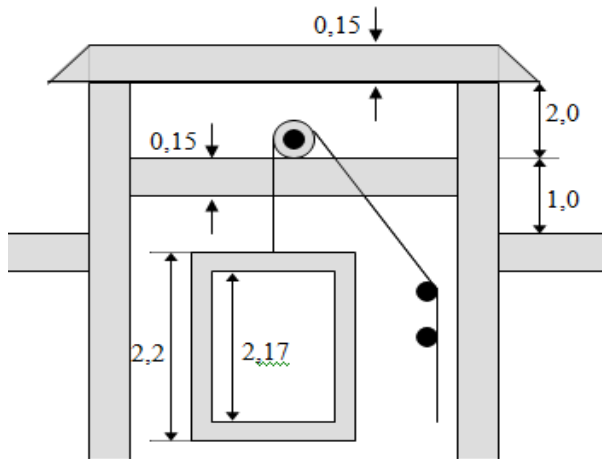


Figure (III-26) : Schéma descriptif du la salle de machine

III-61) Calcul de la dalle pleine

Hypothèse :

- La dalle est coulée sur place liée par des amorces.
- La machine est centrée au milieu.
- Pour le calcul de cette dalle on utilisera les abaques de PIGEAUD

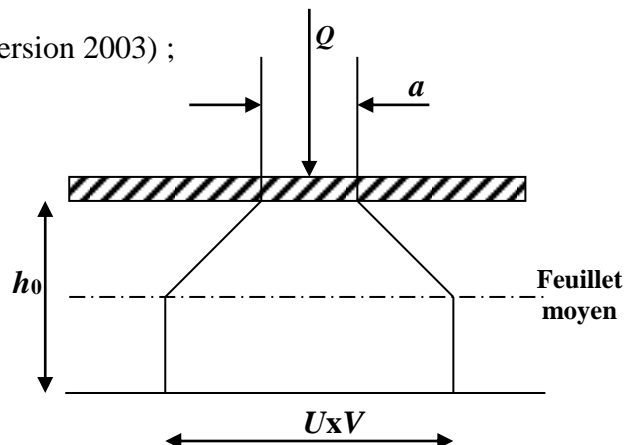
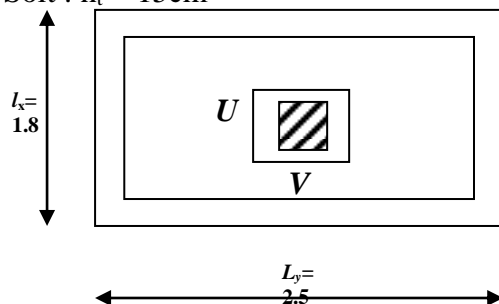
Epaisseur de la dalle :

Epaisseur de la dalle est donnée par la formule

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{180}{30} = 6.00 \text{ cm}$$

h_t doit être au moins égale à 12cm (RPA99 version 2003) ;

Soit : $h_t = 15\text{cm}$



$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1,80}{2,50} = 0,72 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

Calcul de de U et V :

$$U = U_0 + 2h_r + h_0 \quad ,$$

$$V = V_0 + 2h_r + h_0 \quad U_0 = V_0 = 110\text{cm} \quad , \quad h_r = 0$$

$$U = 1.10 + 0,15 = 1.25 \text{ m}$$

$$V = 1.10 + 0,15 = 1.25\text{m}$$

Evaluation des moments Mx et My :

Les moments au milieu de la dalle pour une bonde de 1m de longueur dans le sens de la petite portée et de la grande portée sont respectivement :

$$\begin{cases} M_{x1} = P (M_1 + \nu M_2) \\ M_{x2} = P (M_2 + \nu M_1) \end{cases} \quad , \text{ avec } \nu : \text{coefficient de poisson} \quad \left. \begin{array}{l} \text{ELU} \quad \longrightarrow = 0 \\ \text{ELS} \quad \longrightarrow \end{array} \right\}$$

M₁ et M₂ : sont des coefficients à déterminer à partir des abaques de PIGEAUD suivant le rapport : $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_y}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,8}{2,5} = 0,72.$$

$\rho=0.72$ **$0,4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow$** la dalle travaille dans les deux sens.

$$\frac{U}{L_x} = \frac{125}{180} = 0,69 \quad , \quad \frac{V}{L_y} = \frac{125}{250} = 0,5$$

Détermination des moments M1 et M2

Pour déterminer M₁ et M₂, doit faire une interpolation double, ρ est compris entre deux valeurs on a pour : $0,707 \leq \rho \leq 0,8$

a) Pour $\rho = 0,707$; $\frac{u}{l_x} = 0,69$ et $\frac{v}{l_y} = 0,5$

$$\begin{aligned} (1) \quad \left. \begin{array}{l} \frac{u}{l_x} = 0,7 \\ \frac{v}{l_y} = 0,5 \end{array} \right\} &\Rightarrow \begin{pmatrix} M_1 = 0,093 \\ M_2 = 0,054 \end{pmatrix} ; \\ (2) \quad \left. \begin{array}{l} \frac{u}{l_x} = 0,6 \\ \frac{v}{l_y} = 0,5 \end{array} \right\} &\Rightarrow \begin{pmatrix} M_1 = 0,105 \\ M_2 = 0,057 \end{pmatrix} \end{aligned}$$

$$\Delta\left(\frac{u}{l_x}\right) = 0,7 - 0,6 = 0,1 \Rightarrow \Delta M_1 = 0,093 - 0,105 = -0,012$$

$$\Delta M_2 = 0,054 - 0,057 = -0,003$$

$$\text{Pour } \Delta\left(\frac{u}{l_x}\right)' = 0,69 - 0,6 = 0,09 \Rightarrow \begin{cases} \Delta m_1 = \frac{-0,012 \times 0,09}{0,1} = -0,0108 \\ \Delta m_2 = \frac{-0,003 \times 0,09}{0,1} = -0,0027 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \frac{u}{l_x} = 0,69 \\ \frac{v}{l_y} = 0,5 \end{cases} \Rightarrow \begin{pmatrix} M_1 = 0,093 + (-0,0108) = 0,0822 \\ M_2 = 0,054 + (-0,0027) = 0,0513 \end{pmatrix}$$

b) Pour $\rho = 0,8$; $\frac{u}{l_x} = 0,69$; $\frac{v}{l_y} = 0,5$

$$(1) \begin{cases} \frac{u}{l_x} = 0,6 \\ \frac{v}{l_y} = 0,5 \end{cases} \Rightarrow \begin{pmatrix} M_1 = 0,095 \\ M_2 = 0,067 \end{pmatrix} \quad (2) \begin{cases} \frac{u}{l_x} = 0,7 \\ \frac{v}{l_y} = 0,5 \end{cases} \Rightarrow \begin{pmatrix} M_1 = 0,086 \\ M_2 = 0,063 \end{pmatrix}$$

$$\Delta\left(\frac{u}{l_x}\right) = 0,7 - 0,6 = 0,1 \Rightarrow \begin{cases} \Delta M_1 = 0,086 - 0,095 = -0,009 \\ \Delta M_2 = 0,063 - 0,067 = -0,004 \end{cases}$$

$$\text{Pour } \Delta\left(\frac{u}{l_x}\right)' = 0,69 - 0,6 = 0,09 \Rightarrow \begin{cases} \Delta m_1 = \frac{-0,009 \times 0,09}{0,1} = -0,0081 \\ \Delta m_2 = \frac{-0,004 \times 0,09}{0,1} = -0,0036 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \frac{u}{l_x} = 0,69 \\ \frac{v}{l_y} = 0,5 \end{cases} \Rightarrow \begin{pmatrix} M_1 = 0,086 + (-0,0081) = 0,0779 \\ M_2 = 0,063 + (-0,0036) = 0,0594 \end{pmatrix}$$

c) Interpolation entre les valeurs de $\rho = 0,707$ et $\rho = 0,8$

$$\rho = 0,707 \Rightarrow \begin{pmatrix} M_1 = 0,0822 \\ M_2 = 0,0513 \end{pmatrix} \quad ; \quad \rho = 0,8 \Rightarrow \begin{pmatrix} M_1 = 0,0779 \\ M_2 = 0,0594 \end{pmatrix}$$

$$\Delta\rho = 0,8 - 0,707 = 0,093 \Rightarrow \begin{cases} \Delta m_1 = 0,0779 - 0,0822 = -0,0043 \\ \Delta m_2 = 0,0594 - 0,0513 = 0,0081 \end{cases}$$

$$\text{Pour : } (\Delta\rho)' = 0,72 - 0,707 = 0,013 \Rightarrow \begin{cases} (\Delta m_1)' = \frac{-0,0043 \times (0,013)}{0,093} = -0,000601 \\ (\Delta m_2)' = \frac{0,0081 \times (0,013)}{0,093} = 0,00113 \end{cases}$$

$$\text{Résultat final : } \begin{cases} M_1 = 0,0822 + (-0,000601) = 0,0815 \\ M_2 = 0,0513 + (0,00113) = 0,0524 \end{cases}$$

Après interpolation : $M_1 = 0.0815$, $M_2 = 0.0524$

$$\text{A l'ELU : } M_{x1} = q M_1$$

$$M_{y1} = q M_2$$

$$\text{Avec : } q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 9000 + 1,5 \times 0 = 12150 \text{ Kg/m}$$

$$M_{x1} = 12,15 \times 0,0815 = 0.990 \text{ t.m} = 9.9 \text{ KN/m}$$

$$M_{y1} = 12,15 \times 0,0524 = 0.636 \text{ t.m} = 6.36 \text{ KN/m}$$

d) Les moments dus aux poids propre de la dalle pleine $M_{x2}; M_{y2}$:

$$\text{Poids propre de la dalle } G = 0.15 \times 1 \times 25 = 3.75 \text{ KN/ml}$$

La surcharge d'exploitation Q est prise égale à 1 KN/ml

$$\rho = 0,72 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travail dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0,72 \Rightarrow \mu_x = 0.0658$$

$$\mu_y = 0.464$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

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

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,563 \text{ KN/ml}$$

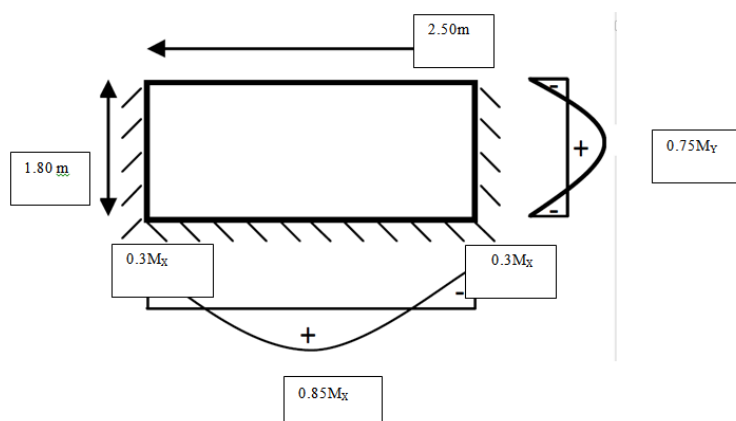
$$M_{x2} = 0,0658 \times 6,563 \times (1.8)^2 = 1.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,464 \times 1.28 = 0.60 \text{ KN.m}$$

e) Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.18 \text{ KNm}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.96 \text{ KN.m}$$



III-6-2) Ferrailage

Sens X-X :

Aux appuis

$$M_a = 0,3 \times 11.18 = 3,354 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3,354 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,013 \Rightarrow \text{S.S.A}$$
$$\Rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{3,354 \cdot 10^3}{0,993 \times 13 \times 348} = 0,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : } St = 20 \text{ cm}$$

$$M_t = 0,85 \times 11.18 = 9,50 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{9,50 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,039 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_t = \frac{9,50 \cdot 10^3}{0,979 \times 13 \times 348} = 2,14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 10\text{HA}8 = 5,03 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : } St = 10 \text{ cm}$$

Sens y y :

Aux appuis

$$M_a = 0,3 \times 6.96 = 2.088 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{2.088 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0087 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,996.$$

$$A_a = \frac{M_a}{b d f_e / \gamma_s} = \frac{2.088 \times 10^3}{0,996 \times 13 \times 348} = 0,46 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } 5 \text{ HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } St = 20 \text{ cm.}$$

En travée

$$M_t = 0,85 \times 6,96 = 5,92 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{5,92 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,024 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_t = \frac{M_t}{b d f_e / \gamma_s} = \frac{5,92 \times 10^3}{0,987 \times 13 \times 348} = 1,33 \text{ cm}^2.$$

Soit : 10HA8 = 5,03 cm² avec St = 10cm

III-6-3) Vérification à l'ELU

Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91) :

$$A_{st} \geq \rho_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \quad \text{avec} \quad \rho_0 : \text{taux d'armatures dans chaque direction ; } \rho_0 = 0,8\%$$

$$A_{st} \geq 0,0008 \times 100 \times \frac{15}{2} \left(3 - \frac{180}{250} \right) = 1,368 \text{ cm}^2 \text{ ----- condition vérifiée.}$$

$A \geq 1,368 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée dans les deux sens.**

Armatures transversales Elles ne sont pas nécessaires.

Ecartement des barres : (Art A.8.2.42 BAEL 91)

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :
(charges concentrées)

Direction la plus sollicitée : min (2h, 25 cm).

Direction perpendiculaire : min (3h, 33 cm).

-Sens x-x:

Armatures supérieures : St = 20 cm < min (2h, 25 cm) = 25 cm.

Armatures inférieures : St = 10 cm < min (2h, 25 cm) = 25 cm.

-Sens y-y:

Armatures supérieures : St = 20 cm < min (3h, 33 cm) = 33 cm.

Armatures inférieures : St = 10 cm < min (3h, 33 cm) = 33 cm.

Vérificatoïn de non poinçonnement

$P \leq 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ (aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est vérifiée). Avec μ_c : périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$\mu_c = 2(u + v) = 2(1.10 + 1.10) = 4.40 \text{ m.}$$

$$P = 9.00 \text{ t} \leq 0,045 \times 4.40 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^2}{1,5} = 49.5 \text{ t} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

Contrainte tangentielle

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge : on a $U < V$, alors :

$$\text{Sens x-x : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V+U} = \frac{90}{2 \times 1.25 + 1.25} = 24 \text{ KN}$$

$$\text{Sens y-y : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{3V} = \frac{90}{3 \times 1.25} = 24 \text{ KN}$$

$$\text{Ainsi on aura : } \tau = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{24 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.185 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3.33; 5) = 3.33 \text{ MPa}$$

On remarque que $\tau < \bar{\tau}$; la condition est vérifiée.

Diametre maximal des barres

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10}$$

$$\phi_{\max} = 8 \text{ mm} \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

III-6-4) Vérification de l'E.L.S

Les moments à l'E.L.S

Moment engendré par le système de levage

$$M_{x1} = (M_1 + V M_2) q_s .$$

$$M_{y1} = (M_2 + V M_1) q_s .$$

$$q_s = G + Q = 90 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x1} = (0.0815 + 0.2 \times 0.0524) \times 90 = 8.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = (0.0524 + 0.2 \times 0.0815) \times 90 = 6.18 \text{ KN.m}$$

Moment engendré par le poids propre de la dalle

$$q_s = G + Q = 3,76 + 1 = 4,76 \text{ KN/m}^2.$$

$$\mu_x = 0,0719$$
$$\rho = 0,72 \mu_y \rightarrow 0,608$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0,0719 \times 4,76 \times (1,80)^2 = 1,11 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,674 \text{ KN.m.}$$

Superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8,28 + 1,11 = 9,39 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,18 + 0,674 = 6,854 \text{ KN.m.}$$

III-6-5) Ferrailage

Sens x-x

Aux appuis

$$M_a = 0,3 \times 9,39 = 2,82 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2,82 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,012 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\beta = 0,993$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d f_e / \gamma_s} = \frac{2,82 \times 10^3}{0,993 \times 13 \times 348} = 0,63 \text{ m}^2.$$

En travée

$$M_t = 0,85 \times 9,39 = 7,98 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7,98 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,033 \Rightarrow \text{S.S.A.} \Rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d f_e / \gamma_s} = \frac{7,98 \times 10^3}{0,983 \times 13 \times 348} = 1,79 \text{ cm}^2.$$

Sens y-y

Aux appuis

$$M_a = 0,3 \times 6,854 = 2,056 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2,056 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0086 \quad \text{S.S.A.} \quad \beta = 0,995$$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta d f_e / \gamma_s} = \frac{2.056 \times 10^3}{0,995 \times 13 \times 348} = 0,46 \text{ cm}^2$$

En travée

$$M_t = 0,85 \times 6,854 = 5,826 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5,826 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,024 \quad \text{S.S.A.} \quad \beta = 0,987$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d f_e / \gamma_s} = \frac{5,826 \times 10^3}{0,987 \times 13 \times 348} = 1,30 \text{ cm}^2 .$$

Conclusion

Les armatures adoptées à l'E.L.U sont largement suffisantes.

III-6-6) Vérification des contrainte de compression dans le béton Sens x-x

Aux appuis $M_a = 3.354 \text{ KN.m} .$

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 13} = 0,193 \Rightarrow k = 0.018 \text{ et } \beta = 0.930.$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 d A_a} = \frac{3.354 \times 10^6}{0,930 \times 130 \times 2,51 \times 10^2} = 110.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,018 \times 110.52 = 1,98 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

En travée $M_t = 5,22 \text{ N.m.}$

On doit vérifier

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

$$\frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 5,03}{100 \times 13} = 0,387$$

$$\rho_1 = k = 0.027 \text{ et } \beta = 0.905.$$

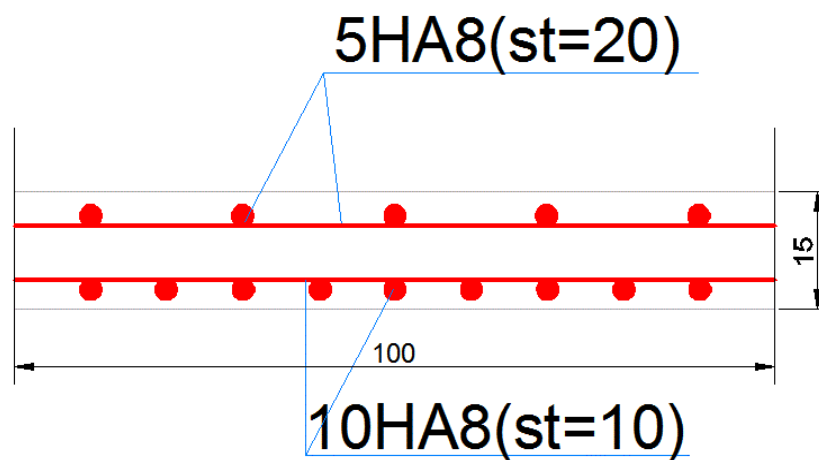
$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{5,22 \times 10^6}{0,905 \times 130 \times 5,03 \times 10^2} = 88,20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.027 \times 88.20 = 2.38 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

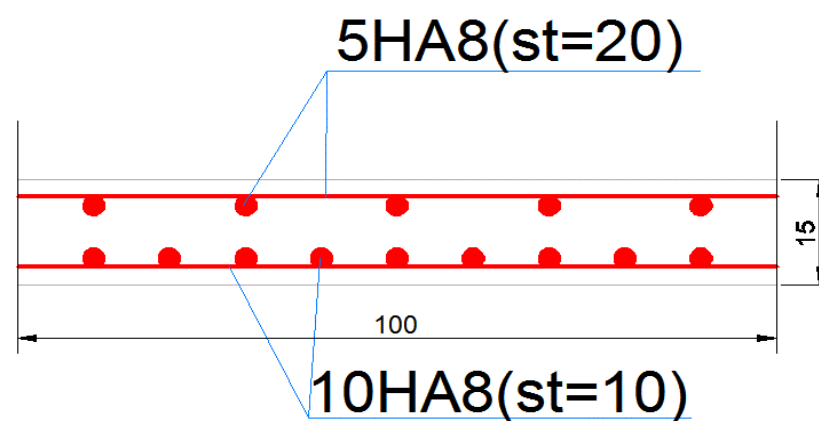
On trouve aussi que la condition est vérifiée dans le sens y-y.

III-6-7) Etat limite de fissuration

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire



X-X



Y-Y

FigureIII-27 :plan de ferraillage de la dalle pleine salle machine

CHAPITRE IV : ETUDE DU CONTREVENTEMENT

Introduction :

Dans ce chapitre, nous étudierons le système structural d'éléments permettant d'assurer la stabilité du bâtiment vis – à- vis des efforts horizontaux.

L'étude du contreventement est une étape importante est décisive dans l'étude de tout bâtiment. Elle consiste à parer la structure contre les deux types de sollicitation horizontales ; vent et séisme.

Le contreventement peut être assuré par :

- a- Des voiles ou murs appelés couramment refends entrant dans la composition de L'ouvrage.
- b- Du système « poteaux poutres » formant des portiques d'étage ;
- c- Des cages d'escalier et d'assesseurs ou gaines représentant une grande rigidité à la Flexion et à la torsion ;

Une combinaison des deux systèmes suscités, forment un contreventement mixte ou portiques et refends rigidement liés travaillent conjointement pour faire face au séisme.

Dans notre cas l'ossature du bâtiment est composée, à la fois de portiques et de murs de refends, disposés parallèlement .le but de ce chapitre est justement de déterminer les efforts horizontaux dans les refends, d'une part, et dans les portiques d'une autre part. pour cela nous allons comparer l'inertie des voiles à celle des portiques auxquels nous allons attribuer « une inertie fictive »

IV-1)Inertie des voiles :

Il est remarquable que les voiles de notre structure ne compte pas d'ouvertures, nous n'aurons donc à calculer que l'inertie de refends pleins :

IV-1 -1)Les refends longitudinaux

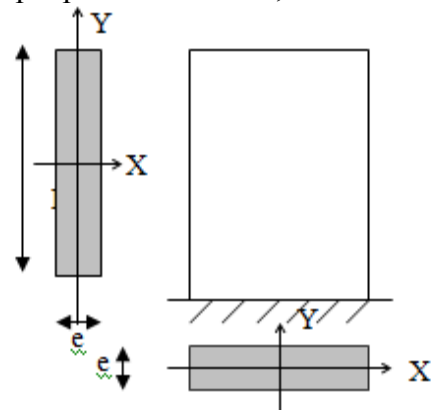
$$I_y = e \cdot L^3 / 12$$

$$I_x = L \cdot e^3 / 12 \ll I_y \Rightarrow \text{soit } I_x = 0$$

IV-1 -2)Les refends transversaux

$$I_x = e \cdot L^3 / 12$$

$$I_y = L \cdot e^3 / 12 \ll I_x \Rightarrow \text{soit } I_y = 0$$



Chapitre IV : Etude du contreventement

avec :

L:longueur du voile dans le sens considéré.

L'inertie des voiles, pour un niveau donné, est résumée dans les tableaux suivants :

Sens longitudinal (X-X) :

Voiles	L (m)	e (m)	$I_y (m^4)$
VL1	3.55	0.2	0.715
VL2	3.55	0.2	0.715
VL3	1.95	0.2	0.122
VL4	1.95	0.2	0.122
Somme			1.82

Tableau IV-1 : Inerties des voiles dans le sens longitudinal

Sens transversal (Y-Y) :

Voiles	L (m)	e (m)	$I_x (m^4)$
VT1	3.00	0.20	0.45
VT2	3.00	0.20	0.45
VT3	3.00	0.20	0.45
VT4	3.00	0.20	0.45
VT5	4.50	0.20	1.518
VT6	4.50	0.20	1.518
VT7	4.50	0.20	1.518
Somme			5.286

Tableau IV-2 : Inerties des voiles dans le sens transversal

IV-2) Inertie fictive des portiques :

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la

méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé », qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie, il suffira de :

calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces horizontales

Chapitre IV : Etude du contreventement

comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage

IV-2- 1) Calcul des flèches des refends :

Le calcul des flèches des refends dont l'inertie est $I = 1 \text{ m}^4$, soumis au même système de forces que les portiques (une force égale à 1 tonne à chaque niveau), sera obtenu par la méthode des « moments des aires ».

La flèche est donnée par la relation suivante :
$$f_i = \frac{\sum S_i \times X_i}{E_i} ;$$

Avec : S_i : Surface du trapèze.

X_i : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

$$S_i = (b_i + b_{i+1}) \times \frac{h}{2}$$

$$d = \frac{(2 \times b_i + b_{i+1})}{3 \times (b_i + b_{i+1})} \times h$$

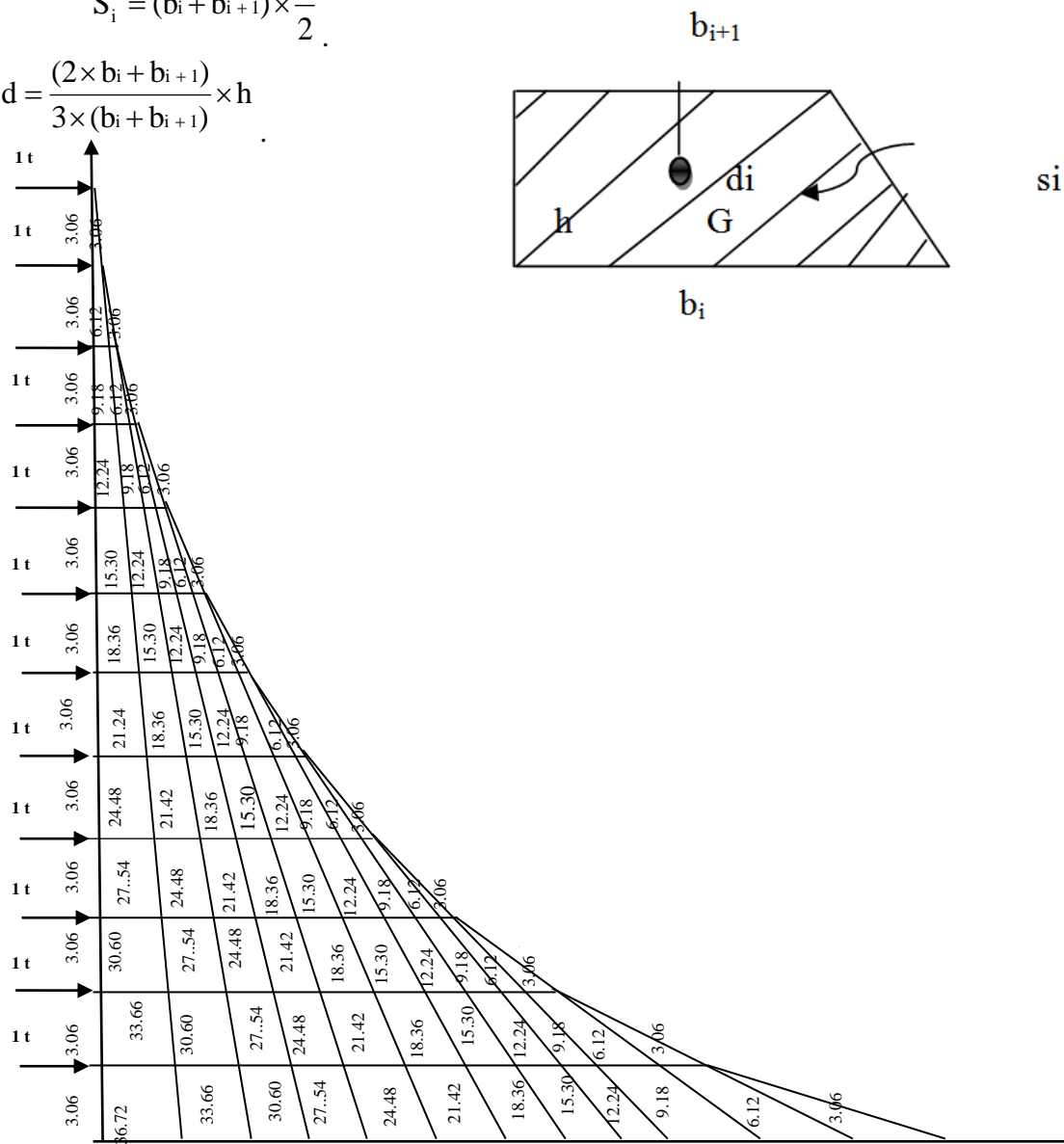


Figure IV-1 : Diagramme des moments des aires

Chapitre IV : Etude du contreventement

Le tableau suivant donne les aires ((S_i)) et la position du centre de gravité ((d_i)) par

Diagramme des moments :

Niveaux	h (m)	b_i (m)	b_{i+1} (m)	S_i (m ²)	d_i (m)	$S_i \times d_i$
10	3,06	3,06	0	4,68	2.04	9.55
9	3,06	9,18	3,06	18,73	1.79	32.99
8	3,06	18,36	9,18	42,14	1.36	71.64
7	3,06	30,60	18,36	74,91	1.40	124.35
6	3,06	45,90	30,60	117,05	1.43	190.79
5	3,06	64,26	45,90	168,54	1.45	273.03
4	3,06	85,68	64,26	229,41	1.46	367.06
3	3,06	110,16	85,68	299,64	1.47	476.43
2	3,06	137,70	110,16	379,23	1.47	602.98
1	3,06	167.76	137,70	467.35	1.48	738.41
RDC	3,06	201.42	167.76	518.95	1.48	892.46
s-sol	3,06	238.14	201.42	672.53	1.49	1055.87

Tableau IV-3 : les aires ((S_i)) et la position du centre de gravité ((d_i))

Nous aurons.

$$F_1 = \frac{672.53 \times 1.49}{EI} = \frac{1055.87}{EI} \quad F_2 = \frac{4006.28}{EI} \quad F_3 = \frac{8525.42}{EI} \quad F_4 = \frac{13799.6}{EI}$$

$$F_5 = \frac{21185.96}{EI} \quad F_6 = \frac{28840.08}{EI} \quad F_7 = \frac{37102.28}{EI} \quad F_8 = \frac{45796.71}{EI} \quad F_9 = \frac{54783.75}{EI}$$

$$F_{10} = \frac{63947.59}{EI} \quad F_{11} = \frac{73203.53}{EI} \quad F_{12} = \frac{82494.16}{EI}$$

IV-2- 2) Calcul du déplacement des portiques et leurs inerties fictives :

a) Calcul du déplacement des portiques :

La translation est donnée par :

$$E\Delta_n = E\Psi_n \times h$$

$$\text{Avec :} \quad E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \times \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

h : Hauteur d'étage considéré.

$\sum K_{pn}$: Somme des raideurs des poteaux au niveau « n ».

$$\sum K_{pn} = \sum \frac{I_{pn}}{h}$$

I_{pn} : Inertie des poteaux du niveau « n ».

La rotation d'étage est donnée par :

$$\text{Pour les poteaux articulés au 1}^{\text{er}} \text{ niveau : } E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1}}$$

$$\text{Pour les poteaux encastrés à la base au 1}^{\text{er}} \text{ niveau : } E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$$

$$\text{Pour les poteaux d'étages courants : } E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$$

Avec :

- K_{tn} : Raideur des poutres : $K = \frac{I_{tn}}{L}$
- K_{pn} : Raideur des poteaux : $K = \frac{I_{pn}}{h}$
- h : Hauteur d'étage.
- L : Portée libre de la poutre.
- M_n : Moment d'étage.

$$M_n = T_n \times h$$

- T_n : Effort tranchant au niveau « n ».

IV-3) Calcul de l'inertie fictive

L'inertie fictive des portiques est donnée par :

$$I_{en} = \frac{f_n}{\Delta_n}$$

I_{en} : Inertie fictive du portique au niveau n

f_n : Flèche du refend au même niveau n

Δ_n : Déplacement du portique au niveau n

Remarque:

Le calcul des inerties se fera pour tous les portiques, dans les deux directions orthogonales.

Les résultats des différents calculs sont présentés dans les tableaux suivants :

Inerties fictives des portiques longitudinaux :

Niveau x	e portiqu	H	M _n (t.m)	M _{n+1} (t.m)	$\sum K_n$ (m ³) 10 ⁻⁴	$\sum K_n$ (m ³) 10 ⁻⁴	Eθ _n	EΨ _n	EΔ _n	D _n =ΣEΔ	Ef _n	I _{en}	ΣI _{en}
12	1-1	3.06	3.06	0	89.37	11.42	111.65	254.50	778.77	55851.45	82494.16	1.4	5.24
	2-2	3.06	3.06	0	39.72	4.10	311.00	686.16	2099.64	142984.14	82494.16	0.52	
11	1-1	3.06	6.12	3.06	89.37	11.42	340.30	506.33	1549.37	55072.68	73203.53	1.29	4.83
	2-2	3.06	6.12	3.06	39.72	4.10	932.92	1372.29	4199.20	140884.5	73203.53	0.48	
10	1-1	3.06	9.18	6.12	89.37	11.42	558.23	755.47	2311.74	53523.31	63947.59	1.14	4.34
	2-2	3.06	9.18	6.12	39.72	4.10	1554.87	2058.44	6298.82	136685.3	63947.59	0.46	
09	1-1	3.06	12.24	9.18	89.37	11.42	781.52	1007.30	3082.348	51211.57	54783.75	1.01	3.83
	2-2	3.06	12.24	9.18	39.72	4.10	2176.82	2744.60	8398.47	130386.48	54783.75	0.40	
08	1-1	3.06	15.30	12.24	89.37	11.42	1004.82	1259.12	3852.90	48129.23	45796.71	0.85	3.21
	2-2	3.06	15.30	12.24	39.72	4.10	2798.78	3430.74	10498.06	121988.01	45796.71	0.33	
07	1-1	3.06	18.36	15.30	89.37	11.42	1228.10	1510.95	4623.50	44276.33	37102.28	0.73	2.79
	2-2	3.06	18.36	15.30	39.72	4.10	3420.73	4116.89	12597.68	111489.95	37102.28	0.30	
06	1-1	3.06	21.42	18.36	89.37	11.42	1451.40	1762.78	5394.09	39652.83	28840.08	0.56	2.18
	2-2	3.06	21.42	18.36	39.72	4.10	4042.68	4803.04	14697.30	98892.27	28840.08	0.25	
05	1-1	3.06	24.48	21.42	89.37	11.42	1674.69	2014.59	6164.67	34258.74	21185.96	0.46	1.72
	2-2	3.06	24.48	21.42	39.72	4.10	4664.63	5489.20	16796.95	84194.97	21185.96	0.17	
04	1-1	3.06	27.54	24.48	89.37	11.42	1897.98	2266.42	6935.25	28094.07	13799.60	0.40	1.48
	2-2	3.06	27.54	24.48	39.72	4.10	5286.58	6175.34	18896.54	67398.02	13799.60	0.14	
03	1-1	3.06	30.60	27.54	89.37	11.42	2121.27	2518.25	7705.84	21158.82	8525.42	0.32	1.20
	2-2	3.06	30.60	27.54	39.72	4.10	5908.53	6175.34	18896.54	48501.48	8525.42	0.12	
02	1-1	3.06	33.66	30.60	89.37	11.42	2344.57	2770.07	8476.44	13452.98	4006.28	0.22	0.90
	2-2	3.06	33.66	30.60	39.72	4.10	6530.48	6925.69	21192.61	29604.94	4006.28	0.12	
01	1-1	3.06	36.72	33.66	89.37	11.42	2567.86	1626.32	4976.54	4976.54	1055.87	0.20	0.80
	2-2	3.06	36.72	33.66	39.72	4.10	3957.48	2749.13	8412.33	8412.33	1055.87	0.10	

Tableau IV-4-Inerties fictives des portiques longitudinaux

Inerties fictives des portiquetransverseaux:

Niveau x	e portiqu	H	M _n (t.m)	M _{n+1} (t.m)	$\sum K_n$ (m ³) 10 ⁻⁴	$\sum K_n$ (m ³) 10 ⁻⁴	Eθ _n	EΨ _n	EΔ _n	D _n =ΣEΔ	Ef _n	I _{en}	ΣI _{en}
12	A-A	3.06	3.06	0	39.71	7.94	160.58	385.37	1179.23	88376.08	82494.16	0.93	7.72
	E-E	3.06	3.06	0	19.86	1.98	643.94	1416.27	4333.79	292772.20	82494.16	0.28	
11	A-A	3.06	6.12	3.06	39.71	7.94	481.73	770.75	2358.49	87196.85	73203.53	0.83	6.89
	E-E	3.06	6.12	3.06	19.86	1.98	1931.81	2832.55	8667.60	288438.41	73203.53	0.25	
10	A-A	3.06	9.18	6.12	39.71	7.94	802.90	1156.12	3537.72	84838.36	63947.59	0.75	6.22
	E-E	3.06	9.18	6.12	19.86	1.98	3219.70	4248.84	13001.45	279770.81	63947.59	0.22	
09	A-A	3.06	12.24	9.18	39.71	7.94	1124.05	1541.49	4716.95	81300.64	54783.75	0.67	5.56
	E-E	3.06	12.24	9.18	19.86	1.98	4507.58	5665.11	17335.23	266769.36	54783.75	0.20	
08	A-A	3.06	15.30	12.24	39.71	7.94	1445.21	1926.87	5896.22	76583.69	45796.71	0.59	4.90
	E-E	3.06	15.30	12.24	19.86	1.98	5795.45	7081.38	21669.02	249434.13	45796.71	0.18	
07	A-A	3.06	18.36	15.30	39.71	7.94	1766.37	4239.19	12971.92	70687.47	37102.28	0.52	4.32
	E-E	3.06	18.36	15.30	19.86	1.98	7083.33	8497.66	26002.84	227765.11	37102.28	0.16	
06	A-A	3.06	21.42	18.36	39.71	7.94	2087.53	2697.62	8254.72	57715.55	28840.08	0.49	4.06
	E-E	3.06	21.42	18.36	19.86	1.98	8371.21	9913.94	30336.66	201762.27	28840.08	0.14	
05	A-A	3.06	24.48	21.42	39.71	7.94	2408.69	3083.00	9433.98	49460.83	21185.96	0.42	3.48
	E-E	3.06	24.48	21.42	19.86	1.98	9659.09	11330.22	3470.47	171425.61	21185.96	0.12	
04	A-A	3.06	27.54	24.48	39.71	7.94	2729.85	3468.37	10613.29	46026.85	13799.60	0.34	2.82
	E-E	3.06	27.54	24.48	19.86	1.98	10946.97	12746.50	39004.29	136755.14	13799.60	0.10	
03	A-A	3.06	30.60	27.54	39.71	7.94	3051.00	3842.41	11757.77	29413.63	8525.42	0.28	2.32
	E-E	3.06	30.60	27.54	19.86	1.98	12234.85	14162.78	43338.11	97750.85	8525.42	0.08	
02	A-A	3.06	33.66	30.60	39.71	7.94	3372.17	3695.87	11309.36	17655.86	4006.28	0.22	1.83
	E-E	3.06	33.66	30.60	19.86	1.98	13522.73	12207.45	37354.80	54412.74	4006.28	0.07	
01	A-A	3.06	36.72	33.66	39.71	7.94	2606.86	2074.02	6346.50	6346.50	1055.87	0.16	1.34
	E-E	3.06	36.72	33.66	19.86	1.98	8067.40	5574.49	17057.94	17057.94	1055.87	0.06	

Tableau IV-5 :Inerties fictives des portiquetransverseaux

Chapitre IV : Etude du contreventement

Comparaison des inerties des voiles à celles des portiques :

• Sens longitudinal :

Inertie totale (voiles+portiques)	4.53 [m ⁴]100%
Inertie des portiques.....	2.71[m ⁴]59.8%
Inertie des voiles	1.82 [m ⁴]40.20%

• Sens transversal :

Inertie totale (voiles+portiques)	9.57 [m ⁴]100%
Inertie des portiques.....	4.28 [m ⁴]44.72%
Inertie des voiles.....	5.29 [m ⁴]55.28%

Le RPA prescrit pour ce genre de système de contreventement « mixte », les recommandations suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre sollicitations dues aux charges verticales au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

En comparant les résultats, on voit bien que, dans le sens longitudinal, l'inertie fictive des portiques est supérieure à celle des voiles, contrairement aux sens transversal.

Conclusion

Le contreventement est assuré par les voiles et les portiques.

Donc le coefficient de comportement global de la structure $R=5$

CHAPITRE V : VÉRIFICATION ET MODÉLISATION

Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui peut engendrer d'importants dommages sur les constructions, ainsi que de grandes pertes de vies humaines. Pour cela des règlements parasismiques ont été conçus pour prévoir des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer leurs protections.

V.1) Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont les suivantes :

la méthode statique équivalente ;

la méthode d'analyse modale spectrale ;

la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

La méthode utilisée est : « la méthode d'analyse modale spectrale » utilisée par le logiciel de calcul **ETABS**

La méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

V.2)Modélisation :

Introduction :

L'étude dynamique d'une structure est très complexe en particulier le calcul sismique qui

Demande des méthodes très fastidieuses dont le calcul manuel est pénible. Pour cette raison, on fait appel à l'outil informatique basé sur la méthode des éléments finis (MEF) afin d'avoir les Résultats les plus approchés aux résultats réels dans des délais raisonnables.

On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures

Dont on cite : ETABS, ROBOT, SAP...etc. Pour notre étude nous avons utilisé **ETABS** Version **9.6.0**

V-2-1-Description de l'ETABS (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems):

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil.

L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la

Chapitre V : Vérification et modélisation

visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc.

V-2-2-Etapes De Modélisation :

L'**ETABS** se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail, on utilisera la version **9.6.0** .

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1-Introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage)
- 2-Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- 3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...)
- 4-Définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E)
- 5-Affectation des charges revenant aux éléments.
- 6-Introduction des combinaisons d'actions.
- 7-Définition des nœuds maitres et inertie d'étages.
- 8-Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
- 9-Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- 10-Exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

V-2-3-Terminologie :

Grid line : ligne de grille.	Joints : nœuds.
Frame : portique (cadre).	Shell : voile.
Element : élément.	Restraints : degrés de liberté (DDL).
Loads : charge.	Uniformed loads : point d'application de la charge.
Define : définir.	Material : matériaux.
Concrete : béton.	Steel : acier.
Frame section : coffrage.	Column : poteau.
Beam : poutre.	Response specrum : spectre de réponse.

V-2-4- Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version **ETABS V 9.6**

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône d'ETABS



fig.V.1-Icône d'ETABS

V-2-5-Etapes de modélisation :

a)- Première étape:

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser

Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. En bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements .

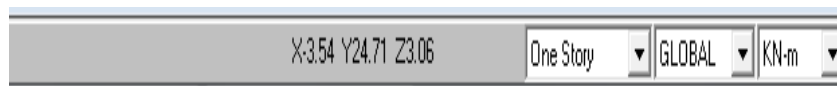


fig.V.2- Choix des unités

Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne File puis New model, une page de dialogue s'affiche puis on clique sur default.edb

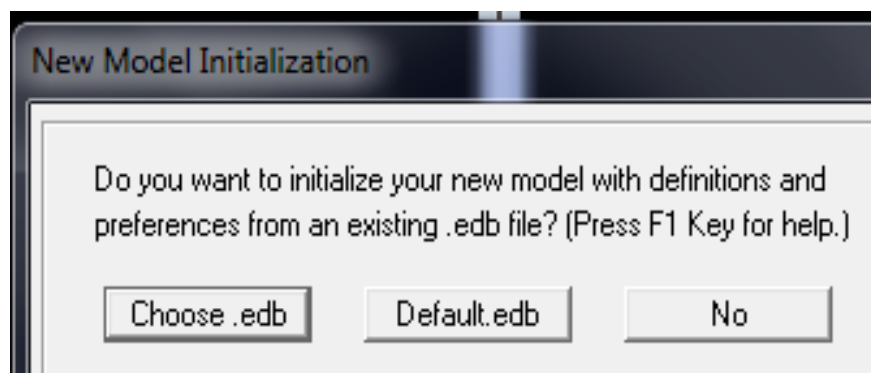


fig.V.3-choix de géométrie de base

Cette option nous permet d'introduire le nombre de portique suivant la direction X et suivant la direction Y ; ainsi que le nombre des étages.

Chapitre V : Vérification et modélisation

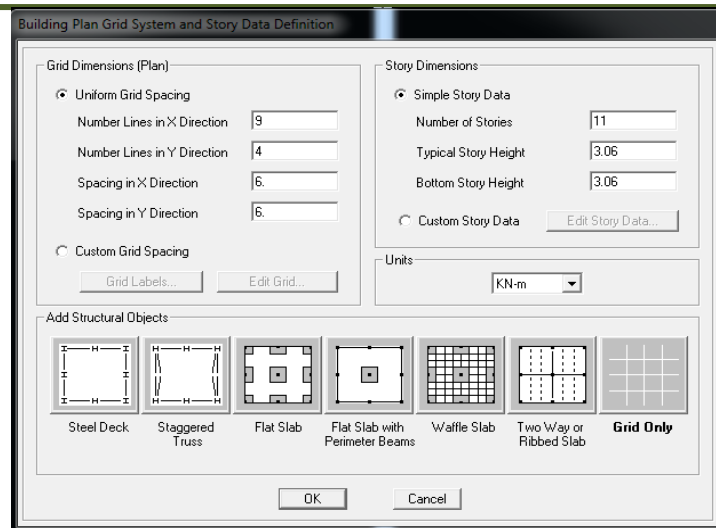


fig.V.4-Introduction le nombre de portiques

Cliquons sur la case **Custom Grid Spacing** puis **Edit Grid**, la fenêtre suivante s'affiche ; cocher **Spacing**

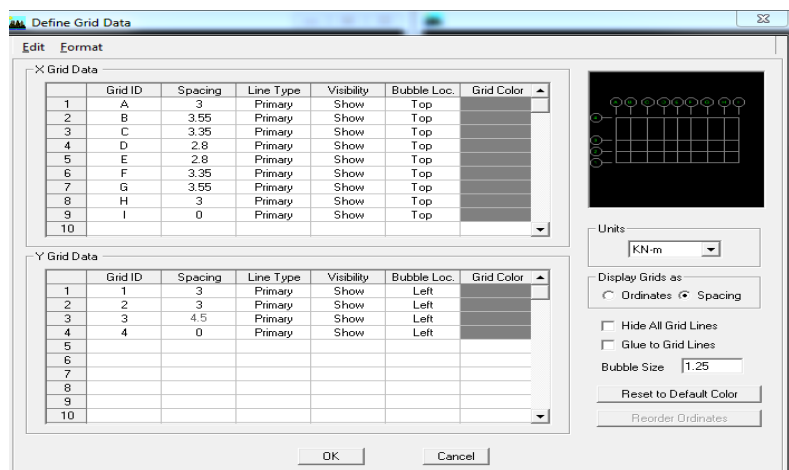


fig.V.5-Introduction des distances selon x-x et y-y

Pour chaque élément vertical ou horizontal, il faut dessiner une grille qui lui correspond

Pour modifier la hauteur d'étage on clic sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.

A la fin on clique sur ok pour confirmer les données.

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : **Xr-Y, X-Z, Y-Z**.

Chapitre V : Vérification et modélisation

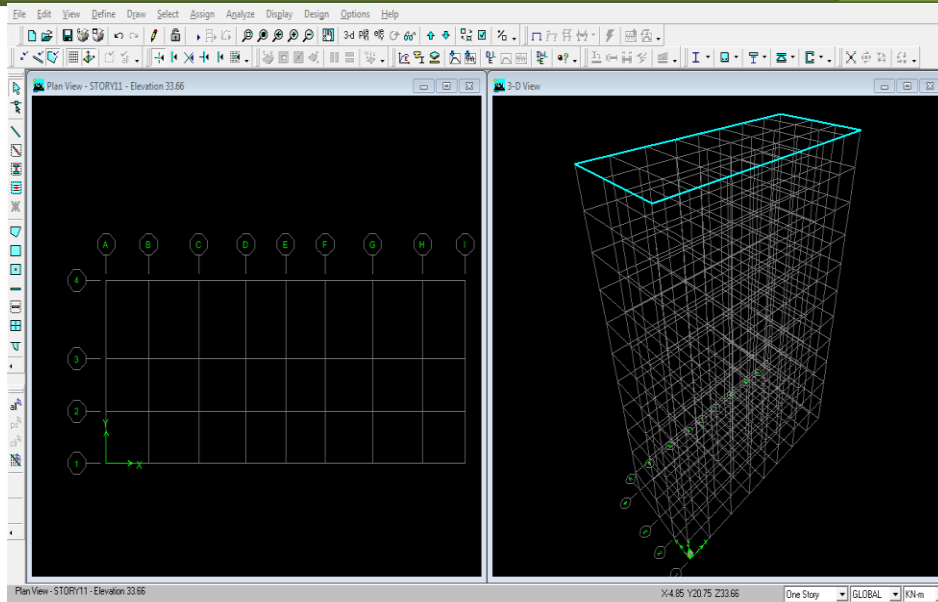


fig.V.6-les lignes de grille de la structure

b)Deuxième étape :

Ladeuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton

On clique sur **Define** puis **Materialproprietes**ou bien  nous sélectionns le matériau **CONC.**

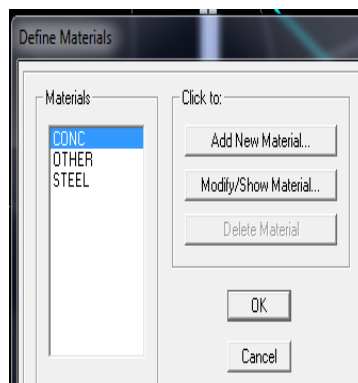


fig.V.7-définition du matériau CONC (béton).

Dans la boîte de dialogue qui apparait on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utiliser

Dans cette fenêtre, on introduit les valeurs suivantes :

- 1- Masse volumique du béton = 25 kN/m^3
- 2- Poids volumique du béton = 2.5 kN/m^3
- 3- Module d'élasticité du béton
= $11000 \text{ f}_{cj} = 32164200 \text{ kN/m}^2$
- 4- Coefficient de poisson à l'E.L.U = 0, à l'ELS=0.2

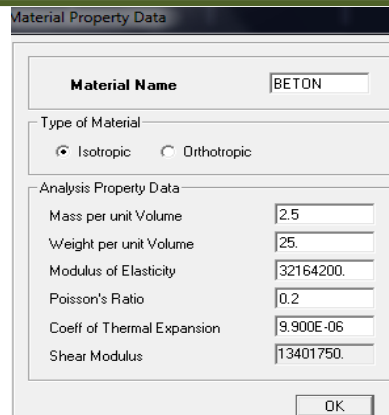


fig.V.8- définition des propriétés du matériau CONC (béton).

c)Troisième étape :

Cette étape consiste à l'affection des **propriétés géométriques** des éléments (poutres, poteaux, dalle pleine, voile...)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales(**PP**), les poutres secondaires (**ps**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections** ou bien . On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **AddRectangular** pour ajouter une section rectangulaire ou bien une section en Té.

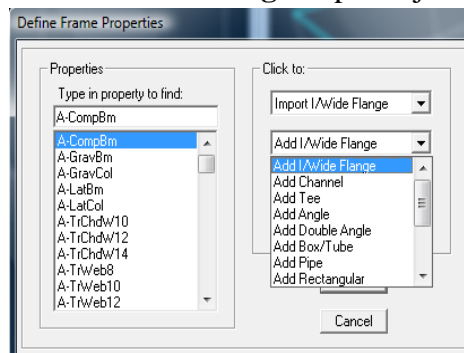


fig. V.9-définition des section

Et on choisit **Material** **BETON**

Poutre principale Poutre secondaire

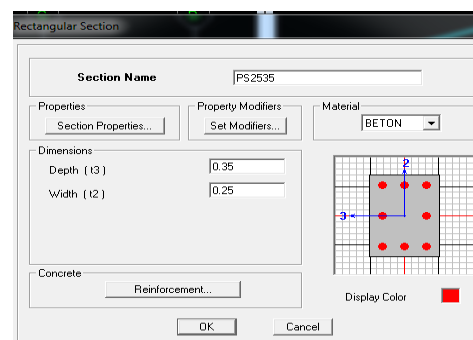
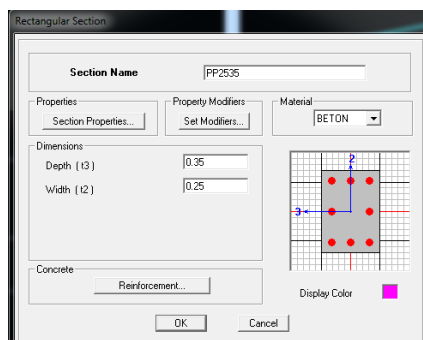


fig. V.10-définition des section rectangulaire

Chapitre V : Vérification et modélisation

Nous procéderont de la même manière pour les sections des poteaux.

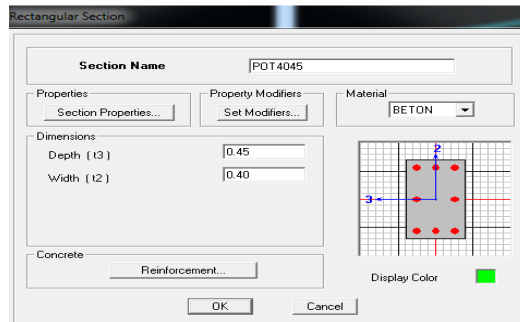


fig. V.11-définition des section des poteaux

Les voiles:

Pour les voiles Nous choisissons le menu **Define** puis wall/slab/deck section on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.

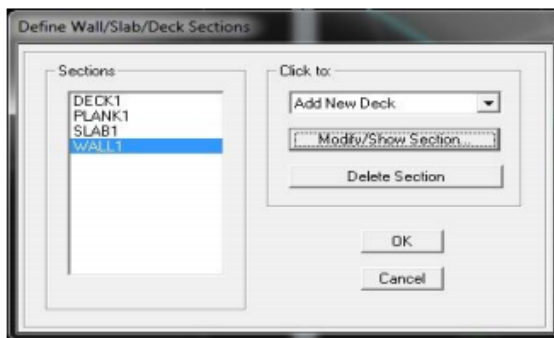


fig. V.12-création de nouveau voile

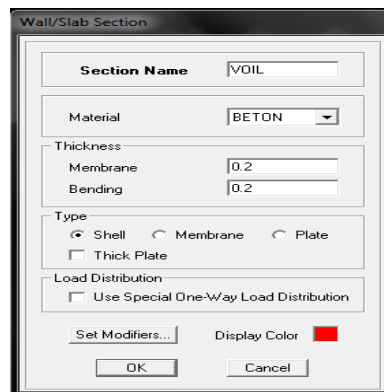


fig.V.13-propriétés du voile

Dessin des éléments de la structure :

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci après :

Pour les poteaux :

On clique sur le bouton


une fenêtre s'affiche (**properties of object**) → None → on choisit le nom de la section (pot40×45 par exemple) → on valide

Pour les poutres et les voiles : de même que pour les poteaux sauf qu'on clique cette fois sur le bouton pour les poutres et sur pour les voiles ; on obtient la structure suivante :

NB : pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches qui se trouvent dans la barre d'outils

Chapitre V : Vérification et modélisation

d) Quatrième étape

Après avoir dessiné la structure on doit définir les appuis et encastrer les poteaux et les voiles : Sélectionner les nœuds de la base dans la fenêtre X-Y → **Assign/point Restraints (support)**, ou en cliquant sur 

Cliquer sur l'icône qui représente un encastrement dans la fenêtre qui apparaît (encastrement à la base des portiques pour les structures en B.A

pour les nœuds :

Translation dans le sens de X (libérer translation 1).

Translation dans le sens de Y (libérer translation 2).

Rotation autour de Z (libérer rotation about

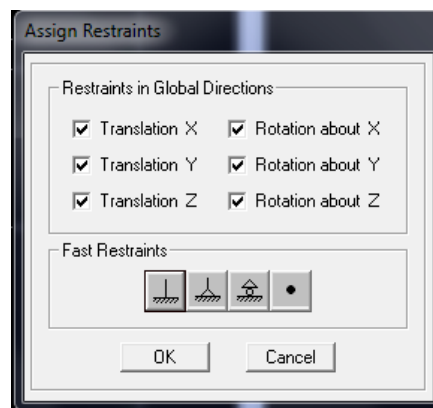


fig. V.14-définition des appuis

e) 5^{ème} étape

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée

Masse-Source (masse revenant à chaque plancher) :

Define Masse source from loads →

On donne la valeur 1 pour la charge permanente **G** et 0.2 la charge d'exploitation **Q**

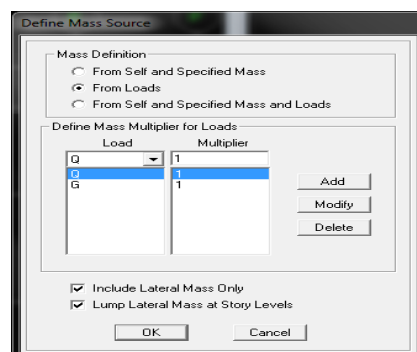


fig.V.15- le pourcentage de participation des charges

Remarque :

Le modèle va prendre les charges permanentes et d'exploitations comme des charges réparties on coche la case from load.

f) 6^{ème} étape

Diaphragmes (constraints) :

Les masses des planchers sont supposées concentrées en leurs centres de masse et qui sont désignés par l'annotation de « Nœuds Maîtres ». Comme les planchers sont supposés

infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maîtres de

telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS On sélectionne le premier niveau

Assign → Joint/Point → Diaphragms → D1 → OK

Le deuxième niveau :

Assign → Joint/Point → Diaphragms Add New Diaphragm → D2 → OK

On suit la même procédure pour les autres niveaux.

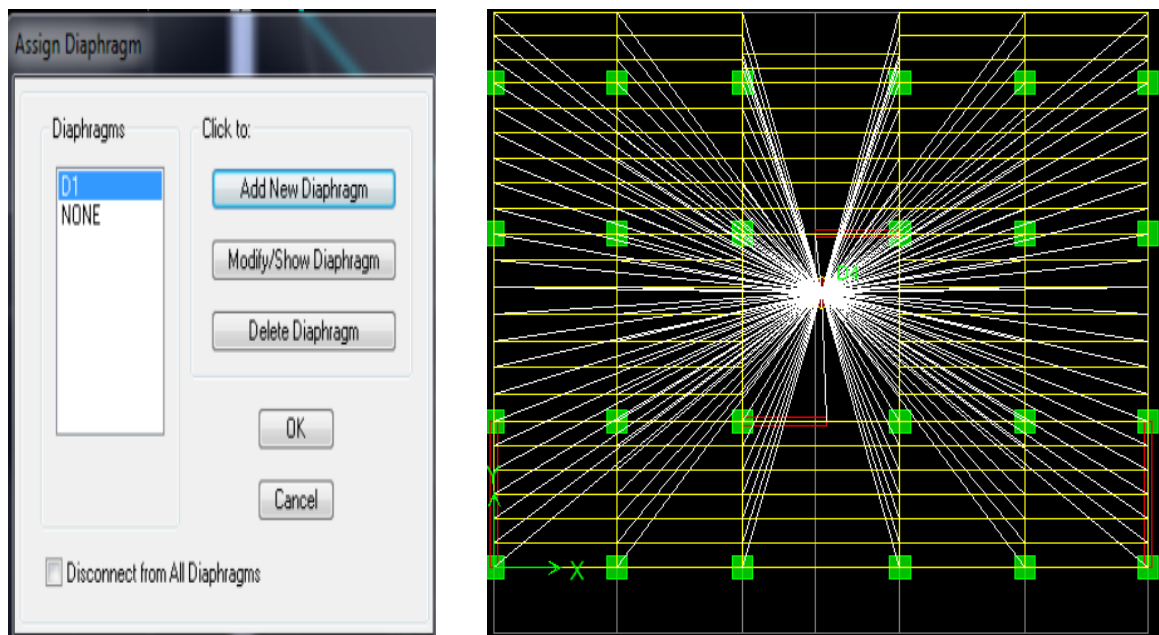



fig. V.16-définition des diaphragms

Chapitre V : Vérification et modélisation

Il est possible d'afficher différente information (numéros de nœuds d'éléments. etc) sur le modèle sélectionner la fenêtre 3D du modèle on clique sur l'icône **Set elements** 

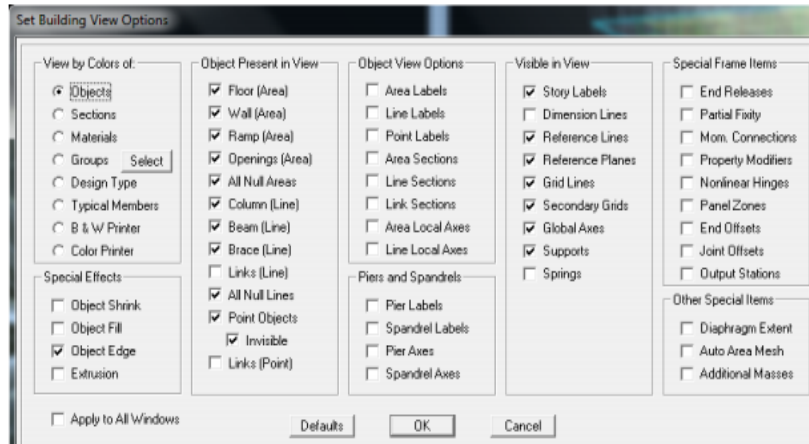


fig. V.17-affichage des différentes information

g) 7^{ème} étape

Définition des charges appliquées sur la structure à modéliser

charges statiques (G, Q) :

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des charges d'exploitations (Q), pour les définir on clique sur: Define → Static Load Cases.

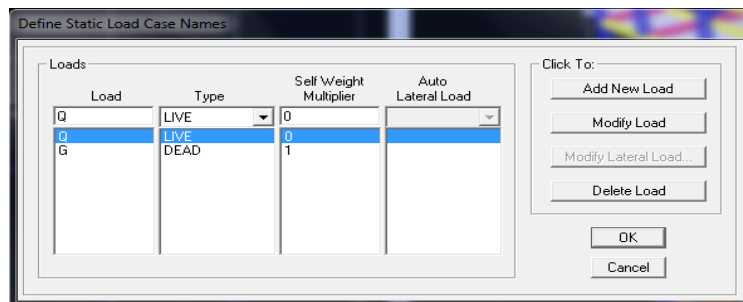


fig.V.18-nom des charges permanent et d'exploitations

charge sismique (E):

Spectre de réponse :

Define Réponse Spectrum fonctions

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse, Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T.

On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône :



Chapitre V : Vérification et modélisation

Une fois tous les paramètres sont déterminés, on peut les introduire dans le Spectre RPA99 :

Enregistrer le fichier RPA sous le nom **EX1** ; puis sous le nom **EY1**.

Zone :Ia**Groupe d'usage** :2

Coeff de comportement :5

Facteur de qualité :1.15

Amortissement :10%**Site** :S3 Site Meuble

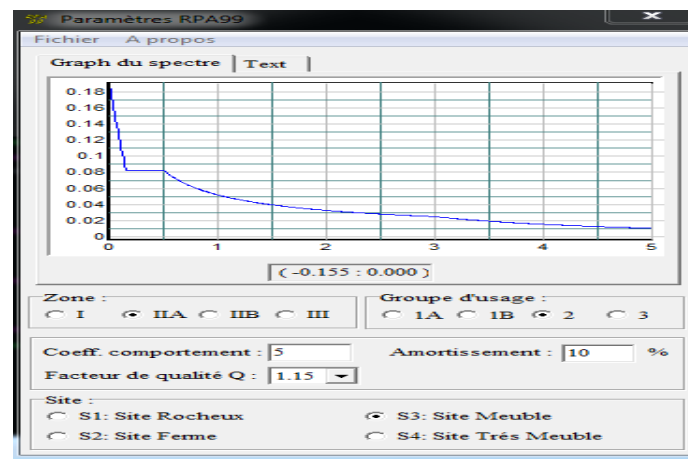



fig.V.19- le spectre

Après on clique sur **Sauvegarder Fichier Format ETABS**.

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

DefineResponse Spectrum Functionsou bien  **Spectrum from fileAdd NewFunction**

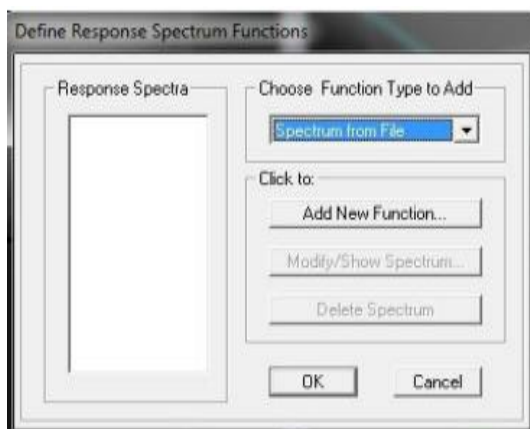


fig.V.20-définition de spectre

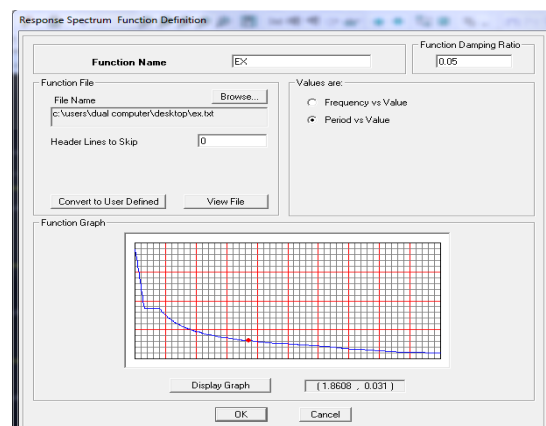


Fig.V-21 la réponse de spectre

Chapitre V : Vérification et modélisation

Puis sous le nom EY

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement EX et EY (séisme).

The dialog box 'Response Spectrum Case Data' for 'EX' contains the following fields and options:

- Spectrum Case Name:** EX
- Structural and Function Damping:** Damping: 0.1
- Modal Combination:** CQC (selected), SRSS, ABS, GMC. f1 and f2 are empty.
- Directional Combination:** SRSS (selected), ABS, Modified SRSS (Chinese). Orthogonal SF is empty.
- Input Response Spectra:** A table with columns 'Direction' and 'Function'.

Direction	Function	Scale Factor
U1	E	9.81
U2		
UZ		

Excitation angle: 0.
- Eccentricity:** Ecc. Ratio (All Diaph.): 0.05. Override Diaph. Eccen.: Override...

Fig.V.22 ajout de spectre selon x
Chargement des éléments :

The dialog box 'Response Spectrum Case Data' for 'EY' contains the following fields and options:

- Spectrum Case Name:** EY
- Structural and Function Damping:** Damping: 0.1
- Modal Combination:** CQC (selected), SRSS, ABS, GMC. f1 and f2 are empty.
- Directional Combination:** SRSS (selected), ABS, Modified SRSS (Chinese). Orthogonal SF is empty.
- Input Response Spectra:** A table with columns 'Direction' and 'Function'.

Direction	Function	Scale Factor
U1		
U2	E	9.81
UZ		

Excitation angle: 0.
- Eccentricity:** Ecc. Ratio (All Diaph.): 0. Override Diaph. Eccen.: Override...

Fig.V.23 ajout de spectre selon y

On sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur : Assign → Frame/Line Loads → Distributed

-Introduction des combinaisons d'actions :

Combinaisons aux états limites :

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

Combinaisons accidentelle du RPA :

GQE : $G+Q+E$

08GE : $0.8G+E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur : Define → Load Combinaisons → Add New Combo

The 'Define Load Combinations' dialog box shows a list of combinations on the left and action buttons on the right.

- Combinations list:** ELU (selected), ELS, GQEX, EXGQ, GQEY, EYGQ, GEX, EXG, GEY, EYG.
- Click to:** Add New Combo..., Modify/Show Combo..., Delete Combo.
- Buttons:** OK, Cancel.

fig.V.24-création des combinaisons

Chapitre V : Vérification et modélisation

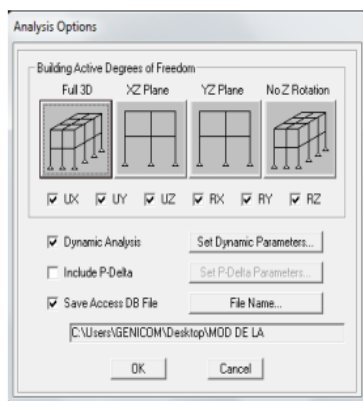
démarrer l'exécution du programme mais avant l'exécution il y a lieu de spécifier de modes propre en conciliation et la création d'un fichier et l'indication de son contenu.

h) 8^{ème} étape : Analyse et visualisation des résultats : Modes de vibration :

Analyze → Set analysis Options

On spécifier le nombre de modes à prendre en considération là où s'est écrit Nombre of modes et on valide avec OK. Valider une autre fois dans la fenêtre de Analysis option.

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur : Analyze → Run Analysis



Cocher
Dynamic Analysis Et
cliquer sur

Set Dynamic parametre

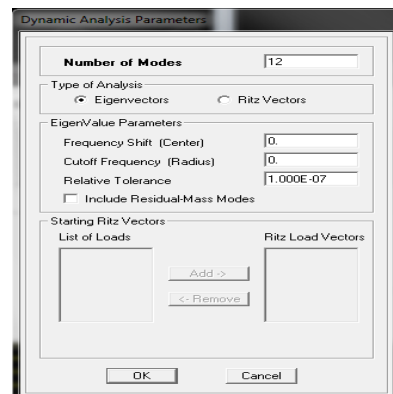


fig. V.25-définition des modes

visualisation des résultats à l'écran :

L'interface graphique de L'ETABS permet de visualiser les résultats sous différentes formes

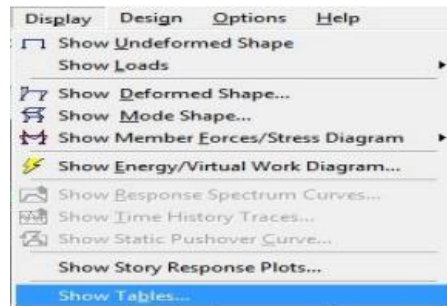


fig. V.26-visualisation des résultats

Déplacements :

On clique sur l'icône : Show Deformed Shape et on sélectionne l'une des combinaisons de charge introduites.

Diagramme des efforts internes :

On se positionne sur un plancher, on clique sur Display, et on sélectionne : Show Member forces/Stresses Diagram

Sélectionner le cas de chargement

Chapitre V : Vérification et modélisation

- L'option **Axial force** permet d'afficher le diagramme d'efforts normaux (DEN)
- L'option **Shear 2-2** permet d'afficher le diagramme d'efforts tranchants (DET)
- L'option **Shear 3-3** affiche l'effort tranchant hors plan.
- L'option **Moment 3-3** affiche le diagramme des moments fléchissant et effort tranchant

L'option **Torsion** et **Moment 2-2** affichent les moments autour d'axes.

L'option **Scal factor** permet d'ajuster la taille des diagrammes.

- Pour voir les valeurs dans les diagrammes on décoche **Fill Diagram** et on coche **Show Values on Diagram**.

Conclusion:

Pour la modélisation de notre structure avec le logiciel ETABS, on procédera par les mêmes étapes illustrées dans ce chapitre.

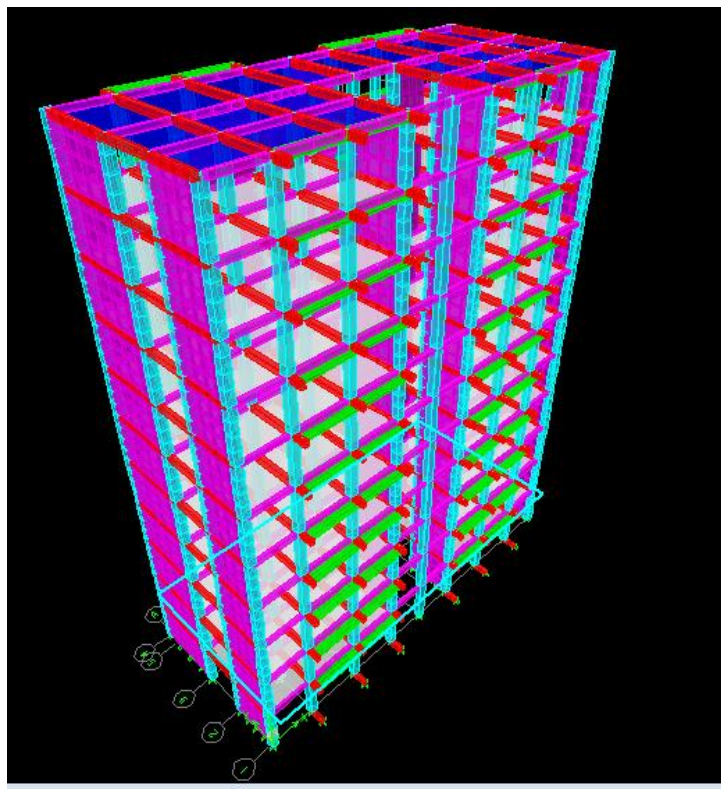
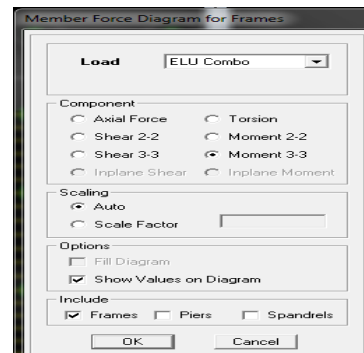


fig.V.27-schéma final de notre structure en 3D

V-3) Vérification RPA :

V.3-1) Vérification de la période :

Estimation de la période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante:

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (\text{Article 4-6/RPA99 .version2003})$$

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

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage et donné par le tableau **4.6 du RPA2003** $\longrightarrow C_T=0.05$.

Remarque : à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T = 0.05 \times 34.26^{3/4} = \mathbf{0.720 \text{ sec}}$$

D'où : $T = 1.3 \times 0.720 = \mathbf{0.936[s]} \geq T_{\text{etabs}} = \mathbf{0.935[s]}$ (Condition vérifiée).

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0.935878	70.9229	0	0	70.9229	0
2	0.808485	0	67.3767	0	70.9229	63.3767
3	0.680647	0.0558	0	0	70.9787	67.3767
4	0.242765	15.4305	0	0	86.4092	67.3767
5	0.175342	0	18.3953	0	86.4092	85.7719
6	0.146318	0.0131	0	0	86.4223	85.7719
7	0.109152	6.1369	0	0	92.5592	85.7719
8	0.072764	0	6.7963	0	92.5592	92.5682

Tableau V-1- tableau Récapitulatif des périodes

La période analytique est tirée du tableau donné par le logiciel **Etabs** $T_{\text{anal}} = 0.953 \text{ sec}$

Le mode fondamental est un mode de translation suivant X avec une mobilisation de masse de 70.92% et translation suivant Y avec une mobilisation de masse de 67.37%.

V.3-2) Pourcentage de participation de la masse modale:

Chapitre V : Vérification et modélisation

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (article 4.3.4 RPA99 version 2003).

On tire les valeurs du tableau dans le calcul de la période comme indiqué ci-après :

La somme des masses modales dans le 8^{ème} mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA (article 4.3.4) est vérifiée.

$$M\% X-X = 92.5592 \geq 90\%$$

$$M\% Y-Y = 92.5682 \geq 90\%$$

V-3-3) Spécification pour les poteaux : (Art 7.4.3.1/RPA99 version 2003)

Outre les vérifications prescrites par CBA et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

f_{c28} : résistance caractéristique du béton

B_c : l'aire (section brute) de béton

N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

Pour les poteaux de section (40x45) $\longrightarrow N_d = 1262.9 \text{ kN}$

$$V = \frac{1262.9 \times 1000}{(400) \cdot (450) \cdot 25} = 0.28 < 0.3 \text{ condition vérifiée}$$

V-3-4) Vérification de l'effort tranchant à la base

- La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{MSE} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R_{RPA 99}} \times W \quad \text{formule 4-1)}$$

Pour faire le calcul, on doit déterminer les coefficients suivants :

Coefficient d'accélération de zone (A) :

Le coefficient **A** est donné par le tableau **4-1-RPA 2003** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Chapitre V : Vérification et modélisation

A= 0.15 (groupe d'usage 2, zone IIa).

Coefficient de comportement global de la structure (**R**) :

Le coefficient **R** est donné par le **tableau (4.3 RPA 2003)** en système de contreventement mixte (portiques/voiles avec interaction), dans notre cas : **R=5**

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

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left(T_2 / T \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 s \\ 2,5 \eta \left(T_2 / 3,0 \right)^{\frac{2}{3}} \left(3,0 / T \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0 s \end{cases} \quad (4.2)$$

T₂ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7**

Site 3 \longrightarrow **T₂=0.5[s]**

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \quad (4.3)$$

ξ: pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux.

Voiles ou murs : remplissages en Béton armé/ maçonnerie $\Rightarrow \xi = 10\%$.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,76 > 0,7 \text{ vérifiée.}$$

Facteur de qualité (**Q**) :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.

La régularité en plan et en élévation.

la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule : **Q=1+Σ_{q=1}⁶P_q**

P_q : pénalité à retenir selon la satisfaction Ou non du critère de qualité, sa valeur est donnée par le tableau suivant :

Pénalité P_q :		
Critère :	Observé:	Nonobservé :
Régularité en plan	0	/

Chapitre V : Vérification et modélisation

Régularité en élévation	0	/
Conditions minimales sur les fils de contreventement	0	/
Redondance en plan	0	/
Contrôle de la qualité des matériaux	/	0.05
suivi de chantier:	/	0.1

Tableau V-2-Valeurs de pénalités Pq dans les deux sens

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 = 1 + 0.15 = 1.15$$

Poids total de la structure : ($W = 35016.41 \text{ KN}$)

Sens x-x : $T_x = 0.935 \text{ s}$

$$D = 2.5 \eta \left\{ \frac{T_2}{T_x} \right\}^{\frac{2}{3}} \dots T_2 < T_x < 3.0 \text{ [s]}$$

$$D = 1.25$$

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0.15 \times 1.25 \times 1.15}{5} \times 35016.41 = 1510 \text{ KN}$$

$$0.8V_x = 1208 \text{ KN}$$

Sens y-y : $T_y = 0.808 \text{ s}$

$$\left\{ \begin{array}{l} D = 2.5 \eta \left\{ \frac{T_2}{T_y} \right\}^{\frac{2}{3}} \dots T_2 < T_x < 3.0 \text{ sec} \\ D = 1.38 \end{array} \right.$$

$$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0.15 \times 1.38 \times 1.15}{5} \times 35016.41 = 1667 \text{ KN}$$

$$0.8V_y = 1333.6 \text{ KN}$$

Efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique : LOGICIEL ETABS

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3
E	All	All	1458.64	1574.31	0

Tableau V-3- efforts tranchant obtenus par etabs

$$\begin{array}{l} V_x = 1458.64 \text{ KN} \\ V_y = 1574.31 \text{ KN} \end{array}$$

Chapitre V : Vérification et modélisation

Vérification :

Sens x-x : $V_{dyn} = 1458.64 > 0,8 V_x = 1208 \text{ KN}$

Sens y-y : $V_{dyn} = 1574.31 > 0,8 V_y = 1333.6 \text{ KN}$

Conclusion :

L'effort tranchant à la base est vérifié dans les deux sens .

V-3-5) Déplacements relatifs:

D'après le RPA 99 (art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le RPA 99 (art 4.4.3):

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

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

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

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

Dans le sens longitudinal

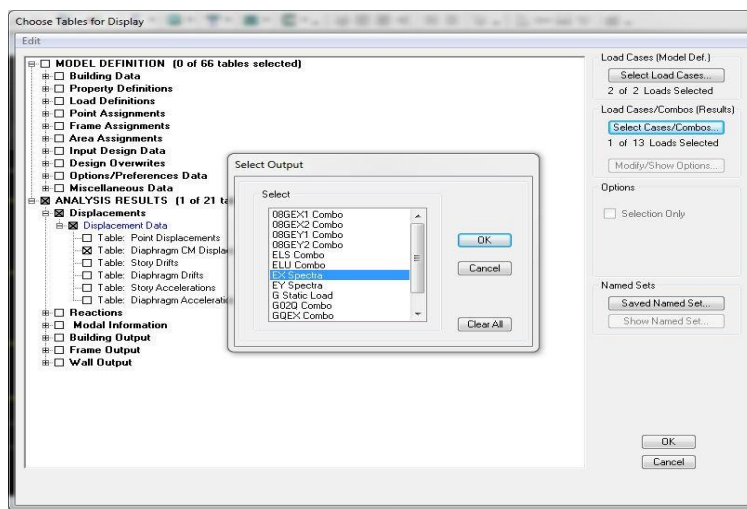


fig.V.28-affichage des déplacements relatifs

ANALYSIS RESULTS → Displacement Data → table: Diaphragm CM displacement

Puis on définit la combinaison Ex en cliquant sur :

Select cases/combos... → 2 fois sur Ok

Dans le sens transversal

Chapitre V : Vérification et modélisation

Demême pour les sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey en cliquant sur :

Select cases / combos... → 2 fois sur OK

Story	Diaphragm	Load	UX	dx	Load	UY	dy	0.01he	verification
TERRASSE	D11	EX	0.0167	0.0015	EY	0.0142	0.0015	0.0306	cv
ET 9	D10	EX	0.0152	0.0015	EY	0.0127	0.0016	0.0306	cv
ET 8	D9	EX	0.0137	0.0017	EY	0.0111	0.0016	0.0306	cv
ET 7	D8	EX	0.012	0.0017	EY	0.0095	0.0016	0.0306	cv
ET 6	D7	EX	0.0103	0.0019	EY	0.0079	0.0016	0.0306	cv
ET 5	D6	EX	0.0084	0.0018	EY	0.0063	0.0016	0.0306	cv
ET 4	D5	EX	0.0066	0.0019	EY	0.0047	0.0014	0.0306	cv
ET 3	D4	EX	0.0047	0.0017	EY	0.0033	0.0013	0.0306	cv
ET 2	D3	EX	0.003	0.0014	EY	0.002	0.001	0.0306	cv
ET 1	D2	EX	0.0016	0.0011	EY	0.001	0.0007	0.0306	cv
RDC	D1	EX	0.0005	0.0005	EY	0.0003	0.0003	0.0306	cv

Fig-V-29 : Déplacements inter étages dans les deux Sens

V-3-6-Justification vis à vis de l'effet P-Δ :

Les effets du second ordre dus aux forces de gravité peuvent être négligés si, à chaque niveau (n), la condition suivante est satisfaite :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

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

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

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k" :

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

h_k : hauteur de l'étage k

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Chapitre V : Vérification et modélisation

Niveau	P_k (KN)	h_k (m)	Sens longitudinal (x)			Sens transversal (y)		
			Δ_k (m)	V_x (KN)	θ	Δ_k (m)	V_y (KN)	θ
RDC	35016.41	3.06	0.0005	1458.64	0.0039	0.0003	1574.31	0.0021
1 ^{er} étage	31856.65	3.06	0.0011	1417.21	0.008	0.0007	1525.12	0.0047
2 ^{em} étage	28696.9	3.06	0.0014	1362.73	0.009	0.001	1462.79	0.0064
3 ^{em} étage	25537.14	3.06	0.0017	1294.55	0.01	0.0013	1391.25	0.0077
4 ^{em} étage	22377.38	3.06	0.0019	1210.54	0.011	0.0014	1309.12	0.0078
5 ^{em} étage	19217.63	3.06	0.0018	1110.91	0.01	0.0016	1209.06	0.0083
6 ^{em} étage	16057.87	3.06	0.0019	995.69	0.01	0.0016	1088.04	0.0077
7 ^{em} étage	12898.11	3.06	0.0017	862.54	0.0083	0.0016	944.91	0.0071
8 ^{em} étage	9738.56	3.06	0.0017	707.86	0.0076	0.0016	780.53	0.0065
9 ^{em} étage	6578.6	3.06	0.0015	527.97	0.0061	0.0016	591.81	0.0058
Terrasse	3418.84	3.6	0.0015	303.93	0.0055	0.0055	347.26	0.0048

Tableau V-4-résultats de verification de l'effet P- Δ

Effets du second ordre dans les deux Sens :

D'après les résultats obtenus pour les deux sens considérés et selon les prescriptions du code parasismique RPA 99 : $\theta < 0.10 \Rightarrow$ l'effet du second ordre est négligé.

V-3-7-Vérification de l'excentricité:

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Chapitre V : Vérification et modélisation

Soit :

C_M : centre de masse

C_R : centre de rigidité

Suivant le sens x-x :

On doit vérifier que :

$$|C_M - C_R| \leq 5\% L_x$$

$$5\% L_x = 0.05 \times 25.4 = 1.27$$

$$L_x = 25.4 \text{ m}$$

Niveau	Diaphragm	CM	CR	CM -CR	5%LX	OBS
RDC	D1	12.7	12.7	0	1.27	C V
ET 1	D2	12.7	12.7	0	1.27	C V
ET 2	D3	12.7	12.7	0	1.27	C V
ET 3	D4	12.7	12.7	0	1.27	C V
ET 4	D5	12.7	12.7	0	1.27	C V
ET 5	D6	12.7	12.7	0	1.27	C V
ET 6	D7	12.7	12.7	0	1.27	C V
ET 7	D8	12.7	12.7	0	1.27	C V
ET 8	D9	12.7	12.7	0	1.27	C V
ET 9	D10	12.7	12.7	0	1.27	C V
Terrasse	D11	12.7	12.7	0	1.27	C V

Tableau V-5- résultats de vérification de l'excentricité sens x-x

Suivant le sens y-y

On doit vérifier que :

$$|C_M - C_R| \leq 5\% L_y$$

$$L_y = 10.5 \text{ m} \quad 5\%L_y = 0.05 \times 10.5 = 0.53$$

Niveau	Diaphragm	CM	CR	CM -CR	5%LY	OBS
--------	-----------	----	----	--------	------	-----

Chapitre V : Vérification et modélisation

RDC	D1	5.314	5.850	0.53	0.53	C V
ET 1	D2	5.314	5.843	0.52	0.53	C V
ET 2	D3	5.314	5.787	0.47	0.53	C V
ET 3	D4	5.314	5.734	0.42	0.53	C V
ET 4	D5	5.314	5.687	0.37	0.53	C V
ET 5	D6	5.314	5.646	0.33	0.53	C V
ET 6	D7	5.314	5.61	0.29	0.53	C V
ET 7	D8	5.314	5.578	0.26	0.53	C V
ET 8	D9	5.314	5.552	0.23	0.53	C V
ET 9	D10	5.314	5.53	0.21	0.53	C V
Terrasse	D11	5.345	5.514	0.16	0.53	C V

Tableau V-6- résultats de vérification de l'excentricité sens y-y

Conclusion :

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut conclure que les exigences du RPA ont été observées :

Le pourcentage de la participation massique est vérifié

Les déplacements relatifs sont vérifiés

L'effort tranchant à la base est vérifié

L'excentricité est vérifiée

Nous pouvons passer au ferrailage de la structure

CHAPITRE VI :
FERRAILLAGE DES
ELEMENTS
STRUCTUREAUX

Introduction :

Le ferrailage des éléments résistants s'effectuera selon le règlement **BAEL91/révisé 99** et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (**RPA 99/ version 2003**).

Les poteaux et les voiles seront donc calculés en flexion composée.

Les poutres seront calculées à la flexion simple.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la conception de notre structure sont citées dans le tableau suivant :

Situation	Béton			Acier (FeF40)		
	γ_b	F_{c28} [Mpa]	F_{bu} [Mpa]	γ_s	Fe [Mpa]	σ_s [Mpa]
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

Tableau VI.1 : caractéristiques mécaniques des matériaux

VI-1-Ferrailage des poteaux

Pour le ferrailage des poteaux on adopte le même ferrailage pour tous les niveaux.

Un poteau est soumis à un effort normal « **N** » et à un moment de flexion « **M** » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations suivantes :

Effort normal maximal N_{max} Moment correspondant

Moment maximal M_{max} Effort normal correspondant

Effort normal minimal N_{min} Moment correspondant

Nous pouvons alors avoir l'un des trois cas suivants :

Section partiellement comprimée SPC.

Section entièrement tendue SET.

Section entièrement comprimée SEC.

Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les combinaisons suivantes :

Selon BAEL 91 : E.L.U : Situation durable : $1,35 G + 1,5 Q$

Selon le R.P.A 99 : Situation accidentelle (Art 5.2)

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right.$$

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra à la maximale des trois valeurs (le cas le plus défavorable).

VI-1-1- Etapes de calcul en flexion composée

a) Section partiellement comprimée (SPC) :

Calcul de centre de pression $e = \frac{M_u}{N_u}$

La section est partiellement comprimée Si Le centre C se trouve

à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C \right)$$

dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante

$$N_u (d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \cdot \text{avec :}$$

M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

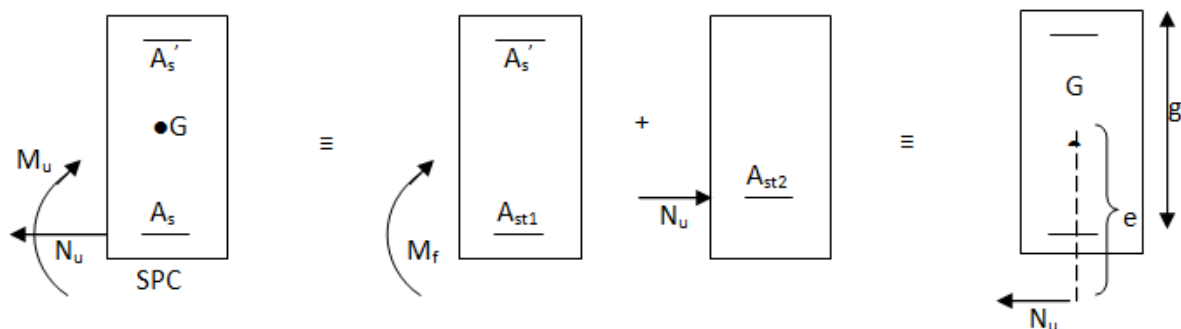
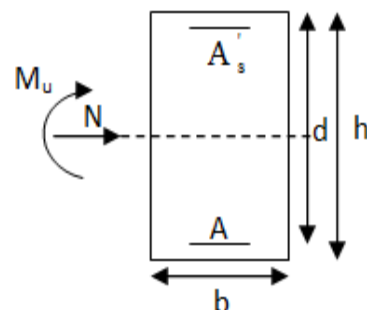
$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e \right) = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$F_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$\theta = 1$ Pour fissuration durable

$\theta = 0,85$ Pour fissuration accidentelle

N_u : effort de compression.



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad . \text{Si } \mu \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow \text{la section est simplement armée (SSA).}$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$ si l'effort est négatif.

$$\text{Si } A_s \text{ est négative } A_s \geq \left\{ \max \frac{bh}{1000} , \quad 0,23bh \frac{f_{t28}}{F_e} \right\} .$$

Si $\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow \text{la section est doublement armée (SDA).}$

On calcul:

$$M_r = \mu_\ell bd^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

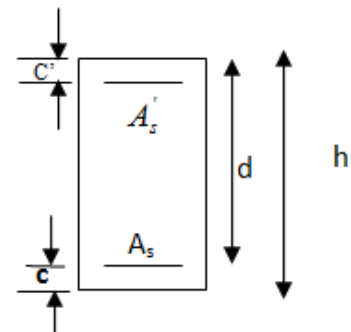
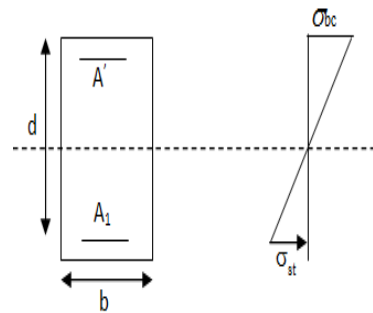
$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

La section réelle d'armature est $A'_s = A' , \quad A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$.

b) Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) .$$



$$N_u(d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}.$$

Deux cas peuvent se présenter :

Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

$$N(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0.$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f(d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}.$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s.$$

Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c à d

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} < N_u(d - c') < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,351 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}.$$

VI-1-2) Recommandation du RPA 99/Version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (**Art 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique **II.a** est limité à :

Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau.

Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.

Section de poteaux (cm ²)	Pourcentage minimal $A_{min}=0.8 \% \times b \times h$ [cm ²]	Pourcentage maximal [cm ²]	
		Zone de recouvrement $A_{max} = 6\% \times b \times h$	Zone courante $A_{max}=4\% \times b \times h$
(40 x 45)	14.4	108	72

Tableau VI.2 : Récapitulatif des sections d'aciers recommandées par RPA.

Le diamètre minimal est de 12[mm].

En zone IIa.

La longueur minimale des recouvrements est de **40 Ø**.

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25[cm]**.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

VI-1-3-Ferrailage des poteaux :

Les résultats des efforts internes des poteaux pour toutes les combinaisons sont donnés par le logiciel ETABS

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-après

	Combinaison accidentelles						A_{min} cm ²	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix Des barres
N_{max} M_{corres}	0.8G±Ex N_{max} =-1561.3KN						14.4	24.13	12HA 16
	M3 = 38.063KN.m			M2 =3.44KN.m					
	obs.				A_s' (cm)	A_s (cm)			
	S.E.C				0.10	0.00			
N_{min} M_{corres}	0.8G±Ey N_{min} = 657.7KN								
	M3 = 0.461 KN.m			M2 = 0.562 KN.m					
	obs.	A_s' (cm)	A_s (cm)	obs.	A_s' (cm)	A_s (cm)			
	S.P.C	0.00	7.50	S.P.C	0.00	7.10			
M_{3max} N_{corres}	G±Ex M_{3max} =41.096KN.m N_{corres} =-82.96								
	obs.		A_s' (cm)		A_s (cm)				
	S.P.C		3.43		1.36				

M_{2max} N_{corres}	$0.8G \pm Ex$ $M_{2max} = 48.443 \text{ KN.m} \rightarrow N_{corres} = 47.4$					
	obs.	A_s' (cm)	A_s (cm)			
	S.P.C	3.83	2.65			

Tableau VI-3- ferrailages des poteaux

Conclusion : les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrailés avec les sections minimales réglementaires.

VI-1-4-Vérifications

a) Armatures longitudinales :

Sections des poteaux (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	Ferrailage
(40×45)	14.40	24.13	12 HA16

Tableau VI.4 : choix des armatures longitudinales

La section totale adoptée qui est de $A_{adoptée} = 24.13 \text{ cm}^2$ est supérieur à celle qui est donnée par le RPA 99 modifié 2003 $A_{min} = 14.40 \text{ cm}^2$.

b) Le diamètre minimum est de 12mm :

Nous avons utilisé des barres de diamètres 16 et 20 mm > 12mm \rightarrow condition vérifiée

c) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23b.d.f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right)$$

Sens y-y :

Section	N (kN)	M_{cor} KN.m	e_s (cm)	A_{min} (cm ²)	$A_{sadoptée}$ (cm ²)
40×45	$N_{max} = 1550.12 \text{ KN}$	0.344	0.02	0.12	24.13
	$N_{min} = 27.06 \text{ KN}$	15.127	55.90	0.76	24.13
	M (kN.m)	N_{cor} (kN)	e_s (cm)	A_{min} (cm ²)	$A_{sadoptée}$ (cm ²)
	$M_{max} = 32.927$	71.43	46.09	0.69	24.13

Tableau-VI-5 condition de non fragilité sens y-y

Sens x-x :

Section	N (kN)	M_{cor} kN.m	e_s (cm)	A_{min} (cm ²)	$A_{sadoptée}$ (cm ²)
40×45	$N_{max} = 1550.12 \text{ KN}$	2.986	0.19	0.12	24.13
	$N_{min} = 27.06 \text{ KN}$	0.073	0.27	2.48	24.13
	M (kN.m)	N_{cor} (kN)	e_s (cm)	A_{min} (cm ²)	$A_{sadoptée}$ (cm ²)

	30.812	66.84	46.09	0.69	24.13
--	--------	-------	-------	------	-------

Tableau-VI-6 condition de non fragilité sens x-x

Pour chaque cas $A_{adoptée} > A_{min}$ Condition vérifiée.

VI-1-5) Les armatures transversales :

On fixe pour les armatures transversales une section de $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un losange).

a) Calcul de l'espacement :

On a :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} ; \quad S_t = \frac{A_t h_1 f_e}{\rho_a V_u}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3.35 dans le cas contraire.

S_t : est l'espacement des armatures transversales en (zone II).

Elancement géométrique du poteau : $\lambda = L_f / i$

L_f : longueur de flambement ($L_f = 0.707 L_0$).

i : rayon de giration $i = \sqrt{I/S}$

L_0 : hauteur libre du poteau.

S : section brute du poteau

I : moment d'inertie du poteau

$\lambda = L_f / i$: Élancement du poteau

$$\lambda = \frac{0,7 l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7 l_0}{\sqrt{\frac{b h^3 / 12}{b h}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0,7 \cdot l_0}{h}$$

$$\lambda = 0,7 \sqrt{12} \frac{l_0}{h}$$

Donc : $\lambda = 2,45 \frac{l_0}{h}$

Sachant que: tous les poteaux de notre structure sont de section de (40x45 cm²).

Etage courant : $\lambda = 2.45 \times \frac{3.06}{0.40} = 18.74 > 5$

L'élancement géométrique $\lambda_g \geq 5$ donc $\rho_a = 2.5$

Donc:

$$S_t = \frac{A_t h_1 f_e}{\rho_a V_u} = \frac{201 \times 400 \times 450}{2.5 \times 55.73 \times 10^3} = 25.96 \text{ cm}$$

b) Vérification de l'espacement :

La valeur maximale est fixée comme suit : (art 7.4.2.2 RPA 99 modifié 2003)

En zone nodale :

$S_t \leq \min(10 \times 1.2; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$ or on a $S_t = 25.96 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$ donc on prend $S_t = 10 \text{ cm}$.

En zone courante:

$S_t \leq 15 \phi^{\min} = 18 \text{ cm}$ on prend $S_t = 15 \text{ cm}$.

c) Vérification des armatures transversales :

On a: $\lambda_g \geq 5$ $A_{\min} = 0.3\% S_t$

Zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$.

$$A_{\min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.20 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$$

Zone courante: $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.80 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.80 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$$

d) Détermination de la zone nodale :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right)$$

b_1, h_1 : Di-mensions du poteau. et h_e : Hauteur entre nu des poteaux.

$$\text{-Pour les étages : } h' = \max\left(\frac{306}{6}; 40; 45; 60 \text{ cm}\right) = 60 \text{ cm}$$

e) La longueur minimale des recouvrements Pour la zone IIa est de:

40 ϕ Pour les HA16 : $l_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$

f) Vérification des contraintes tangentielles :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$\lambda_g \geq 5$ donc le coefficient ρ_a sera pris égale à 0.075

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_a \cdot f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$$

L'effort tranchant total à la base suivant y-y est : $V_y = 1574.31 \text{ kN}$

L'effort tranchant d'un poteau :

$$V_{yp} = \frac{1574.31}{35} = 44.98 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b.d} = \frac{44.98 \times 10^3}{450 \times 430} = 0.23 \text{ MPa} < 1.875 \dots \text{condition vérifiée}$$

VI-1-6) Vérification à l'ELS :

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à déterminer les contraintes dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} et à démontrer que ces contraintes sont au plus égales aux admissibles $\overline{\sigma_{bc}}$ et $\overline{\sigma_{st}}$.

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa}$$

Sens y-y :

Section	N (kN)	M _{COR} (kN.m)	$\checkmark \sigma_{bc}$ (MPa)		σ_{st} (MPa)		$\overline{\sigma_{bc}}$	$\overline{\sigma_{st}}$
			Inf	Sup	inf	sup		
(40×45)	N _{max} = 1550.12	0.344	7.71	7.65	115.5	114.8	15	348
	N _{min} = 27.06	15.127	0	1.52	40.7	15.7	15	348
	M (kN.m)	N _{cor} (KN)	$\checkmark \sigma_{bc}$ (MPa)		σ_{st} (MPa)		$\overline{\sigma_{bc}}$	$\overline{\sigma_{st}}$
	M _{max} = 32.927	71.43	0	3.32	81.8	35.3	15	348
	M _{min} = -32.927	-71.43	2.66	0	16.9	166.7	15	348

Tableau-VI-7 vérification à l'ELS sens y-y

Sens x-x :

Section	N (kN)	M _{COR} (kN.m)	$\checkmark \sigma_{bc}$ (MPa)		σ_{st} (MPa)		$\overline{\sigma_{bc}}$	$\overline{\sigma_{st}}$
			Inf	Sup	Inf	Sup		
(40×45)	N _{max} = 1550.12	2.986	7.55	7.81	113.6	116.7	15	348
	N _{min} = 27.06	0.073	0.13	0.14	1.97	2.05	15	348
	M (kN.m)	N _{cor} (KN)	$\checkmark \sigma_{bc}$ (MPa)		σ_{st} (MPa)		$\overline{\sigma_{bc}}$	$\overline{\sigma_{st}}$
	M _{max} = 30.812	66.84	0	3.11	75.9	33	15	348
	M _{min} = 28.349	63.41	0	2.86	68.7	30.6	15	348

Tableau-VI-8 vérification à l'ELS sens x-x

Toutes les contraintes sont vérifiées

VI-1-7) Vérification d'un poteau à 25% de V_{\max} effort tranchant à la base :

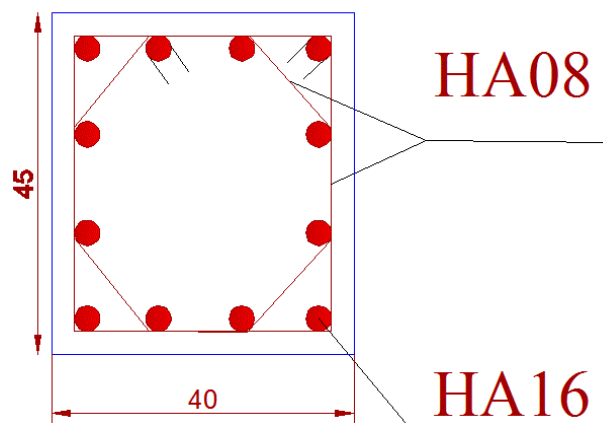


Figure VI-1 : schéma de ferrailage des poteaux

L'effort tranchant total à la base suivant y-y est : $V_y = 1574.31 \text{ KN}$

L'effort tranchant d'un poteau :

$$V_{yp} = 44.98 \text{ KN}$$

$$25\% V_{yp} = 0.25 \times 44.98 = 11.245 \text{ KN.}$$

Or le V_{\max} de calcul pour un poteau est : $V_{\max} = 18.83 \text{ KN.}$

$$V_{\max} = 18.83 \text{ KN} > 25\% V_{yp} = 0.25 \times 43.88 = 11.245 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI-2-Ferrailage des poutres

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

$1.35G + 1.5Q$: à L'ELU.

$G + Q$: à L'ELS.

$G + Q \pm E$: RPA99 révisé 2003.

$0.8G \pm E$: RPA99 révisé 2003.

VI.2.1) Recommandations du RPA :

a) Pourcentage total minimum :

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h), \text{ en toute section.}$$

Poutres principales PP : $A_{\min} = 4.375 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires PS : $A_{\min} = 4.375 \text{ cm}^2$.

b) Pourcentage total maximum :

$A_{\max} = 4\% (b \times h) \rightarrow$ En zone courante,

$A_{\max} = 6\% (b \times h) \rightarrow$ En zone de recouvrement.

Poutres principales PP(25×35):

Zone courante : $A_{\max} = 35 \text{ cm}^2$,

Zone de recouvrement : $A_{\max} = 52.5 \text{ cm}^2$.

Poutres secondaires PS(25×35):

Zone courante : $A_{\max} = 35 \text{ cm}^2$,

Zone de recouvrement : $A_{\max} = 52.5 \text{ cm}^2$.

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

VI.2.2 calcul de ferrailage

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad \text{Avec: } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta}$$

θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application de combinaisons d'action, il a pour

$$\text{valeur : } \begin{cases} \theta = 1 & \text{si } t \geq 24h \\ \theta = 0.9 & \text{si } 1h \leq t \leq 24h \\ \theta = 0.85 & \text{si } t \leq 1h \end{cases}$$

1^{er} cas:

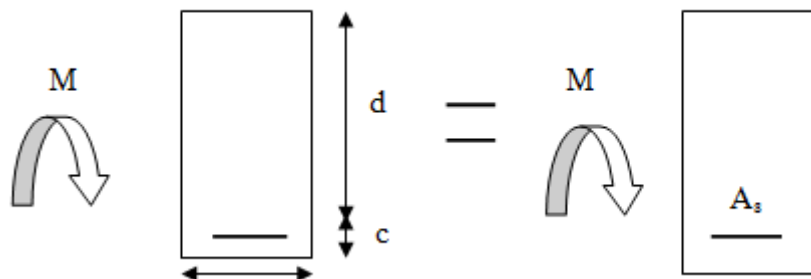
Si $\mu < \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ Section simplement armée (SSA) Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$.

la section d'acier tendue

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Avec:

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$



d: distance entre la fibre extrême comprimée et ls aciers tendus.

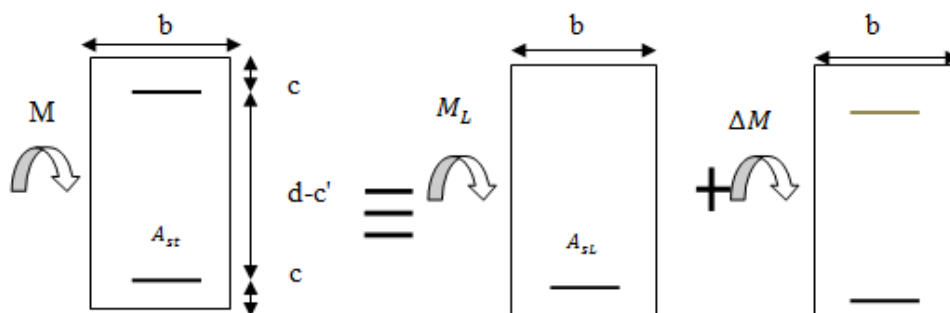
2^{ème} cas:

Si $\mu > \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ Section doublement armée (SDA) .

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections

$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta \cdot D \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - \epsilon) \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - \epsilon) \sigma_s}$$



VI.2.3 Ferrailage des poutres :

En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

M_{elu} : Moment max à l'ELU.

M_{sa} : Moment max dû aux combinaisons accidentelles.

VI.2.4 Ferrailage des poutres principales :

En travée : section (25×35)

	section	combin aion	Mt	U	B	OBS	AS (cm ²)	A _{min}	A _{dopt} (cm ²)	Ferra llaige
En Tra vée	25×35	0.8GEY	55.316	0.0785	0.959	SSA	4.37	4.375	4.62	3HA14

Tableau VI.9.Ferrailage des poutres principales en travée.

Aux appuis :

	section	combinai son	Ma	U	B	OBS	AS (cm ²)	A _{min}	A _{dopt} (cm ²)	Ferralla ige
En app uis	25×35	GQEYM	62.603	0.0889	0.953	SSA	4.97	4.375	8.01	3HA14 + 3HA12

TableauVI.10: Ferrailage des poutres principales en appuis

VI.2.5) Ferrailage des poutres secondaires : en travée(25×35) :

	section	combin aison	Mt	U	B	OBS	AS (cm ²)	A _{min}	Adopt (cm ²)	Ferrallaig e
En Travée	25×35	ELU	18.42	0.034	0.983	SSA	1.63	4.375	4.62	3HA14

TableauVI.11 : Ferrailage des poutres secondaires en travées

Aux appuis :

	section	combin aison	Mt	U	B	OBS	AS (cm ²)	A _{min}	A _{dopt} (cm ²)	Ferrallaig e
En appuis	25×35	GQEXM	25.286	0.0359	0.982	SSA	1.95	4.375	8.01	3HA14 +3HA12

TableauVI.12 : Ferrailage des poutres secondaires en appuis

VI.2.6) Vérifications des sections minimales :

a)Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91) les poutres principales :

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 33 \times 2.1}{400} = 0.996 \text{ cm}^2$$

$$D' \text{ où } A_s = 4.62 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée . (En travée)}$$

$$A_s = 8.01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée . (Sur appuis)}$$

Poutres secondaires

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 0.996 \text{ cm}^2 \dots \rightarrow$$

$$D' \text{ où } A_s = 4.62 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée . (En travée)}$$

$$A_s = 8.01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée . (Sur appuis)}$$

b) Justifications vis-à-vis des sollicitations tangentes : (BAEL91.art A.5.1)

La contrainte tangente conventionnelle utilisée pour les calculs relatifs à l'effort tranchant est définie par :

$$\tau_u = T_u / b \cdot d$$

Poutres principales:

$$\tau_u = \frac{146.53 \times 10^3}{250 \times 330} = 1.776 \text{ MPa}$$

Poutres secondaires PS :

$$\tau_u = \frac{42.91 \times 10^3}{250 \times 330} = 0.520 \text{ MPa}$$

c) Vérification de la contrainte tangentielle du béton : (BAEL91.art A.5.1.21)

La fissuration étant peu nuisible, la contrainte τ_u doit vérifier la relation suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \min \left\{ 0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

Poutres principales : $\tau_u = 1.776 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée

Poutres secondaires PS : $\tau_u = 0.520 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée

d) Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (BAEL91 art 5.1.32)

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Poutres principales :

$$T_u = 146.53 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.33 \times 0.25 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 450 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Poutres secondaires :

$$T_u = 42.91 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.33 \times 0.25 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 450 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée}$$

e) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

Appuis de rive :(Art 5.1.31 / BAEL91)

On doit prolonger au-delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

Poutres principales :

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{146.53 \cdot 10^3}{348} = 4.21 \text{ cm}^2;$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 3HA14 + 3HA12 = 8.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Poutres secondaires :

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{42.91 \cdot 10^3}{348} = 1.23 \text{ cm}^2; \quad A_{st \text{ adopté}} =$$

$$3HA14 + 3HA12 = 8.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Appuis intermédiaire :(Art 5.1, 32 / BAEL91)

Lorsqu'au droit d'un appui l'effort tranchant T_u est supérieur à $\frac{M_u}{0.9 \times d}$, on doit prolonger les armatures au-delà de l'appui et y ancrer une section d'armature supérieur à :

$$A_s \geq \left(T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{1.15}{f_{su}}$$

Poutres principales :

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \left(146.53 - \frac{62.603}{0.9 \times 0.33} \right) \times \frac{1.15}{f_{su}} = -0.21 \text{ cm}^2; \quad A_{st \text{ adopté}} = \underline{\underline{8.01 \text{ cm}^2}}.$$

Condition vérifiée

$$\left(T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) = \left(146.53 - \frac{62.603}{0.9 \times 0.33} \right) = -64.25$$

Poutres secondaires :

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \left(44.11 - \frac{25.286}{0.9 \times 0.33} \right) \times \frac{1.15}{f_{su}} = -0.135 \text{ cm}^2; \quad A_{st \text{ adopté}} = \underline{\underline{8.01 \text{ cm}^2}}.$$

Condition vérifiée

$$\left(T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) = \left(44.11 - \frac{25.286}{0.9 \times 0.33} \right) = -41.02$$

D'où les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires

Vérification de l'entraînement des barres : (BAEL91 art. A6.13)

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0.9 \times d \times U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

U_i : périmètre utile des barres.

Poutres principales : 3HA14+3HA12 → $U_i = 24.49 \text{ cm}$.

$$\tau_{se} = \frac{146.53 \times 1000}{0.9 \times 330 \times 244.9} = 2.01 \text{ Mpa} \leq 3.15 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée

Poutres secondaires : 3HA14+3HA12 → $U_i = 24.49 \text{ cm}$.

$$\tau_{se} = \frac{44.11 \times 1000}{0.9 \times 330 \times 244.9} = 0.606 \text{ Mpa} \leq 3.15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Longueur de scellement droit des barres :

On définit la longueur de scellement droit l_s comme la longueur à mettre en œuvre pour avoir un bon ancrage droit.

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4\tau_{se}}$$

La valeur de la contrainte d'adhérence est donnée de façon forfaitaire par la relation : $\tau_{su} = 0.6\Psi^2 \times f_{tj} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$.

Pour les HA12 : $l_s = 45 \text{ cm}$.

Pour les HA14 : $l_s = 50 \text{ cm}$.

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à **0.4.Ls** pour les aciers H.A

Pour les HA12 : $l_s = 18 \text{ cm}$.

Pour les HA14 : $l_s = 20 \text{ cm}$.

f) Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(10\text{mm}, 12\text{mm}, 25\text{mm})$$

Soit : $\Phi_t = 8\text{mm}$.

On optera pour un cadre et un étrier soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$.

Espacement max des armatures transversales : (Art A.5.1,22 / BAEL91)

$$S_{t\max} \leq \min(0,9d ; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(29.7 ; 40\text{cm}) = 29.7 \text{ cm.}$$

Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures Transversales doit satisfaire la condition suivante (Art. A.5.1,232 / BAEL91).

$$S_t = \frac{2.01 \times 0,9 \times 400}{(1.776 - 0.3 \times 2.1) \times 1.15 \times 30} = 18.30\text{cm}$$

Exigences du RPA pour les aciers transversales : (Art 7.5.2.2/RPA2003):

Poutres principales :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi\right\} = \min\left\{\frac{35}{4}; 12 \times 1.2\right\} = \min(8.75\text{cm}; 14.4\text{cm}) = 8.75\text{cm}$$

Soit : $S_{t\max} \leq \min(29.7\text{cm}; 18.30\text{cm}; 8.75\text{cm}) = 8.75\text{cm}$.

On opte pour $S_{t\max} = 8.75\text{cm}$.

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5\text{cm}.$$

Soit : $S_{t\max} \leq \min(29.7\text{cm}; 17.5\text{cm}) = 17.5\text{cm}$

On opte pour $S_{t\max} = 15\text{cm}$

$$S_t \leq \frac{A_{ad} \cdot 0,9 \cdot f_e}{(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28}) \cdot b \cdot \gamma_s}$$

Poutres secondaires :

Ces poutres sont sollicitées essentiellement par les charges sismiques, par conséquent l'effort tranchant est constant sur toute leurs longueurs ; on se doit de maintenir un écartement constant des armatures transversales.

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\left\{\frac{35}{4}; 12 \times 1.2\right\}\right) = \min(8.75 \text{ cm} ; 14.4 \text{ cm}) = \mathbf{8.75 \text{ cm}}$$

$$\text{Soit : } S_{t \max} \leq \min(33.3 \text{ cm} ; 18.3 \text{ cm} ; 10 \text{ cm}) = 10 \text{ cm.}$$

On opte pour $S_t = \mathbf{10 \text{ cm.}}$

g) Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L' est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

Poutres principales : $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm.}$

Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_t^{\min} = 3\text{‰} S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0.72 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2$$

Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à **5cm** du nu de l'appui.

Dispositions constructives pour les armatures longitudinales:

Pour la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

À $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.

À $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

VI.2.7) vérification à L'ELS :

a) Etat d'ouverture des fissures :

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles

-Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$ à l'ELU

-Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$ accidentelle

-Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / \kappa_1 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}.$$

Tel que :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d A_{st}} ; \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d}$$

Avec :

σ_s : Contrainte de traction des aciers.

A_{st} : Armatures adoptées à l'ELU ou accidentelle

β_1 et κ_1 sont tirés des tableaux en fonction de ρ_1

Vérification du ferrailage des poutres principales à l'ELS :

Nature	M_{\max} (kN.m)	A_{st} (cm ²)	ρ_1	β_1	κ_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Obs
Travée	55.316	4.62	0.56	0.888	29.64	337.76	11.39	CV
Appuis	62.603	8.01	0.97	0.862	21.23	274.75	12.94	CV

Tableau VI-13 Vérification du ferrailage des poutres principales à l'ELS :

Vérification du ferrailage des poutres secondaires à l'ELS :

Nature	M_{\max} (kN.m)	A_{st} (cm ²)	ρ_1	β_1	κ_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Obs
Travée	18.42	4.62	0.56	0.888	29.64	136.05	4.59	CV
Appuis	25.286	8.01	0.97	0.862	21.23	110.97	5.22	CV

Tableau VI-14 Vérification du ferrailage des poutres secondaires à l'ELS

Vérification vis à vis des déformations :

Les valeurs des différentes flèches sur l'ensemble des travées sont obtenues à l'aide du logiciel ETABS.

Poutres principales: la valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur $l=4.50\text{m}$

$$f = 3.46\text{mm} < \frac{4500}{500} = 9\text{mm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Poutres Secondaires: la valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur $l=3.55\text{m}$

$$f = 0.49\text{mm} < \frac{3550}{500} = 7.1\text{mm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Les schémas de ferrailages :

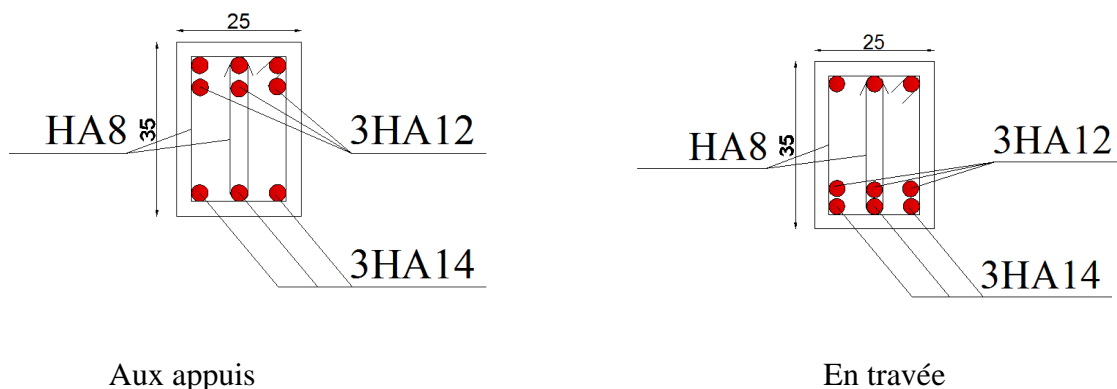


Figure VI-2 : ferrailage des poutres principales

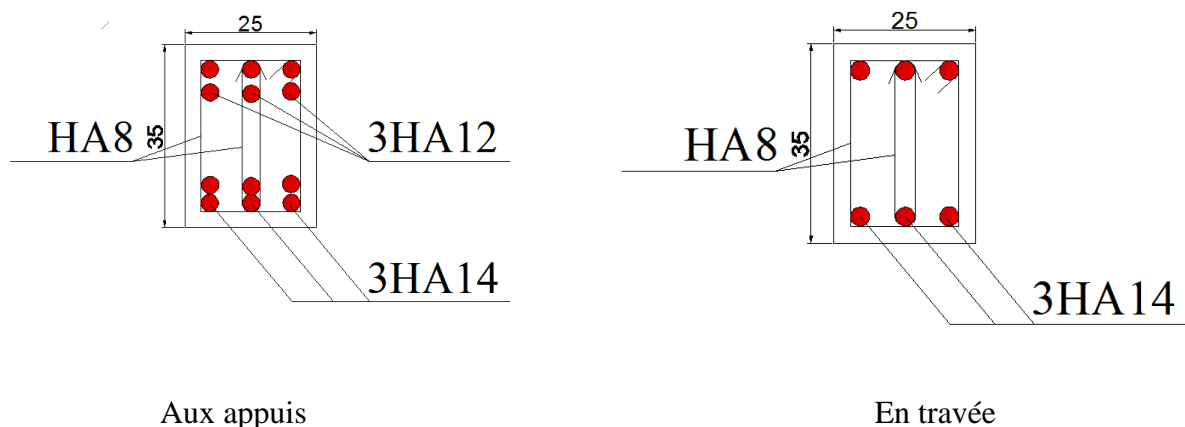


Figure VI-3 : ferrailage des poutres secondaires

VI-3) Ferrailage des voiles :

Les voiles sont des éléments structuraux de contreventement soumis à des forces horizontales et verticales.

Ils sont calculés en flexion composée sous les combinaisons les plus défavorables. Pour cela nous allons utiliser la méthode des contraintes.

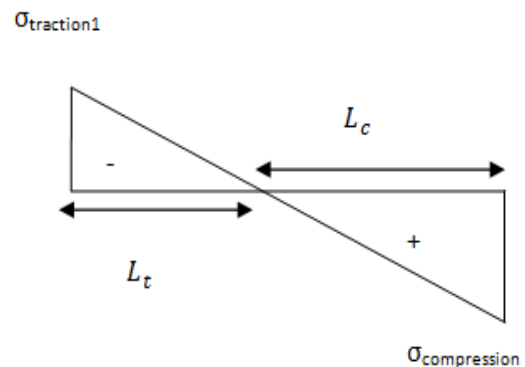
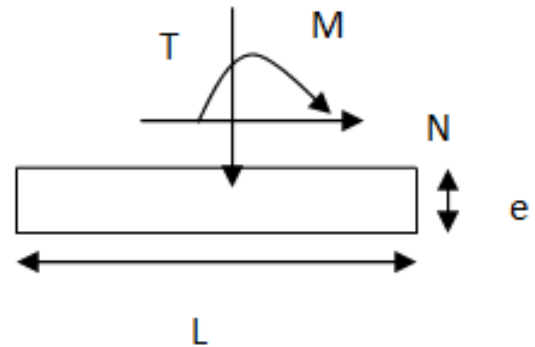
VI-3-1) Exposé de la méthode de calcul :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I} \quad \text{avec :}$$

- B : section du voile. $B = L \times e$
- I : moment d'inertie du voile considéré.
- $V = V'$: bras de levier du voile : $V = L/2$



a- Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_c}{\sigma_c + \sigma_t} L$$

b- longueur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c$$

c- calcul de la longueur : (d_1, d_2, d_3)

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right) \quad \text{avec :}$$

- h_e : hauteur entre nus du plancher du voile considéré.
- L_c : la longueur de la zone comprimée.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

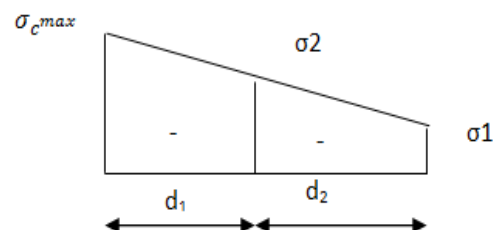
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement tendue (SET).

VI-3-2- Armatures verticales

a) Section entièrement comprimée (SEC) :

$$N_1 = \frac{\sigma_{c_{\max}} + \sigma_1}{2} d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} d \cdot e$$



Avec : e : épaisseur du voile

Section d'armature :

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du voile.

σ_s : Contrainte de l'acier.

Situation durable (courante) : $\rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$ et $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$.

Situation accidentelle : $\rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa}$ et $f_{bc} = 18.48 \text{ MPa}$

f_{bc} : Contrainte de calcul dans le béton.

Armatures minimales : (Art A.8.1, 21BAEL91, CBA93)

$$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%$$

b) Section partiellement comprimée (SPC) :

Effort normal :

$$N_1 = \frac{\sigma_{traction1} + \sigma_{traction2}}{2} d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_{traction1}}{2} d \cdot e$$

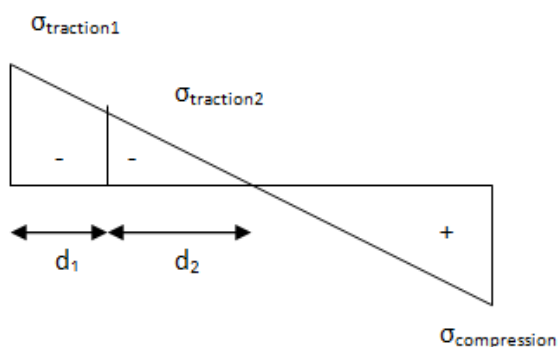
Section d'armature :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Armatures minimales : (BAEL art A4.2.1).

$$A_{min} \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq A = 0.002 \cdot B \text{ Section min de (RPA art 7.7.4.1).}$$



c) Section entièrement tendue (SET) :

Effort normal :

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} d \cdot e$$

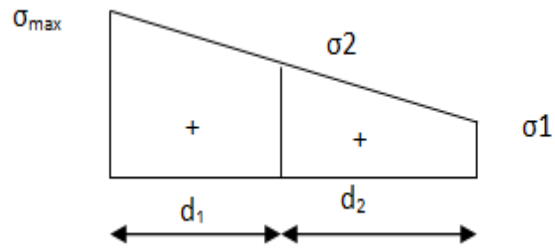
$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} d \cdot e$$

Section d'armature :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Armatures minimales : (BAEL art A4.2.1, CBA93)

$$A_{min} \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}$$



VI-3-3) Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10Φ** et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales.

$$A_h = \frac{A_v}{4}$$

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

$$A_h \geq 0.15\% B \text{ Globalement dans la section du voile.}$$

$$A_h \geq 0.10\% B \text{ Zone courante.}$$

VI-3-4) Armature transversale :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003). Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

VI-3-5) Armature de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

$$\text{Avec : } T = 1.4 L \cdot V_u$$

V_u : effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VI-3-6) Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4\text{HA}10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

VI-3-7) Disposition constructives :

a) Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5e; 30\text{cm}\} \quad \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Avec : e = épaisseur du voile

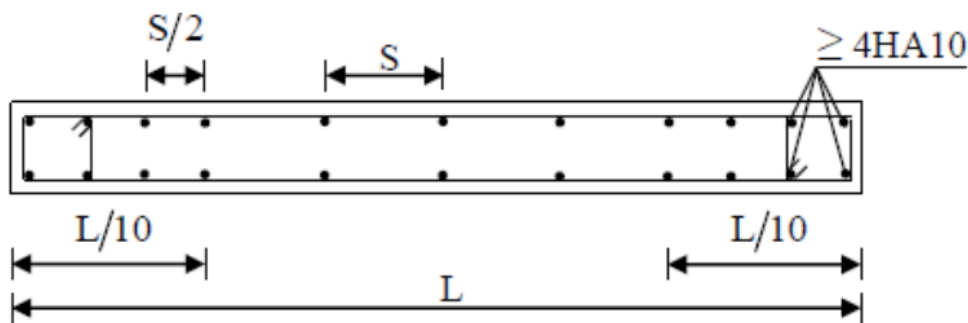
Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

b) Longueur de recouvrement :

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 action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture.



VI-3-8) Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

$$\varphi_{\max} = \frac{e}{10}$$

VI-3-9) Vérification des contraintes de cisaillement :

Contrainte de cisaillement dans le béton τ_b doit être inférieure à la contrainte admissible $\bar{\tau}_b$.

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 d} \quad \text{Avec :}$$

- $V = 1.4V_{\text{calculée}}$
- b_0 : Épaisseur du linteau du voile
- d : hauteur utile $d=0.9h$
- h : hauteur totale de la section brute.

D'après le BAEL91 :

Il faut vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3.26 \text{ Mpa}$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

VI-3-10) Vérification à L'ELS :

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression soit $< 15 \text{ Mpa}$.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \text{ Avec :}$$

- B : section du béton.
- A : section d'armatures.
- N_s : effort normal de service (sous G + Q).

VI-3-11) Ferrailage des voiles

a) Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage d'un voile longitudinale $V_{T1} = 3.5 \text{ m}$ sur la zone 1 ; SPC

Caractéristiques géométriques :

$$L = 4.5 \text{ m} \quad e = 0.2 \text{ m} \quad B = 0.9 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{e \times l^3}{12} = 1.519 \text{ m}^4 \quad V = V' = \frac{l}{2} = 2.25 \text{ m}$$

Sollicitations de calcul :

On calcul les effets agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et on tire l'effet le plus défavorable pour calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone. Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

$$\sigma_{\max} = 5962.65 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_{\min} = - 2498.91 \text{ KN / m}^2$$

- Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = 3.17 \text{ m}$$

- Largeur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 4.5 - 3.17 = 1.33 \text{ m}$$

- Calcul de la longueur (d) :

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

$$\text{En prend : } d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} l_c \right) d_1 = 0.40 \text{ m } d_2 = 0.93 \text{ m}$$

Détermination de N :

Zone tendue :

$$\frac{\sigma_{min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{(L_t - d)} \left\{ \overrightarrow{\sigma_1} = 1249.46 \text{ KN/m}^2 \right\}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = 348.59 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = 116.19 \text{ KN}$$

Calcul des armatures verticales :

1^{ère} bande :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{348.59}{400 \times 10^{-1}} = 8.71 \text{ cm}^2$$

$$A_{v1} < A_{min} \Rightarrow \text{en prend } A_{v1} = 9.76 \text{ cm}^2$$

2^{ème} bande :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{116.19}{400 \times 10^{-1}} = 2.9 \text{ cm}^2 < A_{min} \Rightarrow \text{on prend } A_{v2} = 9.76 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales (BAEL 91 Modifiée 99) :

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0.2\% B \right\} = \max \left\{ \frac{93 \times 20 \times 2.1}{400}; 0.002 \times 93 \times 20 \right\}$$

$$A_{min} = \max \{9.76; 3.72\} = 9.76 \text{ cm}^2$$

Les armatures de couture :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4 \times T}{f_e} = 32.04 \text{ cm}^2$$

Sections d'armatures totales :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = (9.76 + (\frac{32.04}{4})) = 17.77 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 9.76 + (\frac{32.04}{4}) = 17.77 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$$

Ferrailage adopté :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 17.77 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$$

$$\text{On adopte: } 2 \times 8\text{HA}12 = 18.10 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } S_t = 12 \text{ cm}$$

$$A_2 = 17.77 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$$

$$\text{On adopte: } 2 \times 8\text{HA}12 = 18.10 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } S_t = 12 \text{ cm}$$

Armatures horizontales :

D'après le BAEL 91 : $A_{\min (h)} = \text{Max} \left\{ \frac{A_v}{4} ; 0.0015 \times 350 \times 20 \right\} = \text{Max} \{4.53 ; 13.5\}$

$$A_{\min (h)} = 13.5 \text{ cm}^2$$

Soit : $2 \times 6\text{HA}12 = 13.55 \text{ cm}^2 / 1\text{m de hauteur ; avec } S_H = 15 \text{ cm}$

Armatures transversales (Art.7.7.4.3, RPA99/ version 2003) :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{1.5 e , 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification des contraintes de cisaillement :

- **Selon le RPA 2003 :**

$$\tau_b = \frac{V}{e \times d} = \frac{1.4 \times 832.41 \times 10^3}{200 \times 0.93 \times 4500} = 1.40 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.40 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.40 \text{ MPa} \leq \tau_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **D'après le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{T}{e \times d} = \frac{832.41 \times 10^3}{200 \times 0.93 \times 4500} = 0.27 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.027 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c25}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.027 \text{ MPa} \leq \tau_u = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 A_v} = \frac{6327.87 \times 10^3}{200 \times 4500 + 15 \times 17.77 \times 10^2} = 6.82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.82 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Les résultats de calcul sont illustrés dans les tableaux suivants :

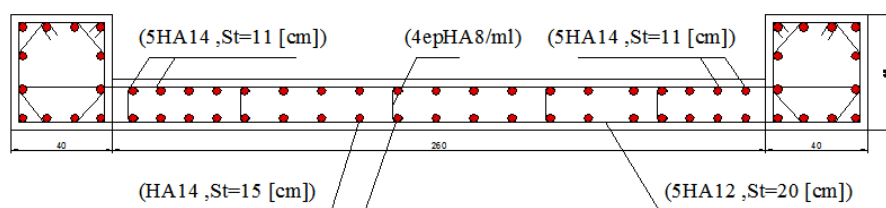
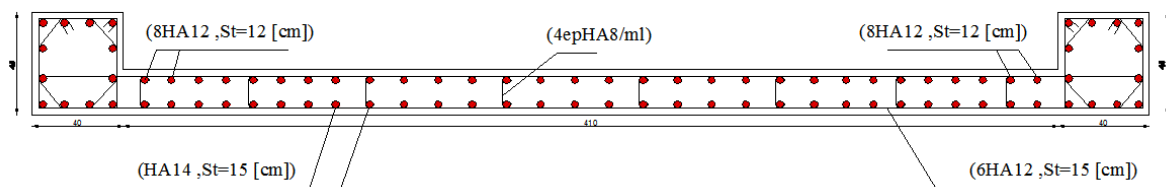
Voiles transversales		VT1	VT2
caractéristiques géométriques	L (m)	4.5	3.00
	h _e (m)	3.06	3.06
	e _p (m)	0.20	0.20
	B (m ²)	0.90	0.60
	I (m ⁴)	1.519	0.45
	V (m)	2.25	1.50
Caractéristiques mécaniques des matériaux	f _{t28} (MPa)	2.10	2.10
	f _e (MPa)	400	400
	σ _{st} (MPa)	400.0	400.0
Calcul des sollicitations.	σ _{max} (KN/cm ²)	5962.65	6753.05
	σ _{min} (KN/cm ²)	-2498.91	-3890.79
	T (KN)	832.41	695.71
	N _{ser} (KN)	6327.87	3116.56
	Nature de la section	SPC	SPC
	L _c (m)	1.33	2.45
	L _t (m)	3.17	0.55
	d (m)	0.98	0.27
	L _t -d (m)	2.19	0.27
	σ ₁ (KN/m ²)	1249.46	-1945.40
	N _{u1} (KN)	348.59	-159.14
	N _{u2} (KN)	116.19	-53.05
Calcul des armatures.	A _{min} (cm ²)	Bt.ft28/fe [1]	14.70
		0,002.Bt [2]	5.60
		0.23*B*ft28/fe [3]	8.33
		max ([1] ; [2] ; [3]) [4]	14.70
	A _{v1} (cm ²)	Nu1/σ _{st} [5]	0.54
		max ([4] ; [5])	14.70
	A _{v2} (cm ²)	Nu2/σ _{st} [6]	0.18
		max ([4] ; [6])	14.70
	A _{vj} (cm ²)		32.04
	Bande1	A ₁ (cm ²)	17.77
		Choix des barres/nappe	2*8HA12
		sections adoptées/nappe (cm ²)	18.1
	Bande2	A ₂ (cm ²)	13.5
		Choix des barres/nappe	9.05
		sections adoptées/nappe (cm ²)	2*6HA12
	armatures horizontales (cm ²)	RPA99	13.5
		BAEL91	9.05
		choix/nappe/ml	2*6HA12
	armatures transversales/m ²		4HA8
Vérification des contraintes	Cisaillement	RPA99: τ _b (max) = 5 MPa	1.44
		BAEL91: τ (max) = 3.25 MPa	1.03
	ELS	σ _{bc} (max) = 15 MPa	6.82

Tableau VI-17- les résultats de calcul du sens transversal.

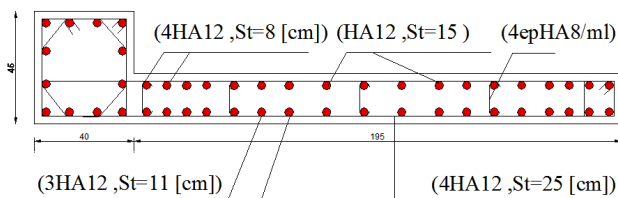
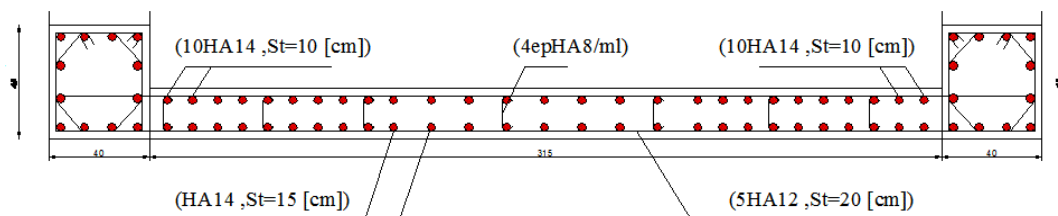
Voiles longitudinales			VL1	VL2
caractéristiques géométriques	L (m)		3.55	2.15
	h _e (m)		3.06	3.06
	e _p (m)		0.20	0.20
	B (m ²)		0.71	0.43
	I (m ⁴)		0.746	0.166
	V (m)		1.78	1.08
Caractéristiques mécaniques des matériaux	f _{t28} (MPa)		2.10	2.10
	f _e (MPa)		400	400
	σ _{st} (MPa)		400.0	400.0
Calcul des sollicitations.	σ _{max} (KN/cm ²)		9206.12	7118.41
	σ _{min} (KN/cm ²)		-3491.28	-3057.73
	T (KN)		918.69	327.68
	N _{ser} (KN)		4513.21	2540.45
	Nature de la section		SPC	SPC
	L _c (m)		2.57	1.5
	L _t (m)		0.98	0.65
	d (m)		0.49	0.32
	L _t -d (m)		0.49	0.32
	σ ₁ (KN/m ²)		1745.64	1528.87
	N _{u1} (KN)		255.59	148.15
	N _{u2} (KN)		85.20	49.38
Calcul des armatures.	A _{min} (cm ²)	Bt.ft28/fe [1]	5.12	3.39
		0,002.Bt [2]	1.95	1.29
		0.23*B*ft28/fe [3]	1.18	0.08
		max ([1] ; [2] ; [3]) [4]	5.12	3.39
	A _{v1} (cm ²)	Nu1/σ _{st} [5]	6.39	3.70
		max ([4] ; [5])	6.39	3.70
	A _{v2} (cm ²)	Nu2/σ _{st} [6]	2.13	1.23
		max ([4] ; [6])	5.12	3.39
	A _{vj} (cm ²)		35.37	12.62
	Bande1	A ₁ (cm ²)	15.23	6.86
		Choix des barres/nappe	2*5HA14	2*4HA12
		sections adoptées/nappe (cm ²)	15.39	9.05
	Bande2	A ₂ (cm ²)	13.97	6.55
		Choix des barres/nappe	2*5HA14	2*3HA12
		sections adoptées/nappe (cm ²)	15.39	6.79
	armatures horizontales (cm ²)	RPA99	10.65	6.45
		BAEL91	7.70	3.96
		choix/nappe/ml	2*5HA12	2*4HA12
	armatures transversales/m ²		4HA8	4HA8
Vérification des contraintes	Cisaillement	RPA99: τ _b (max) = 5 MPa	2.01	1.19
		BAEL91: τ (max) = 3.25 MPa	1.44	0.85
	ELS	σ _{bc} (max) = 15 MPa	5.97	5.6

Tableau VI-18-les résultats de calcul du sens longitudinal

VI-3-12 –schéma de Ferrailage VT1;VT2



VL01; VL02



CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII-1- Etude du voile périphérique

VII-1-1- Pré dimensionnement :

D'après l'article 10.1.2 du RPA2003, l'épaisseur minimale du voile est de 15cm, et d'après l'article 7.7.1 du RPA2003, l'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre du sous sol et des conditions de rigidité aux extrémités :

$$a \geq \max (h_e/25 , h_e/22 , h_e/20) \Rightarrow a \geq \frac{h_e}{20} = 15.3\text{cm}$$

$$\text{RPA2003} \Rightarrow e = 15\text{cm}$$

$$a \geq \max(15.3\text{cm}; 15\text{cm}) \quad \text{On prend : } a = 20\text{cm}$$

VII-1-2- Détermination des contraintes :

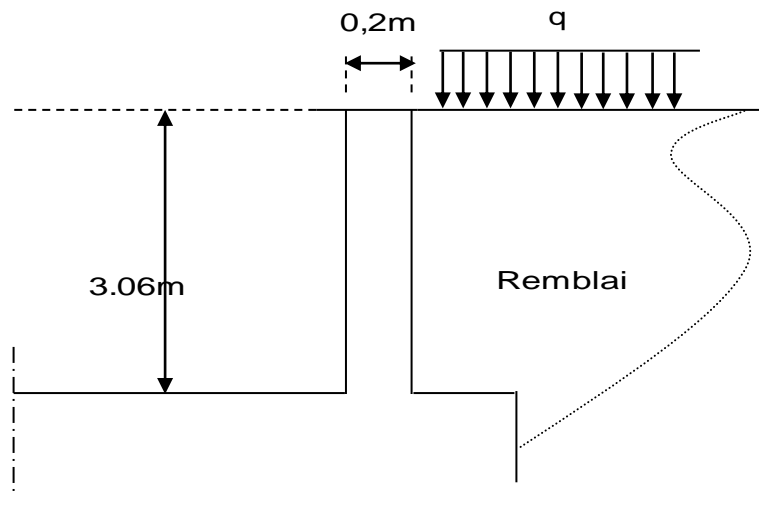


Figure VII-1- Schéma de voile de soutènement

a-Poussée due aux terres :

Poussée des terres équilibrée (pas de déplacement en tête)

$$\sigma_h = K_0 \cdot \gamma_h \cdot H \text{ Avec :}$$

- σ_h : contrainte horizontale.
- K_0 : coefficient de poussée des terres au repos
 - $K_0 = \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$
 - ($K_0 = 0,3$).
- γ_h : poids volumique humide du sol ($\gamma_h = 19 \text{ KN/m}^3$).

$$0 \leq z \leq 3.06\text{m} :$$

$$\sigma_h = K_0 \cdot \gamma_h \cdot H \Rightarrow \sigma_h = 17.44 \text{ KN/m}^2.$$

b-Poussée due aux surcharges :

Une contrainte éventuelle d'exploitation $\sigma_q = 5 \text{ KN} / \text{m}^2$

$$\sigma_q = K_0 \cdot q = 1.5$$

c-Contrainte totale

$$\sigma_{\text{tot}} = \sigma_h(z) + \sigma_q$$

$$\Rightarrow \sigma_{\text{tot}} = 18.78 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{Nous trouvons : } \sigma_{\text{tot}}(z) = \begin{cases} 1.5 & \text{pour } Z = 0 \\ 18.94 \text{ KN/m}^2 & \text{pour } Z = 3.06 \text{ m} \end{cases}$$

Conclusion :

La charge maximale appliquée sur les voiles est :

$$P = \sigma_{\text{tot}} = 18.94 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

VII-1-3- Ferrailage du voile :

Le ferrailage sera calculé pour le panneau le plus sollicité en flexion simple avec une fissuration très préjudiciable, le calcul se fait pour une bande de 1 m.

$$l_x = 3.06 \text{ m} \quad l_y = 4.5 \text{ m}$$

$$\text{Dans le sens de la petite portée : } M_{0x} = \mu_x \cdot P \cdot l_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée : } M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.68$$

ELS :

$$\mu_x = 0.0766 \Rightarrow M_{0x} = 13.58 \text{ KN.m} = 0.01358 \text{ MN}$$

$$\mu_y = 0.563 \Rightarrow M_{0y} = 7.64 \text{ KN.m} = 0.00764 \text{ KN.m}$$

Panneau intermédiaire:

$$M_{\text{tr}} = 0.85 M_0$$

$$M_{\text{app}} = 0.3 M_0$$

a)Ferrailage vertical:

En travée:

$$b = 1 \text{ m} ; h_0 = 0.20 \text{ m} ; d = 0.9h = 0.18 \text{ m}$$

$$M_{\text{tx}} = 0.115 \text{ MN.m}$$

$$\alpha_r = \frac{15 \overline{\sigma_{bc}}}{15 \overline{\sigma_{bc}} + \sigma_s} = 0.557$$

$$\mu_{rb} = \alpha_r(1 - \alpha_r/3)/2 = 0,227$$

$$Z_r = d(1 - \alpha_r/3) = 0,146 \text{ m}$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{Z_r \cdot \sigma_s} = 5.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{tx} = 5.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sur appuis:

$$M_{ax} = 0,04074 \text{ MN.m}$$

$$A_{ax} = 1.97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b-Ferraillage horizontal:

En travée:

$$M_{try} = 0,06494 \text{ MN.m}$$

$$A_{ty} = 3.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sur appuis:

$$M_{ay} = 0,02292 \text{ MN.m}$$

$$A_{ay} = 1.11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

c-Ferraillage minimal:

Selon le **RPA2003 (Art.10.1.2)**, le pourcentage minimal des armatures et de 0,1% B dans les deux sens et en deux nappes ce qui nous donne:

$$A_{RPA} = 0,1.b.h / 100 = 0,1 \times 20 \times 100 / 100 = 2.00 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Selon le **BAEL 91**, le ferraillage minimal est de:

$$A_{minx} \geq 0,0008 ((3-\rho)/2).b.h = 1,86 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$A_{miny} \geq 0,0008.b.h = 1,60 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Finalement on obtient deux nappes

- Nappe intérieure pour les sollicitations en travée.
- Nappe extérieure pour les sollicitations sur appuis

les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m² de HA8.

d)Ferraillage adopté :

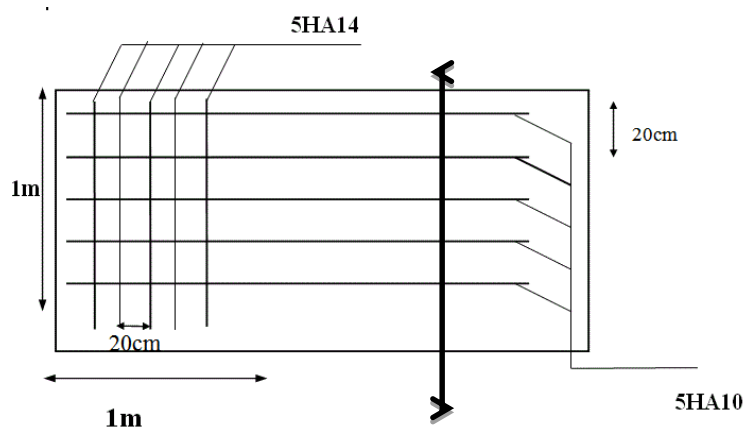
Ferraillage vertical :En travée : $A_v = 5.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on adopte : 5T12 (e=20cm)

Sur appuis : $A_v = 1.97 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on adopte : 5T10 (e=20cm)

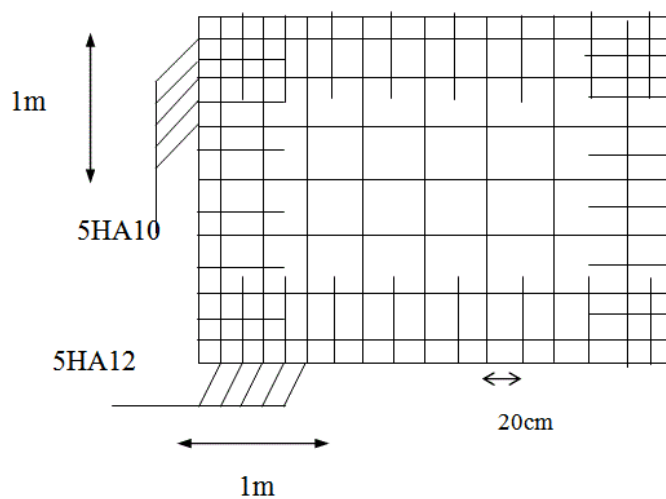
Ferraillage horizontal :En travée : $A_H = 3.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on adopte : 5T10 (e=20cm)

Sur appuis : $A_H = 1.11 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on adopte : 5T10 (e=20cm)

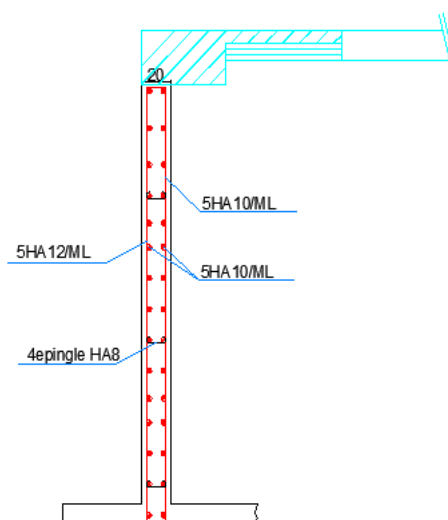
e)Schéma de ferraillage :



figVII-2 Nappe intérieure



FigVII-3 Nappe extérieure



FigVII-4 coupe A-A

VII-2)Les fondations :

Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission au sol des efforts apportés par la structure. Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) ou par des éléments spéciaux (puits, pieux).

VII-2-1)Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2.5$ bars à 1.30m de profondeur.

Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII-2-2) Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées les semelles filantes et un radier, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type des fondations convenable.

VII-2-3)Dimensionnement

a)semelle isolé sous poteau:

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{smax} qui est obtenue à la base du poteau le plus sollicitée.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = 450.08$$

Homothétie des dimensions:

$$K = \frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 0.80 \text{ ou } A = 0.80 B$$

$$0.80 B^2 = 450.08$$

$$B \geq \sqrt{\frac{450.08}{0.80}} = 2.37 \text{ et } \sigma_{sol} = 2.37 \quad \text{D'où } B=2.4\text{m et } A=2\text{m}$$

Chapitre VII :Etude de l'infrastructure

Remarque : Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

b)Semelles filantes

Semelles filantes sous voiles :

$$\sigma_{sol} > \frac{N}{S} = \frac{G+Q}{B.L} \text{ Avec :}$$

- σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.
- **B** : largeur de la semelle.
- **G** : charge à la base du voile
- **Q** : surcharge à la base du voile
- **L** : longueur du voile.

Les résultats de calcul (la surface de semelles filantes sous voiles) sont résumés dans le tableau suivant :

Voiles	Ns (kN)	L (m)	B (m)	S=B x L (m ²)	Nbre de voiles
VL1	4513.21	3.55	5.08	18.03	2
VL2	2540.45	2.15	4.72	10.148	2
VT1	6327.87	4.5	5.62	25.29	2
VT2	3116.56	3	4.15	12.45	5

Tableau VII-1- la surface de semelles filantes sous voiles

$$S_v = \sum S = 36.06 + 20.29 + 50.58 + 62.25 = \mathbf{169.18m^2}$$

Semelles filantes sous poteaux :

Hypothèse de calcul :

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

Etape de calcul :

- Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$
- étermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :
 - $e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.
 - $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire.

$$\bullet \quad q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$\bullet \quad q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

Application :

Poteau	Ns	Minf	ei	N×ei
C ₃₁	1125.2	2.192	5.25	5907.03
C ₃₂	580.39	3.421	0.75	435.29
C ₁₁	1047.05	0.621	-2.25	-2355.86
C ₇	1117.10	1.592	-5.25	-5864.775
	R=Σ Ns=3869.74	ΣM inf=7.826		Σ N×ei=-1878.32

Tableau : VII-2-Semelles filantes sous poteaux

Détermination de la distribution par mètre linéaire des sollicitations des semelles :

$$R = \sum N_i = 3133.486 \text{ KN.}$$

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = -0.48 \text{ m}$$

$$e = -0.48 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = 1.75 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{3869.74}{10.5} \left(1 + \frac{6(-0.48)}{10.5}\right) = 469.63 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{3869.74}{10.5} \left(1 - \frac{6(-0.48)}{10.5}\right) = 267.45 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s \left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{3869.74}{10.5} \left(1 + \frac{3(-0.48)}{10.5}\right) = 318 \text{ KN/ml.}$$

Détermination de la largeur de la semelle:

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{318}{250} = 1.50 \text{ m}$$

On prend : B=1,5m

$$S_{\text{sp}} = 1.5 \times 10.5 = 15.75 \text{ m}^2$$

Surface totale des semelles sous poteaux :

La surface totale des semelles sous poteaux est: $s_p = s \times n$

Tel que :

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$s_p = 15.75 \times 9 = 141.75 \text{ m}^2$$

Surface totale des semelles:

$$s_t = s_p + S_v = 141.75 + 169.18 = 310.93 \text{ m}^2$$

Chapitre VII :Etude de l'infrastructure

La surface totale de la structure :

$$s_{bat} = (13.30 \times 25.80) = 343.14m^2$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure :

$$\frac{S_t}{s_{bat}} = \frac{310.93}{343.14} = 0.9061 \rightarrow 90.61\%$$

La surface totale des semelles représente **90.61%** de la surface du bâtiment.

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à 50 % de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VII.2-4)Etude du radier général nervuré:

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

VII.2-5)Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur minimale du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

a)Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$
$$\frac{450}{8} \leq h \leq \frac{450}{5} \Rightarrow 56.25 \leq h \leq 90cm$$

On prend $h=70[cm]$

b)Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec L_e : Largeur du radier présentant une bande de 1m;

- K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K= 40$ [MPa] pour un sol moyen.
- I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m) ;
- E : Module de déformation longitudinale différé $E = 10818.86$ [MPa].
- L_{\max} : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4.5}{3.14}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.90[m]$$

Chapitre VII :Etude de l'infrastructure

La dalle : la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

- $h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$, avec un minimum de 25[cm]

$$h_d \geq \frac{450}{20} = 22.5[cm]$$

La nervure : la nervure du radier doit avoir une largeur :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{450}{10} = 45[cm]$$

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

- $h_n=130$ [cm] Hauteur de la nervure
- $h_d= 30$ [cm]..... Hauteur de la dalle
- $b=70$ [cm]..... Largeur de la nervure
- $h_d'=10$ [cm].....Hauteur de la dalle flottante

VII-2-6)Détermination des efforts:

D'après le(BAEL91),on doit ajouter au radier un débord minimal de:

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\right) \text{ avec: } h = \text{la hauteur de la nervure}$$

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{130}{2}; 30\right) \rightarrow L_{déb} \geq 65cm \text{ On prend: } L_{déb} = 65cm$$

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{déb}$$

$$S_{rad} = \times \times = 394cm^2$$

VII-2-7) Calcul des sollicitations à la base du radier :

a)charges permanentes

G1 : charges permanentes de la superstructure

$$G_1=33906.89 \text{ KN}$$

G2 : charges permanentes de l'infrastructure (radier)

G_{rad} = poids de la dalle + poids de la nervure + poids du remblais + poids de la dalle flottante

- Poids de la dalle: $G_{dalle} = S_{rad} \times h_d \times \rho_b \rightarrow 394 \times 0.3 \times 25 = 2955KN$

- Poids des nervures: $P_{nervur} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$

$$G_n = 0.7 \times (1.3 - 0.3) \times 10.5 \times 9 \times 25 + 0.7 \times (1.3 - 0.3) \times 25.8 \times 4 \times 25$$

$$G_n = 3459.75KN$$

- Poids de TVO : $G_{TVO} = (S_{rad} - S_{nervure}) \times (h_n - h_d) \times \rho$
 $S_{nervure} = (0.65 \times 10.5 \times 9) + (0.65 \times 25.8 \times 4) = 128.50m^2$

$$G_{TVO} = (394 - 128.50) \times (1.3 - 0.3) \times 17 = 4513.50KN$$

- Poids de la dalle flottante libre : (ep=10cm)
 $G_{df} = 394 \times 0.1 \times 25 = 985KN.$

$$G_{rad} = 2955 + 3459.75 + 4513.50 + 985$$

$$G_2 = 11913.25KN$$

b) Surcharges d'exploitations:

Surcharge de bâtiment : $Q = 5547.6KN$

Surcharge du radier : $4 \times 394 = 1576KN$

Poids total de la structure :

$$G_{tot} = G_{bat} + G_{rad} = 33906.89 + 11913.25 = 45820.14KN$$

$$Q_{tot} = Q_{bat} + Q_{rad} = 5547.6 + 1576 = 7123.6KN$$

Combinaison d'actions:

$$ELU: N_u = 1.35G + 1.5Q \rightarrow 1.35 \times 45820.14 + 1.5 \times 7123.6$$

$$N_u = 72542.60KN$$

$$ELS: N_s = G + Q \rightarrow 45820.14 + 7123.6 = 52943.74KN.$$

Calcul des caractéristiques géométriques du radier:

Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_j = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 12.7m$$

$$Y_j = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 5.314m$$

Moment d'inertie du radier

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{25.4 \times 13.30^3}{12} = 4979.75m^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{13.30 \times 25.4^3}{12} = 18162.33m^4$$

VII-2-8)Vérifications :

a)Vérification à la contrainte de cisaillement:(BAEL91/Art A.5.1.211) Il faut vérifier que:

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\}$$

b=100cm ; d=0.9h_d=27cm

$$T_u^{max} = q_u \times \frac{l_{max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} = \frac{72542.60 \times 1}{394} \times \frac{4.5}{2} = 414.26KN$$

$$\tau_u = \frac{414.26 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.53MPa$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4MPa \right\} \rightarrow \bar{\tau} = 2.5MPa$$

$\tau_u = 1.53MPa < \bar{\tau} = 2.5MPa \rightarrow$ vérifiéeCondition

b)Vérification de la stabilité du radier

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

Effort normal (N) dû aux charges verticales

Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(k=0)} + T_{j(k=0)} \cdot h$$

$M_{j(k=0)}$:moment sismique à la base du bâtiment

$T_{j(k=0)}$:effort tranchant à la base du bâtiment

h : profondeur de l'infrastructure

I_{xi} ,I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré

On doit vérifier les conditions suivantes :

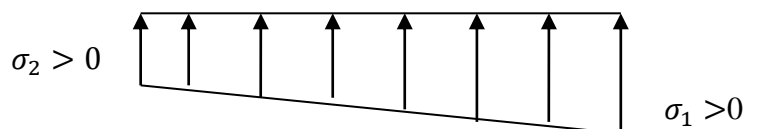
ELU:

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33\sigma_{sol}^{cal}$$

ELS:

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}^{cal}$$

$$\sigma_{sol}^{cal} = \frac{R_p}{7} = 2bars$$



Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

V : distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

$$N_u = 72542.60 \text{KN} \quad N_s = 52943.74 \text{KN}$$

$$M_{0x} = 580.823 \text{KN.m} \quad T = 1458.64 \text{KN}$$

$$M_{0y} = 789.261 \text{KN.m} \quad T = 1574.31 \text{KN}$$

Calcul des moments:

$$M_x = 580.823 + (1458.64 \times 1) \longrightarrow \quad \mathbf{M_x = 2039.463 \text{KN.m}}$$

$$M_y = 789.261 + (1574.31 \times 1) \longrightarrow \quad \mathbf{M_y = 2363.571 \text{KN.m}}$$

Sens longitudinal xx:

A ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{72542.60}{394} + \frac{2039.463}{1162.33} \times 12.7 = 185.52 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = 182.68 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 185.52 + 182.68}{4} = 184.81 \text{KN / m}^2$$

$$\sigma_m = 184.81 \text{KN / m}^2 < 1.33 \sigma_{sol}^{cal} = 332.5 \text{KN / m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{52943.74}{394} + \frac{2039.463}{18162.33} \times 12.7 = 135.79 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = 132.95 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 135.79 + 132.25}{4} = 135.08 \text{KN / m}^2$$

$$\sigma_m = 135.08 \text{KN / m}^2 < \sigma_{sol}^{cal} = 250 \text{KN / m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens transversale yy:

A ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{72542.60}{394} + \frac{2363.571}{4979.75} \times 5.314 = 186.63 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = 181.59 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 186.63 + 181.59}{4} = 185.37 \text{KN / m}^2$$

$$\sigma_m = 185.37 \text{KN / m}^2 < 1.33 \sigma_{sol}^{cal} = 332.5 \text{KN / m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{52943.74}{394} + \frac{2363.571}{4979.75} \times 5.314 = 136.89 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = 131.85 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 136.89 + 131.85}{4} = 135.63 \text{KN / m}^2$$

$$\sigma_m = 135.63 \text{KN / m}^2 < \sigma_{sol}^{cal} = 250 \text{KN / m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : toutes les contraintes sont vérifiées.

VII-2-9)Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99) ; on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie. Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 04 appuis.

a) Ferrailage de la dalle :

Pour le ferrailage, afin de simplifier les calculs on considérera le panneau le plus sollicité, et on généralisera le ferrailage pour le reste des panneaux.

Pour l'étude, on utilisera la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

On distingue deux cas :

- **1^{er} cas:** $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0.4$ La dalle travaille dans un seul sens.(Flexion longitudinale négligée)

$$M_{0x} = q_u \frac{l_x^2}{8}; M_{0y} = 0$$

- **2^{ème} cas:** $0.4 \leq \rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 1$ La dalle travaille dans les deux sens

Dans le sens de la petite portée $L_x M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$

Dans le sens de la grande portée $L_y L_x M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD. Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol

$$l_y = 4.50m$$

$$l_x = 3.55m$$

Remarque : Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

Identification du panneau le plus sollicité :

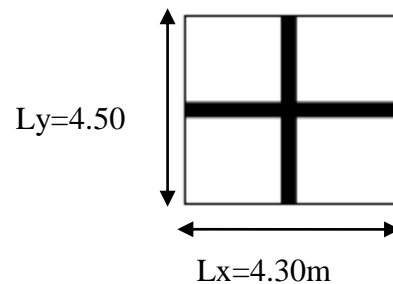
$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.55}{4.50} = 0.79$$

$0.4 < \rho \leq 1$ La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage,

nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{max} ,

la contrainte due au poids propre du radier,



Chapitre VII :Etude de l'infrastructure

ce dernier étant directement repris par le sol.

- La contrainte moyenne max à l'ELU : $\sigma_m=185.37\text{KN/m}^2$
- La contrainte moyenne max à l'ELS: $\sigma_m=135.63\text{KN/m}^2$.

A ELU:

$$q_{um} = \left[\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \right] \times 1ml = \left[185.37 - \frac{11913.25}{394} \right] \times 1ml = 155.13 \text{ KN/ml}$$

A ELS:

$$q_{sm} = \left[\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \right] \times 1ml = \left[135.63 - \frac{11913.25}{394} \right] \times 1ml = 105.40\text{KN/ml}$$

Calcul à l'ELU :

Evaluation des moments M_x, M_y :

$$v = 0; \rho = 0.79 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0576 \\ \mu_y = 0.577 \end{cases}$$

On aura donc:

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l x^2$$

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

$$M_{0x} = 0.0576 \times 155.13 \times 3.55^2 = \mathbf{112.60\text{KN.m}}$$

$$M_{0y} = 0.577 \times 112.60 = \mathbf{64.97\text{KN.m}}$$

Remarque : Afin de tenir compte des semi encastres de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients suivants :

0.75: pour les moments en travées,

0.5: pour les moments sur appuis .

Moments sur appuis :

$$M_x = 0.5 \times 112.60 = 56.30\text{KN.m}$$

$$M_y = 0.5 \times 64.97 = 32.48\text{KN.m}$$

Moments en travées :

$$M_x = 0.75 \times 112.60 = 84.45\text{KN.m}$$

$$M_y = 0.75 \times 64.97 = 48.73\text{KN.m}$$

Chapitre VII :Etude de l'infrastructure

Ferrailage longitudinal suivant le sens x-x :

Sur appuis :

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{56.30 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.054 < 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\beta = 0.972$$

$$A_{ua} = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{56.30 \times 10^6}{0.972 \times 270 \times 348 \times 100} = 6.16 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA14=7.70cm²** avec un espacement **e =20cm**

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{84.45 \times 10^6}{1000 \times 14.2 \times 270^2} = 0.081 < 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\beta = 0.9575$$

$$A_{ut} = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{84.45 \times 10^6}{0.9575 \times 270 \times 348 \times 100} = 9.38 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA16=10.05cm²** avec un espacement **e =20cm**

Ferrailage transversal suivant le sens y-y :

Sur appuis :

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{32.48 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.0313 < 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\beta = 0.9845$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{32.48 \times 10^6}{0.9845 \times 270 \times 348 \times 100} = 3.51 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA12=5.65 cm²** avec un espacement **e =20cm**

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{48.73 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.047 < 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\beta = 0.9755$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{48.73 \times 10^6}{0.9755 \times 270 \times 348 \times 100} = 5.31 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA14=7.70cm²** avec un espacement **e =20cm**

Vérification :

Vérification à l'état limite ultime :

Vérification de la condition de non fragilité :

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence ρ qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton. Pour notre cas, $\rho=0,8\%$ pour les **HA FeE400**

Armatures parallèle au petit coté :

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3-\rho}{2} = 0.0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3-0.79}{2} = 2.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec $\rho_0 = 0.0008$ pour HAFE400

Armatures parallèle au grand côté :

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Aux appuis :

$$\begin{cases} A_{ua}^x = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.65 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

En travée :

$$\begin{cases} A_{ut}^x = 10.05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.65 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Espacements des armatures: (BAEL91/A8.2, 42):

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous:

Armatures parallèles à L_x :

$$S_t \leq \min\{3h; 33\text{cm}\} \rightarrow S_t \leq \min\{90; 33\text{cm}\}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Armatures parallèles à L_y :

$$S_t \leq \min\{4h; 45\text{cm}\} \rightarrow S_t \leq \min\{120; 33\text{cm}\}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérifications à l'ELS :

Les vérifications seront faites suivant la plus petite portée, étant donné que c'est la direction la plus sollicitée.

Chapitre VII :Etude de l'infrastructure

Evaluation des moments M_x, M_y :

$$\nu = 0.2; \rho = 0.79 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0642 \\ \mu_y = 0.696 \end{cases}$$

On aura donc:

$$M_x = 0.0642 \times 105.40 \times 3.55^2 = 85.27 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.696 \times 85.27 = 59.35 \text{ KN.m}$$

Moments sur appuis :

$$M_x = 0.5 \times 85.27 = 42.635 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.5 \times 59.35 = 29.675 \text{ KN.m}$$

Moments en travées :

$$M_x = 0.75 \times 85.27 = 63.95 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.75 \times 59.35 = 44.51 \text{ KN.m}$$

Vérification état limite de compression de béton :(Art. A.4.5,2 /BAEL91):

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}};$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 10.05}{100 \times 27} = 0.372 \rightarrow \beta = 0.9065, \alpha_1 = 0.283; \kappa_1 = 38.20$$

$$\kappa = \frac{1}{\kappa_1} = \frac{1}{38.20} = 0.026$$

$$\sigma_{st} = \frac{63.95 \times 10^6}{0.9065 \times 270 \times 1050} = 248.84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \kappa \times \sigma_{st} = 0.026 \times 248.84 = 6.47 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte de compression dans les aciers

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification à faire.

Conclusion : Le ferrailage adopté pour la dalle du radier à l'ELU est satisfaisant.

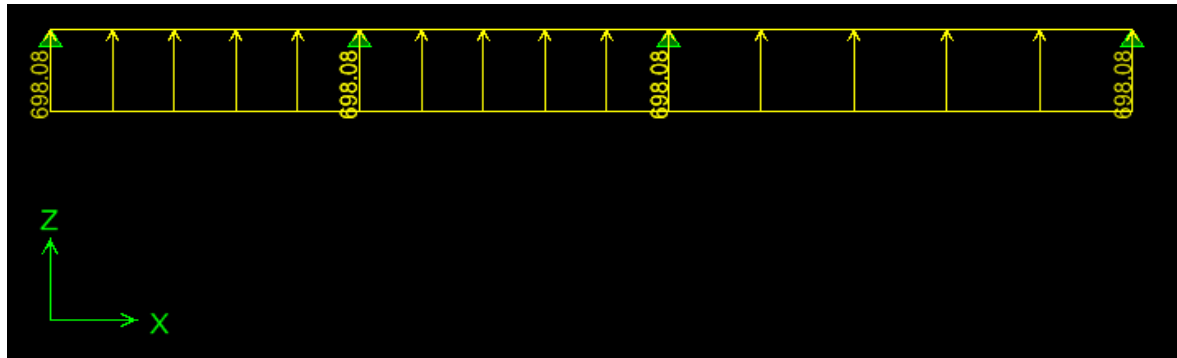
b)Ferrailage du débord :

Remarque :

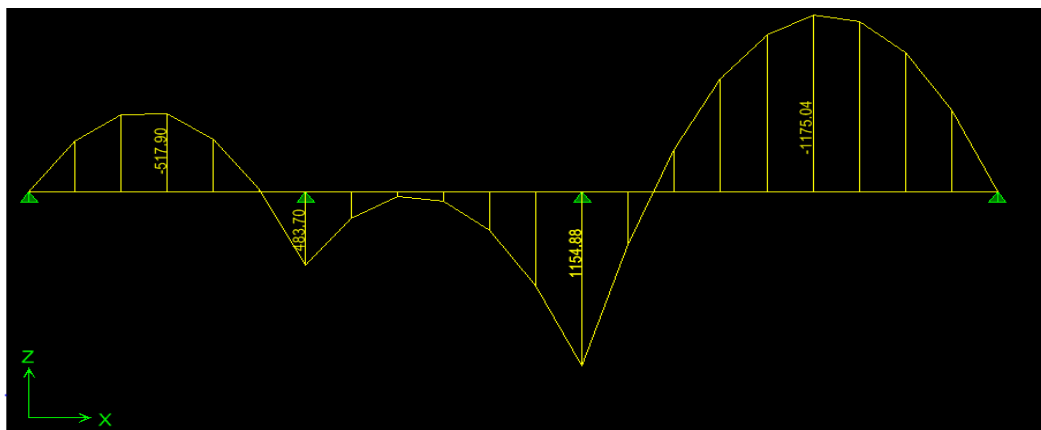
Les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrées

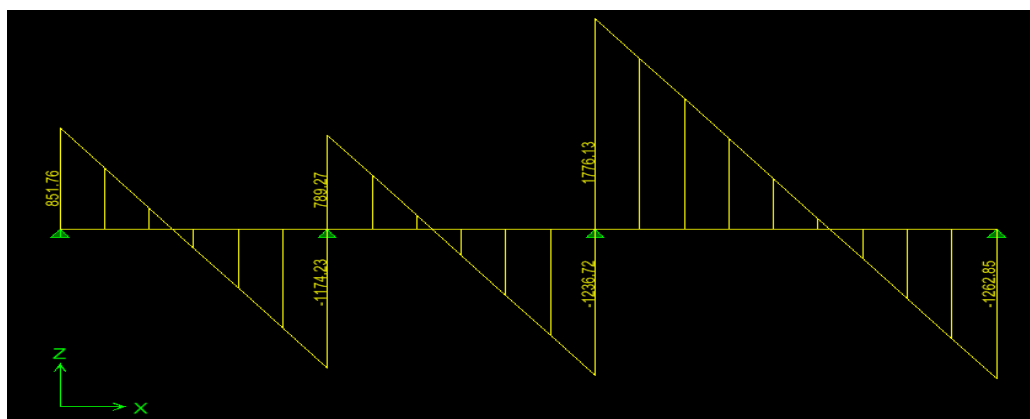
Détermination des sollicitations :

$$\text{ELU : } q_u = 155.13 \times 4.50 = 698.08 \text{ kN/m}$$


figureVII-2- Le chargement à l'ELU (KN/m)

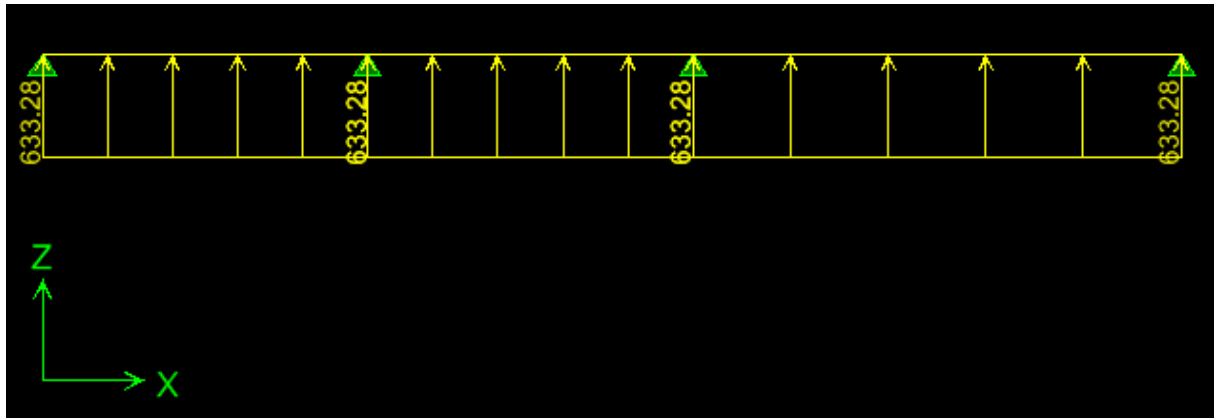


figureVII-3- Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (KN.m)

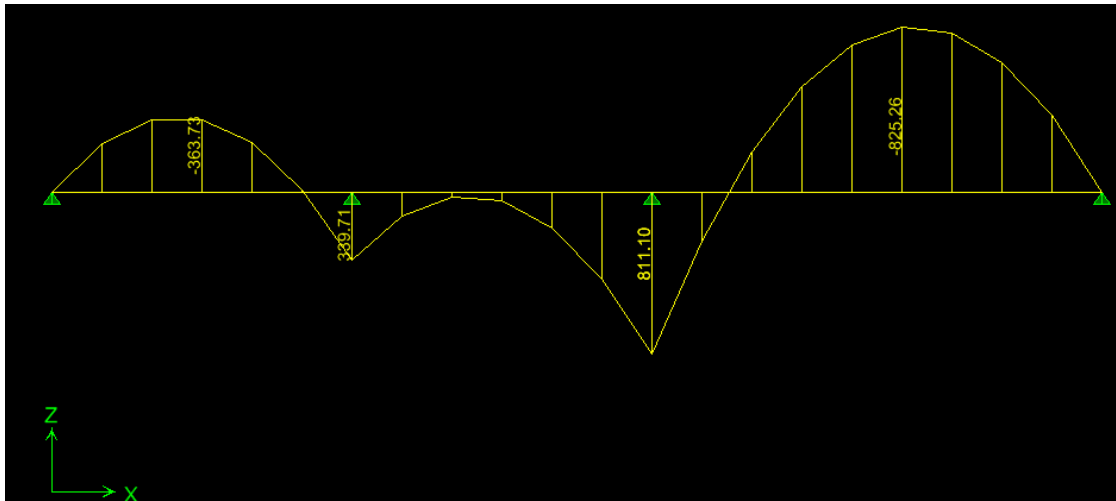


figureVII-4-Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (KN)

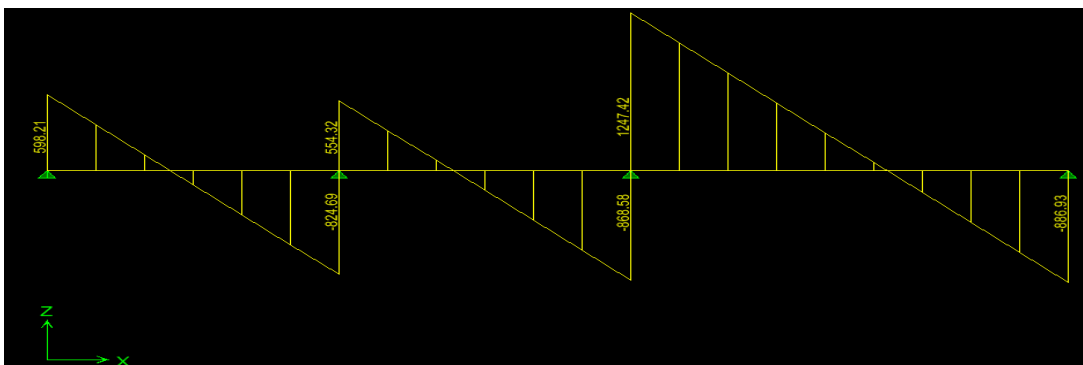
$$\text{ELS :} q_s = 140.73 \times 4.50 = 633.28 \text{ KN/m}$$



figureVII-5-Le chargement à l'ELS (KN/m)



figureVII-6-Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (KN.m)



figureVII-7-Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (KN)

Chapitre VII :Etude de l'infrastructure

Moments aux appuis

AUX appuis	M ₁ (KN.m)	M ₂ (KN.m)	M ₃ (KN.m)	M ₄ (KN.m)
ELU	0	483.70	1154.88	0
ELS	0	339.71	811.10	0

Tableau VII-3-valeurs des moments aux appuis dans le sens y-y

Moments en travées

Aux appuis	M ₁₋₂ (KN.m)	M ₂₋₃ (KN.m)	M ₃₋₄ (KN.m)
ELU	517.90	0	1175.04
ELS	363.73	0	825.26

Tableau VII-4-valeurs des moments en travées dans le sens y-y

sens x-x :

$$\text{ELU : } q_u = 155.13 \times 3.55 = 550.71 \text{ KN/m}$$

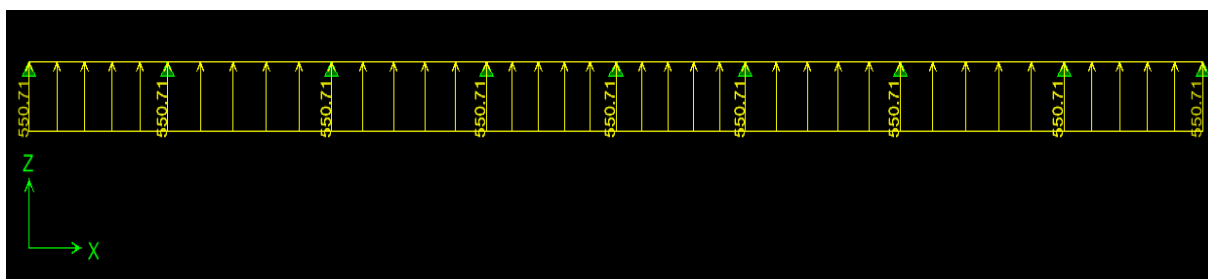


Figure VII-8- Le chargement à ELU (KN/m)

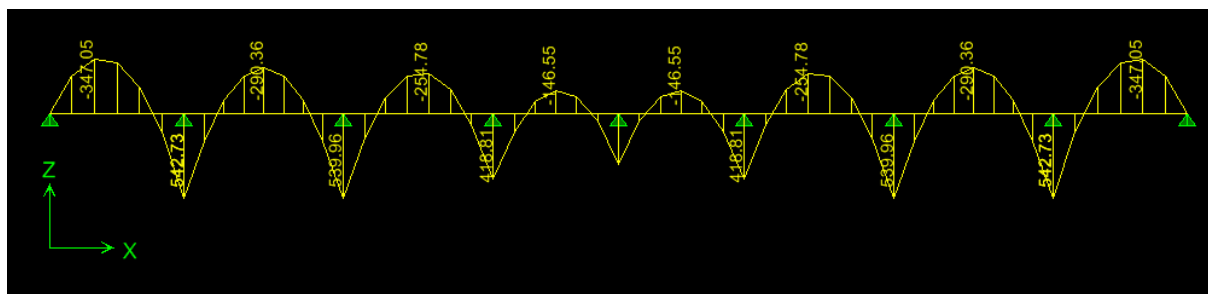
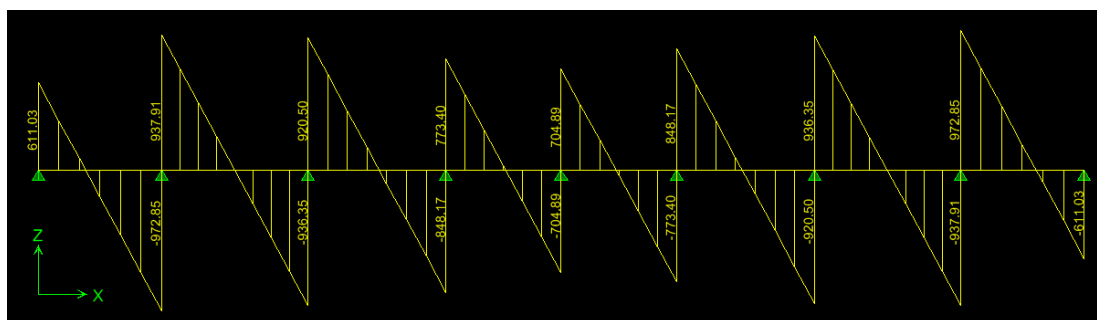


Figure VII-9- Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (KN.m)



re VII-10- Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (KN)

Fig

Chapitre VII :Etude de l'infrastructure

$$\text{ELS :} q_s = 105.40 \times 3.55 = 374.17 \text{ KN/m}$$

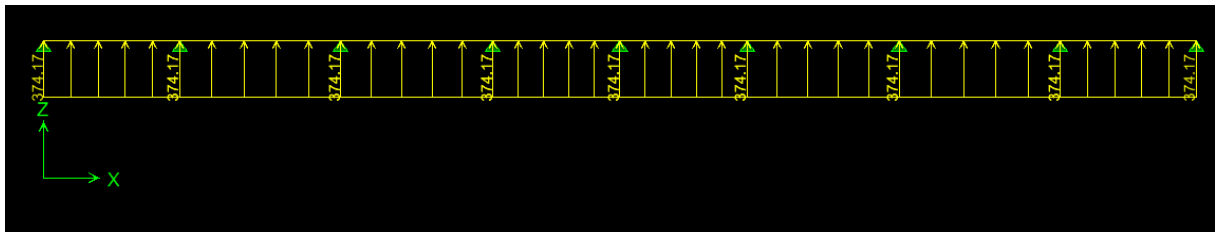


Figure VII-11- Le chargement à ELS (KN/m)

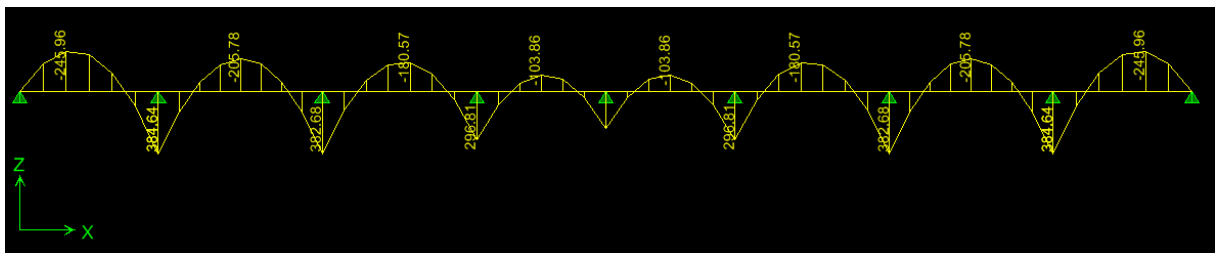


Figure VII-12- Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (KN.m)

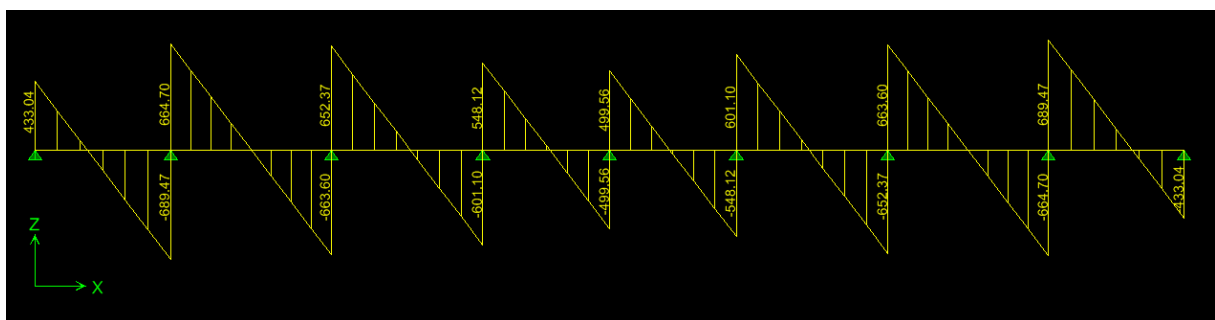


Figure VII-13- Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (KN)

Sollicitations maximales :

Sens transversal :

$$M_{tu \max} = 1175.04 \text{ KN.m.}$$

$$M_{au \max} = 1154.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts \max} = 825.26 \text{ KN.m.}$$

$$M_{as \max} = 811.10 \text{ KN.m.}$$

$$T_{u \max} = 1247.42 \text{ KN.}$$

Sens longitudinal :

$$M_{tu \max} = 347.05 KN.m.$$

$$M_{au \max} = 542.73 KN.m$$

$$M_{ts \max} = 245.96 KN.m.$$

$$M_{as \max} = 384.64 KN.m.$$

$$T_{u \max} = 1776.13 KN.$$

Calcul du ferrailage des nervures :

Pour le ferrailage on prend le moment maximal aux appuis et en travées :

$$\text{ELU :} \left\{ \begin{array}{l} (X-X) : M_t=347.05KN.m \quad M_a=542.73KN.m \\ (Y-Y) : M_t=1175.04KN.m \quad M_a=1154.88KN.m \end{array} \right.$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$$b=70cm ; h=130cm ; d=125cm ; f_{bc}=14.2MPa ; \sigma_s=348MPa.$$

Exemple de calcule :

Sens x-x :

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{542.73 \times 10^6}{700 \times (1250^2) \times 14.2} = 0.034$$

$$\mu = 0.034 \rightarrow \beta = 0.983$$

$$A = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot f_{bc}} = \frac{542.73 \times 10^6}{0.983 \times (1250) \times 348 \times 100} = 12.69 cm^2$$

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{347.05 \times 10^6}{700 \times (1250^2) \times 14.2} = 0.022$$

$$\mu = 0.022 \rightarrow \beta = 0.989$$

$$A_v = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{bc}} = \frac{347.05 \times 10^6}{0.989 \times (1250) \times 348 \times 100} = 8.06 cm^2$$

			M (KN.m)	μ	β	A _{cal} (cm ²)	Choix	A _{ado} cm ²	St (cm)
E LU	longitudinal	Appuis	542.73	0.034	0.983	12.69	4HA16+ 4HA14 chap	12.32	16
		Travées	347.05	0.022	0.989	8.06	4HA16+ 4HA14 chap	12.32	16
	Transversal	Appuis	1154.88	0.074	0.962	27.59	4HA25+ 4HA20 chap	29.06	16
		Travées	1175.04	0.0756	0.960	28.13	4HA25+ 4HA20 chap	29.06	16

Tableau VII-5-ferraillage de la nervure aux appuis et en travées dans les deux sens

Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 700 \times 1250 \times 2.1}{400 \times 100} = 10.56cm^2.$$

$$A_{adopté}=12.32cm^2 > A_{min}=10.56cm^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{adopté}=12.32cm^2 > A_{min}=10.56cm^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{adopté}=29.06cm^2 > A_{min}=10.56cm^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{adopté}=29.06cm^2 > A_{min}=10.56cm^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.2,2/ BAEL91 modifiées 99) :

Sens x-x :

$$T_u^{max} = 1776.13KN$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} = \frac{1776.13 \times 10^3}{700 \times 1250} = 2.02MPa$$

$$\overline{\tau}_u = \min\{0.13f_{c28} ; 5MPa\} = 3.25MPa$$

$$\tau_u = 2.02MPa < \overline{\tau}_u = 3.25MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} = \frac{1776.13 \times 10^3}{700 \times 1250} = 2.02MPa$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa \right\} = 2.5MPa$$

$$\tau_u = 2.02MPa < \overline{\tau_u} = 2.5MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{25}{3} = 8.33mm$$

Soit le diamètre minimale des armatures transversales $\phi = 10mm$

Espacement des armatures :

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 1.2\phi_l \right\} = \min \{ 32.5 ; 30 \} = 30cm$$

Soit $S_t = 10cm$.

-En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 65cm$$

On opte pour $S_t = 15cm$.

Armatures transversales minimales :

$$A_{min} = 0.003 S_t b = 0.003 \times 15 \times 70 = 3.15cm^2$$

$$A_{min} = 3.15cm^2$$

Soit **At=4HA12**=4.52cm² (2 cadres).

Vérification à l'ELS :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens x-x :

Aux appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{542.73}{384.64} = 1.41 \rightarrow \alpha = 0.1112$$

$$\alpha = 0.1112 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.455 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{347.05}{245.96} = 1.41 \rightarrow \alpha = 0.0562$$

$$\alpha = 0.0562 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.455 \dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

Aux appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1154.82}{811.10} = 1.42 \rightarrow \alpha = 0.1894$$

$$\alpha = 0.1894 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.460 \dots \text{condition vérifiée.}$$

En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1175.04}{825.26} = 1.42 \rightarrow \alpha = 0.2131$$

$$\alpha = 0.2131 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.460 \dots \text{condition vérifiée.}$$

Remarque :

Vu que la condition est vérifiée en appuis et en travées, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

On tenant compte du RPA, on utilise les armatures de peau suivantes :

02 barres de **Φ 12** avec des épingles **Φ 8** comme le montre le schéma de ferrailage des nervures.

Conclusion

Au cours de ce Projet de Fin d'Etudes, une étude parasismique et statique d'un bâtiment à usage d'habitation a été réalisée. Situé à TIZI-OUZOU, cet immeuble d'habitation en béton armé de dix étages est caractérisé par un contreventement mixte.

Le travail mené sur cette structure nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

Concernant le pré dimensionnement des éléments structuraux (portiques –voiles), nous avons veillé à pré dimensionner ces derniers en choisissant les dimensions les plus proches du minimum recommandé par les règlements parasismique et CBA. Pour notre cas nous avons pu valider ces choix dans le chapitre ferrailage, puisque les sections d'armatures sont correctes ainsi nous pouvons conclure que le rôle du béton et l'acier a été assuré.

Concernant le choix du système de contreventement, du fait que la structure est composée de plusieurs portiques nous avons pris la décision de faire participer ces derniers au contreventement tout en veillant à injecter le minimum de voiles possibles, dans le but de ramener le système à un contreventement mixte, conformément à l'article 4-a du RPA99 Version 2003. On a essayé de respecter le critère de symétrie et d'éloigner le plus possible les voiles du centre de gravité de la structure afin d'éviter tout problème de torsion. Nous pouvons constater que les ferrailages des voiles et portiques est presque du même ordre de grandeur. Cette remarque vient du fait que leur fonction est la même et que leur pourcentage de participation au contreventement est presque égal.

Le choix du type de fondation est conditionné par la lecture du rapport géotectonique et le respect de ses recommandations. Nous avons opté pour un radier général à une profondeur de 1.30 m. D'après le rapport de sol il n'y a pas présence de nappes phréatiques ni couche de sable, donc le risque de liquéfaction des sols est écarté. Les recommandations exigées par les règlements concernant les fondations sont toutes vérifiées.

Après une analyse modale et un calcul sismique, les déplacements et la stabilité du bâtiment ont été vérifiés. Au final, le bâtiment est stable au renversement et au soulèvement.

En définitif, nous pouvons conclure que grâce au calcul effectué avec le logiciel ETABS, nous avons pu accélérer le travail surtout concernant les dispositions des voiles et en tirant rapidement les efforts internes max.

En analysant aussi les résultats sous différentes combinaisons nous avons constaté que la prise en compte de l'action sismique entraîne une hausse de 15 % du ferrailage des éléments structuraux relativement à l'étude statique.

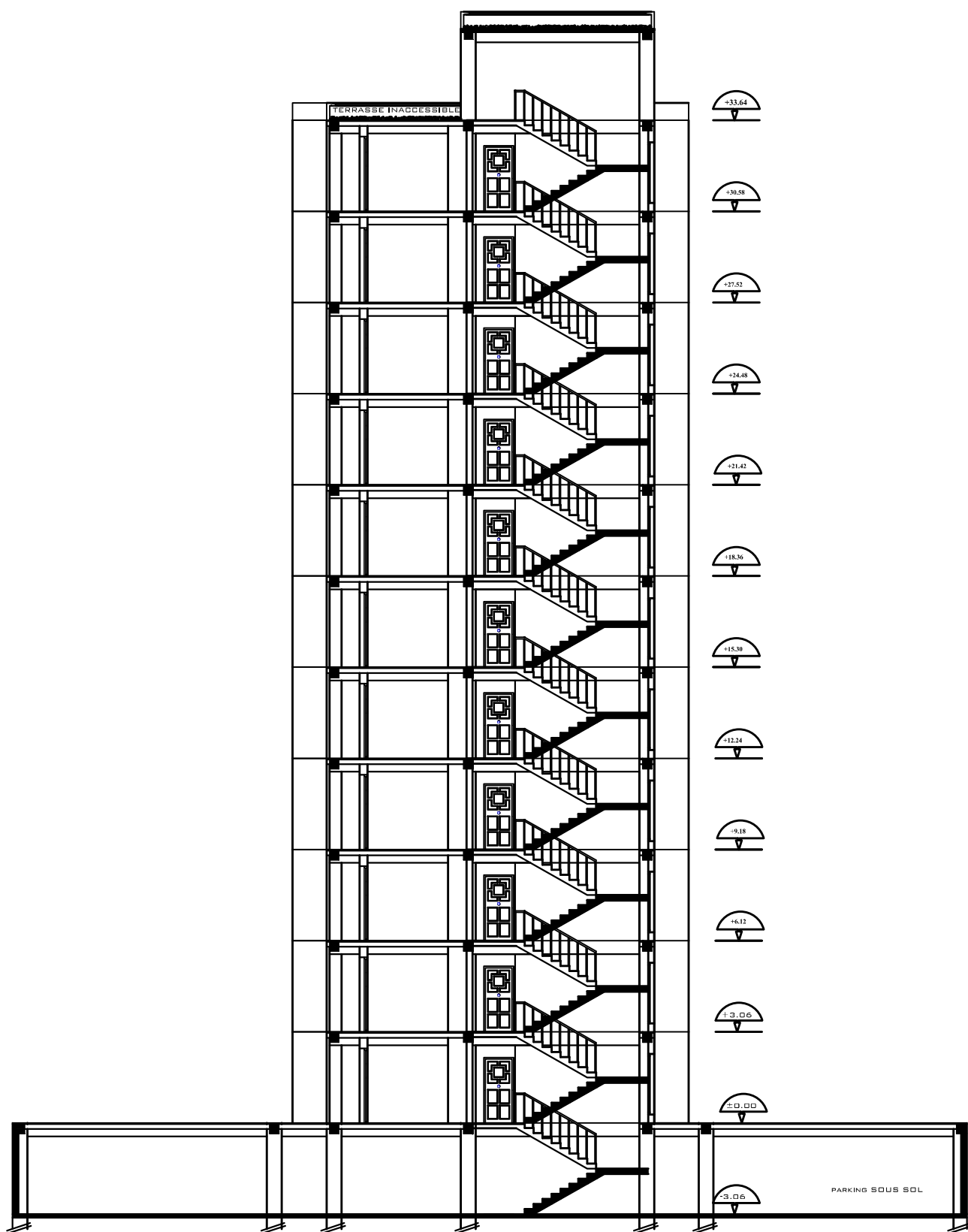
BIBLIOGRAPHIE

D.T.R-B.C-2.48 Règles parasismique Algériennes RPA 99 Courrèges en 2003.

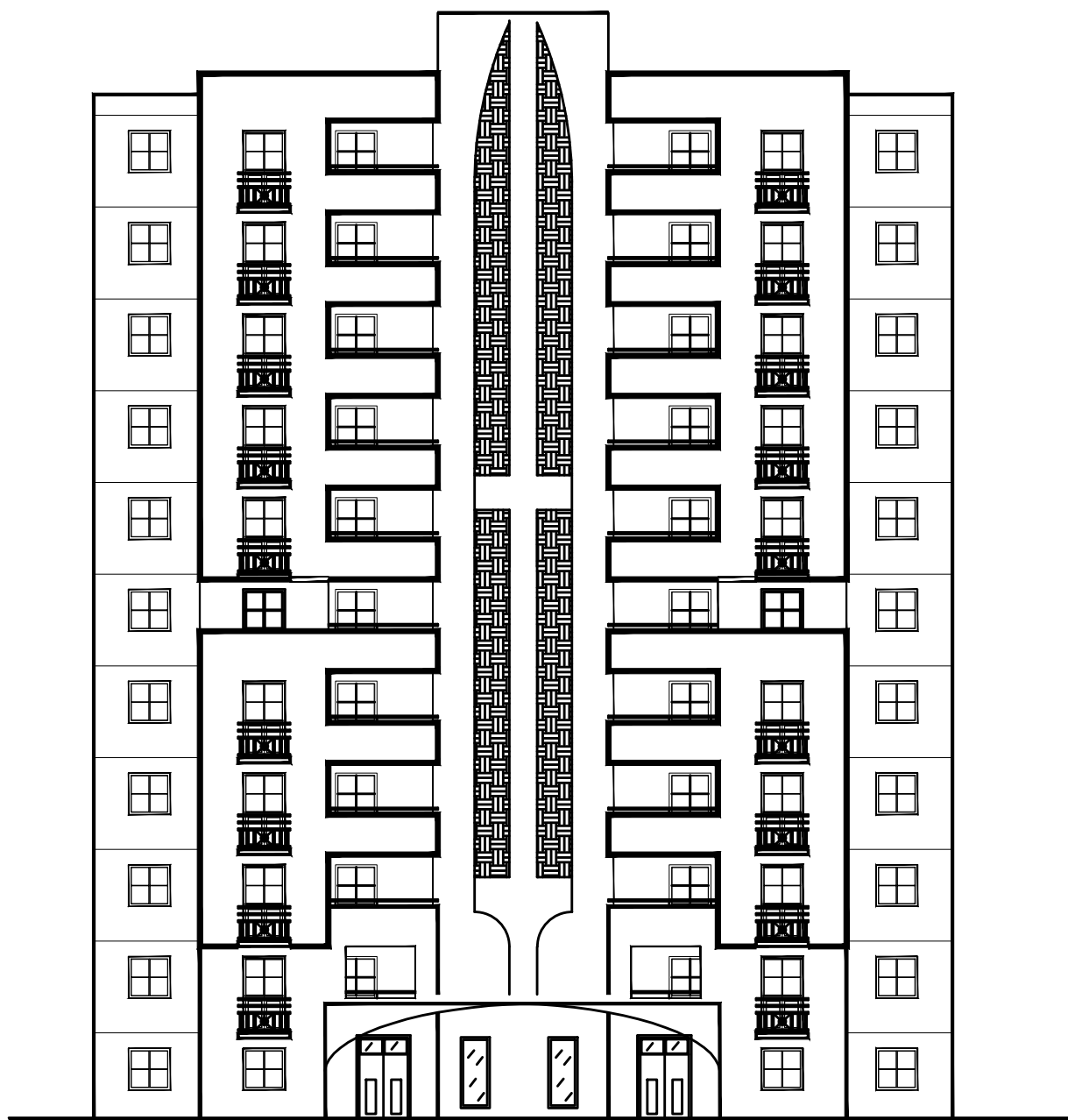
D.T.R-B.C-2-2 Charge permanents et charges d'exploitations.

Jean-Pierre Mougins cour BAEL .91 ,modifie 99 et DTU associés.

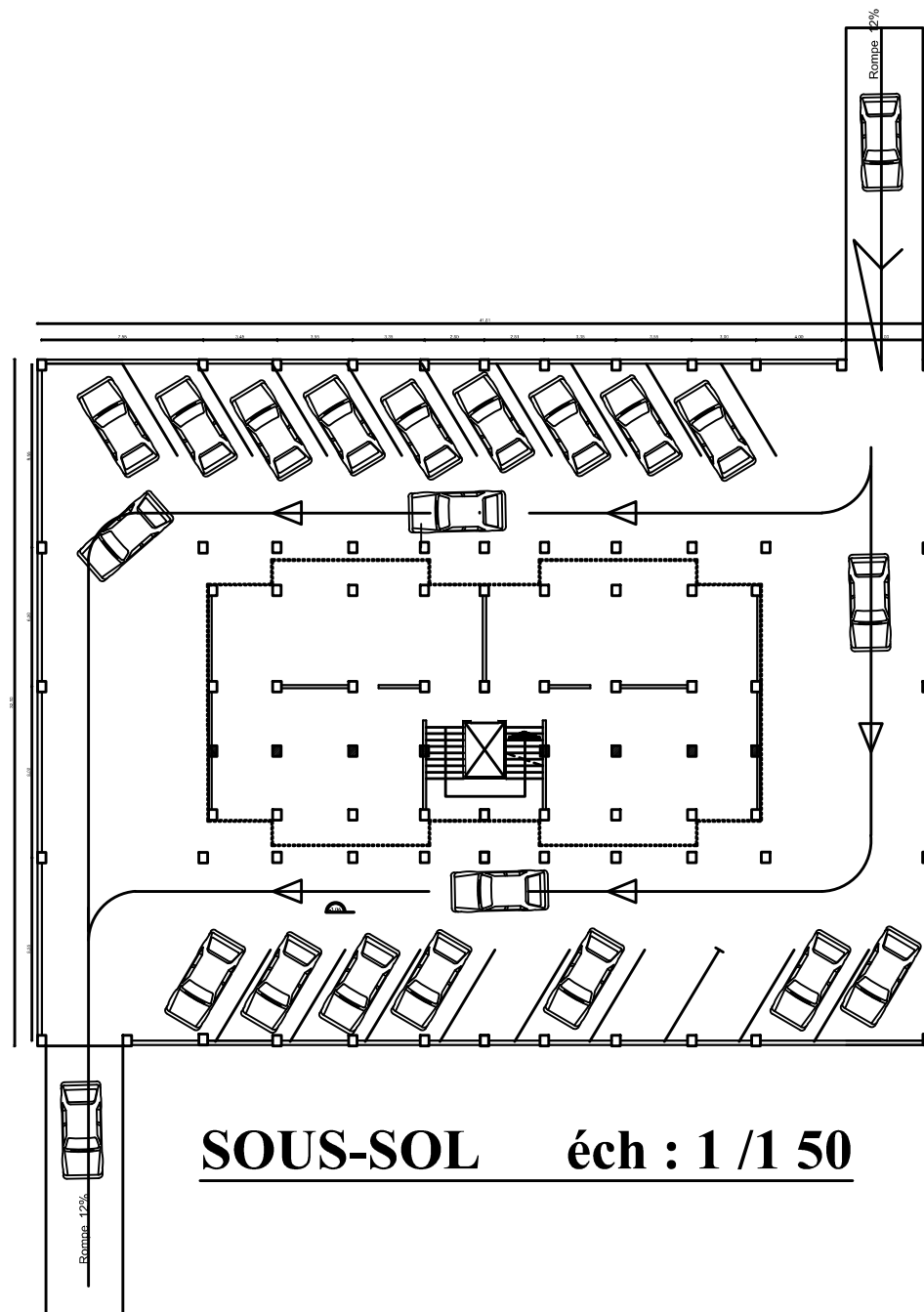
Le rapport de sol .



Coupe A - A éch : 1/150



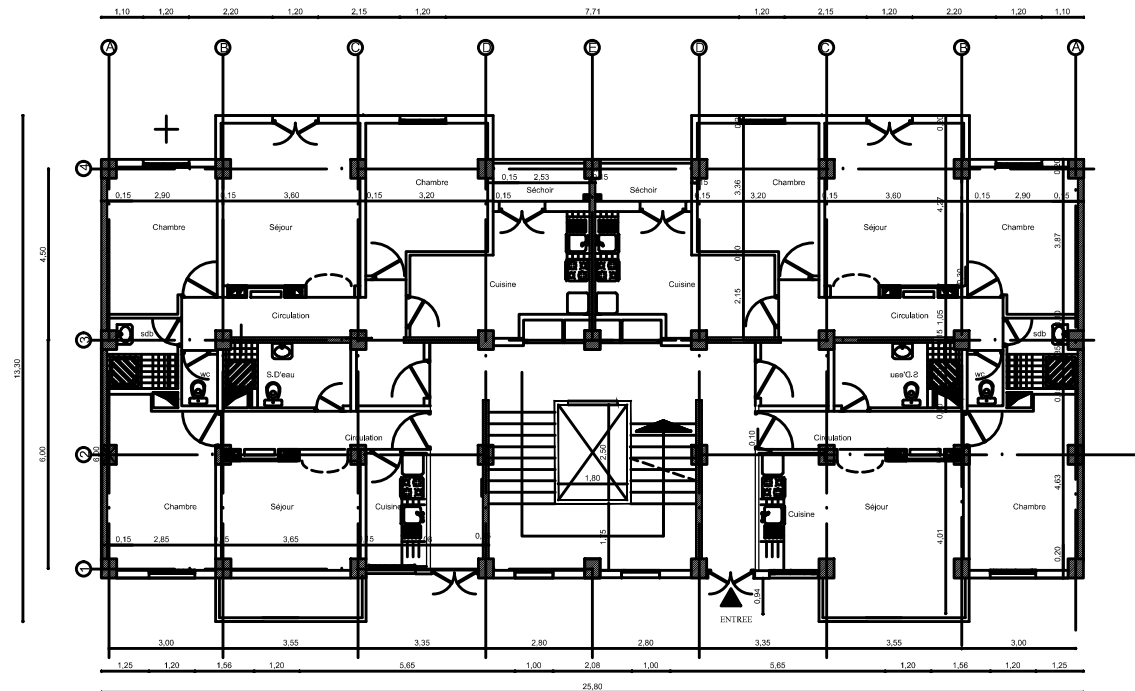
FACADE PRINCIPALE
éch : 1/150



SOUS-SOL éch : 1 /1 50

GARDE CORPS H=1.20

ESPLANADE

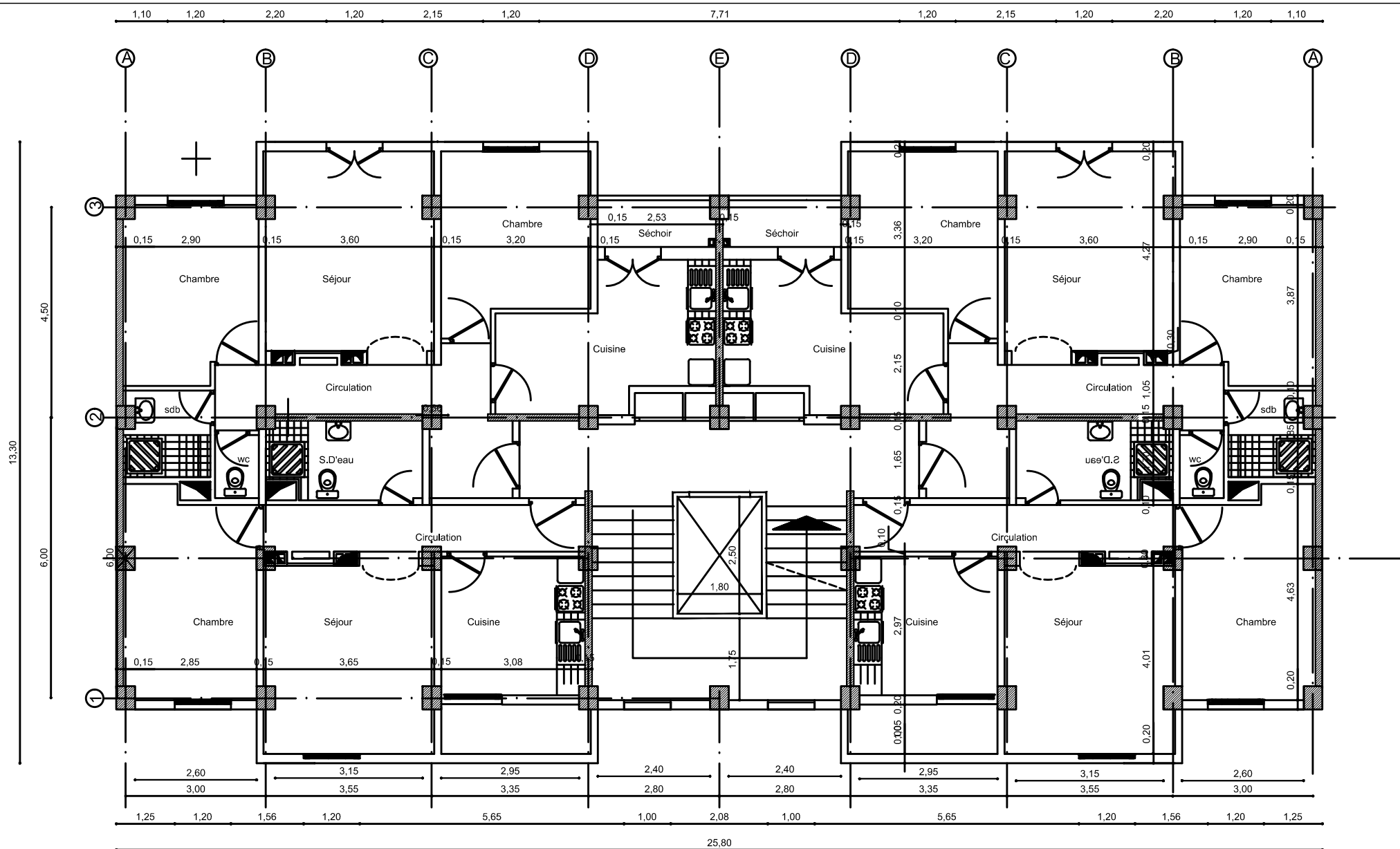


ESPLANADE

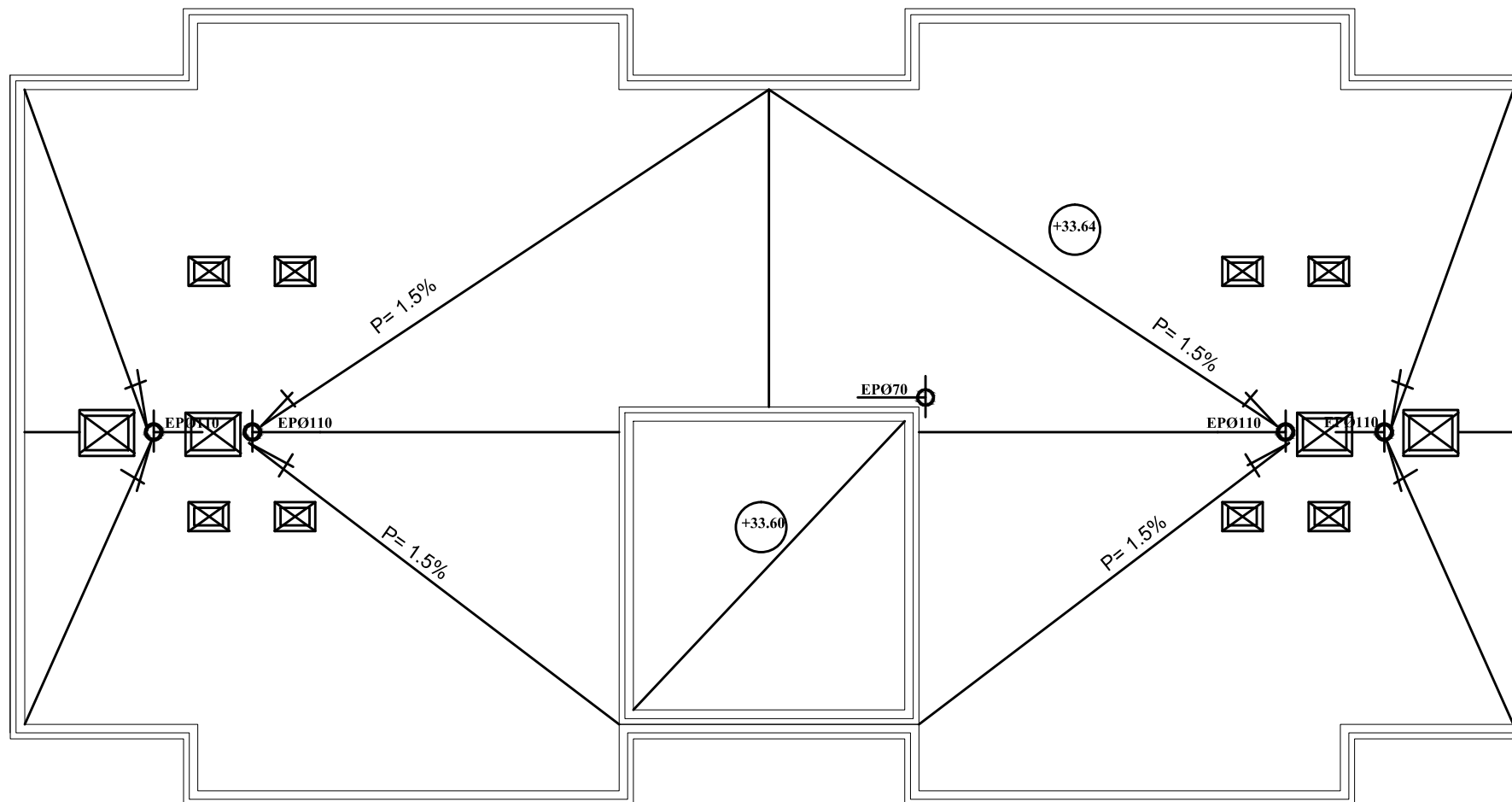
GARDE CORPS H=1.20

Plan R.D.C

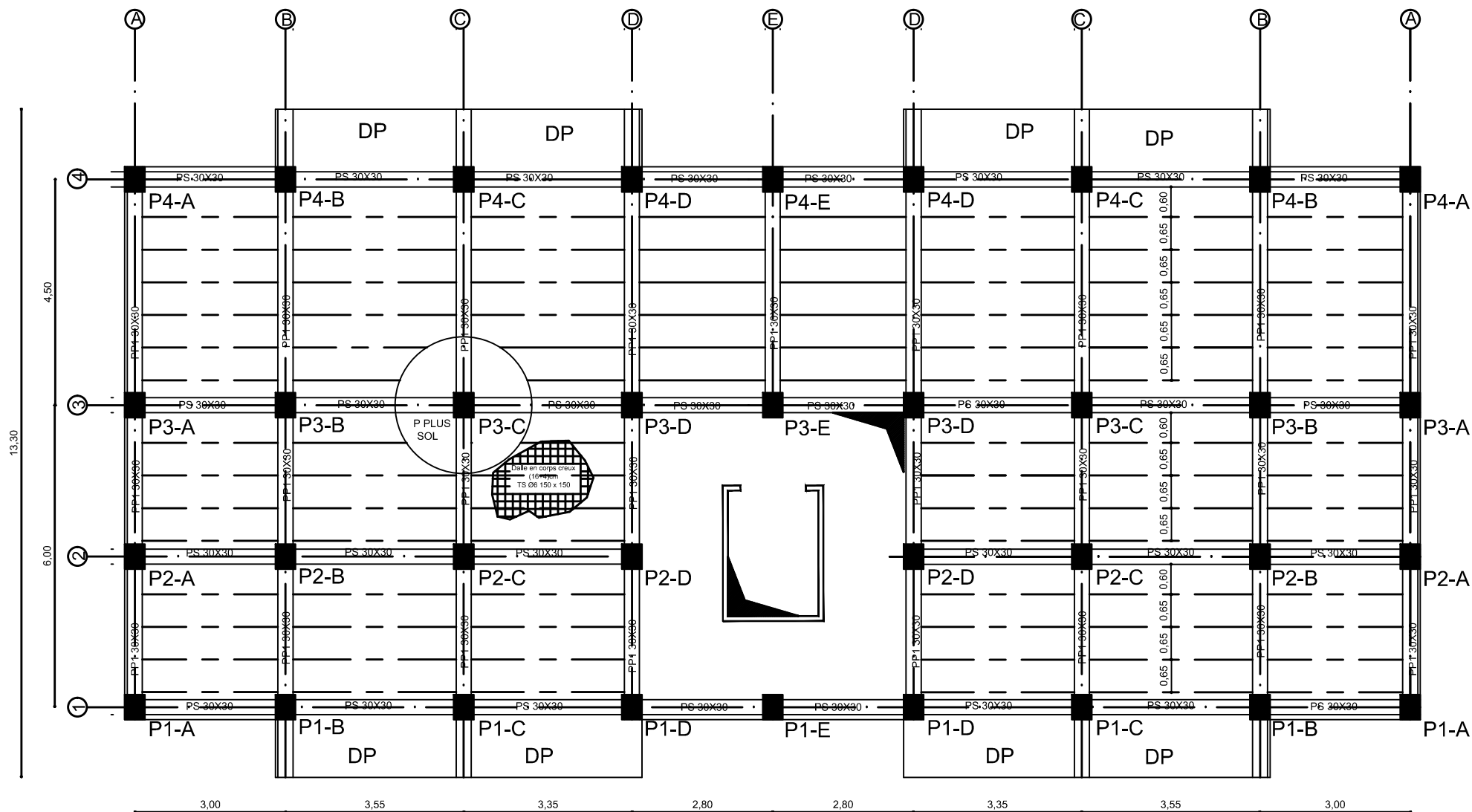
éch : 1 / 1 50



Plan Etage Courant éch : 1/100



PLAN DE TOITURE éch : 1/100

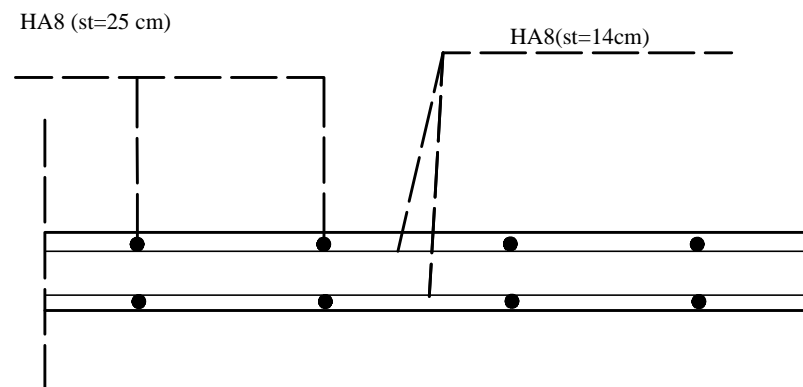
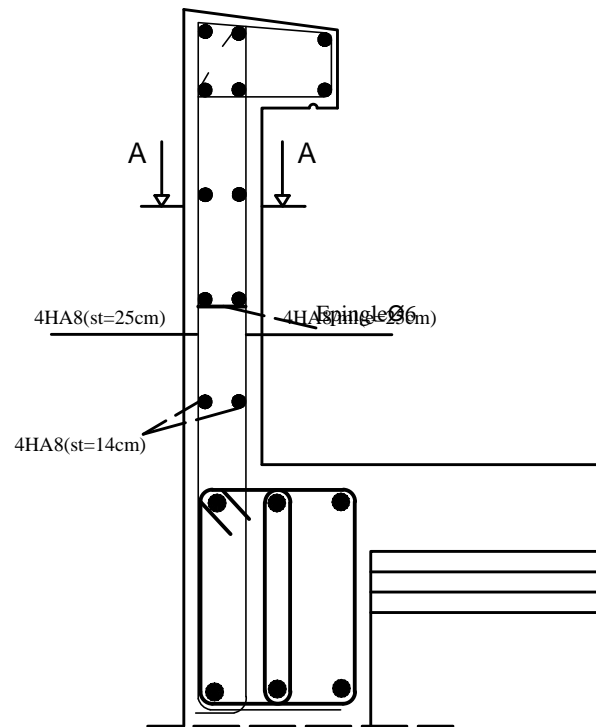


25,80

Plan de coffrage RDC +ETAGE COURANT

éch : 1/100

ferrailage de l'acrotère



Coupe A-A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Melle SAIDOUN FAZIA
Mr ZEMOURI MALEK

DIRIGE PAR :

Mme SI AHMED-H

TITRE:

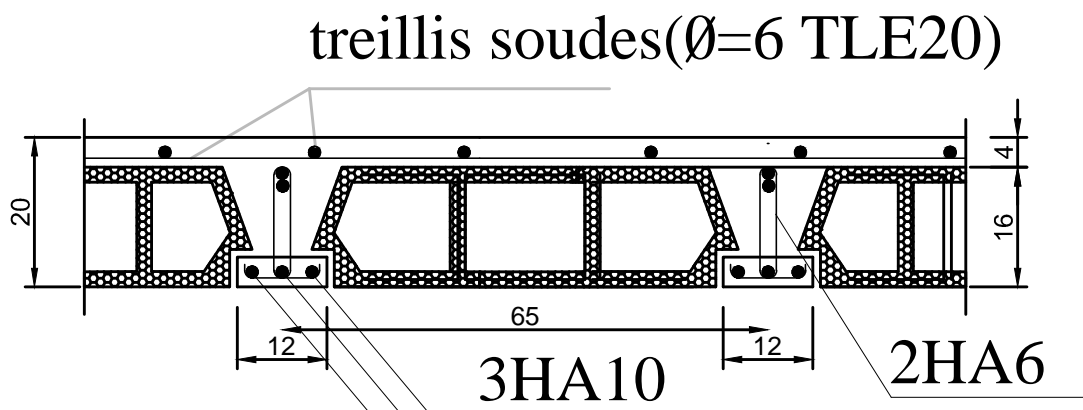
Ferrailage de l'acrotère

PROMOTION 2016-2017

PLANCHE N°

ECHELLE : 1/25

ferraillage plancher a corp creux



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Melle SAIDOUN FAZIA
Mr ZEMOURI MALEK

DIRIGE PAR :

Mme SI AHMED-H

TITRE:

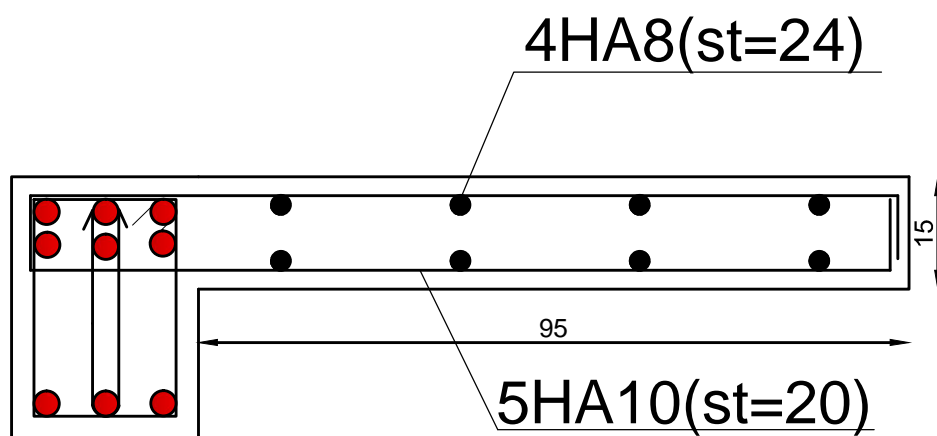
Ferraillage de plancher

PROMOTION 2016-2017

PLANCHE N°

ECHELLE :1/25

Ferrailage de balcon



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Melle SAIDOUN FAZIA
Mr ZEMOURI MALEK

DIRIGE PAR :

Mme SI AHMED-H

TITRE:

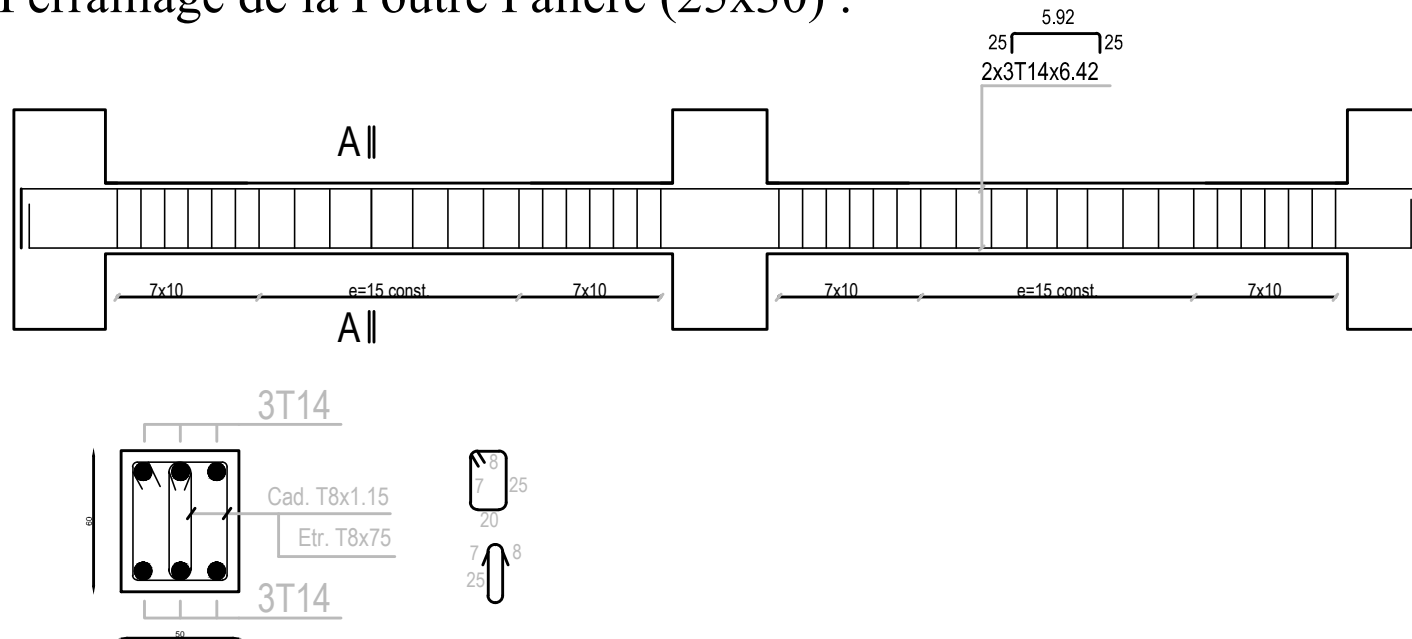
Ferrailage des balcon

PROMOTION 2016-2017

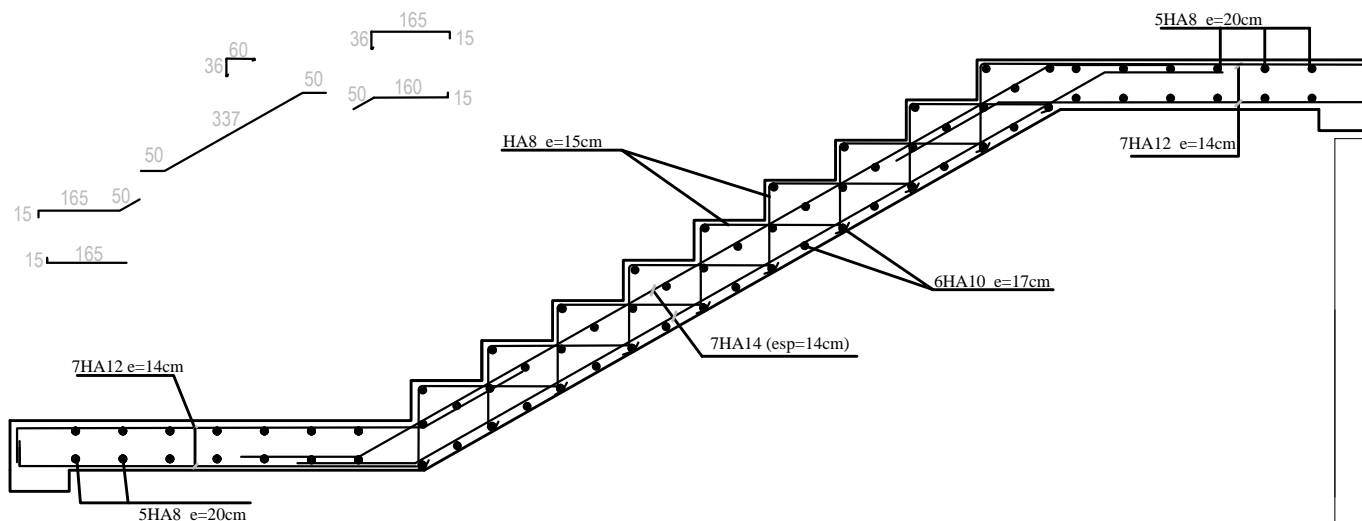
PLANCHE N°

ECHELLE : 1/25

Ferraillage de la Poutre Palière (25x30) :



Ferraillage de l'escalier :



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Melle SAIDOUN FAZIA
Mr ZEMOURI MALEK

DIRIGE PAR :

Mme SI AHMED-H

TITRE:

Ferraillage des escalier

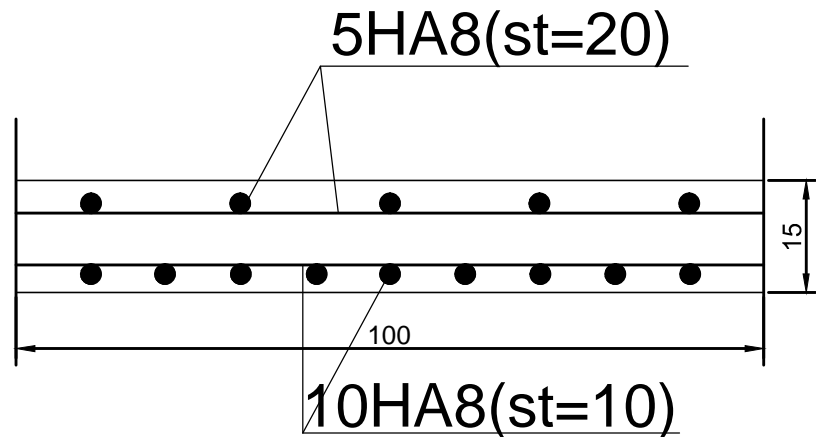
PROMOTION 2016-2017

PLANCHE N°

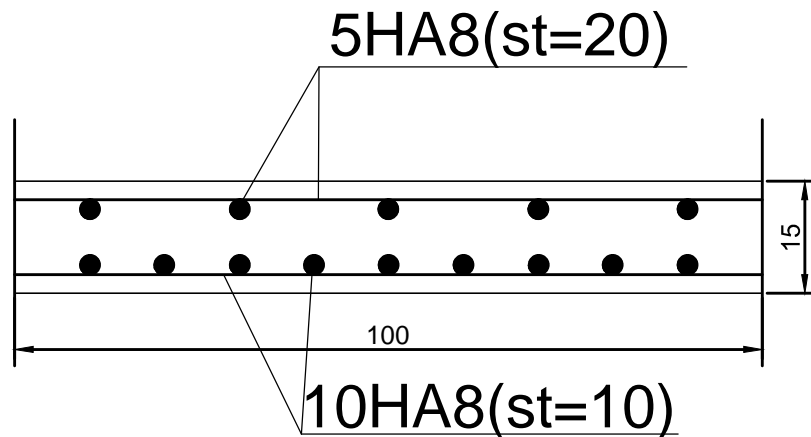
ECHELLE : 1/25

Ferrailage de la salle machine

sens X-X



sens Y-Y



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Melle SAIDOUN FAZIA
Mr ZEMOURI MALEK

DIRIGE PAR :

Mme SI AHMED-H

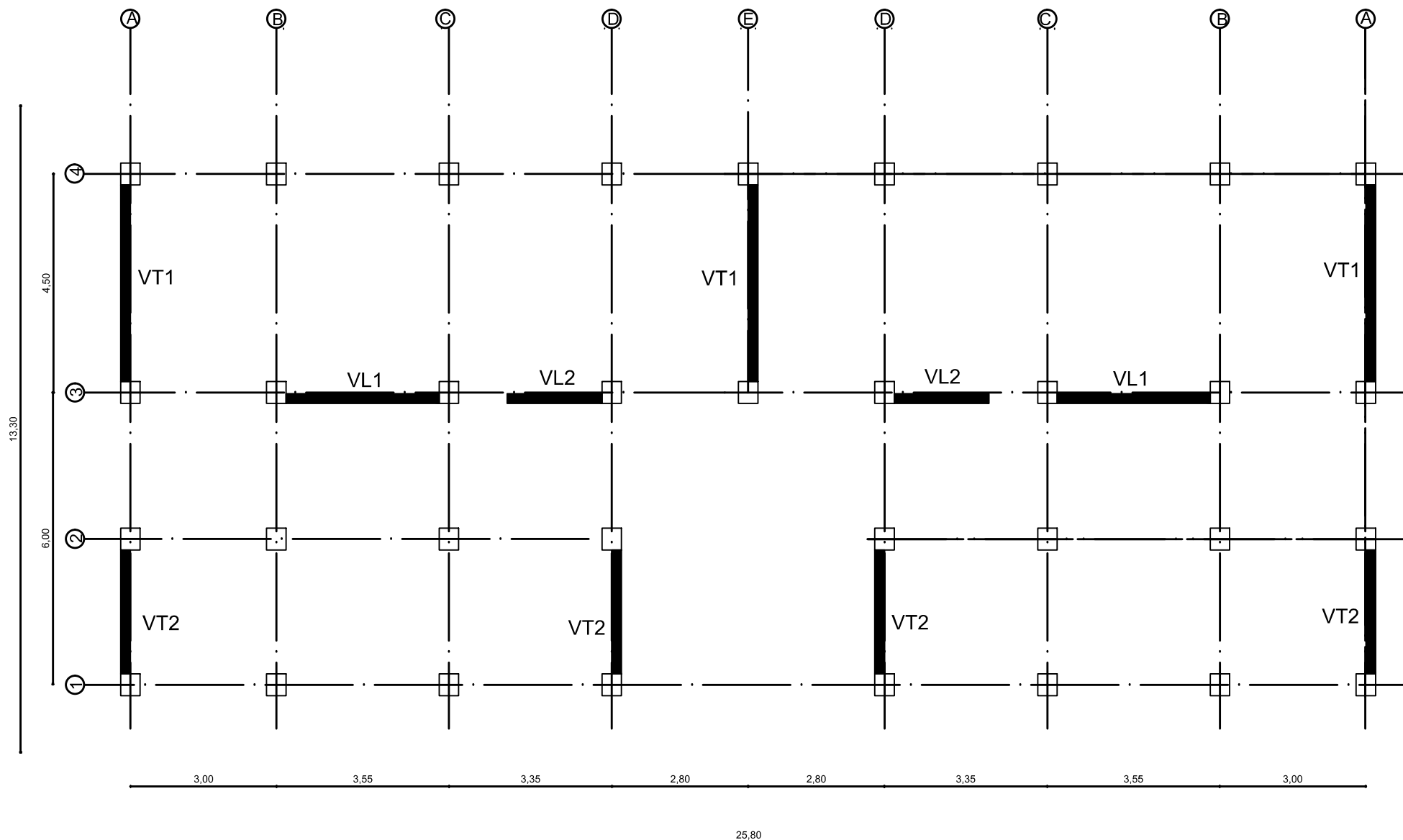
TITRE:

ferrailage salle machine

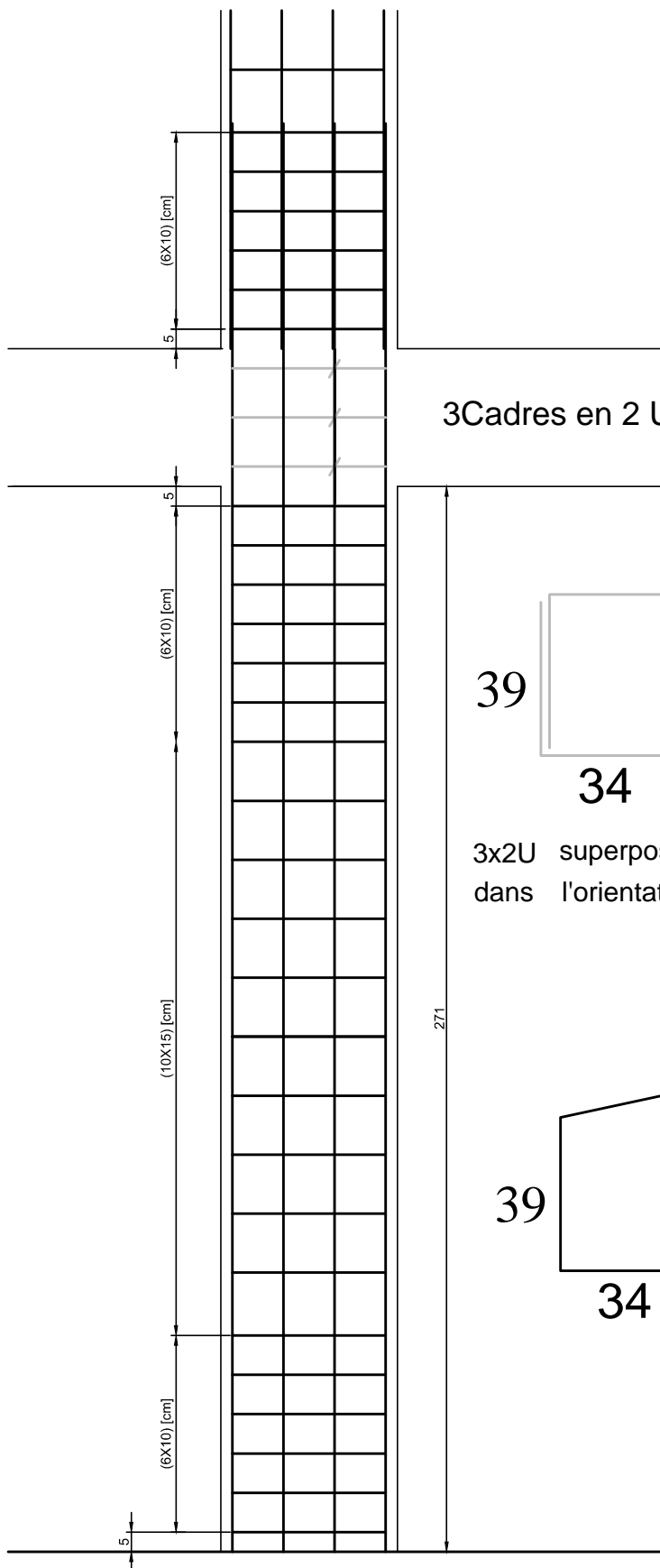
PROMOTION 2016-2017

PLANCHE N°

ECHELLE :1/25



Plan de déposition des voiles éch : 1/100

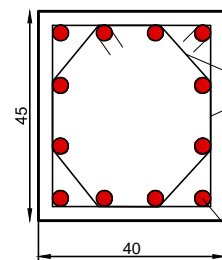


3 Cadres en 2 U T8

39



34

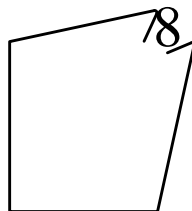


HA08

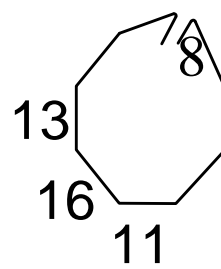
HA16

3x2U superposes (avec alternance dans l'orientation)

39



34



13

16

11

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Melle SAIDOUN FAZIA
Mr ZEMOURI MALEK

DIRIGE PAR :

Mme SI AHMED-H

TITRE :

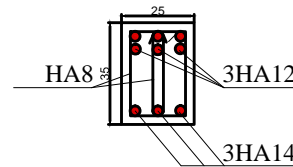
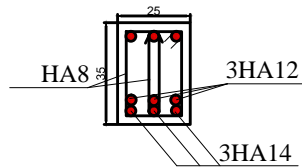
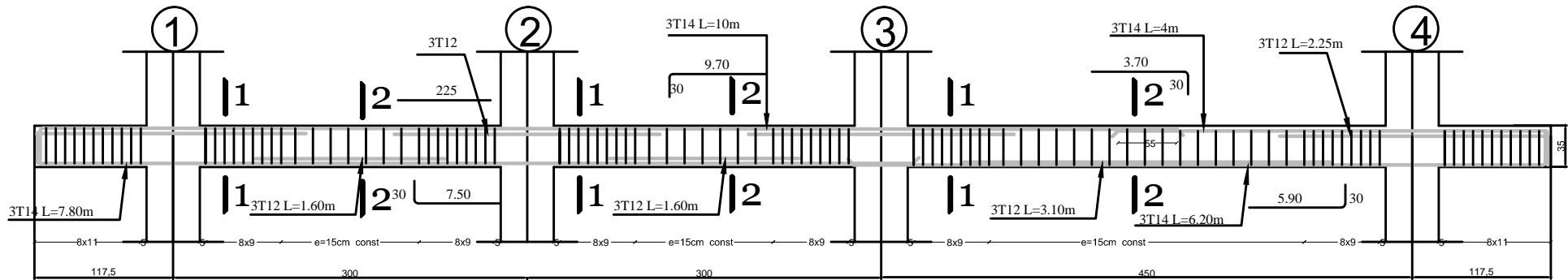
Ferrailage des poteaux

PROMOTION 2016-2017

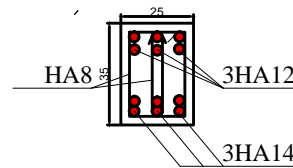
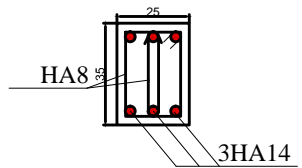
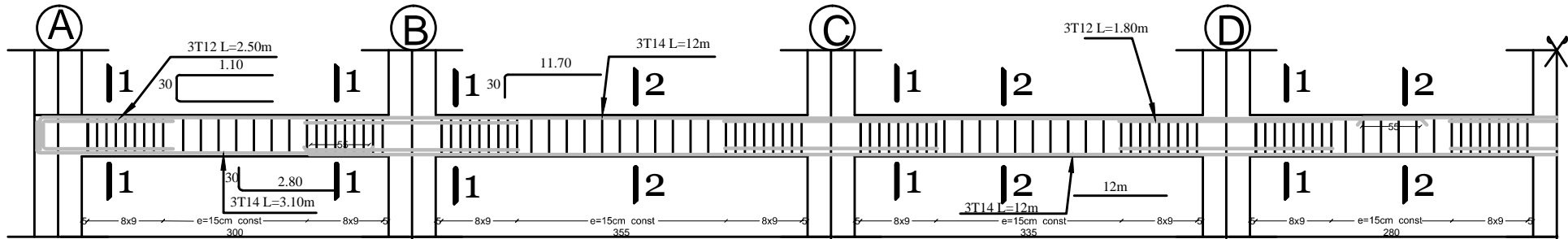
PLANCHE N°

ECHELLE : 1/25

poutres principales



poutres secondaires



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

Melle SAIDOUN FAZIA
Mr ZEMOURI MALEK

DIRIGE PAR :

Mme SI AHMED-H

TITRE :

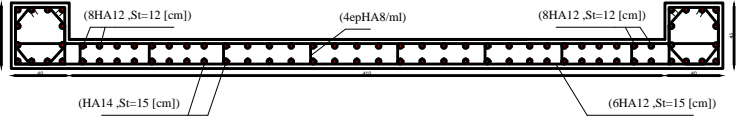
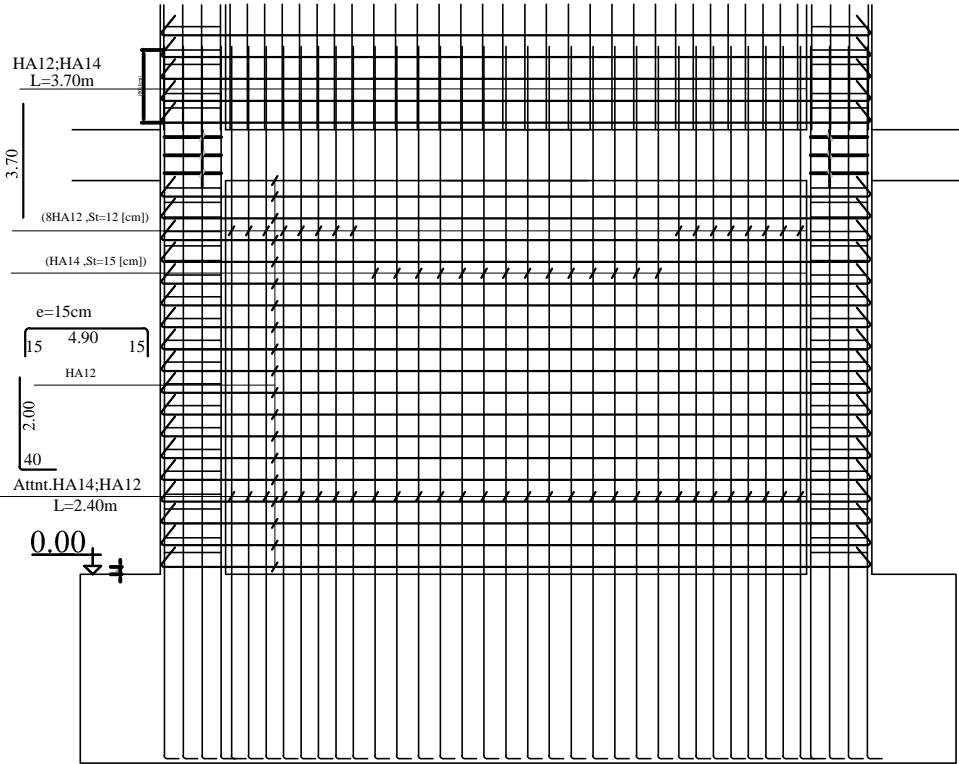
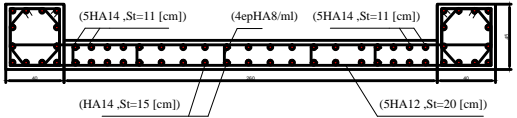
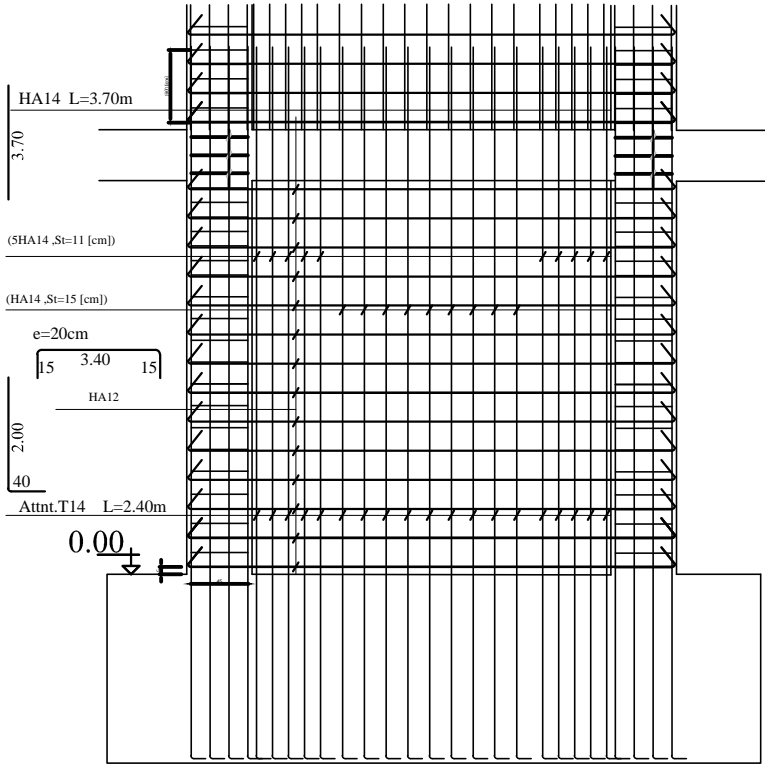
Ferrailage des poutres

PROMOTION 2016-2017

PLANCHE N°

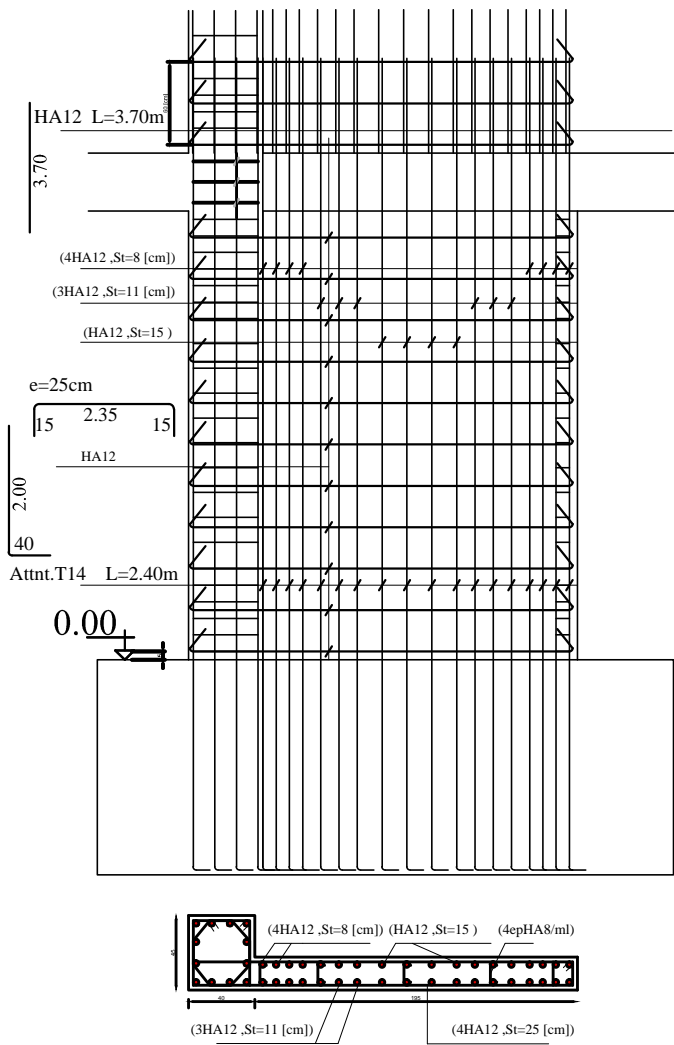
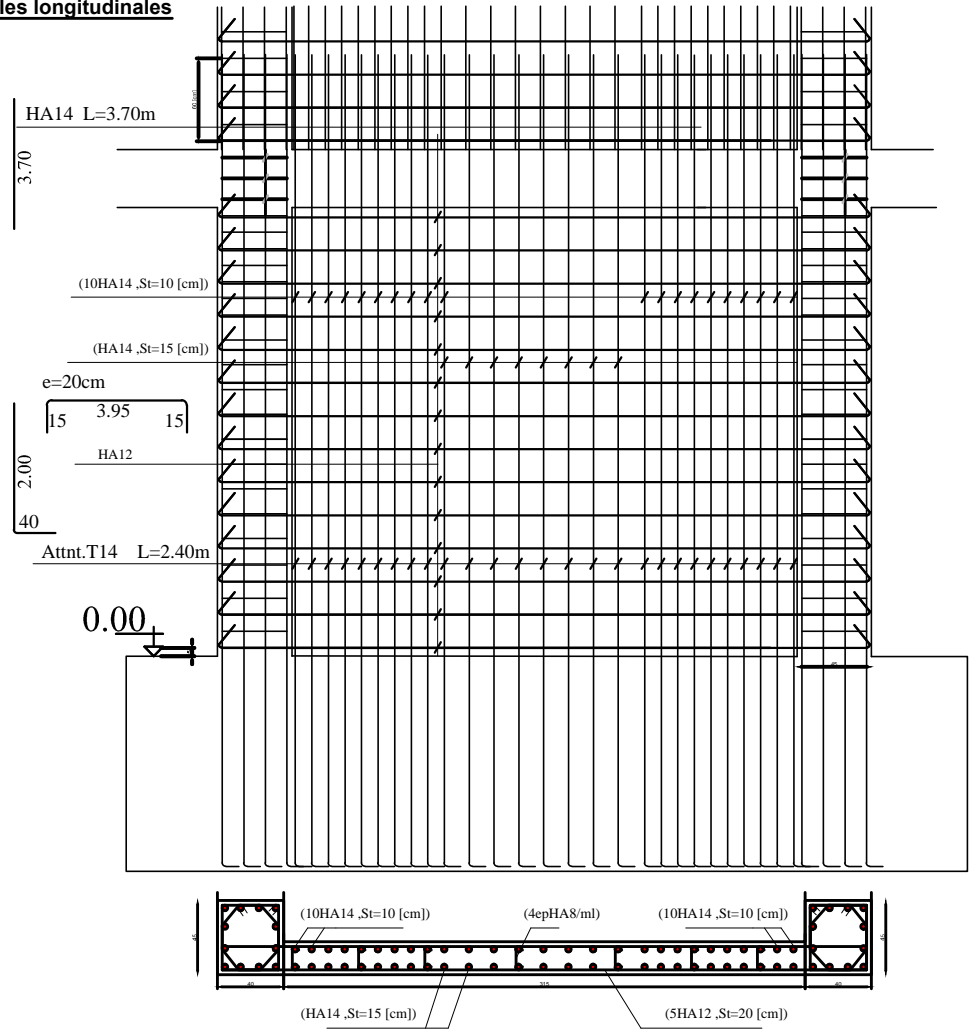
ECHELLE : 1/25

voiles transversales

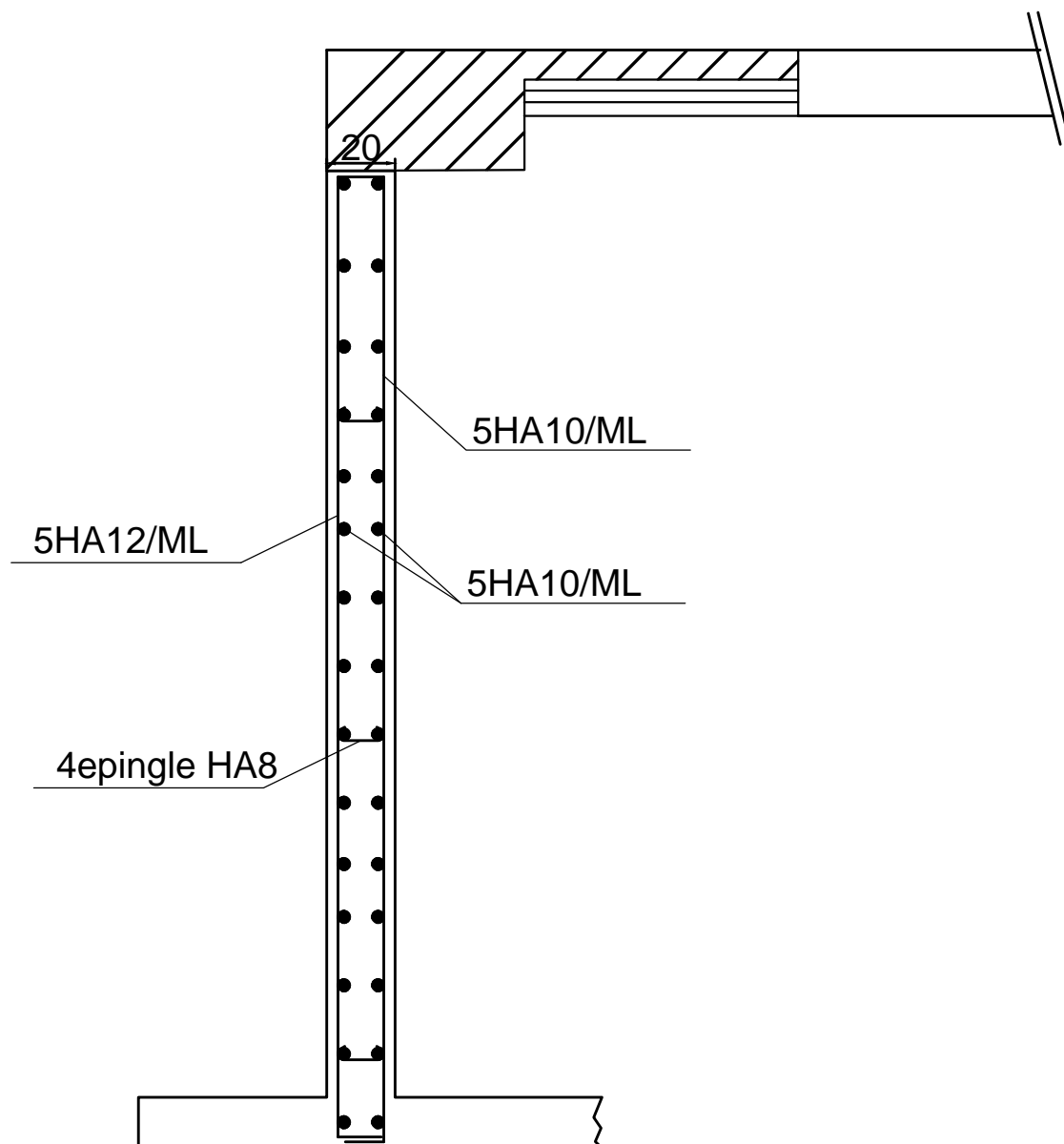


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU		
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION		
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR :	TITRE :	
Melle SAIDOUN FAZIA	Ferrailage des voiles transversales	
Mr ZEMOURI MALEK		
DIRIGE PAR :		
Mme SI AHMED-H		
PROMOTION 2016-2017	PLANCHE N°	ECHELLE 1/25

voiles longitudinales



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU		
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION		
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR :	TITRE :	
Melle SAIDOUN FAZIA	Ferrailage des voiles longitudinales	
Mr ZEMOURI MALEK		
DIRIGE PAR :		
Mme SI AHMED-H		
PROMOTION 2016-2017	PLANCHE N°	ECHELLE 1/25



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Melle SAIDOUN FAZIA
Mr ZEMOURI MALEK

DIRIGE PAR :

Mme SI AHMED-H

TITRE:

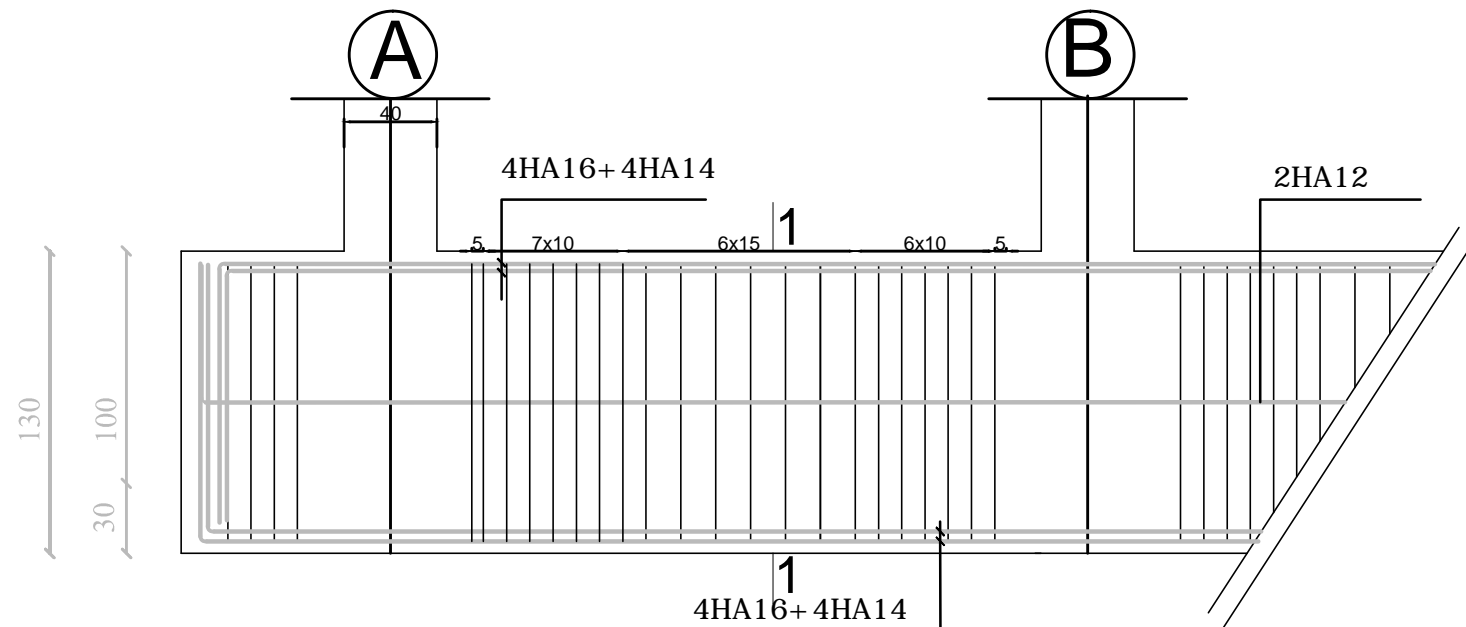
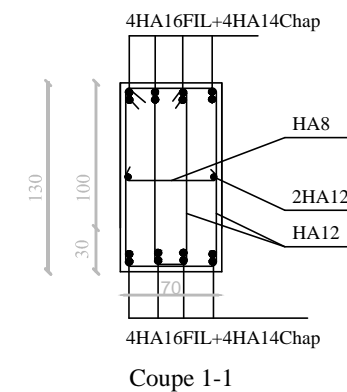
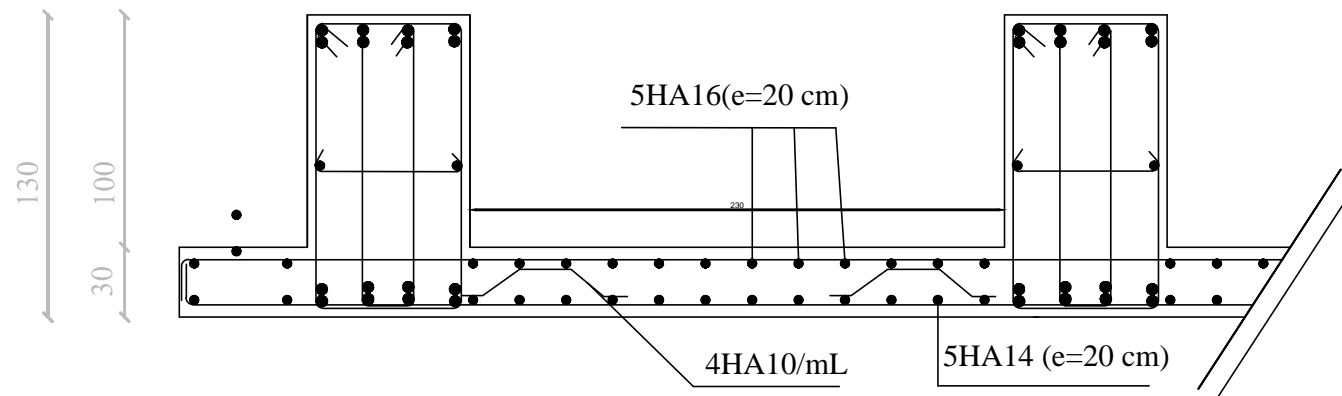
Ferrailage du voile périphérique

PROMOTION 2016-2017

PLANCHE N°

ECHELLE : 1/25

Sens X-X :



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :
Melle SAIDOUN FAZIA
Mr ZEMOURI MALEK

DIRIGE PAR :
Mme SI AHMED-H

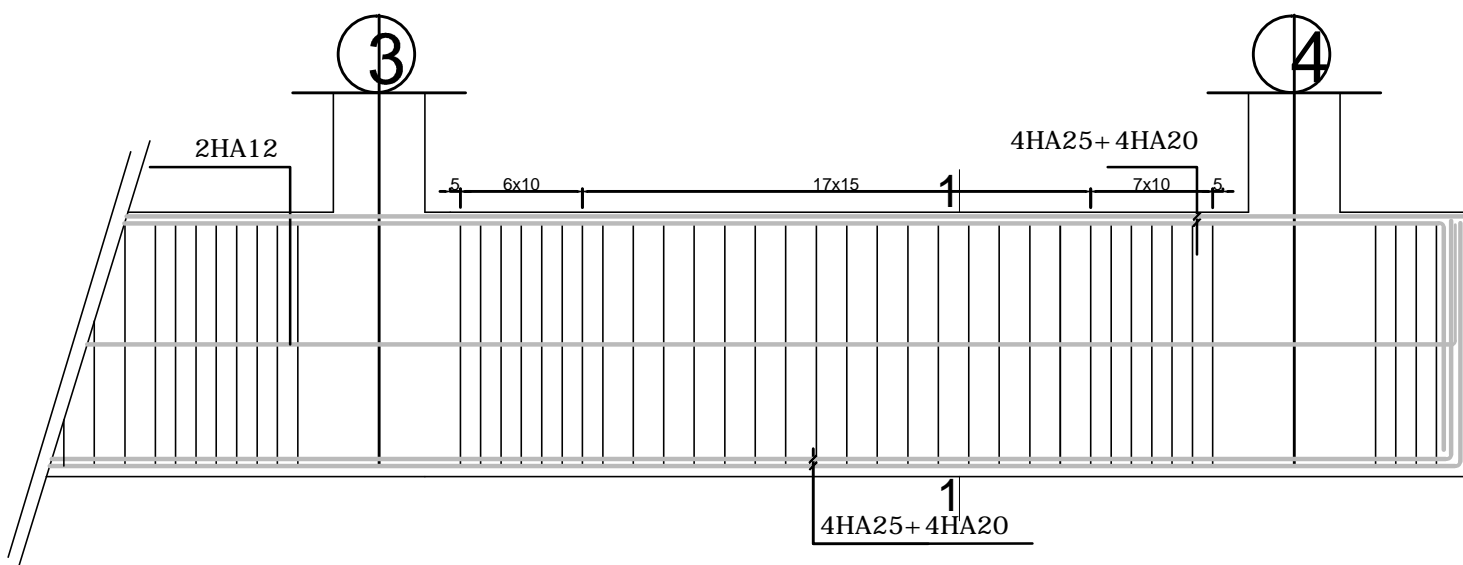
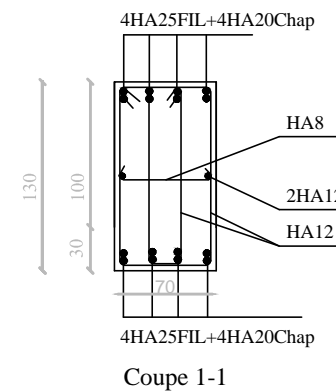
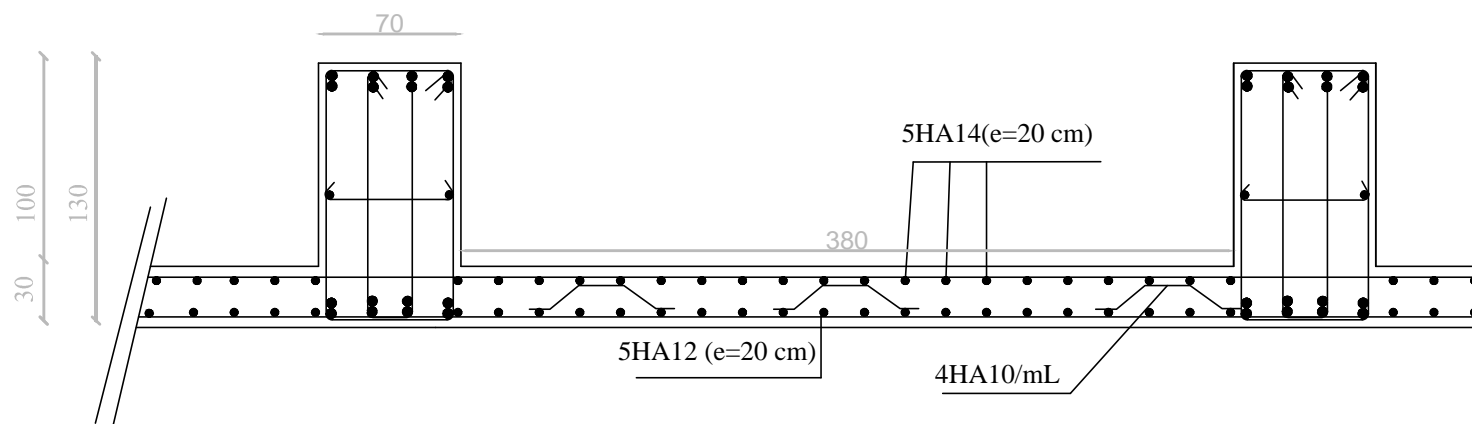
PROMOTION 2016-2017

TITRE:
Ferrailage de radier générale

PLANCHE N°

ECHELLE 1/25

Sens Y-Y :



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :
Melle SAIDOUN FAZIA
Mr ZEMOURI MALEK

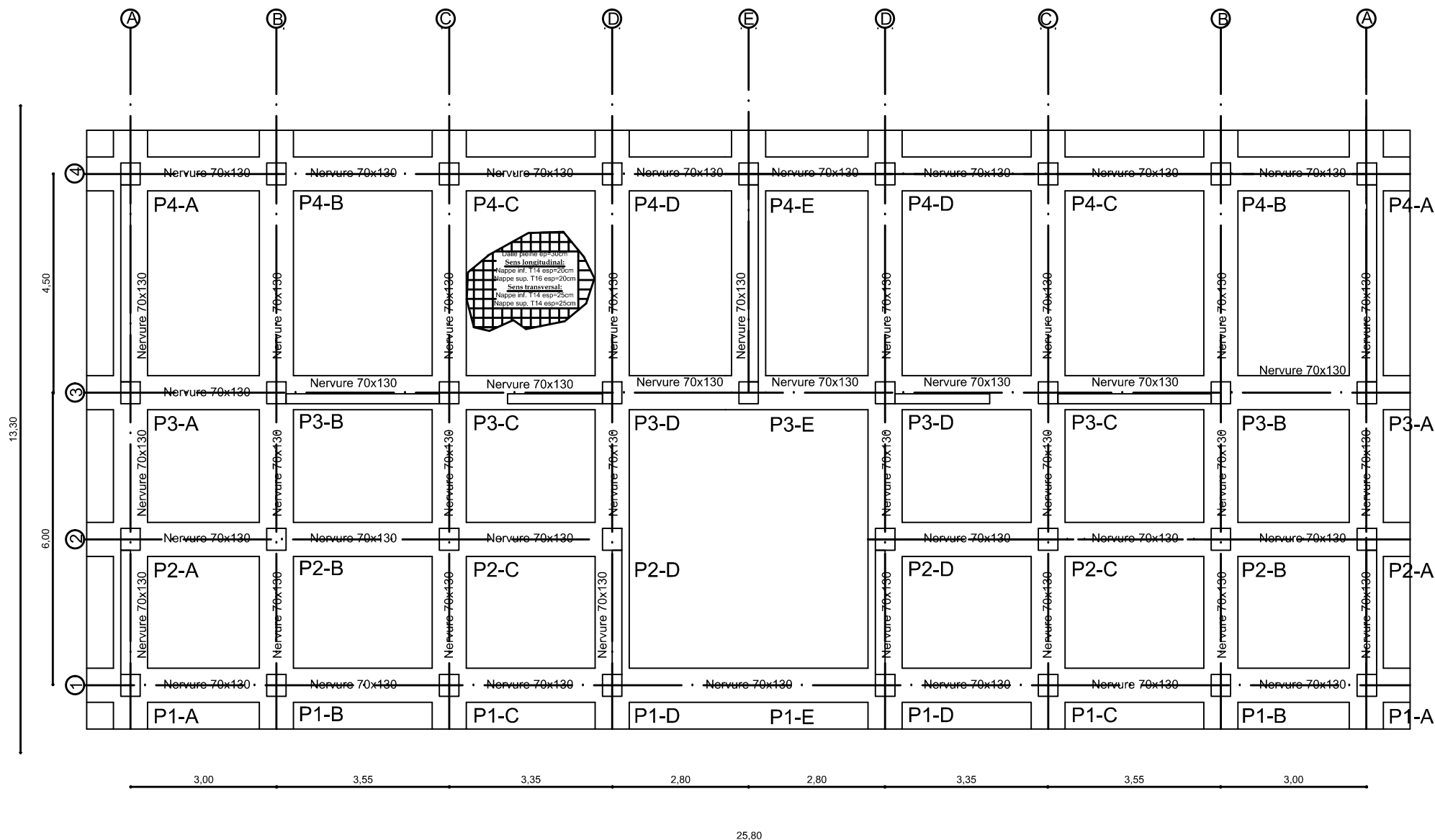
DIRIGE PAR :
Mme SI AHMED-H

PROMOTION 2016-2017

TITRE :
Ferrailage de radier générale

PLANCHE N°

ECHELLE 1/25



Plan de fondation éch : 1/100