REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

Memoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme master II en génie civil.
Option : Construction civiles et industrielles.

THÈME

ETUDE D'UN BATIMENT R+8+SOUS SOL à usage administratif

Avec

L'application Etabs

Présenté par :
Mr. LARIANE MERZAK
Mr. LEKKAM AREZKI

Encadré par :
Mr MEGHLAT

Année 2013/2014

Remerciements

Au terme de ce travail, nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à Mr MAGHLAT pour avoir accepté de diriger ce modeste travail, tout au long de l'élaboration du présent mémoire.

***Nous** tenons à remercier tous les enseignants de GENIE CIVIL qui ont contribué à notre formation*

***Nous** tenons à remercier aussi le personnel de la bibliothèque de Génie Civil pour leur disponibilité.*

***Nos** remerciements à tous ceux qui ont participé de prés ou de loin à l'élaboration de ce mémoire et qui se sont dévoués pour me venir en aide.*

***Nos** remerciements à nos familles et tous les amis (es)*

Enfin, nous tenons à remercier également les membres de jury qui nous ferons l'honneur de juger notre travail.

Merci à tous

Dédicace

Je remercie ALLAH le tout Puissant, clément et Miséricordieux de m'avoir motivé à réaliser ce modeste travail, ensuite je remercie infiniment mes parents, qui m'ont encouragé et aidé à arriver à ce stade de formation.

Je dédie ce modeste travail à ***ma très chère mère****, qui m'a accompagné durant les moments les plus pénibles de ce long parcours de mon éducation, celle qui a fait preuve de ces plus copieux desseins pour me permettre de goûter le fardeau de ce monde et de chercher la voie de ma vie avec ces précieux conseils, donc je devais incessamment être de grande compétence et motivation. Cependant. Je prie Dieu le Miséricordieux qu'il te portera récompense, car la mienne ne sera guère complète,*

Et te protège et te garde en bonne santé.

A ***mon père*** *qui a sacrifié sa vie afin de me voir grandir et réussir dans le parcours de l'enseignement. Celui qui a toujours resté à mes côtés dans les moments rudes de ma vie.*

A mes frères

A mes chères sœurs

A mes neveux

Cousins et cousine s

Oncles et tantes

A mes amis.

Et toute ***la promotion CCI 2014.***

A mon binôme

A tous ceux qui ont contribué de loin ou de prés à la réalisation de ce mémoire.

MARZAK

Dédicace

Je remercie ALLAH le tout Puissant, clément et Miséricordieux de m'avoir motivé à réaliser ce modeste travail, ensuite je remercie infiniment mes parents, qui m'ont encouragé et aidé à arriver à ce stade de formation.

Je dédie ce modeste travail à ***ma très chère mère****, qui m'a accompagné durant les moments les plus pénibles de ce long parcours de mon éducation, celle qui a fait preuve de ces plus copieux desseins pour me permettre de goûter le fardeau de ce monde et de chercher la voie de ma vie avec ces précieux conseils, donc je devais incessamment être de grande compétence et motivation. Cependant. Je prie Dieu le Miséricordieux qu'il te portera récompense, car la mienne ne sera guère complète,*

Et te protège et te garde en bonne santé.

A ***mon père*** *qui a sacrifié sa vie afin de me voir grandir et réussir dans le parcours de l'enseignement. Celui qui a toujours resté à mes côtés dans les moments rudes de ma vie.*

A mes frères (Youcef,Ahcene,Madjid)

A mes chères sœurs (Sabrina,Kahina)

A mes neveux

Cousins et cousines(said)

Oncles et tantes

A mes amis.(village Tighilt Mahmoud)

Et toute ***la promotion CCI 2014.***

A mon binôme Marzak

A tous ceux qui ont contribué de loin ou de prés à la réalisation de ce mémoire.

AREZKI…

SOMMAIRE

Introduction générale

CHAPITRE I : Description de l'ouvrage et Pré-dimensionnement des éléments . 1

- **Description de l'ouvrage 1**
- **Pré dimensionnement des éléments 11**

CHAPITRE II : Calcul des éléments..... 37

- **Plancher coté A 37**
- **Plancher coté B..... 61**
- **L'acrotère 69**
- **Escalier..... 78**
- **Salle machine..... 126**

CHAPITRE III : Vérification RPA..... 138

CHAPITRE IV : Ferraillages des éléments..... 168

***Ferraillages des poteaux 168**

- **Ferraillages des poteaux cote B**
- **Ferraillages des poteaux cote A**

***Ferraillages des poutres 193**

- **Ferraillages des poutres cote A**
- **Ferraillages des poutres cote B**

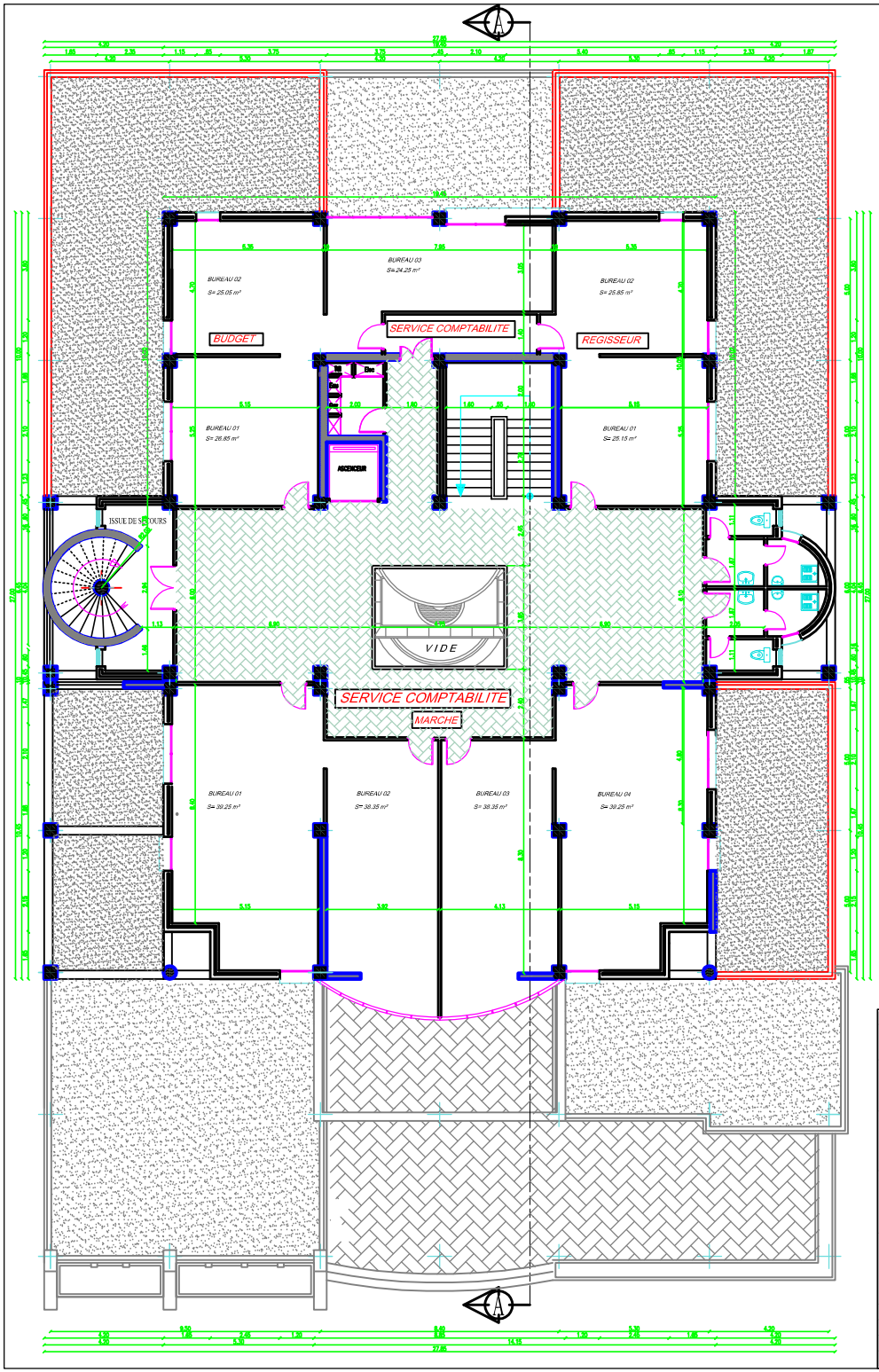
***Ferraillages des voiles**

- **Ferraillages des voiles cote A**
- **Ferraillages des voiles cote B**

CHAPITRE V: Infrastructure 244

CHAPITRE VI : Etude du mur plaque 294

Conclusion générale



PLAN DU 4ème ETAGE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

WILAYA : TIZI-OUZOU
DAIRA : AZAZGA
COMMUNE : AZAZGA

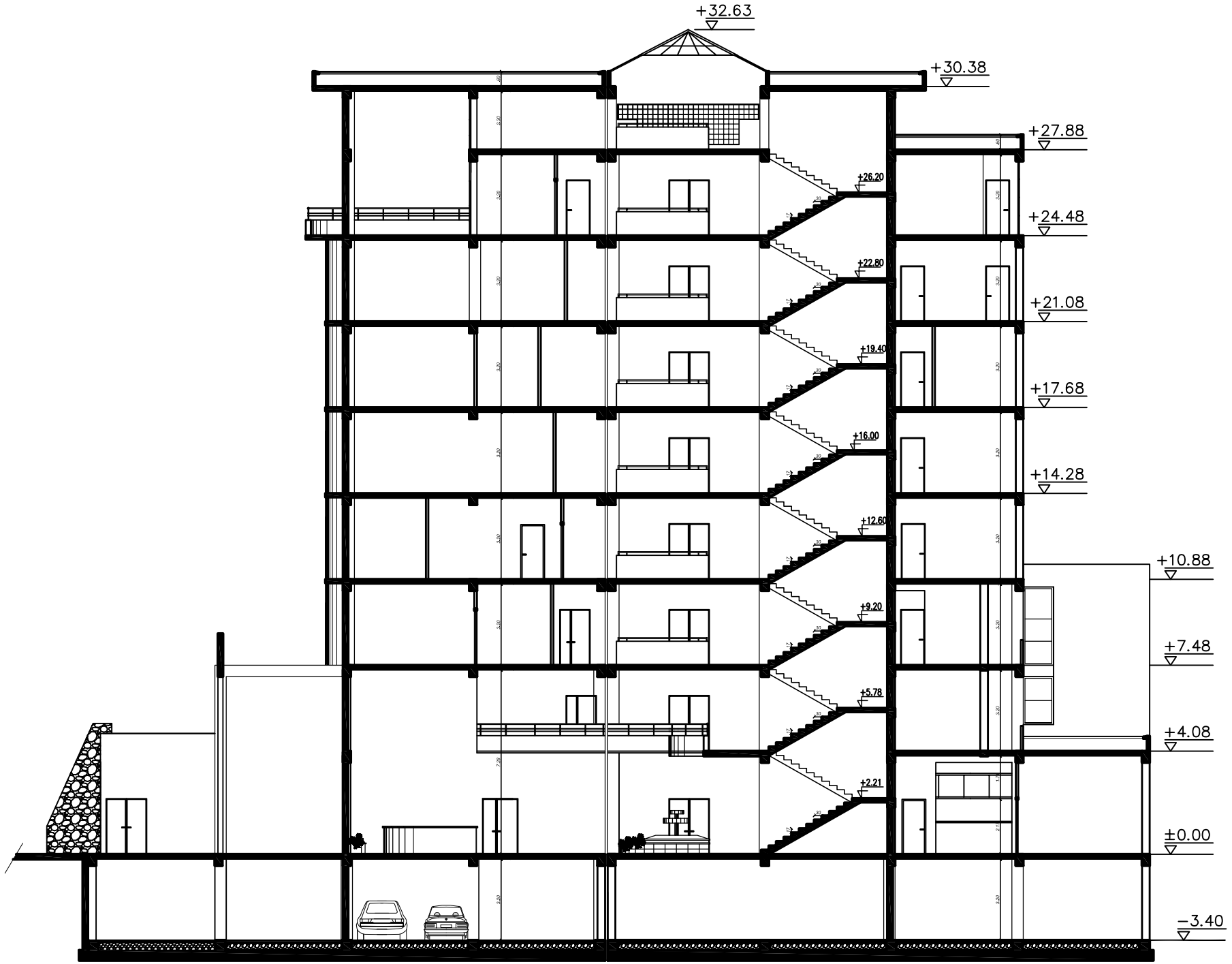
PROJET:

REALISATION D'UN NOUVEAU SIEGE COMMUNAL
A AZAZGA

MAITRE DE L'OUVRAGE	MAITRE DE L'OEUVRE
A.P.C D'AZAZGA	Architecte BOUCHOUNES

TITRE	ECHELLE	VISA
- PLAN DU 4ème ETAGE	1/50	
ADRESSE: CENTRE VILLE D'AZAZGA COMMUNE ET DAIRA D'AZAZGA TIZI-OUZOU	DATE 11/2008	
	PLAN N°	

ARCHITECTURE	■	
BETON ARME		
TOPOGRAPHIE		
V. R. D		



C O U P E A-A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

WILAYA : TIZI-OUZOU
DAIRA : AZAZGA
COMMUNE : AZAZGA

PROJET:

REALISATION D'UN NOUVEAU SIEGE COMMUNAL
A AZAZGA

MAITRE DE L'OUVRAGE

A.P.C D'AZAZGA

MAITRE DE L'OEUVRE

Architecte: SOUICI-LOUNES

TITRE

COUPE A-A

ECHELLE

1/50

VISA

ADRESSE:

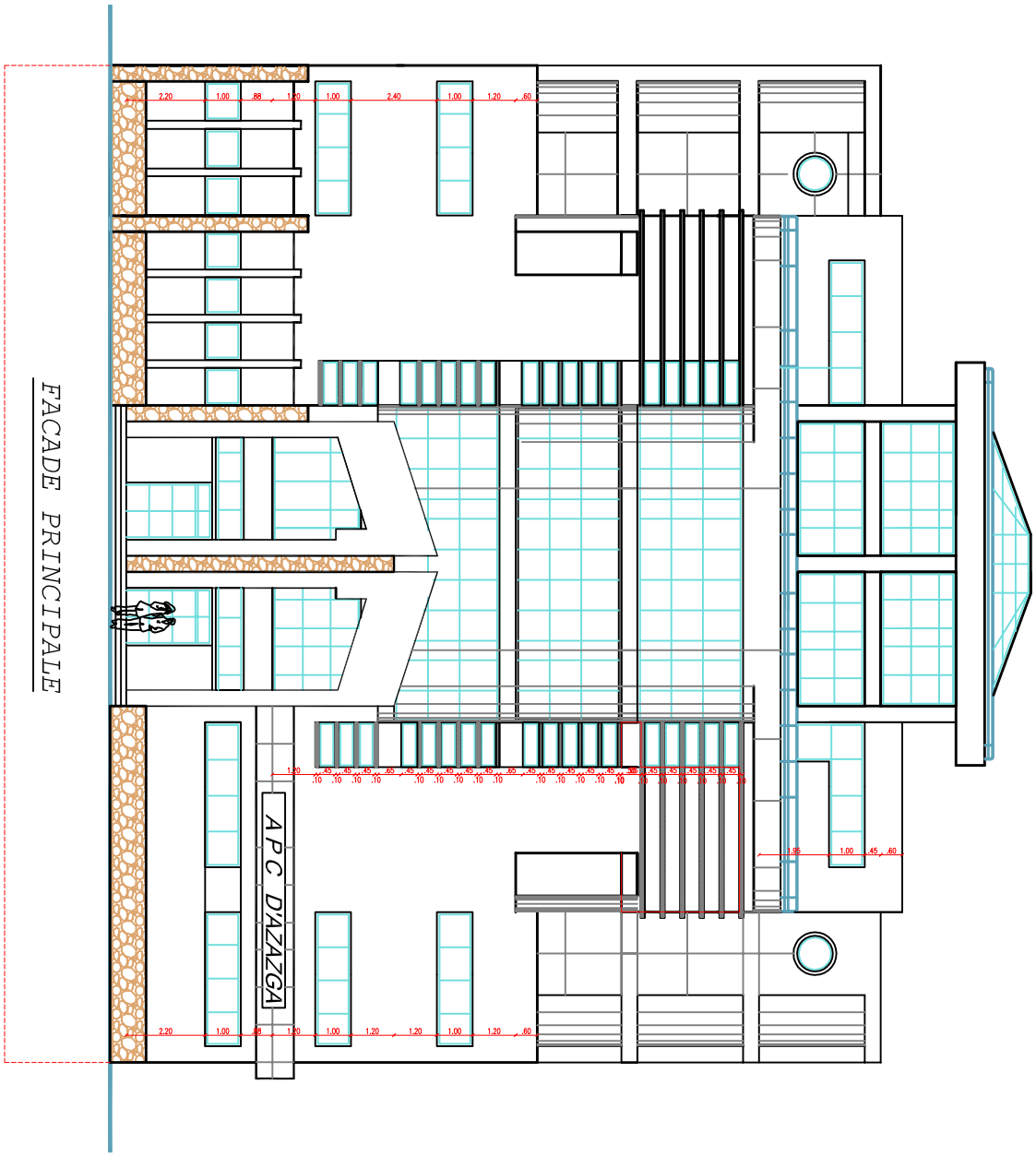
CENTRE VILLE D'AZAZGA
COMMUNE ET DAIRA D'AZAZGA
TIZI-OUZOU

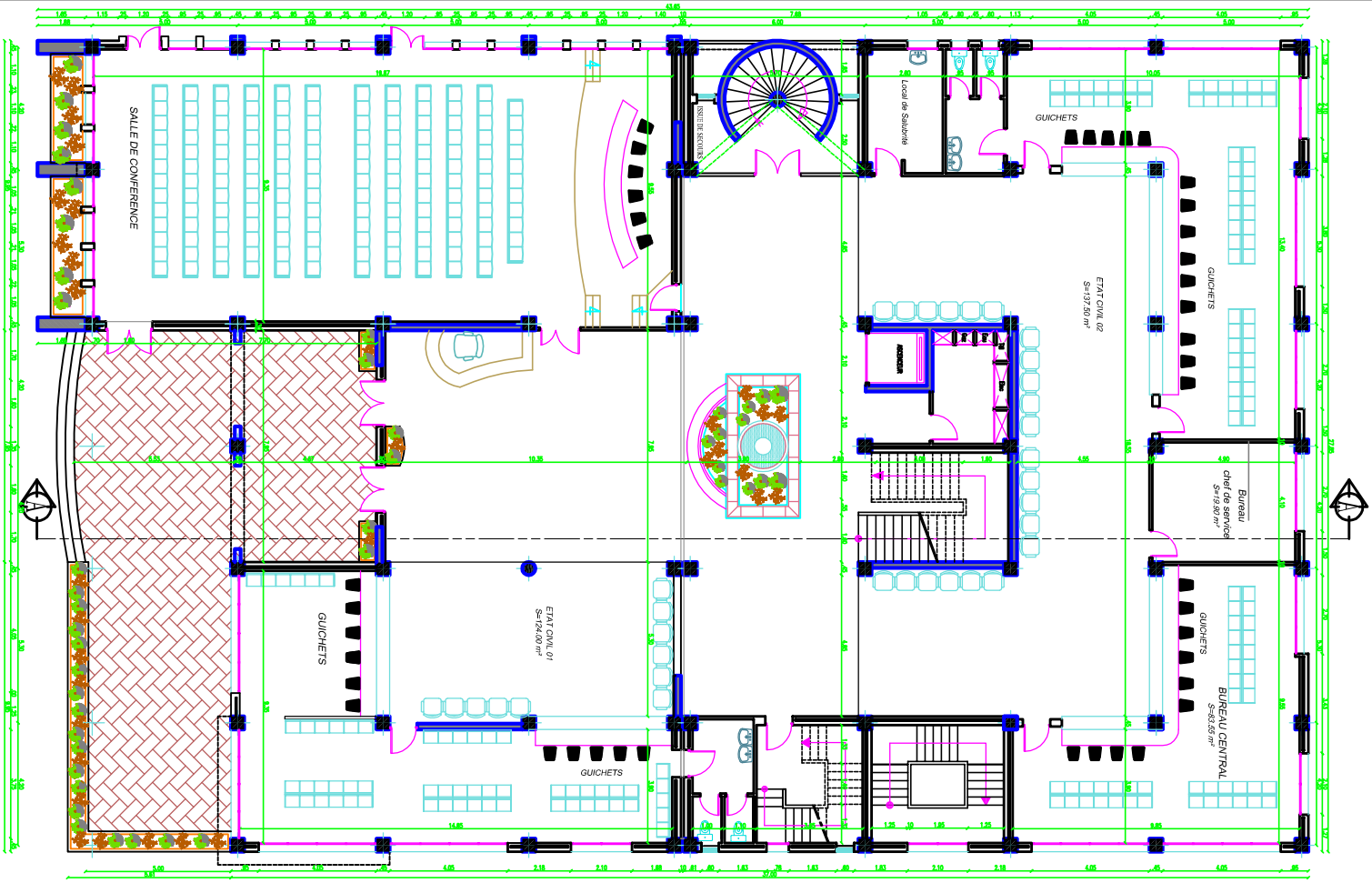
DATE

11/2008

PLAN N° 13

ARCHITECTURE		
BETON ARME		
TOPOGRAPHIE		
V R D		


FACADE PRINCIPALE
A P C D'ALZAGA



PLAN DU RDC

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

WILAYA : TIZI-OUZOU
DAIRA : AZAZGA
COMMUNE : AZAZGA

PROJET:

REALISATION D'UN NOUVEAU SIEGE COMMUNAL
A AZAZGA

MAITRE DE L'OUVRAGE

A.P.C D'AZAZGA

MAITRE DE L'OEUVRE

TITRE

- PLAN DU RDC DE CHAUSSEE

ECHELLE

1/50

DATE

11/2/08

PLAN N°

VISA

ARCHITECTURE

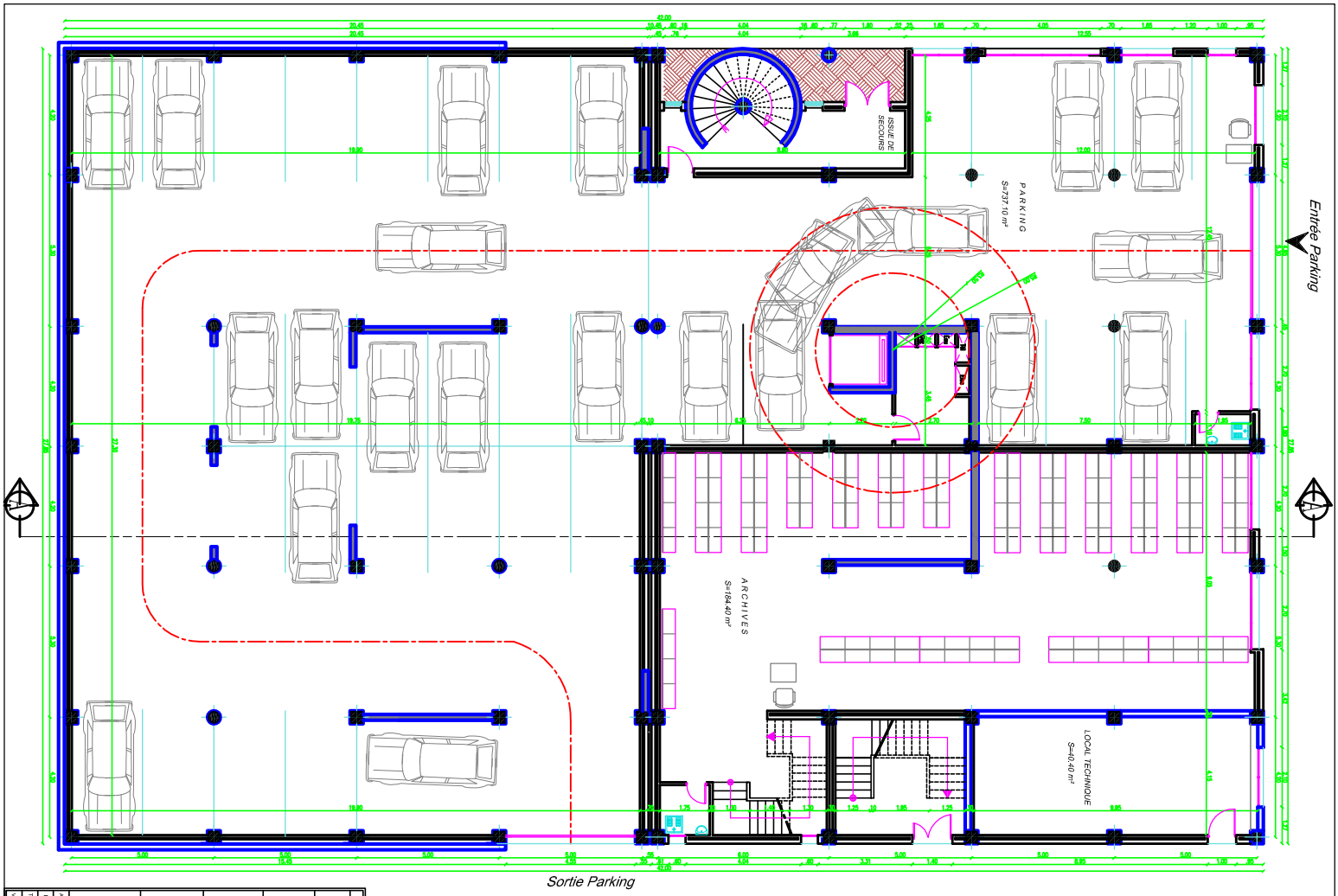
BETON ARME

TOPOGRAPHIE

V / R 0

ADRESSE

CENTRE TELECOM D'AZAZGA
COMMUNE DE TIZI-OUZOU
TIZI-OUZOU



PLAN DU SOUS SOL

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
WILAYA : TIZI-OUZOU
DAIRA : AZAZGA
COMMUNE : AZAZGA

PROJET:
REALISATION D'UN NOUVEAU SIEGE COMMUNAL
A AZAZGA

MAITRE DE L'OUVRAGE
A.P.C D'AZAZGA

MAITRE DE L'OEUVRE
[illegible]

TITRE
- PLAN DU SOUS SOL

ECHELLE
1/50

DATE
11/2008

PLAN N°

ADRESSE
CENTRE-VILLE D'AZAZGA
COMMUNE ET DAIRA D'AZAZGA
TIZI-OUZOU

VISA

ARCHITECTURE
BET KOUARANE

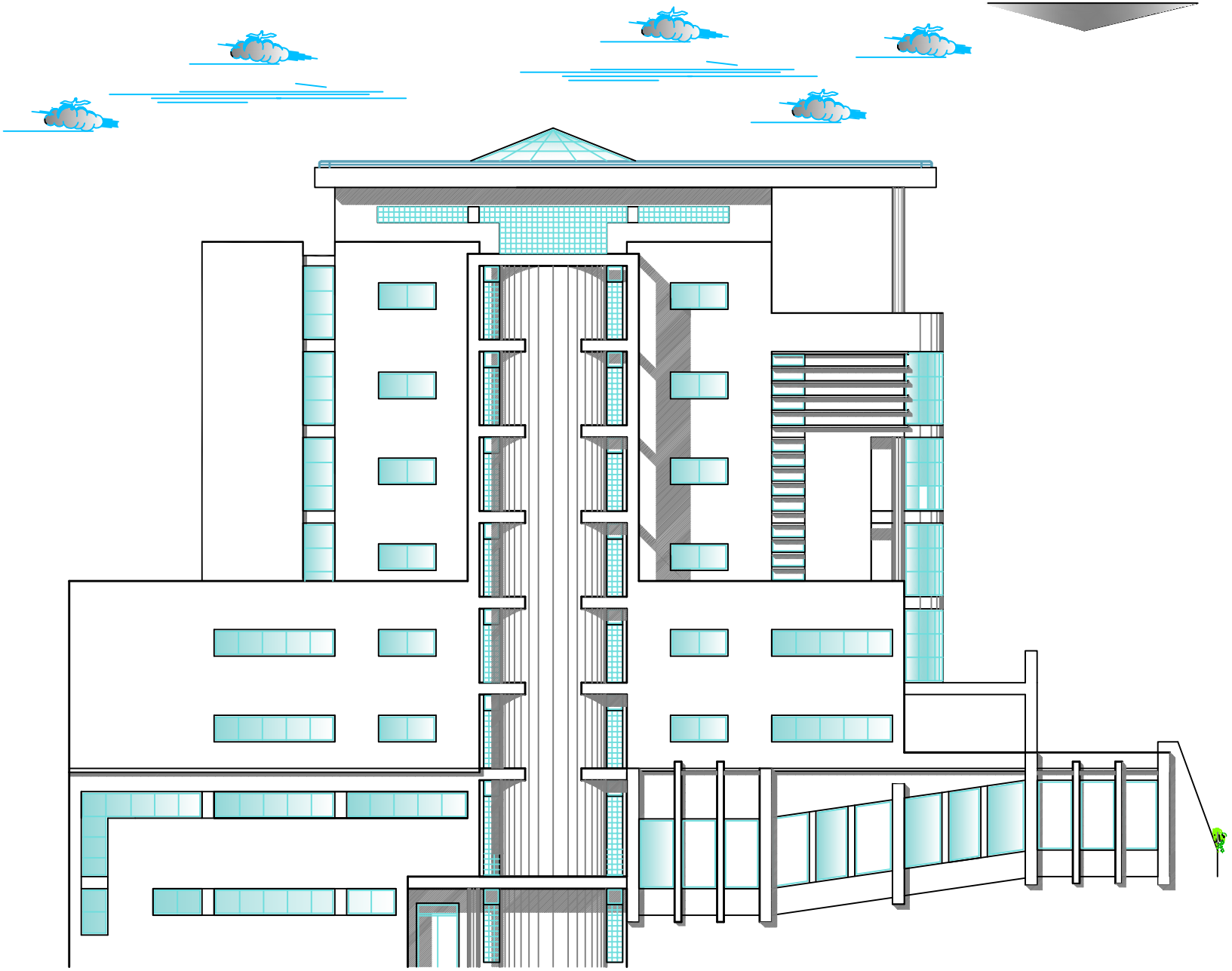
TOPOGRAPHIE
TOPOSHAPE

V. R. D

CONCOURS D'ETUDE D'UN NOUVEAU SIEGE APC A AZAZGA

FACADE LATERALE DROITE

Ech:1/100



Introduction générale

Introduction générale :

‹‹Protéger les vies humaines en évitant l'effondrement ouvrages.››, est un conseil qui nous traduise l'importance et le rôle de génie civil et les professionnelles qui se livrent à cette activité.

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Toute l'étude de construction se fait principalement sur deux parties essentielles: la superstructure et l'infrastructure qui sont respectivement: partie hors terre et partie enterrée.

La première étude consiste à calculer les éléments résistants de la structure en utilisant des méthodes appropriées aux calculs des éléments (portiques, voiles, planchers...) et tout en respectant les exigences du règlement du béton aux états limites (BAEL) et du règlement parasismique algérien (RPA), afin que chaque élément puisse répondre aux fonctions pour lesquelles il est conçu. Le calcul manuel de ces éléments rend la tâche longue et difficile, mais aujourd'hui, il existe des logiciels tels qu'ETABS, ROBOT..., permettant non seulement de réduire considérablement le temps de travail mais aussi d'aboutir à des résultats satisfaisants.

La deuxième « Étude de l'infrastructure » consiste à calculer les fondations (superficielles ou profondes) qui sont des éléments permettant de transmettre toutes les charges dues à l'ouvrage au sol. Le choix de celles-ci dépend essentiellement de la nature du sol sur le quel est implanté l'ouvrage.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude nous avons procédé au calcul d'une structure comportant un sous sol, un RDC et 08 étages à usage administratif (R+8+sous sol) et dans cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par élément finis Etabs (varsion9.07) particulièrement efficace dans la modélisation des structures à plusieurs étage. Ce logiciel nous a permet la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure.

Chapitre I:
présentation de l'ouvrage et prédimentionnement des éléments

1 -) PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

L'ouvrage à étudier est une structure en béton armé (R+8+SOUS SOL) à usage administratif, nouveau siège communal. Il est implanté dans la wilaya TIZI - OUZOU(Azazga), est classé selon le RPA 99(modifier en 2003) comme étant une Zone de moyenne sismicité (Zone II-a) et groupe d'usage 1B.

Cet ouvrage est composé de :

- Un sous-sol (à usage parkings).
- Neuf niveaux du RDC aux 8^{em} étages (à usage bureaux).
- Une terrasse inaccessible.

2 -) L'étude géotechnique du sol :

Les essais réalisés par le laboratoire géotechnique spécialisé ont évalué :

• Contrainte admissible de **σsol = 1,5** bars situé à une profondeur de **3m**.

• Site meuble.

3–) Caractéristique de l'ouvrage

3-1) Caractéristique géométrique :

3-2)Dimension en élévation :

- Hauteur de sous-sol ……h = 3,40 m.
- Hauteur de RDC ……h= 4,08 m.
- Hauteur du 1^{er} au 7^{eme} étage……h = 3,4 m.
- Hauteur de 8^{eme} étage……h = 2,55 m.
- Hauteur total de bâtiment……..h = 33,83 m.

3-3)Dimension en plan :

Longueur total de bâtiment ……..L_{long} = 42,00 m.

Largeur total de bâtiment ……..L_{trans} = 27,85 m.

3-4Éléments constitutifs de l'ouvrage :

- Ossature mixte en béton armé composée de portique et de voile
- Planchers
- Escaliers
- Consoles
- Cage d'ascenseur
- Remplissage (maçonnerie) :

  1-Mur extérieur

  2-Mur intérieur
- Terrasse
- Une charpente métallique
- Revêtement
- Acrotère
- Fondation

4-)Caractéristique mécanique des matériaux :

4-1-)Béton :

On appelle béton un matériau constitué par un mélange dans des proportions convenables de ciment, de granulat (sable et pierrailles) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant).

Le béton de ciment présente une résistance à la compression assez élevée, de l'ordre de **25 à 40 MPa** ; mais sa résistance à la traction est faible est de l'ordre de **1/10** de sa résistance à la compression.

❖ **Résistance caractéristique du béton à la compression :**

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression mesurée à l'âge de 28 jours (age de maturité) noté fc28. Elle est déterminée par des essais de compression sur des éprouvettes normalisées, appelées 16×32. Dans notre étude, on prendra : fc28 = 25MPa.

Pour j <28 jours, la résistance caractéristique du béton est définie comme suit :

- Pour des résistances **: fc28 ≤40MPa …….. (BAEL 91 / Art 2.1, 11)**

- $\mathbf{f_{cj} = \frac{j}{4{,}76 + 0{,}83\,j} \times f_{c28}} \longrightarrow$ **si : j < 60 jours**
- $\mathbf{f_{cj} = 1{,}1\, f_{c28}} \longrightarrow$ **si : j > 60 jours**

- Pour des résistances **: fc28 > 40MPa …….. (BAEL 91 /Art 2.1, 11)**

- $\mathbf{f_{jc} = \frac{j}{1{,}4 + 0{,}95\,j} \times f_{c28}} \longrightarrow$ **si : j < 28 jours**
- $\mathbf{f_{cj} = f_{c28}} \longrightarrow$ **si : j > 28 jours**

❖ **Résistance caractéristique du béton à la traction :**

La résistance du béton à la traction est très faible, elle est donnée par la relation suivante:

f_{tj} = 0.6+0.06f_{cj} ; avec f_{cj}< 60MPa ..... **(BAEL91/Art 2.1, 12)**

Ainsi pour notre cas on aura :

f_{t28}=0,6+0,06f_{c28}

f_{t28}= 0,6 + 0,06 × 25 = 2,1 MPa

❖ **Module de déformation longitudinale du béton :**

•Module de déformation longitudinale instantanée du béton :

Le module de déformation longitudinal instantanée, pour un chargement de durée d'application inférieure à 24 heures, est donné par (BAEL91/Art2.1,21):

Eij = 11000 $\sqrt[3]{f_{cj}}$, $f_{cj}=f_{c28}$ = **25 MPA** ⟶ E_{ij}**=32164,2 MPA**

•Module de déformation longitudinale différé du béton :

Pour des Chargements de longue durée (cas courant) On utilise le module différé

En compte les déformations de fluage du béton Celles-représentant

Approximativement deux fois les déformations instantanées.

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$ ⟶ **si** $f_{c28} \leq 60$MPa (Art -2.1, 2BA)

Pour notre cas :

- $E_{vj}= 3700(f_{cj})^{1/3} = E_{v28} = 3700(f_{c28})^{1/3}$
- $E_{v28} = 3700(25)^{1/3} = 10818,86563$MPa.

- **Module de déformation transversale :**

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

G = E / 2(1 + ν) (MPa) …….. (BAEL91/Art 2.1, 3)

Avec: : **E** : Module Young(module d'élasticité).

ν : Cœfficient de poisson.

4-1-2)Coefficient de poisson :

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale le coefficient de poisson ν par définition, est le rapport entre la déformation transversale et la, déformation longitudinale. **ν** = $\frac{\Delta d/d}{\Delta L/L}$

- ν = 0.0 dans le calcul des sollicitations à l'ELU ⟶ (ART-2.1.3, BAEL 91).

- ν =0.2 dans le calcul des déformations à l'ELS ⟶ (ART-2.1.3, BAEL91).

4-1-3) Fluage de béton:

Sous chargement constant, la déformation de béton augmente continuellement avec le temps. Pour le béton, les déformations de fluage sont loin d'être néglige able puisqu'elles peuvent représenter jusqu'à trois fois les déformations instantanées, $\mathbf{E_V = E = 3.E_i}$

4-1-4) Phénomène de retrait :

Après coulage, une pièce de béton conservée à l'air tend à se raccourcir, ceci est dû à l'évaporation de l'eau non liée avec le ciment et peut entraîner des déformations de l'ordre de $1{,}5\times10^{-4}$ à 5×10^{-4} selon l'humidité de l'environnement.

La principale conséquence du retrait est l'apparition des contraintes internes, de traction, la contrainte dont la valeur peut facilement dépasser la limite de fissuration.

Pour se protéger des désordres liés au retrait, on adoptera les dispositifs constructifs suivants :

- Utiliser des bétons à faible chaleur d'hydratation
- Maintenir les parements en ambiance humide après coulage
- Disposer les armatures de peaux de faible espacement pour bien répartir les fissures de retraits
- Éviter de raccorder des pièces de tailles très différentes
- Utiliser des adjuvants limitant les effets du retrait.

❖ **Dilatation thermique :**

Le coefficient de dilatation du béton vaut 9×10^{-6} à 12×10^{-6} et on adoptera une valeur forfaitaire de 10^{-5} pour le béton armé.
Une variation de température peut entraîner des contraintes internes de traction qui engendrent ensuite une dilatation ; Pour éviter ces désordres, on placera régulièrement sur les éléments (dalle, voile de façade) ou bâtiment de grandes dimensions des joints de dilatation espacés de 25cm à 50cm selon la région.

❖ **État limite de contrainte de béton :**

Un état limite est une situation au-delà de laquelle un élément ou un ensemble d'éléments de la structure n'assure plus la fonction pour laquelle il est conçu. On distingue deux catégories d'états limites :

➢ **Contraintes limites à l'état limite ultime :**

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage. Les phénomènes correspondants à ces états sont :
La rupture locale ou globale, ou bien la perte d'équilibre de forme.

La contrainte correspond à l'état limite ultime s'écrit :

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

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité.

γ_b =1,5 cas des situations durables ou transitoires.

γ_b =1,15 cas des situations accidentelles.

f_{c28} : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28jours.

θ : Coefficient d'application des actions considérées ;

θ=1 si la durée d'application des actions est supérieure à 24h(T > 24h)
θ=0,9 si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h (1h < T< 24h)
θ=0,85 si la durée d'application des actions est inférieure à 1h(T< 1h).

Pour f_{c28}= 25 MPa : γ_b=1.5 : Θ =1 ; on aura f_{bu}=14.2MPa

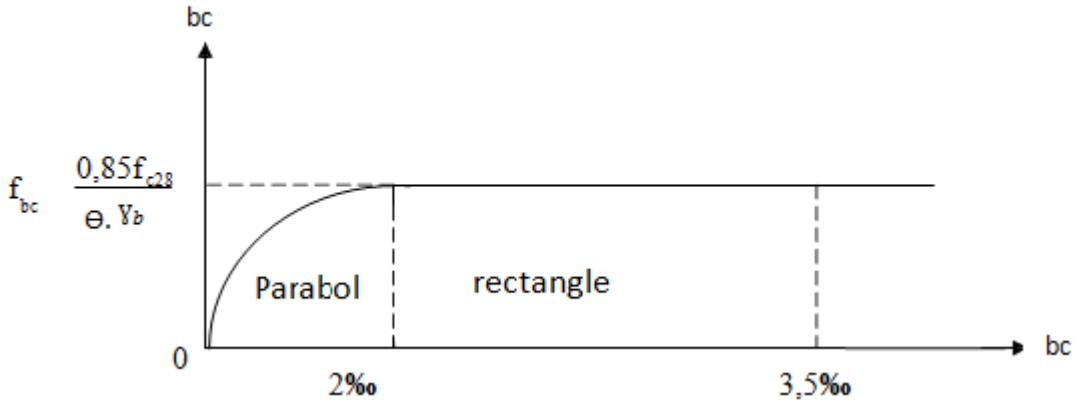


Figure1 :Diagramme de calcul contrainte - dèformation du bèton à L'E.L.U.

Les états limite de service (E.L.S.) :

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles, et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte, la loi de Hooke de l'élasticité pour d´écrire le comportement du béton à cet état, avec des charges de longue durée ($E_b = E_{vj}$ et ν=0,2). La résistance mécanique du béton tendu est négligée. De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$

Avec : $\sigma_{bc} = 0.6\ f_{c28}$.

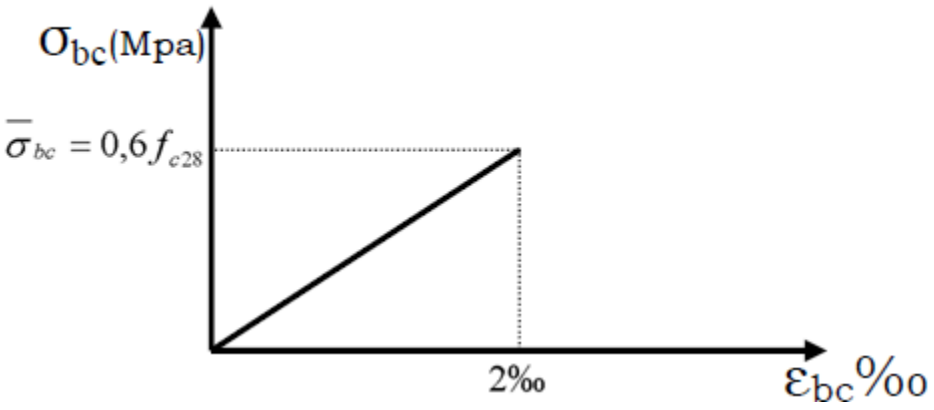


Figure : Diagramme de calcul contrainte -déformation du béton à l'E.L.S.

4-1-5)Poids volumique de béton :

Le poids volumique de béton est défini dans deux cas :

1-s'il n'est pas armé est de l'ordre de : 2300 à 2400 daN/m^3.

2-s'il est armé 2500 daN/m^3.

4-1-6)Acier :

Le matériau acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion. Les aciers pour le béton armés sont de :

- Nuance douce avec 0,15% à 0,25% de teneur en carbone.
- Nuance mi-dure à dure avec 0,25% à 40% de teneur en carbone.

❖ Types d'aciers :

On distingue 4 types d'aciers pour armatures, du moins au plus écroui :

• Les aciers doux :

Ayant une valeur caractéristique de la limite élastique garantie de 125 ou 235 MPa. Ce sont les ronds lisses (ce type est interdit sur le marché)

• Les aciers durs, type I :

Ayant une limite d'élasticité garantie de 400MPa et un allongement à la rupture de14 % Ce sont les aciers à haute adhérence de type 1.

• Les aciers durs, type II :

Ayant une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 12% Ce sont les aciers à haute adhérence de type II.

• Les aciers fortement écrouis :

Ayant une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 8 %Ces aciers sont utilisés pour fabriquer les treillis soudés et les fils sur bobines.

Type D'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe en MPa	Résistance à la Rupture (MPa)	Allongement relatif à la Rupture [‰]	Coefficient de scellement Ψ	Coefficient de fissuration η
Aciers en Barre Haute adhérence	feE400	HA	400	480	14%	1.5	1.6
	FeE500	HA	500	550	12%	1.5	1.6
Aciers en treillis soudés	520(ϕ<6)	TS	520	550	8%	1	1.3
	520(ϕ≥6)	TS	520	550	8%	1.5	1.6

Tableau 1: Les caractéristiques des types d'aciers pour armatures

❖ **Module d'élasticité :**

Il est noté (E_s) le module d'élasticité longitudinal, sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier est pris égal à E_S=200000 Mpa, conformément à la réglementation du BAEL 91 /Art A.2.2.1.

❖ **Contrainte limite des aciers :**

- **Contrainte limite ultime :** $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \longrightarrow$ (Art A.4.3, 2, BAEL 91)

Avec : **ɣs**: Coefficient de sécurité partiel qui est égal à:
ɣs = 1, 15……Situation courante
ɣs = 1,00 ……Situation accidentelle**.**

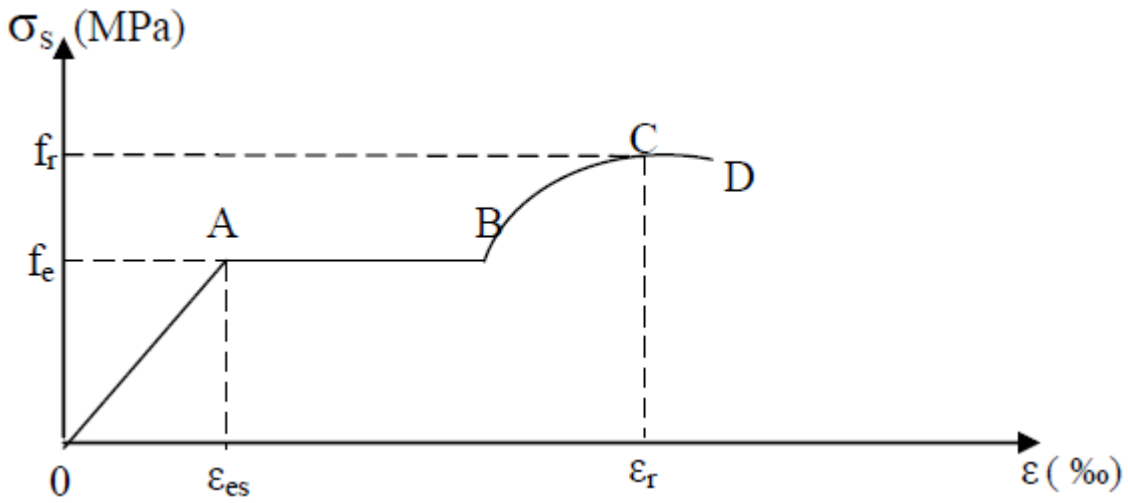


Figure : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à L'E.L.U

Avec : f_r : Résistance à la rupture

f_e : Limite d'élasticité.

ε_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.

ε_r : Allongement à la rupture.

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

-Zone 0A : Domaine élastique linéaire.

-Zone AB : Domaine plastique.

-Zone BC : Domaine de raffermissement.

-Zone CD : Domaine de striction.

On distingue deux cas : Si $\varepsilon_s \leq \varepsilon_{se}$ ⟶ $\sigma s = E_s\ \varepsilon_s$

Si $\varepsilon_{se} \leq 10‰$ ⟶ $\sigma_s = fs / \gamma s$

❖ Contrainte limite de service :

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

a)Fissuration peu nuisible (BAEL91 /Art 4-5-32) :

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

b) Fissuration préjudiciable (BAEL91/Art 4-5-33) :

Cas des éléments exposés aux intempéries. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à : $\overline{\sigma_s} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right\}$

Avec : **η** : coefficient de fissuration égal à :

- **η** = 1,00……. pour les RL.
- **η** = 1, 6 ……. pour les HA si $\Phi \geq 6mm$.
- **η** = 1,3…….... pour les HA si $\Phi < 6mm$.

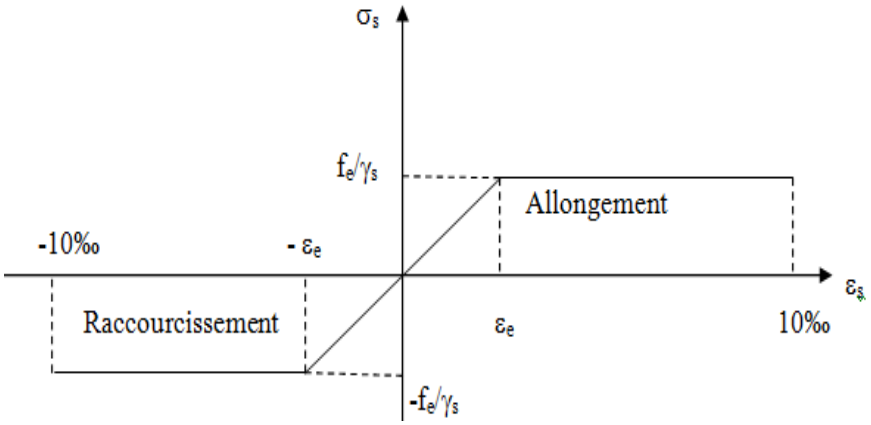
c) Fissuration très préjudiciable : (BAEL91 / Art 4-5.3.4) :

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

$$\overline{\sigma_s} = \min\left\{\frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right\}$$

Avec: **η** coefficient de fissuration.

- **η** = 1.0……..pour les RL.
- **η**=1.6……..pour les HA**.**



-Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à L'E.L.S

❖ **Contrainte limite de cisaillement : Art A.5.1.1/BAEL91 modifié 99).**

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante :

Fissuration peu nuisible : $\tau_u = \min\left\{\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5\,MPa\right\} \rightarrow F.P.N$

Fissuration préjudiciable $\tau_u = \min\left\{\frac{0.15\times f_{c28}}{\gamma_b}, 4\,MPa\right\} \rightarrow F.P \text{ ou } F.T.P$

❖ **Protection des armatures :**

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

• C ≥ 5cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.

• C ≥ 3cm : Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).

• C ≥ 1cm : pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

❖ **Diamètre maximal des aciers :**

Pour les dalles et les voiles d'épaisseur h, afin d'améliorer l'adhérence acier-béton, on limite le diamètre des aciers longitudinaux à : $\Phi_1 \leq h/10$.

Pour les poutres de hauteur h on limite le diamètre des aciers transversaux à : $\Phi_t \leq \min(h/35 ; \Phi_1 ; b_0/10)$; tq b_0: Largeur de l'âme.

❖ **Système de couffrage:**

On opte pour un coffrage métallique dans le but de limiter le temps d'exécution pour les voiles et un coffrage classique en bois pour les portiques.

5- PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS

5-1)PLANCHERS :

Le plancher est un élément de structure horizontal, il sépare deux niveaux et a pour fonction de :

-**Résister** : les plancher sont supposés être infiniment rigide dans le plan horizontal, ils doivent supporter leur poids propre et les surcharges du niveau et de transmettre ces charges aux poutres qui les transmettent à leur tours aux poteaux puis à la fondation.

-Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.

-Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux. En effet, un plancher doit être rigide pour pouvoir transmettre les efforts horizontaux entre les éléments porteurs.

-Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité.

-Protéger contre les incendies.

Dans notre cas, nous avons des planchers à corps creux plus dalles de compression et des planchers en dalle pleine (planchers, balcons et palier de repos).

- **Plancher en corps creux :**

Il s'agit de planchers constitués de corps creux posés sur des poutrelles préfabriquées, disposées suivant le sens de la plus petite portée le tout complété par :

Une dalle de compression, ferraillée 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 à corps creux est donné par la formule suivante

ht≥ (Lmax/22.5)…… (Art B 6-8-423/BAEL91 modifier

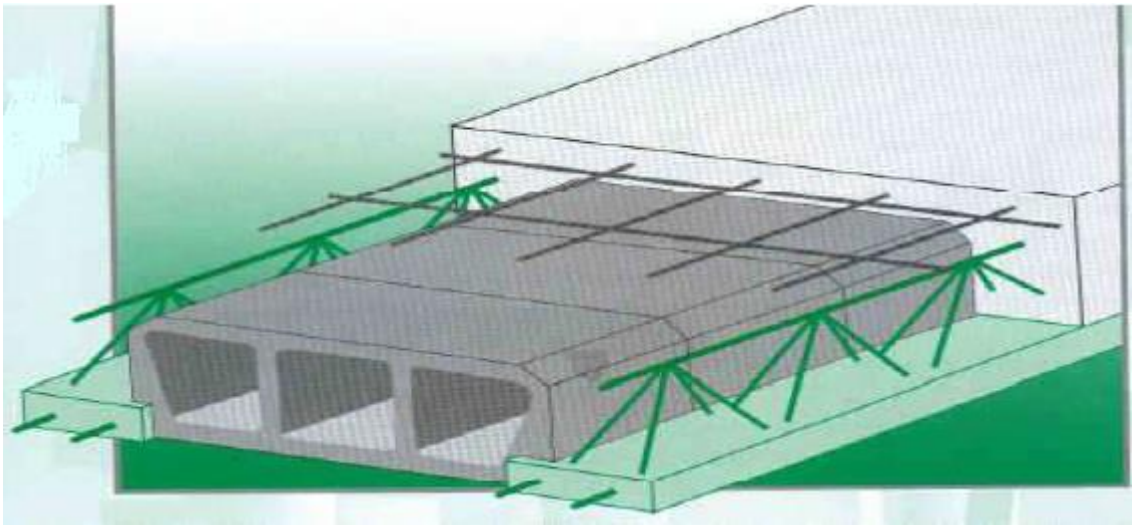
Lmax : étant la longueur maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.

ht: épaisseur de la dalle.

On a : Lmax=530-25=505cm

D'où : ht = 505 /22.5 = 22,44 cm.

⟶ On optera pour un plancher de hauteur **25 cm,** soit **(20 +5) cm**



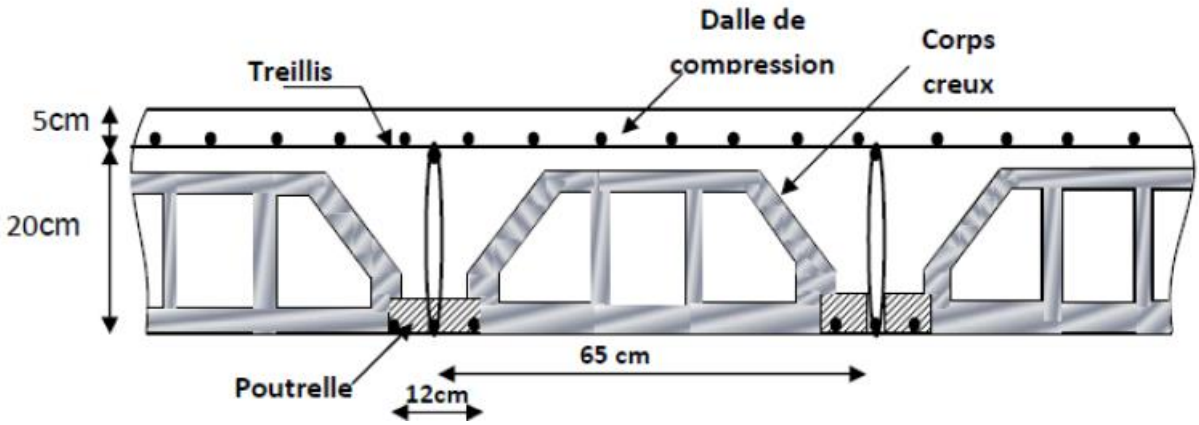


Figure -Coupe d'un plancher à corps creux

- **Dalle pleine :**

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante comparé aux autres dimensions. Leurs épaisseurs est déterminés selon leurs portés ainsi que les conditions suivantes :

-La résistance à la flexion.
-L'isolation acoustique.
-La résistance au feu.
Le plus grand panneau a comme dimensions **lx= 485cm, Ly=575cm**. L'épaisseur à adopter sera la plus grande donnée par les 3 conditions précédente :

a) Résistance à la flexion :

b) donnée en fonction de la nature des appuis:

• Dalles reposants sur deux appuis :**Lx/35<e<Lx/30**

• Dalles reposants sur trois ou quatre appuis**: Lx/50 <e<Lx/40**

- Lx : petit côté du panneau de dalle.
- Ly : grand côté du panneau de dalle.

Dans notre cas, la dalle repose sur quatre appuis avec une portée

Égale**: Lx =485cm ……..Donc on a:**9,7cm≤e≤12,125cm
Soit: e = 12cm

c) Isolation phonique :

Selon les règles technique « **CBA93** » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : **15 cm**.

c) Résistance au feu :

❶ e=7 cm pour une heure de coup de feu.

❷ e=11 cm pour deux heures de coup de feu.

❸ e=17,5 cm pour quatre heures de coup de feu.

➢ **On admet : e =15 cm**.

5-2) LES POUTRES :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé coulées sur place, qui assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles) et aussi la fonction de chainage des éléments. Elles doivent respecter les dimensions ci-après exigées par le RPA 99 VS 2003 en zone IIa :

$$\begin{cases} -b \geq 20cm \\ -h \geq 30cm \\ -\frac{b}{h} \leq 4 \end{cases}$$

Avec : b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

Pour dimensionner la poutre, sa hauteur et sa largeur (h_t , b) doivent répondre selon

(Art A.4.14 BAEL 91) aux conditions suivantes: $\begin{cases} - \ \mathbf{L / 15 \leq ht \leq L / 10} \\ - \ \mathbf{0,4\ ht \leq b \leq 0,7\ ht} \end{cases}$

Avec : **H** : la hauteur de la poutre.

B : largeur de la poutre

L : étant l'entre axe de la plus grande travée considérée

Dans ce projet on a deux cas à étudier :

1) dans l'étage de **RDC** le coté de la salle de conférence :

B-1) poutres principales : Sachant que Lmax = **950-25 = 925 cm.**

925/ 15 ≤ ht ≤ 925/ 10 ce qui **61,66 ≤ht ≤92,5**

➢ Par mesure de sécurité, on prend **: ht = 70 cm.**

La largeur b sera donc **: 0,4 ht ≤ b ≤ 0,7 ht**

$0{,}4 \times 70 \leq$ b $\leq 0{,}7 \times 70$

➢ On prend : **b = 40 cm.**

B-2) poutres secondaires :

Sachant que Lmax =**500-25=475 cm**

475/ 15 ≤ ht ≤ 475/ 10

Donc : **31,66 ≤ ht ≤ 47,5**

Par mesure de sécurité, on prend ht = 45 cm

La largeur b sera donc : **0,4 ht ≤ b ≤ 0,7 ht** ⟶ **0,4 x 45≤ b ≤0,7 x 45.**

- On prend : **b = 30 cm**

Pour les autres e coté (beaux, guichets….et..) coté B :

B-3) poutres principales :

Sachant que Lmax = **600-25 =575 cm.**

575/ 15 ≤ ht ≤575/ 10 ce qui **38,33 ≤ht ≤57,5**

- Par mesure de sécurité, on prend **: ht = 45 cm.**

La largeur b sera donc **: 0,4 ht ≤ b ≤ 0,7 ht**

$0,4 \times 50 \leq b \leq 0,7 \times 50$

- On prend : **b = 35 cm.**

B-4) poutres secondaires :

Sachant que Lmax =**530-25=505 cm**

505/ 15 ≤ ht ≤ 505/ 10

Donc : **33,66 ≤ ht ≤ 50,5**

Par mesure de sécurité, on prend ht = 45 cm

La largeur b sera donc : **0,4 ht ≤ b ≤ 0,7 ht** ⟶ **0,4 x 45≤ b ≤0,7 x 45.**

- On prend : **b = 30 cm.**

❖ **la poutre de chaînage :**

- **Pré-dimensionnement :**

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

- **L'épaisseur :** $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

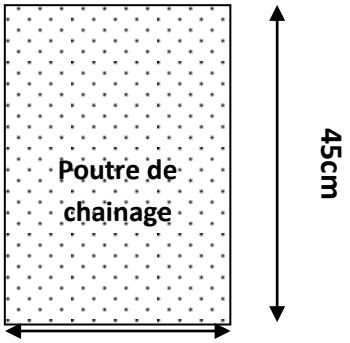
- $\frac{L}{15} = \frac{575}{15} = 38{,}33 \leq h \leq \frac{L}{10} = \frac{575}{10} = 57{,}5$ On adopte une hauteur **h =40cm.**
- **La largeur :**

$$\mathbf{0.4h \leq b \leq 0,7h}$$

$0.4h = 18 \leq b \leq 0{,}7h = 31{,}5$ On adoptera une largeur **b = 30cm**.

Note : **L** : la longueur libre (entre nus d'appuis) dans le sens considéré

L =600cm -25cm =575cm



30cm.

On remarque bien que les conditions imposées par le RPA99 sont toutes vérifiées.

5-3) LES VOILES :

Les voiles sont des éléments en béton armé (préfabriqué) ou coulés sur place et ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et à reprendre une partie des charges verticales.

D'après le RPA 99 /Version2003 article7.7.1« les éléments satisfaisants la condition

(**L ≥ 4ep**) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec **: ep** : épaisseur des voiles.

L : portée min des voiles.

L'article 7.7.1 RPA99/ Version2003 « l'épaisseur minimale est de 15 cm » .de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage $\mathbf{h_e}$ et des conditions de rigidité au extrémités : . $e \geq \max[\frac{he}{20}, \frac{he}{22}]$.

Pour les **étages de servic** du 1^{er} au 7^{eme} étage h = 3,4 m.

he=hétage – edalle = 340 – 25 = 315 cm, e ≥ 315/ 20 = 15,75 cm.

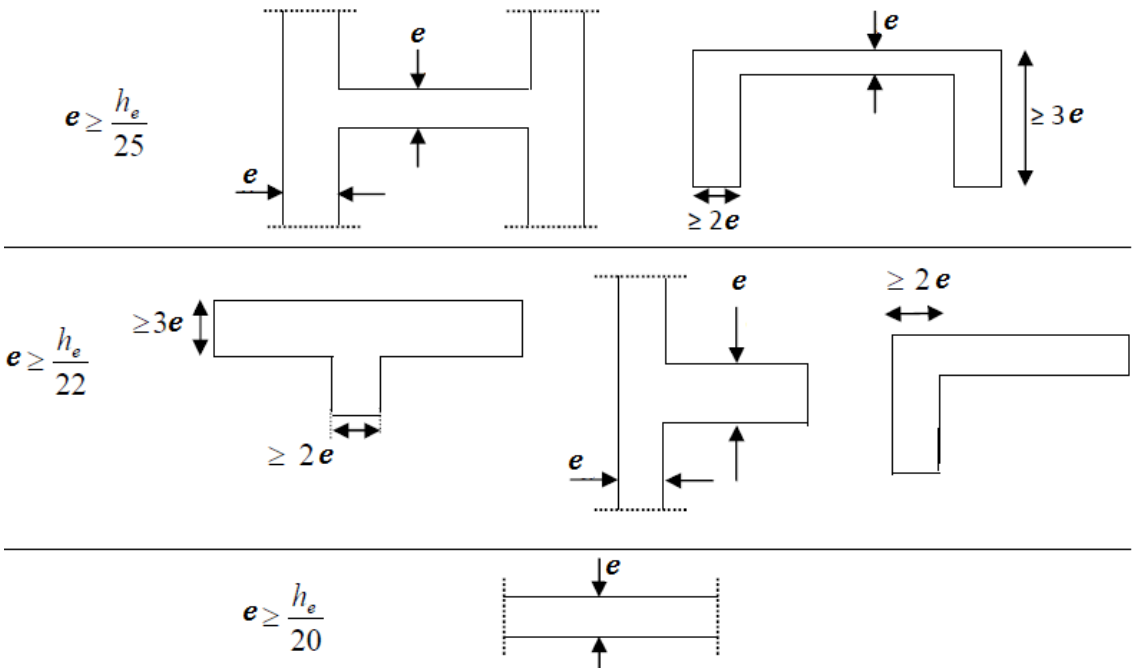
Pour le 8^{eme} étage h = 2,5 m, he=hétage – edalle = 250 – 25 = 225 cm

e ≥ 225/ 20 = 11,25 cm.

Pour Le **RDC:** he = hRDC – edall = 408 -25 =383 cm, e ≥ 383/ 20 = 19,15 cm.

Pour le **sous-sol** : he = hs-s – edall = 340-25 =315 cm, , e ≥ 315/ 20 = 15,75 cm.

➢ on adoptera une épaisseur de **20 cm** pour tous les voiles.



❖ **Vérification du RPA *:***

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur(**L**) doit être au moins égale à quatre(4) fois son épaisseur. (ART 7.7.1)RPA99 VERSION 2003.

$L_{min} \geq 4^e$ ..... $L_{min} \geq 4(0.20)$ ⟶ condition vérifiée.

•L'ouvrage sera implanté à Tizi ouzou zone de moyenne sismicité (II_a).

•L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm. ⟶ Condition vérifiée

$e = 20\ cm \geq e_{min} = 15\ cm$

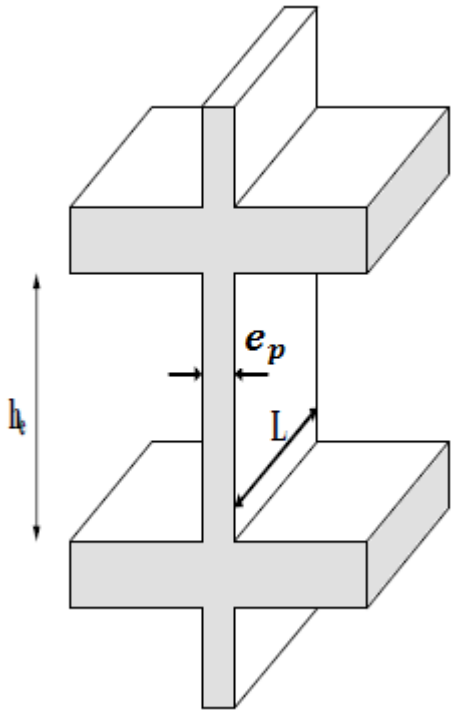


Figure 6.coupe de voile en élévation

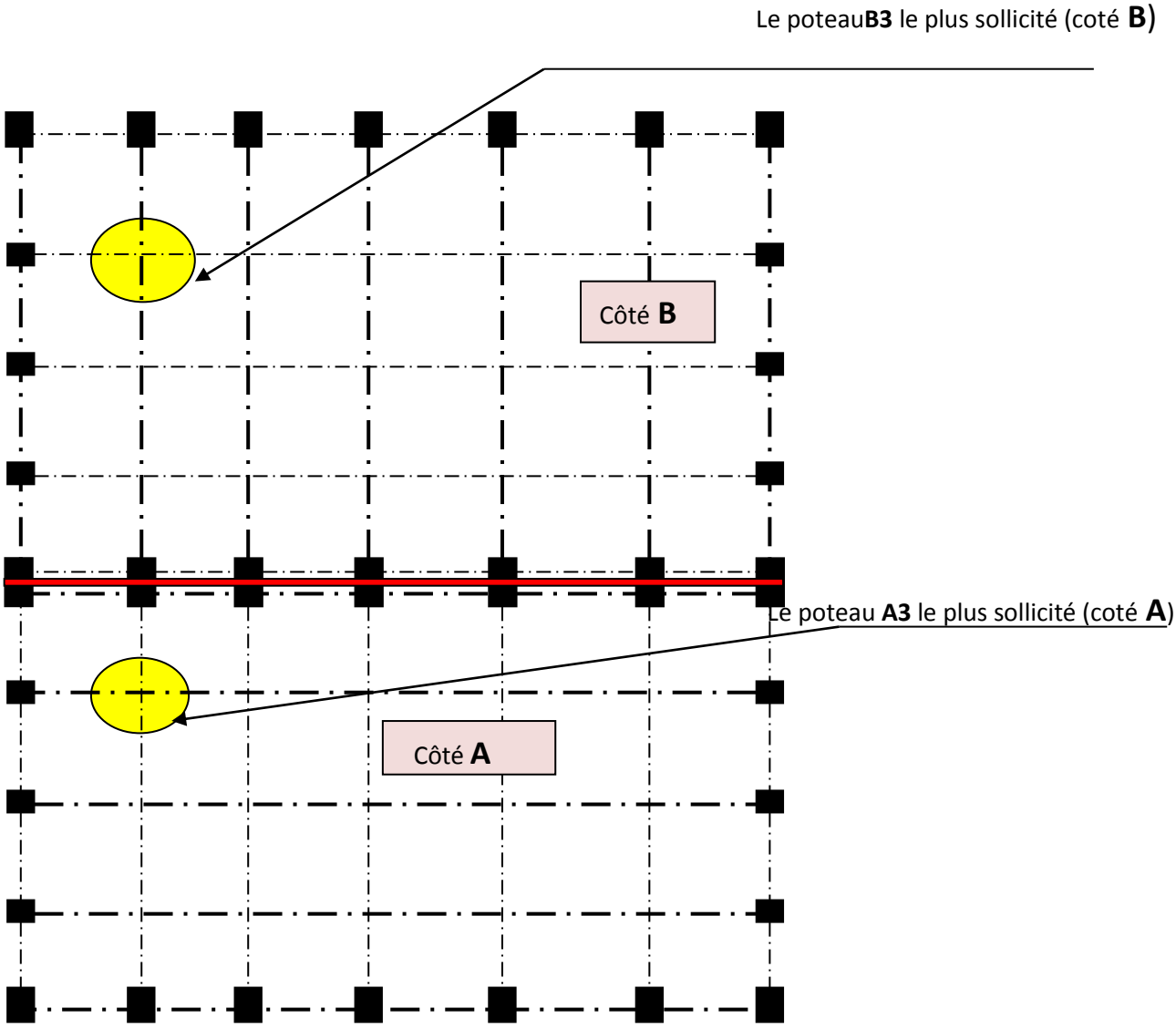
5-4) LES POTEAUX :

❖ **Définition :**

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé dons la forme est généralement carrée; rectangulaire ou circulaire .Ils travails en flexion composé, et constituent les points d'appuis pour les poutres.

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'E.L.S (État limite de service) en compression simple par la descente de charge pour le poteau le plus sollicité.

Ce projet contient deux plancher dans un seul étage séparer avec un joint sismique qui nous conduit à étudié deux poteaux les plus sollicité.



La combinaison de charges et surcharges est exprimée par la relation suivante :

$$S \geq \frac{N_S}{\sigma_b}$$

$N_S = G + Q.$

σb : Contrainte limite de service du béton en compression.

S : Section transversale du poteau.

NS : Effort normal de compression repris par le poteau qui est considéré égal à (**G**+**Q**).

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation

D'où $\sigma b = 0{,}6\ fc28 = 0{,}6 \times 25 = 15$ MPa.

Selon l'article (**B8.4.1**) de CBA93, tous en vérifiant les exigences du **RPA**.

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

- Min (b1, h1) ≥25cm
- Min (b1, h1) ≥ he / 20
- 1/4 ≤ (b1 /h1) ≤ 4

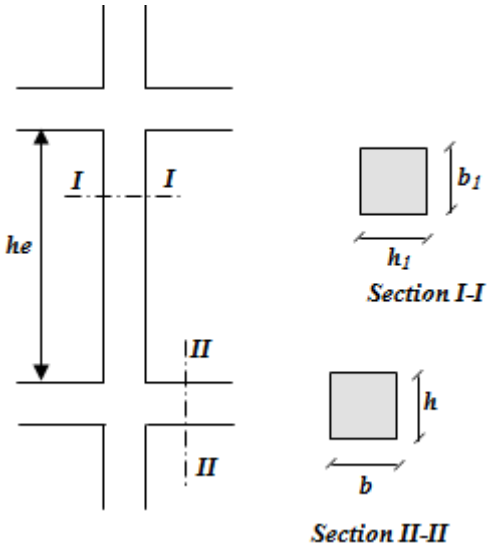


Figure : Coupe de poteau en élévation

D-2) Détermination des charges et surcharges :

Les poids volumiques des éléments constituants les planchers et les murs ainsi que les surcharges d'exploitation sont donnés par le **DTR B.C.2.2**.

➢ **Charges permanentes :**

On a la charge **G = ρ . e**

ρ : C'est le poids volumique

e : L'épaisseur de l'élément

Plancher en corps creux de la terrasse non accessible :

N°	Composition	Epaisseur (cm)	$\rho(KN/m^3)$	$G(KN/m^2)$
①	Couche de gravier roulé (15/25)	5	20	1,00
②	Etanchéité multicouches	2	-	0,12
③	Forme de pente en béton	8	25	2,00
④	Feuille de polyane	-	-	0.01
⑤	Isolation thermique(liége)	4	4	0,16
⑥	Feuille de polyane	-	-	0.01
⑦	Plancher en corps creux	20+5	-	3,45
⑧	Enduit de plâtre	2	1	0,20
				$G_{plch1} = 6{,}95 KN/m^2$

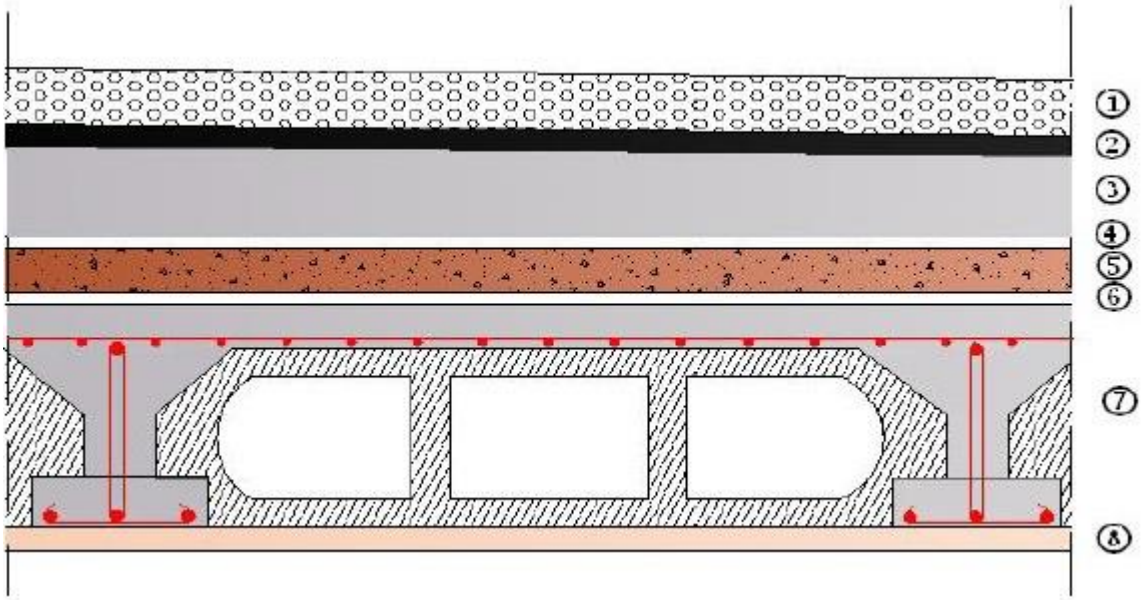


Figure : Coupe vertical du plancher

Dalle pleine de console :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m³]	Charges [KN/m²]
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine	0,15	14	2, 10
5	Enduit de ciment	0,02	10	0,20
				$G_{plch2} = 3{,}50\ KN/m^2$

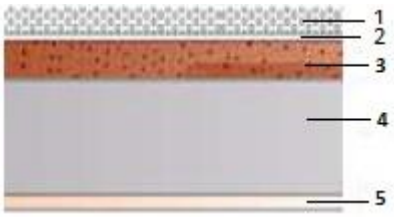


Figure : Coupe vertical de la dalle pleine de console

Dalle pleine :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m^3]	Charges [KN/m^2]
1	Cloison brique creuses 8 trous y compris enduit	0,1		1,00
2	Revêtement carreaux Grés-cérame	0,01	20	0,20
3	Mortier de pose	0,03	22	0,66
4	Couche de sable	0,03	18	0,54
5	Dalle pleine en béton armé	0,15		**3,7**
6	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
				G_{dl}=6,3KN/m^2

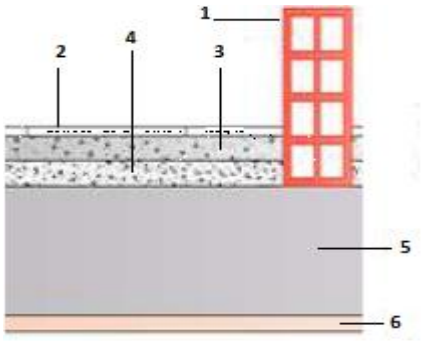


Figure : Coupe vertical de la dalle pleine

•Plancher en corps creux étage courant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m^3]	Charges [KN/m^2]
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle en corps creux	(20+5)=0,25		3,45
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
6	Cloison en briques creuses 8trous y compris enduit	0,1		1,20
				G_{plch} :6,05KN/m^2

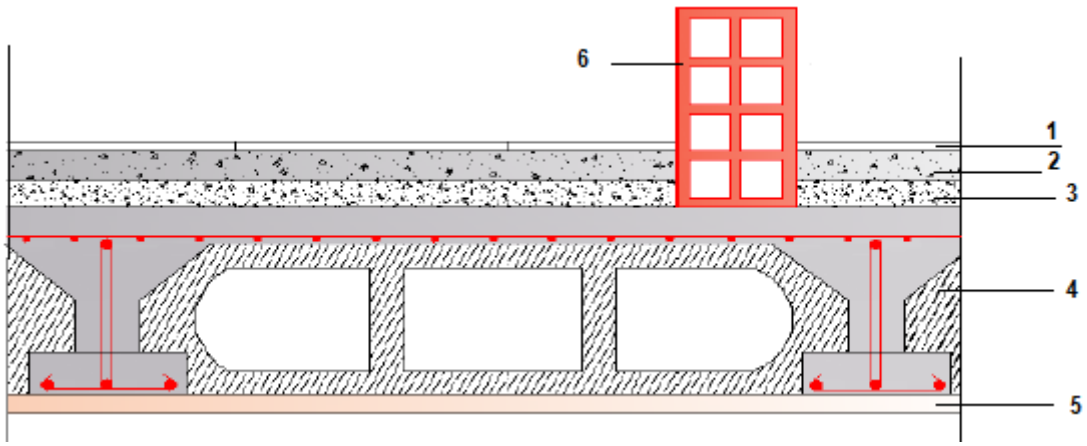


Figure :Coupe vertical du plancher étage courant

•Mur intérieur :

Remarque: La charge de la cloison intérieure (1 KN) est par mètre carré de surface horizontale.

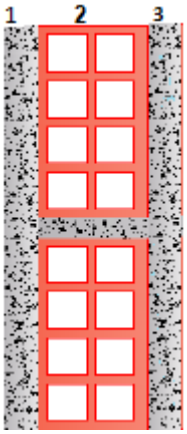


Figure 13:Mur intérieur

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m^3]	Charges [KN/m^2]
1	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
2	Cloison en briques creuses 8 trous	0,10	9	0,9
3	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
				G de mur intr=1,3KN/m^2

•Mur extérieur :

Remarque: La charge du mur extérieur est par mètre carré de **surface verticale.**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m^3]	Charges [KN/m^2]
1	Enduit de ciment	0,02	22	0,44
2	Briques creuses	0,1	12	1,2
3	Lame d'aire	0,05	-	-
4	Briques creuses	0,1	12	1,2
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
				G = 3,04

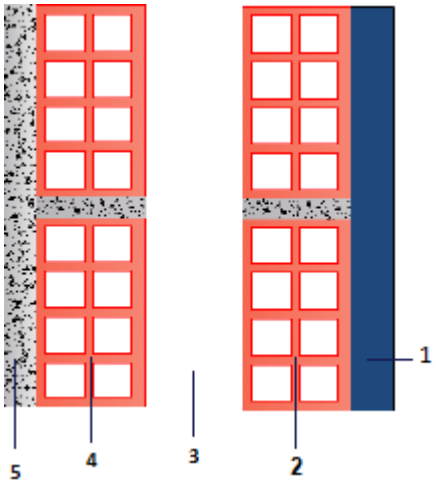


Figure : Mur extérieur

- **Surcharges d'exploitation :**

-Plancher sous-sol a usage de hall à guichet : 4KN/m^2.
-Plancher terrasse non accessible : 1KN/m^2.
-Escalier : 4 KN/m^2.
-Console (balcon) : 3,5 KN/m^2.
-Plancher RDC à usage administratif : 2,5KN/m^2.
-Plancher 5^{em} étage administratif : 3,5 KN/m^2 .
-Plancher des autre étages a usage bureaux : 2,5KN/m^2 .
-Acrotère : 1 KN/m^2

D- 3) La descente de charge :

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment.

On commence par le niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) et on descend au niveau Inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

Le règlement Algérien (DTR B.C.2.2) exige l'application de dégression des

- **<u>coté B (salle de conférence)</u> :**
- **Surface d'influence :**

Nous calculs seront effectués sur le poteau le plus sollicité en compression **(poteau E 3)**

La Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité **: A3**

a)Surface nette:

S nette= S1 + S2 + S3 + S

S nette = (2,375+2,375) x (4,625 + 4,075) = 4, 8 x 8, 7 = 41, 76 m^2

b) Surface brute:

S brute= (2,375+2,375 + 0,25) x (4,625 + 4,075 + 0,25) = 5 x 8,95 = 44,75 m^2

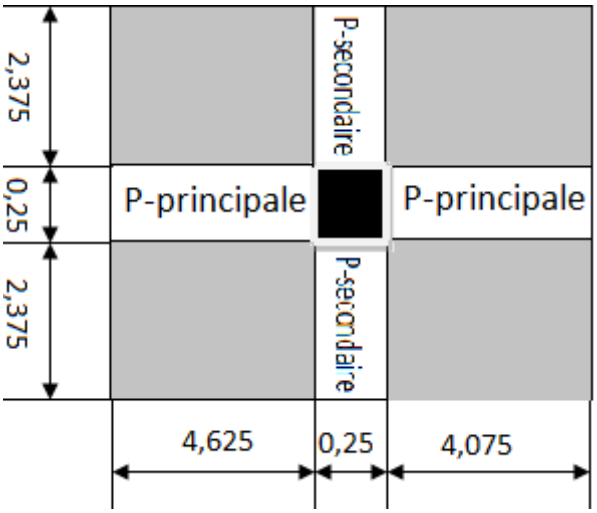


Figure : poteau sollicité(A3).

❖ **Poids propre des éléments :**

Plancher terrasse : **GPt** = Gpt x Snette = 6,95 x 41,76= **290,23 KN.**
Plancher étage courant : **GPC**= Gpéc x Snette = 6,05 x 41,75 =**252,58KN**.

Poutres : Poutres principales : **GPp** = 0,80 x 0,40 x (4,625+4,075) x 25 =**69,6 KN.**
Poutres secondaires : **GPS =** 0,50 x 0,35 x (2,375+2,375) x 25 = **20,781 KN.**

⟶ **PP poutres = GPp + GPS = 69,6 + 20,781 = 90,381KN.**

Poteaux :

Poteau du S-S et de 1^{er} au 7^{em} étage :

GPOT1= (0.25 x 0.25 x 3,40) x 25 = **5,312KN.**

Poteau du RDC : **GPOT**2 = (0.25 x 0.25x 4,08) x 25 = **6,375KN.**

Poteau du 8^{eme} : **GPOT**3 = (0.25 x 0.25x 2,55) x 25 = **3,948KN.**

Principe de calcul :

Avant de commencer le calcul de la descente charges, il est nécessaire d'établir un principe de structure niveau par niveau avec le sens de portée de la charpente et des planchers, les balcons, les poteaux, les Poutres, etc...

Ensuite, on détermine les caractéristiques des éléments porteurs : Type de plancher, revêtement de sol (épaisseur et nature), type de toiture (tuile, ardoise, possibilité de neige,...), cloisons, type et épaisseur de murs (briques, parpaing, béton). Ce sont les charges permanentes (en daN/m ou daN/m²) Puis, on définit le type d'utilisation des pièces (logements, circulation, bureaux,....) pour choisir les surcharges d'exploitation à appliquer au plancher (en daN/m ou daN/m²).Ce sont des charges qui prennent en compte les mobiliers, des personnes et autres objets. On peut y inclure des cloisons qui peuvent être enlevées ou déplacées.

Le règlement Algérien (**DTR B.C.2.2**) exige l'application de dégression des surcharges d'exploitation sur des bâtiments à grand nombre d'étages ; où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Pour les bâtiments à, usage d'habitation et bureautique, cette loi s'applique entièrement sur tous les niveaux.

La loi de dégression est : pour **n≥5** :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}\sum_{2n}^{1=n} Q_i \qquad \textbf{Pour } n \geq 5$$

Q0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Qi : surcharge d'exploitation de l'étage i (i = 1 à 8)

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

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

Surcharge d'exploitation :

Plancher terrasse : Q0 = 1 x 44,75 = **44,75KN.**

Plancher S-Sol : **Q**s –soul = 4 x 44,75 =**179KN.**

Plancher de 5eme étage : 3,5 x 44,75 = **156,625KN.**

Plancher de RDC et les autre étages : 2,5 x 44,75 =**111,875KN**.

8^{eme} Q0 =44 ,75KN.

7^{eme} Q0 +Q1 =156,625KN.

6^{eme} Q0 +0,95 (Q1+Q2) =257,312KN.

5^{eme} Q0 +0,90 (Q1+Q2+Q3) =346,812KN.

4^{eme} Q0 +0,85 (Q1+Q2+Q3+Q4) =463,162KN.

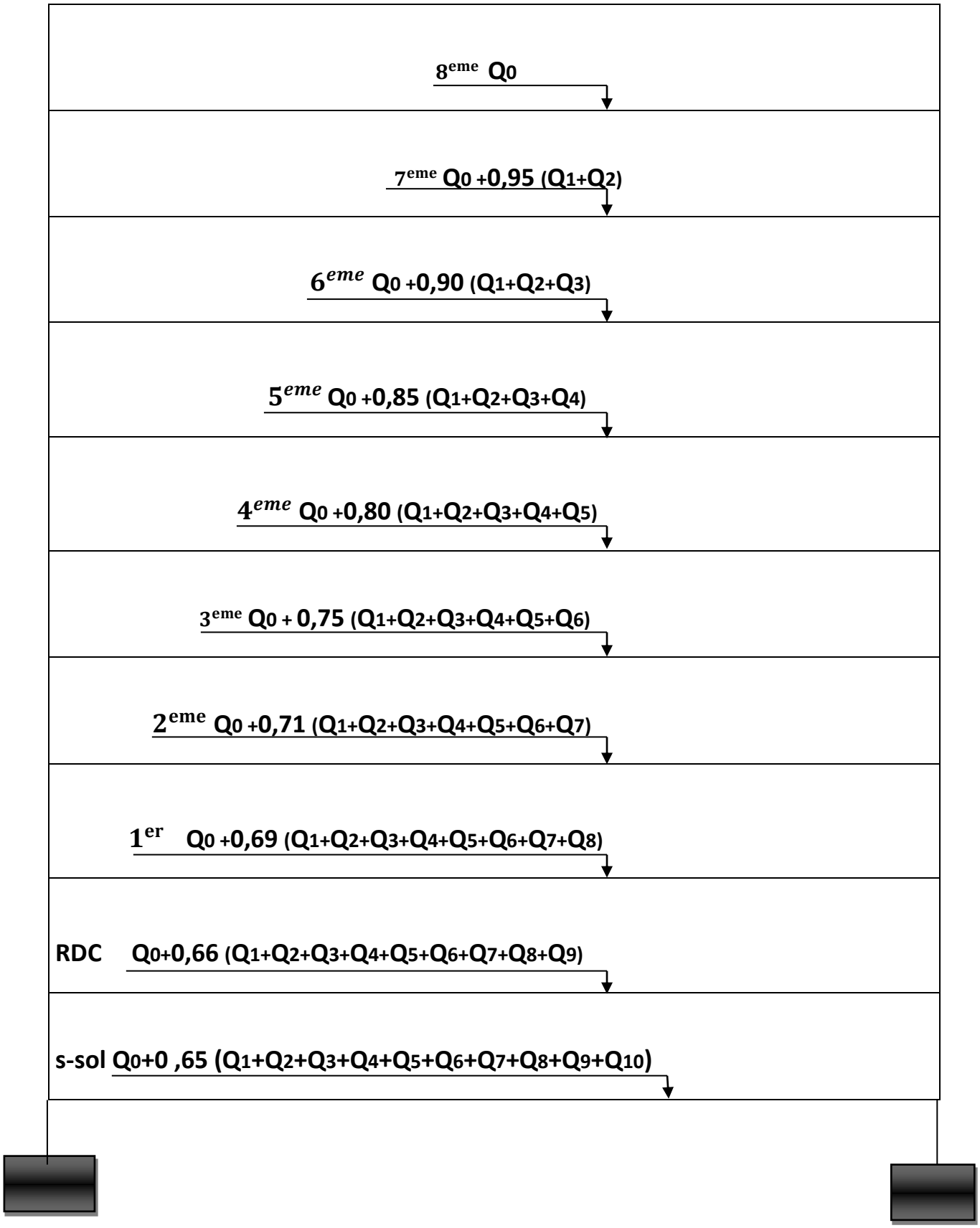
3^{eme} Q0 + 0,80 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5) =528,05KN.

2^{eme} Q0 +0,75(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6) =581,75KN.

1^{eme}Q0 +0,71(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7) =632,541KN.

RDC Q0+0,69 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8) =693,177KN.

s-sol Q0+0 ,66 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8+Q9) =738,82KN


8eme Q0
7eme Q0 +0,95 (Q1+Q2)
6eme Q0 +0,90 (Q1+Q2+Q3)
5eme Q0 +0,85 (Q1+Q2+Q3+Q4)
4eme Q0 +0,80 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)
3eme Q0 + 0,75 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)
2eme Q0 +0,71 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7)
1er Q0 +0,69 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8)
RDC Q0+0,66 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8+Q9)
s-sol Q0+0 ,65 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8+Q9+Q10)

	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [KN]		Effort normal N=G+Q	Section du poteau [cm²]			
	G planchers	G Poutres	G Poteaux	G_{totale}	$G_{cumulée}$	Q_i	$Q_{cumulée}$	[KN]	Section Trouvée N/ $\bar{\sigma}_{bc}$ $[cm^2]$		Section limité par le RPA $[cm^2]$	Section adoptée $[cm^2]$
8	290,23	90,381	0	380,611	380,611	44,75	44,75	425,361	283,574		25	40x45
7	1 252,58	90,381	5,312	348,27	728,881	111,875	156,625	885,506	590,337			40x45
6	252,5	90,381	5,312	348,27	1077,151	111,875	257,312	1334,463	889,642			40x45
5	252,58	90,381	5,312	348,27	1425,421	156,625	346,812	1772,233	1181,488			40x45
4	252,58	90,381	5,312	348,27	1773,691	111,875	463,162	2236,853	1491,235		*	40x45
3	252,5	90,381	5,312	348,27	2121,961	111,875	528,05	2650,011	1766,674			45 x 50
2	252,5	90,381	5,312	348,27	2470,231	111,875	581,75	3051,981	2034,654			45 x 50
1	252,5	90,381	5,312	348,27	2818,501	111,875	632,541	3451,042	2300,694		25	50 x 55
RDC	52,58	90,381	6,375	349,33	3167,831	111,875	693,177	3861,008	2574,005			50 x 60
Sous sol	252,58	90,381	5,312	348,27	3516,101	179	738,82	4254,921	2836,614			50 x 60

Tableau 2: Récapitulatif de la descente de charge (coté A).

coté (A) :

➢ **Surface d'influence :**

Nous calculs seront effectués sur le poteau le plus sollicité en compression **(poteau B 3)**

La Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité **: B3**

***a)* Surface nette:**

S nette= S1 + S2 + S3 + S4

S nette = (2, 25+2, 25) x (1,975 + 2, 55) = 4, 5 x 4,525 = 20, 362 m^2 **.**

b) Surface brute:

S brute= (2, 25+2, 25 + 0, 25) x (1,975+2, 55+ 0, 25) = 4,75x 4,775 = 22,681 m^2.

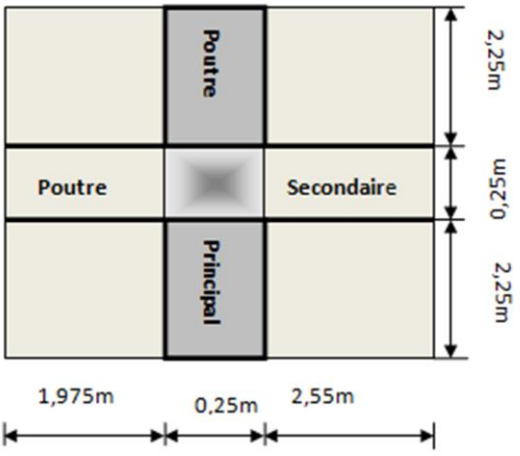
❖ **Poids propre des éléments :**

$\rho = 25\,Kn/m^3$.

Plancher terrasse : **GPt** = Gpt x Snette = 6,95x 20,362= **141,515 KN.**

Plancher étage courant : **GPC**= Gpéc x Snette = 6,05x 20,362 =123,190**KN.**

❖ **Calcul de poids propre des poutres :**



✓ **Poutres principale :**

$\rho = 25\,Kn/m^3$.

$G_{PP} = (0{,}35 \times 0{,}45) \times (2{,}25 + 2{,}25) \times 25 = 17{,}71$

✓ **Poutres secondaires**

$G_{PS} = (0.3 \times 0.45) \times (1{,}975 + 2{,}55) \times 25 = 15{,}271$KN

✓ **Le poids total : $G_{tot} = G_{PP} + G_{PS}$**

$G_{tot} = 17{,}718 + 15{,}271 = 32{,}98$KN.

❖ **Le poids propre des poteaux :**

Poteau du S-S et de 1^{er} au 7^{em} étage :

GPOT1= (0.25 x 0.25 x 3,40) x 25 = **5,312KN.**

Poteau du RDC : **GPOT**2 = (0.25 x 0.25x 4,08) x 25 = **6,375KN.**

Poteau du 8^{eme} : **GPOT**3 = (0.25 x 0.25x 2,55) x 25 = **3,948KN.**

Surcharge d'exploitation :

Plancher terrasse : Q0 = 1 x 44,75 = **44,75KN.**

Plancher S-Sol : **Q**s –soul = 4 x 44,75 =**179KN.**

Plancher de 5^{eme} étage : 3,5 x 44,75 = **156,625KN.**

Plancher de RDC et les autre étages : 2,5 x 44,75 =**111,875KN**

Remarque : la descente de charge (la dégression des surcharges d'exploitation) est la même avec le plancher précédent (**coté A).**

Effort normal : **N=G+Q [KN].**

Section trouvée : **S = N/ $\overline{\sigma}_{bc}$ $[cm^2]$.**

	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [KN]		Effort normal N=G+Q [KN]	Section du poteau [cm²]		
	G planchers	G Poutres	G Poteaux	G_{totale}	$G_{cumulée}$	Q_i	Q cumulée		Section trouvée $[cm^2]$	Section limité par le RPA $[cm^2]$	Section adoptée $[cm^2]$
8	141,515	32,98	0	174,495	174,495	44,75	44,75	219,245	146,163		35x40
7	123,190	32,98	5,312	161,482	335,977	111,875	156,625	492,602	328,401		35x40
6	123,190	32,98	5,312	161,482	497,459	111,875	257,312	754,771	503,180		35x40
5	123,190	32,98	5,312	161,482	658,941	156,625	346,812	1005,753	670,502		35x40
4	123,190	32,98	5,312	161,482	820,423	111,875	463,162	1283,585	855,723		35x40
3	123,90	32,98	5,312	161,482	981,905	111,875	528,05	1509,955	1006,636		35 x 40
2	123,190	32,98	5,312	161,482	1143,387	111,875	581,75	1725,137	1150,091		35 x 40
1	123,190	32,98	5,312	161,482	1304,869	111,875	632,541	1937,41	1291,606		40 x 45
RDC	123,190	32,98	6,375	162,545	1467,414	111,875	693,177	2160,591	1440,394		40 x 45
Sou sol	123,190	32,98	5,312	161,482	1628,896	179	738,82	2367,716	1578,477		40 x 45

Tableau : Récapitulatif de la descente de charge (coté B).

D-4) Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1) :

- Min (b1, h1) 25 cm En zone I et IIa.
- Min (b1, h1) ≥ he/20 ……..(1).
- 1/4 < b1/ h1 < 4……..(2)

✓ La 1ere condition : En zone IIa le Min (b1, h1) =**25 cm** → est vérifiée.

Coté A :

✓ **Sous-sol et RDC**

▪ Min (b_1 , h_1) = min (50cm ,60 cm) =50 cm > 25 cm ……. ***ok.***

▪ Min (b_1 , h_1) = 50cm > $^{h_e}/_{20}$ = $^{340}/_{20}$ = 17…… ***ok.***

▪ $1/4 < {}^{50}/_{60} < 4 = 0.25 < 0,83 < 4$ ……. ***ok*** .

✓ **1^{er} *étag* :**

▪ Min (b_1 , h_1) = min (50cm ,55 cm) =50 cm > 25 cm ……. ***ok.***

▪ Min (b_1 , h_1) = 50 cm > $^{h_e}/_{20}$ = $^{408}/_{20}$ = 20,4 cm…… ***ok.***

▪ $1/4 < {}^{b_1}/_{h_1} < 4 = {}^{50}/_{55} = 0,25 < 0.9 < 4$ ……. ***ok.***

✓ **2^{eme} *et* 3^{eme} étage**:

▪ Min (b_1 , h_1) = min (45cm ,50 cm) = 45 cm > 25 cm ……. ***ok.***

▪Min (b_1 , h_1) = 45 cm > $^{h_e}/_{20}$ = $^{340}/_{20}$ = 17cm…… ***ok.***

▪ $1/4 < {}^{b_1}/_{h_1} < 4 = {}^{45}/_{50} = 0,25 < 0,9 < 4$ ……. ***ok.***

✓ **4^{eme} 5^{eme} 6^{eme} *au* 7^{eme} 8^{eme} étage :**

▪ Min (b_1 , h_1) = min (40cm ,45 cm) = 40 cm > 25 cm ……. ***ok.***

▪Min (b_1 , h_1) = 40 cm > $^{h_e}/_{20}$ = $^{340}/_{20}$ = 17cm…… ***ok.***

▪ $1/4 < {}^{b_1}/_{h_1} < 4 = {}^{40}/_{45} = 0,25 < 0,88 < 4$ ……. ***ok.***

Coté B :

✓ **Sous-sol et RDC 1er étage :**

- Min (b_1 , h_1) = min (40cm ,45 cm) =40 cm > 25 cm ……. **ok.**

- Min (b_1 , h_1) = 40cm > $h_e/20$ = $340/20$ = 17…… **ok.**

- 1/4 < $40/45$ < 4 = 0.25 < 0,88 < 4 ……. **ok** .

✓ **2er ,3eme et 4eme ,5eme et 7eme et 8eme étage :**

- Min (b_1 , h_1) = min (35cm ,40 cm) =35 cm > 25 cm ……. **ok.**

- Min (b_1 , h_1) = 35 cm > $h_e/20$ = $408/20$ = 20,4 cm…… **ok.**

- 1/4 < b_1/h_1 < 4 = $35/40$ = 0,25 < 0.87 < 4 ……. **ok.**

➡ **Donc les conditions de RPA sont vérifiées.**

❖ **Vérification de la résistance des poteaux vis -à-vis du flambement :**

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures. La vérification consiste à calculer l'élancement λ qui doit satisfaire la condition suivante :

$$\lambda \leq 50$$

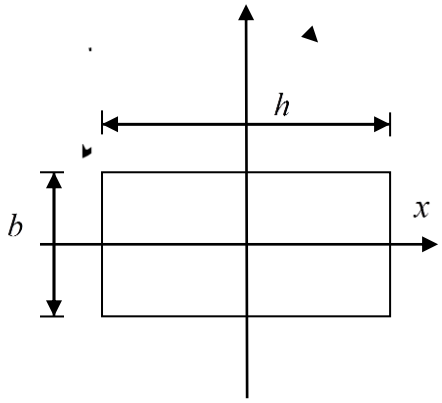
Avec :

$\lambda = \frac{l_f}{i}$: L'élancement du poteau.

l_f : Longueur de flambement ($l_f = 0,7\ l_0$).

l_0: Hauteur libre du poteau.

i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I_x}{S_{pot}}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$).



I : Moment d'inertie de la section du poteau ($I_{yy} = \frac{h \times b^3}{12}$, $I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12}$).

S_{pot}: Section du poteau. ($S = b \times h$).

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

Coté A

Vérification Pour le S-Sol et le RDC : (50x60): (l_0 = 408 cm)

λ = 0,7 x l_0 $\frac{\sqrt{12}}{b}$ = 0,7 x 408 x $\frac{\sqrt{12}}{50}$ = 19,78 < 50 ⟶ (condition vérifiée).

Coté B:

Vérification Pour le S-Sol et le RDC (40x45): l_0 = 408 cm

λ = 0,7 x l_0 $\frac{\sqrt{12}}{b}$ = 0,7 x 408 x $\frac{\sqrt{12}}{40}$ = 24,73< 50 ⟶ (condition vérifiée).

CONCLUSION : Dans ce chapitre, on a :

- Définit toutes les caractéristiques mécanique massique des matériaux qu'on va utiliser lors de la construction, on respectant les règles de BAEL91modifié99, et du (RPA).
- Et on a présenté les différents éléments constitutifs de notre structure dont on effectuera les

Pré dimensionnements suivant :

- les planchers : ht = 25cm.
- les dalles pleines (console) :15 cm.
- des poutres :

•**1er cas :**

Poutres principales : (40x70)

Poutres secondaires : **(45x30)**

•2eme cas :

Poutres principales : (35x45)

Poutres secondaires : (45x30)

- Les voiles : e = 20cm.
- Les poteaux : coté A

• le S-Sol. le RDC : (50x60).
• 1er étage (50x55)
• Le 2eme et 3eme = (45 x 50).
• le 4eme et 8eme = (40 x 45).

- Les poteaux : coté B

Le S-Sol, RDC et 1er étage : (40x45).

Le 2eme et 8eme étage = (35x40).

- Poutre de chainage :(30x40)

Chapitre II: calculs des éléments

1) LES PLANCHERS :

Tous les planchers de notre bâtiment sont à corps creux d'épaisseur (25cm), avec une dalle de compression de 5cm, reposant sur des poutrelles préfabriquées qui seront disposées selon la petite portée (dans le sens longitudinal). sauf pour les balcons, et le plancher porteur de l'appareil de levage (ascenseur), ainsi que la dalle couvrant celui-ci ou des dalle pleines seront prévus.

Le plancher en corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en Te.
- Corps creux, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique sa dimension est de 25cm.
- Une dalle de compression en béton de 5cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature ayant pour but :

- Limiter les risques de fissuration par retrait.
- Résister aux effets des charges appliqués sur les surfaces réduites.
- Résister aux effets de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées notamment celles correspondant aux charges.

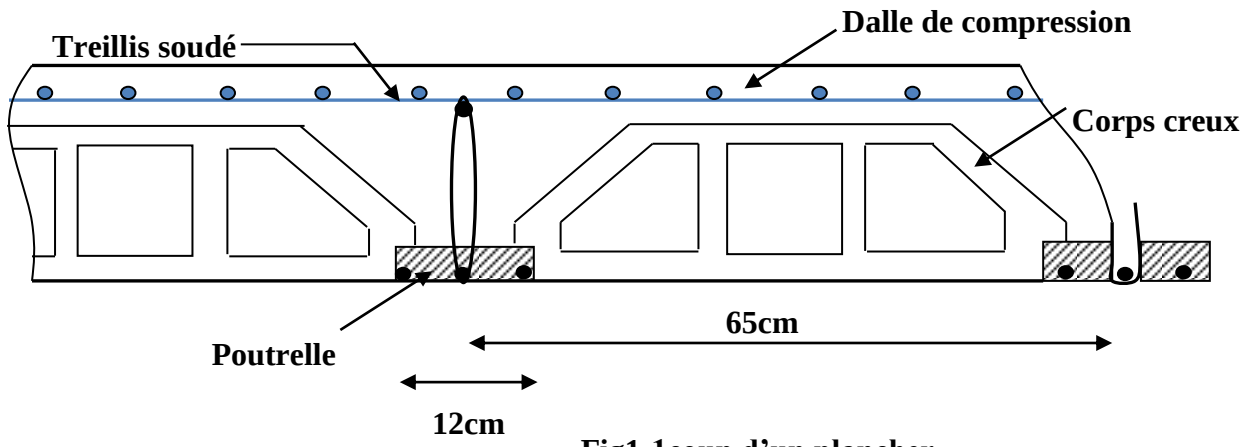


Fig1-1coup d'un plancher

Dans notre projet contient 2parties (2 bloc séparée avec un joint sismique) qui nous a conduit à étudié deux type de plancher dans un seul niveau plancher sous-sol

1-1) Dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est de 5cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé (TLE 520) ayant pour but de :

- Limiter les risques de fissurations par retrait.
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Le treillis soudé doit satisfaire les conditions suivantes : **(BAEL 91/B.6.8,423)……[2]**

Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :

• 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

• 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

A) Armatures ⊥aux poutrelles :

$A^{\perp} \geq \frac{4XL}{Fe}$

Avec : Ts 5/ml

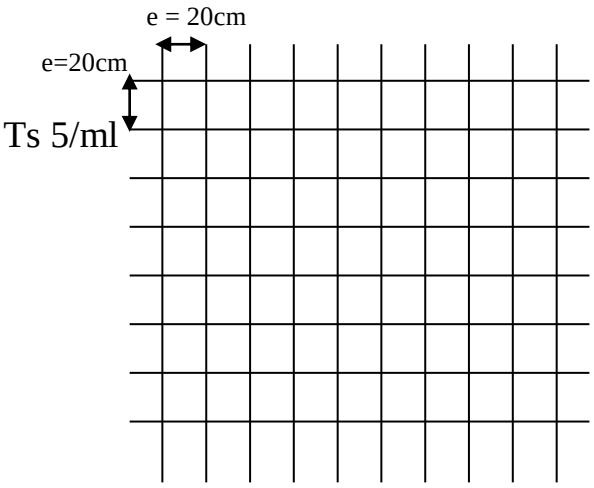
L : Entre axe des poutrelles en (cm)

$A^{\perp}$: cm^2 par mètre linéaire

Fe : Limite d'élasticité de l'acier

$A^{\perp} \geq \frac{4x65}{520} = 0,5\ \boldsymbol{cm^2}$/ml

On adoptera 5T5 ml =0,98 $\boldsymbol{cm^2}$/ml



Figur1-2 : Treillis soudé.

B) Armatures // aux poutrelles :

$A// \geq \frac{A^{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49$

On adoptera : TS 5/ml =0,98 $\boldsymbol{cm^2}$/ml

On optera pour un treillis soudé TLE 520 (5X200X5X200)

1-2) Poutrelles: elles sont de section en Té .distance entre axe est de 65 cm.

Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu .sa dimension est de 16cm.

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément repartie, et le calcul ce fait en deux étapes avant le coulage de la dalle de compression et après coulage de dalle de compression.

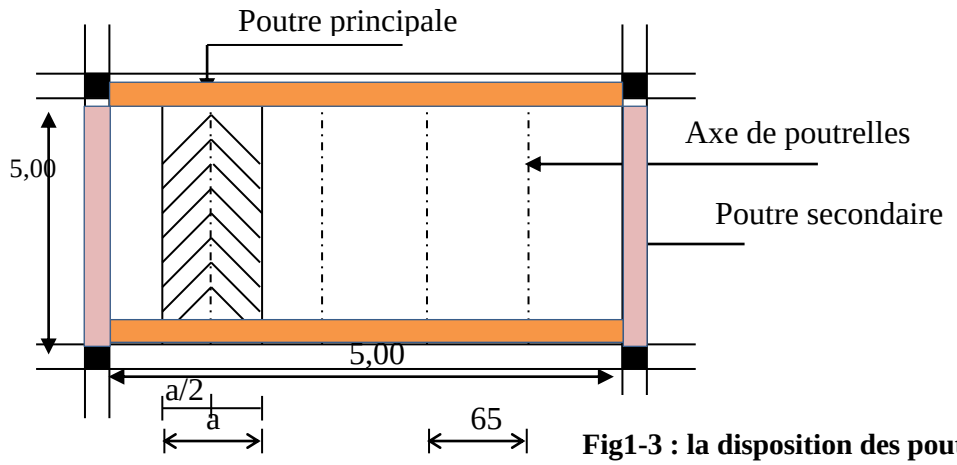


Fig1-3 : la disposition des poutrelles

A) Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire (12 x 4) cm^2 reposant sur deux appuis. Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie représentant son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

Le poids propre de la poutrelle : 0,12 x 0,04 x 25……0,12KN/ml

Poids du corps creux : 0 ,65 x 0,95……...0,62KN/ml

Surcharge due a l'ouvrier :……1,00KN/ml

Charge permanente : **G=0,74 KN/ml**

Charge d'exploitation : **Q=1,00 KN/ml**

1)La combinaison des charges :

A L'E.L.U : $Q_u = 1,35G + 1,5Q$

$= 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 1 = 2,5KN/ml$

Q_u = 2,5KN/ml

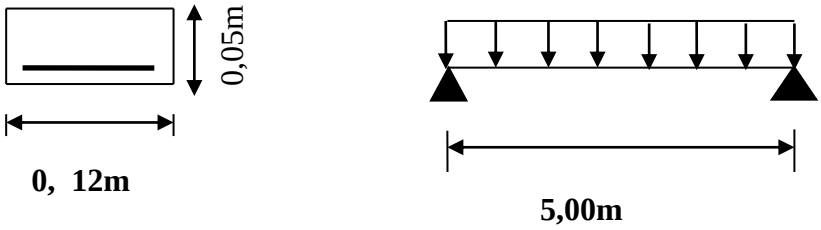


Figure: schéma statique de la poutrelle

- **Moment max en travée :**

$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{2,5x5^2}{8} = 7,812$ KN/ml

- **Effort tranchant :**

$T_U = \frac{q_u L}{8} = \frac{2,5x5}{8} = 1,562$ KN.

A-2) Ferraillage :

Soit l'enrobage d=2cm et la largeur b=12cm

$\mu_u = \frac{M0}{bxd^2xf_{bu}}$.

$f_{bu} = \frac{0,85x25}{1x1,5} = 14,2$ **MPa.**

Alors : $\mu_u = \frac{7{,}812x10^3}{12x2^2x14{,}2}$ =11,46 >> μ_1=0,392 ⟶ Section Doublement Armée.

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4cm il nous est impossible de disposer des armateurs de compression, et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaires à fin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surchargent auxquelles elles sont soumises avant coulage.

B) Calcul après coulage de la dalle de compression :

Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre en Té reposant sur des appuis intermédiaire, partiellement encastrée à ses deux extrémités .Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et surcharges revenant au plancher.

B-1) Dimensions de la poutrelle : (B.A.E.L /Art A.4.1, 3) :

La largeur des hourdis à prendre en compte de chaque côté une nervure à partir de son parement est limité par les plus restrictive des conditions ci-après : b Min ($\frac{L}{10}$, $\frac{L'-b_0}{2}$).

L : longueur libre entre nus d'appuis (500cm).

L′ : Longueur libre entre axe des poutrelles (65cm).

b_0 : Largeur de la poutrelle (12cm).

h_0 : Épaisseur de la dalle de compression (5cm).

b_1 : Min ($\frac{500}{10}$, $\frac{65-12}{2}$) =**26,5 cm**.

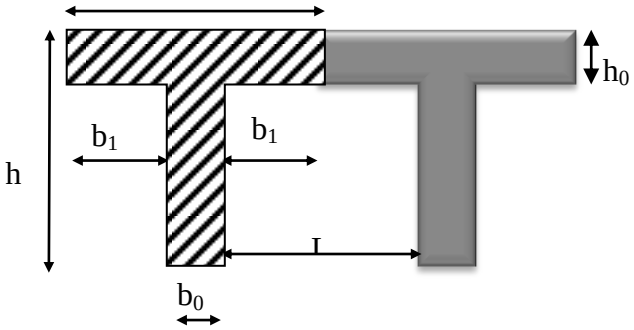


Figure 1-4: La section en Té

B-2) Charges permanentes et les charges d'exploitations :

Poids propre du plancher de :

- l'etage courant : ……. G = 6,05x0,65 = 3,932kn/ml
- la terasse : ……. G = 6,95x0,65 = 4,517kn/ml

Surcharge d'exploitation :

- Sous-sol à usage halle à guichet :…… Q =4x0, 65=2,6kn/ml
- 5^{eme} Étage à usage administratif :…… Q =3,5x0, 65=2,275kn/ml
- RDC et les autres étages à usage administratifs :……Q =2,5x0, 65=1,625kn/ml
- Terrasse ……..Q =1x0, 65 =0,65kn/ml

B-3) Combinaison de charges :

- **Plancher du sous-sol :**

A L'ELU : q_u=1,35G+1,5Q =1,35x 3,932+1,5x 2,6=9,208kn/ml

A L'ELS: q_s =G+Q =3,932+2,6 =6,532kn/ml

- **Plancher de**5^{eme} étage **à usage administratif :**

A L'ELU :q_u=1,35G+1,5Q =1,35x 3,932+1,5x 2,275=8,720kn/ml

A L'ELS :q_s =G+Q =3,932+2,275=6,207kn/ml

- **Plancher de RDC et les autres étages :**

A L'ELU :q_u =1,35G+1,5Q =1,35x 3,932+1,5x 1,625=7,745kn/ml

A L'ELS :q_s=G+Q =3,932+1,625 = 5,557 kn/ml

➢ **Remarque :**

Vu la différence des surcharges entre le S-sol et le RDC et les autre étages on effectuera le calcul pour le cas plus défavorable Donc pour le Plancher Sous-sol On aura alors deux types de poutrelles à étudier (coté **A** et **B**).

1-3) Étude du Plancher sous-sol à usage halle a guichet:

1-3 -1) Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :

La détermination des moments et des efforts tranchants se fera à l'aide de l'une des trois méthodes suivantes :

-Méthode forfaitaire.

-Méthode de trois moments.

-Méthode de Caquot.

❖ **Choix de la méthode de calcul :**

➢ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

La valeur de la surcharge d'exploitation est plus au égale à deux fois la charge permanente ou 5kn/m^2.

Q ≤ (2G ,5KN)

2G = 2x 3,932=7,86KN.

Q ≤ (7,86KN ; 5KN) ⟶ **condition vérifié**.

La fissuration est considérée comme étant non préjudiciable.

Les portées successives sont dans un rapport compris entre **0,8et 1,25.**

$\frac{l_1}{l_2} = \frac{5{,}00}{5{,}00} = 1{,}00,\ \frac{l_2}{l_3} = \frac{5{,}00}{5{,}00} = 1{,}00\ \frac{l_3}{l_4} = \frac{5{,}00}{5{,}00} = 1{,}00$ ⟶ **condition vérifier**

- **Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

❖ **Exposé de la méthode forfaitaire :**

Le principe de la méthode consiste à évaluer les moments en travée et en appuis à partir de fraction fixée forfaitairement et de la valeur maximale des moments fléchissant en travée .celle-ci étant supposé isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \qquad 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

Avec :

α : le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation pondéré.

A.N:

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{2{,}6}{3{,}932+2{,}6} = 0{,}39 \qquad 0 < 0{,}39 < 0{,}66$$

Les valeurs de Mt, Mw, Me, doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

- M_0 : Moment maximale dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée et soumise aux même charges ($M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$) .

- **Mt** et **Me** : moments en valeurs absolues sur l'appui de gauche et de droite de la travée considérée.
- **Mt** : moment maximal en travées pris en compte dans les calculs de travée considérée.

1) $Mt \geq \max\left[1.05Mo, (1+0.3\alpha)Mo\right] - \frac{Mw+Me}{2}$

$Mt \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} Mo$ ⟶ Dans une travée intermédiaire.

3) $Mt \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} Mo$ ⟶ Dans une travée de rive.

La valeur de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à:

- ***0.6Mo*** : pour une poutre de deux travées.
- ***0.5Mo*** : pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- ***0.4Mo*** : pour les autres appuis d'une poutre à plus de trois travées.

➢ **Calcul des coefficients :**

❖ **Application numérique :**

1 + 0,3α = 1,117.

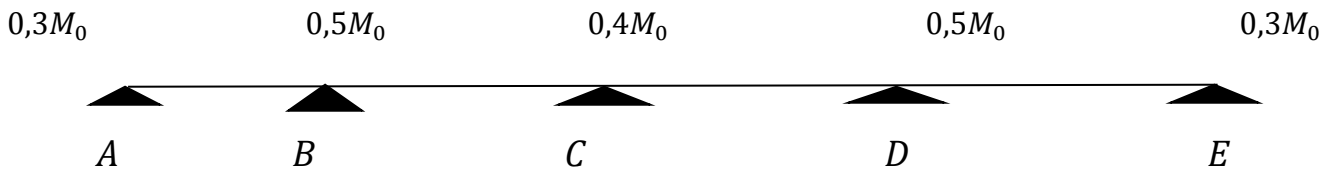
$\frac{1+0,3\alpha}{2}$ = 0,558.

$\frac{1,2+0,3\alpha}{2}$ = 0,658

Les valeurs de MW, Me, Mt doivent vérifier les conditions suivantes :

-travée intermédiaire : $Mt \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} Mo$

-travée de rive : $Mt \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} Mo$



➢ **Calcul des moments isostatique :**

- **Calcul à l'ELU :**

Travée :(la longueur de toutes les travées L=5,00m).

$$M_0 = \frac{q_u \quad L_{AB}^2}{8}$$

M0 = $\frac{9,208\times5^2}{8}$ **=28,775kN.m**

❖ **Calcul des moments aux appuis :**

➢ **Calcul a l'ELU :**

$M_A=M_E$=0,3x M_0 =0,3x28, 775=8,632KN.M

$M_B= M_D$=0,5xM_0 =0, 5x28, 775 =14,387KN.M

M_C=0,4xM_0 =0, 4x28, 775 =11,51KN.M

➢ **Moment fléchissant en travée :**

❖ **Étude de la travée [AB], [DE] (travée de rive):**

$\mathbf{M_t^{AB}} \geq$ MAX [1,05M_0 ; (1+0,3α)M_0] - $\frac{M_A+M_B}{2}$

1+0 ,3α =1,117 >1,05 ⟶ ok

$\mathbf{M_t^{AB}} \geq -\frac{8,632+14,387}{2} + (1,117)28,775 = 20,632$ KN.M

$\mathbf{M_t^{AB}} \geq \frac{\mathbf{1,2+0,3\alpha}}{\mathbf{2}} M_0$= 0,658x 28,775 =18,93KN.M

On prend:

$\mathbf{M_t^{AB}}$=20,632 KN.m

$\mathbf{M_t^{AB}} = \mathbf{M_t^{DE}}$

➢ **Étude de la travée BC (travée intermédiaire) :**

$\mathbf{M_t^{BC}} \geq$ MAX [1,05M_0 ; (1+0,3α)M_0] - $\frac{M_B+M_C}{2}$

1+0,3α =1,117 >1,05 ⟶ ok

$$\mathbf{M_t^{BC}} \geq -\frac{\mathbf{14,387+11,51}}{\mathbf{2}} + (1,117).28,775 = 19,193\text{KN.M}$$

$$\mathbf{M_t^{BC}} \geq \frac{\mathbf{1+0,3\alpha}}{\mathbf{2}} M_0 = 0,558\text{x}28,775 = 16,056 \text{ KN.m}$$

✓ On prend : $\mathbf{M_t^{BC}} = \mathbf{M_t^{CD}}$= 19,193 KN.m

- **Calcul des efforts tranchants :**

Coté West :

$$\mathbf{T_W} = \frac{M_W - M_E}{L} + \frac{q_u L}{2}$$

Coté Est :

$\mathbf{T_E} = T_W - q_u L.$

Avec $\mathbf{T_W}$,$\mathbf{T_E}$ respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui :

Travée	A -B	B -C	C -D	D -E
M_W (KN.M)	8,632	14,387	11,51	14,387
M_E(KN.M)	14,387	11,51	14,387	8,632
T_W(KN.M)	21,869	23,6	22,444	24,171
T_E(KN.M)	-24,171	-22,444	-23,6	-21,87
M_t(KN.M)	20,632	19,193	19,193	20,632

Tableau 1-2: Les efforts tranchants et les moments en travée à l'ELU

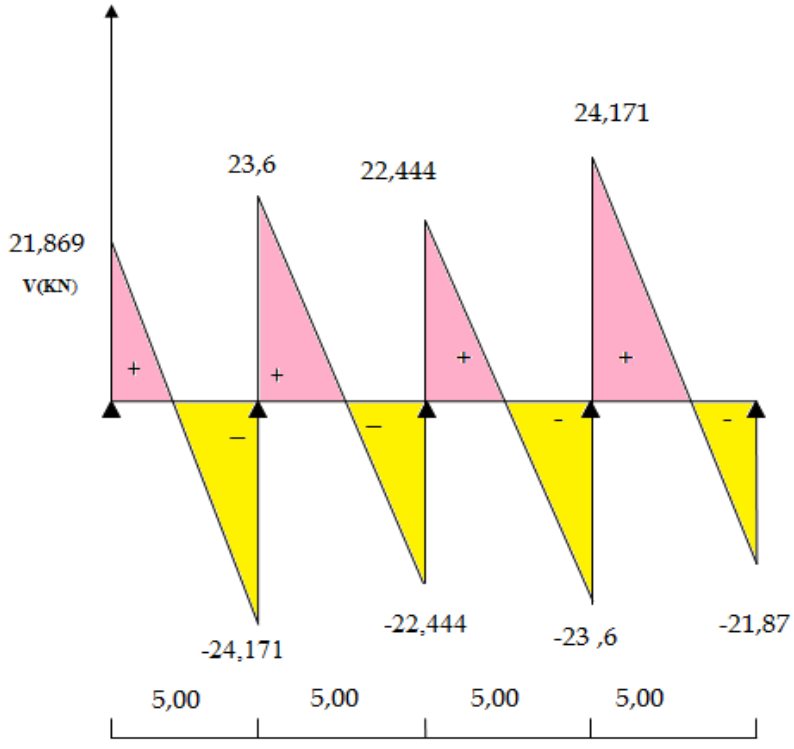


Diagramme des efforts tranchants (KN)

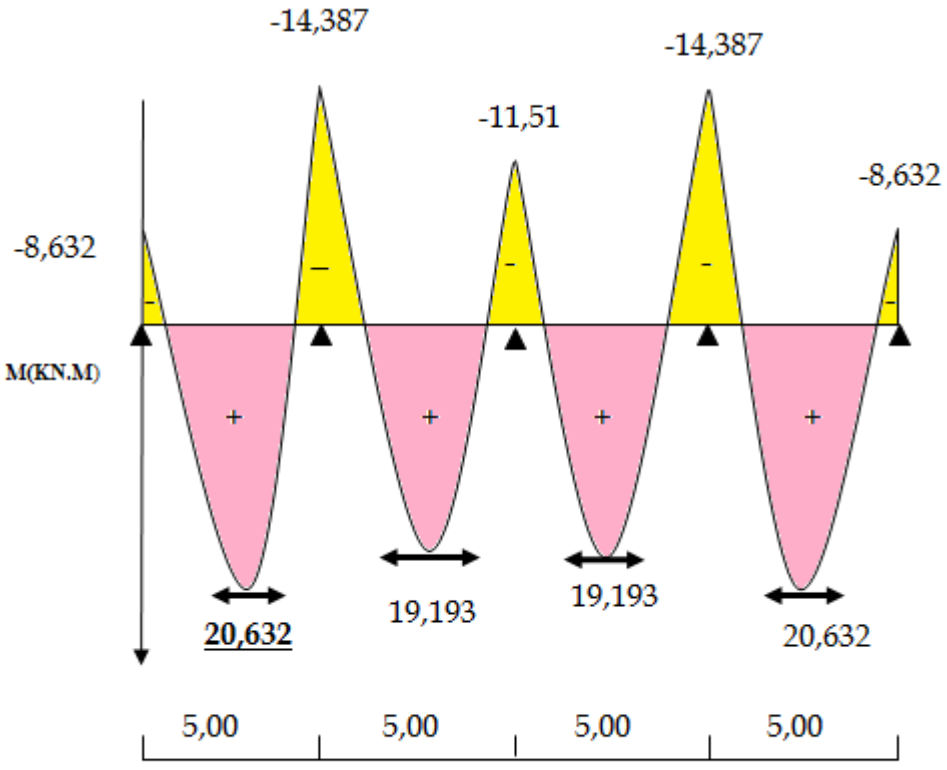


Diagramme des moment fléchissant(KN.m)

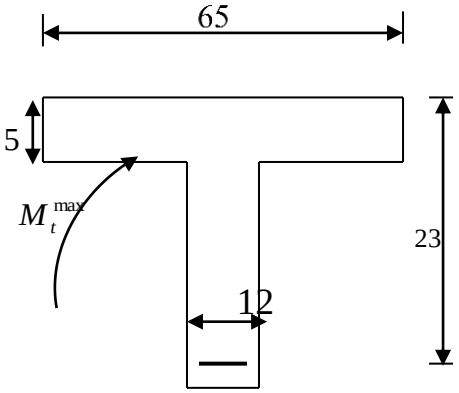
1-3-2) calcul des armatures à L'ELU :

Les moments maximum en **travée** et aux **appuis** :

Mt^{max}=20,63 KN.M.

Ma^{max}=14,38KN.M.

Fig1-5 : calcul des armatures longitudinales



- **Armatures longitudinal :**

❖ **En travée :** le calcul en travée s'effectue pour une poutre en Té.

- **Position de l'axe neutre :**

Si : $Mt^{max} > Mt_{ab}$ ⟶ l'axe neutre est dans la nervure.

Si : $Mt^{max} < Mt_{ab}$ ⟶ l'axe neutre est dans la table de compression.

M_{tab} : Le moment équilibré par la table de compression.

Le moment équilibré par la table de compression :

$$Mt_b = f_{bc} x\ b\ x\ h_0\ (d - 0,5h_0).$$

Mt_b=14,2x10^3x0, 65x0, 05(0, 25-0, 02) =92, 3 KN.M.

Mt^{max}=20,63 KN.M < Mt_b=92, 3 KN.M.

$M_t^{max} < M_{tab}$ ⟶ L'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, le calcul se fera en considérant **une section rectangulaire** de **(65x20).**

Avec :

$$\mu = \frac{Mt}{bd^2 f_{bc}} = \frac{20,63x10^3}{65x23^2x14,2} = 0,042$$

$$f_{bc} = \frac{0,85\, f_{c28}}{\gamma_b\, \theta} = \frac{0,85.25}{1,5.1} = 14,2\ [MPa]$$

d=h-c=25-2=23cm.

b : l'entre axe des poutrelles 65 cm.

μ=0,042 <μ_r=0,392

⟶ Section simplement Armée(S.S.A).

μ=0,042 ⟶ β=0,97

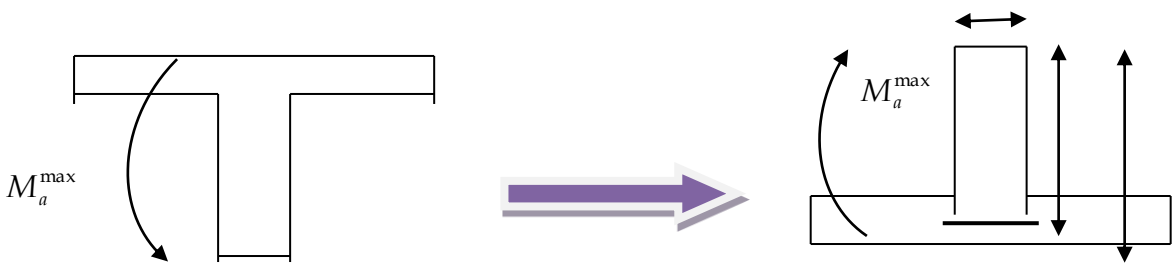
$$A_t = \frac{Mt}{\beta d \sigma_s} = \frac{20,63x10^3}{0,979x23x348} = 2,63\ cm^2$$

Soit : A_t **=3 HA14 =4,62** cm^2

❖ **Aux appuis :**

Le moment est négatif, c'est-à-dire qu'il tend les fibres supérieures.

Pour nos calculs on renverse la section pour avoir des moments positifs.



Ma^{max}=14, 387 KN.m

$\mu = \frac{Ma}{b_0\, d^2 f_{bc}} = \frac{14{,}387x10^3}{12x23^2x14{,}2} = 0{,}159$

$\mu = 0{,}159 < \mu_r = 0{,}392$ section simplement Armée (S.S.A).

$\mu = 0{,}159 \longrightarrow \beta = 0{,}912$

$A_a = \frac{M_a}{\beta\, d\, \sigma_s} = \frac{14{,}387x10^3}{0{,}912x23x348} = 1{,}97\ cm^2$

Soit : 2HA12 = 2,26 **cm^2**

1-3-3)Vérification à l'ELU :

❖ **Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

En travée : $A_{min} = \frac{0{,}23.b.d.f_{t28}}{fe} = \frac{0{,}23x65x23\ x2{,}1}{400} = 1{,}8cm^2$

$A_{ad} = 4{,}62cm^2 > 1{,}8\ cm^2$ ……condition vérifiée.

Aux appuis : $A_{min} = \frac{0{,}23.b_0.d.f_{t28}}{fe} = \frac{0{,}23x12x23\ x2{,}1}{400} = 0{,}33cm^2$

$A_{ad} = 2{,}26cm^2 > 0{,}33\ cm^2$ …… … … … . . condition vérifiée.

❖ **Contrainte tangentielle: (Art.A.5.1,1/ BAEL91)**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} \leq \overline{\tau_u}$

Calcul τ_u :

$T_{max} = 24{,}171KN.$

$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = \frac{24{,}171\times10^3}{120\times230}$; Donc : τ_u = **0,87 Mpa.**

Calcul $\overline{\tau_u}$: Pour les fissurations non préjudiciables

$\overline{\tau_u} = \min\left\{(0{,}2\frac{fc_{28}}{\gamma_B}\ ; 5MPa)\right\}$; Donc : $\overline{\tau}_u$ **= 3.33Mpa.**

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ ……..……... ... .condition vérifiée.

❖ **Contrainte d'adhérence et Entrainement des barres :(Art.A.6.1,3 / BAEL91)**

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

Calcul $\bar{\tau}_{se}$:

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s . f_{t28}$; **Avec** : $\Psi_s = 1,5$ (pour les aciers H.A).

$\bar{\tau}_{se}$ = **3.15 Mpa.**

Calcul τ_{se} :

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$\sum ui = n\phi.\pi \quad = 2 \times 1.4 \times 3.14 = 8,79\,\text{cm}$

n : nombre des barres.

Φ : diamètre des barres

$$\tau_{se} = \frac{24,171 \times 10^3}{0,9 \times 230 \times 87,9}$$; Donc : τ_{se} **=1,32Mpa.**

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$ Pas de risque d'entrainement des barres **…….**Condition vérifiée.

➢ **Longueur du scellement droit (ancrage) :(Art A.6.1, 22 / BAEL91)**

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times fe}{4 \times \tau_{su}}$$

❖ **Calcul de τ_{su} :**

$\tau_{su} = 0,6\ \psi^2\ f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835$ Mpa.

$L_s = \dfrac{1,2x400}{4x2,835} = 42,328cm$; On prend **L_s =45 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 « Lc » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H.A **; Donc : Lc = 20cm**

❖ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

❖ **Appuis de rive : (Art 5.1.1, 312 / BAEL91)**

On doit prolonger au-delà du bord de l'appui coté travée et ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant T_u .

$$A_{st\ min\ à\ ancrer} \geq \frac{T_u^{max}}{f_{su}} = \frac{24,171.10^3}{348.100} = 0,69cm^2 ; A_{st\ adopté} = 4,62\ cm^2$$

$A_{st\ adopté} > A_{st\ min\ à\ ancrer}$ .....condition vérifiée.

⟶ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

❖ **Appuis intermédiaire: (Art A.5.1, 321 / BAEL91)……. [2]**

Le BAEL précise que lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l´état ultime Mu est inférieure à **0,9** $V_u.d$**,** on doit prolonger les armatures en travée au-delà des appuis et y ancrer une section d´armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$T_u^{max} = \frac{M_{max}}{0,9d}$$

$M_{max} = 14,387 \times 10^6$ N.mm

$0,9d.\ T_u^{max} = 0,9x230x24,171x10^3 = 5,003 \times 10^6$ N.mm.

$M_{max} > 0,9d.\ T_u^{max}$ ⟶ Les armatures inférieures ne sont pas nécessaires.

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

T_u^{max}=24,171KN

$$T_{max} \leq 0,4\frac{f_{c28}}{\gamma} \times a \times b_0$$

Avec : a = 0,9d = 0,9 x 23=20,7 cm

$$T_{max} \le 0{,}4 \times \frac{25}{1{,}5} \times 0{,}9 \times 0{,}23 \times 0{,}12 \times 10^3 = 165.6\,KN.$$

T_{max} = 24,171 < 165.6 *KN*. ⇒ Condition vérifiée.

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure:**

(Art. A.5.3, 2 /BAEL91)

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u.(b - b_0)}{1{,}8.b.d.h_0} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u.(b - b_0)}{1{,}8.b.d.h_0} = \frac{24{,}171 \times 10^3 (650 - 120)}{1{,}8 \times 650 \times 230 \times 50}$$

Donc : τ_u =0,952Mpa

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{(0{,}2\frac{fc_{28}}{\gamma_B}\ ; 5MPa)\right\}; \quad Donc : \bar{\tau}_u = \mathbf{3.33Mpa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ …… condition vérifiée.

⟶ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

1-3-D) Armatures transversales :(Art.A.7.2.2/BAEL91)

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par BAEL91.

Avec :

$$\varphi_t = \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \varphi_L^{max}\right).$$

h : hauteur de la poutrelle (h=25cm)

b_0 : Longueur de l'âme.

φ_L^{max} : Diamètre maximal des armatures longitudinal (étrier).

$$\varphi_t = \min\left(\frac{25}{35}, \frac{12}{10}, 14\right).$$

$$\varphi_t = \min\ (0{,}71 - 1{,}2 - 1{,}4).$$

$$\varphi_t = 0{,}71 \quad \text{soit : } 2\varphi 8 = 1{,}01\ \mathbf{cm^2}$$

❖ **Espacement des armatures :(Art.A.5.1.22/BAEL91).**

$S_t \leq$ Min (0.9d ,40cm).

$S_t \leq$ Min (20,7 ,40 cm).

Soit : S_t =20cm

$$S_t \leq \frac{A_{ad}.0,9.fe}{(\tau_u - 0,3.f_{t28})b_0.\gamma_s}$$

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):**

$$S_t = \frac{1,0x0,9x23\,5}{(0,952 - 0,3x2,1)1,15x12} = 47,6\,cm \ .$$

Soit $St \leq \min\{St_1; St_2\}$=min (20cm ; 47,6cm)=20cm.

On opte pour $\mathbf{St_{max}}$=20cm

❖ **Conclusion**

Nous adopterons 1 étrier en **HA8 tous le 20 cm.**

1-3 -4) Vérification à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

- État limite d'ouverture des fissures.

- État limite de résistance de béton en compression.

- État limite de déformation.

➢ **Combinaison de charge à l'ELS** :

Qs = G+ Q =3,932+2,6 =6,532KN.

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le (Art A-6-5/BAEL91) précise que la multiplication des résultats du calcul à L'ELU, les coefficients ($\frac{q_s}{q_u}$) nous donne les valeurs efforts internes sont résumé dans les tableaux suivant.

$\frac{6,532}{9,208}$ =0,709

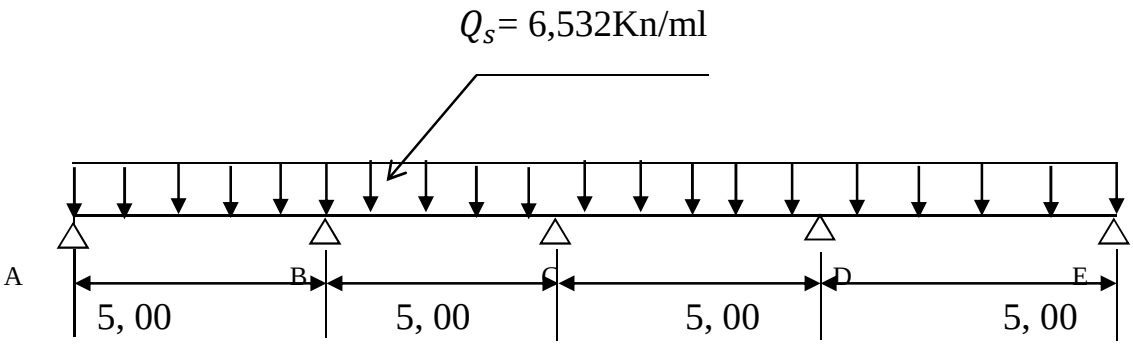


Figure : Diagramme des charges sur les poutrelles.

❖ **Moment n travée à L'ELS :**

$\mathbf{M_{ts}} = \mathbf{M_{tr}}$x 0,709

Noeuds	L(m)	M_t (kN.m)
A-B	5,00	14,628
B-C	5,00	13,607
C-D	5,00	13,607
D-E	5,00	14,628

❖ **Moment aux appuis:**

Noeuds	M_{app} (kN.m)
A	- 6,12
B	- 10,2
C	- 8,16
D	- 10,2
E	- 6,12

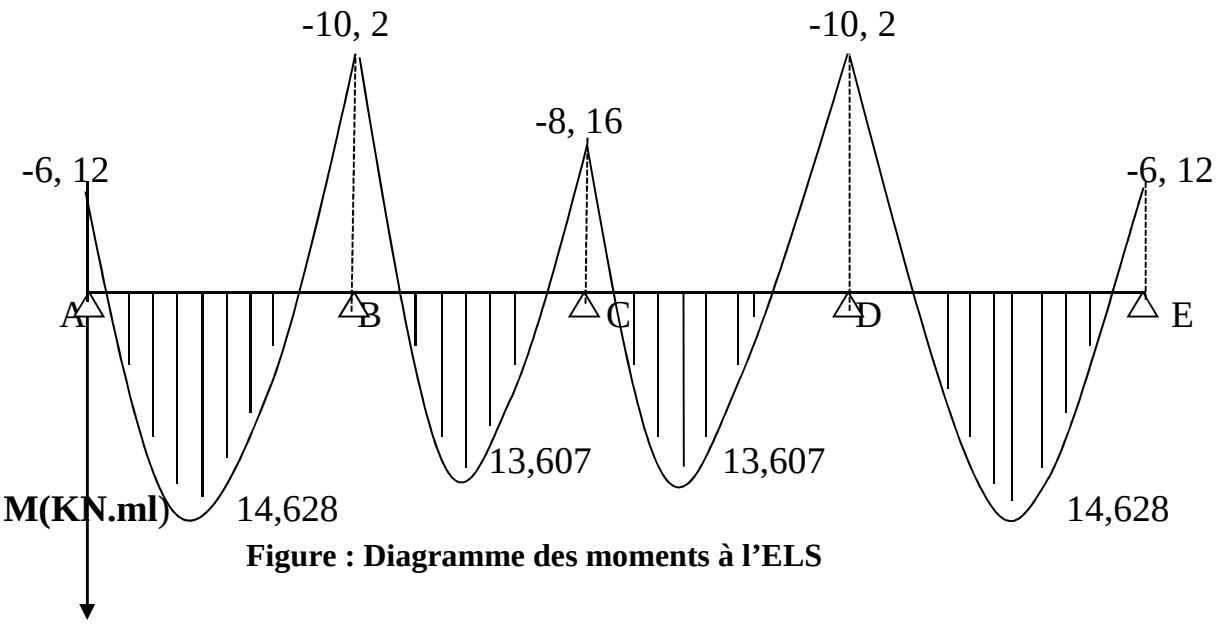


Figure : Diagramme des moments à l'ELS

❖ **Calcul des efforts tranchants :**

Longueur	T_w (kN)	T_e (kN.m)
A-B	15,505	_17,137
B-C	16,732	_15,912
C-D	15,912	_ 16,732
D-E	17,137	_ 15,505

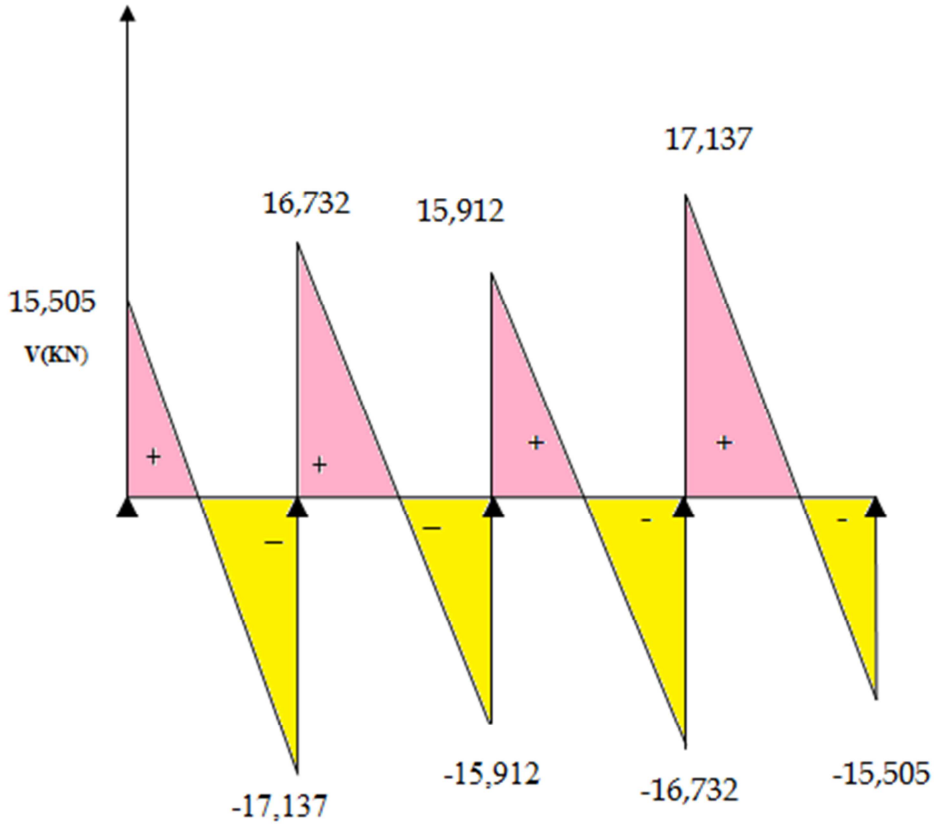


Diagramme des efforts tranchants :

- **État limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3, 2 /BAEL91)**

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

- **État limite de compression de béton : (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :**

❖ **En travée :**

La contrainte dans l'acier : On doit donc s'assurer que $\overline{\sigma_s} > \sigma_s$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 4{,}62}{12 \times 23} = 1{,}67 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}833 \\ K = 14{,}94 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \times d \times A}$$ Moment en travée max = ⟶ 14,628KN.m

M_{ts}=20,632x0, 709=14,628KN.m

$$\sigma_s = \frac{14{,}628 \,.10^6}{0{,}833\,.\ 230\,.\ 462} = 165{,}26\text{MPa}.$$

$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1{,}15}$ =348MPa…… $\overline{\sigma_s} < \sigma_s$ Condition vérifié.

❖ **La contrainte dans le béton est:**

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{165,26}{14,94} = 11,06MPa.$

$\overline{\sigma_{bc}} = 15MPa \; \sigma_{bc} < \sigma_{bc}$ ..... Condition vérifié.

❖ **Aux appuis :** $K_1 = 23,46$

$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100 \times 2,26}{12 \times 23} = 0,818$ ⟹ $\beta = 0,870$

❖ **La contrainte dans les aciers**:On doit donc s'assurer que $\sigma_s > \sigma_s$.

$\sigma_s = \frac{M_a^{max}}{\beta_1 \times d \times A}$ Moment en appuis max = 14,387KN.m.

$M_a^{max} = 14,387 \times 0,709 = 10,2KN.m.$

$\sigma_s = \frac{10,2 \times 10^6}{0,870 \times 230 \times 226} = 225,55MPa.$

$\overline{\sigma_s} = 348MPa \; \sigma_s < \sigma_s$ ..... Condition vérifié.

❖ **La contrainte dans le bétonest :**

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{225,55}{23,46} = 9,614MPa.$

$\overline{\sigma_{bc}} < \sigma_{bc} = 15$ Mpa. ..... Condition vérifiée.

➢ **État limite de déformation (Art B.6.8, 424 /BAEL 91) :**

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.

Lorsque il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t^s}{10M_0} \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}\ MPa \end{cases}$$

h : hauteur total (25 cm).

L : portée entre nus d'appuis (L=4.75m)

M_t : moment max en travée (Mt = 8.07 KNm).

M_0 : moment max de la travée isostatique.

A : section des armatures.

b : largeur de la section.

d : hauteur utile de la section droite.

$\frac{h}{l}=\frac{25}{500}=0,05 > \frac{1}{16}\ 0,0625$…… Condition non vérifiée.

$\frac{h}{l}=\frac{25}{500}=0,05 > \frac{M_t^S}{10M_0}=\frac{12,936}{15\times 20,503}=0,042$ ……Condition vérifiée.

$\frac{A}{b_0\times d}=\frac{2,36}{12\times 23}=0,00855 \Re \ \frac{3,6}{fe}=\frac{3,6}{400}=0,009$ ……Condition vérifiée.

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

$$\mathbf{f}=\frac{\mathbf{M_t^S}\ \ \mathbf{L^2}}{\mathbf{10}\ \ \mathbf{E_V}\ \ \mathbf{I_{fv}}} \leq \bar{\mathbf{f}}$$

$\bar{f}=\frac{l}{500}=\frac{5000}{500}=10[mm]$ $\bar{f}$: La flèche admissible

Avec : E_v : Module de la déformation diffère.

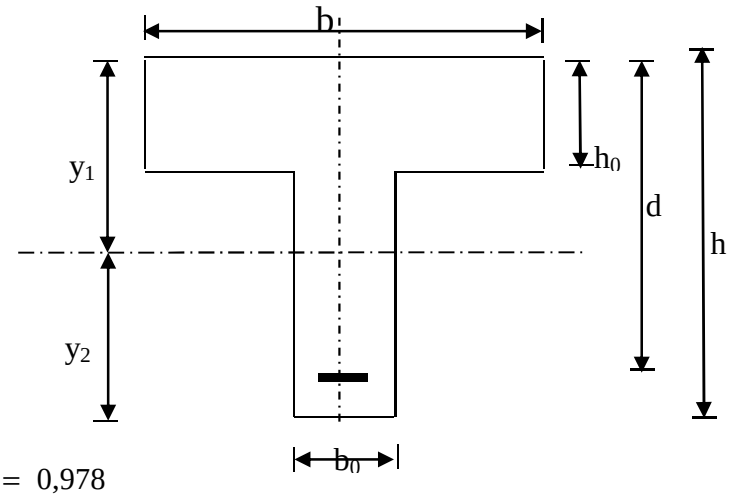
$E_v=3700\sqrt[3]{fc_{28}}$ $E_v=10819\,MPa$

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

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

I_0: Moment d'inertie total de la section homogène par rapport au CDG de la section avec (n =15).

$$\mu = \max\left[0{,}1 - \frac{1{,}75.f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}}\right]$$



Y_1 : Position de l'axe neutre : $Y_1 = \dfrac{\sum s_i . y_i}{\sum s_i}$

$$\rho = \frac{A}{b_0.d} = \frac{4{,}62}{12 \times 23} = 0{,}016 \quad \rightarrow \quad \beta = 0{,}978$$

$$\sigma_s = 140{,}75\text{Mpa}$$

$$Y_1 = \frac{(b.h_0)h_0/2 + (h - h_0)b_0[(h - h_0)/2 + h_0] + n.A_{st}.d}{(b.h_0) + (h - h_0).b_0 + nA_{st}}$$

$$Y_1 = \frac{(65\times5)\times5/2 + (25-5)\times12\times[(25-5)/2+5] + 15\times4{,}62\times23}{(65\times5) + (25-5)\times12 + 15\times4{,}62}$$

$Y_1 = 9{,}46\text{cm}$

$Y_2 = h - y_1 = 15{,}54\text{cm}$

$$I_0 = \frac{b_0}{3}\left[y_1^3 + y_2^3\right] + h_0\left(b - b_0\right)\left[\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2}\right)^2\right] + 15.A_s.\left(y_2 - c\right)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3}\left[9{,}46^3 + 15{,}54^3\right] + 5(65-12)\left[\frac{5^2}{12} + \left(9{,}46 - \frac{5}{2}\right)^2\right] + 15\times4{,}62\times(15{,}54-2)^2$$

$$\boxed{I_0 = 44491{,}466\text{cm}^4}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02\times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.02\times2.1}{\left(2 + \frac{3\times12}{65}\right)0{,}016} = 1{,}027$$

$$\mu = \max\left[0{,}1 - \frac{1{,}75\times2{,}1}{4\times0{,}016\times140{,}75 + 2{,}1}\right] = 0{,}669$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 44491,466}{1 + 0,669 \times 1,027}$$

$$I_{fv} = 44832,642$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \quad f = \frac{14,628 \times 10^6 (5000)^2}{10 \times 10819 \times 10^4 \times 44832,642} = 7,53mm$$

$7,53mm < \bar{f} = 10\ mm \Rightarrow$ condition vérifiée.

- **Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'État Limite ultime sont suffisantes.

- **Résumé 1 :**

Toutes les conditions sont vérifiées donc les poutrelles du plancher sous-sol seront ferraillées comme suit :

Armatures longitudinales

3HA14 pour le lit inférieur.

Le lit supérieur :

-une barre de montage en HA 12.

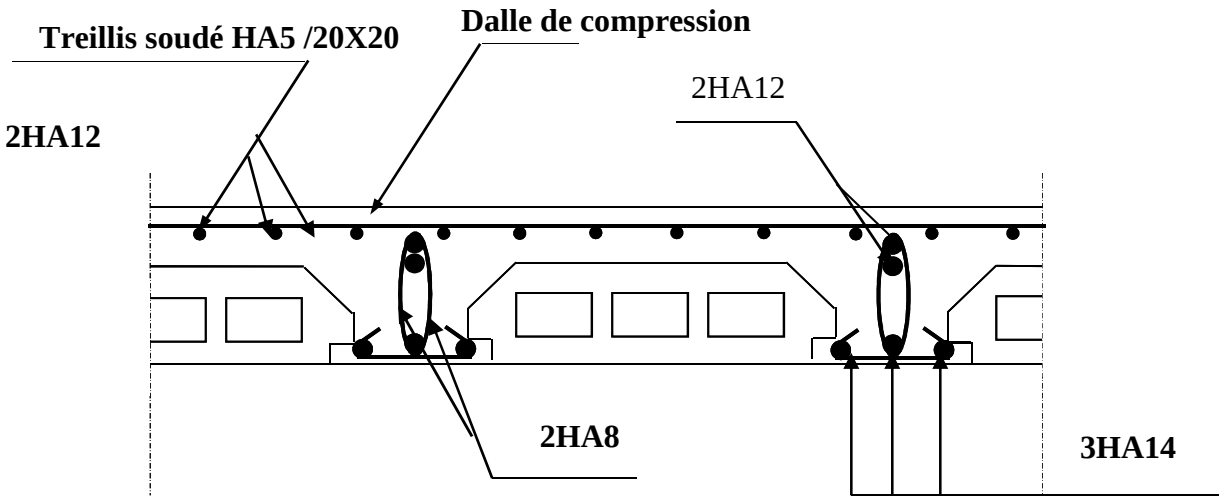
2HA 12 en chapeau au niveau des appuis.

❖ **Armatures transversales :**

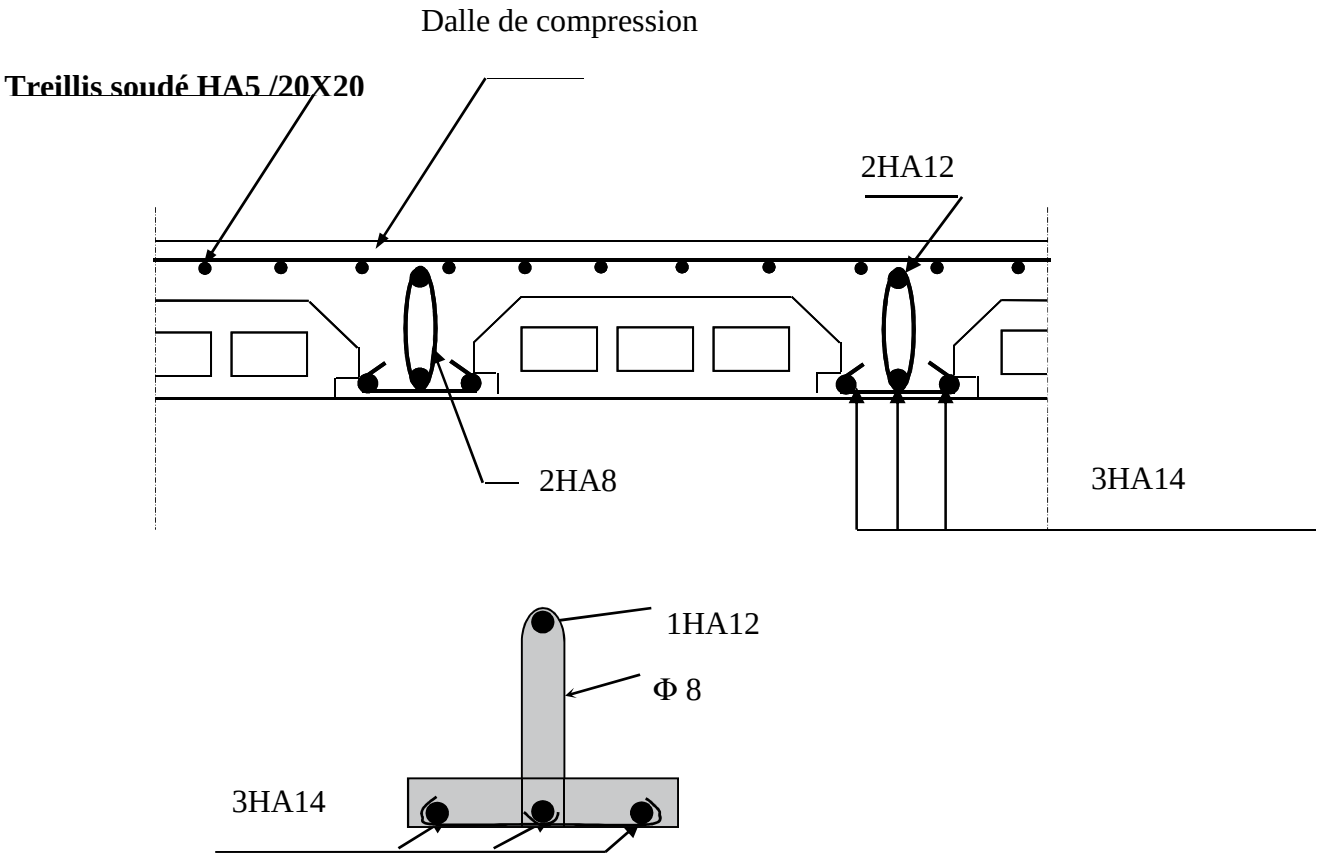
- 2 étriers en HA 8 tous le 20 cm.

❖ **Plan de ferraillage de la poutrelle :**

- **Aux appuis :**



En travée :



1-3-6) 2^{eme} Cas bloc (B) :

❖ Étude du Plancher à usage administratif s-sol:

➢ Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants

La détermination des moments et des efforts tranchants se fera l'aide de l'une des trois méthodes suivantes

_ Méthode forfaitaire.

_ Méthode des 3 moments.

_ Méthode de Caquot.

❖ Méthode forfaitaire et Les conditions d'application :

La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale a deux fois la charge permanente ou

5 KN/M^{2}.

$$\boldsymbol{Q \leq (2G, 5\ KN)}$$

2G= 2 x3, 055 =6,11

$Q \leq (\ 6{,}11\ , 5\ KN\ ) \Rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

La fissuration est considérée comme étant non préjudiciable.

Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0.80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 ;$$

$\frac{L_1}{L_2} = \frac{4{,}20}{5{,}30} = 0{,}79$; $\frac{L_2}{L_3} = \frac{5{,}30}{4{,}20} = 1{,}26$

$\Rightarrow$ La condition n'est pas vérifiée

La méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul se fera par la méthode des trois moments.

❖ Méthode des trois moments :

La poutre est décomposée au droit des appuis, on obtiendra ainsi **n** poutres isostatiques simplement appuyées, les encastrements aux extrémités seront transformé en des travées isostatiques de longueur L=0.

Cette méthode nous permettra de déterminer les moments sur appuis.

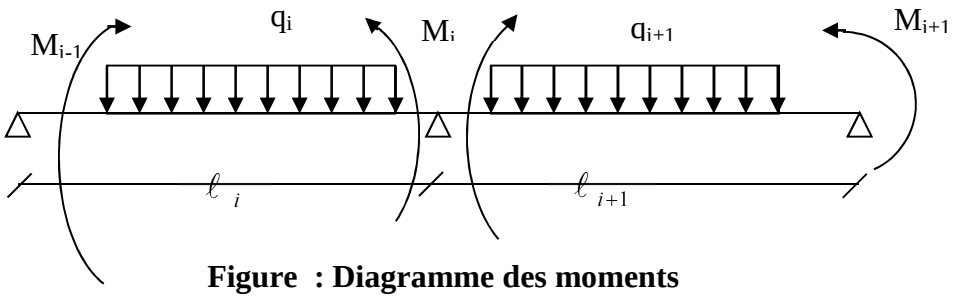


Figure : Diagramme des moments

❖ Règles de la méthode :

- **Moments aux appuis :**

$$M_{i-1}\ell_i + 2M_i(\ell i + \ell_{i+1}) + M_{i+1}\ell_{i+1} = \frac{q_{i\ell}\ell_i^3}{4} + \frac{q_{i+1}\ell_{i+1}^3}{4}$$

- **Moments en travée :**

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i\left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1}\frac{x}{l_i}$$

La position du point qui nous donne le moment max en travée est :

$$x = \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q.l_i}$$

❖ Remarque :

La méthode des 3 moments surestime les moments sur appuis au détriment des moments en travée, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

- Augmentation de 1/3 pour les moments en travée.
- Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

- **Les efforts tranchants :** Les efforts tranchants sont donnés par la formule suivante :

$$V(x) = q\frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} - qx$$

❖ **Combinaison de charge a l'ELU :**

q_u=1, 35 G+ 1, 5 Q = 1, 35 x 3,932 + 1, 5 x 2, 6 = 9,208KN/ml.

❖ **Calcul des Moments et les efforts tranchants**

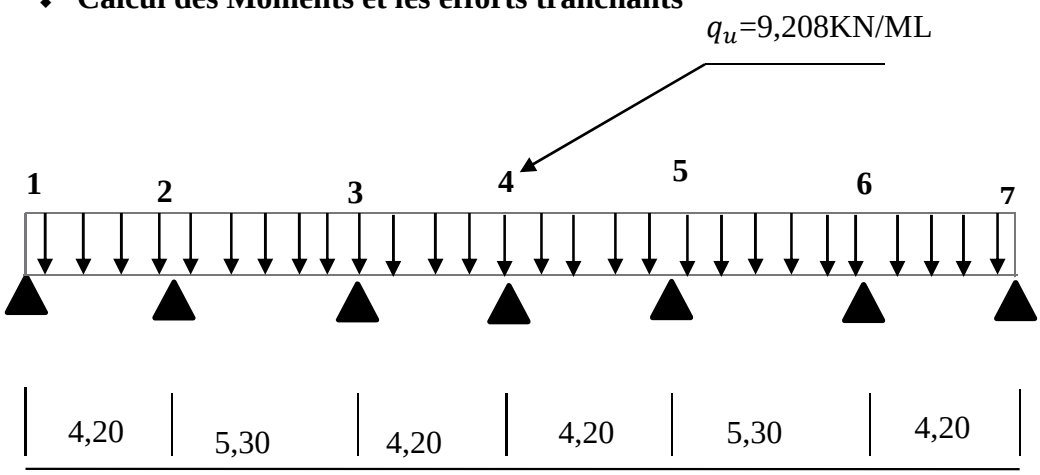


Figure : 1.6: Diagramme des charges sur les poutrelles.

❖ **Moments sur appuis :**

Pour i=1……. $8,4M_1+4,2M_2 = -148,62$

Pour i=2…….$4.2M_1 + 19M_2 + 35,3M_3 = -447,267$

Pour i=3…….$5,3M_2 +19M_3 +4,2M_4 = -447,267$

Pour i=4…….$4,2M_3\ 16,8M_4 +4,2M_5 = -297,241$

Pour i=5…….$4,2M_4 +19\ M_5 +5,3\ M_6 = -447,267$

Pour i=6…….$5,3M_5 +19M_6 +4,2M_7 = -447,267$

Pour i=7…….$4,2M_6 +8,4M_7 = -148,62$

Sa forme matricielle (7x7) :

$$\begin{bmatrix} 8,4 & 4,2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 4,2 & 19 & 5,3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 5,3 & 19 & 4,2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 4,2 & 16,8 & 4,2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 4,2 & 19 & 5,3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 5,3 & 19 & 4,2 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 4,2 & 8,4 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \\ M_5 \\ M_6 \\ M_7 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -148,62 \\ -447,267 \\ -447,267 \\ -297,241 \\ -447,267 \\ -447,267 \\ -148,62 \end{bmatrix}$$

La résolution du système d'équations nous donne les résultats suivants :

$\mathbf{M_1}$ = -9,2929KN.m

$\mathbf{M_2}$ = -16,7999KN.m

$\mathbf{M_3}$ = -16,7998KN.m

$\mathbf{M_4}$ = -9,2930KN.m

$\mathbf{M_5}$ = -16,7998KN.m

$\mathbf{M_6}$ = -16,7999KN.m

$\mathbf{M_7}$ = -9,2929KN.m

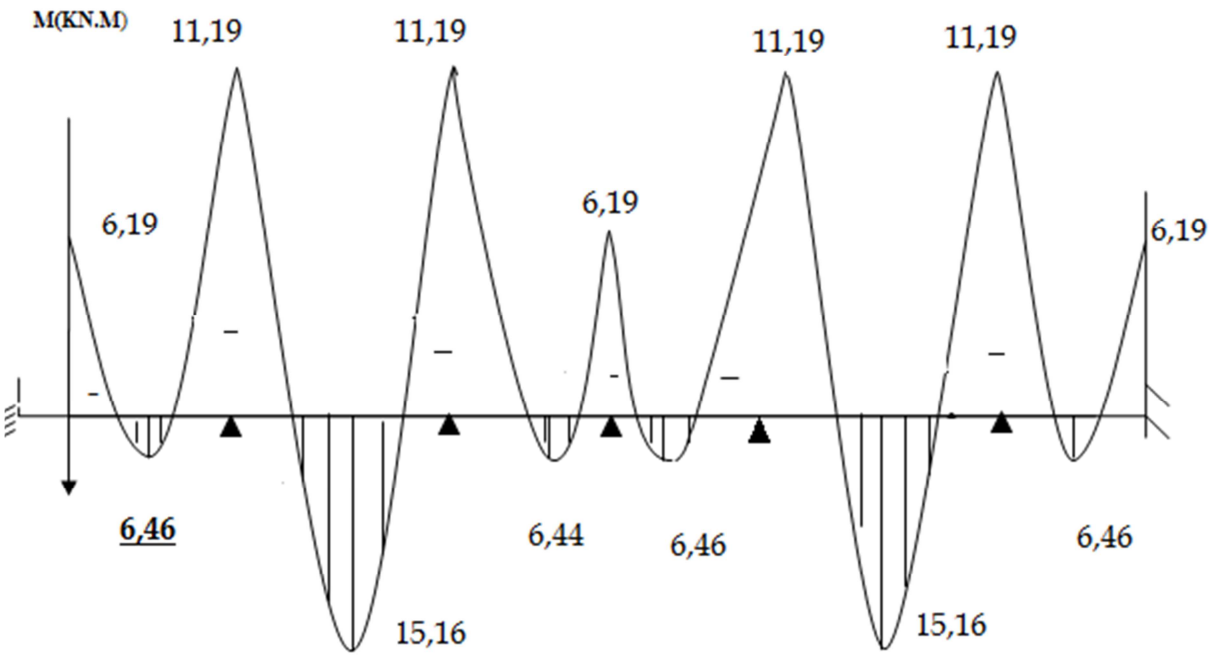
❖ **Moments en travée :**

Travée	Longueur (m)	Abscisse M_{max}(m)	Valeur de M_{max}(kn.m)
1-2	4,20	1,877	4,848
2-3	5,30	2,65	11,372
3-4	4,20	2,322	4,832
4-5	4,20	1,877	4,848
5-6	5,30	2,649	11,375
6-7	4,20	2,322	4,847

Tableau : Les moments en travée à l'ELU

-En majorant les moments en travée de 1/3 et en minorant les moments aux appuis de 1/3 on obtient les diagrammes suivants :

Diagramme des moments en travée à l'ELU



• **Calcul des efforts tranchant :**

$$V(x) = q\frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} - qx$$

Pour x = i $T(i) = \frac{q.L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$

Pour X = i +1 $T(i+1) = \frac{-q.L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$

Pour i =1 →T(e) = $\frac{8{,}024 \times 4{,}20}{2} + \frac{-11{,}19 + 6{,}19}{4{,}20}$ == 16,85 -1,19 = 15,65 →T(w) = -16,85 – 1.19 = -18,04

Pour i =2→T(e) = $\frac{8{,}024 \times 5{,}30}{2} + \frac{-11{,}19 + 11{,}19}{5{,}30}$ == 21,26 -0 = 21,26 →T(w) = -21,26 – 0= -21,26

Pour i =3 →T(e) = $\frac{8{,}024 \times 4{,}20}{2} + \frac{-6{,}19 + 11{,}19}{4{,}20}$ == 16,85 +1,19 = 18,04 →T(w) = -16,85 +1,19 = -15,66

Pour i =4 →T(e) = $\frac{8{,}024 \times 4{,}20}{2} + \frac{-11{,}19 + 6{,}19}{4{,}20}$ == 16,85 -1,19 = 15,65 →T(w) = -16,85 – 1.19 = -18,04

Pour i =5→T(e) = $\frac{8{,}024 \times 5{,}30}{2} + \frac{-11{,}19 + 11{,}19}{5{,}30}$ =21,26 +0 = 21,26 →T(w) = -16,85 – 0= -21,26

Pour i =6 T(e) = $\frac{8{,}024 \times 4{,}20}{2} + \frac{-6{,}19 + 11{,}19}{4{,}20}$ == 16,85 +1,19= 18,04

T(w) = -16,85 +1,19=- 15,66

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
M_w (KN.M)	8,46	8,46	5,71	3,91	5,71	5,71
M_e (KN.M)	6,81	5,71	3,91	3,91	3,91	3,91
T_w (KN)	-18,04	-21,26	-15,66	-18,04	-21,26	-15,66
T_e (KN)	15,65	21,26	18,04	15,65	21,26	18,04

Tableau : Les efforts tranchants en travée A L'ELU

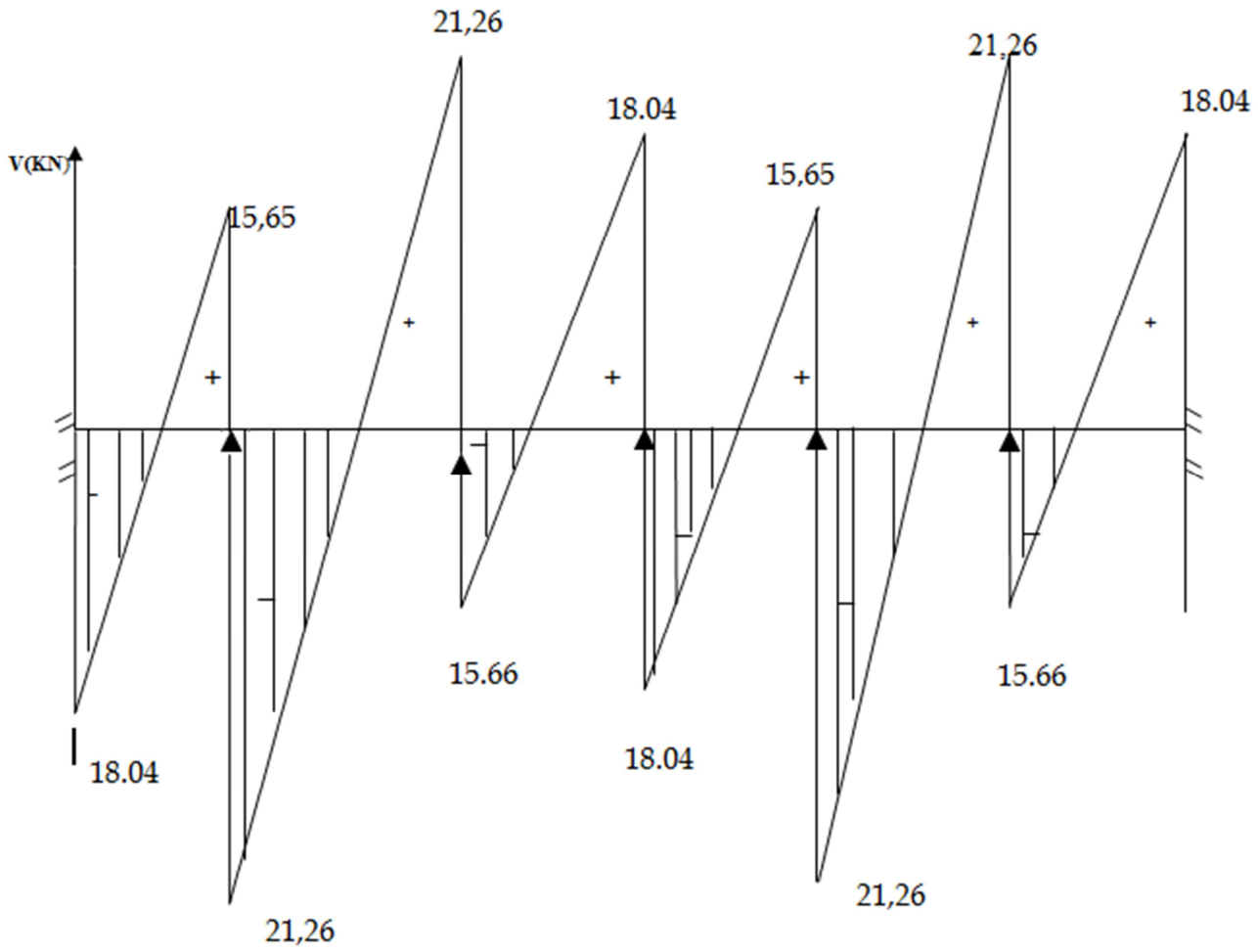


Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

❖ Conclusion :

Le ferraillage va se faire avec les moments max à l'ELU :

Mt_{max} = 15,16KN.m

Ma_{max} = 11,19KN.m

Après le calcul des 2planchers avec deux méthodes déférentes (forfaitaire et trois moment.), On constate les moments de 1^{er} plancher plus grand que les moments de 2^{em} plancher.

1^{er} Plancher (méthode forfaitaire) :

Mt_{max} =20,632KN.m

Ma_{max}=14,387KN.m

2^{em} Plancher (méthode 3 moments) :

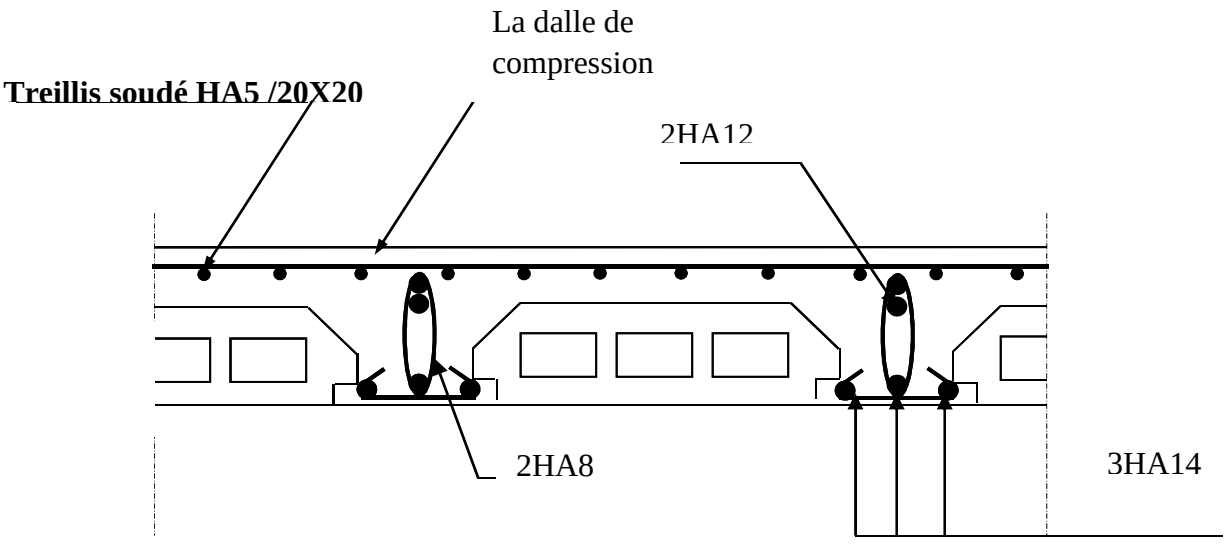
Mt_{max} = 15,16KN.m

Ma_{max} = 11,19KN.m

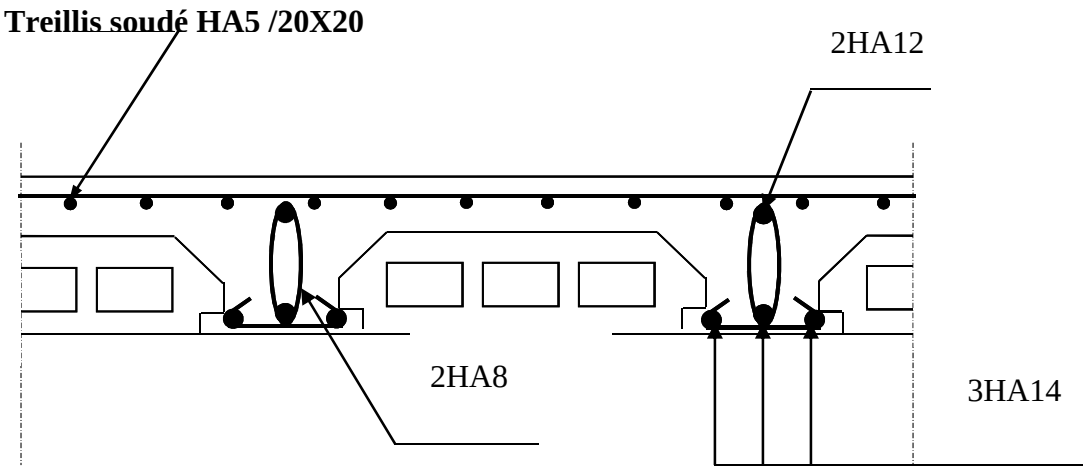
Donc le calcul de ferraillage s'effectuera suivant le cas le plus défavorable ci le premier plancher avec la méthode forfaitaire.

❖ Le ferraillage :

Aux appuis :



EN travée :



2) L'ACROTERE :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre poussée du vent. La forme de pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux pluviales. L'acrotère est réalisé en béton arme assimile à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre **G** donnant un effort normal **N** et une charge d'exploitation horizontale (**Q**=1[KN/ml]) non pondérée due à l'application de la main courante qui engendre un moment de flexion (**M**) dans la section d'encastrement Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à **L'ELU** et **L'ELS** pour une bande de 1 [m]de largeur.

2-1) Terminologie :

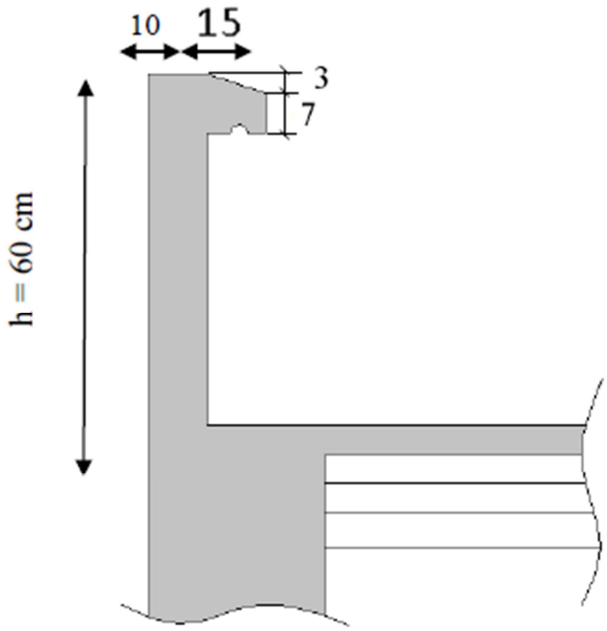
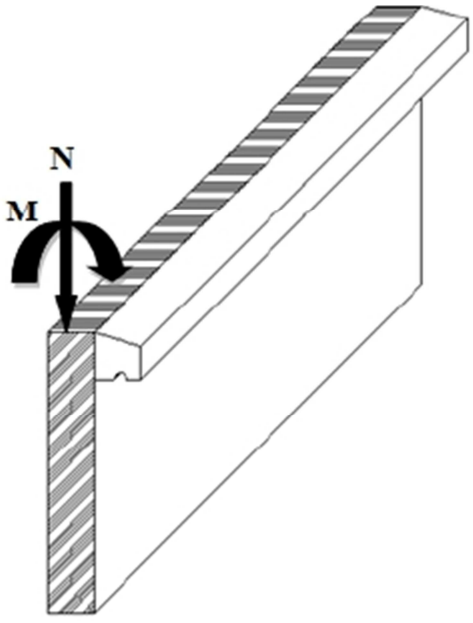


Figure : Coupe verticale de l'acrotère.



Le ferraillage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.

2-2) Calcul des sollicitations :

❖ **Les efforts internes :**

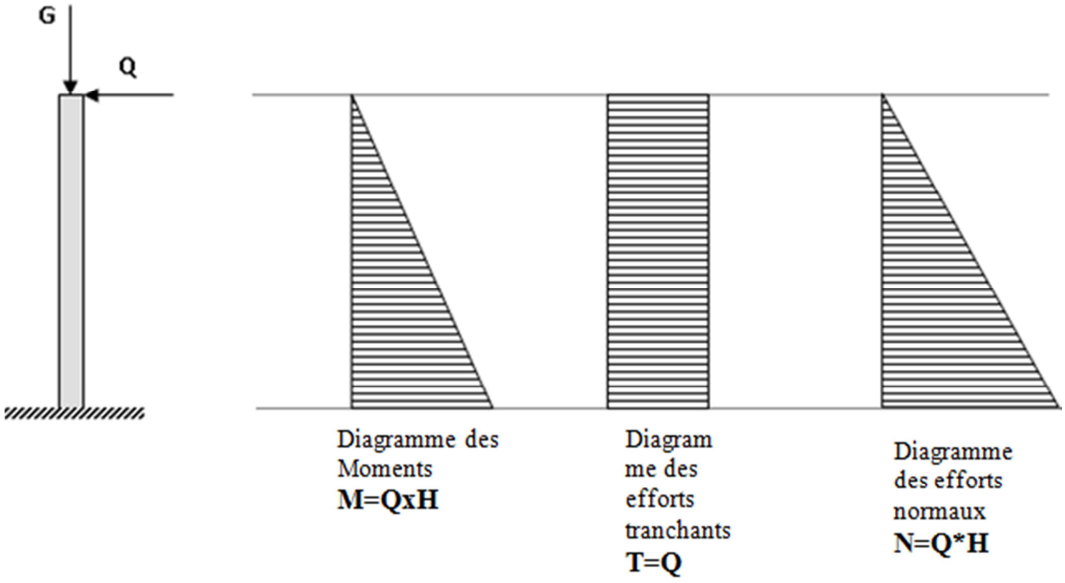


Figure : Schéma statique

❖ **Effort normal dû au poids propre :**

N=S×ρ×1m = Q ×1m

N=[(0,6×0,1)+(0,07×0,15)+(0,15×0,03/2)] ×25 =[0,06+0,0105+0,0022]×25=1,8175KN /ml .

N=1,8175KN/ml.

Avec : **ρ**: masse volumique du béton.

S: section transversal.

Effort horizontal: Q=1KN/ml.

❖ **Moment de renversement dû à l'effort horizontal :**

M=Q×H×1m.

M =1×0, 6×1m=0,6KN×m.

M=0,6KN×m

Effort tranchant : T=Q×1m.= 1KN

❖ **Combinaison de charge : A l'ELU :**

La combinaison de charge est**: 1,35G+1,5Q**

-Effort dû à G : Nu=1,35 G=1,35×1,8175 KN /ml donc**Nu=2,453 KN /ml**.

-Moment de flexion dû à Q : Mu=1, 35×M=1, 5×0, 6 = 0,9 KN.m donc**Mu= 0,9 KN .m**.

❖ **Combinaison de charge A L'ELS:**

La combinaison de charge est **: Q+G**

-Effort normal dû à G : **Ns=1,8175 KN.**

-Moment de flexion dû Q : **Ms=0,6 KN .m)**

2-2) Ferraillage L'(ELU):

Le calcul sera déterminé en flexion composée à L'ELU ; on considère une section rectangulaire (BAH), sous un effort normal Nu et un moment de flexion**Mu**

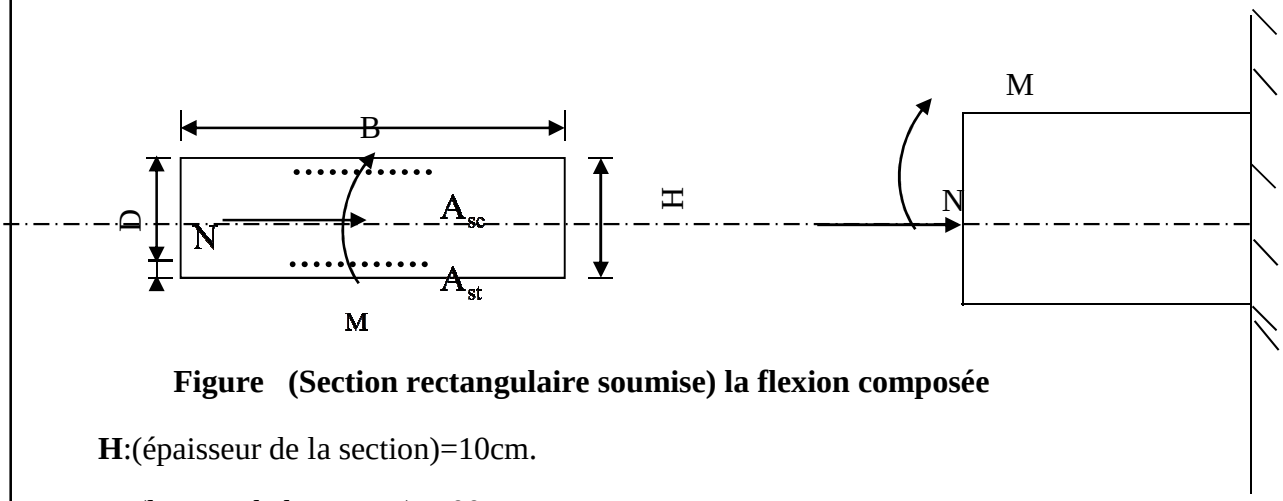


Figure (Section rectangulaire soumise) la flexion composée

H:(épaisseur de la section)=10cm.

B :(largeur de la section)=100cm.

Cet **ć**:(enrobage)=2 cm

D :(la hauteur utile) : h-c=8cm

❖ **Position du centre de pression :**

e_u=Mu /Nu= 0,9/2 ,453 ≈ 37 cm.

(h /2)-c= (10/2) -2= 3cm.

***e_u*> [h/2-c]** d'où le centre de pression (point d'application de l'effort normal) à l'extérieur de la section limitée par les armatures, l'effort normal «Nu» 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».

❖ **Calcul en flexion simple :**

❖ **Moment fictif :**

Mf =Mu+Nu ((h /2) –c) = 0, 9 + 2, 435 (0, 10/2) -0, 02) =0,973KN.m

((h/2)-c) : la distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues.

❖ **Moment réduit :**

fbu =0 ,85 fc28 / ɵ. γ.= 0,85 ×25 /1,5.= 14 ,2Mpa

$$M_f = f_{bu}.b.d^2.\mu_f \Rightarrow \mu_f = \frac{M_f}{f_{bu}.b.d^2} = \frac{0,973\times10^3}{14,2\times100\times(8)^2} = 0,010 \langle \mu_l = 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

=> Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

μ_f=0,010 $\rightarrow B^f$ = 0,995

❖ **Les armatures fictives :**

Avec$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15}$ =348Mpa.

$$\Rightarrow A_{stf} = \frac{M_f}{\sigma_{st}.d.\beta_f} = \frac{0,973\times10^3}{348\times8\times0,995} = 0,35cm^2$$

❖ **Calcul en flexion composée :**

❖ **Armatures réelles :**

$$A_{str} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,35 - \frac{2,453\times10^3}{348\times10^2} = 0,279cm^2$$

2-3) Vérification à l'ELU:

- **Condition de non fragilité [BAEL 99 Art A.4.2.1) :**

Un élément est considérée 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 ferraillage de l'acrotère doit satisfaire la **CNF** : **A**s ≥ **A**min :

$$A_{str} \geq A_{min} = 0,23.\frac{f_{t28}}{f_e}.\left[\frac{e_u - 0,455.(d)}{e_u - 0,185.(d)}\right].b.d$$

ft28 = 0,06fc28+ 0,6 = 0,06. (25) + 0,6= 2,1Mpa

$$A_{min} \geq 0,23\times\frac{2,1}{400}\times\left[\frac{37-0,455\times(8)}{37-0,185\times(8)}\right]\times100\times8 = 0.907cm^2$$

Amin> As = 0,279 => la section n'est pas vérifiée.

Donc on adopte une section : As =Amin=0,907cm2, Soit : 4HA8 => As = 2,01**cm²**

Avec un espacement : St = 100/4 = 25cm.

❖ Armatures de répartition :

Ar=As / 4=2,01/ 4=0,50cm2/ml.

Soit : 4HA8=>Ar = 2,01**cm²**.

Avec un espacement : St= 100/4 = 25cm.

➢ Vérification au cisaillement : [BAEL 91 Art 5.1.1] :

La fissuration est préjudiciable : alors = $\overline{\tau}_u$= min (0,15 ×$\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$, 4Mpa) = 2,5MPa.

Avec : Vu=1,5Q=1,5KN (Vu : effort tranchant max à l'ELU).

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

$\tau_\mu = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80}$ = 0,018MPa <2,5Mpa……$\overline{\tau}_\mu < \tau_\mu$

=>condition vérifiée (pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91 ART 6-13) :

Avec :

Il est important de connaitre le comportement de l'interface entre le béton et l'acier, puisque le béton Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0.9 \times d \sum U_i} \qquad \text{Avec : } \overline{\tau}_{se} = \Psi_S \times f_{t28}$$

Pour les aciers hauts adhérence le coefficient de scellementψ_S = 1,5

$\overline{\tau}_{se}$ = 1,5× 2,1 =3,15MPa.

∑ Ui : somme des périmètres utiles des barres.

n: Le nombre de barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varphi = 4 \times 3.14 \times 0.8 \Rightarrow \sum U_i = 10{,}05\,cm.$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 10{,}05 \times 10} \rightarrow \tau_{se} = 0.207MPa\ .$$

τ_{se} = 0,207 MPa $< \overline{\tau_{se}} = 3{,}15MPa$ ..... Condition vérifiée.

❖ **Conclusion :**

Il Ya pas risque d'entrainement des barres donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Espacement des armatures :**

Armatures principales : St= 25cm.

Armatures de répartitions : St=25cm

❖ **Ancrage des barres : (Art A.6.1, 22 / BAEL91) :**

Pour avoir un bon encrage droit, il faut mettre en œuvre un encrage qui est défini par sa longueur de Scellement droit(Ls).

Avec : $l_S = \frac{\varphi \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 3.15} \rightarrow l_S = 25.39\,cm.$

On adoptera $\mathbf{l_s}$ = 30cm

2-4) Vérification à l'ELS :

➢ **Vérification des contraintes :**

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

➢ **Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures (dans l'acier) :**

$$\overline{\sigma_s} = \min\left\{\frac{2}{3}.f_e ; \max\left\{0{,}5fe, 110\sqrt{nf_{t28}}\right\}\right\} = 201{,}63\ Mpa$$

On a des aciers : HA : Ø≥6mm

FeE400 → η =1,6

$\overline{\sigma_s}$ = min (2/3.400, 110) = min (266.66, 201.63).

$\overline{\sigma_s}$ =201,63 Mpa.

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 x d x A_{st}} \qquad \rho_1 = \frac{100\,xA_s}{bxd} = \frac{100\,x2{,}01}{100\,x8} = 0{,}251$$

ρ_1 = 0,251 → β_1 = 0,920

$$\sigma_{st} = \frac{0{,}6x10^3}{0{,}920x8x2{,}01} = 40{,}55Mpa$$

$$\sigma_{st} = 40{,}55\text{Mpa} < \overline{\sigma_{st}} = 201{,}63\text{Mpa}$$

$\longrightarrow$ La section est vérifiée vis à vis de l'ouverture des fissures

- **Vérification des contraintes dans le béton : [Art A 4.5.2 du BAEL 91] :**

Pour une section rectangulaire (b×h), acier FeE400 en flexion simple.

$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6\ f_{c28} = 15\text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{\kappa_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{47{,}50} \times 40{,}55 = 0{,}85\text{Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 0{,}85\text{Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{Mpa}$ .....Condition vérifiée.

- **Espacement des barres [Art. A.8.2.4, 2 BAEL 91 modifié 99] :**

Armatures principales : S t= 25 cm ≤ min {3h, 33 cm}= 30 cm.

Armatures de répartition : St=25cm ≤ min {4h, 45cm} = 40 cm.

Les conditions étant vérifiées, donc le ferraillage à l'ELU est suffisant.

Résumé :

Le Ferraillage adopté :

Armatures principales : **4HA8/ml = 2.01cm²**avec : et = **25 cm**.

Armatures de répartition : **4 HA8/ml = 2.01 cm²avec :** et = **25 cm.**

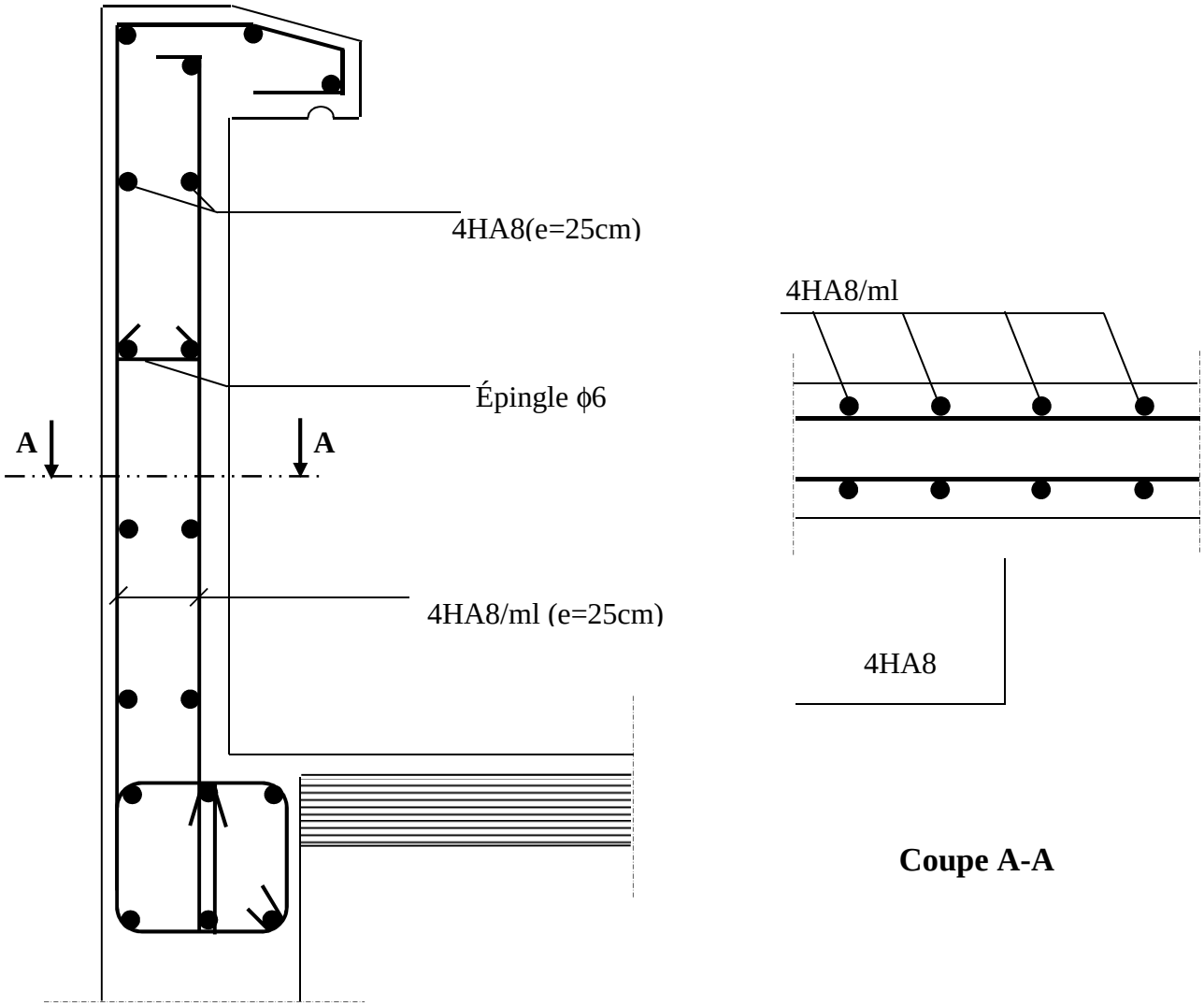


Fig. III-3 : Ferraillage de l'acrotère

2- Les escaliers :

L'escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

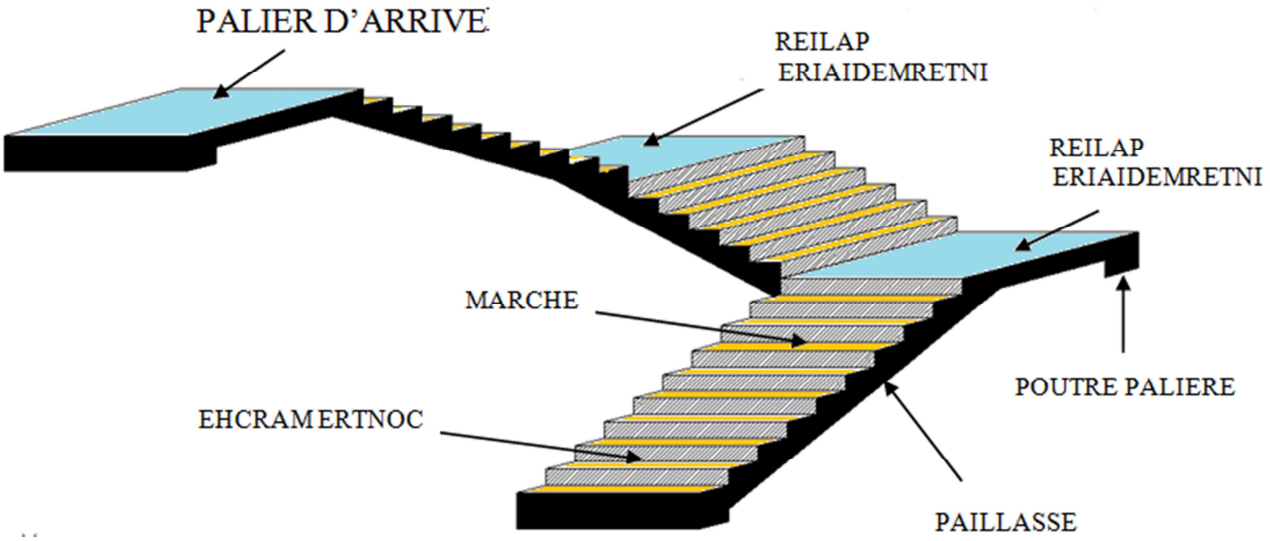
Les escaliers constituant le bâtiment sont en béton armée coulé sur place, ils sont constitués de palier et paillasse assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques.

Notre bâtiment est composé de 2 types d'escaliers:

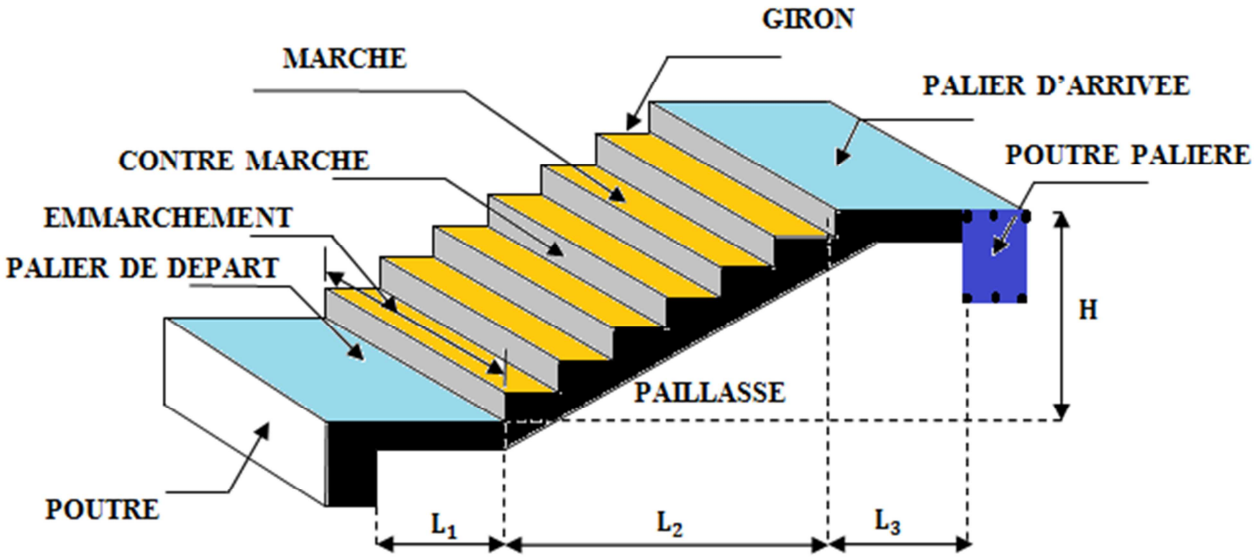
Escalier à 2volée.

Escalier à 3volée.

1)Type 3 volée :



Type 2 volée :



La marche :

Est la partie horizontale, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.

La contre marche :

Est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contremarche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.

La hauteur de la marche h :

Est la différence de niveau entre deux marches successives ; valeurs courantes h = 13à17 cm, jusqu'à 22.5 cm pour les escaliers à usage technique ou privé.

Le giron :

Est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches; il y a une valeur constante, de 28cm au minimum .Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est : 2h + g = 59 à 66.

Une volée :

Est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs.

Un palier :

Est la plate-forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.

L'emmarchement :

Représente la largeur de la marche.

2-1)Calcul de l'escalier de RDC et des étages courant :

Notre escalier du RDC et des étages courant comporte deux volées et un palier.

Les escaliers seront pré dimensionnés suivant la formule de BLONDEL, en tenant compte des dimensions données sur le plan.

- **Calcul du nombre de contre marches :**

16 ,5≤ h ≤ 17,5

On prend h=17 cm.

n= $\frac{204}{17}$ = 12 contre marche.

La hauteur de RDC et l'étage courant est de 408cm.

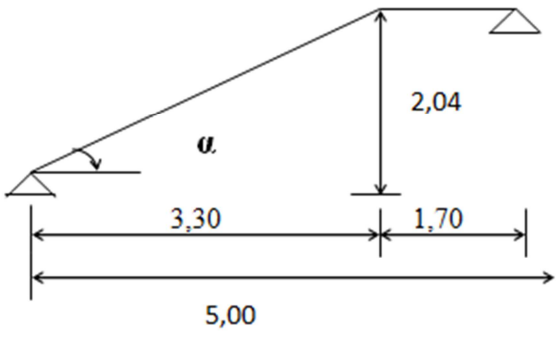


Schéma statique

➢ **Calcul de la hauteur de la contre marche et du giron :**

$h = \frac{H}{n} = \frac{204}{12}$ =17 cm h=17 cm

$g = \frac{L}{n-1} = \frac{330}{11} = \frac{330}{11}$ =30 cm g=30 cm

➢ **Vérification de la relation de BLONDEL:**

60cm ≤ G+2h ≤ 66cm

2h+g = (2x17) + 30 = 64cm.

60cm ≤ G+2h = 64 ≤ 66cm.

⇨ La relation est vérifiée.

2-2) Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

L'épaisseur du palier et de la paillasse (e_p) est donnée par :

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

$$\mathbf{L_0 = L_1}$$

Avec L_0 : portée de la paillasse.

L = (n-1) g = (12-1)30 =330 cm

$L_1 = \sqrt{L^2 H^2} = \sqrt{3{,}3^2 2{,}04^2}$ =3,87m.

L_0 = 3,87m

$\frac{387}{30} \leq ep \leq \frac{387}{20}$

12,9 ≤ ep ≤ 19,85

Soit: ep =15cm

$tg\alpha = \frac{2{,}04}{3{,}30} = 0{,}61$ α = 31,72°

Cosα =0,85

On prend l'épaisseur pour le palier.

$\boldsymbol{e_{palier}}$=15cm.

2-3) Détermination des charges et surcharges :

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

La volée :

Poids des marches ($\rho = 25KN/m^3$)…… 25 x1x0,15 /2 = 1,875 KN /m.

Poids de la volée ($\rho = 25KN/m^3$)…… 25 x 0,15/cos32,52 = 4,40 KN/m.

Lit de sable (ρ =18KN/m^3 ; e=0,02)…….. 18x1x0,02 = 0,36 KN/m.

Poids du mortier (ρ =22KN/m^3 ;e=0,02) …….. 22x1x0,02 =0 ,44KN/m.

Carreaux Gris Céram (1 cm, ρ =22KN/m^3)……20x0,01=0 ,20KN/m.

Poids du garde-corps……0,20 KN/m.

Enduit de plâtre (2cm ; ρ =10KN/m^3……10x0,02=0,20 KN/m.

$G_{volée}$=7,675kn/m

Le palier :

Poids propre du palier……0,15x1x25=3,75KN/m.

Poids total du revêtement……..0,36+0,44+0,2+0,2=1,2KN/m.

G=4,95KN/m

➢ **La surcharge d'exploitation :**

Selon le (DTR.C 2-2) pour une construction à usage d'habitation**.**

Q=2,5 KN/m

- **Calcul des efforts internes :**
- **Combinaison de charges à :**

ELU :

q_u = (1,35G+1,5Q) x1m

Volée : 1,35x7, 675+1,5x2, 5=14,11KN/m.

Palier : 1,35x4, 95+1,5x2, 5=10,43KN/m.

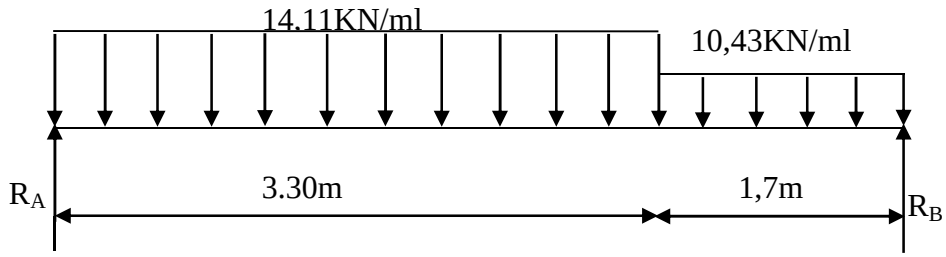
ELS :

q_u= (G+Q) x1m

Volée : 7,675+2,5=10,17KN/m

Palier : 4,95+2,5=7,45KN/m

2-3-1)Calcul des moments et efforts tranchants à l'ELU :



-Fig- : Schéma statique de calcul

2-3-2)Calcul des réactions d'appuis

RA+ RB= 14,11x3,30+10,43x1,70 =64,29 kn/ml

RA+ RB=64kn/ml

Σ M/A=0 RxBxL –(10,43x1,7)x(3,30+$\frac{1,7}{2}$)-(14,11x3,30)x($\frac{3,30}{2}$)

RB =30,08kn

RA=64,29-30,08=34,21kn.

Donc : RA =34,21 kn.

RB =30,08kn.

2-3-3)Calcul des efforts internes :

1er tronçon : 0 ≤ x ≤ 3,30

$\mathbf{M_z(x)}$= -14,11$\frac{x^2}{2}$ +34,21x

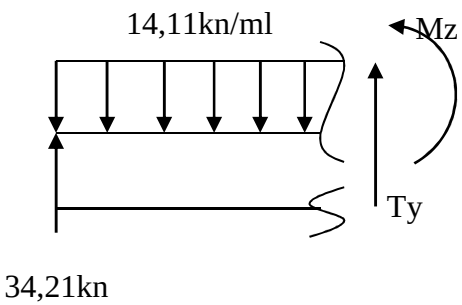
Pour x=0 ⟹ M_z=0

Pour x=3,30 ⟹ M_z=36 ,06kn.m

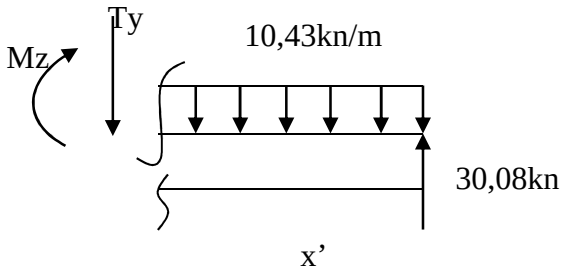
Ty(x)= 14,11x -34,21.

Pour x=0 T_y=-34,21kn

Pour x=3,30 T_y =12,35kn



2^{eme} tronçon : $0 \leq x' \leq 1,70$



$M_z(x') = -10,43 \frac{x^2}{2} + 30,08x.$

Pour $x' = 0 \Longrightarrow M_z = 0$

Pour $x' = 1,70 \Longrightarrow M_z = 36,06kn.m$

$Ty(x) = -10,43x' + 30,08.$

Pour $x' = 0 \Longrightarrow Ty = 30,08kn.$

Pour $x' = 1,70 \Longrightarrow Ty = 12,35kn.$

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -14,11x + 34,21 = 0$$

$-14,11x + 34,21 \Longrightarrow x = 2,42m$

$M_z^{max}(2,42) = -14,11\frac{2,42^2}{2} + 34,21(2,42)$

$M_z^{max}(2,42) = 41,47kn.m$

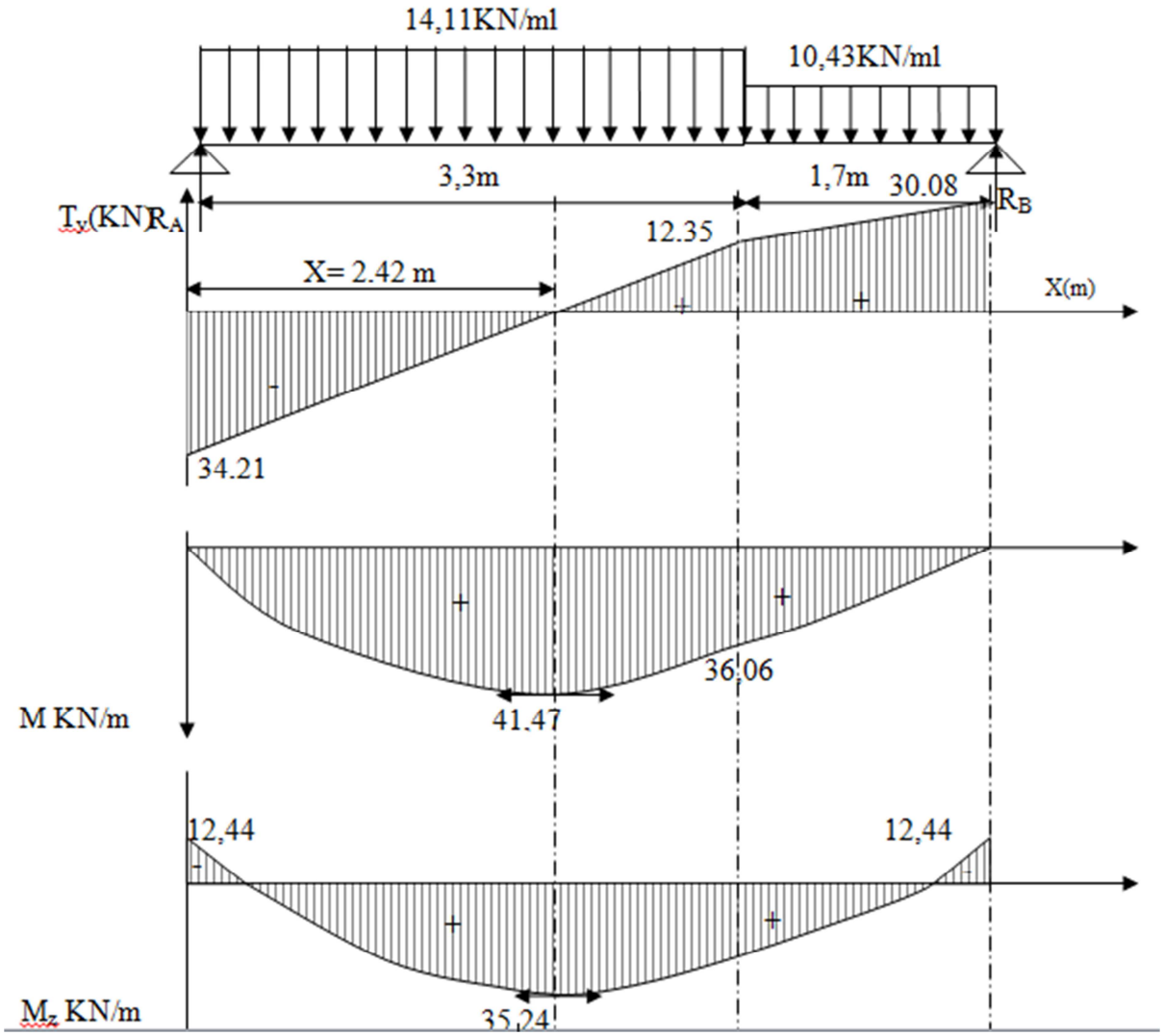
- **Les diagrammes des efforts internes:**

à l'ELU:

A fin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction a l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{max} aux niveaux des Appuis et en travée.

Aux appuis : $M_a = M_b - 0,3M_z^{max} = -0,3 \times 41,47 = -12,44kn.m$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_z^{max} = 0,85 \times 41,47 = 35,24kn.m$

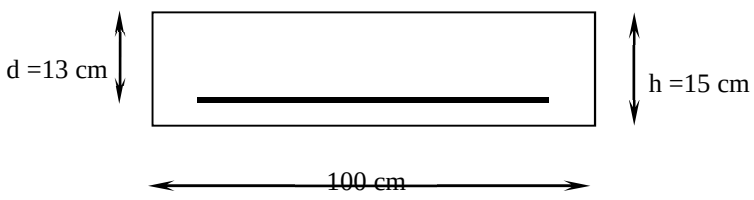


2-3-4) Calcul des armatures :

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts max définis dans le schéma précédant, pour une section rectangulaire de 1m de longueur.

Aux appuis :

M_a=-12,44kn m,d=13cm,c=2cm,b=100cm



$f_{bu} = 0{,}85.\frac{f_{c28}}{\gamma b} = 0{,}85\frac{25}{1{,}5} = 14{,}2$ MPa

, ; σ_{st}=348MPA.

Armature principle:

$\mu_u = \frac{M_a}{bxd^2xf_{bu}}$.

$\mu_u = \frac{12{,}44x10^3}{100x13^2x14{,}2} = 0{,}051$

$\mu_u < \mu_r = 0{,}392$ section simplement Armée(S.S.A)

$\mu_u = 0{,}051 \longrightarrow \beta = 0{,}980$

$\boldsymbol{A_a = \frac{M_a}{\beta x d x \sigma_{st}}}$

$\boldsymbol{A_a = \frac{12{,}44x10^3}{0{,}980x13x348} = 2{,}80 cm^2.}$

Soit : $\boldsymbol{A_a}$=4HA10 =3,14$\boldsymbol{cm^2}$. Avec (St = 25cm).

Armature de répartition :

$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3{,}14}{4} = 0{,}785 cm^2$.

Soit : $\boldsymbol{A_r}$=4HA8 =2,01 $\boldsymbol{cm^2}$.avec (St=25cm)

En travées :

M_t=35,24kn.m

$\mu_u = \frac{M_t}{bxd^2xf_{bu}}$.

$\mu_u = \frac{35{,}24x10^3}{100x13^2x14{,}2} = 0{,}146$

$\mu_u < \mu_r = 0{,}392 \Longrightarrow$ section simplement armée(S.S.A).

$\mu_u = 0{,}146 \longrightarrow \beta = 0{,}921$

- **Armature principle:**

$$A_t=\frac{M_t}{\beta x d x \sigma_{st}}$$

$$A_t=\frac{35,24x10^3}{0,921x13x348}=8,45\ cm^2$$

Soit : A_t=6HA14 =9,24 cm^2.avec (St=17cm)

- **Armature de répartition :**

$$Ar=\frac{A_t}{4}=\frac{9,24}{4}=2,31\ cm^2$$

Soit : Ar =4HA10 =3,14cm^2avec (St=25cm)

❖ **Vérification à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité (Art.4.2.1 bael91) :**

$A_S \geq A_{min}$

$A_{min}=0,23xbdx\frac{f_{t28}}{f_c}=0,23x100x13x\frac{2,1}{400}=1,57cm^2$

Aux appuis : $A_a=3,14cm^2 \geq 1,57cm^2$ ⟶ **condition vérifier**

En travée **:** $A_t=9,24cm^2 \geq 1,57cm^2$ ⟶ **condition vérifier**

➢ **Espacement des barres :**

Armatures principale **:** $St \leq \min\{3h ; 33cm\}$

Appuis : 25cm<33cm ⟶ condition vérifier

Travée : 17cm<33cm ⟶ condition vérifier

Armatures répartitions : $St \leq \min\{4h ; 45cm\}$

Appuis : 25cm<45cm ⟶ condition vérifier.

En travée : 25cm<45cm ⟶ condition vérifié.

❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence (BAEL91Art61.3)**

On vérifie que : $\tau_{se}=\frac{T_u}{0.9d\sum u_i} \leq \overline{\tau}_{se}=\psi f_{t28}$ avec : $\overline{\tau}_{se}=1.5x2.1=3.15MPa$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$\sum u_i = \sum n\pi\phi$ = 4 x 3.14 x 1 = 12.56*cm*.

$$\tau_{se} = \frac{34,21\times10^3}{0.9\times130\times125.6} = 2,32\ MPa < \bar{\tau}_{se} = 3.15\,MPa$$

τ_{se}=2,32MPA ≤ $\overline{\tau_{se}}$=3,15 MPA ⟶ condition verifier .

Pas d'influence de l'effort tranchant sur les aciers.

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

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T}{bd} \le \bar{\tau}_u$

Avec :

$$\tau_u \le \min\left(\frac{0,2}{\gamma b} f_{c28}; 5MPa\right) = 3.33MPa$$

$$\tau_u = \frac{34,21\times10^3}{1000\times130} = 0.263MPa < 3.33MPa$$ ⟶ Condition vérifiée.

D'où le béton seul peut reprendre l'effort cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Ancrage des armatures : (B.A.E.L 91.Art .A.6.1.23).**

$\tau_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28}$=0.6 x $(1.5)^2$ x 2.1=2.835MPa

- **Longueur du scellement droit :**

$L_s = \frac{\phi . f_e}{4\tau_s}$

$$L_s = \frac{1\times400}{4\times2.835} = 35.27cm$$

Vu que la longueur de scellement est importante, on réalisera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à 0.4.L_s (Art A.6, 253 /BAEL91).

L_c = 0.4 x 35.27 = 14.108 cm.

➢ **Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art : A5.1.3.21/BAEL91) :**

$$Tu \le 0.4\times\frac{fc_{28}}{\gamma_b}\times0.9d\times b$$

$$Tu = 34,21 \le 0.4\times\frac{2.5}{1.5}\times0.9\times13\times100$$

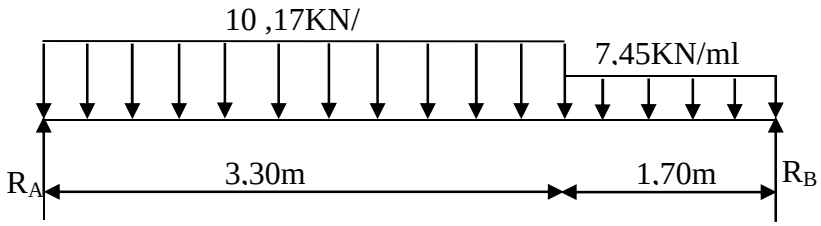
$Tu = 34{,}21KN < 780KN$ ⟶ Condition vérifié.

➢ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art : A.5.1.313/BAEL91) :**

$$A_a \geq \frac{1{,}15}{f_e}\left[T_u^{max} + \frac{M_a}{0{,}9d}\right] \Longrightarrow A_a \geq \frac{1{,}15}{400}\left[34{,}21x10^3 + \frac{-12{,}44x10^6}{0{,}9x130}\right]$$

$A_a = 3{,}14cm^2 > -207{,}33cm^2$ ⟶ condition vérifier.

2-3-5)Calcul des moments et les efforts tranchants à L'ELS :



-Fig-: Schéma statique de calcul

2-3-6)Calcul Les réactions d'appuis :

RA+ RB= (10,17x3,30)+(7,45x1,70) =46,22 kn/ml

RA+ RB=46,22kn/ml

Σ M/B=0 RA (3,30+1,70) - $\left[(10{,}17x3{,}30(\frac{3{,}30}{2}+1{,}7)\right] - (7{,}45x1{,}70)(\frac{1{,}70}{2})$

RA=24,63KN

RB=46,22-24,63=21,59kn.

Donc : RA =24,63 kn.

RB =21,59kn.

2-3-7)Calcul des efforts internes :

1er Tronçon : **0 ≤ x ≤ 3,30**

$\mathbf{M_z(x)} = -10{,}17\frac{x^2}{2} + 24{,}63x$

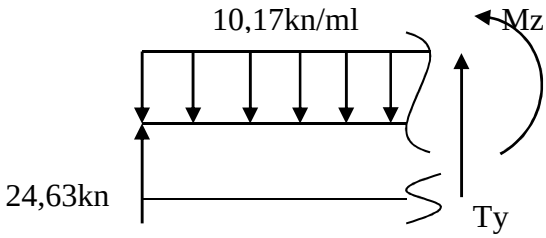
Pour x=0 ⟹ $M_z=0$

Pour x=3,30 ⟹ $M_z=25{,}90kn.m$

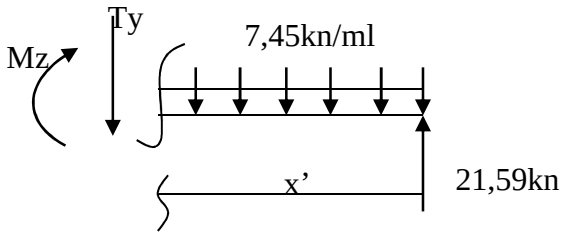
Ty(x)= 10,17x -24,63.

Pour x=0 ⟹ $T_y=-24{,}63kn$

Pour x=3,30 ⟹ $T_y=8{,}93kn$



- **2^{eme} tronçon :** **$0 \leq x' \leq 1,70$**



$M_z(x') = -7,45\frac{x^2}{2} + 21,59x.$

Pour $x' = 0$ $\Longrightarrow$ $M_z = 0$

Pour $x' = 1,70$ $\Longrightarrow$ $M_z = 25,90kn.m$

$Ty(x) = -7,45x' + 21,59.$

Pour $x' = 0$ $\Longrightarrow$ $Ty = 21,59kn.$

Pour $x' = 1,70$ $\Longrightarrow$ $Ty = 8,93kn.$

$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -10,17x + 24,63 = 0$

$= -10,17x + 24,63$ $\Longrightarrow$ $x = 2,42m$

$M_z^{max}(2,42) = -10,17\frac{2,42^2}{2} + 24,63(2,42)$

$M_z^{max}(2,42) = 29,82kn.m$

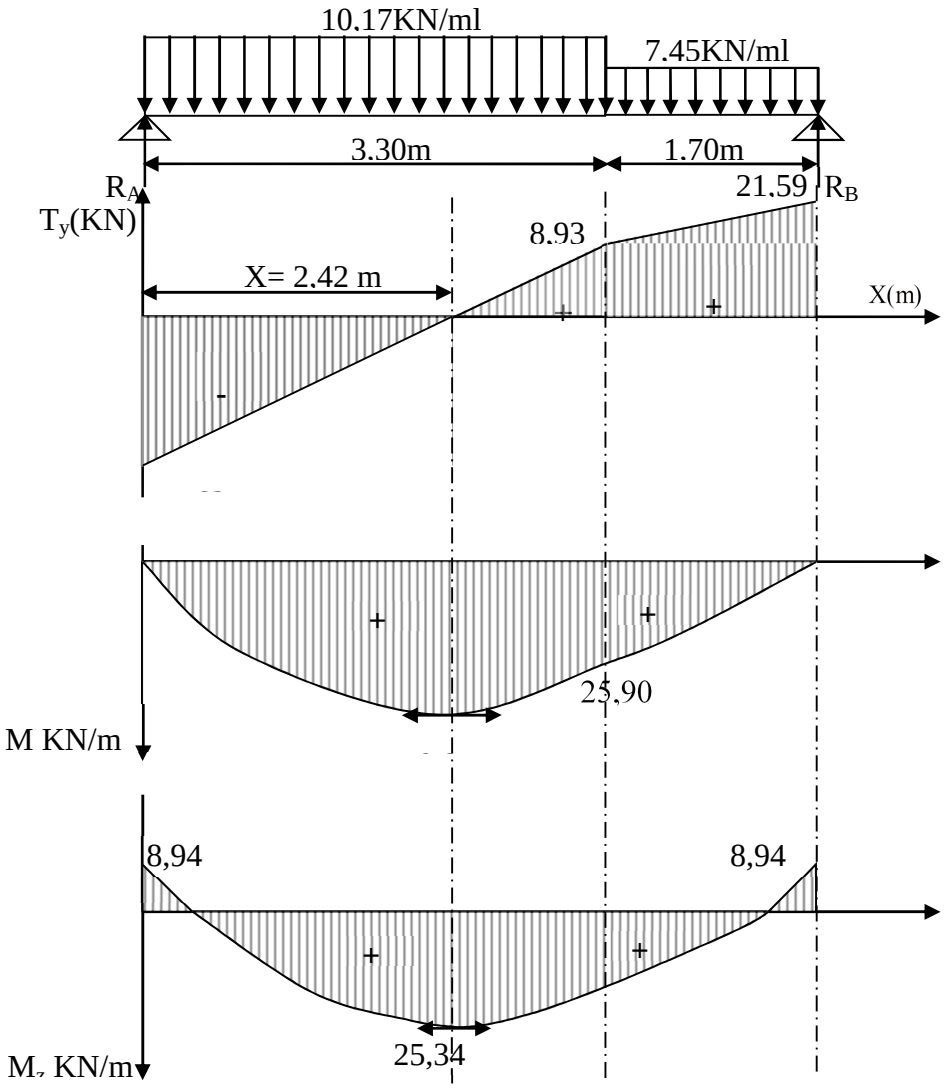
➢ **Les diagrammes des efforts internes:**

À l'ELS:

AFin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction a laide des coefficients réducteurs pour le moment M_{max} aux niveaux des Appuis et en travée.

Aux appuis : $M_a = M_b - 0,3M_z^{max} = -0,3 \times 29,82 = -8,94kn.m$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_z^{max} = 0,85 \times 29,82 = 25,34kn.m$



❖ **Vérification à l'ELS :**

➢ **État limite à la résistance à la compression du béton :**

σ_{bc}=K$\sigma_S \leq \sigma_{bc}$=0,6$f_{c28}$=15MPA.

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100\times 9{,}24}{100\times 13} = 0.710 \rightarrow \beta_1 = 0.878 \rightarrow K_1 = 25{,}98$$

❖ **Vérification des contraintes dans les aciers :**

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta.d.A_t} = \frac{25{,}34\times 10^6}{0.878\times 130\times 9{,}24\times 10^2} = 240{,}26Mpa < 348Mpa.....conditionvérifiée$$

❖ **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{202.81}{39.95} = 5.07Mpa < \overline{\sigma_b} = 15Mpa \Rightarrow$$ Condition vérifiée.

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100\times3.14}{100\times13} = 0.241 \rightarrow \beta_1 = 0.812 \rightarrow K_1 = 11{,}60$$

❖ **Vérification des contraintes dans les aciers :**

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta.d.A_a} = \frac{8{,}94\times10^6}{0.812\times130\times9{,}24\times10^2} = 91{,}65Mpa < 348Mpa \Rightarrow$$ Condition vérifiée

❖ **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{91{,}65}{11{,}60} = 7{,}90Mpa < \overline{\sigma_b} = 15Mpa \Rightarrow$$ Condition vérifiée

➢ **État limite de déformation :**

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad , \qquad \frac{A_S}{b_0\, d} \geq \frac{4{,}2}{f_e} \quad , \qquad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Longrightarrow \frac{17}{500} = 0{,}034 \leq \frac{1}{16} = 0{,}062$$ condition non vérifier

La condition 1 n'est pas verifiee on doit calculer la flèche .

2-3-8) Calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_t^{\,s}.L^2}{10.E_v.I_{fv}} < \overline{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

E_v : Module de la déformation diffère.

$E_v = 3700\sqrt[3]{fc_{28}}$ = 10818.86MPa.

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C)^2$$

$$V_1 = \frac{Sxx}{B_0}$$

S_{xx} : Moment statique ; $Sxx = \frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d$

B_0 : Aire de la section homogénéisée ; $B_0 = b.h + 15A_t$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d}{b.h + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 9{,}24 \times 13}{100 \times 15 + 15 \times 9{,}24} = 7{,}96$$

$V_2 = h - V_1 = 15 - 7{,}96 = 7{,}04cm$

D'où:

$$I = \frac{100}{3}\left(7{,}96^3 + 7{,}04^3\right) + 15 \times 9{,}24(7{,}96 - 2)^2$$

$I = 33361, 89cm4$

$$f = \frac{(25{,}34 \times 5^2)}{10 \times 10818.86 \times 10^3 \times 33361{,}89 \times 10^{-8}} = 0{,}017$$

$f = 0.017 < \overline{f} = 500/500 = 1cm$ la Condition est vérifiée

3-Calcul de la poutre palière :

C'est une poutre palière qui se situe au niveau du palier intermédiaire à mi- étage dans le RDC et à l'étage des autres étages. On choisit la poutre palière du RDC et on adopte la même poutre palière pour les autres étages.

3-1)Pré dimensionnement :

- Hauteur de la poutre : $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

h_t : La hauteur de la poutre.

L =4,20m ``L`` partie libre.

$\frac{420}{15} \leq h_t \leq \frac{420}{10} = 28 \leq h_t \leq 42$ ⟶ **Soit h =35cm.**

- **Largeur de la poutre b :**

$0{,}4h \leq b \leq 0{,}7h = 14 \leq b \leq 24.5$ b = 25 cm.

➢ **Recommandations de l' RPA 99 Version 2003 :**

$$\begin{cases} \mathbf{h_t} \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \dfrac{\mathbf{h_t}}{\mathbf{b}} \leq 4 \end{cases} \quad \text{ona} \quad \begin{cases} \mathbf{h_t} = 35 > 30\text{cm} \\ b = 25 > 20\text{cm} \\ \dfrac{\mathbf{35}}{\mathbf{25}} = 1,4 \leq 4 \end{cases}$$

La poutre aura pour dimensions: **bx h =25 x 35 cm²**

3-2)Déterminations des sollicitations de calcul :

Son poids : G = V. ρ = (0.25x 0. 35) x 25 = 2.19 KN/ml.

Réaction de la poutre palière a (ELU) : Tu =30,08KN/ml.

Réaction de la poutre palière a (ELS) : = 21,6KN/ml.

➢ **Combinaisons de charges:**

ELU:

q u =1.35G + 2TU /L = 1,35 x2, 19+ 2 x 30,08/4,20

⟶ $\mathbf{q_u}$= 17, 28 KN/ml

ELS:

q s = G + 2TS/L = 2, 19+ 2 x 21, 6/4, 20

⟶ $\mathbf{q_s}$= 12, 47 KN/ml

3-3)Calcul à l'ELU :

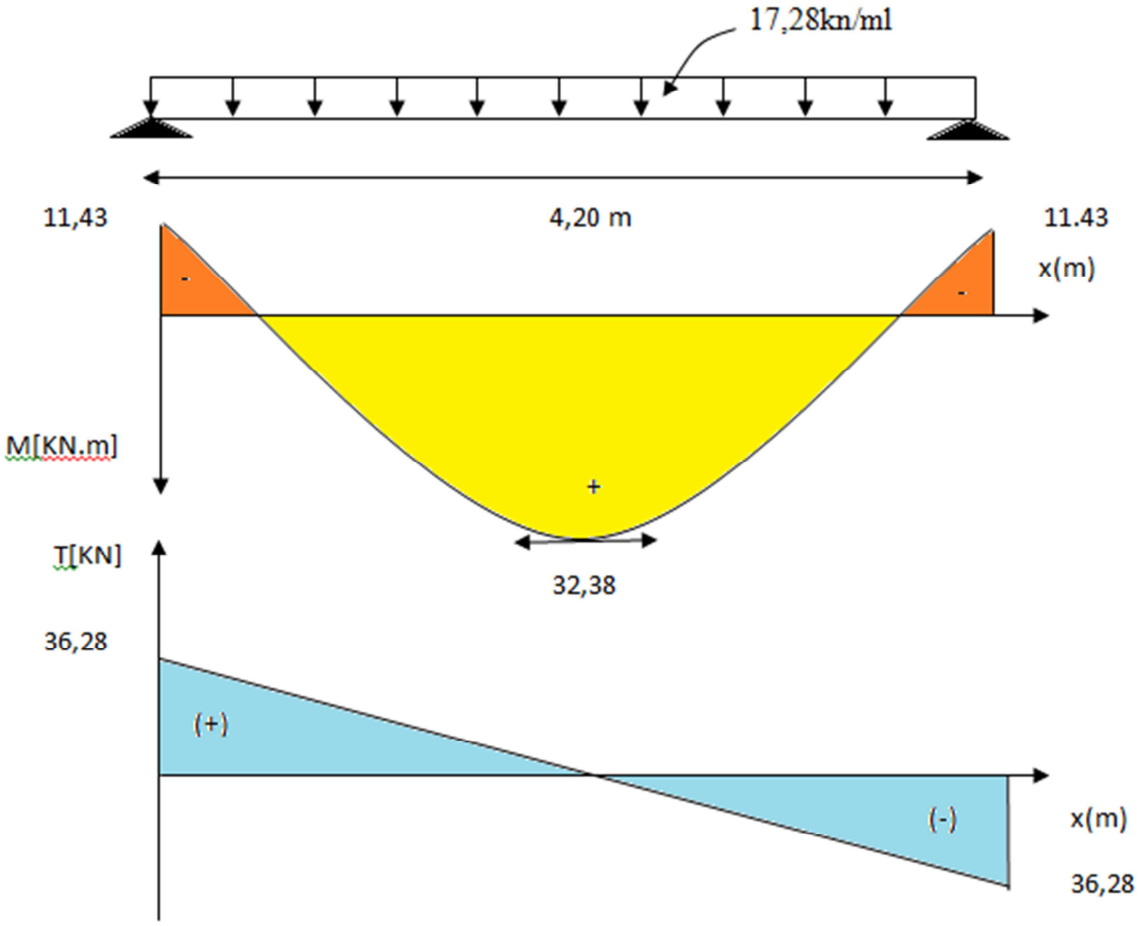
A)Calcul des moments et des efforts tranchants:

Moment isostatique : Mu= $\frac{q_u \, l^2}{8}$ =$\frac{17,28 \, x \, 4,20^2}{8}$ =38,10KN .m

Effort tranchant : Tu = $\mathbf{R_A}$ =$\mathbf{R_B}$ = $\frac{q_{u \, x} \, L}{2}$ = $\frac{17,28 \, x \, 4,20}{2}$ =36,28KN.

- Moment aux appuis : M**a** = -0.3 MU = -0.3 x 38,10= -11,43KN .m
- Moment en travée : M**t**= 0.85 MU = 0.85 x 38,10=32,38KN .m

➢ **Diagramme du moment et de l'effort :**



Diagrammes de l'effort tranchant et moment fléchissant

B)Ferraillage :

- **Armatures longitudinales :**
  - **Aux appuis :**

Mu = - 11,43 KN.m

$$\mu_b = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{11{,}43 \times 10^3}{25 \times (32{,}5)^2 \times 14{,}2} = 0{,}03$$

$\mu_a = 0.03 < \mu_r = 0{,}392 \Rightarrow$ la section est simplement armée

$\mu_a = 0{,}03 \Rightarrow \beta_1 = 0{,}985$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_1 . d . \sigma_{St}} = \frac{11{,}43 \times 10^3}{0{,}985 \times 32{,}5 \times 348} = 1{,}026\ \text{Cm}^2.$$

On opte pour 3HA8 = 1.51cm².

- **En travée :**

Mu = 32,38 KN.m

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{32{,}38 \times 10^3}{25 \times (32{,}5)^2 \times 14{,}2} = 0{,}086$$

$\mu_b = 0.086 < \mu_r = 0{,}392 \Rightarrow$ la section est simplement armée

$\mu_b = 0{,}086 \Rightarrow \beta_1 = 0{,}955$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta_1 . d . \sigma_{St}} = \frac{32{,}38 \times 10^3}{0{,}955 \times 32{,}5 \times 348} = 3\ \text{Cm}^2.$$

On opte pour 3HA12 = 3,39cm².

➢ **Armatures transversales :**

- **Diamètre :**

$$\phi_t \le \min\left\{\frac{h_t}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right\} \Leftrightarrow \phi_t \le \min\left(\frac{350}{35} = 10; \frac{250}{10} = 25; 12\right)$$

$\emptyset_t$=10mm Nous prenons HA10.

❖ **Espacement :**

St≤ min (0,9d; 40 cm) ⇒ St≤ min (0,9x32,5; 40 cm) = min (29.25, 40cm) =29.25

Alor soit st= 25cm.

le RPA version 2003 (Art 7.5 - 2) L'espacement doit vérifier :

o **Sur appuis :**

$$S_t \le \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi; 30\right\} = \min(8.75; 9.6; 30) \Leftrightarrow$$ **Soit : S_t= 7 cm.**

- **En travée :**

$$e \le \frac{h}{2} \Leftrightarrow e \le \frac{35}{2} = 17{,}5cm. \quad \Leftrightarrow \quad \textbf{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

3-3-C)Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité : BAEL (Art A-4-2-1)**

$$A_{\min} = 0{,}23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23.25.32{,}5.\frac{2{,}1}{400} = 0{,}98cm^2.$$

- Aux appuis Aa : 1,51cm² > 0.98 cm² …….condition vérifiée.
- En travée At 3,39cm² > 0.98cm² …….condition vérifiée.

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres**

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_{se} \le \overline{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15$ MPa.

$$\tau_{Se} = \frac{T_U}{0{,}9.d.\sum U_i}$$ **Avec :** ΣU_i : Somme des périmètres utiles des barres.

$\Sigma U_i = n.\pi.\phi = 3.(3{,}14).8 = 75{,}36$ mm

$$\tau_{Se} = \frac{36{,}28.10^3}{0{,}9.325.75{,}36} = 1{,}65MPa.$$

$$\Rightarrow \tau_{Se} = 1{,}65 \prec \overline{\tau}_{Se} = 3{,}15 \quad \Rightarrow \quad \textbf{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

- **Encrage des barres :**

$$\overline{\tau_{su}} = 0{,}6\Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835MPa$$

$\tau_{se} = 1{,}65 < \overline{\tau_{su}} = 2{,}835 \quad \Rightarrow$ Condition vérifiée.

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

$$T_u = 36{,}28\ KN \le 0{,}4 \times b \times 0{,}9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u = 36{,}28\ KN \le 0{,}4 \times 250 \times 0{,}9 \times 325 \frac{25}{1{,}5} = 487{,}5$$

$\Rightarrow$ Condition vérifiée.

❖ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

➢ **Influence sur le béton:**

$A_t = 3,39cm^2 \geq A_u = \frac{1,15}{f_e}\left(T_u + \frac{M_U}{0,9d}\right) = \frac{1,15}{400}\left(36,28 + \frac{32,38}{0,9\times 32,5}\right) = 0,107cm^2$

$A_a = 1,51cm^2 \geq A_u = 0,107cm^2$

$\Rightarrow$ **C**ondition vérifiée.

➢ **Influence sur les armatures inferieures :**

$$\tau_U = \frac{T_U}{b.d} \quad = \tau_U = \frac{36,28 \times 10^3}{250 \times 325} = 0,44\ Mpa$$

$\overline{\tau_u} = \min\left\{0,13f_{t28}\ ,5Mpa\right\} = 3,33Mpa$

$\boldsymbol{\tau_u} = 0,44 < \overline{\boldsymbol{\tau_u}} = 3,33 \quad \Rightarrow$ Condition vérifiée

Pas de risque de cisaillement. Soit St = 15 cm.

3-4)Calcul à l'ELS :

3-4-A)Combinaisons de charges:

q_s= G + 2TS/L = 2, 19+ 2 x21, 6 /4, 20

$\longrightarrow$ q_s = 12,47KN/ml

➢ **Calcul du moment et de l'effort tranchant :**

- **Moment isostatique** : Ms= $\frac{q_s\ l^2}{8} = \frac{12,47x\ 4,20^2}{8}$ =27,49KN .m
- **Effort tranchant : Ts** = $\frac{q_s \times L}{2} = \frac{12,47\ x\ 4,20}{2}$ =26,18KN.

Moment aux appuis : M**a** = -0.3 Ms = -0.3 x 27,49= -8,24KN .m

Moment en travée : M**t**= 0.85 Ms = 0.85 x 27,49=23,36KN .m

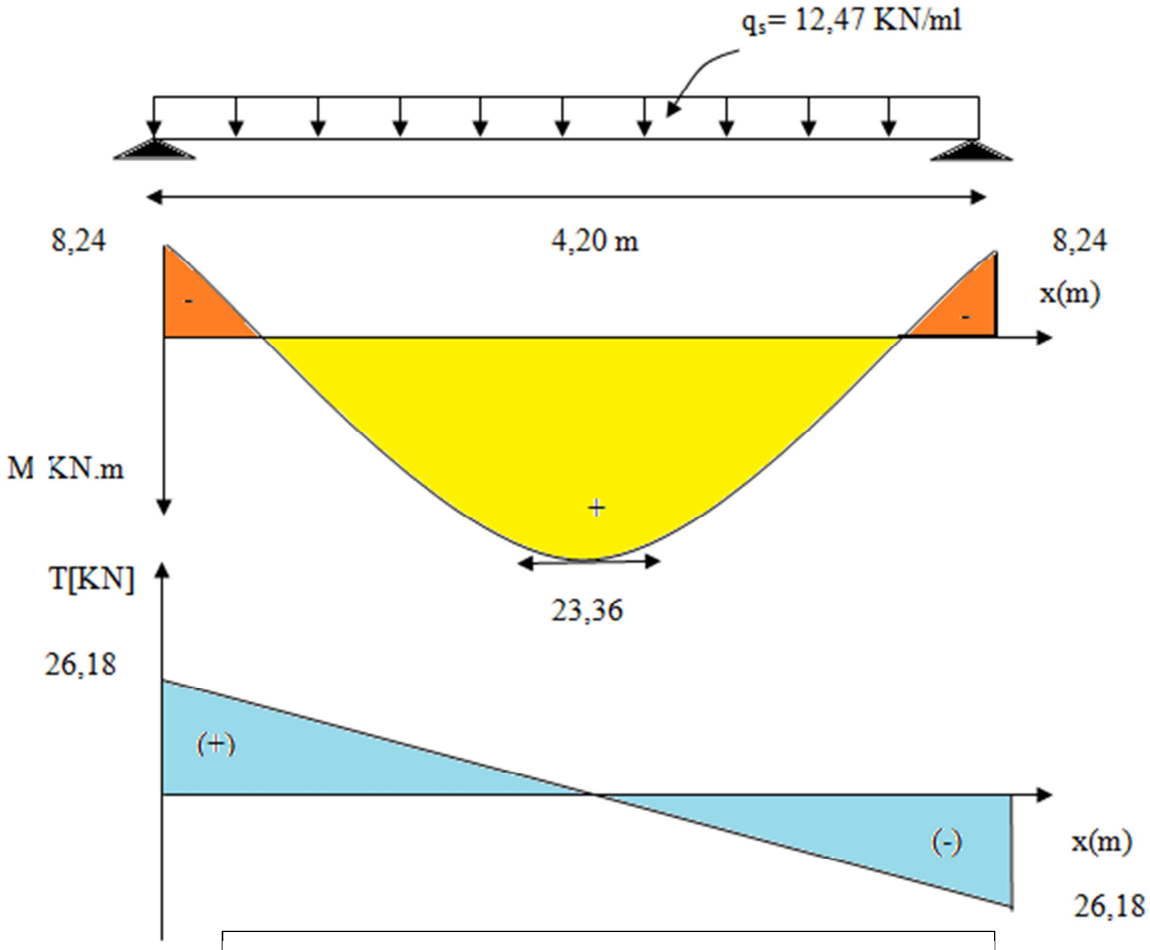


Diagramme du moment et de l'effort tranchant:

- **État limite de résistance de béton à la compression : [BAEL91/Art.4.5,2]**

  - **Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier :**

On doit avoir :

$\overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6f_{c28} = 15Mpa$ **Et :** $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$ *Avec :* $\sigma_s = \frac{M_S}{\beta.d.A_{st}}$

$$\rho = \frac{100.A_{st}}{b_0.d}$$

- **Sur appuis**

$$\rho = \frac{100.A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 1{,}51}{25 \times 32{,}5} = 0{,}185 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}930 \\ K_1 = 56{,}43 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_S}{\beta.d.A_{st}} = \frac{8{,}24.10^6}{0{,}930\times 325.\times 1{,}51.10^2} = 180{,}54 MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{180{,}54}{56{,}43} = 3{,}19 MPa.$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 1.89 MPa. \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa. \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} \prec \overline{\sigma}_{bc} \text{..... } \textbf{Condition vérifiée.}$$

- **En travée**

$$\rho = \frac{100.A_{st}}{b.d} = \frac{100\times 3{,}39}{25\times 32{,}5} = 0.417 \Rightarrow$$

$\beta_1 = 0{,}901$

$K_1 = 35{,}50$

$$\sigma_s = \frac{M_S}{\beta.d.A_{st}} = \frac{23{,}36.10^6}{0{,}901\times 325.\times 3{,}39.10^2} = 235{,}32\, MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{235{,}32}{35{,}50} = 6{,}62\, MPa.$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 6{,}62 MPa. \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa. \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} \prec \overline{\sigma}_{bc}. \text{ …….. Condition vérifiée}$$

L'état limite de compression du béton et de l'acier aux appuis et en travées est vérifié, donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

❖ **Vérification de la flèche : [BAEL.99/Artb6.5,2] :**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left.\begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} = \frac{35}{420} = 0{,}083 \\ \frac{1}{16} = 0{,}0625 \end{array}\right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \text{ ..... } condition\ vérifiée$$

$$\left.\begin{array}{l} \dfrac{h}{L} \geq \dfrac{M_t}{10M_0} \\ \dfrac{h}{L} = \dfrac{35}{420} = 0.085 \\ \dfrac{M_t}{10M_0} = \dfrac{23{,}36}{10 \times 27{,}49} = 0{,}084 \end{array}\right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \text{..... } condition\ vérifiée$$

$$\left.\begin{array}{l} \dfrac{A_t}{bd} \leq \dfrac{4{,}2}{f_e} \\ \dfrac{A}{bd} = \dfrac{3{,}39}{25 \times 32{,}5} = 0{,}0041 \\ \dfrac{4{,}2}{f_e} = \dfrac{4{,}2}{400} = 0{,}0105 \end{array}\right\} \Rightarrow \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4{,}2}{f_e}\ condition\ vérifiée$$

❖ Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Résumé 3 :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferraillage suivant :

- **Armatures longitudinales**

En travées : 3 HA12 = 3,39 $\boldsymbol{cm^2}$ avec un espacement de 25 cm

En appuis : 3 HA 8 = 1.51 cm^2 avec un espacement de 25 cm.

- **Armatures transversales :**

En travée HA 10 pour chaque espacement de 15 cm.

En appuis : HA 10 pour chaque espacement de 7 cm.

❖ **Ferraillage de la poutre :**

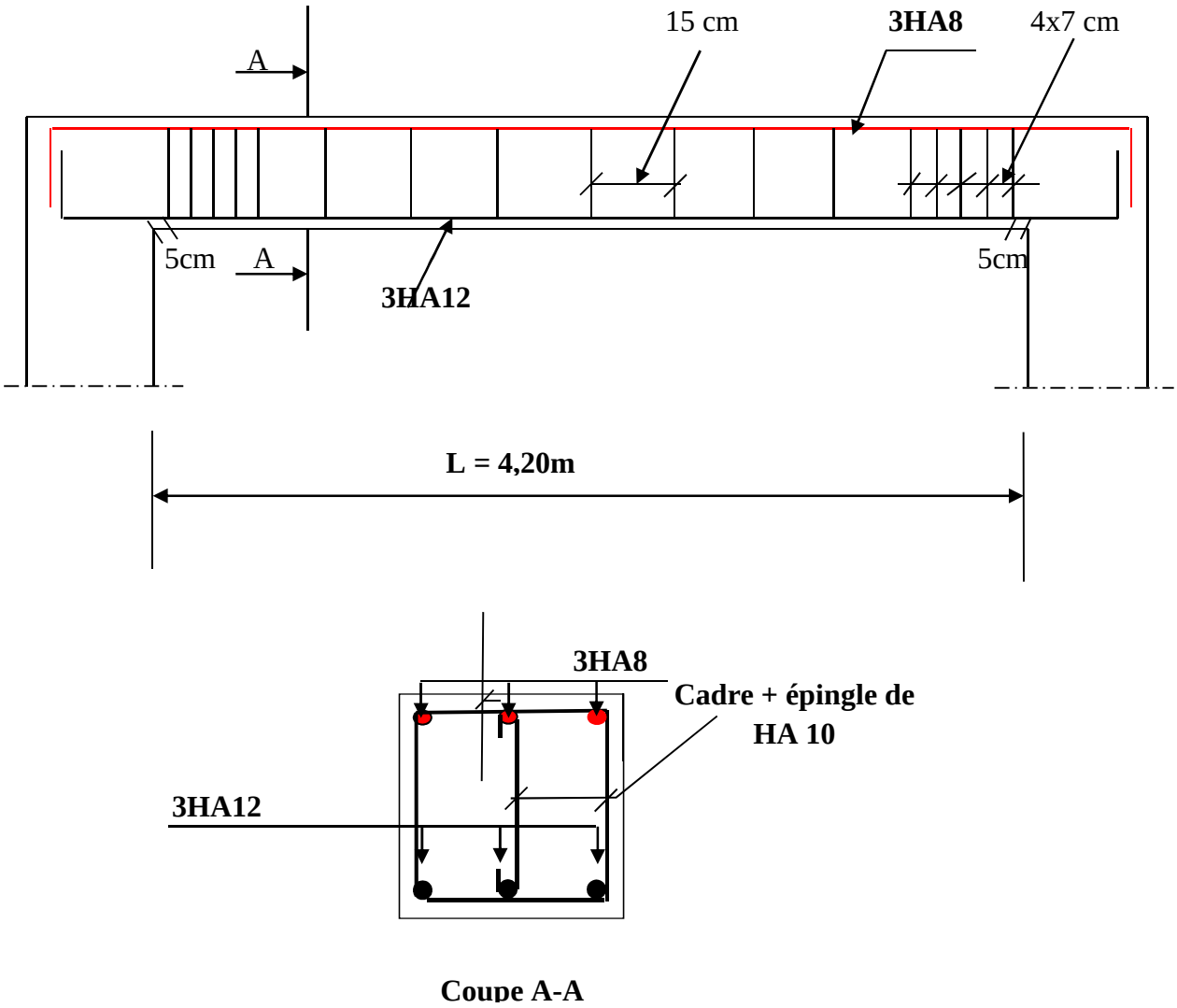
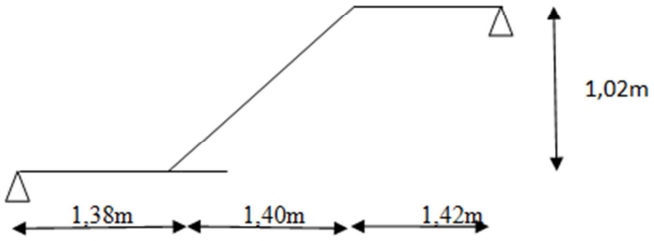


Figure : Ferraillage de la poutre palière .

2ème Cas Escalier sous sol h_e=3,40 m (escaliers à 3 volées) :

Dans ce cas on a des escaliers à trois volées droites. Les escaliers seront pré dimensionnés suivant la formule de BLONDEL, en tenant compte des dimensions données sur le plan.



2-4)Pré dimensionnement des marches

Le pré dimensionnement des marches se fera par la formule de « BLONDEL » :

$60 \leq g + 2h \leq 66\ cm$ Avec : { h : hauteur de la contre marche ; g : largeur de la marche (giron)

$22cm \leq g \leq 33cm$

$$\begin{cases} n.h = h_e \\ (n-1)g = L \end{cases}$$

$16,5 \leq h \leq 17,5$, on prend h=17 cm

Le nombre de marches totales est : $n = \frac{h_e}{h} = \frac{340}{17} = 20$marches

- **Deux volées parmi les trois sont identiques:**

Les 20 marches seront réparties de la manière suivante :

- Volée 1 et 3 : 6 contre marches soit 5 marches chacune
- Volée 2 : 8 contre marches soit 7 marche.

$60 \leq g+2h \leq 66$ cm $\rightarrow 60 \leq g+34 \leq 66$ cm soit $26 \leq g \leq 32$ cm

On prendra : g = 28 cm

2-4-1)Pré dimensionnement de la paillasse et du palier de repos :

Soit « e_p » épaisseur de la paillasse et du palier est donnée par :

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

$$tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{102}{140} = 0{,}728 = \Rightarrow \alpha = 36{,}07°$$

$$\cos\alpha = \frac{L}{L_V} \quad \Rightarrow \quad L_V = \frac{L}{\cos\alpha} = \frac{140}{\cos 36{,}07} = 173{,}2\text{cm}$$

$L_0 = L_V + L_P = 1{,}732+1{,}42+1{,}38 = 4{,}532\text{m}$

Donc : $\frac{453{,}2}{30} \le ep \le \frac{453{,}2}{20} \Rightarrow \quad 15{,}10\text{cm} \le ep \le 22{,}66\text{cm}$

On prend : $e_p = 20\text{cm}$

2-4-2)Détermination des sollicitations de calcul :

➢ **Détermination des charges et surcharges :**

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

La volée :

- Poids des marches ($\rho = 25\text{KN/m}^3$)…… 25 x1x0,17 /2 = 2,125 KN /m.
- Poids de la volée ($\rho = 25\text{KN/m}^3$)…… 25 x 0,2/cos36,07 = 6,18 KN/m.
- Lit de sable (ρ =18KN/m^3 ; e=0,02)…….. 18x1x0,02 = 0,36 KN/m.
- Poids du mortier (ρ =20KN/m^3 ;e=0,02) ……. 22x1x0,02 =0 ,44KN/m.
- Carreaux Gris Céram (1 cm, ρ =22KN/m^3)……20x0,01=0 ,20KN/m.
- Poids du garde-corps……0,20 KN/m.
- Enduit de plâtre (2cm ; ρ =10KN/m^3……10x0,02=0,20 KN/m.

$G_{volée}$=9,70kn/m

Le palier :

Poids propre du palier……0,2x1x25= 5KN/m.

Poids total du revêtement……..0,36+0,44+0,2+0,2=1,2KN/m.

G=6,2KN/m

- Surcharge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par la DTR B.C.2.2 est :

- Palier : Q_1=2,5KN/ml.
- Volée : Q_2=2,5KN/ml.

2-4-3)Calcul des efforts internes :

➢ **Combinaison de charges à :**

ELU :

q_u = (1,35G+1,5Q)x1m

volée : 1,35x9,70+1,5x2,5=16,84KN/m.

palier : 1,35x6,2+1,5x2,5=12 ,12KN/m.

ELS :

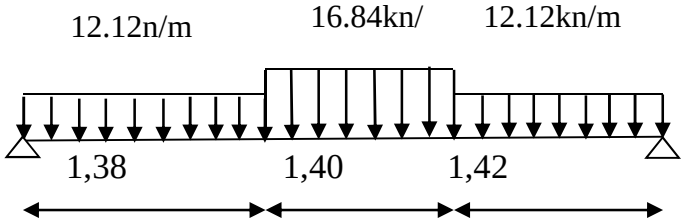
q_u= (G+Q) x1m

Volée : 9,7+2,5=12,2KN/m

Palier : 6,2+2,5=8,7KN/m

2-4-4)Calcul des moments et efforts tranchants à l'ELU :

- **Schéma statique (à l'ELU):**



➢ **Réactions d'appuis :**

$$R_B + R_A = (12.12\times1.38) + (16.84\times1.40) + (12.12\times1.42) = 57{,}51KN$$

$$\Sigma M/_b = 0$$

$$\Rightarrow (R_a \times (1.38+1.4+1.42)) - \left(12{,}12\times1.38\left(\frac{1.38}{2}+2.82\right)\right) - (16{,}84\times1.4)\left(\frac{1.4}{2}+1.42\right) - (12{,}12\times1.42(\frac{1.42}{2})) = 0$$

$$\Rightarrow R_A = 28.78KN$$

$$R_A + R_B = 57.51$$

$$\Rightarrow R_B = 57.51 - R_B = 57.51 - 28.78 = 28.78KN$$

$$R_B = 28..73KN$$

2-4-5)Calcul des efforts internes :

$0 \leq x \leq 1{,}38$

$$Mz(x) = -12.12\frac{x^2}{2} + 28.78x$$

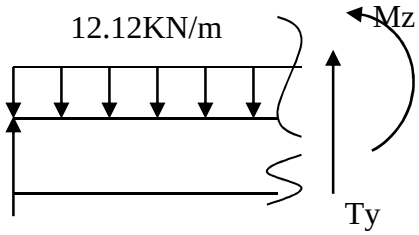
$x = 0 \Rightarrow M_z = 0KN.m$

$x = 1.38 \Rightarrow M_z = 28.17KN.m$

$Ty(x) = 12.12x - 28.78$

$x = 0 \Rightarrow T_y = -28.78KN$

$x = 1.38 \Rightarrow T_y = -12.05KN$



$0 \leq x' \leq 1{,}42$

$$Mz(x') = -12.12\frac{x'^2}{2} + 28.73x$$

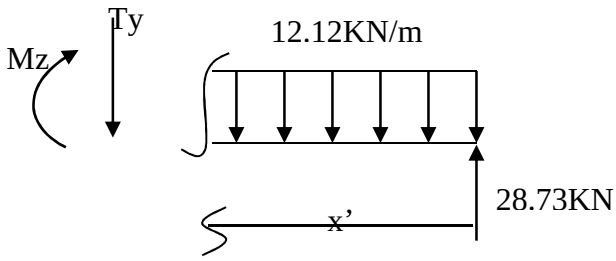
$x' = 0 \Rightarrow M_z = 0KN.m$

$x' = 1.42 \Rightarrow M_z = 28.57KN.m$

$Ty(x') = -12.12x' + 28.73$

$x' = 0 \Rightarrow T_y = 28.73KN$

$x' = 1.42 \Rightarrow T_y = 11.51KN$



2-4-5-1)Calcul du point du moment max :

$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow$ -12.12x + 28.73= 0

= -12.12x1,42 +28.73-16.84x $\Longrightarrow$ x=0.69m

$M_z^{max}(2{,}11) = -12.12\frac{2{,}11^2}{2} + 28.73(2{,}11)$

$M_z^{max}(2{,}11) = 33.64kn.m$

Remarque :

ELU :

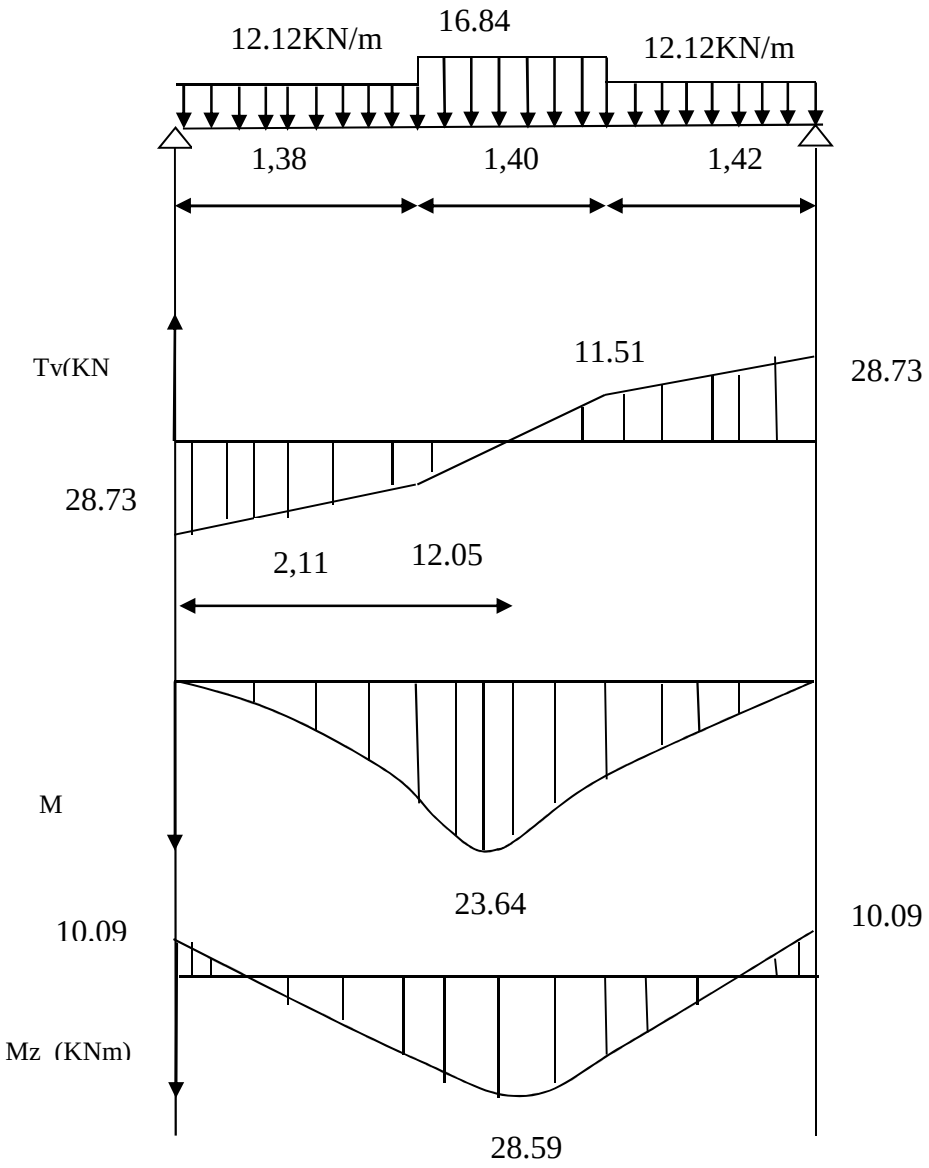
AFin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction a l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{max} aux niveaux des Appuis et en travée.

Aux appuis : $M_a = M_b - 0{,}3M_z^{max} = -0{,}3 \times 33.64 = -10.09kn.m$

En travée : $M_t = 0{,}85 \times M_z^{max} = 0{,}85 \times 33.64 = 28.59kn.m$

➢ **Les diagrammes des efforts internes :**

À l'ELU:



2-4-6)Calcul des moments et efforts tranchants à l'ELS :

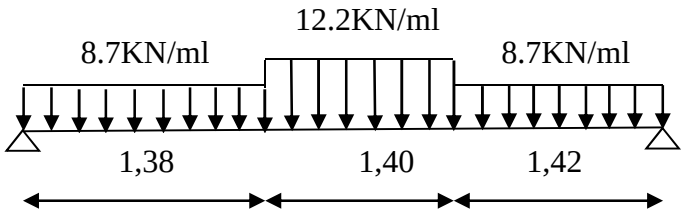


Schéma statique à ELS

2-4-6-1)Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = (8.7\times1.38) + (12.2\times1.40) + (8.7\times1.42) = 41.44KN$$

$$\Sigma M/_B = 0$$

$$\Rightarrow \left(R_A \times (\ 1.38+1.40+1.42)\right) - \left(8.7\times1.38\left(\frac{1.38}{2}+2.82\right)\right) - (12.2\times1.40)\left(\frac{1.40}{2}+1.42\right) - (8.7\times1.42)(\frac{1.42}{2}) = 0$$

$$\Rightarrow RA = 20.74KN$$

$$R_A + R_B = 41.44KN$$

$$\Rightarrow R_B = 41.44 - R_A = 41.44 - 20.7 = 20.74KN$$

$$R_B = 20.74KN$$

Donc : RA =20.74 KN.

RB =20.74KN.

2-4-6-2)Calcul des efforts internes :

$$0 \le x \le 1.38$$

$$Mz(x) = -8.7\frac{x^2}{2} + 20.74x$$

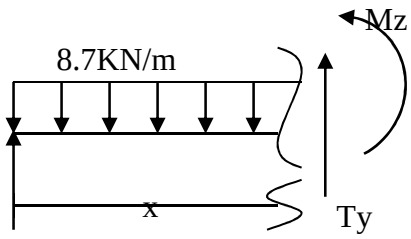
$$x = 0 \Rightarrow M_z = 0KN.m$$

$$x = 1.38 \Rightarrow M_z = 20.33KN.m$$

$$Ty(x) = 8.7x - 20.74$$

$$x = 0 \Rightarrow T_y = -20.74KN$$

$$x = 1.38 \Rightarrow T_y = -8.73KN$$



0≤ x ≤ 1.42

$$Mz(x') = -8.7\frac{x'^2}{2} + 20.74x$$

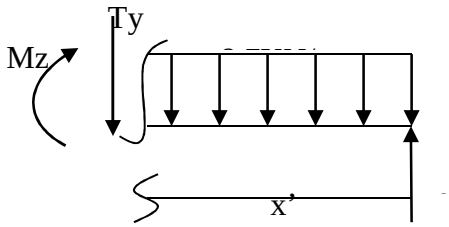
$$x' = 0 \Rightarrow M_z = 0KN.m$$

$$x' = 1.42 \Rightarrow M_z = 20.67KN.m$$

$$Ty(x') = -8.7x' + 20.74$$

$$x' = 0 \Rightarrow T_y = 20.74KN$$

$$x' = 1.42 \Rightarrow T_y = 8.38KN$$



- **Calcul du point du moment max :**

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -8.7x1.38 + 20.74 - 12.2(x) = 0$$

$$= -8.7x1{,}38 + 20.74 - 12.2\ (x) \Longrightarrow x = 0.71m$$

$$M_z^{max}(2.13) = -8.7\frac{2.13^2}{2} + 20(2.13)$$

$$M_z^{max}(2.13) = 24.44m.$$

- **Les diagrammes des efforts internes:**

- **À l'ELS:**

AFin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction a laide des coefficients réducteurs pour le moment M_{max} aux niveaux des Appuis et en travée.

Aux appuis : $M_a = M_b - 0.3M_z^{max} = -0.3 \times 24.44 = -7.33kn.m$

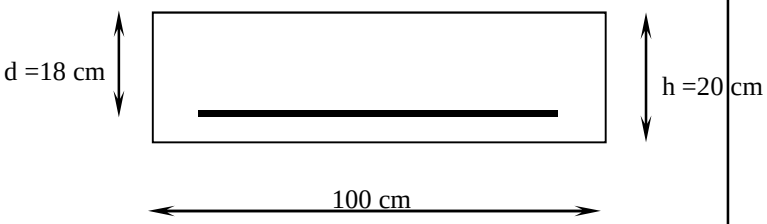
En travée : $M_t = 0.85 \times M_z^{max} = 0.85x24.44 = 20.77kn.m$

2-4-7)Calcul des armatures :

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts max définis dans le schéma précédant, pour une section rectangulaire de 1m de longueur.

- **Aux appuis:**

M_a= -10.09KN/ml, d=18cm, c=2cm, b=100cm



$$f_{bu} = 0{,}85.\frac{f_{c28}}{\gamma b} = 0{,}85\frac{25}{1{,}5} = 14{,}2\ MPA\ .$$

σ_{st}=348MPA.

- **Armature principle:**

$$\mu_u = \frac{M_a}{bxd^2xf_{bu}}.$$

$\mu_u = \frac{10.09x10^3}{100x18^2x14,2} = 0,021$

$\mu_u < \mu_r = 0,392 \Longrightarrow$ section simplement Armée(S.S.A)

$\mu_u = 0,021$ $\beta = 0,989$

$A_a = \frac{M_a}{\beta x d x \sigma_{st}}$

$A_a = \frac{10.09x10^3}{0,987x18x348} = 1,62cm^2.$

Soit : $\boldsymbol{A_a}$=4HA12 =4,52 **cm²**. Avec (St = 25cm).

- **Armature de répartition :**

$\mathbf{A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13cm^2}$

Soit : $\boldsymbol{A_r}$=4HA10 =3,14 **cm²**.avec (St=25cm)

En travées :

M_t=28.59KN/ml

$\mu_u = \frac{M_t}{bxd^2xf_{bu}}.$

$\mu_u = \frac{28.59x10^3}{100x18^2x14,2} = 0,062$

$\mu_u < \mu_r = 0,392 \Longrightarrow$ section simplement armée(S.S.A).

$\mu_u = 0,062 \longrightarrow \beta = 0,968$

- **Armature principle:**

$A_t = \frac{M_t}{\beta x d x \sigma_{st}}$

$A_t = \frac{28.59x10^3}{0,968x18x348} = 4,71\ cm^2$

Soit : $\mathbf{A_t}$=6HA14 =9,24 **cm²**.avec (St=17cm)

- **Armature de répartition :**

$Ar = \frac{A_t}{4} = \frac{9,24}{4} = 2,31\ cm^2$

Soit : Ar =4HA12 =4,52 **cm^2** avec (St=25cm)

❖ **Vérification à l'ELU :**

➢ **Condition de non fragilité (Art.4.2.1 bael91) :**

$A_S \geq A_{min}$

$A_{min}=0,23xbd\ x\frac{f_{t28}}{f_c}=0,23x100x18x\frac{2,1}{400}=2.17cm^2$

Aux appuis : $A_a=4,52cm^2 \geq 2.17cm^2$ ⟶ **condition vérifier**

En travée : $A_t=9,24cm^2 \geq 2.17cm^2$ ⟶ **condition vérifier**

❖ **Espacement des barres :**

Armatures principale : $St \leq min \left\{ 3h\ ;33cm \right\}$

Appuis : 25cm<33cm ⟶ condition vérifier

Travée : 17cm<33cm ⟶ condition vérifier

❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence (BAEL91Art61.3)**

On vérifie que : $\tau_{se}=\frac{T_u}{0.9d\sum u_i} \leq \overline{\tau}_{se}=\psi f_{t28}$ avec : $\overline{\tau}_{se}=1.5x2.1=3.15MPa$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$\sum u_i=\sum n\pi\phi$ = 4 x 4,52 x 1 = 18,08*cm*.

$$\tau_{se}=\frac{28.73\times10^3}{0.9\times180\times180,8}=0.98\ MPa < \overline{\tau}_{se}=3.15\,MPa$$

$\boldsymbol{\tau_{se}}$=0.98MPA ≤ $\boldsymbol{\tau_{se}}$=3,15 MPA ⟶ condition verifier .

Pas d'influence de l'effort tranchant sur les aciers .

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

On doit vérifier que : $\tau_u = \dfrac{T}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec : $\tau_u \leq \min\left(\dfrac{0,2}{\gamma b} f_{c28}; 5MPa\right) = 3.33MPa$

$$\tau_u = \frac{28.73\times10^3}{1000\times180} = 0.159MPa < 3.33MPa \longrightarrow$$ Condition vérifiée.

D'où le béton seul peut reprendre l'effort cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➢ **Ancrage des armatures : (B.A.E.L 91.Art .A.6.1.23).**

$\tau_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28}$=0.6 x $(1.5)^2$ x 2.1=2.835MPa

➢ **Longueur du scellement droit :**

$L_s = \dfrac{\phi . f_e}{4\tau_s}$

$$L_s = \frac{1\times400}{4\times2.835} = 35.27cm$$

Vu que la longueur de scellement est importante, on réalisera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à $0.4.L_s$ (Art A.6, 253 /BAEL91).

L_c = 0.4 x 35.27 = 14.108 cm.

❖ **Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art : A5.1.3.21/BAEL91) :**

$$Tu \leq 0.4\times\frac{fc_{28}}{\gamma_b}\times0.9d\times b$$

$$Tu = 28.73 \leq 0.4\times\frac{2.5}{1.5}\times0.9\times18\times100$$

$Tu = 28.73KN < 1080KN$ $\longrightarrow$ Condition vérifié

❖ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art : A.5.1.313/BAEL91) :**

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e}\left[T_u^{max} + \frac{M_a}{0,9d}\right] \Longrightarrow A_a \geq \frac{1,15}{400}\left[28.73\text{x}10^3 + \frac{-10.09x10^6}{0,9x180}\right]$$

A_a =4.52cm²> -96.46cm² $\longrightarrow$ condition vérifier.

❖ Vérification à l'ELS :

La fissuration étant peu nuisible, alors on doit vérifier que :

État limite d'ouverture des fissures :

- **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100\times 9.24}{100\times 18} = 0.513 \rightarrow \beta_1 = 0.892 \rightarrow K_1 = 31.30$$

➢ **Vérification des contraintes dans les aciers :**

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta.d.A_t} = \frac{20.77\times 10^6}{0.892\times 180\times 9{,}24\times 10^2} = 139.99Mpa < 348Mpa \Rightarrow$$ Condition vérifiée.

❖ **Vérification des contraintes dans le béton *:***

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{139.99}{31.30} = 4.47Mpa < \overline{\sigma_b} = 15Mpa \Rightarrow$$ Condition vérifiée.

- **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100\times 4{,}52}{100\times 18} = 0.251 \rightarrow \beta_1 = 0{,}920 \rightarrow K_1 = 47.50$$

❖ **Vérification des contraintes dans les aciers :**

$$\sigma_s = \frac{M_s^a}{\beta.d.A_a} = \frac{7.33\times 10^6}{0.920\times 180\times 4{,}52\times 10^2} = 97.92Mpa < 348Mpa \Rightarrow$$ Condition vérifiée.

➢ **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{97.92}{47.50} = 2{,}06Mpa < \overline{\sigma_b} = 15Mpa \Rightarrow$$ Condition vérifiée.

❖ État limite de déformation :

Nous pouvons nous dispenser du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$$

a) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.20}{4.20} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow$ condition non vérifiée.

La condition 1 n'est pas verifiee on doit calculer la flèche.

2-4-8) Calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_t^s .L^2}{10.E_v.I_{fv}} < \overline{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

E_v : Module de la déformation diffère.

$E_v = 3700\sqrt[3]{fc_{28}} = 10818.86\text{MPa}.$

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C)^2$$

$$V_1 = \frac{Sxx}{B_0}$$

S_{xx} : Moment statique ; $Sxx = \frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d$

B_0 : Aire de la section homogénéisée ; $B_0 = b.h + 15A_t$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d}{b.h + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 9{,}24 \times 18}{100 \times 20 + 15 \times 9{,}24} = 10.51$$

$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.51 = 9.49\text{cm}$

D'où:

$$I = \frac{100}{3}\left(10.51^3 + 9.49^3\right) + 20 \times 9{,}24(9.49 - 2)^2$$

$I = 77554.15\text{cm}^4$

$$f = \frac{(20.77 \times 4{,}2^2)}{10 \times 10818.86 \times 10^3 \times 77554.15 \times 10^{-8}} = 0{,}0043$$

$f = 0.0043 < \overline{f} = 420/500 = 0.84\text{cm} \Rightarrow$ La Condition est vérifiée.

LA SALLE MACHINE:

L'ascenseur est un appareil élévateur desservant des niveaux définis.

Il manifeste l'accès des personnes, se déplaçant le long de guide verticale. L'ascenseur est compose de trois composantes essentielles :

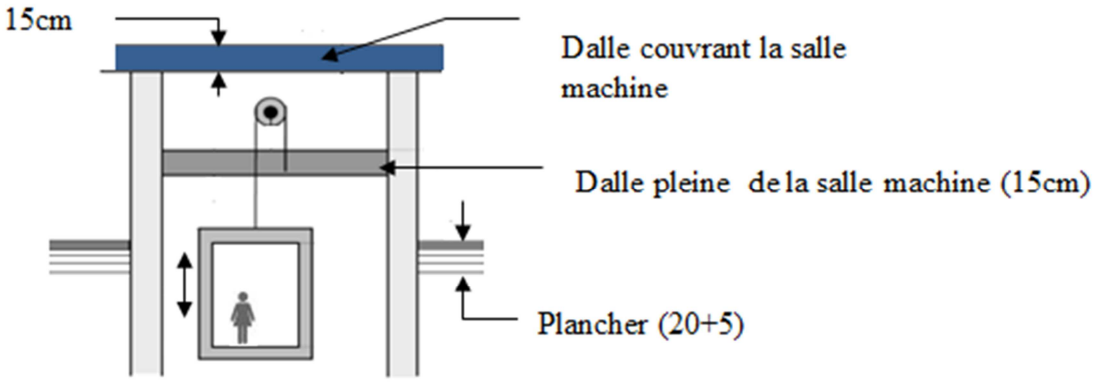
- ✓ Le treuil de levage et sa poulie.
- ✓ La cabine ou la benne.
- ✓ Le contre poids.

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions (1,90×2,10) m² appuyée sur ses 4 cotés.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 9 tonnes, repartie sur une surface de (0,8 × 0,8) m² transmise par le système de levage de l'ascenseur.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.



Calcul des sollicitations :

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = 1{,}90 \div 2{,}10 = 0.90$$

$$0{,}4 \le \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \le 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

❖ **Moments dus au poids propre :**

$M_x = \mu_x . q . l_x^2 \rightarrow$ Moment suivant la petite portée.

$M_y = \mu_y . M_x \rightarrow$ Moment suivant la grande portée

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport ρ_x et du coefficient de Poisson υ.

q : Charge uniformément repartie sur toute la dalle.

État limite ultime (ELU) : υ=0

ρ= 0.90 μ_x =0,0458 et μ_y =0,778

Poids de la dalle : G= (25× 0.15) × 1ml= 3,75KN/ml**.**

Surcharge d'exploitation : **Q** = **1KN/ml**

q_u= 1.35×3, 75 + 1.5×1 = 6,562 KN/ml.

$M_{ux1} = 0{,}0458 \times (6{,}562) \times (1{,}9)^2 = 1{,}084 KN.m$

$M_{uy1} = 0{,}778 \times 1{,}084 = 0{,}84 KN.m$

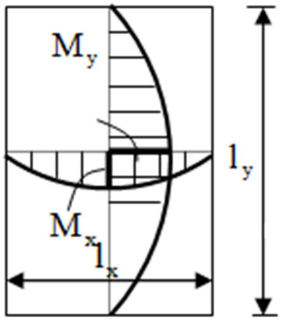


Figure : Les moments de poids

État limite de service (ELS) : υ=0.2

ρ= 0,9 ⟶ M_{yx}=0,0529 et μ_y=0,846

qs = 3,75 + 1 = 4,75 KN/m

$$M_{sx1} = 0{,}0529 \times (4{,}75) \times (1{,}9)^2 = 0{,}907 KN.m$$

$$M_{sy1} = 0{,}846 \times 0{,}907 = 0{,}767 KN.m$$

Moments dus à la charge localisée :

$$M_x = P.(M_1 + \upsilon.M_2)$$
$$M_y = P.(\upsilon.M_1 + M_2)$$

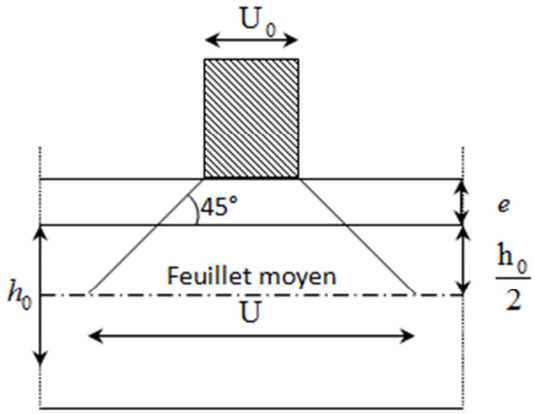


Figure : Les moments des charges locales

M_1, M_2 coefficients donnés par les abaques en

Fonction de ρ_x Et des rapports $\frac{U}{l_x}$ et $\frac{V}{l_y}$

U et **V** côtés du rectangle sur lesquels la charge **P**

S'applique, compte tenu de la diffusion à 45° dans la

Dalle. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.

$$V = V_0 + 2.\left(\xi.e + \frac{h_0}{2}\right) = V_0 + 2.\xi.\xi + h_0$$

$$U = U_0 + 2.\left(\xi.e + \frac{h_0}{2}\right) = U_0 + 2.\xi.\xi + h_0$$

Le coefficient ξ dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton : ⟶ **ξ= 1.0**

A.N :

U=U_0 +2×1×0.05+0.15 = **1.05m** = V_0

h_0 : Épaisseur de la dalle (h_0 = 15 cm)

e : Épaisseur du revêtement (e = 5 cm)

❖ Évaluation du moment M_x et M_y dus au système de levage :

$M_x = q.(M_1 + \upsilon.M_2)$ Avec : υ : Coefficient de Poisson

$M_y = q.(M_2 + \upsilon.M_1)$

M_1 et M_2 : Coefficients déterminés à partir des rapports (U/L_x) ; (V/L_y) dans les abaques de Pigeaud

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,90}{2,10} = 0,9$$

$\frac{U}{L_x} = \frac{1,05}{1,90} = 0,55$ Après interpolation on aura M_1=0,094

$\frac{V}{L_y} = \frac{1,05}{2,10} = 0.5$ M_2 =0,076

État limite ultime (ELU) : ν =0

$P_u = 1.35 \times 90 = 121.5$ KN

$M_{ux2} = P_u.M_1 = 121,5 \times 0,094 = 11,421 KN.m$

$M_{uy2} = P_u.M_2 = 121,5 \times 0,076 = 9,234 KN.m$

État limite de service (ELS) : υ =0.2

Ps = 90 KN.

$M_{sx2} = P_s.(M_1 + \upsilon.M_2) = 90 \times (0,094 + 0,2 \times 0,076) = 9,828 KN.m$

$M_{sy2} = P_s.(M_2 + \upsilon.M_1) = 90 \times (0,076 + 0,2 \times 0,094) = 8,532 KN.m$

Superposition des moments :

- **ELU :**

$M_{ux} = M_{ux1} + M_{ux2} = 1,084 + 11,421 = 12,505 KN.m$

$M_{uy} = M_{uy1} + M_{uy2} = 0,84 + 9,234 = 10,074 KN.m$

- **ELS :**

$M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 0,907 + 9,828 = 10,735 KN.m$

$M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 0,767 + 8,532 = 9,299 KN.m$

Remarque :

Pour tenir compte du semi encastrement de la dalle, on réduit les moments calculés (sur appuis et en travée). Les moments seront réduits de 15% en travée, et de 70% en appuis

- **Ferraillage du panneau :**

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur,

Nous considérerons la hauteur utile propre à chacune des deux directions, en appuis comme en travée (*dx*= 13cm et dy=12cm).

Les résultats de calcul relatif à la détermination du ferraillage, seront résumés sur le tableau

- **Dans le sens x-x : (suivant la petite portée)**

$$M_x^t = 0{,}85 \times M_x = 0{,}85 \times 12{,}505 = 10{,}629 \quad KN.m$$
$$M_x^a = 0{,}3 \times M_x = 0{,}3 \times 12{,}505 = 3{,}751 \quad KN.m$$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_a = \frac{3.751\times10^3}{100\times13^2\times14.2} = 0.015 \prec \mu_l = 0.392$$
$$\Rightarrow S.S.A \rightarrow \mu_a = 0.015 \rightarrow \beta = 0.992$$
$$A_a = \frac{3.751\times10^3}{0.992\times13\times348} = 0.83cm^2$$
$$Soit : 5HA10 = 3{,}92cm^2, S_t = 25cm$$

En travée :

$$\mu_t = \frac{10{,}629\times10^3}{100\times13^2\times14.2} = 0.044 \prec \mu_l = 0.392 \Rightarrow S.S.A$$
$$\mu_t = 0.04 \rightarrow \beta = 0.978$$
$$A_t = \frac{10{,}629\times10^3}{0.978\times13\times348} = 2.40cm^2$$
$$Soit : 5HA12 = 5{,}65cm^2, S_t = 25cm$$

Dans le sens y-y : (suivant la plus grande portée)

Aux appuis :

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 10,074 = 8,562 \text{ KN.m}$$
$$M_y^a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 10,074 = 3,022 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{3.022 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,012 \prec \mu_l = 0,392$$
$$\Rightarrow S.S.A \rightarrow \mu_a = 0,012 \rightarrow \beta = 0,994$$
$$A_a = \frac{3.022 \times 10^3}{0,994 \times 13 \times 348} = 0,67 cm^2$$
$$Soit : 5HA10 = 3,92 cm^2, S_t = 25 cm$$

En travée :

$$\mu_t = \frac{8,562 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.035 \prec \mu_l = 0,392 \Rightarrow S.S.A$$
$$\mu_t = 0,035 \rightarrow \beta = 0,982$$
$$A_t = \frac{8,562 \times 10^3}{0,982 \times 13 \times 348} = 1,92 cm^2$$
$$Soit : 5HA10 = 3,92 cm^2, S_t = 25 cm$$

Conclusion :

Zone	Sens	Mu (KN.m)	μ	β	A (cm²)	A adoptée (cm²/ml)	Espacement
En travée	**X-X**	10,629	0,044	0,978	2,40	5HA12=5.65	20cm
Sur appuis	**X-X**	3,751	0,015	0,992	0,83	5HA10=3.92	20 cm
En travée	**Y-Y**	8,562	0,035	0,982	1,92	5HA10=3.92	20 cm
Sur appuis	**Y-Y**	3,022	0,012	0,994	0,67	5HA10=3.92	20 cm

TABLEAU : LE FERRAILLAGE A L'ELU

La dalle est soumise à des charges concentrées, toutes les armatures de flexion situées dans la région centrale du panneau seront prolongées jusqu'aux appuis, et ancrées au-delà du contour théorique de la dalle.

Vérifications à l'état limite ultime :

Espacements des armatures :

La fissuration est non préjudiciable. L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

Direction principale :

$St \leq \min\{2h, 25cm\}$

St = 20cm<min {30cm, 25cm} …… √ Ok

Diamètre maximal des barres :

$\varphi_{MAX} \leq h/10 = 150/10 = 15mm.$

$\varphi_{MAX} = 12mm \leq 15$ mm ……. √ Ok

Condition de non fragilité :

La condition de non fragilité donne section minimale des armatures tendues, sont déterminé à partir d'un pourcentage de référence W0 (W0=0.8‰ qui dépend de la nuance des aciers (**Fe E400=0,0008**), de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

Direction principale :

$W_x = W_0 \times (3 - \rho_x)/2 = 0.0008 \times (3-0,9)/2 = 0.00084.$

$A_{min} = W_X \times b \times h = 0.00084 \times 100 \times 15 =$ **$1,26cm^2 < 5.65cm^2$**

$A_{min} < A_x^t$ ……. √ok

Direction secondaire :

$$\mathbf{W_X = \frac{Ay}{b \times h} \geq W_0 \times (3 - \rho_x)/2 = 0.0008 \times (3-0,9)/2 = 0.00084.}$$

$\mathbf{A_y \geq 0,8‰ \times 100 \times 15 = 1.2cm^2.}$

$A_{min} < A_y^t = 3,92cm^2$ …… √ok

Vérification de la contrainte tangentielle *:*

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

Au milieu de U :

$$T_u = \frac{P}{3\times(V)} = \frac{121,5}{3\times1,95} = 20,70KN$$

Au milieu de V :

$$T_u = \frac{P}{2\times(U+V)} = \frac{121.5}{2\times(1,75+1,95)} = 16,41\ KN.$$

$$\left.\begin{array}{l} \tau_u = \dfrac{20,70\times10^3}{1000\times130} = 0,159\ MPa \\ 0.07\times\dfrac{25}{1.5} = 1.16\ MPa \end{array}\right\} \rightarrow \tau_u = 0,159\ MPa < 1.16\ MPa$$

$\boldsymbol{\tau_u} < 1.16$ Mpa…..√Ok.

Condition de non poinçonnement :

À l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement **Qu** est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable du à la présence d'un ferraillage horizontal

$$\mathbf{Qu} \leq 0,045\times U_c\times h\times\frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Qu : charge de calcul à l'ELU.

h : épaisseur total de la dalle.

$U_c = 2\times(U+V) = 3,7m$: le périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

A.N : $0,045\times 3,7\times 0,15\times25\times 10^3 /1,5 = 416,25\ KN \geq 121,5\ KN.$

La condition est vérifiée → Aucune armature transversale n'est nécessaire.

Vérification à l'état limite de service :

Les moments précédemment calculés, seront réduits de 15% en travée et de 70% en appuis.

En travée :

$$M_x^t = 0{,}85 \times M_x = 0{,}85 \times 10{,}735 = 9{,}124 \quad KN.m$$
$$M_y^t = 0{,}85 \times M_y = 0{,}85 \times 9{,}299 = 7{,}904\, KN.m$$

En appuis :

$$M_x^a = 0{,}3 \times M_x = 0{,}3 \times 10{,}735 = 3{,}22 \quad KN.m$$
$$M_y^a = 0{,}3 \times M_y = 0{,}3 \times 9{,}299 = 2{,}789 \quad KN.m$$

Zone	Sens	Ms (KN.m)	μ	β	A (cm²)
En travée	X-X	9,124	0,038	0,981	2,055
Sur appuis	X-X	3,22	0,013	0,993	0,71
En travée	Y-Y	7,904	0,032	0,984	1,77
Sur appuis	Y-Y	2,789	0,011	0,994	0,62

Tableau : Le ferraillage à l'ELS

Remarque :
Le ferraillage adopté à l'ELU est suffisant

Vérification de la flèche :

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre côtés, on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_x}{20Mx} \quad \text{et} \quad \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{ht}{lx}=\frac{15}{190}=0,0789\geq\frac{10,629}{20\times9,124}=0,0582$$ ……√.

$$\frac{Ax}{b\times b}=\frac{5,65}{100\times13}=0,0043\leq\frac{2}{400}=0.005$$ ……√

Conclusion :

Les deux conditions sont vérifiées, on se dispensera du calcul de la flèche.

Résumé :

La dalle de la salle machine sera ferraillée comme suit :

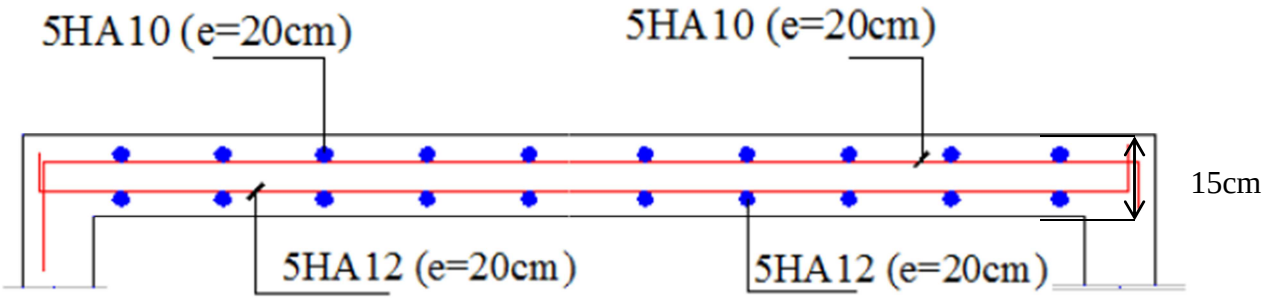
Sens x-x : -Lit inferieur : 5 HA12/ml avec un espacement de 20cm.

-Lit supérieur : 5 HA10/ml avec e =20cm

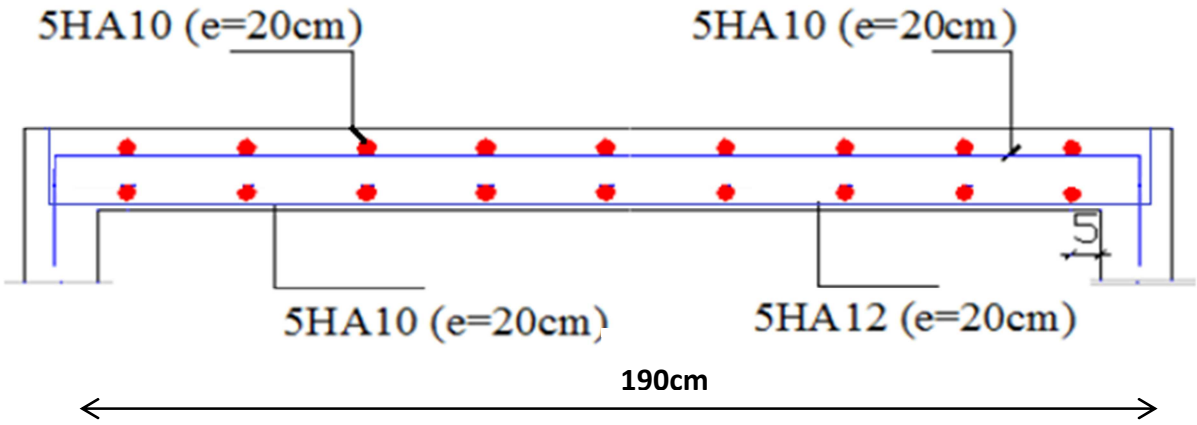
Sens y-y : -Lits inferieur : 5 HA10/ml avec e =20cm

-Lit supérieur : 5 HA10/ml avec e =20cm

Suivant le sens X-X :



Suivant le sens Y-Y:



190cm

2-5)Calcul de la poutre brisée :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension (bxh). Elle est soumise à son poids propre et la réaction des escaliers. Elle est parfaitement encastrée à ses extrémités dans les deux poteaux.

Etant donné que l'escalier a deux paliers de repos, la poutre palière sera **brisée** partiellement encastrée dans les poteaux.

2-5.1.Pré dimensionnement

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$
$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

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

L=415 cm

$\frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10} \Rightarrow 28cm \leq h \leq 42cm$;

On opte pour : **h = 40cm**

$0{,}4 \times 40 \leq b \leq 0{,}7 \times 40 \Rightarrow 16cm \leq b \leq 28cm$;

On opte pour : **b = 25 cm**

✓ **Vérification des conditions sur RPA :**

h =40 cm ⩾ 30 cm
b= 25 cm > 20 cm
h/b = 1.6 < 4

} …. Toutes les conditions sont Vérifiées.

Section adoptée

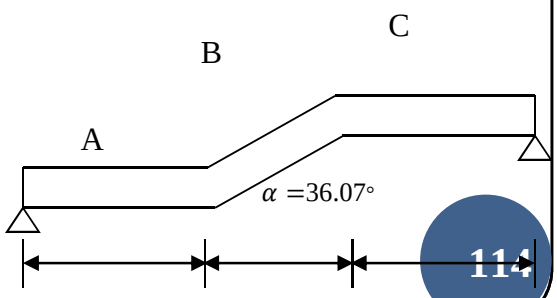
Poutre palière ⟹ (25x40) cm²

2-5.2.Détermination des Charges et surcharges

Elle est soumise à son poids propre, aux réactions du palier et aux poids du mur extérieur ($G_{me} = 3.04KN/M^2$).

✓ **Poids propre de la poutre :**

- Parties A et C : 0,25x0, 40x25=2,5KN/Ml.



- Partie B : 0,25x0, 40x25x $\frac{1}{cos36.07}$ =3.09KN/Ml.

✓ **Chargement dû aux réactions du palier :**

- Parties A et C : 28.73 KN/Ml.
- Partie B : 0

✓ **Chargement dû au poids du mur extérieur :**

- Partie A: 3.04x1, 93 =5.86KN/Ml.
- Partie C : 3.04x0, 91 =2.76 KN/Ml.
- Parties B: On aura un chargement trapézoïdale

Point φ: 5.86KN/Ml ; Point κ: 2.76KN/Ml.

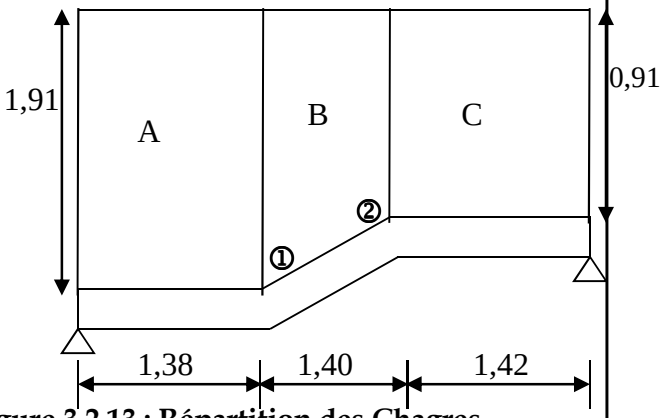


Figure 3.2.13 : Répartition des Chagres

2-5.3)**Calcul des efforts internes**

1) Combinaison de charges à l'ELU

- **Partie A** :$q_u = 1.35(2{,}5 + 5.86) + 28.73 = 40.01$ KN/Ml.
- **Partie C** :$q_u = 1{,}35(2{,}5 + 2.76) + 28.73$ =38.04KN/Ml
- **Partie B**: Point 1 : $q_u = 1.35(3.09 + 5.86) + 0 = 12.08$ KN/Ml.
  Point 2: $q_u = 1{,}35(3.09 + 2.76) + 0 = 7.89$ KN/Ml.

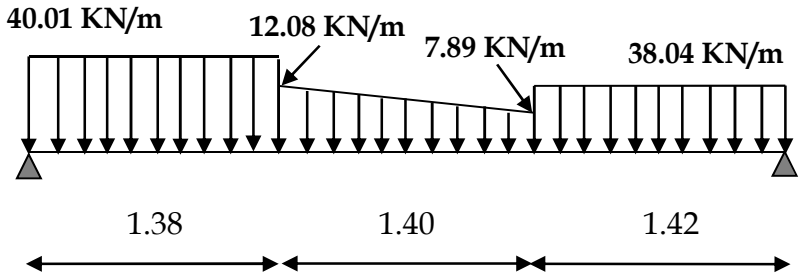


Figure 3.2.14 : Diagramme des charges est surcharge

2-5-4) Calcul des réactions d'appuis

$R_A + R_B = 40.01x1.38+7.89x1.40+ \frac{12.08-7.89}{2}$ x1.40+38.04x1.42

$R_A + R_B$ =123.20 KN.

$\sum M/_A = 0$

40.01x1.38x0.69+7.89x1.40x2.08+(12.08-7.89)x1.40x1,85+38.04x1,42x3.49= R_B x4.20

R_A = 61.2 KN et R_B = 62 KN.

- **1er tronçon :** **0 ≤ x ≤ 1,42m**

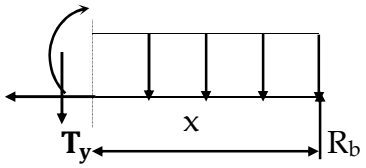
$\sum M/_\delta = 0$

38.04 KN/ml

M_z

M_z=-19.02 x^2 +62 x

- Pour x=0→$M_z = 0$
- Pour x=1.42→$M_z = 49.68\ KN.m$

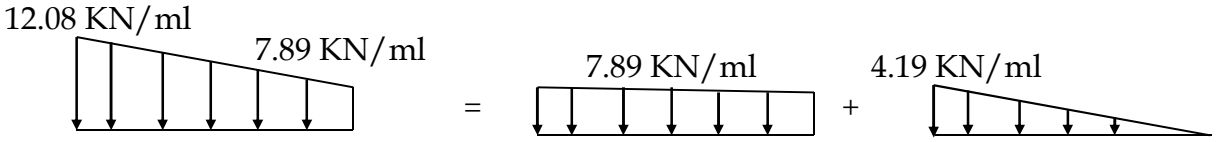


$T_y = \frac{d(M_z)}{dx}$ = -38.04x+62

- Pour x=0→$T_y = 62\ KN.$
- Pour x=1.42→$T_y = 7.98KN$

o **2eme tronçon : $0 \le x \le 1{,}4$**

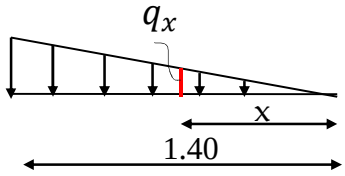
La charge trapézoïdale sera décomposée comme montré dans le schéma ci dessous



Détermination de la charge q en fonction de x

A partir des triangles semblables nous avons :

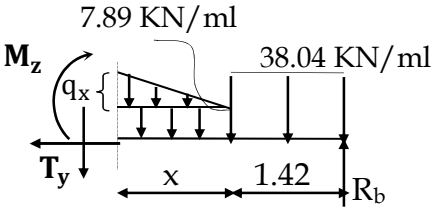
x /q_x= 1,40/4,19 ; Donc: $q_x = 3x$



$\sum M/_\delta = 0$

$M_z = 62(x+1.42) - 38.04X1.42(x+\frac{1,42}{2}) - 7.89\frac{x^2}{2} - \frac{(3x)x}{2}\frac{x}{3}$

M_z=-0,5x^3-3.94x^2 +7.99x+49.69



- Pour x=0→$M_z = 49.69KN.m$
- Pour x=1.40→$M_z = 51.78KN.m$

$T_y = \frac{d(M_z)}{dx}$ = -1,5x^2-7.88x+7.99

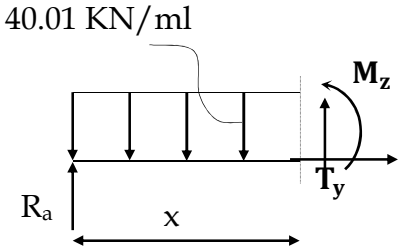
- Pour x=0→$T_y = 7.99KN.$
- Pour x=1.40→$T_y = -5.98KN$

Figure 3.2.15 : Diagrammes des efforts internes

M_z Atteint la valeur max à x=0,98

En injectant x=1.00 dansM_z, on obtient $\mathbf{M_z^{max}}$**=53.24KN.m**

o **3eme tronçon $0 \le x \le 1{,}38m$**



$\sum M/_\delta = 0$

M_z=-20x^2 +61.2x

- Pour x=0→$M_z = 0$
- Pour x=1.38→$M_z = 46.37KN.m$

$T_y = -\frac{d(M_z)}{dx}$ = 40.01x – 61.2

- Pour x=0→$T_y = -61.2KN.$
- Pour x=1.38→$T_y = -5.98KN$

- **Remarque**

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

-Aux appuis

$M_a = -0.3.\ M_z^{max} = -0.3x53.24 = -15.97$ Kn.m

-En travée

$M_t = 0.85.\ M_z^{max} = 0.85x53.24 = 42.25$Kn.m

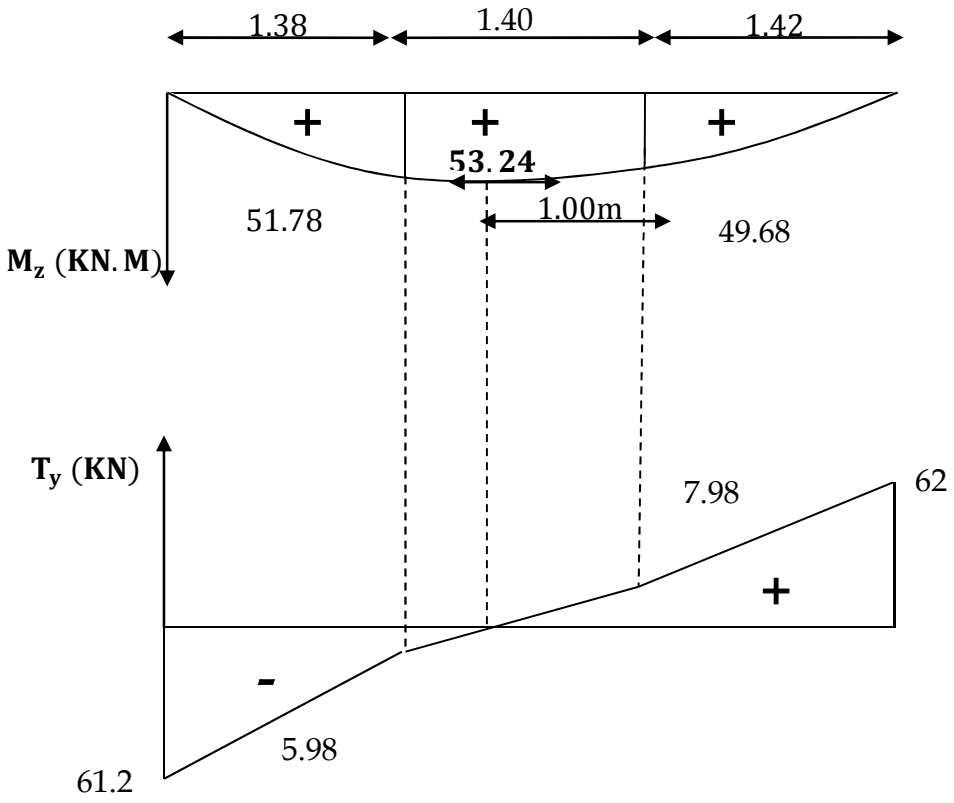


Diagramme efforts tranchants

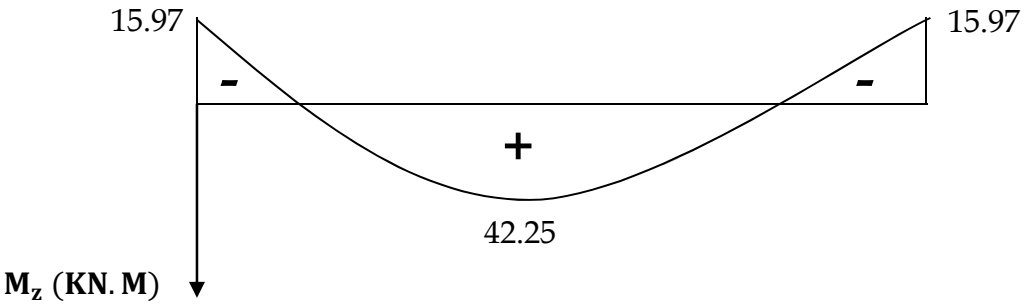


Diagramme corrigé moment fléchissant

2-5-5)Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

Le ferraillage va se faire avec les moments max à l'ELU.

- **Ma $_{max}$ = 15.97KN.m**
- **Mt $_{max}$ = 42.25 KN.m**
  - **En travée**

Le moment max en travée est : **Mt $_{max}$ = 42.25 KN.m**

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{42.25 \times 10^5}{25 \times 37^2 \times 14.2 \times 100}$$

$$\mu = 0.086 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.086 \Rightarrow \beta = 0.955$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{42.25 \times 10^5}{0.955 \times 37 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 3.43 cm^2$$

Soit : **3 HA14 = 4,62 cm^2.**

- **Aux appuis**

Le moment max aux appuis est : **Ma $_{max}$ = 15.97 KN.m**

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{15.97 \times 10^5}{25 \times 37^2 \times 14.2 \times 100}$$

$$\mu = 0.032 \Rightarrow \beta = 0.793$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15.97 \times 10^5}{0.793 \times 37 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 1.56 cm^2$$

Soit : **3 HA12 = 3.39 cm^2.**

❖ **Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux :(Art 7.5.2.1/RPA2003)….[2]**

Le **pourcentage total minimum** des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.
A_s total =3HA12+3HA14= **8.01 cm²** >0.005xbxh=**5 cm²……verifier**

❖ ***Vérification à l'ELU***

❖ ***Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)…… [2]***

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

▪ **En travée**

$$A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{fe} = \frac{0,23x25x37x2,1}{400} = 1,12cm^2$$

A_{ad} = 4.62cm² > 1,12 cm² …… … … … …**verifier**

➢ **Aux appuis**

$$A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{fe} = \frac{0,23x25x37x2,1}{400} = 1,12cm^2$$

A_{ad} = 3.39cm² > 1,12 cm² …… … … … …**verifier**

➢ **Contrainte tangentielle: (Art.A.5.1,1/ BAEL91)……. [2]**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 d} \leq \overline{\tau_u}$

✓ **Calcul de $\overline{\tau}_u$:**

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\overline{\tau}_u = \min\left\{(0,2\ \frac{fc_{28}}{\gamma_B}\ ;\ 5MPa)\right\}$$ Donc : $\overline{\tau}_u$ **= 3.33MPa.**

✓ **Calcul de τ_u :**

V_{max} =62 KN.

$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{62\times10^3}{250\times370}$; Donc : τ_u = **0,67 MPa.**

$\tau_u < \overline{\tau_u}$ …… … … … . ***verifier***

➢ **Entrainement des barres : (Art.A.6.1, 3 / BAEL91)…. [2]**

Pour qu'il n'y'est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

✓ **Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:**

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s . f_{t28}$; **Avec** : Ψ_s =1.5 (pour les aciers H.A).

$\bar{\tau}_{se}$ = **3.15 MPa.**

✓ **Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:**

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$\sum U_i$ = 3x3,14x12 = 113.1mm

$\tau_{se} = \frac{62 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 113,1}$ Donc : τ_{se} **=1.65 MPa.**

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$ ..... ……..***verifier***

➢ **Longueur du scellement droit : (Art A.6.1, 22 / BAEL91)……. [2]**

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times fe}{4 \times \tau_{su}}$$

✓ **Calcul de τ_{su} :**

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

$L_s^1 = \frac{1,2x400}{4x2,835}$ = 42.32cm ; On prend **L_s =45 cm.**

$L_s^2 = \frac{1,4x400}{4x2,835}$ = 40.61cm ; On prend **L_s =45cm.**

Pour des raisons pratiques, il est nécessaire d'adopter un crochet normal. D'après le BAEL 91, la longueur nécessaire pour les aciers HA est $\mathbf{L_s = 0.4\ L_s = 18cm}$

❖ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures**

❖ **Appuis de rive : (Art 5.1.1312 / BAEL91,)……. [2]**

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 .

$$A_{st\ min\ à\ ancrer} \geq \frac{V_u^{max}}{f_{su}} = \frac{62.10^3}{348.100} = 1{,}78\ cm^2 ; A_{st\ adopté} = 4.62\ cm^2$$

$A_{st\ adopt} > A_{st\ min\ à\ ancrer}$……Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes

❖ **Influence de l'effort tranchant sur le béton : *(*Art A.5.1, 313 / BAEL*91)*….. [2]**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0{,}9d} \leq \frac{0{,}8fc_{28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0{,}9.d} = \frac{2\times 62\times 10^3}{250\times 0{,}9\times 370} = \mathbf{1.48MPa.}$$

$$\frac{0{,}8\, fc_{28}}{\gamma_b} = \frac{0{,}8x25}{1.5} = \mathbf{13.33MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0{,}9d} \leq \frac{0{,}8fc_{28}}{\gamma_b} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \boldsymbol{verifier}$$

2-5-6)Calcul des armatures transversales :

▪ **Diamètre armatures transversales :(Art A.7.2 / BAEL91)…….. [2]**

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \varphi_l, \frac{b}{10}\right)$$

$$\varphi_t \leq \min\left\{\left(\frac{400}{35}, 12, \frac{250}{10}\right)\right\} \Rightarrow \text{soit : } \varphi_t = 8\,mm.$$

Nous adopterons 1cadre et un étrier en **ϕ8**; Donc **: $\mathbf{A_t = 2.01\ cm^2}$**

▪ **Espacement max des armatures transversales : Art A.5.1, 22 / BAEL91…….. [2]**

$$\mathbf{S_{t\,max} \leq \min(0{,}9\ x\ d\ ;\ 40cm)}$$

$S_t \leq \min(33,3 ; 40cm)=\mathbf{33.3cm}$

- **Exigences du RPA pour les aciers transversales :(Art 7.5.2.2/RPA2003)…..…. [2]**

  - **Zone nodale :**

$St \leq \min\left(\frac{h}{4};12\varphi\right) = \min\left(\left\{\frac{40}{4};12x1,2\right\}\right) = \min(10cm ; 14,4cm)=\mathbf{10\ cm}$

Soit : $S_{t\,max} \leq \min(33,33cm ; 10cm)=10cm.$

On opte pour $\mathbf{St_{max}= 10\ cm.}$

  - **Zone courante :**

$St \leq \frac{h}{2} = 20cm.$

Soit : $S_{t\,max} \leq \min(33,3cm ; 20cm)=20cm$

On opte pour $\mathbf{St_{max}=20cm}$

- **Quantité d'armatures transversales minimale :**

$$A_{min} = 0.003\, S_t \times b$$

$A_{min}=0.003x20x25 = 1,5\ cm^2.$

$\mathbf{A_{adopté} > A_{min\ du\ RPA}}$ …… … … … . . ***verifier***

- **Pourcentage minimum des armatures transversales: :(Art 5.1,22 / BAEL91)..[2]**

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\mathbf{A_{adopté} > \frac{0.4b\ st}{f_e}}$$

$A_{min} = \frac{0,4x25x20}{400} = 0,50cm^2$

$\mathbf{A_{adopté} > A_{min\ du\ BAEL}}$ …… … … … . . **verifier**

2-5-7) Vérification à l'ELS

✓ **Combinaison de charges à l'ELS**

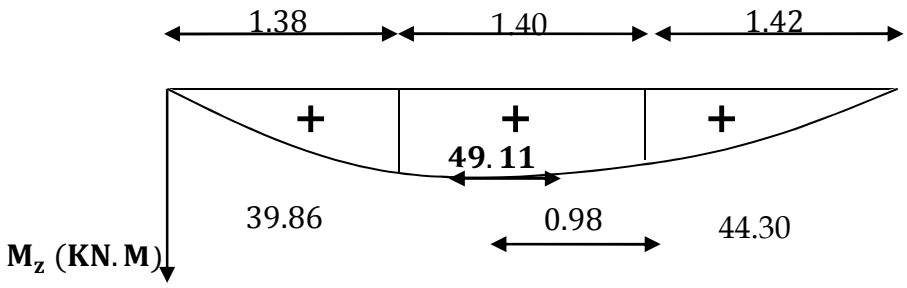
Partie A :$q_u = (2.5 + 5.86) + 28.73 = 37.09$KN/Ml.

Partie C : :$q_u = (2.5 + 2.76) + 28.73 = 33.99$ KN/Ml

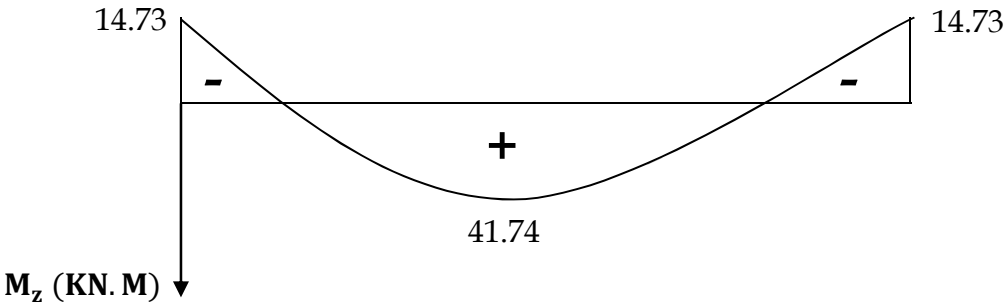
Partie B: Point 1 : $q_u = (3.09 + 5.86) + 0 = 8.95$ KN/Ml.

Point 2: $q_u = (3.09 + 2.76) + 0 = 5.85$ KN/Ml.

➢ **Diagramme des moments à l'ELS**



3.2.19 Diagramme moment fléchissant



3.2.20 Diagramme corrigé moment fléchissant

➢ **Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91)……[2]**

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense donc de faire de vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

➢ **Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91)…..[2]**

✓ **En travée**

- **Contrainte dans l'acier**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{4.62}{25 \times 37} \times 100 = 0{,}500$$

$\rho_1 = 0{,}500 \Rightarrow k_1 = 31{,}73$ et $\beta_1 = 0{,}893$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{41.74 \times 10^6}{0{,}893 \times 370 \times 462} \text{ ; Donc } \quad \sigma_{st} = 273.43 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 273.43 \leq \overline{\sigma}_s = 348$ ..... ……..**verifier**

- **Contrainte dans le béton**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times fc_{28} = 0.6 \times 25$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \text{ ; Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{191{,}55}{31{,}73} \text{ Donc } \quad \sigma_{bc} = 8.61\text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 8.61 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15$ ..... ……..**verifier**

✓ Aux appuis

- **Contrainte dans l'acier** :

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.39}{25 \times 37} \times 100 = 0{,}366$$

$\rho_1 = 0{,}366 \Rightarrow k_1 = 38{,}76$ et $\beta_1 = 0{,}907$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{14.73 \times 10^6}{0{,}907 \times 370 \times 339} \text{ ; Donc : } \sigma_{st} = 129.47 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 129.47 \leq \overline{\sigma}_s = 348$ ..... ……..**verifier**

- **Contrainte dans le béton** :

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \text{ ; Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{129.47}{38{,}76} \text{ ; Donc : } \sigma_{bc} = 3.34\text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 3.34 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15$ ..... ……..**verifier**

➢ **Etat limite de déformation (Art B.6.8,424 /BAEL 91) :**

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} < \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{40}{415} = 0.096$
- $\frac{1}{16} = 0.0625.$

$\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$ ..... ……..**verifier**

- $\frac{A_s}{b.d} = \frac{4.62}{25x37}$ =0.005
- $\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400}$ = 0.01

$\frac{A_s}{b.d} < \frac{4.2}{f_e}$ ..... ……..**verifier**

- $\frac{M_t}{10.M_0} = \frac{8x41.74}{10x37.09\,x4.20^2} = 0.051$

$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10.M_0}$ ..... ……..**verifier**

Les trois conditions sont vérifiées, on se dispense du calcul de la flèche

✓ **Conclusion** : le ferraillage de la poutre palière sera comme suit :

Armatures longitudinales

- **3HA14 filantes pour le lit inférieur.**
- **3HA 12 filantes pour le lit supérieur.**

Armatures transversales

- **1cadre et 1 étrier en $HA8$.**

Chapitre III:
Modélisation et vérification aux éxigences duRPA

Introduction:

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement applique à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliquées pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure. Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps', ceci rend l'étude plus compliquée voire impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essayent de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi lesquelles :

1) Description du logiciel ETABS (Extented Three Dimensions Analyses Building Systèmes) :

L'**ETABS** est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux Bâtiments et aux ouvrages de génie civil, dans son calcul se base sur la méthode des éléments finis.

Grace au logiciel 'ETABS, nous pouvons déterminer les efforts internes dans la structure sous l'effet des charges verticales représentées par G et Q ; et sous l'effet des charges horizontales représentées par le séisme (E). Ceci nous conduit à l'étude dynamique de la structure, avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc.

2) **Méthode de calcul :**

On distingue deux cas:

- **Calcul statique:**

C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges verticales (G et Q).

- **Calcul dynamique :** C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges horizontales (E), pour son calcule on distingue les méthodes suivantes :

  - La méthode statique équivalente.
  - La méthode d'analyse modale spectrale.
  - La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie **(RPA99/version 2003).**

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies.

Il faut donc utiliser **la méthode dynamique modale spectrale** en utilisant le spectre de

Réponse défini dans le **RPA 99 version 2003.** Néanmoins, à cause de certaines vérifications

Nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente

- **Méthode Dynamique Modale Spectrale :**

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représente par un spectre de réponse.

Principe :

Par cette méthode, il est recherché sur chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentée par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Hypothèses de calcul.

Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.

Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.

Les planchers doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

3 : Étapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

1-Introduction de la géométrie du modèle.

2-Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.

3-Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).

4-Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.

5-Définition des charges statiques (G, Q).

6-Définition de la charge sismique E

7-Introduction des combinaisons d'actions

8-Affectation des masses sismiques et inerties massiques

9-Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragme).

10-Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

4) Déterminations des paramètres de spectre de réponse de calcul :

A).Le spectre de réponse :

C'est une courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment a un séisme passe ou futur. Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante: **Article 4.3.3 et Formule 4.13 de RPA.**

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1 + \frac{T}{T_1}\left(2{,}5\,\eta\,\frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\,\eta\,(1{,}25\,A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\,\eta\,(1{,}25\,A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \le T \le 3{,}0\ s \\ 2{,}5\,\eta\,(1{,}25\,A)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3}\left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3{,}0\ s \end{cases}$$

T (sec) : la période avec une précision de 0.1 sec.

A : coefficient d'accélération de zone.

η: Facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : facteur de qualité de la structure. Q= 1+ p_q

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q

Le site :

La zone : zone II a TIZI OUZOU. (ANNEXE 1 de RPA).

Le groupe d'usage : groupe **1B** selon (Article 3.2 de RPA).

Remplissage : dense d'après (Tableau 4.2 de RPA).

Calcul du facteur de qualité Q : (Tableau 4.4 de RPA)

❖ **Classification de l'ouvrage :**

Selon RPA 99/modifié 2003 d'après l'article 3.2 Notre ouvrage est un bâtiment administratif dont la hauteur H = 23,58 m < 48 m, qui sera classé au **groupe d'usage 1B** (ouvrages d'importance vital). Il est situé à Tizi-Ouzou (Zone **IIa**).

❖ **Classification du site :**

Article 3.3.1 (RPA99 /version 2003),

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent. D'après Le rapport du sol ne nous a pas été transmis, Selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique,) **site meuble S3.**

❖ **Coefficient de comportement R :**

Selon le RPA 99/modifié 2003 D'après le Tableau 4.3 la structure fonction de système de contreventement (structure mixte avec interaction) ⟶ **R = 5.**

❖ **Facteur de qualité :** selon le RPA 99/modifié 2003 D'après le Tableau 4.4

La régularité en plan et en élévation.

La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.

La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule : $\mathbf{Q = 1 + \sum_{q=1}^{6} P_q}$

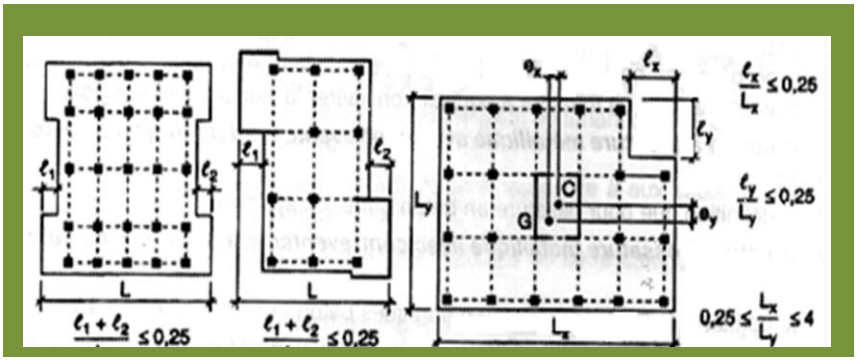
$\mathbf{P_q}$: Pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "satisfait ou non" donné par le tableau **4.4/RPA99**.

➢ **Régularité en plan :**

-Le bâtiment doit présenter une configuration **sensiblement** symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

⟶ **Condition vérifiée**

-La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.



Régularité en plan suivant :

Sens x-x : **… ……**condition non vérifiée ⟶ $\mathbf{P_{1x}}$ =0,05

Sens yy : … ……condition non vérifiée ⟶ $\mathbf{P_{1y}}$ =0,05

➢ **Régularité en élévation :**

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne peut pas se transmette directement à la fondation..... **Condition vérifiée.**

- Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

La variation de la masse est importante .....**Condition non vérifiée.**

La régularité en élévation n'est pas vérifiée $P_{2x} = P_{2y} = 0.05$

❖ **Conditions minimales sur les files de contreventement**

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5.

Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

Condition non vérifiée dans sens xx. P_{x3} =0.05.

Condition non vérifiée dans le sens yy. P_{Y3} =0.05

➢ **. Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

Suivant **x-x : Condition non vérifiée P_{4x} =0.05**

Suivant **y-y : Condition non vérifiée. P_{4y} = 0.05**

Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

Sens x-x :

Critère q	observé	p_q
1-condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.05
2-redondance en plan	Non	0.05
3-régularité en plan	Non	0.05
4-régularité en élévation	Non	0.05
5-contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00
6-contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00

$Q=1+\sum_{q=1}^{6} =1+0.2=1.2$

Sens y-y

Critère q	observé	+
1-condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.05
2-redondance en plan	Non	0.05
3-régularité en plan	Non	0.05
4-régularité en élévation	Non	0.05
5-contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00
6-contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00

$Q=1+\sum_{q=1}^{6} =1+0.2=1.2$

5) Vérification selon les exigences du RPA

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste.

Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement par asismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable

On doit vérifier les conditions suivantes:

- Vérification de la participation modale
- Justification vis-à-vis des déplacements
- Vérification de l'effort tranchant à la base du bâtiment.
- Vérification de l'excentricité.
- L'effet du 2éme ordre (**effet P-Δ).**
- Efforts normales au niveau des poteaux
- Calcul du joint sismique.

Avant de passer au ferraillage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base $\mathbf{V_t}$ obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

5- 1) Vérification de la participation de la masse modale

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales ,le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure .(Article 4.3.4 RPA99 version 2003).

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,656395	4,5224	50,9268	0	4,5224	50,9268	0
2	0,616119	60,3765	3,4788	0	64,8989	54,4055	0
3	0,499911	0,3492	2,7971	0	65,2481	57,2026	0
4	0,222746	17,6775	0,3979	0	82,9257	57,6005	0
5	0,170926	0,0019	1,4758	0	82,9276	59,0763	0
6	0,168887	0,5434	20,1224	0	83,471	79,1987	0
7	0,118948	3,8343	1,3098	0	87,3053	80,5085	0
8	0,103525	0,6615	3,2071	0	87,9667	83,7156	0
9	0,09059	0,3555	0,0579	0	88,3222	83,7735	0
10	0,087208	1,8543	0,1009	0	90,1765	83,8744	0
11	0,076358	0,1149	0,0006	0	90,2914	83,875	0
12	0,072263	0,5494	4,2816	0	90,8408	88,1566	0
13	0,067674	2,3692	2,2784	0	93,21	90,435	0
14	0,056372	0,1812	1,9908	0	93,3912	92,4258	0
15	0,051356	2,9897	0,1009	0	96,3809	92,5267	0

La valeur de la participation massique a atteint le 90% dans le **mode 13.**

5 -2) Vérification des déplacements :

A)Calcul des déplacements relatifs (Art 4-4-3 RPA)

- Le déplacement horizontal à chaque à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$\delta_k = R\,\delta_{ek}$ et $\delta_{ek} = \frac{T_k}{R_{jk}}$

R : Coefficient de comportement

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i.

- Le déplacement relatif au niveau «k» par rapport au niveau « k+1» est égal à :

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

A-1)Justification vis-à-vis des déformations D'après le RPA Art 5-10

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage. $\Delta_K = \Delta_k \leq 0.01\ h_e$

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants :

A-2)Suivant l'axe x-x :

Niveau (m)	δ_k (m)	Δ_k (m)	1%xh (m)	Obs.
Étage8	0,0168	0.0007	0.0255	vérifiée
Étage7	0,0161	0.0012	0.034	vérifiée
Étage6	0,0149	0.0017	0.034	vérifiée
Étage5	0,0132	0.0021	0.034	vérifiée
Étage4	0,0111	0.0022	0.034	vérifiée
Étage3	0,0089	0.0022	0.034	vérifiée
Étage2	0,0067	0.0019	0.034	vérifiée
Étage1	0,0048	0.002	0.034	vérifiée
RDC	0,0028	0.0021	0.0408	vérifiée
s-sol	0,0007	0.0007	0.034	vérifiée

Tableau 3 : déplacements relatifs sous l'action E

A-2)Sens y-y:

Niveau	δk (m)	Δk (m)	1%h (m)	Obs.
Étage8	0,0189	0,0005	0.0255	vérifiée
Étage7	0,0184	0,003	0.034	vérifiée
Étage6	0,0154	0,003	0.034	vérifiée
Étage5	0,0124	0,0026	0.034	vérifiée
Étage4	0,0098	0,0023	0.034	vérifiée
Étage3	0,0075	0,0024	0.034	vérifiée
Étage2	0,0051	0,0018	0.034	vérifiée
Étage1	0,0033	0,0015	0.034	vérifiée
RDC	0,0018	0,0014	0.0408	vérifiée
Sous-sol	0,0004	0,0004	0.034	vérifiée

Tableau4 déplacements relatifs sous l'action EY

Remarque :

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement R lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de contreventement).

B): Déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

δmax ≤ f= ht / 500

f : La flèche admissible.

ht : La hauteur totale du bâtiment.

Sous l'action de Ex *:*

δmax = 0.0168m →f = ht/500 = 33, 83/500 =0.067 m ⟶ **Condition vérifiée**.

Sous l'action de Ey :

δmax = 0.0189m →f = ht/500 =23,58/500 =0.067 m ⟶ Condition vérifiée.

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure au déplacement admissible.

5-3) Vérification de l'effort tranchant à la base :

A): Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres : Groupe d'usage : 1 d'après le tableau (Tab 4.1) ⟶ **A = 0.20**

Zone sismique : **IIa**

R = **5** (structure mixte avec interaction).

❖ Calcul du poids total de la structure Wt :

Du logiciel **ETABS :**

Total Mass selon (F_z)
26385,88KN

Tableau 5 : Le poids total de la structure

❖ Q : Calcul du facteur de qualité :

Sens x-x :

Q =1+$\sum_{q=1}^{6}$ =1+0.2 = **1.2**

Sens y-y :

Q=1+$\sum_{q=1}^{6}$ =1+0.2 =**1.2**

Facteur d'amplification moyen D :

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donne par la formule (4.2) de RPA99,

Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

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

T_{ETABS} = **0,656395** [s].

T_2 **:** Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau **4.7 (RPA 99 ver 2003)**

Site 3 ⟶ T_2 = **0.5** [s] (Site meuble**).**

η **:** Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \ge 0{,}7$$

ζ**:** pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux.

Voiles ou murs : remplissages en Béton armé/ maçonnerie ⇒ ζ **= 10%.**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0{,}76 \succ 0{,}7 \text{ vérifiée.}$$

$T_2 < T_{etabs} < 0,3$ ⟶ $D = 2{,}5\ \eta\ (T_2 / T_{etabs})^{2/3}$

$D = 2{,}5 \times 0{,}76 \times (0{,}5 / 0{,}6563)^{2/3}$

⟶ D=1,584[**S**]

V = **A.D.Q.W / R** = 0, 20 x 1, 584 x 1,2 x 36375,542 / 5 = 2765,705 KN.

0, 8 V = 0, 8 x 2765,705 = **2212,564KN.**

B) Efforts tranchants a la base obtenus par la méthode dynamique :

$V_{x\ dynamique}$ = **5586,89** [KN].

$V_{y\ dynamique}$ = **5371,05** [KN].

C) Comparaison des efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique et la méthode statique équivalente :

V statique = 3997,172 **KN** → **0,8 V** = 0,8 x 3997,172 = **3197,73 KN**

Vx_{dyn}=5586,89 > **80% V** = **3197,73** KN.....Condition vérifiée.

Vy_{dyn}=5371,05 > **80% V** = **3197,737** KN .....Condition vérifiée.

La résultante des forces sismiques à la base $\mathbf{V_t}$ obtenue par combinaison des valeurs modales est inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

5-4) : Vérification de l'excentricité :

Définition :

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

Excentricité Accidentelle et Excentricité Théorique :

story	Diaphragme	Masse		Centre de masse		Centre de torsion	
		MasseX	MasseY	XCM	YCM	XCR	YCR
Sous-sol		442,6162	442,6162	15,949	9,634	14,731	13,768
RDC	D2	424,3499	424,3499	13,829	11,881	14,852	13,861
Etage1	D3	269,5636	269,5636	13,777	13,1	14,827	13,819
Etage2	D4	274,5082	274,5082	14,419	14,634	14,647	14,435
Etage3	D5	202,8596	202,8596	13,211	14,87	14,371	14,896
Etage4	D6	195,3464	195,3464	13,53	14,861	14,014	15,089
Etage5	D7	203,2883	203,2883	13,258	14,873	13,64	15,204
Etage6	D8	222,3189	222,3189	12,235	14,626	13,269	15,286
Etage7	D9	180,5649	180,5649	11,329	14,951	12,832	15,461
Étage 8	D10	37,9564	37,9564	13,7	15	13,022	15,445

Tableau 6 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.

A)-Excentricité accidentelle :

Les aspects aléatoires de la torsion sont supposés couverts par la prise en compte d'une excentricité dite « accidentelle », égale dans chaque direction principale à 5 % de la dimension du bâtiment dans la direction orthogonale.

RPA2003-Art4.2.7:

Elle est prise égale à 5 % de la plus grande dimension du bâtiment au niveau considéré (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion). Son calcul est donné comme suit:
e = 0, 05.Lx

RPA2003-Art4.3.7 :

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, l'excentricité accidentelle (additionnelle) égale à 0.05 L (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquer au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction d'où :

Suivant le sens x-x (ex) : On vérifie que : ex= CM -CR ≤ 5%Ly

Suivant le sens Y-Y (ey) : On vérifie que : ey=CM –CR ≤ 5%Lx

b)-Excentricité théorique :

C'est la distance entre le centre de flexion du système de contreventement et le centre de gravité, projetée sur la direction considérée .Cette excentricité est calculée par le concepteur sur la base des plans de structures et elle doit être inférieure à la valeur de l'excentricité accidentelle calculée, Elle est donnée par les formules suivantes :

Ex=XCM – XCR

Ey=YCM – YCR

Story	ex	5%Ly	Vérification	ey	5%Lx 5 %Lx	Vérification
Sous-sol	1,218	1	vérifié	-4,134	1,37	vérifié
RDC	-1,023	1	vérifié	-4,134	1,37	vérifié
Etage1	-1,05	1	vérifié	-4,134	1,37	vérifié
Etage2	-0,215	1	vérifié	-4,134	1,37	vérifié
Etage3	-1,16	1	vérifié	-4,134	1,16	vérifié
Etage4	-0,484	1	vérifié	-4,134	0,95	vérifié
Etage5	-0,382	1	vérifié	-4,134	1,16	vérifié
Etage6	-1,034	1	vérifié	-4,134	1,16	vérifié
Etage7	-1,503	1	vérifié	-4,134	1,16	vérifié
Etage8	0,678	1	vérifié	-4,134	0,42	vérifié

Tableau : Vérification de l'excentricité théorique

5-5): Vérification de l'effet P-Delta:

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale

Appliquée (P) et le déplacement (Delta).

La valeur de l'effet P-delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée négligeable et donc ignoré dans le calcul.

Il y'a 03 types d'effet P-Delta :

Si $|K \leq 0.1$ ⟶ effet P-Delta peut être négligé

Si $0.1 \leq \theta_K \leq 0.2$ ⟶ Amplifiant les effets de l'action sismique par $1/(1-\Theta_K)$

Si $\theta_K \geq 0.2$ ⟶ Structure instable et doit être redimensionnée.

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K}$$

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

Pk = WGi + 0.3WQi

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau **«k»**

Δk: déplacement relatif du niveau «k» par apport au niveau «k-1».

h_K: Hauteur d'étage «k». $\theta = Pk \Delta k / V_K$ $h_K \leq 0.10$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

			Sens x-x			Sens y-y		
Niveau	h_K	P(KN)	Δ_K (cm)	V_k	θ_X	V_k	Δ_K (cm)	θ_Y
Étage 8	2,55	424,5	0.0007	93,31	0,0012	118,22	0,0005	0,0007
Étage7	3,40	2043,6	0.0012	430,63	0,0016	455,1	0,003	0,0039
tage 6	3,40	2368,7	0.0017	786,75	0,0015	765,24	0,003	0,0027
tage 5	3,40	2158,26	0.0021	1060,66	0,0012	979,41	0,0026	0,0016
Étage 4	3,40	2069,46	0.0022	1274,79	0,0010	1144,48	0,0023	0,0012
Étage 3	3,40	2117,67	0.0022	1453,72	0,0009	1288,35	0,0024	0,0011
Étage 2	3,40	2912,01	0.0019	1651,43	0,00098	1448,6	0,0018	0,0010
Étage 1	3,40	2897,3	0.002	1809,37	0,00094	1576,75	0,0015	0,0008
RDC	4,08	4575,32	0.0021	1988,49	0,0011	1736,58	0,0014	0,0009
S-SOL	3,40	4665,32	0.0007	2071,82	0,0004	1830,42	0,0004	0,0002

Tableau 8 récapitulatif de l'effet P-Δ

On constate que θ_X et θ_Y sont inférieurs à « **0.1** ». Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- **L'effort tranchant à la base est vérifié.**
- **Le pourcentage de participation massique est vérifié.**
- **Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés**
- **L'excentricité est vérifiée.**
- **L'effet P-Delta est vérifié**.

Coté B :

5-) Vérification selon les exigences du RPA

5- 1) Vérification de la participation de la masse modale

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales ,le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure .(Article 4.3.4 RPA99 version 2003).

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,947144	64,5597	0,1526	0	64,5597	0,1526	0
2	0,654142	0,2364	55,3802	0	64,7961	55,5328	0
3	0,602724	0,0601	6,661	0	64,8562	62,1938	0
4	0,318652	18,5144	0,0158	0	83,3705	62,2096	0
5	0,201152	0,0015	0,4714	0	83,372	62,681	0
6	0,166587	0,0072	22,0564	0	83,3792	84,7374	0
7	0,148016	5,3184	0,0061	0	88,6976	84,7435	0
8	0,08693	3,2955	0,0133	0	91,993	84,7568	0
9	0,084701	1,0856	0,1531	0	93,0787	84,9099	0
10	0,071482	0,0101	6,4848	0	93,0888	91,3947	0

La valeur de la participation massique a atteint les 90% dans **le mode 10.**

Vérification des déplacements :

❖ Calcul des déplacements relatifs (Art 4-4-3 RPA)

- Le déplacement horizontal à chaque à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

: $\delta_k = R\,\delta_{ek}$ et $\delta_{ek} = \frac{T_k}{R_{jk}}$

R : Coefficient de comportement

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i.

- Le déplacement relatif au niveau «k» par rapport au niveau « k+1» est égal à :

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

Justification vis-à-vis des déformations D'après le RPA Art 5-10

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\overline{\Delta_K} = \Delta_k \leq 0.01\ h_e$$

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants :

Sens x-x :

Niveau (m)	δ_k (m)	Δ_k (m)	1%xh (m)	Obs.
Étage8	**0,0209**	**0,0015**	0.0255	vérifiée
Étage7	**0,0194**	**0,0019**	0.034	vérifiée
Étage6	**0,0175**	**0,0023**	0.034	vérifiée
Étage5	**0,0152**	**0,0025**	0.034	vérifiée
Étage4	**0,0127**	**0,0027**	0.034	vérifiée
Étage3	**0,01**	**0,0029**	0.034	vérifiée
Étage2	**0,0071**	**0,0023**	0.034	vérifiée
Étage1	**0,0048**	**0,0021**	0.034	vérifiée
RDC	**0,0027**	**0,002**	0.0408	vérifiée
s-sol	**0,0007**	**0,007**	0.034	vérifiée

Sens y-y :

Niveau	δk (m)	Δk (m)	1%h (m)	Obs.
Étage8	**0,0015**	**0,0004**	0.0255	vérifiée
Étage7	**0,0011**	**0,0001**	0.034	vérifiée
Étage6	**0,001**	**0,0001**	0.034	vérifiée
Étage5	**0,0009**	**0,00001**	0.034	vérifiée
Étage4	**0,0008**	**0,0001**	0.034	vérifiée
Étage3	**0,0007**	**0,0002**	0.034	vérifiée
Étage2	**0,0005**	**0,0002**	0.034	vérifiée
Étage1	**0,0003**	**0,0001**	0.034	vérifiée
RDC	**0,0002**	**0,0002**	0.0408	vérifiée
Sous-sol	**0**	**0**	0.034	vérifiée

Déplacements relatifs sous l'action Ey

Remarque :

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement R lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de contreventement).

B): Déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$\delta max \leq f = ht / 500$

f : La flèche admissible.

ht : La hauteur totale du bâtiment.

Sous l'action de Ex :

δmax = 0.0209m ℜ f = ht/500 = 33, 83/500 =0.067 m ⟶ **Condition vérifiée**.

Sous l'action de Ey :

δmax = 0.0015m < f = ht/500 =23,58/500 =0.067 m ⟶ Condition vérifiée.

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure au déplacement admissible.

Vérification de l'effort tranchant à la base A): Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

A : **coefficient d'accélération de zone**, dépend de deux paramètres : Groupe d'usage : **1B** d'après le tableau (Tab 4.1) ⟶ **A = 0.20**

Zone sismique : **IIa**
R = **5** (structure mixte avec interaction).

❖ **Calcul du poids total de la structure Wt :**

$$W_t = W_{Gt} + \beta W_{Qt}$$

β : Coefficient de pondération donné par le tableau 4-5 (RPA 99 VERSION 2003)

W_t **:** Le poids total de la structure.

W_{Gt}: Le poids dû aux charges permanentes.
W_{Qt}: Le poids dû aux charges d'exploitation

Du logiciel **ETABS :**

Total Mass selon (F_z)
41592 ,39 KN

Tableau 5 : Le poids total de la structure.

- Q : Calcul du facteur de **qualité :**

Sens x-x :

$Q = 1 + \sum_{q=1}^{6} = 1 + 0.2 = 1.2$

Sens y-y :

$Q = 1 + \sum_{q=1}^{6} = 1 + 0.2 = 1.2$

Facteur d'amplification moyen D :

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donne par la formule (4.2) de RPA99,

Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

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

$T_{ETABS} = 0{,}947$ [s].

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 (RPA 99 ver 2003)

Site 3 ⟶ $T_2 = 0.5$ [s] (Site meuble).

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0,7$$

ζ: pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux.

Portiques / béton armé⇒ **ζ = 8,5%(nouveau RPA)**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+8,5)}} = 0,81 > 0,7 \text{ vérifiée.}$$

$T_2 < T_{etabs} < 3$ ⟶ $D = 2,5\ \eta\ (T_2 / T_{etabs})^{2/3}$

$D = 2, 5x0, 81x\ (0, 5 / 0,947)^{2/3}$

⟶ D=1.323[**S**]

V = **A.D.Q.W / R** = 0, 20 x 1,323 x 1,2 x 41592,39 / 5 = 2641,28 KN

0, 8 V = 0, 8 x 2641,28 = **2113,024KN.**

B) Efforts tranchants a la base obtenus par la méthode dynamique:

$V_{x\ dynamique}$ = **2220,45** [KN].

$V_{y\ dynamique}$ = **2198,48** [KN].

C) Comparaison des efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique et la méthode statique équivalente :

V statique = 2641,28 **KN** → **0,8 V** = 0,8 x 2641,28 = **2113,024 KN**

Vx_{dyn}=2220,45 > **80% V** = **2113,024** KN.....Condition vérifiée.

Vy_{dyn}=2198,48 > **80% V** = **2113,024** KN .....Condition vérifiée.

La résultante des forces sismiques à la base **V_t** obtenue par combinaison des valeurs modales est inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Verification de l'excentricité:

Definition:

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

Excentricité Accidentelle et Excentricité Théorique :

story	Diaphragme	Masse		Centre de masse		Centre de torsion	
		MasseX	MasseY	XCM	YCM	XCR	YCR
Sous-sol	D1	601,7357	601,7357	13,573	10,821	13,568	10,258
RDC	D2	563,1462	563,1462	13,516	10,787	13,431	10,109
Etage1	D3	537,7352	537,7352	13,691	11,126	13,381	9,885
Etage2	D4	541,9016	541,9016	14,001	10,665	13,366	9,526
Etage3	D5	334,8671	334,8671	14,187	7,342	13,374	8,931
Etage4	D6	334,8671	334,8671	14,187	7,342	13,397	8,171
Etage5	D7	342,1111	342,1111	14,202	7,365	13,419	7,538
Etage6	D8	334,8671	334,8671	14,187	7,342	13,436	7,056
Etage7	D9	328,4736	328,4736	13,582	7,287	13,447	6,696
Étage 8	D10	108,3174	108,3174	13,466	5,596	13,448	6,584

Tableau 6 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.

A)-Excentricité accidentelle :

Les aspects aléatoires de la torsion sont supposés couverts par la prise en compte d'une excentricité dite « accidentelle », égale dans chaque direction principale à 5 % de la dimension du bâtiment dans la direction orthogonale.

RPA2003-Art4.2.7:

Elle est prise égale à 5 % de la plus grande dimension du bâtiment au niveau considéré (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion). Son calcul est donné comme suit:
e = 0, 05.Lx

RPA2003-Art4.3.7 :

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

Direction d'où :

Suivant le sens x-x (ex) : On vérifie que : ex= CM -CR ≤ 5%Ly

Suivant le sens Y-Y (ey) : On vérifie que : ey=CM –CR ≤ 5%Lx

b)-Excentricité théorique :

C'est la distance entre le centre de flexion du système de contreventement et le centre de gravité, projetée sur la direction considérée .Cette excentricité est calculée par le concepteur sur la base des plans de structures et elle doit être inférieure à la valeur de l'excentricité accidentelle calculée, Elle est donnée par les formules suivantes :

ex=XCM – XCR
ey=YCM – YCR

Story	ex	5%Ly	Vérification	ey	5%Lx 5 %Lx	Vérification
Sous-sol	0,005	1,05	vérifié	0,563	1,37	vérifié
RDC	0,085	1,05	vérifié	0,678	1,37	vérifié
Etage1	0,31	1,05	vérifié	1,241	1,37	vérifié
Etage2	0,635	1,05	vérifié	1,139	1,37	vérifié
Etage3	0,813	1,05	vérifié	-1,589	1,37	vérifié
Etage4	0,79	1,05	vérifié	-0,829	1,37	vérifié
Etage5	0,783	1,05	vérifié	-0,173	1,37	vérifié
Etage6	0,751	1,05	vérifié	0,286	1,37	vérifié
Etage7	0,135	1,05	vérifié	0,591	1,37	vérifié
Etage8	0,018	1,05	vérifié	-0,988	1,37	vérifié

Tableau7 : Vérification de l'excentricité théorique

Vérification de l'effet P-Delta:

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

La valeur de l'effet P-delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée négligeable et donc ignoré dans le calcul.

Il y'a 03 types d'effet P-Delta :

Si $|_K \leq 0.1$ ⟶ effet P-Delta peut être négligé.

Si $0.1 \leq |_K \leq 0.2$ ⟶ Amplifiant les effets de l'action sismique par $1/(1-|_K)$

Si $|_K \geq 0.2$ ⟶ Structure instable et doit être redimensionnée.

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K}$$

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

Pk = WGi + 0.3WQi

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau **«k»**

Δk: déplacement relatif du niveau «k» par apport au niveau «k-1».

h_K: Hauteur d'étage «k».

$$\theta = Pk \, \Delta k / V_K \; h_K \leq 0.10$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

			Sens x-x			Sens y-y		
Niveau	h_K	P(KN)	Δ_K (cm)	V_k	θ_X	V_k	Δ_K (cm)	θ_Y
Étage 8	**2,55**	1268,2	**0,0015**	164,94	0,004	195,69	**0,0004**	0,001
Étage7	**3,40**	4888,2	**0,0019**	495,65	0,005	623,83	**0,0001**	0,0002
tage 6	**3,40**	8336,9	**0,0023**	753,14	0,007	929,08	**0,0001**	0,0003
Étage 5	**3,40**	11865,6	**0,0025**	963,26	0,009	1181,01	**0,00001**	0,00003
Étage 4	**3,40**	15305,3	**0,0027**	1122,1	0,028	1386,25	**0,0001**	0,0003
Étage 3	**3,40**	18753,9	**0,0029**	1253,48	0,001	1551,9	**0,0002**	0,0007
Étage 2	**3,40**	24461,8	**0,0023**	1450,73	0,012	1773,79	**0,0002**	0 ,0008
Étage 1	**3,40**	29857,6	**0,0021**	1611,34	0,011	1948,9	**0,0001**	0,0004
RDC	**4,08**	35680	**0,002**	1739,45	0,010	2097,41	**0,0002**	0,0008
S-SOL	**3,40**	41592,4	**0,007**	1820,45	0,04	2198,49	**0**	0

Tableau 8 récapitulatif de l'effet P- Δ

Remarque :

On constate que θ_X et θ_Y sont inférieurs à « **0.1** ». Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut conclure que :

- **L'effort tranchant à la base est vérifié.**
- **Le pourcentage de participation massique est vérifié.**
- **Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.**
- **L'excentricité est vérifiée.**
- **L'effet P-Delta est vérifié.**

INTRODUCTION :

Vu que notre structure comporte trois blocs, deux blocs (R+9+S/Sol) et un bloc intermédiaire (R+S/Sol), ils sont séparés par des joints de rupture qui empêche toutes déformations différentielles. Ces dernières peuvent être dues à la différence de hauteur entre les deux parties de la structure (R+9 d'un cote et RDC de l'autre) et donc une grande différence de chargement.

Ces joints, de ce fait, deviennent automatiquement des joints sismiques ce qui fait qu'on doit calculer ces joints de sorte a évité l'entrechoquement des deux blocs entre eux.

ETUDE DES JOINTS DANS LE BÂTIMENT :

Définitions générales :

Les joints sont des dispositifs constructifs qui permettent à un bâtiment de se déformer sous les effets de variations climatiques. Ils sont par ailleurs largement utilisés dans le domaine parasismique pour ramener des configurations compliquées à des formes plus simples.

Il existe trois catégories des joints à savoir

Joints de séparation en plusieurs blocs d'une construction :

Ce sont les joints qui séparent une construction en plusieurs blocs en vue de prévenir les dommages que pourrait subir une construction sous plusieurs phénomènes notamment le séisme, les dilatations thermiques retrait du béton

Tassement différentiels de la structure et/ou du terrain d'assise des fondations:

a/ joints de dilatation thermique

La variation de la température moyenne des éléments du bâtiment associée au coefficient de dilatation thermique conduit à une variation de la longueur des éléments .cette variation de longueur peut en conséquence introduire l'apparition d'une surpression des éléments qui peut conduire à des dommages structuraux ils sont en générale arrêtés, soit au niveau supérieur des fondations, soit au niveau des planchers haut du RDC ou du SS-sol (Ils n'ont pas lieu d'être étendu a l'infrastructure, afin d'éviter les semelles excentrées).leurs fonctions étant de permettre les mouvements de la structure engendré par le comportement des différents matériaux.

b/ joints de rupture

Ce sont tous les joints prévus pour empêcher toutes formes de rupture dans le bâtiment sous l'effet des tassements différentiels à cause d'une exploitation différente d'un bloc

Du bâtiment à un autre bloc. Ces tassements peuvent avoir des origines différentes.

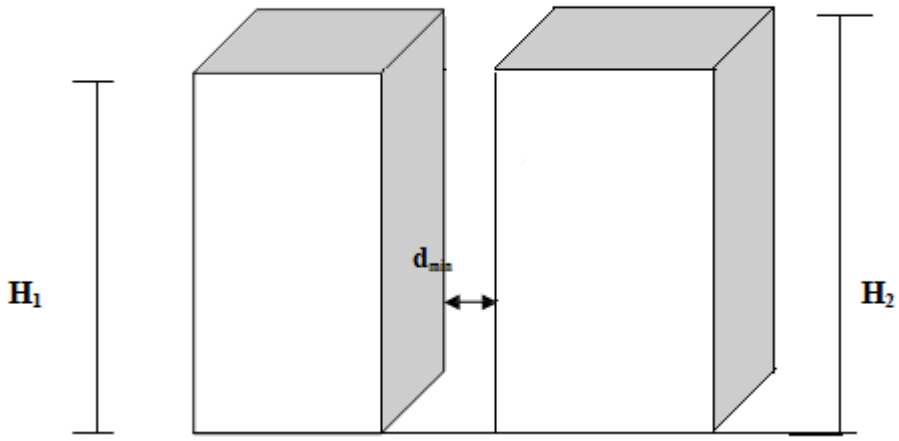
c/ joints sismiques

Le joint sismique a pour but d'éviter tout entrechoquement entre les corps de bâtiment qu'il sépare, la largeur minimale du joint entre deux blocs est dicter par le RPA99

JUSTIFICATION DE LA LARGEUR DES JOINTS SISMIQUES :(Art .5.8,/RPA 99VERSION 2003)

Le RPA exige que :

$$\mathbf{d_{min} = 15_{mm} + (d_1 + d_2)\ mm \geq 40\ mm}$$



Sachant que :

D 1 et D_2 : déplacements maximaux des deux blocs, calculés au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

$$\mathbf{d_{min} = 15_{mm} + (18.9+1.5)\ mm = 35.4_{mm} \geq 40\ mm}$$

Donc d calculé < dmin

On prend la largeur du joint sismique **d** = 10 cm

Chapitre IV: Férraillage des éléments

1 : Les Poteaux (coté A) :

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU ; puis en vérifications à l'ELS.

- Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitation :
- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.
- Sous les combinaisons : 1,35G+1,5Q ; G+Q±E et 0,8G±E

1-1) Les recommandations pour le ferraillage:

❖ **Recommandations du RPA : (zone IIa)**

Armatures longitudinales (R.P.A Art.7.5.2.2)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,

Le diamètre minimal est de **12 mm,**

La longueur minimale de recouvrement est de (zone IIa),

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm.**

Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferraillés symétriquement.

- **Pourcentage total minimum :**

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de 0,8% de la section du béton (0,8% x b x h) :

Poteau (50x60): Amin=0,008 40 45 = 14.4cm².

Poteau (50x55): Amin=0,008 35 40 = 11.2cm².

Poteau (45x50): Amin=0,008 30 35= 8.4cm².

Poteau (40x45): Amin=0.008x25x30=6cm².

- **Pourcentage total maximum:**

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

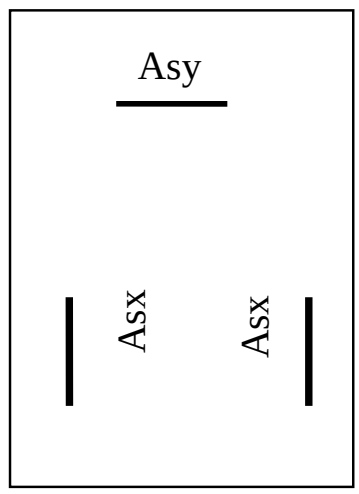
❖ **Zone courante sera de 4% x b x h**

Poteau (50x60) : A max =0.04 40 45 = 72cm²

Poteau (50x55) : A max =0.04 35 40 = 56cm²

Poteau (45x50) : A max =0.04 30 35 = 42cm²

Poteau (40x45): A max=0.04 x 25 x 30=42cm².



❖ **Zone de recouvrement sera de6% x b x h**

Poteau (40 45) : A max =0.06 40 45 =108cm²

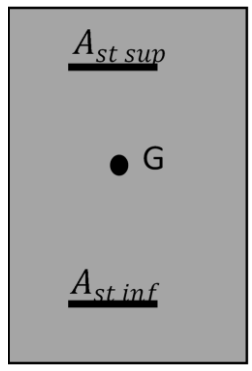
Poteau (35 40) : A max =0.06 35 40 = 84cm²

- **Ferraillage**

Asx: armatures dans le sens xx.

$\boldsymbol{As_Y}$: Armatures suivant le sens yy.

1-2) Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :



Section entièrement tendus:

$$\boldsymbol{e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)}$$

Ast sup et Ast inf seront déterminées par ces formules :

$$\begin{cases} N_t = A_{st\,sup} \times \sigma_{st} + A_{st\,inf} \times \sigma_{st} \\ A_{st\,sup} \times \sigma_{st} \times (d - c') - N_t \left(\frac{h}{2} - c - e_U\right) = 0 \end{cases}$$

B) - Section partiellement comprimée:

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C\right)$$

Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$(d - c)\,Nu - Mf \leq \left(0{,}337 - 0{,}81\,\frac{c'}{h}\right) bh^2 f$$

avec $M_f = M + N_u\left(\frac{h}{2} - c'\right)$ ⟶ Moment fictif.

Si l'inégalité (A) est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait comme suit :

$$\boldsymbol{\mu_b = \frac{M_f}{b.d^2.f_{bc}}}$$

$\mu_l = 0{,}392$

Si $\mu_b < \mu_l$ la section est simplement armée (SSA).

Si $\mu_b > \mu_l$ la section est doublement armée (SDA).

Donc il faut calculer A_l et A_l'.

$$\boldsymbol{A_l = \frac{M_f}{\beta . d . \sigma_{st}}}$$

La section réelle est donnée par :

$\boldsymbol{A_s = \frac{N_u}{\sigma_s} - A_l}$ pour une **SSA**

Pour une section doublement armée :

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_s}; \quad A_1' = \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_s}$$

Avec $\Delta \boldsymbol{M}$ = Mf- Mr.

$$Nu\left(d-c'\right)-M_f \geq \left(0{,}5-\frac{c'}{h}\right) b\,h^2 fbu \quad (B)$$

Si l'inégalité (B) est vérifiée, donc la section a besoin d'armatures comprimées .

$$A'_s = \frac{M_f-(d-0{,}5h)\,b\,h\,f_{bc}}{(d-c')\sigma_s}. \qquad ; A_S = \frac{Nu - b.h.f_{bu}}{\sigma_s} - A'_s$$

Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures dans la zone comprimée.

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$As = 0.\text{Avec}\,\Psi = \frac{0{,}357+\frac{N(d-c')-M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0{,}857-\frac{c'}{h}}$$

Les situations à considérer :

Les poteaux sont calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus

Défavorables pour les cas suivants :

1-3) Ferraillage des poteaux :

	γ_b	γ_s	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	1.15	25	14.17	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	18.48	400	400

Les résultats seront donnés par le tableau suivant :

Zone	Section	N (KN)	M_{cor} (KN.m)	Comb	A_s (cm^2)	$A_{Scalcul}$ (cm
Zone I S .sol ,Rdc ,,1ère étage	50 X 60	N_{MAX}=1804,14	M_{2COR}=14,727	ACC	21,87	23,23
			M_{3COR}=-2,322		23,23	
		N_{MIN}=-3819,45	M_{2COR}=-63,95	ACC	0	0
			M_{3COR}=-7,609		0	
		M(KN.m)	**N_{cor}(KN)**	**Comb**	**A_s (cm^2)**	**$A_{Scalcul}$ (cm**
		M_{2MAX}=113,744	N_{COR}=-117,69	ACC	4,21	4,21
		M_{3MAX}=281,106	N_{COR}=-1023,44		**3,49**	
		M_{2MIN}=-115,837	N_{COR}=-792,3	ACC	0	0
		M_{3MIN}=-230,9	N_{COR}=-1445,5		0	
Zone II Etage : 1	50 X 55	N_{MAX}=835,26	M_{2COR}=9,108	ACC	10,91	11,24
			M_{3COR}=15,739		11,24	
		N_{MIN}=-2698,68	M_{2COR}=4,012	ELU	0	0
			M_{3COR}=62,976		0	
		M(KN.m)	**N_{cor}(KN)**	**Comb**	**A_s (cm^2)**	**$A_{Scalcul}$ (cm**
		M_{2MAX}=123,765	N_{COR}=-271,74	ACC	2,75	5,37
		M_{3MAX}=315,776	N_{COR}=-1082,63		5,37	
		M_{2MIN}=-105,917	N_{COR}=-113,8	ACC	3,78	3,78
		M_{3MIN}=-266,224	N_{COR}=-1209,73		0,98	
Zone III Etage :	45 X 50	**N (KN)**	**M_{cor} (KN.m)**	**Comb**	**A_s (cm^2)**	**$A_{Scalcul}$ (cm**
		N_{MAX}=605,02	M_{2COR}=20,913	ACC	8,75	8,75
			M_{3COR}=16,101		8,48	
		N_{MIN}=-2498,49	M_{2COR}=3,635	ELU	0	0
			M_{3COR}=10,5		0	
		M(KN.m)	**N_{cor}(KN)**	**Comb**	**A_s (cm^2)**	**A_{Scalcu} (cm**
		M_{2MAX}=116,989	N_{COR}=-125,62	ACC	4,89	9,75
		M_{3MAX}=207,552	N_{COR}=-176,54		9,75	
		M_{2MIN}=-79,062	N_{COR}=-430,75	ACC	0	11,19
		M_{3MIN}=-318,104	N_{COR}=-843,08		11,19	
Zone III	40 X 45	**N (KN)**	**M_{cor} (KN.m)**	**Comb**	**A_s (cm^2)**	**A_{Scalcu} (cm**
		N_{MAX}=191,86	M_{2COR}=2,991	ACC	2,59	2,59
			M_{3COR}=-7,567		2,88	
		N_{MIN}=-1619,53	M_{2COR}=5,426	ELU	0	0
			M_{3COR}=64,483		0	
		M(KN.m)	**N_{cor}(KN)**	**Comb**	**A_s (cm^2)**	**A_{Scalcu} (cm**
		M_{2MAX}=82,671	N_{2COR}=-238,44	ACC	2,17	8,95
		M_{3MAX}=148,034	N_{3COR}=-37,92		8,95	
		M_{2MIN}=-71,59	N_{2COR}=-155,69	ACC	2,44	7,89
		M_{3MIN}=-211,403	N_{3COR}=-622,27		7,89	

Zone	A_{Scalcu} (cm^2)	Sens	Ferraillage adopté	$A_{SAdopté}$ (cm^2)
50 X 60	**23,23**	XX	**6HA16 + 4HA20**	**24,63**
		YY		
50 X 55	**11,24**	XX	**6HA12+4HA14**	**12,94**
		YY		
45 X 50	**11,19**	XX	**6HA12 + 4HA14**	**12,94**
		YY		
40 X 45	**8,95**	XX	**10HA12**	**11,31**
		YY		

- **Les armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux ve
poteau, leur but essentiel :

Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements

Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal

- **Diamètre des armatures transversales :(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du dia
armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6{,}67 \text{ mm} \qquad \text{soit } \phi_l = 8\,\text{mm}$$

φ_t : Diamètre max des armatures longitudinales. (Art.7.5.2.2RPA99 version 2003).

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en 8.

- **Calcul des espacements :**

L'espacement des armatures transversales (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

$$S_t \leq \min\left\{15\phi_L^{min}, 40\text{cm}, (a+10)\text{cm}\right\} = \min\left\{15\times1,2\ ;\ 40\text{cm}\ ;\ 40+10\right\}$$
$$S_t \leq 18\ \text{cm}$$

Avec a : est la petite dimension du poteau.

Soit $S = 15$ cm

Les recommandations du RPA 99 (Art.7.4.2.2/RPA99 version 2003) :

L'espacement des armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho\, V_u}{h_1\, f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e Limite élastique de l'acier d'armature transversale.

A **t :** Espacement des armatures transversales.

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 λg dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans

Remarque :

Le calcul se fera pour les poteaux du RDC en raison de leur élancement géométrique, et de l'effort tranchant q
leur niveau.

- **Espacement maximal des armatures transversales : (Art.7.4.2.2 /RPA99 version 2003)**

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement « S_t » des armatures transversales est fixée comme suite

- **En zone nodale** $S_t \leq \min(10\ \emptyset_l^{min}, 15\ \text{cm}) < (12\text{cm}, 15\text{cm})$ On adopte $S_t = 10$ **cm.**
- **En zone courante** $S_t' \leq 15\ \emptyset_l^{min} < 18$ cm On adopte $S_t = 15$ **cm.**

- **Quantité d'armatures transversales minimale du RPA :**

Pour $\lambda_g \geq 5$, la quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$A_t^{min} = 3\%\ S_t \times b$$

1-4) Les vérifications à l'ELU :

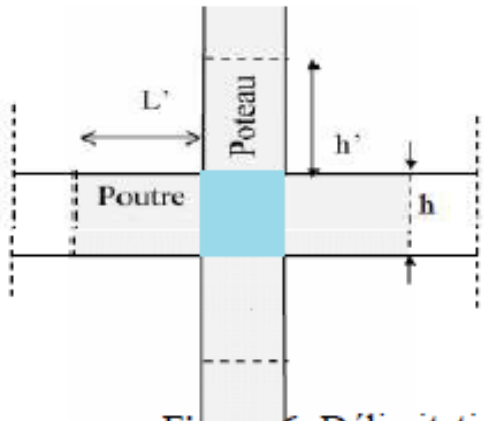


Figure 6: Délimitation de la zone nodale.

- **Longueur de recouvrement :**

Zone I : $L_R = 40\ \Phi l = 40 \times 2{,}0 = 80cm$

Zone II: $L_R = 40\ \Phi l = 40 \times 1{,}4 = 56cm$

Zone III : $L_R = 40\ \Phi l = 40 \times 1{,}4 = 60cm$

Zone VI : $L_R = 40\ \Phi l = 40 \times 1{,}2 = 48cm$

- **Délimitation de la zone nodale : (Art 7.4.2.2 de RPA 99 modifie 2003).**

- **Au niveau des poutres** : L' = 2 x h. tel que h : Hauteur de la poutre.
- **Au niveau des poteaux : h' = max = (he/6 ; b1 ; h1 ; 60 cm)**
- **b1, h1** : Dimensions du poteau. Et $\mathbf{h_e}$: Hauteur entre nu des poteaux
- **poteaux de s /sol :** h' = max = (315/6 ; 50 ; 60 ; 60 cm)= 60 cm.
- **Poteaux de RDC :** h' = max = (383/6 ; 50 ; 60 ; 60 cm)= 64 cm.
- **poteaux1^{er}étage :** h' = max = (315/6 ; 50 ; 55; 60 cm)= 60 cm.
- **Poteaux $2^{eme} + 3^{eme}$:** h' = max = (315/6 ; 45 ; 50 ; 60 cm)= 60 cm.
- **poteaux $4^{eme} + 5^{eme} + 6^{eme} + 7^{eme}$:** h' = max = (315/6 ; 40 ; 45 ; 60 cm)= 60 cm.
- **poteau 8^{eme} :** h' = max = (225/6 ; 40 ; 45 ; 60 cm)= 60 cm.

- **Longueur d'ancrage : (B.A.E.L.91Article :A.6.1.221)**

$L_s = (\phi_1 . f_e)/4\ \tau_{su}$ tel que : $\tau_{su=0.6} \Psi s^2 f_{t28}$

$f_{t28=0.6+0.06} f_{c28} = 2.1$ MPa $\Psi_s = 1.5$ pour les aciers a haute adhérence

- **Pour les HA20 : l_s=(2.0x400)/4x(0.6x1. 5^2x2.1) =70.54 cm**
- **Pour les HA16 : l_s=(1.6x400)/4x(0.6x1. 5^2x2.1) =56,43 cm**
- **Pour les HA14 : l_s=(1.4x400)/4x(0.6x1. 5^2x2.1) =49,38 cm**
- **Pour les HA12 : l_s=(1.2x400)/4x(0.6x1, 5^2x2.1) =42.32 cm**

1-5) Vérifications à l'ELS :

- **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
A fin de les comparer aux contraintes admissibles.

- Contrainte admissible de l'acier : $\overline{\sigma}_s$ = **348 Mpa**
- Contrainte admissible du béton : $\overline{\sigma}_{bc}$ =**15 Mpa**

Le calcul des contraintes du béton et de l'acier se fera dans les deux directions x-x et y-y.

Deux cas peuvent se présenter :

Si $e_s = \dfrac{M_s}{N_s} < \dfrac{h}{6} \Rightarrow$ Section entièrement comprimée.

Si $e_s = \dfrac{M_s}{N_s} > \dfrac{h}{6} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée.

$$S = b\times h + 15(A_S + A'_S)$$

$$X_G = 15.\frac{A'_S\times(0.5\times h - d') - A_S(d - 0.5\times h)}{b\times h + 15(As + A's)}$$

On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b\times h^3}{12} + b\times h\times X_G{}^2 + 15\left[A'_S\,(0.5\times h - d' - X_G)^2 + A_S(d - 0.5\times h + X_G)^2\right]$$

Les contraintes dans le béton valent :

$$\sigma_{sup} = \frac{Ns}{S} + \frac{Ns.(e_s - X_G)\times\left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \Rightarrow \text{Sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_S}{S} - \frac{Ns(e_s - X_G)\times\left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \Rightarrow \text{Sur la fibre inférieure}$$

Finalement on vérifie : $\max\sigma_{sup}\ , \sigma_{inf} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

- **Vérification d'une section partiellement comprimée**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre : $y_1 = y_2 + L_C$

Avec :

y_1 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y2 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.

Lc : la distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée est à déterminer par l'équation suiv

$$y^3 + p_{y2} + q = 0$$

Avec :

$$Lc = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3Lc^2 - \frac{90A'_s}{b}(Lc - c') + \frac{90A_s}{b}(d - Lc)$$

$$q = -2Lc^3 - \frac{90A'_s}{b}(Lc - c')^2 + \frac{90A_s}{b}(d - Lc)^2$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

Si $\Delta\langle 0 \Rightarrow$ On calcul alors $\text{Cos}\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{3}{|p|}}$.puis $a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

1) $y_2^1 = a\cos\varphi\left(\frac{\varphi}{3}\right)$.

2) $y_2^2 = a\cos\left(\frac{\varphi}{3}+120\right)$

3) $y_2^3 = a\cos\left(\frac{\varphi}{3}+240\right)$

On tiendra pour y2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y1 = y2 + L_c < h$

$$I = \frac{b}{3}y_1^3 + 15\left[A_s(d-y_1)^2 + A_s^{'}(y_1 - c^{'})^2\right]$$

Finalement :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \times y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Sens Y-Y :

La section à prendre en compte pour le calcul des contraintes est :

Aciers tendus : $As_{2adopté.}$

Aciers comprimés : $As_{2adopté.}$

Les contraintes obtenues sont :

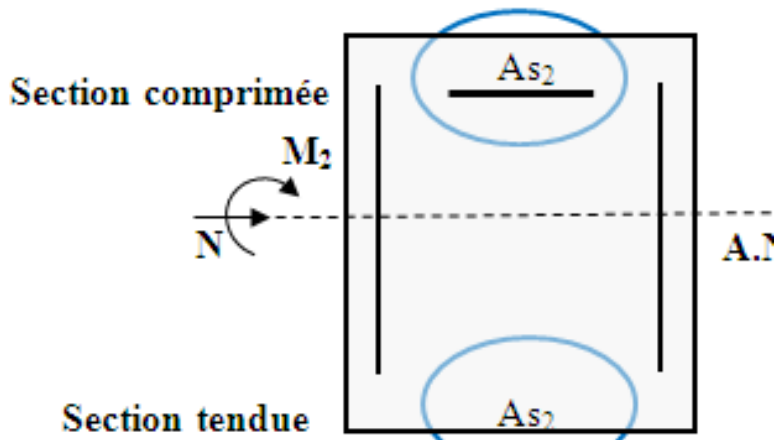
σ_{bs} :Ccontraintes max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} Contrainte max dans les aciers supérieure.

σ_{bi} Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} Les Contrainte max dans les aciers inférieurs .

Les contraintes positives représentent des compressions, et les négatives des tractions.



Zone	Section	N (KN)	M (KN,m)	e (m)	(h/6)-cm	Nature	σ_{bs} MPa	σ_{ss} MPa	σ_{bi} MPa	σ_s MPa
Zone I	**50x60**	N_{max} =-31,16	M_{cor} =10,613	-0,34	0,07	SPC	0,44	5,93	0	-6,47
		N_{min} = -2540,29	M_{cor} = 10,924	-0,004	0,07	SET	7,82	116,9	7,26	109,3
		N_{cor} = -164	M_{max} =106,19	-0,64	0,07	SPC	4,28	55,1	0	-107
Zone II	**50 X 55**	N_{max} = -40,56	M_{cor} = 4,50	-0,11	0,06	SPC	0,29	4,14	0	-0,01
		N_{min} = -1951,94	M_{cor} =45,42	-0,02	0,06	SET	8,2	120,5	5,1	79
		N_{cor} = -464,05	M_{max} =67,28	-0,14	0,06	SPC	3,13	44,5	0,03	2,96
Zone III	**45x50**	N_{max} -58,24	M_{cor} =1,209	-0,02	0,05	SET	0,3	4,33	0,19	2,88
		N_{min} = -1805,34	M_{cor} =7,936	-0,004	0,05	SET	7,51	112,5	7,4	111,1
		N_{cor} = - 1490,51	M_{max} 61,63	0,04	0,05	SET	8,94	129,1	3,36	55,5
Zone VI	**40x45**	N_{max} = -22,52	M_{cor} =-17,99	0,79	0,04	SPC	0	-79,5	2,05	22,9
		N_{min} = -1170,21	M_{cor} =46,41	0,039	0,04	SET	8,98	128,9	3,11	52,5

➢ Vérification contraintes tangentielles : (Art.7.4.3.2 /RPA99 version2003).

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être infér
la valeur limite suivante : $\bar{\tau}_{bu}=\rho_d\ f_{c28}$ **=1,875Mpa**

λ est supérieur à 5 donc le coefficient ρ_d sera pris égal à 0,075

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_b = \frac{T_u}{b\,d} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

Zone (50x60) $\tau_u = \frac{7\,x10^3}{500\times570} = 0{,}024MPa$; $\tau_u = \frac{27{,}58\,x10^3}{500\times570} = 0{,}096MPa$

Zone (50x55) $\tau_u = \frac{25{,}76\,x10^3}{500\times520} = 0{,}099MPa$; $\tau_u = \frac{17{,}84\,x10^3}{500\times520} = 0{,}068MPa$

Zone (45x50) $\tau_u = \frac{23{,}64\,x10^3}{450\times470} = 0{,}111MPa$; $\tau_u = \frac{11{,}04\,x10^3}{450\times470} = 0{,}052MPa$

Zone (40x45) $\tau_u = \frac{34{,}15\,x10^3}{400\times420} = 0{,}224MPa$; $\tau_u = \frac{4{,}38\,x10^3}{450\times420} = 0{,}028MPa$

⟶ Les contraintes tangentielles sont vérifiées.

- **Condition de non fragilité (Art A.4.2,1/BAEL91modifiée 99).**

La sollicitation provocant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraine
tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à la limite élastique **fe.**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23bdf_{t28}}{f_e}\left(\frac{e_s-0.455d}{e_s-0.185d}\right)$$

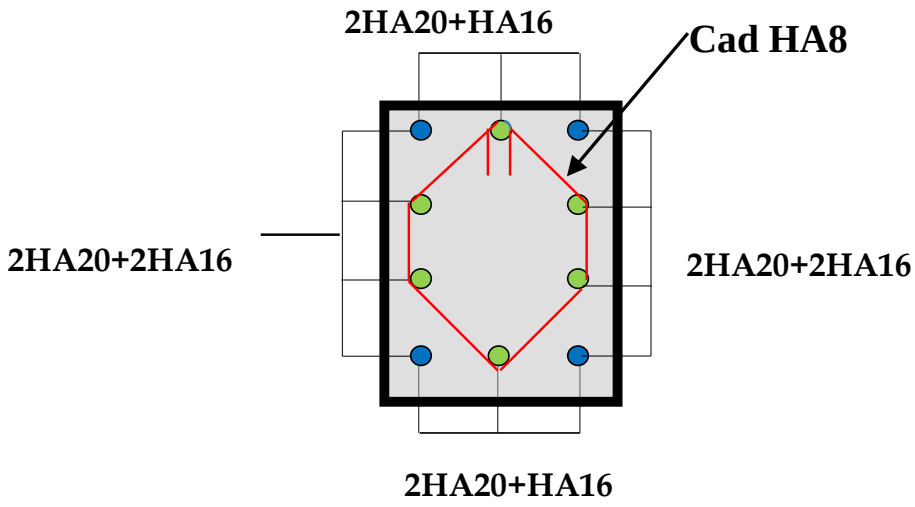
Zone	Section [cm^2]	Ns [KN]	Ms [KN.m]	e_s[m]	A_{min} [cm^2]	A_{adop} [cm^2]
Zone I	50	-31,16	10,613	-0,34	1,183	24,63
	X	-2540,29	-10,924	-0,04	11,52	
	60	-164	106,19	-0,64	2,44	
Zone II	50	-40,56	4,50	-0,11	5,26	12,32
	X	-1951,94	45,42	-0,023	6,77	
	55	-464,05	67,28	-0,14	4,95	
Zone III	45	-58,24	1,209	-0,02	5,57	11,50
	X	-1805,34	7,936	-0,004	6,103	
	50	-1490,51	61,635	-0,041	5,076	
Zone VI	40	-22,52	-17,996	0,79	1,70	9,05
	X	-117,21	46,416	-0,39	2,51	
	45	-122,73	73,703	-0,6	3,071	

Tableau : Vérification à L'ELS

Résumé :

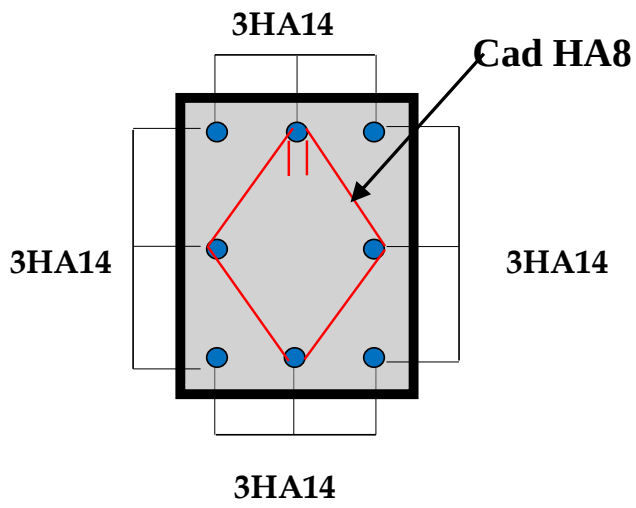
Le ferraillage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures As (min) correspondante r
par le règlement **« RPA.99-V 2003 »en zone IIa**

PT (50x60)
On opte pour le ferraillage suivant :



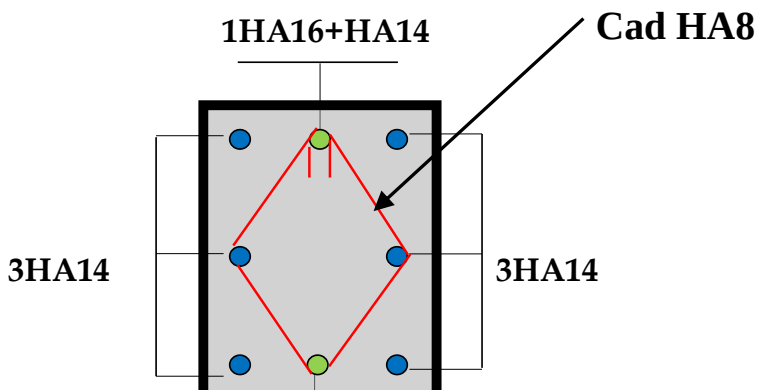
Disposition des armatures (PT 50x60)

PT (50x55) :
On opte pour le ferraillage suivant



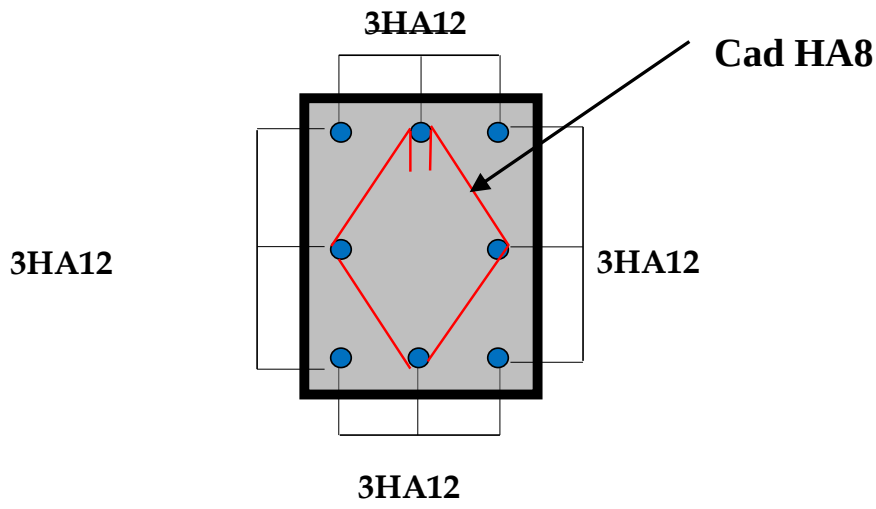
Disposition des armatures (PT 50x55)

PT (45x50) :
On opte pour le ferraillage suivant



PT (40x45) :

On opte pour le ferraillage suivant



Disposition des armatures (PT 40x45)

Poteaux (coté B):

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU ; puis en vérifications à l'ELS.

- Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitation :
- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.
- Sous les combinaisons : 1,35G+1,5Q;G+Q±Eet0,8G±E

1-1B) Les recommandations pour le ferraillage:

Recommandations du RPA:(zone IIa)

Armatures longitudinales:(R.P.AArt.7.5.2.2)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,
- Le diamètre minimal est de **12mm,**
- La longueur minimale de recouvrements de (zoneIIa),
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm.**
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme ,les poteaux doivent être ferraillés symétriquement.

- **Pourcentage total minimum :**

- Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de 0,8% de la section du béton (0,8% x b x h) :
- Poteau (40x45): Amin=0,008x 40x45 = 14.4cm².
- Poteau (35x40): Amin=0,008x 35x40 = 11.2cm².
- Poteau (30x35): Amin=0,008 x30x35= 8.4cm².
- Poteau (40x70) : Amin=0.008x40x70=22,4cm².

Poteau (30x35):Amax =0.04x30x35 = 42cm²

Poteau (40x70): Amax=0.04x 40x70=112cm².

- **Zonederecouvrementserade6%x b x h**

- Poteau (40x45):Amax =0.06x40 x45 =108cm²
- Poteau (35x40):Amax =0.06x35x 40 = 84cm²
- Poteau (30x35):Amax =0.06x30 x35 = 63cm²
- Poteau (25x30):Amax = 0.06x25x30= 45 cm².
- Poteau (40x70):Amax =0.06x40x70 =168cm

- **Conventions:**

  - **Efforts normaux**

    N >**0**:compression

    N<0:traction

  - **Ferraillage**

As$_x$:armatures dans le sens xx.

$\boldsymbol{As_Y}$: Armatures suivant le sens yy.

1-2-b) Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Section entièrement tendus:

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Astsup et Astinf seront déterminées par ces formules:

$$\begin{cases} N_t = A_{st\,sup} \times \sigma_{st} + A_{st\,inf} \times \sigma_{st} \\ A_{st\,sup} \times \sigma_{st} \times (d - c') - N_t \left(\frac{h}{2} - c - e_U\right) = 0 \end{cases}$$

B)-Section partiellement comprimée:

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C\right)$$

Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$(d - c)\,Nu - Mf \leq \left(0{,}337 - 0{,}81\,\frac{c'}{h}\right) bh^2 f$$

avec $M_f = M + N_u\left(\frac{h}{2} - c'\right)$ ⟶ Moment fictif.

Si l'inégalité (A) est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait comme suit :

Si $\mu_b < \mu_l$ la section est simplement armée (SSA).

Si $\mu_b > \mu_l$ la section est doublement armée (SDA).

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_s}; \quad A_1' = \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_s}$$

Avec ΔM=Mf- Mr.

Mr: moment ultime pour une section simplement armée finalement la section réelle d'armature est

$$A'_s = A'_l \quad , \quad A_s = \frac{N_u}{\sigma_s} - A_l$$

c) – Section entièrement comprimée:

On dit que une section est entièrement comprimée lorsque l'inégalité (A) n'est pas vérifiée.il y a deux cas possi
ferraillage après vérification de la condition suivante :

$$Nu(d - c') - M_f \geq \left(0{,}5 - \frac{c'}{h}\right) b\, h^2 fbu \quad (B)$$

Si l'inégalité (B) est vérifiée, donc la section a besoin d'armatures comprimées.

$$A_s' = \frac{M_f - (d - 0{,}5h)\, b h f_{bc}}{(d - c')\sigma_s}. \qquad ; A_S = \frac{Nu - b.h.f_{bu}}{\sigma_s} - A'_s$$

Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures dans la zone comprimée.

$$A_s' = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$As = 0. \text{Avec} \Psi = \frac{0{,}357 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0{,}857 - \frac{c'}{h}}$$

❖ Les situations à considérer :

Les poteaux sont calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus

Défavorables pour les cas suivants :

	γs	θ	fC28 (Mpa)	fbu(Mpa)	Fe(Mpa)	σs(Mpa)
Situation durable	1,15	1	25	14,2	400	348
Situation accidentelle	1	1	25	18,48	400	400

❖ Calcul de ferraillage

Les résultats seront donnés par le tableau suivant :

Zone	Section	N (KN)	M_{cor}(KN.m)	Comb	A_s (cm^2)	$A_{Scalcul}$(cm^2)
Zone I	40 X 45	N_{MAX}=504,65	M_{2COR}=7,991	ACC	6,82	8.29
			M_{3COR}=6,404		6,72	
		N_{MIN}=-2132	M_{2COR}=-2,83	ELU	0	
			M_{3COR}=-0,604		0	
		M_{2MAX}=107,199	N_{COR}=-220,52	ELU	4,89	
		M_{3MAX}=58,581	N_{COR}=-866,02	ACC	0	
Zone II	35 X 40	N_{MAX}=109,95	M_{2COR}=1,306	ACC	1,47	5,56
			M_{3COR}=4,385		1,70	
		N_{MIN}=-1426,2	M_{2COR}=-10,44	ELU	0	
			M_{3COR}=-2,767		0	
		M_{2MAX}=67,523	N_{COR}=-58,59	ACC	3,99	
		M_{3MAX}=68,596	N_{COR}=-582,94	ACC	0	
Zone III	30 X 35					4,21
		N_{MAX}=108,27	M_{2COR}=0,694	ACC	1,43	
			M_{3COR}=22,602		3,6	
		N_{MIN}=-917,44	M_{2COR}=32,709	ELU	0	
			M_{3COR}=-11,966		0	
		M_{2MAX}=65,32	N_{COR}=-477,2	ELU	3,13	
		M_{3MAX}=30,12	N_{COR}=71,92	ACC	3,83	

zone	$A_{calculé}$(cm^2)	Sens	Ferraillage adopté	$A_{SAdopté}$ (cm^2)
40 X 45	**8.29**	XX	**4HA16 + 4HA20**	**20,61**
		YY		
35 X 40	**5,56**	XX	**4HA16+4HA14**	**14,20**
		YY		

Ferraillage des poteaux (40x70) :

Zone	Section	N (KN)	M_{cor}(KN.m)	Comb	A_s (cm^2)	$A_{Scalcul}$(cm^2)
	40x7	N_{MAX} = **420,54**	M_{2COR}=4,621	ACC	0	
			M_{3COR}=0,247		0	
		N_{MIN}= -2424,22	M_{2COR}=42,89	ELU	0	
			M_{3COR}=-9,48	ELU	0	
		M_{2MAX}=112,023	N_{COR}=-168,79	ACC	2,12	
		M_{3MAX}= 220,029	N_{COR}=-153,73	ACC	6,59	

Zone	Section	$A_{calculé}$(cm^2)	sens	Ferraillage adopté	$A_{SAdopté}$ (cm^2)
	40x70		X-X	4HA20	20,61
			Y-Y	6HA16	

➢ Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers poteau, leur but essentiel :

Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements

Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal

➢ Diamètre des armatures transversales :(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du dia armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6{,}67 \text{ mm} \qquad \text{soit } \phi_l = 8\,\text{mm}$$

φ_t : Diamètre max des armatures longitudinales. (Art.7.5.2.2RPA99 version 2003).

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en 8.

Soit (= 2,01 cm2).

➢ Calcul des espacements :

L'espacement des armatures transversales (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

$$S_t \le \min\left\{15\phi_L^{min}, 40\text{cm}, (a+10)\text{cm}\right\} = \min\left\{15\times1{,}2\,;\,40\text{cm}\,;\,40+10\right\}$$

$S_t \le 18$ cm

Avec a : est la petite dimension du poteau.

Soit $S = 15$ cm

h_1 :Hauteur totale de la section brute.
fe Limite élastique de l'acier d'armature transversale.
A**t :** Espacement des armatures transversales.
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 λg dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans

- **Espacement maximal des armatures transversales:(Art.7.4.2.2 /RPA99 version 2003)**

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement « S_t » des armatures transversales est fixée comme suite

- **En zone nodale** $S_t \leq \min(10\,\emptyset_l^{min}, 15\text{ cm}) < (12\text{cm}, 15\text{cm})$ On adopte $S_t = 10$ **cm.**
- **En zone courante** $S_t' \leq 15\,\emptyset_l^{min} < 18$ cm On adopte $S_t = 15$ **cm.**

- **Quantité d'armatures transversales minimale du RPA :**

Pour $\lambda_g \geq 5$, la quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$A_t^{min} = 3\%\, S_t \times b$$

Zone I (40x45) = A_{min} =0,003x10x40 =1,2cm^2 < $A_{adopté}$=2,01cm^2 ⟶ condition vérifiée.

Zone II (35x40) = A_{min} =0,003 x 10x 35 =1,05cm^2 < $A_{adopté}$=2,01cm^2 ⟶ condition vérifiée.

Zone III (35x30)= A_{min} =0,003 x 10x 35 =1,05cm^2 < $A_{adopté}$=2,01cm^2 ⟶ condition vérifiée.

1-4-b) Les vérifications à l'ELU :

- **Longueur de recouvrement :**

- **Zone I :** L_R= 40 Φl= 40 x 2,0 = 80cm
- **Zone II:** L_R= 40 Φl= 40 x 1,6= 64cm
- **Zone III :** L_R= 40 Φl= 40 x 1,4 =56cm

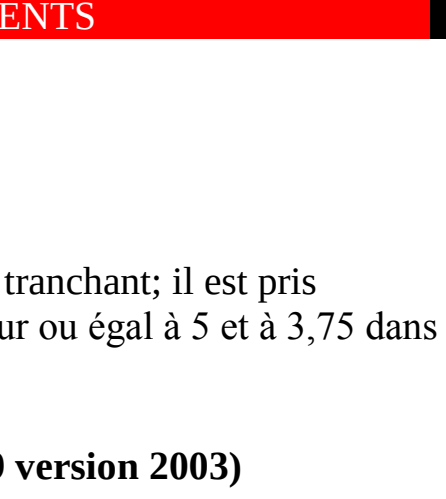


Figure 6: Dél
la z

- **Délimitation de la zone nodale : (Art 7.4.2.2 de RPA 99 modifie 2003).**

- **Au niveau des poutres** :
  L' = 2 x h. tel que h : Hauteur de la poutre.

- **Au niveau des poteaux :**

h' = max = (he/6 ;b1 ;h1 ; 60 cm)

b1, h1 : Dimensions du poteau. Eth_e: Hauteur entre nu des poteaux

Poteaux de s /sol : h' = max = (315/6 ; 40 ; 45; 60 cm)= 60 cm.

Poteaux de RDC: h' = max = (383/6 ; 50 ; 60; 60 cm)= 64 cm.

Poteaux1^{er}étage: h' = max = (315/6 ; 50 ; 55; 60 cm)= 60 cm.

Poteaux 2eme + 3eme: h' = max = (315/6 ; 45 ; 50; 60 cm)= 60 cm.

- **Longueur d'ancrage : (B.A.E.L.91Article :A.6.1.221)**

$L_c = (\phi_1 . f_e)/4\ \tau_{su}$ tel que : $\tau_{su=0.6}\Psi s^2 f_{t28}$

$f_{t28=0.6+0.06} f_{c28} = 2.1$ MPa $\Psi_s = 1.5$ pour les aciers a haute adhérence

Pour les HA20 : $\mathbf{l_s}$=(2.0x400)/4x(0.6x$\mathbf{1.5^2}$x2.1) =70.54 cm

Pour les HA16 : $\mathbf{l_s}$=(1.6x400)/4x(0.6x$\mathbf{1.5^2}$x2.1) =56,43 cm

Pour les HA14 : $\mathbf{l_s}$=(1.4x400)/4x(0.6x$\mathbf{1.5^2}$x2.1) =49,38 cm

Pour les HA12 : $\mathbf{l_s}$=(1.2x400)/4x(0.6x$\mathbf{1,5^2}$x2.1) =42.32 cm

1-5-b) Vérifications à l'ELS :

- **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'acie comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier $\overline{\sigma}_s$ = **348 Mpa**

Contrainte admissible du béton : $\overline{\sigma}_{bc}$ =**15 Mpa**

Le calcul des contraintes du béton et de l'acier se fera dans les deux directions x-x et y-y.

Deux cas peuvent se présenter :

Si $e_s = \dfrac{M_s}{N_s} < \dfrac{h}{6} \Rightarrow$ Section entièrement comprimée.

Si $e_s = \dfrac{M_s}{N_s} > \dfrac{h}{6} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée.

- **Vérification d'une section entièrement comprimée:**

On calcul l'air de la section homogène totale:

On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité g

$S=b\times h+15\ (A_S+A'_S)$

$$X_G = 15.\frac{A'_s\times(0.5\times h - d') - A_s(d - 0.5\times h)}{b\times h + 15(As + A's)}$$

On calcul l'inertie de la section homogène totale:

$$I = \frac{b\times h^3}{12} + b\times h\times X_G{}^2 + 15\left[A'_s\,(0.5\times h - d' - X_G)^2 + A_s(d - 0.5\times h + X_G)^2\right]$$

Les contraintes dans le béton valent:

$$\sigma_{sup} = \frac{Ns}{S} + \frac{Ns.(e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \Rightarrow \text{Sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_S}{S} - \frac{Ns(e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \Rightarrow \text{Sur la fibre inférieure}$$

Finalement on vérifie : max$\boldsymbol{\sigma_{sup}}$,$\boldsymbol{\sigma_{inf}} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Remarque :

Si les contraint es sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

- **Vérification d'une section partiellement comprimée ;**

Pour calculer la contrainte du béton non détermine la position de l'axe neutre: $y_1=y_2+L_C$

Avec :

y1:la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y2 :la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.

Lc: la distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée est à déterminer par l'équation suivante :

$y^3+p_{y2} + q = 0$

Avec :

$$Lc = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3Lc^2 - \frac{90A'_s}{b}(Lc - c') + \frac{90A_s}{b}(d - Lc)$$

$$q = -2Lc^3 - \frac{90A'_s}{b}(Lc - c')^2 + \frac{90A_s}{b}(d - Lc)^2$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante:

On calcul $\Delta = q^2 + \frac{4p^2}{27}$

Si $\Delta \geq 0$ ⟶ alors il faut calculer

$$t = 0{,}5\left(\sqrt{\Delta} - q\right), u = t^{\frac{1}{3}} \Rightarrow y_2 = u - \frac{p}{3 \times u}$$

$$\text{Si } \Delta \langle 0 \Rightarrow \text{On calcul alors } Cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{3}{|p|}}.\text{puis } a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

On tiendra pour y2 la valeur positive ayant un sens physique tel que:0<y1=y2+L_c<h

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15\left[A_s (d - y_1)^2 + A_s' (y_1 - c')^2\right]$$

Finalement :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \times y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Sens Y-Y :

La section à prendre en compte pour le calcul des contraintes est :

Aciers tendus : $As_{2adopté}$.

Aciers comprimés : $As_{2adopté}$.

Les contraintes obtenues sont:

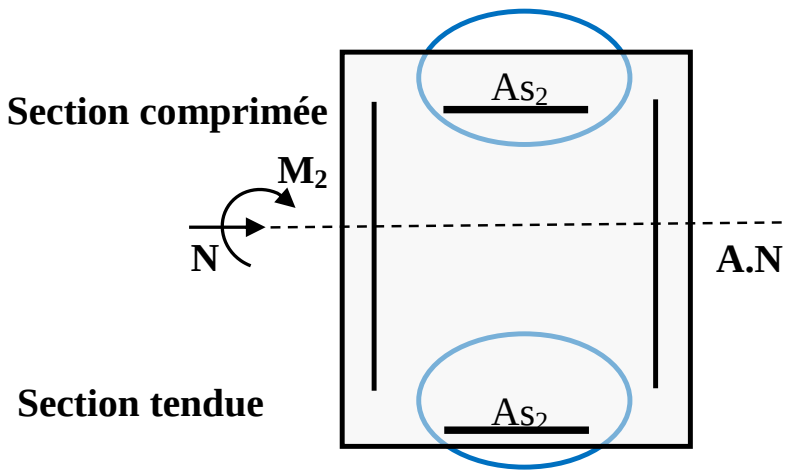
σ_{bs} :Ccontraintes max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers supérieure.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} : Les Contrainte max dans les aciers inférieurs.

Les contraintes positives représentent des **compressions,** et les négatives des **tractions.**



Remarque :

Le même raisonnement sera suivi pour le sens x-x**.**

Le calcul des contraintes est résumé dans les tableaux suivants :

Zone	Section	N (KN)	M (KN,m)	e (m)	((h/6)-c m	Nature	σ_{bs} MPa	σ_{ss} MPa	σ_{bi} MPa	σ MP
Zone I	**40x45**	N_{max} =1536,99	M_{cor}=2,015	0,001	0,04	SET	7,75	116	7,51	112
		N_{min} =83,01	M_{cor}= 1,285	0,01	0,04	SET	0,49	67,16	5,2	0,34
		N_{cor}= 157,91	M_{max} =76,375	0,48	0,04	SPC	7,19	87,2	0	-181
Zone II	**35x40**	N_{max}= 1029,88	M_{cor}= 7,563	0,007	0,03	SET	7,22	106,8	5,93	90,4
		N_{min}= 10,16	M_{cor}=0,652	0,06	0,03	SPC	0,12	1,68	0,01	0,26
		N_{cor}= 29,7	M_{max}=47,688	1,60	0,03	SPC	6,31	68,3	0	-229
Zone III	**35x30**	N_{max}=667,63	M_{cor}=23,821	0,03	0,02	SPC	9,36	129,4	1,99	40,9
		N_{min}= 1,23	M_{cor}=0,454	0,36	0,02	SPC	0,12	1,22	0	-3,0
		N_{cor}= 12 ,1	M_{max}=30,01	0,73	0,02	SPC	7,44	68,3	0	-278

- **Vérification contraintes tangentielles : (Art.7.4.3.2 /RPA99 version2003).**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être infér
la valeur limite suivante :$\bar{\tau}_{bu}=\rho_d f_{c28}$ **=1,875Mpa**

λest supérieur à 5 donc le coefficient $\rho_d$sera pris égal à 0,075

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_b = \frac{T_u}{b\,d} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

Zone (40x45) : $\tau_u = \frac{83,01 \times 10^3}{400 \times 420} = 0,49 MPa$; $\tau_u = \frac{83,01 \times 10^3}{400x420} = 0,49 MPa$

Zone (35x40) : $\tau_u = \frac{10,16 \times 10^3}{350x370} = 0,078 MPa$; $\tau_u = \frac{23,93 \times 10^3}{350 \times 370} = 0,078 MPa$

$\tau = \frac{76,17 \times 10^3}{} = 0,80 MPa$ $\tau = \frac{76,17 \times 10^3}{} = 0,80 MPa$

La sollicitation provocant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissuréedoit entrainer tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à la limite élastique **fe.**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23bdf_{t28}}{f_e}\left(\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d}\right).$$

Vérification à L'ELS

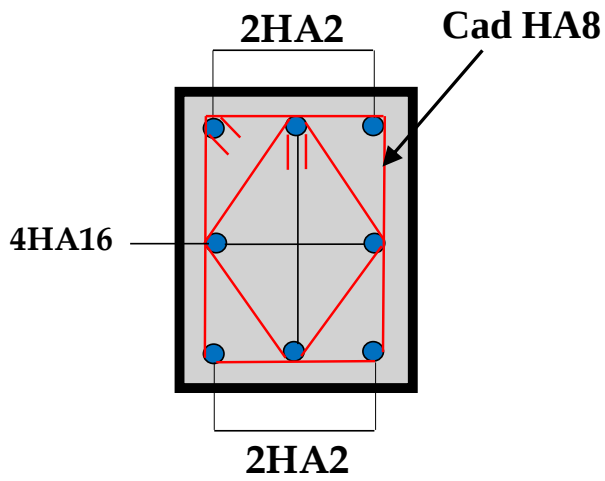
zone	Section [cm²]	Ns [KN]	Ms [KN.m]	e_s[m]	A_{min} [cm²]	$A_{adopté}$ [cm²]
Zone I	40	1536,99	2,015	0,001	1,183	24,63
	X	83,01	1,285	0,01	11,52	
	45	157,91	76,375	0,48	2,44	
Zone II	35	1029,88	7,563	0,007	5,26	12,32
	X	10,16	0,652	0,06	6,77	
	40	29,7	47,688	1,60	4,95	
Zone III	35	667,63	23,821	0,30	5,57	11,50
	X		0,454			
	30	1,23		0,36	6,103	
		12,1	30,01	0,73	5,076	

Résumé :

Le ferraillage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures As (min) correspondante r le règlement **« RPA.99-V 2003 »en zone IIa**

- **PT (40x45)**

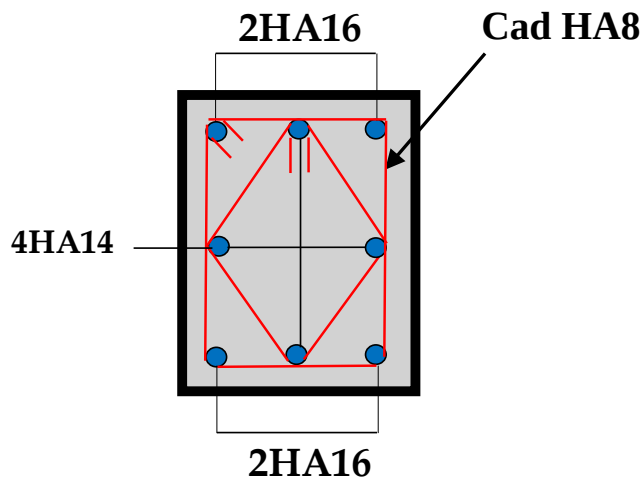
On opte pour le ferraillage suivant :



Disposition des armatures (PT 40x45)

- **PT (35x40) :**

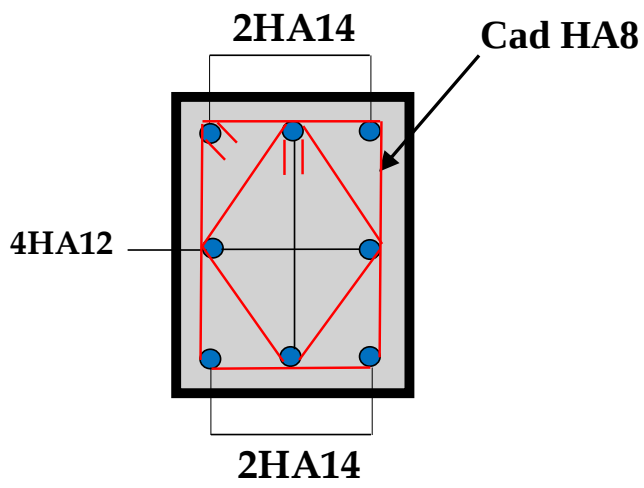
On opte pour le ferraillage suivant :



Disposition des armatures (PT 35x40)

- **PT (30x35) :**

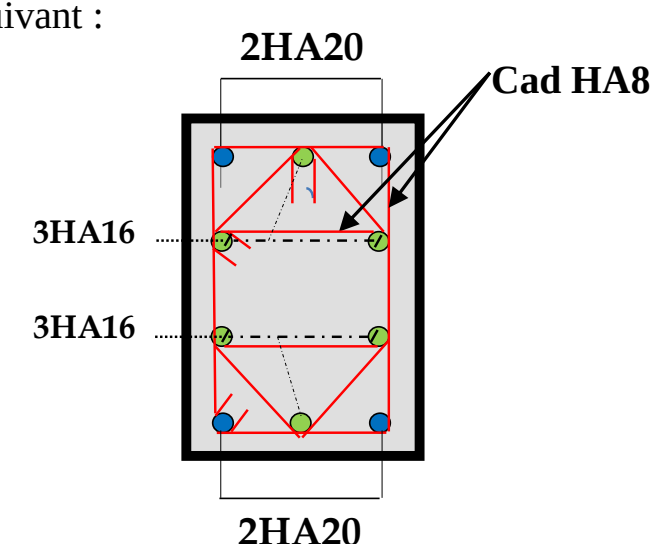
On opte pour le ferraillage suivant :



Disposition des armatures (PT 30x35)

- **PT (40x70) :**

On opte pour le ferraillage suivant :



Disposition des armatures PT(40x70)

Coté A :

2) Les poutres :

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible. Ils seront ferraillés en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables

ELU (1,35G+1,5Q).

Accidentelles (G+Q±E et 0,8G±E) et suivant les règles du RPA99, ensuite on effectuera les vérifications à l'ELU, à l'ELS et au RPA99.

2-1) Recommandations du RPA

- **Pourcentage total minimum** $A_{min} = 0.5\%(b \times h)$, en toute section.

Poutres principales (40 x 70) : $\mathbf{A_{min}}$ = 0,005 x (40x70) = 14cm².

Poutres secondaires (45 x 30) : $\mathbf{A_{min}}$ = 0,005 x (45x30) = 6,75cm².

Poutre de chainages (25x35) : $\mathbf{A_{min}}$ = 0,005 x (25x30) = 3,75cm².

- **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 :

zone courante : A_{max} =0,04 x (40x70) = 112cm².

Zone de recouvrement: A_{max} 0,06 x (40x70) =168cm².

- Poutres secondaires PS

  zone courante : A_{max} =0,04 x (30x45) = 54cm².

  Zone de recouvrement: A_{max} 0,06 x (30x45) =81cm².

- Poutres de chainages (40 x 45) :

  Zone courante : A_{max} =0,04 x (30x40) = 48cm².

  Zone de recouvrement: A_{max} 0,06 x (30x40) =72cm².

2-2) Disposition constructive :

Conformément au (CBA 93annexe E3), concernant 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

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.

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 prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à de la portée.

2-3) Étapes de calcul de ferraillage :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

$\mathbf{A_{st}}$: Section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

$\mathbf{A_s}$: Section supérieure la plus comprimée.

Un moment de flexion $\mathbf{M_u}$ supporté par la section.

- **Calcul du moment réduit limite :**

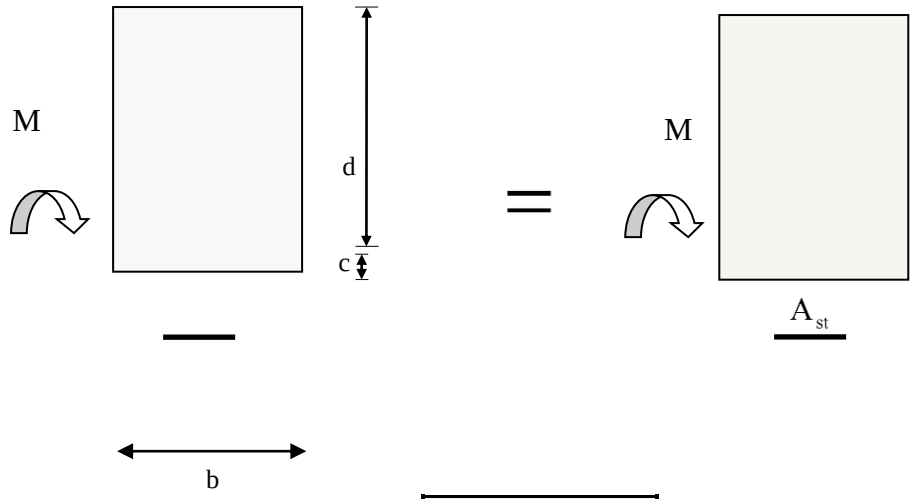
$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

Le moment réduit limite μ_l est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_l » :

1er cas : $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ Section simplement armée **(SSA)**

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow$ $\mathbf{A_{sc} = 0.}$

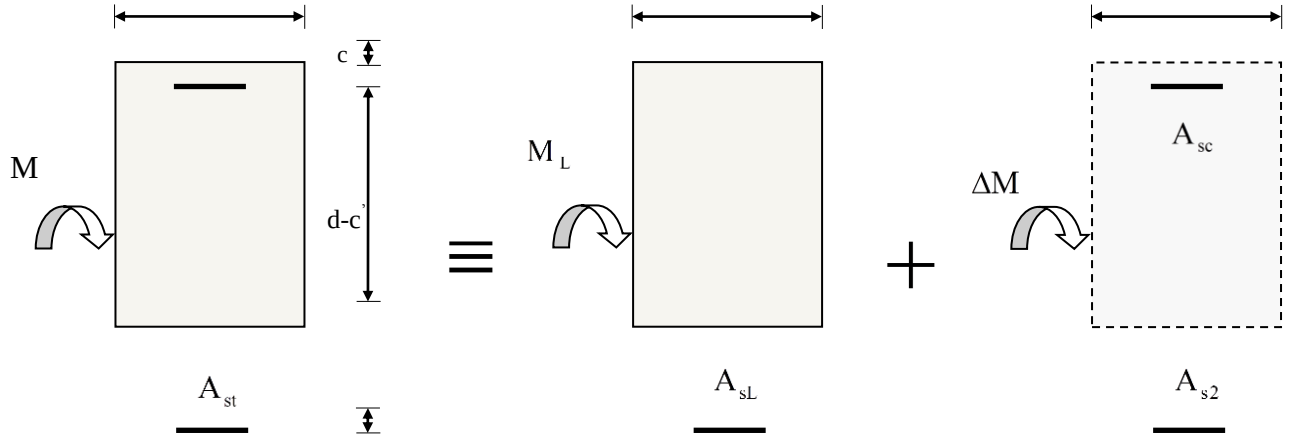


$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Figure 7.1. : Disposition des armatures tendus S.S.A

- **<u>2éme cas</u> :** $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée **(SDA)**

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

Figure 7.2. : Disposition des armatures SDA

2-4) Ferraillage des poutres :

Nota : En raison des coefficients de sécurité qui différent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

M Elu : Moment max à l'ELU

M ac : Moment max dû aux combinaisons accidentelles.

A) Calcul des ferraillages :

❖ **Exemple de calcul :**

Poutre principale (40x70) :

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\sigma_S = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \; ; \; f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

Calcul des ferraillages des défiantes poutres :

poutres		M KNm	comb	b(mm)	d mm	Fbc Mpa	μ	β	σs Mpa	As $_c$ cm^2
p-p	travée	296,679	ELU	400	675	14,2	0,114	0,939	348	13,45
	appuis	419,340	ACC	400	675	18,48	0,124	0,934	348	16,67
p-s	travée	66,055	ELU	300	425	14,2	0,085	0,955	348	4,67
	appuis	168,897	ACC	300	425	18,48	0,168	0,907	348	12,6

Le ferraillage sur le tableau suivant :

poutres		A_{calcul}	A_{adop}	Ferraillage adoptée	
				filantes	chapeaux
p-p 40x70	travée	13,45	14,04	3HA16	3HA20
	appuis	16,67	16,68	4HA16	3HA20
p-s 30x45	travée	4,67	9,24	3HA14	3HA14
	appuis	12,6	12,6	3HA16	3HA16

- **Armature de peau :(Art A.8.3/BEL91 modifiées 99)**

Des armatures dénommées **<<armature de peau>>** sont reparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est d'au moins 3cm^2 par mètre de longueur de parois mesurée perpendiculairement à leur direction

$$A_p \geq 3cm^2$$

H=70cm>60cm par mesure de sécurité on prend un ferraillage :

$A_P = \frac{3 \times 0,7}{2} = 1,05cm^2$

Soit 1HA12=1,13cm^2

2-5) Vérifications des poutres à l'ELU :

Vérification de la condition de non fragilité (Art A.4.2 .1/BAEL91 modifiées 99)

$$\mathbf{A_{adopt} > A_{min}} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{fe}$$

Poutres principales : $\frac{0,23.b.d.f_{t28}}{fe} = \frac{0,23x40x67,5x2,1}{400} = 3,26cm^2$

Poutres secondaires : $\frac{0,23.b.d.f_{t28}}{fe} = \frac{0,23x30x42,5x2,1}{400} = 1,53cm^2$

⟶ La condition de non fragilité est vérifiée.

- **Justification sous sollicitation d'effort tranchant ((Art A.5.1/BAEL91modifiées 99)**

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiés vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est Conduite à partir de la contrainte tangente τ_u prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \overline{\tau}_u = \min\left\{0,2.\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5Mpa\right\} = 3,33Mpa$$

Poutres principales : $\tau_u = \frac{329,64 x 10^3}{400 \times 675} = 1,22MPa$

Poutres secondaires : $\tau_u = \frac{59,3 x 10^3}{300 \times 425} = 0,465MPa$

⟶ Les contraintes sont vérifiées.

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales (BAEL91 modifiées 99 Art A5.1.32)**

Lorsqu' au droit d'un appui :

$$\left(T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \rangle 0$$

On doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un effort égal à : $T_u - \frac{M_U}{0,9 \text{ x } d}$

D' où $A_s \geq \frac{1.15}{f_e}\left(V_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d}\right)$

Poutres principale As = 329,64 - $\frac{419,340}{0,9 \times 0,675}$ = -360,63<0

Poutres secondaire $59,3 - \frac{168,897}{0,9\times0,425} = -382,26<0$

❖ **Conclusion :**

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

❖ **Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis (Art A.5.1,32/BAEL91 modifiées99).**

$$T_u \le \overline{T}_u = 0,40x\frac{0,9.d.b.f_{c28}}{\gamma_b}$$

Poutres principales PP

$$T_u = 329,340KN < \overline{T}u = 0,4x\frac{0,9\times0,675.0,40x25x10^3}{1,5} = 1620kN$$

Poutres secondaires PS

$$T_u = 59,3KN < \overline{T}u = 0,4x\frac{0,9\times0,425.0,3x25x10^3}{1,15} = 765kN$$

- **Conclusion :**

Les contraintes sont vérifiées.

- **Vérification de la contrainte d'adhérence acier -béton (BAEL91 modifiées 99 Art. A.6.1,3)**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$\overline{\tau}_{se} = 1.5\times2.1 = 3.15Mpa$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0.9\times d\times\sum U_i} \le \overline{\tau}_{se} = \Psi_S\times f_{t28}$$

$\sum U_i$ **:** Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres = n × π × Φ.

Poutres principales PP: 3HA16 +3HA16

$\sum U_i$ =3 x 3,14 x 16+3 x 3,14 x16=301,44mm.

$$\tau_{se} = \frac{329,64 \times 10^3}{0.9 \times 675 \times 301,44} = 1,80 Mpa$$

Poutres secondaires PS : 3HA14+3HA14

$\sum U_i$ =3 x 3,14 x 14+3 x 3,14 x14=263,76mm

$$\tau_{se} = \frac{59,3 \times 10^3}{0.9 \times 425 \times 263,76} = 0,58 Mpa$$

- **Conclusion :**

La contrainte d'adhérence est vérifiée.

- **Calcul de la longueur de scellement des barres (BAEL 91 modifiées 99 Art A.6.1, 23)**

Elle corresponde à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé

$$l_S = \frac{\varphi \times f_e}{4\tau_{se}}$$

La valeur de la contrainte d'adhérence est donnée de façon forfaitaire par la relation **:**

$\tau_{su} = 0.6\Psi^2 \times ftj = 2.835$ Mpa

Pour les HA12 : ls= 45.00 cm.

Pour les HA14 : ls= 50.00 cm.

Pour les HA16 : ls= 60.00 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 « Lc » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H.A

Pour les HA12 : ls= 18.00 cm.

Pour les HA14 : ls= 20.00 cm.

Pour les HA16 : ls= 25.00 cm.

A)- Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

Poutres principales

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi_t \le \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \le \min(20mm, 12mm, 40mm) = 12mm$$

Soit : Φ_t **=10mm.**

Φ_l : étant le plus petit diamètre dans le sens longitudinal

On optera pour un cadre et un étrier soit A_t **= 4HA10 =3,14cm².**

Poutres secondaires

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi_t \le \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \le \min(12{,}85mm, 14mm, 30mm) = 12{,}85mm$$

Soit : Φ_t **=8mm.**

Φ_l : étant le plus petit diamètre dans le sens longitudinal

On optera pour un cadre et un étrier soit A_t **= 4HA10 =3,14cm².**

B)- Calcul des espacements :

Zone nodale (Appuis):

$$S_t \le (\min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi, 30\right))$$

Poutres principales :

$S_t \le$ min (17,5cm ; 12cm ; 30cm)=**17,5cm**

On opte pour St_{max}=10 cm.

Poutres secondaires :

$S_t \le$ Min (11,25cm ; 12cm ; 30cm)=**11,25cm**

On opte pour St_{max}=10 cm.

Zone courante (travée) :

$$St \le \frac{h}{4}.$$

Poutres principales :

$$St \leq \frac{70}{2} = 35cm$$

On opte pour **St_{max}=20cm**

Poutres secondaires

$$St \leq \frac{45}{2} = 22{,}5cm$$

On opte pour **St_{max}=20cm**

2-6) Vérifications à l'ELS :

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire

- **Etat limite de déformation du béton en compression**

Il faut vérifier la contrainte dans le béton **:**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \text{ et } \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d}$$

- **Avec :**

σ_s :Contrainte de traction des aciers.

A_{st} : armatures adoptées à l'ELU.

K_1 et β_1 sont tirés des tableaux en fonction de ρ_1 .

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

NIV		Ms	A_s	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	α	d	observ
P – P 40x70	appuis	352,16	16,68	0,617	0,884	28,10	353,82	12,6	15	0,348	675	OK
	travée	213,62	14,04	0,52	0,891	30,87	252,98	8,19	15	0,327	675	OK
P - S 30x45	appuis	62,12	9,24	0,724	0,876	25,32	180,57	7,13	15	0,372	425	OK
	travée	46,54	12,63	0,99	0,861	20,97	100,70	4,80	15	0,417	425	OK

Tableau 2 : Vérifications des ferraillages des poutres à l'ELS

- **ELS vis-à-vis des déformations :**

La flèche développée au niveau de la poutre droite resté suffisamment petite par rapport à la flèche admissible Pour ne pas nuire à l'aspect et utilisation de la construction, on prend le cas le plus défavorable pour le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens.

2-6-1)Calcul de la flèche

Sens (xx) :

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS ⟶ f = 0,330cm

: La flèche admissible : $\overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{900}{500} = 1{,}8cm$

$f = 0{,}330 < \overline{f}$

Sens (yy) :

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS ⟶ f = 0,069cm.

: La flèche admissible : $\overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{450}{500} = 0{,}9cm$

$f = 0{,}069 < \overline{f}$

➢ **Conclusion :**

La flèche est vérifiée

.

❖ **Résumé :**

Le ferraillage des poutres est récapitulé comme suite :

Poutres principales : Armatures longitudinales -En travée : 3HA16 + 3HA20

-Aux appuis : 4HA16 + 3HA16

-Armatures de peut : 1HA12

Armatures transversales : -Zone courante : cadre +étrier HA8

-Zone nodale : cadre +étrier HA8

Poutres secondaire :

-Armatures longitudinales : -En travée : 3HA14+3HA14

-Aux appuis : 3HA14+3HA14+3HA12

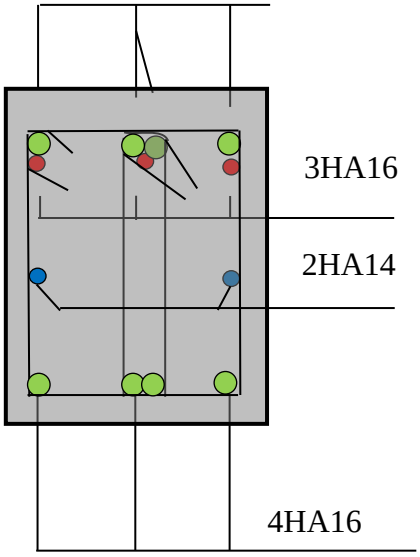
- **Armatures transversales :**

-Zone courante : cadre +étrier HA8

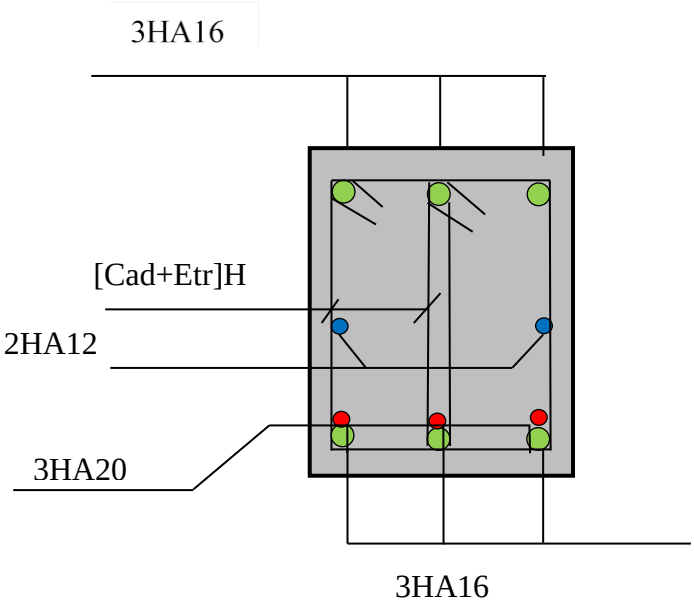
-Zone nodale : cadre +étrier HA8

On opte pour le ferraillage suivant : poutres principal (40x70)

aux appuis : 4HA16

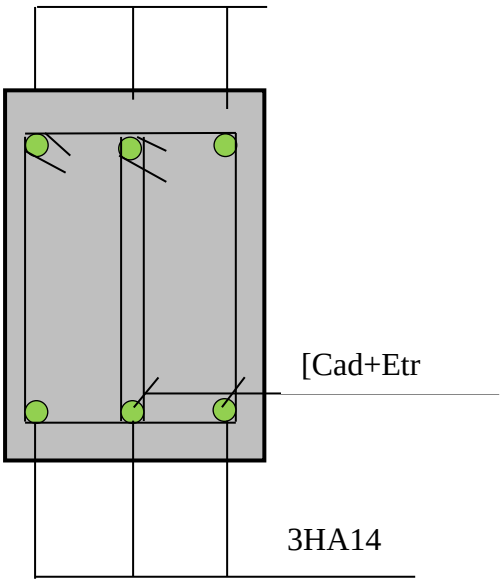


EN travée :

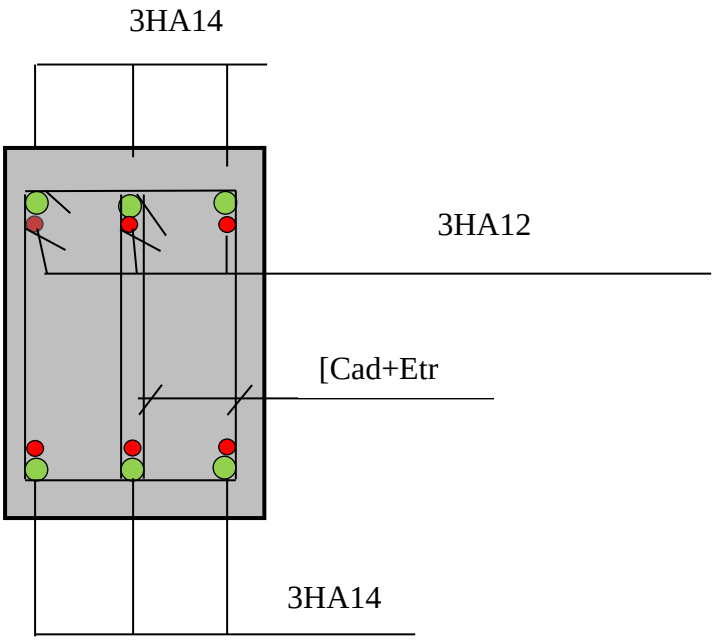


Poutre secondaire (30x45)

En travée :



aux appuis :



Coté B :

2-b) poutres

ELU (1,35G+1,5Q).

Accidentelles (G+Q±E et 0,8G±E) et suivant les règles du RPA99, ensuite on effectuera les vérifications à l'ELU, à l'ELS et au RPA99.

2-1-b) Recommandations du RPA

Pourcentage total minimum $A_{min} = 0.5\%(b \times h)$, en toute section.

Poutres principales (35 x 45) : $\mathbf{A_{min}}$ = 0,005 x(35x45) = 7,87cm².

Poutres secondaires (30 x 45) :$\mathbf{A_{min}}$ = 0,005 x (30x45) = 6,75cm².

Poutre de chainages (30x40) :$\mathbf{A_{min}}$ = 0,005 x (30x40) = 6 cm².

Poutre 60x40 (40x60) : $\mathbf{A_{min}}$= 0,005x (40x60) =12 cm².

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 :

zone courante : A_{max} =0,04 x (35x45) = 63cm².

Zone de recouvrement: A_{max} 0,06 x (35x45) =94,5cm².

Poutres secondaires PS

zone courante : A_{max} =0,04 x (30x45) = 54cm^2.

Zone de recouvrement: A_{max} 0,06 x (30x45) =81cm^2.

Poutre40x60 :

Zone courante : A_{max} =0,04 x (40x60) = 96cm^2.

Zone de recouvrement: A_{max} 0,06 x (40x60) =144cm^2.

Poutres de chainages (30 x 40) :

Zone courante : A_{max} =0,04 x (30x40) = 48cm^2.

Zone de recouvrement: A_{max} 0,06 x (30x40) =72cm^2.

2-2) Disposition constructive :

Conformément au (CBA 93annexe E3), concernant 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

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.

1/4 de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'ils'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 prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à de la portée.

2-3) Étapes de calcul de ferraillage :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

$\mathbf{A_{st}}$: Section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

$\mathbf{A_s}$: Section supérieure la plus comprimée**.**

Un moment de flexion$\mathbf{M_u}$supporté par la section.

Calcul du moment réduit : $\mu = \dfrac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$

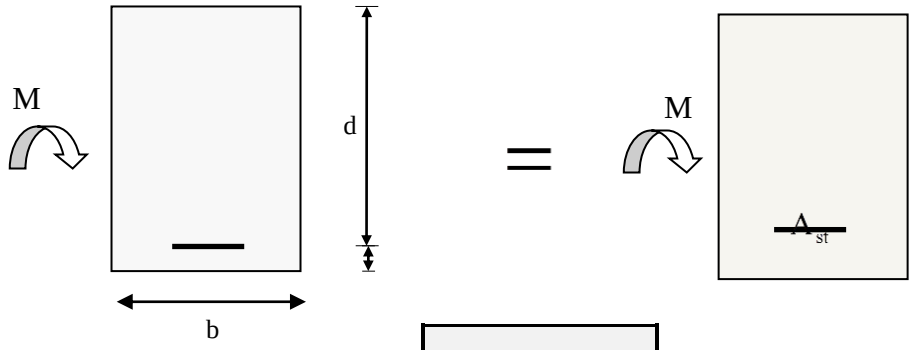
Calcul du moment réduit limite :

Le moment réduit limite μ_l est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_l » :

<u>1er cas</u> : $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ Section simplement armée **(SSA)**

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow$ $\mathbf{A_{sc}=0.}$



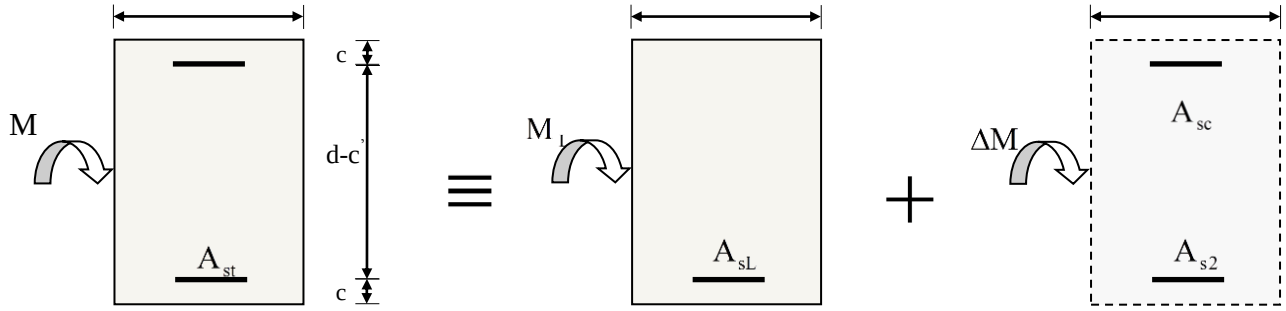
$$A_{st}=\frac{M}{\beta\times d\times\sigma_s}$$

: <u>Disposition des armatures tendus S.S.A</u>

2éme cas :

$\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée **(SDA)**

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st}=A_{sL}+A_{s2}=\frac{M_L}{\beta_L\times d\times\sigma_s}+\frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s}$$

$$A_{sc}=\frac{\Delta M}{(d-c')\times\sigma_s}$$

<u>Disposition des armatures SDA</u>

2-4-b) Ferraillage des poutres :

Nota : En raison des coefficients de sécurité qui différent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

M Elu : Moment max à l'ELU

M Acc : Moment max dû aux combinaisons accidentelles.

A) Calcul des ferraillages :

Exemple de calcul :

Poutre principale (40x70) :

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\text{avec} \quad f_{bc} = \frac{0{,}85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2\text{MPa} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

- **Calcul des ferraillages des défiantes poutres :**

poutres		M KNm	comb	b(mm)	d mm	Fbc(Mpa)	μ	β	σs Mpa	As $_c$ cm^2
p-p	Travée	117,491	ELU	350	420	14,2	0,164	0,907	348	8,57
	Appuis	183,835	ELU	350	420	14,2	0,263	0,843	348	14,13
p-s	Travée	87,961	ACC	300	420	18,48	0,089	0,953	348	5,39
	Appuis	114,296	ACC	300	420	18,48	0,116	0,938	348	7,1
P60x40	Travée	186,007	ELU	400	570	14,2	0,100	0,947	348	9,83
	Appuis	252,127	ACC	400	570	18,48	0,104	0,945	348	11,51
PCH	Travée	24,201	ACC	300	370	18,48	0,031	0,984	348	1,64
	Appuis	37,791	ACC	300	370	18,48	0,04	0,980	348	2,58

Le ferraillage sur le tableau suivant :

poutres		A_{calcul}	A_{adop}	Ferraillage adoptée	
				filantes	chapeaux
p-p	travée	8,57	9,42	3HA16	3HA12
	appuis	14,13	15,46	3HA16	3HA20
p-s	travée	5,39	6,97	3HA14 +3HA10	
	appuis	7,10	8,01	3HA14	3HA12
P40x60	Travée	9,83	10,65	3HA16	3HA14
	Appuis	11,51	15,46	3HA16	3HA20
PCH	Travée	1,64	5,75	3HA12	3HA10
	Appuis	2,58	5,75	3HA12	3HA10

2-5-b) Vérifications des poutres à l'ELU :

Vérification de la condition de non fragilité (Art A.4.2 .1/BAEL91 modifiées 99)

$$A_{adopt} > A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{fe}$$

Poutres principales : $\frac{0,23.b.d.f_{t28}}{fe} = \frac{0,23x40x67,5x2,1}{400} = 1,77cm^2$

Poutres secondaires : $\frac{0,23.b.d.f_{t28}}{fe} = \frac{0,23x30x42,5x2,1}{400} = 1,52cm^2$

Poutres de 40x60 : $\frac{0,23.b.d.f_{t28}}{fe} = \frac{0,23x40x57\,x2,1}{400} = 2,75cm^2$

Poutres de chainage : $\frac{0,23.b.d.f_{t28}}{fe} = \frac{0,23x30x37\,x2,1}{400} = 1,34cm^2$

⟶ La condition de non fragilité est vérifiée.

Justification sous sollicitation d'effort tranchant ((Art A.5.1/BAEL91modifiées 99)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiés vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est Conduite à partir de la contrainte tangente τ_u prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \overline{\tau}_u = \min\left\{0,2.\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5Mpa\right\} = 3,33Mpa$$

Poutres principales : $\tau_u = \frac{201,95 \times 10^3}{400 \times 675} = 0,757MPa$

Poutres secondaires : $\tau_u = \frac{50,24 \times 10^3}{300 \times 420} = 0,398MPa$

Poutres 40x60 : $\tau_u = \frac{195,18 \times 10^3}{400 \times 570} = 0,856MPa$

Poutres de chainage : $\tau_u = \frac{40,26 \times 10^3}{300 \times 370} = 0,362MPa$

⟶ **Les contraintes sont vérifiées.**

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales (BAEL91 modifiées 99 Art A5.1.32)**

Lorsqu' au droit d'un appui :

$$\left(T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \rangle 0$$

On doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un effort égal à : $\mathbf{T_u - \frac{M_U}{0,9 \times d}}$

D' où $A_s \geq \frac{1.15}{f_e}\left(V_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d}\right)$

Poutres principale As = $201,95 - \frac{183,491}{0,9 \times 0,420} = -464,47 < 0$

Poutres secondaire As = $50,24 - \frac{114,296}{0,9 \times 0,420} = -248,57 < 0$

Poutre 40x60 As = $195,18 - \frac{252,127}{0,9 \times 0,570} = -296,29 < 0$

Poutres de chainage As = $40,26 - \frac{37,791}{0,9 \times 0,370} = -73,22 < 0$

Conclusion :

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis (Art A.5.1,32/BAEL91 modifiées99).**

$$T_u \le \overline{T}_u = 0{,}40x\frac{0{,}9.d.b.f_{c28}}{\gamma_b}$$

Poutres principales PP

$$T_u = 201{,}95KN < \overline{T}_u = 0{,}4x\frac{0{,}9\times 0{,}420x0{,}350x25x10^{3}}{1{,}5} = 882kN$$

Poutres secondaires PS

$$T_u = 50{,}24KN < \overline{T}_u = 0{,}4x\frac{0{,}9\times 0{,}420.0{,}350x25x10^{3}}{1{,}15} = 986{,}08kN$$

Poutres 40x60 :

$$T_u = 195{,}18KN < \overline{T}_u = 0{,}4x\frac{0{,}9\times 0{,}400.0{,}570x25x10^{3}}{1{,}5} = 1368kN$$

Poutres de chainage :

$$T_u = 40{,}26KN < \overline{T}_u = 0{,}4x\frac{0{,}9\times 0{,}300x.{,}370x25x10^{3}}{1{,}15} = 868{,}69kN$$

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées.

- **Vérification de la contrainte d'adhérence acier -béton (BAEL91 modifiées 99 Art. A.6.1,3)**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\overline{\tau}_{se} = 1.5\times 2.1 = 3.15Mpa$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0.9\times d\times \sum U_i} \le \overline{\tau}_{se} = \Psi_S \times f_{t28}$$

$\sum U_i$ **:** Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres = n × π × Φ.

Poutres principales PP: 3HA16 +3HA16

$\sum U_i$ =3 x 3,14 x 16+3 x 3,14 x16=301,44mm.

$$\tau_{se} = \frac{201{,}95 \times 10^3}{0.9 \times 420 \times 301{,}44} = 1{,}77 Mpa$$

Poutres secondaires PS : 3HA14+3HA14

$\sum U_i$ =3 x 3,14 x 14+3 x 3,14 x14=263,76mm

$$\tau_{se} = \frac{50{,}24 \times 10^3}{0.9 \times 420 \times 263{,}76} = 0{,}50 Mpa$$

Poutres 40x60 :

$\sum U_i$ =3 x 3,14 x 16+3 x 3,14 x16=301,44mm.

$$\tau_{se} = \frac{195{,}18 \times 10^3}{0.9 \times 570 \times 301{,}44} = 1{,}26 Mpa$$

Poutres de chainage :

$\sum U_i$ =3 x 3,14 x 12+3 x 3,14 x12=226,08mm.

$$\tau_{se} = \frac{40{,}26 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 226{,}08} = 0{,}53 Mpa$$

Conclusion :

La contrainte d'adhérence est vérifiée.

❖ **Calcul de la longueur de scellement des barres (BAEL 91 modifiées 99 Art A.6.1, 23)**

Elle corresponde à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé

$$l_S = \frac{\varphi \times f_e}{4\tau_{se}}$$

La valeur de la contrainte d'adhérence est donnée de façon forfaitaire par la relation **:**

$\tau_{su} = 0.6\Psi^2 \times ftj = 2.835$ MPa

Pour les HA12 : ls= 45.00 cm.

Pour les HA14 : ls= 50.00 cm.

Pour les HA16 : ls= 60.00 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 « Lc » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H.A

Pour les HA12 : ls= 18.00 cm.

Pour les HA14 : ls= 20.00 cm.

Pour les HA16 : ls= 25.00 cm.

A)- Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est :

$$\Phi_t \le \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \le \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

Poutres principales

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$\Phi_t \le \min(20mm, 12mm, 40mm) = 12mm$

Soit : Φt =10mm.

Φ_l : étant le plus petit diamètre dans le sens longitudinal

On optera pour un cadre et un étrier soit **A_t = 4HA10 =3,14cm².**

Poutres secondaires

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi_t \le \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

$\Phi_t \le \min(12{,}85mm, 14mm, 30mm) = 12{,}85mm$

Soit : **Φ_t =8mm.**

Φ_l : étant le plus petit diamètre dans le sens longitudinal

On optera pour un cadre et un étrier soit **A_t = 4HA10 =3,14cm².**

B)- Calcul des espacements :

Zone nodale (Appuis): $S_t \le (\min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi, 30\right)$

-**Poutres principales** := $S_t \le$ min (17,5cm ; 12cm ; 30cm)=**17,5cm**

On opte pour St_{max}=10 cm.

- **Poutres secondaires** := $S_t \le$ min (11,25cm ; 12cm ; 30cm)=**11,25cm**

On opte pour St_{max}=10 cm.

- **Zone courante (travée) :**

$St \leq \frac{h}{4}$.

-Poutres principales : $St \leq \frac{70}{2} = 35cm$

On opte pour **St_{max}=20cm**

Poutres secondaires

$St \leq \frac{45}{2} = 22{,}5cm$

On opte pour **St_{max}=20cm**

2-6-b) Vérifications à l'ELS :

❖ Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire

❖ Etat limite de déformation du béton en compression

Il faut vérifier la contrainte dans le béton **:**

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6f_{c28} = 15MPa$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$ et $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$

$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d}$

Avec :

σ_s :Contrainte de traction des aciers.

A_{st} : armatures adoptées à l'ELU.

K_1 et β_1 sont tirés des tableaux en fonction de ρ_1 .

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

NIV		Ms	A_s	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	α	d	observ
P - P	Appuis	126,834	8,57	0,582	0,887	29,25	397,26	13,58	15	0,339	42	OK
	Travée	83,615	14,1	0,972	0,862	21,23	163,45	7,69	15	0,862	42	OK
P - S	Appuis	50,084	5,39	0,427	0,900	35,00	245,82	7,023	15	0,300	42	OK
	Travée	31,221	7,1	0,563	0,888	29,64	117,90	3,978	15	0,336	42	OK
40x 60	Appuis	136,52	9,83	0,431	0,899	34,50	266,79	7,733	15	0,303	57	OK
	Travée	134,391	11,51	0,504	0,893	31,73	229,38	7,23	15	0,321	57	OK
PC H	Appuis	21,505	1,64	0,147	0,937	64,37	3378,2	5,87	15	0,189	37	OK
	Travée	16,65	2,58	0,232	0,923	49,93	188,96	3,78	15	0,231	37	OK

Tableau **: Vérifications des ferraillages des poutres à l'ELS**

❖ ELS vis-à-vis des déformations :

La flèche développée au niveau de la poutre droite resté suffisamment petite par rapport à la flèche admissible Pour ne pas nuire à l'aspect et utilisation de la construction, on prend le cas le plus défavorable pour le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens.

- **Calcul de la flèche**

Sens (xx) :

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS → f = 0,076cm

: La flèche admissible : $\overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{530}{500} = 1{,}06cm$

$f = 0{,}330 < \overline{f}$

Sens (yy) :

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS → f = 0,276cm.

: La flèche admissible : $\overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{600}{500} = 1{,}2cm$

$f = 0{,}276 < \overline{f}$

Conclusion : la flèche est vérifiée.

Résumé 2:

Le ferraillage des poutres est récapitulé comme suite :

Poutres principales: Armatures longitudinales

-En travée : 3HA16 + 3HA12

-Aux appuis : 3HA16 + 3HA20

Armatures transversales :

-Zone courante : cadre +étrier HA8

-Zone nodale : cadre +étrier HA8

- **Poutres secondaire :**

-Armatures longitudinales :

-En travée : 3HA14+3HA10

-Aux appuis : 3HA14+3HA12

-Armatures transversales :

-Zone courante : cadre +étrier HA8

-Zone nodale : cadre +étrier HA8

- **Poutre (40x60) :**

-En travée : 3HA16+3HA14

-Aux appuis : 3HA16+3HA20

-Armatures transversales :

-Zone courante : cadre +étrier HA8

-Zone nodale : cadre +étrier HA8

- **Poutre de chainage (30x40) :**

-En travée : 3HA12+3HA10

-Armatures transversales :

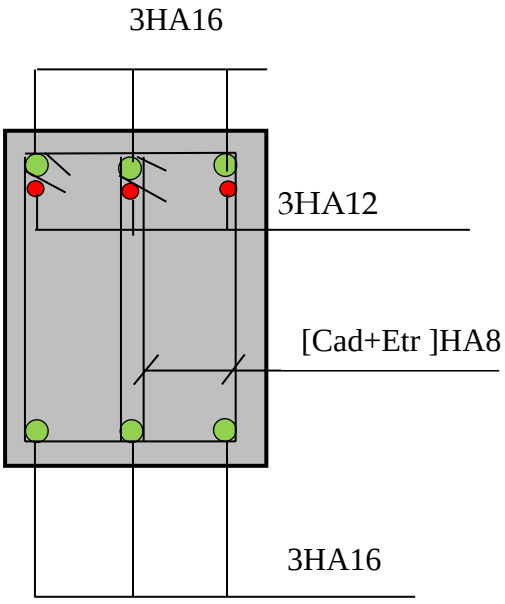
-Zone courante : cadre +étrier HA8

-Zone nodale : cadre +étrier HA8

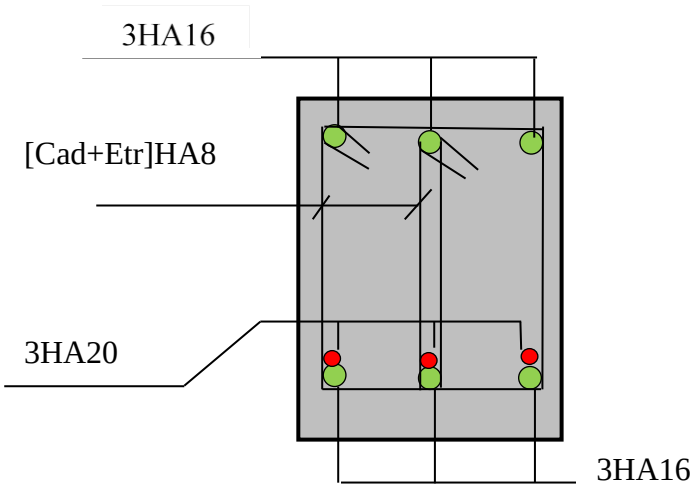
-Aux appuis : 3HA12+3HA10

Poutres principales:(35x45)

En travée :

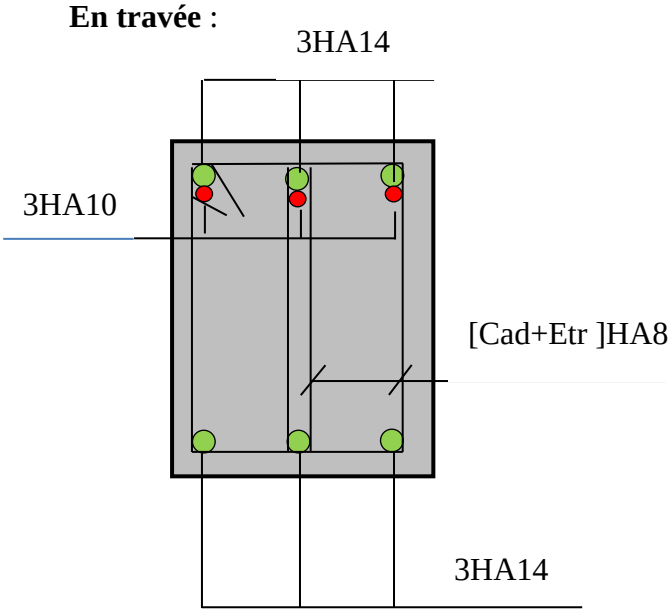


Aux appuis :

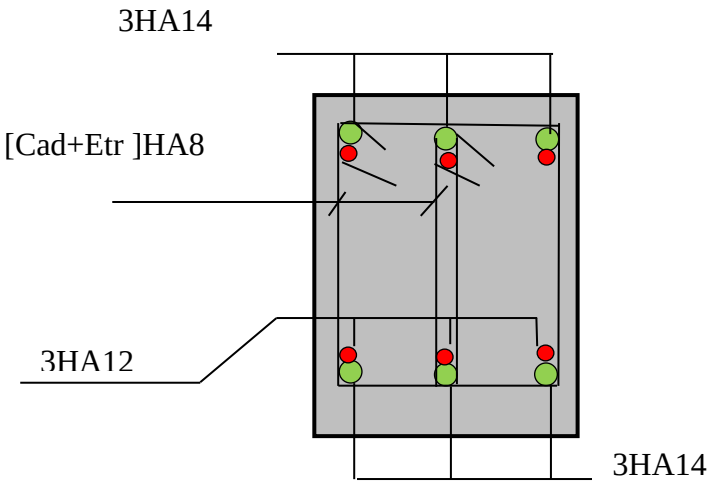


Poutre secondaire (30x45)

En travée :

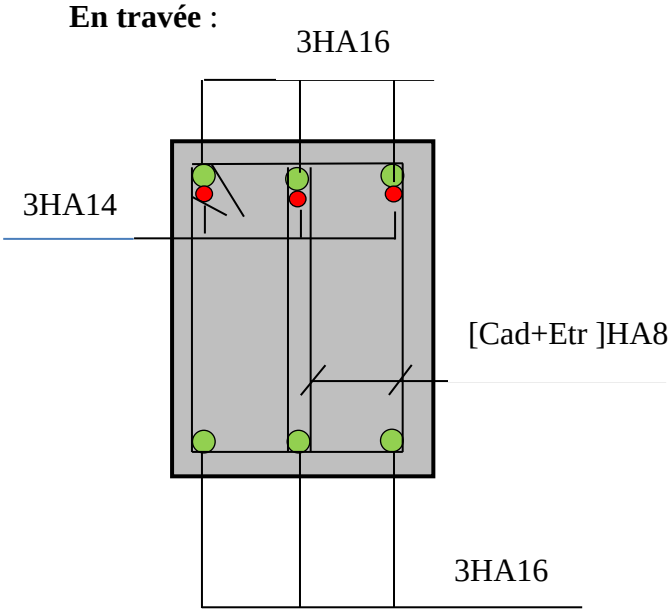


Aux appuis :

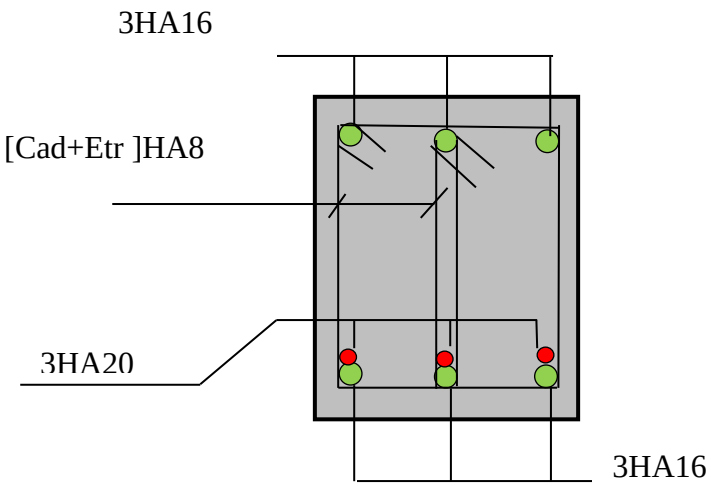


POUTRE(40x60) :

En travée :

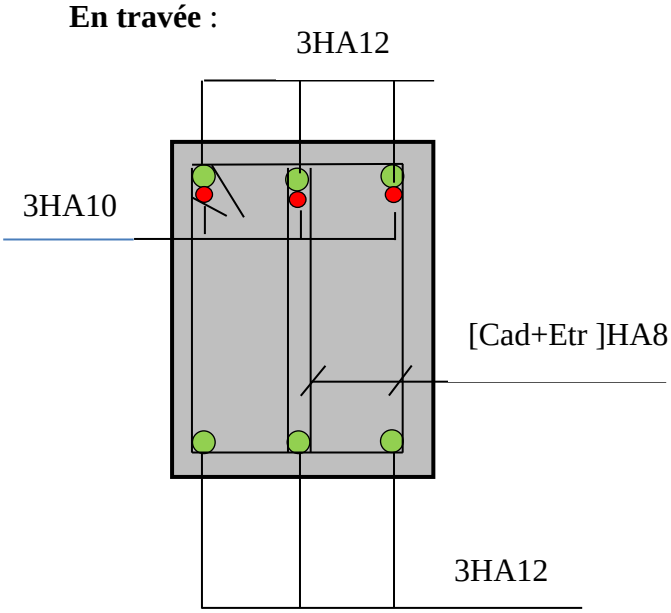


Aux appuis :

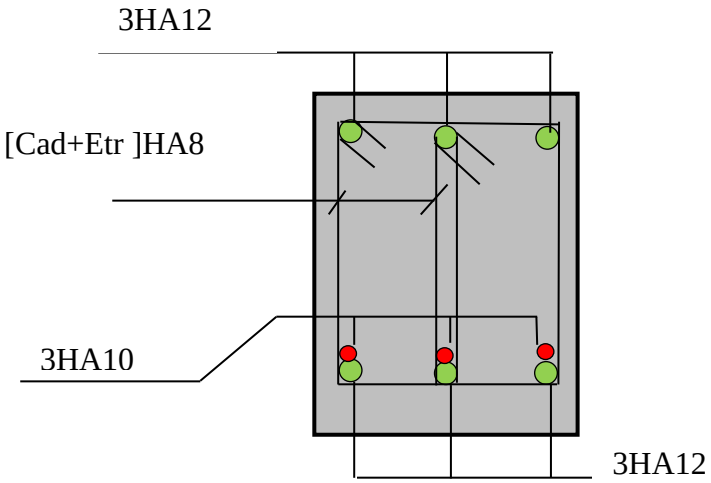


Poutre de chainage (30x40) :

En travée :



Aux appuis :



3) Les voiles coté A :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes. Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

La méthode utilisée est la méthode de **RDM** qui se fait pour une bande de largeur (d).

Combinaisons d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales a

Prendre est données ci-dessous:

BAEL.91/modifié 99 : ELU : 1.35 G +1.5 Q

ELS : G + Q

RPA.99/modifié 2003 : 0.8 G +E

G + Q±E

3 .1) Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus

Défavorables. Les contraintes serons relevées directement du fichier résultats

Découpage du diagramme en bandes (d) :

Des contraintes en bandes de largeur (d) Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de longueur (d) est donne par la formule suivante, qui reste applicable pour les sections entièrement et partiellement comprime :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec L_c :

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \cdot L$$

Avec

h_e : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

Lc : la longueur de la zone comprimée.

L_t : longueur tendue : Lt = L – Lc

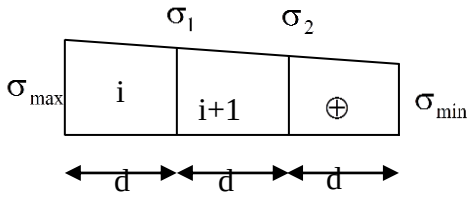
Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

Section entièrement comprimée exemple avec 3 bande

Avec e : épaisseur du voile

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

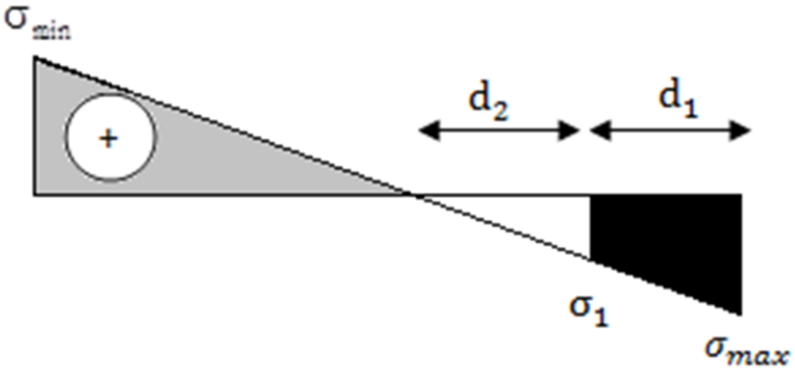


Le diagramme des contraintes d'une

Section partiellement comprimée :

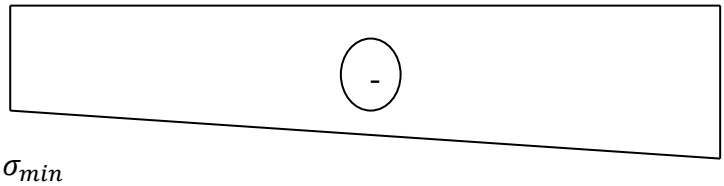
$$N_i = \frac{\sigma max + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$



D. Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$



σ_{min}

σ_{max}

3.2) Armatures verticales :

Situation accidentelle : = 400 MPa ; = 18

Situation courante : = 348 MPa ; = 14,20 Mpa

Section entièrement comprimée pour une bande i :

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

Avec : B : section du voile.

σ_s : Contrainte de l'acier.

fbc : Contrainte de calcul dans le béton.

Section partiellement comprimée ou entièrement tendue pour une bande i :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

3-3) Armatures minimales :

Section entièrement comprimée :

$A_{min} \geq 4\ cm^2/ml$ (Art A.8.1, 21BAEL91).

$0.2\ \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\ \%$ (Art A.8.1, 21BAEL91).

Section partiellement comprimée :

$A_{min} \geq \frac{Bf_{t28}}{f_e}$ (Condition non fragilité **BAEL art A4.2.1**).

$A_{min} \geq 0.002\,B$ (Section min du **RPA art 7.7.4.1)**

B : section du tronçon considéré

Section entièrement tendue :

$A_{min} \geq \frac{Bf_{t28}}{f_e}$ (Condition non fragilité **BAEL art A4.2.1**).

$A_{min} \geq 0.002\,B$ (Section min du **RPA art 7.7.4.1)**

3-4) Armatures horizontales :

- **Exigence du RPA :(Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ.

D'après le BEAL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0.15\,\% \cdot B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

- **Exigence du BAEL (Art A.8.2,4/BAEL 91 modifiées 99)**

- **Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux :(Art 7.7.4.3)**

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit **:**

Globalement dans la section du voile AV et Ah $\geq$ 0,15% B

Zone courante : AV et Ah $\geq$ 0,10% B

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

3- 5) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement les aciers verticaux sous l'action de la compression.

D'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révise 2003 : Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

- **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 4HA10 ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003) :

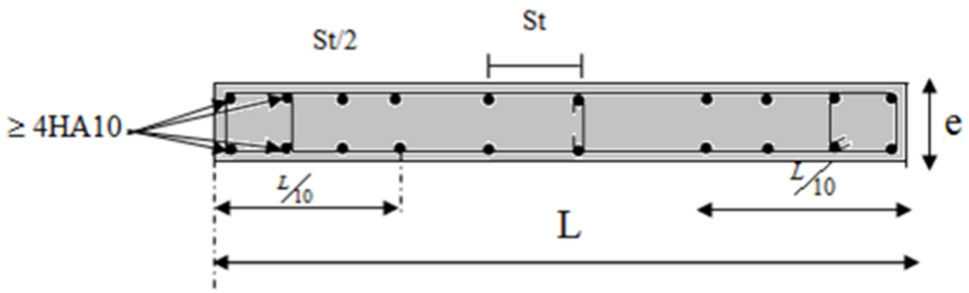
L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs

Suivantes : $S_t \leq 1{,}5 \times e$, et aussi $S_t \leq 30cm$

$$S_t \leq \min\{30cm, 30cm\} \longrightarrow S_t \leq 30cm$$

Avec : e = épaisseur du voile

À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).



Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Elles doivent être égales à :

40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

3-6) Armatures de coutures :

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 :

$$A_{vj} = 1.1\frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1.4\ LV_u$

Vu : Effort tranchant calculé au niveau considéré Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

Vérification à L'ELS

❖ **Vérification de la contrainte dans le béton**

Pour cet état, il considéré :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15\ MPa$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée (verticales).

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement «dans l'acier » :**

➢ **D'après le RPA99 (Art 7.7.2 /RPA) :**

$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0{,}2 \times f_{c28}$

$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$

$V = 1{,}4 \times V_u$

Avec

b_0 : Épaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

- **D'après le BAEL (Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99).**

Il faut vérifier que :

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

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

$\bar{\tau}_u$:Contrainte de cisaillement (Art 5.1, 211/BAEL91modifiées 99).

$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right)$=2.5 MPa. Pour la fissuration préjudiciable.

3-7) Exemple de calcul : (voile V_{L3} du RDC) :

Soit à calculer le ferraillage du voile VL3 de longueur L= 5,00m (RDC) et d'épaisseur e= 0.20m.

σ_{max} =1393, 64 KN/m²

σ_{min} =-5363, 41 KN/m²

A. Calcul de la longueur comprimée :

Pour ce calcul il faut qu'on détermine la contrainte max et min (courbe enveloppe) dans le voile V_{L3} qui sont comme suites :

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} - \sigma_{min}} \cdot L$$

$$L_c = \frac{1393,64}{1393,64 + 5363,41} \cdot 5 = 1,031m$$

Donc :

$L_t = L - L_c = 5 - 1,031 = 3,97m$

B.Détermination de la longueur de la bande « d » :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

$$d \leq \min\left(\frac{4,08}{2}; \frac{2}{3} 1,031\right) = 0,687m$$

On opte pour B=0,65m donné par le maillage en 4 parties

Bande 1 de longueur d1 (bande extrême)

Bande 2 de longueur d_2 (bande centrale)

$d_1 = 0{,}687\text{m}$; $d_2 = 3{,}97 - 0{,}687 = 3{,}28\text{m}$

C. Ferraillage du voile :

Pour le calcul du ferraillage on s'intéressera aux parties tendues du voile, on déterminant à chaque fois la longueur Lt. Pour ce qui est des parties comprimées : le béton du voile parvient à lui seul reprendre cet Effort de compression donc tous les voiles qui sont entièrement comprimés seront ferraillés avec le ferraillage minimum.

- **Calcul de la section d'acier :**

Bande 1 :

$\boldsymbol{\sigma_t}$ = 1393,64KN/$\mathbf{m^2}$

$\sigma_1 = \frac{(L_t - d_1)\sigma_{max}}{L_t}$ =1152,47

$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$ =174,91

d =0,687 m , e =0,2m

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{174{,}91 \times 10^3}{400 \times 100} = 4{,}37\text{cm}^2$$

2eme bande :

σ_1=1152,47KN/m^2

σ_2= **0**

e = 0,2m

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{1152{,}47}{2} \times 3{,}28 \times 0{,}2 = 378{,}01\text{KN}$$

d_2 = 3,28m

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{378{,}01 \times 10^3}{400 \times 100} = 9{,}45\text{cm}^2$$

➢ **Pourcentage minimal par bande tendue :**

Le pourcentage minimal exigé par le **RPA** pour chaque bande tendue est de 0,2 %B Par conséquent chaque maille (B=0,65 m) devrait être ferraillée avec une section d'armature supérieur à:

A_{min} =0,002 X65X20 = 2,6 cm²

Section d'acier /nappe /bande :

Bande 1 :

$$\frac{A_{v1}}{2} = \frac{4,37}{2} = 2,185 cm^2$$

Bande 2 :

$$\frac{A_{v2}}{2} = \frac{9,45}{2} = 4,725 cm^2$$

➢ **Armature de couture :**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\overline{V}}{f_e}$$

Avec : $\overline{V} = 1.4\, V_u$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1,4 \times 479,03 \times 10}{400}$$

$$A_{vj} = 18,44 cm^2$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus calculée

➢ **Armature total :**

Bande 1 : $A_{tot1} = \frac{A_{vj}}{8} + \frac{A_{v1}}{2} = 4,49\ cm^2$ on adopte 4HA12 =4,52 cm².

Bande 2 : $A_{tot2} = \frac{A_{vj}}{8} + \frac{A_{v2}}{2} = 7,03\ cm^2$ on adopte 7HA12 =7,92cm².

D. Vérifications à L'ELU:

➢ **Pourcentage minimal dans le voile :**

Le pourcentage minimal d'armatures verticales dans le voile est de :

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{Bf_{t28}}{f_e} ; 0,15\%B\right)$$

$$A_{min} = \max\left(\frac{20 \times 500 \times 2,1}{400} ; 0,0015 \times 500 \times 20\right) = 52,5 cm^2$$

Donc : Amin =52,5cm²

La section totale adoptée dans le voile est égale 12HA16 + 10HA20 =55,54 cm^2 ⟶ Condition vérifié.

- **Armatures horizontales :**

$A_h \geq \max\left(\frac{A_v}{4} ; 0{,}15\%B\right)$

$A_h \geq \max\left(\frac{4{,}37}{4} , \frac{0{,}15 \times 500 \times 20}{100}\right)$

$A_h \geq 15cm^2$.

$15/2$ cm^2 nappe On adopte : 20HA10 (e=20) =15,71 cm

- **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures sont reliées par (04) épingles en HA8 pour un mètre carré de surface verticale.

- **Vérification des contraintes :**

BAEL 91 :

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 3{,}26\text{Mpa}$

$\tau_u = \frac{479{,}03 \times 10^3}{200 \times 0{,}9 \times 5000} 0{,}532\text{MPA} < 3{,}26MPA$ → condition vérifiée

Selon le RPA 2003

$$\tau_b = \frac{V_U}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 479{,}03 \times 10^3}{200 \times 0{,}9 \times 5000} = 0{,}745MPa$$

$0{,}745\text{Mpa} < \bar{\tau}_b = 5\text{Mpa}$ → condition vérifiée

E. Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{Ns}{B + 15.A_b} \Rightarrow \sigma_b = \frac{2057{,}57 \times 1000}{200 \times 5000 + 15 \times 52{,}5 \times 100} = 1{,}90MPa$$

σ_b =1,90MPa ≤ $\bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}$ → condition vérifiée.

3-7-1) Ferraillage des voiles :

Zones 01			VT2,3	VT4,5	VT1
Caractéristiques géométriques	L (m)		2,3	1,33	0,8
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,65	0,65	0,65
citations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		1577,75	2401,52	1711,54
	σ_{min} [KN/m²]		-6815,53	-5524,5	-2659,07
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		174,96	292,52	113,78
	L_t(m)		1,87	0,93	0,49
	L_c(m)		0,43	0,40	0,31
	d (m)		0,934	0,464	0,243
	σ_1 [KN/m²]		3407,765	2762,250	1329,535
	N (kN)	N_1	954,68	384,10	97,07
		N_2	318,226	128,033	32,355
	A_v (cm²)	A_{V1}	**23,87**	**9,60**	**2,43**
		A_{V2}	**7,96**	**3,20**	**0,81**
	A_{vj} (cm²)		6,74	11,26	4,38
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vj}/4	**25,55**	**12,42**	**3,52**
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	**9,64**	**6,02**	**1,90**
	A_{min} (cm²)		9,81	4,87	2,56
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bonde1	**27,71**	**13,57**	**6,28**
		Bonde 2	**13,57**	**9,05**	**6,28**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2× 9HA14**	**2 ×6HA12**	**2× 4HA10**
		Bonde 2	**2 × 6HA12**	**2 × 4HA12**	**2 4HA10**
	S_t (cm)	Bonde1	10cm	10cm	10 cm
		Bonde 2	13cm	13cm	19cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		5,60	2,78	6,00
	A_H /nappe (cm²)		5,09	5,09	3,54
	Choix des barres/nappe (cm²)		**5HA12/nappe**	**5HA12/nappe**	**5HA10/nappe**
	ep =20cm		**(A=5.65cm²)**	**(A=5.65cm²)**	**(A=3.93cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u(MPa)	0,423	1,222	0,790
		τ_b(MPa)	0,592	1,711	1,106
	ELS	N_s (kN)	1108,66	1280,26	193,41
		σ_b(MPa)	**1,60**	**1,84**	**0,28**

Zone 01			VL2,3	VL1
Caractéristiques géométriques	L (m)		5	1
	e (m)		0,2	0,2
	B (m)		0,65	0,65
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		1284,2	1200,78
	σ_{min} [KN/m²]		-3911,21	-5318,43
	Nature de la section		SPC	SPC
	V_u (kN)		649,22	150,55
	L_t(m)		3,76	0,82
	L_c(m)		1,24	0,18
	d (m)		1,882	0,408
	σ_1 [KN/m²]		1955,605	2659,215
	N (kN)	N_1	1104,16	325,41
		N_2	368,055	108,471
	A_v (cm^2)	A_{V1}	**27,60**	**8,14**
		A_{V2}	**9,20**	**2,71**
	A_{vj} (cm^2)		24,99	5,80
	A (cm^2)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**33,85**	**9,58**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**15,45**	**4,16**
	A_{min} (cm^2)		19,76	4,28
	$A_{v\ adopté}$ (cm^2)	Bonde1	**36,19**	**11**
		Bonde 2	**15,83**	**7,85**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2×9HA16	2×7HA10
		Bonde 2	2×7HA12	2×5HA10
	S_t (cm)	Bonde1	10cm	10cm
		Bonde 2	13cm	13cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		11,29	2,45
	A_H /nappe (cm^2)		3,54	5,09
	Choix des barres/nappe (cm^2)		5HA10/nappe	5HA12/nappe
	ep =20cm		(A=3.93cm^2)	(A=5.65cm^2)
Vérification des contraintes	Armature transversal			
	contrainte	τ_u(MPa)	0,721	0,836
		τ_b(MPa)	1,010	1,171
	ELS	N_s (kN)	3489,81	150,55
		σ_b(MPa)	**5,03**	**0,22**

Zones 02			VL2,3	VL1
Caractéristiques géométriques	L (m)		5	1
	e (m)		0,2	0,2
	B (m)		0,65	0,65
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		1475,85	763,6
	σ_{min} [KN/m²]		-2956,21	-5136,14
	Nature de la section		SPC	SPC
	V_u (kN)		3,34	71,31
	L_t(m)		1,66	0,87
	L_c(m)		1,668	0,13
	d (m)		1478,105	0,435
	σ_1 [KN/m²]		739,43	2568,070
	N (kN)	N_1	246,476	335,35
		N_2	18,49	111,784
	A_v (cm²)	A_{V1}	**6,16**	**8,38**
		A_{V2}	**21,31**	**2,79**
	A_{vj} (cm²)		23,81	2,75
	A (cm²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**23,81**	**9,07**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**11,49**	**3,48**
	A_{min} (cm²)		17,51	4,57
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bonde1	**27,71**	**11,00**
		Bonde 2	**15,83**	**7,85**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2×9HA14	2×7HA10
		Bonde 2	2×7HA12	2×5HA10
	S_t (cm)	Bonde1	10cm	10cm
		Bonde 2	13cm	13cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		10,01	2,61
	A_H /nappe (cm²)		3,54	5,09
	Choix des barres/nappe (cm²)		5HA10/nappe	5HA12/nappe
	ep =20cm		(A=3.93cm²)	(A=5.65cm²)
Vérification des contraintes	Armature transversal			
	contrainte	τ_u(MPa)	0,615	0,396
		τ_b(MPa)	0,861	0,555
	ELS	N_s (kN)	706,71	684,9
		σ_b(MPa)	**1,04**	**0,99**

Zones 02			VT2,3	VT4,5
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,33	2,3
	e (m)		0,2	0,2
	B (m)		0,65	0,65
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		1184,63	341,81
	σ_{min} [KN/m²]		-4042,43	-3573,7
	Nature de la section		SPC	SPC
	V_u (kN)		104,36	231,25
	L_t(m)		1,03	2,10
	L_c(m)		0,30	0,20
	d (m)		0,514	1,050
	σ_1 [KN/m²]		2021,215	1786,850
	N (kN)	N_1	311,85	562,65
		N_2	103,949	187,549
	A_v (cm²)	A_{V1}	**7,80**	**14,07**
		A_{V2}	**2,60**	**4,69**
	A_{vj} (cm²)		4,02	8,90
	A (cm²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**8,80**	**16,29**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**3,60**	**6,91**
	A_{min} (cm²)		5,40	11,02
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bonde1	**20,36**	**20,36**
		Bonde 2	**9,42**	**9,05**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2×9HA12	2×6HA10
		Bonde 2	2×6HA10	2×4HA12
	S_t (cm)	Bonde1	10cm	10cm
		Bonde 2	13cm	13cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		3,09	6,30
	A_H /nappe (cm²)		5,09	5,09
	Choix des barres/nappe (cm²)		5HA12/nappe	5HA12/nappe
	ep =20cm		(A=5.65cm²)	(A=5.65cm²)
Vérification des contraintes	Armature transversal			
	contrainte	τ_u(MPa)	0,436	0,559
		τ_b(MPa)	0,610	0,782
	ELS	N_s (kN)	721,54	1022,15
		σ_b(MPa)	**1,04**	**1,47**

Zones 03			VT2,3	VT4,5
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,33	2,3
	e (m)		0,2	0,2
	B (m)		0,65	0,65
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		1093,22	112,6
	σ_{min} [KN/m²]		-4134,97	-2442,85
	Nature de la section		SPC	SPC
	V_u (kN)		175,74	223,67
	L_t(m)		1,05	2,20
	L_c(m)		0,28	0,10
	d (m)		0,526	1,099
	σ_1 [KN/m²]		2067,485	1221,425
	N (kN)	N_1	326,22	402,82
		N_2	108,739	134,275
	A_v (cm²)	A_{V1}	**8,16**	**10,07**
		A_{V2}	**2,72**	**3,36**
	A_{vj} (cm²)		6,77	8,61
	A (cm²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**9,85**	**12,22**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**4,41**	**5,51**
	A_{min} (cm²)		5,52	11,54
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bonde1	**14,14**	**13,57**
		Bonde 2	**9,42**	**9,42**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 ×9HA10	2 ×6HA12
		Bonde 2	2 ×6HA10	2 ×6HA10
	S_t (cm)	Bonde1	10cm	10cm
		Bonde 2	13cm	13cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		3,16	6,60
	A_H /nappe (cm²)		5,09	5,09
	Choix des barres/nappe (cm²)		5HA12/nappe	5HA12/nappe
	ep =20cm		(A=5,65cm²)	(A=5.65cm²)
Vérification des contraintes	Armature transversal			
	contrainte	τ_u(MPa)	0,734	0,540
		τ_b(MPa)	1,028	0,756
	ELS	N_s (kN)	521,22	625,27
		σ_b(MPa)	**0,75**	**0,90**

Zones 03			VL2,3	VL1
Caractéristiques géométriques	L (m)		5	1
	e (m)		0,2	0,2
	B (m)		0,65	0,65
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		2875,85	1213,28
	σ_{min} [KN/m²]		-4152,54	-3398,33
	Nature de la section		SPC	SPC
	V_u (kN)		369,75	104,15
	L_t(m)		2,95	0,74
	L_c(m)		2,05	0,26
	d (m)		1,477	0,368
	σ_1 [KN/m²]		2076,270	1699,165
	N (kN)	N_1	920,03	187,82
		N_2	306,677	62,606
	A_v (cm²)	A_{V1}	**23,00**	**4,70**
		A_{V2}	**7,67**	**1,57**
	A_{vj} (cm²)		14,24	4,01
	A (cm²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**26,56**	**5,70**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**11,23**	**2,57**
	A_{min} (cm²)		15,51	3,87
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bonde1	**27,71**	**6,28**
		Bonde 2	**15,83**	**7,85**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 ×9HA14	2 ×7HA10
		Bonde 2	2 ×7HA12	2 ×5HA10
	S_t (cm)	Bonde1	10cm	10cm
		Bonde 2	13cm	13cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		8,86	2,21
	A_H /nappe (cm²)		3,54	5,09
	Choix des barres/nappe (cm²)		5HA10/nappe	5HA12/nappe
	ep =20cm		(A=3,93cm²)	(A=5.65cm²)
Vérification des contraintes	Armature transversal			
	contrainte	τ_u(MPa)	0,411	0,579
		τ_b(MPa)	0,575	0,810
	ELS	N_s (kN)	1878,06	406,34
		σ_b(MPa)	**2,71**	**0,59**

Coté B :

3-7.B) Exemple de calcul : (voile V_{T5} du RDC) :

Soit à calculer le ferraillage du voile VT5 de longueur L= 5,00m (RDC) et d'épaisseur e= 0.20m.

σ_{max}=1407,94 KN/m^2

σ_{min}=-7185,23KN/m^2

A-1-b)Calcul de la longueur comprimée :

Pour ce calcul il faut qu'on détermine la contrainte max et min (courbe enveloppée) dans le voile V_{L5} qui sont comme suites :

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \cdot L$$

$$L_c = \frac{1407,94}{1407,94 + 7185,23} \cdot 5 = 0,82m$$

Donc :
$L_t = L - L_c = 5 - 0,82 = 4,18m$

B-2-b)Détermination de la longueur de la bande « d » :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

$$d \leq \min\left(\frac{4,08}{2}; \frac{2}{3} 0,82\right) = 0,55m$$

On opte pour B=0,65m donné par le maillage en 4 parties

bande 1 de long

ueur d1 (bande extrême)

bande 2 de longueur d_2 (bande centrale)

$$d_1 = 0,55m\ ;\ d_2 = 4,18 - 0,55 = 3.63m$$

C-3-b)Ferraillage du voile :

Pour le calcul du ferraillage on s'intéressera aux parties tendues du voile, on déterminant à chaque fois la longueur Lt. Pour ce qui est des parties comprimées : le béton du voile parvient à lui seul reprendre cet effort de compression donc tous les voiles qui sont entièrement comprimés seront ferraillés avec le ferraillage minimum.

➢ **Calcul de la section d'acier :**

Bande 1 :

$\boldsymbol{\sigma_t}$ = 1407,94KN/$\mathbf{m^2}$

$\sigma_1 = \frac{(L_t - d_1)\sigma_{max}}{L_t}$ =1222,68

$N_1 = \frac{\sigma_{max}+\sigma_1}{2} \times d \times e = 144,68$

d =0,52 m , e =0,2m

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{144,68 \times 10^3}{400 \times 100} = 3,61 cm^2$$

2eme bande :

σ_1=1222,68KN/m^2

σ_2= **0**

e=0,2m

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{1222,68}{2} \times 3,69 \times 0,2 = 441,38KN$$

d_2 = 3,69m

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{441,38 \times 10^3}{400 \times 100} = 11,03 cm^2$$

➢ **Pourcentage minimal par bande tendue :**

Le pourcentage minimal exigé par le **RPA** pour chaque bande tendue est de 0,2 %B Par conséquent chaque maille (B=0,65 m) devrait être ferraillée avec une section d'armature supérieur à:

A_{min} =0,002 X65X20 = 2,6 cm^2

➢ **Section d'acier /nappe /bande :**

Bande 1 :

$$\frac{A_{v1}}{2} = \frac{3,61}{2} = 1,80 cm^2$$

Bande 2 :

$$\frac{A_{v2}}{2} = \frac{11,03}{2} = 5,51cm^2$$

- **Armature de couture :**

$$A_{vj} = 1.1\frac{\overline{V}}{f_e}$$

Avec : $\overline{V} = 1.4\,V_u$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1,4 \times 280,31 \times 10}{400}$$

$$A_{vj} = 10,79cm^2$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus calculée

- **Armature total :**

Bande 1 : $A_{tot1} = \frac{A_{vj}}{8} + \frac{A_{v1}}{2} = 3,15cm^2$ on adopte 5HA12 =4,52cm².

Bande 2 : $A_{tot2} = \frac{A_{vj}}{8} + \frac{A_{v2}}{2} = 6,86cm^2$ on adopte 8HA12 =9,05cm².

D-4-b) Vérifications à L'ELU:

- **Pourcentage minimal dans le voile :**

Le pourcentage minimal d'armatures verticales dans le voile est de :

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{Bf_{t28}}{f_e} ; 0,15\%B\right)$$

$$A_{min} = \max\left(\frac{20 \times 500 \times 2,1}{400} ; 0,0015 \times 500 \times 20\right) = 52,5cm^2$$

Donc : Amin =52,5cm²

La section totale adoptée dans le voile est égale 12HA16 + 10HA20 =55,54cm².

⟶ Condition vérifié.

- **Armatures horizontales :**

$$A_h \geq \max\left(\frac{A_v}{4} ,0,15B\right)$$

$$A_h \geq \max\left(\frac{4,61}{4} , \frac{0,15 \times 500 \times 20}{100}\right)$$

$$A_h \geq 15cm^2.$$

$15/2cm^2$ nappe On adopte : 20HA10 (e=20) =15,71 cm.

- **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures sont reliées par (04) épingles en HA8 pour un mètre carré de surface verticale.

- **Vérification des contraintes :**

BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 3{,}26\text{Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{280{,}31 \times 10^3}{200 \times 0{,}9 \times 5000} = 0{,}311\text{MPA} < 3{,}26MPA \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

RPA 2003 :

$$\tau_b = \frac{V_U}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 280{,}31 \times 10^3}{200 \times 0{,}9 \times 5000} = 0{,}436MPa$$

$$0{,}311\text{Mpa} < \bar{\tau}_b = 5\text{Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

E.5) Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{Ns}{B + 15.A_b} \Rightarrow \sigma_b = \frac{543{,}48 \times 1000}{200 \times 5000 + 15 \times 52{,}5 \times 100} = 0{,}50MPa$$

σ_b =0,50MPa $\leq \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \rightarrow$ condition vérifiée.

3-7-1-b) Ferraillage des voiles transversales par zone (trois zone) :

RDC et Sous-Sol …….zone 1

1er et 2éme ……zone2

3éme8éme au ……..zone3

Zones1			VT1,2,7,8	VT5,6	VT3,4
Caractéristiques géométriques	L (m)		2,3	5	2,49
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,46	1	0,498
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		3187,55	1518,2	651,5
	σ_{min} [KN/m²]		-5964,4	-8201,84	-7727,01
	Nature de la section		**SPC**	**SPC**	**SPC**
	V_u (kN)		188,74	873,71	194,27
	L_t(m)		1,50	4,22	2,30
	L_c(m)		0,80	0,78	0,19
	d (m)		0,534	0,521	0,129
	σ_1 [KN/m²]		2051,870	7189,707	7292,677
	N (kN)	N_1	428,11	801,35	193,87
		N_2	197,981	2659,036	1580,544
	A_v (cm²)	A_{V1}	**10,70**	**20,03**	**4,85**
		A_{V2}	**4,95**	**66,48**	**39,51**
	A_{vj} (cm²)		7,27	33,64	7,48
	A (cm²)	A1=$A_{v1/2}$+A_{vj}/8	**6,26**	**35.02**	**20.18**
		A2=$A_{v2/2}$+A_{vj}/8	**3,26**	**14.22**	**3.69**
	A_{min} (cm²)		5,61	5,47	1,36
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bonde1	**13,57**	**36.19**	**20.36**
		Bonde 2	**6.28**	**20.36**	**14.14**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2×6HA12	2×9HA16	2×9HA12
		Bonde 2	2×6HA10	2×9HA12	2×9HA10
	S_t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	5 cm
		Bonde 2	20cm	20cm	15cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		4,50	12,66	6,00
	A_H /nappe (cm²)		3,08	5,09	3,54
	Choix des barres/nappe (cm²)		**4HA10/nappe**	**5HA12/nappe**	**4HA12/nappe**
	ep =20cm		**(A=3.14cm²)**	**(A=5.65cm²)**	**(A=4.52cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		**4 Epingles HA8/m²**		
	contrainte	τ_u(MPa)	0,456	0,971	0,433
		τ_b(MPa)	0,638	1,359	0,607
	ELS	N_s (kN)	968,08	3845,73	2070,31
		σ_b(MPa)	**1,95**	**3,68**	**3,92**

Zones2			VT1,2,7,8	VT5,6	VT3,4
Caractéristiques géométriques	L (m)		2,3	5	2,49
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,46	1	0,498
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		3901,67	352,12	1073,26
	σ_{min} [KN/m²]		-6256,67	-5558,1	-5499,56
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		204	746,24	144,06
	L_t(m)		1,42	4,70	2,08
	L_c(m)		0,88	0,30	0,41
	d (m)		0,589	0,199	0,271
	σ_1 [KN/m²]		2279,611	5323,353	4784,053
	N (kN)	N_1	502,73	216,10	278,74
		N_2	188,677	2397,380	867,041
	A_v (cm²)	A_{V1}	**12,57**	**5,40**	**6,97**
		A_{V2}	**4,72**	**59,93**	**21,68**
	A_{vj} (cm²)		7,85	28,73	5,55
	A (cm²)	A1=$A_{v1/2}$+A_{vj}/8	**7,27**	**30,75**	**11,36**
		A2=$A_{v2/2}$+A_{vj}/8	**3,27**	**6.29**	**4.18**
	A_{min} (cm²)		6,18	2,09	2,85
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bonde1	**13.57**	**36.19**	**14,14**
		Bonde 2	**9.42**	**14.14**	**14.14**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2 × 6HA12**	**2 × 9HA16**	**2 × 9HA10**
		Bonde 2	**2 × 6HA10**	**2 × 9HA10**	**2 × 9HA10**
	S_t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10 cm
		Bonde 2	20cm	20cm	15cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		4,25	14,11	6,00
	A_H /nappe (cm²)		3,08	5,09	3,54
	Choix des barres/nappe (cm²)		**4HA10/nappe**	**5HA12/nappe**	**4HA12/nappe**
	ep =20cm		**(A=3.14cm²)**	**(A=5.65cm²)**	**(A=4.52cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		**4 Epingles HA8/m²**		
	contrainte	τ_u(MPa)	0,493	0,829	0,321
		τ_b(MPa)	0,690	1,161	0,450
	ELS	N_s (kN)	860,07	3174,6	1748,95
		σ_b(MPa)	**1,73**	**3,04**	**3,31**

Zones3			VT1,2,7,8	VT5,6	VT3,4
Caractéristiques géométriques	L (m)		2,3	5	2,49
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,46	1	0,498
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		4644,54	2311,97	2673,77
	σ_{min} [KN/m²]		-6969,42	-4533,42	-5491,78
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		148,96	641,68	137,71
	L_t(m)		1,38	3,31	1,67
	L_c(m)		0,92	1,69	0,82
	d (m)		0,613	1,126	0,544
	σ_1 [KN/m²]		2581,073	2992,107	3709,267
	N (kN)	N_1	585,63	847,23	500,13
		N_2	197,971	653,922	419,556
	A_v (cm²)	A_{V1}	**14,64**	**21,18**	**12,50**
		A_{V2}	**4,95**	**16,35**	**10,49**
	A_{vj} (cm²)		5,73	24,70	5,30
	A (cm²)	A1=$A_{v1/2}$+A_{vj}/8	**8,04**	**13,68**	**6,91**
		A2=$A_{v2/2}$+A_{vj}/8	**3,48**	**9,88**	**6,11**
	A_{min} (cm²)		6,44	11,82	5,71
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bonde1	**9.42**	**14.14**	**14.14**
		Bonde 2	**9.42**	**14.14**	**14.14**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 ✕ 6HA10	2 ✕ 9HA10	2 ✕ 9HA10
		Bonde 2	2 ✕ 6 HA10	2 ✕ 9HA10	2 ✕ 9HA10
	S_t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10 cm
		Bonde 2	13cm	15cm	12cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		4,14	9,93	6,00
	A_H /nappe (cm²)		3,08	5,09	3,54
	Choix des barres/nappe (cm²)		**4HA10/nappe**	**5HA12/nappe**	**4HA12/nappe**
	ep =20cm		**(A=3.14cm²)**	**(A=5.65cm²)**	**(A=4.52cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u(MPa)	0,360	0,713	0,307
		τ_b(MPa)	0,504	0,998	0,430
	ELS	N_s (kN)	669,44	2428,09	1300,08
		σ_b(MPa)	**1,35**	**2,33**	**2,46**

Zones1			VL1,2,5,6	VL3,4
Caractéristiques géométriques	L (m)		2,3	1,4
	e (m)		0,2	0,2
	B (m)		0,46	0,28
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		4254,82	1880,57
	σ_{min} [KN/m²]		-7007,14	-7748,13
	Nature de la section		SPC	SPC
	V_u (kN)		309,77	133,28
	L_t(m)		1,43	1,13
	L_c(m)		0,87	0,27
	d (m)		0,579	0,182
	σ_1 [KN/m²]		2532,435	6494,417
	N (kN)	N_1	552,63	259,62
		N_2	215,700	613,254
	A_v (cm²)	A_{V1}	**13,82**	**6,49**
		A_{V2}	**5,39**	**15,33**
	A_{vj} (cm²)		11,93	5,13
	A (cm²)	A1=$A_{v1/2}$+A_{vj}/8	**8,40**	**8,15**
		A2=$A_{v2/2}$+A_{vj}/8	**3,75**	**3.89**
	A_{min} (cm²)		6,08	1,91
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bonde1	**12,32**	**9.24**
		Bonde 2	**9.05**	**6.79**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2 × 4HA14**	**2 × 3HA14**
		Bonde 2	**2 × 4HA12**	**2 × 3HA12**
	S_t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm
		Bonde 2	13cm	15cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		4,29	3,38
	A_H /nappe (cm²)		3,08	5,09
	Choix des barres/nappe (cm²)		**4HA10/nappe**	**5HA12/nappe**
	ep =20cm		**(A=3.14cm²)**	**(A=5.65cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		**4 Epingles HA8/m²**	
	contrainte	τ_u(MPa)	0,748	0,529
		τ_b(MPa)	1,048	0,740
	ELS	N_s (kN)	1026,28	1019,59
		σ_b(MPa)	**2,07**	**3,15**

Introduction :

Afin de relier l'infrastructure a la superstructure et réaliser l'encastrement de la structure dans le sol, on prévoit un mur plaque qui ceinture la structure et retient la totalité des poussées de terre. Le mur forme un caisson rigide capable de remplir avec les fondations les fonctions suivantes :

Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.

Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations ; et assurer une bonne stabilité de l'ouvrage.

1) Pré dimensionnement du mur plaque :

D'après l'article (7.7/ RPA99version 2003) l'épaisseur minimale du mur plaque est de 15cm. On opte pour une épaisseur de **20 cm**

2) Méthode de calcul :

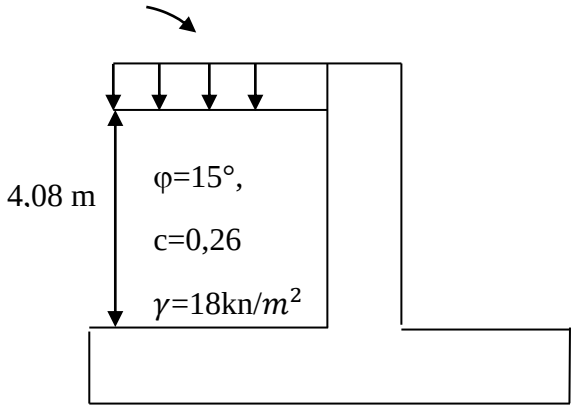
Le mur plaque sera calculé comme une console verticale encastrée au niveau de la semelle (débord) et simplement appuyé au plancher du S. SOL.

Un joint de 1cm d'épaisseur, qui sera occupé par une feuille de polyane, est pris en compte entre le mur et le verso des poteaux

$\sigma_H = K_a . \sigma_V$

K_a : coefficient de poussée des terres au repos.

φ : Angle de frottement interne.



2-A) Détermination des sollicitations

Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol : Poids volumique du sol γ=18KN/m^3

Angle de frottement interne φ=15° Cohésion C=0.26

Surcharge éventuelle q=10KN /m2

σ_{SOL} =1,5bars

2-B) Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

σH: contrainte horizontale.

σV: contrainte verticale.

Tel que : **σH = K0. σV**

σV =q+ γh avec 0 < h < H

K0: coefficient de poussée des terres au repos tel que : K0=(1- Sin φ)/ Cos φ

φ: Angle de frottement interne.

K0= (1- Sin φ)/ Cos φ = (1-sin15)/cos15 = 2.87

ELU:

σH = K0. σV = K0 *(1.35*γ*h + 1.5q)

h = 0 → σH 1 =2 .87 (1.5*1) = 4.31 KN/m²

h = 4.08 → σH 2 =2 .87 (1.35*2.24*4.08+1.5*1) = 39.71 KN/m²

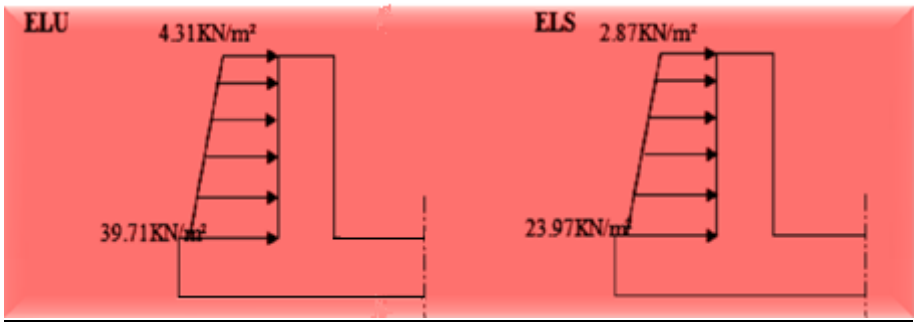
ELS:

$\sigma_H = K_0 . \sigma_V = K_0 *(\gamma*h+ q)$

h = 0 → $\sigma_{H\,1}$ =2 .87 (1) = 2.87 KN/m²

h = 4.08 → $\sigma_{H\,2}$ =2 .87 (2.24*4.08 + 1) =29,09 KN/m²

2-C): Diagrammes des contraintes :



2-D) Détermination des moments :

Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m

Identification des panneaux :

Lx = 4.08 m
Ly = 4.9 0 m
ρ = Lx / Ly = 4.08 / 4,90 = 0.83 m

ρ = 0.8 > 0.4 ⇒ le panneau travaille dans les deux sens

μ_x=0,0531 μ_y=0,649

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 cotés.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour

Tenir compte de la continuité du panneau, les moments seront affectés des coefficients suivants :

Moment en travée: 0.75

Moment en appui: 0.5

$$\text{ELU: } qu = \frac{3*(\sigma H2 + \sigma H1)*1m}{4} = \frac{3*(39.71 + 4.31)}{4} = 33.02 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS: } qu = \frac{3*(\sigma H2 + \sigma H1)*1m}{4} = \frac{3*(29.09 + 2.87)}{4} = 23.97 \text{ kN/ml}$$

ELU:

$M_{0x} = \mu_x x q_u x L^2_x = 0.0531x33.02x4.08^2 = 29.19$ KN.m

$M_{0y} = \mu_y x M_{0x} = 0.649x\ 29.19 = 18.95$ KN.m

Correction des moments :

-Sens XX :

Aux appuis : $Ma = 0,5M_{0X} = 0,5*29.19 = 14.59$ KN.ml

En travée : $Mt = 0,75\ M_{0X} = 0,75*29.19 = 21.89$ KN.m

-Sens YY :

Aux appuis : Ma =0,5M_{0y} =0,5x 18.95 = 9.47 KN.ml

En travée : Mt =0,75 M_{0y} =0,75x 18.95 = 14.21 KN.m

3) Ferraillage du mur plaque :

Calcul des sections d'armatures

3-A) Les armatures longitudinales :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de largeur (b=1m) et d'épaisseur (ep=20cm).

$\mu = M / f_{bu} * b * d^2$, les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m^2 de HA8.

sens	zone	Mu(KN.m)	μu	section	β	A(cm^2)	A_{min}(cm^2)	A_{adopt}	ferraillage
XX	appuis	14,59	0,036	SSA	0,982	2,51	2,00	7,70	5HA14
	travée	21,89	0,054	SSA	0,972	3,81	2,00	7,70	5HA14
YY	appuis	9,47	0,024	SSA	0,988	1,62	2,00	7,70	5HA14
	travée	14,21	0,034	SSA	0,983	2,44	2,00	7,70	5HA14

Tableau :ferraillage du voile périphérique

3-B) Les armatures transversales :

Travée

$A_H = \frac{As}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.925$ cm² Soit : 5HA10/ml = 3.93 cm^2

Appuis :

$A_H = \frac{As}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.925$ cm² Soit : 5HA10/ml = 3.93 cm^2

4) Vérification à l'ELU :

4-A) Espacement des armatures :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :
Armatures principales **S_t < min {3h ; 33cm}**

Dans le sens xx St = 20 cm < 33 cm ⟶ **condition vérifiée**

Dans le sens yy St = 20 cm < 33 cm ⟶ **condition vérifiée**

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

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$\mathbf{A_{adopt}} > A_{min} = 0{,}23.b.d.\frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{min} = \left(0{,}23.100.17.\frac{2{,}1}{400}\right) \rightarrow A_{min} = 2{,}06\ cm^2$$

Dans le sens xx : = 5HA14= 7.70 cm^2 > 2.06 cm^2 condition vérifiée

Dans le sens yy : = 5HA14 = 7.70 cm^2 > 2.06 cm^2 condition vérifiée

A_{st} adopté A_{st} min à ancrer Les armatures ancrées sont suffisantes

4 -C) Calcul de la longueur de scellement des barres (BAEL 91 modifiées 99 Art A.6.1, 23)

Elle corresponde à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

Avec :

Ls = 1.0*400/(4*2.835) = 35.27 cm

Pour Φ 12 : l s = 42.33 cm. On prend L_S= 45cm

Pour Φ 10 : l_S = 35.27 cm. On prend L_S= 40cm

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « 0.4 » pour les barres à haute adhérence selon le BAEL 91modifiées 99 Art A.6.1, 21.

Pour Φ 12 : ls = 16.92 cm. On prend La= 18c

Pour Φ 10 : l_S = 14.10 cm On prend L_a= 16c

4-D) Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est :

$\Phi \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \emptyset_i\right)$

$\phi \leq$ Min (28.57; 30; 12) =11.42 mm

Soit f =10 mm **On choisira un cadre + un étrier A_t = 4HA10 = 3.14 cm^2.**

5): Vérification à l'ELS :

5-D) Moments fléchissant :

$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times L2x$ = 0.0531 x 23.97 x 4.08^2 = 21.19 KN.m

$M_{0y} = \mu_Y \times M_{0x}$ =0.649 x 21.19 = 13.82 KN.m

5-A) Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3, 2 /BAEL91) :

Notre voile peut être en contact direct avec de l'eau, dans notre cas on va considérer les fissurations comme Préjudiciable.

$\bar{\sigma} = \min\left\{ \frac{2 \times fe}{3} ; \max (0{,}5 \times fe ; 100 \times \sqrt{1{,}6 \times f_{tj}}) \right\}$

Avec :

f_e : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa ;

f_{tj} : la résistance caractéristique à la traction du béton, exprimée en MPa ;

η: un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut 1,0 pour les ronds lisses

Compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses et 1,6 pour les armatures à haute adhérence, sauf le cas des fils de diamètre inférieur à 6 mm pour lesquels on prend 1,3

$\bar{\sigma} = \min\left\{ \frac{2 \times 400}{3} ; \max (0{,}5 \times 400 ; 100 \times \sqrt{1{,}6 \times 2{,}1}) \right\}$

$\bar{\sigma} = \min\left\{ 266{,}7 ; \max (200 ; 201{,}63) \right\}$ =201,63MPa

5-B) Etat limite de compression de béton :*(*Art. A.4.5, 2 /BAEL91)

Sens xx :

Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que $\sigma \leq \bar{\sigma}$

$\rho = \frac{100 \times 21{,}19}{100 \times 17}$ =1,24 K_1=18,33,β=0,850

Tel que : K=1/k_1

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \beta \ d} = \frac{13{,}92 \times 10^3}{7{,}07 \times 0{,}814 \times 17} = 129{,}71 Mpa < \bar{\sigma_s} = 201{,}63 \text{ Mpa}$$

……condition vérifiée

La contrainte dans le béton :

σ_{bc} = k × σ_s = 0.042 ×129.71 = 5.46 Mpa < $\overline{\sigma_s}$ = 201.63 Mpa ……condition vérifiée.

5-C) Etat limite de déformation :

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant on peut se dispenser de Cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

Avec : h : hauteur totale (20 cm)

L : portée entre nus d'appuis ; M_t : moment max en travée

M_0: moment max de la travée isostatique ;

A : section des armatures ;

b : largeur de la section ;

d : hauteur utile de la section droite

Sens xx

M_t=0, 75 M_{0X} =0, 75*13.82 = 10.37 KN.m

q_s = 23.97 K N /ml

M_0 = q_s x l²/8 = 49.87 KN.m

$\frac{h}{l} \geq \frac{20}{100} = 0{,}2 > \frac{1}{16} = 0{,}0625$ …… condition vérifiée

$\frac{h}{l} = 0{,}2 > \frac{M_e}{10M_0} = \frac{10{,}37}{10\times 49{,}87} = 0{,}021$ …… conditon vérifiée

$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{7{,}70}{100 \times 17} = 0{,}0046 \leq \frac{4{,}2}{f_e} = \frac{4{,}2}{400} = 0{,}0105$ …… condition véréfiée

Sens yy

M_t=0,75 M_{0X} =0,75*13.82 = 10.37 KN.m

q_s = 23.97 Kn/ml

M_0 = q_s x l²/8=71.94 KN

$\frac{h}{l} \geq \frac{20}{100} = 0{,}2 > \frac{1}{16} = 0{,}0625$ …… condition vérifiée

$\frac{h}{l} = 0{,}2 > \frac{M_e}{10M_0} = \frac{10{,}37}{10\times 49{,}87} = 0{,}015$ …… conditon vérifiée

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{7{,}70}{100 \times 17} = 0{,}0046 \leq \frac{4{,}2}{f_e} = \frac{4{,}2}{400} = 0{,}0105 \ldots\ldots\ldots\ldots$$ condition vérifiée

5-D) Contrainte tangentielle: (Art A.5.1,1/ BAEL91).

$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 d} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0{,}15 \times f_{c28}}{\gamma_d}$ Pour les fissurations préjudiciables $\overline{\tau_u}$ = 2,5MPa

Ty=23.97x 4.75 =113.86 KN.

Tx=23.97x 4.90 =117.45 KN.

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 d} = \frac{117{,}45 \times 1000}{1000 \times 170} = 0{,}69 \text{ MPa.}$$

$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_U}{b \times 0{,}9 \times d} \leq \frac{0{,}85 \times fc_{28}}{\gamma_b} = 13{,}33MPa$$

Pour le sens x – x **:**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 113{,}86}{100 \times 0{,}9 \times 17_1} = 0{,}148MPa \longrightarrow$$ Condition vérifiée.

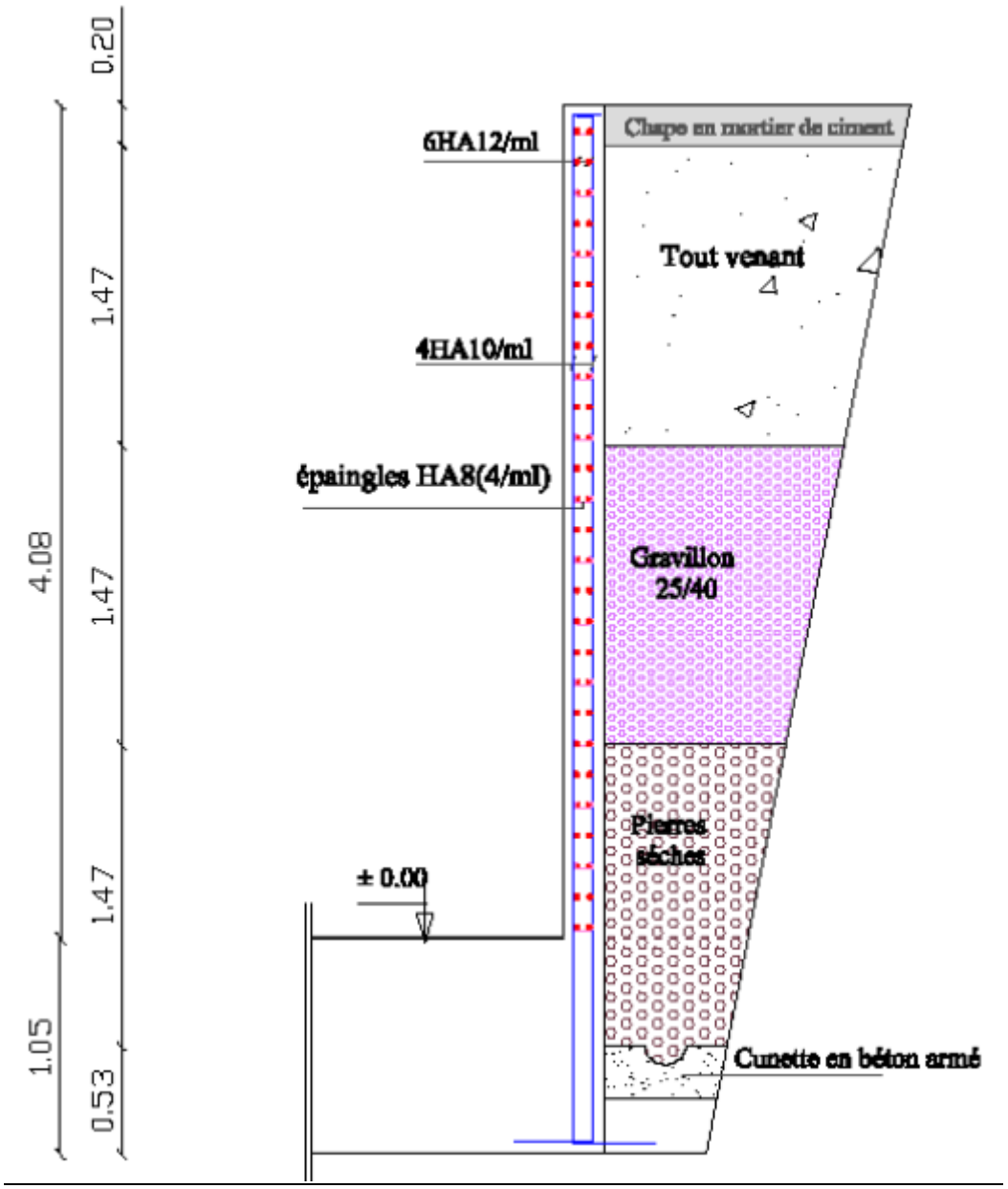
Pour le sens y – y **:**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 117{,}45}{100 \times 0{,}9 \times 17_1} = 0{,}153MPa \longrightarrow$$ Condition vérifiée.

6) Recommandations du RPA :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (Horizontal et vertical) Les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m2 de HA8.


0,20
1,47
1,47
1,47
4.08
1,05
0,53
6HA12/ml
Chape en mortier de ciment
Tout venant
4HA10/ml
épaingles HA8(4/ml)
Gravillon
25/40
Pierres
sèches
± 0.00
Cunette en béton armé

LES FONDATIONS :

Une fondation par définition est un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol, cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) ou par des éléments spéciaux (puits, pieux)

1-) Étude géotechnique du sol :

Selon le rapport de laboratoire de la mécanique des sols la contrainte admissible du sol estσ_{sol}=1,5 bar

2) -Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les crétaires suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure
- Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :
- Stabilité d'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Économie
- Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des semelles filantes, un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.
- L'étude géologique du site a donné une contrainte admissible 1,5bar On optera pour des fondations superficielles

❖ **Semelles filantes:**

A) Semelles sous poteaux:

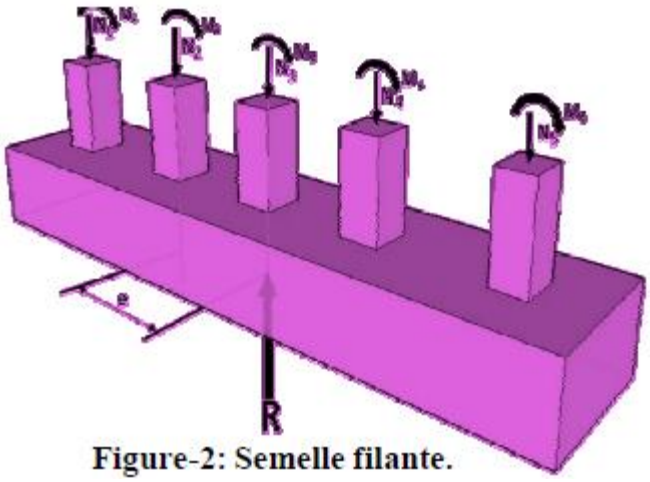


Figure-2: Semelle filante.

A-1) Hypothèse de calcul :

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes. Pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que : La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du Bâtiment

$$\frac{S_{Semelle}}{S_{batiment}} < 50\%$$

La surface de la semelle est donnée par :

$S_{semelle} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}\, sol}$

$N_{ser} = N_G + N_Q = 59426,73KN$

$\bar{\sigma}_{sol} = 1,5bar$

$S_{semelle} \geq \frac{59426,73}{150} = 396,178\, m^2$

$\frac{S_{Semelle}}{S_{batiment}} = \frac{396,178}{548} = 72,2\% > 50\%$

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci qui nous amène à proposer un radier général comme fondation .Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont: L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure la réduction des tassements différentiels La facilité de l'exécution.

2)-Eude du radier général :

2-1) Définition :

Le radier est définit comme étant une fondation superficielle 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 diminué du poids propre du radier.

2-2)-pré dimensionnement du radier :

Pré dimensionnement du radier Selon la condition d'épaisseur minimale : la hauteur du radier doit avoir au moins 25cm Selon la condition forfaitaire:

- **Sous voile :**

$$\frac{l_{max}}{8} \leq h \leq \frac{l_{max}}{5} \Rightarrow \frac{530}{8} = 66,25 \leq h \leq \frac{530}{5} = 106$$

⟶ On prend h=100cm = 1m

- **Sous poteau :**

a)Épaisseur de La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante

L_{max} : distance entre deux poteaux successifs ;L_{max}=5,30m

$$h_d \geq \frac{l_{max}}{20} = \frac{530}{20} = 26{,}5cm \quad \text{on prend } h_d = 30cm$$

b) La nervure :

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{l_{max}}{10} = \frac{530}{10} = 53cm \quad \textbf{soit } \mathbf{h_n = 80cm}$$

c) la Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} l_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times l_e \text{ ce qui conduit : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times l_{max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

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 1 m)

E : Module de déformation longitudinale déférée

$$\mathbf{E} = 3700\sqrt[3]{f_{t28}} = 10818{,}86MPA$$

L_{max} : Distance maximale entre nus des nervures.

D'où

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3{,}14} \times 5.30\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10819}} = 1{,}13m$$

$$\longrightarrow \quad \mathbf{soit\ h = 1{,}20m}$$

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n$$

$$0.4 \times 1{,}2 = 48cm \leq b_n \leq 0.7 \times 120 = 84cm \quad \text{on prend } \mathbf{b_n = 70cm}$$

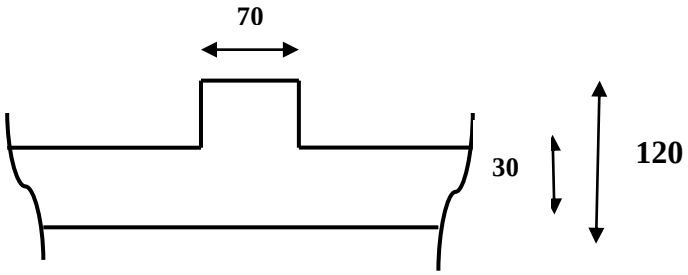
Conclusion :

On optera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$h_{nervure}$ = **120 cm**

h_{dalle} = **30 cm**

$b_{nervure}$ = **70 cm**



2-3) Détermination des efforts:

D'après le(BAEL91), on doit ajouter au radier un débord minimal de

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\right) = \max\left(\frac{120}{2}; 30\right) = 60cm$$

Avec h : la hauteur de la nervure

On prend : $L_{deb} = 60cm$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{rad}=S_{bat}+S_{deb}$

$$S_{rad} = 548 + (20 \times 2 \times 0{,}6) + (27{,}4 \times 0{,}6) = 588{,}44\ m^2$$

Les charges à retenir pour le calcul du radier sont:

Les charges permanentes G :

G1 : charges permanentes de la superstructure G1= 24959,85

G2 : charges permanentes de l'infrastructure (radier)

G2= G dalle + G nervure + G (T.V.O) + G dale flottante

***Poids de la dalle:**

$$P_{dalle} = (S_{radier} \times h_d) \times \rho_{béton} = (588{,}44 \times 0{,}3) \times 25 = 4413{,}3KN$$

*** Poids des nervures:**

$$P_{ner} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_{béton}$$

avec n: nombre de portique dans le sens considérée

P_{ner}= [(0.7 × (1,2 - 0.3) × 20 × 5) + (0.7 × (1,2- 0.3) × 27,4× 6)] ×25=4151,7KN

***Poids de TVO :**

$$T.V.O = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_{rad} - h_{ner}) \times \rho_{béton}$$

Avec: S_{nerv}= (0,6 × 20× 7) + (0,6 × 27,4×5) =166,2 m^2

P_{TVO}= [(588, 44-166,2) × (1,20-0.3)] ×17= 6420,27KN.

***Poids de la dalle flottante libre :**

$P_{df} = S_{radier} \times ep \times \rho_{béton} = 588{,}44 \times 0{,}1 \times 25 = 1471{,}1$ KN

⟶ G_{rad} =4413,3+ 4151,7 + 6420,2 + 1471,1 = 16456,3 KN

$\mathbf{G_{tot}} = \mathbf{G_1} + \mathbf{G_2}$ =41416, 15KN

- **Surcharges d'exploitations:**

Surcharge du bâtiment : $Q_{bâtiment}$ = 4753,5 KN

Surcharge du radier : Q_{radier}= 4x 588,44 =2353,76KN

Surcharge totale : Q_{total} =7107,26KN

Combinaison d'actions :

à l'ELU: $N_u = 1{,}35 \times 41416{,}15 + 1{,}5 \times 7107{,}26 = 66572{,}7\ \mathrm{KN/ml}$

à l'ELS: $N_S = 41416{,}15 + 7107{,}26 = 48523{,}41\ \mathrm{KN/ml}$

- **Calcul des caractéristiques géométriques du radier :**

❖ **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i . X_i}{\sum S_i} = 13{,}7\mathrm{m} \qquad y_G = \frac{\sum S_i . y_i}{\sum S_i} = 10\mathrm{m}$$

Avec :

Si : Aire du panneau considéré ;

Xi, Yi : Centre de gravité du panneau considéré

❖ **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \sum_1^n (I_{xi} + S_i(X_i - X_G)^2) \quad ; \quad I_{yy} = \sum_1^n \left(I_{yi} + S_i(Y_i - Y_G)^2\right)$$

$\mathbf{I_{xx} = 18266{,}66\ m^4}$; $\mathbf{I_{yy} = 34284{,}70\ m^4}$

2-4) Vérifications :

Vérification à la contrainte de cisaillement : (BAEL91/Art A.5.1.211) Il faut vérifier que

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0{,}15 f_{c28}}{\gamma_s}; 4\mathrm{Mpa}\right\} = 2{,}5\mathrm{Mpa}$$

avec:

$$V_u^{max} = \frac{q_u \times L_{max}}{2}$$

B = 120 cm ; d = 0,9.h = 0,9× 30 = 27cm

$$V_u^{max} = q_u \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{66572,7 \times 1,20}{588,44} \times \frac{5.30}{2} = 359,76KN$$

$$\tau_u = \frac{359,76 \times 10^3}{1200 \times 270} = 1,11Mpa < \bar{\tau}_u = 2,5Mpa \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la stabilité du radier :**

Elle consiste, à vérifier les contraintes du sol sous le radier ; sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux dus aux charges verticales, (G+Q ou 0,8G);

- Moment de renversement du au séisme dans le sens considéré. $M = M_0 + T_0 h$

Avec :

M0 : moment sismique à la base de la structure.

T0 : Effort tranchant à la base de la structure.

h : profondeur de l'infrastructure

Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

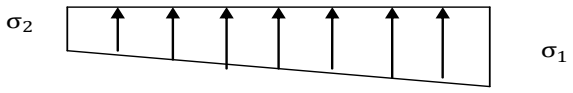


Diagramme des contraintes

Ainsi on doit vérifier que **: (RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)**

à ELU : $\sigma_m \leq 1,33\sigma_{sol}$

à ELS : $\sigma_m \leq \sigma_{sol}$

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.

❖ **Calcul des moments :**

$$\mathbf{M_x} = 42479{,}43 + (2071{,}82 \times 1{,}2) = 44965{,}614\text{KN.m}$$

$$\mathbf{M_y} = 37197{,}422 + (1830{,}42 \times 1{,}2) = 39393{,}92\ \text{KN.m}$$

$$\mathbf{N_u} = 66572{,}7\text{KN}$$

$$\mathbf{N_s} = 48523{,}41$$

❖ **Sens longitudinal xx :**

A l'ELU:

$$\sigma_2 = \frac{Nu}{S_{rad}} + \frac{M_X}{I_Y} V = \frac{66572{,}7}{588{,}44} + \frac{44965{,}614}{34284{,}7} \times 13{,}7 = 131{,}1\text{kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{Nu}{S_{rad}} - \frac{M_X}{I_Y} V = \frac{66572{,}7}{588{,}44} - \frac{44965{,}614}{34284{,}7} \times 13{,}7 = 95{,}166\text{kN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 131{,}1 + 95{,}166}{4} = 122{,}116\text{kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1{,}33\sigma_{sol} = 199{,}5\ \text{kN/m}^2$$ ……..condition vérifiée.

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{Ns}{S_{rad}} + \frac{M_X}{I_Y} V = \frac{48523{,}41}{588{,}44} + \frac{44965{,}614}{34284{,}7} \times 13{,}7 = 100{,}42\text{kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{Ns}{S_{rad}} - \frac{M_X}{I_Y} V = \frac{48523{,}41}{588{,}44} - \frac{44965{,}614}{34284{,}7} \times 13{,}7 = 64{,}50\text{kN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 100{,}42 + 64{,}50}{4} = 91{,}44\text{kN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{sol} = 150\ \text{kN/m}^2$$ ..... condition vérifiée.

❖ **Sens transversale yy:**

A l'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{Nu}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_x} V = \frac{66572{,}7}{588{,}44} + \frac{39393{,}92}{18266{,}66} \times 10 = 134{,}7\text{kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{Nu}{S_{rad}} - \frac{My}{Ix} V = \frac{66572,7}{588,44} - \frac{39393,92}{18266,66} \times 10 = 91,56 kN/m^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 134,7 + 91,56}{4} = 123,915 kN/m^2$$

$$\sigma_m < 1,33 \sigma_{sol} = 199,5 \ kN/m^2$$

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{Ns}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_x} V = \frac{48523,41}{588,44} + \frac{39393,92}{18266,66} \times 10 = 104,027 kN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{Ns}{S_{rad}} - \frac{My}{Ix} V = \frac{48523,41}{588,44} - \frac{39393,92}{18266,66} \times 10 = 60 kN/m^2$$

D'où $\sigma_m = \frac{3 \times 92,65 + 70}{4} = 86,98 kN/m^2$

$\sigma_m < \sigma_{sol} = 150 kN/m^2$ ..... condition vérifiée.

❖ Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression

Hydrostatique.

$P \geq \alpha \times S_{rad} \times \gamma_W \times Z = 1,5 \times 588,44 \times 10 \times 1,2 = 10591,92 KN$

P : Poids total du bâtiment à la base du radier

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement **α** = 1.5

$\boldsymbol{\gamma_W}$: Poids volumique de l'eau ($\boldsymbol{\gamma_W}$= 10KN/m3)

Z : profondeur de l'infrastructure (**h** = 1,2m)

P = $G_{BAT} + G_{RAD}$=41416,15KN > 10591,92KN ⟶ Pas de risque de soulèvement de la structure.

❖ Vérification au renversement:(Art 10.1.5.du RPA99/version2003)

Quel que soit le type de fondation on doit vérifier que l'excentrement d la résultante des forces verticale gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

On doit vérifier : **e** = $\frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$\mathbf{e_y = \frac{M_Y}{N} = \frac{39393,92}{48523,41} = 0,81 < \frac{20}{4} = 5m}$**……..condition vérifiée.**

$\mathbf{e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{44965,614}{48523,41} = 0,92 < \frac{27,4}{4} = 6,86m}$**……..condition vérifiée**

3. Ferraillage du radier :

Pour le ferraillage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99) radier comme un plancher rectangulaire renversé soumis à une charge uniformément repartie Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 04 appuis.

Deux cas se présentent à nous avec :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} \quad L_x < L_y$$

1ercas : $\alpha < 0,4 \rightarrow$ Flexion longitudinale négligeable (le panneau travaille dans un seul sens).

$M_{ox} = q_u \frac{L_x^2}{8}$ et $M_{oy} = 0$

2^{éme}cas

$0,4 < \alpha < 1$Les deux flexions interviennent (le panneau travaille dans les deux sens).

Les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite potée Lx : $M_{ox} = \mu_x q_x L_x^2$

Dans le sens de la grande potée Ly : $M_{oy} = \mu_y M_{ox}$

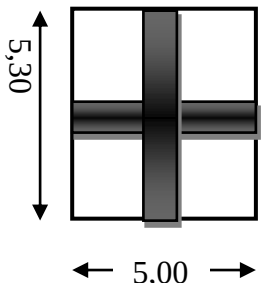
Les coefficients μ_x , μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol.

$$L_x = 5,00m$$
$$L_y = 5,30m$$

- **Remarque :** le ferraillage se fera pour une bande de 1m sous flexion simple

3-1)Identification du panneau le plus sollicité :



$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5}{5.30} = 0,94 > 0,4$

$\rightarrow$ la dalle travail dans les deux sens

Pour le calcul du ferraillage, nous soustrairons de la contrainte maximale, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

La contrainte moyenne max à **l'ELU** $\boldsymbol{\sigma_m}$=123,915KN/m^2

La contrainte moyenne max à **l'ELS** $\boldsymbol{\sigma_m}$=91,44KN/m^2

- **ELU:**

$$q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 123{,}915 - \frac{16456{,}3}{588{,}44} \times 1{,}35 = 86{,}16\ \text{KN/m}^2$$

- **ELS:**

$$q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 91{,}44 - \frac{16456{,}3}{588{,}44} = 63{,}47\ \text{KN/m}^2$$

3-2) Calcul à l'ELU:

➢ **Évaluation des moments Mx, My :**

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients µx et µy :

$\boldsymbol{\nu}$=0

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0{,}94 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.864 \end{cases}$$

➢ **Moment isostatique :**

$\mathbf{M_{ox}} = \mu_x\, q_u\, L_x^2$ =0,0419 ×86,16 ×5^2 =90,25 KN.m

$\mathbf{M_{oy}} = \boldsymbol{\mu_y} \mathbf{M_{ox}}$ =0,864×90,25 =77,97 KN.m

❖ **Remarque:**

Comme le panneau étudié est un panneau de rive et afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants:

0.85: pour les moments en travées,

0.50: pour les moments sur appuis intermédiaires,

0.30: pour les moments sur appuis de rive

Moments sur appuis : $\mathbf{M_{ax}}$= 90,25 ×0,5= 45,12 KN.m

$\mathbf{M_{ay}}$= 77,97×0,5 = 38,98 KN.m

Moments en travée : $\mathbf{M_{ax}}$= 90,25 ×0,75= 67,68 KN.m

$\mathbf{M_{ay}}$= 77,97×0,75 = 58,47 KN.m

3-3) Ferraillage suivant x-x:

Sur appuis:

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{45{,}12 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14{,}2} = 0.041 < 0{,}392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0{,}041 \rightarrow \quad \beta = 0{,}979$$

$$A_{ax} = \frac{M_a}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{45{,}12 \times 10^3}{0{,}979 \times 27 \times 348} = 4{,}90 cm^2$$

$\mathbf{A_{ax}}$= 4,90cm².

Soit : 5 HA12 = 5.65cm²/ml avec un espacement de 20cm.

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{67{,}68 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14{,}2} = 0.06 < 0{,}392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0{,}108 \rightarrow \ \beta = 0{,}969$$

$$A_{tx} = \frac{M_t}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{67{,}68 \times 10^3}{0{,}969 \times 27 \times 348} = 7{,}433 cm^2$$

$\mathbf{A_{tx}}$ = 7,433cm².

Soit : 5 HA14 = 7,7 cm² avec un espacement de 20cm

3-4) Ferraillage suivant y-y

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{38{,}98 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14{,}2} = 0.034 < 0{,}392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0{,}034 \rightarrow \quad \beta = 0{,}983$$

$$A_{ay} = \frac{M_a}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{38{,}98 \times 10^3}{0{,}983 \times 27 \times 348} = 4{,}22 cm^2$$

Soit : 5HA12 = 5,65cm² avec un espacement de 20cm.

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{58,47 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,051 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_u = 0,051 \rightarrow \quad \beta = 0,973$$

$$A_{ty} = \frac{M_t}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{58,47 \times 10^3}{0,973 \times 27 \times 348} = 6,39 cm^2$$

Soit : 5 HA14 = 7,7cm² avec un espacement de 20cm

❖ **Remarque :**

Les armatures en travée constitueront le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur

➢ **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 W0 qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton Pour notre cas, W0 =0,8‰ pour les HA FeE400

Armatures parallèles à Lx:

$w_x = \frac{A_{min\,x}}{bh} \geq w_o \left(\frac{3-\rho_x}{2}\right) = 0,0008 \left(\frac{3-0,94}{2}\right) = 0,000824$

$\mathbf{A_{minx}}$ = W0 x b x h = 0,0008 x 100 x 30 = 2.4 $\mathbf{cm^2}$

En appuis = 2,4 cm² < 5,65 cm² ⟶ Condition vérifiée

En travée **: = 2.4 cm² < 7.70 cm²** ⟶ Condition vérifiée

Armatures parallèles à Ly:

$\mathbf{A_{minx}}$ = W0 x b x h = 0,0008 x 100 x 30 = 2.4 cm^2

En appuis = 2,4 cm² < 5,65 cm² ⟶ Condition vérifiée

En travée : = 2.4 cm² < 7.70 cm² ⟶ Condition vérifiée

❖ **Espacements des armatures: (BAEL91/A8.2, 42)**

La fissuration est préjudiciable et l'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

Sens L_X

Aux appuis S_t=20 ≤ min {3h; 33cm}= {90cm, 33cm}=33cm

En travée S_t=20 ≤ min {3h; 33cm}= {90cm, 33cm}=33cm

} **Condition vérifiée**

Sens L_Y

Aux appuis $S_t \leq 20 \leq \min\{4h; 45cm\} = \{120cm, 45cm\} = 45cm$

En travée $S_t \leq 20 \leq \min\{4h; 45cm\} = \{120cm, 45cm\} = 45cm$

Condition vérifiée

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle *(*Art.A.5.2,2/BAEL91modifiées99)**

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} < 0{,}44\frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Au milieu de U : (au milieu de Lx)

$$T_u = \frac{P}{3L_Y} = \frac{86{,}16\times5{,}3\times5}{3\times5{,}30} = 143{,}6KN$$

Au milieu de V : (au milieu de Ly)

$$T_u = \frac{P}{L_x+2L_Y} = \frac{86{,}16\times5{,}3\times5}{2\times5{,}30+5} = 146{,}36KN$$

$$\tau_u = \frac{146{,}36\times1000}{1000\times300} = 0{,}487 < 0{,}44\times\frac{25^{0,5}}{1{,}5} = 1{,}74 \quad \rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification à l'état limite de service (ELS) :**

Les vérifications seront faites suivant la plus petite portée, étant donné que c'est la direction la plus sollicitée

$\boldsymbol{\nu}$=0,2

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0{,}94 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0491 \\ \mu_y = 0.906 \end{cases}$$

❖ **Moment isostatique:**

$M_{ox} = \mu_x\, q_s\, L_x^2 = 0{,}0491\times63{,}47\times5^2 = 77{,}9KN.m$

$M_{oy} = \mu_y M_{ox} = 0{,}906\times77{,}9 = 70{,}57KN.m$

Moments sur appuis :

$\mathbf{M_{ax}} = 77{,}9\times0{,}5 = 38{,}95KN.m$

$\mathbf{M_{ay}} = 70{,}57\times0{,}5 = 35{,}28\ KN.m$

Moments en travée :

$\mathbf{M_{ax}}$= 77,9 ×0,75= 58,425 KN.m

$\mathbf{M_{ay}}$= 70,57×0,75 = 52,92 KN.m

$$q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 91,44 - \frac{16456,3}{588,44} = 63,47\ KN/m^2$$

❖ Vérification des contraintes dans le béton :

On peut se disposer de cette vérification si cette inégalité est vérifiée :

$$\alpha = \frac{Y}{d} < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{C28}}{100}; \qquad \text{avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_S}$$

Sens x-x :

-Aux appuis

$$\gamma = \frac{M_u}{M_S} = \frac{45,12}{38,95} = 1,15 \quad \text{Et } \mu = 0,041 \rightarrow \ \alpha = 0,0536$$

$$\alpha = 0,0536 < \frac{1,15-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,325$$

-En travée

$$\gamma = \frac{67,68}{58,425} = 1,15 \quad \text{Et } \mu = 0,108 \rightarrow \ \alpha = 0,1431$$

$$\alpha = 0,1431 < \frac{1,15-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,325$$

Sens y-y :

-Aux appuis

$$\gamma = \frac{M_u}{M_S} = \frac{38,98}{35,28} = 1,04 \quad \text{Et } \mu = 0,034 \rightarrow \ \alpha = 0,0432$$

$$\alpha = 0,0432 < \frac{1,04-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,27$$

-<u>En travée</u>

$$\gamma = \frac{58,47}{52,92} = 1,104 \quad \text{Et} \quad \mu = 0,051 \rightarrow \alpha = 0,0667$$

$$\alpha = 0,0667 < \frac{1,104-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,302$$

$\Rightarrow$ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

4) Ferraillage du débord :

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément Repartie ; illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de Longueur.

4-1) Sollicitation de calcul :

A l'ELU :

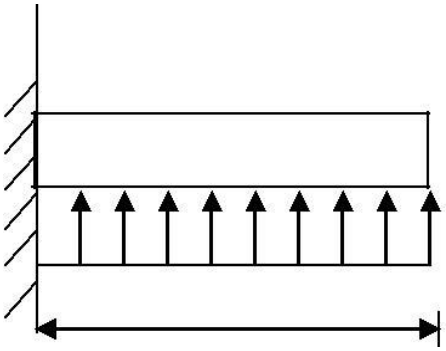
qu =86,16 KN/ml.

$$M_u = \frac{-q_u.L^2}{2} = \frac{-86,16\times0.6^2}{2} = -15,50\text{KNm}$$

A l'ELS :

qs = 63,47KN/ml.

$$M_s = \frac{-q_s.L^2}{2} = \frac{-63,47\times0.6^2}{2} = -11,42\text{KNm}$$



L=60cm

Schéma statique du débord

❖ **Calcul des armatures a l'ELU :**

a-Armatures principales :

b = 1 m ; d = 27cm ; f_{bc} = 14,2 MPa ; σ_s = 348 MPa

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{15,50\times10^3}{100\times27^2\times14.2} = 0,014\text{m} < 0,392 \quad \textbf{SSA}$$

$$\beta = 0,993$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta\times d\times\sigma_s} = \frac{15,50\times10^3}{0,993\times27\times348} = 1,66\text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $\mathbf{A_u} = 4\text{HA12} = 4.52\text{cm}^2/\text{ml}$

b-armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13\text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit :

$A_u = 2\text{HA12} = \frac{2.26\text{cm}^2}{\text{ml}}$ avec: $S_t = 20\text{cm}$

4-2) Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{15{,}50}{11{,}42} = 1{,}351 \quad \alpha = 0{,}0176 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0{,}425$$

$\Longrightarrow$ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

❖ **Conclusion :**

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord $\mathbf{A_{radier} > A_{débor} >} \Longrightarrow$ Le ferraillage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

4-3)) Ferraillage de la nervure :

Les nervures considérées comme des poutres doublement encastrées

h = 80 cm ; b = 50 cm ; c = 5 cm

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

❖ **Les charges revenant à la nervure :**

$$q_u = 86{,}16\text{kN/ml}$$

$$q_s = 63{,}47\ \text{kN/ml}$$

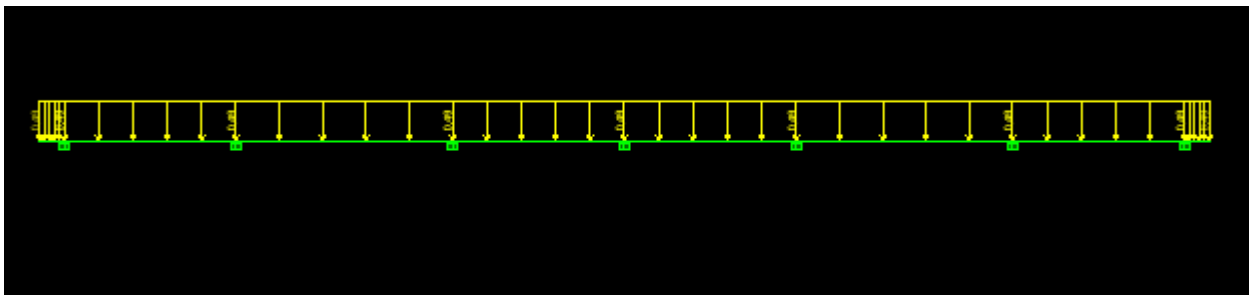
Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants :

Pour détermination des efforts, on utilise le logiciel d'ETABS

Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci-après :

Dans le sens xx

ELU : $\mathbf{q_u} = 86{,}16\ \text{kN/ml}$



le chargement à ELU

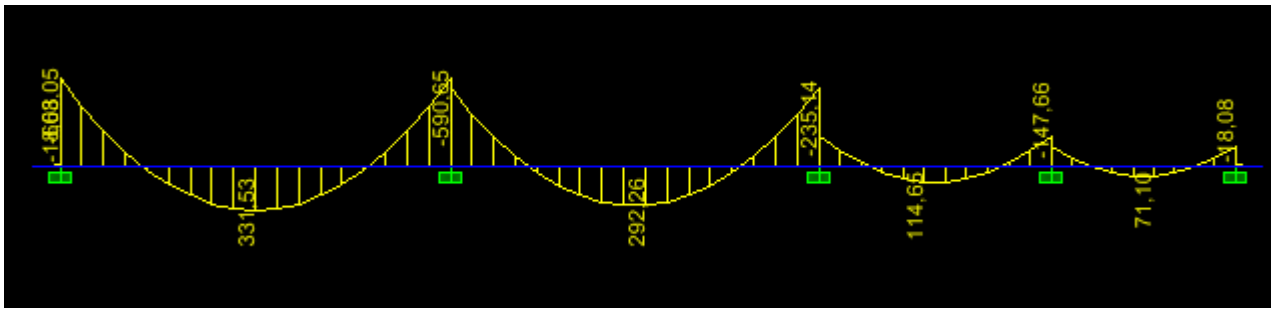


Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (kN.m)

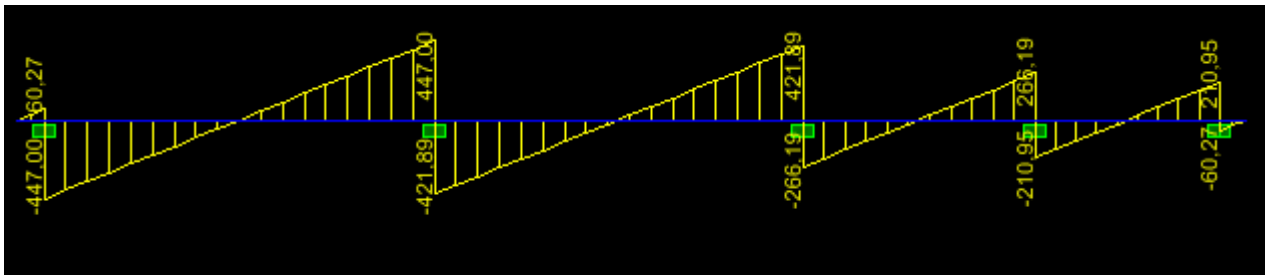
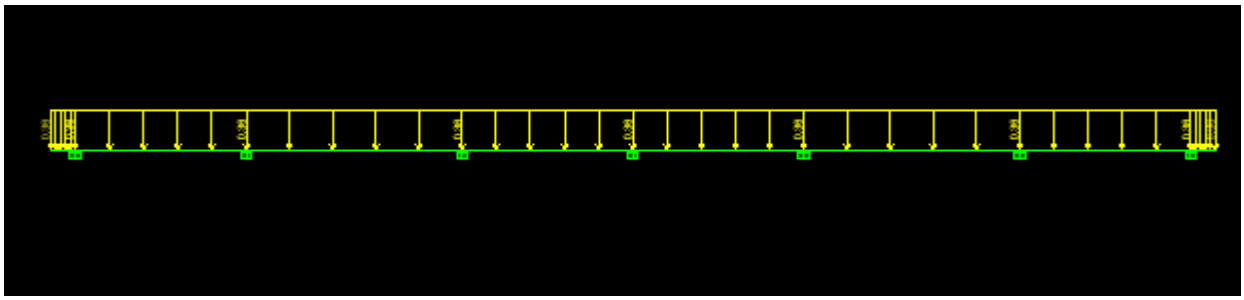


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU (kN)

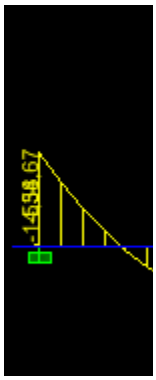
- **Tableau des sollicitations : a l'ELU**

ELS :

$q_s = 63,47 kN/ml$



le chargement à ELS



sens longitudinal (XX)
$M_{tu}^{max} = 331,53 KN.m$
$M_{au}^{max} = 663,05 KN.m$
sens longitudinal (XX)
$M_{ts}^{max} = 267,33 KN.m$
$M_{as}^{max} = 534,67 KN.m$
$T_s^{max} = 360,45 KN$

Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (kN.m)

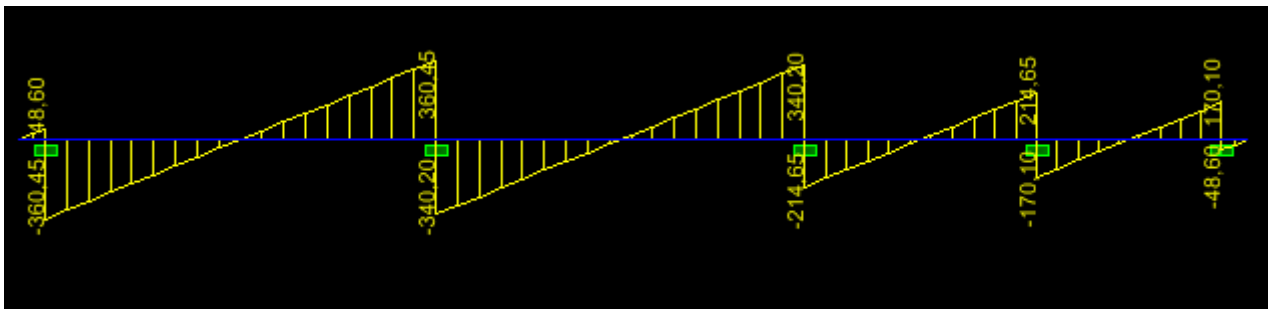
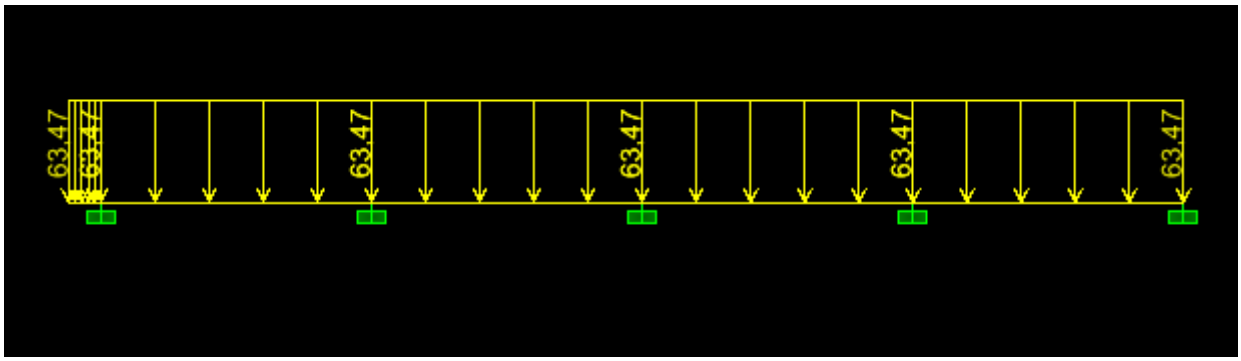


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS (kN)

Tableau des sollicitations : a l'ELS

ELU :

$\mathbf{q_u} = 79{,}45\ \text{kN/ml}$



Le chargement à ELU

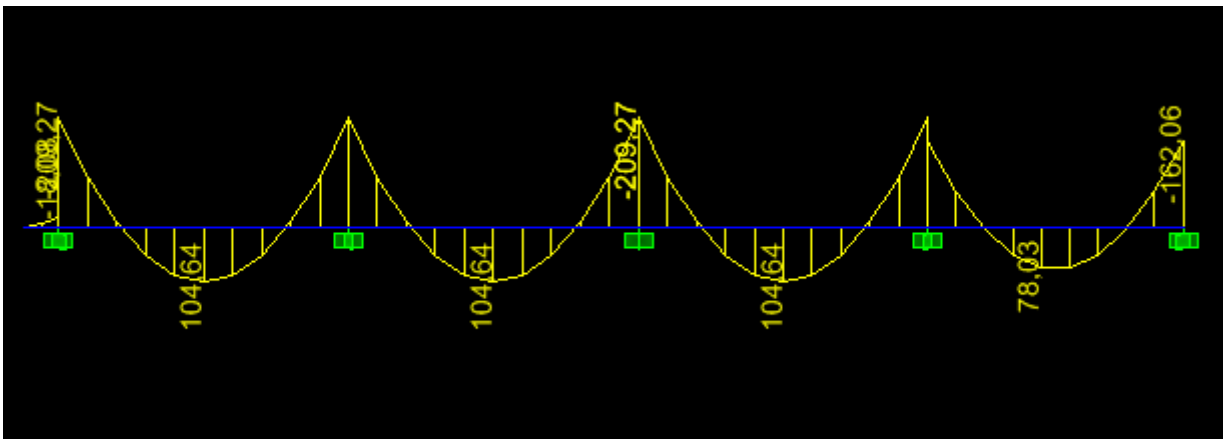


Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (kN.m)

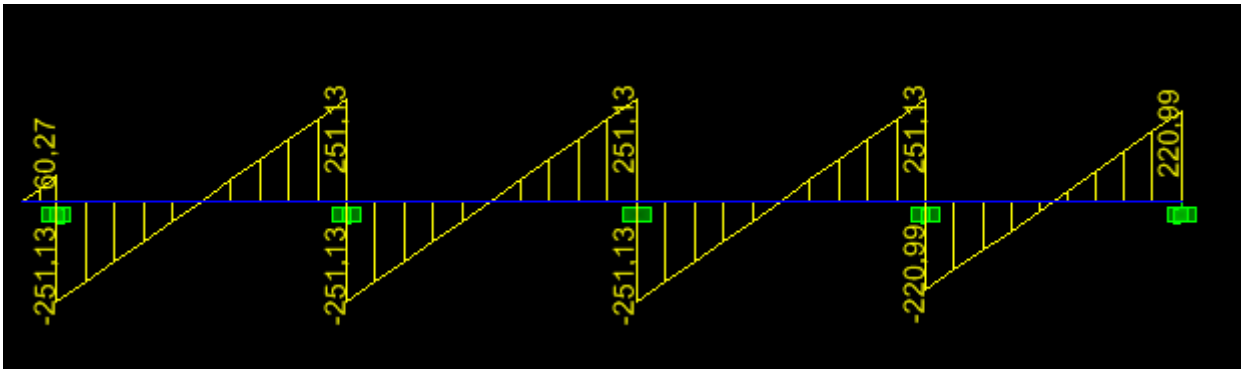


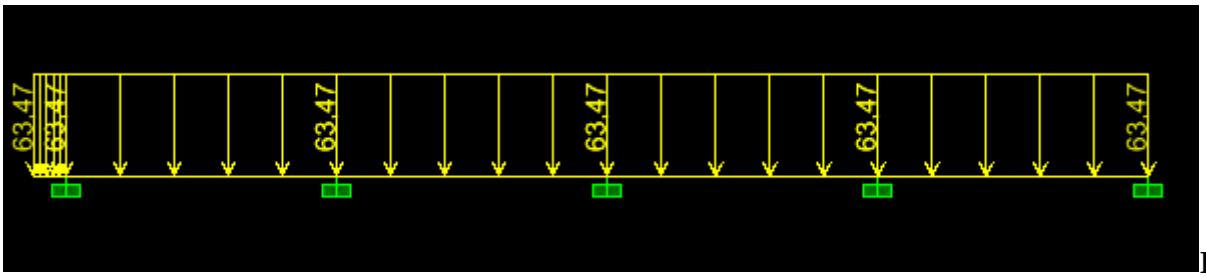
Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU (kN)

Tableau des sollicitations : a l'ELU

sens longitudinal (YY)
$\mathbf{M_{tu}^{max} = 267,33KN.m}$
$\mathbf{M_{au}^{max} = 534,67KN.m}$
$\mathbf{T_{u}^{max} = 360,45KN}$

ELS :

$$q_s = 63{,}47 \text{ kN/ml}$$



Le chargement à ELS

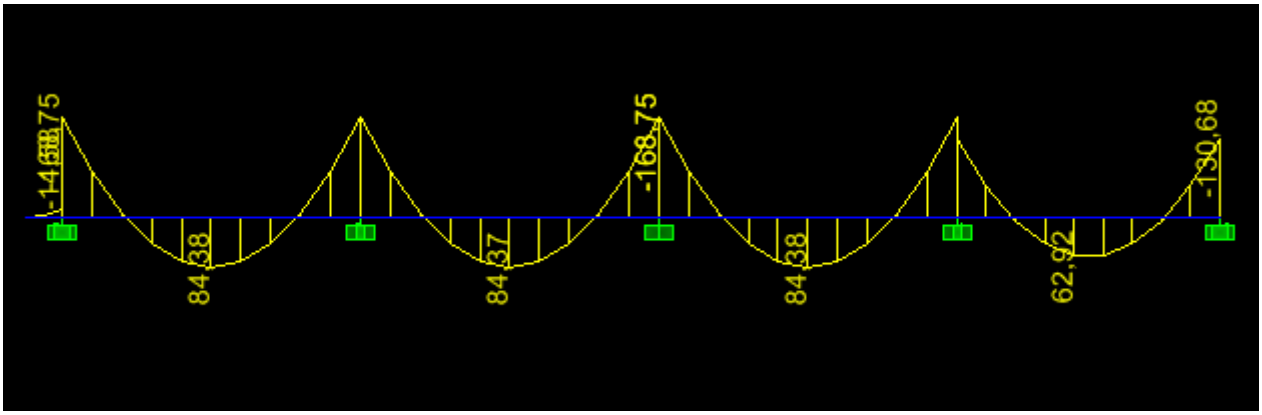


Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (kN.m)

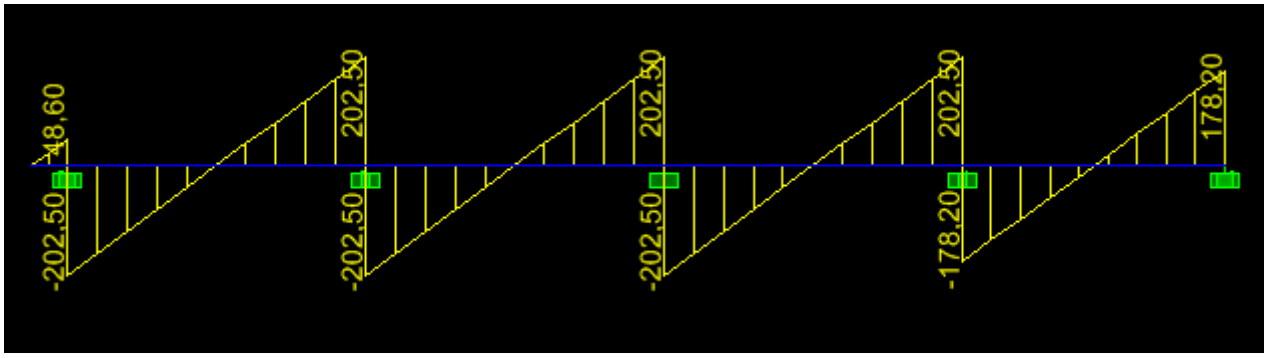


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS (kN)

Tableau des sollicitations : a l'ELS

sens longitudinal (YY)
$\mathbf{M_{ts}^{max} = 84,37KN.m}$
$\mathbf{M_{as}^{max} = 168,75KN.m}$
$\mathbf{T_{s}^{max} = 202,50KN}$

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau des sollicitations :

sens transversal (yy)	Sens longitudinal (xx)
$\mathbf{M_{tu}^{max} = 267,33KN.m}$	$M_{tu}^{max} = 331,53KN.m$
$\mathbf{M_{au}^{max} = 534,67KN.m}$	$M_{au}^{max} = 663,05KN.m$
$\mathbf{M_{ts}^{max} = KN.m}$	$M_{ts}^{max} = 267,33KN.m$
$\mathbf{M_{as}^{max} = 168,75KN.m}$	$M_{as}^{max} = 534,67KN.m$
$\mathbf{T_{u}^{max} = 360,45KN}$	$T_{u}^{max} = 447KN$

5-4) Calcul du ferraillage :

❖ Armatures longitudinales :

Pour le ferraillage on prend le moment maximal sur appuis et en travée.

ELU

(Y-Y) : $M_t = 267,33kN.m$ $M_a = 534,67\ kN.m$

(X-X) : $M_t = 331,53kN.m$ $M_a = 663,05\ kN.m$

ELS

(Y-Y) $: M_t = 84{,}37 kN.m$ $\quad M_a = 168{,}75\ kN.m$

(X-X) $M_t = 267{,}33\ kN.m$ $\quad M_a = 534{,}67 kN.m$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

b = 30 cm d=115 cm f_{bc}=14.2 MPa σ_s=348 MPa

$$\mu = \frac{M_u^t}{b.d^2.f_{bc}} \quad ; \quad \mu = \frac{M_u^a}{b.d^2.f_{bc}}$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta.d.\sigma_{st}} \quad ; \quad A_a = \frac{M_u^a}{\beta.d.\sigma_{st}}$$

		Mu [KN.m]	μ	**Obs**	**β**	**As**	**Choix de barre**	**A adoptée (cm^2)**
Sens X-X	appuis	663,05	0,117	SSA	0,937	17,68	5HA16+5HA14	17,75
	travée	331,53	0,058	SSA	0,970	8,54	5HA16	10,05
Sens Y-Y	appuis	534,67	0,094	SSA	0,951	14,04	5HA16+5HA14	17,75
	travée	267,33	0,047	SSA	0,975	6,85	5HA16	10,05

❖ **Calcul des armatures transversal**

Diamètre minimal :

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_l}{3} = \frac{16}{3} = 5{,}33\text{mm}$$

Soit : $\emptyset_t$ = **10mm**

Espacement des armatures :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{120}{4}; 12\emptyset_l\right\} = \min\{30; 24\} = 10\text{cm}$$

En zone courante(en travée) :

$S_t \leq h/2 = 60$ cm.

Soit St = 14 cm.

❖ **Armatures transversales minimales :**

$A_{min} = 0.003 S_t b$.

$A_{min} = 0.003 \times 14 \times 70 = 2{,}94 cm^2$.

Soit A_t = 4HA10= 3,14 cm^2 (2cadres).

❖ **Vérifications à l'ELU :**

❖ **Condition de non fragilité**

$$\mathbf{A_s > A_{min} = \frac{0,23bdf_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,7 \times 1,15 \times 2,1}{400} \times 10^4 = 9,72 cm^2}$$

⇒ Condition vérifiée

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\ max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0{,}15\ f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right\} = 2{,}5\,MPa$$

Avec : $T_{u\ max}$ = 447 KN

$$\tau_u = \frac{447 \times 10^3}{700 \times 1500} = 0{,}42 \text{MPa}$$

$\tau_u = 0{,}42$ MPa $\prec \bar{\tau}_u$ 2.5MPa …….. La condition est vérifiée.

Sens X-X

Aux appuis : $\mu = 0,0117 \Rightarrow \alpha = 0,1574$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{663,05}{534,67} = 1,24$$

$$\alpha = 0,1574 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,37 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travée: $\mu = 0,058 \Rightarrow \alpha = 0,0747$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{331,53}{267,33} = 1,24$$

$$\alpha < \frac{1,24 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,37 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Sens Y-Y :

Aux appuis : $\mu = 0,094 \Rightarrow \alpha = 0,1236$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{267,33}{84,37} = 3,16$$

$$\alpha = 0,1236 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 1,33 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travée: $\mu = 0,047 \Rightarrow \alpha = 0,047$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{267,33}{84,37} = 3,16$$

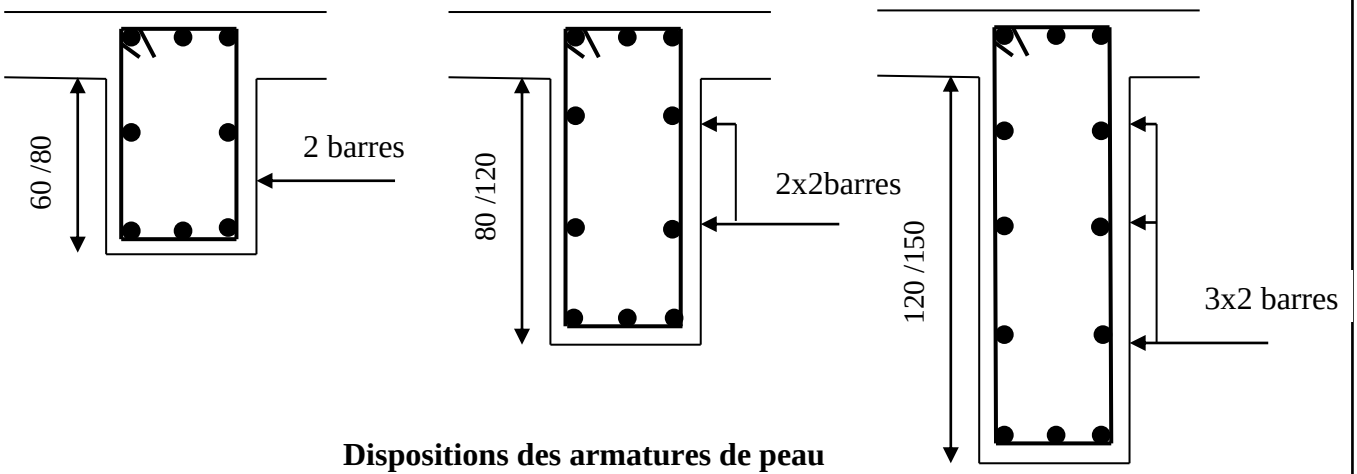
$$\alpha < \frac{3,16 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 1,33 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

La condition « $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ » est vérifiée alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

- **Armatures de peau : [BAEL 91/A.4.5,34] ; [BAEL 91/A.8.3] ; [BAEL 91/B.6.6,2].**

Des armatures de peau seront disposées parallèlement à la fibre moyenne des nervures ; leur section est d'au moins égal à 3 cm² par mètre de longueur de paroir mesurée perpendiculairement à leur direction:(Art A.8. 3/BAEL91 modifiées 99).

De toute façon et quel que soit le type de bâtiment, il faut prévoir des armatures de peau dès que l'on dépasse une hauteur de 60 cm.



Dispositions des armatures de peau

Dans notre cas on a la hauteur de la nervure est de **h_n= 1,10m**

80 < h_n < 120

Donc on utilise les armatures de peau suivantes :

$\mathbf{A_P} = \frac{3 \times 1,2}{2}$ =1,8cm²

Nous adopterons deux barre en HA12=2,26cm² comme armature de peau avec des épingles **Φ8**

coté b:

5-5) Hypothèse de calcul :

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes. Pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que : La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du Bâtiment

$$\frac{S_{Semelle}}{S_{batiment}} < 50\%$$

La surface de la semelle est donnée par :

$S_{semelle} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}\, sol}$

$N_{ser} = N_G + N_Q =$ 48433, 2KN

$\bar{\sigma}_{sol}$ =1,5bar

$S_{semelle} \geq \frac{48433,2}{150}$ =322,888 m^2

$$\frac{S_{Semelle}}{S_{batiment}} = \frac{322,888}{575,4} = 56,11\% > 50\%$$

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci qui nous amène à proposer un radier général comme fondation .Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.

La réduction des tassements différentiels .

La facilité de l'exécution.

5-6)-Eude du radier général :

- **Définition :**

Le radier est définit comme étant une fondation superficielle 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 diminué du poids propre du radier.

5-6)-pré dimensionnement du radier :

Pré dimensionnement du radier Selon la condition d'épaisseur minimale : la hauteur du radier doit avoir au moins 25cm Selon la condition forfaitaire:

- **Sous voile :**

$$\frac{l_{max}}{8} \leq h \leq \frac{l_{max}}{5} \Rightarrow \frac{600}{8} = 75 \leq h \leq \frac{600}{5} = 120$$

⟶ On prend h=100cm = 1m

- **Sous poteau :**

a)Épaisseur de La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante

L_{max} : distance entre deux poteaux successifs ;L_{max}=5,30m

$$h_d \geq \frac{l_{max}}{20} = \frac{600}{20} = 30cm \quad \text{on prend } h_d = 30cm$$

b) La nervure :

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{l_{max}}{10} = \frac{600}{10} = 60cm \quad \textbf{soit } \mathbf{h_n = 80cm}$$

c) la Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} l_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times l_e \text{ ce qui conduit } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times l_{max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

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 1 m)

E : Module de déformation longitudinale déférée

$$\mathbf{E} = 3700\sqrt[3]{f_{t28}} = 10818{,}86\text{MPA}$$

L_{max} : Distance maximale entre nus des nervures.

D'où

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3{,}14} \times 600\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10819}} = 1{,}13\text{m}$$

$$\longrightarrow \textbf{soit } \mathbf{h = 1{,}20m}$$

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n$$

$$0.4 \times 1{,}2 = 48\text{cm} \leq b_n \leq 0.7 \times 120 = 84\text{cm} \quad \text{on prend } \mathbf{b_n = 70cm}$$

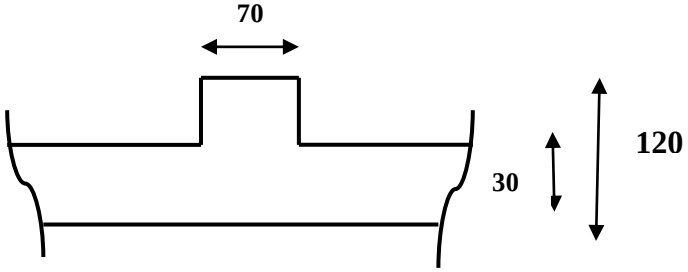
Conclusion :

On optera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

h_{nervure} = **120 cm.**

h_{dalle} = **30 cm.**

b_{nervure} = **70 cm.**



5-7)) Détermination des efforts:

D'après le(BAEL91), on doit ajouter au radier un débord minimal de

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}\,;30\right) = \max\left(\frac{120}{2};30\right) = 60cm$$

Avec h : la hauteur de la nervure

On prend : $L_{deb} = 60cm$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{rad}=S_{bat}+S_{deb}$

$$S_{rad} = 575{,}4 + [(21 \times 0{,}6) \times 2 + (27{,}40 \times 0{,}6)] = 617{,}04\ m^2$$

- **Les charges à retenir pour le calcul du radier sont:**

Les charges permanentes G :

G1 : charges permanentes de la superstructure G1= 38660,63KN

G2 : charges permanentes de l'infrastructure (radier)

G2= G dalle + G nervure + G (T.V.O) + G dale flottante

***Poids de la dalle:**

$$P_{dalle} = (S_{radier} \times h_d) \times \rho_{béton} = (617{,}04 \times 0{,}3) \times 25 = 4627{,}8KN$$

*** Poids des nervures:**

$$P_{ner} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_{béton}$$

avec n: nombre de portique dans le sens considérée

P_{ner}= [(0.7 × (1,2 - 0.3) × 21 × 7) + (0.7 × (1,2- 0.3) × 27,4× 5)] ×25=2401,56KN

***Poids de TVO :**

$$T.V.O = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_{rad} - h_{ner}) \times \rho_{béton}$$

Avec: S_{nerv}= (0,6 × 21× 7) + (0,6 × 27,40×5) =170,4m^2

P_{TVO}= [(617,04-170,4) × (1,20-0.3)] ×17= 6833,6KN.

***Poids de la dalle flottante libre :**

$$P_{df} = S_{radier} \times ep \times \rho_{béton} = 617{,}04 \times 0{,}1 \times 25 = 1542{,}6\ KN$$

⟶ G_{rad} =4627,8+ 2401,56+ 6833,6 + 1542,6= 15405,56KN

$G_{tot} = G_1 + G_2$ =54066,19KN

❖ **Surcharges d'exploitations:**

Surcharge du bâtiment : $Q_{bâtiment} = 9772,57$ KN

Surcharge du radier : $Q_{radier} = 4x\ 364,528 = 1458,112$KN

Surcharge totale : $Q_{total} = 11230,682$KN

❖ **Combinaison d'actions :**

à l'ELU: $N_u = 1,35 \times 54066,19 + 1,5 \times 11230,682 = 98258,391\ KN/ml$

à l'ELS: $N_S = 54066,19 + 11230,682 = 65296,872\ KN/ml$

❖ **Calcul des caractéristiques géométriques du radier :**

Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i . X_i}{\sum S_i} = 13,7m \qquad y_G = \frac{\sum S_i . y_i}{\sum S_i} = 10,5m$$

Avec :

Si : Aire du panneau considéré ;
Xi, Yi : Centre de gravité du panneau considéré

❖ **Moment d'inertie du radier :**

- $I_{xx} = \sum_1^n (I_{xi} + S_i(X_i - X_G)^2)$; $I_{yy} = \sum_1^n (I_{yi} + S_i(Y_i - Y_G)^2)$
- $\mathbf{I_{xx} = 21145,95\ m^4}$; $\mathbf{I_{yy} = 35998,942\ m^4}$

5-8) Vérifications :

❖ **Vérification à la contrainte de cisaillement : (BAEL91/Art A.5.1.211)**

Il faut vérifier que

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_s}; 4Mpa\right\} = 2,5Mpa$$

avec: $V_u^{max} = \frac{q_u \times L_{max}}{2}$

B = 120 cm ; d = 0,9.h = 0,9× 30 = 27cm

$$V_u^{max} = q_u \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{98258,391 \times 1,20}{617,04} \times \frac{6,00}{2} = 573,26KN$$

$$\tau_u = \frac{573,26 \times 10^3}{1200 \times 270} = 1,76Mpa < \bar{\tau}_u = 2,5Mpa \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ Vérification de la stabilité du radier :

Elle consiste, à vérifier les contraintes du sol sous le radier ; sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux dus aux charges verticales, (G+Q ou 0,8G);

- Moment de renversement du au séisme dans le sens considéré. $M = M_0 + T_0 \, h$

Avec :

M0 : moment sismique à la base de la structure.

T0 : Effort tranchant à la base de la structure.

h : profondeur de l'infrastructure

Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne :

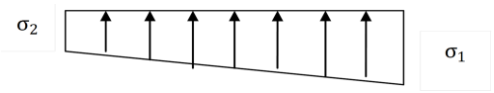


Fig. VIII.2. Diagramme des contraintes

Ainsi on doit vérifier que : (RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)

À ELU : $\sigma_m \leq 1{,}33\sigma_{sol}$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

À ELS : $\sigma_m \leq \sigma_{sol}$

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**.**

Calcul des moments :

$\mathbf{M_x} = 2630{,}697 + (1820{,}45 \times 1{,}2) = 4815{,}237$ KN. m

$\mathbf{M_y} = 2605{,}994 + (2198{,}48 \times 1{,}2) = 5244{,}17$ KN. m

- $\mathbf{N_u} = 98258{,}391$KN
- $\mathbf{N_s} = 65296{,}872$

Sens longitudinal xx :

A l'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{Nu}{S_{rad}} + \frac{M_X}{I_Y} V = \frac{98258{,}391}{617{,}04} + \frac{4815{,}237}{35998{,}942} \times 13{,}7 = 161{,}07 kN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{Nu}{S_{rad}} - \frac{M_X}{I_Y} V = \frac{98258{,}391}{617{,}04} - \frac{4815{,}237}{35998{,}942} \times 13{,}7 = 157{,}4 kN/m^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 161{,}07 + 157{,}4}{4} = 160{,}15 kN/m^2$$

$\sigma_m < 1{,}33\sigma_{sol} = 199{,}5$ kN/m^2 ……condition vérifiée.

❖ **A l'ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{Ns}{S_{rad}} + \frac{M_X}{I_Y} V = \frac{65296{,}872}{617{,}04} + \frac{4815{,}237}{35998{,}942} \times 13{,}7 = 107{,}65 kN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{Ns}{S_{rad}} - \frac{M_X}{I_Y} V = \frac{65296{,}872}{617{,}04} - \frac{4815{,}237}{35998{,}942} \times 13{,}7 = 103{,}99 kN/m^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 107{,}65 + 103{,}99}{4} = 106{,}73 kN/m^2$$

$\sigma_m < \sigma_{sol} = 150$ kN/m^2 ……. condition vérifiée.

❖ **Sens transversale yy:**

A l'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{Nu}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_x} V = \frac{98258{,}391}{617{,}04} + \frac{5244{,}17}{21145{,}95} \times 10{,}5 = 161{,}84 kN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{Nu}{S_{rad}} - \frac{My}{Ix} V = \frac{98258{,}391}{617{,}04} - \frac{5244{,}17}{21145{,}95} \times 10{,}5 = 156{,}63 kN/m^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\times 161,84 + 156,63}{4} = 160,53 kN/m^2$$

$$\sigma_m < 1,33\sigma_{sol} = 199,5\ kN/m^2$$

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{Ns}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_x} V = \frac{65296,872}{617,04} + \frac{5244,17}{21145,95}\times 10,5 = 108,42 kN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{Ns}{S_{rad}} - \frac{My}{Ix} V = \frac{65296,872}{617,04} - \frac{5244,17}{21145,95}\times 10,5 = 103,21 kN/m^2$$

D'où $\sigma_m = \frac{3\times 108,42 + 103,2}{4} = 107,11 kN/m^2$

$\sigma_m < \sigma_{sol} = 150 kN/m^2$ ..... condition vérifiée.

❖ Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression

Hydrostatique.

$P \geq \alpha \times S_{rad} \times \gamma_W \times Z = 1,5 \times 617,04 \times 10 \times 1,2 = 11106,72 KN$

P : Poids total du bâtiment à la base du radier

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement **α** = 1.5

γ_W : Poids volumique de l'eau (**γ_W**= 10KN/m3)

Z : profondeur de l'infrastructure (**h** = 1,2m)

P = 54066,19KN > 11106,72KN ⟶ Pas de risque de soulèvement de la structure.

❖ Vérification au renversement:(Art 10.1.5.du RPA99/version2003)

Quel que soit le type de fondation on doit vérifier que l'excentrement d la résultante des forces verticale Gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

On doit vérifier : **e** = $\frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$e_y = \frac{M_Y}{N} = \frac{5244,17}{65296,872} = 0,08 < \frac{21}{4} = 5,25m$……..condition vérifiée.

$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{4815,237}{65296,872} = 0,073 < \frac{27,4}{4} = 6,85m$……..condition vérifiée

5-9). Ferraillage du radier :

Pour le ferraillage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99) radier comme un plancher rectangulaire renversé soumis à une charge uniformément repartie Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 04 appuis.

Deux cas se présentent à nous avec :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} \quad L_x < L_y$$

1ercas : $\alpha < 0{,}4 \rightarrow$ Flexion longitudinale négligeable (le panneau travaille dans un seul sens).

$$M_{ox} = q_u \frac{L_x^2}{8} \qquad et \qquad M_{oy} = 0$$

2^{éme}cas :$0{,}4 < \alpha < 1$

Les deux flexions interviennent (le panneau travaille dans les deux sens).

Les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite potée Lx : $M_{ox} = \mu_x q_x L_x^2$

Dans le sens de la grande potée Ly : $M_{oy} = \mu_y M_{ox}$

Les coefficients μ_x , 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.

$$L_x = 5{,}3\text{m}$$
$$L_y = 6\text{m}$$

Remarque : le ferraillage se fera pour une bande de 1m sous flexion simple

Identification du panneau le plus sollicité :

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5{,}3}{6} = 0{,}88 > 0{,}4$

$\rightarrow$ la dalle travail dans les deux sens

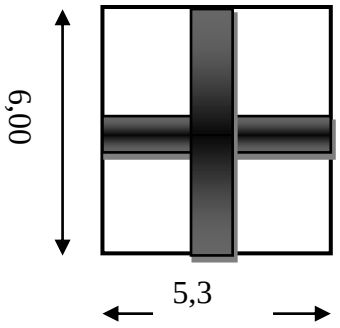


Fig.3. Entre axes du panneau le plus sollicité

Pour le calcul du ferraillage, nous soustrairons de la contrainte maximale, la contrainte due au poids propre

Du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

La contrainte moyenne max à **l'ELU** $\boldsymbol{\sigma_m}$=160,53KN/m^2

La contrainte moyenne max à **l'ELS** $\boldsymbol{\sigma_m}$=107,11KN/m²

ELU:

$$q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 160{,}53 - \frac{15405{,}56}{617{,}04} \times 1{,}35 = 126{,}82\ \text{KN/m}^2$$

ELS:

$$q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 107{,}11 - \frac{15405{,}56}{617{,}04} = 82{,}143\ \text{KN/m}^2$$

5-10) Calcul à l'ELU:

❖ Évaluation des moments Mx, My :

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y :

$\boldsymbol{\nu}$=0

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0{,}88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0478 \\ \mu_y = 0.740 \end{cases}$$

❖ Moment isostatique :

$M_{ox} = \mu_x\, q_u\, L_x^2$ =0,0478 ×126,82 ×5,3² =170,28KN.m

$M_{oy} = \mu_y M_{ox}$ =0,740×170,28 =126 KN.m

➢ Remarque:

Comme le panneau étudié est un panneau de rive et afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants:

0.85: pour les moments en travées,

0.50: pour les moments sur appuis intermédiaires,

0.30: pour les moments sur appuis de rive

Moments sur appuis : $\mathbf{M_{ax}}$= 170,28 ×0,5= 85,14 KN.m

$\mathbf{M_{ay}}$= 126×0,5 = 63 KN.m

Moments en travée : $\mathbf{M_{ax}}$= 170,28 ×0,75= 127,71KN.m

$\mathbf{M_{ay}}$= 126×0,75 = 94,5KN.m

❖ **Ferraillage suivant x-x:**

Sur appuis:

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{85{,}14 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14{,}2} = 0.082 < 0{,}392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0{,}082 \rightarrow \beta = 0{,}956$$

$$A_{ax} = \frac{M_a}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{85{,}14 \times 10^3}{0{,}979 \times 27 \times 348} = 9{,}25 cm^2$$

A_{ax}= 9,25cm².

Soit : **5 HA16 = 10,05cm²/ml** avec un espacement de 20cm.

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{127{,}71 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14{,}2} = 0{,}123 < 0{,}392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0{,}123 \rightarrow \beta = 0{,}934$$

$$A_{tx} = \frac{M_t}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{127{,}71 \times 10^3}{0{,}934 \times 27 \times 348} = 14{,}55 cm^2$$

A_{tx} = 14,55cm².

Soit : **5 HA20 =15,71 cm²** avec un espacement de 20cm

❖ **Ferraillage suivant y-y**

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{63 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14{,}2} = 0.060 < 0{,}392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0{,}060 \rightarrow \beta = 0{,}969$$

$$A_{ay} = \frac{M_a}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{63 \times 10^3}{0{,}969 \times 27 \times 348} = 6{,}91 cm^2$$

Soit : **5HA14 = 7,70cm²** avec un espacement de 20cm.

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{94{,}5 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14{,}2} = 0{,}091 < 0{,}392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0{,}091 \rightarrow \beta = 0{,}952$$

$$A_{ty} = \frac{M_t}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{94{,}5 \times 10^3}{0{,}952 \times 27 \times 348} = 10{,}56\,cm^2$$

Soit : **5 HA20 = 15,71cm²** avec un espacement de 20cm

❖ **Remarque :**

Les armatures en travée constitueront le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur

❖ **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 W0 qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton Pour notre cas, W0 =0,8‰ pour les HA FeE400

❖ **Armatures parallèles à Lx:**

$$w_x = \frac{A_{min\,x}}{bh} \geq w_o \left(\frac{3-\rho_x}{2}\right) = 0{,}0008 \left(\frac{3-0{,}88}{2}\right) = 0{,}002048$$

$\mathbf{A_{minx}}$ = W0 x b x h = 0,0008 x 100 x 30 = 2.4 **cm²**

En appuis = 2,4 cm² < 10,05 cm² ⟶ **Condition vérifiée**

En travée : = 2.4 cm² < 15,71 cm² ⟶ **Condition vérifiée**

❖ **Armatures parallèles à Ly:**

$\mathbf{A_{minx}}$ = W0 x b x h = 0,0008 x 100 x 30 = 2.4 cm²

En appuis = 2,4 cm² < 7,7 cm² ⟶ **Condition vérifiée**

En travée : = 2.4 cm² < 15,71 cm² ⟶ **Condition vérifiée**

❖ **Espacements des armatures: (BAEL91/A8.2, 42)**

La fissuration est préjudiciable

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

Sens L_X

Aux appuis S_t=20 ≤ min {3h; 33cm}= {90cm, 33cm}=33cm

En travée S_t=20 ≤ min {3h; 33cm}= {90cm, 33cm}=33cm

} **Condition vérifiée**

Sens L_Y

Aux appuis S_t =20≤ min {4h; 45cm}= {120cm, 45cm} = 45cm

En travée S_t =20≤ min {4h; 45cm}= {120cm, 45cm} = 45cm

} **Condition vérifiée**

➢ **Vérification de la contrainte tangentielle (Art.A.5.2,2/BAEL91modifiées99)**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} < 0{,}44\frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

Au milieu de U : (au milieu de Lx)

$T_u = \frac{P}{3L_Y} = \frac{126{,}82 \times 5{,}3 \times 6}{3 \times 5{,}30} = 253{,}64KN$

Au milieu de V : (au milieu de Ly)

$T_u = \frac{P}{L_x + 2L_Y} = \frac{126{,}82 \times 5{,}3 \times 6}{2 \times 6 + 5{,}3} = 233{,}11KN$

$\tau_u = \frac{253{,}64 \times 1000}{1000 \times 300} = 0{,}84 < 0{,}44 \times \frac{25^{0,5}}{1{,}5} = 1{,}74$ ⟶ Condition vérifiée

➢ **Vérification à l'état limite de service (ELS) :**

Les vérifications seront faites suivant la plus petite portée, étant donné que c'est la direction la plus sollicitée

$\boldsymbol{\nu}$=0,2

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0{,}88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0{,}0549 \\ \mu_y = 0{,}818 \end{cases}$$

➢ **Moment isostatique:**

$M_{ox} = \mu_x q_s L_x^2 = 0{,}0549 \times 82{,}143 \times 5{,}3^2 = 126{,}67$ KN.m

$M_{oy} = \mu_y M_{ox} = 0{,}906 \times 126{,}67 = 103{,}62$ KN.m

Moments sur appuis : $\mathbf{M_{ax}} = 126{,}67 \times 0{,}5 = 63{,}33$ KN.m

$\mathbf{M_{ay}} = 103{,}62 \times 0{,}5 = 51{,}81$ KN.m

Moments en travée : $\mathbf{M_{ax}} = 126{,}67 \times 0{,}75 = 95$ KN.m

$\mathbf{M_{ay}} = 103{,}62 \times 0{,}75 = 77{,}71$ KN.m

$$q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 107{,}11 - \frac{15405{,}56}{617{,}04} = 82{,}143\ KN/m^2$$

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

On peut se disposer de cette vérification si cette inégalité est vérifiée :

$\alpha = \frac{Y}{d} < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{C28}}{100}$; avec: $\gamma = \frac{M_u}{M_S}$

Sens x-x :

-Aux appuis

$$\gamma = \frac{M_u}{M_S} = \frac{85{,}14}{63{,}33} = 1{,}34 \quad \text{Et } \mu = 0{,}082 \rightarrow \ \alpha = 0{,}1071$$

$$\alpha = 0{,}1071 < \frac{1{,}34-1}{2} + \frac{25}{100} = 0{,}42$$

-En travée

$$\gamma = \frac{127{,}71}{95} = 1{,}34 \quad \text{Et } \mu = 0{,}123 \rightarrow \ \alpha = 0{,}1660$$

$$\alpha = 0{,}1660 < \frac{1{,}34-1}{2} + \frac{25}{100} = 0{,}42$$

Sens y-y :

-Aux appuis

$$\gamma = \frac{M_u}{M_S} = \frac{63}{51{,}81} = 1{,}21 \quad \text{Et } \mu = 0{,}060 \rightarrow \ \alpha = 0{,}0774$$

$$\alpha = 0{,}0774 < \frac{1{,}21-1}{2} + \frac{25}{100} = 0{,}355$$

-<u>En travée</u>

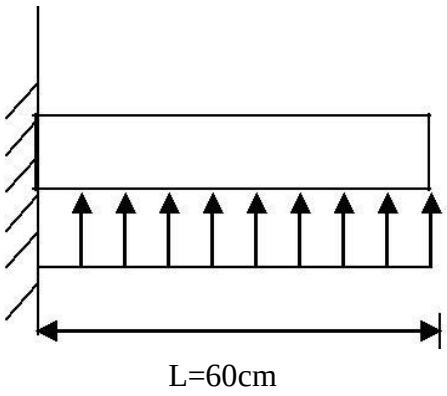
$$\gamma = \frac{94{,}5}{77{,}71} = 1{,}21 \quad \text{Et } \mu = 0{,}091 \rightarrow \ \alpha = 0{,}1209$$

$$\alpha = 0{,}1209 < \frac{1{,}21-1}{2} + \frac{25}{100} = 0{,}355$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

5-11) Ferraillage du débord :

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément Repartie ; illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de Longueur.



L=60cm

Schéma statique du débord

- **Sollicitation de calcul :**

A l'ELU :

qu =126,82 KN/ml.

$$M_u = \frac{-q_u.L^2}{2} = \frac{-126,82\times0.6^2}{2} = -22,82KNm$$

A l'ELS :

qs = 82,143KN/ml.

$$M_s = \frac{-q_s.L^2}{2} = \frac{-82,143\times0.6^2}{2} = -14,78KNm$$

- **Calcul des armatures a l'ELU :**

a-Armatures principales :

b = 1 m ; d = 27cm ; f_{bc} = 14,2 MPa ; σ_s = 348 MPa

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{22,82\times10^3}{100\times27^2\times14.2} = 0,022m < 0.392$$ **SSA**

$\beta = 0,989$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta\times d\times\sigma_s} = \frac{22,82\times10^3}{0,989\times27\times348} = 2,45cm^2/ml$$

Soit : $A_u = 4HA12 = 4.52cm^2/ml$

b- armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13cm^2/ml$$

Soit :

$$A_u = 2HA12 = \frac{2.26cm^2}{ml} \text{ avec: } S_t = 20cm$$

- **Vérification a l'ELS :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{22,82}{14,78} = 1,543 \quad \alpha = 0,0279 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,521$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

➢ **Conclusion :**

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord $\mathbf{A_{radier} > A_{débor}} > \Longrightarrow$

Le ferraillage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

- **Ferraillage de la nervure :**

Les nervures considérées comme des poutres doublement encastrées

h = 80 cm ; b = 50 cm ; c = 5 cm

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

- **les charges revenant à la nervure :**

$$q_u = 126{,}82 \text{kN/ml}$$

$$q_s = 82{,}143 \text{ kN/ml}$$

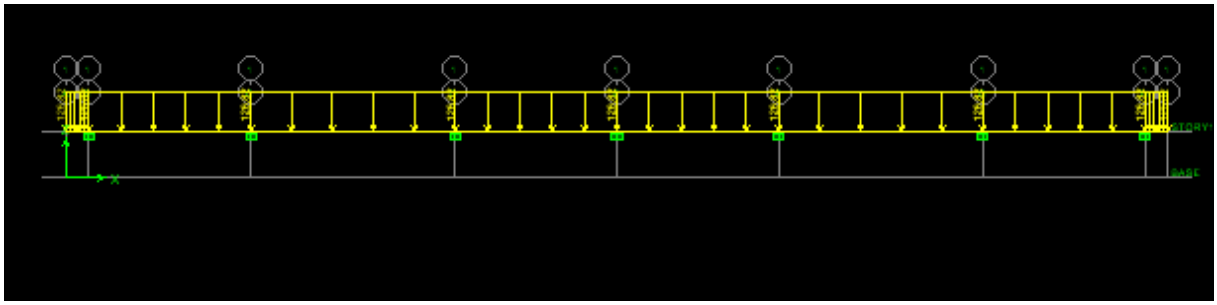
❖ **Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants :**

Pour détermination des efforts, on utilise le logiciel d'ETABS

Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci-après :

Dans le sens xx

ELU : $\mathbf{q_u} = 126{,}82 \text{ kN/ml}$



le chargement à ELU

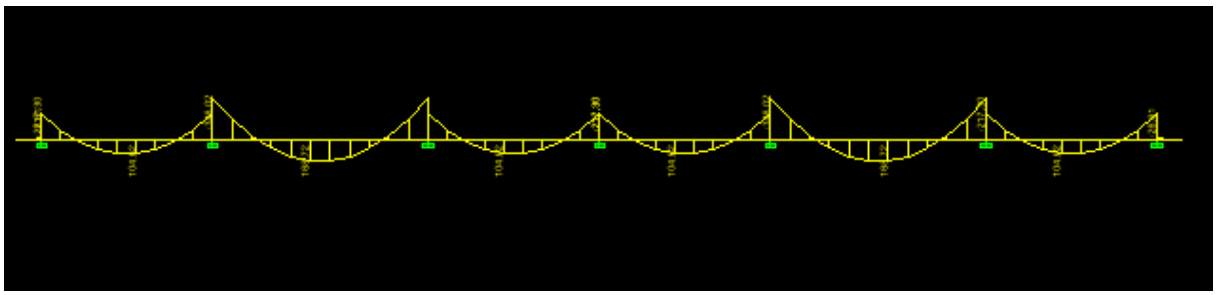


Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (kN.m)

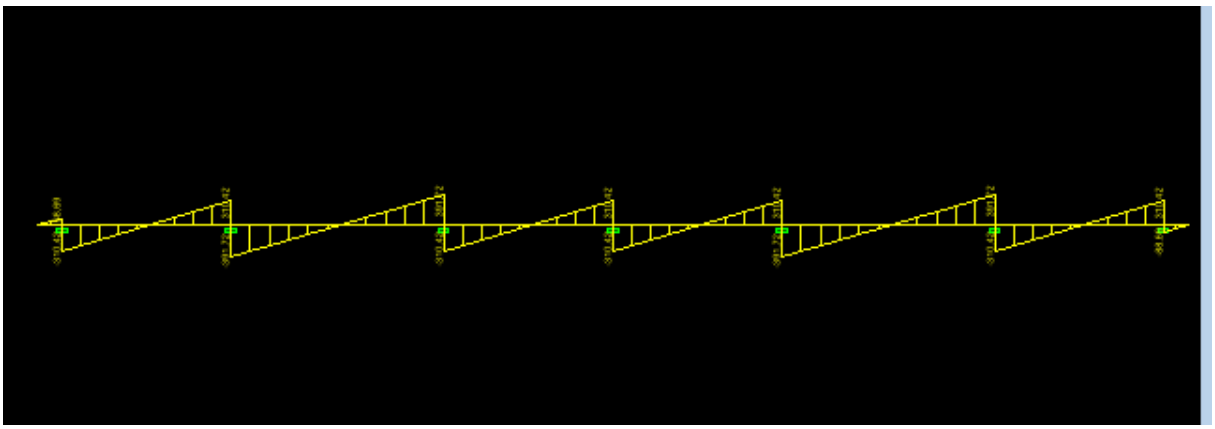


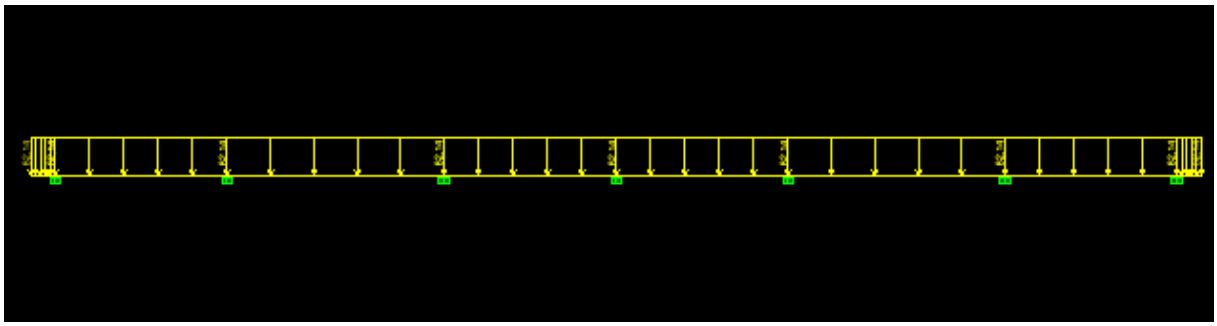
Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU (kN)

Tableau des sollicitations : a l'ELU

sens longitudinal (XX)
$\mathbf{M_{tu}^{max} = 168,72KN.m}$
$\mathbf{M_{au}^{max} = 346,02KN.m}$
$\mathbf{T_u^{max} = 391,72KN}$

ELS :

$$\mathbf{q_s = 82,143kN/ml}$$



le chargement à ELS

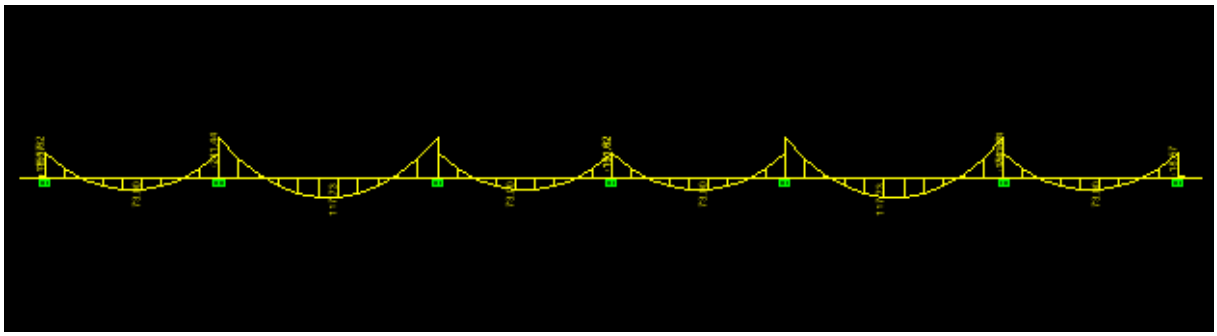


Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (kN.m)

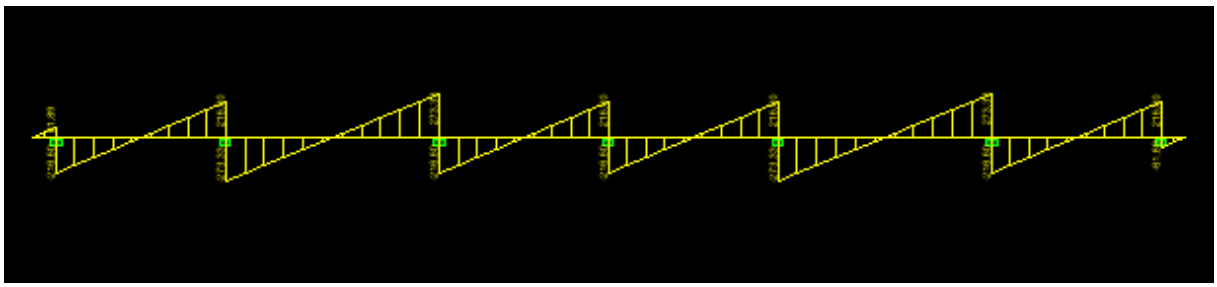
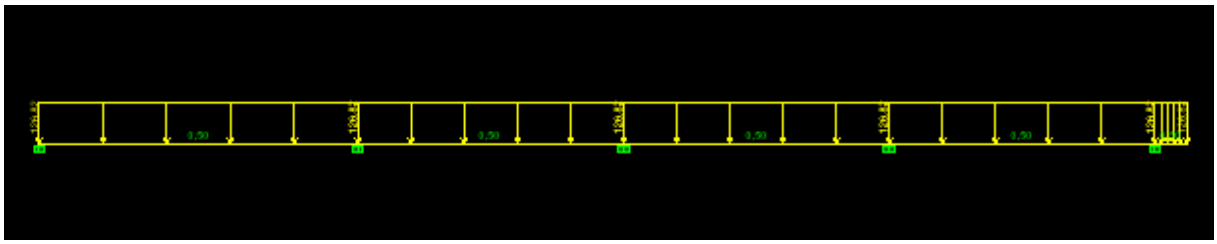


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS (kN)

Sens transversal (yy) :

ELU :

$$q_u = 126,82 \text{ kN/ml}$$



Le chargement à ELU

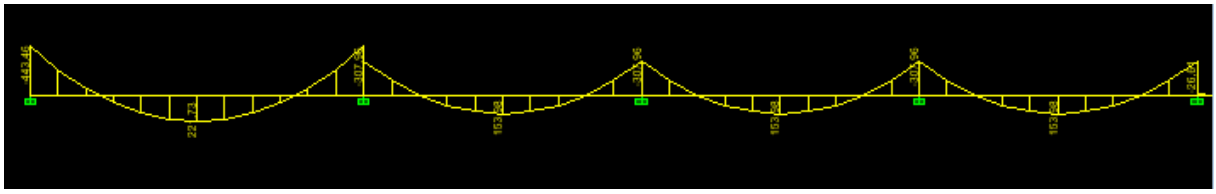


Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (kN.m)

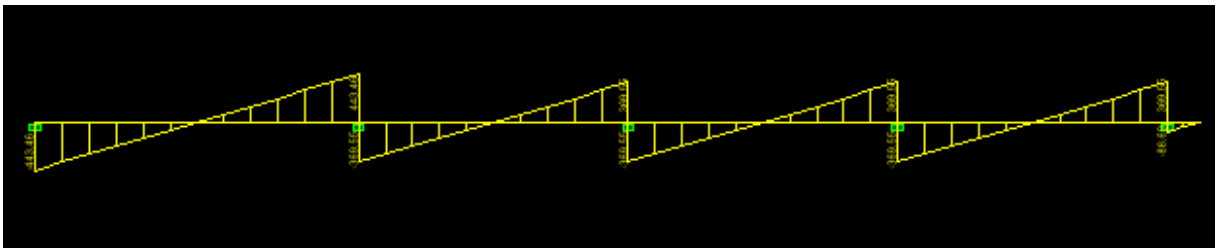


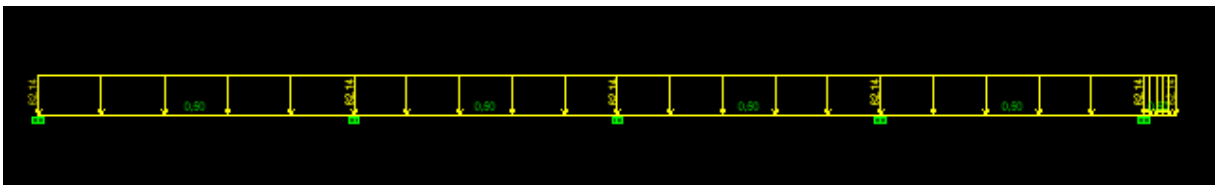
Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU (kN)

Tableau des sollicitations : a l'ELU

sens longitudinal (YY)
$M_{tu}^{max} = 221,73 KN.m$
$M_{au}^{max} = 443,46 KN.m$
$T_u^{max} = 443,46 KN$

ELS :

$$\mathbf{q_s} = 82{,}143\text{kN/ml}$$



Le chargement à ELS.

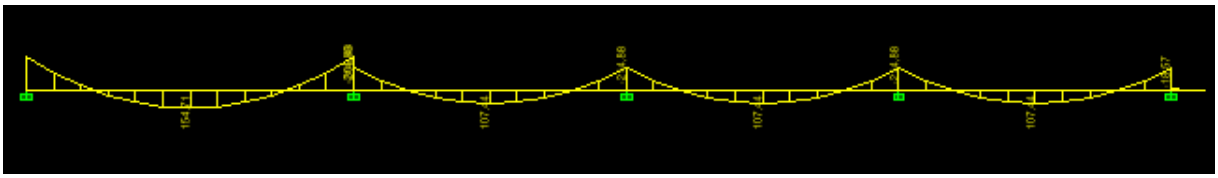


Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (kN.m)

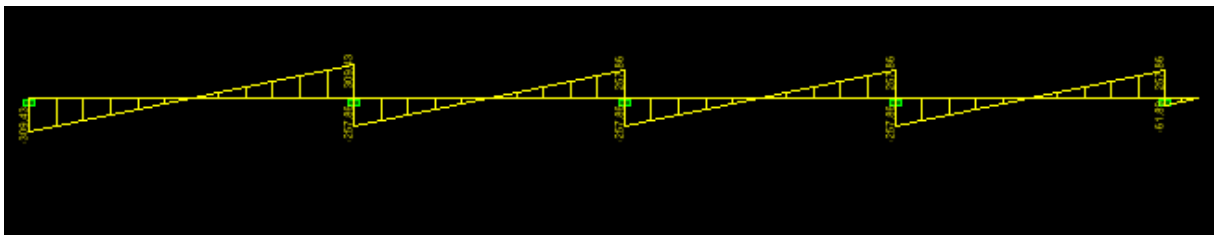


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS (kN)

Tableau des sollicitations : a l'ELS

sens longitudinal (YY)
$\mathbf{M_{ts}^{max} = 154,71KN.m}$
$\mathbf{M_{as}^{max} = 309,43KN.m}$
$\mathbf{T_s^{max} = 309,43KN}$

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau des sollicitations :

sens transversal (yy)	Sens longitudinal (xx)
$\mathbf{M_{tu}^{max} = 221,73KN.m}$	$\mathbf{M_{tu}^{max} = 168,72KN.m}$
$\mathbf{M_{au}^{max} = 443,46KN.m}$	$\mathbf{M_{au}^{max} = 346,02KN.m}$
$\mathbf{M_{ts}^{max} = 154,71KN.m}$	$\mathbf{M_{ts}^{max} = 117,43KN.m}$
$\mathbf{M_{as}^{max} = 309,43KN.m}$	$\mathbf{M_{as}^{max} = 241,44KN.m}$
$\mathbf{T_u^{max} = 443,46KN}$	$\mathbf{T_u^{max} = 391,72KN}$

❖ Calcul du ferraillage :

➢ Armatures longitudinales :

Pour le ferraillage on prend le moment maximal sur appuis et en travée.

ELU

(Y-Y) : $M_t = 221{,}73kN.m$ $M_a = 443{,}46\ kN.m$

(X-X) : $M_t = 168{,}72kN.m$ $M_a = 346{,}02\ kN.m$

ELS

(Y-Y) : $M_t = 154{,}71kN.m$ $M_a = 309{,}43\ kN.m$

(X-X) $M_t = 117{,}43\ kN.m$ $M_a = 241{,}44kN.m$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

b = 30 cm d=115 cm f_{bc}=14.2 MPa σ_s =348 MPa

$$\mu = \frac{M_u^t}{b.d^2.f_{bc}} \quad ; \quad \mu = \frac{M_u^a}{b.d^2.f_{bc}}$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta.d.\sigma_{st}} \quad ; \quad A_a = \frac{M_u^a}{\beta.d.\sigma_{st}}$$

		Mu [KN.m]	μ	Obs	β	As	Choix de barre	A adoptée (cm^2)
Sens X-X	appuis	346,02	0,061	SSA	0,968	8,93	5HA12+5HA14	13,35
	travée	168,72	0,029	SSA	0,985	4,28	5HA16	10,05
Sens Y-Y	appuis	443,46	0,078	SSA	0,959	11,55	5HA12+5HA14	13 ,35
	travée	221,73	0,039	SSA	0,980	5,65	5HA16	10,05

❖ **Calcul des armatures transversals**

➢ **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_l}{3} = \frac{14}{3} = 4,\text{mm}$$

Soit : $\emptyset_t$ = **10mm**

➢ **Espacement des armatures :**

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{120}{4}; 12\emptyset_l\right\} = \min\{30; 24\} = 10\text{cm}$$

-En zone courante(en travée) :

$S_t \leq h/2 = 60$ cm.

Soit St = 14 cm.

❖ **Armatures transversales minimales :**

$A_{min} = 0.003 S_t b.$

$A_{min} = 0.003 \times 14 \times 70 = 2{,}94 cm^2.$

Soit $A_t = 4HA10 = 3{,}14\ cm^2$ (2cadres).

❖ **Vérifications à l'ELU :**

❖ **Condition de non fragilité**

$$\mathbf{A_s > A_{min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,7 \times 1,15 \times 2,1}{400} \times 10^4 = 9,72}$$

⇒ Condition vérifiée

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\ max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0{,}15\ f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4\ MPa\right\} = 2{,}5\ MPa$$

Avec : $T_{u\ max} = 443{,}46$ KN

$$\tau_u = \frac{443{,}46 \times 10^3}{700 \times 1500} = 0{,}42 MPa$$

$\tau_u = 0{,}42\ MPa \prec \bar{\tau}_u\ 2.5 MPa$ …….. La condition est vérifiée.

Sens X-X

Aux appuis : $\mu = 0{,}061 \Rightarrow \alpha = 0{,}0801$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{346{,}02}{241{,}44} = 1{,}43$$

$$\alpha = 0{,}0801 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0{,}465 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travée: $\mu = 0{,}029 \Rightarrow \alpha = 0{,}0381$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{168{,}72}{117{,}43} = 1{,}43$$

$$\alpha < \frac{1{,}43 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0{,}465 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Sens Y-Y :

Aux appuis : $\mu = 0{,}078 \Rightarrow \alpha = 0{,}1016$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{443,46}{309,43} = 1,43$$

$$\alpha = 0,1016 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,465 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travée: $\mu = 0,039 \Rightarrow \alpha = 0,0510$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{221,73}{154,71} = 1,43$$

$$\alpha < \frac{1,43 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,465 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

La condition « $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ » est vérifiée alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

- **Armatures de peau : [BAEL 91/A.4.5,34] ; [BAEL 91/A.8.3] ; [BAEL 91/B.6.6,2].**

Dans notre cas on a la hauteur de la nervure est de **h_n= 1,10m**

$80 < h_n < 120$

Donc on utilise les armatures de peau suivantes :

$\mathbf{A_P} = \frac{3 \times 1,2}{2} = 1,8\text{cm}^2$

Nous adopterons deux barre en HA12=2,26cm² comme armature de peau avec des épingles Φ8

INTRODUCTION :

Vu que notre structure comporte trois blocs, deux blocs (R+9+S/Sol) et un bloc intermédiaire (R+S/Sol), ils sont séparés par des joints de rupture qui empêche toutes déformations différentielles. Ces dernières peuvent être dues à la différence de hauteur entre les deux parties de la structure (R+9 d'un cote et RDC de l'autre) et donc une grande différence de chargement.

Ces joints, de ce fait, deviennent automatiquement des joints sismiques ce qui fait qu'on doit calculer ces joints de sorte a évité l'entrechoquement des deux blocs entre eux.

ETUDE DES JOINTS DANS LE BÂTIMENT :

Définitions générales :

Les joints sont des dispositifs constructifs qui permettent à un bâtiment de se déformer sous les effets de variations climatiques. Ils sont par ailleurs largement utilisés dans le domaine parasismique pour ramener des configurations compliquées à des formes plus simples.

Il existe trois catégories des joints à savoir

Joints de séparation en plusieurs blocs d'une construction :

Ce sont les joints qui séparent une construction en plusieurs blocs en vue de prévenir les dommages que pourrait subir une construction sous plusieurs phénomènes notamment le séisme, les dilatations thermiques retrait du béton

Tassement différentiels de la structure et/ou du terrain d'assise des fondations:

a/ joints de dilatation thermique

La variation de la température moyenne des éléments du bâtiment associée au coefficient de dilatation thermique conduit à une variation de la longueur des éléments .cette variation de longueur peut en conséquence introduire l'apparition d'une surpression des éléments qui peut conduire à des dommages structuraux ils sont en générale arrêtés, soit au niveau supérieur des fondations, soit au niveau des planchers haut du RDC ou du SS-sol (Ils n'ont pas lieu d'être étendu a l'infrastructure, afin d'éviter les semelles excentrées).leurs fonctions étant de permettre les mouvements de la structure engendré par le comportement des différents matériaux.

b/ joints de rupture

Ce sont tous les joints prévus pour empêcher toutes formes de rupture dans le bâtiment sous l'effet des tassements différentiels à cause d'une exploitation différente d'un bloc

Du bâtiment à un autre bloc. Ces tassements peuvent avoir des origines différentes.

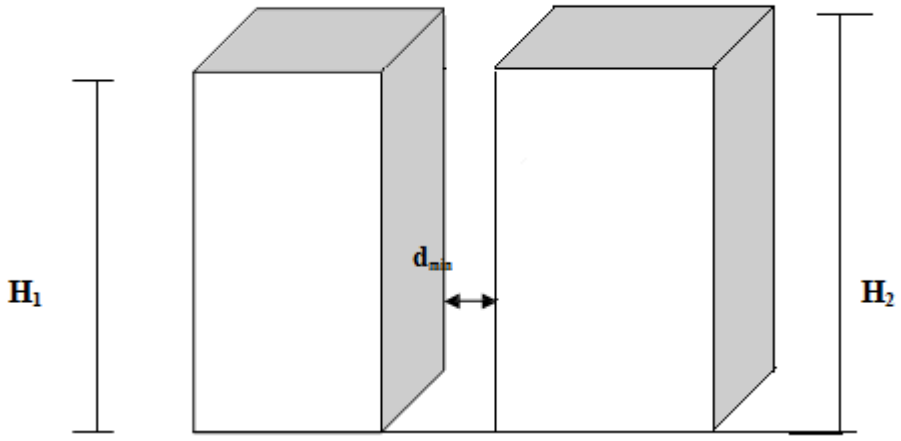
c/ joints sismiques

Le joint sismique a pour but d'éviter tout entrechoquement entre les corps de bâtiment qu'il sépare, la largeur minimale du joint entre deux blocs est dicter par le RPA99

JUSTIFICATION DE LA LARGEUR DES JOINTS SISMIQUES :(Art .5.8,/RPA 99VERSION 2003)

Le RPA exige que :

$$d_{min} = 15_{mm} + (d_1 + d_2)\ mm \geq 40\ mm$$



Sachant que :

$_1$ et $_2$: déplacements maximaux des deux blocs, calculés au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

$_1$ = 20,345 mm(bloc R+9)

$_2$ = 22,855 mm (bloc RDC)

$$d_{min} = 15_{mm} + (18+15)\ mm = 48_{mm} \geq 40\ mm$$

On prend la largeur du joint sismique **d** = 10 cm

Coté A :

2) Les poutres :

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible. Ils seront ferraillés en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables

ELU (1,35G+1,5Q).

Accidentelles (G+Q±E et 0,8G±E) et suivant les règles du RPA99, ensuite on effectuera les vérifications à l'ELU, à l'ELS et au RPA99.

2-1) Recommandations du RPA

- **Pourcentage total minimum** $A_{min} = 0.5\%(b \times h)$, en toute section.

Poutres principales (40 x 70) : $\mathbf{A_{min}}$ = 0,005 x (40x70) = 14cm^2.

Poutres secondaires (45 x 30) : $\mathbf{A_{min}}$ = 0,005 x (45x30) = 6,75cm^2.

Poutre de chainages (25x35) : $\mathbf{A_{min}}$ = 0,005 x (25x30) = 3,75cm^2.

- **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 :

zone courante : A_{max} =0,04 x (40x70) = 112cm^2.

Zone de recouvrement: A_{max} 0,06 x (40x70) =168cm^2.

- Poutres secondaires PS

  zone courante : A_{max} =0,04 x (30x45) = 54cm^2.

  Zone de recouvrement: A_{max} 0,06 x (30x45) =81cm^2.

- Poutres de chainages (40 x 45) :

  Zone courante : A_{max} =0,04 x (30x40) = 48cm^2.

  Zone de recouvrement: A_{max} 0,06 x (30x40) =72cm^2.

2-2) Disposition constructive :

Conformément au (CBA 93annexe E3), concernant 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

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.

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 prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à de la portée.

2-3) Étapes de calcul de ferraillage :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

$\mathbf{A_{st}}$: Section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

$\mathbf{A_s}$: Section supérieure la plus comprimée.

Un moment de flexion $\mathbf{M_u}$ supporté par la section.

- **Calcul du moment réduit limite :**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

Le moment réduit limite μ_l est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_l » :

1er cas : $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ Section simplement armée **(SSA)**

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow$ $\mathbf{A_{sc} = 0.}$

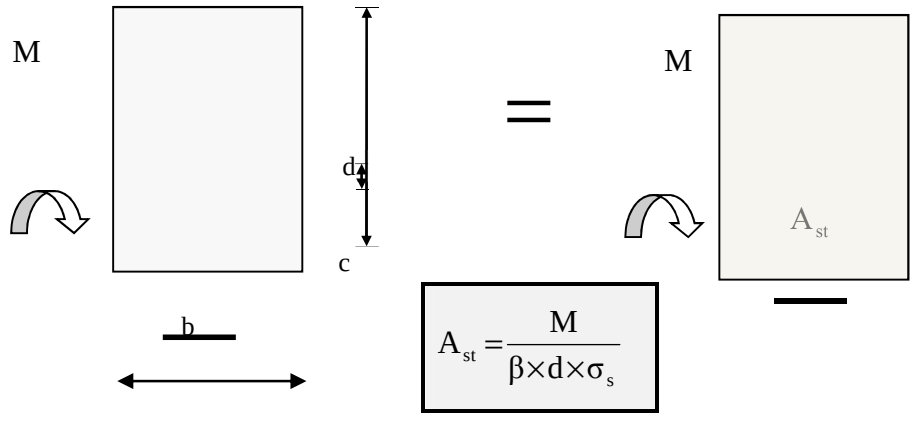
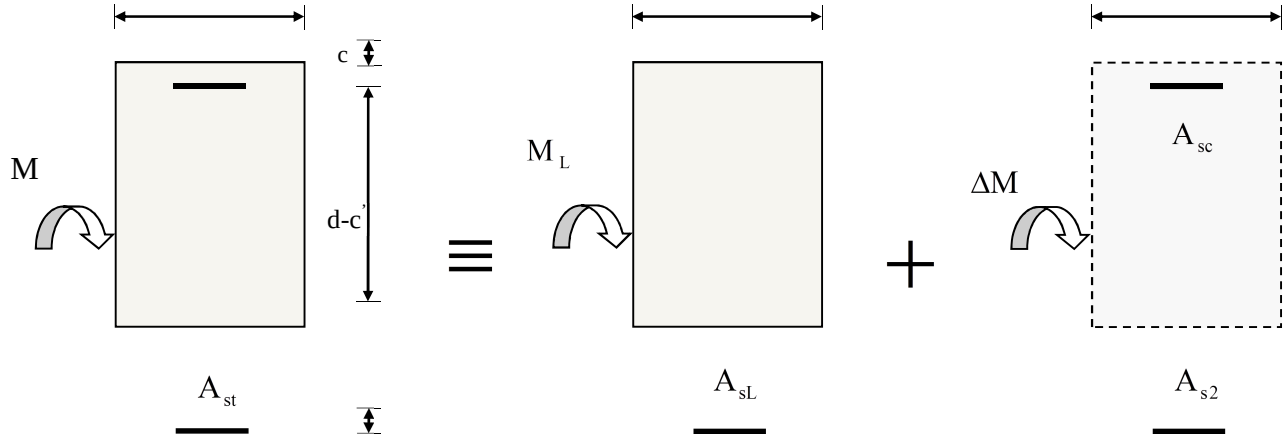


Figure 7.1. : Disposition des armatures tendus S.S.A

- **<u>2éme cas</u> :** $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée **(SDA)**

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

Figure 7.2. : Disposition des armatures SDA

2-4) Ferraillage des poutres :

Nota : En raison des coefficients de sécurité qui différent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

M Elu : Moment max à l'ELU

M ac : Moment max dû aux combinaisons accidentelles.

A) Calcul des ferraillages :

❖ **Exemple de calcul :**

Poutre principale (40x70) :

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\sigma_S = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \; ; \; f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

Calcul des ferraillages des défiantes poutres :

poutres		M KNm	comb	b(mm)	d mm	Fbc Mpa	μ	β	σs Mpa	As $_c$ cm^2
p-p	travée	296,679	ELU	400	675	14,2	0,114	0,939	348	13,45
	appuis	419,340	ACC	400	675	18,48	0,124	0,934	348	16,67
p-s	travée	66,055	ELU	300	425	14,2	0,085	0,955	348	4,67
	appuis	168,897	ACC	300	425	18,48	0,168	0,907	348	12,6

Le ferraillage sur le tableau suivant :

poutres		A_{calcul}	A_{adop}	Ferraillage adoptée	
				filantes	chapeaux
p-p 40x70	travée	13,45	14,04	3HA16	3HA20
	appuis	16,67	16,68	4HA16	3HA20
p-s 30x45	travée	4,67	9,24	3HA14	3HA14
	appuis	12,6	12,6	3HA16	3HA16

❖ **Armature de peau :(Art A.8.3/BEL91 modifiées 99)**

Des armatures dénommées « **armature de peau** » sont reparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est d'au moins 3cm^2 par mètre de longueur de parois mesurée perpendiculairement à leur direction

$$A_p \geq 3cm^2$$

H=70cm>60cm par mesure de sécurité on prend un ferraillage :

$\mathbf{A_P} = \frac{3 \times 0,7}{2} = 1,05cm^2$

Soit 1HA12=1,13cm²

2-5) Vérifications des poutres à l'ELU :

Vérification de la condition de non fragilité (Art A.4.2 .1/BAEL91 modifiées 99)

$$\mathbf{A_{adopt} > A_{min}} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{fe}$$

Poutres principales : $\frac{0,23.b.d.f_{t28}}{fe} = \frac{0,23x40x67,5x2,1}{400} = 3,26cm^2$

Poutres secondaires : $\frac{0,23.b.d.f_{t28}}{fe} = \frac{0,23x30x42,5x2,1}{400} = 1,53cm^2$

⟶ La condition de non fragilité est vérifiée.

- **Justification sous sollicitation d'effort tranchant ((Art A.5.1/BAEL91modifiées 99)**

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiés vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est Conduite à partir de la contrainte tangente $_u$ prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \overline{\tau}_u = \min\left\{0,2.\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right\} = 3,33Mpa$$

Poutres principales : $\tau_u = \frac{329,64 x 10^3}{400 \times 675} = 1,22MPa$

Poutres secondaires : $\tau_u = \frac{59,3 x 10^3}{300 \times 425} = 0,465MPa$

⟶ Les contraintes sont vérifiées.

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales (BAEL91 modifiées 99 Art A5.1.32)**

Lorsqu' au droit d'un appui :

$$\left(T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \rangle 0$$

On doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un effort égal à : $T_u - \frac{M_U}{0,9 \times d}$

D' où $$A_s \geq \frac{1.15}{f_e}\left(V_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d}\right)$$

Poutres principale As = 329,64 - $\frac{419,340}{0,9\times0,675}$ = -360,63<0

Poutres secondaire 59,3 – $\frac{168,897}{0,9\times0,425}$ = -382,26<0

❖ **Conclusion :**

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

❖ **Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis (Art A.5.1,32/BAEL91 modifiées99).**

$$T_u \leq \overline{T}_u = 0,40x\frac{0,9.d.b.f_{c28}}{\gamma_b}$$

Poutres principales PP

$$T_u = 329,340KN < \overline{T}_u = 0,4x\frac{0,9\times0,675.0,40x25x10^3}{1,5} = 1620kN$$

Poutres secondaires PS

$$T_u = 59,3KN < \overline{T}_u = 0,4x\frac{0,9\times0,425.0,3x25x10^3}{1,15} = 765kN$$

- **Conclusion :**

Les contraintes sont vérifiées.

- **Vérification de la contrainte d'adhérence acier -béton (BAEL91 modifiées 99 Art. A.6.1,3)**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$\overline{\tau}_{se} = 1.5\times2.1 = 3.15Mpa.$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0.9\times d\times\sum U_i} \leq \overline{\tau}_{se} = \Psi_S \times f_{t28}$$

$\sum U_i$ **:** Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres = n × π × Φ.

Poutres principales PP: 3HA16 +3HA16

$\sum U_i$ =3 x 3,14 x 16+3 x 3,14 x16=301,44mm.

$$\tau_{se} = \frac{329{,}64 \times 10^3}{0.9 \times 675 \times 301{,}44} = 1{,}80 Mpa$$

Poutres secondaires PS : 3HA14+3HA14

$\sum U_i$ =3 x 3,14 x 14+3 x 3,14 x14=263,76mm

$$\tau_{se} = \frac{59{,}3 \times 10^3}{0.9 \times 425 \times 263{,}76} = 0{,}58 Mpa$$

- **Conclusion :**

La contrainte d'adhérence est vérifiée.

- **Calcul de la longueur de scellement des barres (BAEL 91 modifiées 99 Art A.6.1, 23)**

Elle corresponde à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé

$$l_S = \frac{\varphi \times f_e}{4 \tau_{se}}$$

La valeur de la contrainte d'adhérence est donnée de façon forfaitaire par la relation **:**

$\tau_{su} = 0.6\Psi^2 \times ftj = 2.835$ Mpa

Pour les HA12 : ls= 45.00 cm.

Pour les HA14 : ls= 50.00 cm.

Pour les HA16 : ls= 60.00 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 « Lc » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H.A

Pour les HA12 : ls= 18.00 cm.

Pour les HA14 : ls= 20.00 cm.

Pour les HA16 : ls= 25.00 cm.

A)- Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

Poutres principales

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(20mm, 12mm, 40mm) = 12mm$$

Soit : Φ_t **=10mm.**

Φ_l : étant le plus petit diamètre dans le sens longitudinal

On optera pour un cadre et un étrier soit A_t **= 4HA10 =3,14cm².**

Poutres secondaires

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(12{,}85mm, 14mm, 30mm) = 12{,}85mm$$

Soit : Φ_t **=8mm.**

Φ_l : étant le plus petit diamètre dans le sens longitudinal

On optera pour un cadre et un étrier soit A_t **= 4HA10 =3,14cm².**

B)- Calcul des espacements :

Zone nodale (Appuis):

$$S_t \leq (\min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi, 30\right))$$

Poutres principales :

$S_t \leq$ min (17,5cm ; 12cm ; 30cm)=**17,5cm**

On opte pour St_{max}=10 cm.

Poutres secondaires :

$S_t \leq$ Min (11,25cm ; 12cm ; 30cm)=**11,25cm**

On opte pour St_{max}=10 cm.

Zone courante (travée) :

$$St \leq \frac{h}{4}.$$

Poutres principales :

$$St \leq \frac{70}{2} = 35cm$$

On opte pour **St_{max}=20cm**

Poutres secondaires

$$St \leq \frac{45}{2} = 22,5cm$$

On opte pour **St_{max}=20cm**

2-6) Vérifications à l'ELS :

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire

- **Etat limite de déformation du béton en compression**

Il faut vérifier la contrainte dans le béton **:**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \text{ et } \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d}$$

- **Avec :**

σ_s :Contrainte de traction des aciers.

A_{st} : armatures adoptées à l'ELU.

K_1 et β_1 sont tirés des tableaux en fonction de ρ_1 .

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

NIV		Ms	A_s	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	α	d	observ
P – P 40x70	appuis	352,16	16,68	0,617	0,884	28,10	353,82	12,6	15	0,348	675	OK
	travée	213,62	14,04	0,52	0,891	30,87	252,98	8,19	15	0,327	675	OK
P - S 30x45	appuis	62,12	9,24	0,724	0,876	25,32	180,57	7,13	15	0,372	425	OK
	travée	46,54	12,63	0,99	0,861	20,97	100,70	4,80	15	0,417	425	OK

Tableau 2 : Vérifications des ferraillages des poutres à l'ELS

- **ELS vis-à-vis des déformations :**

La flèche développée au niveau de la poutre droite resté suffisamment petite par rapport à la flèche admissible Pour ne pas nuire à l'aspect et utilisation de la construction, on prend le cas le plus défavorable pour le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens.

2-6-1)Calcul de la flèche

Sens (xx) :

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS → f = 0,330cm

: La flèche admissible : $\overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{900}{500} = 1{,}8cm$

$f = 0{,}330 < \overline{f}$

Sens (yy) :

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS → f = 0,069cm.

: La flèche admissible : $\overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{450}{500} = 0{,}9cm$

$f = 0{,}069 < \overline{f}$

➢ **Conclusion :**

La flèche est vérifiée

.

❖ **Résumé :**

Le ferraillage des poutres est récapitulé comme suite :

Poutres principales : Armatures longitudinales -En travée : 3HA16 + 3HA20

-Aux appuis : 4HA16 + 3HA16

-Armatures de peut : 1HA12

Armatures transversales : -Zone courante : cadre +étrier HA8

-Zone nodale : cadre +étrier HA8

Poutres secondaire :

-Armatures longitudinales : -En travée : 3HA14+3HA14

-Aux appuis : 3HA14+3HA14+3HA12

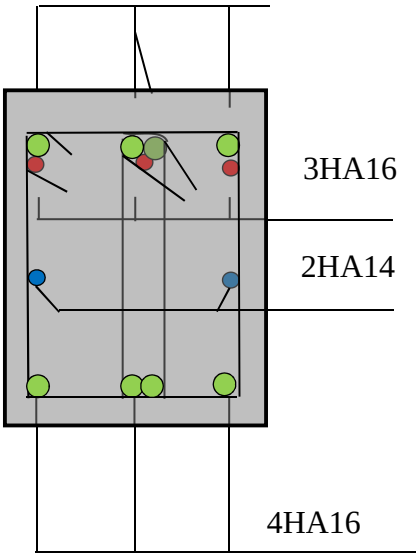
- **Armatures transversales :**

-Zone courante : cadre +étrier HA8

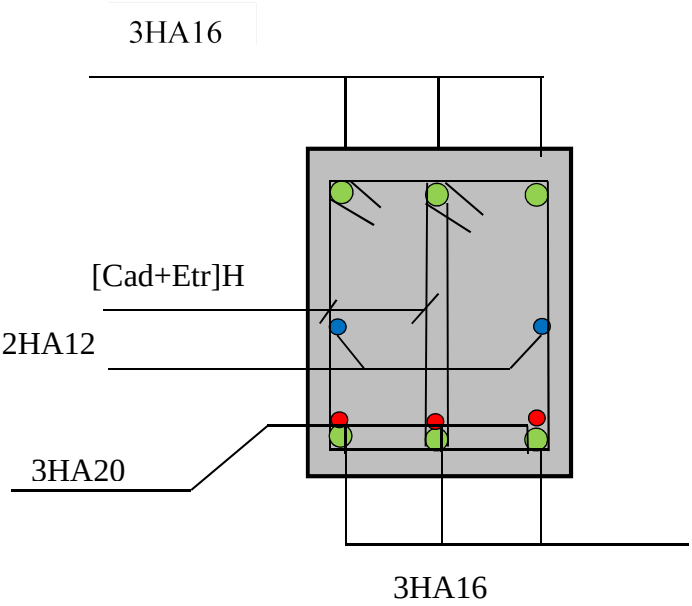
-Zone nodale : cadre +étrier HA8

On opte pour le ferraillage suivant : poutres principal (40x70)

aux appuis : 4HA16

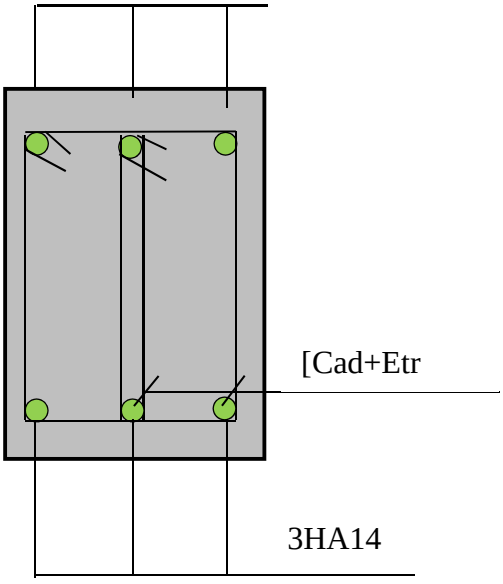


EN travée :

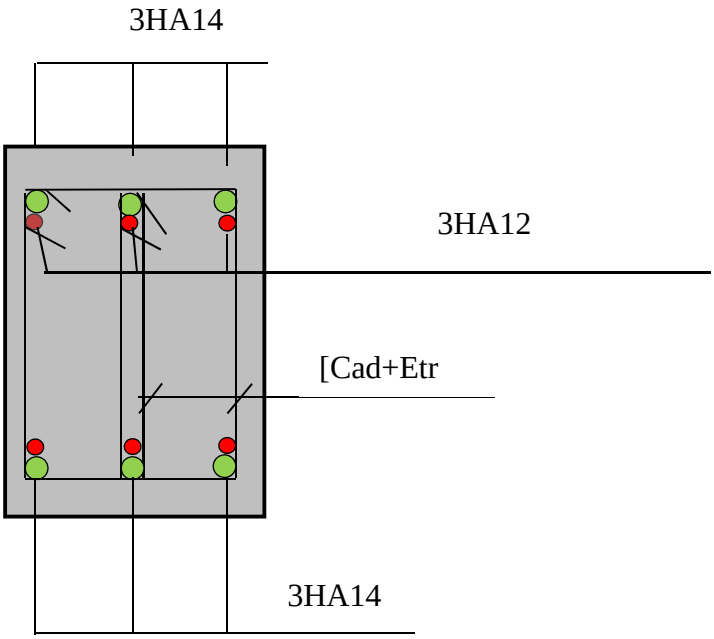


Poutre secondaire (30x45)

En travée :



aux appuis :



Coté B :

2-b) poutres

ELU (1,35G+1,5Q).

Accidentelles (G+Q±E et 0,8G±E) et suivant les règles du RPA99, ensuite on effectuera les vérifications à l'ELU, à l'ELS et au RPA99.

2-1-b) Recommandations du RPA

Pourcentage total minimum $A_{min} = 0.5\%(b \times h)$, en toute section.

Poutres principales (35 x 45) : $\mathbf{A_{min}}$ = 0,005 x(35x45) = 7,87cm^2.

Poutres secondaires (30 x 45) :$\mathbf{A_{min}}$ = 0,005 x (30x45) = 6,75cm^2.

Poutre de chainages (30x40) :$\mathbf{A_{min}}$ = 0,005 x (30x40) = 6 cm^2.

Poutre 60x40 (40x60) : $\mathbf{A_{min}}$= 0,005x (40x60) =12 cm^2.

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 :

zone courante : A_{max} =0,04 x (35x45) = 63cm^2.

Zone de recouvrement: A_{max} 0,06 x (35x45) =94,5cm^2.

Poutres secondaires PS

zone courante : A_{max} =0,04 x (30x45) = 54cm^2.

Zone de recouvrement: A_{max} 0,06 x (30x45) =81cm^2.

Poutre40x60 :

Zone courante : A_{max} =0,04 x (40x60) = 96cm^2.

Zone de recouvrement: A_{max} 0,06 x (40x60) =144cm^2.

Poutres de chainages (30 x 40) :

Zone courante : A_{max} =0,04 x (30x40) = 48cm^2.

Zone de recouvrement: A_{max} 0,06 x (30x40) =72cm^2.

2-2) Disposition constructive :

Conformément au (CBA 93annexe E3), concernant 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

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.

1/4 de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'ils'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 prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à de la portée.

2-3) Étapes de calcul de ferraillage :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

$\mathbf{A}_{st}$: Section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

$\mathbf{A}_{s}$: Section supérieure la plus comprimée**.**

Un moment de flexion$\mathbf{M}_{u}$supporté par la section.Calcul du moment réduit : $\mu = \dfrac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$

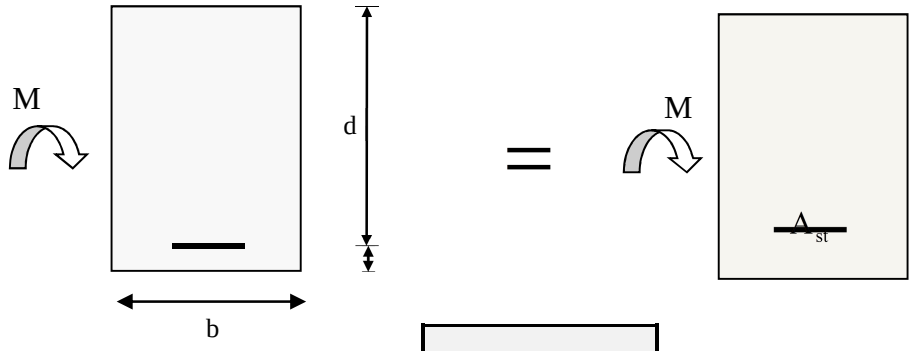
Calcul du moment réduit limite :

Le moment réduit limite μ_l est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_l » :

1er cas : $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ Section simplement armée **(SSA)**

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow$ $\mathbf{A_{sc}=0.}$



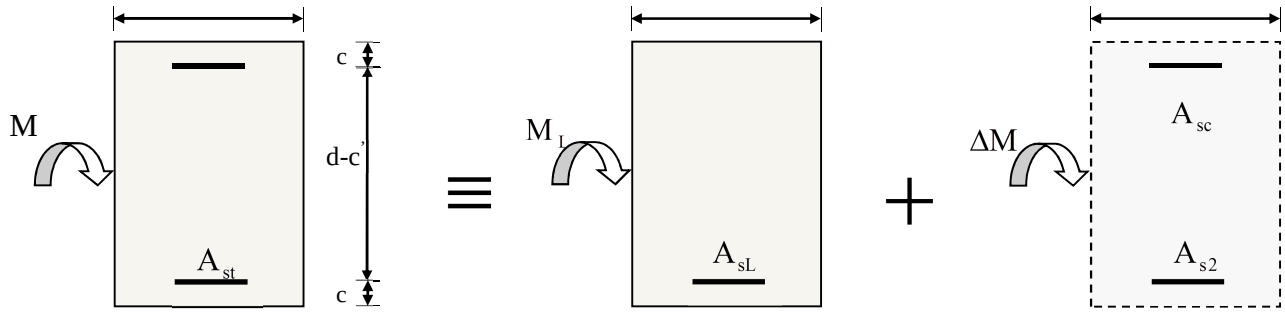
$$A_{st}=\frac{M}{\beta\times d\times\sigma_s}$$

: Disposition des armatures tendus S.S.A

2éme cas :

$\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée **(SDA)**

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st}=A_{sL}+A_{s2}=\frac{M_L}{\beta_L\times d\times\sigma_s}+\frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s}$$

$$A_{sc}=\frac{\Delta M}{(d-c')\times\sigma_s}$$

Disposition des armatures SDA

2-4-b) Ferraillage des poutres :

Nota : En raison des coefficients de sécurité qui différent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

M Elu : Moment max à l'ELU

M Acc : Moment max dû aux combinaisons accidentelles.

A) Calcul des ferraillages :

Exemple de calcul :

Poutre principale (40x70) :

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\text{avec} \quad f_{bc} = \frac{0{,}85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2\text{MPa} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

- **Calcul des ferraillages des défiantes poutres :**

poutres		M KNm	comb	b(mm)	d mm	Fbc(Mpa)	μ	β	σs Mpa	As $_c$ cm^2
p-p	Travée	117,491	ELU	350	420	14,2	0,164	0,907	348	8,57
	Appuis	183,835	ELU	350	420	14,2	0,263	0,843	348	14,13
p-s	Travée	87,961	ACC	300	420	18,48	0,089	0,953	348	5,39
	Appuis	114,296	ACC	300	420	18,48	0,116	0,938	348	7,1
P60x40	Travée	186,007	ELU	400	570	14,2	0,100	0,947	348	9,83
	Appuis	252,127	ACC	400	570	18,48	0,104	0,945	348	11,51
PCH	Travée	24,201	ACC	300	370	18,48	0,031	0,984	348	1,64
	Appuis	37,791	ACC	300	370	18,48	0,04	0,980	348	2,58

Le ferraillage sur le tableau suivant :

poutres		A_{calcul}	A_{adop}	Ferraillage adoptée	
				filantes	chapeaux
p-p	travée	8,57	9,42	3HA16	3HA12
	appuis	14,13	15,46	3HA16	3HA20
p-s	travée	5,39	6,97	3HA14 +3HA10	
	appuis	7,10	8,01	3HA14	3HA12
P40x60	Travée	9,83	10,65	3HA16	3HA14
	Appuis	11,51	15,46	3HA16	3HA20
PCH	Travée	1,64	5,75	3HA12	3HA10
	Appuis	2,58	5,75	3HA12	3HA10

2-5-b) Vérifications des poutres à l'ELU :

Vérification de la condition de non fragilité (Art A.4.2 .1/BAEL91 modifiées 99)

$$A_{adopt} > A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{fe}$$

Poutres principales : $\frac{0,23.b.d.f_{t28}}{fe} = \frac{0,23x40x67,5x2,1}{400} = 1,77cm^2$

Poutres secondaires : $\frac{0,23.b.d.f_{t28}}{fe} = \frac{0,23x30x42,5x2,1}{400} = 1,52cm^2$

Poutres de 40x60 : $\frac{0,23.b.d.f_{t28}}{fe} = \frac{0,23x40x57x2,1}{400} = 2,75cm^2$

Poutres de chainage : $\frac{0,23.b.d.f_{t28}}{fe} = \frac{0,23x30x37x2,1}{400} = 1,34cm^2$

⟶ La condition de non fragilité est vérifiée.

Justification sous sollicitation d'effort tranchant ((Art A.5.1/BAEL91modifiées 99)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiés vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est Conduite à partir de la contrainte tangente $_u$ prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \overline{\tau}_u = \min\left\{0,2.\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5Mpa\right\} = 3,33Mpa$$

Poutres principales : $\tau_u = \frac{201,95 \times 10^3}{400 \times 675} = 0,757MPa$

Poutres secondaires : $\tau_u = \frac{50,24 \times 10^3}{300 \times 420} = 0,398MPa$

Poutres 40x60 : $\tau_u = \frac{195,18 \times 10^3}{400 \times 570} = 0,856MPa$

Poutres de chainage : $\tau_u = \frac{40,26 \times 10^3}{300 \times 370} = 0,362MPa$

⟶ **Les contraintes sont vérifiées.**

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales (BAEL91 modifiées 99 Art A5.1.32)**

Lorsqu' au droit d'un appui :

$$\left(T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \rangle 0$$

On doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un effort égal à : $\mathbf{T_u - \frac{M_U}{0,9 \times d}}$

D' où $A_s \geq \frac{1.15}{f_e}\left(V_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d}\right)$

Poutres principale As = 201,95 $-\frac{183,491}{0,9 \times 0,420}$ = - 464,47<0

Poutres secondaire As = 50,24 – $\frac{114,296}{0,9 \times 0,420}$ = -248,57<0

Poutre 40x60 As = 195,18 – $\frac{252,127}{0,9 \times 0,570}$ = - 296,29<0

Poutres de chainage As = 40,26 – $\frac{37,791}{0,9 \times 0,370}$ = -73,22<0

Conclusion :

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis (Art A.5.1,32/BAEL91 modifiées99).**

$$T_u \le \overline{T}_u = 0{,}40x\frac{0{,}9.d.b.f_{c28}}{\gamma_b}$$

Poutres principales PP

$$T_u = 201{,}95KN < \overline{T}_u = 0{,}4x\frac{0{,}9\times 0{,}420x0{,}350x25x10^3}{1{,}5} = 882kN$$

Poutres secondaires PS

$$T_u = 50{,}24KN < \overline{T}_u = 0{,}4x\frac{0{,}9\times 0{,}420.0{,}35\ 0x25x10^3}{1{,}15} = 986{,}08kN$$

Poutres 40x60 :

$$T_u = 195{,}18KN < \overline{T}_u = 0{,}4x\frac{0{,}9\times 0{,}400.0{,}57\ 0x25x10^3}{1{,}5} = 1368kN$$

Poutres de chainage :

$$T_u = 40{,}26KN < \overline{T}_u = 0{,}4x\frac{0{,}9\times 0{,}300x.{,}37\ 0x25x10^3}{1{,}15} = 868{,}69kN$$

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées.

- **Vérification de la contrainte d'adhérence acier -béton (BAEL91 modifiées 99 Art. A.6.1,3)**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$\overline{\tau}_{se} = 1.5\times 2.1 = 3.15Mpa.$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0.9\times d\times \sum U_i} \le \overline{\tau}_{se} = \Psi_S \times f_{t28}$$

$\sum U_i$: Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres = n × π × Φ.

Poutres principales PP: 3HA16 +3HA16

$\sum U_i$ =3 x 3,14 x 16+3 x 3,14 x16=301,44mm.

$$\tau_{se} = \frac{201{,}95 \times 10^3}{0.9 \times 420 \times 301{,}44} = 1{,}77 Mpa$$

Poutres secondaires PS : 3HA14+3HA14

$\sum U_i$ =3 x 3,14 x 14+3 x 3,14 x14=263,76mm

$$\tau_{se} = \frac{50{,}24 \times 10^3}{0.9 \times 420 \times 263{,}76} = 0{,}50 Mpa$$

Poutres 40x60 :

$\sum U_i$ =3 x 3,14 x 16+3 x 3,14 x16=301,44mm.

$$\tau_{se} = \frac{195{,}18 \times 10^3}{0.9 \times 570 \times 301{,}44} = 1{,}26 Mpa$$

Poutres de chainage :

$\sum U_i$ =3 x 3,14 x 12+3 x 3,14 x12=226,08mm.

$$\tau_{se} = \frac{40{,}26 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 226{,}08} = 0{,}53 Mpa$$

Conclusion :

La contrainte d'adhérence est vérifiée.

❖ **Calcul de la longueur de scellement des barres (BAEL 91 modifiées 99 Art A.6.1, 23)**

Elle corresponde à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé

$$l_S = \frac{\varphi \times f_e}{4 \tau_{se}}$$

La valeur de la contrainte d'adhérence est donnée de façon forfaitaire par la relation **:**

$\tau_{su} = 0.6\Psi^2 \times ftj = 2.835$ MPa

Pour les HA12 : ls= 45.00 cm.

Pour les HA14 : ls= 50.00 cm.

Pour les HA16 : ls= 60.00 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 « Lc » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H.A

Pour les HA12 : ls= 18.00 cm.

Pour les HA14 : ls= 20.00 cm.

Pour les HA16 : ls= 25.00 cm.

A)- Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est :

$$\Phi_t \le \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \le \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

Poutres principales

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi_t \le \min(20mm, 12mm, 40mm) = 12mm$$

Soit : Φt =10mm.

Φ_l : étant le plus petit diamètre dans le sens longitudinal

On optera pour un cadre et un étrier soit **A_t = 4HA10 =3,14cm².**

Poutres secondaires

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi_t \le \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \le \min(12{,}85mm, 14mm, 30mm) = 12{,}85mm$$

Soit : **Φ_t =8mm.**

Φ_l : étant le plus petit diamètre dans le sens longitudinal

On optera pour un cadre et un étrier soit **A_t = 4HA10 =3,14cm².**

B)- Calcul des espacements :

Zone nodale (Appuis): $S_t \le (\min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi, 30\right)$

-**Poutres principales** := $S_t \leq \min(17{,}5\text{cm} ; 12\text{cm} ; 30\text{cm})$=**17,5cm**

On opte pour St_{max}=10 cm.

- **Poutres secondaires** := $S_t \leq \min(11{,}25\text{cm} ; 12\text{cm} ; 30\text{cm})$=**11,25cm**

On opte pour St_{max}=10 cm.

- **Zone courante (travée) :**

$St \leq \frac{h}{4}$.

-**Poutres principales** : $St \leq \frac{70}{2} = 35cm$

On opte pour **St_{max}=20cm**

Poutres secondaires

$St \leq \frac{45}{2} = 22{,}5cm$

On opte pour **St_{max}=20cm**

2-6-b) Vérifications à l'ELS :

❖ Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire

❖ Etat limite de déformation du béton en compression

Il faut vérifier la contrainte dans le béton **:**

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6f_{c28} = 15\text{MPa}$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$ et $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$

$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d}$

Avec :

σ_s :Contrainte de traction des aciers.

A_{st} : armatures adoptées à l'ELU.

K_1 et β_1 sont tirés des tableaux en fonction de ρ_1 .

résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

NIV		Ms	A_s	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	α	d	observ
P - P	Appuis	126,834	8,57	0,582	0,887	29,25	397,26	13,58	15	0,339	42	OK
	Travée	83,615	14,1	0,972	0,862	21,23	163,45	7,69	15	0,862	42	OK
P - S	Appuis	50,084	5,39	0,427	0,900	35,00	245,82	7,023	15	0,300	42	OK
	Travée	31,221	7,1	0,563	0,888	29,64	117,90	3,978	15	0,336	42	OK
40x 60	Appuis	136,52	9,83	0,431	0,899	34,50	266,79	7,733	15	0,303	57	OK
	Travée	134,391	11,51	0,504	0,893	31,73	229,38	7,23	15	0,321	57	OK
PC H	Appuis	21,505	1,64	0,147	0,937	64,37	3378,2	5,87	15	0,189	37	OK
	Travée	16,65	2,58	0,232	0,923	49,93	188,96	3,78	15	0,231	37	OK

Tableau **: Vérifications des ferraillages des poutres à l'ELS**

❖ ELS vis-à-vis des déformations :

La flèche développée au niveau de la poutre droite resté suffisamment petite par rapport à la flèche admissible Pour ne pas nuire à l'aspect et utilisation de la construction, on prend le cas le plus défavorable pour le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens.

- **Calcul de la flèche**

Sens (xx) :

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS → f = 0,076cm

: La flèche admissible : $\overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{530}{500} = 1{,}06cm$

$f = 0{,}330 < \overline{f}$

Sens (yy) :

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS → f = 0,276cm.

: La flèche admissible : $\overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{600}{500} = 1{,}2cm$

$f = 0{,}276 < \overline{f}$

Conclusion : la flèche est vérifiée.

Résumé 2:

Le ferraillage des poutres est récapitulé comme suite :

Poutres principales: Armatures longitudinales

-En travée : 3HA16 + 3HA12

-Aux appuis : 3HA16 + 3HA20

Armatures transversales :

-Zone courante : cadre +étrier HA8

-Zone nodale : cadre +étrier HA8

- **Poutres secondaire :**

-Armatures longitudinales :

-En travée : 3HA14+3HA10

-Aux appuis : 3HA14+3HA12

-Armatures transversales :

-Zone courante : cadre +étrier HA8

-Zone nodale : cadre +étrier HA8

- **Poutre (40x60) :**

-En travée : 3HA16+3HA14

-Aux appuis : 3HA16+3HA20

-Armatures transversales :

-Zone courante : cadre +étrier HA8

-Zone nodale : cadre +étrier HA8

- **Poutre de chainage (30x40) :**

-En travée : 3HA12+3HA10

-Armatures transversales :

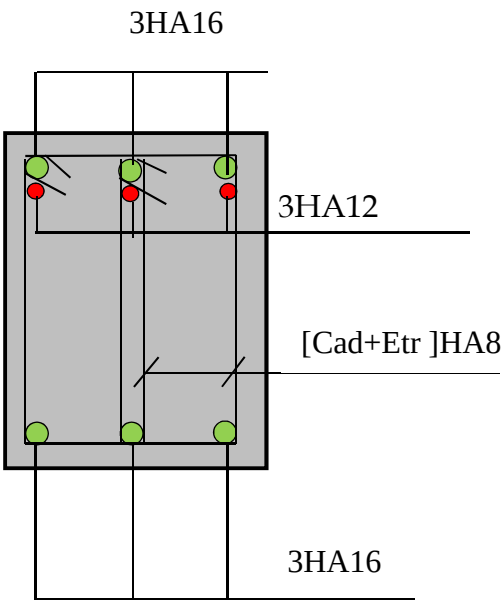
-Zone courante : cadre +étrier HA8

-Zone nodale : cadre +étrier HA8

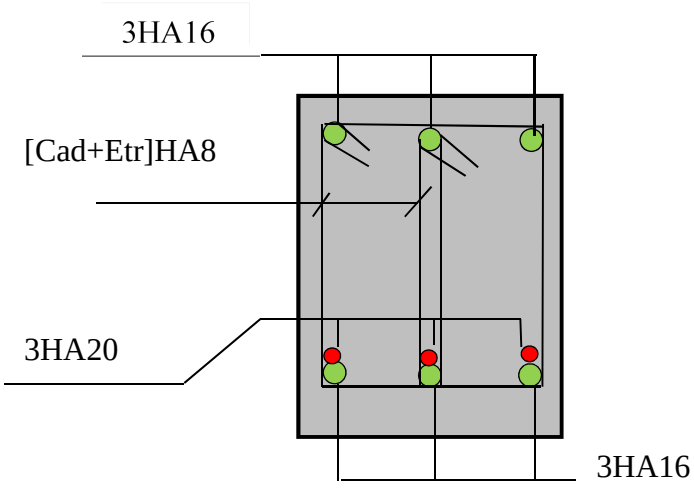
-Aux appuis : 3HA12+3HA10

Poutres principales:(35x45)

En travée :

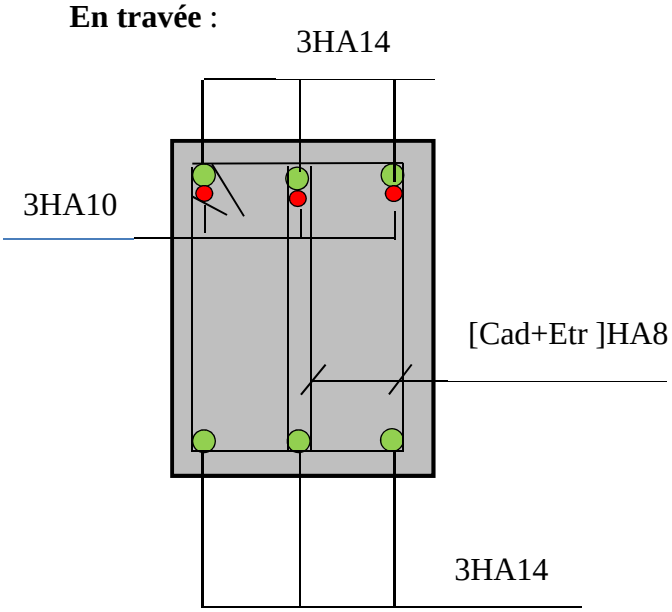


Aux appuis :

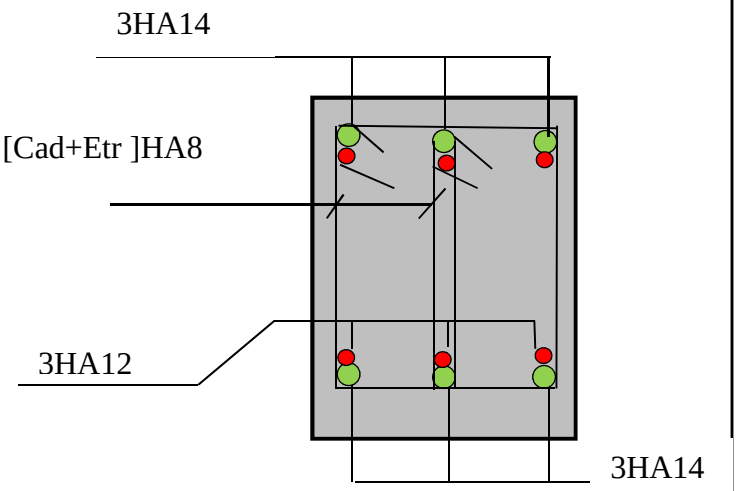


Poutre secondaire (30x45)

En travée :

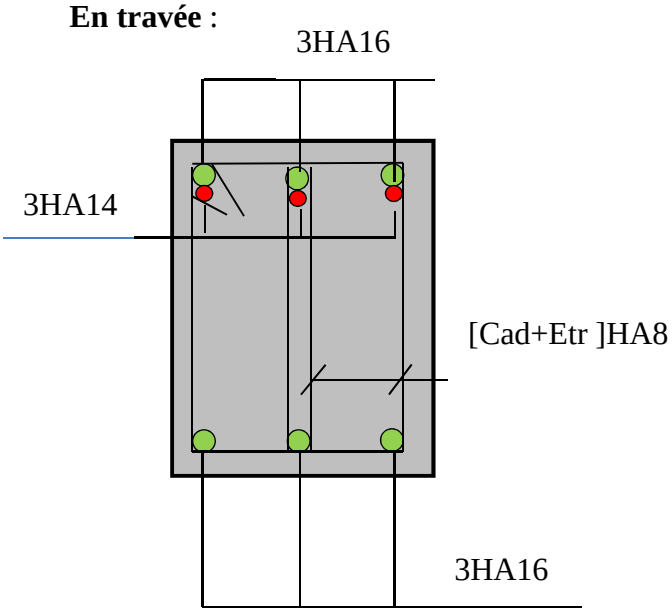


Aux appuis :

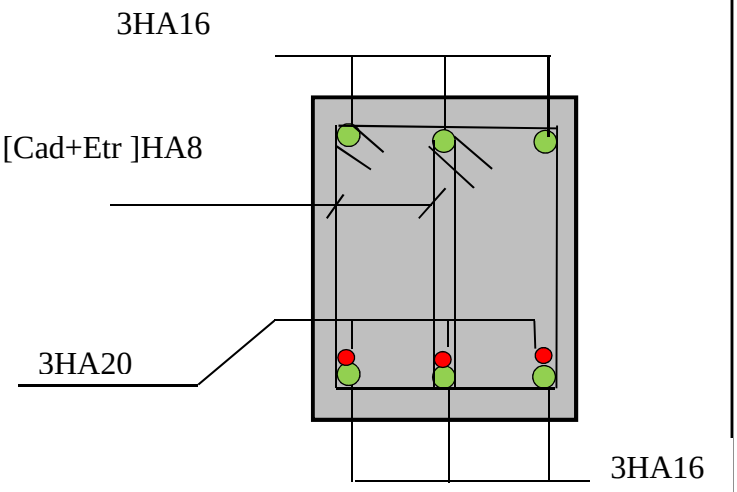


POUTRE(40x60) :

En travée :

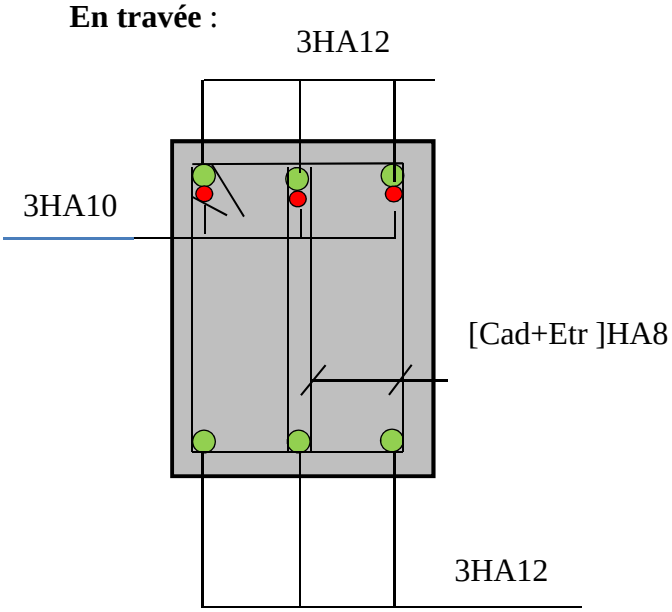


Aux appuis :

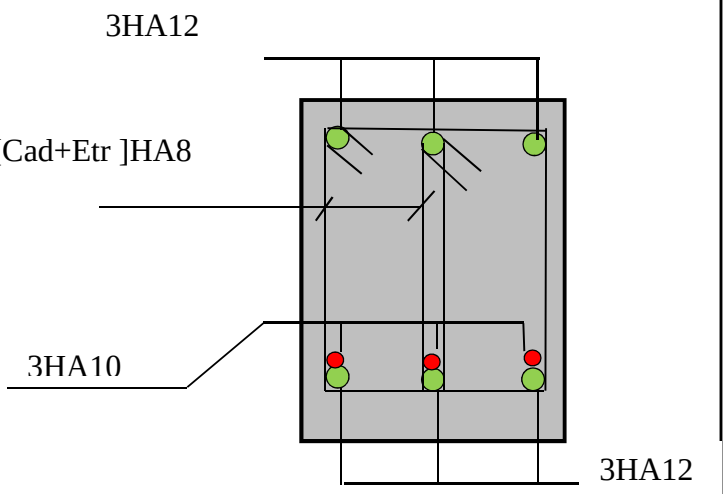


Poutre de chainage (30x40) :

En travée :



Aux appuis :



3) Les voiles coté A :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes. Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

La méthode utilisée est la méthode de **RDM** qui se fait pour une bande de largeur (d).

Combinaisons d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales a

Prendre est données ci-dessous:

BAEL.91/modifié 99 : ELU : 1.35 G +1.5 Q

ELS : G + Q

RPA.99/modifié 2003 : 0.8 G +E

G + Q±E

3 .1) Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus

Défavorables. Les contraintes serons relevées directement du fichier résultats

Découpage du diagramme en bandes (d) :

Des contraintes en bandes de largeur (d) Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de longueur (d) est donne par la formule suivante, qui reste applicable pour les sections entièrement et partiellement comprime :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec L_c :

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \cdot L$$

Avec

h_e : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

Lc : la longueur de la zone comprimée.

L t : longueur tendue : Lt = L – Lc

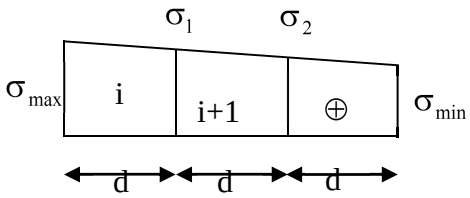
Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

Section entièrement comprimée exemple avec 3 bande

Avec e : épaisseur du voile

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

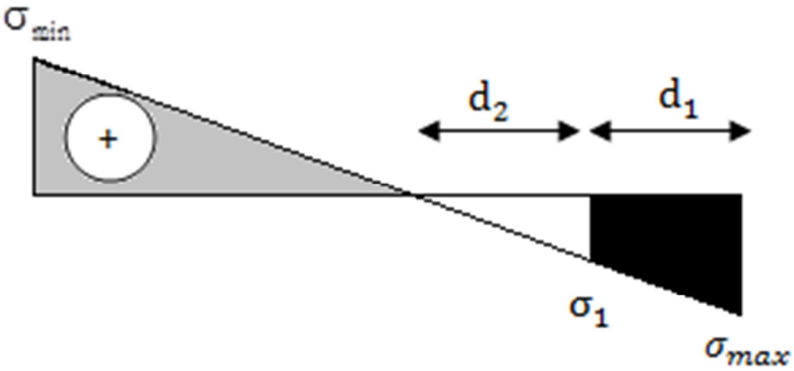


Le diagramme des contraintes d'une

Section partiellement comprimée :

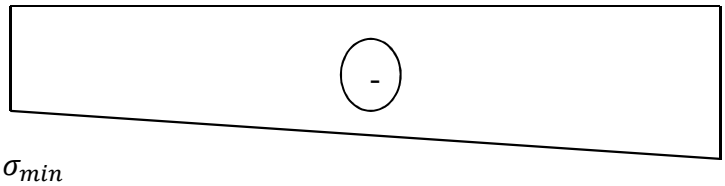
$$N_i = \frac{\sigma max + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$



D. Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$



3.2) Armatures verticales :

Situation accidentelle : = 400 MPa ; = 18

Situation courante : = 348 MPa ; = 14,20 Mpa

σ_{min}

σ_{max}

Section entièrement comprimée pour une bande i :

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

Avec : B : section du voile.

σ_s : Contrainte de l'acier.

fbc : Contrainte de calcul dans le béton.

Section partiellement comprimée ou entièrement tendue pour une bande i :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

3-3) Armatures minimales :

Section entièrement comprimée :

$A_{min} \geq 4\ cm^2 / ml$ (Art A.8.1, 21BAEL91).

$0.2\ \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\ \%$ (Art A.8.1, 21BAEL91).

Section partiellement comprimée :

$A_{min} \geq \frac{Bf_{t28}}{f_e}$ (Condition non fragilité **BAEL art A4.2.1**).

$A_{min} \geq 0.002\,B$ (Section min du **RPA art 7.7.4.1)**

B : section du tronçon considéré

Section entièrement tendue :

$A_{min} \geq \frac{Bf_{t28}}{f_e}$ (Condition non fragilité **BAEL art A4.2.1**).

$A_{min} \geq 0.002\,B$ (Section min du **RPA art 7.7.4.1)**

3-4) Armatures horizontales :

- **Exigence du RPA :(Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ.

D'après le BEAL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0.15\ \% \cdot B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

- **Exigence du BAEL (Art A.8.2,4/BAEL 91 modifiées 99)**

- **Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux :(Art 7.7.4.3)**

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit **:**

Globalement dans la section du voile AV et Ah ≥ 0,15% B

Zone courante : AV et Ah ≥ 0,10% B

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

3- 5) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement les aciers verticaux sous l'action de la compression.

D'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révise 2003 : Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

- **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 4HA10 ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003) :

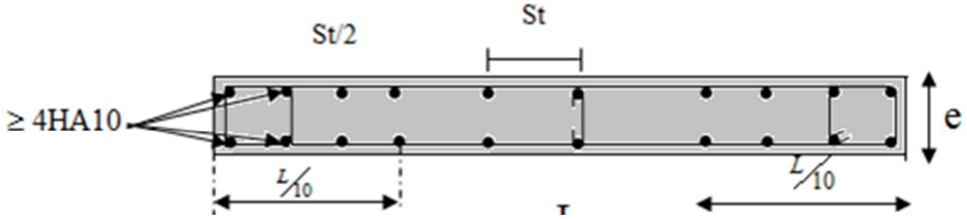
L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs

Suivantes : $S_t \leq 1{,}5 \times e$, et aussi $S_t \leq 30cm$

$$S_t \leq \min\{30cm, 30cm\} \longrightarrow S_t \leq 30cm$$

Avec : e = épaisseur du voile

À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).



Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Elles doivent être égales à :

40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

3-6) Armatures de coutures :

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 :

$$A_{vj} = 1.1\frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1.4\, LV_u$

Vu : Effort tranchant calculé au niveau considéré Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

Vérification à L'ELS

❖ **Vérification de la contrainte dans le béton**

Pour cet état, il considéré :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15\, MPa$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée (verticales).

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement «dans l'acier » :**

➢ **D'après le RPA99 (Art 7.7.2 /RPA) :**

$\tau_b \leq \overline{\tau}_b = 0{,}2 \times f_{c28}$

$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$

$V = 1{,}4 \times V_u$

Avec

b_0 : Épaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

- **D'après le BAEL (Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99).**

Il faut vérifier que :

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

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

$\bar{\tau}_u$:Contrainte de cisaillement (Art 5.1, 211/BAEL91modifiées 99).

$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right) = 2.5$ MPa. Pour la fissuration préjudiciable.

3-7) Exemple de calcul : (voile V_{L3} du RDC) :

Soit à calculer le ferraillage du voile VL3 de longueur L= 5,00m (RDC) et d'épaisseur e= 0.20m.

σ_{max} =1393, 64 KN/m^2

σ_{min} =-5363, 41 KN/m^2

A. Calcul de la longueur comprimée :

Pour ce calcul il faut qu'on détermine la contrainte max et min (courbe enveloppe) dans le voile V_{L3} qui sont comme suites :

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} - \sigma_{min}} \cdot L$$

$$L_c = \frac{1393,64}{1393,64 + 5363,41} \cdot 5 = 1,031m$$

Donc :

$L_t = L - L_c = 5 - 1,031 = 3,97$m

B.Détermination de la longueur de la bande « d » :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

$$d \leq \min\left(\frac{4,08}{2}; \frac{2}{3} 1,031\right) = 0,687m$$

On opte pour B=0,65m donné par le maillage en 4 parties

Bande 1 de longueur d1 (bande extrême)

Bande 2 de longueur d_2 (bande centrale)

$d_1 = 0{,}687\text{m}$; $d_2 = 3{,}97 - 0{,}687 = 3{,}28\text{m}$

C. Ferraillage du voile :

Pour le calcul du ferraillage on s'intéressera aux parties tendues du voile, on déterminant à chaque fois la longueur Lt. Pour ce qui est des parties comprimées : le béton du voile parvient à lui seul reprendre cet Effort de compression donc tous les voiles qui sont entièrement comprimés seront ferraillés avec le ferraillage minimum.

- **Calcul de la section d'acier :**

Bande 1 :

$\boldsymbol{\sigma_t}$ = 1393,64KN/$\mathbf{m^2}$

$\sigma_1 = \frac{(L_t - d_1)\sigma_{max}}{L_t}$ =1152,47

$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$ =174,91

d =0,687 m , e =0,2m

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{174{,}91 \times 10^3}{400 \times 100} = 4{,}37\text{cm}^2$$

2eme bande :

σ_1=1152,47KN/m^2

σ_2= **0**

e = 0,2m

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{1152{,}47}{2} \times 3{,}28 \times 0{,}2 = 378{,}01\text{KN}$$

d_2 = 3,28m

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{378{,}01 \times 10^3}{400 \times 100} = 9{,}45\text{cm}^2$$

➢ **Pourcentage minimal par bande tendue :**

Le pourcentage minimal exigé par le **RPA** pour chaque bande tendue est de 0,2 %B Par conséquent chaque maille (B=0,65 m) devrait être ferraillée avec une section d'armature supérieur à:

A_{min} =0,002 X65X20 = 2,6 cm²

Section d'acier /nappe /bande :

Bande 1 :

$$\frac{A_{v1}}{2} = \frac{4,37}{2} = 2,185 cm^2$$

Bande 2 :

$$\frac{A_{v2}}{2} = \frac{9,45}{2} = 4,725 cm^2$$

➢ **Armature de couture :**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\overline{V}}{f_e}$$

Avec : $\overline{V} = 1.4\, V_u$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1,4 \times 479,03 \times 10}{400}$$

A_{vj} =18,44cm^2

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus calculée

➢ **Armature total :**

Bande 1 : $A_{tot1} = \frac{A_{vj}}{8} + \frac{A_{v1}}{2} = 4,49\ cm^2$ on adopte 4HA12 =4,52 cm^2.

Bande 2 : $A_{tot2} = \frac{A_{vj}}{8} + \frac{A_{v2}}{2} = 7,03\ cm^2$ on adopte 7HA12 =7,92cm^2.

D. Vérifications à L'ELU:

➢ **Pourcentage minimal dans le voile :**

Le pourcentage minimal d'armatures verticales dans le voile est de :

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{Bf_{t28}}{f_e}\ ; 0,15\%B\right)$$

$$A_{min} = \max\left(\frac{20 \times 500 \times 2,1}{400}\ ; 0,0015 \times 500 \times 20\right) = 52,5 cm^2$$

Donc : Amin =52,5cm²

La section totale adoptée dans le voile est égale 12HA16 + 10HA20 =55,54 cm^2 ⟶ Condition vérifié.

- **Armatures horizontales :**

$$A_h \geq \max\left(\frac{A_v}{4} ; 0{,}15\%B\right)$$

$$A_h \geq \max\left(\frac{4{,}37}{4} , \frac{0{,}15 \times 500 \times 20}{100}\right)$$

$$A_h \geq 15cm^2.$$

$15/2$ cm^2 nappe On adopte : 20HA10 (e=20) =15,71 cm

- **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures sont reliées par (04) épingles en HA8 pour un mètre carré de surface verticale.

- **Vérification des contraintes :**

BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 3{,}26\text{Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{479{,}03 \times 10^3}{200 \times 0{,}9 \times 5000} 0{,}532\text{MPA} < 3{,}26MPA \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Selon le RPA 2003

$$\tau_b = \frac{V_U}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 479{,}03 \times 10^3}{200 \times 0{,}9 \times 5000} = 0{,}745MPa$$

$0{,}745\text{Mpa} < \bar{\tau}_b = 5\text{Mpa} \rightarrow$ condition vérifiée

E. Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{Ns}{B + 15.A_b} \Rightarrow \sigma_b = \frac{2057{,}57 \times 1000}{200 \times 5000 + 15 \times 52{,}5 \times 100} = 1{,}90MPa$$

$\sigma_b = 1{,}90\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \rightarrow$ condition vérifiée.

3-7-1) Ferraillage des voiles :

Zones 01			VT2,3	VT4,5	VT1
Caractéristiques géométriques	L (m)		2,3	1,33	0,8
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,65	0,65	0,65
citations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		1577,75	2401,52	1711,54
	σ_{min} [KN/m²]		-6815,53	-5524,5	-2659,07
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		174,96	292,52	113,78
	L_t(m)		1,87	0,93	0,49
	L_c(m)		0,43	0,40	0,31
	d (m)		0,934	0,464	0,243
	σ_1 [KN/m²]		3407,765	2762,250	1329,535
	N (kN)	N_1	954,68	384,10	97,07
		N_2	318,226	128,033	32,355
	A_v (cm²)	A_{V1}	**23,87**	**9,60**	**2,43**
		A_{V2}	**7,96**	**3,20**	**0,81**
	A_{vj} (cm²)		6,74	11,26	4,38
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vj}/4	**25,55**	**12,42**	**3,52**
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	**9,64**	**6,02**	**1,90**
	A_{min} (cm²)		9,81	4,87	2,56
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bonde1	**27,71**	**13,57**	**6,28**
		Bonde 2	**13,57**	**9,05**	**6,28**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2× 9HA14**	**2 ×6HA12**	**2× 4HA10**
		Bonde 2	**2 × 6HA12**	**2 × 4HA12**	**2 4HA10**
	S_t (cm)	Bonde1	10cm	10cm	10 cm
		Bonde 2	13cm	13cm	19cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		5,60	2,78	6,00
	A_H /nappe (cm²)		5,09	5,09	3,54
	Choix des barres/nappe (cm²)		**5HA12/nappe**	**5HA12/nappe**	**5HA10/nappe**
	ep =20cm		**(A=5.65cm²)**	**(A=5.65cm²)**	**(A=3.93cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		**4 Epingles HA8/m²**		
	contrainte	τ_u(MPa)	0,423	1,222	0,790
		τ_b(MPa)	0,592	1,711	1,106
	ELS	N_s (kN)	1108,66	1280,26	193,41
		σ_b(MPa)	**1,60**	**1,84**	**0,28**

Zone 01			VL2,3	VL1
Caractéristiques géométriques	L (m)		5	1
	e (m)		0,2	0,2
	B (m)		0,65	0,65
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		1284,2	1200,78
	σ_{min} [KN/m²]		-3911,21	-5318,43
	Nature de la section		SPC	SPC
	V_u (kN)		649,22	150,55
	L_t(m)		3,76	0,82
	L_c(m)		1,24	0,18
	d (m)		1,882	0,408
	σ_1 [KN/m²]		1955,605	2659,215
	N (kN)	N_1	1104,16	325,41
		N_2	368,055	108,471
	A_v (cm^2)	A_{V1}	**27,60**	**8,14**
		A_{V2}	**9,20**	**2,71**
	A_{vj} (cm^2)		24,99	5,80
	A (cm^2)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**33,85**	**9,58**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**15,45**	**4,16**
	A_{min} (cm^2)		19,76	4,28
	$A_{v\ adopté}$ (cm^2)	Bonde1	**36,19**	**11**
		Bonde 2	**15,83**	**7,85**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2×9HA16	2×7HA10
		Bonde 2	2×7HA12	2×5HA10
	S_t (cm)	Bonde1	10cm	10cm
		Bonde 2	13cm	13cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		11,29	2,45
	A_H /nappe (cm^2)		3,54	5,09
	Choix des barres/nappe (cm^2)		5HA10/nappe	5HA12/nappe
	ep =20cm		(A=3.93cm^2)	(A=5.65cm^2)
Vérification des contraintes	Armature transversal			
	contrainte	τ_u(MPa)	0,721	0,836
		τ_b(MPa)	1,010	1,171
	ELS	N_s (kN)	3489,81	150,55
		σ_b(MPa)	**5,03**	**0,22**

Zones 02			VL2,3	VL1
Caractéristiques géométriques	L (m)		5	1
	e (m)		0,2	0,2
	B (m)		0,65	0,65
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		1475,85	763,6
	σ_{min} [KN/m²]		-2956,21	-5136,14
	Nature de la section		SPC	SPC
	V_u (kN)		3,34	71,31
	L_t(m)		1,66	0,87
	L_c(m)		1,668	0,13
	d (m)		1478,105	0,435
	σ_1 [KN/m²]		739,43	2568,070
	N (kN)	N_1	246,476	335,35
		N_2	18,49	111,784
	A_v (cm²)	A_{V1}	**6,16**	**8,38**
		A_{V2}	**21,31**	**2,79**
	A_{vj} (cm²)		23,81	2,75
	A (cm²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**23,81**	**9,07**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**11,49**	**3,48**
	A_{min} (cm²)		17,51	4,57
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bonde1	**27,71**	**11,00**
		Bonde 2	**15,83**	**7,85**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2×9HA14	2×7HA10
		Bonde 2	2×7HA12	2×5HA10
	S_t (cm)	Bonde1	10cm	10cm
		Bonde 2	13cm	13cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		10,01	2,61
	A_H /nappe (cm²)		3,54	5,09
	Choix des barres/nappe (cm²)		5HA10/nappe	5HA12/nappe
	ep =20cm		(A=3.93cm²)	(A=5.65cm²)
Vérification des contraintes	Armature transversal			
	contrainte	τ_u(MPa)	0,615	0,396
		τ_b(MPa)	0,861	0,555
	ELS	N_s (kN)	706,71	684,9
		σ_b(MPa)	**1,04**	**0,99**
Zones 02			VT2,3	VT4,5

Caractéristiques géométriques	**L (m)**		1,33	2,3
	e (m)		0,2	0,2
	B (m)		0,65	0,65
Sollicitations de calcul	**σ_{max} [KN/m²]**		1184,63	341,81
	σ_{min} [KN/m²]		-4042,43	-3573,7
	Nature de la section		**SPC**	**SPC**
	V_u (kN)		104,36	231,25
	L_t(m)		1,03	2,10
	L_c(m)		0,30	0,20
	d (m)		0,514	1,050
	σ_1 [KN/m²]		2021,215	1786,850
	N (kN)	**N_1**	311,85	562,65
		N_2	103,949	187,549
	A_v (cm²)	**A_{V1}**	**7,80**	**14,07**
		A_{V2}	**2,60**	**4,69**
	A_{vj} (cm²)		4,02	8,90
	A (cm²)	**A1=A_{v1}+A_{vj}/4**	**8,80**	**16,29**
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	**3,60**	**6,91**
	A_{min} (cm²)		5,40	11,02
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	**Bonde1**	**20,36**	**20,36**
		Bonde 2	**9,42**	**9,05**
Ferraillage des voiles	**Choix des barres**	**Bonde1**	**2×9HA12**	**2 ×6HA10**
		Bonde 2	**2×6HA10**	**2×4HA12**
	S_t (cm)	**Bonde1**	10cm	10cm
		Bonde 2	13cm	13cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		3,09	6,30
	A_H /nappe (cm²)		5,09	5,09
	Choix des barres/nappe (cm²)		**5HA12/nappe**	**5HA12/nappe**
	ep =20cm		**(A=5.65cm²)**	**(A=5.65cm²)**
Vérification des contraintes	**Armature transversal**			
	contrainte	**τ_u(MPa)**	0,436	0,559
		τ_b(MPa)	0,610	0,782
	ELS	**N_s (kN)**	721,54	1022,15
		σ_b(MPa)	**1,04**	**1,47**

Zones 03			VT2,3	VT4,5
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,33	2,3
	e (m)		0,2	0,2
	B (m)		0,65	0,65
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		1093,22	112,6
	σ_{min} [KN/m²]		-4134,97	-2442,85
	Nature de la section		SPC	SPC
	V_u (kN)		175,74	223,67
	L_t(m)		1,05	2,20
	L_c(m)		0,28	0,10
	d (m)		0,526	1,099
	σ_1 [KN/m²]		2067,485	1221,425
	N (kN)	N_1	326,22	402,82
		N_2	108,739	134,275
	A_v (cm²)	A_{V1}	**8,16**	**10,07**
		A_{V2}	**2,72**	**3,36**
	A_{vj} (cm²)		6,77	8,61
	A (cm²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**9,85**	**12,22**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**4,41**	**5,51**
	A_{min} (cm²)		5,52	11,54
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bonde1	**14,14**	**13,57**
		Bonde 2	**9,42**	**9,42**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2×9HA10	2×6HA12
		Bonde 2	2×6HA10	2×6HA10
	S_t (cm)	Bonde1	10cm	10cm
		Bonde 2	13cm	13cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		3,16	6,60
	A_H /nappe (cm²)		5,09	5,09
	Choix des barres/nappe (cm²)		5HA12/nappe	5HA12/nappe
	ep =20cm		(A=5,65cm²)	(A=5.65cm²)
Vérification des contraintes	Armature transversal			
	contrainte	τ_u(MPa)	0,734	0,540
		τ_b(MPa)	1,028	0,756
	ELS	N_s (kN)	521,22	625,27
		σ_b(MPa)	**0,75**	**0,90**

Zones 03			VL2,3	VL1
Caractéristiques géométriques	L (m)		5	1
	e (m)		0,2	0,2
	B (m)		0,65	0,65
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		2875,85	1213,28
	σ_{min} [KN/m²]		-4152,54	-3398,33
	Nature de la section		SPC	SPC
	V_u (kN)		369,75	104,15
	L_t(m)		2,95	0,74
	L_c(m)		2,05	0,26
	d (m)		1,477	0,368
	σ_1 [KN/m²]		2076,270	1699,165
	N (kN)	N_1	920,03	187,82
		N_2	306,677	62,606
	A_v (cm²)	A_{V1}	**23,00**	**4,70**
		A_{V2}	**7,67**	**1,57**
	A_{vj} (cm²)		14,24	4,01
	A (cm²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**26,56**	**5,70**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**11,23**	**2,57**
	A_{min} (cm²)		15,51	3,87
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bonde1	**27,71**	**6,28**
		Bonde 2	**15,83**	**7,85**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2×9HA14	2×7HA10
		Bonde 2	2×7HA12	2×5HA10
	S_t (cm)	Bonde1	10cm	10cm
		Bonde 2	13cm	13cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		8,86	2,21
	A_H /nappe (cm²)		3,54	5,09
	Choix des barres/nappe (cm²)		5HA10/nappe	5HA12/nappe
	ep =20cm		(A=3,93cm²)	(A=5.65cm²)
Vérification des contraintes	Armature transversal			
	contrainte	τ_u(MPa)	0,411	0,579
		τ_b(MPa)	0,575	0,810
	ELS	N_s (kN)	1878,06	406,34
		σ_b(MPa)	**2,71**	**0,59**

Coté B :

3-7.B) Exemple de calcul : (voile V_{T5} du RDC) :

Soit à calculer le ferraillage du voile VT5 de longueur L= 5,00m (RDC) et d'épaisseur e= 0.20m.

σ_{max}=1407,94 KN/m^2

σ_{min}=-7185,23KN/m^2

A-1-b)Calcul de la longueur comprimée :

Pour ce calcul il faut qu'on détermine la contrainte max et min (courbe enveloppée) dans le voile V_{L5} qui sont comme suites :

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \cdot L$$

$$L_c = \frac{1407,94}{1407,94 + 7185,23} \cdot 5 = 0,82m$$

Donc :

$L_t = L - L_c = 5 - 0,82 = 4,18m$

B-2-b)Détermination de la longueur de la bande « d » :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

$$d \leq \min\left(\frac{4,08}{2}; \frac{2}{3} 0,82\right) = 0,55m$$

On opte pour B=0,65m donné par le maillage en 4 parties

bande 1 de long

ueur d1 (bande extrême)

bande 2 de longueur d_2 (bande centrale)

$$d_1 = 0,55m\ ;\ d_2 = 4,18 - 0,55 = 3.63m$$

C-3-b)Ferraillage du voile :

Pour le calcul du ferraillage on s'intéressera aux parties tendues du voile, on déterminant à chaque fois la longueur Lt. Pour ce qui est des parties comprimées : le béton du voile parvient à lui seul reprendre cet effort de compression donc tous les voiles qui sont entièrement comprimés seront ferraillés avec le ferraillage minimum.

➢ **Calcul de la section d'acier :**

Bande 1 :

σ_t = 1407,94KN/m^2

$\sigma_1 = \frac{(L_t - d_1)\sigma_{max}}{L_t}$ =1222,68

$N_1 = \frac{\sigma_{max}+\sigma_1}{2} \times d \times e = 144,68$

d =0,52 m , e =0,2m

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{144,68 \times 10^3}{400 \times 100} = 3,61cm^2$$

2eme bande :

σ_1=1222,68KN/m^2

σ_2= **0**

e=0,2m

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{1222,68}{2} \times 3,69 \times 0,2 = 441,38KN$$

d_2 = 3,69m

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{441,38 \times 10^3}{400 \times 100} = 11,03cm^2$$

➢ **Pourcentage minimal par bande tendue :**

Le pourcentage minimal exigé par le **RPA** pour chaque bande tendue est de 0,2 %B Par conséquent chaque maille (B=0,65 m) devrait être ferraillée avec une section d'armature supérieur à:

A_{min} =0,002 X65X20 = 2,6 cm²

➢ **Section d'acier /nappe /bande :**

Bande 1 :

$$\frac{A_{v1}}{2} = \frac{3,61}{2} = 1,80cm^2$$

Bande 2 :

$$\frac{A_{v2}}{2} = \frac{11,03}{2} = 5,51cm^2$$

- **Armature de couture :**

$$A_{vj} = 1.1\frac{\overline{V}}{f_e}$$

Avec : $\overline{V} = 1.4\, V_u$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1,4 \times 280,31 \times 10}{400}$$

$$A_{vj} = 10,79cm^2$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus calculée

- **Armature total :**

Bande 1 : $A_{tot1} = \frac{A_{vj}}{8} + \frac{A_{v1}}{2} = 3,15cm^2$ on adopte 5HA12 =4,52cm².

Bande 2 : $A_{tot2} = \frac{A_{vj}}{8} + \frac{A_{v2}}{2} = 6,86cm^2$ on adopte 8HA12 =9,05cm².

D-4-b) Vérifications à L'ELU:

- **Pourcentage minimal dans le voile :**

Le pourcentage minimal d'armatures verticales dans le voile est de :

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{Bf_{t28}}{f_e} ; 0,15\%B\right)$$

$$A_{min} = \max\left(\frac{20 \times 500 \times 2,1}{400} ; 0,0015 \times 500 \times 20\right) = 52,5cm^2$$

Donc : Amin =52,5cm²

La section totale adoptée dans le voile est égale 12HA16 + 10HA20 =55,54cm².

⟶ Condition vérifié.

- **Armatures horizontales :**

$$A_h \geq \max\left(\frac{A_v}{4} ,0,15B\right)$$

$$A_h \geq \max\left(\frac{4,61}{4} , \frac{0,15 \times 500 \times 20}{100}\right)$$

$A_h \geq 15cm^2$.

$15/2cm^2$ nappe On adopte : 20HA10 (e=20) =15,71 cm.

➢ **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures sont reliées par (04) épingles en HA8 pour un mètre carré de surface verticale.

➢ **Vérification des contraintes :**

BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 3{,}26\text{Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{280{,}31 \times 10^3}{200 \times 0{,}9 \times 5000} = 0{,}311\text{MPA} < 3{,}26MPA \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

RPA 2003 :

$$\tau_b = \frac{V_U}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 280{,}31 \times 10^3}{200 \times 0{,}9 \times 5000} = 0{,}436MPa$$

$$0{,}311\text{Mpa} < \bar{\tau}_b = 5\text{Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

E.5) Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{Ns}{B + 15.A_b} \Rightarrow \sigma_b = \frac{543{,}48 \times 1000}{200 \times 5000 + 15 \times 52{,}5 \times 100} = 0{,}50MPa$$

σ_b =0,50MPa $\leq \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \rightarrow$ condition vérifiée.

3-7-1-b) Ferraillage des voiles transversales par zone (trois zone) :

RDC et Sous-Sol …….zone 1

1er et 2éme …….zone2

3éme8éme au ……..zone3

Zones1			VT1,2,7,8	VT5,6	VT3,4
Caractéristiques géométriques	L (m)		2,3	5	2,49
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,46	1	0,498
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		3187,55	1518,2	651,5
	σ_{min} [KN/m²]		-5964,4	-8201,84	-7727,01
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		188,74	873,71	194,27
	L_t(m)		1,50	4,22	2,30
	L_c(m)		0,80	0,78	0,19
	d (m)		0,534	0,521	0,129
	σ_1 [KN/m²]		2051,870	7189,707	7292,677
	N (kN)	N_1	428,11	801,35	193,87
		N_2	197,981	2659,036	1580,544
	A_v (cm²)	A_{V1}	**10,70**	**20,03**	**4,85**
		A_{V2}	**4,95**	**66,48**	**39,51**
	A_{vj} (cm²)		7,27	33,64	7,48
	A (cm²)	A1=$A_{v1/2}$+A_{vj}/8	**6,26**	**35.02**	**20.18**
		A2=$A_{v2/2}$+A_{vj}/8	**3,26**	**14.22**	**3.69**
	A_{min} (cm²)		5,61	5,47	1,36
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bonde1	**13,57**	**36.19**	**20.36**
		Bonde 2	**6.28**	**20.36**	**14.14**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2 × 6HA12**	**2 × 9HA16**	**2 × 9HA12**
		Bonde 2	**2 × 6HA10**	**2 × 9HA12**	**2 × 9HA10**
	S_t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	5 cm
		Bonde 2	20cm	20cm	15cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		4,50	12,66	6,00
	A_H /nappe (cm²)		3,08	5,09	3,54
	Choix des barres/nappe (cm²)		**4HA10/nappe**	**5HA12/nappe**	**4HA12/nappe**
	ep =20cm		**(A=3.14cm²)**	**(A=5.65cm²)**	**(A=4.52cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		**4 Epingles HA8/m²**		
	contrainte	τ_u(MPa)	0,456	0,971	0,433
		τ_b(MPa)	0,638	1,359	0,607
	ELS	N_s (kN)	968,08	3845,73	2070,31
		σ_b(MPa)	**1,95**	**3,68**	**3,92**

Zones2			VT1,2,7,8	VT5,6	VT3,4
Caractéristiques géométriques	L (m)		2,3	5	2,49
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,46	1	0,498
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		3901,67	352,12	1073,26
	σ_{min} [KN/m²]		-6256,67	-5558,1	-5499,56
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		204	746,24	144,06
	L_t(m)		1,42	4,70	2,08
	L_c(m)		0,88	0,30	0,41
	d (m)		0,589	0,199	0,271
	σ_1 [KN/m²]		2279,611	5323,353	4784,053
	N (kN)	N_1	502,73	216,10	278,74
		N_2	188,677	2397,380	867,041
	A_v (cm²)	A_{V1}	**12,57**	**5,40**	**6,97**
		A_{V2}	**4,72**	**59,93**	**21,68**
	A_{vj} (cm²)		7,85	28,73	5,55
	A (cm²)	A1=$A_{v1/2}$+A_{vj}/8	**7,27**	**30,75**	**11,36**
		A2=$A_{v2/2}$+A_{vj}/8	**3,27**	**6.29**	**4.18**
	A_{min} (cm²)		6,18	2,09	2,85
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bonde1	**13.57**	**36.19**	**14,14**
		Bonde 2	**9.42**	**14.14**	**14.14**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 6HA12	2 9HA16	2 9HA10
		Bonde 2	2 6HA10	2 9HA10	2 9HA10
	S_t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10 cm
		Bonde 2	20cm	20cm	15cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		4,25	14,11	6,00
	A_H /nappe (cm²)		3,08	5,09	3,54
	Choix des barres/nappe (cm²)		**4HA10/nappe**	**5HA12/nappe**	**4HA12/nappe**
	ep =20cm		**(A=3.14cm²)**	**(A=5.65cm²)**	**(A=4.52cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u(MPa)	0,493	0,829	0,321
		τ_b(MPa)	0,690	1,161	0,450
	ELS	N_s (kN)	860,07	3174,6	1748,95
		σ_b(MPa)	**1,73**	**3,04**	**3,31**

Zones3			VT1,2,7,8	VT5,6	VT3,4
Caractéristiques géométriques	L (m)		2,3	5	2,49
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,46	1	0,498
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		4644,54	2311,97	2673,77
	σ_{min} [KN/m²]		-6969,42	-4533,42	-5491,78
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		148,96	641,68	137,71
	L_t(m)		1,38	3,31	1,67
	L_c(m)		0,92	1,69	0,82
	d (m)		0,613	1,126	0,544
	σ_1 [KN/m²]		2581,073	2992,107	3709,267
	N (kN)	N_1	585,63	847,23	500,13
		N_2	197,971	653,922	419,556
	A_v (cm²)	A_{V1}	**14,64**	**21,18**	**12,50**
		A_{V2}	**4,95**	**16,35**	**10,49**
	A_{vj} (cm²)		5,73	24,70	5,30
	A (cm²)	A1=$A_{v1/2}$+A_{vj}/8	**8,04**	**13,68**	**6,91**
		A2=$A_{v2/2}$+A_{vj}/8	**3,48**	**9,88**	**6,11**
	A_{min} (cm²)		6,44	11,82	5,71
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bonde1	**9.42**	**14.14**	**14.14**
		Bonde 2	**9.42**	**14.14**	**14.14**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2 6HA10**	**2 9HA10**	**2 9HA10**
		Bonde 2	**2 6 HA10**	**2 9HA10**	**2 9HA10**
	S_t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10 cm
		Bonde 2	13cm	15cm	12cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		4,14	9,93	6,00
	A_H /nappe (cm²)		3,08	5,09	3,54
	Choix des barres/nappe (cm²)		**4HA10/nappe**	**5HA12/nappe**	**4HA12/nappe**
	ep =20cm		**(A=3.14cm²)**	**(A=5.65cm²)**	**(A=4.52cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		**4 Epingles HA8/m²**		
	contrainte	τ_u(MPa)	0,360	0,713	0,307
		τ_b(MPa)	0,504	0,998	0,430
	ELS	N_s (kN)	669,44	2428,09	1300,08
		σ_b(MPa)	**1,35**	**2,33**	**2,46**

Zones1			VL1,2,5,6	VL3,4
Caractéristiques géométriques	L (m)		2,3	1,4
	e (m)		0,2	0,2
	B (m)		0,46	0,28
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		4254,82	1880,57
	σ_{min} [KN/m²]		-7007,14	-7748,13
	Nature de la section		SPC	SPC
	V_u (kN)		309,77	133,28
	L_t(m)		1,43	1,13
	L_c(m)		0,87	0,27
	d (m)		0,579	0,182
	σ_1 [KN/m²]		2532,435	6494,417
	N (kN)	N_1	552,63	259,62
		N_2	215,700	613,254
	A_v (cm²)	A_{V1}	**13,82**	**6,49**
		A_{V2}	**5,39**	**15,33**
	A_{vj} (cm²)		11,93	5,13
	A (cm²)	A1=$A_{v1/2}$+A_{vj}/8	**8,40**	**8,15**
		A2=$A_{v2/2}$+A_{vj}/8	**3,75**	**3.89**
	A_{min} (cm²)		6,08	1,91
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bonde1	**12,32**	**9.24**
		Bonde 2	**9.05**	**6.79**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 × 4HA14	2 × 3HA14
		Bonde 2	2 × 4HA12	2 × 3HA12
	S_t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm
		Bonde 2	13cm	15cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		4,29	3,38
	A_H /nappe (cm²)		3,08	5,09
	Choix des barres/nappe (cm²)		4HA10/nappe	5HA12/nappe
	ep =20cm		(A=3.14cm²)	(A=5.65cm²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²	
	contrainte	τ_u(MPa)	0,748	0,529
		τ_b(MPa)	1,048	0,740
	ELS	N_s (kN)	1026,28	1019,59
		σ_b(MPa)	**2,07**	**3,15**

$$\alpha < \frac{1{,}43-1}{2}+\frac{25}{100}=0{,}465 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

La condition « $\frac{\gamma-1}{2}+\frac{f_{c28}}{100}>\alpha$ » est vérifiée alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

- **Armatures de peau : [BAEL 91/A.4.5,34] ; [BAEL 91/A.8.3] ; [BAEL 91/B.6.6,2].**

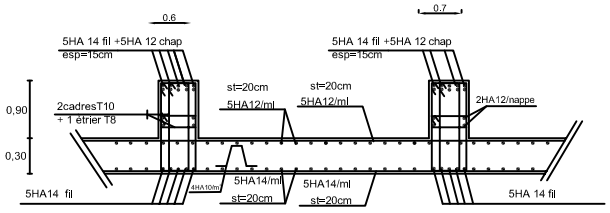
Dans notre cas on a la hauteur de la nervure est de **h_n= 1,10m**

80 < h_n < 120

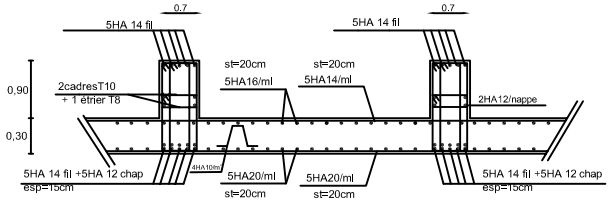
Donc on utilise les armatures de peau suivantes :

$\mathbf{A_P} = \frac{3\times 1{,}2}{2}$ =1,8cm²

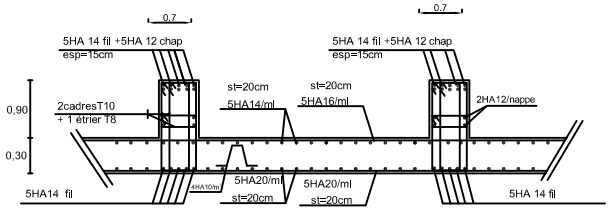
Nous adopterons deux barre en HA12=2,26cm² comme armature de peau avec des épingles Φ8



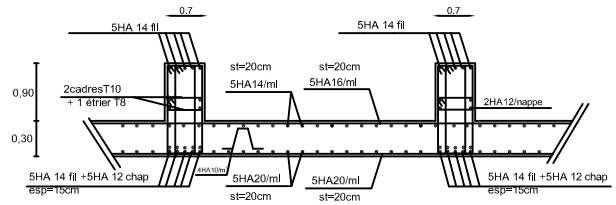
Sens transversal ferraillage de la nervure en travée



Sens transversal ferraillage de la nervure aux appuis



Sens longitudinal ferraillage de la nervure en travée



Sens longitudinal ferraillage de la nervure aux appuis

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET PO

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZC

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

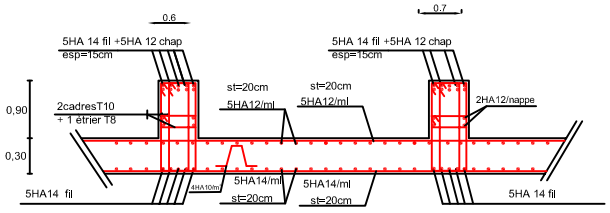
TITRE:

Coffrage et ferraillage du

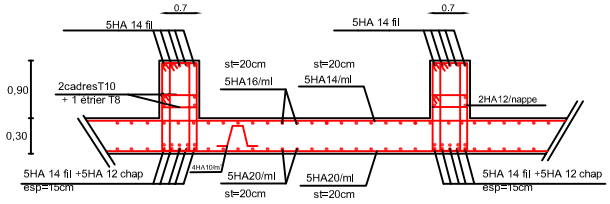
ETUDIE P

Mr:LARIANE Me

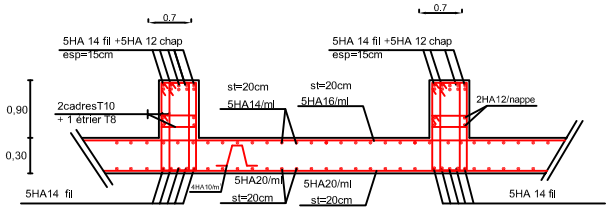
Mr:LEKKAM Are



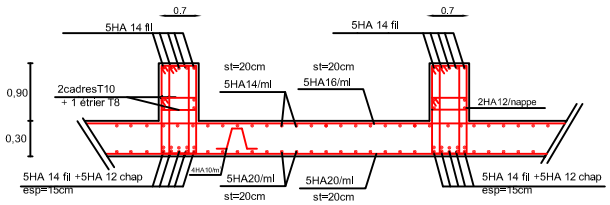
Sens transversal ferraillage de la nervure en travée



Sens transversal ferraillage de la nervure aux appuis



Sens longitudinal ferraillage de la nervure en travée



Sens longitudinal ferraillage de la nervure aux appuis

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET PO

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZC

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

TITRE:

Coffrage et ferraillage du

ETUDIE P

Mr:LARIANE Me

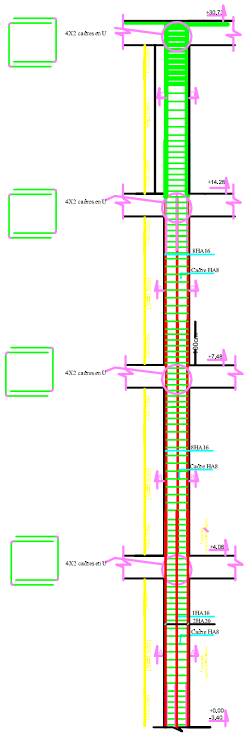
Mr:LEKKAM Are

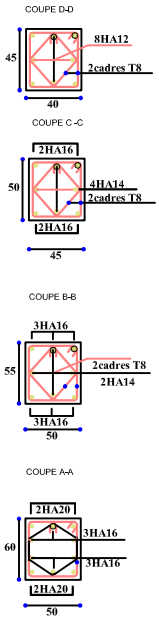
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

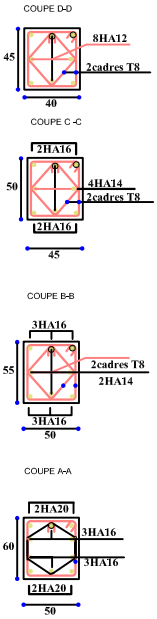
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

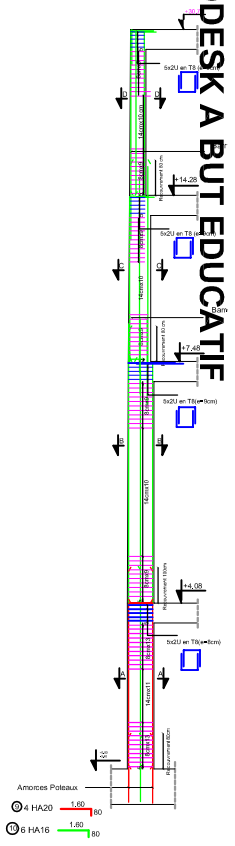
POTEAU INTERMEDIAIRE





POTEAU DE RIVE





REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

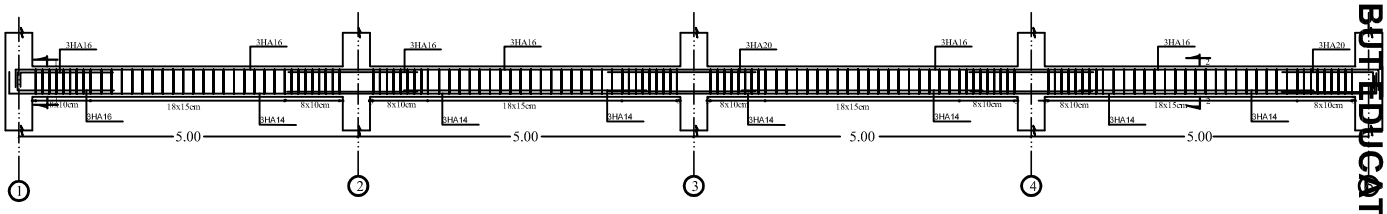
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQU
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTR
DEPARTEMENT DE GENIE CI

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

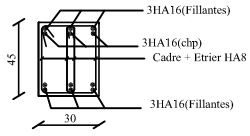
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

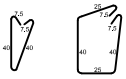
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

poutre secondaire de sous sol au 8eme etage

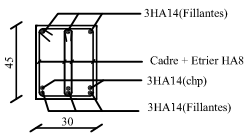


COUPE : 1-1

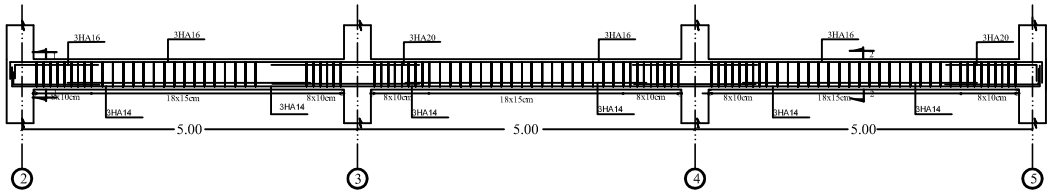




COUPE : 2-2



poutre secondaire de sous sol au 8éme etage

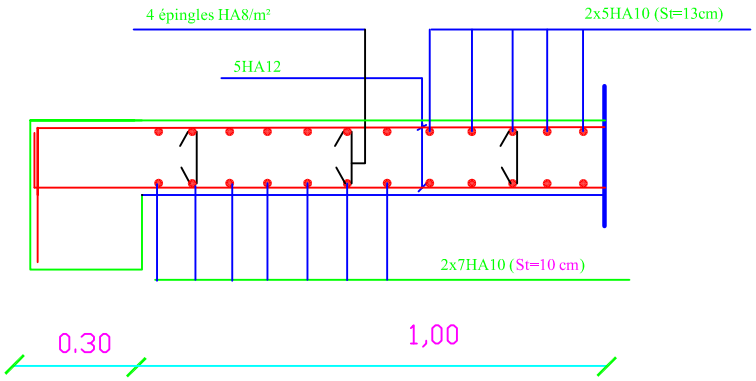


REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUC
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
UNIVERSIE MOULOUD MAMMERI DE TIZ

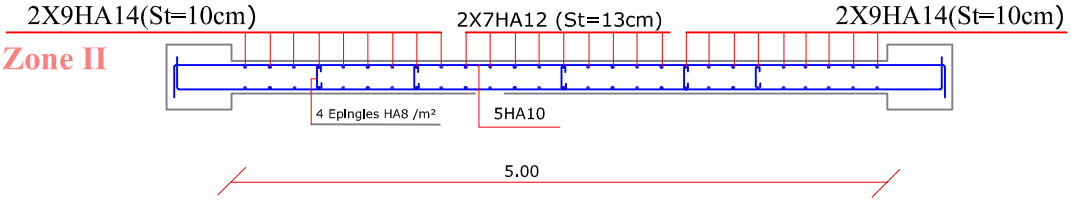
Ferraillage du voile VL1

Zone II



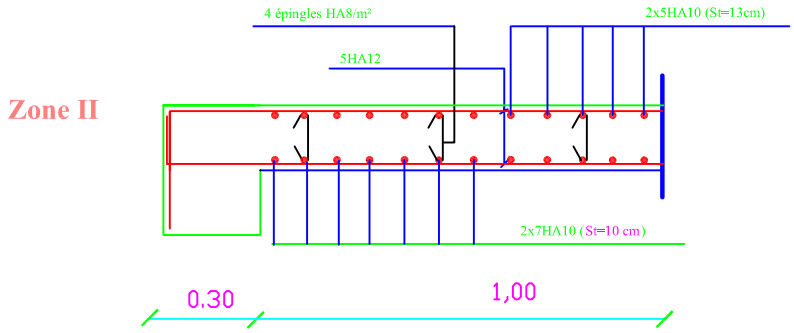
Ferraillage du voile VL2 -VL3

Zone II

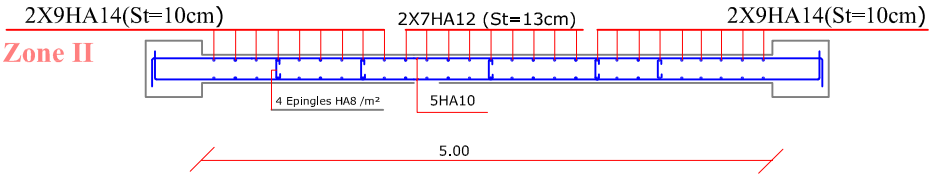


Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		
PLAN DE DISPOSITION DES VOILES		
Dessiné par :	Mr : LEKKAM AREZKI Mr : LARIANE MERZAK	Plan 1/1

Ferraillage du voile VL1



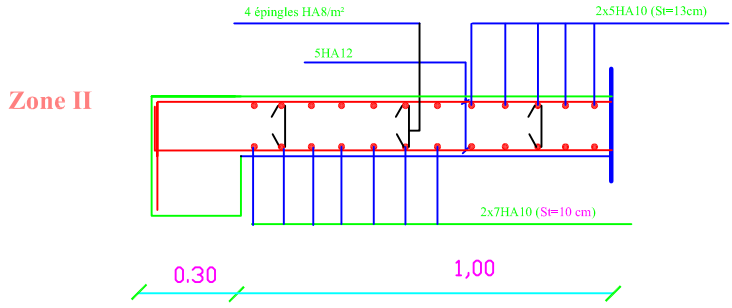
Ferraillage du voile VL2 -VL3



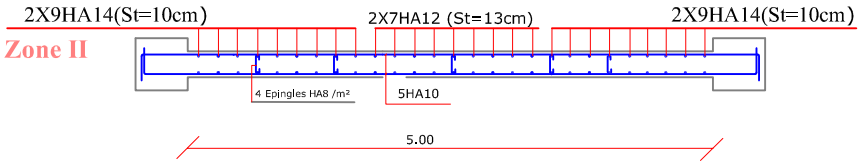
Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		
PLAN DE DISPOSITION DES VOILES		
Dessiné par :	Mr : LEKKAM AREZKI Mr : LARIANE MERZAK	Plan 1/1
Dirigé par :	Mr: MAGHLAT	Echelle :

Bloc A

Ferraillage du voile VL1



Ferraillage du voile VL2 -VL3



Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		
PLAN DE DISPOSITION DES VOILES		
Dessiné par :	Mr : LEKKAM AREZKI Mr : LARIANE MERZAK	Plan 1/1
Dirigé par :	Mr: MAGHLAT	Echelle :

Conclusion générale

Conclusion

L’étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout au long de notre cursus et d’affiner nos Connaissances.

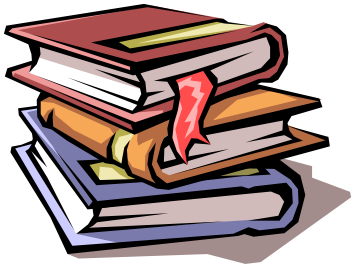
Nous avons aussi pris conscience de l’évolution considérable du Génie Civil dans tous Les domaines, en particulier dans le domaine de l’informatique (logiciels de calculs), comme par exemple: ROBOT ou encore ETABS que nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte des préconisations du RPA qui font passer la sécurité avant l’économie.

Les résultats techniques et les illustrations de cette étude par le biais de l’ETABS, nous ont permis de mieux comprendre, interpréter et même d’observer le comportement de la structure en phase de vibration; comme il nous a permis une grande rentabilité de notre travail en matière de temps et d’efficacité.

Concernant la disposition des voiles, nous nous sommes aperçu que celle-ci est un Facteur beaucoup plus important que leur quantité et qu’elle a un rôle déterminant dans le Comportement de la structure vis-à-vis du séisme.

Nous espérons, par le biais de notre présent travail, servir et contribuer aux travaux et projets des promotions à venir.

BIBLIOGRAPHIE



📖 ***Règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003.***

📖 ***Règles BEAL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états - limites.***

📖 ***0uvrages en béton armé, technologie du bâtiment – gros œuvre (H. RENAUD).***

📖 ***Calcul des ouvrages en béton armé (M.BELAZOUGUI).***

📖 ***Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation.***

📖 ***Mémoires de fin d'études des promotions précédentes (Dépt. G.C. U.M.M.T.O).***

📖 ***Cours et T.D du cursus de l'Université M.M.T.O. (Département G.C).***

📖 ***Etude geotechenique .***

📖 **Conception et calcul des structures de bâtiment (HENRY THONIER)**

1)Rappel (terminologie) :

Élément : élément
Restreints : degrés de liberté(D.D.L)
Uniformed Loads : point d'application de la charge
Define : définir
Materials : matériaux
Concrete : béton
Steel : acier
Frame section : coffrage
Loads : charge
Grid line : ligne de grille
Joints : noeuds
Frame : portique (cadre)
Shell : voile
Column : poteau
Beam : poutre

2)Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.7.0.
Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS

3) Etapes de modélisation : Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :
1. Introduction de la géométrie du modèle.
2. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
4. Définition des charges statiques (G, Q).
5 .Définition de la charge dynamique E.
6. Introduction des combinaisons d'actions.
7. Définir l'action sismique Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
8. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragme).
9. L'analyse dynamique.
10. Visualisation des résultats.

3-1) Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

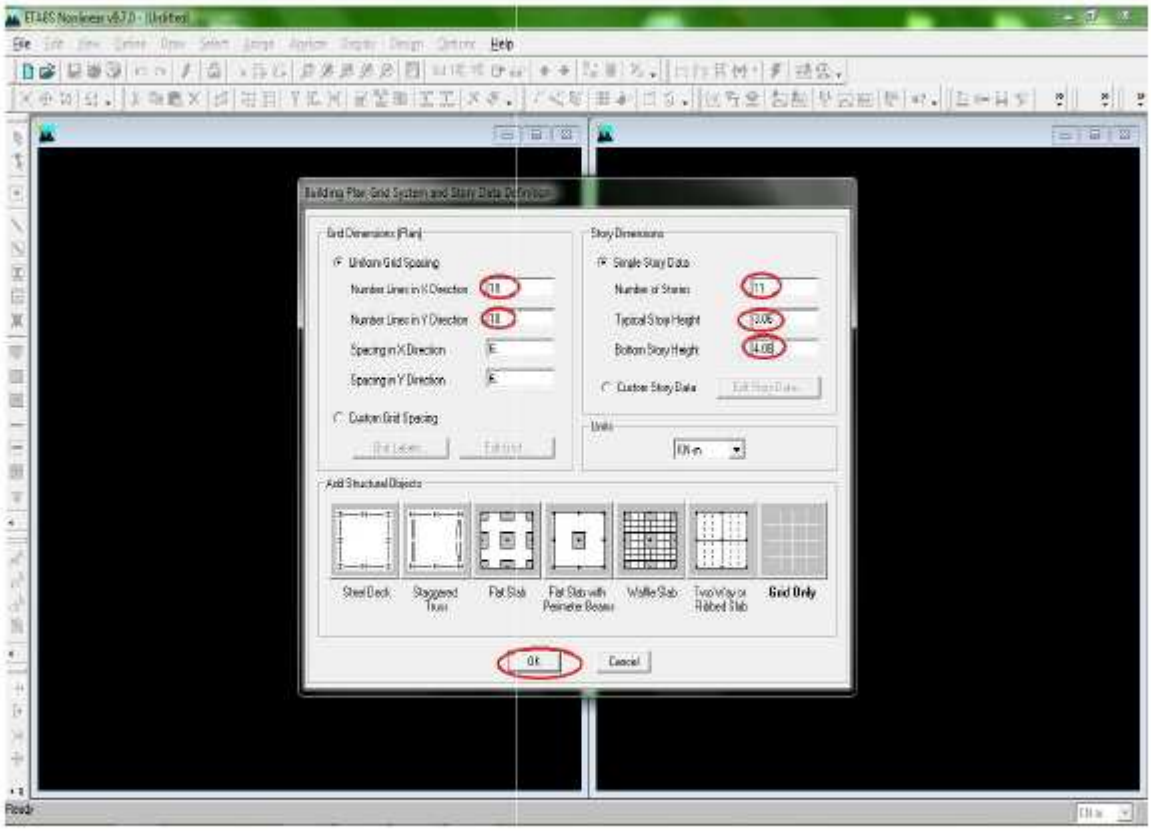
A) Choix des unités

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans **ETABS**. Au bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et déplacements :

B) Définir les propriétés mécaniques et géométrique s des éléments :

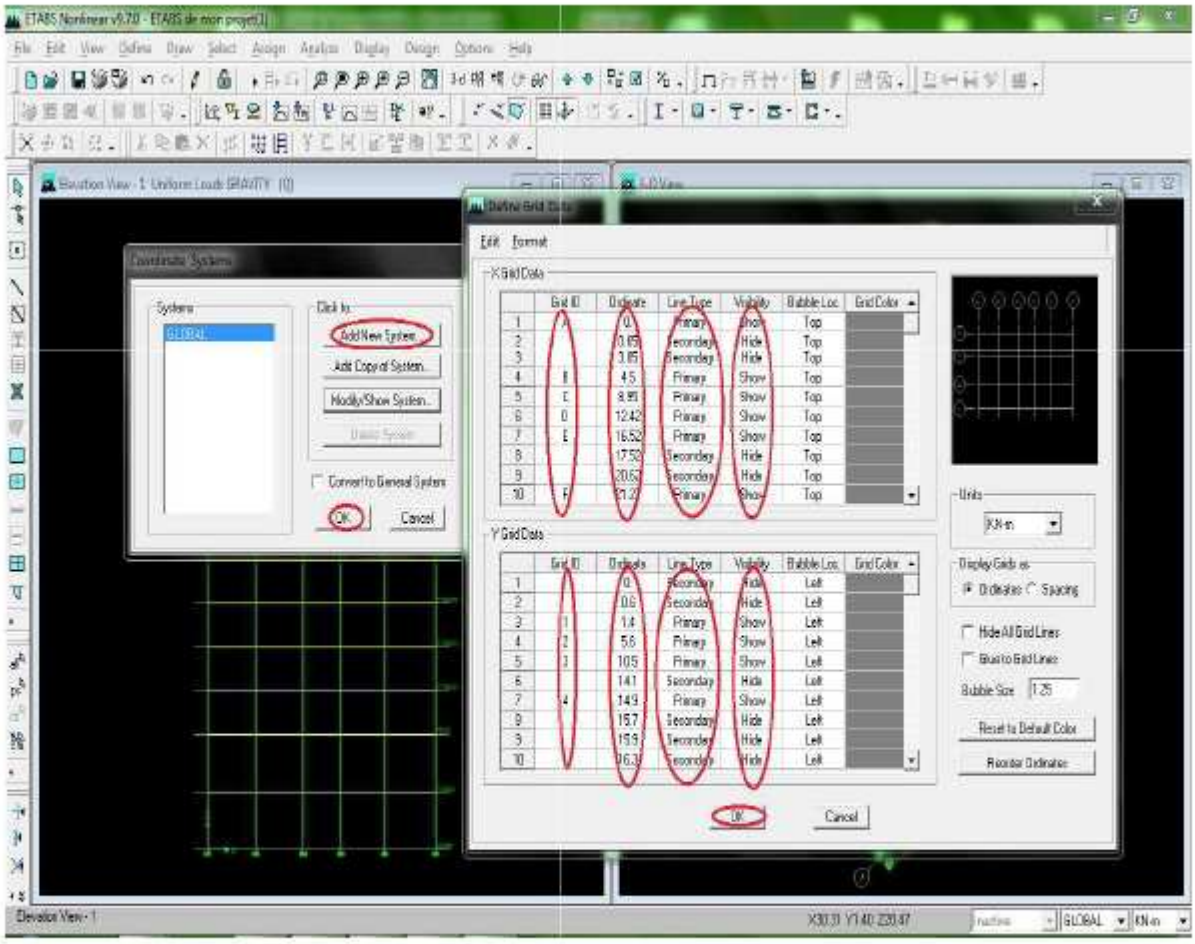
Définition des caractéristiques géométriques des structures (Builiding plan Grid and Story Data Definition)

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File →New model**, cette option permet d'introduire
Le nombre de lignes dans la direction X → Number lines in X direction ;
Le nombre de lignes dans la direction Y → Number lines in Y direction ;
Nombre de travées dans le sens de Y → Number of bays along Y ;
Longueur de travée dans le sens de X entre axes → spacing in X direction ;
Hauteur d'étage→ story height ;
Le nombre d'étage→Numder of stories ;
La hauteur d'étage courant→ typical story hight ;
La hauteur d'étage en bas →bottom story hight.

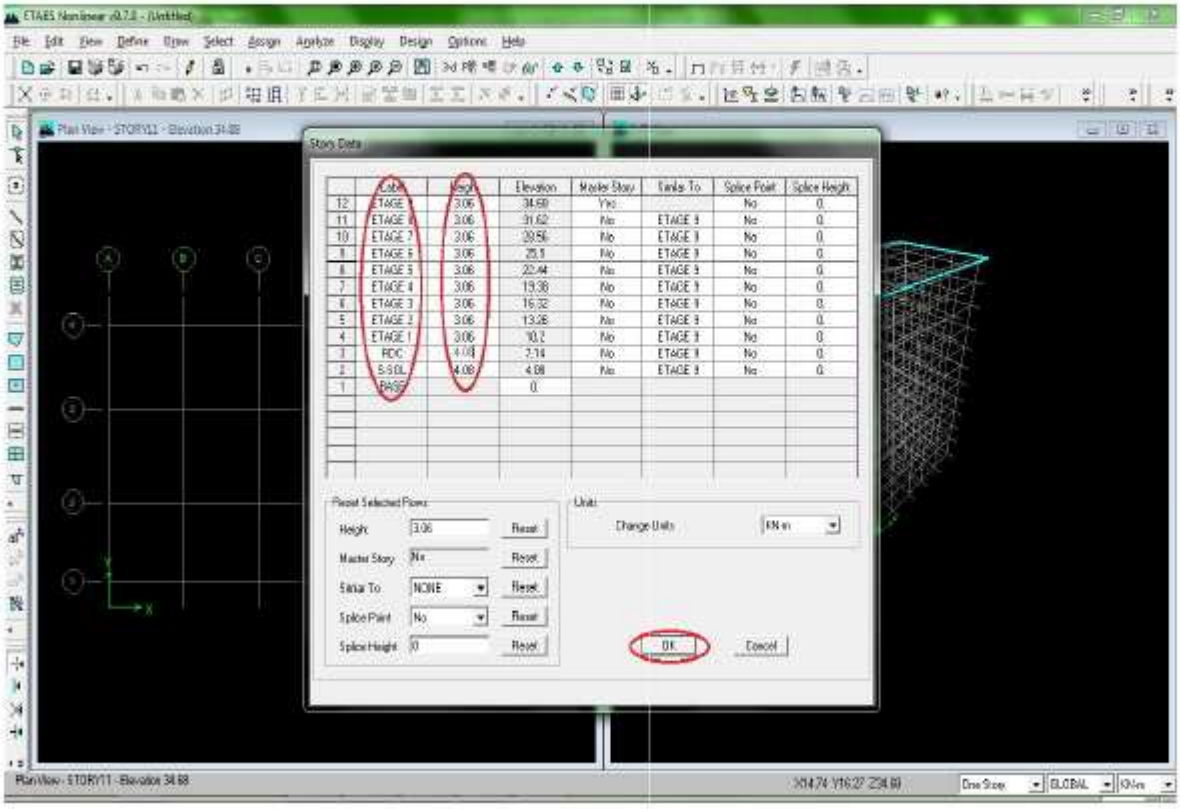


·Modification de la géométrie de base

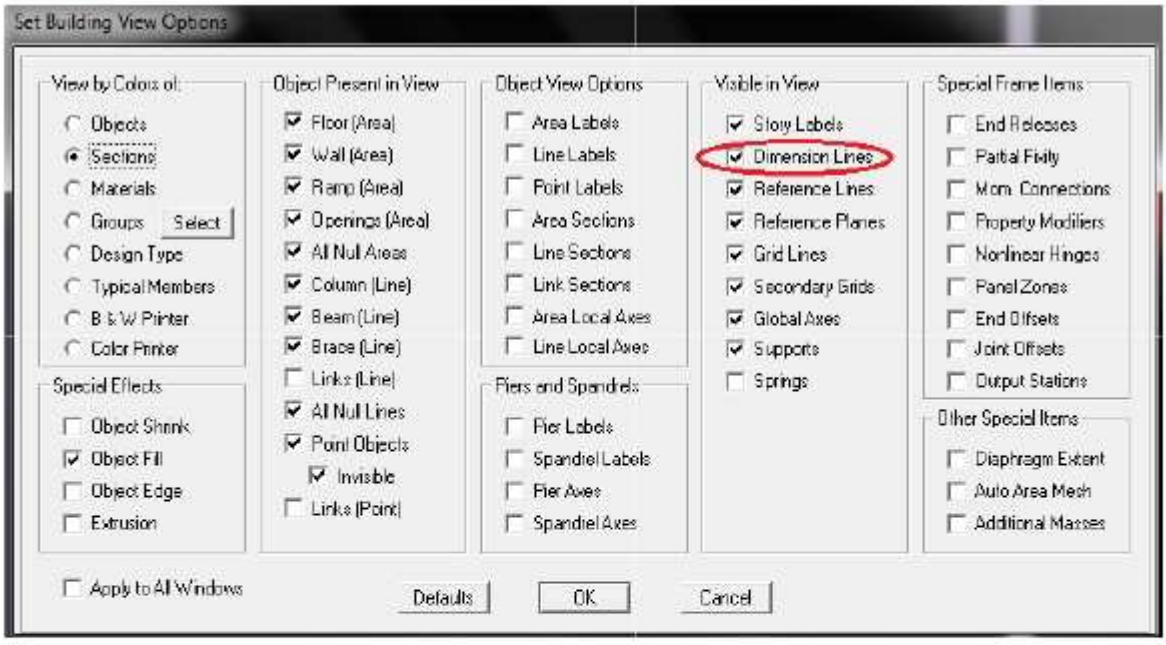
· Pour modifié les longueurs de trames et des hauteurs d'étage :
On clique sur le bouton droit de la souris. Puis on introduit les distances cumulées puis on clique sur ok



- Pour modifié les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.



Vérification des dimensions : cliquer sur cette l'icône
ou bien View→ set building view options



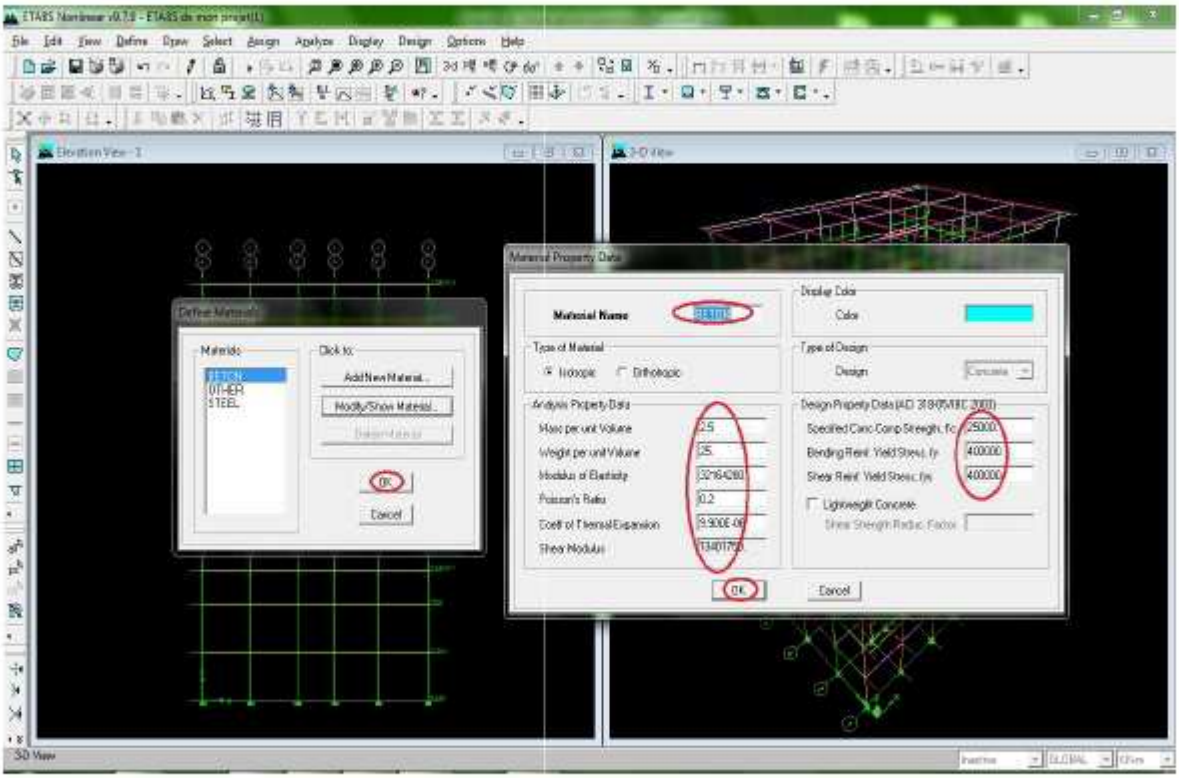
4.2) Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

Define →Material proprietes (ou bien On clique sur)

→on sélectionne le matériau **CONC**

→**Modify /Show Material,** et on apporte les modifications inscrites dans la figure



4.3) Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affection des propriétés géométriques des éléments (Poutre, Poteaux, Console, voile...).

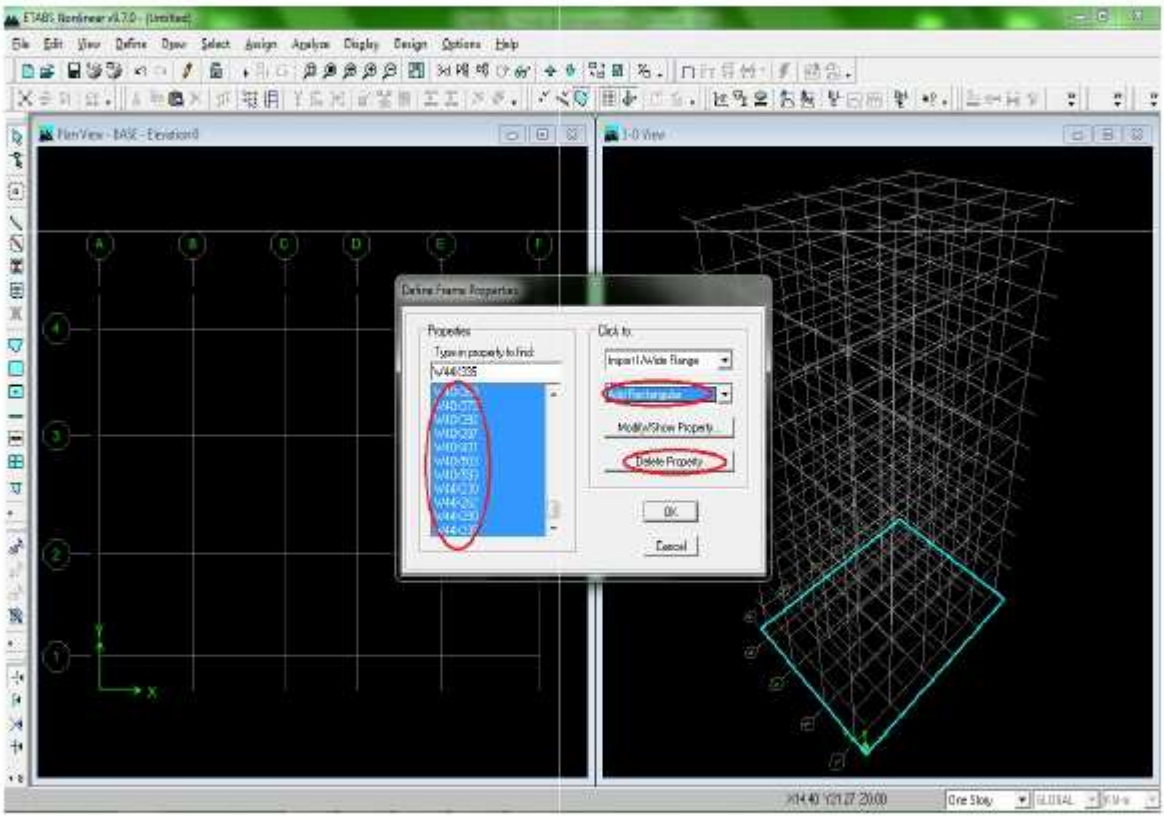
·**Définition des différents éléments**

Les éléments barres

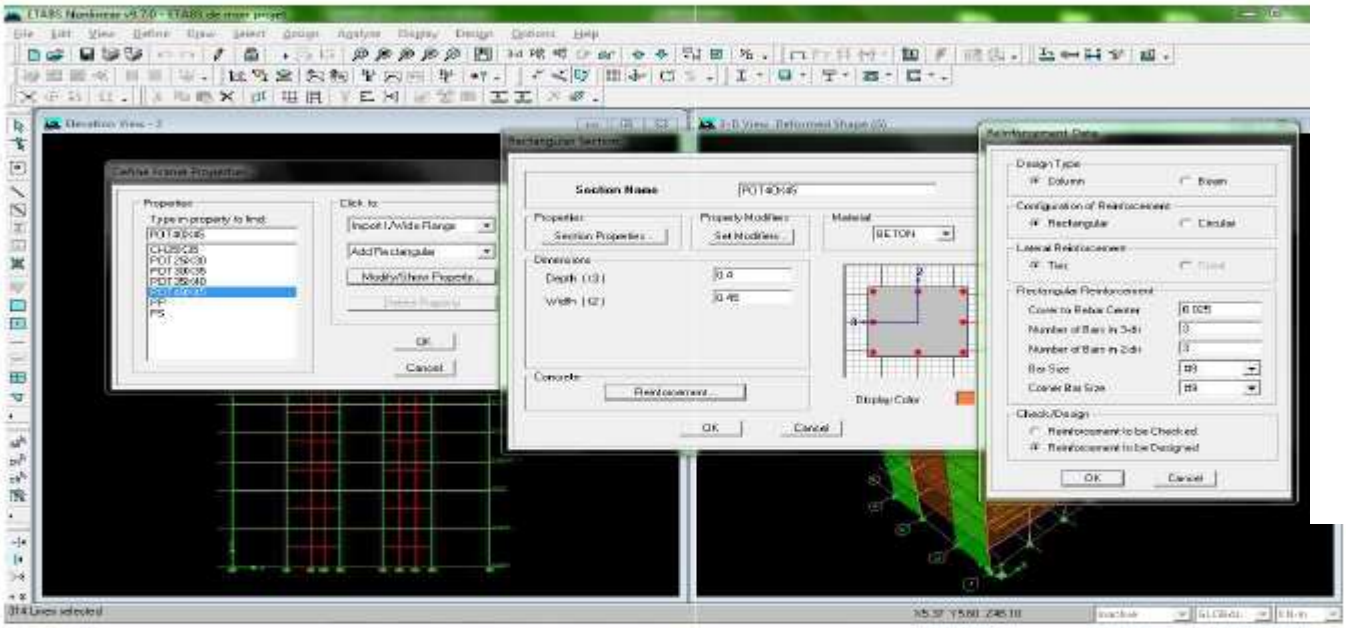
Nous choisissons le menu **Define** → **Frame sections**. Ou bien on clique sur l'icône

Icône **properties** → on sélection tout →**delete property**

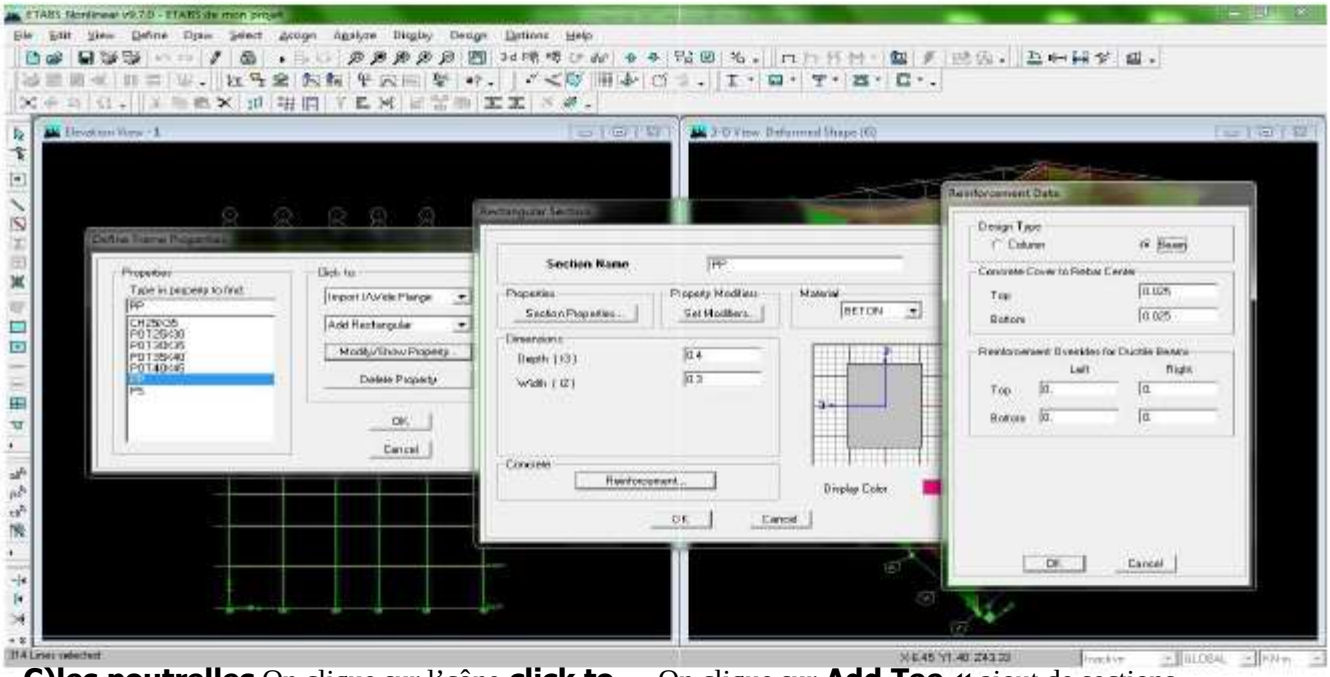
Icône **click to** → On clique sur **Add Rectangular «** ajout de sections »



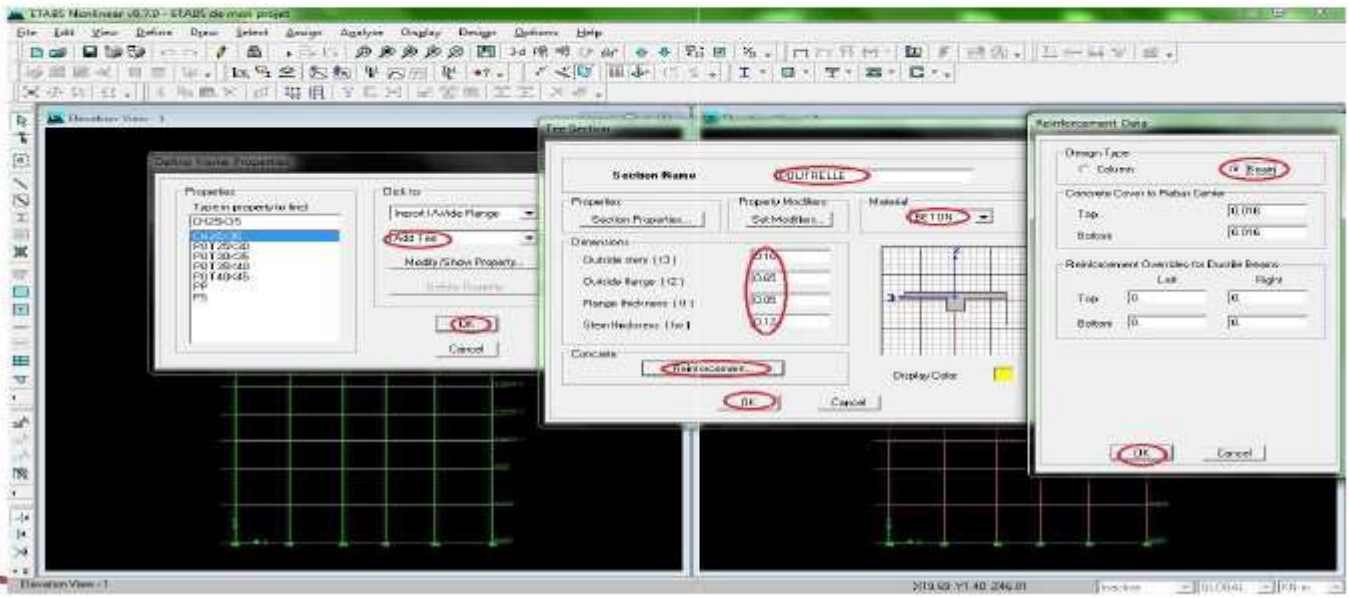
A) Les poteaux On clique sur **Reinforcement** → une fenetre rienforcement s'ouvre →coucher **column**



B) Les poutres On clique sur **Reinforcement** → une fenetre rienforcement s'ouvre →coucher **Beam**



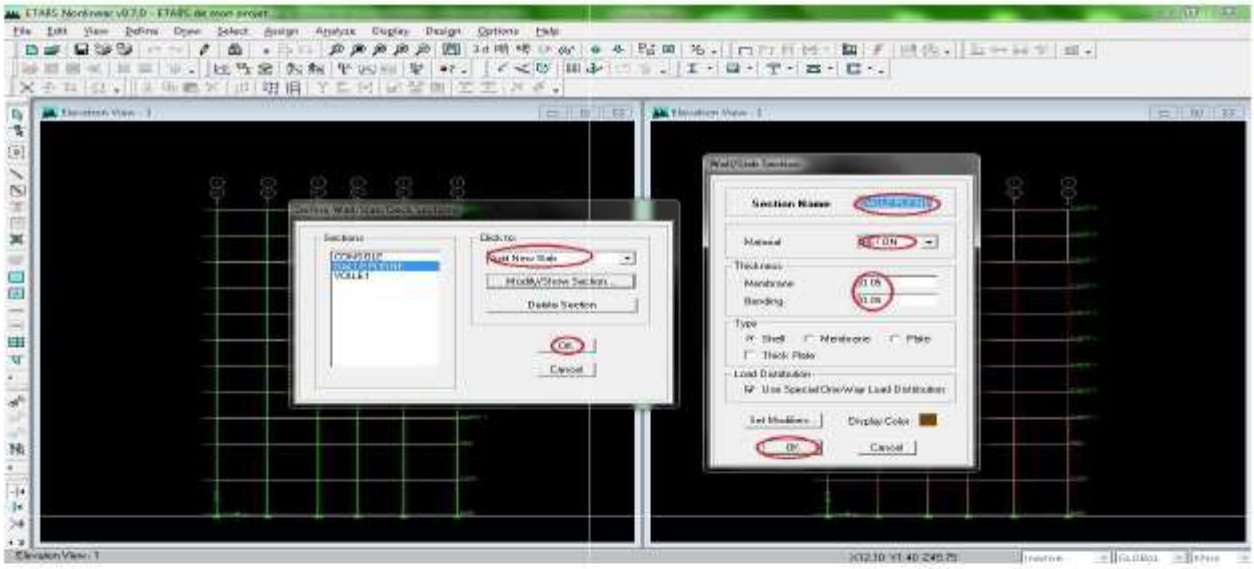
C)les poutrelles On clique sur l'cône **click to** → On clique sur **Add Tee «** ajout de sections »



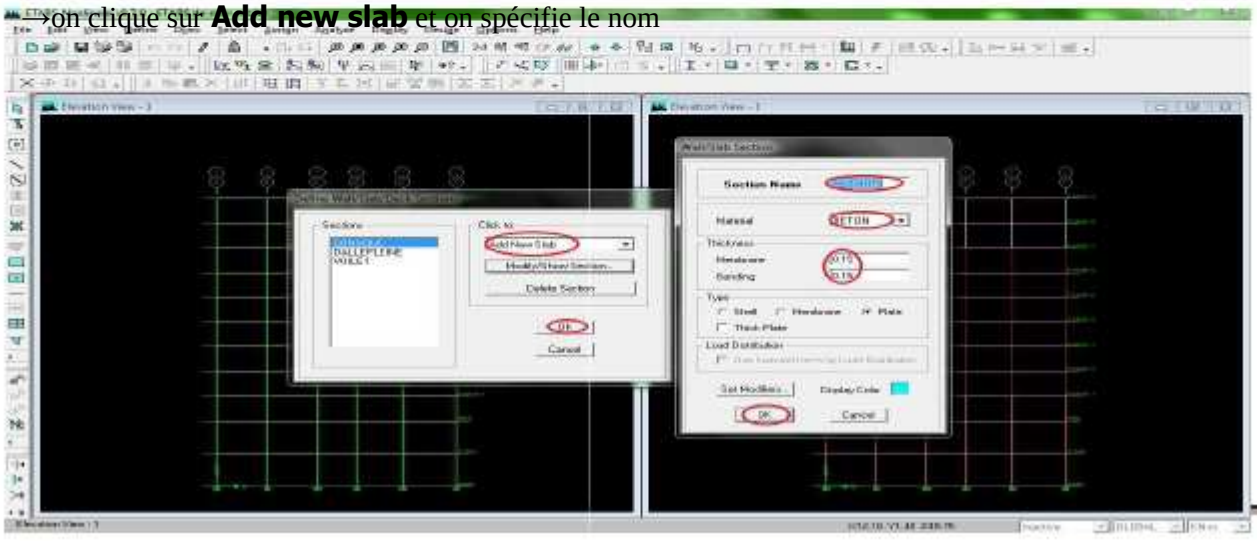
Les éléments plaques

A)Voiles On choisit le menu **Define → wall/slab**, ou bien on clique sur l'icône ( )
Icône **properties** → on sélection tout →**delete property**
Icône **click to** → On clique sur **Add Rectangular «** ajout de sections »
on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur .

B) Dalles pleines : Define → wall/ slab/ deck sections, ou bien on clique sur
→on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom



C) Console : Define → wall/ slab/ deck sections, ou on clique sur **(**
)
→on clique sur **Add new slab** et on spécifie le nom



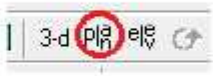
B)Affectation des sections aux différents éléments des portiques

Pour les poteaux :

il faut se mettre sur la vue en élévation dans la barre d'outils cliquer sur

Draw→ draw line objects → Create lines in region or at clicks (plan , elev , 3D), ou bien on clique sur

il s'affiche une fenêtre **proprieties of object** none choisir le nom de la section ex :pot40x45 au dessous de la

fenêtre d'ETABS **one story** cliquer sur les points de poteau pour les dessiner 

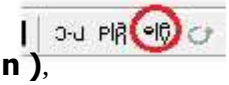
Pour les poutres :

Il faut se mettre sur la vue en plan et introduire :dans la barre d'outils cliquer sur

Draw →draw line objects →create lines in region or at clicks (plan , elev , 3D), ou bien on clique sur

il s'affiche une fenêtre **proprieties of object** none choisir le nom de la section ex :PP au dessous de la fenêtre d'ETABS changer **one story** par **similar stories** cliquer sur les points des poutres pour les dessiner

Pour les voiles :

Dans la barre d'outils cliquer sur 

Draw →draw Area objects →create walls in region or at clicks (plan),

ou bien on clique sur l'icône (ou bien) mais il faut se mettre en élévation

Pour dessiner un voile par précision de sa longueur :

Draw →draw Area objects →Draw walls

(plan) il s'affiche une fenêtre → **Proprieties Of Object none** choisir le nom de la section :voile

→ **Drawing Control Fixed Longth « l »** on donne sa longueur

Pour dessiner un Linteau

Il faut se mettre en élévation et puis sur la 1er ligne au niveau **z = 0** avec le bouton droit de la sourie on choisir

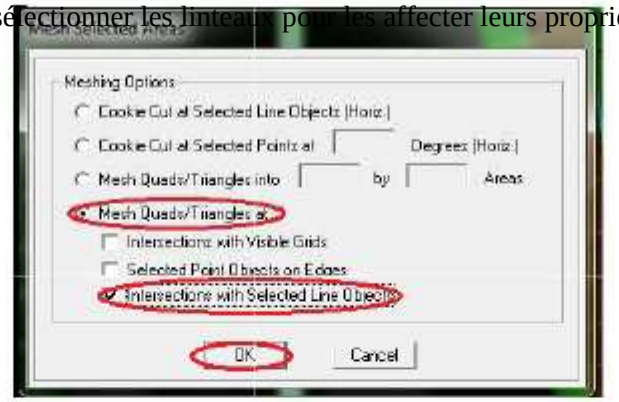
Edit Renference Planes →Add→ saisir les hauteurs cumulées des ouvertures **→Ok**

dessiner les différentes poutres ajoutées → sélectionner les poutres et les trumeaux

→Edit →Mesh Selected Areas →Ok

→supprimer les poutres dessinées

→cliquer sur l'icône (ou bien) →sélectionner les linteaux pour les affecter leurs propriétés « **voile »**



Les dalles pleines : Il faut se mettre en plans :

Draw → Draw Area Objects → Draw Rectangular Areas

ou bien→**Create Areas At Clicks**.

ou bien→ **Draw Area (plan, elev , 3D)**

Il s'affiche une fenêtre → **Proprieties Of Object** none choisir le nom de la section **dallepleine**

Console : Dans la barre d'outils cliquer sur

Draw → Draw Area Objects → Draw Rectangular Areas

ou bien→**Create Areas At Clicks**.

ou bien→ **Draw Area (plan , elev , 3D)**

Il s'affiche une fenêtre → **Proprieties Of Object** none choisir le nom de la section **Console**

Remarque : Au dessous de la fenêtre d'ETABS changer **one story** par **similar stories** cliquer sur chaque tra pour le dessiner le voile

4-4) Quatrième étape : charges statiques (G et Q)

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

Définition des charges statiques (G et Q):

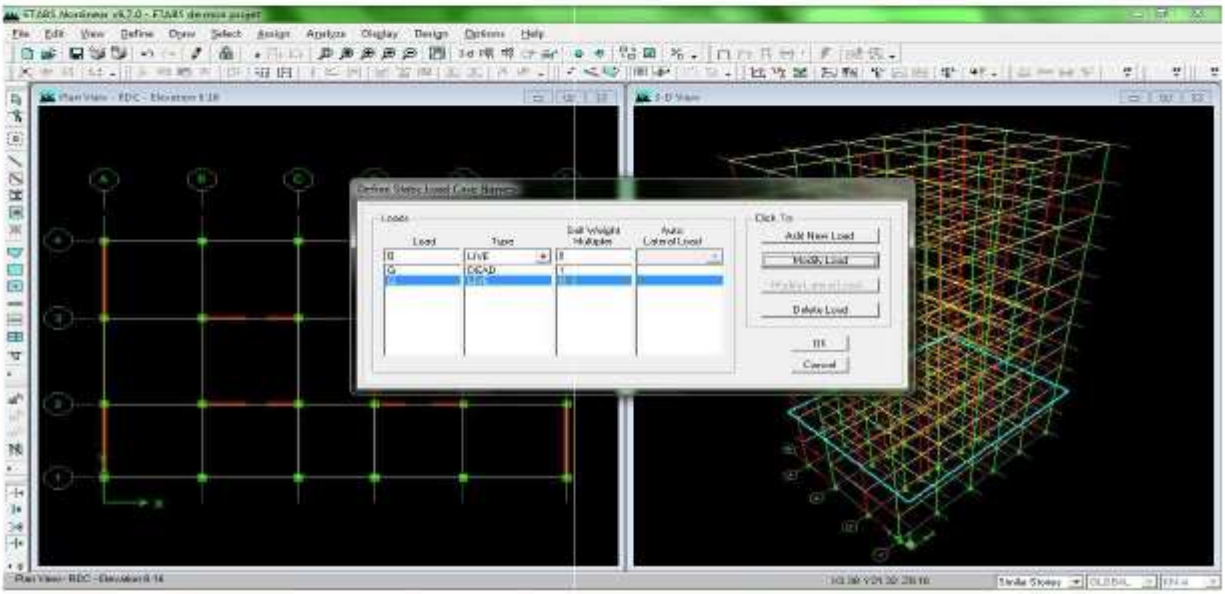
La structure est soumise a des charges permanentes **(G)**, et a des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur : **Define → Static Load Cases.**

Charges permanentes :

Load Name (Nom de la charge): **G**
Type : DEAD (permanente)
Self weight multiplier (Coéfficient interne poids propre) : **1**

Surcharges d'exploitation

Load Name (Nom de la charge): **Q**
Type : **LIVE** (exploitation).
Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **0**



B) Affectation des charges

l'affectation des charges se fais par trois méthodes soit on charge les planchers ou bien les poutrelles ou bien le portiques (poutres et poteaux)

Tableau récapitulation des charges permanentes et d'exploitation (chapitre I)

Charges permanentes	Charges d'exploitation
G Console = 5 .51 KN/m^2 G Dalle pleine = 6.35 KN/m^2 G Plancher = 5.45 KN/m^2 G Terrasse = 6.35 KN/m^2	Q Etage de service = 2.5 KN/m^2 Q Etage courant = 1.5 KN/m^2 Q Sous sol = 4 KN/m^2 Q Terrasse = 1 KN/m^2 Q Console = 3.5 KN/m^2

Charger les dalles pleines :

L'ETABS nous permet de spécifier les charges surfaciques sur les éléments bidimensionnels. Le programme fourni pour cette charge d'être uniformément répartie par m^2 selon les axes locaux ou globaux. Dans notre modélisation ces charges surfaciques on les introduit pour les dalles pleines, et pour se faire: On sélectionne les dalles :

Assing→ Shelle/ Area Loads→ Uniform. Ou bien on clique sur l'icône ( )

Attention : pour les charges permanentes des dalles pleines, il faut enlever le poids propre de la dalle de compression comme suite

$G_{Dalle\ de\ compression}$ $= \rho_{béton} * ep_{dalle} = 25 * 0.05 =$ **1.25 KN/ml**

$G_{Plancher} = (G_{Plancher\ Corps\ Creux} - G_{Dalle\ de\ compression}) * 1\ m = 6.35 - 1.25 =$ **5.1 KN/ml**

- Charges permanentes $G_{Terrasse} = (G_{Terrasse} - G_{Dalle\ de\ compression}) * 1\ m = 6.35 - 1.25 =$ **5.1 KN/ml**

$G_{console} = (G_{console} - G_{Dalle\ de\ compression}) * 1\ m = 5.51 - 1.25 =$ **4.26 KN/ml**

$Q_{Etage\ de\ service} = 2.5$ KN/ml

$Q_{Etage\ courant} = 1.5$ KN/ml

- Charges d'exploitation $Q_{Sous\ sol} = 4$ KN/ml

$Q_{Terrasse} = 1$ KN/ml

Charger les poutrelles

$G_{potrelle} = \rho_{béton} * S_{poutrelle} = 25 * ((0.16 * 0.12) + (0.05 * 0.65)) = 1.30$ KN/ml

$G_{Plancher} = G_{plancher\ Corps\ Creux} - G_{poutrelle} = 6.35 - 1.30 = 5.05$ **KN/ml**

- Charges permanentes
  - $G_{terrasse} = G_{terrasse} - G_{poutrelles} = 6.35 - 1.30 = 5.05$ **KN/ml**
  - $G_{console} = (G_{console} - G_{Poutrelle}) * 1\ m = 5.51 - 1.25 =$ **4.26 KN/ml**
- Charges d'exploitation
  - $Q_{Etage\ de\ service} = 2.5 * 0.65 =$ KN/ml
  - $Q_{Etage\ courant} = 1.5 * 0.65 =$ KN/ml
  - $Q_{Sous\ sol} = 4 * 0.65 =$ KN/ml
  - $Q_{Terrasse} = 1 * 0.65 = 1$

Charger le portique (poutres et poteaux)

Poutres principales

PP_{1-2}
- $Gpp_{1-2} = G * L_{1-2} / 2$
- $Qpp_{1-2} = Q * L_{1-22} / 2$

PP_{2-3}
- $Gpp_{2-3} = G * (L_{2--3} + L_{3-4}) / 2$
- $Qpp_{2-3} = Q * (L_{22-3} + L_{3-4}) / 2$

PP_{3-4}
- $Gpp_{3-4} = G * L_{33-4} / 2$
- $Qpp_{3-4} = Q * L_{33-4} / 2$

Poutres Secandaires

PS_{a-b}
- **G**$pp_{a-b} = G * 0.65 / 2$
- **Q**$pp_{a-b} = Q * 0.65 / 2$

PS_{b-c}
- **G**$pp_{b-c} = G * 0.65$
- **Q**$pp_{b-c} = Q * 0.65$

$PS_{a-b} = PS_{e-f}$ (poutres de rives)

$PS_{b-c} = PS_{c-d} = PS_{d-e}$ (poutres intermédiaires)

Pour affectation des charges :
Je sélectionne les poutres secondaires de rive clique sur l'icône ou bien
→Aissing→Frame line /load →distribution →uniform load
Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load.**
pour les poutres secondaires intermédiaires même chose procédure que celles de rives

4-5) Cinquième étape : Définition de la charge dynamique (E)

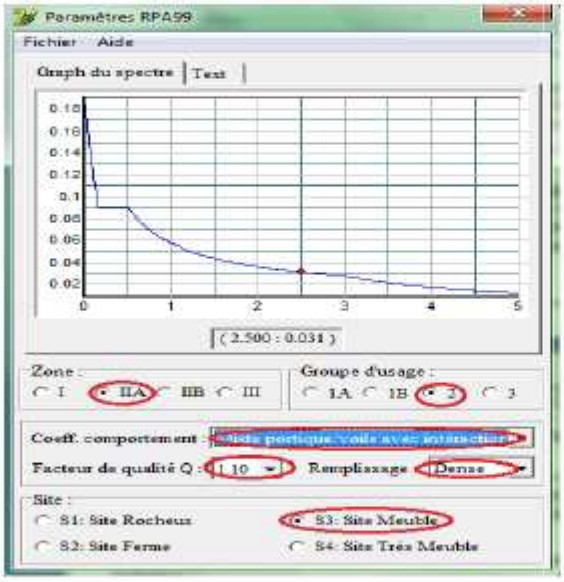
Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.
Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations (Sa/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T.

Données à introduire dans le logiciel :

Zone : **IIa** (Zone a sismicité moyenne, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**)
Groupe d'usage : **2** (bâtiments courants, voir chapitre **3.2** du **RPA 2003**)
Coeff comportement : Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles
Remplissage : **Dense** (Cloisons en maçonnerie)
Site : **S3** (Voir rapport de sol **Chapitre 1**)
Facteur de qualité (Q): $Q = 1 + q$ →Q=1.10

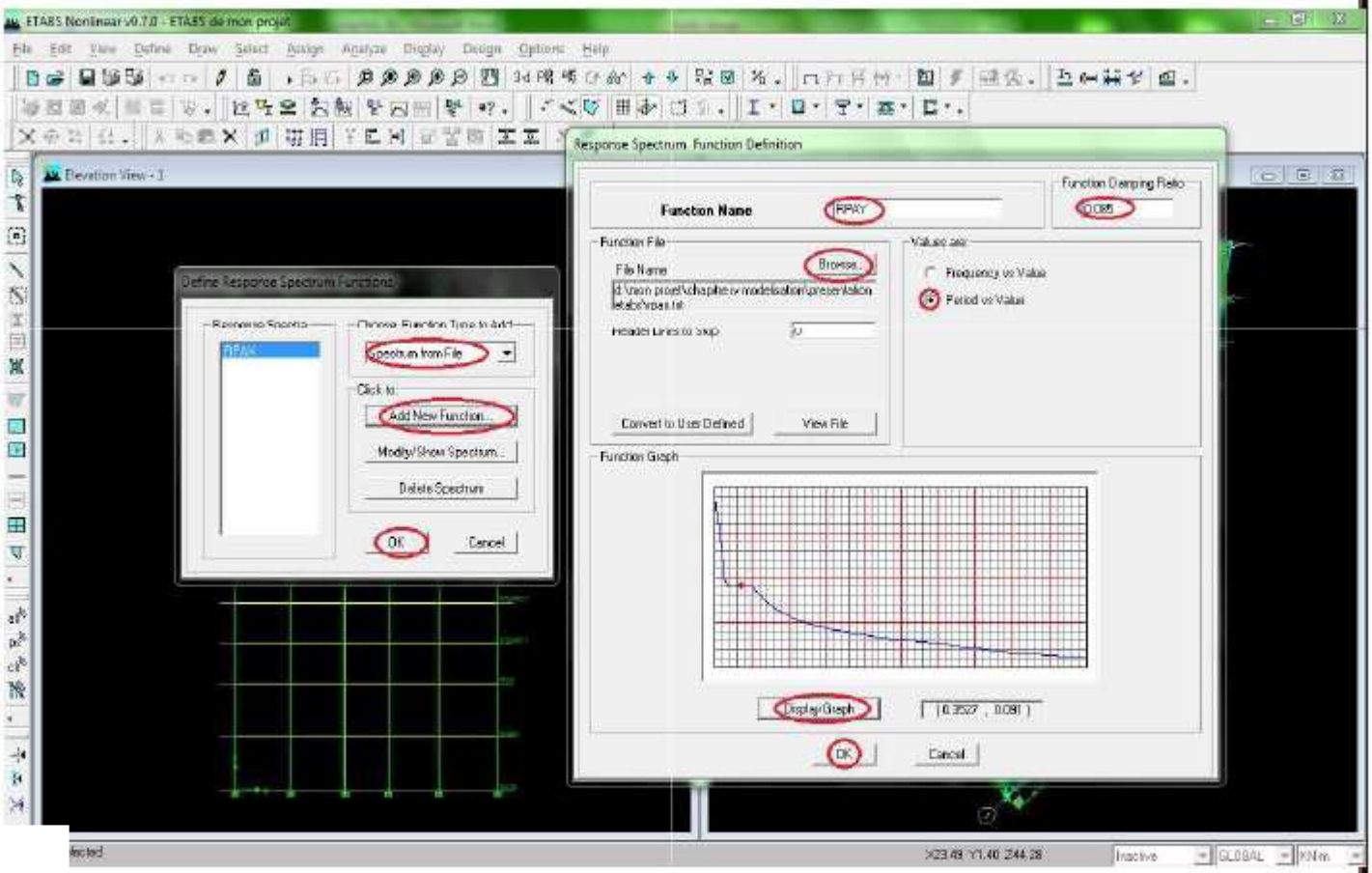
-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icone .

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text** puis on enregestre.



Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

Define → Response Spectrum Functions → choose function type to add "Spectrum frome file" à Function damping ratio la valeur **0.1** le RPA



·**Charge sismique :**

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement E (séisme), pour cela on clique sur :

Define →Reponses spectrum cases →Add New Spectrum , ou bien on clique sur l'icone

Ce cas de charges permet de prendre en compte la réponse modale de la structure sous un spectre de réponse appliqué à la base. Elle est basée sur la méthode de superposition modale.

Dans la partie Input réponse spectral, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (**U1** et **U2**).

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement linéaire introduit dans la case **Load**.

4.6)- Seizième étape : Introduction des combinaisons d'actions

Cette étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

on clique sur :**Define → Load combinations** ou bien cliquer sue l'icône

Dans la boite de dialogue qui apparait après avoir cliqué sur→ **Add New Combo**, on aura à introduire le Nom de la combinaison et les charges vec leurs coefficients, par exemple pour l'ELU (1.35G+1.5Q) :

Choisir G dans la Case **Name** et introduire 1.35 dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add**

Choisir Q dans la Case **Name** et introduire 1.5 dans **Scale Factor** et Cliquer sur **Add**

Valider avec OK et on revient vers la

Pour définir une autre combinaison on refait le même travail.

Pour modifier le coefficient d'une charge on procède avec **Modify**

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

·**Combinaisons aux états limites :**

ELU : 1.35G+1.5Q.

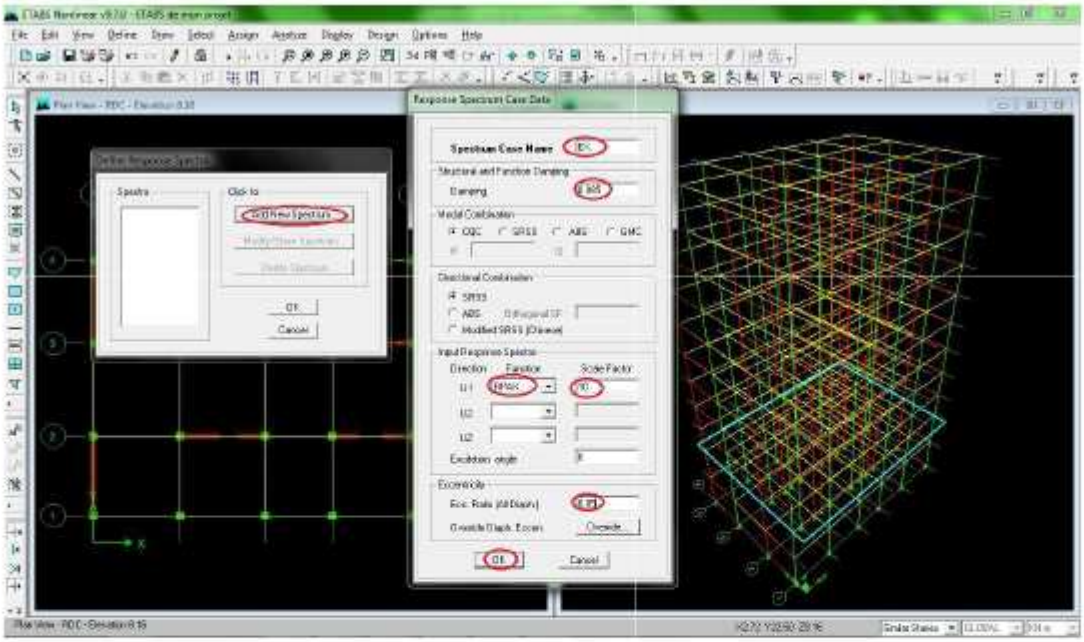
ELS : G+Q.

·**Combinaisons accidentelles du RPA :**

GQE : G+Q±E.

08GE :0.8G±E.

GQ1.2E: G+Q±1.2E



4-7)- Septième étape : Définir l'action sismique :

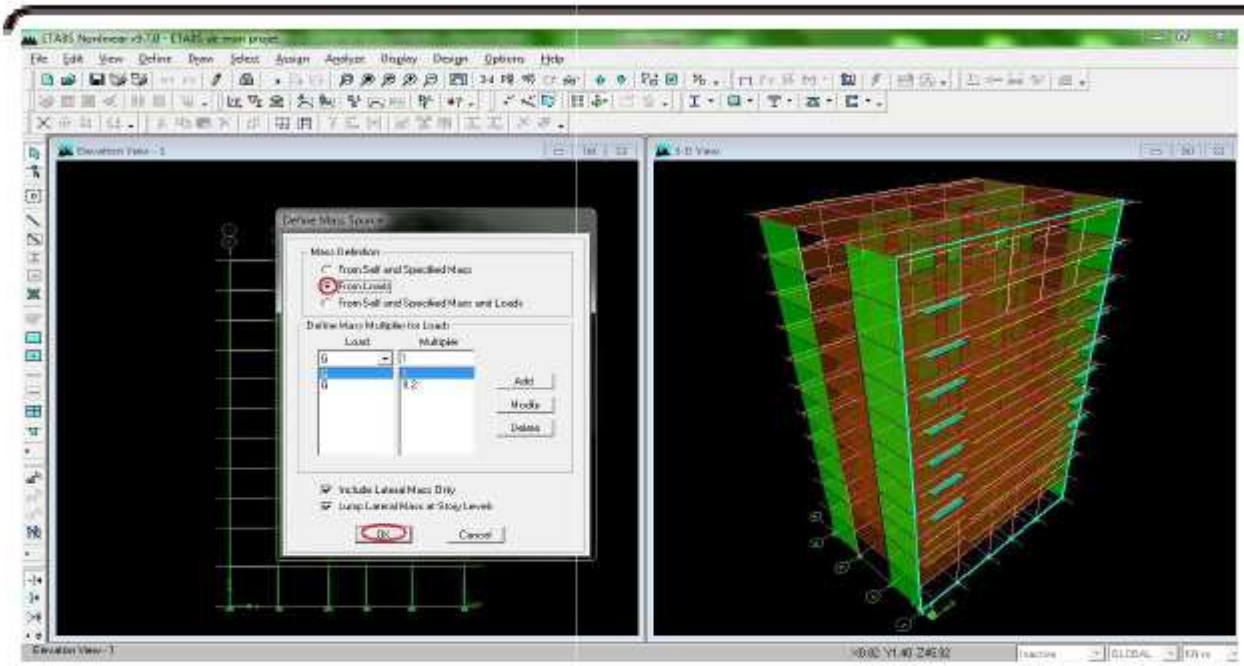
La masse sismique c'est une masse vibrante qui est excite par le séisme: Elle nous permit l'étude dynamique d'une manière automatique. dont cette masse égale

$W_{plancher} = G_{plancher} + \beta\, Q_{plancher}$

β: Coefficient de pondération, d'après le RPA → **β=0.2**

L'instruction à suivre:

Define→ masse source ou bien on clique sur cette icône



4-8)- Huitième étape :

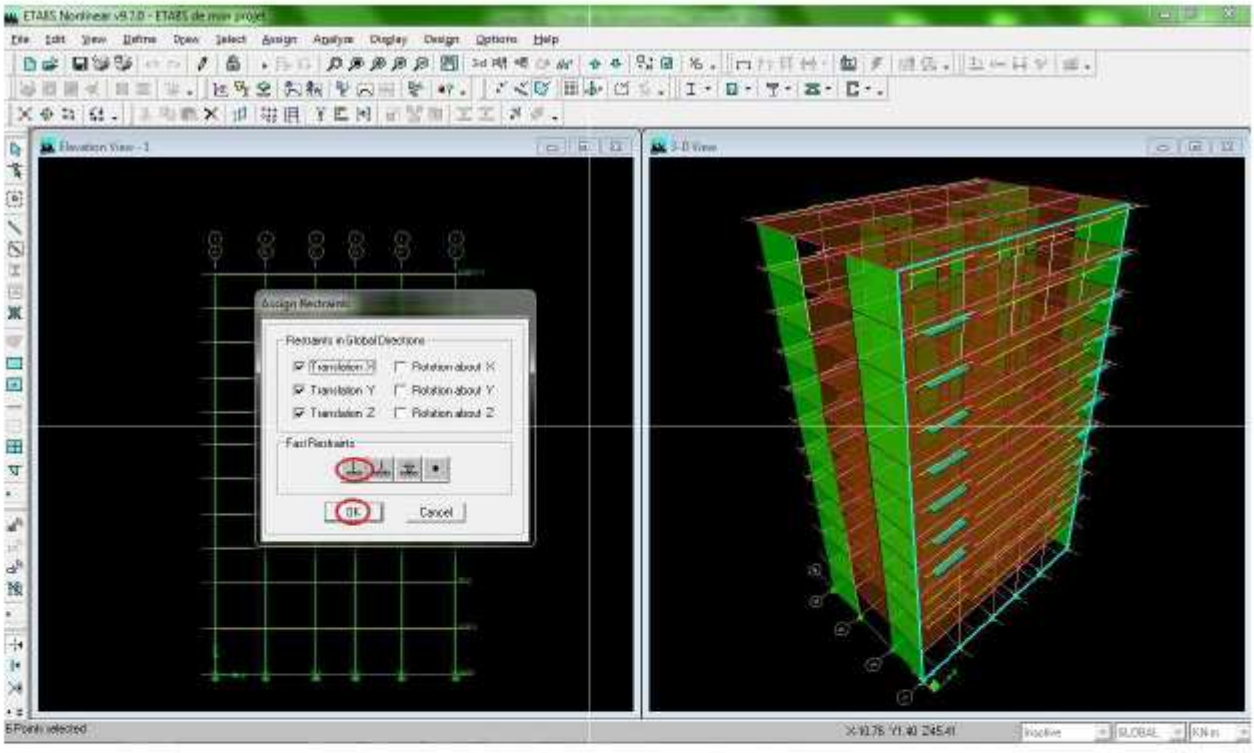
Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites pour les structures à modéliser.

Appuis :

Les supports peuvent être spécifiés comme articulés, encastrés, ou comme encastrés avec certaines relaxations. La liaison entre les deux éléments (fondation et poteau) dont le nœud est un encastrement, pour définir ça dans le modèle de l'ETABS on :

Sélectionne les nœuds à la base.

Assing→ joint/ point→ restraints. Ou bien cliquer sur l'icône suivante

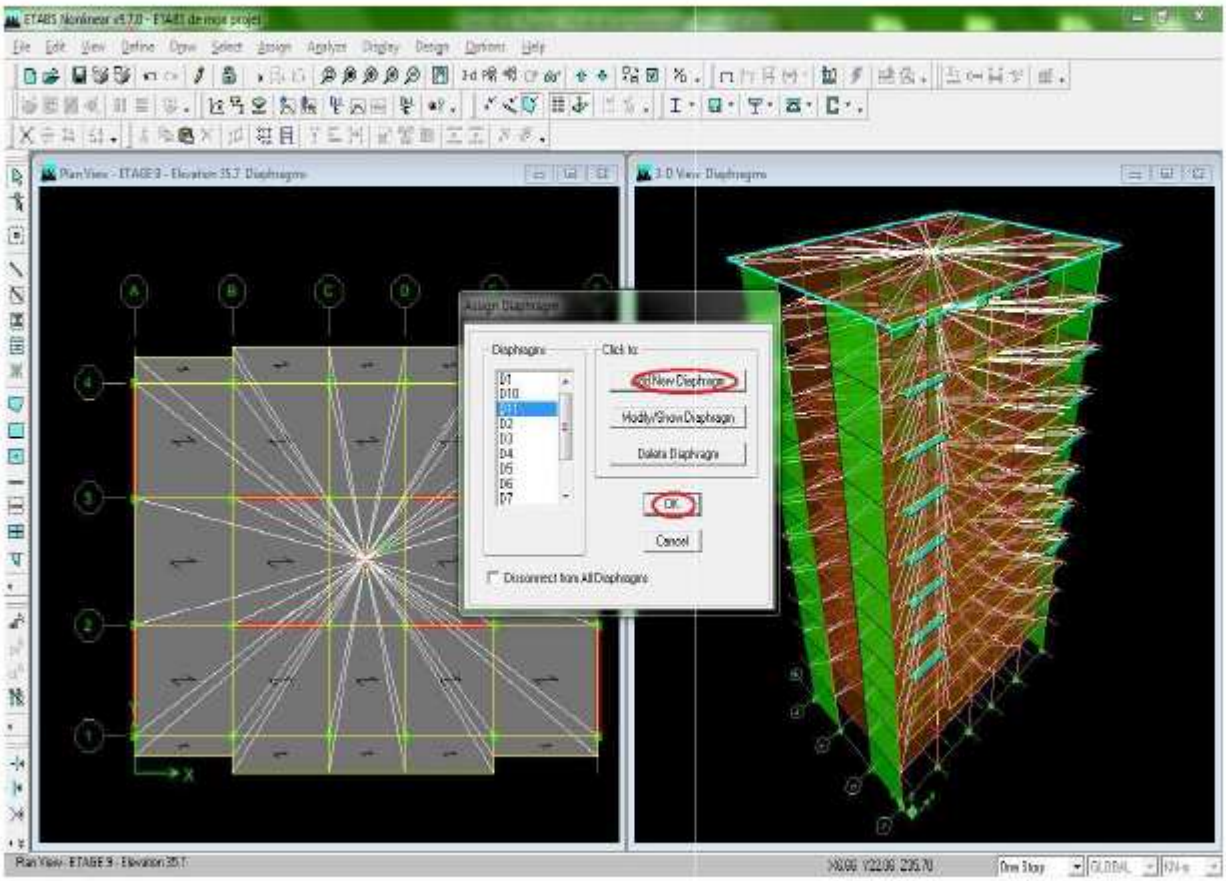


Les diaphragmes :

Les planchers sont supposés infiniment rigide pour cela on définie le diaphragme pour chaque plancher :
On clique sur cette icône ou bien ou proccede comme suite

Assing→ joint/ point→ Diaphragme Add New Diaphragm.

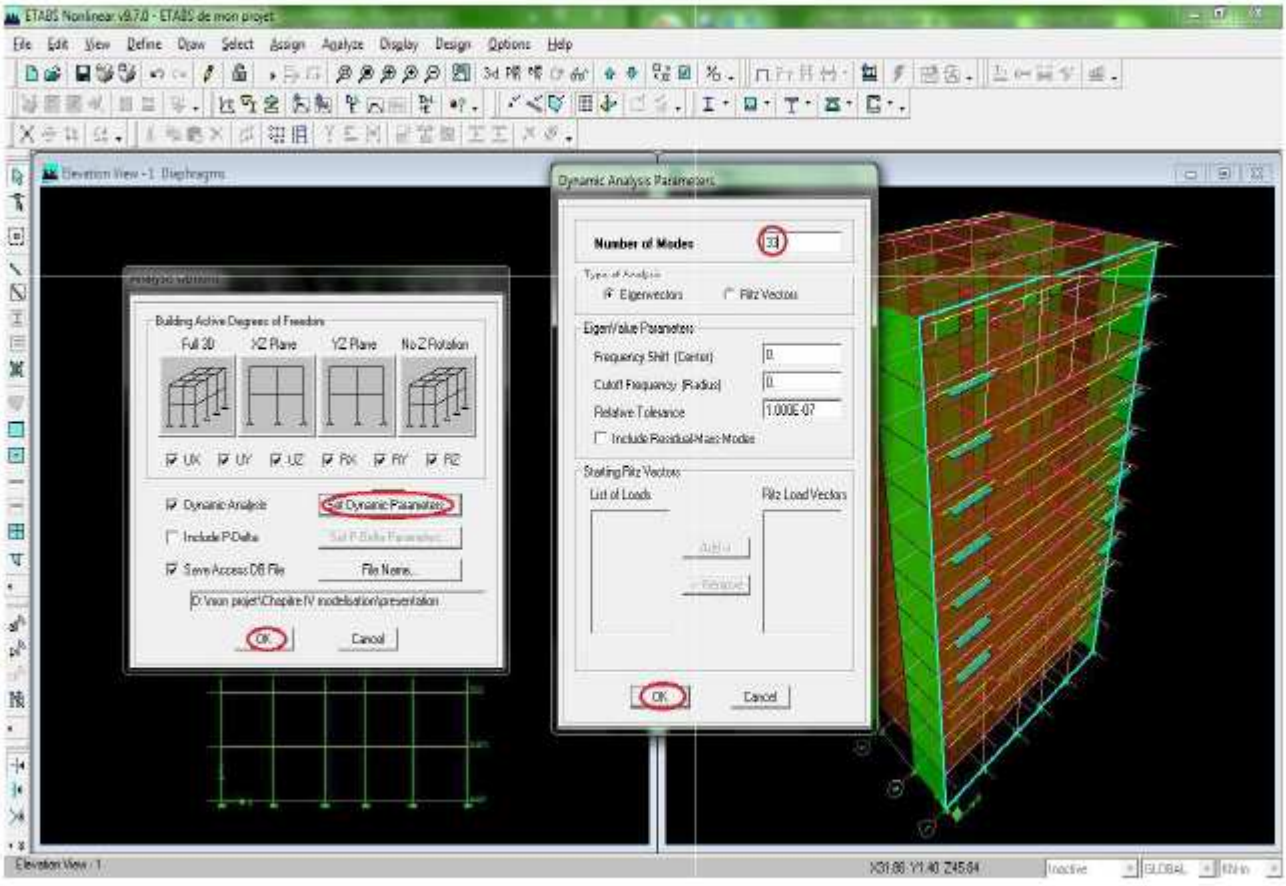
Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.
On refait la même opération pour tous les autres planchers



4-9) Neuvième étape : l'analyse dynamique

Cette étape consiste à lancer l'analyse dynamique, mais il y'a lieu de spécifier le nombre de mode à utiliser dans le calcul de sorte à avoir une participation massique supérieure à 90% selon RPA 2003.

Nombre de modes : **Analyze→ set Analysis options**.



L'analyse :

ANALYSE DYNAMIQUE

L'analyse dynamique disponible dans L'ETABS comporte l'analyse modale, l'analyse spectrale et l'analyse temporelle.

ANALYSE MODALE:

L'analyse modale permet de déterminer les modes et fréquences propres des structures.

Puisqu'il n'existe aucune force extérieure, les fréquences naturelles et les modes propres sont directement en fonction de la rigidité et de la distribution des masses de la structure. Par conséquent, le résultat du calcul des fréquences et des modes propres peut varier considérablement en fonction de la modélisation.

ANALYSE SPECTRALE :

L'analyse spectrale permet de calculer la réponse sismique d'une structure en utilisant un spectre de réponse. Les réponses modales sont combinées en utilisant la méthode de la combinaison quadratique complète CQC (Complète Quadratic Combination) ou SRSS. Les résultats de l'analyse spectrale peuvent être combinés avec les résultats de l'analyse statique pour le dimensionnement de la structure.

Pour prendre en compte la réversibilité des charges sismiques, les combinaisons de charges peuvent être crées en incluant les contributions du calcul sismique avec le signe -/+.

ANALYSE DYNAMIQUE TEMPORELLE :

Pour des cas d'analyse où une étude dynamique temporelle déterministe est exigée, ETABS offre la possibilité de calcul de la réponse d'une structure sous l'effet d'un chargement dynamique quelconque appliqué au nœud ou d'un mouvement du sol (à la base).

Le calcul est basé sur la méthode de la superposition modale, qui donne la réponse de la structure.

La procédure consiste d'abord à calculer les modes et fréquences propres du système pour calculer la matrice de masse généralisée et le vecteur de chargement généralisé qui serviront par la suite pour le découplage des équations différentielles du mouvement. La réponse modale au chargement imposé est calculée par la méthode d'intégration numérique en utilisant l'algorithme de Wilson avec un pas de temps constant choisi par l'utilisateur de l'ordre de 0.1T (T étant la période du mode le plus élevé à inclure dans la réponse).

Enfin la réponse est exprimée en fonction des coordonnées géométriques, des efforts dans les éléments et des réactions d'appuis.

Exécution : Analyze→RunAnalysis , ou bien on clique sur le bouton **F5**, **ou** bien on clique sur l'icone

4-9) Dixième étape :

A)Visualisation des diffrents résultats :

Déformations :

Display→ Show Deformed Shape

Les déformations sous n'importe quel cas de charge peuvent être tracées et les valeurs des déformations aux niveaux des nœuds peuvent être affichées ou imprimées.

Visualisation des réactions :

Display→ Show Member Forces /Stress Diagram→ Support/ Springs Reaction.

Ou bien on clique sur l'icone suivante

Déformée de la structure :

on clique sur cette icône ou bien on suit les instructions suivantes

Display Show Deformed Shap et on sélectionne une combinaison d'actions.

Diagramme des efforts internes :

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne dans le menu **Display Show Member Forces/Stresses Diagram Frame /Pier/Spandrel Forces**, ou bien on clique sur cette icône

Efforts internes et les moments dans les éléments barres :

Les poutres :

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres par :
Select By Frame Section on sélectionne les poutres **Ok**
En suite on clique sur : **Display Show Tables**
Dans Element **Output** on sélectionne **« Frame Forces » (**Efforts dans les barres).
On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **Ok.**

Les poteaux :

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

Les contraintes dans les voiles :

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses »** et on sélectionne une combinaison d'actions.

Déplacements:

pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher **Select All** , et puis sur **Display Show Table→Displacements→Displacements Data** puis on coche **Diaphragm CM Displacement.**
Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel .**
la colonne $\mathbf{U_x}$ correspond au sens xx ,et $\mathbf{U_y}$ au sens yy.

Effort tranchant

A la base :

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur
Display Show Table Modul Information Building Modul Information
On coche **Reponse Spectrum Base Reactions**
Ensuite dans « **Select Cases/comb »** on choisit **« Ex et Ey ». Ok**
On sélection dans les résultats **All F_1** correspend au $\mathbf{V_{x\ dynamique}}$ et **All F2** correspend au $\mathbf{V_{y\ dynamique}}$

Aux différents niveaux :

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on **Select By Frame Section** on sélectionne **All**
Dans **Display Show Table→ Building Output Story Shears** et on selectionne les combinaisons **Ex et Ey.**
Vx les efforts tranchants suivant l'axe xx et **Vy** les efforts tranchants suivant l'axe yy

Le poids total de la structure Wt :

Select →All
Display →show table
Model Definition → Building Data → Masse Data→Table : Diaphragme Masse Data → Ok

Le poids de chaque étage de la structure 'P' :

Display →show table Building Output on coche **Story Shears** on sélectionne dans **Select Cases / combos** la combinaison **'Poids = G+0.2Q' Ok**
Remarque : les valeurs de P sont des valeurs cumulées

Les centres de masse et les centres de rigidité pour les différents étages :
Display → Show Table →Building Output → on coche **Center Mass Rigidity». Ok**

Visualisation des modes de vibration :
Display→ Show Mode Shepe. Ou bien on clique sur

La flèche

Display→Show Member Forces /Strass Diagram Frame /Pier / spandrel Forces

Sélectionner dans **Load** la combinaison **ELS** Cocher sur **Moment 3-3** cocher **Scale Factor Ok**

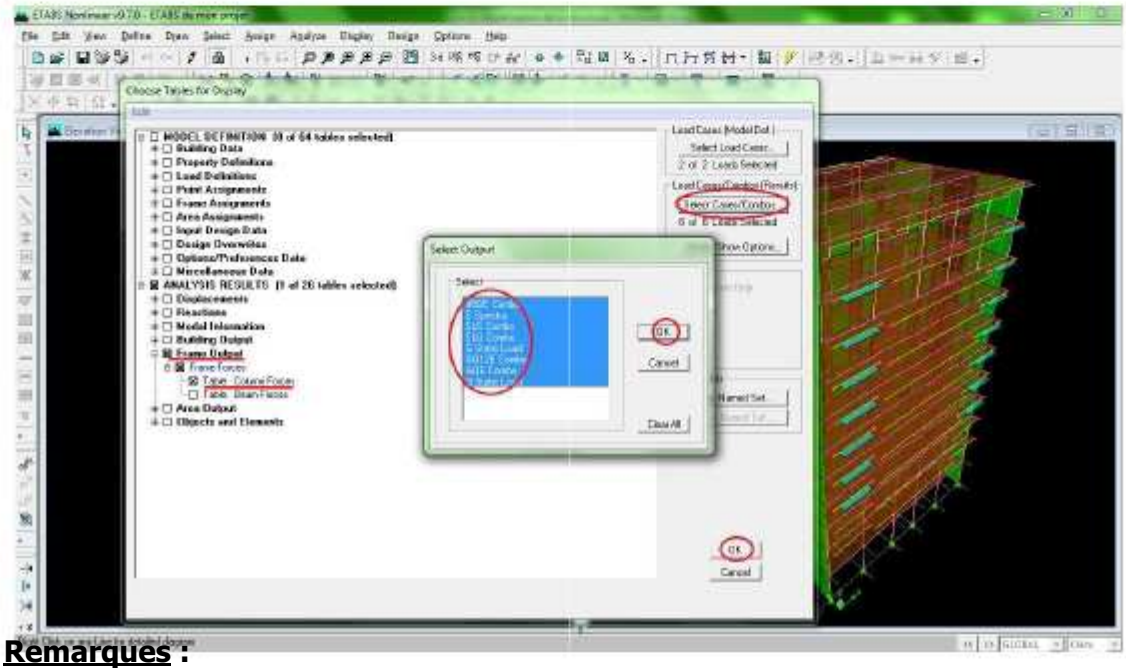
Sélectionner la plus **grande travée** dans le sens considéré avec le bouton **droit de la saurie** on coche **Show Max** on selectionne dans **Unit : KN-cm** cocher sur **Relative To Story Minimun**

Et puis on tire la valeur de la flèche **Defletion**

Les déformée des modes propres peuvent être illustrées et animées pour une meilleure appréciation et contrôle des modes des structures en espace.

B) Extraction des résultats d'analyse

Les déplacements : Display→ Show Tables.



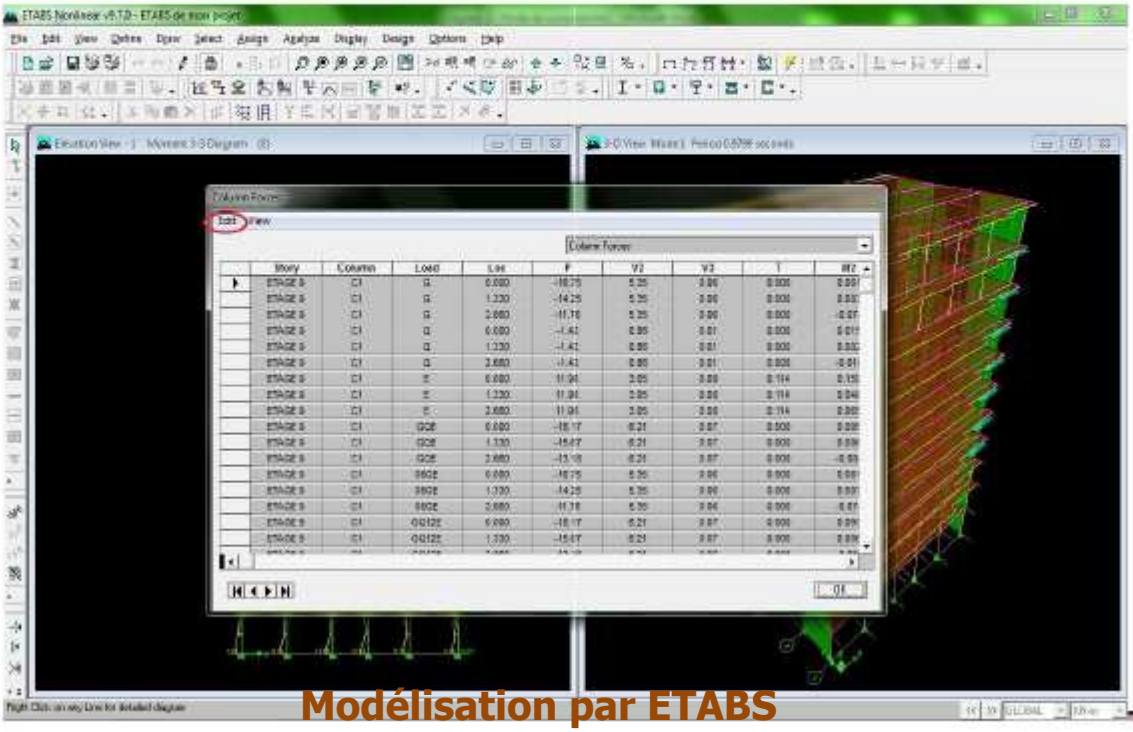
Remarques :

-Frame Forces pour avoir les efforts internes des poteaux et des poutres

-pour mieux exploiter les résultats du tableau affiché, on va l'exporter vers Excel :

Edit → Copy Entire Table ;

Après on va le copier sur la feuille d'Excel.

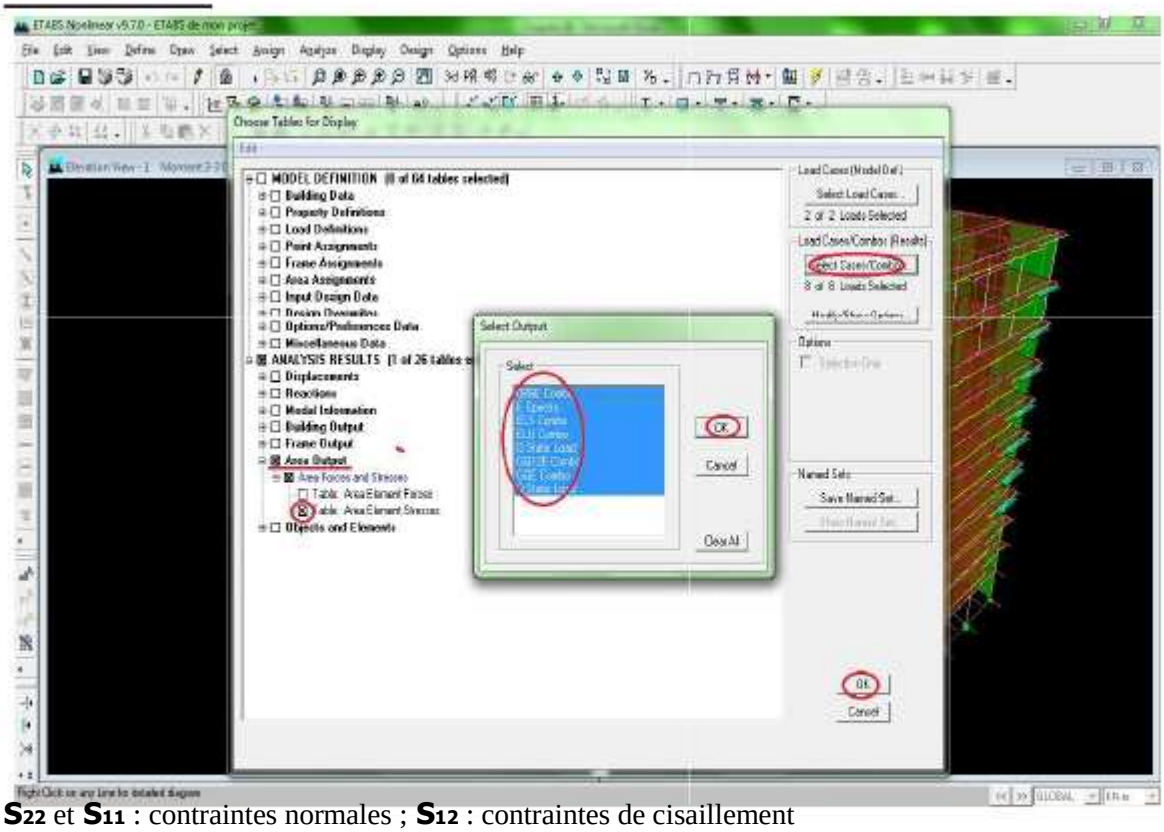


Les **efforts de traction** et de **compression** sont donnés par la colonne « **P** », et **l'effort tranchant « V2 »** et **« V3 ».**

On utilise l'option « **Trier et Filtrer** » pour avoir les valeurs négatives qui correspondent à la compression et les valeurs positives qui correspondent à la traction.

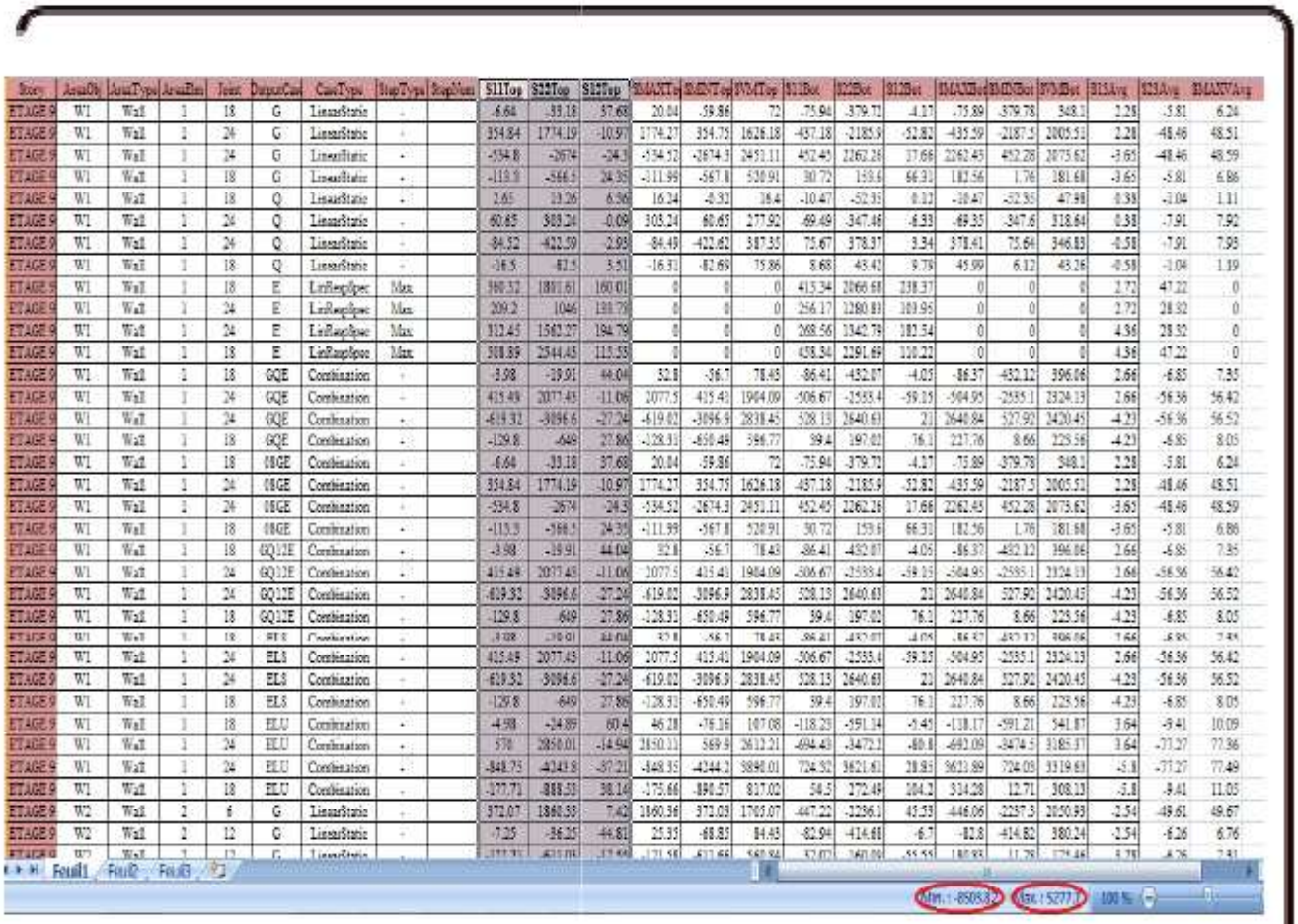
Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
ETAGE9	C1	G	0	-16.75	5.35	0.06	0	0.081	7.318
ETAGE9	C1	G	1.33	-14.25	5.35	0.06	0	0.003	0.209
ETAGE9	C1	G	2.66	-11.76	5.35	0.06	0	-0.074	-6.901
ETAGE9	C1	Q	0	-1.42	0.86	0.01	0	0.015	1.202
ETAGE9	C1	Q	1.33	-1.42	0.86	0.01	0	0.002	0.053
ETAGE9	C1	Q	2.66	-1.42	0.86	0.01	0	-0.01	-1.097
ETAGE9	C1	E	0	11.96	3.05	0.08	0.114	0.159	4.105
ETAGE9	C1	E	1.33	11.96	3.05	0.08	0.114	0.048	0.233
ETAGE9	C1	E	2.66	11.96	3.05	0.08	0.114	0.065	4.018
ETAGE9	C1	GQE	0	-18.17	6.21	0.07	0	0.095	8.521
ETAGE9	C1	GQE	1.33	-15.67	6.21	0.07	0	0.006	0.261
ETAGE9	C1	GQE	2.66	-13.18	6.21	0.07	0	-0.084	-7.998
ETAGE9	C1	08GE	0	-16.75	5.35	0.06	0	0.081	7.318
ETAGE9	C1	08GE	1.33	-14.25	5.35	0.06	0	0.003	0.209
ETAGE9	C1	08GE	2.66	-11.76	5.35	0.06	0	-0.074	-6.901
ETAGE9	C1	GQ12E	0	-18.17	6.21	0.07	0	0.095	8.521
ETAGE9	C1	GQ12E	1.33	-15.67	6.21	0.07	0	0.006	0.261
ETAGE9	C1	GQ12E	2.66	-13.18	6.21	0.07	0	-0.084	-7.998
ETAGE9	C1	ELS	0	-18.17	6.21	0.07	0	0.095	8.521
ETAGE9	C1	ELS	1.33	-15.67	6.21	0.07	0	0.006	0.261
ETAGE9	C1	ELS	2.66	-13.18	6.21	0.07	0	-0.084	-7.998
ETAGE9	C1	ELU	0	-24.74	8.51	0.09	0	0.131	11.683
ETAGE9	C1	ELU	1.33	-21.37	8.51	0.09	0	0.008	0.361
ETAGE9	C1	ELU	2.66	-18.01	8.51	0.09	0	-0.115	-10.962
ETAGE8	C1	G	0	-35.67	3.67	0.04	0	0.064	5.617
ETAGE8	C1	G	1.33	-33.17	3.67	0.06	0	0.011	0.23

Les contraintes : Display→ Show Tables.



S_{22} et **S_{11}** : contraintes normales ; **S_{12}** : contraintes de cisaillement

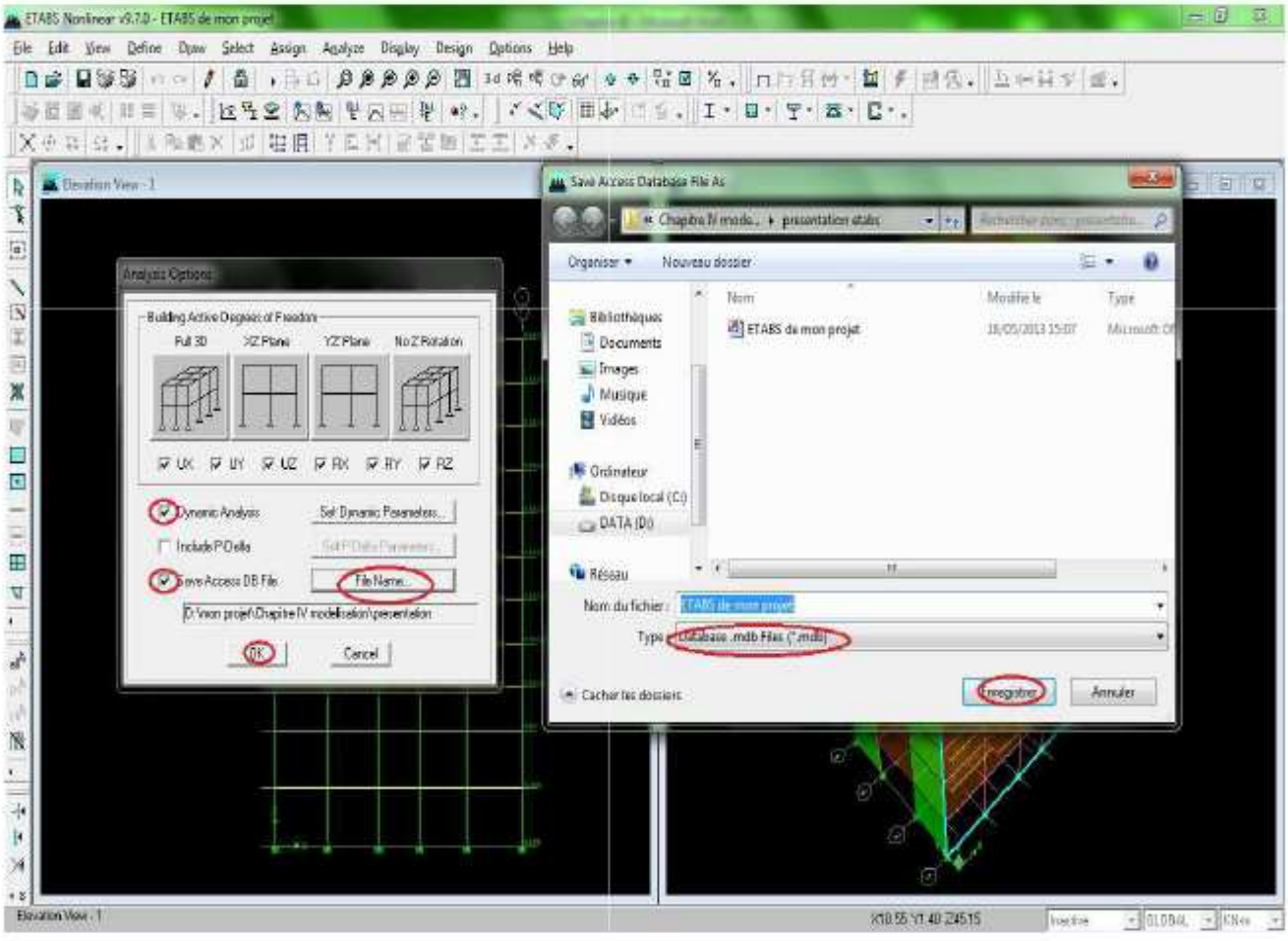
Pour les contraintes normales les valeurs positives correspondent à des tractions et négatives à des compressions.



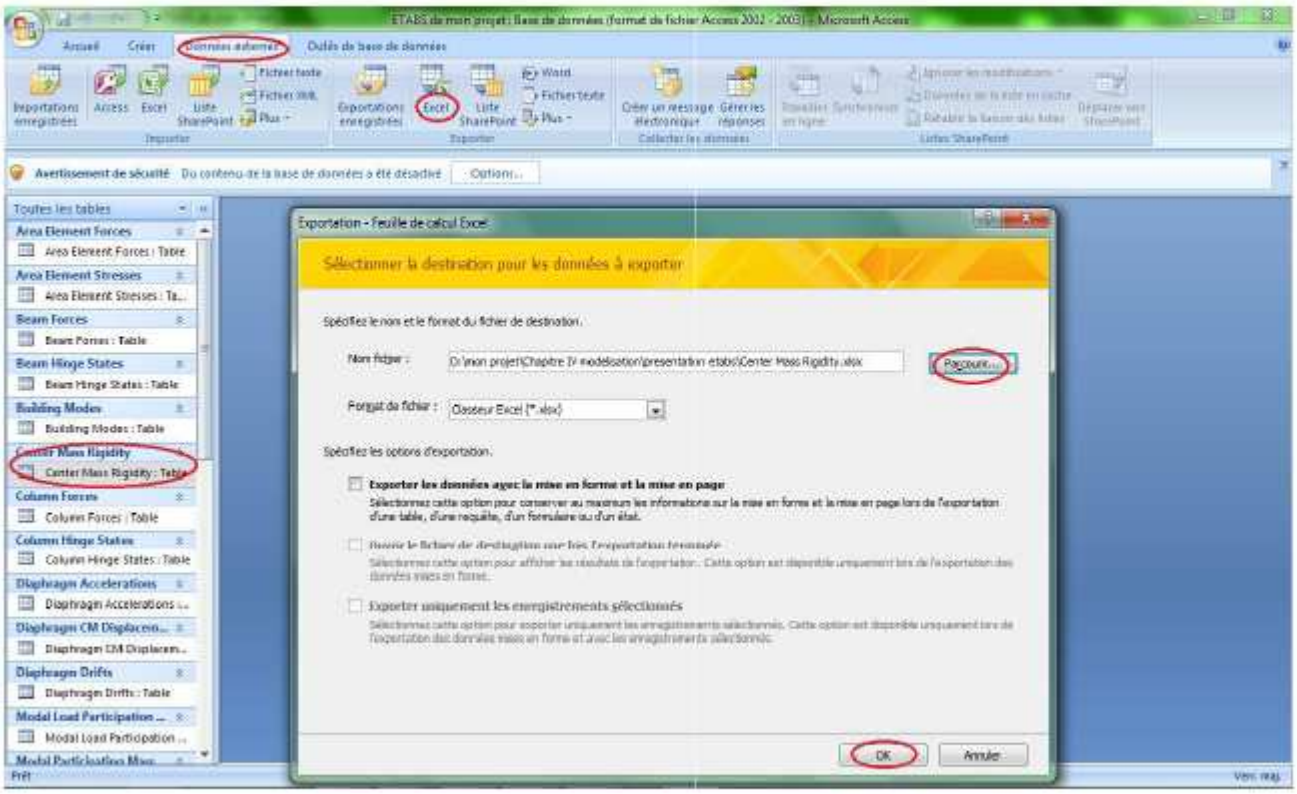
L'ETABS nous permet d'avoir le fichier résultat sous forme de tableau :

Analyze → Set Anlysis Options

Après avoir lancé l'analyse on peut avoir les résultats :



Exporter ce fichier résultat vers l'**Excel** :



Comme on peut le remarquer, le logiciel ETABS 9.7.0 facilite considérablement l'exploitation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser et d'interpréter : la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes développées, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, le centre de masse et le centre de rigidité, les déplacements inter-étages, la résultante des forces pour des éléments spécifiés, etc.

-