REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri deTizi ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme master en génie civil.
Option : Construction Civiles et Industrielles.

Théme

Etude d'une Structure (s-sol +R+7 etages) à usage d'habitation et commercial contreventement mixte, avec l'application du logiciel ETABS



Etudié par : M^elle : Brik Djamila

M^elle : Bouheraoua Naouel

Dirigé par :

Mr : ATLAOUI DJAMEL

Année 2019/2020

Remerciements

Nous rendons grâce à Dieu, de nous avoir accordé le courage et la patience et nous avoir gardé en bonne santé jusqu'à l'aboutissement de nos études et l'accomplissement de ce modeste projet.

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

Nous tenons à adresser nos vifs remerciements à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à l'élaboration de ce présent mémoire.

Nous tenons à témoigner notre profonde gratitude et nos remerciements les plus sincères à notre promoteur ***Mr.ATLAOUI*** *de nous avoir encadré, suivi et soutenu tout au long de ce travail.*

Nous remercions les membres du jury qui ont accepté d'évaluer notre projet et qui nous ferons honneur de juger et d'enrichir notre travail par leurs propositions.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants et les travailleurs du département de Génie-Civil.

Enfin, nos vifs remerciements et notre profonde gratitude sont adressés à tous nos amis (es) qui nous ont soutenus et encouragés.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

Mes chers parents pour leur bienveillance, leur affection, leur soutien considérable tout au long de mes cursus scolaire et universitaire.

Mes chers frères : Jugurtha ; Massinissa ; Mohammed
A m'adorable petite sœur Noria
A mon petit cher neveu Adem
Mes amis (es), en particulier à Nadir ; Naouel ; Naima ; Dalila ;
A mon binôme Naouel.
A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.
A toute la promotion de GENIE CIVIL 2020

DJAMILA BRIK ✍

Dédicace

Je dédie ce travail :

A mon cher père pour son aide et son soutient tout au long de mes études, et qui a fait de moi ce que je suis aujourd'hui et j'espère qu'un jour je serai capable de lui donner au moins le minimum car quoique je face j'arriverai jamais à lui rendre tout.

Ma très chère mère à qui je dois tous mes succès et que je ne remercierai jamais assez.

A mes très chère frères : faride,sofaine,lamine

A ma petite sœur cilya.

A mes belles sœurs :malika,houda

A monsieur Abderrahmane

A ma nièce : Céline

A mes grandes mères et mon grand-père, à tous mes cousins (es), tantes et oncles et leurs enfants

A mon binôme Djamila

A mes amis

Naouel Bouheraoua

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage …….. 1-13

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

II.1 : Plancher ……14

II.2 : Poutre.....15-17

II.3 : Voiles……..17-19

II.4 : Poteaux.....19-30

Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux

III.1 : Acrotère ……..…….. 31-42

III.2 : Plancher …… 43-72

III.3 : balcon …… 73-89

III.4 : Escaliers ……90-112

III.5 : poutre palière ……...113-126

III.6 : Salle machine ……...127-145

Chapitre IV : Etude de contreventement ……146-167

Chapitre V : Modélisation de la structure ……...168-197

Chapitre VI : vérifications, et interprétation des résultats……...198-218

Chapitre VII : Ferraillage des poteaux……219-242

Chapitre VIII : Ferraillage des poutres ……..243 -259

Chapitre IX : Ferraillage des Voiles…….....260-276

Chapitre X : Etude de l'infrastructure ……280-311

Chapitre XI : Etude de voile périphérique…….....312-321

Conclusion générale

Bibliographie

Introduction

Le Génie Civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles

Les ingénieurs en génie civil 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.

Tout ouvrage en génie civil doit être calculé d'une manière à assurer la stabilité et la résistance de sec éléments structuraux et aussi la sécurité des usages pendants et après la réalisation.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaine considération à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol

Nos calculs seront conformes aux règles parasismiques Algériennes (RPA 99 version 2003) et les règles du béton aux états limites BAEL 99.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment R+7 contreventement mixte, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS version 9.6.0.

INTRODUCTION :

Comme tout ouvrage en Génie Civil notre bâtiment doit être calculé de façon à assurer la stabilité et la sécurité des usages pendant et après la réalisation avec le moindre cout Dans ce premier chapitre on s'intéressera à la présentation global de l'ouvrage par la citation des différentes caractéristiques géométriques ; les éléments qui le constituent ; les règlements utilisées et enfin les caractéristiques des matériaux employés.

I-1- Présentation de l'ouvrage

Notre projet consiste en l'étude et calcul des éléments résistants d'une tour (R+7 +S /SOL) à usage d'habitation et commercial .Ce dernier est constitué d'une structure mixte en béton armé (portiques et voiles), et présente une terrasse inaccessible.

Il sera implanté dans la wilaya de TIZI OUZOU classé selon le règlement parasismique algérien (RPA 99/version 2003) comme étant une zone de moyen sismicité (zone II a)

Nos calculs respecteront les règlements en vigueurs ; à savoir :

- Règles parasismiques algériennes (**RPA99/version 2003**) ;
- Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé (**BAEL91/modifié.99**) ;
- Document technique réglementaire **(DTR B.C 2.2):** charges permanentes et charges d'exploitation ;

I-1-1-Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

La structure est composée :

- ✓ D'un sous sol
- ✓ D'un RDC à usage commercial
- ✓ De sept étages courants à usage d'habitation
- ✓ D'une cage d'escaliers
- ✓ D'une cage d'ascenseur
- ✓ D'une terrasse inaccessible

Dimension :

❖ <u>En plan</u> :

✓ Longueur totale L = 24.70 m

✓ Largeur totale l = 15.50m

❖ <u>En élévation</u> :

✓ Hauteur de sou sol hs= 4.08 m

✓ Hauteur totale de bâtiment h_b =25.92 m

✓ Hauteur de RDC h_R = 4.50 m

✓ Hauteur de l'étage courant h_e = 3.06 m

✓ Hauteur de l'acrotère h_{ac}= 0.60m

I-1-2- Les éléments de l'ouvrage :

a) **la superstructure** : est composée de :

L'ossature :

Ce bâtiment est en ossature mixte composée de portiques transversaux et longitudinaux et d'un ensemble de voiles porteurs.

Voile :

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

Portiques :

Ils sont en béton armé, sont constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales.

Les planchers :

Le plancher est une partie horizontale de la construction, il a pour but de séparer les étages successifs du bâtiment.

-Il supporte son poids propre et les charges d'exploitations, les transmet aux éléments porteurs de l'ossature (fonction de résistance mécanique).

-Il assure l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation)

-Le plancher terrasse est inaccessible comportant un système complexe d'étanchéité et une pente de (1%) pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

Dans notre bâtiment on a deux type de plancher :

1. **Planchers en corps creux** : portées par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

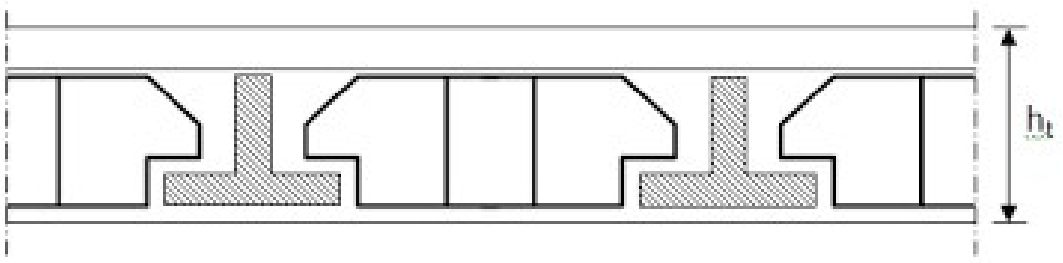


Fig. II.1 Plancher à corps creux

2. Planchers en dalle pleine en béton armée :

Sont des planchers en béton armée plus résistants et plus lourd comparé aux corps creux, ils sont utilisés généralement la ou il n'est pas possible de réaliser les planchers en corps creux, en particulier la cage d'ascenseur et les balcons. Aussi lorsqu'on a des grandes portées, la hauteur du plancher à corps creux est importante.

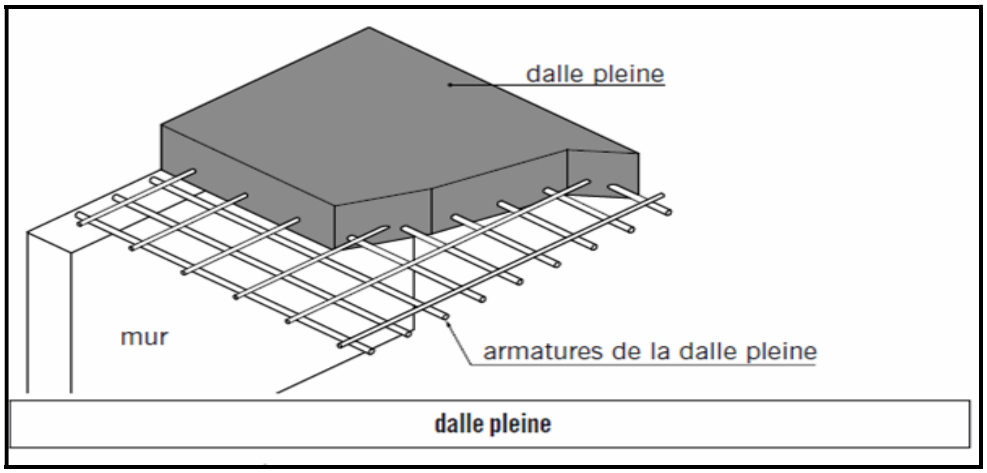
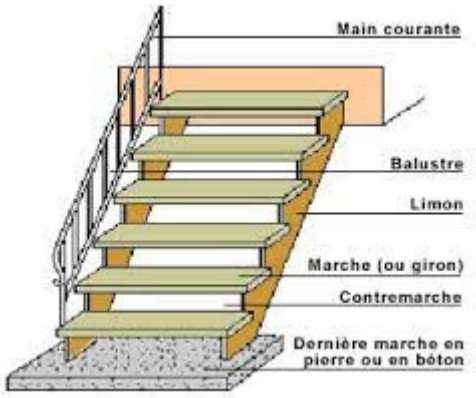


FIGURE *I.2 :* *dalle pleine en béton armé.*

Les escaliers :

Le bâtiment est muni dune cages d'escalier desservant la totalité des niveaux. Composée d'un palier et paillasses réalisés en béton armé coulé sur place.



Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en béton armé. il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie

Le coffrage :

On utilise le coffrage traditionnel en bois pour les portiques et le coffrage métallique pour les voiles.

La maçonnerie :

* **Murs extérieurs :** les façades sont en double cloison de briques creuses d'épaisseur de 30 cm (cloison extérieur de 15cm et intérieur de 10cm) avec une lame d'air de 5 cm d'épaisseur afin d'assurer l'isolation thermique et phonique.

* **Murs intérieurs :** sont des murs de séparation réalisés en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

Les revêtements :

- Mortier de ciment pour les murs de façade extérieure ;
- Enduit en plâtre pour les cloisons intérieurs et plafonds ;
- Carrelage pour les planchers et les escaliers ;
- Céramique pour la cuisine et salles d'eaux.

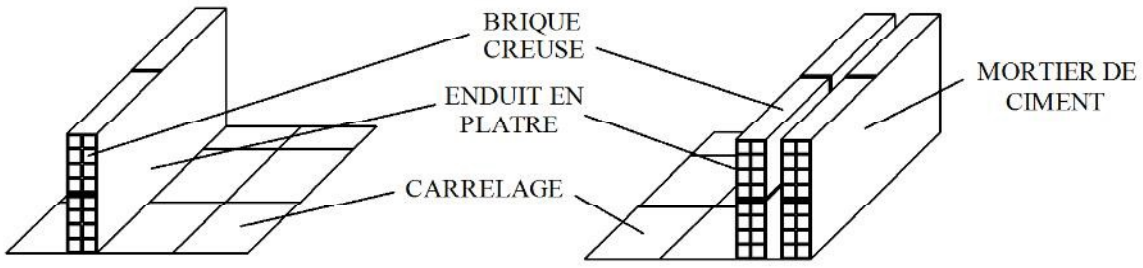


FIGURE I.3 : *Murs intérieur et extérieur*

Acrotère :

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.60 [m] de hauteur, réalisé en béton armé coulé sur place ; il joue un rôle de sécurité et de garde du corps.

Les balcons :

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher. Ils seront réalisés en corps creux ou en dalle pleine

Terrasse inaccessible :

Notre bâtiment sera muni d'une terrasse inaccessible sauf pour entretient, réalisée en corps creux et d'une dalle de compression.

b) L'infrastructure : est constituée de :

Fondations : La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle constitue une partie importante de l'ouvrage. Elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier.

Le choix du type des fondations dépend de la nature du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage, il passe par un compromis entre la technique et l'économie, il faut rechercher la sécurité nécessaire pour un cout minimum

Il existe trois types de fondations :

- ✓ Les fondations superficielles
- ✓ Les fondations profondes.
- ✓ Les fondations semi- profondes.

Mur de soutènement :

Les murs de soutènements sont réalisés en béton armé

I-1-3-Etude géotechnique du sol :

Les essais réalisés par le laboratoire géotechnique ont évalué :

- o Une contrainte admissible de σ_{sol} =2 bars

I-2 - Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :

I-2-1- Le béton :

Le béton est un mélange optimal des agrégats, Il est fabriqué suivant une étude ou composition par laboratoire. Son poids volumique est **ρ = 25 KN/m³.**

Le béton présente des résistances à la compression assez élevées, mais sa résistance à la traction est faible, de l'ordre1/10de sa résistance en compression. De plus le béton a un comportement fragile.

❖ Composition du béton :

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

- ❖ Une résistance mécanique élevée
- ❖ un retrait minimum.
- ❖ une bonne tenue dans le temps.

Pour notre projet on utilise un béton courant dosé à 350 kg/m3 de ciment. Sa composition courante pour 1 m^3 est comme suit:

- Ciment : 350 kg de CPA325.
- Gravier : 750 a 850kg/ m³8/ 15 et 15/25 mm.
- Sable propre : 380 a 450kg/ m³D ≤ 0/5mm.
- Eau de gâchage: 150 à 200 l/m³.

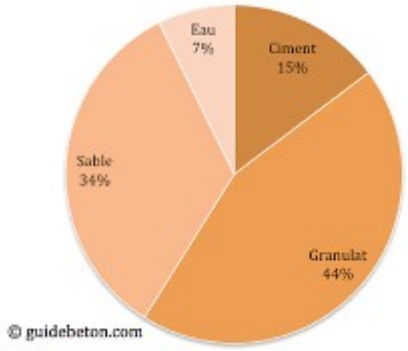


FIGURE I.4 : composons du béton

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa :

a) Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge noté f_{c28}.

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton pour j < 28 jours, elle est calculée comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{(4.76 + 0.83 \times j)} \times f_{c28} \text{ pour : } f_{c28} \leq 40\text{MPa}$$

.....(BAEL91/A.2.1 .11)

$f_{cj} = \frac{j}{(1.40 + 0.95 \times j)} \times f_{c28}$ pour : $f_{c28} > 40$MPa

(BAEL91, modifié 99/**A.2.1,11)**

Dans les calculs de notre ouvrage, nous adopterons une valeur de **f_{c28}=25Mpa**

b) Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours ; noté f_{tj} ; est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \rightarrow$$ **……BAEL 99 /ART 1.2.12**

Dans notre cas : **f_{c28} = 25 MPa⟹ f_{t28} = 2.1 MPa.**

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60$ MPa.

b–1- Module de déformation longitudinale du béton :

- **Module de déformation longitudinal instantanée du béton :**

Il est utilisé pour les calculs sous chargement vertical de durée inférieure à 24 heures.

$Eij = 11000\sqrt[3]{fcj}$**…… (Art A. 2.1.21/ BAEL 91/modifié 99)**

Pour f_{c28} =25 MPa

Nous avons : E_{i28} = 32164.2 MPa

- **Module de déformation longitudinal différé du béton :**

Il est utilisé pour les chargements de longue durée.

Le module de Young du béton dépend de sa résistance caractéristique à la compression, nous prenons un module égal à :

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

Pour notre cas : fc_{28}=25[MPa]⟹ **E_{v28}=10818.86 [MPa].**

b-2- Module de déformation transversale :

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

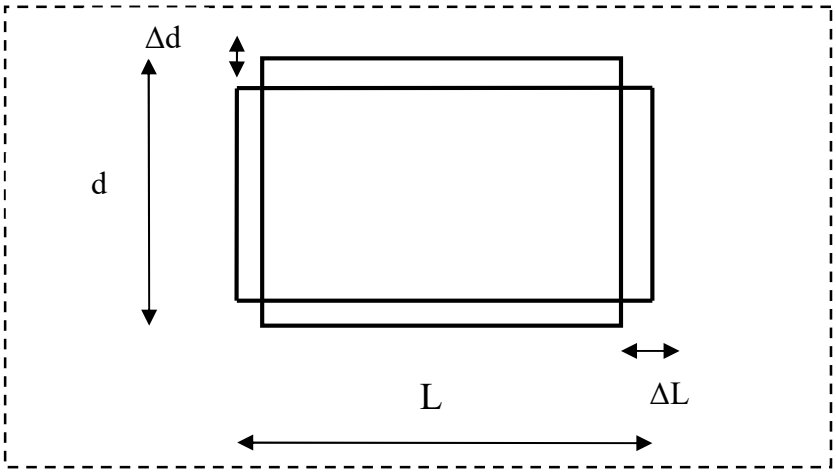
G= E/2 (1+ν) [MPa]

Avec : E : module de Young

ν : coefficient de poisson ν= (Δd /d) / (ΔL/L)

Δd /d : déformation relative transversale

ΔL/L : déformation relative longitudinale



b-3- Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre la déformation relative

Transversale et longitudinale : $\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$

Il est pris égal à :

-$\nu = 0$ à l'ELU, pour le calcul des sollicitations.

-$\nu = 0.2$ à l'ELS, pour le calcul des déformations.

(Art A. 2.1. 3, BAEL 91modifi99)

b-4- Etat limite de contrainte de béton :

Tous les calculs qui vont suivre au cours de cette étude seront basés sur la théorie des états limites. Un état limite est un état au-delà duquel une structure ou un de ses éléments constitutifs cesseront de remplir les fonctions pour lesquelles ils sont conçus. On les a donc classés en état limite ultime (ELU) et état limite de service (ELS).

- **Etats limites ultimes (E.L.U) :** Sont associés à l'effondrement de la bâtisse. Cet état de ruine de la structure peut mettre en danger la sécurité de la population.

La valeur de calcul de la résistance à la compression du béton est donnée par :

$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta . \gamma_b}$ **…… (Art A.4.3,41/BAEL 91/modifié 99)**

γ_b : Coefficient de sécurité $\gamma_b = 1.5 \mapsto$ *situation courante,*

$\gamma_b = 1.15 \mapsto$ *situation accidentelle.*

θ : Coefficient de durée d'application des actions considérées
θ=1 : si la durée d'application est >24h,
θ=0.9 : si la durée d'application est entre 1h et 24h,
θ=0.85 : si la durée d'application est inférieure à une heure (1h)

- Pour γ_b =1.5 et θ=1, nous aurons f_{bu} = 14.2 [MPa]
- Pour γ_b =1.15 et θ=1, nous aurons f_{bu} = 18.48 [MPa]

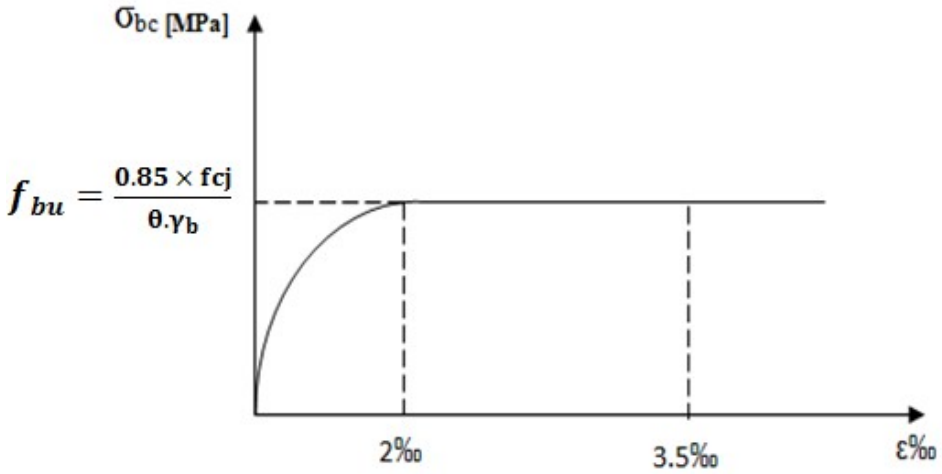


Figure I-5- *diagramme des contraintes de déformation à l'ELU*

- **Etats limites de services (E.L.S) :** ils correspondent aux états au-delà desquels les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration ne sont plus satisfaites.

La contrainte admissible du béton à la compression est donnée par :
$\overline{\sigma_{bc}}$ = 0.6 fc28 [MPa]……**Art (A.4.5, 2/ BAEL 91/modifié 99)**
Pour fc28=25MPa →σ_{bc}= 15MPa a l'ELS.

La contrainte de cisaillement ultime :
τ_u= min $\left\{\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b}, 5\ MPa\right\}$ ⟶ fissuration peu nuisible

τ_u= min $\left\{\frac{0.15\, fc28}{\gamma b}, 4\ MPa\right\}$ ⟶ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable
(Art 5.1,2.11/BAEL 91/modifié 99)

- La masse volumique du béton est égale à 25kN/m^3

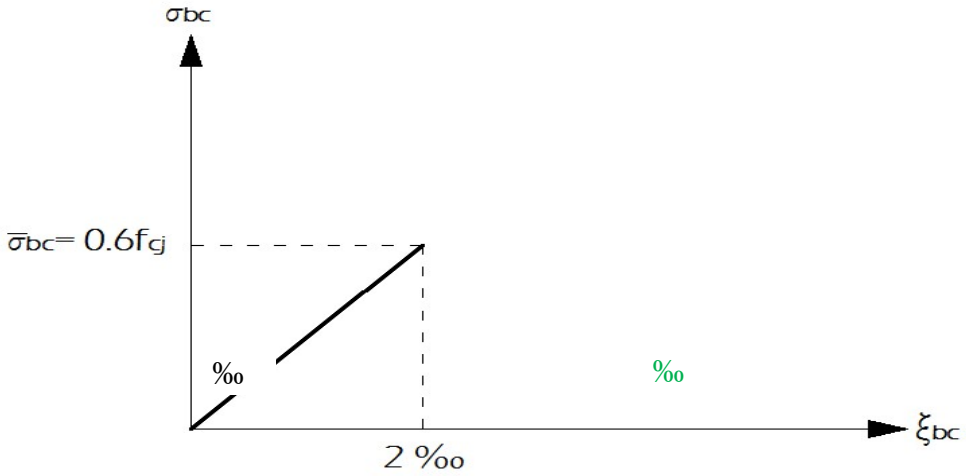


Figure I.6 : diagramme des contraintes-déformation à l'ELS

I-2-2 Acier :

Les armatures du béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface

L'acier est un matériau qui présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des structures faiblement élancées), de l'ordre de 500 MPa.

Les aciers sont souvent associés au béton pour reprendre les efforts de tractions auxquels ce dernier ne résiste pas. Ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surfaces extérieures à savoir :

- Barres lisses.
- Barres à haute adhérence (HA).
- Treillis soudé.

I-2-2-1 Caractéristiques des aciers utilisés :

-

Type d'aciers	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Allongement relatif à la rupture 0%	Coefficient de fissuration (η)	Coefficient de scellement (Ψ)
Aciers en barre	Haute adhérence FeE 400	H A	400	14	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 (Φ<6)	T S	550	8	1.3	1

-

Tel que : f_e : est la limite d'élasticité de l'acier.

Nous définissons les aciers par:

❖ **Module d'élasticité longitudinale** :

le module d'élasticité longitudinale de l'acier noté Es est pris égale à :

E_s= 2. 10^5 MPa…….. Art (A.2.2, 1 BAEL 91/modifié 99).

❖ **Contrainte limite ultime des aciers** : elle est définie par la formule suivante : $\overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

- $\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier
- fe: Limite d'élasticité garantie.
- γs : coefficient de sécurité

{ γs=1,15 pour les situations durables.
{ γs= 1 pour les situations accidentelles

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
fe = 400MPa	$\overline{\sigma_{st}}$ = 348 MPa	$\overline{\sigma_{st}}$ = 400 MPa
fe = 500MPa	$\overline{\sigma_{st}}$ = 452 MPa	$\overline{\sigma_{st}}$ = 500 MPa

Tableau I.1 : Limites d'élasticité des aciers utilisés

❖ Contrainte ultime de service des aciers :

A fin de réduire le risque d'application des fissures pour diminuer l'importance de leurs ouvertures dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues. D'après les règles BAEL 91 modifié 99, on distingue trois cas de fissurations :

- **Fissuration peu nuisible :** dans ce cas l'élément se trouve dans les locaux couverts, il n'est soumis à aucune condensation Il n'est pas nécessaire de limiter les contraintes dans les aciers.

$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$ ..... **Art. (A.4.5, 32 BAEL91/modifié 99).**

- **Fissuration préjudiciable :** lorsque les éléments en cause sont soumis à des condensations et exposés aux intempéries, la contrainte admissible de la traction dans les aciers est égale à :

Les parenthèses dans les équations ()

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta \quad f_{tj}}\right)$$ **Art. (A.4.5, 33 BAEL91/modifié 99).**

- **Fissuration très préjudiciable :** cas des éléments exposés à un milieu agressif (eau de mer).

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{\eta . f_{tj}}\right)$$ **Art. (A.4.5, 34 BAEL91/modifié 99).**

f_{tj} : résistance caractéristique du béton à la traction

η : Coefficient de fissuration

η = 1 pour les ronds lisses
η =1,6 pour les HA ($\varphi \geq 6\,mm$)
η =1,6 pour les HA ($\varphi < 6\,mm$)

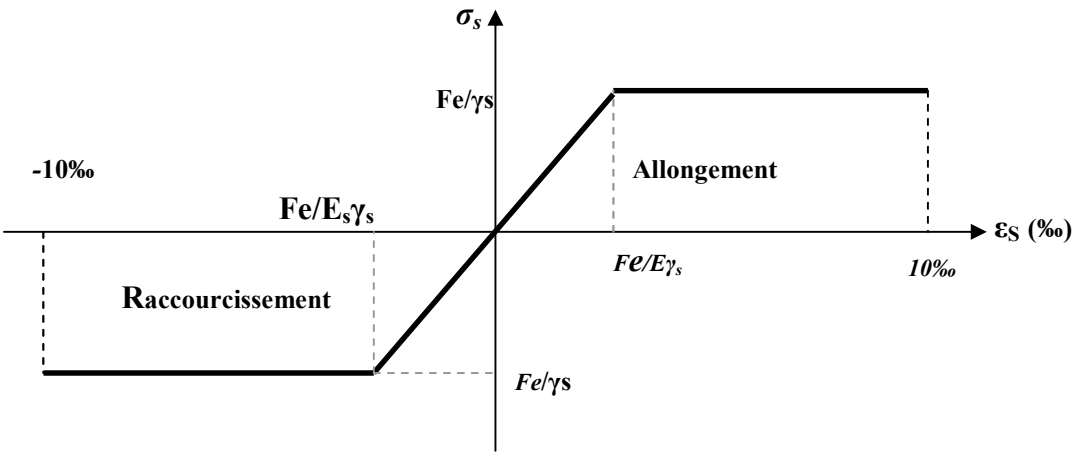


Figure I.3 : Diagramme de calcul de contrainte – déformation de l'acier à L'E.L.S

❖ Protection des Armatures (Art A.7.1/BAEL91/modifié 99) :

Afin d'éviter les problèmes de corrosion des aciers, il convient de les enrober par une épaisseur de béton suffisante. Cette épaisseur, l'enrobage, dépend des Conditions d'exposition de l'ouvrage. On adoptera les valeurs suivantes [Art A.7.1 /BAEL91modifié 99] :

C =5 cm : pour des ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux tout autre atmosphères très agressives tel les industries chimique ;

C= 3cm : pour des parois soumises à des actions agressives ; des intempéries ou à des condensations ;

C= 1cm : pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

INTRODUCTION :

Après la présentation de l'ouvrage et des caractéristiques des matériaux, nous allons passer au pré dimensionnement des éléments porteurs du bâtiment
Tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et les VOILES.

II.1 Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires horizontales limitant les différents étages d'un bâtiment leur fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs, assurant aussi une fonction d'isolation acoustique et thermique entre étages.

On distingue deux types de planchers :

Planchers en corps creux : Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles disposées suivant le sens de la plus petite porté :

$$htp \geq \frac{Lmax}{22,5}$$

L_{max} : portée libre de la plus grande travée dans le sens des poutrelles

ht : l'épaisseur totale du plancher

Pré dimensionnement du plancher:

L'épaisseur du plancher sera déterminée par la formule suivante :
(article B.6.8, 4 24/BAEL 99)

$$h_t \geq \frac{L\max}{22,5}$$

Avec :

-L_{max} : la plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

-h_t : Epaisseur de la dalle (hauteur totale du plancher).

le RPA exige min (b, h) ≥25 cm en zone IIa on prend min = 30 cm

Dans notre cas : L = 460 - 25= 435 cm (zone II.a b=25cm)

Nous aurons donc :

$$ht = \frac{435}{22.5} = 19.33\ cm$$

Nous adopterons un plancher de 20 cm d'épaisseur, composé d'un corps creux de 16 cm et d'une dalle de compression de 4 cm.

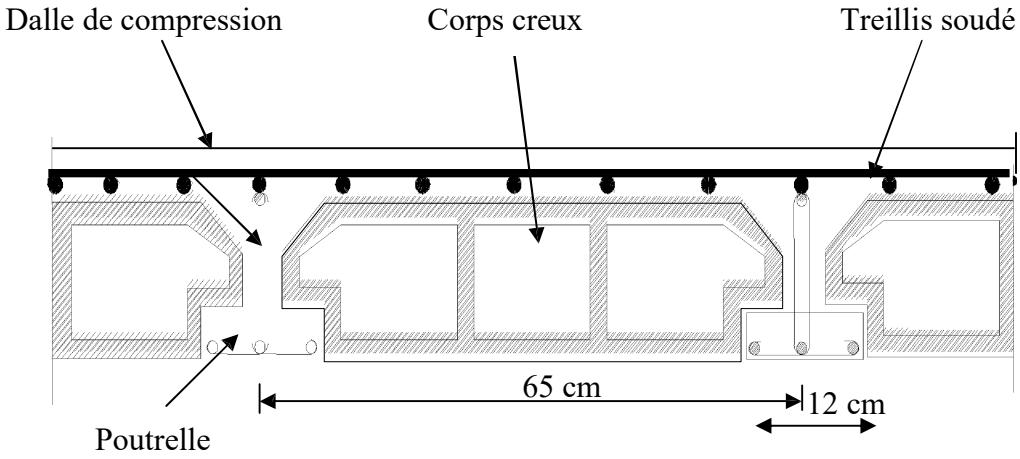


Figure II.1 : Plancher en corps creux

II.2. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé de section rectangulaire coulées sur place, ils ont pour rôle est l'acheminement des charges et des surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

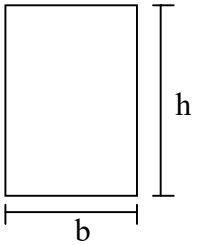
On distingue :

-les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles.

-les poutres secondaires qui assurent le chainage.

Selon **BAEL91** la dimension de la poutre h et b sont déterminé comme suit :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$
$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$



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

Ainsi que le RPA 99 modifié en 2003, exige que les dimensions des poutres pour les constructions implantées dans la zone sismique (IIa) doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\begin{cases} h \geq 30\ [cm] \\ b \geq 20\ [cm] \\ h/b \leq 4 \end{cases}$$ **(RPA 99 version 2003 /Art 7.5.1)**

Condition de rigidité : on doit vérifier que $L/h \geq 1/16$

a) Poutres principales :

- **Hauteur :**

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ $\quad L_{max} = 460 - 25 = 435Cm$

$435/15 \leq h \leq 435/10 \quad 29 \leq h \leq 43.5$

La hauteur de la poutre principale sera donc : $h = 40$ Cm

- **Largeur :**

$0{,}4h \leq b \leq 0{,}7h \quad 0.4\ (40) \leq b \leq 0.7\ (40)$

$16 \leq b \leq 28$

La largeur de la poutre principale sera donc : $b = 30$ Cm

La section des poutres principales est : $b \times h = 30x40\ Cm^2$

b) Poutres secondaires :

- **Hauteur :**

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ $\quad L_{max} = 460 - 25 = 435Cm$

$435/15 \leq h \leq 435/10 \quad 29 \leq h \leq 43.5$

La hauteur de la poutre secondaire sera donc : $h = 35$ Cm

- **Largeur :**

$0{,}4\ h \leq b \leq 0{,}7\ h$

0,4 (35) ≤ b ≤ 0,7 (35)
14≤ b ≤ 24.5
La largeur de la poutre secondaire sera donc : b = 30 Cm
La section des poutres secondaires est : b x h = 30x35 Cm^2

Vérification des conditions de RPA 99 version 2003 :

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	vérifications
h ≥ 30 cm	40 cm	35 cm	vérifiée
b ≥ 20 cm	30 cm	30 cm	vérifiée
h /b ≤ 4	1.33	1.16	vérifiée

Tableau II.1 : vérification aux exigences du RPA.

Condition de rigidité : on doit vérifier que : h/L≥1/16

Section des poutres adoptées :

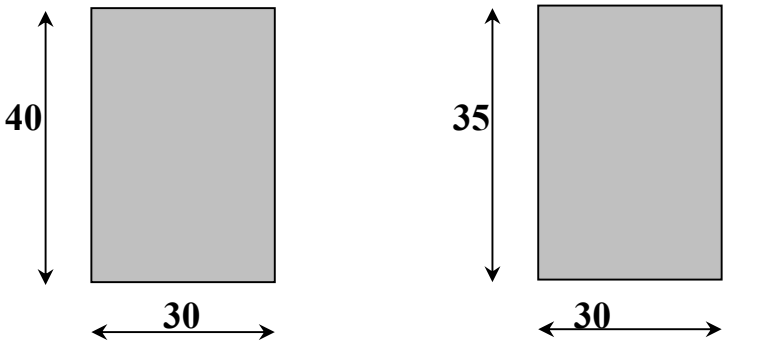


Figure II.2 : Poutre Principales et Secondaires

II.3. Pré dimensionnement des voiles : (Art 7.7.1/ RPA 99 version 2003)

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place qui ont pour fonction principale est d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des efforts horizontaux.

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à (**l'Article 7.7.1**. du RPA99 version 2003) qui définit ces éléments en satisfaisant la condition suivante :

L ≥ 4 a

Avec : a : épaisseur des voiles.

L : longueur min des voiles.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage $\mathbf{h_e}$ et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15cm.

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

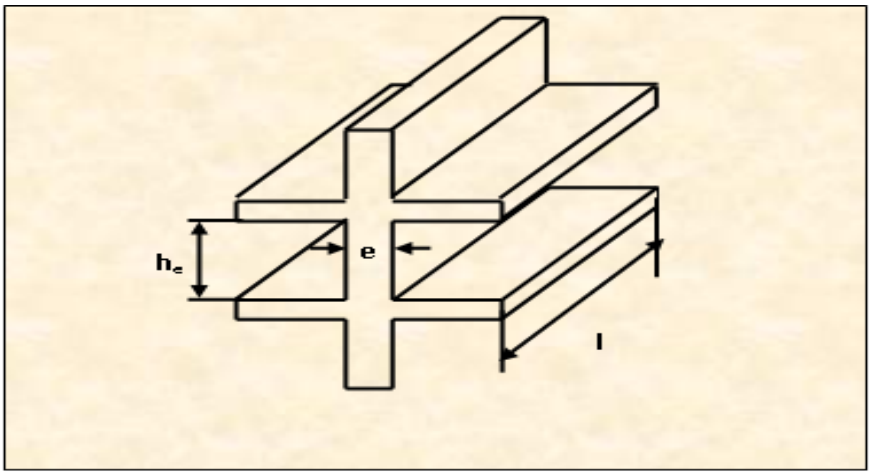


Figure II-3 : Coupe du voile en plan

Dans notre cas :

a) S /SOL:

$h_e = h - hp$

hp: épaisseur de la poutre

h e : hauteur de l'étage.

he=450-30=420m

a≥420/20=21cm

a≥420/22=19.09cm

a≥420/25=16.8cm

b) RDC :

$h_e = h - hp$

hp: épaisseur de la poutre

h e : hauteur de l'étage.

he=408-30=378m

a≥378/20=18.9cm

a≥378/22=17.18cm

a≥378/25=15.12cm

c) Etage courant:

h_e=306-30=276m

a≥276/20=13.8cm

a≥276/22=12.54cm

a≥276/25=10.04cm

a = max (21, 18.9, 13.8) =21cm

On prend: a=25cm

Pour qu'un voile puisse assurer un contreventement, sa longueur(L) doit être au moins égale à 4 fois sont épaisseur : l_{min} = 4xa = 4x25 = 100cm.

II.4. Pré-dimensionnement des poteaux :

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

En plus des armatures longitudinales (verticales) qui s'ajoutent à la résistance du béton à la compression, on dispose aussi des armatures transversales qui relient les armatures longitudinales entre elles et évitent le flambement des poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS en compression simple, en vérifiant les exigences du RPA qui sont les suivantes pour les poteaux rectangulaires de zone IIa :

- min (b_1, h_1) ≥ 25 cm
- min (b_1, h_1) ≥ h_e / 20
- 1/4 ≤b_1 /h_1≤4

On effectuera le calcul pour le poteau le plus sollicité (ayant la plus grande surface d'influence). En supposant que seul le béton reprend la totalité des charges ; la section du poteau est donnée par la formule suivante :

D'après :

$$\upsilon = \frac{N_s}{B.f_{c28}} \leq 0.30$$ **……..(RPA version 2003/Art 7.4.3.1)**

$$\Rightarrow B \geq \frac{Ns}{0.3\ fc\ 28} \qquad \text{Avec } Ns = G + Q$$

$\mathbf{N_s}$: effort normal revenant au poteau considéré ;

G : charges permanentes ;

Q : surcharges d'exploitations en tenant compte de la régression des surcharges.

B : section des poteaux

Remarque :

En premier lieu, nous considérons pour nos calculs la section des poteaux selon le minimum exigé par le RPA (RPA 99 version 2003/ Art 7.4.1) qui est de (25×25) cm^2.

II.4.1 Surface d'influence :

L'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité (P12) sera déterminée comme suit :

Poutre principale (30×40)

Poutre secondaire (30×35)

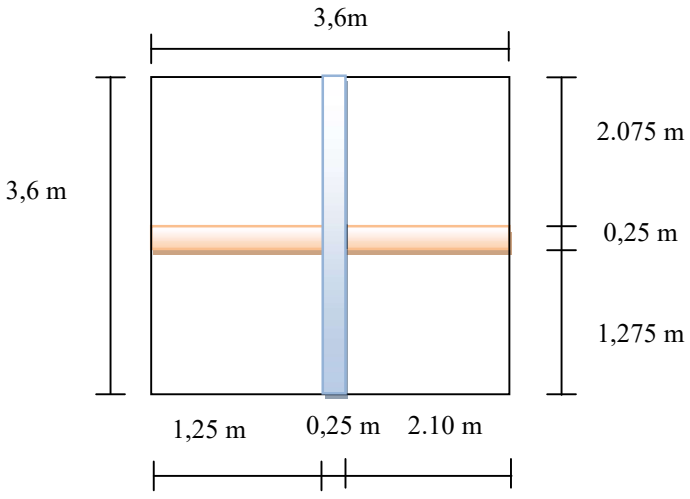


Figure II.4: Section du poteau le plus sollicité P12

$S=S_1+S_2+S_3+S_4$

$S_1=1.25 \times 2.075=2.593 m^2$

$S_2=1.25x\ 1.275=1.593\ m^2$

$S_3=2.10 \times 2.075 =4.357\ m^2$

S_4=2.10 x 1.275 =2.677 m^2

S_{nette}= 2.593 + 1.593 + 4.357 + 2.677 =11.22 m^2

$S_{brute} = S_{totale}$ = 3.6 x 3.6 = 12.96 m^2

II.4.2 Détermination des charges et surcharges :

Pour désigner les valeurs des charges permanentes et charges d'exploitations, on se réfère au document technique réglementaire (DTR B .C.2.2).

- **Charges permanentes « G » :**

a) Plancher terrasse inaccessible :

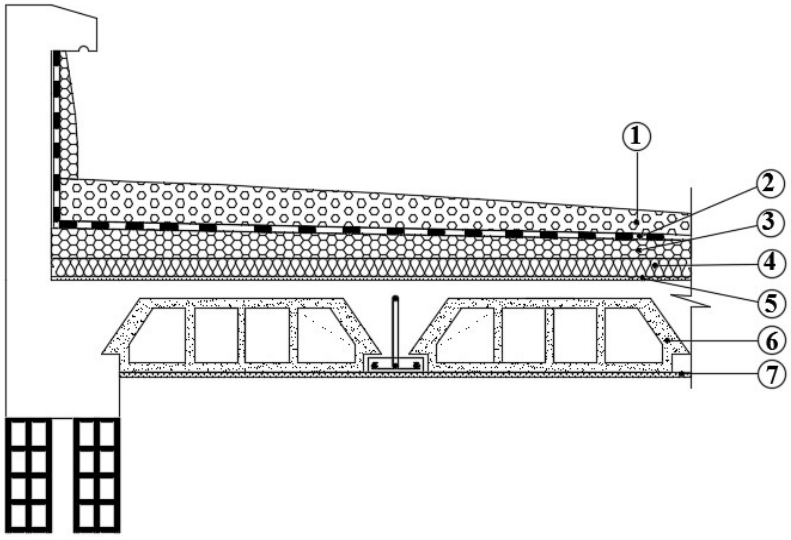


Figure II .5 : Coupe verticale du plancher terrasse

	Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN m^3)	G_T (KN /m^2)
1	**Couche de gravillon**	**0.05**	**17**	**0.85**
2	**Étanchéité multicouche**	**0.02**	**6**	**0.12**
3	**Forme de pente en béton**	**0.07**	**22**	**1.54**
4	**Feuille de polyane**	**1 feuille**	**0.01**	**0.01**
5	**Isolation thermique**	**0.04**	**4**	**0.16**
6	**Plancher en corps creux**	**0.16+0.04**	**14**	**2.80**
7	**Enduit plâtre**	**0.02**	**10**	**0.20**
	TOTAL	**G_T(KN/m^2)**		**5.68**

Tableau II.2 : Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible

b) Plancher étage courant :

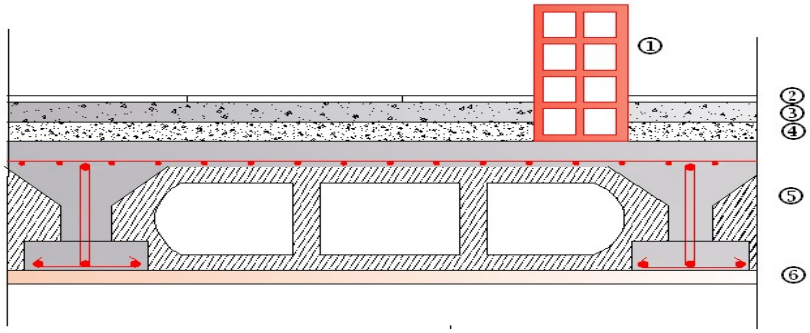


Figure II.6 : Coupe du plancher étage courant

	Désignation	Epaisseur	ρ (KN / m^3)	G_c (KN /m^2)
1	**Cloisons intérieures**	**0.1**	**9**	**0.90**
2	**Revêtement en carrelage**	**0.02**	**22**	**0.44**
3	**Mortier de pose**	**0.03**	**20**	**0.60**
4	**Couche de sable**	**0.02**	**18**	**0.36**
5	**Plancher en corps creux**	**0.16+0.04**	**14**	**2.80**
6	**Enduit en platre**	**0.02**	**10**	**0.20**
TOTAL		**G_E (KN/m^2)**		**5.30**

Tableau II.3 : Caractéristiques des éléments du plancher d'étage courant

c) Maçonnerie :

les murs extérieurs :

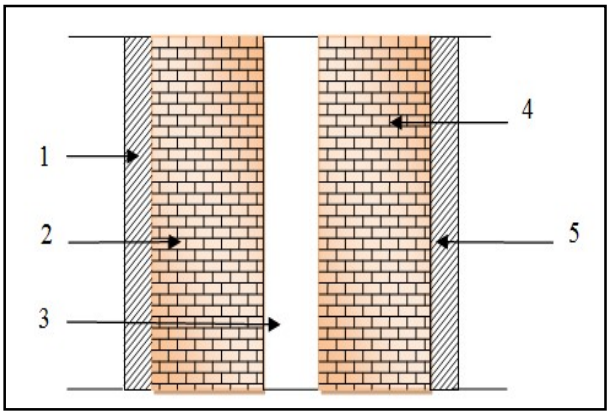


Figure .II.7 : Coupe verticale d'un mur extérieur.

Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/ m^3)	La charge (KN/m^2)
1. Enduit ciment	**0.02**	**18**	**0.36**
2. Briques creuses	**0.10**	**9**	**0.90**
3. Lame d'aire	**0.05**	**0**	**0**
4. Briques creuses	**0.10**	**9**	**0.90**
5. Enduit au plâtre	**0.02**	**10**	**0.20**
TOTAL			**G ME=2.36**

Tableau II.4 : Charges revenant aux murs extérieurs.

Les murs intérieurs :

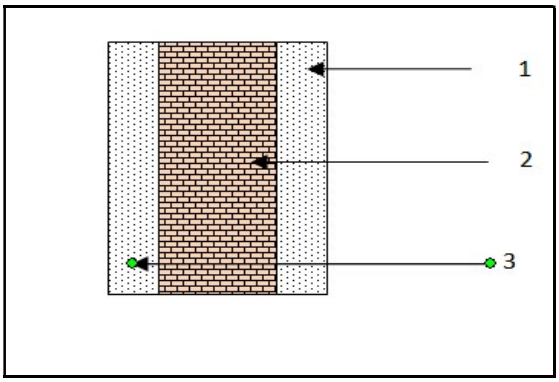


Figure .II.8: Coupe verticale d'un mur intérieurs

Elément	**Epaisseur (m)**	**Poids volumique (KN/ m^3)**	**La charge (KN/m^2)**
1. Enduit en plâtre	**0.02**	**10**	**0.20**
2. Briques creuses	**0.1**	**9**	**0.90**
3. Enduit en plâtre	**0.02**	**10**	**0.20**
TOTAL			**G MI = 1.3**

Tableau II.5 : Charges revenant aux murs intérieurs

d) Dalle pleine (balcon):

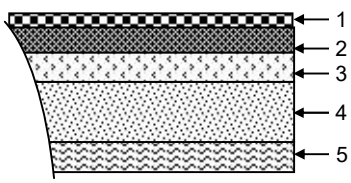


Figure II.9 : Coupe transversale de la dalle du balcon

N	Désignation	Épaisseur e [m]	Poids volumique ρ[KN/m^3]	Charge G_p [KN /m^2]
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	20	0.40
			G_{tota}	5.39

Tableau II.6 : Charges revenant au balcon

Surcharges d'exploitation :

Eléments	Surcharge (KN/m^2)
- Plancher terrasse inaccessible	1 .00
- Plancher d'étage courant (habitation)	1.50
- plancher RDC	2.50
-Acrotère	1.00
-Escalier	2.50
-Balcon	3.50

Tableau II.7: Surcharges d'exploitation des différents éléments secondaires.

- **Poids propre des éléments :**

  a) Poids du plancher : P = G × S

- **Plancher terrasse inaccessible :**

  $P_{pt}= S_{nette}$ x G_T

  P_{pt}=11.22 x 5.68=63.729KN

- **Planchers courants :**

P_{pc}= 11.22 x 5.30=59.466 KN.

b) Poids des Poutres :

- **Poutres principales :**

P_{pp} = (0.30 × 0.40) (1.25+2.10) 25 = 10.05 kN.

- **Poutres secondaires :**

P_{ps}= (0.30 × 0.35) (2.075 + 1.275) 25 =8.793kN.

- **Charge Permanente total des Pouters:**

$P_{p\,tot} = G_{pp} + G_{ps}$ =10.05+ 8.79= 18.84kN.

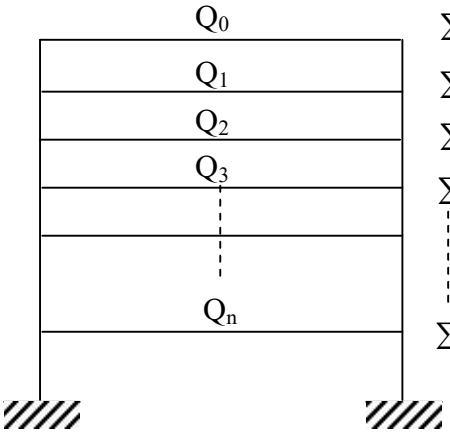
c) Poids propre des poteaux :

- 1^{er} à 6étage : $P_{pé}$ = 0.25 x 0.25 x 3.06 x 25 = 4.781 KN
- Sous sol : $P_{s.sol}$ = 0.25 x 0.25 x 4.08 x 25 = 6.375 KN
- RDC: P_{RDC} = 0.25 x 0.25 x 4.50 x 25 = 7.031 KN

II-5 Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression :

Le document technique réglementaire (DTR. B.C.2.2) nous impose une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité d'application des surcharges sur tous les planchers.

Cette loi s'applique au bâtiment très élancé ; dont le nombre de niveaux est supérieur à 5 ce qui notre cas.



$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0{,}95.(Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0{,}9.(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma_n = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right).(Q_1 + Q_2 + \ldots\ldots\ldots\ldots Q_n) \quad \text{pour} \quad n \geq 5$$

Avec :

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage (i)

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

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

- **Coefficients de dégression de surcharges :**

Niv	Toiture	6	5	4	3	2	1	RDC	S.sol
Coeff	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,71	0.68

Tableau II.8: Les valeurs du coefficient (3+n / 2n)

Calcul des surcharges d'exploitation : $Q_{Plancher}$ **=Q×S**

Plancher terrasse inaccessible **:** Q_0 = 1×11.22=11.22KN

Plancher étage courant : Q_1 =1.5×11.22=16.83KN

Plancher S/sol et RDC : Q_2= 2.5×11.22=28.05KN

Les surcharges cumulées

Niveaux	Opérations	Résultats
Toiture	Q_0**=1 x 11.22**	**11.22**
Niveau6	Q_0+Q_1 **=11.22 +16.83**	**28.05**
Niveau 5	$Q_0+0.95\ (Q_1+Q_2)$**=11.22+0.95 (16.83×2)**	**43.197**
Niveau4	$Q_0+0.90\ (Q_1+Q_2+Q_3)$ **= 11.22+0.90 (16.83x3)**	**56.661**
Niveau 3	$Q_0+0.85\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$**= 11.22+0.85 (16.83x4)**	**68.442**
Niveau 2	$Q_0+0.80\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$**= 11.22+0.80 (16.83x5)**	**78.54**
Niveau 1	$Q_0+0.75\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$**=11.22+0.75 (16.83x6)**	**86.955**
RDC	$Q_0+0.71\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$ *=11.22+0.71 (28.05+16.83×6)*	**102.831**
S.sol	$Q_0+0.68\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$**= 11.22+0.68 (28.05×2+16.83x6)**	**118.034**

Tableau II.9 : Dégression des charges d'exploitation

NIVEAU	Charges permanentes [KN]				Surcharges 'exploitation [kN]			Efforts normaux $N=G_c+Q_c$ [kN]	Section du poteau [cm²]	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G_{totale}	$G_{cumulée}$	Q_i	Q_C		Section trouvée	Section adoptée
Toiture	63.729	18.84	0	*82.569*	*82.569*	*11.22*	11.22	*93.789*	*62.526*	30×30
6	59.466	18.84	*4.781*	*83.087*	*165.656*	*16.83*	28.05	*193.706*	*129.137*	30×30
5	59.466	18.84	*4.781*	*83.087*	*248.743*	*16.83*	43.197	*291.94*	*194.626*	30×30
4	59.466	18.84	*4.781*	*83.087*	*331.83*	*16.83*	56.661	*388.491*	*258.994*	35×35
3	59.466	18.84	*4.781*	*83.087*	*414.917*	16.83	68.442	*483.359*	*322.239*	35×35
2	59.466	18.84	*4.781*	*83.087*	*498.004*	*16.83*	78.54	*576.544*	*384.362*	35×35
1	59.466	18.84	*4.781*	*83.087*	*581.091*	*16.83*	86.955	*668.046*	*445.364*	40×40
RDC	59.466	18.84	*7.031*	*85.337*	*666.428*	28.05	102.831	*769.259*	*512.839*	40×40
S.sol	59.466	18.84	*6.375*	*84.681*	*751.109*	*28.05*	*118.034*	*869.143*	*579.428*	40×40

Tableau II.10 : Détermination des sections des poteaux

Avec :

$$s \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

✓ **Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA :**

- Min (b, h) ≥ 25 cm **en zone II_a**
- Min (b, h) ≥ $\frac{h_e}{20}$ avec h : hauteur d'étage
- 1/4<b/h<4

Pour S.sol RDC et niveau 1 :

1) Min(40,40) = 40 cm ≥ 25cm …… c v
2) Min(40,40) > 408/20=20.4cm……..c v
3) 40/40=1.00 0.25≤1.00≤4……..c v

Pour les niveaux 2,3 et 4 :

1) Min(35,35) = 35cm ≥ 25cm……..c v
2) Min(35,35) = 35cm > 306/20 = 15.3cm……..c v

3) 35/35 = 1.00cm 0.25 ≤ 1.00 ≤ 4……..c v

Pour les niveaux 5, 6 et 7 :

1) Min(30,30) = 30cm ≥ 25cm ……..c v
2) Min(30,30) > 306/20=15.3cm ……..c v
3) 30/30 = 1.00cm 0.25≤1.00≤4 ……..c v

Vérifications de la condition de non flambement des poteaux :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

A fin d'éviter le risque de flambement des poteaux, l'élancement λ de ceux-ci devra satisfaire l'équation suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50.$$

Avec :

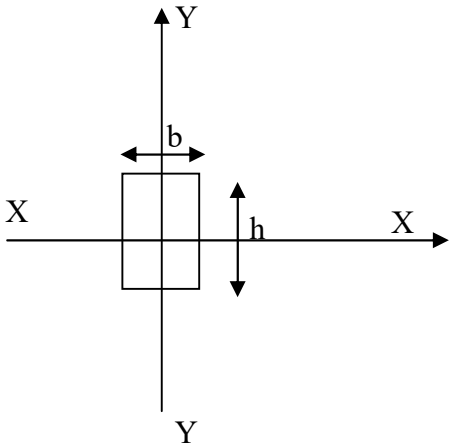
L_f : longueur de flambement ($Lf = 0.7\ L_0$)

i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$)

L_0 : hauteur libre du poteau

S : section transversale du poteau (b X h)

I : moment d'inertie du poteau ($I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$)



- $L_f = 0.7 \times 4.50 = 3.15$ m=315cm pour le poteau de RDC
- $L_f = 0.7 \times 4.08 = 2.856$ m=285.6cm pour le poteau du S.sol
- $L_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142$ m =214.2cm pour le poteau des étages courants.

Niveaux	b (cm)	h (cm)	I (cm^4)	S (cm^2)	i (cm)	l_0 (cm)	L_f (cm)	Λ	Condition
7	30	30	67500	900	8.66	306	214.2	24.73	condition vérifiée
6	30	30	67500	900	8.66	306	214.2	24.73	condition vérifiée
5	30	30	67500	900	8.66	306	214,2	24.73	condition vérifiée
4	35	35	125052.08	1225	10.10	306	214.2	21.20	condition vérifiée
3	35	35	125052.08	1225	10.10	306	214.2	21.20	condition vérifiée
2	35	35	125052.08	1225	10.10	306	214.2	21.20	condition vérifiée
1	40	40	213333.33	1600	11.54	306	214.2	18.56	condition vérifiée
RDC	40	40	213333.33	1600	11.54	450	315	27.29	condition vérifiée
S-SOL	40	40	213333.33	1600	11.54	408	285.6	24 .74	condition vérifiée

Tableau II.11: Vérification du flambement des poteaux.

Conclusion:

Les différentes règles, lois de document technique nous ont permis de Pré-dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

Hauteur du plancher en corps creux **: h_t=20 cm.**

- Epaisseur de la dalle pleine : **e =15 cm.**
- Epaisseur des voiles:
  - RDC et les différent étages : **a = 25 cm.**
- **Sections des poutres:**
  - poutres principales **:(30 ×40) cm^2.**
  - poutres secondaire**:(30×35) cm^2.**
- **Sections des poteaux :**
  - S-SOL RDCet niveau 1 **: (40×40) cm^2.**
  - niveaux 2,3 et 4 **: (35×35) cm^2**
  - Niveaux 5, 6et 7 **: (30×30) cm^2**

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs dans les chapitres qui suivent.

Introduction :

Les éléments non structuraux n'apportent pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques de l'ensemble, contrairement aux poteaux, poutres et voiles ; donc nous pourrons les calculer séparément sous l'effet des charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément aux règlements BAEL 91 modifiée 99 et le RPA99 version 2003.

III.1. Acrotère :

III.1.1. Définition et rôle l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment conçu pour assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre la 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 armé assimilé 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 (échelle des pompiers …etc.) 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 à **L'ELS** pour une bande de 1 [m] de largeur.

III.1.2. Caractéristiques géométriques de l'acrotère :

La hauteur : h = 60cm
La largeur : l = 100 cm
L'épaisseur : e = 10cm

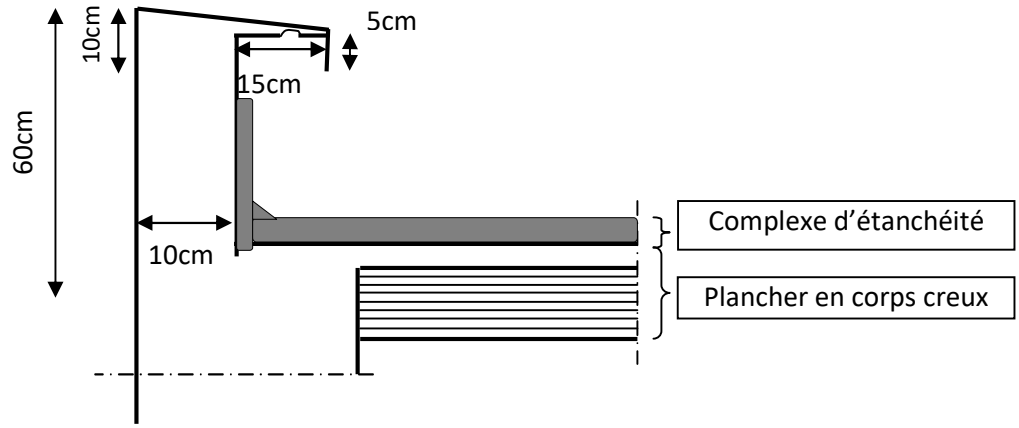


Figure III.1 : Coupe transversale de l'acrotère

III.1.3. Calcul des sollicitations :

1. **Poids propre de l'acrotère:**

G = G = $\rho_{beton} \times S_{acr}$

S= (0.60×0.10) + (0.10×0.15) - (0.15×0.05)/2 = 0.07125 m².

$G = \rho \times S_{act} = 25 \times 0.07125$= 1.781 kN/ml.

ρ: Masse volumique du béton ρ= 25 KN/m^3.
S : Section longitudinale de l'acrotère

1. **Effort normal dû au poids propre :**

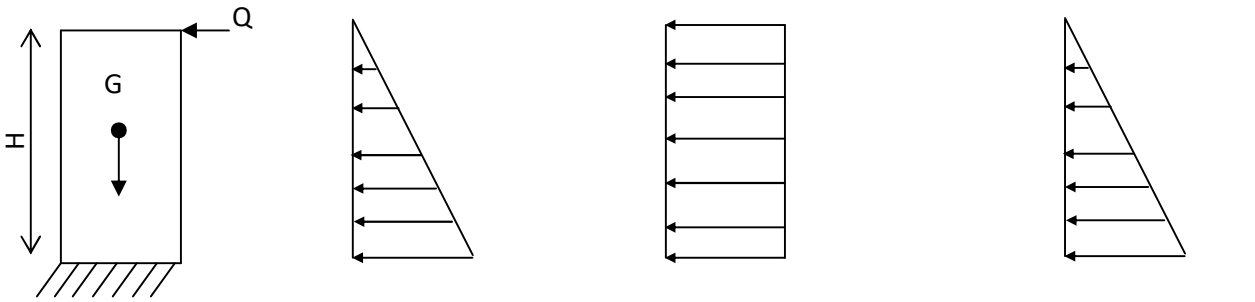
$N_{G\,max}$ = G =1.781×1ml=1.781KN

2. **Effort horizontal :**

T = Q = 1,00 KN

3. **Moment de renversement M dû a l'effort horizontal :**

M_Q = Q×H =1m×0.6=0.6kN.m



0.6KNmDiagramme des moments M = Q.H

1KN
Diagramme des efforts tranchants T=Q=1

1.781KN
Digramme des Efforts normaux N=G

Figure III.2. Diagrammes des efforts internes.

III.1.4. Les combinaisons de charges :

ELU : 1.35G + 1.5Q

$Nu = 1.35\ N_G = 1.35 \times 1.781 = 2.40kN$

$Tu = 1.5\ T_Q = 1.5 \times 1 = 1.5\ kN$

$Mu = 1.5\ M_G = 1.5 \times 0.6 = 0.9\ kN.m$

ELS: G + Q

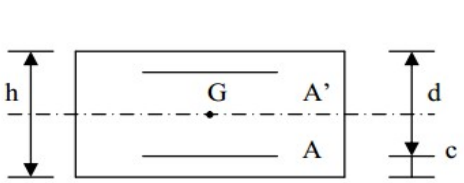
$N_S = N_G = 1.781kN$

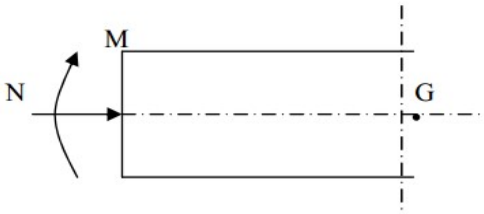
$T_S = T_Q = 1\ kN$

$M_S = M_Q = 0.6kN.m$

III.1.5.Ferraillage:

Le ferraillage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur «h = 10cm» et de largeur «b = 100cm», dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif M_f , afin de déterminer les armatures fictives A_f , puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles A.





Avec :

h : Epaisseur de la section.
c : La distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton.
d = h – c : Hauteur utile.
M_f: Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

b=100cm; c=2cm; h=10cm; d=8cm; Fe=400MPa; γs=1,15; $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} =$ 348 MPa.
Nu=2.40KN/ml, Mu=0.9KN.m.

Remarque *:* Le calcul se fera à l'ELU puis nous le vérifierons à l'ELS.

III.1.5.1 Calcul à L'ELU :

a) Calcul de l'excentricité :

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.} = 0.375m = 37.5cm$
- $\frac{h}{2} - c = 5 - 2 = 3cm$

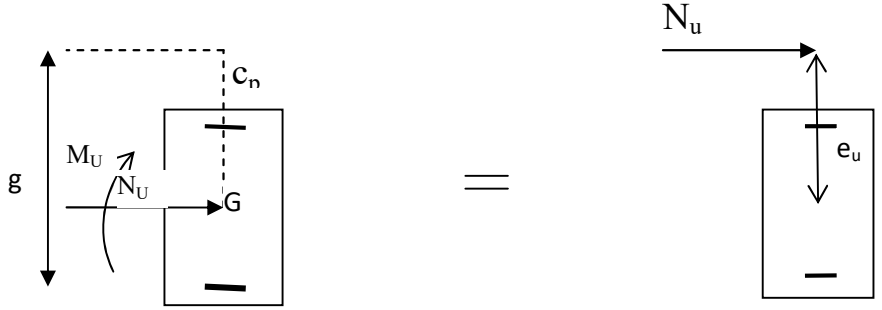
Avec : M_U : moment dus à la compression.
N_U : effort de compression.
e_u : excentricité.

y = $(\frac{h}{2} - c)$ → la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de Gravité des armatures tendues.

Donc : $\mathbf{e_u = 37.5\ cm > \frac{h}{2} - c = 3}$

D'où :

- ✓ le centre de pression (c_p) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures.
- ✓ L'effort normal(N) est un effort de compression à l'intérieur
- ✓ Donc la section est partiellement comprimée (SPC).



Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

b) Calcul en flexion simple :

➢ Moment fictif :

$M_f = M_u + N_u(\frac{h}{2} - c)$

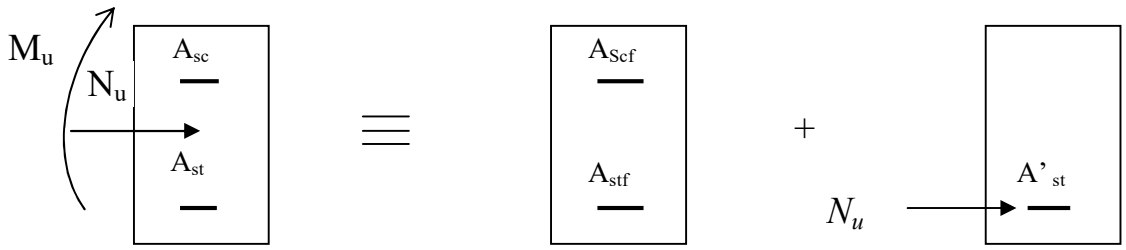
$M_f = 0.9 + 2.40\ (\frac{0.1}{2} - 0.02) = 0.972 KN.m$

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 \times f_{bu}} = \frac{0.972 \times 10^6}{1000 \times (80)^2 \times 14.2} = 0.010 < \mu_r = 0{,}392 \quad \Rightarrow \textbf{S.S.A.}$$

Avec : $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c2}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2$ [MPa]

Conclusion :

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.



$A_{St} = A_{Stf} - A_{St}$ avec : $A_{St} = \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

$\mu_b = 0{,}010 \Rightarrow \beta = 0{,}995$

Les armatures fictives en flexion simple A_{Stf} :

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.972 \times 10^6}{0.995 \times 80 \times 348} = 35.08 mm^2 = 0.350 cm^2$$

$A_{stf} = 0{,}350\ cm^2$

Les armatures réelles en flexion composée:

La section réelle d'armatures: $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

$A_{St}=A_{Stf} - \frac{Nu}{\sigma_{st}} = 0.350 - \frac{2.40}{34.8} = 0.281\ cm^2 \Longrightarrow A = 0.281\ cm2$

$\begin{cases} A_{st} = 0.281 cm2 \\ Asc = 0 \end{cases}$.

→ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

III.1.6. Vérification

1) l'ELU :

➢ **La condition de non fragilité**:(Art : A.4.2, 1, BAEL91/modifié 99) :

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

Le ferraillage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A_{st} \geq A_{St\ min}$

a) Armatures principales :

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

Avec :

$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.781} = 0.336m = 33.6cm$

$ft_{28}=0.6 + 0.06\ fc_{28} = 2\ .1$ MPa.

$A_{min} = 0.23 \times 80 \times 1000 \times \frac{2.1(336 - 0.445 \times 80)}{400(336 - 0.185 \times 80)} = 90.344 mm^2$

$A_{min} = 0.903\ cm^2$.

Remarque :

$A_{st} = 0.281\ cm^2 < A_{min} = 0.903\ cm^2$

$\Longrightarrow$ La condition n'est pas vérifier

On adoptera la section minimale d'armature.

$\left.\begin{array}{l} A_{St} = 0.281\ cm^2 \\ A_{min} = 0.903\ cm^2 \end{array}\right\} \Longrightarrow A_{min} \geq A_{st} \Longrightarrow A = \max(A_{st}; A_{min})$.

A=A_{min}=0.903cm²
On optera pour une section d'acier : **5HA8**=2,51cm²

Avec un espacement $\boldsymbol{S_t = \frac{100}{5} = 20cm}$

b) Armatures de répartition

$$\mathbf{A_r = \frac{A}{4} = \frac{5{,}51}{4} = 0.6275 cm^2 Soit \quad 5HA8 = 2.51\ cm^2}$$

Ces armatures sont réparties sur 60 cm de hauteur, avec un espacement : **St =20** un espacement

➢ **Vérification au cisaillement :**(Art : 5.1, 211/ BAEL 91)

Nous avons une fissuration préjudiciable :

Donc on doit vérifier si : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = min\left\{\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right\} MPa = min\{2.5; 4\} MPa = 2.5 MPa$$

$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d}$ V_u : effort tranchant.

On a : $T_u = 1{,}5 KN.$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1{,}5}{100 \times 8} = 0.018\, MPa$$

$$\begin{cases} \boldsymbol{\bar{\tau}_u = 2.5\ MPa} \\ \tau_u = 0{,}018\, MPa \leq \bar{\tau}_u = 2{,}50 MPa \end{cases} \qquad \boldsymbol{\tau_u < \bar{\tau}_u} \qquad \textbf{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Pas de risque de cisaillement donc le bêton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➢ **Vérification de l'adhérence des barres :(Art A. 6.1.3/BAEL 91, modifié 99)**

Le béton armé est composé de béton et d'acier, donc il est nécessaire de connaitre le comportement à l'interface entre ces deux matériaux.

Pour cela on doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\tau_{Se} \leq \overline{\tau_{Se}}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_{Se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement :

$\Psi_s = 1.5$: Pour les barres de haute adhérence.

$\Psi_s = 1$: Pour les ronds lisses.

$$f_{t28} = 2.1\ MPa.$$

Donc : $\bar{\tau}_{Se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15MPa$

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

Avec ;

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times 3.14 \times 8 = 125.6\ mm$$

n : nombre de barre.

$$\tau_{Se} = \frac{1.5.10^3}{0.9 \times 80 \times 125{,}6} = 0.166\ MPa$$

$\tau_{Se} = 0.166MPa$

$\bar{\tau}_{Se=3.15MPa} \Longrightarrow \tau_{Se} \leq \bar{\tau}_{Se} \Longrightarrow$ Condition vérifiée

Il n'y a pas de risque d'entrainement des barres.

- **Vérification d'espacement des barres :**

Armatures principales : $S_t = 20cm < min\{3h; 33\}cm = min\{30; 33\}cm$

$S_t = 20\ cm < 30cm$

$\Longrightarrow$ Condition vérifiée.

Armatures de répartition : $S_t = 20cm < min\{4h; 45\}cm = min\{40; 45\}cm$

$S_t = 20cm < 40cm$

$\Longrightarrow$ Condition vérifiée.

- **Ancrage des barres :**

➢ **La longueur de scellement droite est :**

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{Su}}$$

$$\tau_{Su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{Su} = 2.835\ MPa$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.219\ cm$$

$L_s = 28.219\ cm \Longrightarrow$ Soit $L_s = 30\ cm$

2) L'ELS :

L'acrotère est un élément très exposé aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable on doit donc vérifier les conditions suivante :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite dans les aciers tendus.

➢ **Vérification des contraintes dans l'acier :**

(BAEL 91 révisé 99- art 4.5.2.3)

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 8} = 0.313$$

$\Longrightarrow$ On appliquons la théorie des triangles semblables

. À partir des abaques : ρ = 0313; β_1 = 0.912 ; K_1 = 42,037 = 47.692

On a : $\sigma_s = \dfrac{Ms}{\beta 1 \times d \times As}$

$$\sigma_{St} = \frac{0.6.10^6}{0.912 \times 80 \times 251} = 32.76 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{St} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{n f_{t28}}\right\}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$f_{t2} = 2.1 \text{ MPa}$$

Acier (AH) : n = 1.6

$$\bar{\sigma}_{St} = min\left\{\frac{2}{3}400, 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right\}$$

$$\bar{\sigma}_{St} = min\{266{,}66; 201.63\} MPa.$$

$$\bar{\sigma}_{St} = 201.63\ MPa.$$

$\sigma_{st} = 32.76 MPa < \bar{\sigma}_{st} = 206.63\ MPa$ ⟹ Condition vérifiée.

- **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

(BAEL 91 révisé 99-Art 4.5.2)

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6 \times f_{c28}$$

$$= 0{,}6 \times 25$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{St}}{K_1} = \frac{32.76}{42.037} = 0.779 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.779 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

$\begin{cases} \sigma_{bc} = 0.779 MPa \\ \bar{\sigma}_{bc=15MPa} \end{cases}$ ⟹ $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ ⟹ Condition vérifiée.

III.1.7 Vérification de l'acrotère au séisme :

L'RPA99 version 2003 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques à l'aide de la formule suivante :

$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$ ⟹ **(RPA 99version 2003/ Art 6.2.3)**

Avec :
A : Coefficient d'accélération de zone.
Cp : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8.
Wp : Poids de l'acrotère.

Zone : IIa A= 0.15 (RPA 99, art 4.2.3 tableau 4-1)
Groupe : 2 C_p= 0.8 (art 6.2.3 tableau 6-1)
W_p= 1.781 KN/ml

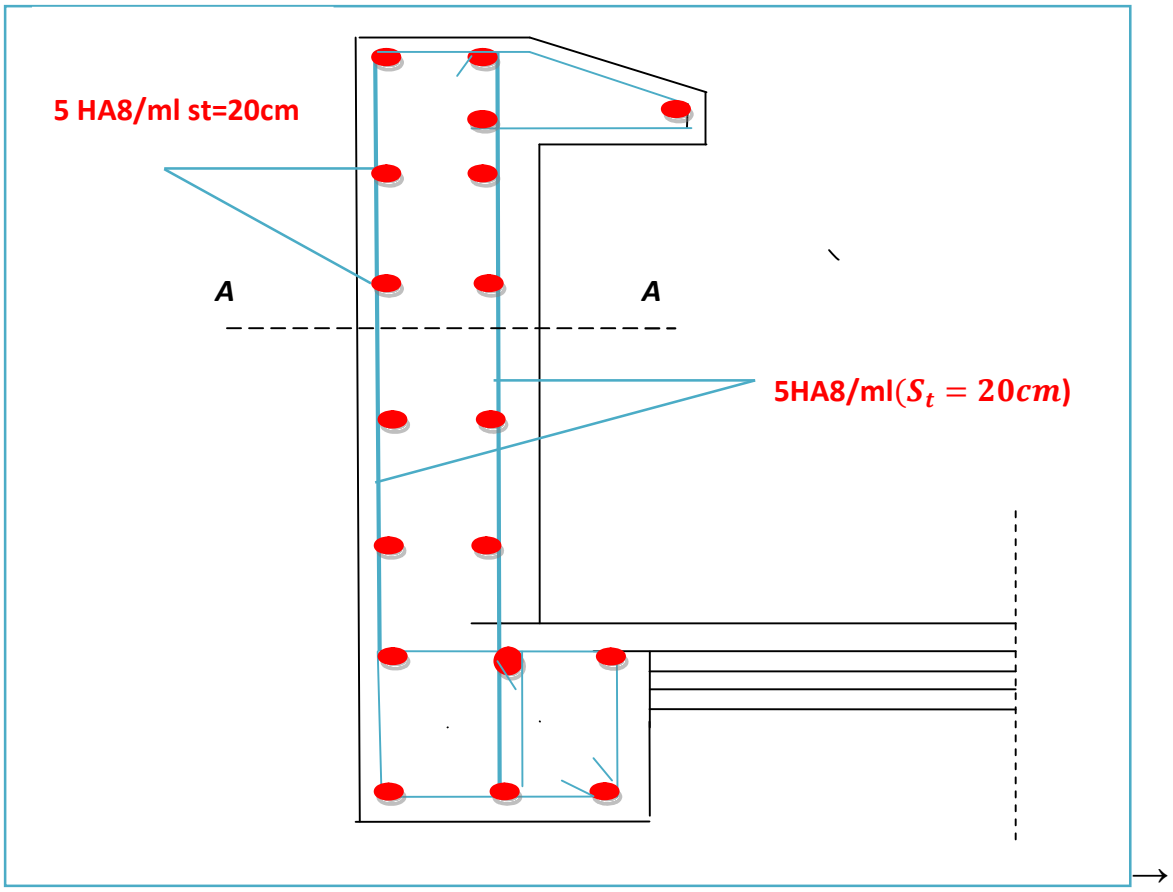
D'ou : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.781 = 0,854 kN/ml$.

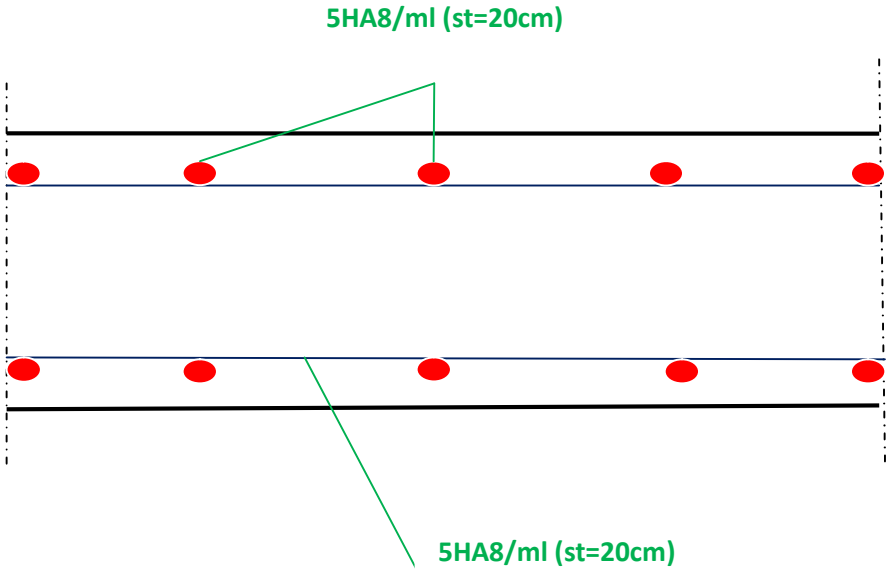
$F_p = 0,854 kN/ml$
$Q = 1 kN/ml$ ⟹ Condition est vérifiée.
$F_p < Q$

Conclusion :

Suite aux différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons pour le ferraillage de l'acrotère celui adopté précédemment :

- Armatures principales : **5HA8=2.51cm²/ml** avec un espacement **St = 20cm**.
- Armatures de répartitions : **5HA8=2.51cm²/ml** avec un espacement **St =20 cm.**





Coupe A-A

Fig. : plan de ferraillage de l'acrotère

III.2. Plancher:

Introduction :

Notre structure dispose d'un seul type de plancher qui est en corps creux, il est constitué de :

- Poutrelles préfabriquées de section en T; elles sont disposées suivant la petite portée, distantes de 65cm entre axes et assurent la fonction de portance, qui possèdent des armatures en attente qui sont liées à celles de dalle de compression.
- Le corps creux qui se repose sur les poutrelles, est utilisé comme coffrage perdu qui sert aussi à l'isolation thermique et phonique, sa dimension est de 16cm.
- Une dalle de compression en béton armé.

III.2.1 Calcul et ferraillage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place en béton armé. Elle est d'une épaisseur de 4cm, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE520), avec une limite d'élasticité f_e= 520 MPa, ayant pour but :

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

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le **B.A.E.L 91/ modifié 99** (Art B.6.8.423) :

- ✓ 20 cm pour les barres perpendiculaire aux poutrelles.
- ✓ 30 cm pour les barres parallèle aux poutrelles.

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp}=\frac{4L'}{f_e}$$

L : Distance entre axes des poutrelles (L = 65cm)

f_e : Limite d'élasticité des aciers en MPa.

$$A_{\perp}=\frac{4\times 65}{520}=0.50\,\frac{cm^2}{ml}$$

Nous adaptons :

Soit: 5HA5 /ml , A = 0.98 cm² , $S_t = \frac{100}{5} = 20$ S_t = 20cm

Avec : St : distance entre les armatures.

b) Armatures parallèles aux poutrelles :

$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49\ cm^2$

Soit : 5HA5 /ml , A = 0.98 cm² S_t = 20 cm

Finalement :

Nous optons pour le ferraillage de la dalle de compression pour un treillis soudé (**TLE520**) de dimension (20x20) cm².

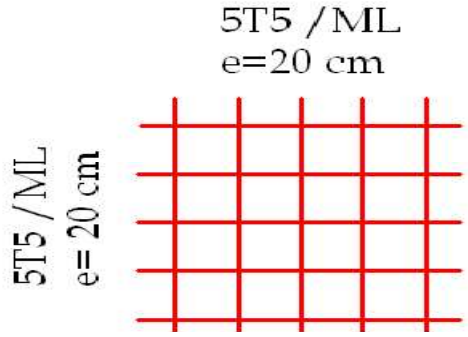


Figure III.2.1 : Treillis soudé de 20x20 cm²

III.2.2 Etude des poutrelles :

La poutrelle pré fabriqué est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension (12×4) cm².

1. Disposition des poutrelles :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée, mais si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.

Le calcul se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de

Compression et après coulage de la dalle de compression :

a) Etude de la poutrelle avant le coulage du béton :

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités.

Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie représentant son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

Chargement :

- Poids propre de la poutrelle :

$$G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0{,}120 \ KN/ml$$

- Poids propre du corps creux :

$$\mathrm{G_2} = 0{,}95 \times 0{,}65 = 0{,}62 \ \mathrm{KN/ml}$$

- Charge due à la main d'œuvre :

$$Q = 1{,}00 \ KN/ml$$

$$G_t = G_1 + G_2 = 0{,}120 + 0{,}62 = 0{,}74 \ KN/ml$$

$$\mathrm{Q} = 1{,}00 \ \mathrm{KN/ml}$$

Ferraillage à L'ELU :

Nous ferons le calcul pour la travée la plus défavorable, en considérant la fissuration non préjudiciable (L=4,60 m).

Combinaison de charge :

$$q_u = 1{,}35G + 1.5Q = 1{,}35 \times 0{,}74 + 1{,}5 \times 1{,}00 = 2{,}5 \ KN/ml$$

$$q_u = 2{,}5 \ KN/ml$$

cas01 :

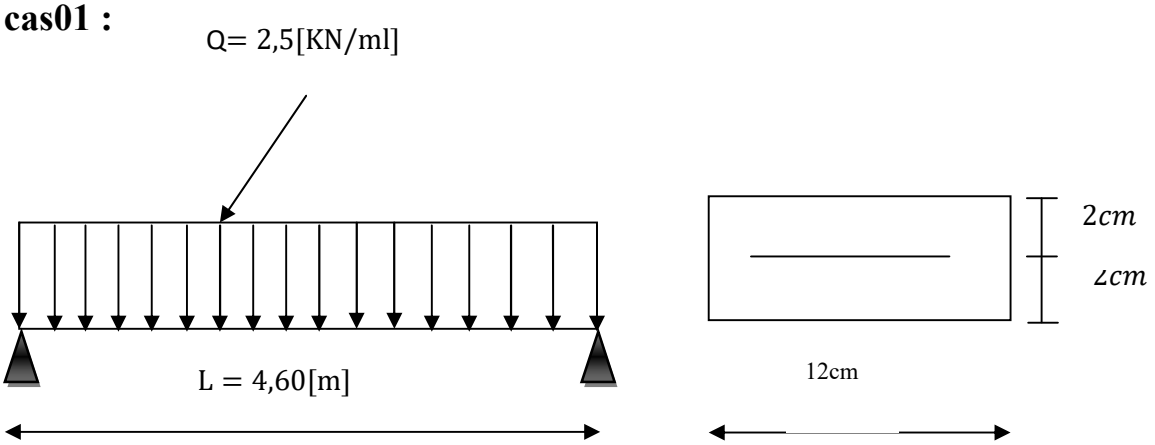


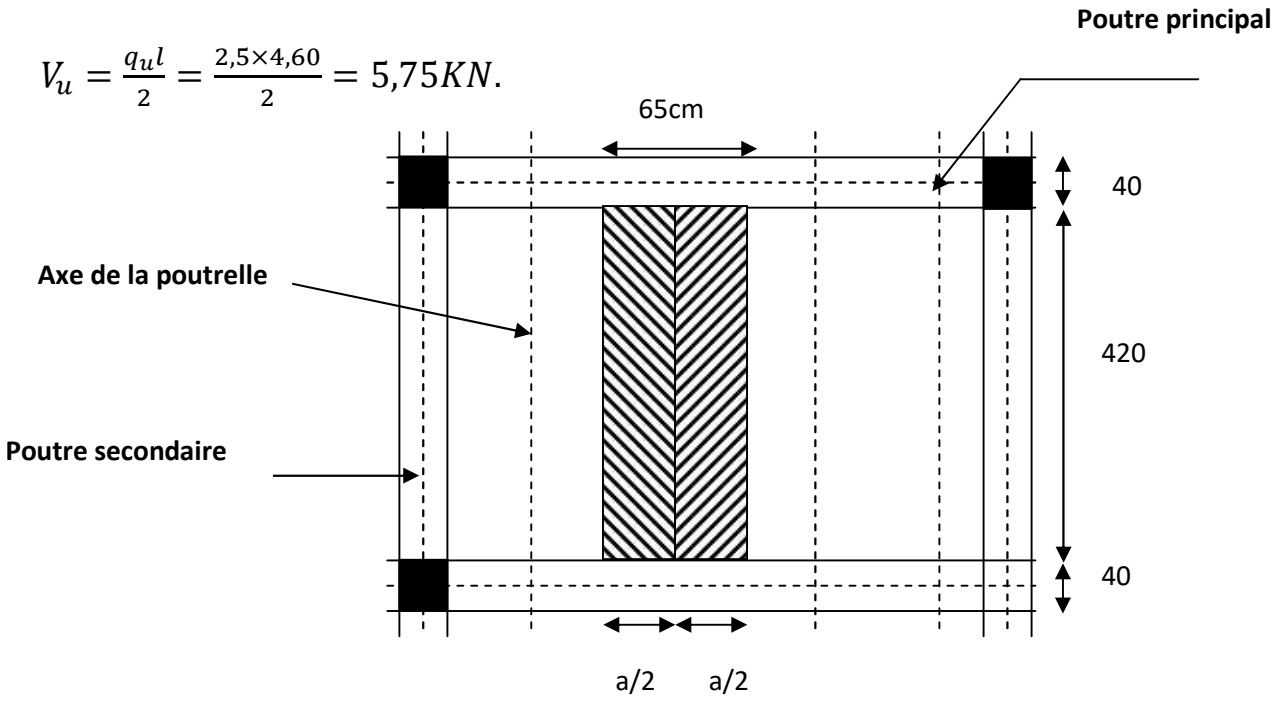
Figure III.2.2: Schéma statique de la poutrelle.

Calcul des moments en travée :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2{,}5 \times 4{,}60^2}{8} = 6{,}61 KN.ml$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2{,}5 \times 4{,}60}{2} = 5{,}75 KN.$$



- Ferraillage de la poutrelle:

L'enrobage c = 2 cm

la hauteur utile d= h-c= 4-2=2cm.

$$\Longrightarrow \quad \mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6{,}61.10^6}{120\times 20^2 \times 14.2} = 9.69$$

$$avec: \quad f_{bc} = \frac{0{,}85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} = \frac{0{,}85 \times 25}{1 \times 1{,}5} = 14{,}2MPa$$

$\mu = 9{,}69 > \mu_{id} = 0{,}392 \Longrightarrow$ Section doublement armée(SDA).

Conclusion :

La hauteur des poutrelles est de 4 cm, alors il est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaire à fin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges d'avant coulage de la dalle de compression.

b) Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière.

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en **Té** ; avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis.

Les appuis de rive sont considérés comme des encastrements partiels et les autres comme appuis simples. On note que la longueur de chaque travée est prise entre axe d'appuis.

2. Dimensionnement de la poutrelle

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci-dessous :

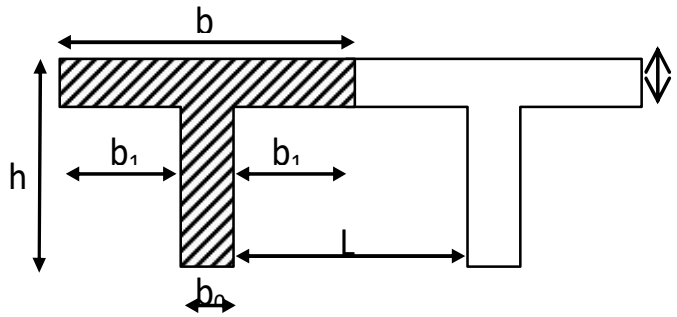


Figure III.2.3 : surface revenant aux poutrelles

b= 65cm : distance entre axes de deux poutrelle

h = (16+4) : hauteur du plancher en corps creux

b_0= 12cm : largeur de la poutrelle

h_0 = 4 cm : épaisseur de la dalle de compression

b_1 : est le débord

$$b_1 = \frac{(b - b_0)}{2} = \frac{(65 - 12)}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

a) chargement :

Poids propre du plancher étage courant :

$$G = G_p \times b = 5{,}30 \times 0{,}65 = 3{,}445\, KN/ml$$

Surcharge d'exploitation : a) usage service :

$$Q = 1{,}5 \times 0{,}65 = 0.975\, KN/ml$$

Les combinaisons des charges :

- **ELU** : q_u= 1,35 G + 1,5 Q

q_u = 1.35×3.445 +1.5× 0.975=6.086KN.ml

- **ELS** : q_s = G + Q

q_s = 3.445+0.975=4.42 KN/ml

b) choix de la méthode :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher ; a l'aide des méthodes suivantes :

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

- **Méthode forfaitaire :**

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

(BAEL 9/modifié 991 .Art B.6.2, 210)

- La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré.
- La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 kN/ m².

$Q = 0.975kN/ml \leq \max\{2G;\ 5\ kN/ml\}$

Avec : $2\times G=2\times 3.445 = 6.89\ kN/ml$

$Q = 2.6 \leq \max\{6.56\ ;\ 5\} = 6.56\ kN/ml$ → **La condition est vérifiée.**

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées → **La condition est vérifiée.**
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre *0.8* et 1.25

$$0{,}8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1{,}25$$

- $\frac{l_1}{l_2}=\frac{4{,}60}{3}= 1.53$ (Condition non vérifiée).
- $\frac{l_2}{l_3}=\frac{3}{3}=1$ (condition vérifiée).
- $\frac{l_3}{l_4}=\frac{3}{4.60}= 0.65$ (condition vérifiée).

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable → **La condition est vérifiée.**

Conclusion :

Compte tenu de la satisfaction de toutes les conditions, on conclue que la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc le calcule se fera par la méthode des trois moments.

. Méthode des trois moments :

Exposé de la méthode des trois moments :

C'est un cas particulier de la méthode de force, elle est basée sur l'équilibre des rotations au niveau des appuis intermédiaires. On considère 3 appuis successifs dans une poutre continue, comme système de base, on décompose ce dernier au niveau des appuis intermédiaires pour aboutir à une succession de poutres isostatiques de longueurs respectives « $\mathbf{l_i}$ » et « $\mathbf{l_{i+1}}$ ».

Chaque travée est étudiée indépendamment.

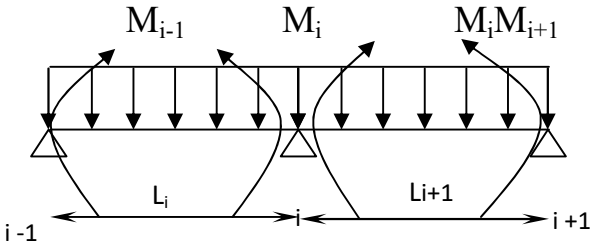


Figure. III.2.4: diagramme des moments fléchissant

Les équations des trois moments donnés par les expressions suivantes :

Aux appuis :

$$M_{i-1}\frac{L_i}{I_{i-1}} + 2M_i\left(\frac{L_i}{I_i} + \frac{L_{i+1}}{I_{i+1}}\right) + M_{i+1}\frac{L_{i+1}}{I_{i+1}} = -6EI\left(W_i^g + W_i^d\right)$$

Avec:

$$\begin{cases} W_i^g = Q_i\frac{L_i^3}{24EI_i} \\ W_d^i = Q_{i+1}\frac{L_{i+1}^3}{24EI_{i+1}} \end{cases}$$

W_i^g, W_i^d Respectivement les rotations à gauche et à droit de l'appui i.

M_{i-1}, M_i, M_{i+1} Sont les moments aux appuis, i-1, i, i+1 respectivement.

L_i : Portée de la travée à gauche de l'appui 'i'.

L_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui 'i'

En travée :

$M(X) = \mu(X) + M_i + \frac{M_{i+1}M_i}{L_{i+1}}X$ Moment à l'abscisse X de travée (i+1).

$\mu(X) = q.\frac{L_{i+1}}{2}X - q\frac{X^2}{2}\mu(X)$: Moment de réduction isostatique.

M(X) prend la valeur maximale quand T(X) = 0 c à d :

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

Effort tranchant :

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

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

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

Cas02 :

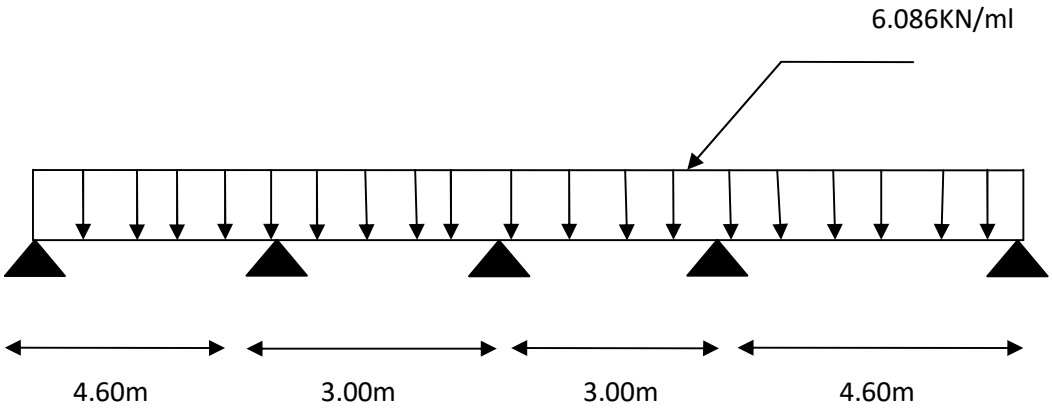
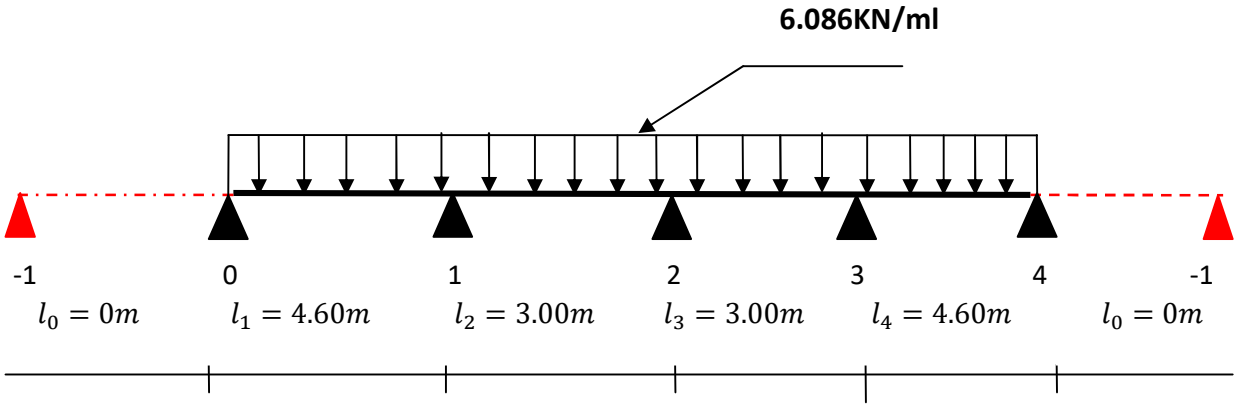


Fig III.2.4.4 schémas statique de la travée

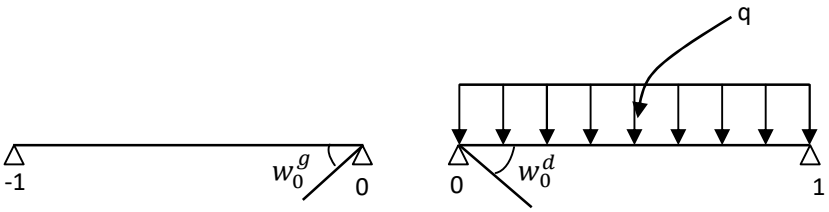
Calcul des moments aux appuis :

Le degré d'hyperstacité :
H=5
Alors on calcul M_0, M_1, M_2, M_3, M_4.
Application la méthode des 3 moments :



$M_{i-1}.L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M_{i+1}.L_{i+1} = -6EI\left(W_i^g + W_i^d\right).$

Pour : i=0



$$M_{-1}.l_0 + 2M_0(L_0 + L_1) + M_1.L_1 = -6EI\left(W_i^g + w_i^d\right).$$

$$-6EI\left(W_i^g + w_i^d\right) = -6EI\left(qu \times \frac{l_g^3}{24EI} + qu\frac{l_d^3}{24EI}\right) = -\frac{\boldsymbol{qu}}{\boldsymbol{4}}\left(\boldsymbol{l_g^3} + \boldsymbol{l_d^3}\right)$$

$W_0^g = 0$; $M_{-1} = 0$; $L_0 = 0$; $W_0^d = \frac{q_1 L_1^3}{24EI_1} = \frac{6.086L_1^3}{4}$

$$L_1(2M_0 + M_1) = -\frac{6.086L_1^3}{4}$$

$$2M_0 + M_1 = -\frac{6.086.4{,}60^2}{4}$$

$$2M_0 + M_1 = -32.194$$

L'appui 0 : $2M_0+M_1= -32,194$ ----------(1)

L'appui 1: $4,60M_0+15.2M_1+3M_2 = -189,177$----------(2)

L'appui 2 : $3M_1+12M_2+3M_3 = -82,161$ ---------- (3)

L'appui 3 : $3M_2+15.2M_3+4,60M_4 = -189,177$ ---------- (4)

L'appui 4 : $M_3+2M_4 = -32,194$ ---------- (5)

La résolution se fait avec Matlab

➢ **Sous forme matricielle :**

$$\begin{pmatrix} 2 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 4,60 & 15.2 & 3 & 0 & 0 \\ 0 & 3 & 12 & 3 & 0 \\ 0 & 0 & 3 & 15.2 & 4.60 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 2 \end{pmatrix} \times \begin{Bmatrix} M_0 \\ M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -32,194 \\ -189.177 \\ -82.161 \\ -189.177 \\ -32,194 \end{Bmatrix}$$

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$M_0 = -11.947$ KN.m $M_1 = -8.297$ KN.m $M_2 = -2.698$ KN.m

$M_3 = -8.297$ KN.m $M_4 = -11.978$ KN.m

Calcul des moments en travée :

Travée	Longueur	q_u (kN/m)	M_i (kN.m)	M_{i+1} (kN.m)	X(m)	$\mu(x)$	$M_t(x)$ (kN.m)
0 - 1	4,60	6.086	-11.947	-8.297	2.43	16.046	6.027
1 - 2	3	6.086	-8.297	-2.698	1.80	6.572	1.634
2 - 3	3	6.086	-2.698	-8.297	1.19	6.554	1.635
3 - 4	4,60	6.086	-8.297	-11.978	2.16	16.037	6.011

Tableau III.2.3: moments en travées

En travée :

$M(X) = \mu(X) + M_i(1 - \frac{x}{l_i}) + M_{i+1}\frac{x}{l_i}$ Moment à l'abscisse X de travée (i+1).

$\mu(X) = q.\frac{L_{i+1}}{2}X - q\frac{X^2}{2}$ $\mu(X)$: Moment de réduction isostatique.

N.B/

-Les moments calculés par la méthode des trois moments sont faits pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

-Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis

-augmentation de 1/3 pour les moments en travée

On aura aux appuis les résultats suivants :

M_0 = -11.947+0.33(11.947)= -8.00 KN.m

M_1 = -8.297+0.33(8.297)= -5.55 KN.m

M_2= -2.698 +0.33(2.698)= -1.80KN.m

M_3 = -8.297+0.33(8.297)= -5.55 KN.m

M_4 = -11.978+0.33(11.978)=-8.02 KN.m

En travée :

Travée 0-1 = 6.027 +0.33(6.027)=8.01KN.m

Travée 1-2 = 1.634+0.33(1.634)=2.17 KN.m

Travée 2-3 = 1.635+0.33(1.635)=2.17 KN.m

Travée 3-4 = 6.011+0.33(6.011)=7.99 KN.m

Calcul des efforts tranchant :

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Travée	longueur	T_i [KN]	T_{i+1} [KN]
travée (0-1)	4.60	14.742	-13.204
travée (1-2)	3	10.995	-7.262
travée (2-3)	3	7.262	-10.995
travée (3-4)	4,60	13.197	-14.798

Tableau III.2.4: Efforts tranchants

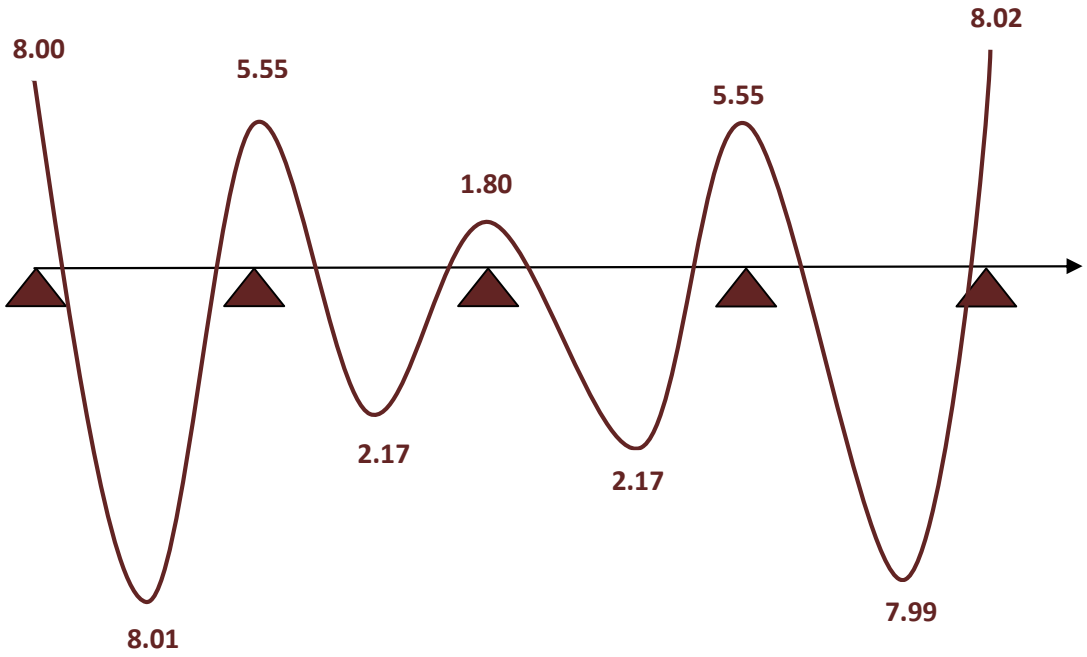


Figure III.2.5 : diagramme des moments fléchissant a l'ELU

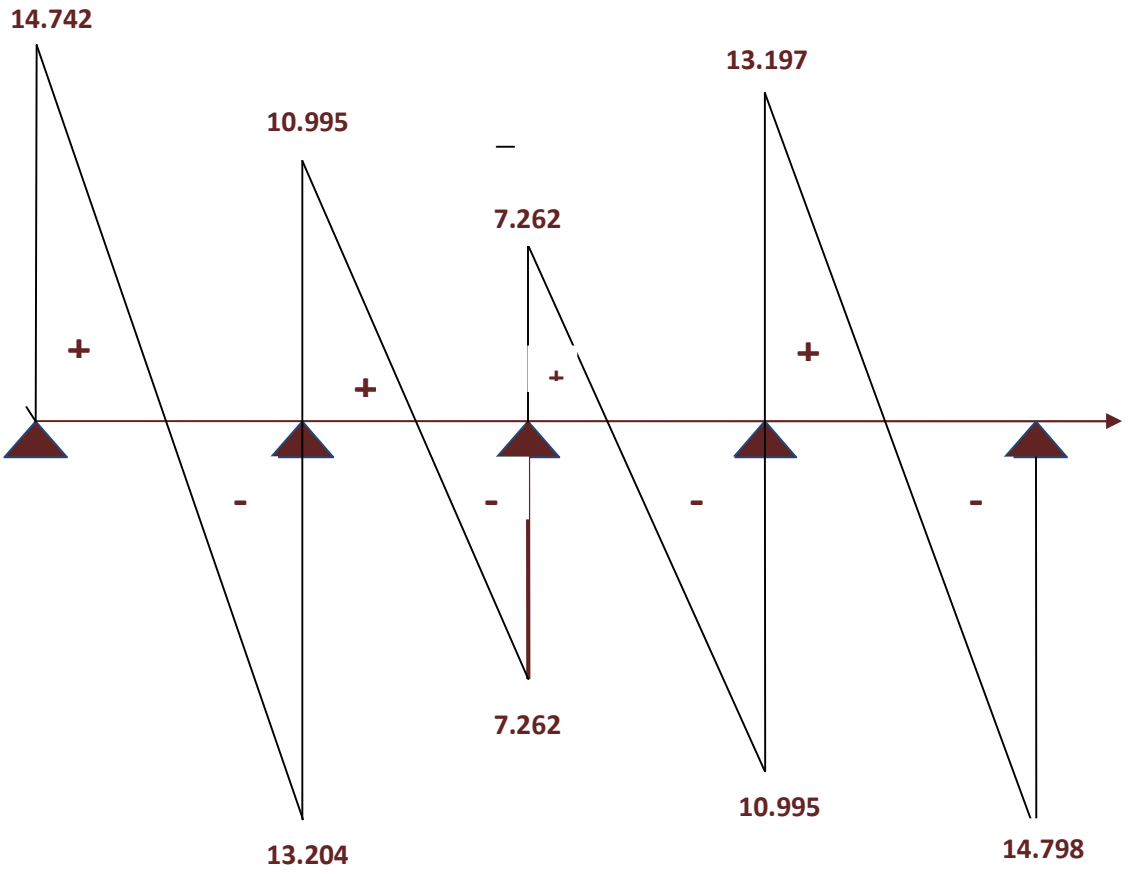


Figure III.2.6 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

III.2.3 Calcul à l'ELS :

- **ELS** : $q_s = G + Q$

q_s = 3.445+0.975=4.42 KN/ml

1. Les moments aux appuis:

L'appui 0 : $2M_0+M_1$= -23.381 ----------(1)

L'appui 1: $4{,}60M_0+15.2M_1+3M_2$ = -137.391----------(2)

L'appui 2 : $3M_1+12M_2+3M_3$ = -59.67 ---------- (3)

L'appui 3 : $3M_2+15.2M_3+4{,}60M4$ = -137.391 ---------- (4)

L'appui 4 : $M_3+2M_4 = -23.381$ ---------- (5)

La résolution se fait avec Matlab

➢ **Sous forme matricielle :**

$$\begin{pmatrix} 2 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 4{,}60 & 15.2 & 3 & 0 & 0 \\ 0 & 3 & 12 & 3 & 0 \\ 0 & 0 & 3 & 15.2 & 4.60 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 2 \end{pmatrix} \times \begin{Bmatrix} M_0 \\ M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -23.381 \\ -137.391 \\ -59.67 \\ -137.391 \\ -23.381 \end{Bmatrix}$$

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$M_0 = -8.677$ KN.m $M_1 = -6.026$ KN.m $M_2 = -1.959$ KN.m

$M_3 = -6.026$ KN.m $M_4 = -8.677$ KN.m

Les moments en travées:

Travée	Longueur	q_s (kN/m)	M_i (kN.m)	M_{i+1} (kN.m)	X(m)	$\mu(x)$	$M_t(x)$ (kN.m)
0 - 1	4,60	4.42	-8.677	-6.026	2.43	11.653	4.376
1 - 2	3	4.42	-6.026	-1.959	1.80	4.773	1.187
2 - 3	3	4.42	-1.959	-6.026	1.19	4.760	1.187
3 - 4	4,60	4.42	-6.026	-8.677	2.16	11.647	4.376

Tableau III.2.5: moments en travées

Moment aux travées :

Travée 0-1 =4.376+0.33(4.376)=5.82 KN.m

Travée 1-2 = 1.187+0.33(1.187)=1.57 KN.m

Travée 2-3 = 1.187+0.33(1.187)=1.57KN.m

Travée 3-4 = 4.376+0.33(4.376)=5.82 KN.m

Moment aux appuis :

M_0 = -8.677+0.33(8.677)= -5.81 KN.m

M_1 = -6.026+0.33(6.026)= -4.03 KN.m

M_2= -1.959+0.33(1.959)= -1.31 KN.m

M_3 = -6.026+0.33(6.026)= -4.03 KN.m

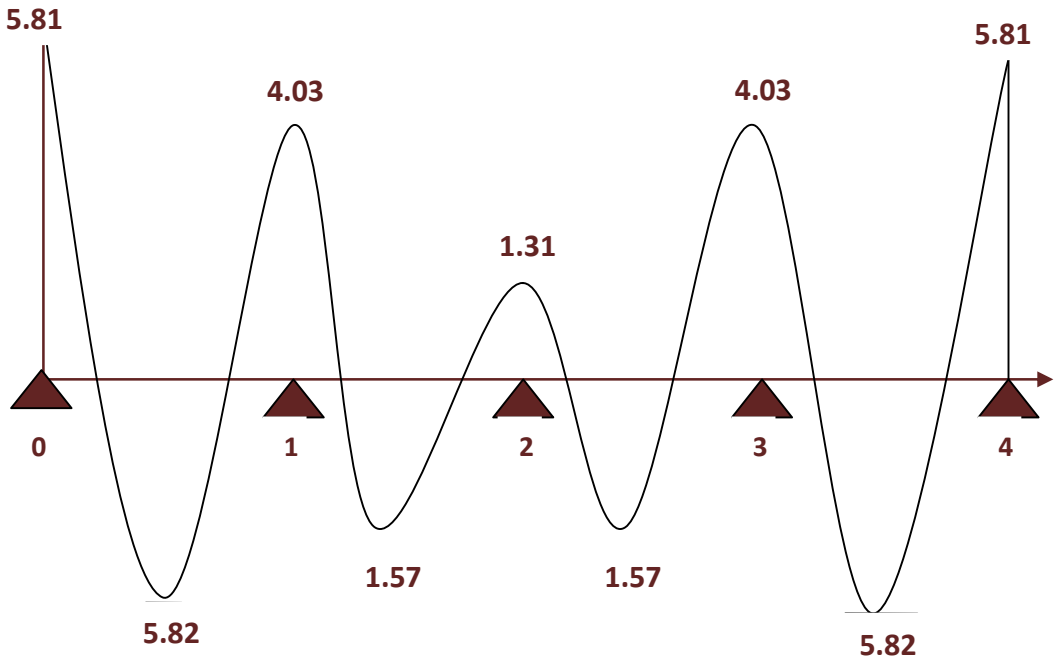
M_4 = -8.677+0.33(8.677)= -5.81 KN.m

Calcul des efforts tranchant :

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après :

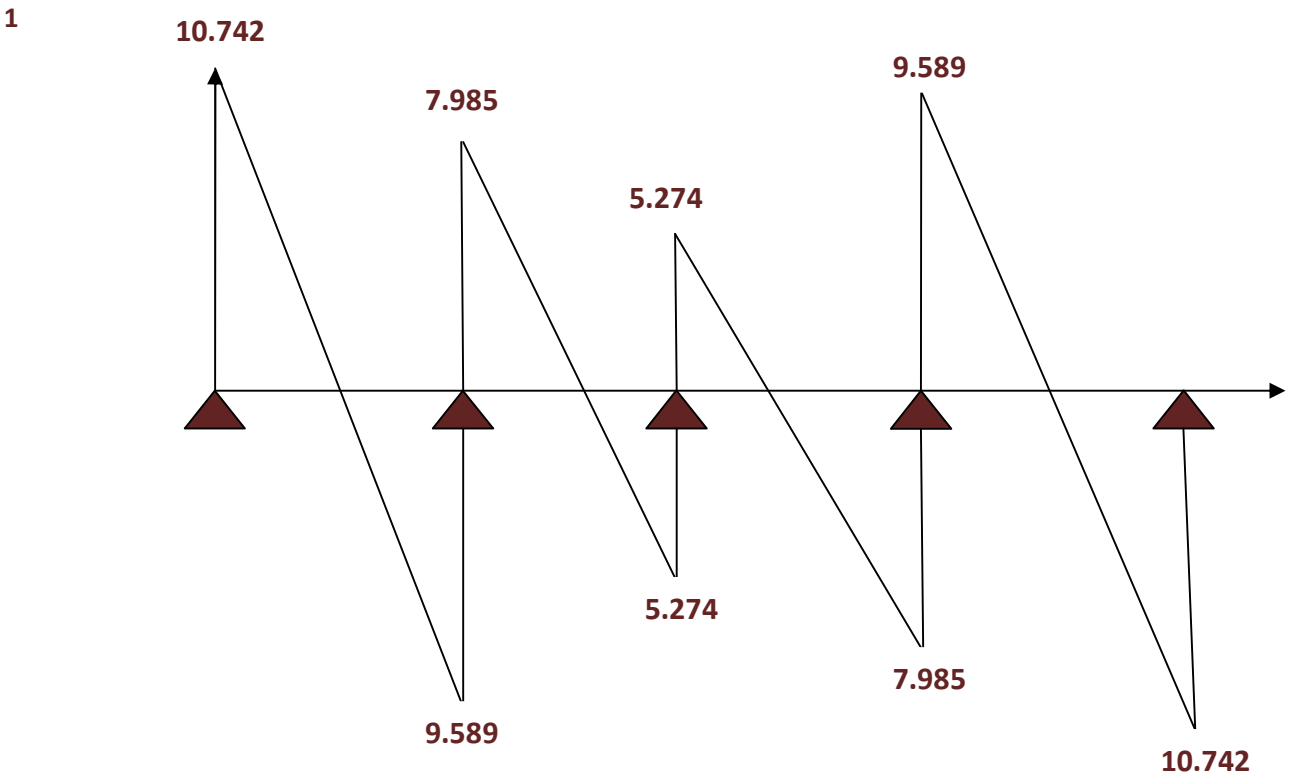
Travée	longueur	T_i [KN]	T_{i+1} [KN]
travée (0-1)	4.60	10.742	-9.589
travée (1-2)	3	7.985	-5.274
travée (2-3)	3	5.274	-7.985
travée (3-4)	4,60	9.589	-10.742

Tableau III.2.6: Efforts tranchants



III.2.7 : Diagramme des moments à l'ELS

Les efforts tranchants :



III.2.8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

III.2.4 Ferraillage à l'ELU :

Le ferraillage à l'ELU sera calculé avec les moments max en travées et aux appuis (les moments max du 2^{éme} cas) ; donc nous devons ferrailler selon les moments trouvés dans le 2^{éme} cas :

a) Armatures longitudinales:

Les moments max en travées et aux appuis sont:

M_t^{max} = 8.01 kN.m et **M_a^{max} = 8.02 kN.m**

La poutrelle sera calculée comme une section en ***Té*** dont les caractéristiques géométriques sont :

b = 65cm (largeur de la table de compression)

h = 20cm (hauteur total de plancher)

b_0 = 12cm (largeur de la nervure)

h_0 = 4cm (épaisseur de la table de compression)

c = 2cm (enrobage des armatures inférieures)

d = 18cm (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus

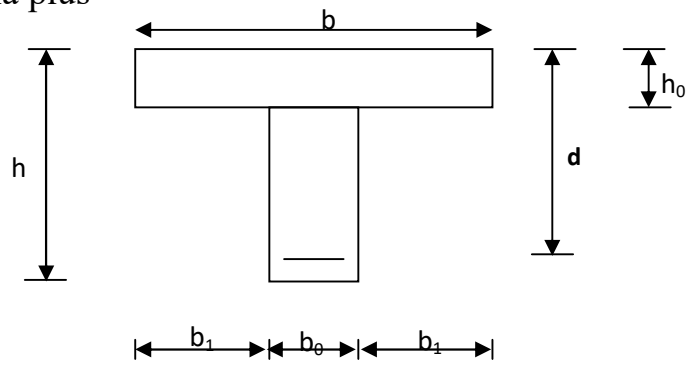


Fig. 3.24: Section de calcul de la poutrelle après Coulage de la dalle de compression

En travées :

Moment équilibré par la table de compression M_0 :

Position de l'axe neutre :

$M_0 = b \times h_0 \times (d - \frac{h0}{2}) \times f_{bu}$ avec : f_{bu}= 14.2MPa

$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times (0.18 - \frac{0.04}{2}) \times 14.2 \times 10^3 = 59.072$ kN.m

$$\begin{cases} M_0 = 59.072 \text{ kN.m} \\ M_t^{max} = 8.01 kN.m \end{cases}$$

$M_0 >>> M_t^{max}$: donc l'axe neutre se situe dans la table de compression.

Conclusion : la section en Té se calcule comme une section rectangulaire de (65×20) cm^2.

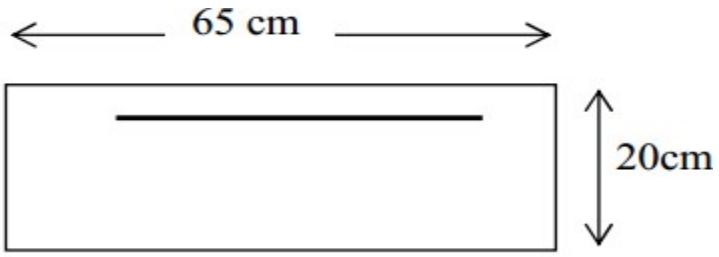
Sections d'armatures :

Calcul de μ_u :

$\mu_u = \frac{M_{t\,max}}{b\,d^2 f_{bu}} = \frac{8.01}{0.65\times0.18^2\times14.2\times10^3} = 0.026$

$\mu_u = 0.026 < \mu_i = 0.392$ =====>section simplement armée

$\mu_u = 0.026 \rightarrow \beta = 0.987$



$A_{st} = \frac{M_{t\,max}}{\beta\times d\times \frac{fe}{\gamma s}} = \frac{8.01\times10^6}{0.987\times180\times348} = 129.55mm^2 = 1.29\ cm^2$

Remarque:

Nous adopterons une section d'armatures très importante par rapport à celle calculée, pour que la flèche soit vérifiée.

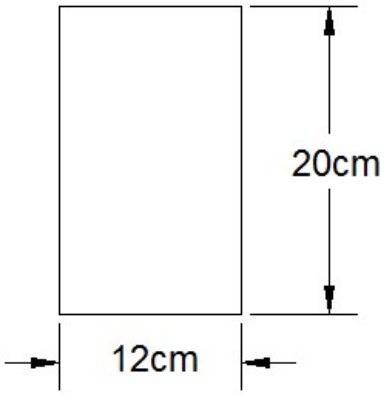
Soit : A_{st}=3HA12= 3.39 cm^2.

Aux appuis:

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur ***b_0=12cm*** et de hauteur ***h =20cm.***

$\mu_u = \frac{M_{a\,max}}{b\,d^2 f_{bu}} = \frac{8.02\times10^6}{120\times180^2\times14.2} = 0.145$

$\mu_u = 0.145 < \mu_i = 0.392$ =====>section simplement armée



$\mu_u = 0.145 \rightarrow \beta = 0.9215$

$A_{st} = \frac{M_{a\,max}}{\beta \times d \times \frac{fe}{\gamma s}} = \frac{8.02 \times 10^6}{0.9215 \times 180 \times \frac{400}{1.15}} = 138.93 mm^2 = 1.38\ cm^2$

Soit : A_{st}=***2HA12= 2.26 cm²***.

b) Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales d'une poutrelle est donnée par le (BAEL 91 modifié 99/ art : A.7.22)

$$\emptyset_t = min\left(\frac{h}{35}\ ;\ \emptyset_1\ ;\ \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\emptyset_t = min\left(\frac{20}{35}\ ;\ 1.2;\ \frac{12}{10}\right) = 0.571\ cm$$

Nous choisissons un cadre de Ø6 avec A_{st}=**2HA6=0.56 cm²**
Espacement d'un cadre : est donné par le règlement (BAEL 91 modifié 99/ Art : A.5.1.22)

$St \leq \min \{0{,}9 \times d\ ;\ 40cm\}$

$St \leq \min \{0{,}9 \times 18;\ 40cm\}$

$St \leq 16.2cm \rightarrow$ **St = 15cm**

Conclusion :

En travée : **3HA 12=3.39 cm².**

Aux appuis : **2HA 12= 2.26cm².**

Les armatures transversales : **2HA6 = 0.56 cm² (St = 15cm)**

III.2.5 Vérifications à L'ELU:

a) Vérification à la condition de non fragilité : [Art B 4.2 ,1/BAEL 99]

Calcul de la section minimale :

Aux appuis :

Nous devons vérifier que : $A_{st}^{min} \geq \frac{0.23\ b_0\ d\ f_{t28}}{f_e}$

avec : $f_{t2} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1$ MPa

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0{,}23 \times 12 \times 18 \times 2{,}1}{400} = 0{,}26\ cm^2.$$

$A_{st}^{min} = 0{,}26\ cm^2 < A_{ad} = 2.26 cm^2$ ……Condition vérifiée.

En travée :

$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23\ b\ d\ f_{t28}}{f_e}$ avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c2} = 2.1\ MPa$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0{,}23 \times 65 \times 18 \times 2{,}1}{400} = 1{,}41\ cm^2.$$

$A_{st}^{min} = 1{,}41\ cm^2 < A_{ad} = 3.39 cm^2$ ……Condition vérifiée.

b) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis :

[B.A.E.L 99. Art.6.1.3]:

Pour qu'il n y'aura pas d'entrainement de barres, il faut vérifier que :

$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9\ d\ \sum U_i} \leq \overline{\tau_{sc}}$ Avec : $\overline{\tau_{sc}} = \Psi_s f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15 MPa$

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

Ψs: Coefficient de scellement $\Psi s = 1.5$ pour HA

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

$\sum U_i = 2 \times \pi \times \emptyset = 2 \times 3{,}14 \times 12 = 75.36 mm.$

$$\tau_{se} = \frac{14.742 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 75.36} = 1.207 MPa.$$

$\tau_{se} = 1.20 MPa < \overline{\tau_{sc}} = 3{,}15\ MPa$ …… Condition vérifiée.

Ancrage des barres: (BAEL99.Art. 6-1-22)

$$L_s = \frac{\varphi . fe}{4\bar{\tau}_s}$$

Avec :

τ_{su}: Contrainte d'adhérence $\boldsymbol{\tau_{su}} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = \mathbf{2.835\ MPa}$

$$L_s = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32\text{cm}$$

Nous prendrons :L_s=50 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.

L_C = 0.4 × 50= 20 cm ; nous adopterons des crochets a 45^0 avec une longueur

L_C = 20 cm.

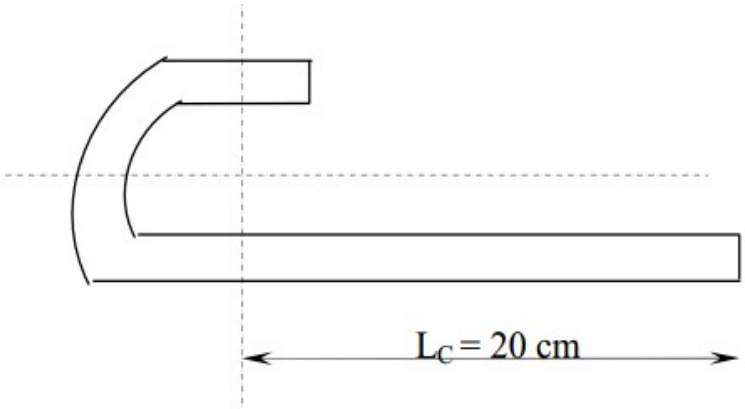


Figure III.2.10 : Crochet

c) Vérification aux cisaillements (Art 5.1.211 BAEL 91 modifié 99) :

$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} < \overline{\tau_u}$ Avec : $T_{max} = 14.742$ kN.

- Calcul de contrainte de cisaillement admissible :

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0{,}20\ \frac{f_{c28}}{\gamma b}\ ; 5\ \text{MPa}\right) = \min\left(\frac{0.20\ \times\ 25}{1.5}; 5\ \text{MPa}\right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min(3{,}33\ \text{MPa}\ ;\ 5\ \text{MPa}) = 3{,}33\ \text{MPa}.$$

- Calcul de contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{14.742 \times\ 10^3}{120\ \times\ 180} = 0.68\ \text{MPa}.$$

$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow \tau_u = 0.68MPa < \overline{\tau_u} = 3.33MPa$ Condition vérifiée, pas de risque de cisaillement.

d) Influence de l'effort tranchant sur le béton :

- **Appuis de rive :**

$\frac{2\,T_{max}}{a_0\,b_0} \leq \frac{0{,}8\,f_{c2}}{\gamma_b}$ Avec : $a_0 = 0.9\,d$

Il faut vérifier que : $T_{max} \leq \frac{0{,}8 \times 0{,}9d}{2}\frac{f_{c28}b_0}{\gamma_b} = 0.36\,\frac{d\,f_{c28}\,b_0}{\gamma_b}$

$$T \leq \frac{0.36 \times 18 \times 25 \times 12}{1{,}5}10^{-1} = 129.6\ \text{kN}.$$

$T_{max} = 14.742\text{kN} < T = 129.6\ kN$..... Condition vérifiée.

- **Appuis intermédiaires :**

Il faut vérifier que **:** $T_{max} \leq \frac{0{,}8 \times 0{,}9d}{2}\frac{f_{c28}b_0}{\gamma_b} = 0.36\,\frac{d\,f_{c28}\,b_0}{\gamma_b}$

$T_{max} = 20.12\text{kN} < T = 129.6$ kN..... Condition vérifiée.

III-2-6 : Vérification à l'ELS :

En travée : $M_t^{max} = 5.82$ KNm.

Sur appuis : $M_a^{max} = 5.81$ KNm.

Efforts tranchants max : $T_{max} = 10.742$KN.

Etat limite de résistance de béton en compression :

- **En travée :**

La section d'armature adoptée à l'ELU en travée est **:**A_{st}= 3HA12 = 3.39cm²

Vérification de la contrainte dans les aciers :

$\sigma_{st} = \frac{M_{max}^t}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$Avec : $A_{st} = 3.39\text{cm}^2$; $M_t = 5.82\text{KN.m}$; $d = 18$ cm.

β_1 est en fonction de : $\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0\,d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 18} = 1.569$

$\left.\begin{matrix} K_1 = 15.61 \\ \beta_1 = 0.8366 \end{matrix}\right\} \Longrightarrow$ À partir des tableaux, à l'ELS.

$\sigma_{st} = \frac{5.82\times 10^6}{0.8366\times 180 \times 3.39\times 10^2} = 114.00$ MPa Avec : $\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348$ MPa

$\sigma_{st} = 114.00$ MPa $< \overline{\sigma}_{st} = 348$ MPa……. Condition vérifiée.

Vérification de la contrainte dans le béton :

$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{C2} = 0,6 \times 25 = 15$ MPa

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st}$ Avec : $K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{15.61} = 0,064$

$\sigma_{bc} = 0,064 \times 114.00 = 7.296$MPa.

$\sigma_{bc} = 7.296$MPa $< \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa …… Condition vérifiée.

- **Aux appuis :**

La section d'armature adoptée à l'ELU aux appuis est **:**A_{sa}=4HA10= 3.14cm².

Vérification de la contrainte dans les aciers :

$\sigma_{st} = \frac{M^s_{max}}{\beta_1 \times d \times A_a}$Avec : $A_A = 2.26cm^2$; $M^s_{max} = 5.81$kN. m ; d = 18 cm.

$\beta_1$est en fonction de : $\rho_1 = \frac{100 \times A_A}{b_0\ d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1.046$

$\left.\begin{matrix} K_1 = 20.31 \\ \beta_1 = 0.8584 \end{matrix}\right\} \Longrightarrow$ Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.

$\sigma_{st} = \frac{5.81\times 10^6}{0,8584\times 180 \times 2.26\times 10^2} = 166.38$ MPa Avec : $\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348$ MPa

$\sigma_{st} = 166.38$MPa $< \overline{\sigma}_{st} = 348$ MPa ……. Condition vérifiée.

Vérification de la contrainte dans le béton :

$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{C2} = 0,6 \times 25 = 15$ MPa

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st}$ Avec : $K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{20.31} = 0,049$

$\sigma_{bc} = 0,049 \times 166.38 = 8.15$MPa

$\sigma_{bc} = 8.15$MPa $< \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa ……Condition vérifiée.

Conclusion :

La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELS sont satisfaisantes.

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

  Les poutrelles ne sont pas soumises à des intempéries (des agressions) donc nous avons une fissuration non préjudiciable ; donc aucune vérification n'est nécessaire.

- **Etat limite de déformation Art B.6.8.424 BAEL 91 modifié 99) :**

  Lorsqu'il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de donner une justification de la déformabilité des planchers à entrevous à condition que :

$$\begin{cases} 1)\ \dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{16} \\ 2)\ \dfrac{\mathbf{h}}{\mathbf{L}} \geq \dfrac{\mathbf{1}}{\mathbf{15}} \dfrac{\mathbf{M_t}}{\mathbf{M_0}} \\ 3)\ \dfrac{A}{b0.d} \leq \dfrac{3.6}{f_e} \end{cases}$$

h : hauteur totale (20cm)

L : longueur de la travée entre nus d'appuis

d : hauteur utile de la section droite

b_0 : largeur de la nervure

M_0 : moment fléchissant maximal de la travée isostatique

M_t : moment fléchissant maximal en travée

Avec : $M_0 = q_u \times \frac{l^2}{8} = 6.086 \times \frac{4.60^2}{8} = 16.09 KN.ml$

$$\begin{cases} 1)\ \dfrac{h}{L} = \dfrac{0.20}{4.60} = 0{,}043 \leq \dfrac{1}{16} = 0.0625 \ldots \text{condition non vérifiée} \\ 2)\ \dfrac{h}{L} = \dfrac{0.20}{4.60} = 0{,}043 \geq \dfrac{1}{15} \times \dfrac{5.82}{16.09} = 0{,}024 \ldots \text{condition vérifiée} \\ 3)\ \dfrac{A}{b0.d} = \dfrac{3.39}{12 * 18} = 0{,}0156 \geq \dfrac{3.2}{400} = 0{,}009 \ldots \ldots \text{condition non vérifiée} \end{cases}$$

Du moment que **la première et la troisième condition sont pas vérifiées** alors le calcul de la flèche est obligatoire

Calcul de la flèche :

$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{4600}{500} = 9.2$ mm

f : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée.

$E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 3700\sqrt[3]{25} = 10818{,}87\text{MPa}$

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

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

I_0 : Moment d'inertie totale de la section homogène.

$$\mu = \max\left\{1 - \frac{1{,}75 \times f_{t28}}{(4 \times \rho \times \sigma_s) + f_{t28}}; 0\right\}$$

$$\lambda_v = \frac{0{,}02 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3 \times b_0}{b}) \times \rho}$$

ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure

Calcul des différents paramètres :

$$I_0 = \frac{b_0(y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0)h_0\left(\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2}\right)^2\right) + n \times A_{st}(y_2 - c)^2$$

$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$. Avec B_0 : section homogénéisée.

$$y_1 = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A_{st} \times d}{b_0 h + (b - b_0)h_0 + 15A_{st}}$$

$$y_1 = \frac{12 \times \frac{20^2}{2} + (65-12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18}{12 \times 20 + (65-12) \times 4 + 15 \times 3.39} = \frac{3739.3}{502.85} = 7.44[\text{cm}].$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7{,}44 = 12.56[\text{cm}].$$

$$I_0 = \frac{12(7{,}44^3 + 12.56^3)}{3} + (65-12) \times 4 \times \left(\frac{4^2}{12} + \left(7{,}44 - \frac{4}{2}\right)^2\right) + 15 \times 3.39 \times (12{,}56-2)^2$$

$$I_0 = 21799.84[\text{cm}^4]$$

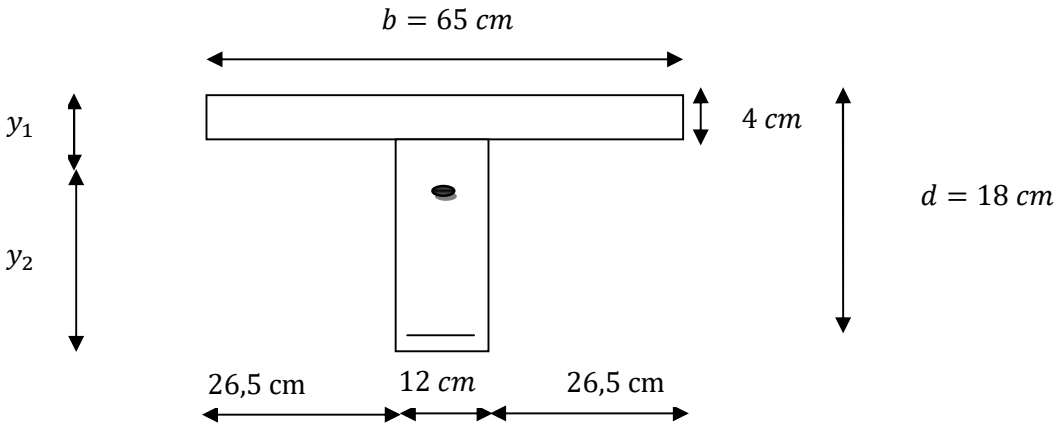


Figure .III.2.11 : Schéma statique de calcul

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.0157$$

$$\lambda_i = \frac{0{,}05 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b})\rho} = \frac{0{,}05 \times 2{,}1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.0157} = 2.625$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 1.05$$

$$\mu = 1 - \frac{1{,}75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1{,}75 \times 2{,}1}{4 \times 0{,}0157 \times 348 + 2{,}1} = 0{,}846$$

$$I_{fv} = \frac{1{,}1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_v)} = \frac{1{,}1 \times 21799.84}{1 + (1.05 \times 0{,}846)} = 12699.16[cm^4]$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{M_t \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{5.82 \times (4600)^2 \times 10^6}{10 \times 10818{,}86 \times 12699.16 \times 10^4} = 8.96[mm].$$

$f = 8.96[\,mm] < \bar{f} = 9.2[mm]$. ⇒**Condition vérifiée.**

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

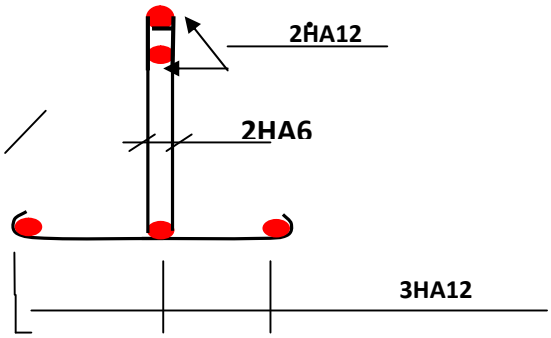


Fig. 3.26 : Plan de ferraillage de poutrelle

III-3. Etude des consoles (Balcons)

Introduction :

Le balcon est assimilé à une console encastrée à la poutre porteuse. Nous faisons le calcul pour une bande de 1m de largeur d'un élément de console soumis à la flexion simple en négligeant l'effort normal qui est dû à la main courante.

Dans notre structure, les balcons sont constitués de dalles pleines, leurs épaisseurs (e_p) est déterminée par la ~~condition~~ de la résistance à la flexion

I. : balcon en dalle plein :

III.3.1 Dimensionnement du balcon :

L : largeur de balcon L=1.20m

e_p : épaisseur de balcon $e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{120}{10}$ =12cm on prend : e_p= 15 cm

Plancher

c : enrobag c=2cm

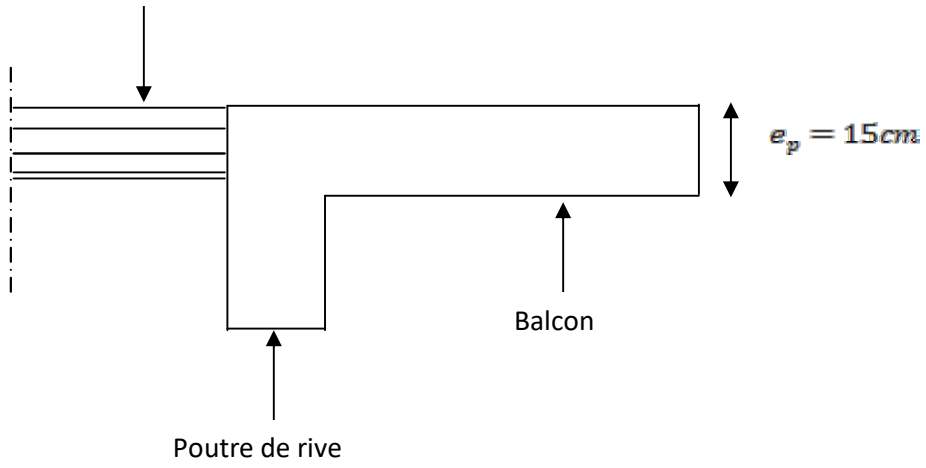


Figure III.3.1 : Coupe verticale détaillant la liaison balcon poutre.

III.3.2. Détermination des charges et surcharges de la console :

1) Charges permanentes :

- **La dalle :**

G=5.39KN/m^2

- **Garde corps :**

g=0.1×9=0.9Kn/ml

2) charges d'exploitation :

Q=3.5 KN/m^2

3) Combinaisons de charge :

a) A l'état limite ultime ELU : $(\mathbf{1,35G + 1,5Q})$

- ***Dalle :*** $\mathbf{q_{u1}} = (1{,}35 \text{ X } 5.39 + 1{,}5 \times 3.5) \times 1 \text{ ml} = 12.526 \text{ KN/ml}.$
- ***Garde corps :*** $\mathbf{q_{u2}} = 1.35 \times 0.9 = 1.215\text{KN}.$

b) A l'état limite de service ELS : $(\mathbf{G + Q})$

- ***Dalle :*** $\mathbf{q_{s1}} = (5.39 + 3.5) \times 1 \text{ ml} = 8.89 \text{ KN/ml}.$
- ***Garde corps :*** $\mathbf{q_{s2}} = \text{g} = 0.9\text{KN}.$

III.3.3. Calcul à l'ELU :

Le balcon sera calculé en flexion simple pour une bande de 1m. La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

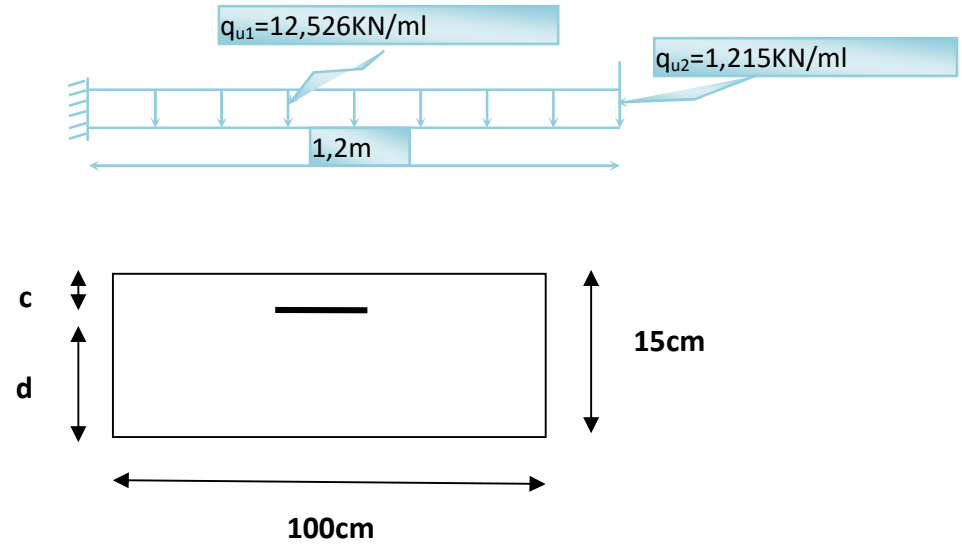


Figure III.3.2 *Schéma statique de la section*

- Moment provoque par la charge $\mathbf{q_{u1}}$

$$M_{qu1} = \frac{q_{u1} l^2}{2} = \frac{12.526 \times 1{,}2^2}{2} = 9.018 KN.m$$

- Moment provoque par la charge $\mathbf{q_{u2}}$:

$$M_{qu2} = q_{u2} \times l = 1.215 \times 1.20 = 1.458 kN.m$$

- Moment total :

$$M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 9.018 + 1.458 = 10.476 \text{kN.m}$$

Calcul des armatures :

Armature principales:

$$\mu_b = \frac{M_u}{b\, d^2\, f_{bc}} = \frac{10{,}476 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14{,}2} = 0{,}043 < 0{,}392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$\mu_b = 0{,}043 \rightarrow$ Par interpolation $\rightarrow$ $\beta = 0{,}9785$

$$\boldsymbol{A_s = \frac{M_u}{\beta * d * \sigma_{st}} = \frac{10.476 \times 10^6}{0.9785 \times 130 \times 348} = 236.653 mm^2 = 2.36 cm^2}$$

On opte pour une section d'armature 4HA12 $\Longrightarrow A_{ap} = 4.52\ cm^2$ avec un espacement s_t=25cm

Armature de répartition :

$A_r = \frac{A_S}{4} = \frac{4{,}52}{4} = 1{,}13 cm$ $\quad$ 4HA10/ml $\Longrightarrow A_{Ap} = 3.01\ cm^2$ avec $S_t = 25cm$

III.3.4. Vérification à l'ELU :

1. Condition de non fragilité (Art A.4.3.2.1 BAEL 91 révisé 99) :

Le ferraillage de la console doit satisfaire la ***C.N.F :*** $\boldsymbol{A_{st} \geq A_{st}^{min}}$.

Calcul de la section minimale :

$$\boldsymbol{A_{st}^{min} \geq \frac{0.23\, bdf_{t28}}{f_e}} \qquad \text{Avec : } \boldsymbol{f_{t28}} = 0{,}6 + 0{,}06 \times f_{c2} = 2{,}1 \text{ MPa.}$$

$$\boldsymbol{A_{st}^{min}} \geq \frac{0{,}23 \times 100 \times 13 \times 2{,}1}{400} = 1.56\ cm^2$$

$A_s = 4.52cm^2 > A_{st}^{min} = 1.56cm^2$ …… condition vérifiée.

2. Vérification des espacements des barres :

Les armatures principales : $S_t \leq \min(3h, 33cm) = 33cm$

$S_t = 25cm < 33cm$ «condition vérifiée»

Les armatures de répartition : $S_t \leq \min(4h, 45cm) = 45cm$

$S_t = 25cm < 45cm$ «condition vérifiée »

3. Vérification aux cisaillements (Art A 5.1.1 BAEL 91 modifié *99)* :

$\tau_u = \frac{T_u}{b\,d} < \overline{\tau_u}$ Avec : $T_u = q_{u1} \times l + q_{U2} = 12.526 \times 1{,}2 + 1.215 = 16.24KN$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};\ 4\ MPa\right) = \min\left(\frac{0{,}15 \times 25}{1{,}5}; 4\ MPa\right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min(2{,}5\ MPa;\ 4\ MPa) = 2{,}5\ MPa$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b\,d} = \frac{16.24 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.124\ MPa$$

$\boldsymbol{\tau_u} = 0{,}124\ MPa$

$\boldsymbol{\tau_u} < \bar{\boldsymbol{\tau}}_{\boldsymbol{u}}$ ⟹ Condition vérifiée.

$\overline{\boldsymbol{\tau_u}} = 2{,}5\ MPa$

⟹ Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

4. Vérification d'adhérence des barres (Art A 6.1.1 BAEL 91 révisé *99)* :

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{sc}}$

Avec : $\overline{\tau_{sc}} = \Psi_s f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15\ MPa$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0{,}9\ d\ \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1{,}5$: Coefficient de scellement *HA*.

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3{,}14 \times 1.2 = 15.07cm$$

$$\tau_{se} = \frac{16.24 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 150.7} = 0.92MPa$$

$\tau_{se} = 0.92MPa < \overline{\tau_{sc}} = 3{,}15\ MPa$ $\Longrightarrow$ Condition vérifiée.

Donc il n y a pas de risque d'entrainement des barres.

Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifié *99)* :

Longueur de scellement : $L_s = \frac{\phi f_e}{4\ \tau_{su}}$

$$\tau_{su} = 0{,}6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_{Su} = 0{,}6 \times 1{,}5^2 \times 2.1 = 2{,}835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{400 \times 12}{4 \times 2{,}835} = 423.2\text{mm} = 42.32\text{cm}$$

La langueur mesurée hors crochets est au moins égale 0,4 L_s pour les aciers HA

$L_{ad} = 0{,}4\ L_s = 0{,}4 \times 42.32 = 16.92cm.$

Soit L_s=20cm.

Calcul a l'ELS

Combinions des charges :

- ***Dalle :*** $\mathbf{q_{s1}} = (5.39 + 3.5) \times 1\text{ ml} = 8.89\text{ KN/ml}.$
- ***Garde corps :*** $\mathbf{q_{s2}} = \text{g} = 0.9\text{KN}$

a) *Calcul du moment d'encastrement :*

- Moment provoque par la charge $\mathbf{q_{s1}}$

$$Mq_{s1} = \frac{q_{s1} l^2}{2} = \frac{8..89 \times 1{,}2^2}{2} = 6.40KN.m$$

- Moment provoque par la charge $\mathbf{q_{s2}}$:

$$M_{qu} = q_{s2} \times l = 0.9 \times 1.20 = 1.08kN.m$$

- Moment total :

$$M_s = M_{qs1} + M_{qs2} = 6.40 + 1.08 = 7.48 \text{kN.m}$$

III.3.5. Vérification à l'ELS :

Notre élément est exposé aux intempéries et aux infiltrations d'eau, on prend les fissurations comme étant des Fissurations préjudiciable $\boldsymbol{n = 1,6}$.

On doit vérifier que :

$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$ Les contraintes dans les aciers

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = min\left[\left\{\frac{2}{3} f_e , Max\left(\frac{1}{2} f_e ; 110\sqrt{n \times f_{tj}}\right)\right\}\right]$$

$$\overline{\sigma}_{st} = min\left[\left\{\frac{2}{3} 400 , Max\left(\frac{1}{2} 400 ; 110\sqrt{1.6x2.1}\right)\right\}\right]$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min(266,66 ; \max(200 ; 201,63)) = 201,63\ MPa$$

$\sigma_{st} = \frac{M_S}{A_{ap}\beta_1 d}$ Avec : $A_{ap} = 4.52cm^2$; $M_s = 7.48KN\ m$; $d = 13cm$

$\rho = \frac{100 \times A_{ap}}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13} = 0.347$ *par interpolation*

$\{\beta_1 = 0,9084\}$ à partir des tableaux à l'ELS.

$$\sigma_{st} = \frac{7.48 \times 10^6}{0.9084 \times 130 \times 4.52X10^2} = 140.13MPa$$

σ_{st}=140.13 MPa

$\overline{\sigma_{st}} = 201,63$ MP

$\sigma_{St} < \overline{\sigma}_{St}$ $\Longrightarrow$ Condition vérifiée

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ Les contraintes dans le béton :

Avec : $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c2}$ =15 MPa $\begin{cases} \rho = 0.347 \\ K_1 = 39.61 \end{cases}$

$\boldsymbol{\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{140.13}{39.61}}$ **=3.53MPa**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 3.53MPa \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \\ \bar{\sigma}_{\mathrm{dc}} < \sigma_{bc} \end{cases} \Longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

Vérification de la flèche (Art B 6.5.2 BAEL 91 modifié *99)* :

On doit vérifier que:

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \ldots\ldots\ldots (\boldsymbol{a}) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{10\,M_0} \ldots\ldots\ldots (\boldsymbol{b}) \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4{,}2}{f_e} \ldots\ldots\ldots\ldots (\boldsymbol{c}) \end{cases}$$

(a) $\left\{\frac{h}{l} = \frac{15}{120} = \mathbf{0,12} \geq \frac{1}{16} = \mathbf{0,06}\right\}$ $\Longrightarrow$ Condition vérifiée.

(b) $\left\{\frac{h}{l} = \frac{15}{120} = \mathbf{0,12} \geq \frac{M_S}{10M_S} = \frac{7.48}{10\times 7.48} = \mathbf{0.1}\right\}$ $\Longrightarrow$ Condition vérifiée.

(c) $\left\{\frac{A_{ap}}{bd} = \frac{4.52}{100\times 13} = \mathbf{0,0034} \leq \frac{4{,}2}{f_e} = \frac{4{,}2}{400} = \mathbf{0.0105}\right\}$ $\Longrightarrow$ Condition vérifiée.

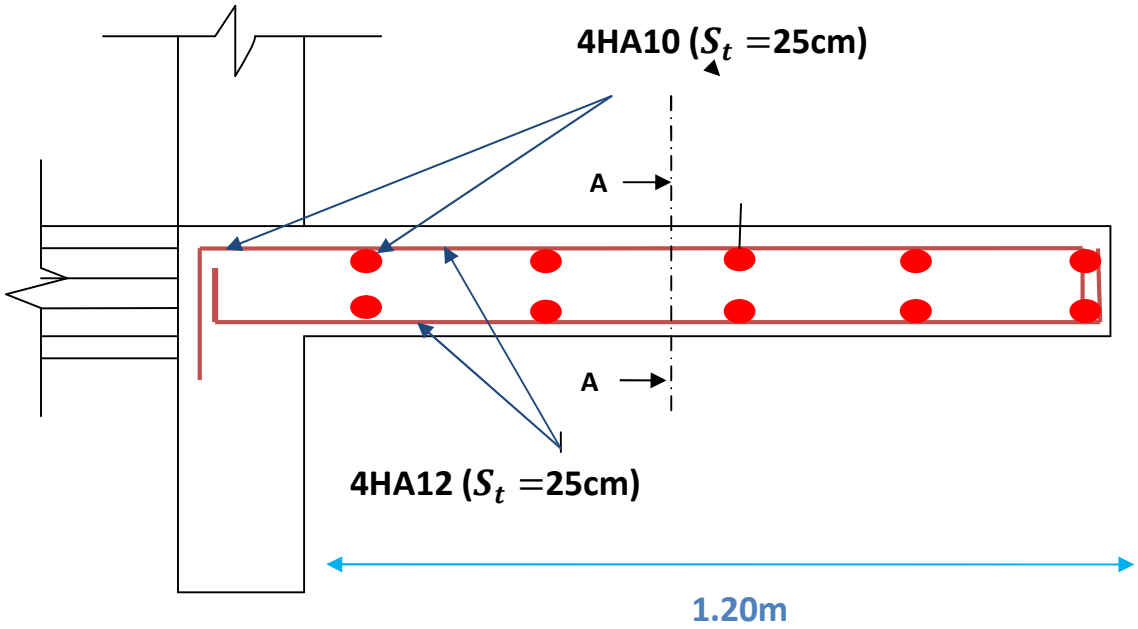
Tout des les conditions sont vérifiées donc le calcule de la flèche n'est pas nécessaire.

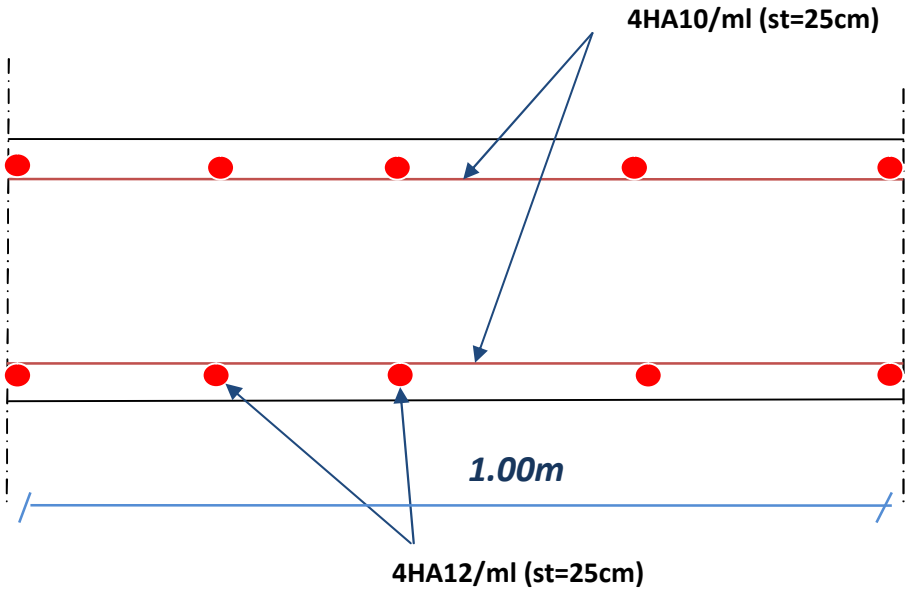
Conclusion :

Apres avoir effectue les calculs et les vérifications nécessaires nous sommes arrivés aux résultats suivants :

Armature principal : **4HA12/ml=4.52cm²**

Armature de répartition : **4HA10/ml=3.01cm²**





Coupe A-A

Figure III.3.3 : Ferraillage du balcon en dalle plein

II. Étude de la poutre de chainage :

C'est une poutre qui se pose sur deux appuis semi encastré à ses extrémités, elle supporte en plus de son poids propre celui de la cloison extérieur.

Pré dimensionnement de la poutre :

Pour L= 300m

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

La hauteur :

$$\frac{l}{15} \leq ht \leq \frac{l}{10}$$

- La largeur :

$$0,4\,h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

Avec :

L : la portée libre maximal entre nus d'appuis dans le sens considéré.

L = 300-25 = 275cm

La hauteur :

$L / 15 \leq ht \leq L / 10 \Longrightarrow$ **275/15 ≤ ht ≤ 275/ 10**

18.33 ≤ ht ≤27.5

On opte pour une hauteur de h = 30 cm

La largeur :

0.4x30 ≤ b ≤ 0.7x30 $\Longrightarrow$ 12 ≤ b ≤ 21

On opte pour une largeur de b = 20 cm

- **<u>Vérification aux exigences du RPA (Art 7.4.1) :</u>**

$$\begin{cases} b = 20 \geq 20[cm] \\ h_t = 30[cm] \geq 30[cm] \\ \frac{h_t}{b} = \frac{30}{20} = 1,5 < 4 \end{cases}$$ .....condition vérifier.

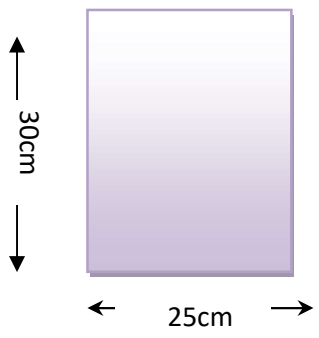


Figure. III-3-4 : Dimensions de la poutre de chainage

Détermination des sollicitations :

Charge permanentes :

- Poids propre de la poutre : 0.25×0.30×25=1.88KN/ml
- Poids du mur (double cloison) : (3.06-0.30)×2.36=6.51KN/ml
- Poids du plancher : 2.75×0.65/ 2 = 0.893KN/ml

Gt=1.88+6.51+0.893=9.283 KN/ml

Surcharge d'exploitation : Q= 3.5×0.65/2 =1.14 KN/m

Combinaison de charge :

A L'ELU : qu = 1.35 G + 1.5 Q $\Rightarrow$ qu= 1.35×9.283+1.5×1.14= 14.24 KN/ml

AL'ELS : qs =G+Q $\Rightarrow$ qs =9.283+1.14= 10.42 KN/ml

Calcul à l'ELU :

On considère que la poutre est simplement appuyée

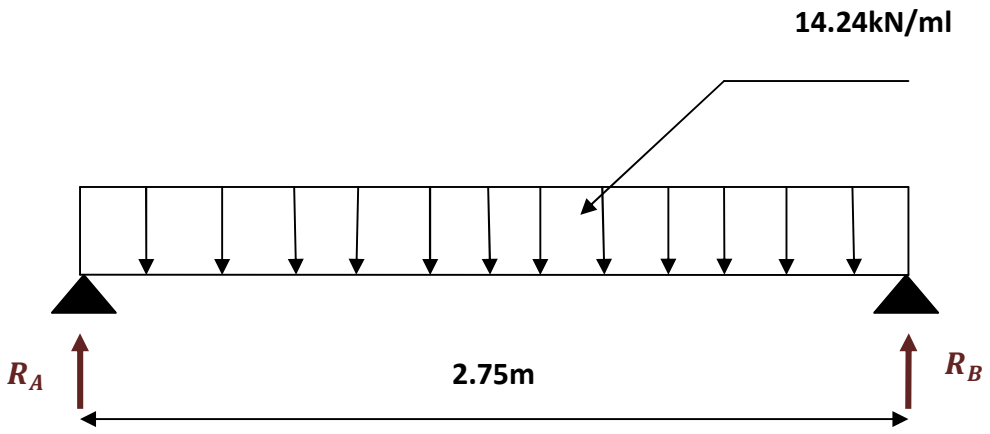


Figure III.3.5 : schéma isostatique

Calcul des moments :

En travée :

$Mt = 0.85\times \frac{q_u\, l^2}{8} = 0.85\times\frac{14.24\times 2.75^2}{8} = 11.44KN.m$

Aux appuis :

$M_a = 0.30 \times \frac{q_u\times l^2}{8} = 0.30 \times \frac{14.24\times 2.75^2}{8} = 4.03KN.m$

Les réactions d'appuis :

$R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = 14.24\times\frac{2.75}{2} = 19.58kN$

Ferraillage à l'ELU : Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

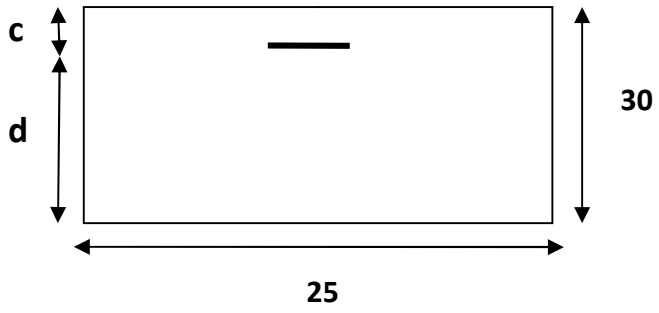


***Figure III.3.6** : section a étudié*

Armature principales:

En travée :

$$\mu_b = \frac{M_t}{b\,d^2\,f_{bc}} = \frac{11.44\times10^6}{250\times280^2\times14{,}2} = 0{,}041 < 0{,}392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$\mu_b = 0{,}041 \rightarrow$ Par interpolation $\beta = 0{,}9795$

$$\boldsymbol{A_t = \frac{M_t}{\beta\times d\times\sigma_{st}} = \frac{11.44\times10^6}{0.9795\times280\times348}} = 119.86\text{mm}^2 = 1.19\text{cm}^2$$

On opte pour une section d'armature $3\text{HA}10 \Longrightarrow A_t = 2.35\text{cm}^2$

Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b\,d^2\,f_{bc}} = \frac{4.03\times10^6}{250\times280^2\times14{,}2} = 0{,}014 < 0{,}392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$\mu_b = 0{,}014 \Rightarrow \beta = 0{,}993$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta\times d\times\sigma_{st}} = \frac{4.03\times10^6}{0.993\times280\times348} = 14.47\text{mm}^2 = 0.14\text{cm}^2$$

On opte pour une section d'armature $3\text{HA}10 \Longrightarrow A_a = 2.35\text{cm}^2$

III.3.4. Vérification à l'ELU :

1. Condition de non fragilité (Art A.4.3.2.1 BAEL 91 révisé 99) :

Le ferraillage de la console doit satisfaire la ***C.N.F :*** $\boldsymbol{A \geq A_t^{min}}$.

Calcul de la section minimale :

$$\boldsymbol{A_t^{min} \geq \frac{0.23\,bdf_{t28}}{f_e}}$$ Avec : $\boldsymbol{f_{t28}} = 0{,}6 + 0{,}06 \times f_{c28} = 2{,}1$ MPa.

$$\boldsymbol{A_t^{min}} \geq \frac{0{,}23 \times 25 \times 28 \times 2{,}1}{400} = 0.91\text{cm}^2$$

$\boldsymbol{A_t = 2.35cm^2 > A_t^{min} = 0.91cm^2}$ …… condition vérifiée.

$\boldsymbol{A_a = 2.35cm^2 > A_t^{min} = 0.91cm^2}$ …… condition vérifiée

2. Vérification aux cisaillements (Art A 5.1.1 BAEL 91 modifié 99) :

$\tau_u = \frac{T_u}{b\,d} < \overline{\tau_u}$ Avec :

$$T_u = q_u \times l - R_A = 14.24 \times 2.75 - 19.58 = 19.58KN$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};\ 4\ MPa\right) = \min\left(\frac{0{,}15 \times 25}{1{,}5}; 4\ MPa\right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min(2{,}5\ MPa;\ 4\ MPa) = 2{,}5\ MPa$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b\ d} = \frac{19.58 \times\ 10^3}{250 \times 280} = 0.279 MPa$$

$\boldsymbol{\tau_u} = 0{,}279 MPa$

$\boldsymbol{\tau_u} < \bar{\boldsymbol{\tau}}_{\boldsymbol{u}}$ ⟹ Condition vérifiée.

$\overline{\boldsymbol{\tau_u}} = 2{,}5\ MPa$

⟹ Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

3. Vérification d'adhérence des barres (Art A 6.1.1 BAEL 91 révisé *99)* :

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{sc}}$

Avec : $\overline{\tau_{sc}} = \Psi_s f_{t2} \ = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15\ MPa$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0{,}9\ d\ \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1{,}5$: Coefficient de scellement *HA*.

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3{,}14 \times 10 = 94.2mm$$

$$\tau_{se} = \frac{19.58 \times\ 10^3}{0.9 \times 280 \times 94.2} = 0.82 MPa$$

$\tau_{se} = 0.82 MPa < \overline{\tau_{sc}} = 3{,}15\ MPa$ ⟹ Condition vérifiée.

Donc il n y a pas de risque d'entrainement des barres.

Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifié *99)* :

Longueur de scellement : $L_s = \frac{\phi f_e}{4\,\tau_{su}}$

$$\tau_{su} = 0{,}6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_{Su} = 0{,}6 \times 1{,}5^2 \times 2.1 = 2{,}835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{400 \times 10}{4 \times 2{,}835} = 352.73\text{mm} = 35.73\text{cm}$$

La langueur mesurée hors crochets est au moins égale 0,4 L_s pour les aciers HA

$L_{ad} = 0{,}4\, L_s = 0{,}4 \times 35.73 = 14.29cm.$

Soit L_s=15cm.

Calcul des armatures transversales :

$\emptyset t \leq \min\{\frac{ht}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_1\} \Rightarrow \leq \min\{0.857, 2.5, 1.0\} = 0.857$ cm

Soit $\emptyset t = 8mm \leq 8.57mm$ On prend un cadre et un étrier en HA8 ;

4HA8 = 2.01cm² l'espacement des armatures transversal doit satisfaire la condition suivante : $S_t \leq$min (0.9d ; 40cm)=min (25.2 ; 40cm)=25cmSelon le **RPA 99** : la section d'armature transversale doit vérifier la condition :

$$A_t \geq A_{min} = 0.003 \times S_t \times b$$

Espacement :

a) Zone nodale (appuis) :

$S_t \leq$ min ($\frac{h}{4}$; 12Øcm)=min (7.5 ; 12cm)=7cm $\Rightarrow S_t = 7cm$

$A_t = 2.35cm^2$

$A_t = 0.003 * 7 * 25 = 0.53cm^2$

2.35cm²> 0.53cm² $\Rightarrow$ condition vérifiée

b) Zone courante (travée) :

$S_t \leq \frac{h}{2}$ =15cm $\Rightarrow S_t = 15cm$

$A_t = 2.35cm^2$

$A_t = 0.003 * 15 * 25 = 1.13cm^2$

2.35cm²> 1.13cm² $\Rightarrow$ condition vérifiée

Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

Dans le béton :

$$T_u \leq 0.4 * 0.9 * d * b \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

T_u=19.58KN

T_u=19.58KN ≤ 0.4×0.9×280×250×$\frac{25\times10^{-3}}{1.5}$ = 420KN

T_u=19.58KN < 420KN $\Rightarrow$ condition vérifiée

Dans l'acier :

$A_a = 2.35\ cm^2 \geq \frac{1.15}{f_e}(T_u + \frac{M_u}{0.9d})$ = $\frac{1.15*10^3}{400}$ *(19.58+$\frac{-4.03}{0.9*0.28}$)=3.58mm²

=0.035cm² $\Rightarrow$ condition vérifiée

Vérification a l'ELS :

AL'ELS : qs =G+Q $\Rightarrow$ qs =9.283+1.14= 10.42 KN/ml

Calcul des efforts :

En travée :

Mt = 0.85× $\frac{q_s\ l^2}{8}$ = 0.85×$\frac{10.42\times2.75^2}{8}$=8.37 KN.m

Aux appuis :

$M_a = 0.30 \times \frac{q_s\times l^2}{8}$=0.30 × $\frac{10.42\times2.75^2}{8}$ =2.95KN.m

Les réactions d'appuis :

$R_A = R_B = \frac{q_s\times l}{2}$= $\frac{10.42\times2.75}{2}$=14.32KN

Vérification des contraintes dans le béton :

a. **En travée**

. $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c8} = 0.6 \times 25 = 15$ MPa

. $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$

. $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A}$

$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 2.35}{25 \times 28} = 0.335$

À partir des abaques des on a : $\rho = 0.335$; $\beta = 0.9097$; $K_1 = 40.42$

. Donc

. $\sigma_{st} = \frac{8.37 \times 10^6}{0.9097 \times 280 \times 2.35 .10^2} = 139.83$ MPa

$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{139.83}{40.42} = 3.45$ MPa

. D'où : $\sigma_{bc} = 3.45$ MPa $< \bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa $\Rightarrow$ La condition est vérifiée.

b. Aux appuis

$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 2.35}{25 \times 28} = 0.335$

À partir des abaques des on a : $\rho = 0.335$; $\beta = 0.9097$; $K_1 = 40.42$

. $\sigma_{st} = \frac{2.95 .10^6}{0.9097 \times 280 \times 2.35 .10^2} = 49.28$MPa

$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{49.28}{40.42} = 1.22$ MPa

. D'où : $\sigma_{bc} = 1.22$ MPa $< \bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa $\Rightarrow$ La condition est vérifiée

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisant

Vérification de la flèche (Art B 6.5.2 BAEL 91 modifié *99)* :

On doit vérifier que:

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (\boldsymbol{a}) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{10\, M_0} \dots\dots\dots (\boldsymbol{b}) \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4{,}2}{f_e} \dots\dots\dots\dots (\boldsymbol{c}) \end{cases}$$

(a) $\left\{\frac{h}{l} = \frac{30}{275} = 0,109 \geq \frac{1}{16} = 0,06\right\}$ ⟹ Condition vérifiée.

(b) $\left\{\frac{h}{l} = \frac{30}{275} = 0,109 \geq \frac{M_t}{10\ _0} = \frac{8.37}{10\times9.85} = 0.084\right\}$ ⟹ Condition vérifiée.

(c) $\left\{\frac{A_{ap}}{bd} = \frac{2.35}{25\times28} = 0,0033 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0.0105\right\}$ ⟹ Condition vérifiée.

$M_0 = \frac{q_s\times l^2}{8} = \frac{10.42\times2.75^2}{8} = 9.85\text{KN .m}$

Tout des les conditions sont vérifiées donc le calcule de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

Les armatures calculées à LELU sont suffisante pour le ferraillage de la poutre

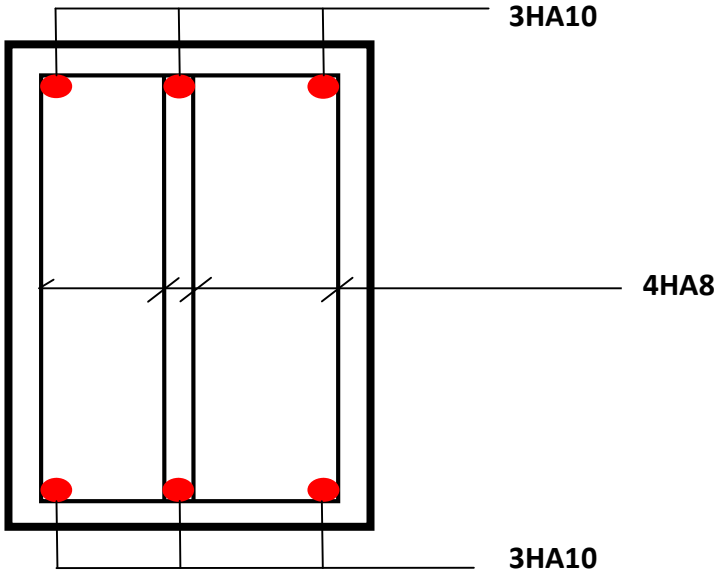


Figure III.3.7 : ferraillage de la poutre de chainage

II.4. Escalier

III.4.1. Définition :

Les escaliers sont des éléments constitues d'une succession de gradins qui permettent l'accès vertical entre les différents étages de la structure, ils sont soumis à leurs poids propre et aux surcharges.

Les escaliers sont aussi composés de paliers et paillasses assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques et calculés à la flexion simple et aussi munis des gardes corps qui assurent la sécurité des perso

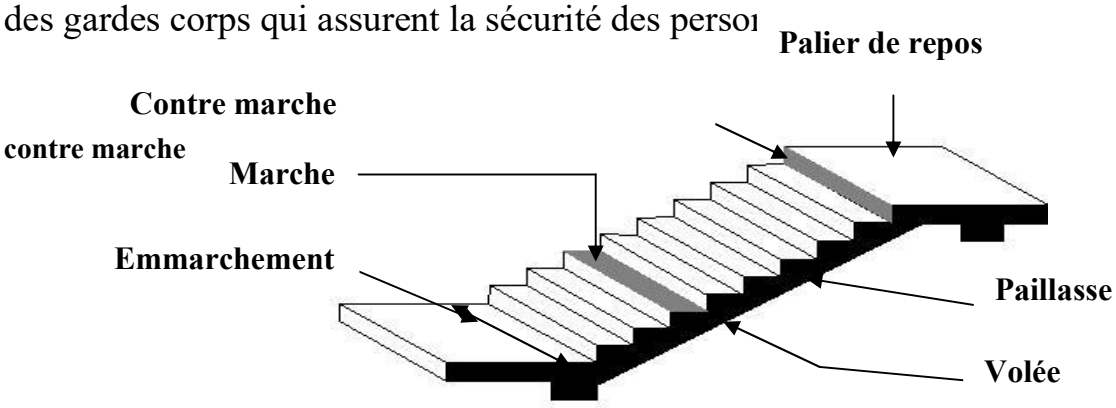


Figure III.4.1: Principaux termes relatifs à un escalier

Caractéristiques dimensionnelles :

- **Marche :** c'est la partie horizontale qui reçoit le pied (la charge verticale); sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.

Le nombre de marches est pris comme suit : m = n-1.

- **Contre marche :** c'est la partie verticale entre deux marches; l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.

n : nombre de contre marches donné par : $n = H/h$.

Avec :

« **H** » : hauteur entre deux niveaux consécutifs.

« h »:hauteur de la contre marche

H le plus courant varie de 14 à 20 cm (17 cm en moyenne).

- **Giron « g » :** c'est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; 22 cm ≤ g ≤ 33 cm.
- **La volée :** est l'ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux paliers consécutifs.
- **Le palier :** est la plate forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- **L'emmarchement :** représente la largeur de la marche.

Dans un immeuble collectif, l'emmarchement doit être : L ≥ 120 cm. Ou

L≥ 3g.

- Le rapport **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé, elle comporte les marches et contremarches est appelé raideur de l'escalier.

III.4.2. Cage d'escalier :

1) Dimensionnement :

Les deux volées sont identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée de hauteur de 1.50 m. Pour un bâtiment à usage commerciale, la hauteur des marches est selon la loi de BLONDEL:
h : est le plus courant (14cm ≤ h ≤ 18 cm).
g : est le plus courant (59cm ≤ 2h+g ≤ 66 cm).

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre des marches (n).
- La hauteur de la marche (h), le giron(g).

- L'épaisseur de la paillasse (e).

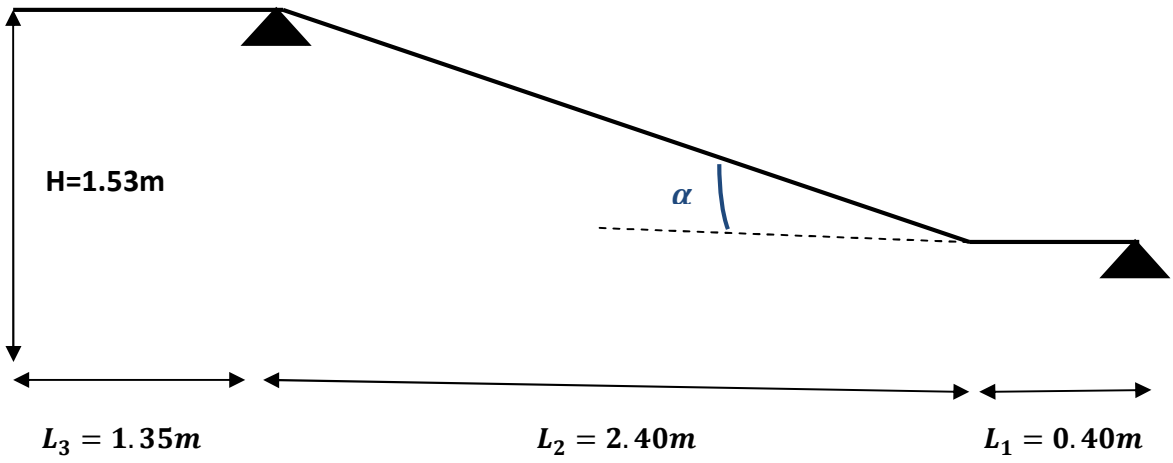


Figure III.4.2 : Schéma statique d'escalier

Pour que l'escalier soit confortable, on prend la hauteur des contres marches : **h=17cm**.

Pour l'étage courant :

a) Nombre de contre marches n :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \quad \Longrightarrow \quad \textbf{9 contre marches.}$$

b) Nombre de marche m :

$$m = n-1 = 9-1 = 8 \quad \Longrightarrow \quad \textbf{8 marches}$$

c) Le giron g :

$$g = \frac{l_1}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm.} \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{g = 30\ cm}$$

Vérification de la relation de BLONDEL :

$59\ cm \leq 2h+g \leq 64\ cm.$

$2h+g = (2 \times 17) + 30 = 64\ cm.$

$59\ cm \leq 2h+g = 64\ cm \leq 64cm$ ⟹ **Condition vérifiée donc l'escalier est confort.**

La ligne de foulée représente la trajectoire que suivra une personne empruntant l'escalier, cette ligne est toujours tracée à 50 [cm] du collet de l'escalier. Sa longueur est :

$$L_2 = g\ (n\text{-}1) = 30\ (9\text{-}1) = 240\ cm.$$

d) Epaisseur de la paillasse :

L'épaisseur de la paillasse (e_p) est donnée par la relation :

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

Angle d'inclinaison :

$$Tg\ \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240} = 0.6375 \quad \rightarrow \quad \boldsymbol{\alpha = 32.52°}$$

$$L_4 = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{2.4}{\cos 32.52} = 2.85m \quad \mathbf{L_4 = 2.85\ m}$$

D'où

$$\frac{415}{30} \leq e_p \leq \frac{415}{20} \quad \rightarrow 13.83\ cm \leq ep \leq 20.75cm$$

$\mathbf{e_P = 15\ cm}$

N.B : On prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

2) Détermination des charges et surcharges :

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, nous pourrons admettre que leur poids est uniformément repartie sur la paillasse, le calcul se fait pour une bande de 1 m de projection horizontale et considérant une partie simplement appuyée en flexion simple.

A. Les charges permanentes :

Le palier :

Poids des revêtements

Désignation	Epaisseur (m)	P (kN/m^3)	G (kN/m)
Enduit Ciment	**0.02**	**22**	**0.44**
Carrelage	**0.02**	**22**	**0.44**
Mortier de pose	**0.02**	**20**	**0.40**
Lit de sable	**0.02**	**18**	**0.36**

G=1.64kN/m

Tableau III.4.1 : *Charges permanentes du palier*

Poids propre de palier : G=25 × 0.15× 1= **3.75KN /ml**

$G_{P\ total}$ =3.75+1.64 = **5.39 KN/ml**

Volée :

Poids propre de la paillasse :

$G_{paill}= \frac{25\times0.15}{\cos 32.52} = \mathbf{4.447kn/ml}$

Poids de la marche :

$G_{marche}= 25 \times \frac{0.17}{2} \times 1m = \mathbf{2.125\ KN/ml}$

La paillasse :

Désignation	**Epaisseur (m)**	**P (kN/m^3)**	**G (kN/ml)**
Enduit Ciment	**0.02/cos 32. 52**	**18**	**0.42**
Mortier de pose	**0.02**	**20**	**0.4**
Carrelage	**0.02**	**20**	**0.4**
Lit de sable	**0.02**	**18**	**0.36**
Marche	**0.17/2=0.085**	**25**	**2.125**
Garde corps	**0.1**	**/**	**0.2**
Paillasse	**E_p/cosα=0.333**	**25**	**4.447**

G v_{total}=8.35kN/ml

Tableau III.4.2 **:** *Charges permanentes de la volée*

B. Les surcharges d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR B.C.2.2 est :

Q =2.5 × 1 m = **2.5 kN/ml**

C. Combinaison des charges :

ELU: $\mathbf{q_u = (1.35\ G + 1.5\ Q) \times 1\ m.}$

Palier : $q_u^p = (1.35 \times 5.39 + 1.5 \times 2.5) \times 1\ m =$ **11.02KN / ml.**

Volée : $q_u^v = (1.35 \times 8.35 + 1.5 \times 2.5) \times 1\ m =$ **15.02KN / ml.**

ELS: $\mathbf{q_S = (G + Q) \times 1\ m.}$

Palier : $q_S^p = (5.39 + 2.5) \times 1\ m = 7.89$ KN / ml.

Volée : $q_S^v = (8.35 + 2.5) \times 1\ m = 10.85$ KN / ml.

- **Calcule des moments et effort tranchant à l'ELU**

Pour déterminer les efforts internes dans les escaliers on fera référence aux méthodes de calcul de la RDM

En prenant l'ensemble (paillasse + paliers) comme une poutre reposant sur deux appuis simples et en considérant la projection horizontal de la charge (q) sur la paillasse d'une portée projetée $L_p = 2.4$.

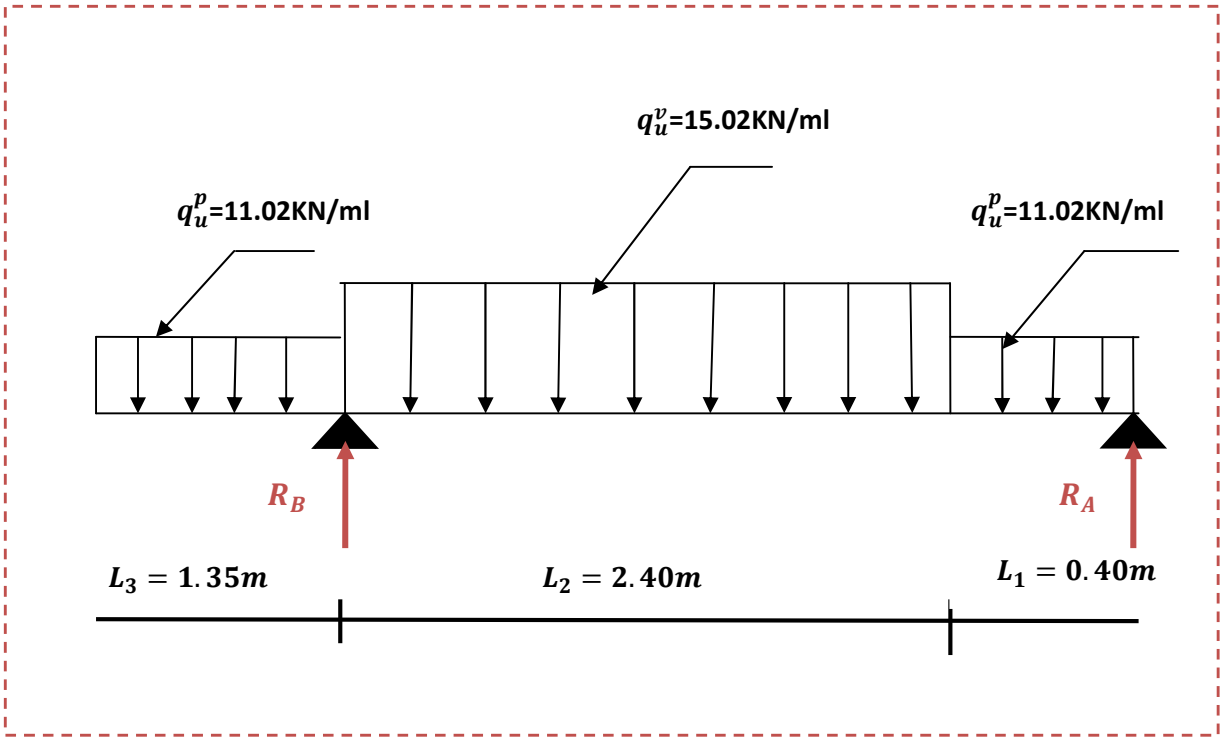


Figure III.4.3 : schéma statique d'escalier a l'ELU

- **Les réactions aux appuis :**

$\Sigma F_y = 0$;

$R_A + R_B - q_u^v L_2 - q_u^p L_1 - q_u^p L_3 = 0 \Longrightarrow R_A + R_B = q_u^v L_2 + q_u^p L_1 + q_u^p L_3$

$\Longrightarrow R_A + R_B = 15.02 \times 2.40 + 11.02 \times 0.40 + 11.02 \times 1.35 = 55.33KN$

$\boldsymbol{R_A + R_B = 55.33KN}$

$\sum M/A = 0$

$(L_1 + L_2) R_B - q_u^v \times L_2 \times (L - L_1 - \frac{L_2}{2}) - q_u^p \times L_1 (L - \frac{L_1}{2}) - q_u^p \times \frac{L^2_1}{2}$

$(0.40+2.40) R_B - 15.02 \times 2.40 \times (4.15 - 1.35 - \frac{2.40}{2}) - 11.02 \times 1.35 (4.15 - \frac{1.35}{2}) - 11.02 \times \frac{0.40^2}{2}$

$2.80 R_B - 110.33 = 0 \Longrightarrow 2.80 R_B = 110.22$

$R_B = \frac{110.33}{2.80}$ =39.40kN

$$\Longrightarrow \quad \begin{cases} \boldsymbol{R_A = 15.93\text{kN}} \\ \boldsymbol{R_B = 39.40KN} \end{cases}$$

$R_A + R_B = 55.33$ KN/ml $\Longrightarrow$ $R_A = 55.33 - 39.40$

$R_A = 15.93$ KN

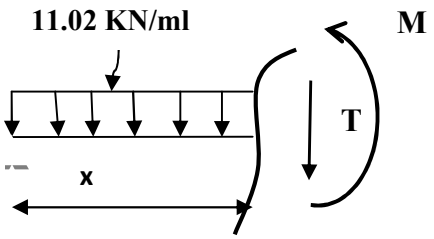
- **Calculus des efforts interns:**

Tronçon 1 $\mathbf{0 \leq x \leq 1.35\ m}$

T(x) = – 11.02x

X = 0m T(0) = 0 KN

x = 1.35m T (1.35) = -14.87KN



M (x) = $-11.02\frac{x^2}{2}$

X=0m M(0) = 0

x= 1.35m M (1.35) = -10.09 KN.m

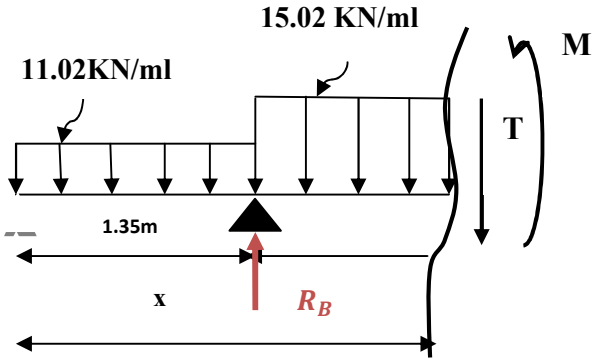
Tronçon 2 : $\mathbf{1.35 \leq x \leq 3.75\ m}$

T(x) = -11.02×1.35-15.02×(x-1.35)+ R_B

T(x)=-15.02x+44.8

x = 1.35m T (1.35) = 24.52 KN

x = 3.75m T (3.75) = -11.52 KN



M(x) = -11.02×1.35(x - $\frac{1.35}{2}$**) +** $R_B(x - 1.35) - \frac{15.02(x-1.35)^2}{2}$

$M(x) = -7.51x^2 + 44.8x - 56.89$

X = 1.35 M (1.35) = -10.09 KN.m

X = 3.75 M (3.75) = 5.50 KN.m.

$M'(x) = \frac{d\,M_z(x)}{dx} = 0$ $\quad -15.02x + 44.8 = 0$

$\Longrightarrow \quad x = \frac{44.8}{15.02} = 2.98\text{m}$

M_{max}(x=2.98m) =9.92KN.m

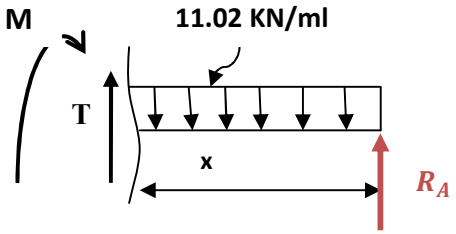
Tronçon 3 : $\mathbf{0 \leq x \leq 0.40m}$

T(x) = 11.02x $-R_A$

T(x)=11.02x-15.93

x = 0m T(0) = -15.93 KN

x = 0.40m T (0.40) = -11.52KN



$$\mathbf{M\,(x) = -11.02\frac{x^2}{2} + R_A x}$$

M(x)= -11.02$\frac{x^2}{2}$ + 15.93x

X = 0m M (0) = 0KN.m

X = 0.40m M (0.40) = 5.50 KN.m

Tronçon (m)	X (m)	T_y (KN)	M_z (KN.m)
$\mathbf{0 \leq x \leq 1.35}$	0	0	0
	1.35	-14.87	-10.09
$\mathbf{1.35 \leq x \leq 3.75}$	1.35	24.52	-10.09
	3.75	-11.52	5.50
$\mathbf{0 \leq x \leq 0.40}$	0	-15.93	0
	0.45	-11.52	5.50

Remarque :

Le moment M'(x) est maximum pour le valeur **X=2.98m**. Donc $\mathbf{M_{zmax}}$**=9.92kN.m**

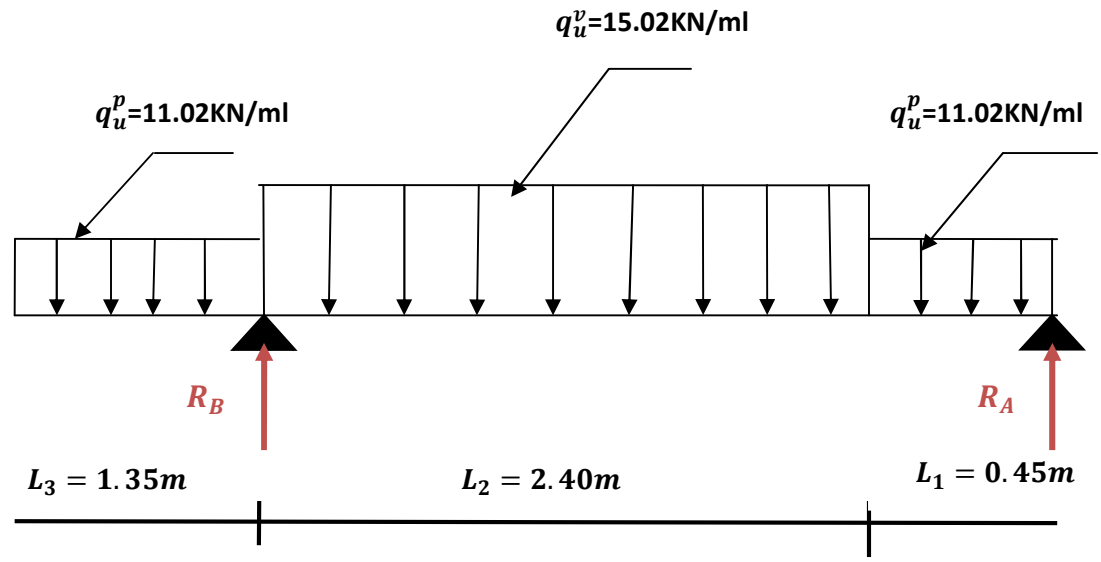
- Aux appuis : -0.3Mzmax
- En travée : 0.85Mzmax

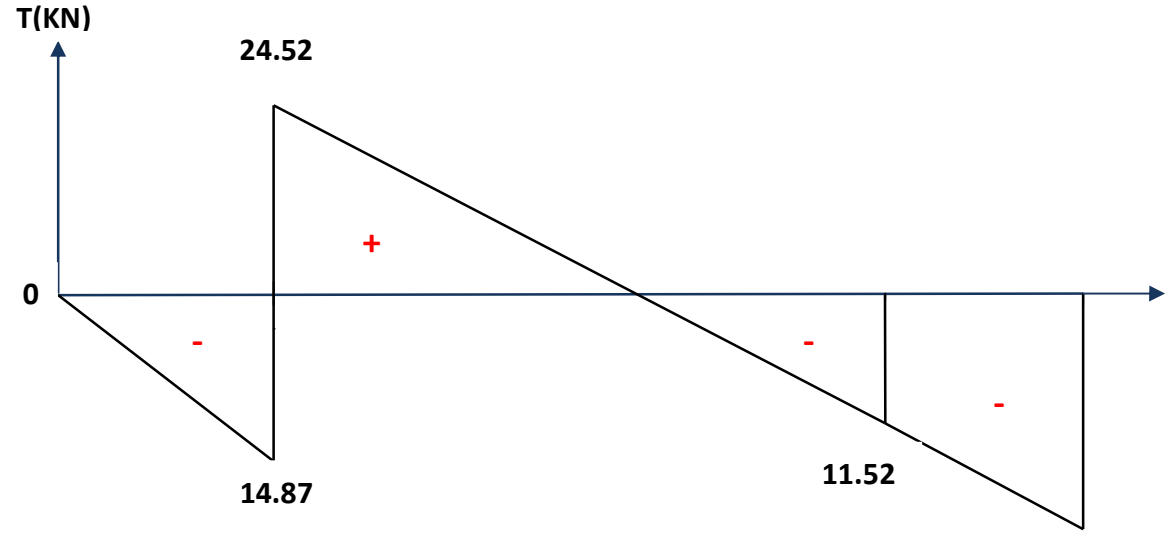
Alors :

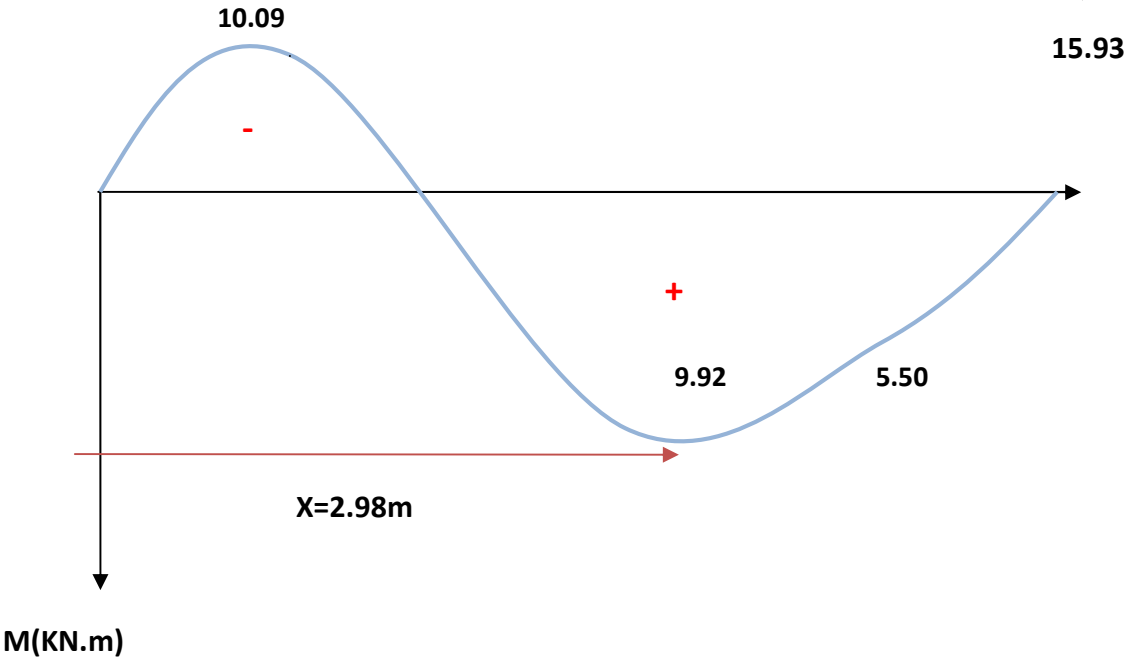
M_{Bappui} = -0.3x9.92= -2.97kN.m

$M_{travée}$ = 0.85x9.92= 8.43kN.m

$M_{Aappui=}$


q_u^v=15.02KN/ml
q_u^p=11.02KN/ml
q_u^p=11.02KN/ml
R_B
R_A
$L_3 = 1.35m$
$L_2 = 2.40m$
$L_1 = 0.45m$


T(KN)
24.52
+
0
-
-
-
14.87
11.52
15.93


10.09
-
+
9.92
5.50
X=2.98m
M(KN.m)

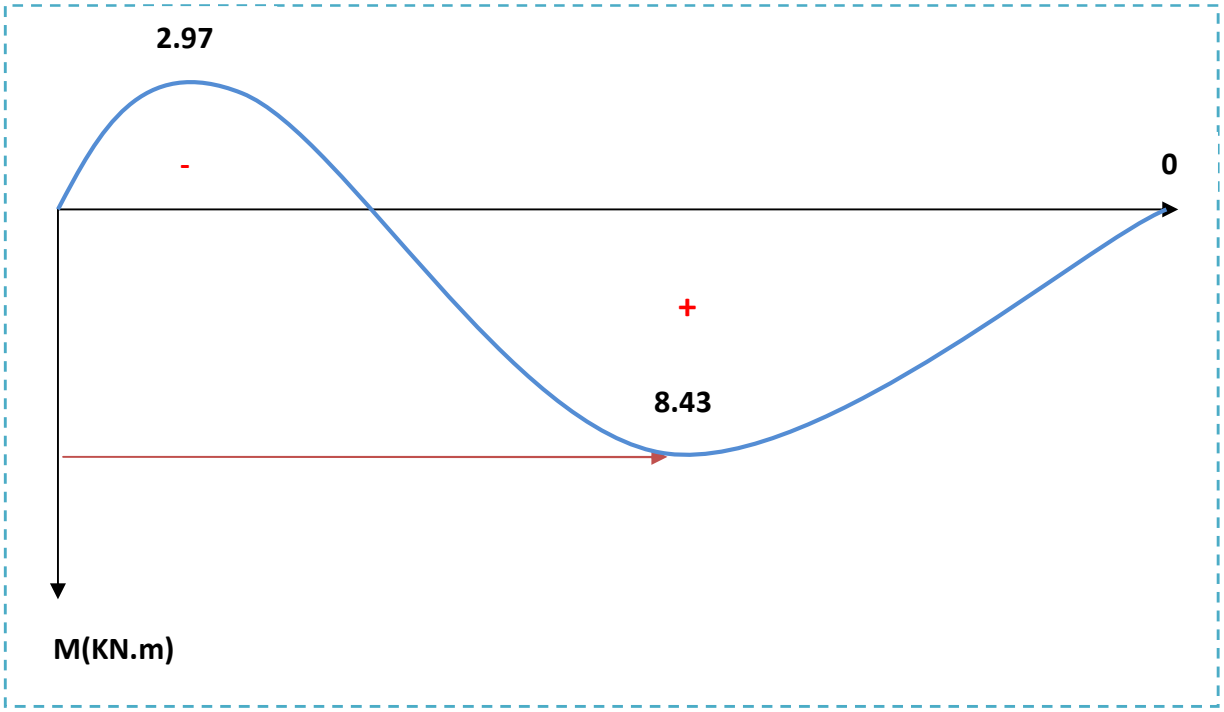
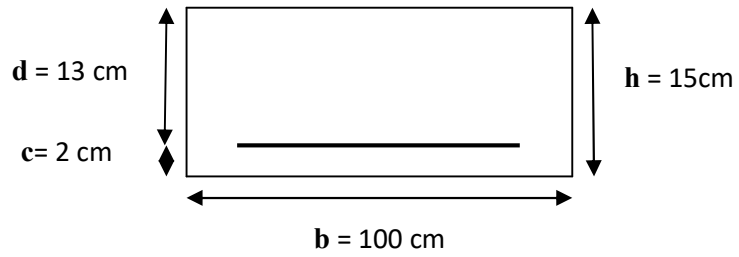


Figure III.4.4 : *Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU*

.Calcul des armatures :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment, dont les caractéristiques géométriques sont : b = 100 cm; h= 15cm; c = 2 cm; d = 13cm.



a) Aux appuis :

Appui B: M_B= 2.97 KN.m.

➢ **Armatures principales :**

$$\mu_a = \frac{M_B}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{2.97 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14.2} = 0.012 \; ; \quad \boldsymbol{\mu_a = 0.012 < \mu_l = 0.392}$$

⟹ **La section est simplement armée.**

$\mu_a = 0.012 \Longrightarrow \beta_1 = 0.994$

$$A_{st} = \frac{M_B}{\beta_1 . d . \sigma_{st}} = \frac{2.97 \times 10^3}{0.994 \times 13 \times 348} = 0.66\ cm^2$$

A_B = 5HA10/ml = 3.93 cm^2 avec un espacement de : S_t = 20 cm.

➢ **Armatures de répartition :**

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

Soit : A_r= 4HA8 / ml = 2.01 cm^2 ; avec un espacement de S_t =25cm

b) En travée :

M_t= 8.43 KN.m

$$\mu_t = \frac{M_t}{b . d^2 . f_{bu}} = \frac{8.43 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14.2} = 0.035$$

$\mu_t = 0.035 < \mu_l = 0.392 \Longrightarrow$ SSA

$\mu_t = 0.036$ par interpolation $\Longrightarrow \beta_1 = 0.9825$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta_1 . d . \sigma_{st}} = \frac{8.43 \times 10^3}{0.9825 \times 13 \times 348} = 1.89 cm^2$$

A_t = 5HA10/ ml = 3.93 cm^2 ; avec un espacement de S_t =20cm.

Armatures de répartition :

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

Soit : A_{rt}= 4HA8 / ml = 2.01 cm^2 ; avec un espacement de S_t =25cm.

4) Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité (BEAL 91 modifié 99 / Art. A.4.2.1):

$$A_{min} = 0.23bd\frac{ft_{28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.56\ Cm^2$$

a) Aux appuis :

$A_B = 3.93cm^2 > A_{min} = 1.56cm^2$ $\Longrightarrow$ Condition vérifiée.

b) En travées :

$A_t = 3.93cm^2 > A_{min} = 1.56cm^2$ $\Longrightarrow$ Condition vérifiée.

Espacement des barres :

Armatures principales :

S_t max = 20 cm < Min {3 h, 33 cm} = 33 cm condition vérifiée.

Armatures répartitions :

S_t max = 25< Min {4 h, 45 cm} = 45 cm ……condition vérifiée.

Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 99, Art-5.1.2.1) :

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

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{bd} = \frac{24.52x1000}{1000\times130} = 0.188MPa$$

Avec T_{umax} : effort tranchant maximal

$T_{umax} = 24.52$ KN

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}, 5MPa\right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,2\times25}{1,5}, 5MPa\right\} = \min\{3,33; 5MPa\}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33\ MPa$$

$\tau_u = 0{,}188\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3{,}33\,MPa \Longrightarrow$ **Condition vérifiée**.

Le béton seul suffit pour reprendre le cisaillement.

Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : BAEL 99, Art 5-1-313

❖ Influence sur le béton :

$$V_u = \frac{0{,}4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma s} \text{ Avec : } \mathbf{a = 0{,}9d}$$

$$V_u = \frac{0{,}4 \times 25 \times 10^{-3} \times 0{,}9 \times 130 \times 1000}{1{,}5} = 780KN$$

$$V_u^{max} = 24.52 < 780KN \Longrightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

❖ Influence sur Les armatures:

Il faut avoir :

$$A_b \geq \frac{1.5}{f_e}\left[\boldsymbol{T_u^{max}} + \frac{\boldsymbol{M_a}}{\mathbf{0.9 \times d}}\right] = \frac{1.5}{400}\left[24.52 \times 10^3 - \frac{2.97 \times 10^6}{0.9 \times 130}\right] = -3.24\text{mm}^2$$

$A_b = 2.01\ \text{cm}^2 \geq -0.032\text{cm}^2 \Longrightarrow$ Condition vérifiée

Contrainte d'adhérence et d'entrainement des barres :

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donnée par :

$$\boldsymbol{\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}}$$

Avec : $\overline{\boldsymbol{\tau_{se}}} = \Psi_s f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = \mathbf{3{,}15MPa}$

$\Psi_s = 1{,}5$: Coefficient scellement HA.

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times 3{,}14 \times 1 = \mathbf{15.7\ cm}$$

$$\boldsymbol{\tau_{se}} = \frac{T_{max}}{0.9d\sum U_i} = \frac{\mathbf{24.52 \times 10^3}}{\mathbf{0.9 \times 130 \times 15.7 \times 10}} = \mathbf{1.33\ MPa}$$

$\boldsymbol{\tau_{se}} = 1.33\text{MPa} < \overline{\boldsymbol{\tau_{sc}}} = 3{,}15\ \text{MPa}$ ... ... condition est vérifiée.
Donc il n y a pas de risque d'entrainement des barres.

Ancrage des barres : (BAEL91 modifié 99, Art A6.1.2.1) :

$L_S = \frac{\varphi.fe}{4\bar{\tau}_S}$ Avec : $\tau_{Se} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835\text{MPa}$

$$\boldsymbol{l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.83}} = 35.33cm \text{ On prend } l_s = 40cm$$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre dans laquelle les barres sont ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochet est :

$L_a = 0.4\ L_s$

L= 0.4 x 40 = 16 cm

5) Calcule des moments et effort tranchant a l'ELS :

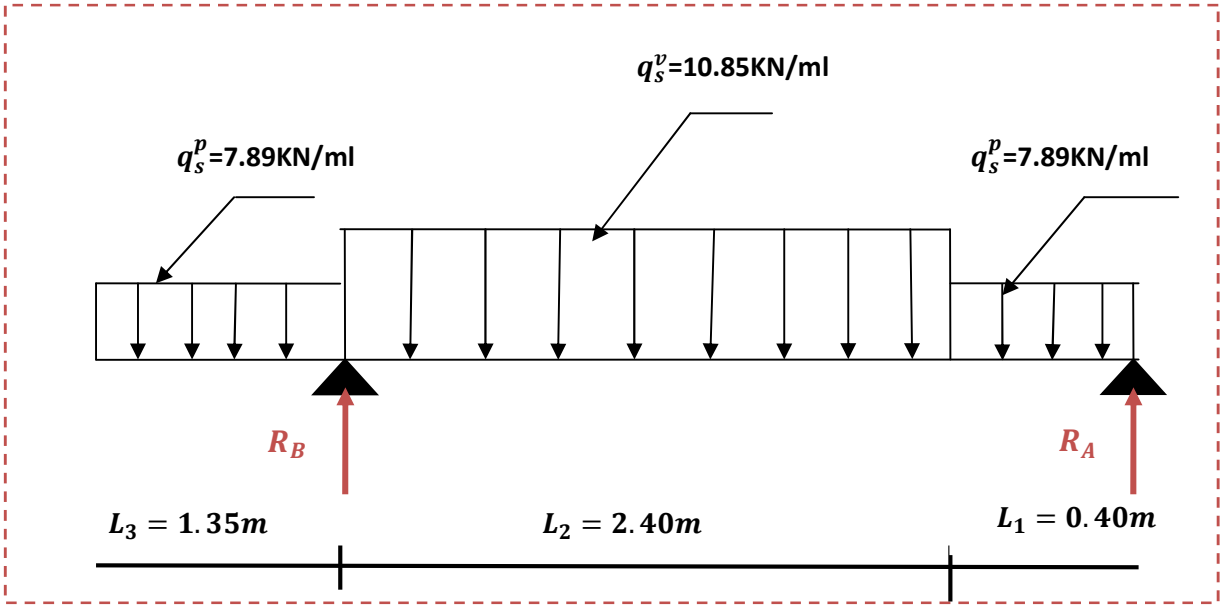


Figure III.4.5 : Schéma statique d'escalier a l'ELS.

- **Les réactions aux appuis :**

D'après les formules de la RDM :

$\Sigma F = 0$

$R_A + R_B = (7.89 \times 1.35) + (10.85 \times 2.40) + (7.89 \times 0.40)$

$R_A + R_B = 39.84KN$

$\Sigma M / A = 0$

$2.80R_B - 7.89x1.35\ (4.15 - \frac{1.35}{2}) - 10.85 \times 2.40(4.15 - 1.35 - 1.20) - 7.89 \times \frac{0.40^2}{2}$

$2.80\ R_B - 37.067 - 41.66 - 0.63 = 0 \Longrightarrow 2.85\ R_B = 79.35$

$R_B = \frac{79.35}{2.80} = 28.34kN$

$R_A + R_B = 39.87KN \Longrightarrow R_A = 39.84 - 28.34 = 11.5kN$

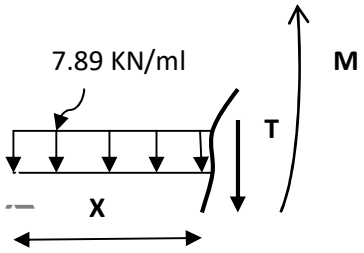
$R_B = 28.54\ KN$

$$\Longrightarrow \begin{cases} \boldsymbol{R_A = 11.5kN} \\ \boldsymbol{R_B = 28.34KN} \end{cases}$$

Calcul des efforts internes:

Tronçon 1: $\mathbf{0 \leq x \leq 1.35m}$

T(X) = -7.89x



x=0 T(0) = 0 KN.
x= 1.35m T (1.35) = -10.65 KN.

M(X) = -7.89×$\frac{x^2}{2}$

X = 0 M(0) = 0KN.m

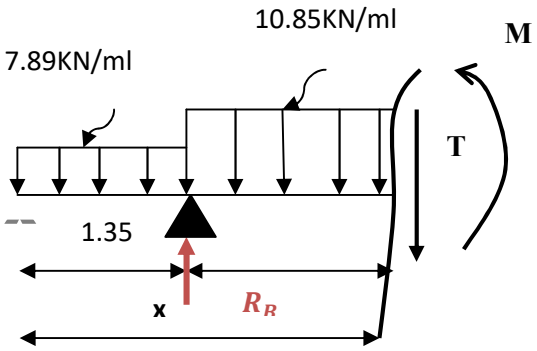
X= 1.35m M (1.35) = -7.18 KN.m

Tronçon 2 : $\mathbf{1.35 \leq x \leq 3.75m}$

T(X) = -10.85x+32.33

x=1.35m T (1.35) = 17.68KN

x= 3.75 m T (3.75) = -8.35 KN



$$\mathbf{M(x) = -7.89\times1.35(x - \frac{1.35}{2}) + R_B(x - 1.35) - \frac{10.85(x-1.35)^2}{2}}$$

M(x)=-5.42x²+32.33x- 40.98

X= 1.35m M (1.35) = -7.18 KN.m

X= 3.75 m M (3.75) = 4.03 KN.m

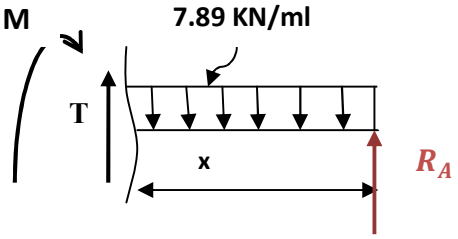
$M'(x) = \frac{d\,M_z\,(x)}{dx} = 0 \Longrightarrow -10.84x + 32.33 = 0$

$x = 32.53/10.85 = 2.98m$ 0

M'(x=2.98m) =7.23KN.m

Tronçon 3: $\mathbf{0 \leq x \leq 0.40m}$

T(x) = 7.89x-11.5



X=0 T(0) = -11.5 KN

x= 0.40m T (0.40) = -8.34 KN.

$$\mathbf{M(x) = -7.89\frac{x^2}{2} + 11.5x}$$

X = 0 M(0) = 0

X = 0.40m M (0.40) = 3.97 KN.m

Tronçon (m)	X (m)	T_y (KN)	M_z (KN.m)
$0 \leq x \leq 1.35$	0	0	0
	1.35	-10.65	-7.18
$1.35 \leq x \leq 3.75$	1.35	17.86	-7.18
	3.75	-8.15	4.03
$0 \leq x \leq 0.40$	0	-11.5	0
	0.45	-8.34	3.97

Remarque :

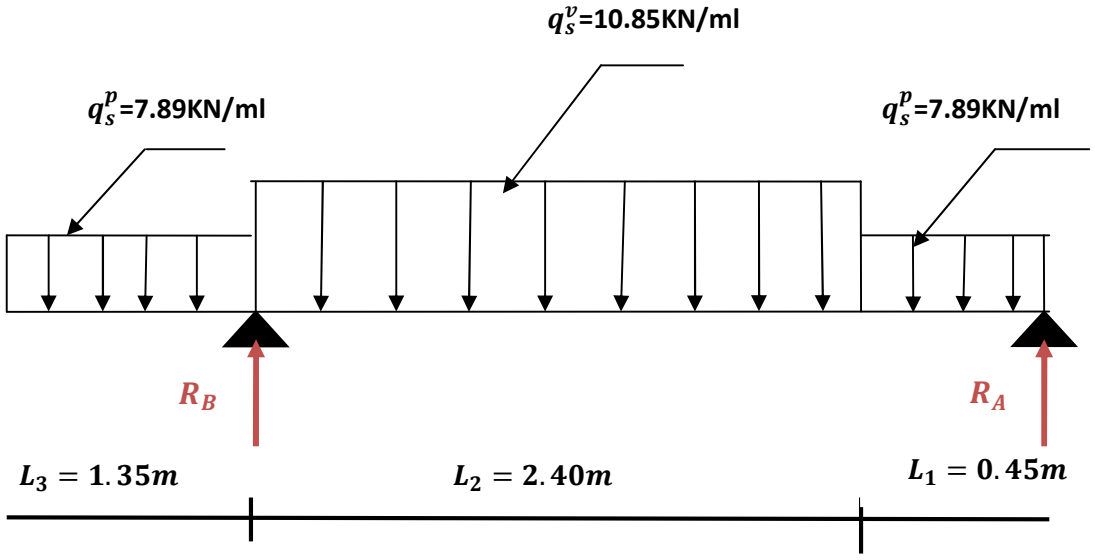
Compte tenu du semi encastrement a l'extrémité de l'appui (B), on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau de l'appui (B) et en travée.

Donc : $M_{z\,max} = 7.55 KN.m$ ⟹ x=2.99m

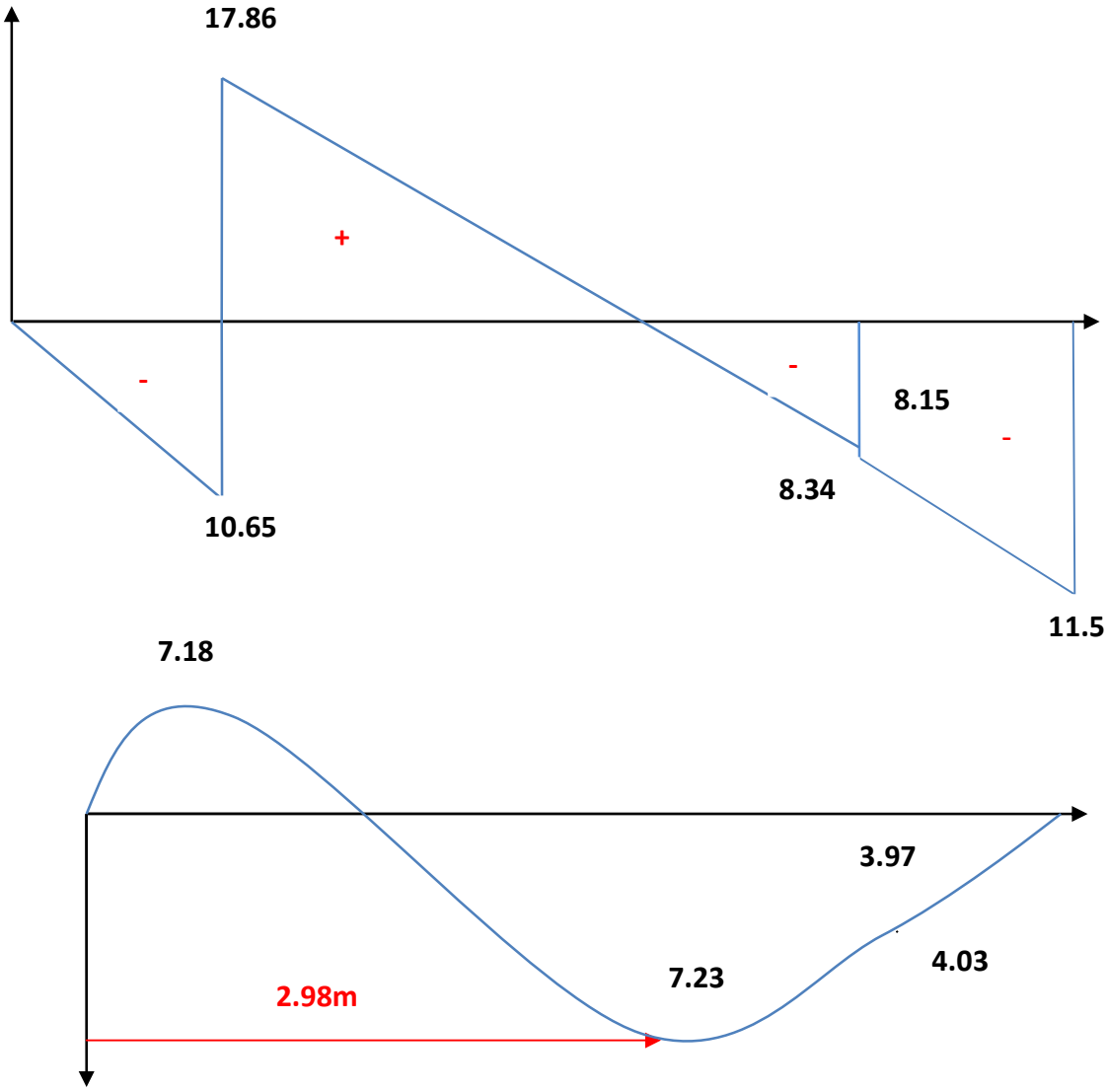
$M_{B\ appui}$ = -0.3 x 7.23 = - 2.16 KN.m

$M_{travée}$ = 0.85 x 7.23 = 6.14 KN.m

M_{Aappui} =


q_s^v=10.85KN/ml
q_s^p=7.89KN/ml
q_s^p=7.89KN/ml
R_B
R_A
$L_3 = 1.35m$
$L_2 = 2.40m$
$L_1 = 0.45m$

T(KN)


17.86
+
-
-
8.15
-
8.34
10.65
11.5

7.18
3.97
4.03
7.23
2.98m

6) Vérifications à l'ELS :

Contrainte de compression dans le béton :

On doit vérifier que :

Dans le béton

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \dfrac{\sigma_s}{k_1} \\ \sigma_{bc} \leq 0{,}6.f_{c28} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

Dans l'acier

$$\begin{cases} \sigma_s = \dfrac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A} \\ \overline{\sigma}_{st} = \dfrac{f_e}{\gamma_s} = \dfrac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

❖ **Aux appuis**

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 13} = 0{,}302$$

$$\rho = 0{,}302 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}9136 \\ K1 = 42.88 \end{cases}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{2.16 \times 10^6}{0{,}9136 \times 130 \times 3.93 \times 10^2} = 46.27 MPa$$

$\sigma_{st} = 46.27\text{MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$ ⟹ **Condition vérifiée.**

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0.023 \times 46.27 = 1.06 MPa < 15 \ MPa \Rightarrow$$ **Condition vérifiée**

❖ En travée :

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 13} = 0{,}302$$

$$\rho = 0{,}302 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}9136 \\ K = 42.88 \end{cases}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{6.14 \times 10^6}{0{,}9136 \times 130 \times 3.93} = 131.54 MPa$$

$\sigma_{st} = 131.54$ MPa $< \overline{\sigma}_{st} = 348$ MPa $\Longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

La contrainte dans béton :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0.023x131.54 = 3.02\,MPa < 15\ MPa \Rightarrow$$ **Condition vérifiée.**

Etat limite de déformation :

a) Vérification de la flèche :

- Les règles (Art. A.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \ ; \ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \ ; \ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{415} = 0.036 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Longrightarrow$$ **Condition vérifiée.**

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{415} = 0.036 \geq \frac{6.14}{10 \times 7.23} = 0.084$$ **Condition non vérifié.**

Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche

$$F = \frac{M_t^S \times l^2}{10 \times E_v I_{fv}} < f = \frac{L}{500} = \frac{4150}{500} = 8.3mm$$ ***f***

Avec : $M_t^s = 6.14$ KN.m

E_υ **:** Module de déformation différé.

$E_\upsilon = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86MPa$ **;** $f_{c28} = 25MPa$

Ifv : moment d'inertie de la section homogène par rapport au centre de gravité.

$$Ifv = \frac{1{,}1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu}$$

$$V_1 = \frac{S_{XX'}}{B_0}$$

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

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times (15)^2}{2} + (15 \times 3.93 \times 13) = 12016.35cm^3$$

B_0 : surface de la section homogène.

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 15) + (15 \times 3.93) = 1558.95cm^2$$

$$\Longrightarrow \quad V_1 = \frac{12016.35}{1558.95} = 7.70cm$$

$V_2 = h - V_1 = 15\text{-}7.70 = 7.30$ cm.

Donc, le moment d'inertie de la section homogène :

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

$$I_0 = \frac{100}{3}[(7.70)^3 + (7.30)^3] + 15 \times 3.93 \times (7.30 - 2)^2$$

$$I_0 = 29840.90 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients λ et μ :

$$\boldsymbol{\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{3.93}{100 \times 13} = 0.0030}$$

$$\lambda = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\rho\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.0030\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right)} = 2.8$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = \frac{2}{5} \times 2.8 = 1.12$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1.75 \times f_{t2}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}}; 0\right)$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0030 \times 348 + 2.1}; 0\right)$$

$$\mu = \max(0.42; 0)$$

$$\boldsymbol{\mu = 0.42}$$

$$\boldsymbol{I_{fv}} = \frac{\mathbf{1.1} \times \boldsymbol{I_0}}{\mathbf{1} + \boldsymbol{\mu\lambda_v}} = 22323.85 cm^4$$

$$f = \frac{6.14 \times 10^6 \times 4150^2}{10 \times 10818.88 \times 22323.85 \times 10^4} = 4.37\text{mm}$$

$f = 4.37 < \bar{f} = \frac{4150}{500} = 8.3\text{mm}$ ⟹ Condition vérifié.

Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures : BAEL 91/modifié 99, Art A.

5.34

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire.

Résultats :

Apres toute vérification, nous avons adopté le ferraillage suivant :

Armatures principal :

Appui : 5HA10/ 3.93 cm^2 avec un espacement de 20 cm.

Travée : 5HA10/ 3.93 cm^2 avec un espacement de 20 cm.

Armatures de répartition :

Appui : 4HA8/ 2.01cm^2 avec un espacement de 25 cm.

Travée : 4HA8/ 2.01 cm^2 avec un espacement de 25 cm

III.5. Calcul de la poutre palière :

1) Pré dimensionnement :

a) Hauteur :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec :

$\mathbf{h_t}$: hauteur de la poutre.

$\mathbf{L_{max}}$: longueur libre de la poutre entre noud d'appuis.

$L_{max} = 460 - 25 = 435$ cm

Donc : $\frac{435}{15} \leq h_t \leq \frac{435}{10} \Longrightarrow 29\text{cm} \leq h_t \leq 43.5$ cm

On opte pour $\boldsymbol{h_t = 35cm}$

b) Largeur :

La largeur de la poutre palière est donnée par :

$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \Longrightarrow 14\text{ cm} \leq b \leq 24.5\text{ m}$

Selon le RPA :$b \geq 20$ cm $\Longrightarrow$ On opte pour $\boldsymbol{b = 30\ cm}$

La poutre palier aura comme dimension **(bxh)= (30x35) cm²**

Vérification des conditions du RPA :

$b = 30\text{ cm} \geq 20\text{ cm}$

$h_t = 35\text{ cm} \geq 30\text{ cm}$

$\frac{h_t}{b} = \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4$

$\Longrightarrow$ Toutes les conditions sont vérifiées.

2) Détermination des charges et surcharge :

Poids propre de la poutre :

$G = 25 \times 0.30 \times 0.35 = 2.625$ KN/ml

Réaction d'appuis du palier :

ELU: R_B^u = 39.40 KN

ELS: $R_B^s = 28.34KN$

Combinaison des charges et surcharge:

ELU : $q_u = 1.35\,G + \frac{2T_u}{L}$

$$q_u = 1.35 \times 2.625 + \frac{2 \times 39.40}{4.20} = 22.30\ KN.$$

ELS: $q_s = G + \frac{2 \times T_S}{L} = 2.625 + \frac{2 \times 28.34}{4.20} = 16.12\ KN.$

3) Calcul à l'ELU :

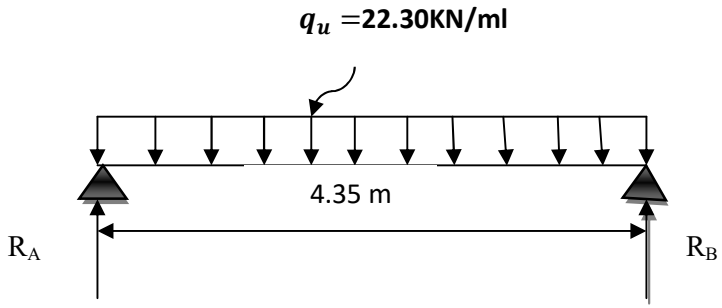


Fig III-5-1 *: Schéma statique de la poutre a l'ELU*

Réaction d'appuis :

$\sum F = 0$ $\quad R_A + R_B = q_u \times L = 22.30 \times 4.35 = 97KN$

$\sum M/B = 0$ $\quad R_A \times l - q_u \times l^2/2 = 0 \Longrightarrow R_A = q_u \times l/2$

$R_A = 48.50KN$

$R_B = 48.50KN.$

Effort tranchant:

$$T_U = T_{Umax} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{22.30 \times 4.35}{2} = 48.50KN.$$

$$T_U = \mathbf{48.50\ KN}.$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{22.30 \times (4.35)^2}{8} = 52.75 KN.m$$

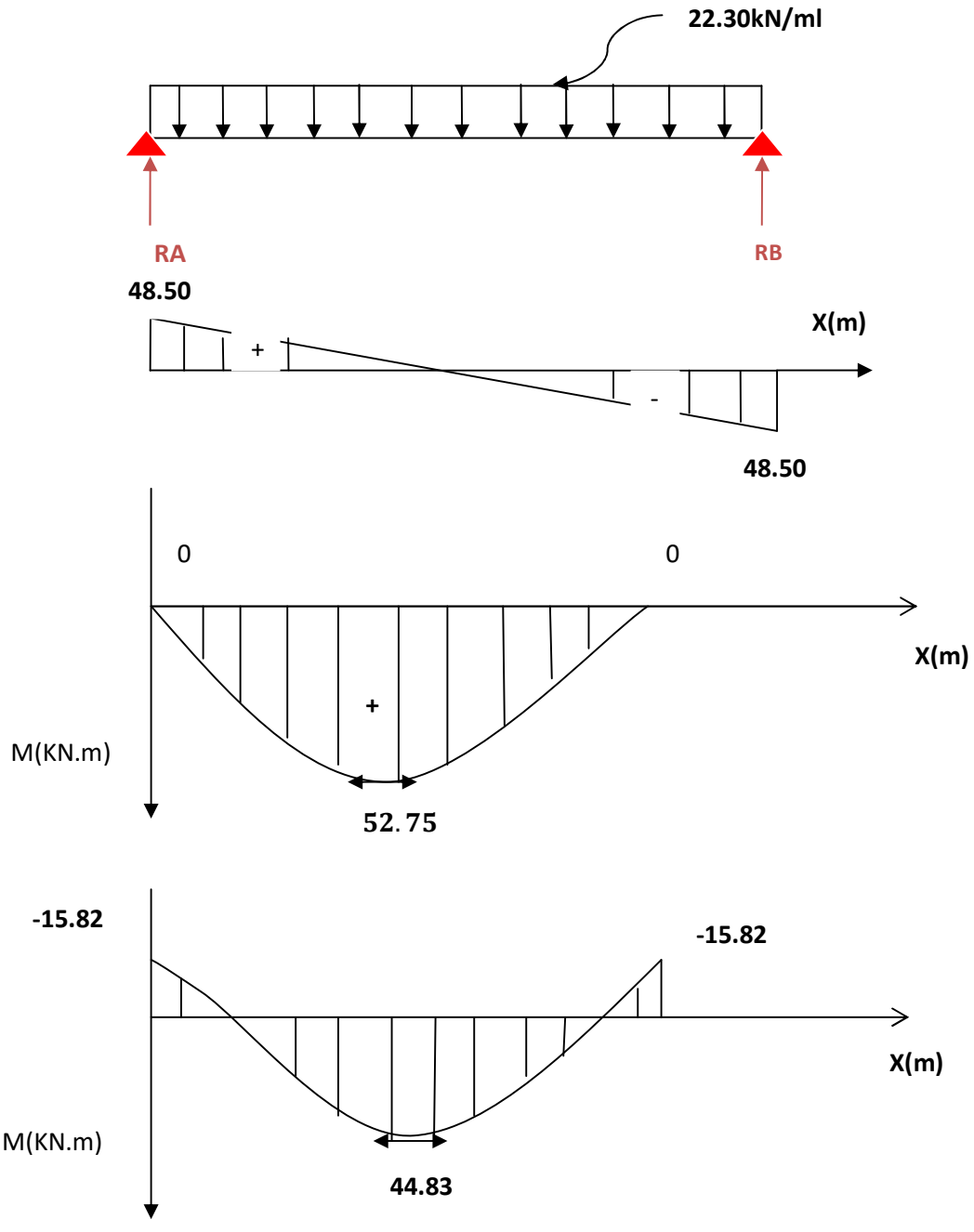
$$M_0 = \mathbf{52.75\ KN.m}$$

Moment corrigé :

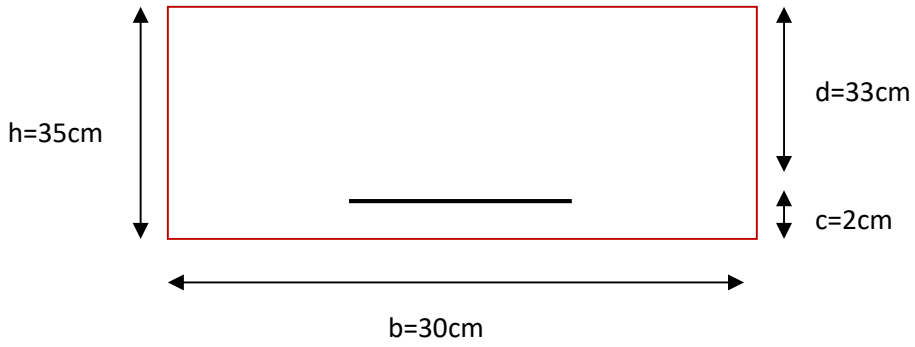
En travée : $M_t = 0.85\ M_0 = 0.85 \times 52.75 = 44.83$ KN.m

Appuis : $M_a = -0.3\ M_0 = -0.3 \times 52.75 = -15.82$KN.m

+



Ferraillage à ELU :



a) Armatures principales (longitudinal) :

En travée :

$$\mu_t = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{44.83 \times 10^3}{30 \times (33)^2 \times 14.2} = 0.096$$

$\mu_t = 0.096 < \mu_l = 0.392 \Longrightarrow$ SSA.

$\mu = 0.096 \Longrightarrow \beta = 0.949$

$$A_{st} = \frac{M_{tmax}}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{44.83 \times 10^3}{0.949 \times 33 \times 348} = 4.11\ cm^2$$

On opte pour : 3HA14+2HA12 $\Longrightarrow$ A = 6.88 cm^2

Aux appuis :

$$\mu_a = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{15.82 \times 10^3}{30 \times (33)^2 \times 14.2} = 0.034$$

$\mu_a = 0.034 < \mu_l = 0.392 \Longrightarrow$ SSA.

$\mu_a = 0.034 \Longrightarrow \beta = 0.983$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{15.82 \times 10^3}{0.983 \times 33 \times 348} = 1.40\ cm^2$$

On opte pour : 3HA12 $\Longrightarrow$ A =3.39 cm^2

Vérification de non fragilité : BAEL 99 (Art A-4-2-1).

$$A_{min} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 33 \times 2.1}{400} = 1.195 cm^2$$

Aux appuis A_a : $6.88\ cm^2 > 1.195 cm^2$ CV

En travée A_t : $3.39\ cm^2 > 1.195 cm^2$ CV

Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entrainement des barres :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s . f_{t28} = 3.15\ MPa$$

$$\sum \mu_i = n.\pi.\theta = 3 \times 3.14 \times 14 += 150.72\ mm$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{umax}}{0.9 \times d \times \sum u_i} = \frac{48.50 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 150.72} = 0.812 MPa$$

$\tau_{se} = 1.08\ MPa < \bar{\tau}_{se} = 3.15\ MPa$ ..... CV.

Donc il n'y a aucun risque d'entrainement des barres.

Encrage des barres :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{su} = 0.6\Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835\ MPa$$

$\tau_{se} = 0.812\ MPa < \bar{\tau}_{su} = 2.835\ MPa.$ ..... CV.

Longueur de scellement droite (BAEL 99 Art A-6-1-2-3)

$$L_s = \frac{\theta \times f_e}{4\bar{\tau}_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38\ cm$$

On prend $\boldsymbol{l_s = 50cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre dans laquelle les barres sont ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochet est :

$L_a = 0.4\ L_s$

L= 0.4 x 50= 20cm

Vérification de l'effort tranchant : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{48.50x10^3}{300 \times 330} = 0.489MPa.$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.2 \times f_{tj}}{\gamma_b} ; 5MPa\right\}$$

$$= \min\left\{\frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5\ MPa\right\}$$

$$= \min\{3.33; 5\ MPa\}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33\ MPa$$

$\tau_u = 0.489\ MPa < \bar{\tau}_u = 3.33\ MPa$ …….. CV

Influence de l'effort tranchant sur le béton

(Art A-5-4-321 /BAEL 91modifié 99):

$$\tau_u \leq 0.4.b.a\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : a = 0.9d

$$\tau_u^{max} \leq 0.4 \times 0.30 \times 0.9 \times 0.33 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} \leq 660\ KN$$

$\tau_u = 48.50\ KN \leq \tau_u^{max} = 660KN$ …… CV

Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art A-5-4-321/BAEL 91 modifié 99).

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e}(T_u + \frac{M_a}{0.9 \times d})$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400 \times 10^2}(48.50 \times 10^3 + \frac{(-15.82 \times 10^3)}{0.9 \times 33})$$

$$A_a \geq 1.37cm^2$$

$A_a = 3.39cm^2 \geq 1.37\ cm^2$ …….. CV

b) les armatures transversales (BAEL 91 modifié 99 /Art 7-22) :

$$\theta_t \leq \min(\theta; ; \frac{b}{10} \frac{h}{35})$$

$$\theta_t \leq \min(14; 30; 10)$$

$$\theta_t = 8\ mm$$

On prend un cadre et un étrier **en HA8.**

Espacement :

D'après le RPA 2003 Art 7-5-2-2) l'espacement est donné selon les deux zones :

En zone nodal (aux appuis) :

L'= 2h = 2 x 35= 70cm

$$S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\theta)$$

$$S_t \leq \min(\frac{35}{4}; 12 \times 1.4)$$

$$S_t \leq \min(8.75; 16.8)$$

Soit: **S_t = 10 cm.**

la quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$Aa = 0{,}003 \times St \times b = 0.003 \times 7 \times 30 = 0.63cm^2 \Rightarrow 4HA8 = 2.01cm^2$$

En zone courante (en travée):

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5cm$$

Soit **S_t = 15 cm**

la quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$At = 0{,}003 \times St \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35cm^2 \Rightarrow 4HA8 = 2.01cm^2$$

Remarque :

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus de nu de l'appui ou de l'encastrement.

4) Calcul à l'ELS :

Réactions d'appuis :

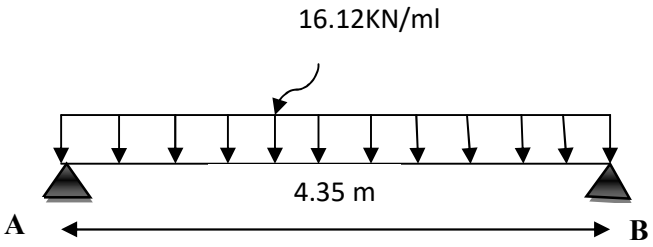


Fig III-5-2: Schéma statique de la poutre

$\sum F = 0$ $\quad R_A + R_B = 16.12 \times 4.35 = 70.12KN$

$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A \times 4.35 - 16.12 \times 4.34^2/2 \Rightarrow RA = \frac{16.12 \times 4.35}{2} = 35.06$ KN

$R_B = 70.12 - 35.06 = 35.06$ KN.

Effort tranchant:

$$T_s = T_{s\,max} = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{16.12 \times 4.35}{2} = 35.06KN.$$

$$T_s = 35.06\mathbf{KN}.$$

Moment isostatique :

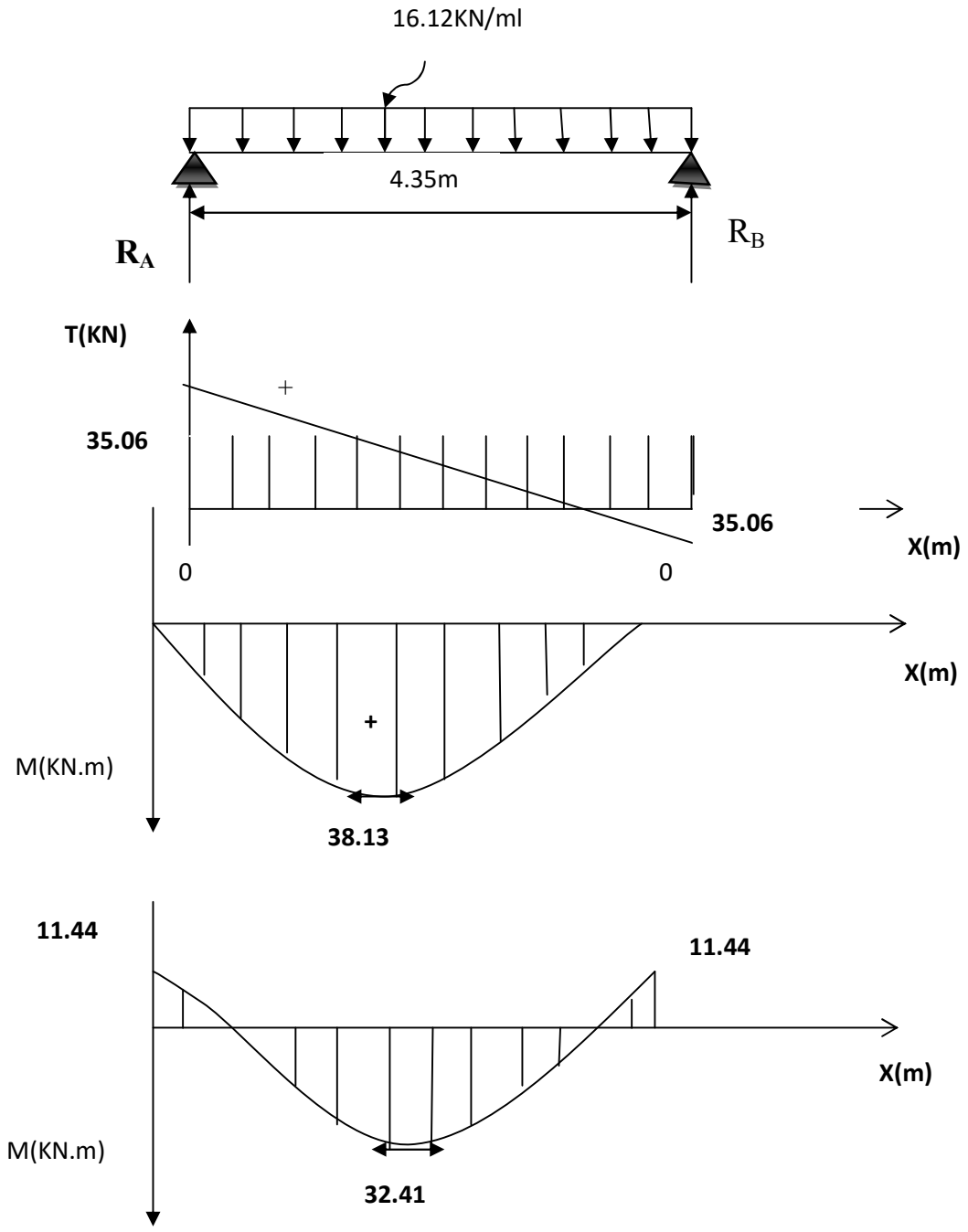
$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{16.12 \times (4.35)^2}{8} = 38.13KN.m$$

$$M_0 = \mathbf{38.13KN.m}$$

Moment corrigé :

En travée : $M_t = 0.85\ M_0 = 0.85 \times 38.13 = 32.41KN.m$

Eaux appuis : $M_a = -0.3\ M_0 = -0.3 \times 38.13 = -11.44$ KN.m



FigIII-5*-Diagramme des moments et de l'effort tranchant a l'ELS*

Vérification à l'ELS :

Etat limite d'ouverture des fissurations (Art A-5-3-2/BAEL 99) :

Dans notre cas la fissuration est considérée peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

Etat limite de résistance de béton à la compression (Art A-4-5-2/BAEL 99) :

On doit vérifier que :

Dans le béton

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \dfrac{\sigma_s}{k_1} \\ \leq \\ \sigma_{bc} \leq 0{,}6.f_{c28} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

Dans l'acier

$$\begin{cases} \sigma_{st} = \dfrac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \\ \leq \\ \overline{\sigma}_{st} = \dfrac{f_e}{\gamma_s} = \dfrac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

- **Aux appuis :**

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 33} = 0{,}342$$

$$\rho = 0{,}342 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.909 \\ K1 = 39.95 \end{cases}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{11.44 \times 10^6}{0{,}909 \times 330 \times 3.39 \times 10^2} = 97.28 MPa$$

$\sigma_{st} = 97.28 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$ ..... **CV**

La contrainte dans le béton :

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0.025 \times 97.28 = 2.43 MPa < 15\ MPa$ ..... **CV**

- **En travée :**

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 6.88}{30 \times 33} = 0{,}694$$

$$\rho = 0{,}694 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.8782 \\ K1 = 26.08 \end{cases}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{32.41 \times 10^6}{0{,}8782 \times 330 \times 6.88 \times 10^2} = 162.54 MPa$$

$\sigma_{st} = 162.54 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$ CV

La contrainte dans le béton :

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0.038 \times 162.54 = 6.23 MPa < 15\ MPa$ ..... **CV**

Etat limite de déformation :

Vérification de la flèche :

Les règles (Art. A.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$; $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$; $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$; $\frac{35}{435} = 0.080 \geq 0.0625$ ..... **CV**

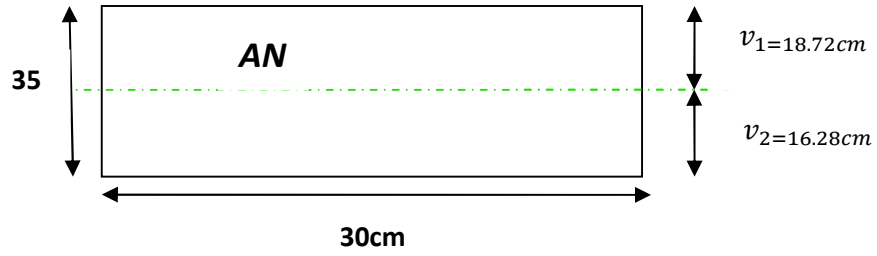
$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$; $\frac{35.}{435} = 0.080 \geq \frac{32.41}{10 \times 38.13} = 0.084$ ..... **CNV**

$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$; $\frac{3.39}{30 \times 33} = 0.0034 \leq 0.0105$ ..... **CV**

Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche

$F = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_v I_{fv}} < f = \frac{L}{500} = \frac{4350}{500} = 8.7\text{mm}$ ***f***

Avec : $M_t^s = 32.41\text{KN.m}$



E_υ : Module de déformation différé.

$E_\upsilon = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86MPa$; $f_{c28} = 25MPa$

Ifv : moment d'inertie de la section homogène par rapport au centre de gravité.

$$Ifv = \frac{1{,}1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu}$$

$$V_1 = \frac{S_{XX'}}{B_0}$$

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

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{30 \times (35)^2}{2} + (15 \times 6.88 \times 33) = 21780.6cm^3$$

B_0 : surface de la section homogène.

$$\Longrightarrow \quad V_1 = \frac{21780.6}{1153.2} = 18.88cm$$

$V_2 = h - V_1 = 35\text{-}18.88 = 16.12$ cm.

Donc, le moment d'inertie de la section homogène :

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

$$I_0 = \frac{30}{3}[(18.88)^3 + (16.12)^3] + 15 \times 6.88 \times (16.12 - 2)^2$$

$$I_0 = 129762.55cm^4$$

Calcul des coefficients λ et μ :

$$\boldsymbol{\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{6.88}{30 \times 33} = 0.0069}$$

$$\lambda = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\rho\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.0069\left(2 + \frac{3 \times 30}{30}\right)} = 1.21$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = \frac{2}{5} \times 1.21 = 0.48$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}}; 0\right)$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0069 \times 348 + 2.1}; 0\right)$$

$$\mu = \max(0.68; 0)$$

$$\boldsymbol{\mu = 0.68}$$

$$\boldsymbol{I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu\lambda_v}} = 107613.69 cm^4$$

$$F = \frac{M_t^S \times l^2}{10 \times E_v I_{fv}} < f = \frac{L}{500} = \frac{435}{500} = 8.7\text{mm}$$

$$f = \frac{32.41 \times 10^6 \times 4350^2}{10 \times 10818.88 \times 107613.69 \times 10^4} = 5.26\text{mm}$$

$f = 5.52 < \bar{f} = \frac{4350}{500} = 8.7\text{mm}$ ⟹ Condition vérifiée

Résultats :

Apres toute vérification, nous avons adopté le ferraillage suivant :

Appuis: 3HA12 A = 3.39 cm^2 S_T = 7 cm.

Travée: 3HA14 (fil) +2HA12 (chap) A= 6.88cm^2 S_T= 15 cm.

Cadres et étriers HA8

III.5. Calcul de la salle machine :

Introduction :

L'ascenseur est un appareil élévateur desservant des niveaux définis. Il comporte une cabine dont les dimensions et la constitution permettent manifestement l'accès à des personnes, se déplaçant le long de guides verticaux.

L'ascenseur est composé des trois composantes essentielles suivantes :

- Le treuil de levage et sa poulie,
- La cabine ou la benne,
- Le contre poids.

Le bâtiment comporte une seule cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions : **(1.65 × 2.05)** 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 **09** tonnes, repartie sur une surface de **(1 × 1)** 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.

III.6.1. Dimensionnement :

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{165}{30} = 5.50 \text{ cm}$$

$\mathbf{h_t}$: doit être au moins égale à 12 cm (**RPA99** version **2003**) $\rightarrow$ Soit $\mathbf{h_t = 15}$ cm.

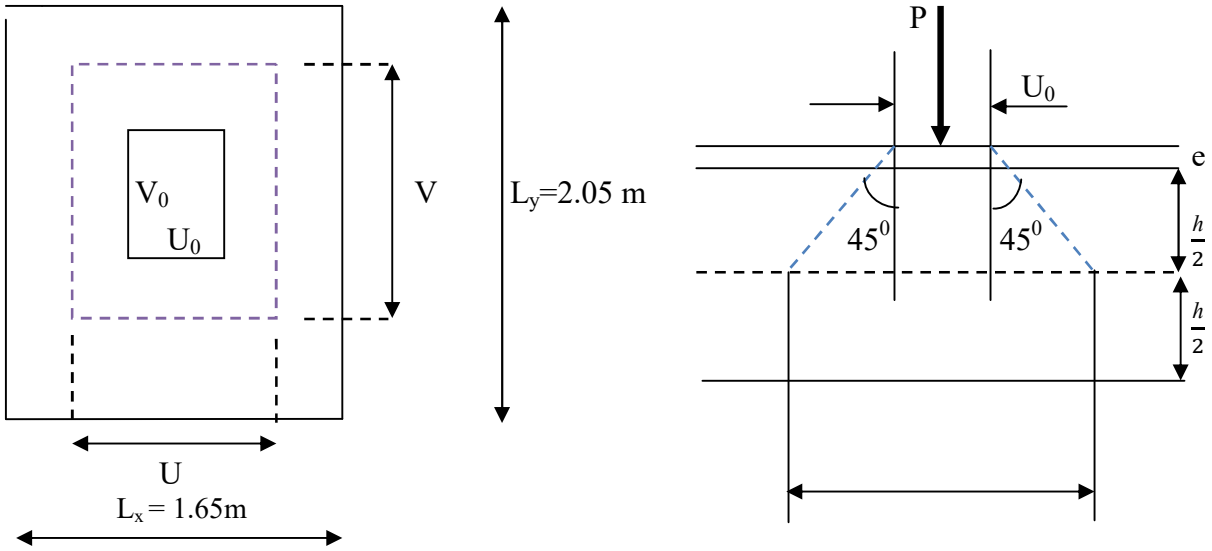


Fig. III.5.1: schéma statique de la salle

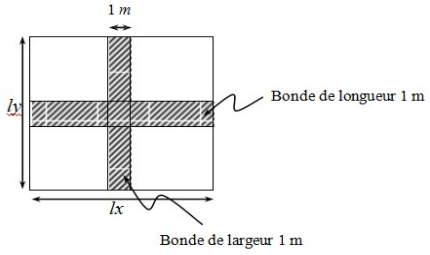
$$U = u_0 + 2\left(\frac{h_0}{2} + \xi e\right) = 80 + 15 + 2 \times 5 = 105\text{cm},$$

$$V = v_0 + 2\left(\frac{h_0}{2} + \xi e\right) = 80 + 15 + 2 \times 5 = 105\text{cm}.$$

Avec :

- h_0 : épaisseur de la dalle,$h_0 = 15$ cm,
- e : épaisseur de revêtement, $e = 05$ cm,
- **ξ :** coefficient dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé,{ } et d'une chape en béton, $\xi = 1.0$,
- U ×V : surface d'impact au niveau du feuillet moyen,
- $u_0 \times v_0$: coté du rectangle dans le quel la charge est centrée $u_0 = v_0$ =80cm.

  $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.65}{2.05} = 0.80$; $0.4 \leq \rho \leq 1$ ⟶ la dalle travaille dans les deux sens.



III.6.2. Détermination des sollicitations :

a) A l'ELU :

$q_u = 1{,}35G + 1{,}5Q$(Charge uniformément repartie sur une bonde de 1 m.)

$P_u = 1{,}35P$ (Charge concentrée due au système de levage.)

- Poids propre de la dalle :$G = (25 \times 0{,}15) + (22 \times 0{,}05) = 4{,}85 KN/m^2$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1 KN/m^2$

Alors :

$$q_u = 1{,}35 \times 4{,}85 + 1{,}5 \times 1 = 8{,}05 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1{,}35 \times 90 = 121{,}5 KN$$

b) A L'ELS

$$q_s = G + Q = 4{,}85 + 1 = 5{,}85 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = P = 90 \text{ KN}$$

III.6.4. Calcul des moments :

a) Moment dû à la charge localisée :

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau.

$$M_X^1 = p_u(M_1 + \upsilon M_2)$$

$$M_y^1 = p_u(M_2 + \upsilon M_1)$$

M_1 et M_2

: coefficients données par les tables de PIGEAUD en fonction de $\left(\frac{U}{l_x}\right)$, $\left(\frac{V}{l_y}\right)$ et ρ .

υ : Coefficient de Poisson $\begin{cases} \upsilon = 0 & \text{à L'ELU} \\ \upsilon = 0{,}2 & \text{à L'ELS} \end{cases}$

$$\begin{cases} \rho = \dfrac{l_x}{l_y} = \dfrac{165}{205} = 0{,}80 \\ \dfrac{U}{l_x} = \dfrac{105}{165} = 0{,}63 \\ \dfrac{V}{l_y} = \dfrac{105}{205} = 0{,}51 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.09176 \\ M_2 = 0.06493 \end{cases}$$

Pour déterminer M1 et M2 on doit faire une interpolation entre les deux :

- $\boldsymbol{\rho = 0.80}$

$$1\begin{cases} \dfrac{\mathbf{U}}{\mathbf{L_x}} = = \mathbf{0.6} \quad , \quad \dfrac{\mathbf{V}}{\mathbf{L_y}} = \mathbf{0.5} \\ M1 = 0.095 \\ M2 = 0.067 \end{cases}$$

$$\mathbf{2}\begin{cases} \dfrac{\mathbf{U}}{\mathbf{L_x}} = = \mathbf{0.7} \quad ; \quad \dfrac{\mathbf{V}}{\mathbf{L_y}} = \mathbf{0.5} \\ M1 = 0.086 \\ M2 = 0.063 \end{cases}$$

- Par interpolation de 1 et 2 on obtient X1 :

$$\mathbf{X1}\begin{cases} \dfrac{\mathbf{U}}{\mathbf{L_x}} = \mathbf{0.63}; \quad \dfrac{\mathbf{V}}{\mathbf{L_y}} = \mathbf{0.5} \\ \mathbf{M1 = 0.0923} \\ \mathbf{M2 = 0.0658} \end{cases}$$

$$\mathbf{3}\begin{cases} \dfrac{\mathbf{U}}{\mathbf{L_x}} = = \mathbf{0.6} \quad ; \quad \dfrac{\mathbf{V}}{\mathbf{L_y}} = = \mathbf{0.6} \\ M1 = 0.089 \\ M2 = 0.058 \end{cases}$$

$$\mathbf{4}\begin{cases} \dfrac{\mathbf{U}}{\mathbf{L_x}} = = \mathbf{0.7}; \quad \dfrac{\mathbf{V}}{\mathbf{L_y}} = = \mathbf{0.6} \\ M1 = 0.082 \\ M2 = 0.055 \end{cases}$$

- Par interpolation de 3 et 4 on obtient X2 bb :

$$\mathbf{X2}\begin{cases}\frac{\mathbf{U}}{\mathbf{L_x}} = \mathbf{0.63}; \quad \frac{\mathbf{V}}{\mathbf{L_y}} = \mathbf{0.6} \\ \mathbf{M1 = 0.0869} \\ \mathbf{M2 = 0.0571}\end{cases}$$

Finalement on aura

$$X1\begin{cases}\frac{\mathbf{U}}{\mathbf{L_x}} = = \mathbf{0.63} \quad ; \quad \frac{\mathbf{V}}{\mathbf{L_y}} = \mathbf{0.5} \\ M1 = 0.0923 \\ M2 = 0.0658\end{cases}$$

$$\mathrm{X2}\begin{cases}\frac{\mathbf{U}}{\mathbf{L_x}} = = \mathbf{0.63} \quad ; \quad \frac{\mathbf{V}}{\mathbf{L_y}} = \mathbf{0.6} \\ M1 = 0.0869 \\ M2 = 0.0571\end{cases}$$

Par interpolation des deux on aura :

$$\begin{cases}\frac{\mathbf{U}}{\mathbf{L_x}} = \mathbf{0.63}; \quad \frac{\mathbf{V}}{\mathbf{L_y}} = = \mathbf{0.51} \\ \mathrm{M1} = 0.09176 \\ \mathrm{M2} = 0.06493\end{cases}$$

A l'ELU :ν = 0

$M_{X1}^{U} = P_u(M_1 + \nu M_2) = P_u M_1 = 121.5 \times 0.09176 = 11.14$ KN.m

$M_{Y1}^{U} = P_u(\nu M_1 + M_2) = P_u M_2 = 121.5 \times 0.06493 = 7.88$ KN.m

A l'ELS: ν = 0.2

$M_{x1}^{s} = Ps\ (M1 + \nu\ M2) = 90\ (0.09176 + 0.2 \times 0.06493) = 9.42$ KN.m

$M_{y1}^{s} = Ps\ (\nu M1 + M2) = 90\ (0.2 \times 0.09176 + 0.06493) = 7.49$ KN.m

b) Moment dû au poids propre de la dalle pleine

Dans le sens L_x : $M_{X2} = \mu_x \times q_u \times (l_x)^2$

Dans le sens L_y : $M_{y2} = \mu_y \times M_X^2$

μ_x et μ_y : coefficients donnés en fonction de ρ et du coefficient de Poisson υ.

A l'ELU $\rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0565 \\ \mu_y = 0.595 \end{cases}$ $(\upsilon = 0 \quad \text{et} \quad \rho = 0{,}8)$

$$\begin{cases} M_{X2}^u = 0.0565 \times 8{,}05 \times (1{,}65)^2 = 1{,}23 \text{ KN.m} \\ M_{y2}^u = 0.595 \times 1.23^2 = 0.90 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c) Superposition des moments

$$\begin{cases} M_x^u = M_{X1}^u + M_{X2}^u = 11{,}14 + 1.23 = 12.37 \text{ KN.m} \\ M_y^u = M_{y1}^u + M_{y2}^u = 7.88 + 0.90 = 8{,}78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

d) Correction des moments

- **En travée** $\rightarrow \begin{cases} M_x^t = 0{,}85\, M_X^u = 0{,}85 \times 12{,}37 = 10{,}51 \text{KN/m} \\ M_y^t = 0{,}85\, M_y^u = 0{,}85 \times 8{,}78 = 7{,}46 \text{KN/m} \end{cases}$

- **Aux appuis** $\rightarrow \begin{cases} M_x^a = 0{,}3\, M_X^u = 0{,}3 \times 12{,}37 = 3{,}71 \text{ KN/m} \\ M_y^a = 0{,}3\, M_y^u = 0{,}3 \times 8{,}78 = 2{,}63 \text{ KN/m} \end{cases}$

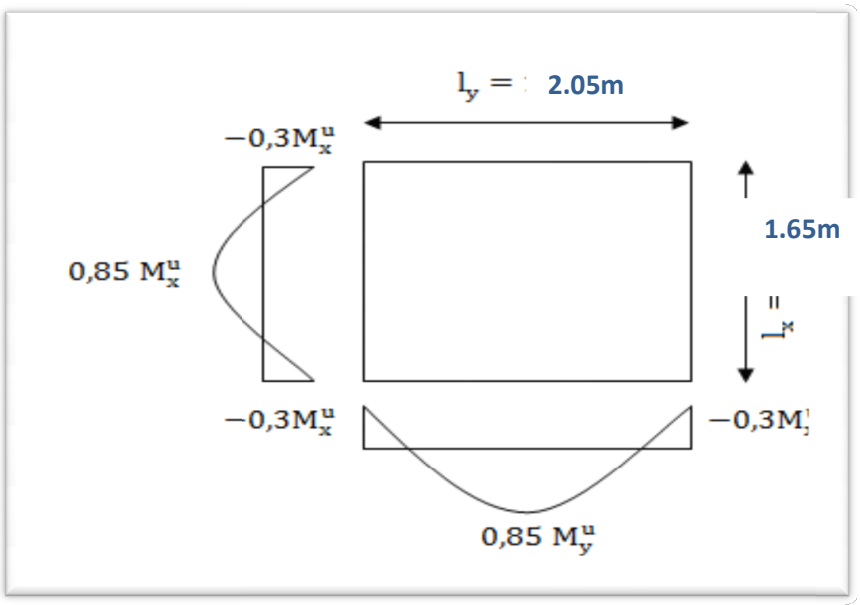


Figure III.5.2 les moment dans les deux sens(l_x,l_y)

III.6.5. Ferraillage :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

A l' ELU :

a. En travée

- **Sens xx**

$$\begin{cases} d_x = h_t - 2 = 15 - 2 = 13\text{cm} \\ h = 100cm \end{cases}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b.(d_x)^2 f_{bc}} = \frac{10,51 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,043 < 0,392$$

$\rightarrow$ **La section est simplement armée(SSA).**

$\mu_b = 0,043 \rightarrow$ par interpolation $\beta = 0,9785$

$$A_x = \frac{M_x^t}{\beta.(d_x)\sigma_{st}} = \frac{M_x^t}{\beta.(d_x)(f_e/\gamma_s)} = \frac{10,51 \times 10^6}{0,9785 \times 130 \times 348} = 237.42\text{mm}^2$$

$$= 2.37\text{cm}^2$$

Nous adopterons : 5HA10 = 3,93cm^2, avec S_t = **20** cm

- **Sens yy :**

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b.(d_y)^2 f_{bc}} = \frac{7{,}46 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14{,}2} = 0{,}031 < 0{,}392$$

→ **La section est simplement armée**.

$\mu_b = 0{,}031 \rightarrow$ par interpolation $\beta = 0.9845$

$$A_y = \frac{M_y^t}{\beta(d_y)..\sigma_{st}} = \frac{M_y^t}{\beta.(d_y).(f_e/\gamma_s)} = \frac{7{,}46 \times 10^6}{0{,}9845 \times 130 \times 348}$$

$$= 167.49\text{mm}^2 = 1{,}67\ \text{cm}^2$$

Nous adopterons : 5HA8= 2.51 cm^2, avec S_t = 20 cm.

Avec :

$$d_y = d_x - \frac{\emptyset_x + \emptyset_y}{2}$$

b. Aux appuis

- **Sens xx :**

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b.(d_x)^2 f_{bc}} = \frac{3{,}71 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14{,}2} = 0{,}015 < 0{,}392$$

→ **La section est simplement armée**.

$\mu_b = 0{,}018 \rightarrow$ par interpolation $\beta = 0{,}9925$

$$A_x = \frac{M_x^a}{\beta.(d_x).\sigma_{st}} = \frac{M_x^a}{\beta.(d_x).(f_e/\gamma_s)} = \frac{3{,}71 \times 10^6}{0{,}9925 \times 130 \times 348} = 82{,}62\text{mm}^2$$

$$= 0{,}82\ \text{cm}^2$$

Nous adopterons : 5HA8= 2,51 cm^2, avec S_t = **20** cm.

- **Sens yy :**

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b.(d_y)^2 f_{bc}} = \frac{2{,}63 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14{,}2} = 0{,}010 < 0{,}392$$

→ **La section est simplement armée**.

$$\mu_b = 0{,}010 \rightarrow \beta = 0{,}995$$

$$A_x = \frac{M_y^a}{\beta.(d_x).\sigma_{st}} = \frac{M_y^a}{\beta.(d_y).(f_e/\gamma_s)} = \frac{2{,}63 \times 10^6}{0{,}995 \times 130 \times 348} = 68{,}42 mm^2$$

$$= 0{,}68\ cm^2$$

On adopte le même ferraillage que celui du sens (x-x), soit **5HA8=2,51cm²** avec S_t = **20** cm.

III.6.6. Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (B.A.E.L91/modifié 99, Art B.7, 4)

- **Armatures parallèles à l_x**

$$w_x = w_0\left(\frac{3-\rho}{2}\right)$$

$$w_x = \frac{A_{min}}{S} \qquad \text{ce qui donne} \quad A_{min} = W_x \times S$$

Avec :

- A_{min}: section minimale d'armatures.
- S : Section totale du béton,
- W_0 : Taux d'armatures dans chaque direction acier (HA FeE400)→ $w_0 = 0{,}8‰$.

$$w_x = 0{,}0008 \times \left[\frac{(3-0{,}8)}{2}\right] = 0{,}00088$$

$$A_{min} = 0{,}00088 \times (100) \times (15) = 1{,}32\ cm^2$$

- en travees : $A_{adp} = 3.93\ cm^2 > A_{min} = 1{,}26\ cm^2$ ..... **CV**
- aux appuis: $A_{adp} = 2.51\ cm^2 > A_{min} = 1{,}26\ cm^2$ ..... **CV**

- **Armatures parallèles à l_y**

$$A_{min} \geq b \times h \times w_0 = 100 \times 15 \times 0{,}8 \times 10^{-3} = 1{,}20\ cm^2$$

- en travees: $A_{adp} = 2.51 cm^2 > A_{min} = 1{,}20\ cm^2$ ..... **CV**
- Aux appuis : $A_{adp} = 2.51 cm^2 > A_{min} = 1{,}20\ cm^2$

b) Vérification de non poinçonnement (BAEL 91 modifié 99, Art 5.2.4.2)

Aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est vérifiée :

$$p_u \leq 0{,}045\mu_c \times h_t \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- μ_c : périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan du feuillet moyen
- h : épaisseur totale de la dalle.

$p_u = 121.5$ KN

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(105 + 105) = 4{,}20\text{m}$$

$P_u = 121.5\ \text{KN} < 0{,}045 \times 4{,}20 \times 0{,}15 \times \frac{25\times10^3}{1{,}5} = 472{,}50\text{KN}$

$\rightarrow$ ***conditon verifier***

- **Vérification de l'effort tranchant**

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge

Au milieu de U on a :

$$T_u = \frac{P_u}{(2U + V)} = \frac{121.5}{2 \times 1{,}05 + 1{,}05} = 38.57\ \text{KN}$$

Au milieu de V on a :

$$T_u = \frac{P_u}{(3U)} = \frac{121.5}{3 \times 1{,}05} = 38.57\ \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{38.57 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0{,}32\ \text{MPa}$$

$$\boldsymbol{\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \left(0{,}20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right) \rightarrow \text{fissurationest peu nuisible}}$$

On a : $\tau_u = 0{,}32\text{MPa} < \bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \times \frac{25}{1.5} = 3.33; 5\right) = 3.33\text{MPa}$

$\rightarrow$ ***conditon verifier***

- **La longueur de scellement**

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

Avec : $\tau_{se} = 0{,}6\Psi_s{}^2 \times f_{t28} = 0{,}6 \times (1{,}5)^2 \times 2{,}1 = 2{,}835$ MPa.

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2{,}835} = 35.27\text{cm}$$

Les règles de BAEL 91 (Art.6.1.253modifié 99) n'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.

Lc = 0,4Ls = 0,4× 35.27 = 14.10 cm On adoptera **Lc =15 cm**.

c) Diamètre minimal des barres (BAEL91modifié 99, Art A.7.21)

On doit vérifier que :

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

$$\emptyset_{max} = 8\text{mm} < \emptyset \quad = 15 \text{ mm} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{ CV}$$

d) Vérification de l'espacement des barres (BAEL91 modifié99, Art A.8.2, 42)

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Direction la plus sollicitée : $S_t \leq \min \leq (3h_t, 33\text{ cm}) = 33$ cm,
- Direction perpendiculaire : $S_t \leq \min\ (4h_t, 45\text{ cm}) = 45$ cm.

- **Sens xx**
  - Armatures supérieures : $S_t = 20$ cm $\leq$ 33 cm.
  - Armatures inférieures : $S_t = 20$cm $\leq$ 45 cm,
- **Sens yy**
  - Armatures supérieures : $S_t = 20$cm $\leq$ 33 cm.
  - Armatures inférieures : $S_t = 20$cm $\leq$ 45 cm,

III.6.7. vérification l'ELS :

A. Moment dus au système de levage :

A l'ELS: **ν = 0.2**

M_{x1}^{s} = Ps (M1 +ν M2) = 90 (0.09176 + 0.2 x 0.06493) = 9.42 KN.m

M_{y1}^{s} = Ps (νM1 + M2) = 90 (0.2 x 0.09176 + 0.06493) = 7.49 KN.m

B. Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$\textbf{A l'ELS} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0632 \\ \mu_y = 0.710 \end{cases} \quad \upsilon = 0{,}2 \qquad \rho = 0{,}8)$$

$$\begin{cases} M_{X2}^{s} = 0.0632 \times 8{,}05 \times (1{,}65)^2 = 1.38 \ \text{KN.m} \\ M_{y2}^{s} = 0.710 \times 1.38^2 = 1.35 \ \text{KN.m} \end{cases}$$

C. Superposition des moment

$$\begin{cases} M_x^s = M_{X1}^s + M_{X2}^s = 9{,}42 + 1{,}38 = 10{,}80 \ \text{KN.m} \\ M_y^s = M_{y1}^s + M_{y2}^s = 7{,}49 + 1.35 = 8{,}84 \ \text{KN.m} \end{cases}$$

e) Correction des moments :

- **En travée** $\rightarrow \begin{cases} M_x^t = 0{,}85\, M_X^s = 0{,}85 \times 10{,}80 = 9{,}18 \ \text{KN/m} \\ M_y^t = 0{,}85 M_y^s = 0{,}85 \times 8{,}84 = 7{,}51 \ \text{KN/m} \end{cases}$

- **Aux appuis** $\rightarrow \begin{cases} M_x^a = 0{,}3\, M_X^s = 0{,}3 \times 10{,}80 = 3{,}24 \ \text{KN/m} \\ M_y^a = 0{,}3\, M_y^s = 0{,}3 \times 8{,}84 = 2{,}65 \ \text{KN/m} \end{cases}$

III.6.8. Ferraillage :

Le calcul se fait en **A l' ELS** pour une bande de 1m de largeur.

A l' ELS :

c. En travée

- **Sens xx**

$$\begin{cases} d_x = h_t - 2 = 15 - 2 = 13\text{cm} \\ h = 100cm \end{cases}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b.(d_x)^2 f_{bc}} = \frac{9{,}18 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14{,}2} = 0{,}038 < 0{,}392$$

$\rightarrow$ **La section est simplement armée(SSA).**

$$\mu_b = 0{,}038 \rightarrow \beta = 0{,}981$$

$$A_x = \frac{M_x^t}{\beta.(d_x)\sigma_{st}} = \frac{M_x^t}{\beta.(d_x)(f_e/\gamma_s)} = \frac{9{,}18 \times 10^6}{0{,}981 \times 130 \times 348} = 206.84\text{mm}^2$$

$$= 2.06\text{cm}^2 < 3.93cm^2 \rightarrow \boldsymbol{condion\ est\ verifier}$$

Nous adopterons : 5HA10 = 3,93 cm^2, avec S_t = **20** cm

- **Sens yy :**

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b.(d_y)^2 f_{bc}} = \frac{7{,}51 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14{,}2} = 0{,}031 < 0{,}392$$

$\rightarrow$ **La section est simplement armée.**

$$\mu_b = 0{,}031 \rightarrow \text{par interpolation} \quad \beta = 0.9845$$

$$\mathbf{A_y = \frac{M_y^t}{\beta(d_y)..\sigma_{st}} = \frac{M_y^t}{\beta.(d_y).(f_e/\gamma_s)} = \frac{7{,}51\times10^6}{0{,}9845\times130\times348} = 168,61mm^2 =}$$

$\mathbf{1,68\ cm^2 < 2.51cm^2 \rightarrow}$ $\boldsymbol{condition\ est\ verifier}$

Nous adopterons : 5HA8= 2.51 cm^2, avec S_t = 20 cm.

Avec :

$$d_y = d_x - \frac{\emptyset_x + \emptyset_y}{2}$$

d. Aux appuis

- **Sens xx :**

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b.(d_x)^2 f_{bc}} = \frac{3{,}24 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14{,}2} = 0{,}013 < 0{,}392$$

$\rightarrow$ **La section est simplement armée.**

$\mu_b = 0{,}013 \rightarrow$ par interpolation $\beta = 0{,}9935$

$$A_x = \frac{M_x^a}{\beta.(d_x).\sigma_{st}} = \frac{M_x^a}{\beta.(d_x).(f_e/\gamma_s)} = \frac{3{,}24\times10^6}{0{,}9935\times130\times348} = 72{,}08mm^2 = 0{,}72cm^2$$

$A_x = 0{,}72 < 2{,}51cm \quad \rightarrow$ ***condion est verifier***

Nous adopterons : 5HA8= 2,51 cm^2, avec S_t = **20** cm.

- **Sens yy :**

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b.(d_y)^2 f_{bc}} = \frac{2{,}65 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14{,}2} = 0{,}011 < 0{,}392$$

$\rightarrow$ **La section est simplement armée.**

$\mu_b = 0{,}012 \rightarrow$ par interpolation $\beta = 0{,}9945$

$$A_x = \frac{M_y^a}{\beta.(d_x).\sigma_{st}} = \frac{M_y^a}{\beta.(d_y).(f_e/\gamma_s)} = \frac{2{,}65 \times 10^6}{0{,}9945 \times 130 \times 348} = 58{,}90mm^2$$

$$= 0{,}58cm^2$$

$A_x = 0{,}58 < 2{,}51cm^2 \rightarrow$ ***condition est verifier.***

On adopte le même ferraillage que celui du sens (x-x), soit **5HA8=2,51cm²** avec S_t = **20** cm.

Contrainte de compression dans le béton :

a. Aux appuis

M_X^a=3.24kN.m M_y^a=2.65kN.m

État limite de résistance à la compression du béton

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

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$; $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1.d.A}$

Sens xx : $\mathbf{A_a = A_t = 2.51\ cm^2}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d_x} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 13} = 0{,}192$$

$$\rightarrow \text{par interpolation} \begin{cases} \beta_1 = 0{,}929 \\ \alpha_1 = 0.213 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{max}}{\beta_1 \times d_x \times A_s}$$

$$\sigma_{st} = \frac{3{,}24 \times 10^6}{0{,}929 \times 130 \times 2.51 \times 10^2} = 106.88\text{MPa}$$

$$K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = \frac{0.213}{15(1-0.213)} = 0.018$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} \times K = 106.88 \times 0.018 = 1{,}92\text{MPa}$$

$\begin{cases} \sigma_{bc} = 1.92\text{MPa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **Sens yy :** $\mathbf{A_a = A_t = 2.51}\text{cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d_y} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 13} = 0{,}192 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}929 \\ \alpha_1 = 0.213 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{max}}{\beta_1 \times d_y \times A_s}$$

$$\sigma_{st} = \frac{2.65 \times 10^6}{0{,}929 \times 130 \times 2.51 \times 10^2} = 87.42\text{ MPa}$$

$$K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = \frac{0.213}{15(1-0.213)} = 0.018$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} \times K = 87.42 \times 0.018 = 1.57\text{MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 1.57MPa \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15\ MPa \end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée.}$$

b. En travée :

M_X^t=9.18kN.m M_y^t=7.51kN.m

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6f_{c2} = 15\ MPa\ .$$

Avec : $\sigma_{bc} = \dfrac{\sigma_{st}}{k_1}$; $\sigma_{st} = \dfrac{M_s}{\beta_1 . d . A}$

Sens xx : $A_a = A_t = 3.93cm^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d_x} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 13} = 0302 \rightarrow \text{par interpolation} \begin{cases} \beta_1 = 0{,}913 \\ \alpha_1 = 0261 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{max}}{\beta_1 \times d_x \times A_s}$$

$$\sigma_{st} = \frac{9.18 \times 10^6}{0{,}913 \times 130 \times 3.93 \times 10^2} = 196.80MPa$$

$$K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = \frac{0.261}{15(1-0.261)} = 0.020$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} \times K = 196.80 \times 0.020 = 3.93MPa$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 3.93MPa \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa \end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée.}$$

- **Sens yy :$A_a = A_t = 2.51cm^2$**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d_y} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 13} = 0{,}193 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}929 \\ \alpha_1 = 0.213 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{max}}{\beta_1 \times d_y \times A_s}$$

$$\sigma_{st} = \frac{7{,}51 \times 10^6}{0{,}929 \times 130 \times 2.51 \times 10^2} = 247.74 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = \frac{0.213}{15(1-0.213)} = 0.018$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} \times K = 247.74 \times 0.018 = 4.45 \text{MPa}$$

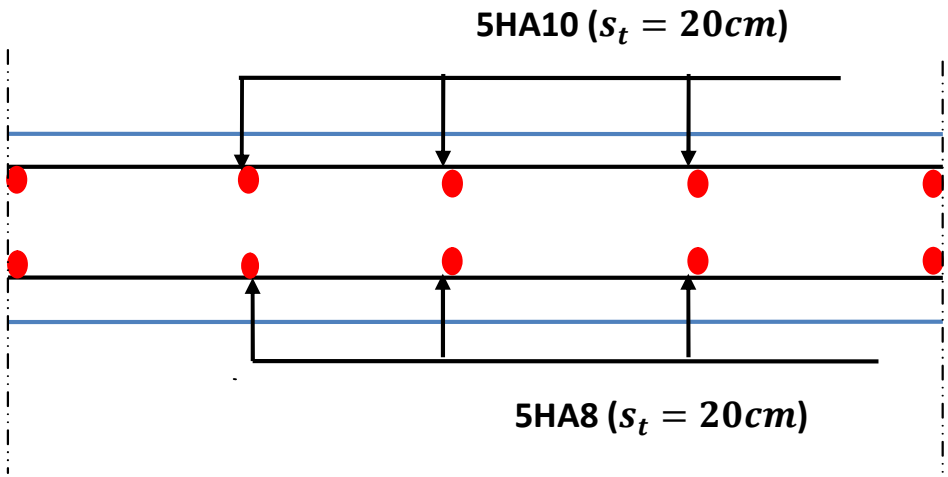
$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 4.45 \text{MPa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

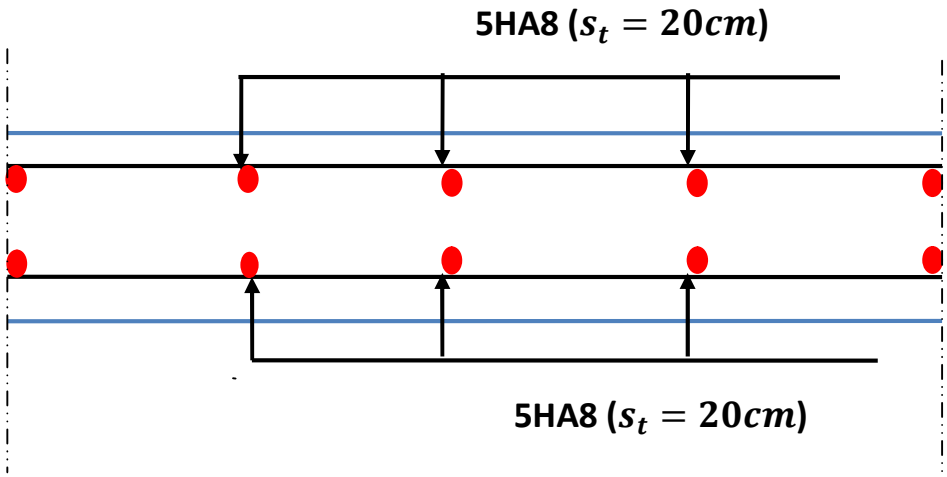
Les armatures calculées à L'ELU sont justifies a L'ELS

Le ferraillage de la dalle pleine est comme suit :

- **En travées**
  - 5HA10 (sens x-x), S_t=20 cm
  - 5HA8 (sens y-y), S_t =20 cm
- **Aux appuis**
  - 5HA8 (sens x-x), S_t =20 cm
  - 5HA8 (sens y-y), S_t =20 cm



Plan de ferraillage suivant x-x



Plan de ferraillage suivant y-y

Figure III.5.3 Ferraillage de dalle pleine de la salle machine

Introduction :

Dans ce chapitre, nous étudierons le système structurel d'éléments permettant d'assurer la stabilité du bâtiment vis – à – vis des efforts horizontaux.

L'étude du contreventement est une étape importante dans l'étude du bâtiment, elle mérite le plus grand soin. Elle consiste à parer la structure contre les deux types de sollicitations horizontales ; vent et séisme.

Le contreventement peut être assuré par :

- ✓ Un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voile.
- ✓ Un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.
- ✓ Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé.

Dans notre cas l'ossature du bâtiment est composée, à la fois de portiques et de murs de refends, disposés parallèlement .le but de ce chapitre est justement de déterminer les efforts horizontaux dans les refends, d'une part, et dans les portiques d' autre part. Pour cela nous allons comparer l'inertie des voiles à celle des portiques auxquels nous allons attribuer « une inertie fictive »

IV.1 Inertie des voiles :

Il est remarquable que les voiles de notre structure ne comporte pas d'ouvertures, nous n'aurons donc à calculer que l'inertie de refends pleins :

➢ Les refends longitudinaux

$$I_y = \frac{e.l^3}{12}$$

$$I_x = \frac{e^3.l}{12} << I_y$$

On néglige l'inertie des refends Longitudinaux par rapport à l'axe X

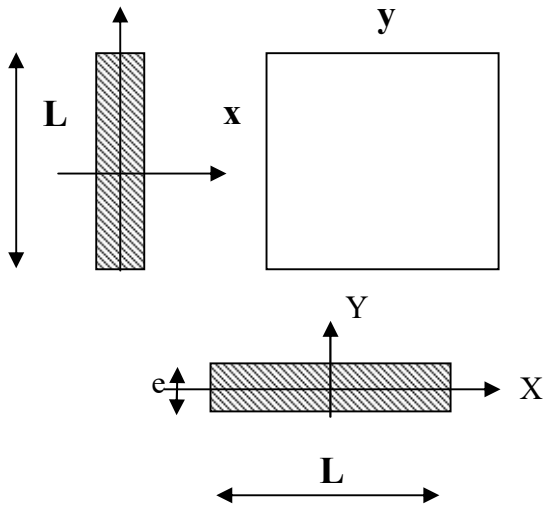


Figure IV 1. Vue en plan et en coupe du voile

➢ Les refends transversaux

$$I = I_x = \frac{e.l^3}{12}$$

On néglige l'inertie des refends Transversaux par rapport à l'axe Y.

Remarque :

La longueur L des voiles est mesurée aux extrémités extérieures des poteaux encadrant ceux-ci, elle varie donc avec la section des poteaux. Pour éviter cette variation et assurer la continuité de ces voiles en élévation, chaque voile doit avoir la même longueur L pour tous les niveaux, cette longueur sera celle mesurée au dernier niveau ou la section des poteaux est (30x30)

L'inertie des voiles, pour un niveau donné, est résumée dans les tableaux qui suivent :

Voile	e (m)	L (m)	Iy (m^4)
VL 1	0,25	1.6	0.085
VL 2	0,25	1.6	0.085
VL 3	0,25	3.20	0.682
VL 4	0,25	3.80	1.143
VL 5	0,25	3.80	1.143
VL 6	0,25	3.20	0.682
VL 7	0,25	1.6	0.085
VL 8	0,25	1.6	0.085
VL9	0.25	1.65	0.093
		somme	4.083

Tableau IV -1 :l'inertie des voiles longitudinaux.

Voile	e (m)	L (m)	Iy (m^4)
VT1	0,25	4.60	1.027
VT2	0,25	4.60	1.027
VT3	0,25	2.05	0.179
VT4	0,25	2.05	0.179
VT5	0,25	4.60	1.027
VT6	0,25	4.60	1.027
			6.466

Tableau IV-2 : l'inertie des voiles transversaux**.**

IV.2 Calcul des rigidités au niveau des portiques :

IV2.1 : Présentation de la méthode :

Pour l'étude des portiques sollicités par les efforts horizontaux, on utilisera la méthode de MUTO, celle-ci permet de distribuer les efforts tranchants dans les niveaux, comme elle nous permet de déduire les moments fléchissant et les autres sollicitations dans les poutres et les poteaux de chaque portique.

➢ Hypothèses de calcul :

✓ Les charges ou les masses sont considérées concentrées au niveau du plancher.

✓ Les diagrammes de répartition des charges doivent être :

- Rectangulaire pour le vent.
- Triangulaire pour le séisme.

✓ La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux.

✓ La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente.

IV.2.2 Etapes de calcul :

Calcul des rigidités linéaire des poteaux et des poutres :

Rigidité linéaire d'un poteau : $K_{pot} = \frac{I_{pot}}{h_c}$

Rigidité linéaire d'une poutre : $K_{ptr} = \frac{I_{ptr}}{L_c}$

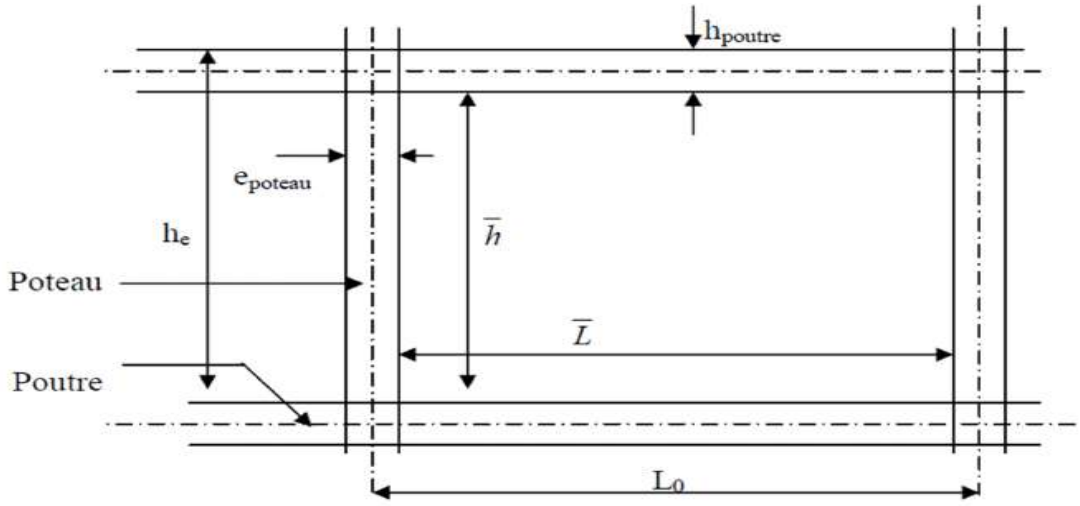


Figure IV-2 : Identification des paramètres.

Avec :

I : Moment d'inertie de l'élément.

h_c et L_c : Hauteurs et longueurs calculées qui seront déterminées ultérieurement.

- $h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{poteau}$; $\bar{h} = h_e - h_{poutre}$; $L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{poutre}$; $\bar{L} = L_O - e_{poteau}$;

h: Hauteur de poteau entre nus des poutres.
L : Longueur de la poutre entre nus des appuis (poteau).
h_{poutre} : Hauteur de la poutre.
e_{poteau} : largeur des poteaux.
L_0 : Longueur de la poutre entre axes des poteaux.
K : Rigidité linéaire (poutre, poteau).

Les résultats dans les tableaux suivants :

niveau	B (cm)	h(cm)	I (cm^4)	he (cm)	h_{poutre} (cm)	$\bar{h}$(cm)	e_{poteau} (cm)	h_c (cm)	K (cm^3)
Et7	30	30	67500	306	40	266	30	281	240.21
Et6	30	30	67500	306	40	266	30	281	240.21
Et5	30	30	67500	306	40	266	30	281	240.21
Et4	35	35	125052.08	306	40	266	35	283.5	441.10
Et3	35	35	125052.08	306	40	266	35	283.5	414.10
Et2	35	35	125052.08	306	40	266	35	283.5	441.10
Et1	40	40	213333.33	306	40	266	40	286	745.92
RDC	40	40	213333.33	450	40	410	40	430	496.12
s.sol	40	40	213333.33	408	40	368	40	388	549.82

Tableau 1 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens (x-x)

niveau	B (cm)	h(cm)	I (cm^4)	he (cm)	h_{poutre} (cm)	$\bar{h}$(cm)	e_{poteau} (cm)	h_c(cm)	K (cm^3)
Et7	30	30	67500	306	35	266	30	281	240.21
Et6	30	30	67500	306	35	266	30	281	240.21
Et5	30	30	67500	306	35	266	30	281	240.21
Et4	35	35	125052.08	306	35	266	35	283.5	441.10
Et3	35	35	125052.08	306	35	266	35	283.5	414.10
Et2	35	35	125052.08	306	35	266	35	283.5	441.10
Et1	40	40	213333.33	306	35	266	40	286	745.92
RDC	40	40	213333.33	450	35	410	40	430	496.12
s.sol	40	40	213333.33	408	35	368	40	388	549.82

Tableau 2 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens (y-y)

Niveau	Travée	b (cm)	h (cm)	I (cm 4)	L_0 (cm)	e_{pot} (cm)	$\bar{L}$ (cm)	h_{ptre} (cm)	L_c (cm)	K (cm 3)
Et5, Et6, Et7	1_2	30	35	107187.5	460	30	430	35	447.5	239.525139
	2_3	30	35	107187.5	300	30	270	35	287.5	372.826087
	3_4	30	35	107187.5	300	30	270	35	287.5	372.826087
	4_5	30	35	107187.5	460	30	430	35	447.5	239.525139
Et2, Et3, Et4	1_2	30	35	107187.5	460	35	425	35	442.5	242.231638
	2_3	30	35	107187.5	300	35	265	35	282.5	379.424778
	3_4	30	35	107187.5	300	35	265	35	282.5	379.424778
	4_5	30	35	107187.5	460	35	425	35	442.5	242.231638
S.Sol, RDC, Et1	1_2	30	35	107187.5	460	40	420	35	437.5	245
	2_3	30	35	107187.5	300	40	260	35	277.5	386.261261
	3_4	30	35	107187.5	300	40	260	35	277.5	386.261261
	4_5	30	35	107187.5	460	40	420	35	437.5	245

Tableau : Rigidités des poutres suivant le sens (y-y) :

Niveau	Travée	b (cm)	h (cm)	I (cm 4)	L_0 (cm)	e_{pot} (cm)	L' (cm)	h_{ptre} (cm)	L_c (cm)	K (cm 3)
Et5, Et6, Et7	A_B	30	40	160000	320	30	290	40	310	516.123
	B_C	30	40	160000	380	30	350	40	370	432.432432
	C_D	30	40	160000	290	30	260	40	280	571.428571
	D_E	30	40	160000	460	30	430	40	450	355.555555
	E_F	30	40	160000	290	30	260	40	280	571.428571
	F_G	30	40	160000	380	30	350	40	370	432.432432
	G_H	30	40	160000	320	30	290	40	310	516.129032
Et2, Et3, Et4	A_B	30	40	160000	320	35	285	40	305	524.590163
	B_C	30	40	160000	380	35	345	40	365	438.356164
	C_D	30	40	160000	290	35	255	40	275	581.818181
	D_E	30	40	160000	460	35	424	40	444	360.360360
	E_F	30	40	160000	290	35	255	40	275	581.818181
	F_G	30	40	160000	380	35	345	40	365	438.356164
	G_H	30	40	160000	320	35	285	40	305	524.590163
S.Sol, RDC, **Et1**	A_B	30	40	160000	320	40	280	40	300	533.333333
	B_C	30	40	160000	380	40	340	40	360	444.444444
	C_D	30	40	160000	290	40	250	40	270	592.592592
	D_E	30	40	160000	460	40	420	40	440	36.363636
	E_F	30	40	160000	290	40	250	40	270	592.592592
	F_G	30	40	160000	380	40	340	40	360	444.444444
	G_H	30	40	160000	320	40	280	40	300	533.333333

Tableau : Rigidités des poutres suivant le sens (x-x)

- **Calcul des coefficients $\overline{K}$ relatifs aux portiques**

➢ **Cas d'étage courant :**

$$\overline{K} = \frac{\sum K_i (poutres\ \sup + poutres\ \inf)}{2K_{pot}} = \frac{\sum K_i}{2K_{pot}}$$

➢ **Cas du RDC :**

$$\overline{K} = \frac{\sum K_i (poutres\ \sup)}{K_{pot}} = \frac{\sum K_i}{K_{pot}}$$

a. **Calcul des coefficients correcteurs a^i_j du poteau «i» au niveau «j» :**

➢ **Cas d'étage courant** : $a^i_j = \frac{\overline{K}}{2+\overline{K}}$

➢ **Cas du RDC** : $a^i_j = \frac{0.5+\overline{K}}{2+\overline{K}}$ (poteau encastré)

$a^i_j = \frac{0.5+\overline{K}}{1+2\overline{K}}$ (poteau articulé)

b. Calcul de rigidité corrigée du poteau «i» au niveau «j» :

$$r_j^i = \frac{12E}{h_c^3} a_j^i K$$

$$E = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164{,}2 \text{ MPa.}$$

E: module de déformation instantanée du béton

c. Calcul de la rigidité d'un portique au niveau «j» :

$R_{jx} = \sum r_{jx}^{(i)}$ pour chaque niveau dans le sens longitudinal.

$R_{jy} = \sum r_{jy}^{(i)}$ pour chaque niveau dans le sens transversal

IV.2.2. Rigidité totale des portiques par niveau :

Le calcul des rigidités des poteaux des différents niveaux dans les deux sens considérés est résumé dans les tableaux suivants :

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens transversale :

Niveau	Poteaux	hc (cm)	Ipot (cm)	Kpot (cm^3)	Kptr (cm^3)	K	aj	aj x Ipot (KN/cm)	rjx (KN/cm)	Rjx (KN/CM)
Et 5, 6,7	A	281	67500	240.21	516.12	2.14	0.51	34425	59.883	584.742
	B	281	67500	240.21	432.43	3.94	0.66	44550	77.496	
	C	281	67500	240.21	571.42	4.17	0.67	45225	78.670	
	D	281	67500	240..21	355.55	3.85	0.65	43875	76.322	
	E	281	67500	240.21	571.42	3.85	0.65	43875	76.322	
	F	281	67500	240.21	432.43	4.17	0.67	45225	78.670	
	G	281	67500	240.21	516.12	3.94	0.66	44550	77.496	
	H	281	67500	240.21		2.14	0,51	34425	59.883	
Et 2, 3,4	A	283.5	125052.08	441.10	524.59	1.18	0.37	46269.2696	78.376	817.656
	B	283.5	125052.08	441.10	438.35	2.18	0.52	65027.0816	110.151	
	C	283.5	125052.08	441.10	581.81	2.31	0.53	66277.6024	112.269	
	D	283.5	125052.08	441.10	360.36	2.13	0.51	63776.5608	108.032	
	E	283.5	125052.08	441.10	581.81	2.13	0.51	63776.5608	108.032	
	F	283.5	125052.08	441.10	438.35	2.31	0.53	66277.6024	112.269	
	G	283.5	125052.08	441.10	524.59	2.18	0.52	65027.0816	110.151	
	H	283.5	125052.08	441.10		1.18	0.37	46269.2696	78.376	
Et1	A	286	213333.33	745.92	533.33	0.71	0.26	55466.6658	91.514	950.336
	B	286	213333.33	745.92	444.44	1.31	0.39	83199.9987	137.271	
	C	286	213333.33	745.92	592.59	1.39	0.41	87466.6653	144.310	
	D	286	213333.33	745.92	36.36	0.84	0.29	61866.6657	102.073	
	E	286	213333.33	745.92	592.59	0.84	0.29	61866.6657	102.073	
	F	286	213333.33	745.92	444.44	1.39	0.41	87466.6653	144.310	
	G	286	213333.33	745.92	533.33	1.31	0.39	83199.9987	137.271	
	H	286	213333.33	745.92		0.71	0.26	55466.6658	91.514	
RDC	A	430	213333.33	496.12	533.33	1.07	0.51	108799.9983	52.767	
	B	430	213333.33	496.12	444.44	1.97	0.62	132266.6646	64.149	473.872
	C	430	213333.33	496.12	592.59	2.09	0.63	134399.9979	65.183	
	D	430	213333.33	496.12	36.36	1.26	0.53	113066.6665	54.837	
	E	430	213333.33	496.12	592.59	1.26	0.53	113066.6665	54.837	
	F	430	213333.33	496.12	444.44	2.09	0.63	134399.9979	65.183	
	G	430	213333.33	496.12	533.33	1.97	0.62	132266.6646	64.149	
	H	430	213333.33	496.12		1.07	0.51	108799.9983	52.767	
S.sol	A	388	213333.33	549.82	533.33	0.97	0.32	68266.6656	45.021	456.116
	B	388	213333.33	549.82	444.44	1.77	0.46	98133.3318	64.767	
	C	388	213333.33	549.82	592.59	1.88	0.48	102399.9984	67.583	
	D	388	213333.33	549.82	36.36	1.14	0.36	76799.9988	50.687	

	E	388	213333.33	549.82	592.59	1.14	0.36	76799.9988	50.687	
	F	388	213333.33	549.82	444.44	1.88	0.48	102399.9984	67.583	
	G	388	213333.33	549.82	533.33	1.77	0.46	98133.3318	64.767	
	H	388	213333.33	549.82		0.97	0.32	68266.6656	45.021	

Tableau IV .2 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens longitudinal.

Niveau	Poteaux	hc (cm)	Ipot (cm)	Kpot (cm^3)	Kptr (cm^3)	K	aj	aj x Ipot (KN/cm)	rjx (KN/cm)	Rjx (KN/CM)
Et 5, 6,7	A	281	67500	240.21	239.52	0.99	0.33	22275	38.535	277.923
	B	281	67500	240.21	372.82	2.59	0.56	37800	65.394	
	C	281	67500	240.21	372.82	3.10	0.60	40500	70.065	
	D	281	67500	240..21	239.52	2.59	0.56	37800	65.394	
	E	281	67500	240.21		0.99	0.33	22275	38.535	
Et 2, 3,4	A	283.5	125052.08	441.10	242.23	0.59	0.22	27511.4576	46.494	363.499
	B	283.5	125052.08	441.10	379.42	1.40	0.41	51271.3528	86.648	
	C	283.5	125052.08	441.10	379.42	1.72	0.46	57523.9568	97.215	
	D	283.5	125052.08	441.10	242.23	1.40	0.41	51271.3528	86.648	
	E	283.5	125052.08	441.10		0.59	0.22	27511.4576	46.494	
Et1	A	286	213333.33	745.92	245.00	0.32	0.13	27733.3329	45.482	409.341
	B	286	213333.33	745.92	386.26	0.84	0.29	61866.6657	101.461	
	C	286	213333.33	745.92	386.26	1.03	0.33	70399.9989	115.455	
	D	286	213333.33	745.92	245.00	0.84	0.29	61866.6657	101.461	
	E	286	213333.33	745.92		0.32	0.13	27733.3329	45.482	
RDC	A	430	213333.33	496.12	245.00	0.49	0.39	83199.9987	40.351	251.419
	B	430	213333.33	496.12	386.26	1.27	0.54	115199.9982	55.871	
	C	430	213333.33	496.12	386.26	1.55	0.57	121599.9981	58.975	
	D	430	213333.33	496.12	245.00	1.27	0.54	115199.9982	55.871	
	E	430	213333.33	496.12		0.49	0.39	83199.9987	40.351	
s.sol	A	388	213333.33	549.82	245.00	0.44	0.18	38399.9994	25.343	209.789
	B	388	213333.33	549.82	386.26	1.14	0.36	76799.9988	50.687	
	C	388	213333.33	549.82	386.26	1.40	0.41	87466.6653	57.727	
	D	388	213333.33	549.82	245	1.14	0.36	76799.9988	50.687	
	E	388	213333.33	549.82		0.44	0.18	38399.9994	25.343	

Tableau IV .3 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens transversal.

IV.3 : Calcul des rigidités des voiles par niveaux :

➢ Calcul des rigidités des voiles longitudinaux :

$$R_{vx} = \frac{12 E_i I_y}{h_j^3}$$

A. S.sol :

Voiles	he (m)	IY (m^4)	Rjx (KN/m)
VL 1	4.08	0.085	483050.389
VL 2	4.08	0.085	483050.389
VL 3	4.08	0.682	3875769.006
VL 4	4.08	1.143	6495606.39
VL 5	4.08	1.143	6495606.39
VL 6	4.08	0.682	3875769.006
VL 7	4.08	0.085	483050.389
VL 8	4.08	0.085	483050.389
VL9	4.08	0.093	528513.955
			23203466.3

B. RDC :

Voiles	he (m)	IY (m^4)	Rjx (KN/m)
VL 1	4.50	0.085	360027.259
VL 2	4.50	0.085	360027.259
VL 3	4.50	0.682	2888689.304
VL 4	4.50	1.143	4841307.733
VL 5	4.50	1.143	4841307.733
VL 6	4.50	0.682	2888689.304
VL 7	4.50	0.085	360027.259
VL 8	4.50	0.085	360027.259
VL9	4.50	0.093	393912.177
			17294015.29

C. Etages courants :

Voiles	he (m)	IY (m^4)	Rjx (KN/m)
VL 1	3.06	0.085	1145008.33
VL 2	3.06	0.085	1145008.33
VL 3	3.06	0.682	9187008.014
VL 4	3.06	1.143	15396994.37
VL 5	3.06	1.143	15396994.37
VL 6	3.06	0.682	9187008.014
VL 7	3.06	0.085	1145008.33
VL 8	3.06	0.085	1145008.33
VL9	3.06	0.093	1252773.82
			55000811.91

Tableau IV-9: Rigidités des voiles longitudinaux**.**

➢ Calcul des rigidités des voiles transversaux :

1. S.SOL:

Voile	he (m)	Iy (m^4)	Rjy (KN/m)
VT1	4.08	2.027	11519331.05
VT2	4.08	2.027	11519331.05
VT3	4.08	0.179	1017247.29
VT4	4.08	0.179	1017247.29
VT5	4.08	2.027	11519331.05
VT6	4.08	2.027	11519331.05
			48111818.78

2. RDC :

Voile	he (m)	Iy (m^4)	Rjy (KN/m)
VT1	4.50	2.027	8585591.23
VT2	4.50	2.027	8585591.23
VT3	4.50	0.179	758175.05
VT4	4.50	0.179	758175.05
VT5	4.50	2.027	8585591.23
VT6	4.50	2.027	8585591.23
			35858715.92

Etage courant :

Voile	he (m)	Iy (m^4)	Rjy (KN/m)
VT1	3,06	2.027	27305081
VT2	3,06	2.027	27305081
VT3	3,06	0.179	2411252.836
VT4	3,06	0.179	2411252.836
VT5	3,06	2.027	27305081
VT6	3,06	2.027	27305081
			114042829.7

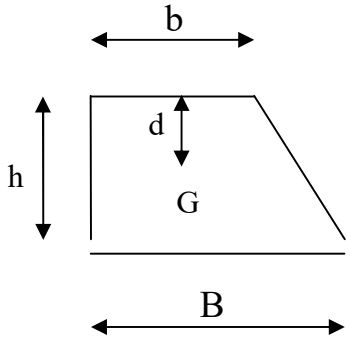
Tableau IV 10 : Rigidités des voiles transversaux.

IV.4. Détermination de la répartition des efforts horizontaux entre portiques et refends :

- **Calcul des flèches des refends :**

Le calcul des flèches des refends dont l'inertie est I=1 m^4, soumis au même système de forces que les portiques (une force égale à 1 tonne à chaque niveau), sera obtenu par la méthode des« moment des airs ». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne, est une série de section de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure qui suit:

$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{EI}$$



Avec : S_i : Surface du trapèze

d_i : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le Niveau considéré.

Sachant que la section du trapèze égale à :

$$S_i = \frac{(B + b) \times h}{2}$$

La distance du CDG d'un trapèze à sa plus petite base :

$$d_i = \frac{(2B + b) \times h}{3(B + b)}$$

Niveau	h(m)	B	b	Si (m*m)	di	Si di	fix EI
7	3,06	3,06	0	4,68	2,04	9,55	2112,17
6	3,06	9,18	3,06	18,73	1,79	33,43	2102,62
5	3,06	18,36	9,18	42,14	1,70	71,63	2069,19
4	3,06	30,6	18,36	74,91	1,66	124,16	1997,56
3	3,06	45,9	30,6	117,05	1,63	191,02	1873,40
2	3,06	64,26	45,9	168,54	1,62	272,20	1682,38
1	3,06	85,68	64,26	229,41	1,60	367,71	1410,18
RDC	4,5	111,6	85,68	443,88	2,35	1042,47	1042,47
s sol	4,08	141,6	111,6	516,53	2,12	1095,33	1095,33

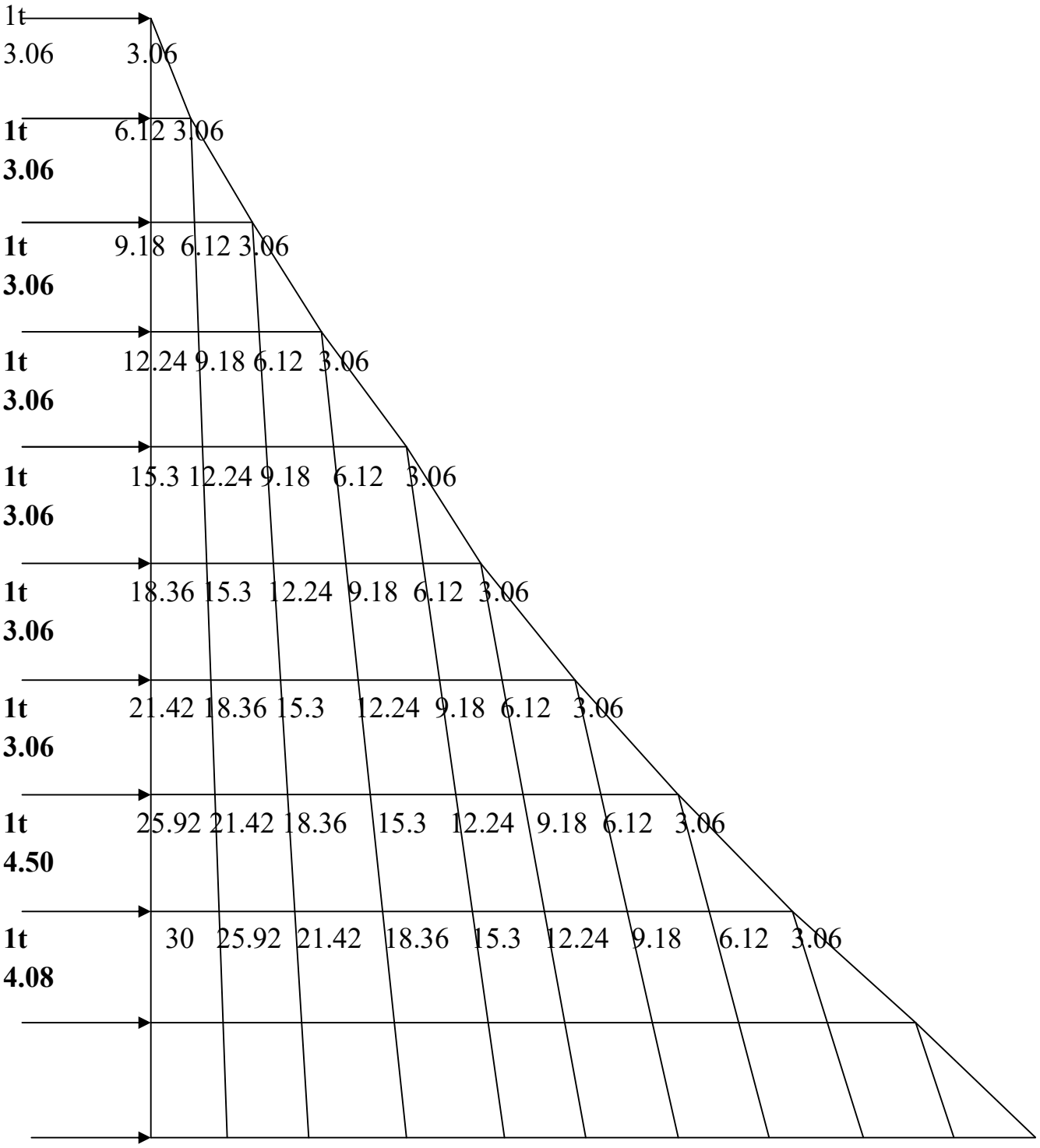
Tab IV-13 : flèche dans les refends (moment des aires).

Nous aurons donc :

$$fssol = \frac{1095.33}{EI} \qquad f_3 = \frac{1873.40}{EI} \qquad f_2 = \frac{1682.38}{EI}$$

$$f_{rdc} = \frac{1042.47}{EI} \qquad f_4 = \frac{1997.56}{EI} \qquad f_6 = \frac{2102.62}{EI}$$

$$f_1 = \frac{1410.18}{EI} \qquad f_5 = \frac{2069.19}{EI} \qquad f7 = \frac{2112.17}{EI}$$



Tab IV-13 : flèche dans les refends (moment des aires).

IV-5 : Calcul du déplacement des portiques et leurs inerties fictives :

✓ Calcul du déplacement des portiques :

- **Le déplacement de chaque niveau**

$$\Delta_n = \psi_n \times h$$

$$\text{Avec : } E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \cdot \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

- **Le déplacement du portique au niveau « i »**

$$D_n = \sum_{i=1}^{n} \Delta_n$$

- **La rotation d'un poteau encastré à la base au 1er niveau**

$$E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \cdot \sum K_{t1} + 2 \cdot \sum K_{p1}}$$

- **La rotation de chaque poteau articulé au 1er niveau**

$$E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \cdot \sum K_{t1}}$$

- **La rotation d'un poteau des étages courants**

$$E \cdot \theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \cdot \sum K_{tn}}$$

Avec : $Mn = T_n .h$

T_n : Effort tranchant au niveau (n).

K_{tn} : Raideur des poutres $K = \frac{I_{tn}}{L}$.

K_{pn} : Raideur des poteaux $K = \frac{I_{pn}}{h}$.

h_e : Hauteur d'étage.

L : Portée libre de la poutre.

- **Inerties fictives des portiques :**

Pour déterminer ces inerties fictives il suffira de calculer les déplacement de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de force égale à 1 tonne et de comparer ces déplacements aux flèche que prendrait un refend équivalent à l'ensemble des refends disposés dans la même direction sous l'effet du même système de force horizontales(1 tonne à chaque niveau).

En fixant l'inertie de refend à 1 m^4, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une inertie fictive puisque, dans l'hypothèse de la

raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.
L'inertie fictive se calcule comme suit :

$$I_{en}=\frac{f_n}{\Delta_n}$$

f_n : Flèche des refends au niveau(n)
Δ_n : Déplacement du portique au niveau(n)

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux qui suivent :

- ***Calcul des déplacements et les rotations dans le sens longitudinal :***

.

	raideurs et moments					rotation et déplacement				fléche	Inertiers fictives	
Niveau	Portique	ΣKpn (10^{-4})	ΣKtn (10^{-4})	Mn	Mn+1	Eθn	Eψn	EΔn	Dn=ΣΔn	Efn	Ien	ΣIen
	A-B	0,0019	0,0036	3,06	0	35,42	173,17	529,9	2665,32	1924,32	0.72	5,05
	B-C	0,0019	0,003	3,06	0	42,5	171,81	525,73		1924,32		
	C-D	0,0019	0,0039	3,06	0	32,69	177,12	541,98		1924,32		
	D-E	0,0019	0,0024	3,06	0	53,13	177,12	541,98		1924,32		
	E-F	0,0019	0,0039	3,06	0	32,69	171,81	525,73		1924,32		
	F-G	0,0019	0,003	3,06	0	42,5	173,17	529,9		1924,32		
7	H-I	0,0019	0,0036	3,06	0	35,42	205,04			1924,32		
	A-B	0,0019	0,0036	6,12	3,06	106,25	385,3	1179,01	5942,55	1914,77	0,32	2,26
	B-C	0,0019	0,003	6,12	3,06	127,5	381,21	1166,5		1914,77		
	C-D	0,0019	0,0039	6,12	3,06	98,08	397,15	1215,27		1914,77		
	D-E	0,0019	0,0024	6,12	3,06	159,38	397,15	1215,27		1914,77		
	E-F	0,0019	0,0039	6,12	3,06	98,08	381,21	1166,5		1914,77		
	F-G	0,0019	0,003	6,12	3,06	127,5	385,3	1179,01		1914,77		
6	G-H	0,0019	0,0036	6,12	3,06	106,25	410,09	1254,87		1914,77		
	A-B	0,0019	0,0036	9,18	6,12	177,08	597,42	1828,12	7391,66	1881,34	0,25	1,78
	B-C	0,0019	0,003	9,18	6,12	212,5	590,61	1807,27		1881,34		
	C-D	0,0019	0,0039	9,18	6,12	163,46	617,17	1888,56		1881,34		
	D-E	0,0019	0,0024	9,18	6,12	265,63	617,17	1888,56		1881,34		
	E-F	0,0019	0,0039	9,18	6,12	163,46	590,61	1807,27		1881,34		
	F-G	0,0019	0,003	9,18	6,12	212,5	597,42	1828,12		1881,34		
5	G-H	0,0019	0,0036	9,18	6,12	177,08	615,13	1882,3		1881,34		
	A-B	0,0035	0,0036	12,24	9,18	247,92	564,14	1726,26	8661,64	1809,71	0,21	1,46
4	B-C	0,0035	0,003	12,24	9,18	297,5	551,74	1688,33		1809,71		

	C-D	0,0035	0,004	12,24	9,18	223,13	581,49	1779,36		1809,71		
	D-E	0,0035	0,0025	12,24	9,18	357	581,49	1779,36		1809,71		
	E-F	0,0035	0,004	12,24	9,18	223,13	551,74	1688,33		1809,71		
	F-G	0,0035	0,003	12,24	9,18	297,5	564,14	1726,26		1809,71		
	G-H	0,0035	0,0036	12,24	9,18	247,92	574,76	1758,77		1809,71		
	A-B	0,0035	0,0036	15,3	12,24	318,75	714,91	2187,63	10977,15	1685,55	0,15	1,07
	B-C	0,0035	0,003	15,3	12,24	382,5	698,97	2138,86		1685,55		
	C-D	0,0035	0,004	15,3	12,24	286,88	737,22	2255,9		1685,55		
	D-E	0,0035	0,0025	15,3	12,24	459	737,22	2255,9		1685,55		
	E-F	0,0035	0,004	15,3	12,24	286,88	698,97	2138,86		1685,55		
	F-G	0,0035	0,003	15,3	12,24	382,5	714,91	2187,63		1685,55		
3	H-I	0,0035	0,0036	15,3	12,24	318,75	718,45	2198,46		1685,55		
	A-B	0,0035	0,0036	18,36	15,3	389,58	865,68	2648,99	13292,66	1494,53	0,11	0,79
	B-C	0,0035	0,003	18,36	15,3	467,5	846,21	2589,39		1494,53		
	C-D	0,0035	0,004	18,36	15,3	350,63	892,96	2732,44		1494,53		
	D-E	0,0035	0,0025	18,36	15,3	561	892,96	2732,44		1494,53		
	E-F	0,0035	0,004	18,36	15,3	350,63	846,21	2589,39		1494,53		
	F-G	0,0035	0,003	18,36	15,3	467,5	865,68	2648,99		1494,53		
2	G-H	0,0035	0,0036	18,36	15,3	389,58	855,92	2619,12		1494,53		
	A-B	0,0059	0,0037	21,42	18,36	447,97	793,87	2429,23	9757,79	1222,33	0,13	0,88
	B-C	0,0059	0,0031	21,42	18,36	534,68	772,02	2362,37		1222,33		
	C-D	0,0059	0,0041	21,42	18,36	404,27	836,18	2558,7		1222,33		
	D-E	0,0059	0,0025	21,42	18,36	663	822,39	2516,53		1222,33		
	E-F	0,0059	0,0044	21,42	18,36	376,7	758,23	2320,19		1222,33		
1	F-G	0,0059	0,0031	21,42	18,36	534,68	793,87	2429,23		1222,33		

	G-H	0,0059	0,0037	21,42	18,36	447,97	784,97	2402,02		1222,33		
	A-B	0,0039	0,0037	24,48	21,42	516,89	1089,99	3335,37	17586,32	854,63	0,05	0,34
	B-C	0,0039	0,0031	24,48	21,42	616,94	1064,78	3258,22		854,63		
	C-D	0,0039	0,0041	24,48	21,42	466,46	1138,81	3484,75		854,63		
	D-E	0,0039	0,0025	24,48	21,42	765	1371,05	4195,42		854,63		
	E-F	0,0039	0,0044	24,48	21,42	930,95	1297,02	3968,88		854,63		
	F-G	0,0039	0,0031	24,48	21,42	616,94	1089,99	3335,37		854,63		
RDC	G-H	0,0039	0,0037	24,48	21,42	516,89	1082,54	3312,56		854,63		
	A-B	0,0043	0,0037	28,98	24,48	602,02703	1221,92	3739,06	20179,44	1924,32	0,10	0,67
	B-C	0,0043	0,0031	28,98	24,48	718,54839	1192,55	3649,20		1924,32		
	C-D	0,0043	0,0041	28,98	24,48	543,29268	1278,77	3913,05		1924,32		
	D-E	0,0043	0,0025	28,98	24,48	891	1260,25	3856,37		1924,32		
	E-F	0,0043	0,0044	28,98	24,48	506,25	1641,10	5021,76		1924,32		
	F-G	0,0043	0,0031	98,48	24,48	1652,6882	3035,88	9289,81		1924,32		
S,SOL	G-H	0,0043	0,0037	28,98	24,48	602,02703	963,30	2947,70		1924,32		

Tableau IV-14 : Inerties fictives des portiques longitudinaux

- ***Calcul des déplacements et les rotations dans le sens transversal***

	Raideur et moments					Rotations et déplacements				Flèche	inerties fictives	
Niveau	portique	ΣKpn (10^{-4})	ΣKtn (10^{-4})	Mn	Mn+1	Eθn	Eψn	EΔn	Dn=ΣΔn	Efn	Ien	ΣIen
	A-B	0,0012	0,0009	3,06	0	294,32	405,20	1239,90	4742,27	1924,32	0,41	2,64
	B-C	0,0012	0,0014	3,06	0	91,07	303,57	928,93		1924,32		
	C-D	0,0012	0,0014	3,06	0	91,07	328,87	1006,34		1924,32		
7	D-E	0,0012	0,0009	3,06	0	141,67	481,17	1472,38		1924,32		
	A-B	0,0012	0,0009	6,12	3,06	425,00	774,11	2368,77	10277,83	1914,77	0,19	1,72
	B-C	0,0012	0,0014	6,12	3,06	273,21	698,21	2136,54		1914,77		
	C-D	0,0012	0,0014	6,12	3,06	273,21	774,11	2368,77		1914,77		
6	D-E	0,0012	0,0009	6,12	3,06	425,00	1112,34	3403,76		1914,77		
	A-B	0,0012	0,0009	9,18	6,12	455,36	1092,86	3344,14	14359,87	1881,34	0,13	0,76
	B-C	0,0012	0,0014	9,18	6,12	455,36	1092,86	3344,14		1881,34		
	C-D	0,0012	0,0014	9,18	6,12	455,36	1219,35	3731,20		1881,34		
5	D-E	0,0012	0,0009	9,18	6,12	708,33	1287,71	3940,39		1881,34		
	A-B	0,0022	0,0009	12,24	9,18	546,43	3711,85	11358,26	48428,53	1809,71	0,04	0,40
	B-C	0,0022	0,00015	12,24	9,18	5950,00	6413,64	19625,73		1809,71		
	C-D	0,0022	0,00015	12,24	9,18	5950,00	3934,47	12039,48		1809,71		
4	D-E	0,0022	0,0009	12,24	9,18	991,67	1766,36	5405,06		1809,71		
	A-B	0,0022	0,0009	15,3	12,24	595,00	4702,05	14388,26	61869,09	1685,55	0,03	0,28
	B-C	0,0022	0,00015	15,3	12,24	7650,00	8229,55	25182,41		1685,55		
	C-D	0,0022	0,00015	15,3	12,24	7650,00	5042,05	15428,66		1685,55		
3	D-E	0,0022	0,0009	15,3	12,24	1275,00	2245,02	6869,76		1685,55		
	A-B	0,0022	0,0009	18,36	15,3	680,00	5710,45	17473,99	73750,16	1494,53	0,02	0,2
	B-C	0,0022	0,00015	18,36	15,3	9350,00	10045,45	30739,09		1494,53		
	C-D	0,0022	0,00015	18,36	15,3	9350,00	6149,62	18817,84		1494,53		
2	D-E	0,0022	0,0009	18,36	15,3	1558,33	2195,83	6719,24		1494,53		
	A-B	0,0037	0,0009	21,42	18,36	765,00	1417,43	4337,34	23090,91	1222,33	0,05	0,16
1	B-C	0,0037	0,0015	21,42	18,36	1105,00	1587,43	4857,54		1222,33		

	C-D	0,0037	0,0015	21,42	18,36	1105,00	1955,77	5984,64		1222,33		
	D-E	0,0037	0,0009	21,42	18,36	1841,67	2585,42	7911,39		1222,33		
	A-B	0,0024	0,0009	24,48	21,42	1814,95	2319,97	9465,49	39246,55	854,63	0,02	0,08
RDC	B-C	0,0024	0,0015	24,48	21,42	1125,00	1975,00	8058,00		854,63		
	C-D	0,0024	0,0015	24,48	21,42	1125,00	2281,82	9309,82		854,63		
	D-E	0,0024	0,0009	24,48	21,42	1738,64	3042,46	12413,24		854,63		
	A-B	0,0027	0,0009	28,98	21,42	1814,95	2410,61	9835,31	40805,64	854,63	0,015	0,06
	B-C	0,0027	0,0015	28,98	21,42	1217,39	2111,84	8616,29		854,63		
	C-D	0,0027	0,0015	28,98	21,42	1217,39	2436,47	9940,81		854,63		
S,SOL	D-E	0,0027	0,0009	28,98	21,42	1866,67	3042,46	12413,24		854,63		

Tableau IV-15: Inerties fictives des portiques transversaux

	S SOL	RDC	1	2	3	4	5	6	7	MOYENNE
Sens longitudinale	0,67	0,34	0,88	0,79	1,07	1,46	1,78	2,6	5,05	1,6266666
Sens transversale	0,06	0,08	0,16	0.20	0.28	0.40	0.56	0.72	1.64	2.43555555

Tableau IV-16 : Résumé des inerties fictives des portiques

IV.5.*Comparaison des inertie des voiles et des portiques* :

- ***Sens Longitudinal*** **:**

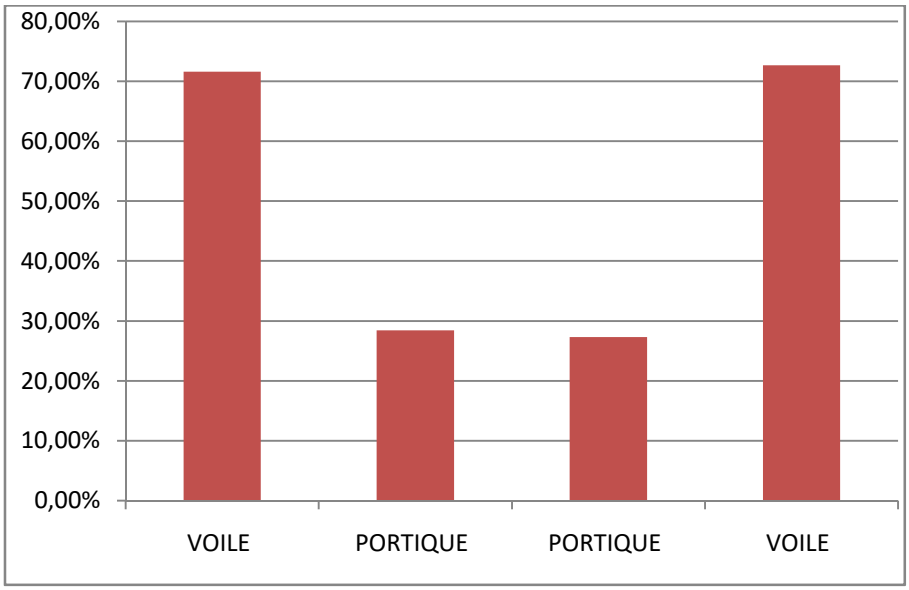
	Inertie (m^4)	Pourcentage (%)
Portique	1,62	28.41
Voiles	4.083	71.59
Portique + Voiles	5.703	100%

Tableau IV-17 : Comparaison des inerties des voiles et des portiques

- **Sens transversal :**

	Inertie (m^4)	Pourcentage(%)
Portiques	**2.43**	**27.32%**
Voiles	**6.466**	**72.68%**
Portiques+Voiles	**8.896**	**100%**

Tableau IV-18 : Comparaison des inerties des voiles et des portiques



Sens transversal Sens longitudinal

Figure IV-3: Comparaison des inerties des voiles et des portiques.

Pour concevoir une structure contreventée par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique-voile, le R.P.A 99 recommande ce qui suit :
Le RPA prescrit pour ce genre de système (mixte) les recommandations suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 **%** des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement a' leurs rigidités relative ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions a' tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins

25% de l'effort tranchant de l'étage.

Conclusion :

Dans notre cas les portiques reprendre plus de 25%des sollicitations dues aux charges verticales (tel que prévu par le RPA).

- Cela nous ramène à dire que nous avons un contreventement mixte avec interaction voile-portique dans les deux sens principaux.
- Le coefficient de comportement global de la structure R = 5 (RPA 2003 Art 4.2.3 Tableau 4.3).

V). Modélisation de la structure

V-1) Introduction:

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis les différentes sollicitations quila mobilisent, en particulier l'effort sismique, qu'est le problème majeur, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; pour cela, on utilise La méthode des éléments finis (MEF). Et pour des résultats plus exacts et un travail plus facile, on s'appuie sur l'outil informatique, Et on aura des logiciels qui vont nous éviter le calcul manuel laborieux, et pour notre projet on a choisi ETABS comme logiciel de calcul.

- **Modélisation en masse concentrée :**

Dans ce modèle les masses sont concentrées au niveau de chaque plancher formant ainsi un pendule multiple, c'est un modèle simple mais qui a des limitations (discontinuités dans le système structural, irrégularités).

- **Modélisation en éléments finis :**

Dans ce cas la structure est décomposée en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolations on balaie tout l'élément puis toute la structure.

- **Concept de base de la M.E.F :**

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutres » pour chaque type d'élément, (un fonction forme) fonction de déformation de la forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être divisée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnue les déformations au niveau des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, ensuite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

V-2) Description de l'ETABS :

L'ETABS (Extended Three Dimention Analyses Building Systems) est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement

adaptée aux bâtiments, et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques, qui-est un calcul sous charge vertical (G et Q) et dynamiques qui-est un calcul sous charge horizontale représenter par le séisme (E). avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppés, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

❖ Terminologie:

Grid line : ligne de grille.	Joints : nœuds.
Frame : portique (cadre).	Shell : voile.
Element : élément.	Restraints : degrés de liberté (DDL).
Loads : charge.	Uniformedloads : point d'application de la charge.
Define : définir.	Material : matériaux.
Concrete : béton.	Steel : acier.
Frame section : coffrage.	Column : poteau.
Beam : poutre.	Responsespecrum : spectre de réponse.

V-3) Manuel d'utilisation de l'ETABS :

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, 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 

V-4) Etapes de modélisation :

A. Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

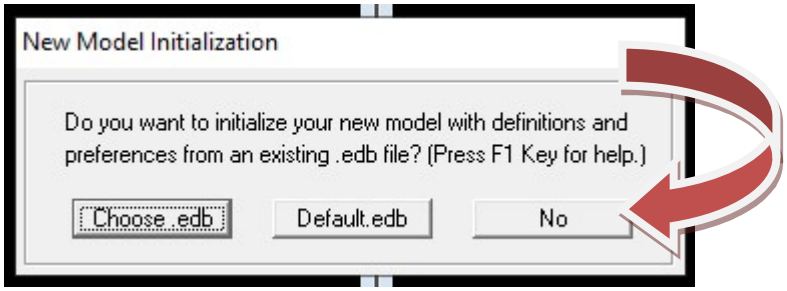
- **Choix des unités :**

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans L'ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne (KN-m) comme unités de base pour les forces et déplacements.



- **Géométrie de base :**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne file **New model** ou bien **(ctrl+n).**
Puis on clique sur No



Après avoir cliqué sur **No** on aperçoit une fenêtre qui permet d'introduire les paramètres suivants :

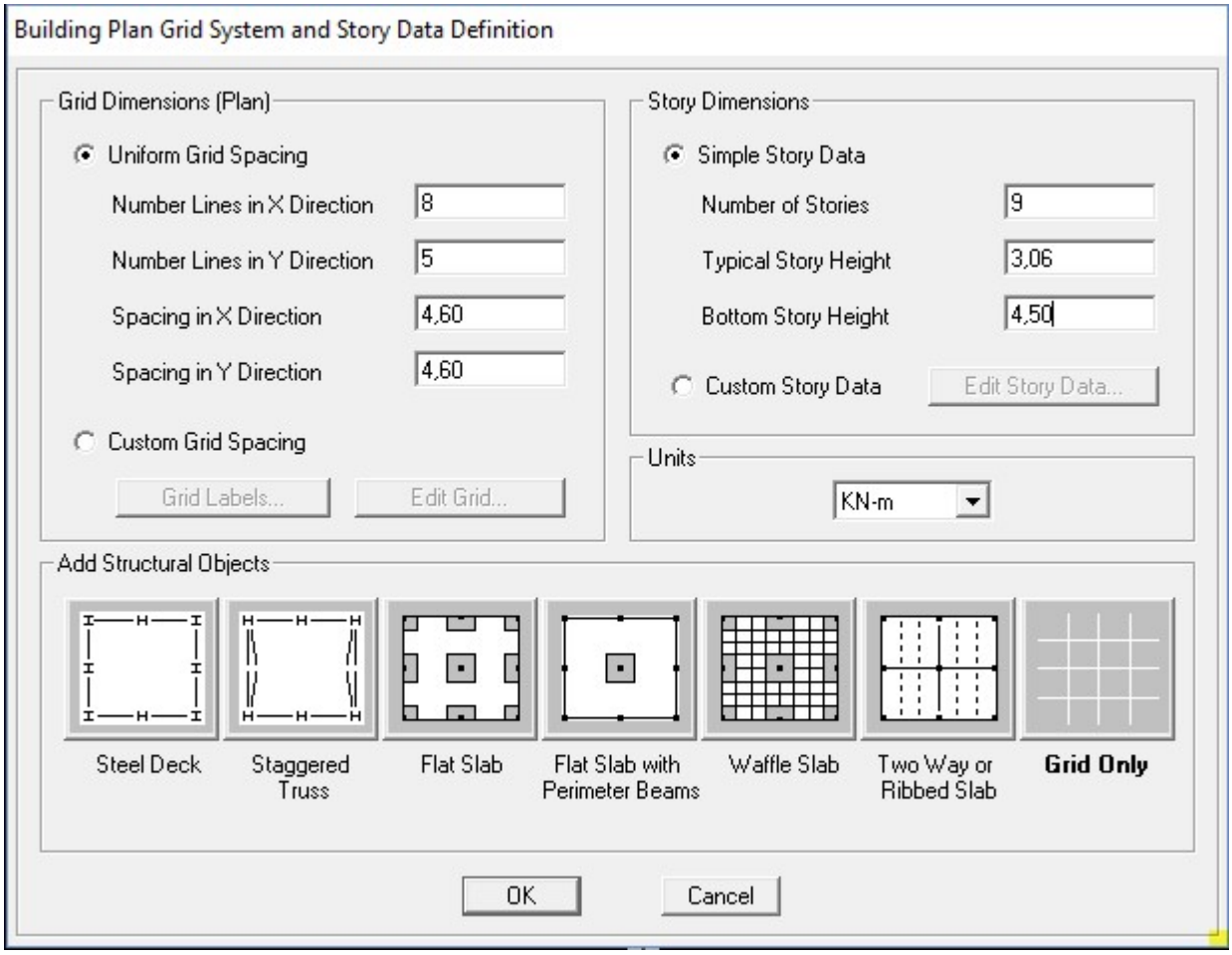


Fig V-1 :Différents modéles de structures prédéfinies par ETABS et lignes de grilles par défaut.

Pour une construction en Auto-Stable on choisit la première icône, dans la boite de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- Le nombre des lignes dans la direction X **(**Number lines in X direction**)**
- Le nombre des lignes dans la direction Y **(**Number lines in Y direction**)**
- Nombre de travées dans le sens de Y **(**Number of baysalong Y**)**
- Hauteur d'étage **(**story High**)**
- Langueur de travée dans le sens de X **(**Spacing in X direction**)** (Entre axes)
- Langueur de travée dans le sens de Y **(**Spacing in Y direction**)** (Entre axes)
- Le nombre d'étage (Number of stories**)**
- la hauteur d'étage courant **(**typical story High**)**

- La hauteur d'étage en bas (RDC) **(**bottom story hight**)**

➢ **Modification de la géométrie de base :**

Pour modifier les longueurs des trames en clique sur bouton droit on choisir **Edit grid data**.



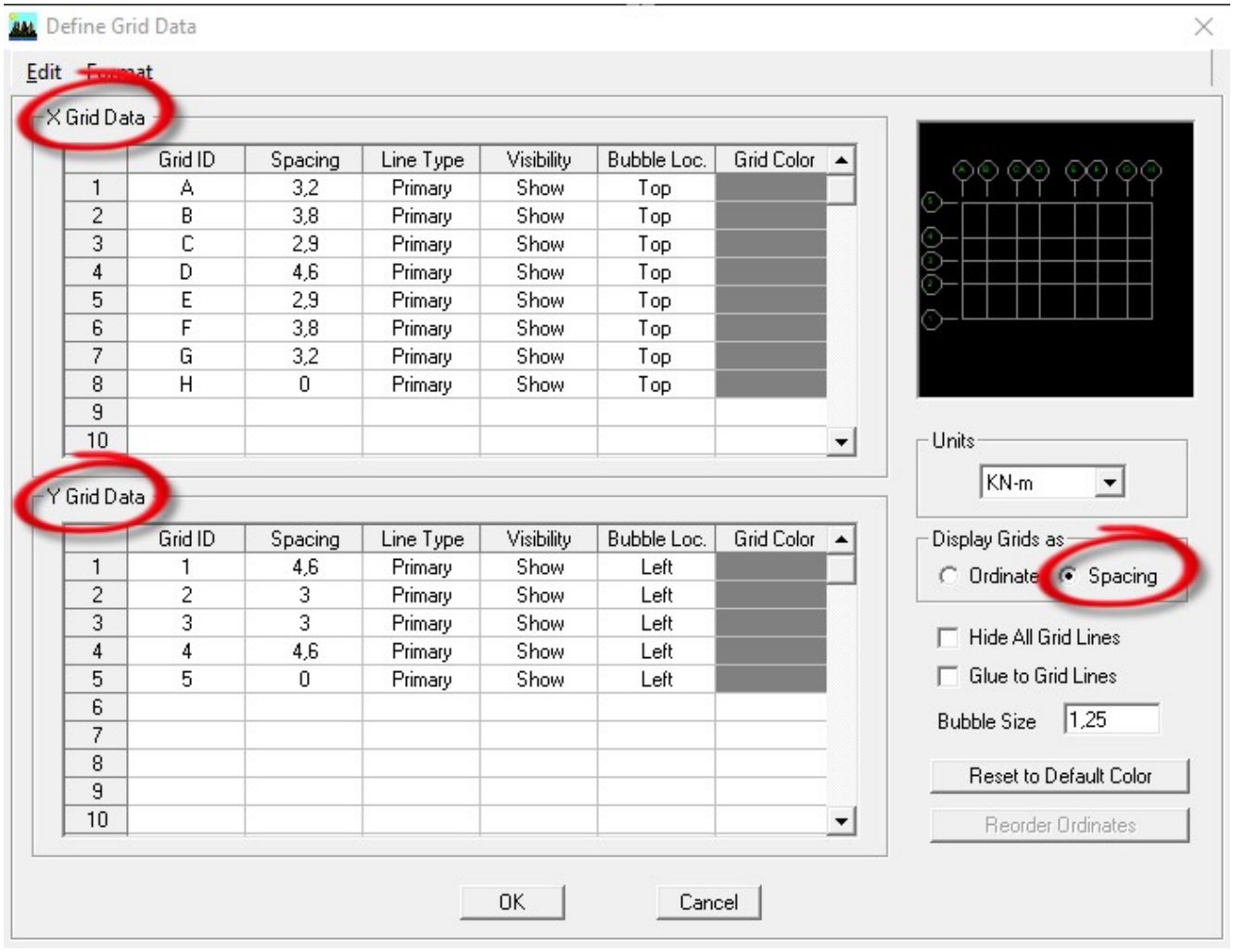
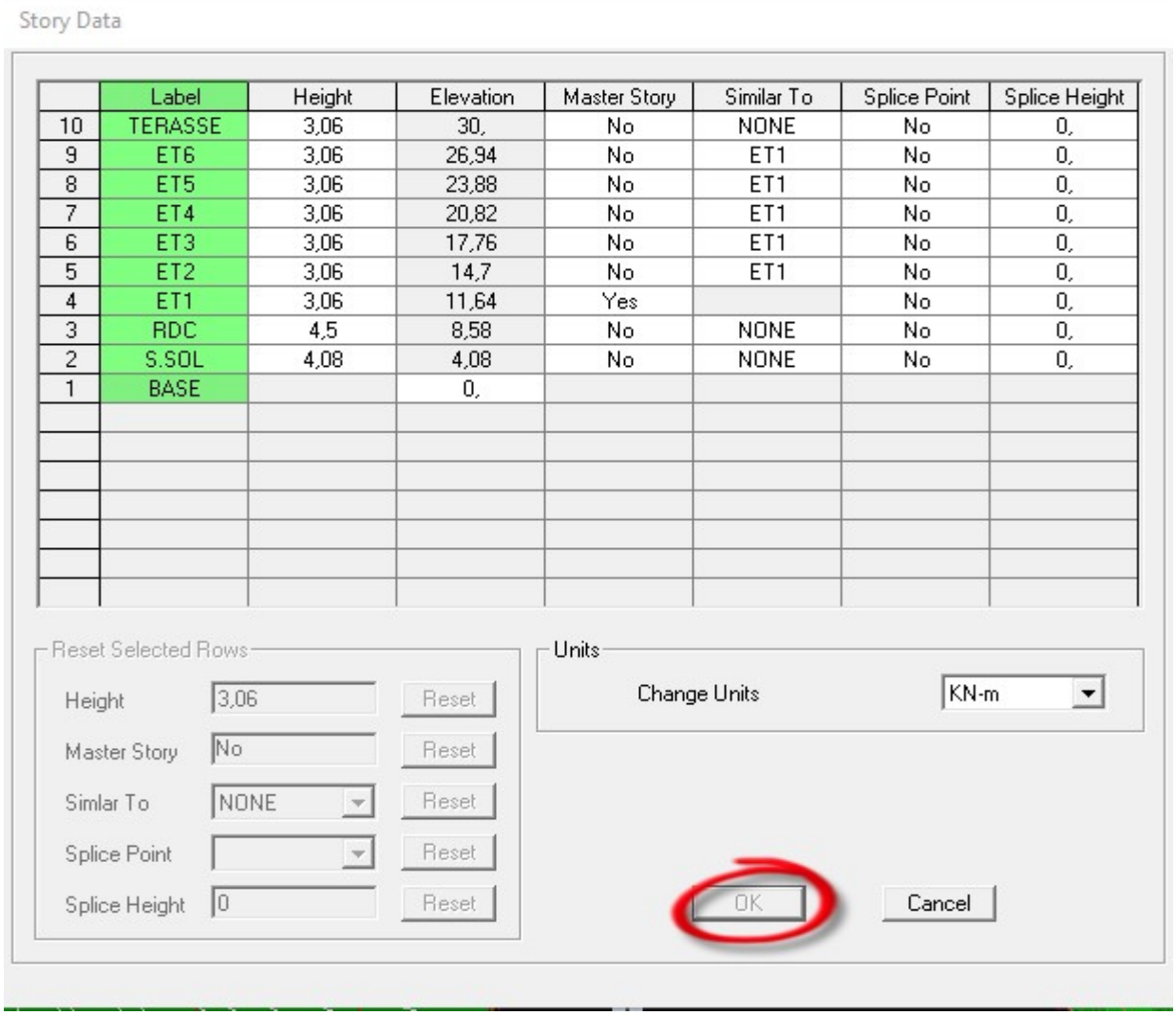


Fig V-2 : Modilisation de la position des elements.

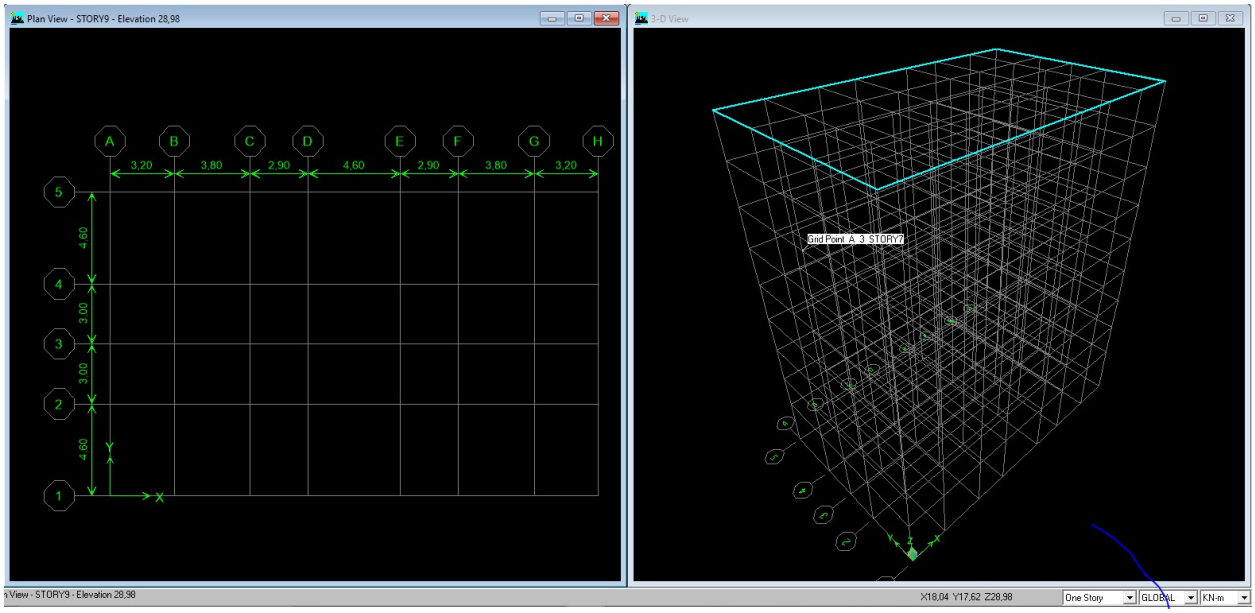
- en coche la case Spacing
- introduire les longueurs de chaque travée dans les deux directions
- on valide avec **OK**

Bouton droit sur la fenêtre 2D, **Edit Story Data** , et on remplier le tableau comme suit :



	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
10	TERASSE	3,06	30,	No	NONE	No	0,
9	ET6	3,06	26,94	No	ET1	No	0,
8	ET5	3,06	23,88	No	ET1	No	0,
7	ET4	3,06	20,82	No	ET1	No	0,
6	ET3	3,06	17,76	No	ET1	No	0,
5	ET2	3,06	14,7	No	ET1	No	0,
4	ET1	3,06	11,64	Yes		No	0,
3	RDC	4,5	8,58	No	NONE	No	0,
2	S.SOL	4,08	4,08	No	NONE	No	0,
1	BASE		0,				

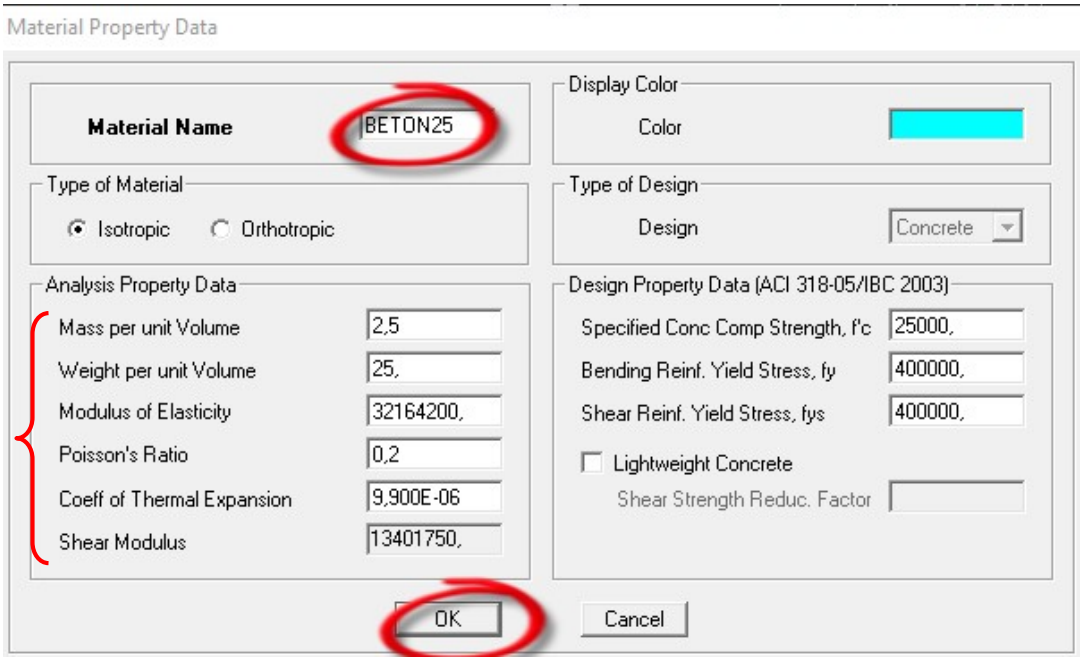
Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et aura deux fenêtres représentants la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.



B. deuxième étape :

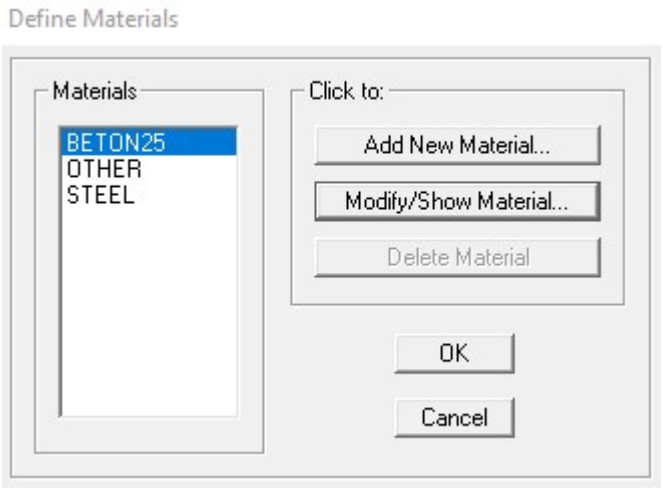
La deuxième étape consiste à la définition des **Propriétés mécaniques** des matériaux, en l'occurrence ,l'acier et le béton , et pour cela on suit les étapes suivantes :

Define ⇒ Material Properties ⇒Conc⇒ Modify/Show Material.



-masse volumique
-poids volumique
-module élasticité
-coefficient du poisson
-gradient thermique
-module de cisaillement

Fig V-3 : définition des propriétés mécanique des matériaux.



C. **troisième étape:**

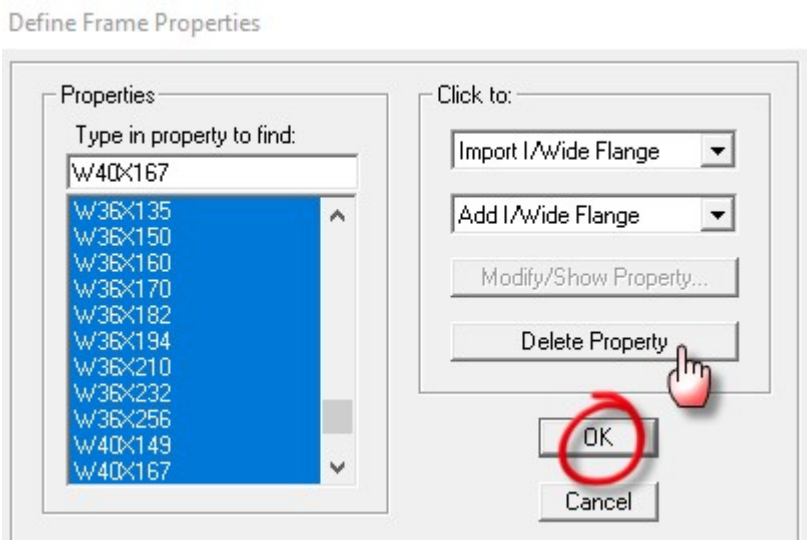
La troisième étape consiste à spécifier les propriétés des membrures pour la structure à modéliser

- **Définition des caractéristiques géométriques des éléments :**

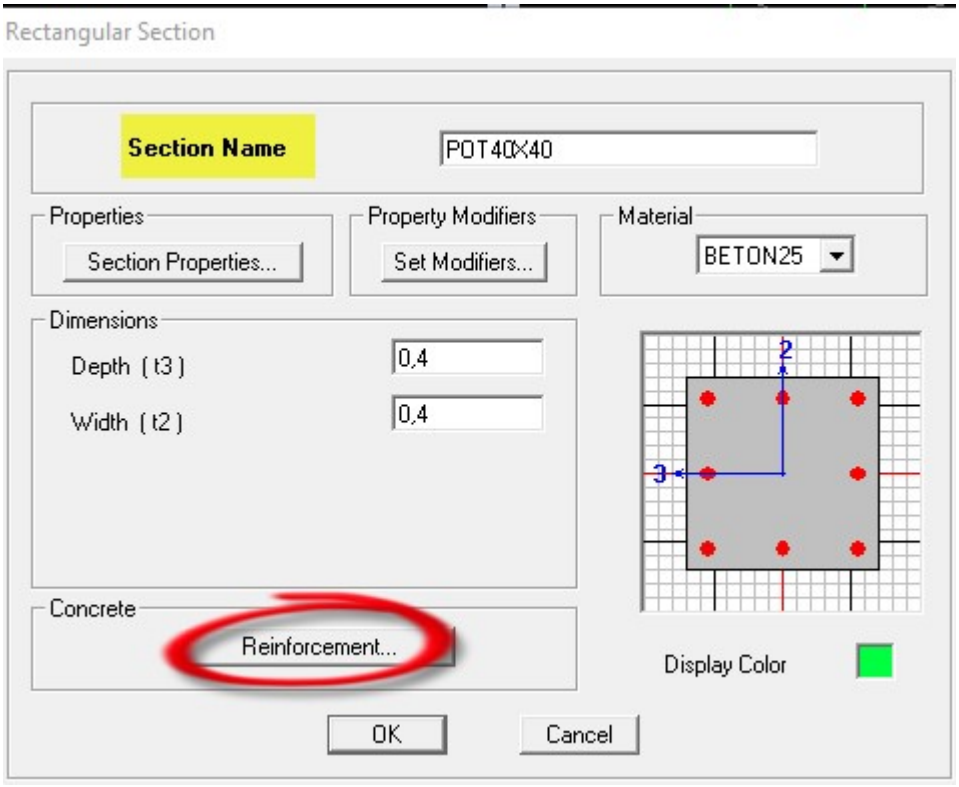
On va spécifiées ou définir pour chaque groupe d'éléments des structures leurs propriétés géométriques (les poutres principales et secondaires, les poteaux, les planchers, les dalles pleins et les voiles),qui sont en béton armé «conc»:

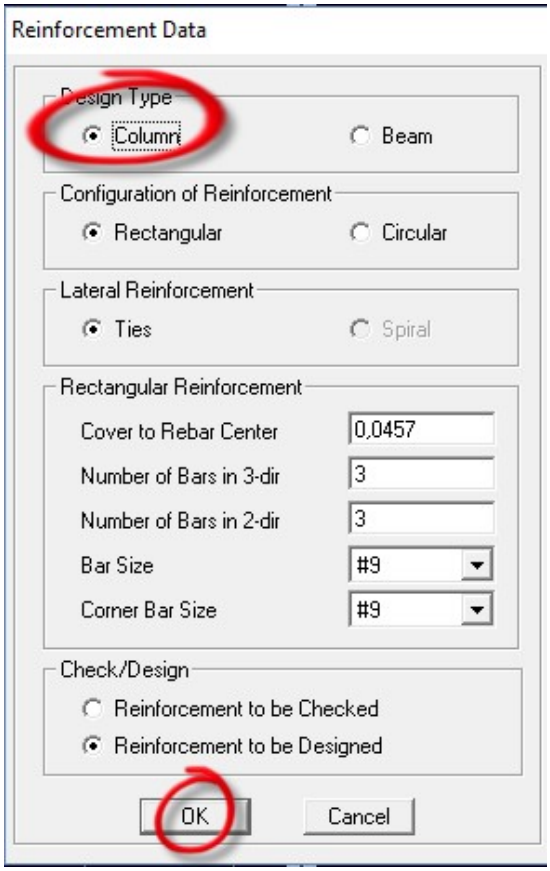
1. **les poteaux :**

Define ⇒ frame sections  ⇒on sélection tout **delete property**



Icône click to « **add rectangular** »pour la section de poutre et des poteaux.

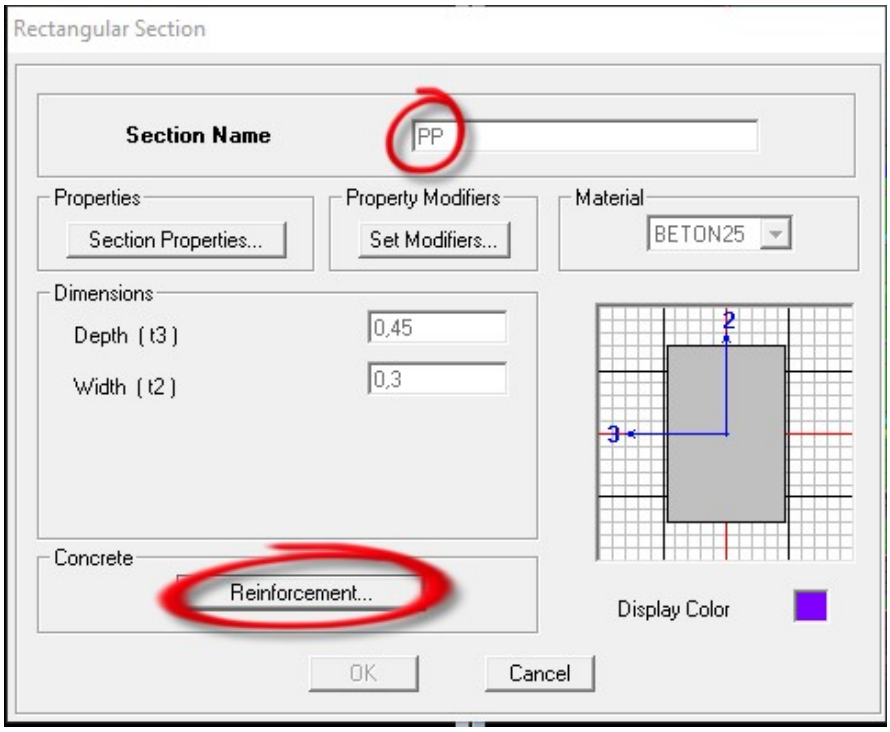




Remarque :
Dans l'introduction des propriétés des poutres et des poteaux il faut spécifie :
Pour les poteaux **column**, et pour les poutres **beam**,

2. **les poutres** :

Pour les poutres on suit les mémes étapes juste on remplace **column** par **Beam.**



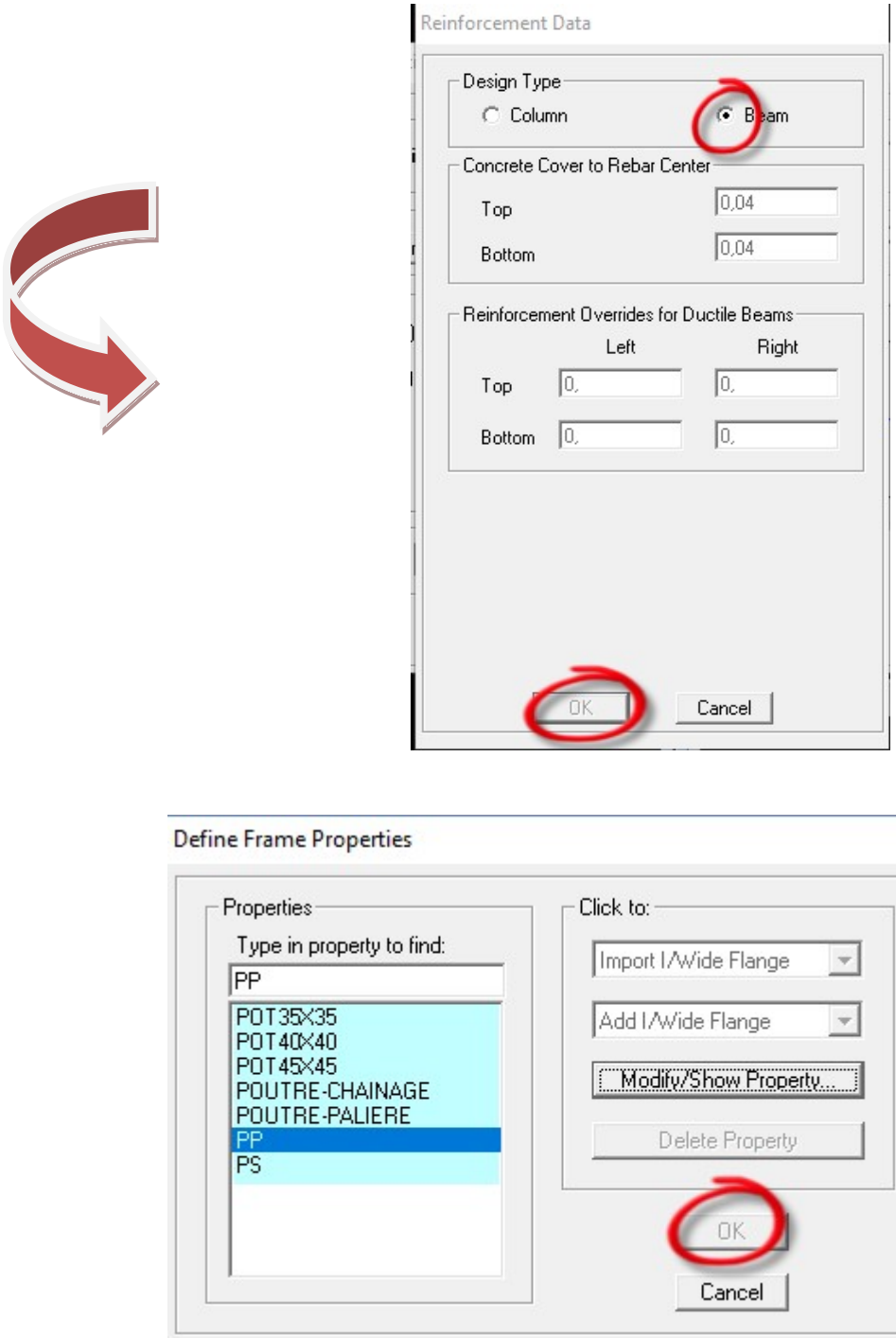
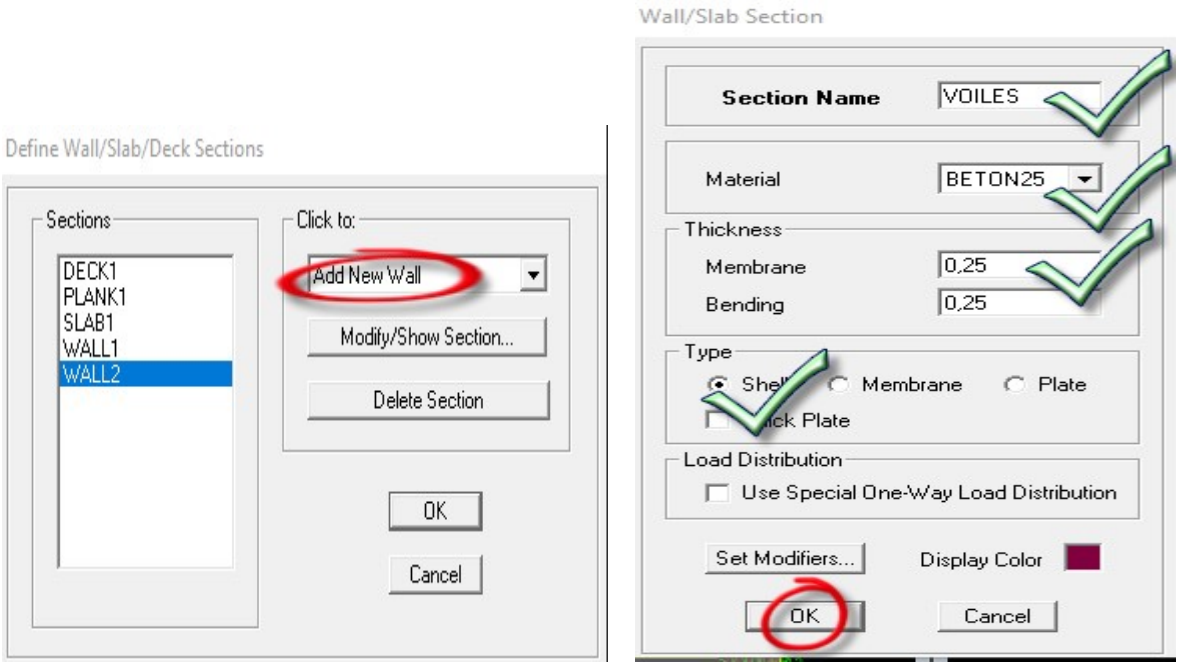


Fig V-4) Introduction des propriétés des poutres et des poteaux

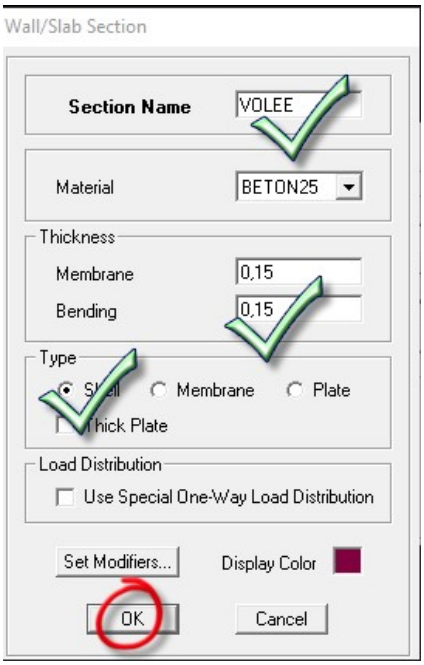
Nous validons avec OK, et on refait la même opération jusqu'à définit toutes les sections.

3. Les voiles et les volées :

Define ⇒ Wall/slab/deck section ou ( )



Toujours avec **add new wall** on fais la definition des volees



On distingue plusieurs types des éléments plaques qui sont:

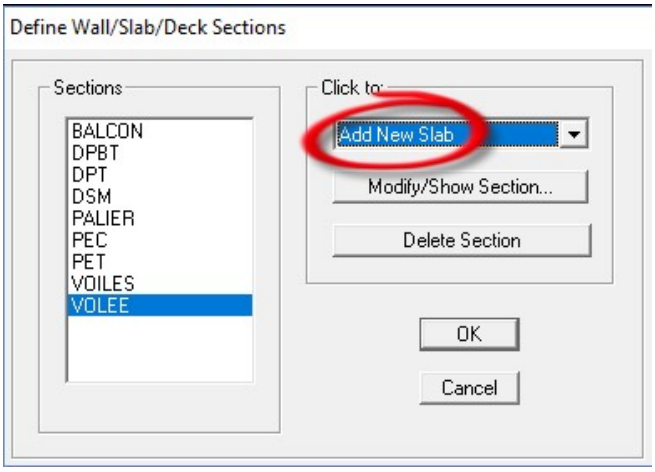
Elément shells : il est utilisé pour la modélisation des voiles, dalles .Les sections de cetélément sont définies par l'épaisseur.

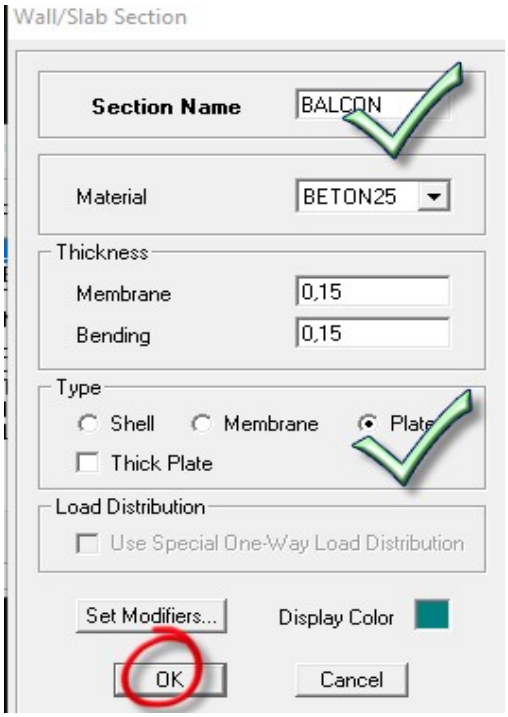
Elément membran : il est utilisé pour les éléments minces.

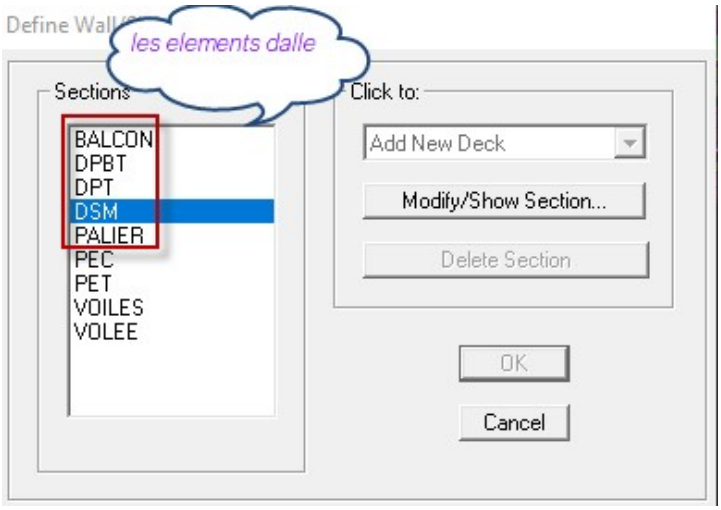
Elément plate : c'est la superposition de l'élément plaque et membrane.

4. les dalles pleines :

- **balcon :**



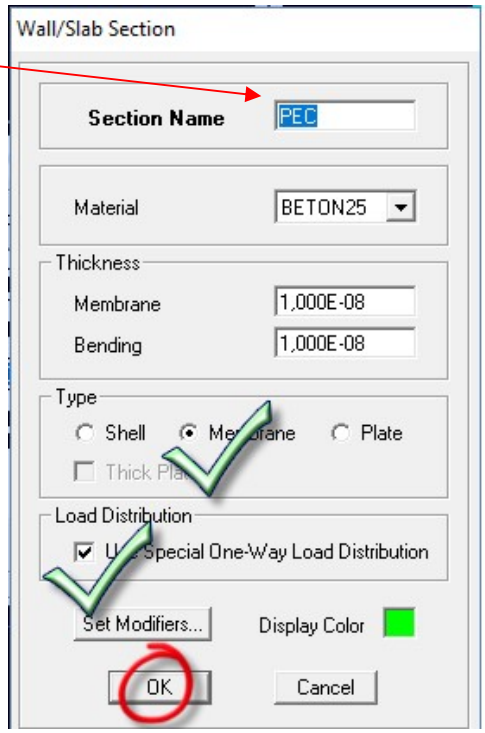




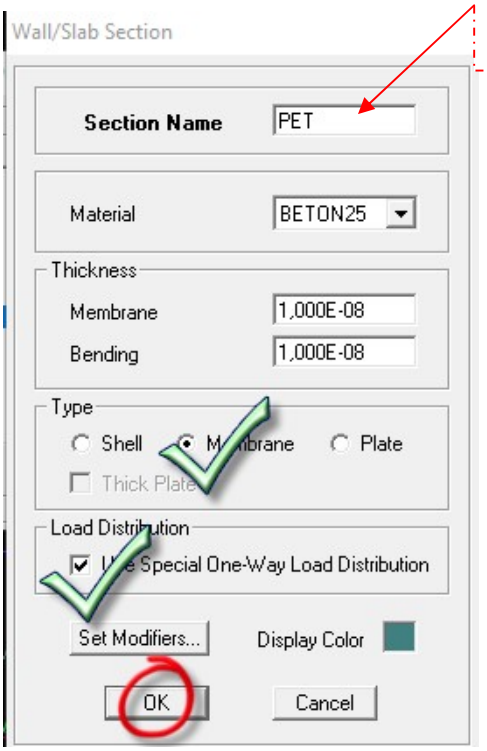
5. Les planches corps creux :

Define ⟶ Wall/Slab/Deck sections ⟶ Add New Slab

Plancher étage courant



Plancher étage terrasse

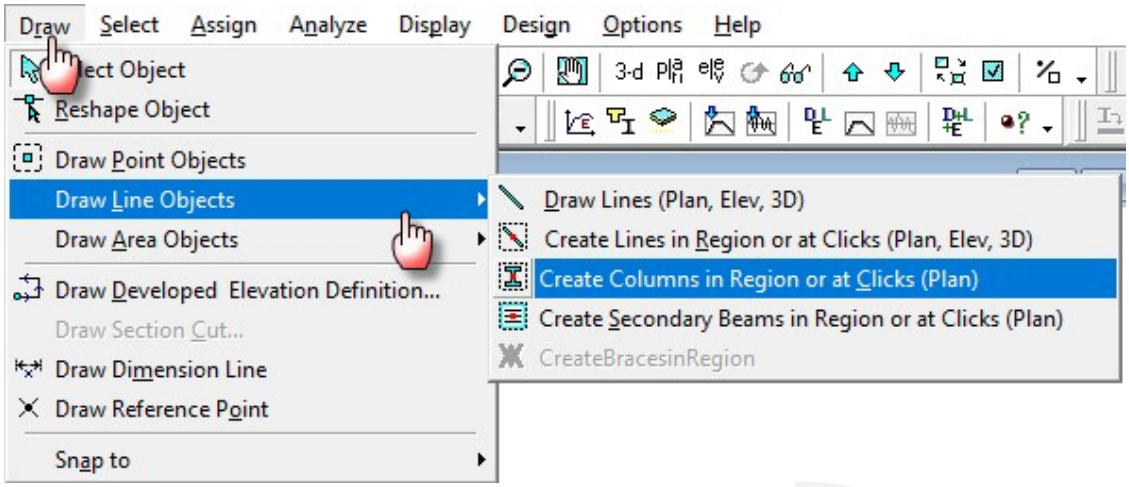


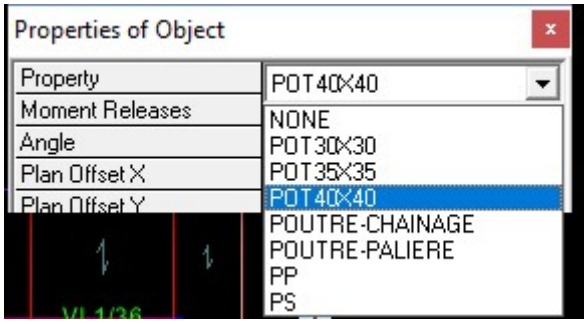
- **Affectation des éléments dans les modèles:**

En va se mettre sur la vue en plan et en va introduire

1) Les poteaux:

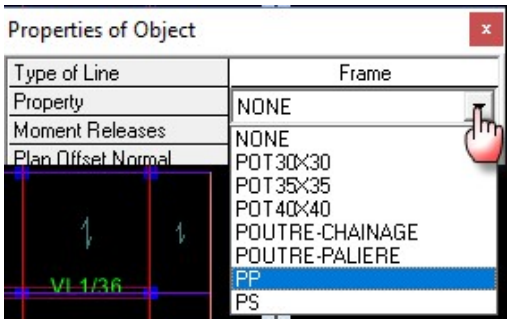
Draw → Draw line objects → create columns in region or at clicks ( )





2) *Les poutres :*

Draw → Draw line objects → create lines in region

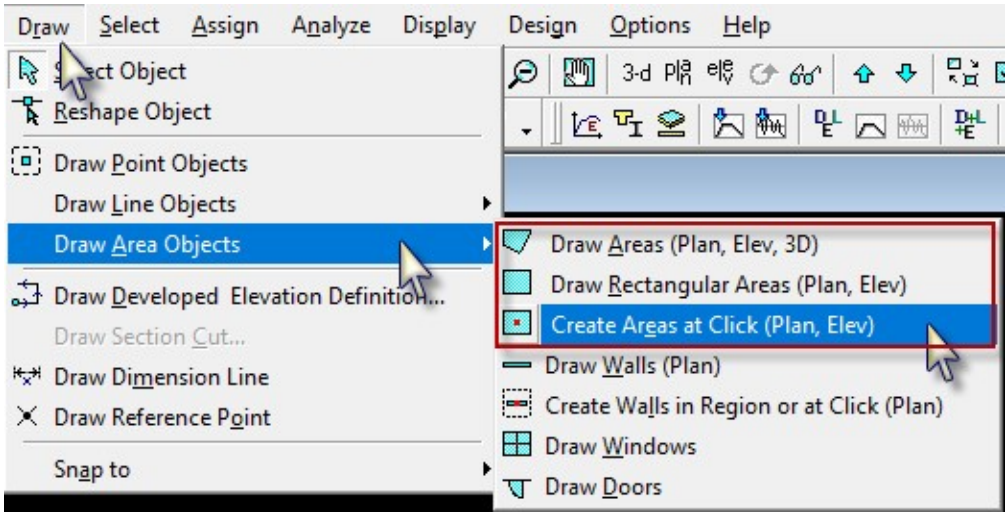


3) *Les dalles pleines :*

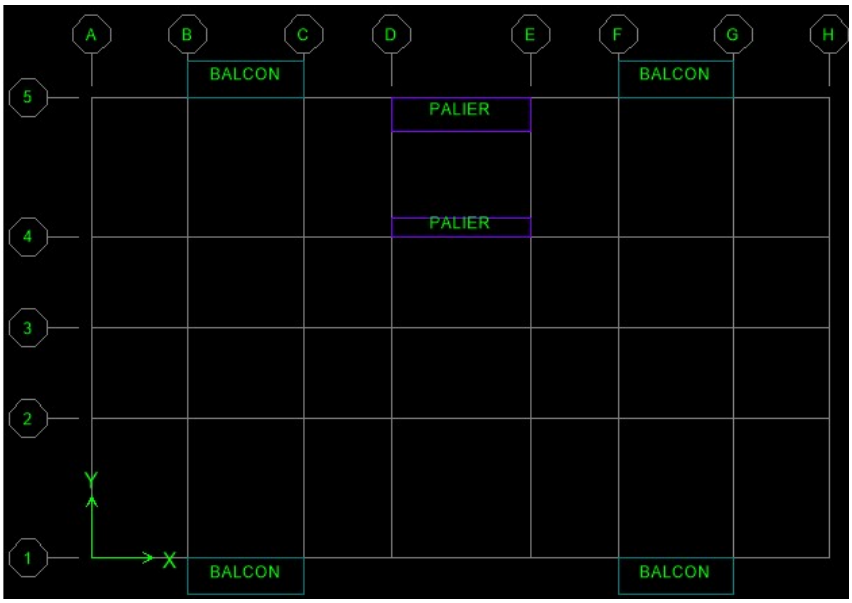
- ***Dalle pleines horizontal :***

Draw → Draw area objects → Draw Rectangular Areas, ou create areas at clicks.

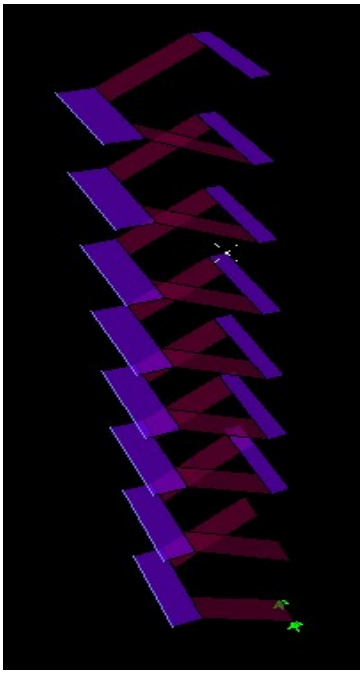
Comme { Les balcons
Dalle salle machine
Palier de repos

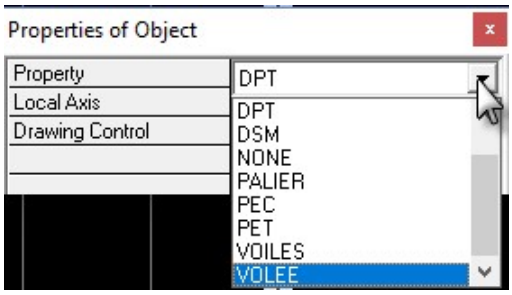


-par plus de 3 clic
-par 2 clic
-par 1 clic



- ***Dalle pleines incline :*** *comme volées* Draw → Draw area objects →Draw Areas (Plan, Elev, 3D) 





:

Vue en 3D de l'escalier

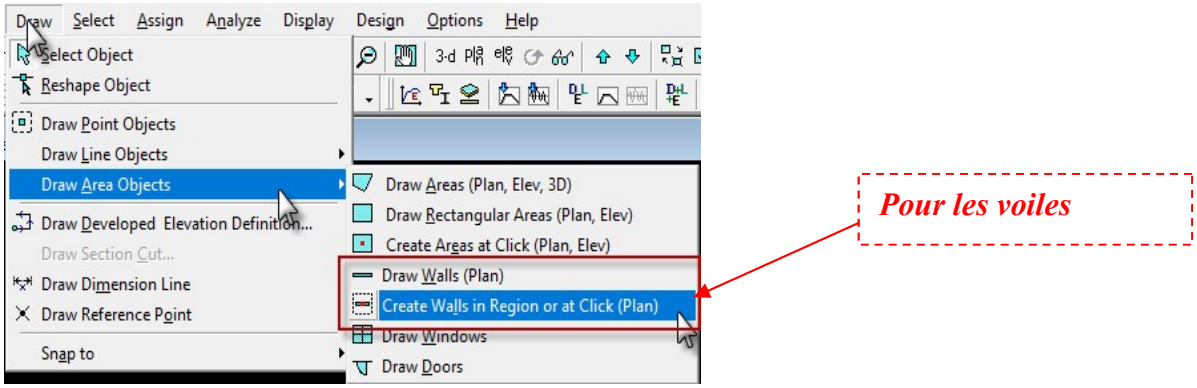
4) Les voiles

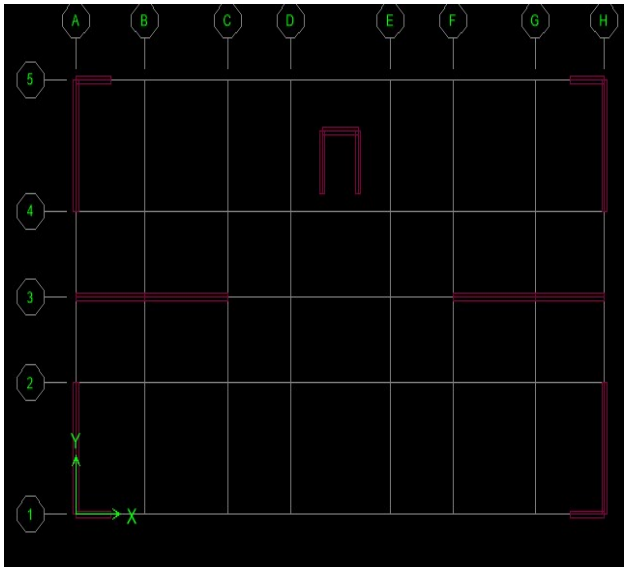
-Pour la modélisation des voiles il faut se mètre en plan(2D)

-Active le **All stories**

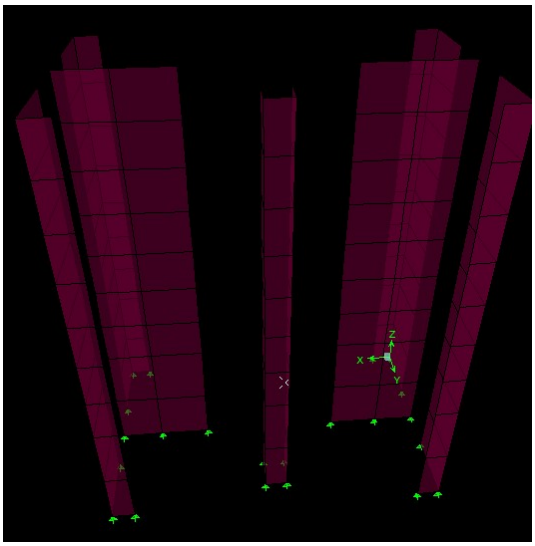


- introduire les voiles on utilise instructions **Draw→draw Area objects→create walls in region or at clicks (plan)**





vue en plan

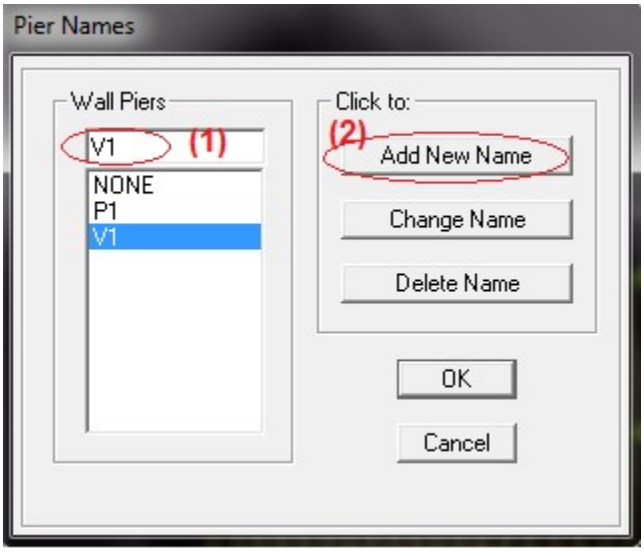


vue en 3D

***Fig** : La disposition des voiles*

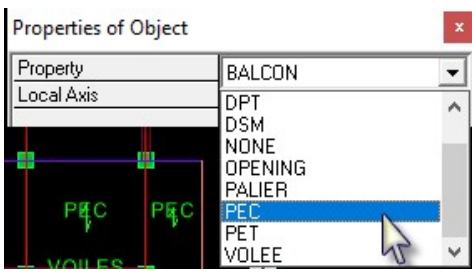
Remarque :

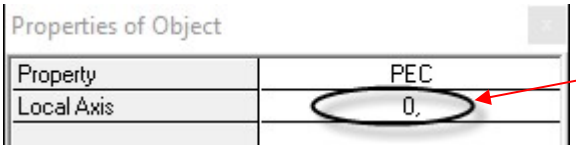
- Quand on modélise les voiles on doit modélisée leurs raidisseurs. Pour les introduire on les détermine comme des voiles avec le dimensionnement des poteaux.
- Les voiles et leurs raidisseurs sont un seul élément, et pour les définir ainsi on:
  - ✓ Il faut se mettre sur la vue en élévation
  - ✓ Sélectionnons-les.
  - ✓ ramenant l'instruction suivant : Assing→ Shelle/ Area→ Pier Label.



5) Les plancher on corps creux :

Draw → Draw area objects → Draw Rectangular Areas, ou create areas at clicks.





Pour indique le sens des poutrelles

D. Quatrième étape:

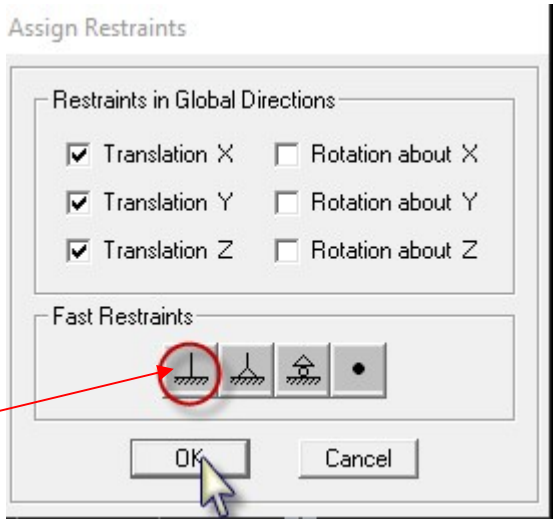
Dans cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites pour les structures à modéliser.

- **Appuis :**

Les supports peuvent être spécifiés comme articulés, encastrés, ou comme encastrés avec certaines relaxations. La liaison entre les deux éléments (fondation et poteau) dans le nœud et un encastrement, pour définir ça dans de l'etabs on :

- sélectionne les nœuds à la base.
- Ramenant l'instruction suivante :

- Assing joint/point restraints.



Encastrement

- **Chargement statique :**

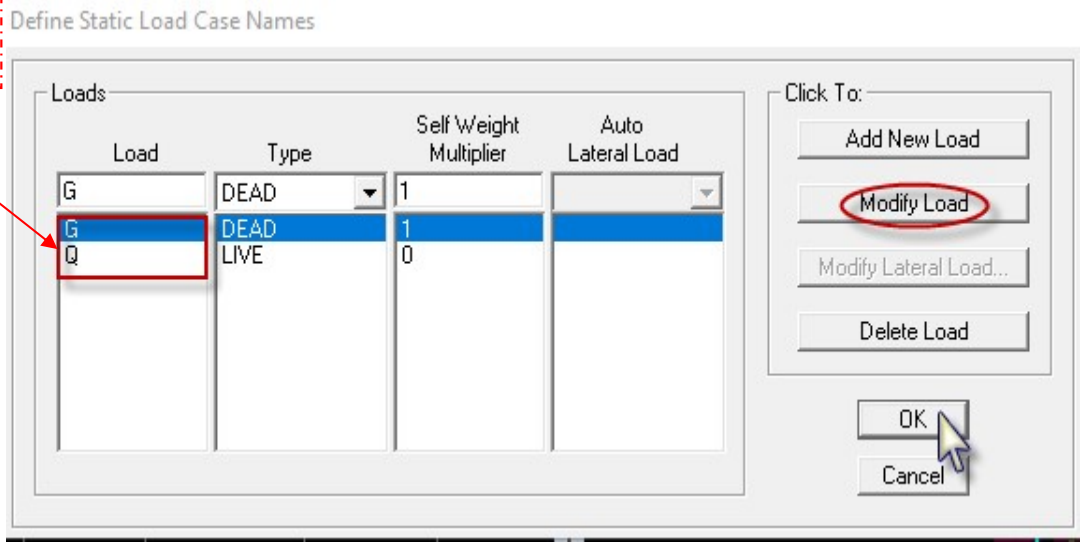
Dans cette etape on va introduire les differantes charghes des elements

a) ***Difinition des charges*** :

Define⇒static load cases

Cette instruction nous permit de définir les cas de charges et leurs types, telle que, on distingue les charges permanentes (G ou DEAD), d'exploitations (Q ou LIVE)

-charge permanent
-charge d'exploitation



Remarque :

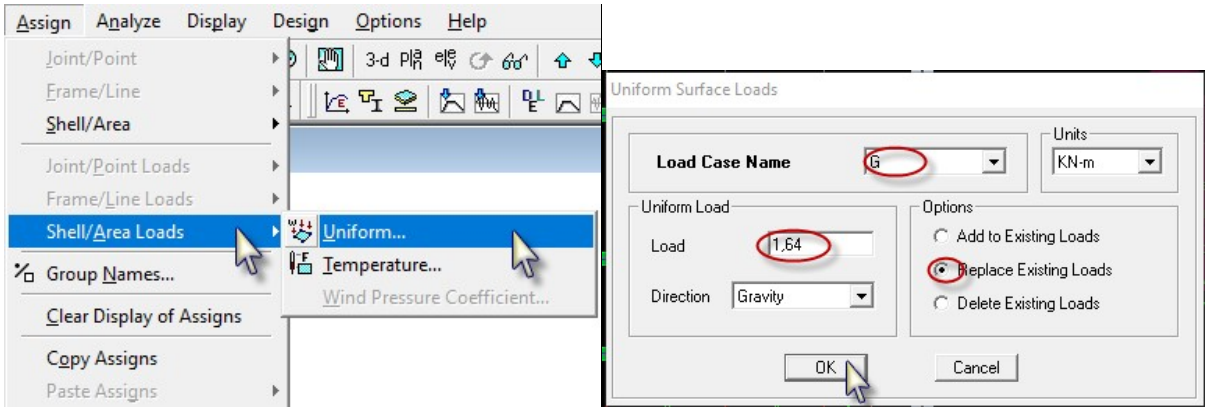
Le poids propre de la structure et prise en compte par le coefficient 1, par contre le poids propre des charges d'exploitation annulé donc on remplace ce coefficient par 0

b) L'introduction des charges :

- Les dalles pleines :

Exemple : chargé les balcons

La méthode est de sélectionné l'élément balcon par : **Select ⇒by wall/slab/Deck Sections** ⇒puis choisir **balcon** comme élément a sélectionné ok



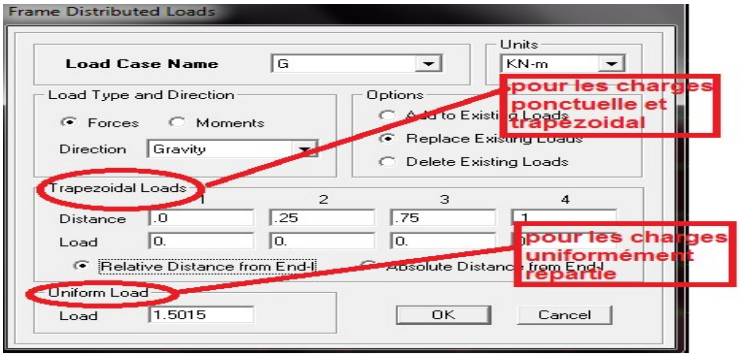
Attention : pour les charges permanente des dalles pleines on enlève leurs poids propres : $G_{dalle}=\rho_{béton}$* **epdalle.**

On suit les mêmes étapes pour charge les autres éléments (dalles pleins +plancher corps creux)

- Pour les poutres secondaires :

Pour introduire ces charges on :
Sélectionne les poutres secondaires puis bouton droit **View seleted Objects Only**
Ramène l'instruction :
Assing→ Frame/line loads→Distributed.

On introduction les charges G et Q



- **Définition de l'action sismique :**

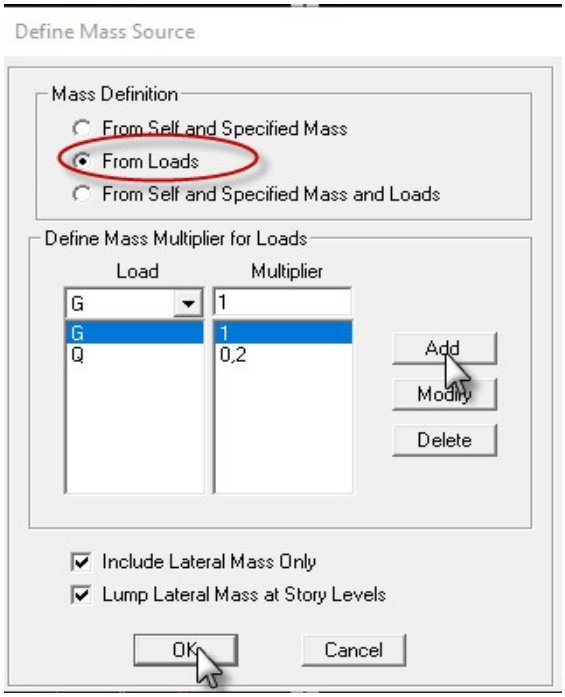
La masse sismique c'est une masse vibrante qui est excite le séisme dont cette masse égale :

$$W_{plancher} = G_{plancher} + \beta Q_{plancher}$$

β : Coefficient de pondération.

L'instruction : **Define ⇒ masse source**

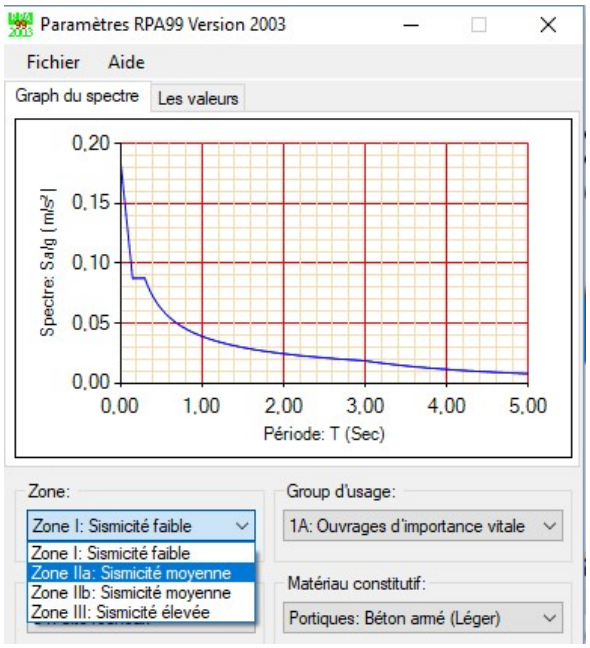
Nous permet l'introduction cette masse pour l'étude dynamique d'une manière automatique

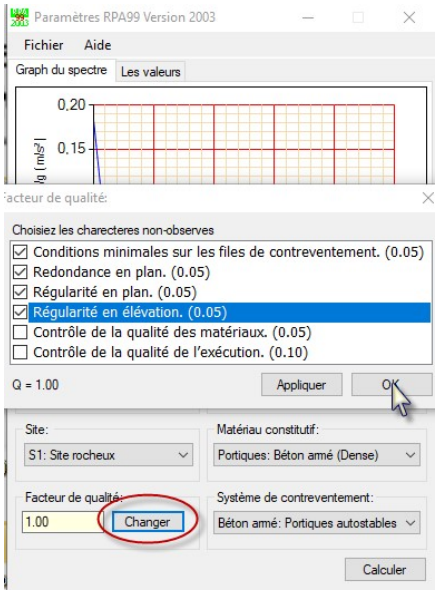


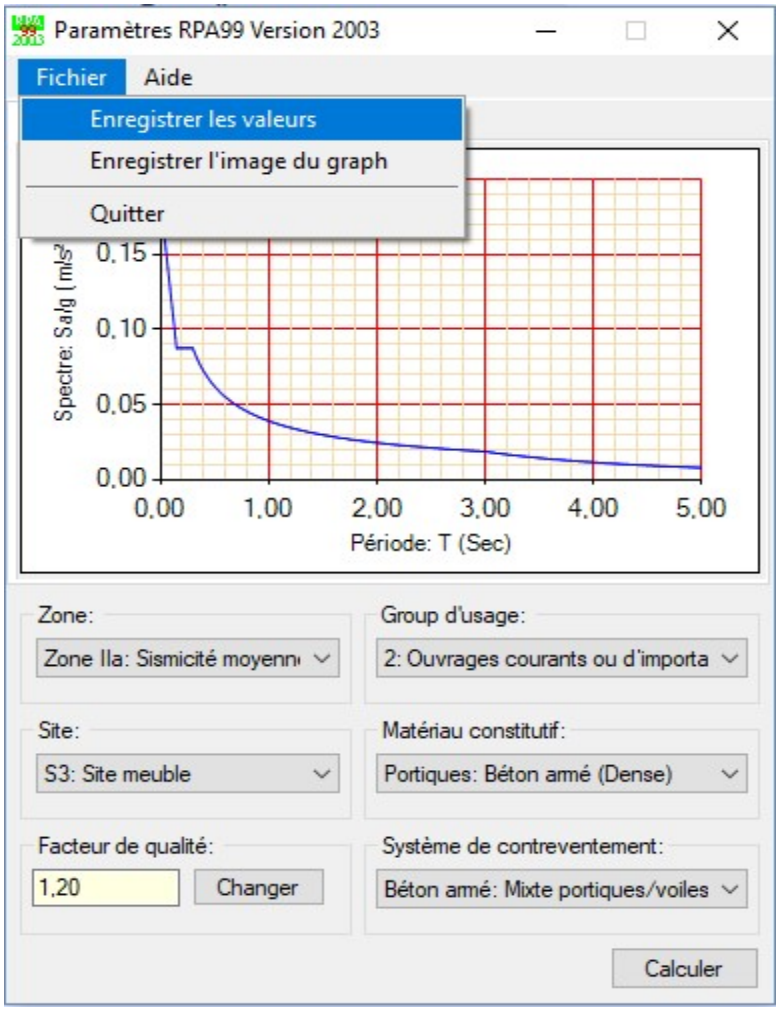
- **La charge sismique :**

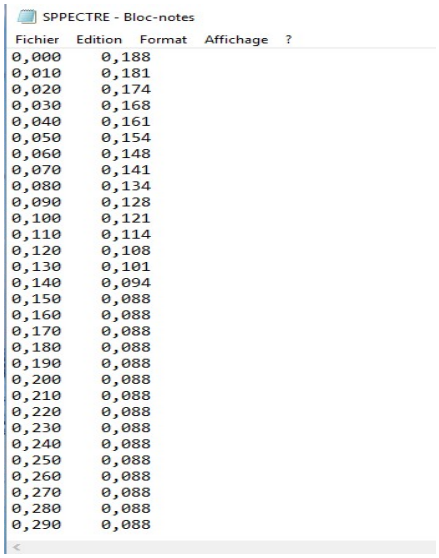
L'action sismique est représentée par le spectre de calcul qui est défini par le code parasismique **RPA 2003 (voire chapitr1)**

On défini le spectre comme suite :



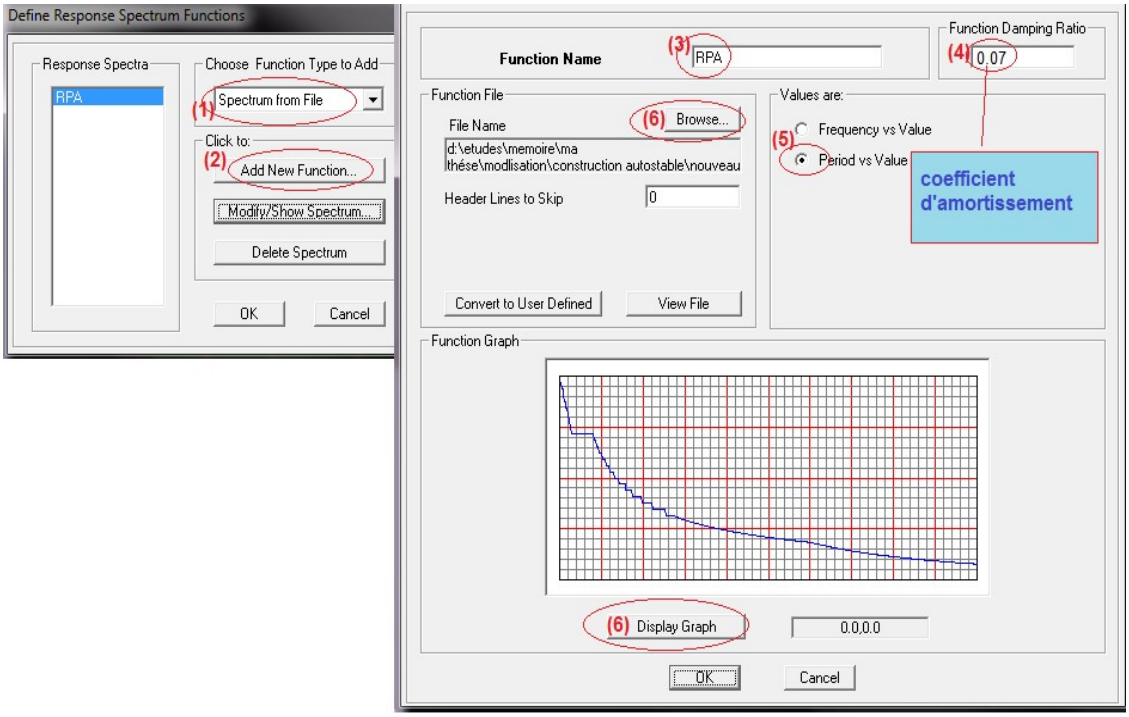






L'introduction du spectre :

Define→ Reponse spectrum functions ( )

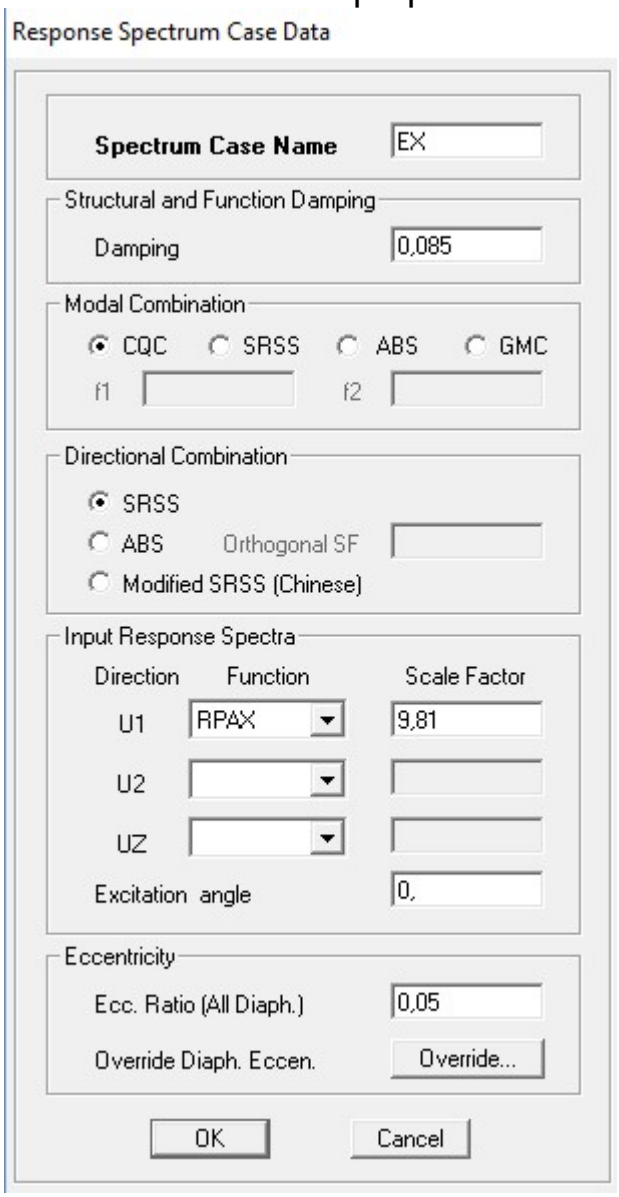


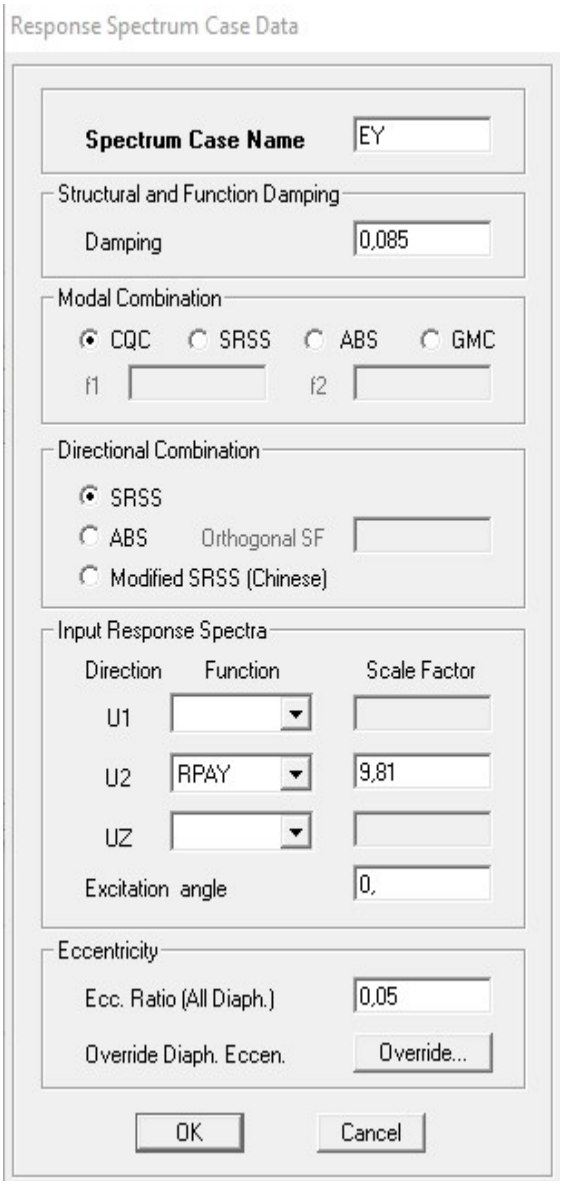
- **charge sismique :**

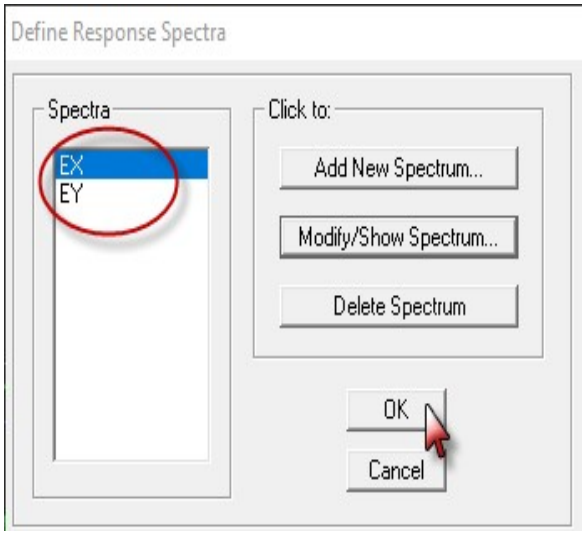
Define→ Reponse spectrum cases

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.







E. Cinquième étape :

Cette étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

Define→ laod combinations

On introduire les combinaisons de charges :

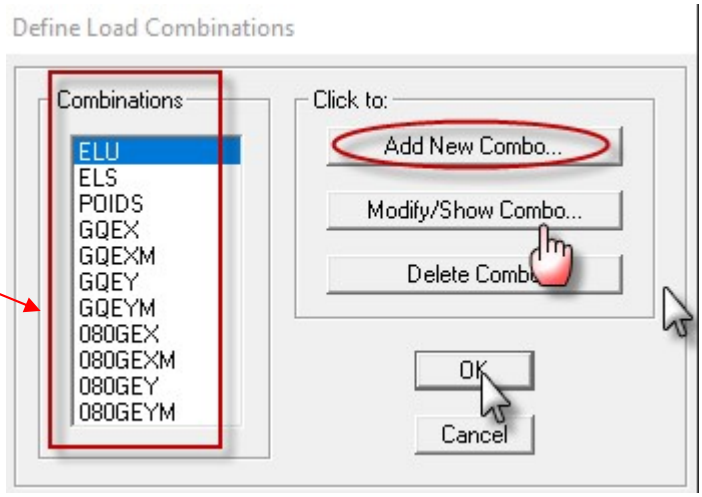
Les combinaisons accidentelles d'après RPA

G+Q±E, 0.8G±E,

D'après le BAEL les combinaisons de charges sont :

ELU : 1.35G+1.5G, ELS : G+Q

En total on aura 11 combinaisons à définir

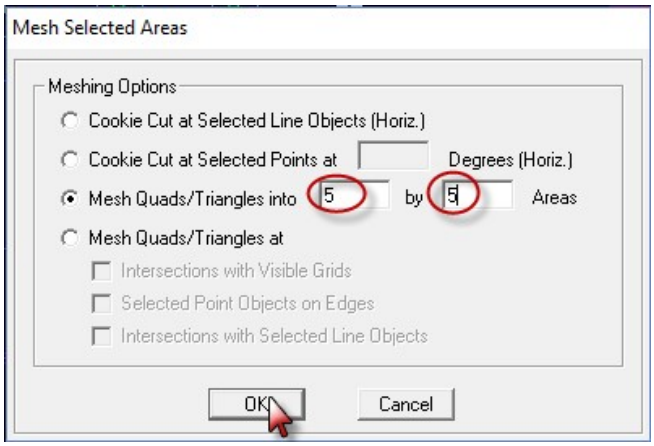


F. Sixième étape :

Cette étape consiste à lancer un maillage pour les voiles

La méthode c'est de sélection d'abord les voiles par Select⇒by Wall/Slab….

Puis Edit ⇒Mesh Areas



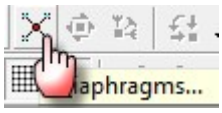
G. Septième étape :

- **Les diaphragmes**

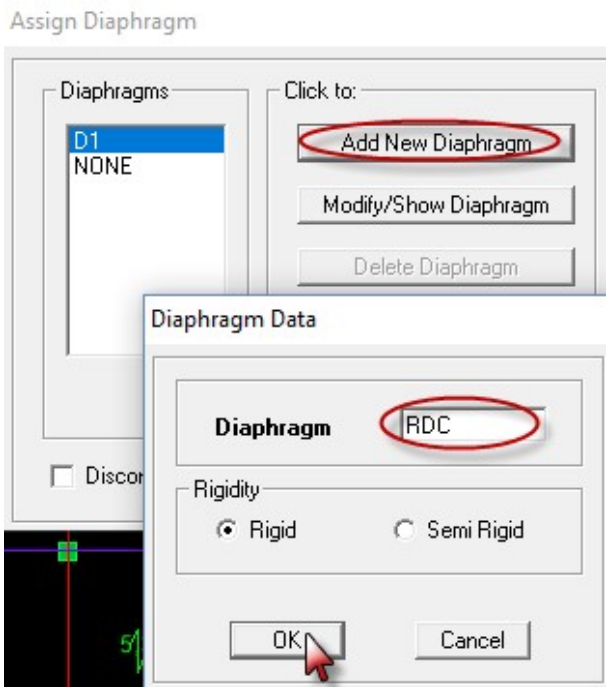
Les planchers sont supposés infiniment rigide pour cela on définie le diaphragme pour chaque plancher :

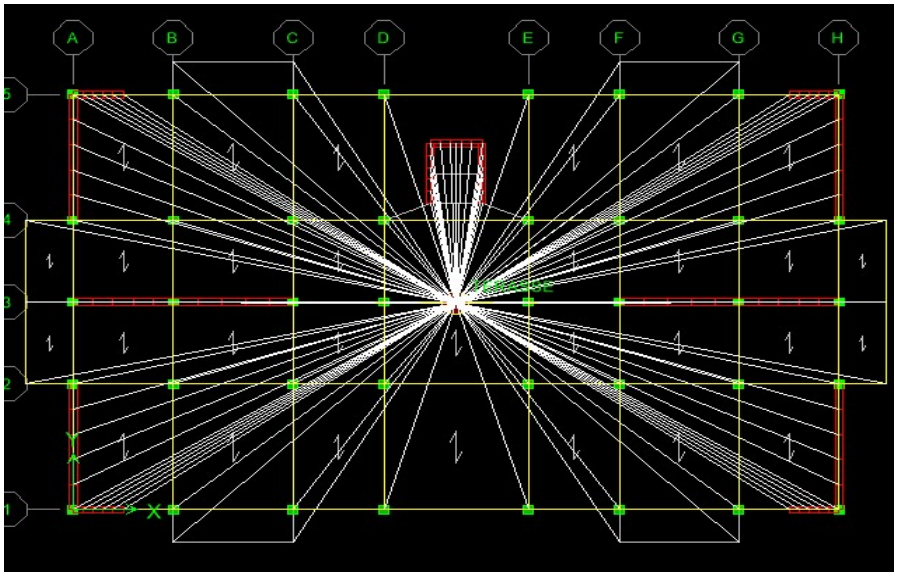
Exemple : sélection tout le planche RDC de gauche la droit

Assing→ joint/ point→ Diaphragme







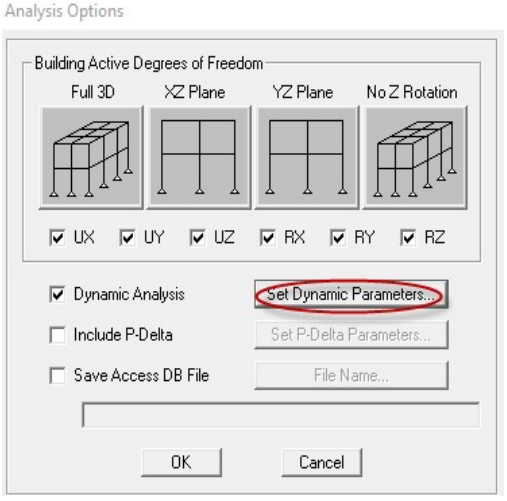


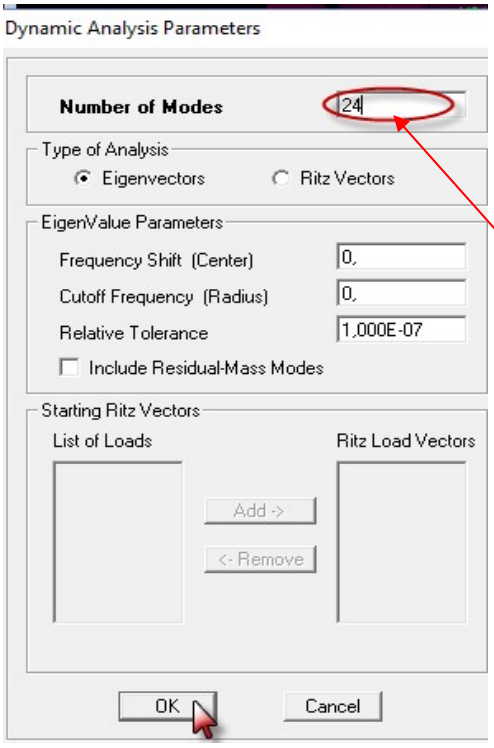
H. Huitième étape:

Cette étape consiste à lancer l'analyse dynamique, mais il ya lieu de spécifier le nombre de mode à utiliser dans le calcul d'une manière on doit avoir une participation massique supérieure à 90% selon RPA 2003.

Nombre de modes :

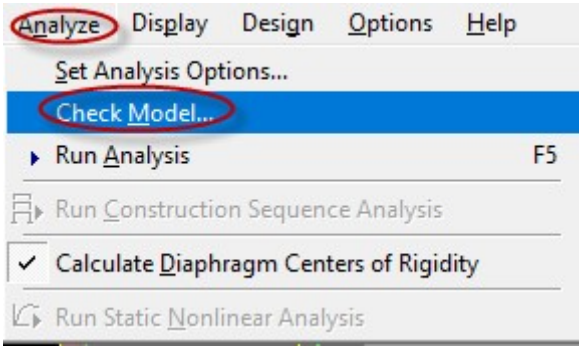
analyze→ set Analysis options.

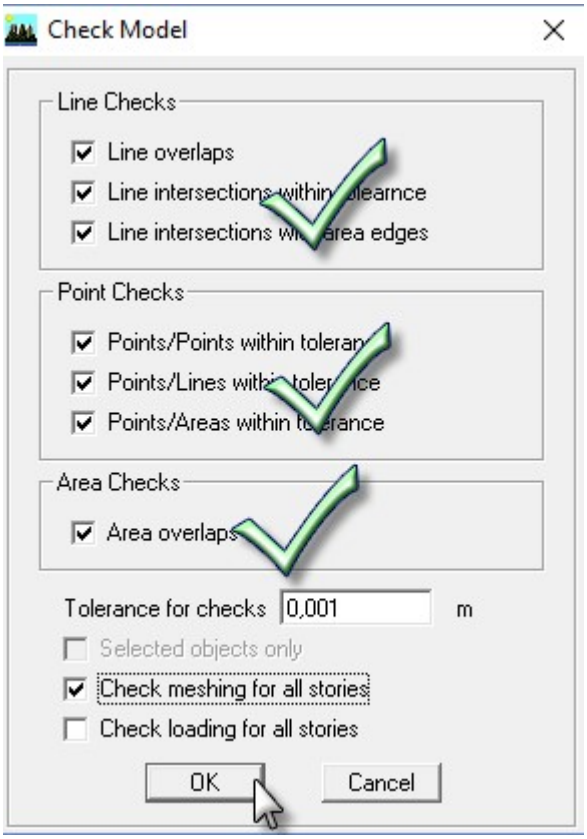


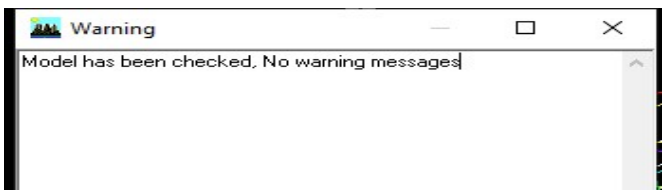


Nombre de modes

- **Vérification :**

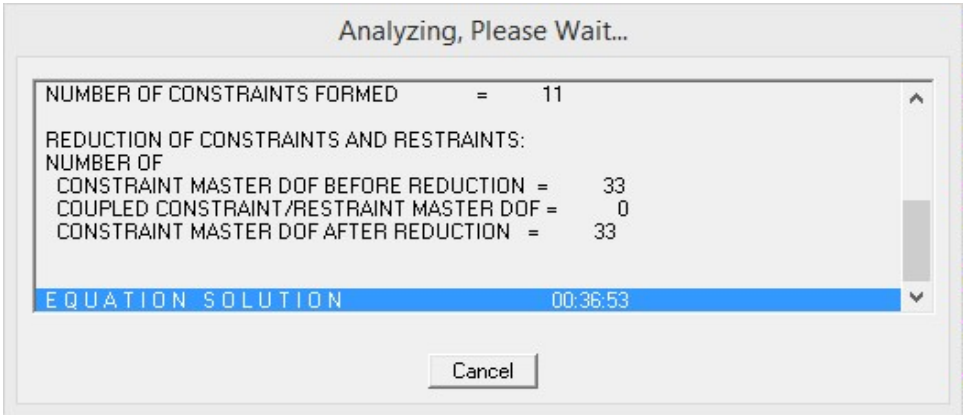






Exécution :

analyze→ Run Analysis  ou F_5



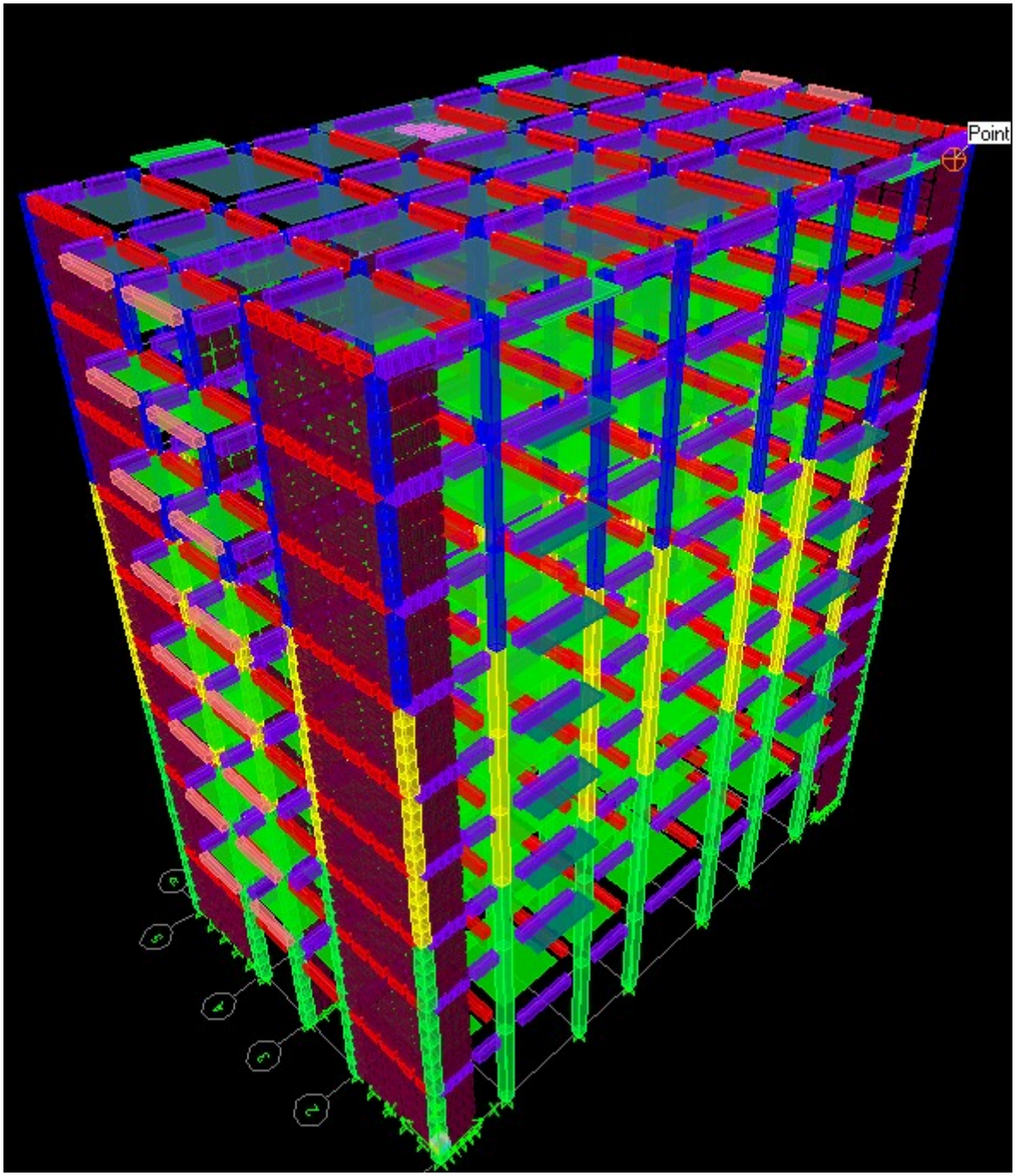


Fig : Vue en 3D de la structure

VI.1 Introduction :

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région ou il semanifeste.

Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faillepréexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leurintensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biensmatériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception desConstructions.

Pour cela, le Règlement Parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

- ✓ Vérification de la période.
- ✓ Vérification de l'effet de la torsion d'axe (excentricité).
- ✓ Vérification de la participation de la masse modale.
- ✓ Vérification des déplacements relatifs.
- ✓ Vérifications du déplacement maximal de la structure.
- ✓ Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure.
- ✓ Vérification de l'effet du 2éme ordre (l'effet P-Δ).
- ✓ Spécifications pour les poteaux.

VI.4-.1 : Vérification de la période de vibration et la participation de la masse modale : (Art 4.2.4 du RPA 99/ version 2003) :

a) la période :

La valeur de la période fondamentale T de la structure peur être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T (h_N)^{\frac{3}{4}}$$ (Formule 4-6 du RPA 99 / version 2003).

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

C_T: Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

cas n°	système de contreventement	C_T
1	portique auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	portique auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	portique auto stable en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton	0,050
	armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie,	

Tableau VI-1: Valeurs du coefficient C_T .

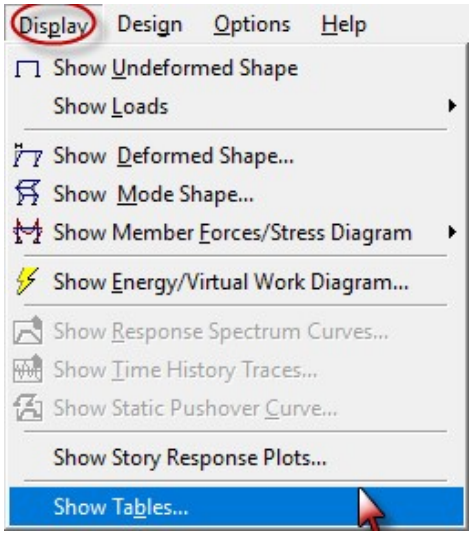
- Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de30%.

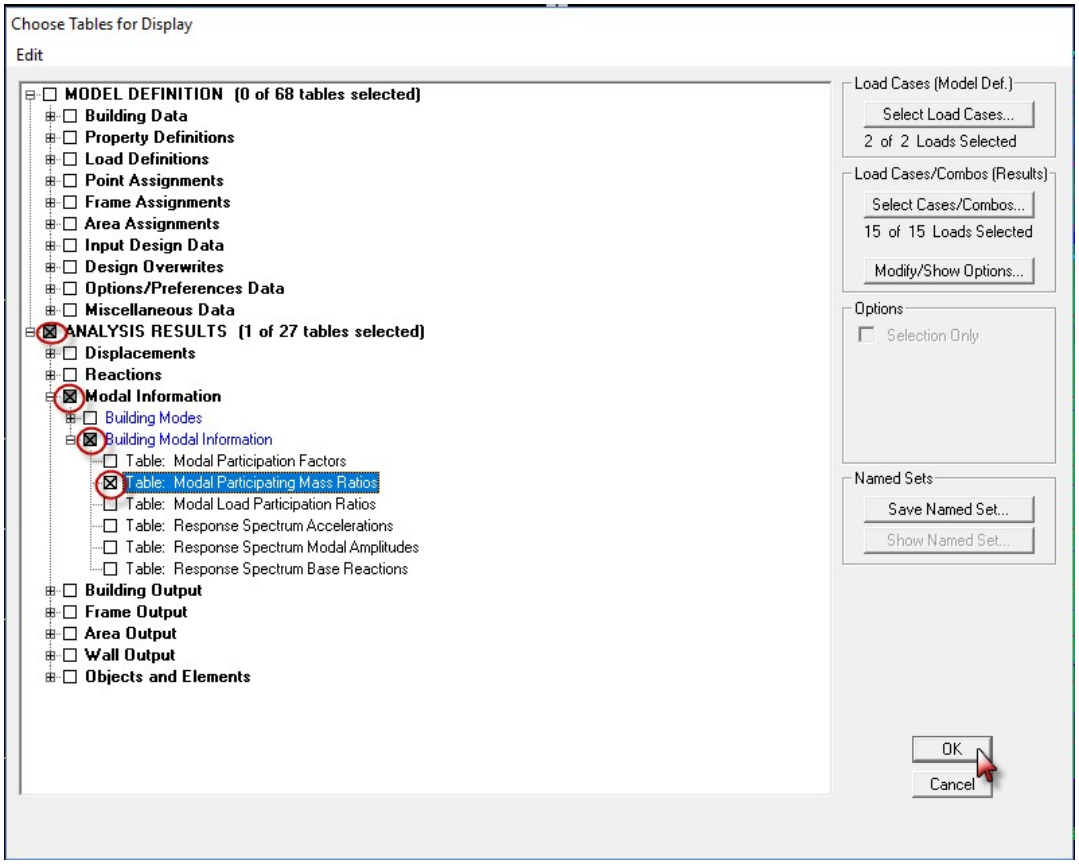
Donc : $T = 0{,}05 \times (25.92)^{3/4} = \mathbf{0{,}57\ s}$

➢ Après majoration de la période de 30 % on a : T_{maj}= T+30%T = **0,74**s

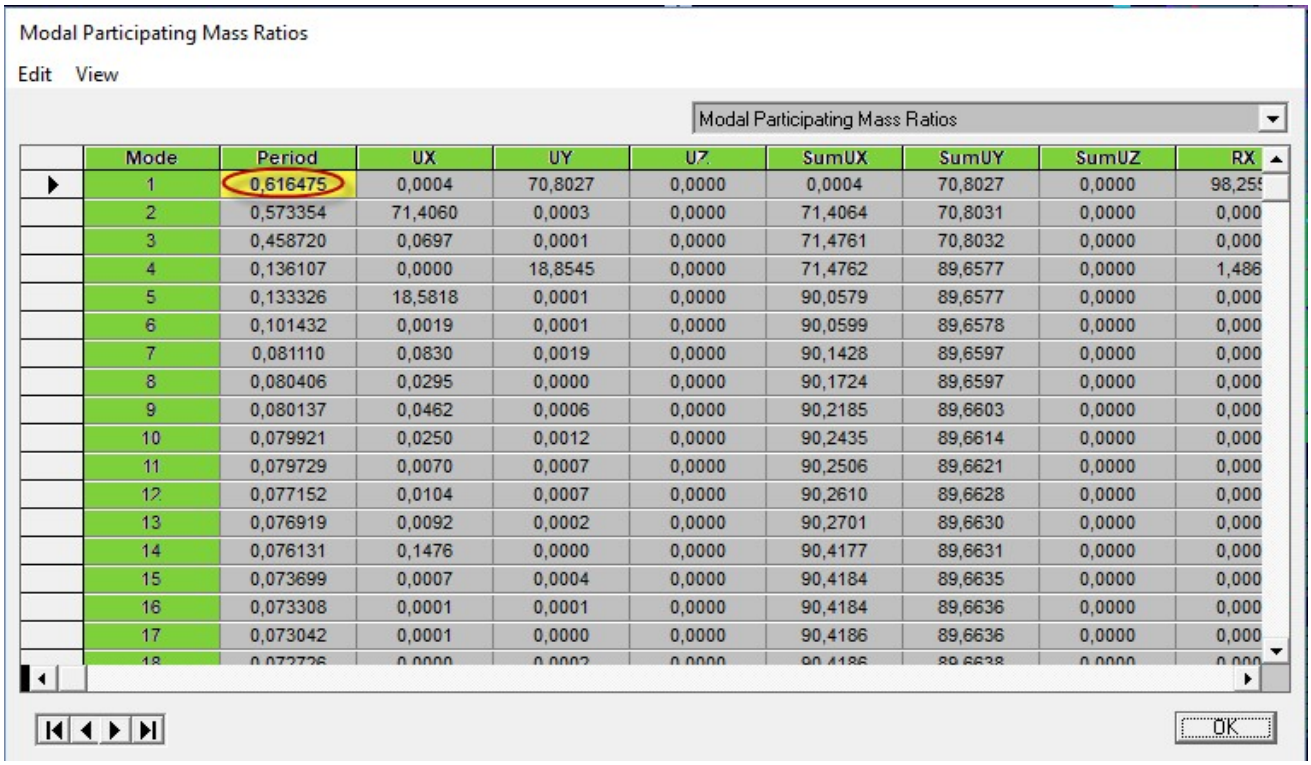
- **Détermination de la période par le logiciel ETABS :**

On détermine la période en suivant le cheminement ci-après : **Display show tables.**





La période analytique tiré du tableau donné par le logiciel ETABS :


Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Modal Participating Mass Ratios

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,616475	0,0004	70,8027	0,0000	0,0004	70,8027	0,0000	98,25
2	0,573354	71,4060	0,0003	0,0000	71,4064	70,8031	0,0000	0,000
3	0,458720	0,0697	0,0001	0,0000	71,4761	70,8032	0,0000	0,000
4	0,136107	0,0000	18,8545	0,0000	71,4762	89,6577	0,0000	1,486
5	0,133326	18,5818	0,0001	0,0000	90,0579	89,6577	0,0000	0,000
6	0,101432	0,0019	0,0001	0,0000	90,0599	89,6578	0,0000	0,000
7	0,081110	0,0830	0,0019	0,0000	90,1428	89,6597	0,0000	0,000
8	0,080406	0,0295	0,0000	0,0000	90,1724	89,6597	0,0000	0,000
9	0,080137	0,0462	0,0006	0,0000	90,2185	89,6603	0,0000	0,000
10	0,079921	0,0250	0,0012	0,0000	90,2435	89,6614	0,0000	0,000
11	0,079729	0,0070	0,0007	0,0000	90,2506	89,6621	0,0000	0,000
12	0,077152	0,0104	0,0007	0,0000	90,2610	89,6628	0,0000	0,000
13	0,076919	0,0092	0,0002	0,0000	90,2701	89,6630	0,0000	0,000
14	0,076131	0,1476	0,0000	0,0000	90,4177	89,6631	0,0000	0,000
15	0,073699	0,0007	0,0004	0,0000	90,4184	89,6635	0,0000	0,000
16	0,073308	0,0001	0,0001	0,0000	90,4184	89,6636	0,0000	0,000
17	0,073042	0,0001	0,0000	0,0000	90,4186	89,6636	0,0000	0,000

OK

Tableau VI-2: Période analytique donnée par Etabs.

Comparaison des résultats

On a :

- *La période calculée T= 0,57s*
- *La période majorée T_{maj}=0,74s*
- *La période ETABS T_{etabs}= 0,61s*

$T_{analytique}$=0.74> T_{ETABS}=0.61s……. Condition vérifiée.

b) 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 (d'après le RPA).

- Dans la direction (x-x), on a atteint la masse participante au mode 21(90.503≥ 90%).
- Dans la direction (y-y), on a atteint la masse participante au mode 21(94.987 ≥ 90%).

La valeur de la participation massique a atteint les 90% dans le mode 21.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
11	0,079729	0,0070	0,0007	0,0000	90,2506	89,6621	0,0000	0,000
12	0,077152	0,0104	0,0007	0,0000	90,2610	89,6628	0,0000	0,000
13	0,076919	0,0092	0,0002	0,0000	90,2701	89,6630	0,0000	0,000
14	0,076131	0,1476	0,0000	0,0000	90,4177	89,6631	0,0000	0,000
15	0,073699	0,0007	0,0004	0,0000	90,4184	89,6635	0,0000	0,000
16	0,073308	0,0001	0,0001	0,0000	90,4184	89,6636	0,0000	0,000
17	0,073042	0,0001	0,0000	0,0000	90,4186	89,6636	0,0000	0,000
18	0,072726	0,0000	0,0002	0,0000	90,4186	89,6638	0,0000	0,000
19	0,072588	0,0003	0,0003	0,0000	90,4189	89,6641	0,0000	0,000
20	0,068378	0,0821	0,0001	0,0000	90,5009	89,6642	0,0000	0,000
21	0,057725	0,0029	5,3230	0,0000	90,5038	94,9872	0,0000	0,188
22	0,057167	4,7858	0,0053	0,0000	95,2896	94,9925	0,0000	0,000
23	0,056532	0,0308	0,0237	0,0000	95,3205	95,0162	0,0000	0,001
24	0,049773	0,0638	0,0000	0,0000	95,3843	95,0163	0,0000	0,000
25	0,047566	0,0000	0,0411	0,0000	95,3843	95,0573	0,0000	0,005
26	0,042924	0,0078	0,0003	0,0000	95,3921	95,0576	0,0000	0,000
27	0,042074	0,0132	0,0001	0,0000	95,4052	95,0578	0,0000	0,000

c) : Les modes de vibrations sont montrés sur le tableau :

Mode	Période	UX	UY	RZ
1	0,616475	0,0004	70,8027	0,0003
2	0,573354	71,406	0,0003	0,0792
3	0,45872	0,0697	0,0001	70,7614

Tab V.2 : *Vérification de vibration des modes.*

1er mode : translation suivant y avec un taux de participation massique de 70.80%

2ème mode : translation suivant x avec un taux de participation massique de 71.40%

3ème mode : rotation suivant z avec un taux de participation massique de 70.76%

VI.3.Vérification de l'effet de la torsion d'axe (excentricité) :

D'après **(Art 4.3.7RPA99V2003),** dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité additionnelle égale à ± 5%L (L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

On doit vérifier que: $|C_M - C_R| \leq 5\%\ L$..... (VI.4)

Tel que : CM : centre de masse.

CR : centre de rigidité.

Excentricité calculé :

Sens longitudinale(x-x) :

$e_x \leq 5\% L_y = 0{,}05 \times 24.4 = 1.22$ m

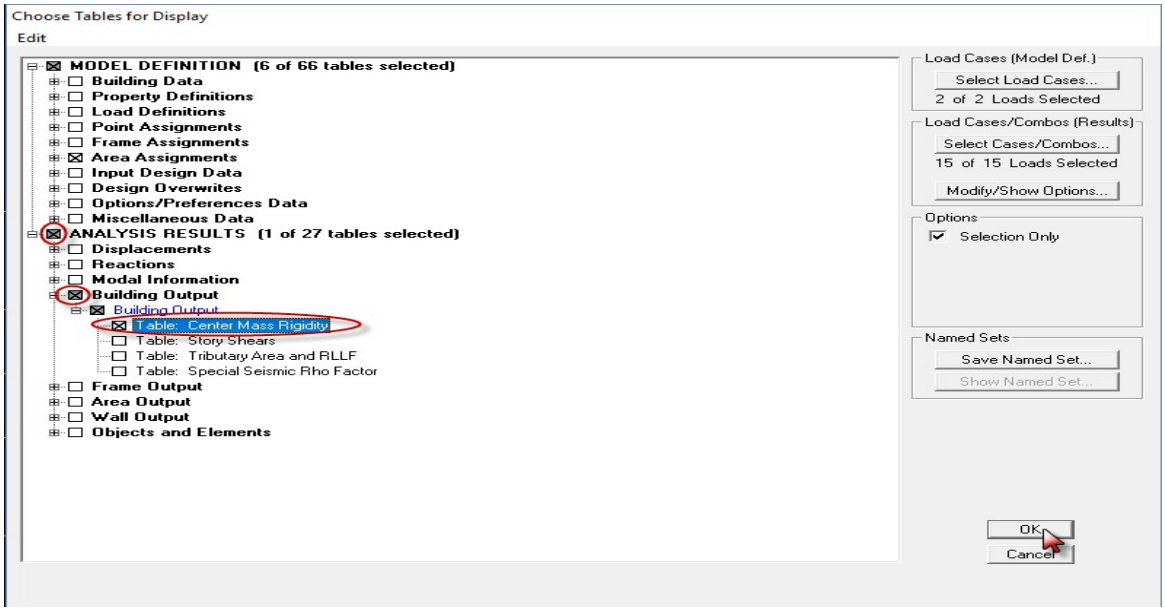
Sens transversal (y-y) :

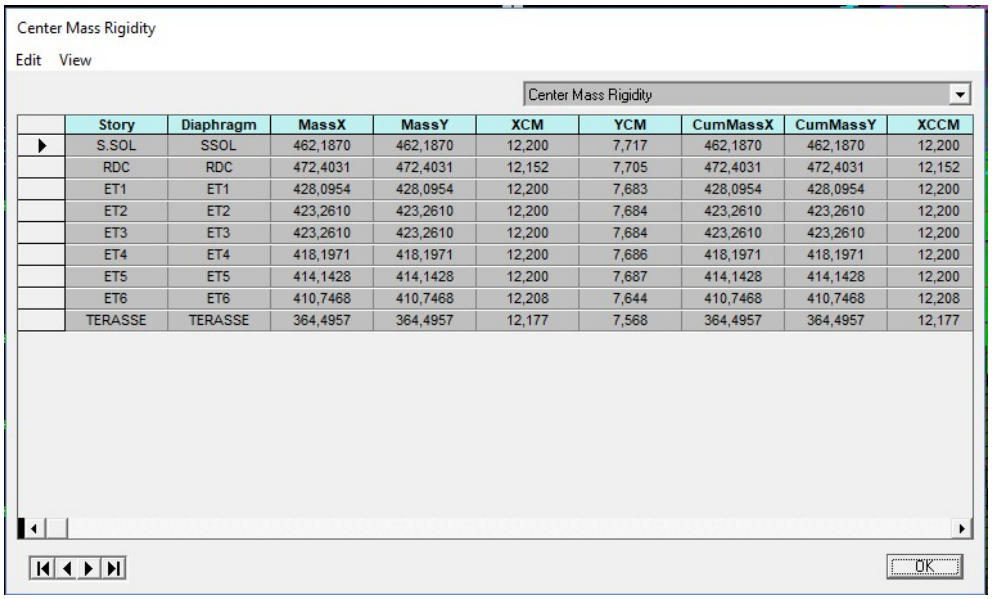
$e_y \leq 5\% L_x = 0{,}05 \times 15.20 = 0.76$ m

- ***Détermination de l'excentricité à partir du logiciel ETABS :***

Pour cela on suit cheminement ci-après : **Display** ⟶ **show tables**

Un tableau s'affichera et on coche les cases suivantes :




Center Mass Rigidity

Edit View

Center Mass Rigidity

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
S.SOL	SSOL	462,1870	462,1870	12,200	7,717	462,1870	462,1870	12,200
RDC	RDC	472,4031	472,4031	12,152	7,705	472,4031	472,4031	12,152
ET1	ET1	428,0954	428,0954	12,200	7,683	428,0954	428,0954	12,200
ET2	ET2	423,2610	423,2610	12,200	7,684	423,2610	423,2610	12,200
ET3	ET3	423,2610	423,2610	12,200	7,684	423,2610	423,2610	12,200
ET4	ET4	418,1971	418,1971	12,200	7,686	418,1971	418,1971	12,200
ET5	ET5	414,1428	414,1428	12,200	7,687	414,1428	414,1428	12,200
ET6	ET6	410,7468	410,7468	12,208	7,644	410,7468	410,7468	12,208
TERASSE	TERASSE	364,4957	364,4957	12,177	7,568	364,4957	364,4957	12,177

OK

	A	B	C	D	E	F	G	H
1	Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey
2	S.SOL	SSOL	12,2	7,717	12,2	7,947	0	-0,23
3	RDC	RDC	12,152	7,705	12,2	7,889	-0,048	-0,184
4	ET1	ET1	12,2	7,683	12,2	7,872	0	-0,189
5	ET2	ET2	12,2	7,684	12,2	7,865	0	-0,181
6	ET3	ET3	12,2	7,684	12,2	7,862	0	-0,178
7	ET4	ET4	12,2	7,686	12,2	7,861	0	-0,175
8	ET5	ET5	12,2	7,687	12,2	7,862	0	-0,175
9	ET6	ET6	12,208	7,644	12,2	7,862	0,008	-0,218
10	TERASSE	TERASSE	12,177	7,568	12,2	7,861	-0,023	-0,293

Tableau VI-6 : vérification de l'excentricité.

Comparaison des résultats :

Sens longitudinal : 5% L_y =0.005x24.4=1.22m > 0.048……**cv**

Sens transversal : 5% L_x =0.005x15.2=0.76m > 0.293……..**cv**

e_x =0.048 ; e_y =0.293

VI.4.2 Déplacement inter-étages (déplacement des nœuds) Art 5.10 RPA 99/ version 2003.

D'après le RPA 99/2003, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1.0 % de la hauteur de l'étage moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\left.\begin{array}{l}\delta k = \delta_{ek} \times R \\ \Delta k = \delta k - \delta_{k-1}\end{array}\right\} \longrightarrow \quad \Delta_k \leq 1\,\%$$

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

R: Coefficient de comportement.

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

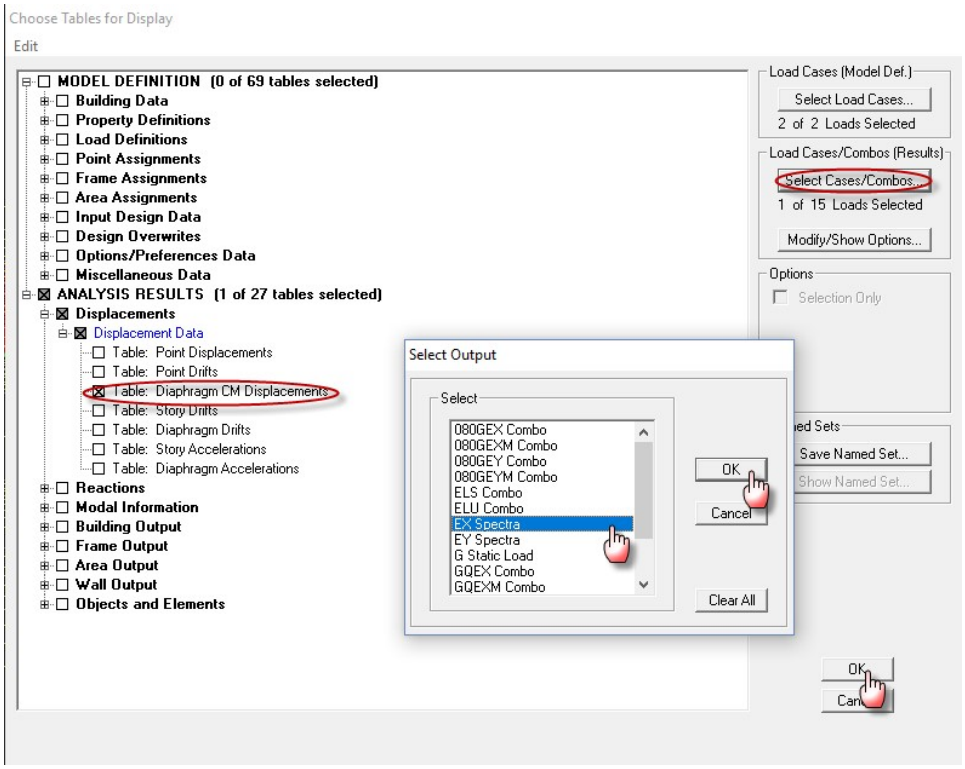
- ***Dans le sens longitudinal***

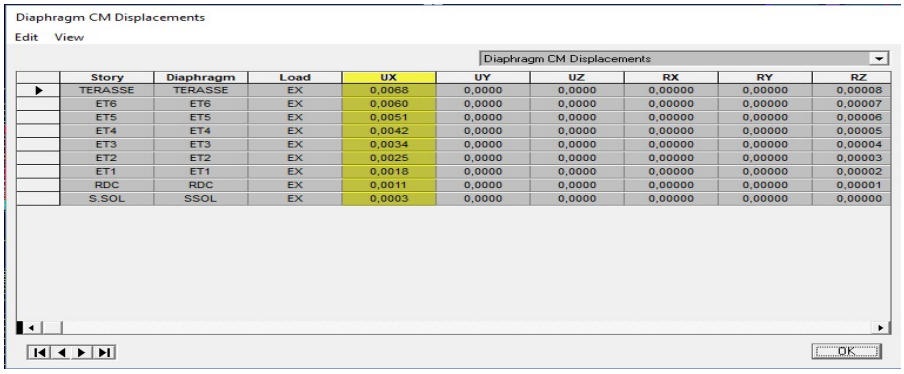
Display ⟶ show tables

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS⟶ Displacement Data ⟶ table : Diaphragm CM displacement

Puis on définit la combinaison **Ex spectra** en cliquant sur : **Select cases/combos**

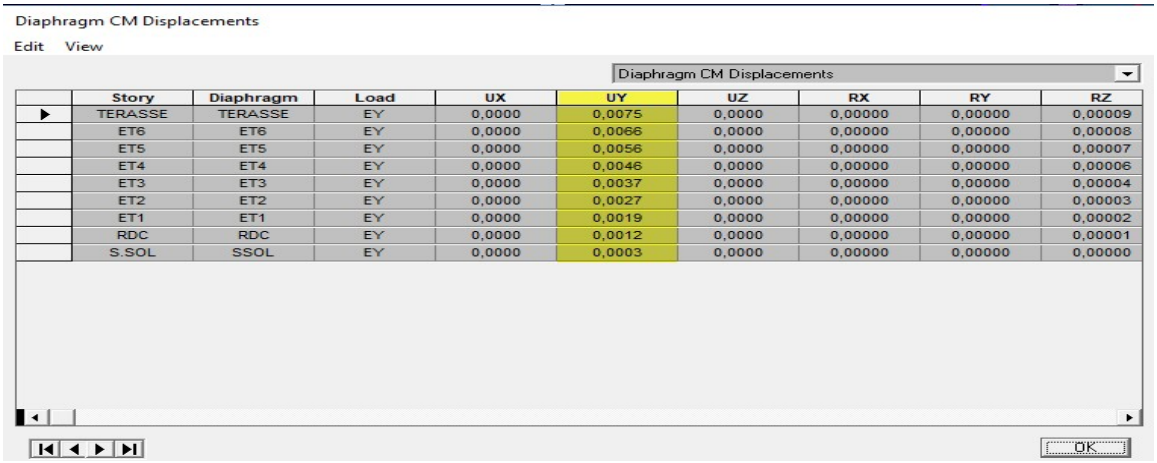




Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
TERASSE	TERASSE	EX	0,0068	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00008
ET6	ET6	EX	0,0060	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00007
ET5	ET5	EX	0,0051	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00006
ET4	ET4	EX	0,0042	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00005
ET3	ET3	EX	0,0034	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00004
ET2	ET2	EX	0,0025	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00003
ET1	ET1	EX	0,0018	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00002
RDC	RDC	EX	0,0011	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001
S.SOL	SSOL	EX	0,0003	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000

- ***Dans le sens transversal :***

De même, pour le sens transversal, on remplace juste la combinaison **Ex spectra** par **Ey spectra**


Diaphragm CM Displacements

Edit View

Diaphragm CM Displacements

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	TERASSE	TERASSE	EY	0,0000	0,0075	0,0000	0,00000	0,00000	0,00009
	ET6	ET6	EY	0,0000	0,0066	0,0000	0,00000	0,00000	0,00008
	ET5	ET5	EY	0,0000	0,0056	0,0000	0,00000	0,00000	0,00007
	ET4	ET4	EY	0,0000	0,0046	0,0000	0,00000	0,00000	0,00006
	ET3	ET3	EY	0,0000	0,0037	0,0000	0,00000	0,00000	0,00004
	ET2	ET2	EY	0,0000	0,0027	0,0000	0,00000	0,00000	0,00003
	ET1	ET1	EY	0,0000	0,0019	0,0000	0,00000	0,00000	0,00002
	RDC	RDC	EY	0,0000	0,0012	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001
	S.SOL	SSOL	EY	0,0000	0,0003	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000

OK

Niveaux	sens longutudinal (x)			sens transversal (y)				
Story	δKx(m)	δK(m)	ΔKx(m)	δKy(m)	δK(m)	ΔKy(m)	1%He	OBS
TERASSE	0,0068	0,034	0,004	0,0075	0,0375	0,0045	0,0306	CV
ET6	0,006	0,03	0,0045	0,0066	0,033	0,005	0,0306	CV
ET5	0,0051	0,0255	0,0045	0,0056	0,028	0,005	0,0306	CV
ET4	0,0042	0,021	0,004	0,0046	0,023	0,0045	0,0306	CV
ET3	0,0034	0,017	0,0045	0,0037	0,0185	0,005	0,0306	CV
ET2	0,0025	0,0125	0,0035	0,0027	0,0135	0,004	0,0306	CV
ET1	0,0018	0,009	0,0035	0,0019	0,0095	0,0035	0,0306	CV
RDC	0,0011	0,0055	0,004	0,0012	0,006	0,0045	0,045	CV
S.SOL	0,0003	0,0015	0,0015	0,0003	0,0015	0,0015	0,0408	CV

Tableau VI-3 : Vérification des déplacements inter-étages.

D'après les résultats trouve dans le tableau ci-dessus, On conclut que Les déplacements relatifs de tous les niveaux dans les deux directions sont inférieurs aux déplacements admissibles.

VI.4.3 Vérifications du déplacement maximal de la structure :

On doit vérifier si le déplacement maximal de la structure donnée par le logiciel ETABS dans les deux sens est inférieur à la flèche admissible: **(Art B.6.5,3/BAEL91).**

$$\delta_{max} < f_{adm} = \frac{H_t}{500} = \frac{25.92}{500} = 0{,}05187\text{m}$$

δ_{max} : déplacement maximal.

f : La flèche admissible.

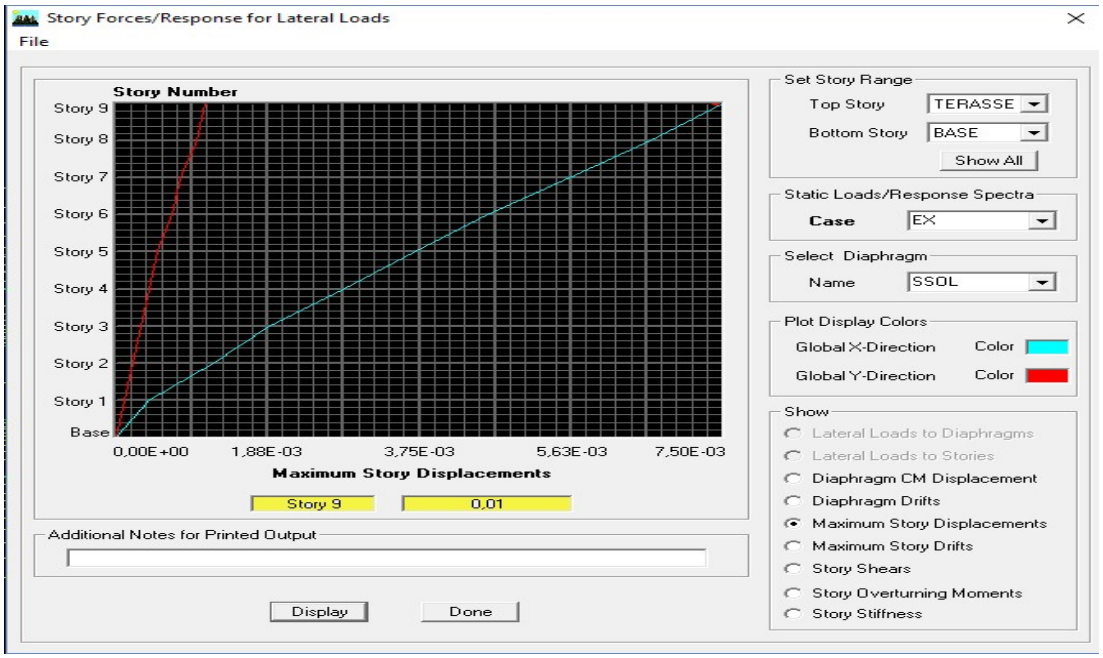
H_t: Hauteur total de bâtiment.

➢ Détermination de déplacement maximal avec ETABS :

- ***Dans le sens longitudinal :***

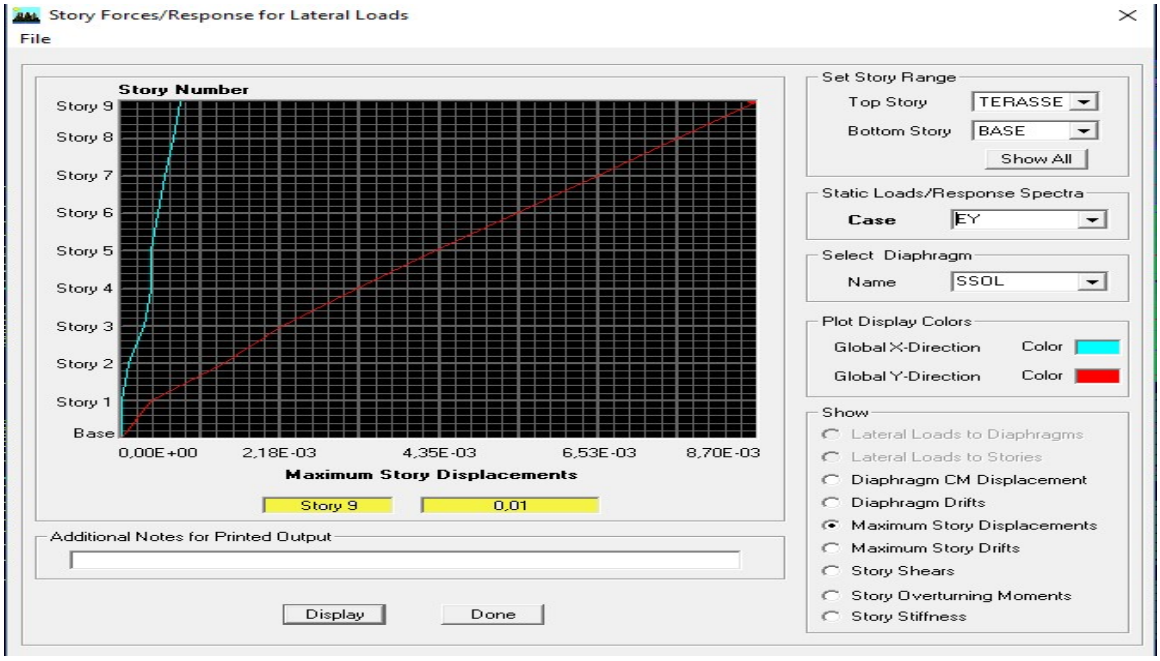
Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display ⟶ Show Story Response Plots



δ_{max} =0,01<f_{adm}=0.5183m ……CV

- ***Dans le sens transversal y-y :***



δ_{max} =0,01<f = 0,05187 m……..CV

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure au déplacement admissible.

VI.4.3 : L'effet P-Δ (Art 5.9 du RPA 99/ version 2003) :

L'effet P-Delta est un effet linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charge 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.

Les effets de deuxième ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

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

P_k: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au- dessus du niveau «k». $P_k = \sum(WGi + \beta WQi)$

V_k: Effort tranchant au niveau «k»$= \sum F_i$.

Δ_k: Déplacement relatif du niveau «k» par apport au niveau «k-1».

h_k : Hauteur d'étage «k».

- Si $\theta_k < 0{,}1$: les effets de 2ème ordre sont négligés.
- Si $0{,}1 < \theta_k < 0{,}2$: il faut augmenter l'effet de l'action sismique affecter d'un facteur égale à $\frac{1}{(1-k)}$.
- Si $\theta_k > 0{,}2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

	sens longutudinale					*sens transversale*		
Story	PK(kN)	he(m)	VX(kN)	Δkx(m)	θK<0,10	VY(kN)	Δky(m)	θK<0,10
TERASSE	4223,27	3,06	408,2	0,004	0,013	402,16	0,0045	0,015
ET6	8400,13	3,06	718,73	0,0045	0,017	695,82	0,005	0,019
ET5	12576,99	3,06	930,53	0,0045	0,024	890,1	0,005	0,023
ET4	16853,3	3,06	1106,16	0,004	0,019	1055,11	0,0045	0,023
ET3	21129,61	3,06	1266,42	0,0045	0,024	1208,34	0,005	0,028
ET2	25405,92	3,06	1402,83	0,0035	0,02	1336,87	0,004	0,024
ET1	29796,98	3,06	1525,88	0,0035	0,022	1453,55	0,0035	0,023
RDC	34898,86	4,5	1657,66	0,004	0,018	1583,78	0,0045	0,022
S.SOL	39480,1	4,08	1723,93	0,0015	0,0084	1650,04	0,0015	0,0087

Tableau VI-4 : Vérification des effets P-Δ

Donc : $\theta = \frac{P_K \times \Delta_k}{V_K \times h_K} \leq 0{,}10$ est vérifier

Alors l'effet p-Δ est négligeable dans les deux directions de bâtiment

VI-4-5 : Vérification de la résultante des forces sismique à la base :

Le RPA exige que :

Vx-x donné par le logiciel doit être ≥ 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente (RPA 2003 Art 4.2)
La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

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

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0s \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1) (RPA 99 / version 2003)

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

Tableau VI-7. : Coefficient d'accélération de zone A.

-Groupe d'usage 2
-zone sismique IIa

⟹ **A=0.15**

R : coefficient de comportement de la structure (Tab 4.3) (RPA 99 / version 2003) : R=5

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7) (RPA 99 / version 2003)

Sol meuble (Site S3)

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0{,}7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2) (RPA 99 / version 2003)

	Portiques		Voiles ou murs
Remplissage	**Béton armé**	**Acier**	**Béton armé/maçonnerie**
Léger	6	4	**10**
Dense	**7**	5	

Tableau VI-8 : Valeurs de ξ (%)

Il n'existe pas de valeur intermédiaire qui regroupe la valeur pour une structure mixte.

Cependant, on a adoptée suite aux recommandations du CTC (le siège de contrôle technique de construction) la valeur suivante **ξ = 8.5%**

Ce qui implique que : $\eta = 0{,}82$

$$D = 2.5\,\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2{,}5 \times 0{,}82\left(\frac{0.5}{0.616}\right)^{2/3} = 1{,}783$$

Q : facteur de qualité (tableau 4.4) (RPA 99 / version 2003)

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- la régularité en plan et en élévation (Art 3.5, RPA 99 / version 2003)
- la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

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

Tableau récapitulatif des conditions du facteur qualité Q :

Critères à vérifier	P_q (pénalité)
Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05
Redondance en plan	0.05
Régularité en plan	0.05
Régularité en élévation	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0
$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$	1,20

Tableau VI-9 : Conditions de facteur de qualité.

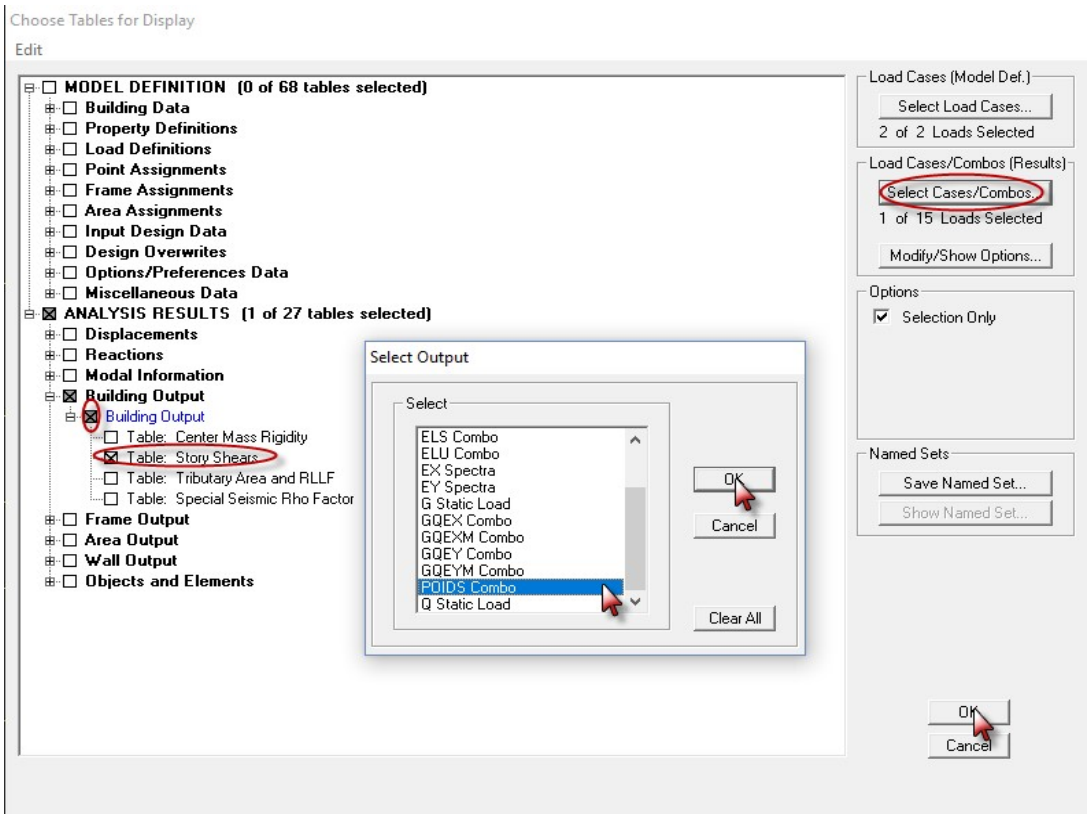
W : est égal à la somme des poids Wi, calculés à chaque niveau (i)

Pour déterminer le poids de la structure par le logiciel on suit, on suit les étapes suivantes :

Display⟶ Show Table⟶ Building Output ⟶ Building Output

Table: Story Shears

Puis on définit la combinaison **Poids combo** en cliquant sur : **Select cases/combos**



Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
TERASSE	POIDS	Top	3091,07	0,00	0,00	0,000	23236,545	-37695,313
TERASSE	POIDS	Bottom	4223,27	0,00	0,00	0,000	32416,341	-51508,153
ET6	POIDS	Top	7145,22	0,00	0,00	0,000	54051,206	-87155,912
ET6	POIDS	Bottom	8400,13	0,00	0,00	0,000	64874,682	-102465,839
ET5	POIDS	Top	11322,08	0,00	0,00	0,000	86509,547	-138113,598
ET5	POIDS	Bottom	12576,99	0,00	0,00	0,000	97333,023	-153423,525
ET4	POIDS	Top	15498,94	0,00	0,00	0,000	118967,888	-189071,284
ET4	POIDS	Bottom	16853,30	0,00	0,00	0,000	130547,184	-205594,501
ET3	POIDS	Top	19775,25	0,00	0,00	0,000	152182,049	-241242,260
ET3	POIDS	Bottom	21129,61	0,00	0,00	0,000	163761,345	-257765,477
ET2	POIDS	Top	24051,56	0,00	0,00	0,000	185396,210	-293413,236
ET2	POIDS	Bottom	25405,92	0,00	0,00	0,000	196975,506	-309936,453
ET1	POIDS	Top	28327,87	0,00	0,00	0,000	218610,371	-345584,212
ET1	POIDS	Bottom	29796,98	0,00	0,00	0,000	231061,767	-363507,379
RDC	POIDS	Top	32773,72	0,00	0,00	0,000	253111,921	-399594,150
RDC	POIDS	Bottom	34898,86	0,00	0,00	0,000	270900,964	-425520,864
S.SOL	POIDS	Top	37542,49	0,00	0,00	0,000	290364,539	-457773,176
S.SOL	POIDS	Bottom	39480,10	0,00	0,00	0,000	306636,455	-481411,992

W_t **= 39480.10 KN :** Poids total de la structure, donné par ETABS

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0,15
Facteur d'amplification dynamique D	1.783
Facteur de qualité Q	1,20
Coefficient de comportement R	5
Le poids total de la structure W_t [kN]	39480.10 KN

Tableau VI-10 : Récapitulatif des résultats :

On remplace les valeurs des facteurs dans la formule :

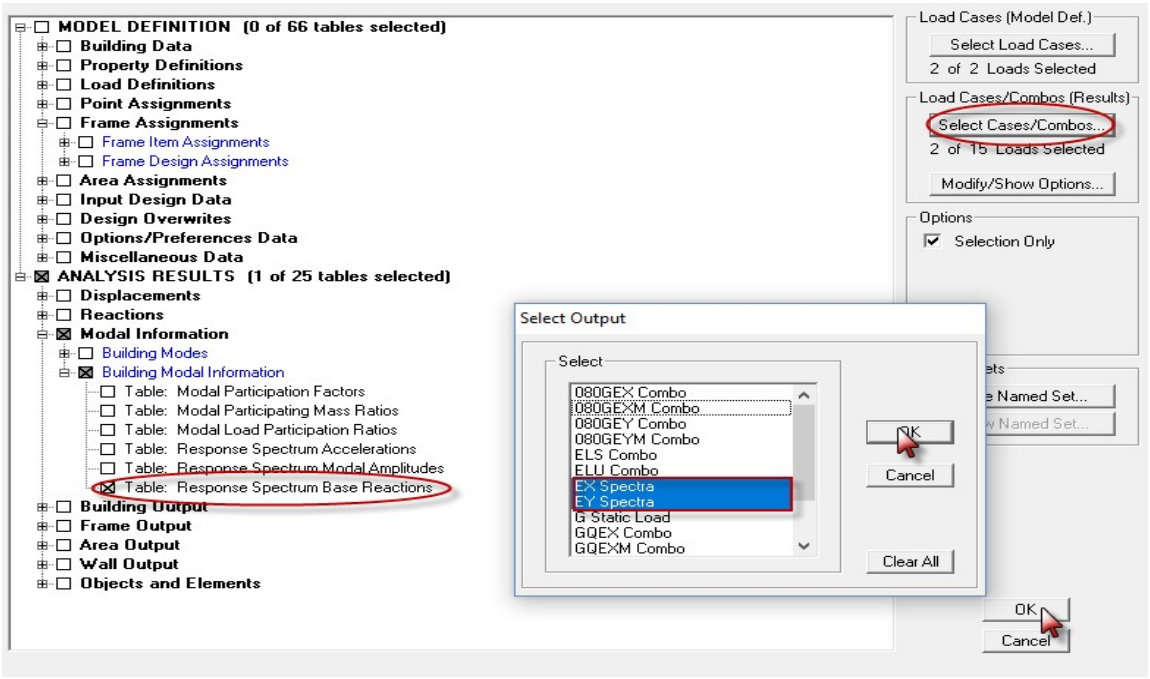
$$V = \frac{0,15 \times 1.783 \times 1,20}{5} \times 39480.10 = 2534.15 \text{ KN}$$

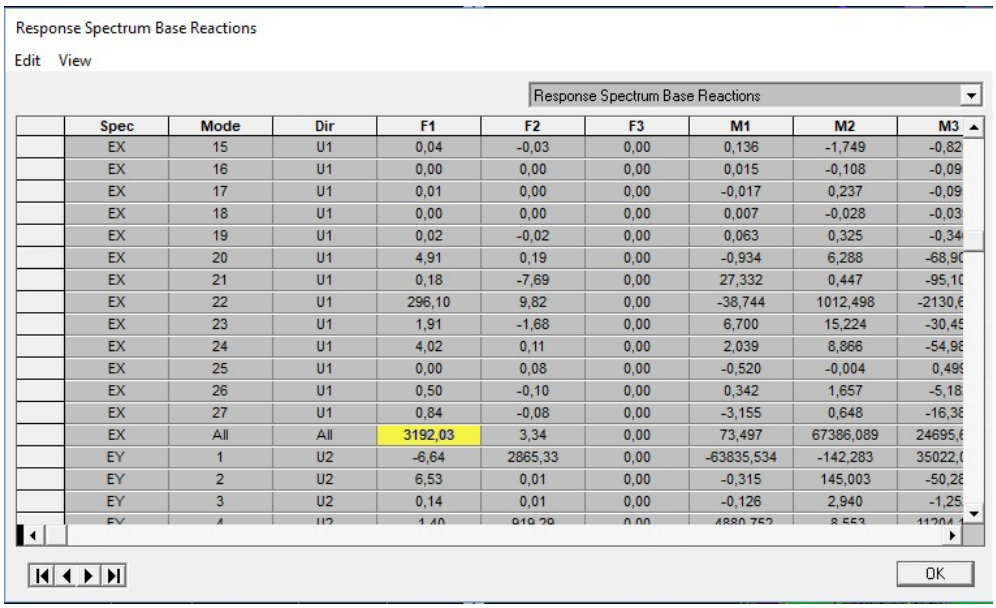
$$\mathbf{V_{RPA} = 2534.15KN}$$

- ***Détermination de l'effort tranchant par ETABS***

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display ⟶ show tables ⟶ modal Information ⟶ building modal information ⟶ Response spectrum base reactions





Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	15	U1	0,04	-0,03	0,00	0,136	-1,749	-0,82
EX	16	U1	0,00	0,00	0,00	0,015	-0,108	-0,09
EX	17	U1	0,01	0,00	0,00	-0,017	0,237	-0,09
EX	18	U1	0,00	0,00	0,00	0,007	-0,028	-0,03
EX	19	U1	0,02	-0,02	0,00	0,063	0,325	-0,34
EX	20	U1	4,91	0,19	0,00	-0,934	6,288	-68,90
EX	21	U1	0,18	-7,69	0,00	27,332	0,447	-95,10
EX	22	U1	296,10	9,82	0,00	-38,744	1012,498	-2130,6
EX	23	U1	1,91	-1,68	0,00	6,700	15,224	-30,45
EX	24	U1	4,02	0,11	0,00	2,039	8,866	-54,98
EX	25	U1	0,00	0,08	0,00	-0,520	-0,004	0,49
EX	26	U1	0,50	-0,10	0,00	0,342	1,657	-5,18
EX	27	U1	0,84	-0,08	0,00	-3,155	0,648	-16,38
EX	All	All	3192,03	3,34	0,00	73,497	67386,089	24695,6
EY	1	U2	-6,64	2865,33	0,00	-63835,534	-142,283	35022,0
EY	2	U2	6,53	0,01	0,00	-0,315	145,003	-50,28
EY	3	U2	0,14	0,01	0,00	-0,126	2,940	-1,25

Puis on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que

$V_{x\,dyn}$= Max F_1 = 3192.03 KN

V_{ydyn}= Max F_2 = 3042.34KN

Comparaison des résultats :

$V_{x\,dyn}$ = 3192.03 > 80% V =0,8 x V= 0,8 x 2534.15=2027.32 ⟹ condition vérifiée.

$V_{y\,dyn}$ = 3042.34 > 80% V = 0,8 x V= 0,8 x 2534.15 =2027.32 ⟹ condition vérifiée.

VI-4-6 : Effort normal réduit : (Art 7.1.3.3 du RPA 99/ version 2003) :

L'effort normal de compression est limité par la relation suivante, afin d'éviter ou de minimiser le risque de rupture dues à l'ensemble des sollicitations (action sismique) :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0{,}3$$

Où :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : L'aire de la section en béton,

f_{c28} : La résistance caractéristique de béton.$f_{c28} = 25$ MPa

La valeur de N_d est prise à partir de logiciel ETABS,

Pour déterminer l'effort normal dans les poteaux pour chaque section (zone) par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

- **Exemple pour les étapes :**

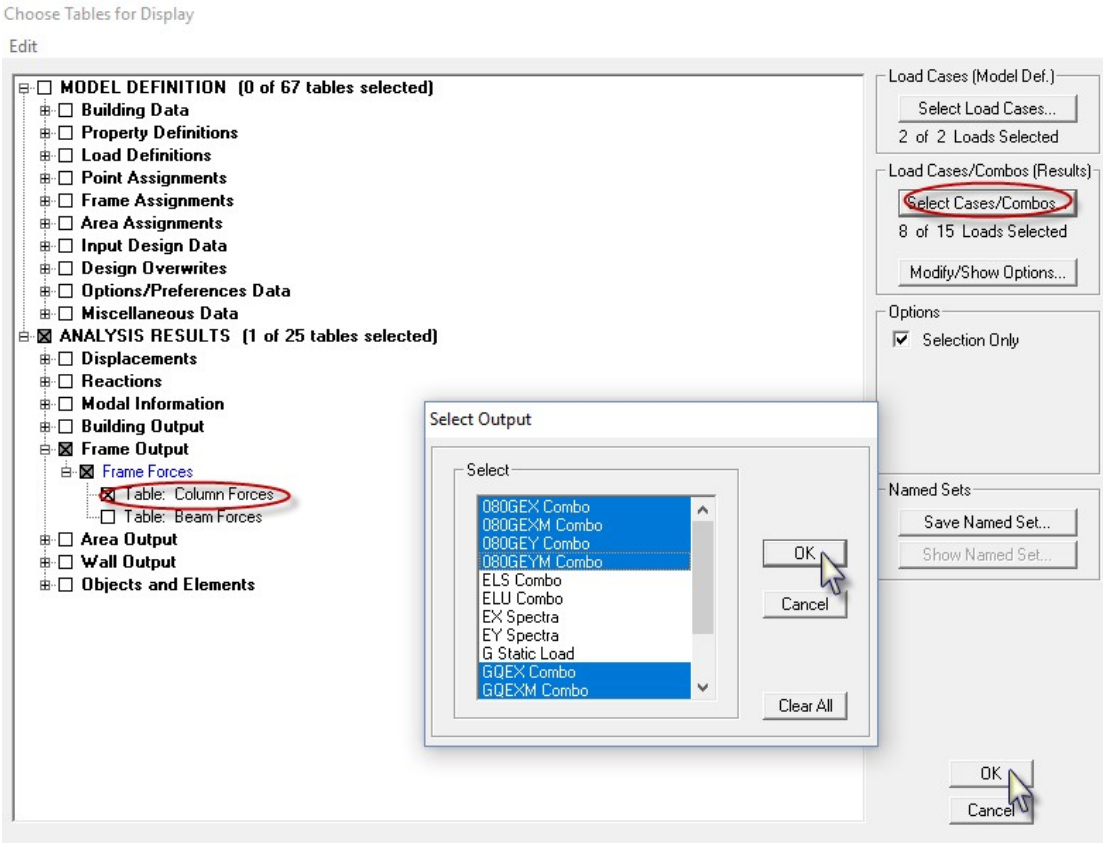
On sélectionne les poteaux qui ont la même section :

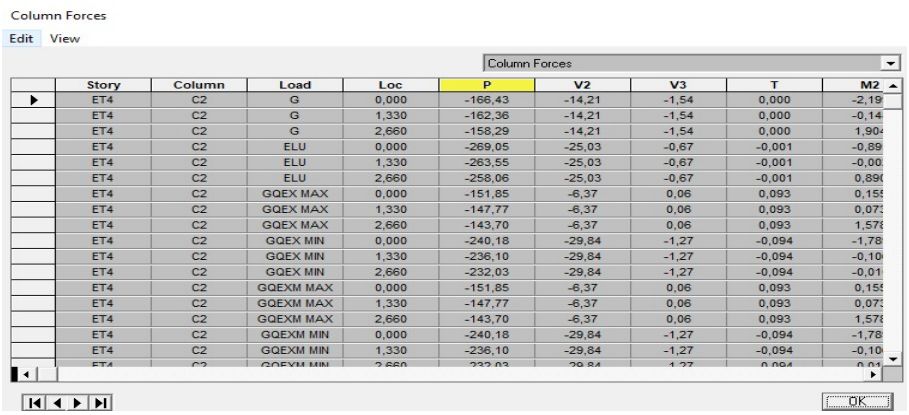
- ✓ **poteau 40× 40** (s.sol ,RDC,1ere étage)

Display ⟶ **Show Table** ⟶

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Frame Output ⟶ **Frame Force** ⟶ **Table: Colum force**





Poteaux	b(m)	h(m)	Bc (m²)	Nd (kN)	f_{c28}(Mpa)	V	Vérification
40x40	0.4	0.4	0.16	1114.66	25	0.27	***Cv***
35x35	0.35	0.35	0.1225	705.03	25	0.23	***Cv***
30x30	0.3	0.3	0.09	345.31	25	0.15	***Cv***

Fig *: Vérification de l'effort normal réduit*

Conclusion :

Toutes les exigences du RPA 99 mode 2003 sont vérifiées, donc nous allons passer au ferraillage de la structure.

VIII. FERRAILLAGE DES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle la transmission des charges apportées par les poutres aux fondations.

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens à l'ELU. En procédant à des vérifications à L'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont les suivantes :

- 1,35G+1,5Q → à l'ELU.
- G+Q → à l'ELS
- G+Q+E → RPA99 révisée 2003.
- 0,8G± E → RPA99 révisée 2003.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

✓ Effort normal maximal et le moment correspondant.
✓ Effort normal minimal et le moment correspondant.
✓ Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Et sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants:

Situation	γ_b	γ_s	θ	f_{c28}	f_{bu}	F_e(Mpa)	σ_s(Mpa
Situation durable	1.5	1.15	1	25	14.2	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	0.85	25	21.74	400	400

Tableau VIII.1 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier deux cas:

- Section partiellement comprimée **(SPC)**.
- Section entièrement comprimée **(SEC).**

VIII.1. Recommandations et exigences du RPA99 révisée 2003 :

-Armatures longitudinales :

➢ Les armatures longitudinales doivent être à la haute adhérence, droites et sans crochets.

➢ Les pourcentages d'armatures recommandées par rapport à la section du béton sont:

- Le pourcentage minimal d'armatures sera 0,8% ×b×h (en zone II)

Poteaux (40×40) : Amin = 0,008×40×40 =12.8cm^2
Poteaux (35×35) : Amin = 0,008×35×35 =9.8cm^2
Poteaux (30×30) : Amin = 0,008×30×30=7.2cm^2

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de 6%×b×h (en zone II)

Poteaux (40×40) : A max = 0,06×40×40 = 96 cm^2
Poteaux (35×35): A max = 0,06×35×35 = 73.5cm^2
Poteaux (30×30): A max = 0,06×30×30= 54cm^2

- Le pourcentage maximal en zone courante sera 4%×b×h (en zone II)

Poteaux (40×40) : A max = 0,04×40×40 = 64 cm2
Poteaux (35×35): A max = 0,04×35×35 = 49cm2
Poteaux (30×30): A max = 0,04×30×30= 36cm2

- Le diamètre minimal est de **12[cm]**
- La longueur maximale de recouvrement $\mathbf{L_R = 40\Phi_L^{min}}$ en **zone II**
- La distance entre les barres longitudinales, dont une face ne doit pas dépasser **25cm** en **zone IIa.**
- Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l'extérieur des zones nodales.

VIII.2.Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Exposé de la méthode de calcul :

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion.

Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être représentés.

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC)
- Section entièrement tendue (SET).

➢ Etapes de calcule en flexion composée à l'ELU :

Calcul du centre de pression :

$e_u = \frac{M_u}{N_u}$

Deux cas peuvent se présenter :

a) Section partiellement comprimée (SPC) :

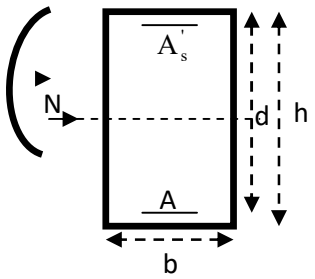
Une Section partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est satisfaite :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. (Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > (\frac{h}{2} - c)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression

$e_u = \frac{M_u}{N_u} < (\frac{h}{2} - c)$



Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante:

$$N_u\,(d-c') - M_f \leq [0.337 - 0.81\frac{c'}{h}]\, bh^2 f_{bc}$$

Avec : **Nu :** effort de compression.

M_f : moment fictif $M_f = M_u + N_u\,(\frac{h}{2} - c)$

Détermination des armatures :

$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$ Avec : $f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$

➢ **1er cas :**

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ la section est simplement armée. (A'=0)

- Armatures fictives: $A_f = \frac{M_f}{\beta . d . \sigma_s}$
- Armatures réelles : $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

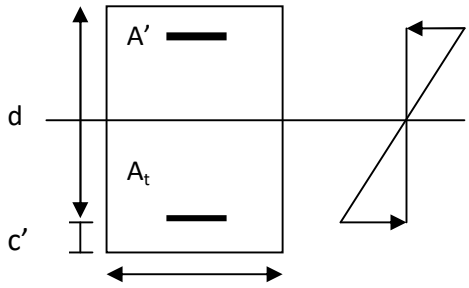
Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

➢ **2ème cas :**

Si $\mu \geq \mu_1$ **=0.392**la section est doublement armée. (A'≠0)

On calcul:$M_r = \mu_1 . bd^2 f_{bc} \sigma_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$



Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c').\sigma_s} \sigma_{st}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d-c').\sigma_s}$$

La section réelle d'armature :

A_s'= A'

$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

b) Section entièrement comprimée (SEC) :

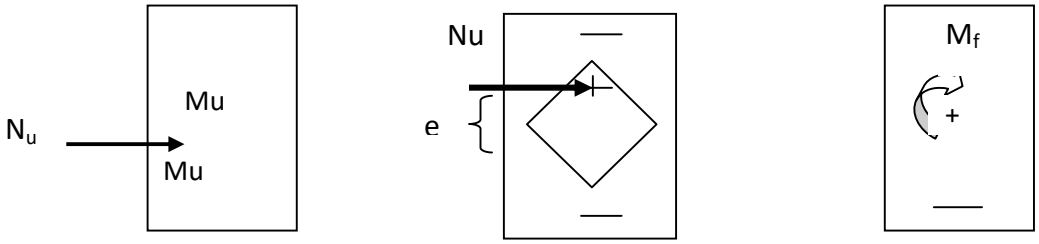
La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$N_u (d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c) bh^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

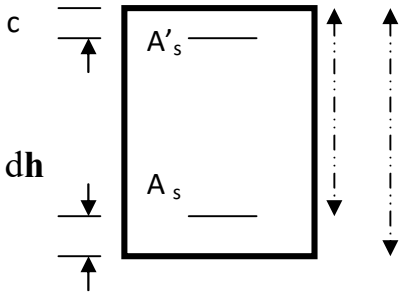
Deux cas peuvent se présenter :



➢ **1er cas :**

SiN_u **(d-c')-M_f≥ (0.5−$\frac{c}{h}$) bh²f_{bc}** ⟶ la section est doublement armée

A_S> 0 et $A_{s'}$>0



La section d'armature :

$$A'_s = \frac{M_{f(d-0.5h)bh.f_{bc}}}{(d-c')\sigma_s} c'$$

$$A_s = \frac{N_u - bhf_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

2eme cas :

Si N_u **(d-c')-M_f< (0.5−$\frac{c}{h}$) bh²f_{bc}** ⟶ la section est Simplement armée

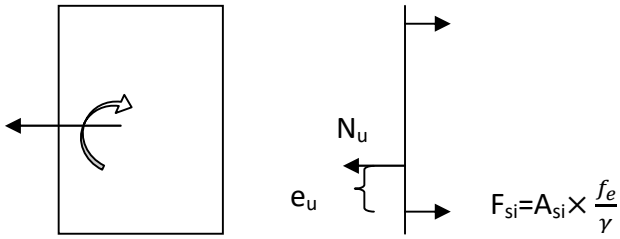
A_S> 0 et $A_{s'}$ = 0

$$A_S = \frac{N - \Psi bhf_{bc}}{\sigma_s} \text{ avec : } \qquad \Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{bh^2.f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

c- Section entièrement tendue :

$$e_u = \frac{N_u}{M_u} \leq (\frac{h}{2} - c)$$

$$\begin{cases} A_{si} = N_u \frac{\frac{h}{2} - c + e_u}{\sigma_{10}(d-c)} & F_{ss} = A_{ss} \times \frac{f_e}{\gamma} \\ A_{ss} = (\frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{si}) \end{cases}$$



Avec :

$\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s}$ = 348 Mpa

Calcul à l'ELU :

Poteaux du S.sol, RDC, 1eme étage :
b = 40 cm h = 40 cm
d = 37 cm c = c'= 3 cm

Poteaux du 2ere ,3eme et 4eme étage :
b = 35 cm h = 35 cm
d = 32 cm c = c'= 3 cm

Poteaux du 5eme, 6eme et 7eme étage :
b = 30 cm h = 30 cm
d = 27 cm c = c'= 3 cm

Exemple de calcul à l'ELU :

Pour le poteau (40× 40) :

N_u = 1470.33kN ; M_u = 6.634kN.m

✓ Calcul de l'excentricité (e) :

$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{6.634 \times 10^2}{1470.33} = 0.45cm$$

$$e = 0.45cm < (\frac{h}{2} - c) = (\frac{40}{2} - 3) = 17cm$$

✓ Calcul de : $(d - c')Nu - Mf$ et $(0.337 - 0.81\frac{c'}{h})bh^2 f_{bc}$

Avec : $M_f = M_u + N_u (\frac{h}{2} - c)$

d =h - c = 0.40 - 0.03 = 0.37m

✓ Calcul du moment fictif :

$$M_f = 6.634 + 1470.33\ (\frac{0.40}{2} - 0.03) = 256.59\ \text{kN.m}$$

Et :

$$(0.337 - 0.81\frac{c'}{h})bh^2 f_{bc} = \left(0.337 - 0.81\frac{0.03}{0.40}\right)(0.40)^3 \times 14.2 \times 10^3 = 251.056\text{kN.m}$$

$(d\text{-}c')N_u - M_f = (0.37 - 0.03) \times 1470.33 - 256.59 = 243.32$

$243.32\ \text{kN.m} < 251.056\ \text{kN.m}$

$$\begin{cases} e = \dfrac{Mu}{Nu} < (\dfrac{h}{2} - c) \\ (d\text{-}c')N_u - M_f < (0.337 - 0.81\dfrac{c'}{h})bh^2 f_{bc} \end{cases} \Longrightarrow \text{SPC}$$

✓ Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{b.d^2 f_{bu}} = \frac{256.59\times10^6}{400\times370^2\times14.2} = 0.330 < 0.392$$

$\boldsymbol{\mu \le \mu_1} = 0.330 < \mathbf{0.392}$ ⟶ la section est simplement armée. (A'=0)

- Armatures fictives: $\mathbf{A_f} = \dfrac{M_f}{\beta.d.\sigma_s}$
- Armatures réelles : $\mathbf{A} = \mathbf{A_f} - \dfrac{N_u}{\sigma_s}$

Avec : $\boldsymbol{\sigma_s} = \dfrac{f_e}{\gamma_s} = \dfrac{400}{1.15} = \mathbf{348Mpa}$

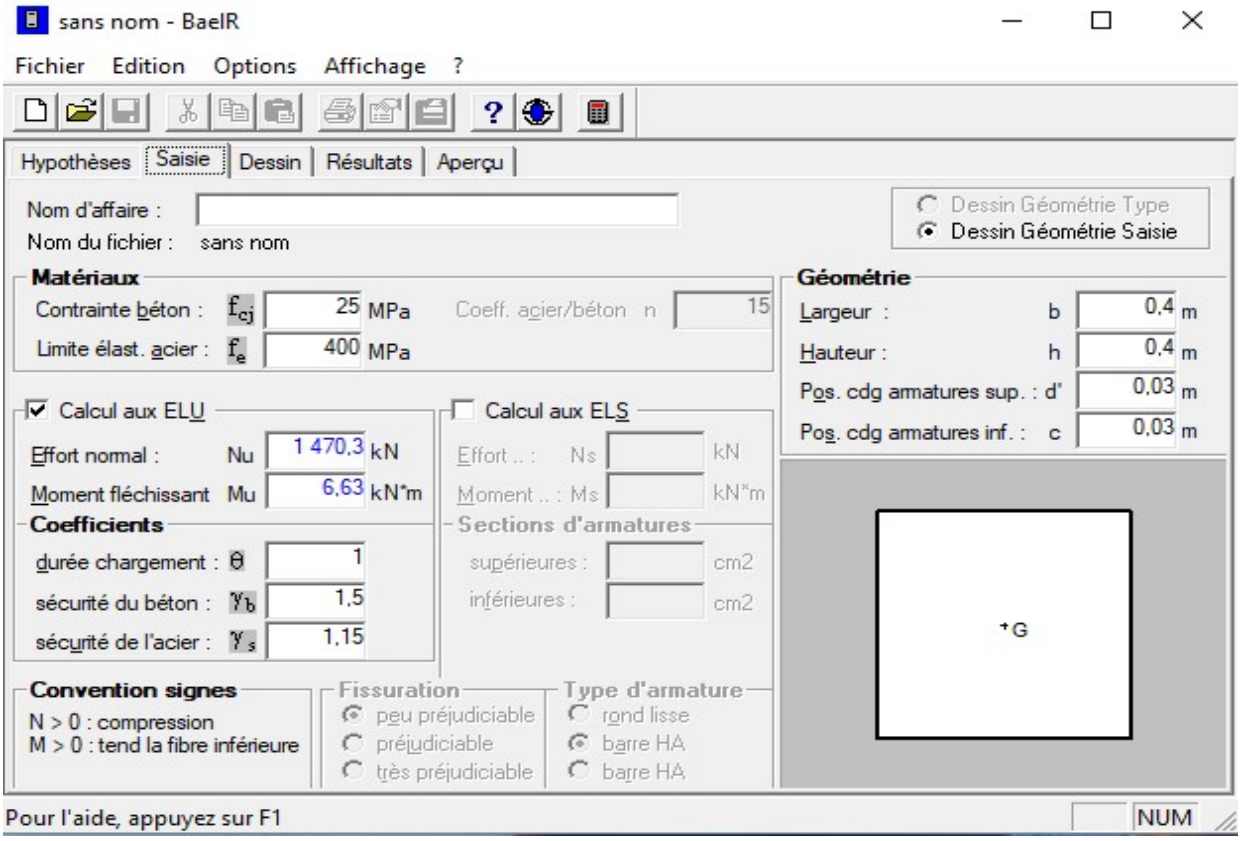
$$A_f = \frac{M_f}{\beta\times d\times\sigma_s} = \frac{256.59}{0.792\times0.37\times348\times10^3} = 0.0025m^2\ ;\ A_s = 0$$

$$\begin{cases} \bullet\ A = A_f - \dfrac{N_u}{\sigma_s} = 0.0025 - \dfrac{1470.33}{348\times10^3} = -0.0017m^2 = 0 \\ \bullet\ A_s = 0 \end{cases}$$

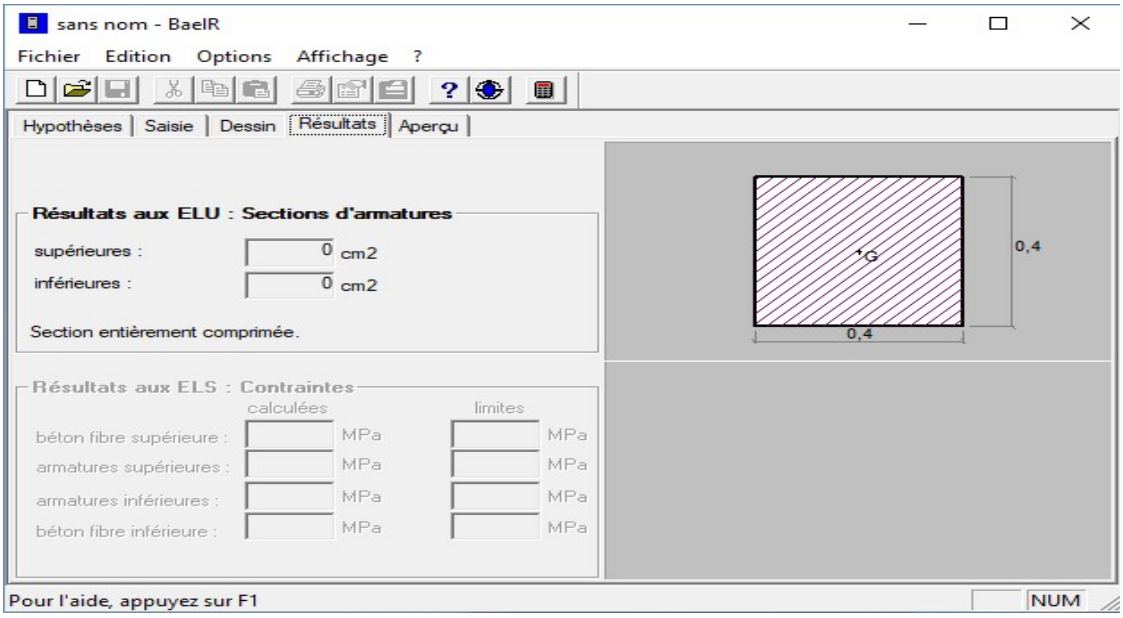
Donc on va ferrailler avec la section d'armature minimale exigée par le RPA

Exemple de calcul avec SOCOTEC :

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts :



La section donnée par SOCOTEC :



FigVIII.1 *: calcul section d'acier avec logiciel SOCOTEC*

Remarque :

le résultat trouvé manuellement est le même trouvé avec le logiciel SOCOTEC.

VI-6 Ferraillage des poteaux à l'ELU :

Le ferraillage des poteaux se fait par zone tel que:

Zone I : Du SS au 1er;
Zone II : Du 2ème 4ème étage ;
Zone III : Du 5ème au 7ème étage.

Nous allons ferrailler par zones à l'aide de logiciel SOCOTEC et les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

1. ***Sens longitudinal(x-x) (Moment M_3)*** :

Niv.	Section (cm^2)	Effort normal KN	Moment (kN.m)	**Situation**	(h/2-c) (cm)	e_u (cm)	Obs.	A's (cm^2)	As (cm^2)	**A_{min} (cm^2)**	Choix armatures	A adoptée (cm^2)
Zone I	**40 x 40**	**N_{max}=1470.33**	**M_{corr}=6.634**	**Courante**	**17**	**0.45**	**SEC**	**0**	**0**	**12.8**	8HA16	**16.08**
		N_{min}=118.75	**M_{corr}=4.347**	**Accidentelle**	**17**	**3.66**	**SEC**	**0**	**0**	**12.8**	**8HA16**	
		N_{corr}=478.37	**M_{max}=45.357**	**Accidentelle**	**17**	**9.48**	**SEC**	**0**	**0**	**12.8**	**8HA16**	
Zone II	**35x 35**	**N_{max}=925.02**	**M_{corr}=16.324**	**Courante**	**14.5**	**1.76**	**SEC**	**0**	**0**	**9.8**	**8HA14**	**12.32**
		N_{min}=69.74	**M_{corr}=7.818**	**Accidentelle**	**14.5**	**11.21**	**SEC**	**0**	**0**	**9.8**	**8HA14**	
		N_{corr}=304.13	**M_{max}=44.655**	**Accidentelle**	**14.5**	**14.68**	**SPC**	**0**	**0**	**9.8**	**8HA14**	
Zone III	**30 x 30**	**N_{max}=455.23**	**M_{corr}=14.969**	**Courante**	**12**	**3.28**	**SEC**	**0**	**0**	**7.2**	**8HA12**	**9.05**
		N_{min}=18.12	**M_{corr}=6.626**	**Accidentelle**	**12**	**36.56**	**SPC**	**0**	**0.37**	**7.2**	**8HA12**	
		N_{corr}=80.86	**M_{max}=37.297**	**Accidentelle**	**12**	**46.12**	**SPC**	**0**	**2.58**	**7.2**	**8HA12**	

Tableau VIII.2 *: Ferraillage des poteaux suivant le sens x-x*

2. *Sens Transversal(y-y) (Moment M_2) :*

Niv.	Section (cm^2)	Effort normal KN	Moment (kN.m)	Situation	(h/2-c) (cm)	e_u (cm)	Obs.	A's (cm^2)	As (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Choix armatures	A adoptée (cm^2)
Zone I	**40 x 40**	**N_{max}=1470.33**	**M_{corr}=0.802**	**Courante**	**17**	**0.05**	**SEC**	**0**	**0**	**12.8**	8HA16	**16.08**
		N_{min}=118.75	**M_{corr}=1.721**	**Accidentelle**	**17**	**1.44**	**SEC**	**0**	**0**	**12.8**	**8HA16**	
		N_{corr}=663.1	**M_{max}=21.899**	**Accidentelle**	**17**	**3.30**	**SEC**	**0**	**0**	**12.8**	**8HA16**	
Zone II	**35x 35**	**N_{max}=925.02**	**M_{corr}=3.188**	**Courante**	**14.5**	**0.34**	**SEC**	**0**	**0**	**9.8**	**8HA14**	**12.32**
		N_{min}=69.74	**M_{corr}=1.325**	**Accidentelle**	**14.5**	**1.89**	**SEC**	**0**	**0**	**9.8**	**8HA14**	
		N_{corr}=362.06	**M_{max}=24.762**	**Accidentelle**	**14.5**	**6.83**	**SPC**	**0**	**0**	**9.8**	**8HA14**	
Zone III	**30 x 30**	**N_{max}=455.23**	**M_{corr}=3.746**	**Courante**	**12**	**0.82**	**SEC**	**0**	**0**	**7.2**	**8HA12**	**9.05**
		N_{min}=18.12	**M_{corr}=4.478**	**Accidentelle**	**12**	**24.71**	**SPC**	**0**	**0.13**	**7.2**	**8HA12**	
		N_{corr}=90.6	**M_{max}=22.56**	**Accidentelle**	**12**	**24.90**	**SPC**	**0**	**0.76**	**7.2**	**8HA12**	

Tableau VIII.3 : *Ferraillage des poteaux suivant le sens y-y*

Récapitulation de ferraillage des poteaux :

Section	A_{min} (cm^2)	Choix d'armatures	$A_{adopté}$ (cm^2)
40 x 40	**12.8**	**8HA16**	**16.08**
35 x 35	**9.8**	**8HA14**	**12.31**
30 x 30	**7.2**	**8HA12**	**9.05**

Tableau VIII.4 : Ferraillage des poteaux suivant les deux sens

VIII.3. Vérifications à l'ELU :

a. Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du 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.

1. **Diamètre armatures transversales des:**(Art A.8.1,3/BAEL91 modifié 99)

$$\emptyset_t = \frac{\emptyset_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33\text{mm} \longrightarrow \emptyset_t = \mathbf{8mm}$$

$\emptyset_t$: Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en Ø8 Soit (At= 2,01 cm^2).

1. Espacement des armatures transversales :

❖ **Selon le BAEL 91/modifié 99 (Art** A8.1.3)

$$S_t \leq min\left\{15\phi_l^{min}; 40cm; (a+10)cm\right\}$$

Avec :

a : la petite dimension transversale des poteaux

$\emptyset_l^{min}$ =12mm est le diamètre minimal des armatures longitudinal des poteaux.

$$S_t \leq min\{15 \times 1.2; 40cm; (30+10)cm\}$$

$S_t \leq 18\ cm$ Soit $S_t = 10\ cm$

Selon le RPA 99 version 2003(Art 7.4.2.2)

❖ ***En zone nodale :***

$$\boldsymbol{S_t \leq min\{15; 10\phi_l^{min}\} = min\{15\ ;\ 10 \times 1.2\}}$$

$$\boldsymbol{S_t \leq min\{15; 12\} = 12cm}$$

Soit : S_t=10 cm

Avec :

$\boldsymbol{\phi_l^{min}}$ **:** Est de diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

❖ ***En zone courante :***

$S_t \leq 15\ \phi_l^{min}$ cm **$S_t \leq 15$ x1.2**

$S_t \leq 18$cm soit S_t =15 cm

3. Vérification de la quantité d'armatures transversales :

Si $\lambda_g \geq 5$……$A_t^{min} = 0.3\%\ S_t \times b_1$

Si $\lambda_g \leq 3$……$A_t^{min} = 0.8\ \%\ S_t \times b_1$

Si $3 < \lambda_g \leq 5$……...interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec :

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considère.

λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$$\boldsymbol{\lambda_g = \frac{l_f}{a}}$$

Avec : **l_f**: longueur de flambement du poteau. $\boldsymbol{l_f = 0.7\ l_0}$

$\boldsymbol{l_0}$ **:** Hauteur libre du poteau**.**

❖ **Poteaux (40 x 40) :**

1. ***S.sol* :**

$\boldsymbol{\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 4.08}{0.40} = 7.14 > 5 \quad \rho_a = 2.5}$

- Zone nodale : A_t^{min} =0.003 × 10 × 40= 1.2 cm²
- Zone courante : A_t^{min} =0.003 × 15 ×40 =1.8 cm²

2. *RDC* :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 4.50}{0.40} = 7.87 > 5\ \rho_a = 2.5$$

- Zone nodale : A_t^{min} =0.003 × 10 × 40= 1.2 cm²
- Zone courante : A_t^{min} =0.003 × 15 ×40 =1.8 cm²

3. *Etage 1 :*

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.40} = 5.35 > 5 \quad \rho_a = 2.5$$

- Zone nodale : A_t^{min} =0.003 × 10 × 40= 1.2 cm²
- Zone courante : A_t^{min} =0.003 × 15 ×40 =1.8 cm²

❖ **Poteaux (35 x 35) :**

Etage 2, 3, 4 :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.35} = 6.12 > 5 \quad \rho_a = 2.5$$

- Zone nodale : A_t^{min} =0.003 × 10 × 35= 1.05 cm²
- Zone courante : A_t^{min} =0.003 × 15 ×35 = 1.57 cm²

❖ **Poteaux (30 x 30) :**

Etage 5, 6,7 :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.30} = 7.14 > 5 \quad \rho_a = 2.5$$

- Zone nodale : A_t^{min} =0.003 × 10 × 30 = 0.9cm²
- Zone courante : A_t^{min} =0.003 × 15 ×30 = 1.35cm²

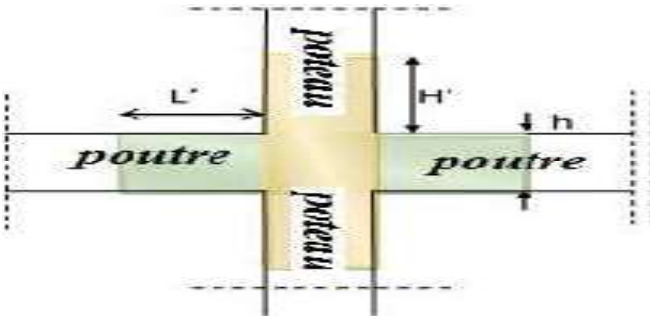
poteaux	A_t^{min}		A adoptée (cm²)	observation	
	zone courant	zone nodale		zone courante	zone nodale
40x40	1.8	1.2	4HA8=2.01	CV	CV
35x35	1.57	1.05	4HA8=2.01	CV	CV
30x30	1.35	0.9	4HA8=2.01	CV	CV

Tableau VIII.5 : Section d'armatures transversales.

❖ **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

h'= Max (he/6; b_1 ; h_1 ;60) ⟹ **(Art.7.4.2.1)**



h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.

❖ **Poteaux (40x 40) :**

- **RDC : h= 4.50 m**

h'=max (he/6; b_1; h_1; 60)= Max ($\frac{450-40}{6}$; 40 ;40; 60)

h'=max(68.33 ; 40; 40; 60) **= 70 cm**

- **Etage 1:h = 3.06m**

h'=max (he/6; b_1; h_1; 60)= Max ($\frac{306-40}{6}$; 40 ;40; 60)

h'=max(44.33 ; 40; 40; 60) **= 60 cm**

- **S.sol: h = 4.08m**

h'=max (he/6; b_1; h_1; 60)= Max ($\frac{408-40}{6}$; 40 ;40; 60)

h'=max(61.33 ; 40; 40; 60) **= 65cm**

❖ **Poteaux (35 x 35) :**

✓ **Etage 2, 3,4 : h= 3.06 m**

h'=Max (he/6; b_1; h_1;60)= Max ($\frac{306-40}{6}$; 35 ; 35;60)

h'=Max (44.33; 35 ; 35 ; 60) **= 60 cm**

❖ **Poteaux (30x 30) :**

✓ **Etage 5 , 6,7 : h=3.06 m**

h'=Max (he/6 ; b_1;h_1 ;60)= Max ($\frac{306}{6}$; 30 ;30; 60)

h'=Max (44.33 ; 40 ; 40; 60) **= 60cm**

4. La longueur minimale des recouvrements est de:

Pour la **zone II** : L_r **= 40Φ**

Zone I : L_R = 40 ϕ_l = 40 x1.6 = 64cm. L_R = 70cm

Zone II : L_R = 40 ϕ_l = 40 x 1.4 = 56 cm. L_R = 60cm

Zone III : L_R = 40 ϕ_l = 40 x 1.2 = 48cm. L_R = 50

5. Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91Art .A.6.1.221):

$l_s = \frac{\emptyset . f_e}{4.\tau_s} \rightarrow \overline{\tau_s} = 0{,}6.\Psi_s^2.f_{t2} = 0{,}6.(1{,}5)^2.2{,}1 = 2{,}835 MPa$.

- Pour $\emptyset = 1.6\ cm$ $l_s = \frac{1.6x400}{4x2{,}835} = 56.44\ cm.$ $\rightarrow l_s = 60cm.$

- Pour $\emptyset = 1{,}4cm$ $l_s = \frac{1{,}4x400}{4x2.835} = 49.38cm.$ $\rightarrow l_s = 50cm.$

- Pour $\emptyset = 1{,}2\ cm$ $l_s = \frac{1{,}2x400}{4x2{,}835} = 42.33\ cm.$ $\rightarrow l_s = 45cm$

VIII.4.Vérification des contraintes tangentielles : (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

On doit vérifier : $\boldsymbol{\tau_b \leq \overline{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}}$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \longrightarrow \rho_b = 0.075 & \overline{\tau}_{bu} = 1.875 MPa \\ \lambda_g < 5 \longrightarrow \rho_b = 0.04 & \overline{\tau}_{bu} = 1 MPa \end{cases}$$

$$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$$

Poteau	h (m)	b (cm)	d (cm)	T (KN)	ρ_b	τ_b	$\overline{\tau}_{bu}$	condition
40x40	40	40	37	31.99	0.075	0.216	1.875	CV
35x35	35	35	32	30.25	0.075	0.270	1.875	CV
30x30	30	30	27	25.49	0.075	0.314	1.875	CV

Tableau VIII.6 : Vérification des contraintes tangentielles.

VIII.3. Vérifications à l'ELS :

1. Condition de non fragilité :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est:

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0{,}23.f_{t28}}{f_e}.\frac{e_s - 0{,}455.d}{e_s - 0{,}185.d}.b.d$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Zone	Section (cm^2)	Effort normal KN	Moment (kN.m)	e_u (cm)	A_{min}(cm^2)	A adoptée (cm^2)	OBS
Zone I	40 x 40	N_{max}=-1069.11	M_{corr}= -4.817	0.45	4.57	16.08	Cv
		N_{min}= -335.49	M_{corr}= -3.697	1.10	4.89		Cv
		N_{corr}= -363.23	M_{max}= -24.411	6.72	2.82		Cv
Zone II	35x 35	N_{max}= -673.47	M_{corr}= -11.852	1.75	4.15	12.31	Cv
		N_{min}= -182.85	M_{corr}= -22.181	12.13	0.53		Cv
		N_{corr}= - 191.18	M_{max}=27.452	14.35	0.033		Cv
Zone III	30 x 30	N_{max}= -331.76	M_{corr}=-10.858	3.27	5.11	9.05	Cv
		N_{min}= -27.69	M_{corr}= 6.206	22.41	0.56		Cv
		N_{corr}=-50.79	M_{max}=24.311	47.86	0.81		Cv

***Tableau VIII.7** : vérifications de Condition de non fragilité (sens x-x)*

Zone.	Section (cm^2)	Effort normal KN	Moment (kN.m)	e_u (cm)	A_{min}(cm^2)	A adoptée (cm^2)	OBS
Zone I	**40 x 40**	**N_{max}= -1069.11**	**M_{corr}=0.591**	**0.05**	**4.41**	**16.08**	**Cv**
		N_{min}= -335.49	**M_{corr}= - 0.111**	**0.033**	**4.40**		
		N_{corr}= -721.16	**M_{max}= -10.982**	**1.52**	**5.13**		
Zone II	**35x 35**	**N_{max}= - 673.47**	**M_{corr}=2.331**	**0.34**	**3.44**	**12.31**	**Cv**
		N_{min}=-182.85	**M_{corr}=-0.507**	**0.27**	**3.42**		
		N_{corr}= -354.61	**M_{max}= -13.63**	**3.84**	**6.97**		
Zone III	**30 x 30**	**N_{max}= -331.76**	**M_{corr}=2.734**	**0.82**	**2.68**	**9.05**	**Cv**
		N_{min}=-27.69	**M_{corr}= -3.191**	**11.52**	**0.11**		
		N_{corr}= -88.58	**M_{max}= -14.014**	**15.82**	**0.31**		

TableauVIII.8 : *vérifications de Condition de non fragilité (sens y-y)*

2. Vérification des contraintes :

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciersσ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et$\bar{\sigma}_{st}$.

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Le calcul des contraintes du béton et d'acier se fera dans les deux directions x-x et y-y

Deux cas peuvent se présenter :

Si $\boldsymbol{e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}} \Rightarrow$ Section entièrement comprimée.

Si $\boldsymbol{e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6}} \Rightarrow$Section partiellement comprimée.

❖ Vérification d'une section entièrement comprimée (SEC):

- On calcul l'air de la section homogène totale : $\boldsymbol{S = bh + 15(A_s + A'_s)}$

- On détermine la position du centre de gravité

$$\boldsymbol{X_G = 15\frac{A'_s \times (0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}}$$

- On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$\boldsymbol{I = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times X_G^2 + [A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 - A_s(d - 0.5h + X_G)^2]}$$

- Les contraintes dans le béton sont :

$$\boldsymbol{\sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}}$$

$$\boldsymbol{\sigma_{inf} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}}$$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

❖ Vérification d'une section partiellement comprimée(SPC)

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$\mathbf{y_1 = y_2 + L_C}$

Avec :

- $\mathbf{y_1}$ **:** la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.
- $\mathbf{y_2}$ **:** la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p.
- $\mathbf{L_C}$ **:** la distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.
- $\mathbf{y_2}$ **:** est à déterminer par l'équation suivante :$\boldsymbol{y_2^3 + py_2 + q = 0}$

Avec :
$$\begin{cases} L_C = \frac{h}{2} + C_p \\ P = -3L_C^2 - \frac{90A_S'}{b}(L_C - c') + \frac{90A_S}{b}(d - L_C) \\ q = -2L_C^3 - \frac{90A_S'}{b}(L_C - c')^2 + \frac{90A_S}{b}(d - L_C) \end{cases}$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

On calcul : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$.

- Si $\Delta \geq 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer :

$$t = 0.5\,(\sqrt{\Delta} - q)\,,\quad u = t^{\frac{1}{3}}\,,\quad y_2 = u - \frac{p}{3u}$$

- Si $\Delta \leq 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$\begin{cases} y_2^1 = a\cos(\frac{\varphi}{3}) \\ y_2^2 = a\cos(\frac{\varphi}{3} + 120) \\ y_2^3 = a\cos(\frac{\varphi}{3} + 240) \end{cases}$$

Avec : $\cos\varphi = \frac{3q}{2q}\sqrt{\frac{3}{|P|}}$ et $a = \sqrt{\frac{|P|}{3}}$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + Lc < I = \frac{b}{S}y_1^3 + 15\,[A_S(d - y_1)^2 + A_S'(y_1 + c')^2]$

Finalement : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_S}{I} Y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{as} : Contrainte max dans les aciers supérieure.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{ai} : Contrainte max dans les aciers inférieure.

Le calcul des contraintes est résumé dans le tableau suivant:

Sens x-x :(sens longitudinal)

Zone.	Section (cm^2)	Effort normal KN	Moment (kN.m)	$(\frac{h}{6})$ (cm)	e_u (cm)	Obs.	σ_{bsup} [Map]	σ_{binf} [Map]	σ_{bs} [Map]	OBS	σ_{ss} [Map]	σ_{si} [Map]	σ_{st} [Map]	OBS
Zone I	40 x 40	N_{max}=1069.11	M_{corr}=4.817	6.67	0.45	SEC	6.15	5.47	15	Cv	91.4	82.8	348	Cv
		N_{min}=335.49	M_{corr}=3.697	6.67	1.10	SEC	2.08	1.56		Cv	30.7	24		Cv
		N_{corr}=363.23	M_{max}=24.411	6.67	6.72	SPC	3.7	0.25		Cv	51.6	7.6		Cv
Zone II	35x 35	N_{max}=673.47	M_{corr}=11.852	5.82	1.75	SEC	6.04	3.51	15	Cv	87.4	55.9		Cv
		N_{min}=182.85	M_{corr}=22.181	5.82	12.13	SPC	3.95	0		Cv	51.7	-20.7		Cv
		N_{corr}=191.18	M_{max}=27.452	5.82	14.35	SPC	4.81	0		Cv	61.8	-37.9		Cv
Zone III	30 x 30	N_{max}=331.76	M_{corr}=10.858	5	3.27	SEC	5.07	1.33	15	Cv	70.5	25.6		Cv
		N_{min}=27.69	M_{corr}=6.206	5	22.41	SPC	1.73	0		Cv	19.7	-30		Cv
		N_{corr}=50.79	M_{max}=24.311	5	47.86	SPC	6.55	0		Cv	68.3	-170.3		Cv

TableauVIII.9:*Vérifications des contraintes dans les poteaux à l'ELS sens (x-x)*

Sens y-y : (sens transversal)

Zone.	Section (cm^2)	Effort normal KN	Moment (kN.m)	$(\frac{h}{6})$ (cm)	e_u (cm)	Obs.	σ_{bsup} [Map]	σ_{binf} [Map]	σ_{bs}	OBS	σ_{ss} [Map]	σ_{si} [Map]	σ_{st} [Map]	OBS
Zone I	40 x 40	N_{max}=1069.11	M_{corr}=0.591	6.67	0.05	SEC	5.85	5.76	15	Cv	87.6	86.6	348	Cv
		N_{min}=335.49	M_{corr}=0.111	6.67	0.033	SEC	1.83	1.81		Cv	27.4	27.2		Cv
		N_{corr}=721.16	M_{max}=10.982	6.67	1.52	SEC	4.69	3.14		Cv	68.6	48.9		Cv
Zone II	35x 35	N_{max}=673.47	M_{corr}=2.331	5.82	0.34	SEC	5.03	4.53	15	Cv	74.8	68.6		Cv
		N_{min}=182.85	M_{corr}=0.507	5.82	0.27	SEC	1.35	1.24		Cv	20.1	18.8		Cv
		N_{corr}=354.61	M_{max}=13.63	5.82	3.84	SEC	3.97	1.06		Cv	56.8	19.6		Cv
Zone III	30 x 30	N_{max}=331.76	M_{corr}=2.734	5	0.82	SEC	3.67	2.73	15	Cv	53.7	42.4		Cv
		N_{min}=27.69	M_{corr}=3.191	5	11.52	SPC	0.91	0		Cv	11.4	-6.21		Cv
		N_{corr}=88.58	M_{max}=14.014	5	15.82	SPC	3.94	0		Cv	47.3	-47.4		Cv

TableauVIII.10: *Vérifications des contraintes dans les poteaux à l'ELS sens (y-y)*

Conclusion : Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton

- ***Poteaux (40 × 40) :***

- Les armatures longitudinales : **8HA16** Ast = 16.09cm2
- Les armatures transversales : **4HA8** Ast = 2,01cm2

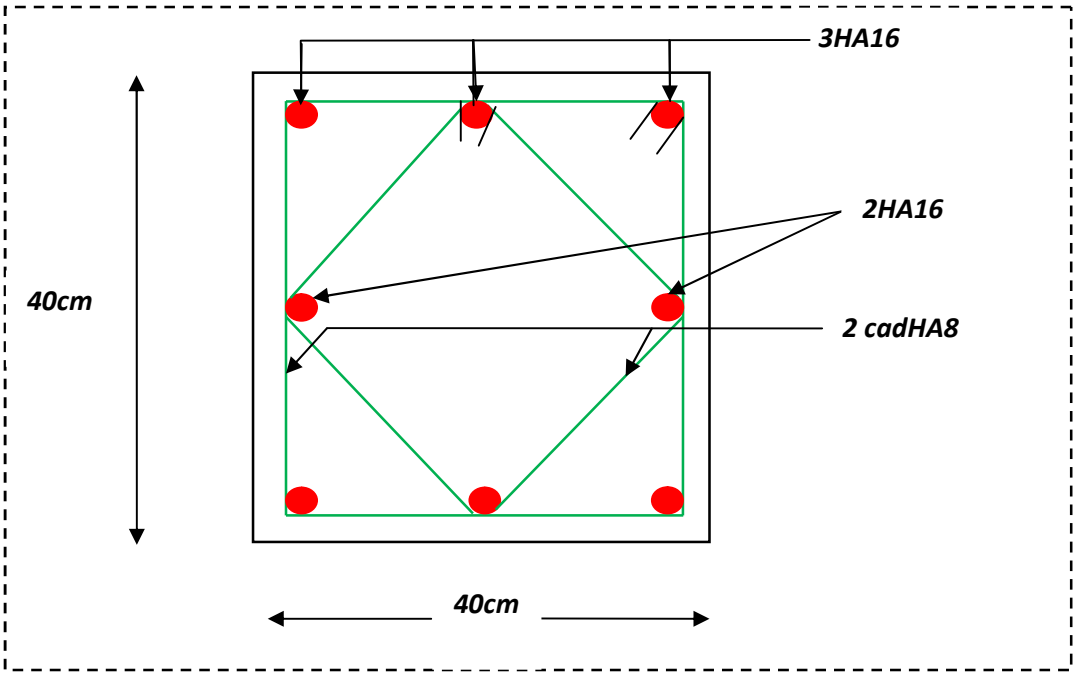


Figure VIII.2 *: ferraillage poteau 40x40*

- ***Poteaux (35 × 35) :***

- Les armatures longitudinales : **8HA14** Ast = 12.31cm²
- Les armatures transversales : **4HA8** Ast = 2,01cm²

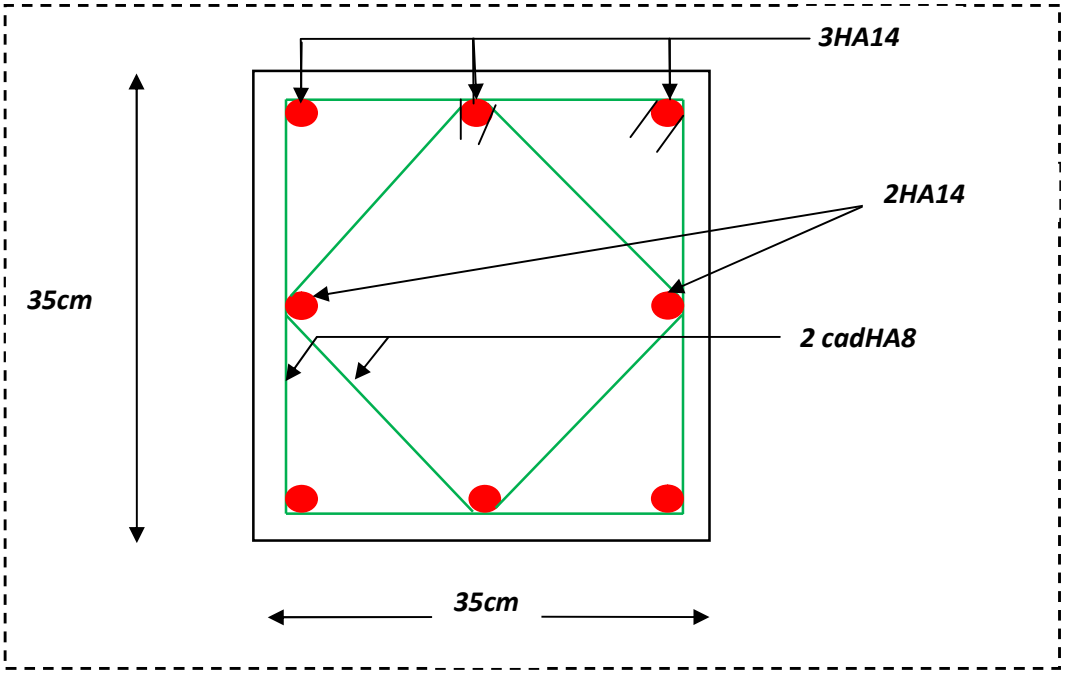


Figure VIII.3 *: ferraillage poteau 35x35*

- Poteaux (30 × 30) :
  - Les armatures longitudinales : **8HA12** Ast = 9.05cm2
  - Les armatures transversales : **4HA8** Ast = 2,01cm2

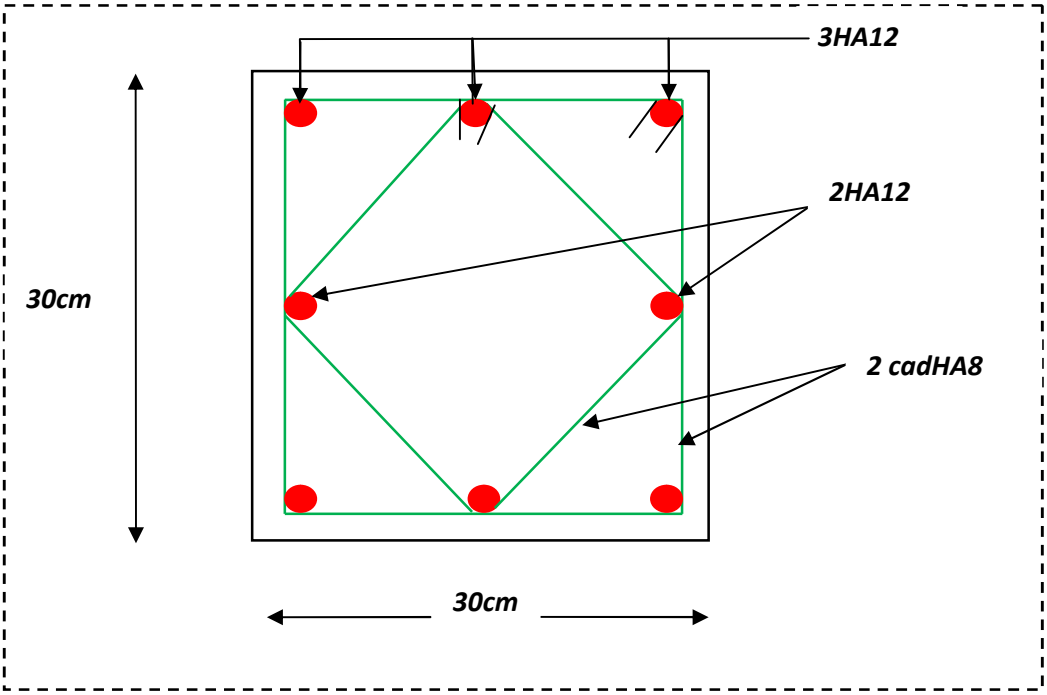


***Figure VIII.4** : ferraillage poteau 30x30*

VII. Efforts et ferraillage des éléments

VII.1) Introduction :

Ce chapitre est l'objectif principal de toute notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque éléments sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédent.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont ; les poutres soumises à la flexion simple dans un plan, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans, et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan.

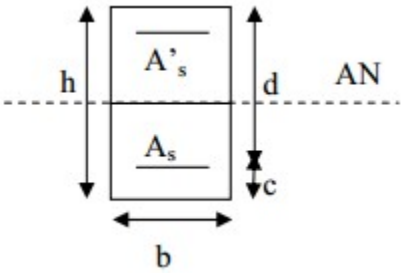
VII.2) Ferraillage des poutres :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- 1.35G + 1.5Q : à L'ELU.
- G + Q : à L'ELS.
- G + Q± E : RPA99 révisé 2003.
- 0.8G ± E : RPA99 révisé 2003.

Calcul de ferraillage :

Dans le cas d'une flexion simple, nous avons les étapes suivantes :
Soit :



- A_s : La section d'armatures tendues
- A_s' : La section d'armatures comprimées

Avec :
h : hauteur de la section du béton.
b : largeur de la section du béton.
d : hauteur utile (d= h-c).
c : distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

Calcul du moment réduit «μ» :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Avec :
M_u : le moment de flexion supporté par la section

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

γ_b =1.5 (situation durable)

Le moment réduit limite μ_1 est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

Nous comparons les deux moments réduits « μ » et « μ_1» :

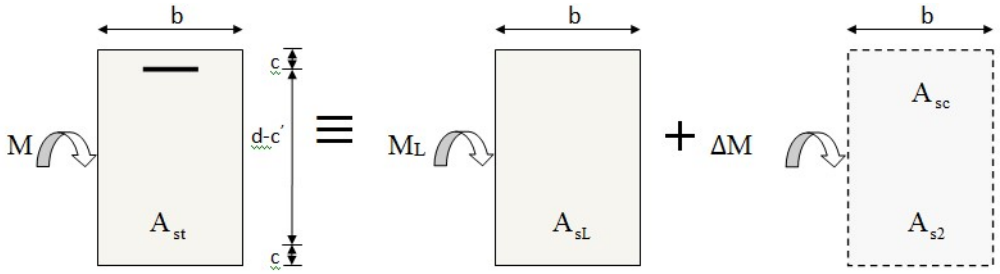
➢ **1er cas :** si $\mu \leq \mu_l$ ⇒la section simplement armée (SSA), c'est-à-dire la section ne comprendra que des aciers tendus, alors :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Tel que : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

➢ **2éme cas :** $\mu \geq \mu_l$ ⇒**Section doublement armée (SDA)**

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

VII-2-1) Les recommandations du RPA :

a) Les armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section.

- Poutres principales : $A_{min} = 0.005 \times 40 \times 30 = 6\ cm^2$
- Poutres secondaires : $A_{min} = 0.005 \times 35 \times 30 = 5.25 cm^2$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

4% : En zone courante.

6% : En zone de recouvrement.

En zone courante :

- Poutres principales : A_{max} = 0.04x40x30=48cm^2.
- Poutres secondaires : A_{max} = 0.04x35x30=42 cm^2.

En zone de recouvrement :

- Poutres principales : A_{max} = 0.06x40x30=72 cm^2.
- Poutres secondaires : A_{max}= 0.06x35x30=63 cm^2.

La longueur du recouvrement est de **40Ø** (Zone **IIa**).

L'ancrage des armatures longitudinal supérieur et inferieur dans les poteaux de rives et de l'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

	Section maximal (A max= cm^2)		
	Zone courante	**Zone de recouvrement**	**section minimal (A min = cm$^{2)}$**
poutre principal (30x40)	48	72	6
poutre secondaire (30x35)	42	63	5.25

Tableau VII-1 : Section d'armature longitudinale

b) Armatures transversales :

- Les quantités minimale des armatures transversales est de :

$A_t = 0{,}003.\ S_t.b$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$S_t = min(\frac{h}{4}; 12\phi) \Rightarrow$ en zone nodale.

$S_t = \frac{h}{2} \Rightarrow$ en zone de recouvrement.

Avec :

ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VII-2-3) Ferraillage :

1) Poutre principales :

Exemple de calcul :

En travée : $Mu_{(terrasse)}$= 46.864KN.m

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{46.864\times10^6}{300\times370^2\times14,2} = 0,080 < \mu_1 = 0.392 \Longrightarrow \textbf{\textit{(SSA)}}$$

$\beta = 0,958$ $\sigma_s = 348MPa$ (Situation courante)

$$A_{st} = \frac{46.864 \times 10^6}{0,958 \times 370 \times 348} = \mathbf{3.79cm^2}$$

Aux appuis : $Mu_{(ET6)}$= 83.93KN.m

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{83.93\times10^6}{300\times370^2\times18,48} = 0,110 < \mu_1 = 0.392 \Longrightarrow \textbf{\textit{(SSA)}}$$

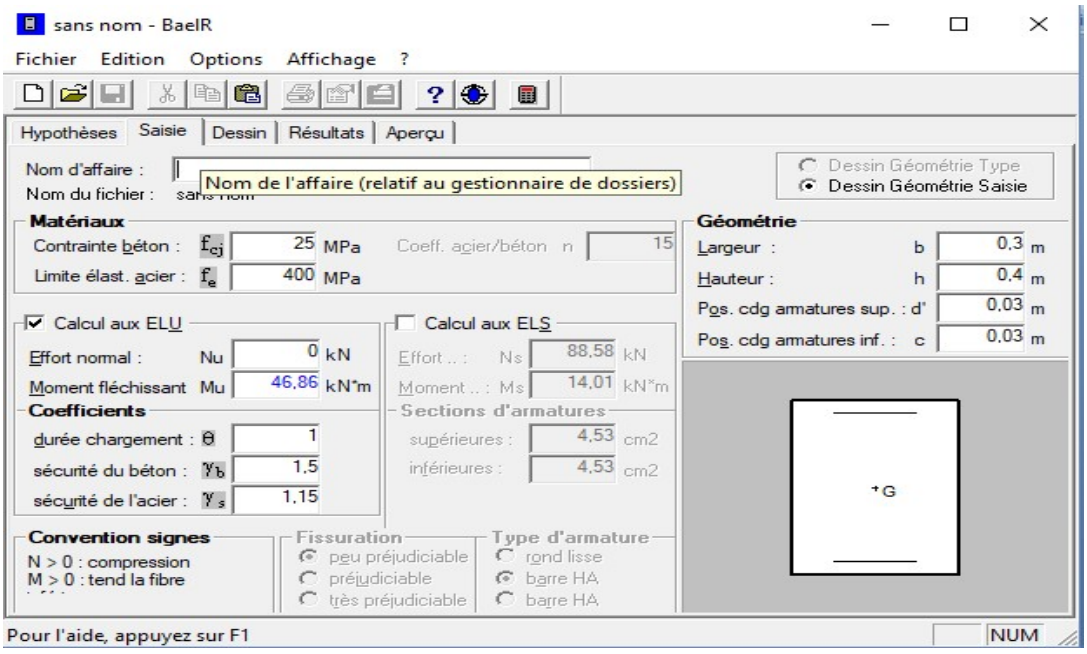
$\beta = 0,942$ $\sigma_s = 400MPa$ (Situation accidentelle)

$$A_{st} = \frac{83.93 \times 10^6}{0,942 \times 370 \times 400} = \mathbf{6.02\ cm^2}$$

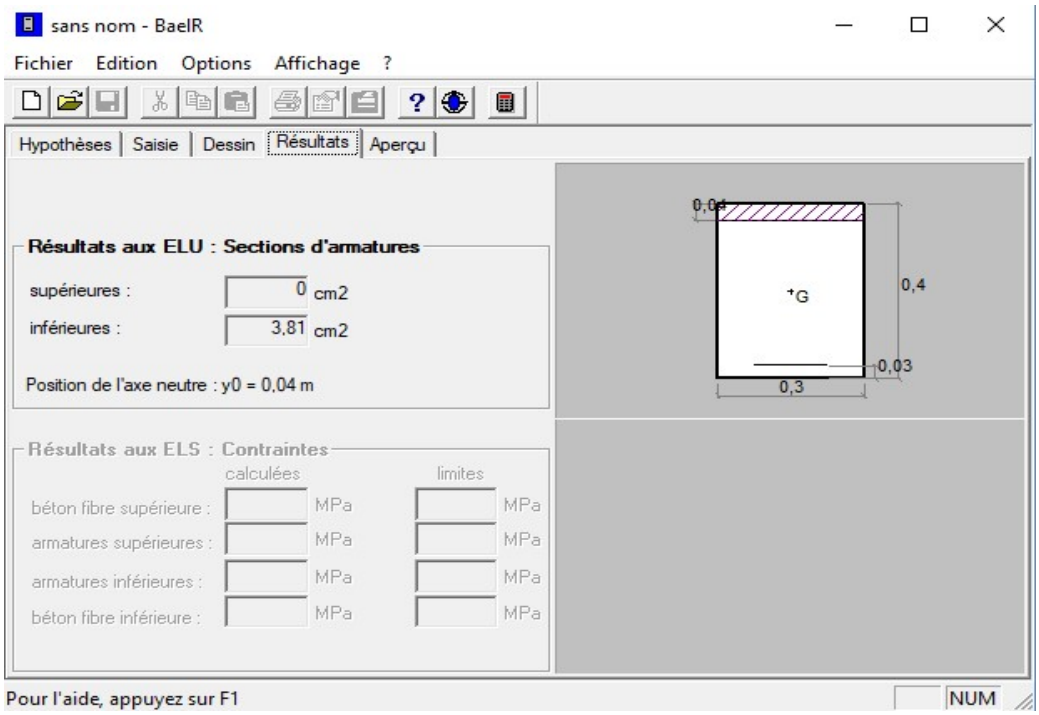
Vérification du résultat avec logiciel SOCOTEC :

Travée :

Introduction des données :

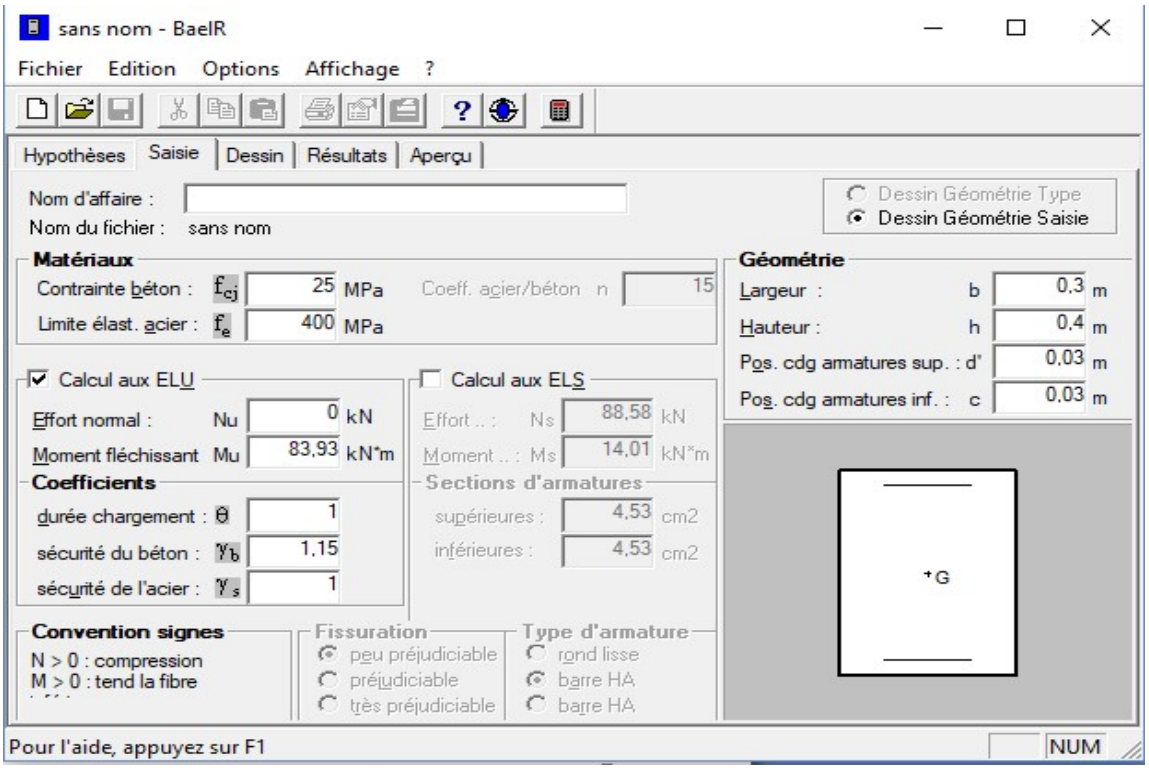


Résultat :

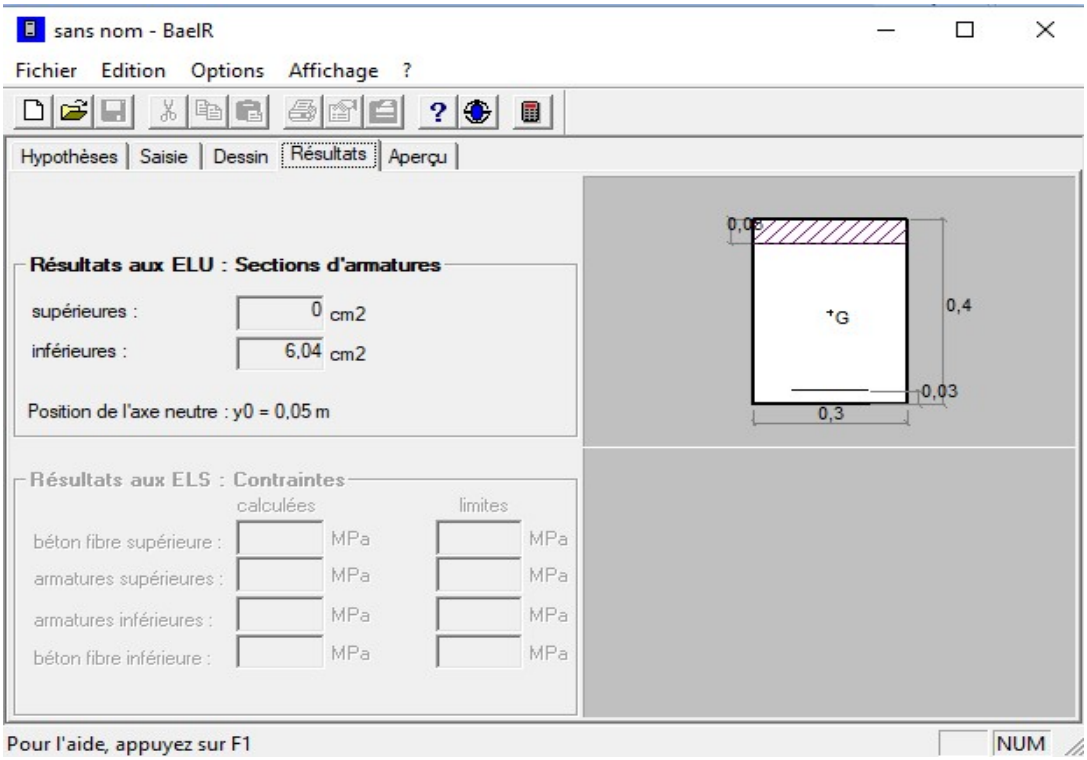


Aux appuis :

Introduction des données :



Résultat :



Avec les mêmes étapes on calcule les autres sections d'armatures en travées et aux appuis avec la situation courante et accidentelle et les valeurs sont résumé dans les tableaux ci dessous :

a) En travée :

Niveau	Combinaison	Mu (Kn m)	As (cm^2)	Ferraillage Choisi (inferieur)	As adoptée (cm^2)
7	ELU	46.864	3.79	3HA14	4,62
6	ELU	43.063	3.48	3HA14	4,62
5	ELU	43.339	3.51	3HA14	4,62
4	ELU	41.384	3.34	3HA14	4,62
3	ELU	39.836	3.21	3HA14	4,62
2	ELU	39.925	3.22	3HA14	4,62
1	ELU	38.243	3.08	3HA14	4,62
RDC	ELU	43.356	3.51	3HA14	4,62
S.sol	ELU	38.593	3.11	3HA14	4,62

Tableau VII-2 : ferraillage de la poutre principale en travée en situation courante

b) Aux appuis :

Niveau	Combinaison	MN (KN m)	As ($cm^{2)}$	Ferraillage choisi (inferieur)	As total ($cm^{2)}$
7	G +Q + - E	72.902	5.2	3HA14 + 3HA12	8.01
	0,8G + - E				
6	G+Q + - E	83.93	6.04	3HA14 +3HA12	8.01
	0,8G + - E				
5	G +Q+ - E	80.984	5.81	3HA14 +3HA12	8.01
	0,8G + - E				
4	G +Q + - E	78.893	5.65	3HA14+3HA12	8.01
	0,8G + - E				
3	G + Q + - E	77.103	5.51	3HA14 +3HA12	8.01
	0,8G + - E				
2	0,8G +Q + -E	69.758	4.96	3HA14 +3HA12	8.01
	0,8G + - E				
1	G + Q + -E	61.688	4.36	3HA14+3HA12	8.01
	0,8G + - E				
RDC	G + Q + -E	54.142	3.8	3HA14+3HA12	8.01
	0,8G + -E				
S.sol	G +Q + - E	39.7	2.76	3HA14+3HA12	8.01
	0,8G + - E				

Tableau VII-3 : *ferraillage de la poutre principale aux appuis en situation accidentelle.*

La section totale en appuis est :

$$A_{s\ totale} = 2x3HA14+3HA12 = 12.63\ cm^2 > A_{min} = 6.00\ cm^2 \Longrightarrow \text{CV.}$$

La section totale en travée est :

$$A_{s\ totale} = 2x3HA14 = 9.24 cm^2 > A_{min} = 6\ cm^2 \Longrightarrow \text{CV.}$$

- **Poutres secondaires :**

- Le ferraillage des poutres secondaires est résumé dans les tableaux suivants :

a) En travée :

Niveau	Combinaison	Mu (Kn m)	As (cm^2)	Ferraillage Choisi (inferieur)	As adoptée (cmxcm)
7	ELU	35.236	3.31	3HA12	3.39
6	ELU	35.467	3.33	3HA12	3.39
5	ELU	32.426	3.03	3HA12	3.39
4	ELU	35.73	3.36	3HA12	3.39
3	ELU	33.657	3.15	3HA12	3.39
2	ELU	28.038	2.61	3HA12	3.39
1	ELU	22.783	2.11	3HA12	3.39
RDC	ELU	17.658	1.61	3HA12	3.39
S.sol	ELU	7.279	0.66	3HA12	3.39

Tableau VII-4 : *ferraillage de la poutre secondaire en travée en situation courante.*

b) Aux appuis :

Niveau	Combinaison	Mu (KN m)	As ($cm^{2)}$	Ferraillage choisi	As total ($cm^{2)}$
7	G +Q + - E	45.098	3.68	3HA12+2HA12	5.65
	0,8G + - E				
6	G+Q + - E	49.97	4.1	3HA12+2HA12	5.65
	0,8G + - E				
5	G +Q+ - E	46.851	3.83	3HA12+2HA12	5.65
	0,8G + - E				
4	G +Q + - E	44.346	3.62	3HA12+2HA12	5.65
	0,8G + - E				
3	G + Q + - E	42.202	3.43	3HA12+2HA12	5.65
	0,8G + - E				
2	0,8G +Q + -E	37.026	3	3HA12+2HA12	5.65
	0,8G + - E				
1	G + Q + -E	31.448	2.53	3HA12+2HA12	5.65
	0,8G + - E				
RDC	G + Q + -E	26.123	2.09	3HA12+2HA12	5.65
	0,8G + -E				
S.sol	G +Q + - E	15.705	1.24	3HA12+2HA12	5.65
	0,8G + - E				

Tableau VII-5 : ferraillage de la poutre secondaire aux appuis en situation accidentelle.

La section totale en appuis est :

$$A_{s\ totale} = 2x3HA12+2HA12 = 9.04\ cm^2 > A_{min} = 6.00\ cm^2 \Longrightarrow CV.$$

La section totale en travée est :

$$A_{s\ totale} = 2x3HA12 = 6.78 cm^2 > A_{min} = 6\ cm^2 \Longrightarrow CV.$$

VII-2-4) Vérification à L'ELU :

a) La condition de non fragilité :

- Poutres principales : $A_{\min} = 0{,}23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \times 300 \times 370 \times \frac{2.1}{400} = 1.34\ \text{cm}^2 < A_{adopté}$
- Poutres secondaires: $A_{\min} = 0{,}23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23 \times 300 \times 320 \times \frac{2{,}1}{400} = 1.15\ \text{cm}^2 < A_{adopté}$

B) Les armatures transversales :

On a fixé pour les armatures transversales une section de :
At = 4HA8 = 2..01 cm²
Note : le nombre de brins découle du nombre de barres longitudinales, pour notre cas on a 3 barres donc 4 brins.

c) Espacement d'armature :

- **Poutre principale :**

Zone nodale (appui)

$$St \leq \min\left\{\frac{h}{4}, 12\emptyset_l, 30\right\} = min\left\{\frac{40}{4}, 12 \times 1.4, 30\right\} = min\{10, 16.8{,}30\}$$

Soit **St = 10 cm.**

✓ **Zone courante:**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20cm$$

Soit **St = 15 cm.**

- **Poutre secondaire :**

✓ **Zone nodale (appui) :**

$$St \leq \min\left\{\frac{h}{4}, 12\emptyset_l, 30\right\} = min\left\{\frac{35}{4}, 12 \times 1.2, 30\right\} = min\{8.75{,}14.4{,}30\}$$

Soit : **St = 8 cm.**

✓ **Zone courante:**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5cm$$

Soit **St = 15 cm**.

d) Délimitation de la zone nodale

L'= 2 x h

Poutre principale : L' = 2 x 40 = 80 cm.
Poutre secondaire : L' = 2 x 35 =70 cm.

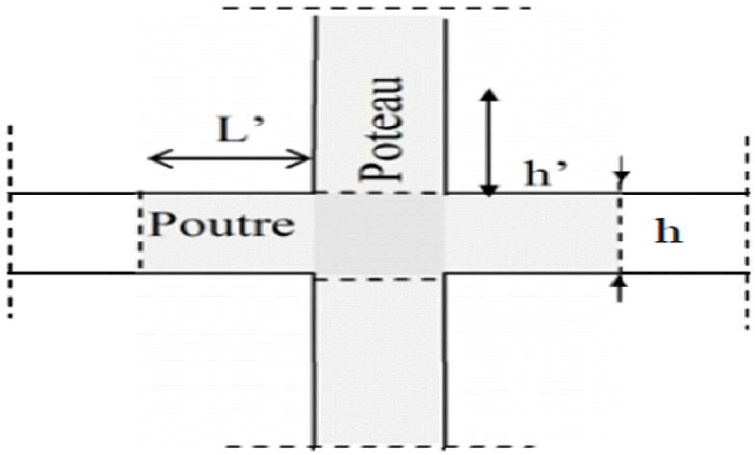


Fig VII- 1 : délimitation de la zone nodale.

e) Vérification de la section minimale d'armature transversale du RPA :

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_{tmin} = 3\ ‰ S_t \times b.$$

- **Poutre principale :**
  Zone nodale :

$A_{tmin} = 0{,}003 \times 10 \times 30 = 0.9\ cm^2 < A_{adoptée} = 2{,}01\ cm^2$ Condition vérifiée.

Zone courante :

$A_{tmin} = 0{,}003 \times 15 \times 30 = 1.35\ cm^2 < A_{adoptée} = 2{,}01\ cm^2$ Condition vérifiée

- **Poutre secondaire :**

Zone nodale :

$A_{tmin} = 0{,}003 \times 8 \times 30 = 0{,}72\ cm^2 < A_{adoptée} = 2{,}01\ cm^2$ Condition vérifiée.

Zone courante :

$A_{tmin} = 0{,}003 \times 15 \times 30 = 1.35 cm^2 < A_{adoptée} = 2{,}01\ cm^2$ Condition vérifiée

f) Justification de l'effort tranchant :

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 d} \leq \overline{\tau_u} \quad , \text{ Avec :}$$

T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0{,}2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right\} = 3.33\text{MPa}$$

- **Poutres principales**

$$\tau_u = \frac{95.53 \times 10^3}{300 \times 370} = 0.86MPa \prec \overline{\tau_u} = 3{,}33\text{MPa}. \Longrightarrow \text{CV.}$$

- **Poutres secondaires**

$$\tau_u = \frac{40.35 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.42MPa \prec \overline{\tau_u} = 3.33\text{MPa}. \Longrightarrow \text{CV.}$$

g)) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_U \leq \overline{T}_U = 0.4 \times \left(\frac{0.9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b}\right)$$

- **Poutre principale :**

$$T_{max} = 95.53\ KN \prec 0.4 \times 0.9 \times 0.370 \times 0.30 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 666KN \Rightarrow Condition\ \ vérifiée.$$

- **Poutre secondaire :**

$$T_{max} = 37{,}8\ KN \prec 0.4 \times 0.9 \times 0.370 \times 0.30 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 666KN \Rightarrow Condition\ \ vérifiée.$$

k) Vérification de la contrainte d'adhérence : (art .A.6, 1.3 /BAEL 91 modifié 99) :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0{,}9d\sum ui} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times ft_{28} = 1{,}5 \text{ x } 2{,}1 = 3{,}15 \text{ Mpa}$$

Avec :

Ui : le périmètre des barres

- **Poutres principales :**

$$\sum U_i = n\pi\emptyset = 3x3.14x1.4 + 3x3.14x1.2 = 244.92 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d\sum U_i} = \frac{95.53x10^3}{0.9\times 370\times 244.92} = 1.17MPa$$

$\tau_{se} = 1{,}17\ MPa < \bar{\tau}_{se} = 3{,}15\ MPa \Longrightarrow$ Condition vérifié.

- **Poutres secondaires :**

$$\sum U_i = 3\pi\emptyset = 3x3.14x12 + 2x3.14x12 = 188.4\text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d\sum U_i} = \frac{37{,}8x10^3}{0.9\times 370\times 188.4} = 0{,}60MPa$$

$\tau_{se} = 0{,}60\ MPa < \bar{\tau}_{se} = 3{,}15\ MPa \Longrightarrow$ Condition vérifié.

i) Calcul de la longueur d'encrage : (art A.6.1.23/BAEL 91, modifié 99)

$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$ Avec : $\tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835$ MPA.

Pour les AH14 ; l_s=49.38cm

Pour les AH12 ; l_s=42.32cm

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 l_s) pour les barres à haute adhérence.

Pour les HA14 : $L_a = 0.4\times 49.38 = 19.75cm$.

Pour les HA12 : $L_a = 0.4\times 42.32 = 16.93cm$.

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement est de (40ϕ en Zone II a)

Pour les HA14 : $L_r = 40 \times 1.4 = 56cm$

Pour les HA12 : $L_r = 40 \times 1.2 = 48cm$

VII-2-5) Vérifications à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

Etant donné qu'on est dans le cas d'une fissuration peu nuisible, donc cette vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de déformation du béton en compression :

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15MPa \qquad \text{Avec :} \quad \rho_1 = \frac{100\,A}{b_0 d}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 X dx Ast}$$

β_1 ; k_1 sont donnes par le tableau en fonction de ρ_1

		Ms(KN.m)	Ast(cm²)	ρ1	K1	β1	σ_s [Mpa]	$\sigma_{bc}[MPa]$	σbc	OBS
poutres principales	**travées**	34.172	4.62	0,416	35.604	0.9012	221.84	6.23	15	CV
	appuis	54.007	8,01	0,721	25.608	0.876	208.02	8.12	15	CV
Poutres secondaires	**travées**	30.184	6.78	0,481	32.703	0.895	228.11	6.97	15	CV
	appuis	39.633	69.04	0.716	25.716	0.877	205.26	9.98	15	CV

c) Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

d) Calcul de la flèche :

- **Poutres principales :**

La valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée l = 3.20 m

$f = 0.1025\ mm < \frac{3200}{500} = 6.4\ mm$ $\Longrightarrow$ condition vérifiée.

- **Poutres secondaires :**

La valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée l = 3 m

$f = 0.2462\ mm < \frac{3000}{500} = 6\ mm$ $\Longrightarrow$ condition vérifiée.

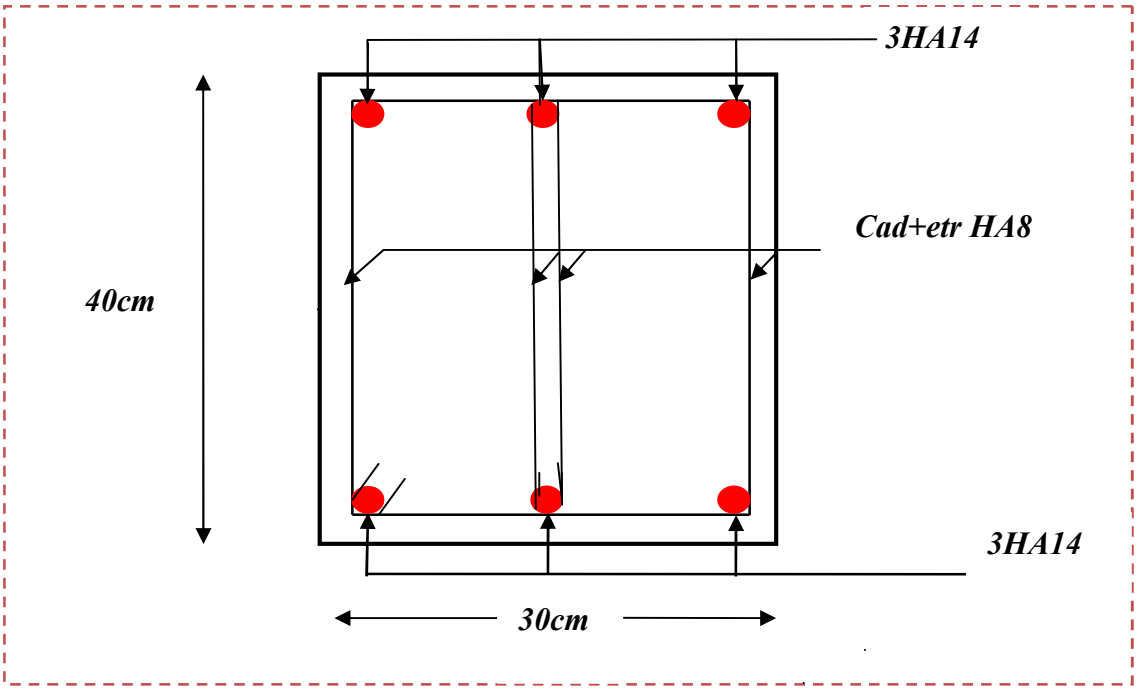
Conclusion : La flèche est vérifiée.

Schéma de ferraillage des poutres :

Poutre principal (30x40) :

En travée :

- ***Les armatures longitudinales :*** *3HA 14*
- ***Les armatures transversal :*** *1 cadre en HA8+ étrier en HA8*

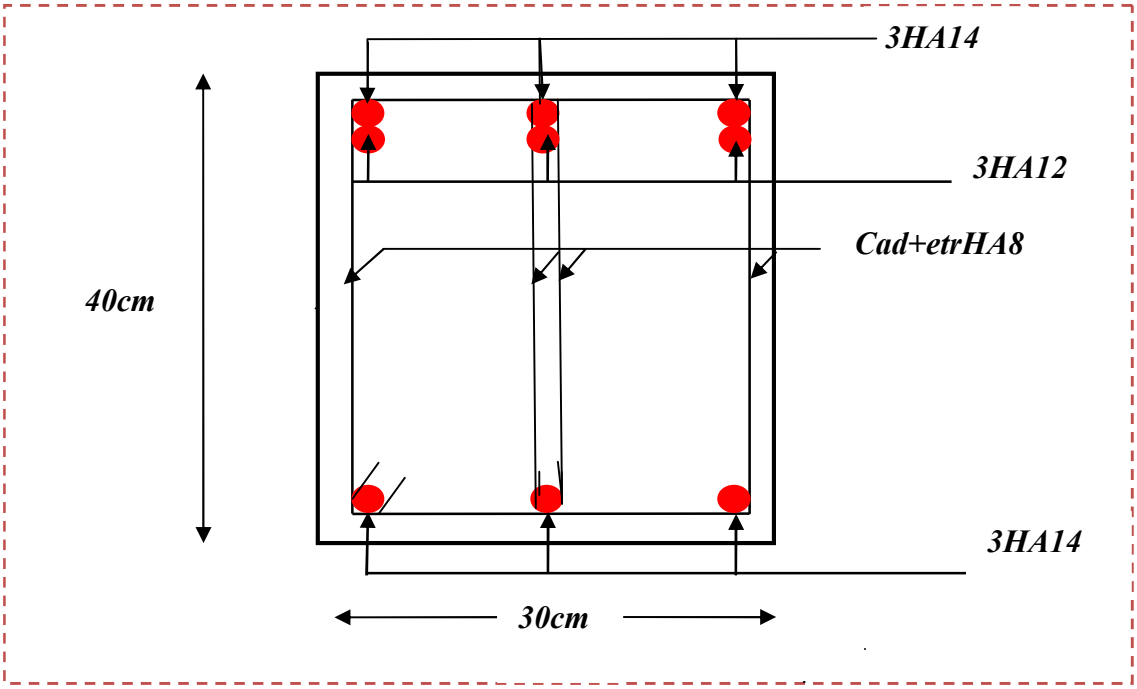


FigureVII.2 : *ferraillage en travée dune poutre principal*

Aux appuis :

- ***Les armatures longitudinales :*** *3HA 14(fil) +3HA12 (chap)*

- ***Les armatures transversal :*** *1 cadre en HA8+ étrier en HA8*



FigureVII.3 : *ferraillage aux appuis d'une poutre principal*

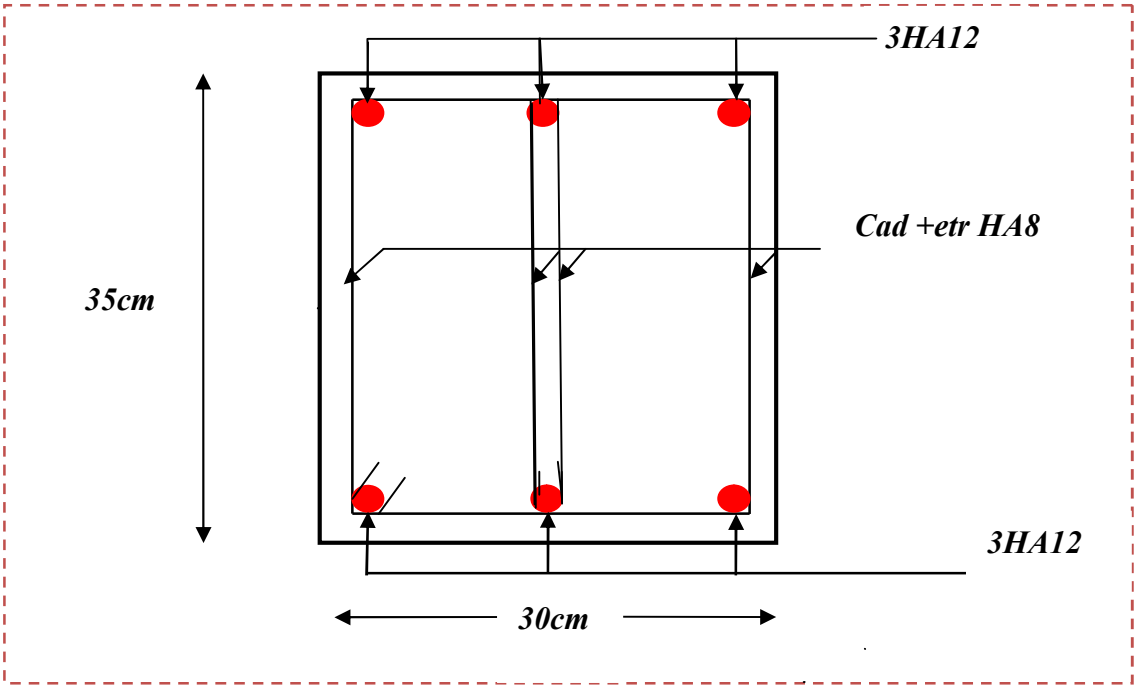
Poutres secondaires (30x35) :

En travée :

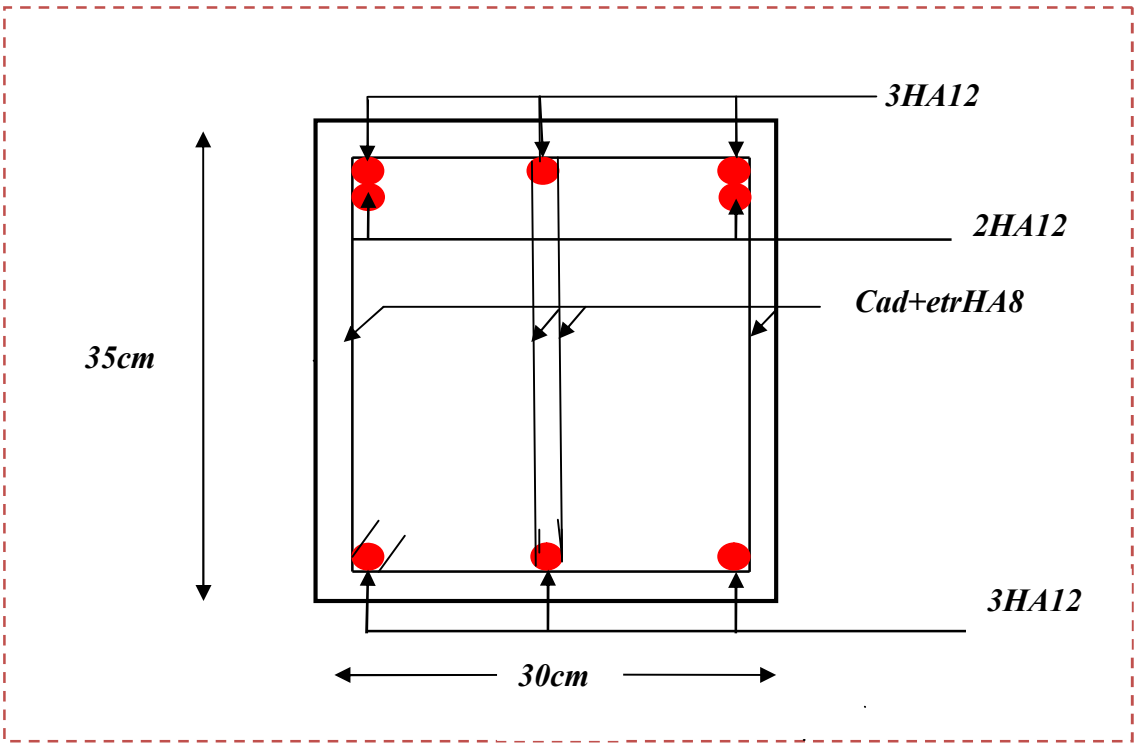
- ***Les armatures longitudinales :*** *3HA 12*
- ***Les armatures transversal :*** *1 cadre en HA8+ étrier en HA8*

Aux appuis :

- ***Les armatures longitudinales :*** *3HA12 (fil) +2HA12 (chap)*
- ***Les armatures transversal :*** *1 cadre en HA8+ étrier en HA8*



FigureVII4 *: ferraillage en travée dune poutre secondaire*



FigureVII5 *: ferraillage aux appuis dune poutre secondaire*

IX. Ferraillage des voiles :

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 au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales. Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Le calcul du ferraillage des voiles se fera selon la longueur de voile, et la hauteur d'étage, on adopte le même ferraillage pour un certain nombre de niveaux.

Nous allons ferrailler par zone :

Zone I : S.sol, RDC, 1^{èr}, étage.
Zone II : 2eme, 3eme, et 4eme étage.
Zone III : 5eme, 6eme, et 7eme.

IX.1. Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

BAEL.91/modifié 99 :	**RPA.99/modifié 2003 :**
ELU : 1.35 G +1.5 Q	0.8 G + E
ELS : G + Q	G + Q + E

IX.2. Ferraillage des voiles :

Le calcule se fera par la méthode des tronçons de la **RDM**, qui se fait pour une bande de largeur (d).

Exposé de la méthode de calcul :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables **(N, M)** en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} \qquad \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

Avec : **B** : section du voile. , B = L× e.

I : moment d'inertie du voile considéré.

V=V' : bras de levier du voile : V = $\frac{L}{2}$

Le calcul se fera par bandes de longueur **(d)** donnée : $d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$ RPA 99 (Art.7.7.4).

Avec : h_e : hauteur entre nus du plancher et du voile considéré.

L_c : la longueur de la zone comprimée, avec $L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$

$L_t = L - L_C$ avec L_t : longueur de la zone tendue.

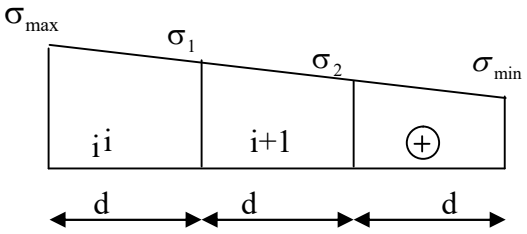
En fonction des contraintes agissant sur le voile, **trois** cas peuvent se présenter :

1. Section entièrement tendue (SET).
2. Section partiellement comprime (SPC).
3. section entièrement comprime (SEC).

➢ Section entièrement tendu :

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$



Avec : e : épaisseur du voile

- La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à : $A_V = \frac{N_i}{\sigma_s}$

- **Armatures verticales minimales :**

  $A_{min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$ (Condition non fragilité **BAEL art A4.2.1**).

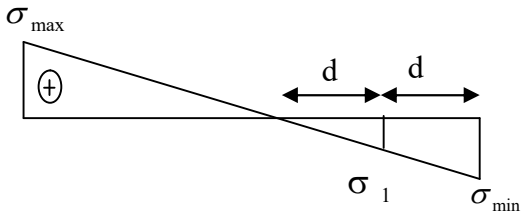
  $A_{min} \geq 0.002\ B$ (Section min du **RPA art 7.7.4.1**).

  B : section du tronçon considéré

➢ Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e_v$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e_V$$



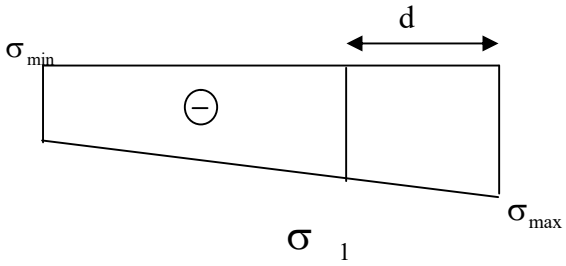
- La section d'armature est égale à $A_V = \frac{N_i}{\sigma_s}$

- **Armatures verticales minimales :** Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

➢ Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e_v$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_{min}}{2} \times d \times e_V$$



La section d'armature d'une section entièrement comprimé est égale à :

$$A_v = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du tronçon considéré ;

- Situation accidentelle **:** $\sigma_s = 400$ MPa ; $f_{bc} = 18.48$ Mpa
- Situation courante : $\sigma_s = 348$ MPa ; $f_{bc} = 14.20$ Mpa.

- **Armatures minimales : (Art. A.8.1, 2 BAEL91/modifié 99) :**

- $A_{min} \geq 4\ cm^2$ par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures.

- $0.2\ \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\ \%$ avec B : section du béton comprimée.

- **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ.

- D'après le **BEAL modifié 99** : $A_H = \frac{A_v}{4}$
- 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.

➢ Exigences de RPA 2003(article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)

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

- Globalement dans la section du voile 15 %.
- En zone courantes 0.10 %.

- **Armatures transversales : (article 7.7.4.3 du RPA 2003)**

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 des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **7.7.4.3 du RPA 2003.**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

- **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 :

$$A_{vj} = 1.1\frac{T}{f_e} \qquad \text{(Article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)}$$

$$T = 1.4\ V_u$$

$\mathbf{V_u}$: Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit **s'ajouter** à la **section d'aciers tendus** nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

➢ Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq$ **4HA10.**

➢ Espacement :

D'après l'**art 7.7.4.3** du **RPA 99 modifié 2003**, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$S \leq 1.5e$

$S \leq 30\ cm$

Avec : e = épaisseur du voile

A 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).**

➢ **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

✓ **40Φ** pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

✓ **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser **(0.10)** de l'épaisseur du voile.

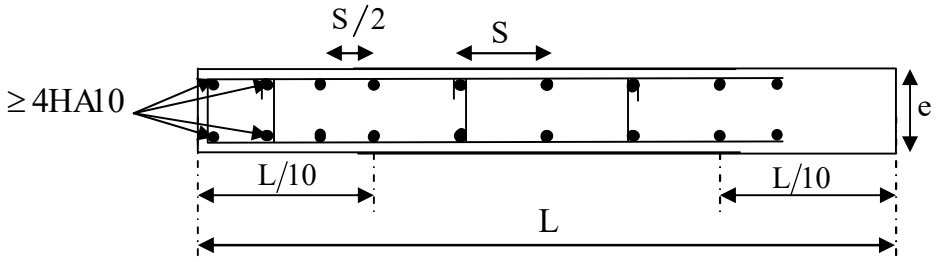


Figure IX-1 *:* Disposition des armatures verticales dans les voiles

IX.3. Vérification :

a) Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère l'effort : $N_{ser} = G + Q$

$N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \overline{\sigma}_b$$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15\,MPa$$

Avec : N_{ser} : Effort normal applique ;

B : Section du béton ;

A : Section d'armatures adoptée.

b) Vérification de la contrainte de cisaillement :

- **D'après le RPA 2003**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u,calcul}$$

Avec : b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile .

d : Hauteur utile (d = 0.9 h) .

h : Hauteur totale de la section brute.

- **D'après le BAEL / modifié 99 *:***

Il faut vérifier que :

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

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

τ_u : Contrainte de cisaillement

$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4MPa\right)$; Pour la fissuration préjudiciable.

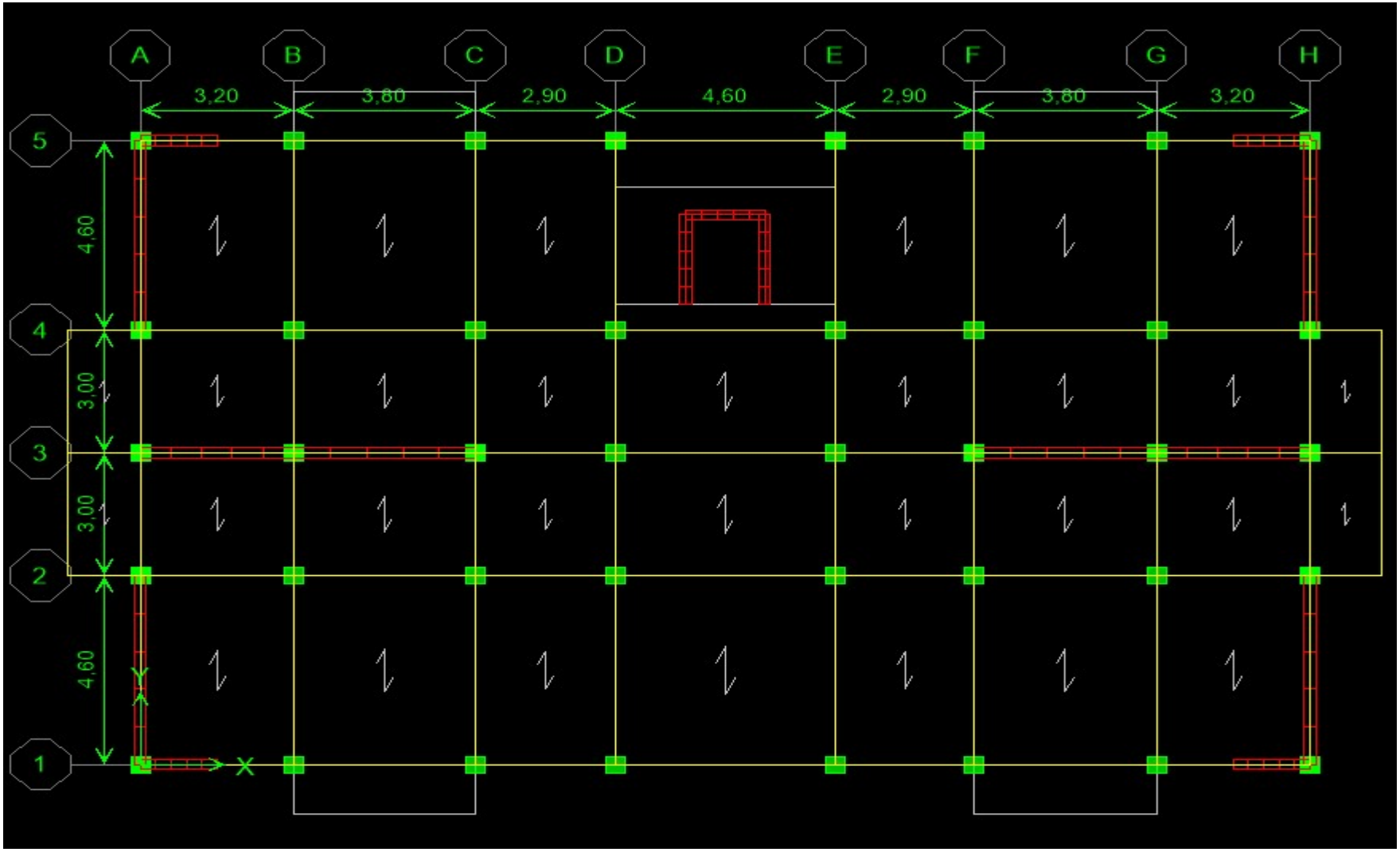


Figure IX.2 : disposition en plans des voiles

IX.4. Exemple de calcul :

On adopte le même ferraillage pour toute la structure.

Soit à Ferrailler le voile longitudinal VL1/04 jusqu'à VL1/09**:**

- **Caractéristiques géométriques :**

L = 3.20m, e_p = 25 cm, B=0.8 m^2, I=0.68m^4, V=V'= 1.6m.

Zone I:

a) Calcul des contraintes :

σ_{max} =6604.87 Kn/m^2
σ_{min} = -9056.17 Kn/m^2 } Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C)

- Largeur de la zone comprimée « Lc » et de la zone tendue « Lt » :

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L = L_c = \frac{6604.87}{6604.87 + 9056.17} \times 3.20 = 1.35m.$$

$L_t = L - L_c = 3.20 - 1.35 = 1.85$ m

Donc le découpage de la zone se fera en deux bandes de largeur d :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} l_c\right) = \min\left(\frac{2.66}{2}, \frac{2}{3} \times 1.35\right) = \min(1.33; 0.9) = 0.9 \text{ m.}$$

d = 0.9 m.

Avec : h_e : hauteur entre nus du plancher et du voile considéré.

L_c : la longueur de la zone comprimée, avec $L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$

$L_t = L - L_C$ avec L_t : longueur de la zone tendue.

$h_e = h_{étage} - h_{poutre} = 3.06 - 0.40 = 2.66$ m.

Détermination des efforts normaux :

$$\sigma_1 = \sigma_{min} \times \frac{(L_t - d)}{L_t} = 9056.17 \times \frac{(1.85 - 0.9)}{1.85} = 4650.46 \quad Kn/m^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} e \times d = \frac{9056.17 + 4650.46}{2} \times 0.25 \times 0.90 = 1541.99 \quad KN.$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} e \times d' = \frac{4650.46}{2} \times 0.25 \times 0.90 = 523.17 \quad KN.$$

b) Détermination des sections d'armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{f_e} = \frac{1541.99}{400} \times 10 = 38.55 \quad cm^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{f_e} = \frac{523.17}{400} \times 10 = 13.079 \quad cm^2$$

- **Détermination des armatures de couture :**

Calcule de l'effort tranchant :

$$T = 1.4 \; V_u = 1.4 \times 651.05 = 911.47 KN$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{911.47}{400} \times 10 = 22.78 \quad cm^2$$

Détermination des sections d'armatures verticales totales par nappe :

$$A_{1/nappe} = Av_1 + \frac{A_{vj}}{4} = 38.55 + \frac{22.78}{4} = 44.26 \quad cm^2$$

$$A_{2/nappe} = Av_2 + \frac{A_{vj}}{4} = 13.079 + \frac{22.78}{4} = 18.77 \quad cm^2$$

g) Armatures minimales : (BAEL99)

$\mathbf{A_{min}} \geq \max\left(\frac{B_1 \times f_{t28}}{f_e} ; 0.002 B_1\right) = \max\left(\frac{90 \times 25 \times 2.1}{400} ; 0.002 \times 25 X 90\right) = 12 cm^2$.

$A_1 = A_{v1} = 44.26 \; cm^2$/bande.

$A_2 = A_{v2} = 18.77 cm^2$/bande.

Le ferraillage sera réalisé symétriquement pour chaque bande c à d :

A_1= ***2(9HA20);*** avec S_t = 10cm

A_2= ***2(9HA12)*** avec $S_t \leq \min\{1,5 \times e ; 30 \; cm\} = 30 \; cm$ soit S_t=10cm

- **Armatures horizontales :**

D'après le **BEAL modifié 99** : $A_H = \frac{A_v}{4}$

D'après **le RPA 2003** : $A_H \geq 0.15\,\% \cdot B$

$$A_H \geq max\left\{\frac{A_{vl}}{4}, -, 0.15\%B\right\} = max\left\{\frac{56.52}{4}, 0.0015X25X90\right\} = 14.13 \quad cm^2$$

Le ferraillage sera réalisé symétriquement pour chaque bande c à d :

(9HA12) = 15.40 cm^2 avec un espacement ***e = 25 cm.***

- **Les armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.

On adopte 4HA8 (2,01 cm^2) par m^2

Pour les potelets :

Vu que la section d'armatures doivent dans les poteaux est supérieure à celle du voile, alors on adopte le même ferraillage que celui du poteau.

d) Vérifications des contraintes :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A_{vt}} = \frac{1650.3 \times 10^3}{0.8 \times 10^6 + 15 \times 56.52 \times 10^2} = 1.76MPa \prec 15MPa \quad \ldots\ldots \textit{Condition Vérifier}$$

e) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Selon le RPA 2003 :

La contrainte de cisaillement dans le béton τ_b doit être inférieure à la contrainte admissible

$\overline{\tau}_b$=0.2f_{c28} = 5Mpa.

$$\tau_b = \frac{T}{e \times d} = \frac{192.136 \times 10^3}{0.25 \times 10^3 \times 0.9 \times 1.50 \times 10^3} = 0.57 \quad \leq \overline{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5MPa \quad \textbf{.....} \textit{ Condition Vérifier}$$

Avec :

d : Hauteur utile (d = 0.9 L)

L : Longueur

Selon le BAEL 91/modifié 99 :

$$\tau_u = \frac{1.4 \times T}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 651.05 \times 10^3}{0.25 \times 10^3 \times 0.9 \times 3.20 \times 10^3} = 1.89 MPa$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right) = 2.5 \text{ MPa} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textit{Condition Vérifier}$$

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement.

Les résultats de ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

1. *Le ferraillage des voiles longitudinal (VL):*

Ferraillage des voile de VL=3.20m :

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		3,2	3,2	3,2
	e (m)		0,25	0,25	0,25
	B (m)		0,8	0,8	0,8
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		6604,87	3662,97	1006,22
	σ_{min} [KN/m²]		-9056,17	-4453,57	-1816,75
	Nature de la section		**SPC**	**SPC**	**SPC**
	V_u (kN)		651,05	483,03	292,16
	L_t(m)		1,85	1,76	2,06
	L_c(m)		1,35	1,44	1,14
	d (m)		0,925	0,878	1,032
	σ_1 [KN/m²]		4528,085	2226,785	913,375
	N (kN)	N_1	1571,05	733,11	353,38
		N_2	523,683	244,369	117,792
	A_v (cm²)	A_{V1}	**39,28**	**18,33**	**8,83**
		A_{V2}	**13,09**	**6,11**	**2,94**
	A_{vj} (cm²)		25,07	18,60	11,25
	A (cm²)	A1=$A_{v1/2}$+A_{vj}/4	**45.27**	**22,98**	**11,65**
		A2=$A_{v2:2}$+A_{vj}/4	**18.28**	**10,76**	**5,76**
	A_{min} (cm²)		12,14	11,52	13,54
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bonde1	**56.52**	**27.72**	**20.34**
		Bonde 2	**20,34**	**14.14**	**14.14**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2x9HA20**	**2x9HA14**	**2x9HA12**
		Bonde 2	**2x9HA12**	**2x9HA10**	**2x9HA10**
	S_t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10 cm
		Bonde 2	10cm	10cm	10cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		3.375	6,58	6,00
	A_H /nappe (cm²)		14.15	6,16	2,78
	Choix des barres/nappe (cm²)		**9HA14/nappe**	**9HA10/nappe**	**9HA10/nappe**
	ep =25cm		**(A=15.40cm²)**	**(A=10.18cm²)**	**(A=10.18cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		**4 Epingles HA8/m²**		
	contrainte	τ_u(MPa)	0,904	0,671	0,406
		τ_b(MPa)	1,266	0,939	0,568
	ELS	N_s (kN)	1650.3	1166.43	628.15
		σ_b(MPa)	**1.88**	**1.36**	**0,75**

Ferraillage des voiles de VL=3.80m :

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		3,8	3,8	3,8
	e (m)		0,25	0,25	0,25
	B (m)		0,95	0,95	0,95
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		6442,72	2816,43	3310,14
	σ_{min} [KN/m²]		-8957,9	-4425,09	-4087,59
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		831,98	647,07	421,62
	L_t(m)		2,21	2,32	2,10
	L_c(m)		1,59	1,48	1,70
	d (m)		1,105	1,161	1,050
	σ_1 [KN/m²]		4478,950	2212,545	2043,795
	N (kN)	N_1	1856,22	963,32	804,62
		N_2	618,739	321,106	268,207
	A_v (cm²)	A_{V1}	**46,41**	**24,08**	**20,12**
		A_{V2}	**15,47**	**8,03**	**6,71**
	A_{vj} (cm²)		32,03	24,91	16,23
	A (cm²)	A1=$A_{v1/2}$+A_{vj}/4	**31,21**	**30,31**	**24,17**
		A2=$A_{v2;2}$+A_{vj}/4	**15,74**	**14,26**	**10,76**
	A_{min} (cm²)		14,51	15,24	13,78
	A_v adopté (cm²)	Bonde1	**36,18**	**36,18**	**27,92**
		Bonde 2	**20,34**	**20,34**	**14,14**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2x9HA16**	**2X9HA16**	**2X9HA14**
		Bonde 2	**2X9HA12**	**2X9HA12**	**2X9HA10**
	S_t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10 cm
		Bonde 2	10cm	10cm	10cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		8,29	8,71	6,00
	A_H /nappe (cm²)		9,05	9,05	6,98
	Choix des barres/nappe (cm²)		**9HA12/nappe**	**9HA12/nappe**	**9HA10/nappe**
	ep =20cm		**(A=10,17cm²)**	**(A=10,17cm²)**	**(A=7,07cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		**4 Epingles HA8/m²**		
	contrainte	τ_u(MPa)	0,973	0,757	0,493
		τ_b(MPa)	1,362	1,060	0,690
	ELS	N_s (kN)	1650,3	1166,43	628,15
		σ_b(MPa)	**1,59**	**1,13**	**0,62**

Ferraillage des bouts de voiles de VL=1.65m :

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,65	1,65	1,65
	e (m)		0,25	0,25	0,25
	B (m)		0,41	0,41	0,41
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		2112,37	717,56	679,48
	σ_{min} [KN/m²]		-4592,48	-2119,03	-1011,65
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		348,75	69,94	44,65
	L_t(m)		1,13	1,23	0,99
	L_c(m)		0,52	0,42	0,66
	d (m)		0,565	0,616	0,494
	σ_1 [KN/m²]		2296,240	1059,515	505,825
	N (kN)	N_1	486,59	244,87	93,61
		N_2	162,196	81,623	31,205
	A_v (cm²)	A_{V1}	**12,16**	**6,12**	**2,34**
		A_{V2}	**4,05**	**2,04**	**0,78**
	A_{vj} (cm²)		13,43	2,69	1,72
	A (cm²)	A1=$A_{v1/2}$+A_{vj}/4	**9,44**	**6,79**	**2,77**
		A2=$A_{v2:2}$+A_{vj}/4	**5,38**	**2,71**	**1,21**
	A_{min} (cm²)		7,42	8,09	6,48
	A_v adopté (cm²)	Bonde1	**12,32**	**9,04**	**9,04**
		Bonde 2	**9,42**	**9,42**	**9,42**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2X4HA14**	**2X4HA12**	**2X4HA12**
		Bonde 2	**2X6HA10**	**2X6HA10**	**2X6HA10**
	S_t (cm)	Bonde1	13 cm	13cm	13 cm
		Bonde 2	11cm	11cm	11cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		4,24	4,62	6,00
	A_H /nappe (cm²)		3,08	2,26	2,26
	Choix des barres/nappe (cm²)		**6HA12/nappe**	**6HA12/nappe**	**6HA12/nappe**
	ep =25cm		**(A=9,24cm²)**	**(A=9,24cm²)**	**(A=9,34cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u(MPa)	0,939	0,188	0,120
		τ_b(MPa)	1,315	0,264	0,168
	ELS	N_s (kN)	481,6	343,37	196,1
		σ_b(MPa)	**1,09**	**0,78**	**0,45**

Ferraillage des bouts de voiles de VL=1.6m

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,6	1,6	1,6
	e (m)		0,25	0,25	0,25
	B (m)		0,98	0,61	0,62
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		4272,58	2858,44	1354,98
	σ_{min} [KN/m²]		-7840,99	-4255,98	-2302,21
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		535,72	115,26	96,64
	L_t(m)		1,04	0,96	1,01
	L_c(m)		0,56	0,64	0,59
	d (m)		0,518	0,479	0,504
	σ_1 [KN/m²]		3920,495	2127,990	1151,105
	N (kN)	N_1	761,31	381,90	217,39
		N_2	253,770	127,300	72,462
	A_v (cm²)	A_{V1}	**19,03**	**9,55**	**5,43**
		A_{V2}	**6,34**	**3,18**	**1,81**
	A_{vj} (cm²)		20,63	4,44	3,72
	A (cm²)	$A1=A_{v1/2}+A_{vj}/4$	**14,67**	**10,66**	**6,36**
		$A2=A_{v2:2}+A_{vj}/4$	**8,33**	**4,29**	**2,74**
	A_{min} (cm²)		6,80	6,28	6,61
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bonde1	**16,08**	**12,32**	**9,04**
		Bonde 2	**11,3**	**7,86**	**7,86**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2X4HA16**	**2X4HA14**	**2X4HA12**
		Bonde 2	**2X5HA12**	**2X5HA10**	**2X5HA10**
	S_t (cm)	Bonde1	15 cm	15cm	15 cm
		Bonde 2	15cm	15cm	15cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		3,88	3,59	6,00
	A_H /nappe (cm²)		4,02	3,08	2,26
	Choix des barres/nappe (cm²)		**5HA14/nappe**	**5HA14/nappe**	**5HA14/nappe**
	ep =15cm		**(A=7,7cm²)**	**(A=7.7cm²)**	**(A=7,7cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		**4 Epingles HA8/m²**		
	contrainte	τ_u(MPa)	1,488	0,320	0,268
		τ_b(MPa)	2,083	0,448	0,376
	ELS	N_s (kN)	659,87	441,69	224,84
		σ_b(MPa)	**0,65**	**0,69**	**0,35**

Ferraillage des voiles transversales(VT) :

Ferraillage des bouts de voiles de VT=2.05m:

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		2,05	2,05	2,05
	e (m)		0,25	0,25	0,25
	B (m)		0,51	0,51	0,51
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		6676,93	1954,5	1960,96
	σ_{min} [KN/m²]		-7733,18	-2084,87	-2199,76
	Nature de la section		**SPC**	**SPC**	**SPC**
	V_u (kN)		120,97	96,68	50,26
	L_t(m)		1,10	1,06	1,08
	L_c(m)		0,95	0,99	0,97
	d (m)		0,550	0,529	0,542
	σ_1 [KN/m²]		3866,590	1042,435	1099,880
	N (kN)	N_1	797,58	206,81	223,52
		N_2	265,860	68,936	74,505
	A_v (cm²)	A_{V1}	**19,94**	**5,17**	**5,59**
		A_{V2}	**6,65**	**1,72**	**1,86**
	A_{vj} (cm²)		4,66	3,72	1,94
	A (cm²)	A1=$A_{v1/2}$+A_{vj}/4	**11,13**	**6,10**	**6,07**
		A2=$A_{v2:2}$+A_{vj}/4	**4,49**	**2,65**	**2,35**
	A_{min} (cm²)		7,22	6,94	7,11
	A_v adopté (cm²)	Bonde1	**15,4**	**11,3**	**7,86**
		Bonde 2	**11,12**	**7,86**	**7,86**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2 X5HA14**	**2X5HA12**	**2X5HA10**
		Bonde 2	**2X5HA12**	**2X5HA10**	**2X5HA10**
	S_t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10 cm
		Bonde 2	10cm	10cm	10cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		4,13	3,97	6,00
	A_H /nappe (cm²)		3,85	2,83	1,97
	Choix des barres/nappe (cm²)		**5HA12/nappe**	**5HA12/nappe**	**5HA12/nappe**
	ep =15cm		**(A=5,65cm²)**	**(A=5,65cm²)**	**(A=5,65cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		**4 Epingles HA8/m²**		
	contrainte	τ_u(MPa)	0,262	0,210	0,109
		τ_b(MPa)	0,367	0,293	0,153
	ELS	N_s (kN)	653,46	457,68	253,61
		σ_b(MPa)	**1,19**	**0,85**	**0,48**

Ferraillage des voiles de T=4.60m :

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		4,6	4,6	4,6
	e (m)		0,25	0,25	0,25
	B (m)		1,15	1,15	1,15
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		5397,97	3421,61	1902,26
	σ_{min} [KN/m²]		-8244,98	-3991,91	-2686,73
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		746,46	570,99	361,79
	L_t(m)		2,78	2,48	2,69
	L_c(m)		1,82	2,12	1,91
	d (m)		1,390	1,238	1,347
	σ_1 [KN/m²]		4122,490	1995,955	1343,365
	N (kN)	N_1	2148,82	926,97	678,36
		N_2	716,273	308,990	226,120
	A_v (cm²)	A_{V1}	**53,72**	**23,17**	**16,96**
		A_{V2}	**17,91**	**7,72**	**5,65**
	A_{vj} (cm²)		28,74	21,98	13,93
	A (cm²)	$A1=A_{v1/2}+A_{vj}/4$	**34,04**	**28,67**	**20,44**
		$A2=A_{v2:2}+A_{vj}/4$	**16,14**	**13,22**	**9,14**
	A_{min} (cm²)		18,24	16,25	17,67
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bonde1	**40,2**	**30,8**	**22,6**
		Bonde 2	**22,6**	**22,6**	**22,6**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2X10HA16	2X10HA14	2X10HA12
		Bonde 2	2X10HA12	2X10HA12	2X10HA12
	S_t (cm)	Bonde1	10 cm	10cm	10 cm
		Bonde 2	10cm	10cm	10cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		10,42	9,29	6,00
	A_H /nappe (cm²)		10,05	7,70	5,65
	Choix des barres/nappe (cm²)		10HA12/nappe	10HA10/nappe	10HA10/nappe
	ep =20cm		(A=11,30cm²)	(A=7.85cm²)	(A=7,85cm²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u(MPa)	0,721	0,552	0,350
		τ_b(MPa)	1,010	0,772	0,489
	ELS	N_s (kN)	1842,46	1286,99	686,92
		σ_b(MPa)	**1,48**	**1,05**	**0,56**

Fondation :

X-1) Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée ;
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

- **Fondations superficielles** : Elles sont utilisées pour des sols de bonne capacité portante.

Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

- **Fondations profondes :** Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, (pieux, puits).

X-1-1.Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

X-1-2.Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Economie

X-3) Dimensionnement :

a) Semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal ser N qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B$ (Poteau carré).

D'où $B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol}}}$

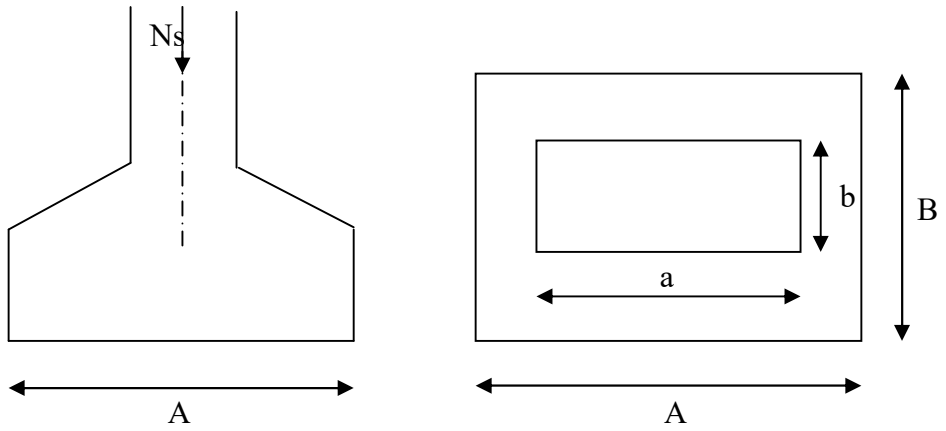


Figure X .1: Dimensionnement d'une fondation

Exemple de calcul :

$N_{ser} = 1069.11KN$, $\overline{\sigma}_{sol} = 200KN/m^2$ $\Rightarrow$ $B = 2.31m$

Remarque :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

b) semelles filantes :

- **Semelles filantes sous voiles :**

Elles sont dimensionnées à **l'ELS** sous l'effort normal **N**, données par la condition la plus défavorable.

Avec : $\mathbf{N_s = G+Q}$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \times L} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{L \times \sigma_{sol}}$$

Avec : B : Largeur de la semelle ;

L : Longueur de la semelle sous voile ;

G : Charge permanente à la base du voile considéré ;

Q : Surcharge d'exploitation a la base du voile considéré ;

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

- **Sens longitudinal :**

voile	Ns(KN)	L(m)	B(m)	S=BxL (m^2)
VL1	1546.31	3.80	2.03	7.71
VL2	1547.02	3.80	2.03	7.71
VL3	1546.31	3.20	2.41	7.71
VL4	1647.02	3.20	2.57	8.22
VL5	496.15	1.60	1.55	2.48
VL6	496.81	1.60	1.55	2.48
VL7	455.47	1.60	1.42	2.27
VL8	456.18	1.60	1.42	2.27
VL9	520.12	1.65	1.57	2.59
Somme				43.44

- **Sens transversal :**

Voile	Ns(KN)	L(m)	B(m)	S=BxL(m^2)
VT1	1438.56	4.60	1.56	7.17
VT2,	1438.72	4.60	1.56	7.17
VT3	1413.38	4.60	1.53	7.03
VT4	1414.71	4.60	1.54	7.08
VT5	518.77	2.05	1.26	2.58
VT6	520.12	2.05	1.26	2.58
Somme				33.61

Tableau X-1 : surface des semelles filantes sous voiles.

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$S_v = \sum S_i =$ $= 43.44 + 33.61 \Rightarrow$ **$S_v = 77.05\ m^2$**

➢ **Semelles filantes sous poteaux :**

❖ **Hypothèses de calcul :**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

❖ **Etape de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

Si : $e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

Si : $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$$q_{min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \qquad q_{max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \qquad q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

On fera le calcul sur le portique transversal (fil de poteaux le plus sollicité).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N=G+Q (KN)	M(KN.m)	e_i	N × e_i
C4	838.591	-2.856	-7.6	-6373.29
C12	1069.112	4.817	-3	-3207.33
C20	851.739	4.924	0	0
C25	891.481	-5.028	3	2674.44
C36	833.706	4.692	7.6	3911.74
∑	4484.62	1.625		-2994.44

Tableau X-2 : surface des semelles filantes sous poteaux.

- **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces:**

$$e=\frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-2994.44 + 1.625}{4484.62} = -0.66m$$

- **Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle**

On a : e = -0.66 m $< \frac{L}{6} =$ 15.2 / 6 = 2.53m => Répartition trapézoïdale

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times (1 - \frac{6e}{L}) = \frac{4484.62}{15.2} \times (1 - \frac{6 \times (-0.66)}{15.2}) = 371.75KN/ml$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times (1 + \frac{6e}{L}) = \frac{4484.62}{15.2} \times (1 + \frac{6 \times (-0.66)}{15.2}) = 218.33KN/ml$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{4484.62}{15.2} \times (1 + \frac{3 \times (-0.66)}{15.2}) = 256.68KN/ml$$

- **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\overline{\sigma}_{sol}} = \frac{256.68}{200} = 1.28m$$

Donc on opte pour **B = 1.5 m.**

On aura : **S = 1.5 ×15.2 = 22.8 m²**

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux **:** $S_p = S \times n$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$S_p = (22.8 \times 5) = 114\ m^2$

$S_t = S_p + S_v = 114 + 77.05 = 191.05 m^2$

La surface totale de la structure : $S_{bât} = (24.4 \times 15.2) = 370.88m^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{191.05}{370.88} = 0.52$$

La surface totale des semelles représente 52% de la surface de bâtiment.

Donc : $\mathbf{S_t > 50\ \%\ S_{bât}}$

Conclusion :

Puisque les semelles représentent plus de 50% de la surface totale de bâtiment, on opte pour un radier nervuré comme fondation de notre bâtiment.

X-3) Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire) ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution ;
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

X-3-1) Pré dimensionnement du radier :

Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie

$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \rightarrow$ Ce qui conduit à $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$

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 (bonde de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déférée

$E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818{,}865 MPa$

L_{max} : Distance maximale entre deux voiles successifs.

D'où

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.60\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,865}} = 0,93m$$, On prend **h =100m**.

❖ **Dalle**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

➢ ***Sous poteaux :***

$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$, avec un minimum de 25cm

$h_d \geq \frac{460}{20} = 23cm$ Soit $\mathbf{h_d = 30cm}$

❖ **Nervure (poutre)**

Elle doit vérifier la condition suivante

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{460}{10} = 46cm$$ Soit $\mathbf{h_n = 100cm}$.

et $0,4\ h_n \leq b_n \leq 0,7\ h_n$ $40 \leq b_n \leq 70$ $\mathbf{b_n = 50\ cm}$

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant **:**

h_n = 100cm (hauteur de la nervure)

h_d =30 cm (hauteur de la dalle)

b_n = 50cm (largeur de la nervure)

X-3-2) Calcul de la surface nécessaire au radier :

A l'ELU : $N_u = 60594.88KN$

A l'ELS : $N_s = 44225.93KN$

a) Détermination de la surface du radier :

A l'ELU $S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{60594.88}{1,33 \times 200} = 227,80\,m^2$

A l'ELS $S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{44225.93}{200} = 221.12m^2$

D'où :

$$S_{rad} = \max\left(S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS}\right) = 227.80 m^2$$

$$S_{bat} = 370.88 m^2 > S_{rad} = 227.80 m^2$$

Remarque

Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Mais en revanche les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h_n}{2}; 30\,\text{cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30\,\text{cm}\right) = 50\,\text{cm}$$

Soit un débord de $L_{déb}$= 50 cm.

S_{deb}= (15.2 +24.4) x2x 0,50=39.6 m^2

Donc on aura une surface totale du radier :

$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$= 370.88+ 39.6 = 410.48 m^2

X-3-3) Calcul des sollicitations à la base du radier :

a) Charges permanentes:

Poids de bâtiment : G = 38293.64 KN

- **Poids de radier :**

G= Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

- **Poids de la dalle:**

$P_{\text{de la dalle}} = S_{radier} \times h_d \times \rho_b$

$P_{\text{de la dalle}} = 410.48x0,3x25=3078.6KN$

- **Poids des nervures:**

$P_{nerv} = b_n.(h_n - h_d).L.n.\rho_b$

$=0,50x(1-0,3)x(15.20x5+24.4x8)x25=2373KN$

- **Poids de TVO :**

$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}).(h_n - h_d).\rho$

$S_{ner}=b_n x\ L_x x\ n + b_n x\ L_y x\ n$

$= (0,50x24.4x8) + (0,50x15.2x5) = 135.6m^2.$

$P_{TVO} = [410.48 - 135.6]x(1-0,3)x17 = 3271.07KN.$

- **Poids de la dalle flottante:**

$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{rad} - S_{ner}).e_p.\rho_b$

$= (410.48 - 135.6)x0,1x25 = 687.20KN$

$G_{rad\ tot} = P_{df} + P_{TVO} + P_{ner} + P_d = 9409.87\ KN$

- **Poids total de l'ovrage**:

$G_T = G_{sup} + G_{rad} = 38293.64 + 9409.87 = 47703.51\ KN.$

b) Surcharges d'exploitations:

Surcharge de bâtiment : Q = 5932.31 KN

Surcharge du radier : $Q = 2.5x410.48 = 1026.2KN$

$Q_{tot} = 6958.51KN$

X-3-4) Combinaison d'actions:

Etat Limite Ultime :

$Nu_{total} = 1.35G_{tot} + 1.5Q_{tot} = 74837.50\ KN.$

Etat Limite de Service :

$Ns_{total} = G_{tot} + Q_{tot} = 54662.02\ KN.$

X-4)) Vérifications :

X-4-1) Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq \alpha \cdot S_{rad} \cdot \Upsilon\omega \cdot z$$

Avec : **α** : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement α = 1.5

Υω : Poids volumique de l'eau (w g = 10 KN/m3).

z : profondeur de l'infrastructure (h = 1 m),

$P = 44527.20 \geq \alpha \cdot S_{rad} \cdot \Upsilon\omega \cdot z = 1.5 \times 410.48 \times 10 \times 1 = 6157.2$ KN.

Pas de risque de soulèvement de la structure.

X-4-2) Vérification de la stabilité du radier :

a) Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i . X_i}{\sum S_i} = 12.2\text{m} \quad ; \qquad Y_G = \frac{\sum S_i . Y_i}{\sum S_i} = 7.6\text{m}$$

Avec : Si : Aire du panneau considéré.

Xi, Yi : Centre de gravité du panneau considéré.

b) Moment d'inertie du radier :

$$I_{XX} = \frac{bh^3}{12} = 7140.67\text{m}^4 \quad ;$$

$$I_{YY} = \frac{hb^3}{12} = 18400.59\,\text{m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Effort normal (N) du aux charges verticales.

-Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment.

Ixi, Iyi : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3\cdot\sigma_1+\sigma_2}{4}$$

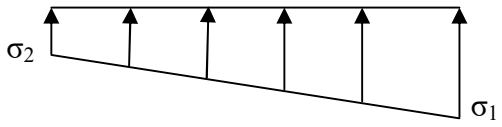


Figure X.2: Diagramme des contraintes

Ainsi on doit vérifier que :

A l'ELU : $\sigma_m = \frac{3\cdot\sigma_1+\sigma_2}{4} \le 2\cdot\sigma_{sol}$

A l'ELS : $\sigma_m = \frac{3\cdot\sigma_1+\sigma_2}{4} \le \sigma_{sol}$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I}\cdot V$$

- **Sens longitudinal :**

N_u= 60594.88 KN ; N_s= 44225.95 KN.
M_{0X}= 34491.89 KN.m ; T= 1723.93 KN

Mx =34491.89 + (1723.93× 1) = 36215.82 KN.m

- ***A l'ELU:***

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{rad}} + \frac{M_X}{I_{YY}}\cdot X_G = \frac{60594.88}{410.48} + \frac{36215.82}{18400.59}\times 12.2 = 171.63 KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{rad}} - \frac{M_X}{I_{YY}}\cdot X_G = \frac{60594.88}{410.48} - \frac{36215.82}{18400.59}\times 12.2 = 123.60 KN/m^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\cdot\sigma_1+\sigma_2}{4} = \frac{3\times 171.63+123.60}{4} = 159.62 KN/m^2$$

σ_m = 159.62 KN/m^2 <1,33 σ_{sol} = 266 KN/m^2 ……..Condition vérifiée

- ***A l'ELS:***

$$\sigma_{1.2} = \frac{N_S}{S_{rad}} \pm \frac{M_X}{I_{YY}} \cdot X_G = \frac{44225.95}{410.48} \pm \frac{36215.82}{18400.59} \times 12.2$$

$\sigma_1 = 131.75$ KN/m^2

$\sigma_2 = 83.93$ KN/m^2

$\sigma_m = 119.79$ KN/m^2 $< \sigma sol = 200$ KN/m^2 …… Condition vérifiée

➢ **Sens transversal:**

$M_{0Y} = 32764.78$ KN.m ; T= 1650.04 KN.

$M_Y = 32764.78 + (1650.04 \times 1) = 34414.82$ KN.m

- ***A l'ELU:***

$$\sigma_{1.2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_Y}{I_{XX}} \cdot Y_G = \frac{60594.88}{410.48} \pm \frac{34414.82}{7140.67} \times 7.6$$

$\sigma_1 = 184.25$ KN/m^2

$\sigma_2 = 110.99$ KN/ m^2

$\sigma_m = 165.93$ KN/ m^2 $< 1{,}33\,\sigma_{sol} = 266$ KN/ m^2 …….. Condition vérifiée.

- ***A l'ELS:***

$$\sigma_{1.2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_Y}{I_{XX}} \cdot Y_G = \frac{44225.95}{410.48} \pm \frac{34414.82}{7140.67} \times 7.6$$

$\sigma_1 = 144{,}37$ KN/ m^2

$\sigma_2 = 71.11$ KN/ m^2

$\sigma_m = 126.05$ KN/ m^2 $< \sigma_{sol} = 200$ KN/ m^2 …….. Condition vérifiée.

		ELU			ELS			Obs
Contrainte		**σ_1**	**σ_2**	**σ_m**	**σ_1**	**σ_2**	**σ_m**	
Sens	**Longitudinale (X-X)**	171.63	123.60	159.62	131.75	83.93	119.79	CV
	Transvarsale (Y-Y)	184.25	110.99	165.93	144.37	71.11	126.05	CV

Tableau X-3 : vérification des contraintes.

X-4-3.Vérification de la contrainte de cisaillement :

Nous devons vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left\{\frac{0{,}15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right\} = 2{,}5MPa$$

$b = 100\,cm$; $d = 0{,}9 \times h_d = 0{,}9 \times 30 = 27\ cm$

$$T_u^{max} = q_u \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{71235.46 \times 1}{410.48} \times \frac{4{,}60}{2} = 410.83KN$$

$$\tau_u = \frac{410.83 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1{,}52MPA$$

$\tau_u = 1{,}52$ MPa $< \bar{\tau} = 2{,}5$MPa …….. Condition vérifiée

X-4-4) Vérification au poinçonnement

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0{,}045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du pourtour cisaillé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m)

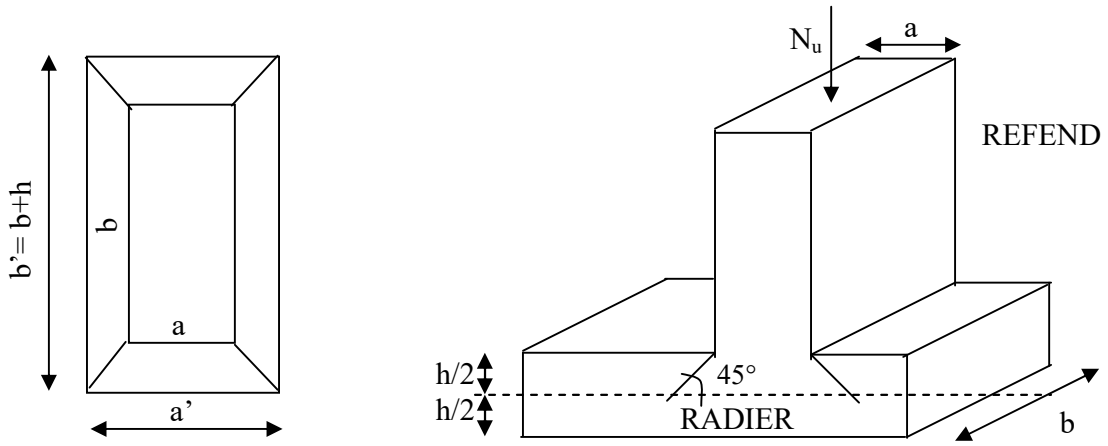


Fig. X.3: Périmètre utile des voiles et des poteaux

Calcul du périmètre utile μ_c

- ***Poteaux***

$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0{,}40 + 0{,}40 + 2 \times 1) = 5{,}60m$

$N_u = 1470.33$ KN

$N_u < 0{,}045 \times 5{,}60 \times 1 \times 25000 / 1.5 = 4200 \ \ KN$ …….. Condition vérifié

- ***Voile***

$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0{,}25 + 4.60 + 2 \times 1) = 13.7m$

$N_u = 2715.19 \ KN$

$N_u < 0{,}045 \times 13.7 \times 1 \times 25000 / 1.5 = 10275 KN$

……. Condition vérifié.

X-5) Ferraillage du radier:

X-5-1) Ferraillage de la dalle:

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme et encastrée sur quatre côtés,

$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0{,}4 \ \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

$0{,}4 \leq \rho_x \leq 1 \ \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

a) Identification du panneau le plus sollicité :

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.60}{4.60} = 1$

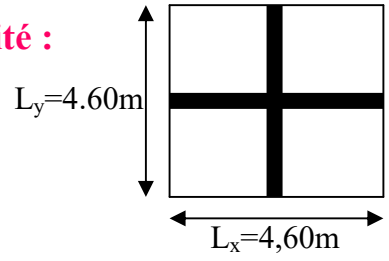


Fig. X.4 : Entre axes du panneau le plus sollicité

0,4 < ρ ≤ 1 → La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferraillage, nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{max}, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

- ***La contrainte moyenne max à l'ELU :***
  $\sigma_m = \max\left(\sigma_u^x, \sigma_u^y\right) = \max(159.62;165.93) = 165.93 KN/m^2$
- ***La contrainte moyenne max à l'ELS :***
  $\sigma_m = \max\left(\sigma_s^x, \sigma_s^y\right) = \max(119.79;126.05) = 126.05 KN/m^2$

A l'ELU : $q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \times 1ml = (165.93 - \frac{9409.87}{410.48}) x 1ml = 143.00 KN/ml$

A l'ELS : $q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \times 1ml = (126.05 - \frac{9409.87}{410.48}) x 1ml = 103.12 KN/ml.$

b) Calcul a l'état limite ultime:

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y :

$$\rho = 1 \; ; \upsilon = 0 \Longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1.000 \end{cases}$$

Moment isostatique :

$M_{o\text{-}x} = \mu_x \times qu \times L_x^2$

$M_{o\text{-}y} = \mu_y \times M_{o\text{-}x}$

On aura donc :
$$M_{0x} = 0.0368 \times 143.00 \times 4.60^2 = 111.35 KN.m$$
$$M_{0Y} = 1 \times 111.35 = 111.35 KNm$$

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

0,75: pour les moments en travées de rives.

0,50: pour les moments sur appuis intermédiaires.

0.3 :0pour les appuis de rive

Moments aux appuis intermédiaires:

$M_{ax} = (0,5) \quad M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (0,50) \times 111.35 \Rightarrow M_{ax} = 55.67 K5.$

$M_{ay} = (0,5) \quad M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (0,50) \times 111.35 \Rightarrow M_{ay} = 55.67 KNm$

Moments aux appuis de rives:

$$M_{ax} = (0,3)\ M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (0,30)\times 111.35 \Rightarrow M_{ax} = 33.40K3.$$
$$M_{ay} = (0,3)\ M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (0,30)\times 111.35 \Rightarrow M_{ay} = 33.40KNm$$

- ***Moments en travée :***

$$M_{tx} = (0,75)\ M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = (0,75)\times 111.35 \Rightarrow M_{tx} = 83.51KN.m$$

$$M_{ty} = (0,75)\ M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = (0,75)\times 111.35 \Rightarrow M_{ty} = 83.51KN.m$$

X-5-2) *Calcul des armatures :*

X-5-2-1) Ferraillage suivant x-x :

- ***Aux appuis intermédiaires:***

$$\mu = \frac{Max}{b\times d^2 \times f_{bu}} = \frac{55.67\times 10^6}{1000\times 270^2 \times 14,2} = 0.054 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,972$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta\times d\times \sigma_{ST}} = \frac{55.67\times 10^6}{0.972\times 270\times 348\times 100} = 6.09cm^2$$

*Soit : **7HA14 =10.77 cm²/ml** avec un espacement de 15cm.*

- ***En travée :***

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b\times d^2 \times f_{bu}} = \frac{83.51\times 10^6}{1000\times 270^2 \times 14,2} = 0.080 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0.958$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta\times d\times \sigma_{St}} = \frac{83.51\times 10^6}{0.958\times 270\times 348\times 100} = 9.27cm^2$$

*Soit : **7 HA16 = 14.07 cm²/ml** avec un espacement de 15 cm.*

X-5-2-2) Ferraillage suivant y-y :

➢ ***Aux appuis intermédiaires:***

$$\mu = \frac{Max}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{55.67 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0.054 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,972$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{55.67 \times 10^6}{0.972 \times 270 \times 348 \times 100} = 6.09 cm^2$$

*Soit : **7HA14 =10.77 cm²/ml** avec un espacement de 15cm.*

➢ ***En travée :***

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{83.51 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0.080 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0.958$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{St}} = \frac{83.51 \times 10^6}{0.958 \times 270 \times 348 \times 100} = 9.27 cm^2$$

*Soit : 7 **HA16 = 14.07 cm²/ml** avec un espacement de 15 cm.*

Récapitulatif du ferraillage de la dalle du radier

Sens	Zone	M (KN,m)	μ	Obs	β	A_u (cm^2)	Ferraillage	A_u adoptée	St
X-X	travée	83.51	0,080	SSA	0.958	9.27	7HA16	14.07	15
	appui	55.67	0,054	SSA	0,972	6.09	7HA14	10.77	15
y-Y	travée	83.51	0,080	SSA	0.958	9.27	7HA16	14.07	15
	appui	55.67	0,054	SSA	0,972	6.09	7HA14	10.77	15

Tableau X-4) ferraillage des portées :

Remarque:

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inferieur

X-5-3) Vérification à l'état limite ultime :

X-5-3-1) Condition de non fragilité (BEAL 91, Art 4.2.1):

W_0=0.8‰ pour les HA de nuance *fe E400*.

$$A \geq 0.80‰ \times b \times h \times \frac{(3-\rho)}{2} \quad (\text{Art B.7.4 BAEL99})$$

.

$$A \geq 0.0008\frac{3-1}{2} xbxh = 2.40 cm^2/ml \qquad condition \quad verifiée.$$

Avec :

			A (cm²)	Amin (cm²)	Observation
x-x	**ELU**	Appui	10.77	2.40	Condition Vérifiée
		travée	14.07		Condition Vérifiée
y-y	**ELU**	Appui	10.77	2.40	Condition Vérifiée
		travée	14.07		Condition Vérifiée

Tableau X.5 : vérification de la section minimale

X-5-3-2) Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, l'écartement max des armatures d'une nappe est donné par :

Sens de la petite portée :

$S_t \leq$ min {3h; 33cm} = min {3x100;33cm}= 33 cm.

$S_t = 15cm < 33cm$

Sens de la grande portée:

$S_t \leq$ min {4h; 45cm} = 45cm

$S_t = 15cm < 45cm$

X-5-3-3) Calcul et vérification à l'E.L.S :

➢ **Evaluation des moments Mx et M y**

$$\rho = 1.00 \; ; \upsilon = 0 \quad \begin{cases} \mu_x = 0{,}0442 \\ \mu_y = 1.000 \end{cases}$$

On aura donc :

$M_x = 0.0442 \times 103.12 \times 4.60^2 = 96.44$ kN.m

$M_y = 1 \times 96.44 = 96.44$ kN.m

L'ELS :

❖ ***Moments aux appuis intermédiaires:***

$M_{ax} = (0{,}5) \quad M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (0{,}50) \times 96.44 \Rightarrow M_{ax} = 48.22$KN.m

$M_{ay} = (0{,}5) \quad M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (0{,}50) \times 96.44 \Rightarrow M_{ay} = 48.22$KNm

❖ ***Moments aux appuis de rives:***

$M_{ax} = (0{,}3) \quad M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (0{,}30) \times 96.44 \Rightarrow M_{ax} = 28.93$K8.

$M_{ay} = (0{,}3) \quad M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (0{,}30) \times 96.44 \Rightarrow M_{ay} = 28.93$KNm

❖ ***Moments en travée :***

$M_{tx} = (0{,}75) \quad M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = (0{,}75) \times 96.44 \Rightarrow M_{tx} = 72.33$KN.m

$M_{ty} = (0{,}75) \quad M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = (0{,}75) \times 96.44 \Rightarrow M_{ty} = 72.33$KN.m

X-5-4) Ferraillage du débord

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément repartie. Le calcul se fera pour une bande de 1mètre de longueur.

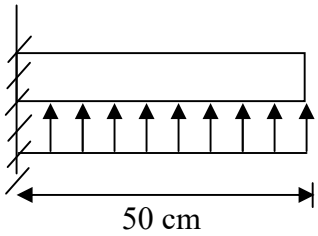


Figure X.6 Schéma statique du débord

X-5-4-1) Sollicitations de calculs :

- ***A l'ELU:***

$$M_u = \frac{-q_u \quad L^2}{2} = \frac{-143.00 \times 0.50^2}{2} = -17.87 \ \text{KN.m}$$

- **A l'ELS:**

$$M_S = \frac{-q_s \cdot L^2}{2} = \frac{-103.12 \times 0.50^2}{2} = -12.89 \,\text{KN.m}$$

X-5-4-2) Calcul des armatures :

a) Armatures principales :

b = 100 cm ; d = 27 cm ; f_{bc}= 14,2 MPa ; σ_S = 348 MPa

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{17.87 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,017 < \mu_r = 0,392$$

$\mu_u = 0,017 \rightarrow \beta_u = 0,9915$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{17.87 \times 10^6}{0.9915 \times 270 \times 348 \times 100} = 1,92 cm^2/ml$$

Soit : A_u **= 5HA10/ml = 3,92 cm²** Avec **S_t = 20 cm.**

b) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,92}{4} = 0,98 cm^2/ml$$

Soit A_r ***= 5HA10 =3.92 cm²/ml*** Avec **S_t = 20cm.**

X-5-4-3) Vérification à l'ELU :

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1000 \times 270 \times 2,1}{400} = 3,26 \ cm^2$$

$A_u = 3,92 cm^2 > A_{min} = 3,26 cm^2$ ……condition vérifiée.

X-5-4-4) Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{17.87}{12.89} = 1{,}38$$

$$\mu = 0{,}016 \rightarrow \alpha = 0{,}0201$$

$$\alpha = 0{,}0201 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{C28}}{100} = \frac{1{,}38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0{,}44 \text{ .....condition vérifiée.}$$

⇒ 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.

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).

X-5-5) Ferraillage des nervures

- La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.
- Le rapport $0{,}4 < \rho < 1$ pour tous les panneaux constituants le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires..
- Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.
- Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (Lm) et le même effort tranchant (Lt) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

a) Cas de chargement trapézoïdal

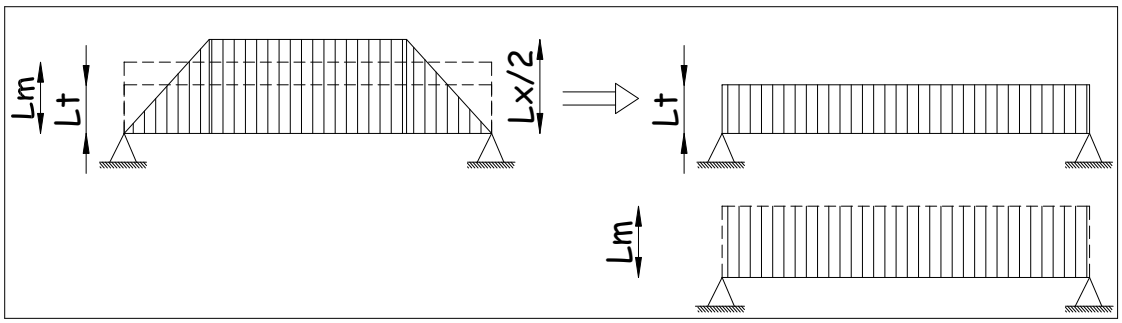


Fig. X.7Présentation des chargements simplifiés

Deux types de chargement peuvent se présenter :

1er Cas : Chargement triangulaires :

Moment fléchissant : Lm = 0.333×Lx = 1.53 m.
Effort tranchant : Lt = 0.25×Lx = 1.15 m.

2ème Cas : Chargement trapézoïdale :

Effort tranchant :

$$l_t = l_x\left(0.5 - \frac{\rho^2}{4}\right)$$

L_t= 1,15 m.

Moment fléchissant :

$$L_m = L_x\left[0.5 - \frac{\rho_x^2}{6}\right]$$

L_m = 1,53 m.

- ✓ **Pour les moments fléchissant :**

$Q_{Mu}=q_u \cdot L_m$

$Q_{Ms}=q_s \cdot L_m$

- ✓ **Pour les efforts tranchant :**

$Q_u= q_u.L_t$

$Q_s= q_s \cdot L_t$.

- ➢ **Détermination des charges :**

➢ **ELU :**

$$q_u = (\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}})$$

q_u= (165.93– (9409.87/ 410.48) – (2373/ 135.6)) = 125.5 KN.

➢ **ELS :**

$$q_s = (\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}})$$

Q_s= (126.05– (9409.87/ 410.48) – (2373 / 135.6)) = 85.62 KN.

· **Charges à considérer:**

· ***Sens transversal:***

Q_{mu} = qu×Lm =125.5 ×1,53=192.01 KN/ml

Q_{ms} = qs. Lm =85.62× 1, 53 = 130. 99KN/ml

Q_{tu}= qu. Lt =125.5×1,15 =144.32KN/ml

· ***Sens longitudinale :***

Q_{mu} = qu×Lm =125.5 ×1,53=192.01 KN/ml

Q_{ms} = qs. Lm =85.62× 1, 53 = 130. 99KN/ml

Q_{tu} = qu. Lt =125.5×1,15 =144.32KN/ml

X-5-5-1) Détermination des moments fléchissant et l'effort tranchant :

Pour le calcul des moments fléchissant et des efforts tranchant, on utilise le logiciel (**ETABS**)

➢ **Sens longitudinal :**

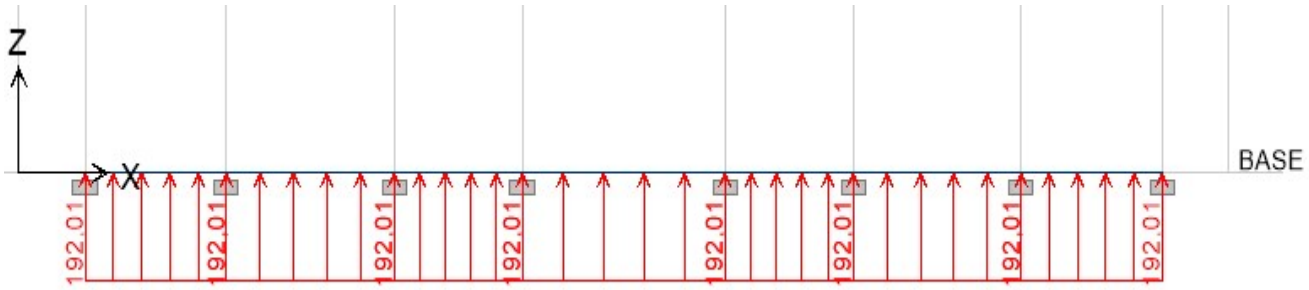
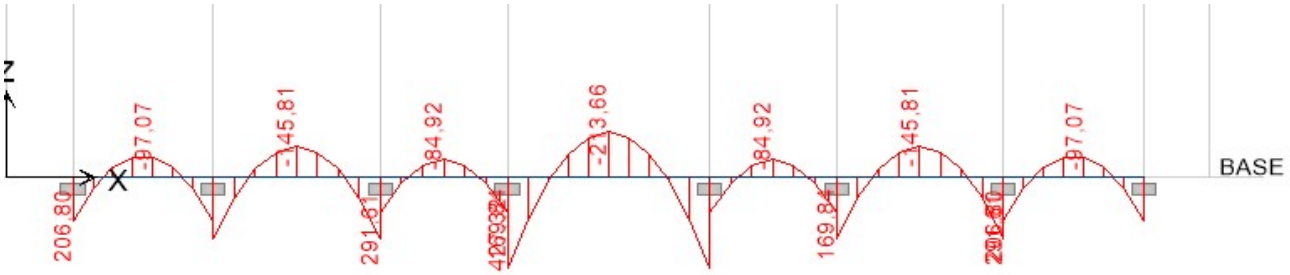


Figure X.8 : *Schéma statique de la nervure à (ELU)*



FigureX.9 : *diagramme des moments fléchissant à (ELU)*

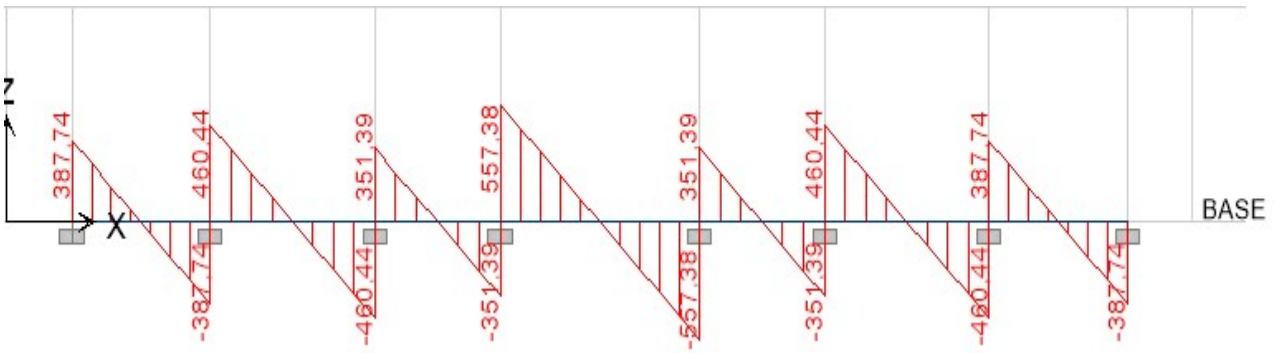
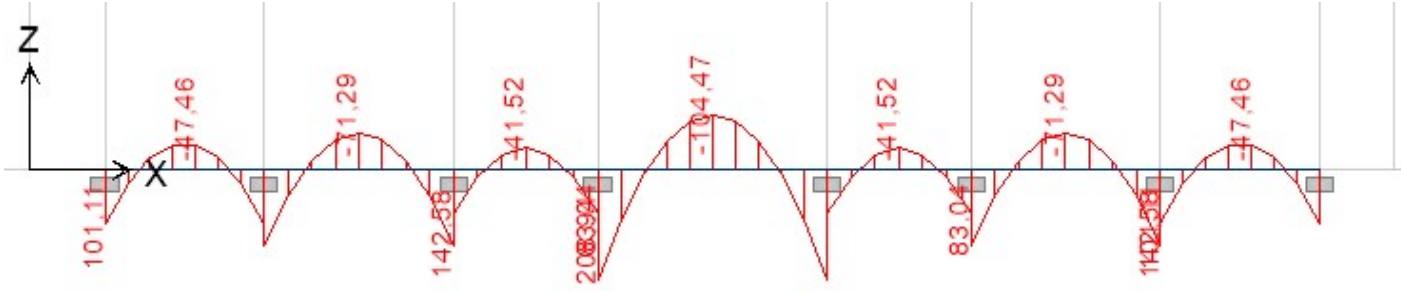


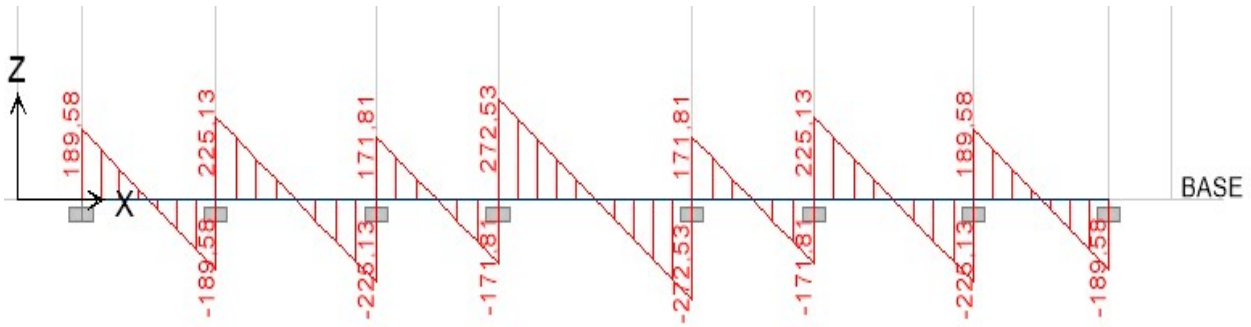
Figure X.10 : *Diagramme des efforts tranchants (ELU)*



FigureX.11 : *Schéma statique de la nervure à (ELS)*

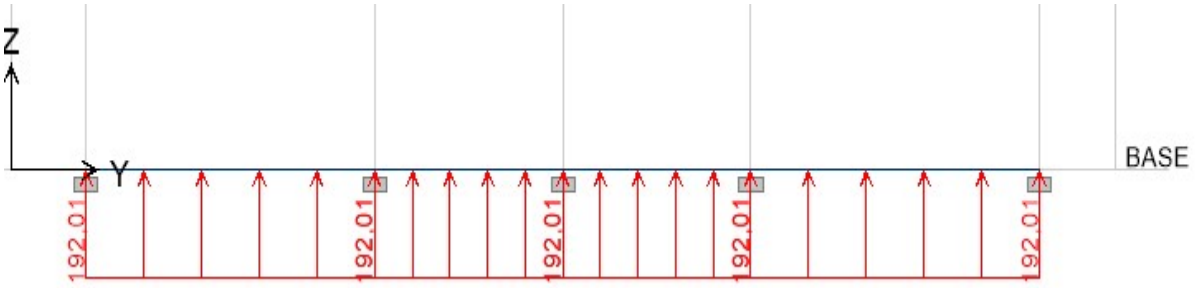


FigureX.12 : *Schéma statique des moments fléchissant à (ELS)*



FigureX.13 *: diagramme des efforts tranchants à (ELS)*

- **Sens transversal :**



FigureX.14 : *Schéma statique de la nervure à (ELU)*

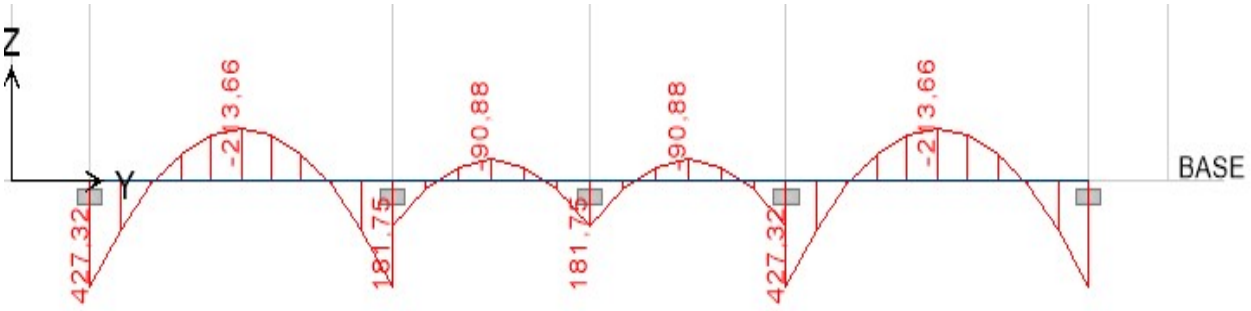


Figure X.15 *(diagramme des moments fléchissant à (ELU)*

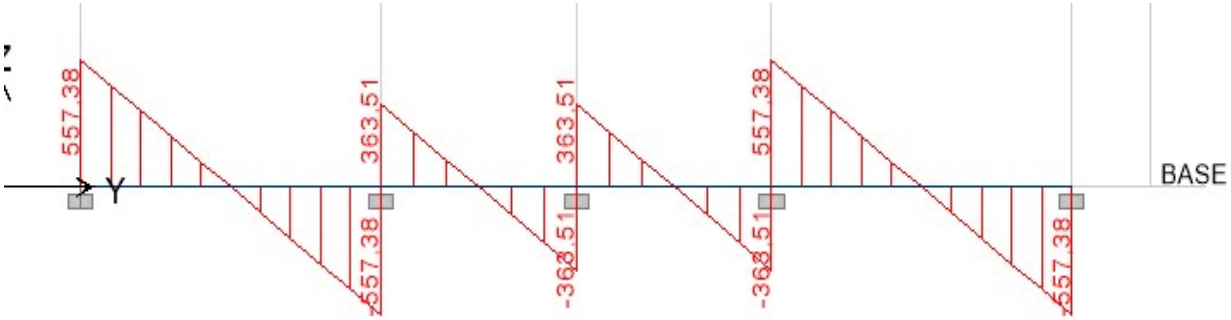


Figure X.16 *: diagramme des efforts tranchants à (ELU)*

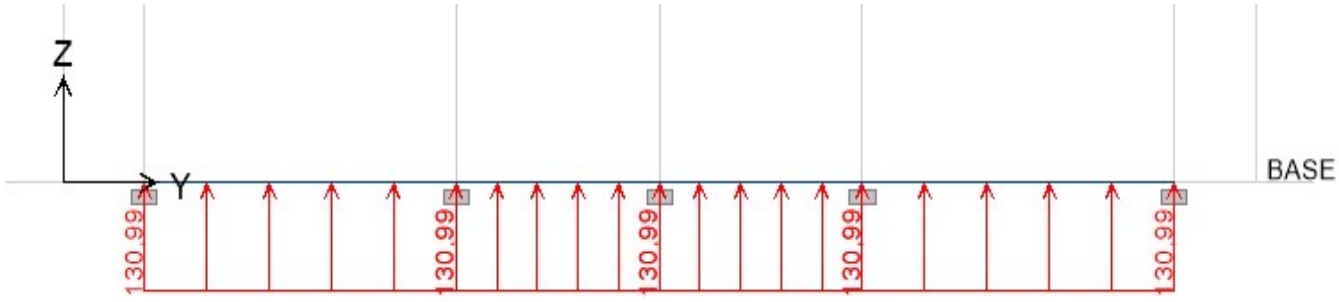


Fig X.17 : *Schéma statique de la nervure à (ELS)*

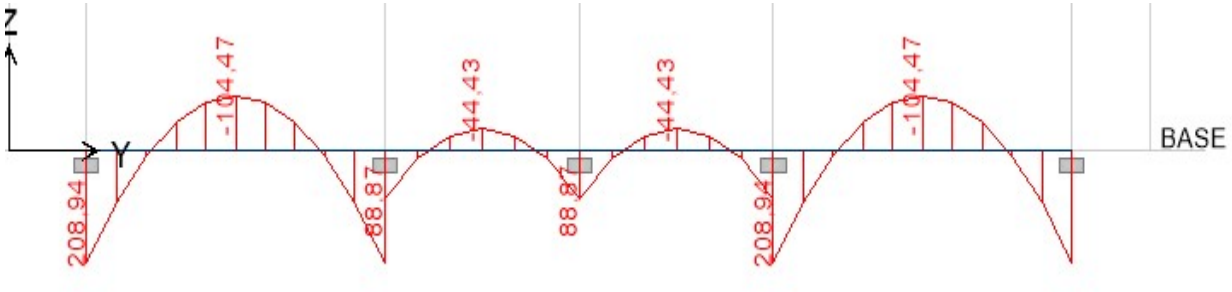
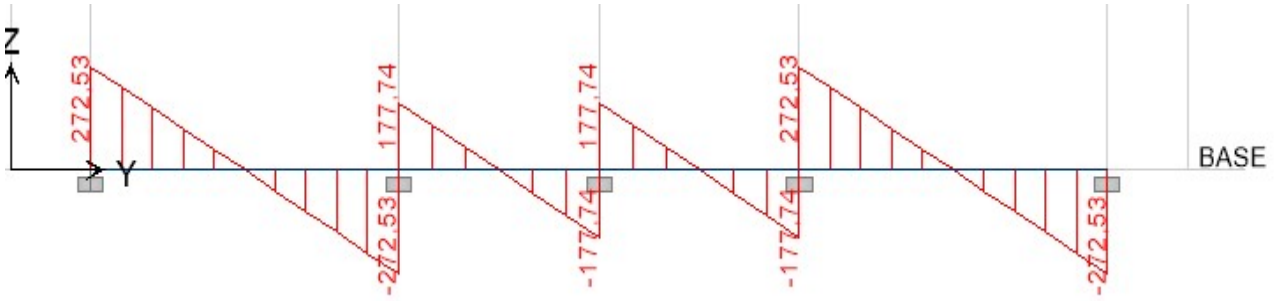


Figure X.18 : *diagramme des moments fléchissant a l'ELS*



FigureX.19 *: diagramme des efforts tranchants à (ELS)*

Sollicitation maximales :

	sens longitudinal		sens transversal	
	ELU	**ELS**	**ELU**	**ELS**
M_{amax} (KN,m)	425.93	208.94	425.93	208.94
M_{tmax} (KN,m)	213.66	104.47	213.66	104.47
T_{max} (KN)	557.38	272.53	557.38	272.53

Tableau X-8:les efforts internes dans les nervures.

Le ferraillage :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous.

b= 50cm, h= 100cm, d = 97cm f_{bc} = 14.2 MPa, σ_{st} = 348 MPa.

Exemple de calcule :

$$\mu_u = \frac{M_{a\,max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{425.93 \times 10^6}{500 \times 970^2 \times 14,2} = 0,064 < \mu_r = 0,392$$

$\mu_u = 0{,}064 \rightarrow \beta_u = 0{,}967$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{425.93 \times 10^6}{0.967 \times 970 \times 348 \times 100} = 13.05 cm^2/ml$$

Soit : 4HA14 + 4HA20 = 18.71 cm².

			M (KN,m)	μ	β	A_{cal} (cm^2)	Choix	A_{ado} (cm^2)
ELU	longitudinal	Appui	425.93	0,064	0,967	13.05	4HA20+4HA14	18.71
		Travée	213.66	0,032	0.984	6.43	4HA16 + 4HA14.	14.19
	transversal	Appui	425.93	0,064	0,967	13.05	4HA20+4HA14	18.71
		Travée	213.66	0,032	0.984	6.43	4HA16 + 4HA14.	14.19

Tableau X-9 : ferraillage des nervures à l'ELU.

- **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \ mm$$

$$soit \ \phi_t = 8 \ mm$$

➢ **Espacement des armatures :**

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4} \ ; \ 12\phi_l\right\} = \min\{25 \ ; 24\}$$ Soit **St =10cm**.

- En zone courante :

$S_t \leq h/2 = 25$ cm.

Soit **St = 20 cm.**

➢ **Armatures transversales minimales :**

$A_{min} = 0.003 S_t b = 1.50$ cm².

Soit $\mathbf{A_t}$ **= 4HA10 = 3,14 cm² (2 cadres).**

X-6) Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (BAEL.91.arct :A.4.2)

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

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 500 \times 970 \times 2{,}1}{400 \times 100} = 5.85 cm^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition

Aux appuis :

$A_{adopté} = 18{,}71\ cm^2 > A_{min} = 5.85 cm^2$ condition vérifiée.

En travées :

$A_{adopté} = 14.19 cm^2 > A_{min} = 5.85\ cm^2$ condition vérifiée.

b) Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL.91.arct :A.5.1, 211):

$$\tau_u = \frac{T_{u\ max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0{,}15\ f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4\ MPa\right\} = 2{,}5\ MPa$$

Avec : $T_{u\ max} = 557.38$ KN

$$\tau_u = \frac{557.38 \times 10^3}{500 \times 970} = 1.14\ \text{MPa}$$

$\tau_u = 1{,}14 MPa \prec \bar{\tau}_u 2.5 MPa$ ..... condition vérifiée.

VI-7) Vérification à L'ELS

Contrainte de compression dans le béton :

Sens x-x :

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier

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

- **Appui :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 18.71}{50 \times 97} = 0{,}385. \longrightarrow \textbf{Par interpolation} \begin{cases} \beta_1 = 0{,}9043 \\ K_1 = 37.26 \\ K = \dfrac{1}{K_1} = 0{,}027 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A\beta_1 d} = \frac{208.94 \times 10^3}{18.71 \times 0{,}9043 \times 97} = 127.31 [MPa].$$

$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 0{,}027 \times 127.31 = 3.43 MPa \prec 15 MPa.$

$\sigma_{bc} = 3.43 < 15 MPa \Rightarrow$ ..... **(Condition est vérifiée).**

➢ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 14.19}{50 \times 97} = 0{,}292 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}9148 \\ K_1 = 43.73 \\ K = \dfrac{1}{K_1} = 0{,}022 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A\beta_1 d} = \frac{104.47 \times 10^3}{14.19 \times 0{,}9148 \times 97} = 82.96[MPa].$$

$$\sigma_{bc} = 0{,}022 \times 82.96 = 1.82MPa$$

$$\sigma_{bc} = 1.82 < 15MPa \quad \Rightarrow \text{ …….. (Condition vérifiée).}$$

Sens	Zone	As (cm²)	M_s	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Obs
X-X	Appuis	18.71	208.94	0.385	0.9043	37.26	127.31	3.43	15	vérifié
	Travée	14.19	104.47	0.292	0,9148	43.73	82.96	1.82	15	vérifié
Y-Y	Appuis	18.71	208.94	0.385	0.9043	37.26	127.31	3.43	15	vérifié
	Travée	14.19	104.47	0.292	0,9148	43.73	82.96	1.82	15	vérifié

Tableau X-10 : Vérification des contraintes à l'ELS

Les armatures de peau (BAEL/Art B.6.6 ,2) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leurs section est au moins égale à 3cm2 par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 800 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est :

Ap=3cm^2 /ml = 3cm^2 par paroi.

Soit : 2HA14 = 3,08 cm^2.

· **Conclusion :**

La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton et de l'acier à l'ELS

Le ferraillage retenu pour le radier suivant :

1. **La dalle du radier :**

. Sens X-X

. En travée (Lit supérieur) : 7HA16/ml (S_t = 15 cm).

. Aux appuis (Lit inférieur) : 7HA14/ml (S_t = 15 cm).

. Sens Y-Y

. En travée (Lit supérieur) : 7HA16/ml (S_t = 15 cm).

. Aux appuis (Lit inférieur) : 7HA14/ml (S_t = 15cm).

2. ***Les débords :***

Armature principale : *5HA10/ml* (S_t = 20 cm).

Armature de répartition : *5HA10/ml* (S_t = 20 cm).

3. **Les nervures**

. Sens des petites portées

. En travée (Armature supérieur) : 4HA16+4HA14.

. Aux appuis (Armature inférieur) : 4HA20 + 4HA12.

. Sens des grandes portées

. En travée (Armature supérieur) : 4HA16+4HA14.

. Aux appuis (Armature inférieure) : 4HA20+4HA14.

. Armature de peau : 2HA14 (Pour toutes les nervures).

XI.1.Introduction:

Afin de relier la structure à la superstructure dans le sol, il est nécessaire de prévoir un

Mur de soutènement qui reprendra les charges verticales et horizontales provenant du séisme et des poussées des terres.

Le mur plaque assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable

il permet de remplir les fonctions suivantes :

- Reprendre les charges et surcharges des terres.
- Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations.

XI.2.Pré-dimensionnement de mur plaque :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA99-version 2003 est de 15 cm ; on adopte pour une épaisseur de 20cm. Le mur sera calculé comme un plancher renversé encastré au niveau de la semelle (radier) et appuyé doublement au niveau du plancher de Sous-sol, pour une bande de 1m de largeur.

IX.2.1.Caractéristiques du sol :

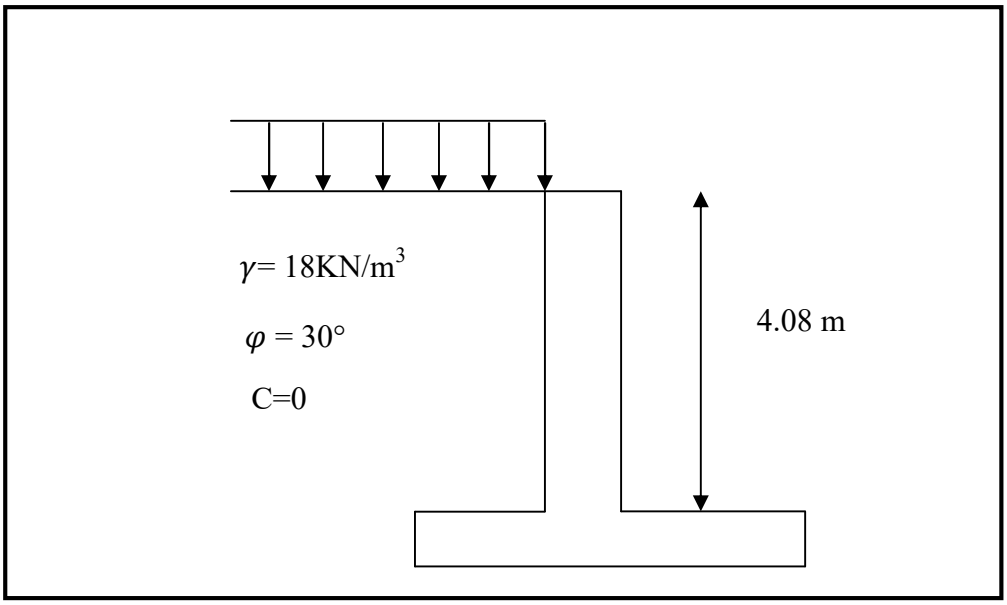


Figure XI.1. : Schéma statique du Mur plaque

- Surcharge éventuelle : **q = 10 KN/m².**
- Poids volumique des terres : **γ= 18 kN/m ^{3}.**
- Angle de frottement interne **: φ = 30^0.**
- Cohésion : **C =0**
- La contraint admissible de sol : $\bar{\sigma}_{sol}$ **= 2 bars.**
- β **=0** : angle de la surface du remblai horizontal.
- **λ=0** : la paroi de mur est verticale.
- **δ=0** : obliquité nulle de la force de poussé (Rankine est applicable).

- **Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :**

σ_H : contrainte horizontale.

σ_V : contrainte verticale.

- L'épaisseur minimale imposée par le RPA doit être supérieure ou égale à 15 cm.

On opte pour une épaisseur de **20 cm.**

IX.2.2.Détermination des sollicitations :

On détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du mur.

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont : σ_H et σ_V

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v$$

$$K_0 = 1 - \sin\varphi = 1 - 0{,}5 \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{K_0 = 0{,}50}$$

Avec : K_0 : coefficient de poussée des terres

φ : Angle de frottement interne

XI.2.3.Calcul des sollicitations :

$0 < h < H \Rightarrow 0 < h < 4.08m$

- **A l'ELU :**

K_0=0,5

σ_h=K_0 x σ_v= K_0 x (1,35x γ x h + 1,5xq)

h=0→ σ_{h1}=0,5x (1,5x10) = **7,5 KN/m²**

h=4.08→ σ_{h2}=0,5x (1,35x18x4.08+1,5x10) = **57.07KN**

- **A l'ELS:**

σ'_h = K_0 x σ_v = K_0 x (γx h +q)

h=0→ σ'_{h1}=0,5x10 = **5 KN/m²**

h=4.08→ σ'_{h2}=0,5x (10+18x4.08) = **41.72KN/m²**

IX.2.4. Diagrammes des contraintes :

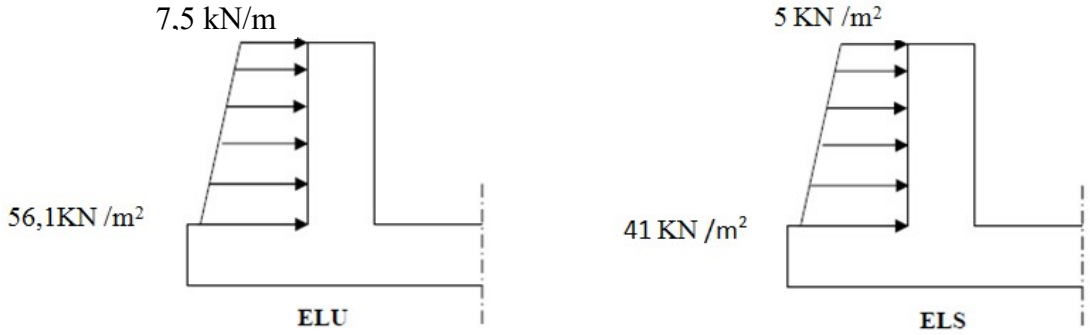


Figure XI.2: Diagramme des contraintes

XI.2.5. Charge moyenne :

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bonde de 1 mètre est :

- **A l'ELU :**

$q_u = \frac{(3\,\sigma h2+\sigma h1\ )}{4} x1m = \frac{(3x57.07+7,5)}{4} x1m =$ **44.67KN/m**

- **A l'ELS** :

$q_s = \frac{(3\,\sigma' h2+\sigma' h1)}{4} x1m = \frac{(3x41.72+5)}{4} x1m =$ **32.54 KN/m**

XI.3.Ferraillage de mur plaque :

XI.3.1.Méthode de calcul :

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées au niveau des fondations et simplement appuyées au niveau des poteaux et des poutres.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

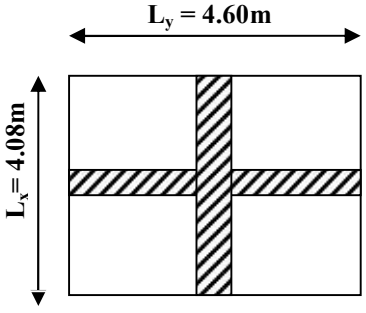
Moment en travée 0,75et moment aux appuis 0,5

XI.3.2. Identification des panneaux :

$L_x = 4.08m$

$L_y = 4,60m$

$\boldsymbol{\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.08}{4.60} = 0.8 \rightarrow 0.4 < \rho < 1}$ **→le panneau travaille dans les deux sens**



- **A l'ELU :**

$\boldsymbol{\vartheta = 0; \varphi = 0,8 \rightarrow} \begin{cases} \mu_x = 0.0565 \\ \mu_y = 0.595 \end{cases}$

$M_{0X} = \mu_x\, q\, l_X^2 = 0.0565x44.67x\ 4.08^2 = 42.01\ KN.m$

$M_{0y} = \mu_y M_{0X} = 0.595x\ 42.01 = 24.99KN.m$

- **Correction des moments :**

  - **Sens x-x :**

M_a = -0.5 x 42.01= **-21.00KN.m**

M_t = 0.75 x 42.01=**31.50KN.m**

  - **Sens y-y :**

M_a = -0.5 x 24.99= **-12.49KN.m**

M_t = 0.75 x 24.99 = **18.74KN.m**

- **A l'ELS:**

$$\vartheta = 0.2 \; \varphi = 0{,}8 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0632 \\ \mu_y = 0.730 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_x \, q \, l_X^2 = 0.0632x32.54x4.08^{\,2} = 34.23KN.m$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0X} = 0.730x\,34.23 = 24.98KN.m$$

- **Correction des moments :**

  - **Sens x-x :**

M_a = -0.5 x 34.23= **-17.11KN.m**

M_t = 0.75 x 34.23 = **25.67KN.m**

  - **Sens y-y :**

M_a = -0.5 x 24.98= **-12.49KN.m**

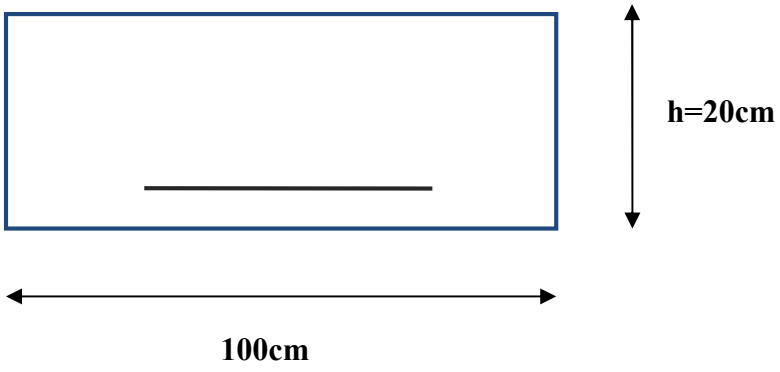
M_t = 0.75 x 24.98 = **18.93KN.m**

XI.3.3.Calcul de section d'armature :

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2 f_{bc}}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1000 \times 170 \times 2,1}{400} = 2.05\ cm^2$$

- **h=20cm ; d=17cm ; b=100cm ; c=3cm**



Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ_u	μ_1	Section	β	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	st (cm)
xx	Appuis	21.00	0.050	0.392	SSA	0.974	3.64	2.05	5HA12 =5.65	20
	Travée	31.50	0.076	0,392	SSA	0.960	5.54	2.05	5HA14 =7.69	20
yy	Appuis	12.49	0.030	0,392	SSA	0.985	2.14	2.05	5HA12 =5.65	20
	Travée	18.74	0.044	0.392	SSA	0.978	3.23	2	5HA14 =7.69	20

Tableau XI.1 : ferraillage du voile

XI.4.Recommandations du RPA 99 :

Le mur 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).

$$A \geq 0.001\ b\,h = 0.001 \times 100 \times 20 = 2\ cm^2$$

- Les deux nappes sont reliées par 4 épingles de HA 8 par m2

XI.5.Vérification à l'ELS :

XI.5.1.Vérification des contraintes du béton et de l'acier :

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors Dans les aciers :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right\};\ avec\ \eta = 1{,}6$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1{,}6 \times 2{,}1}\right\} = 201{,}63 MPa$$

➢ **Dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\ f_{c28} = 15\ MPa$$

Avec :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \qquad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d\ \times A_s} \qquad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

⟹ **Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :**

Sens	Zone	As (cm^2)	Ms	ρ_1	β_1	K_1	K	σ_{st}	$\overline{\sigma}_{st}$	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Obs
X-X	Appuis	5,65	17.11	0.332	0.910	40.56	0.024	195.75	201.63	4.69	15	Cv

	Travée	7.69	25.67	0.452	0.898	34.02	0.029	218.66	201.63	6.34	15	Cv
Y-Y	**Appuis**	5.65	12.49	0.332	0.910	40.56	0.024	142.89	201.63	3.42	15	Cv
	Travée	7.69	18.93	0.452	0.898	34.02	0.029	161.24	201.63	4.67	15	Cv

Tableau XI.2: vérification des contraintes à l'ELS.

XI.5.2.Vérification de la flèche :

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{lx} \geq \frac{M_t}{20\ M_0} \quad ; \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4{,}2}{f_e}$$

Avec :

$\mathbf{h_t}$: Hauteur total **20cm**

lx : portée entre nus d'appuis

$\mathbf{M_{ts}^{max}}$: Moment max en travée a l'ELS

M_t = 25.67 **KN.m**

$\mathbf{M_0}$: Moment max de la travée isostatique

$$\boldsymbol{M_0 = \frac{q_s l_x^2}{8} = \frac{32.54(4.08)^2}{8}} = 67.70 \text{ KN. m}$$

$\mathbf{A_{st}}$: Section des armatures **7.69 cm²**

b: largeur de la section **100cm**

d : hauteur utile de la section droite **17cm**

AN :

- $\frac{h}{l} = 0.049 \geq \frac{M_t}{20\ M_0} = \frac{25.67}{20\times67.70} = 0{,}018 \ldots\ldots\ldots\ldots$ **conditionverifié**
- $\frac{A}{bd} = \frac{7.69}{100\times17} = 0.0045 \leq \frac{4{,}2}{f_e} = \frac{4{,}2}{400} = 0{,}0105 \ldots\ldots\ldots\ldots$ **conditionverifié**

Les deux conditions sont vérifier donc, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

IX.6.Conclusion :

L'épaisseur de mur plaque et de 20cm.

Le calcul de mur plaque se fait pour une bande de 1m.

Conclusion

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés durant de notre cursus et d'affiner nous connaissances.

En effet les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduites à nous documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, par exemple :

Se travaille de fin d'étude nous a permis de comprendre comment on fait une disposition des voiles, qui présentent un facteur important dans la détermination du comportement d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations.

Et d'après qu'on a modélisés, les efforts qu'on a trouvé on utilisant le logicielle ETABS nous a permis de comprendre comment on fait les vérifications d'exigences de RPA (la période, les déformations, les déplacements……) par rapport aux résultats trouvées.

Et enfin comprendre le ferraillage des différents éléments de la structure on respectant la réglementation, sans négliger le côté pratique pour faciliter la tâche à l'exécution.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

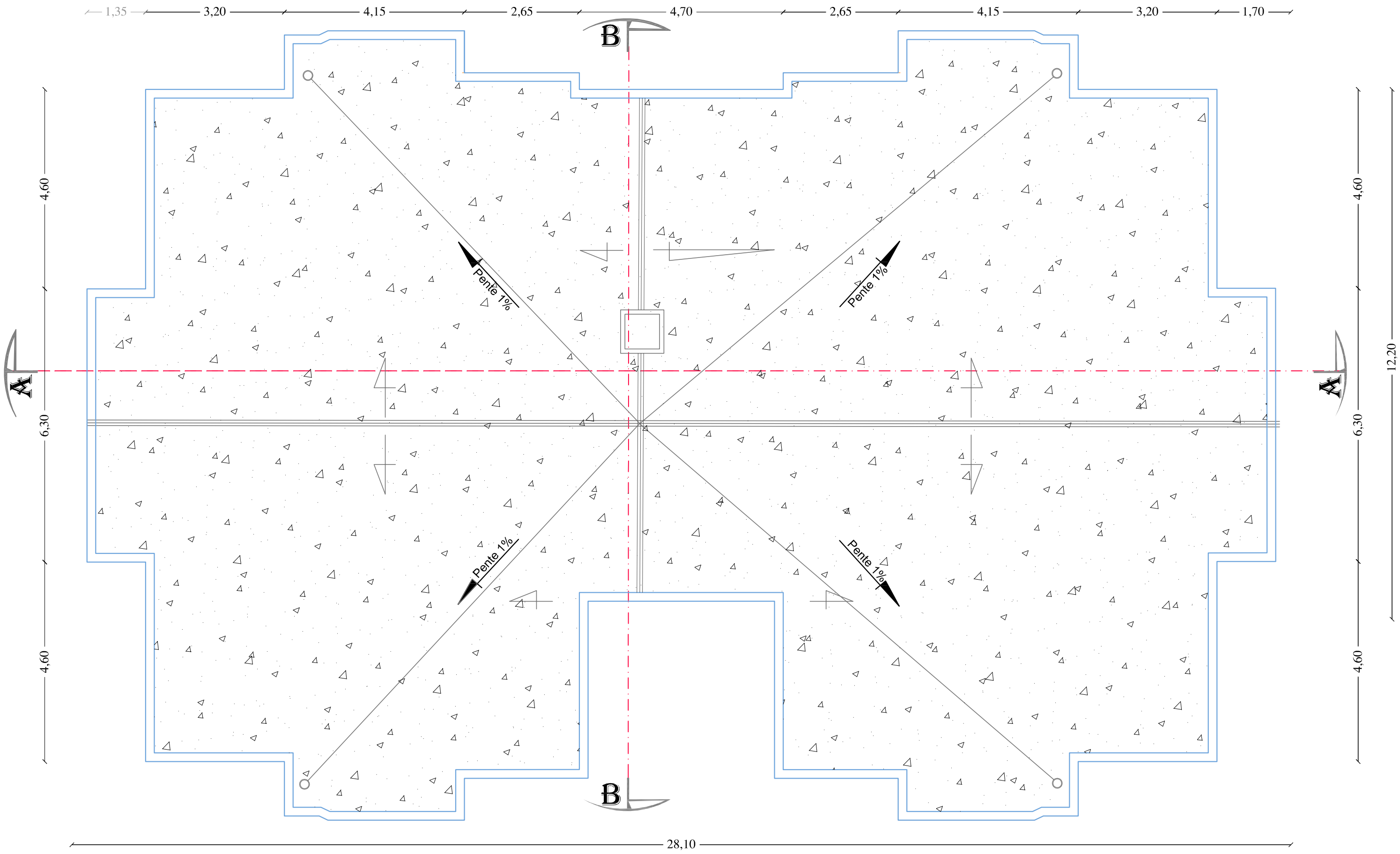
- Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.
- BAEL 91règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Béton armé « BAEL 91 modifié 99 et DTU associés (Jean- Pierre Mougin).
- Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charge permanentes et charges d'exploitation.

Logiciels :

- Logiciel ETABS 9.7.1
- Logiciel de ferraillage SOCOTEC.
- EXCEL 2007.
- WORD 2007.
- AUTOCAD 2016.

Ouvrage :

- Formulaire du béton armé de (Tomes1et 2 Victor DAVIDOVICI).
- Les abaques de PIGEAUD.
- Formulaire de RDM youdexiong.
- Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.


1,35
3,20
4,15
2,65
4,70
2,65
4,15
3,20
1,70
B
A
A
B
Pente 1%
Pente 1%
Pente 1%
Pente 1%
4,60
6,30
4,60
4,60
6,30
4,60
12,20
28,10

B

24,70

3,15 | 3,80 | 2,90 | 4,60 | 2,90 | 3,80 | 3,15

41.55 m²

41.55 m²

20.38 m²

20.38 m²

20.38 m²

20.38 m²

29.14 m²

29.14 m²

1,65

1,30

1,75

2,05

9,75

1,05 | 2,35

4,55

4,30

3,05

3,00

15,50

3,00

4,55

6,85 | 2,55 | 4,20 | 2,65 | 6,85

4,55

4,30

3,00

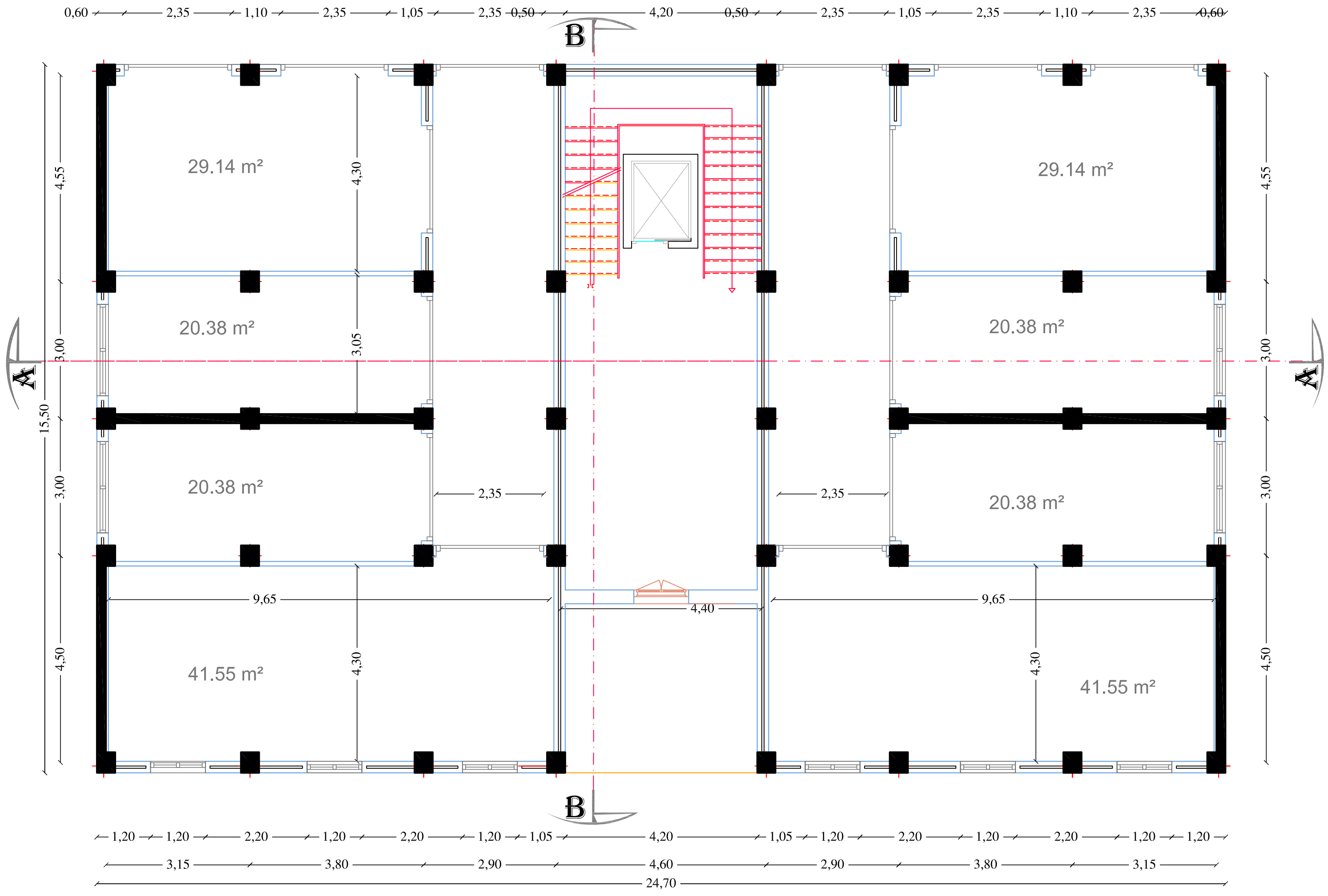
4,50

0,60 | 2,35 | 1,10 | 2,35 | 1,05 | 2,35 | 0,50 | 4,20 | 0,50 | 2,35 | 1,05 | 2,35 | 1,10 | 2,35 | 0,60

A

A

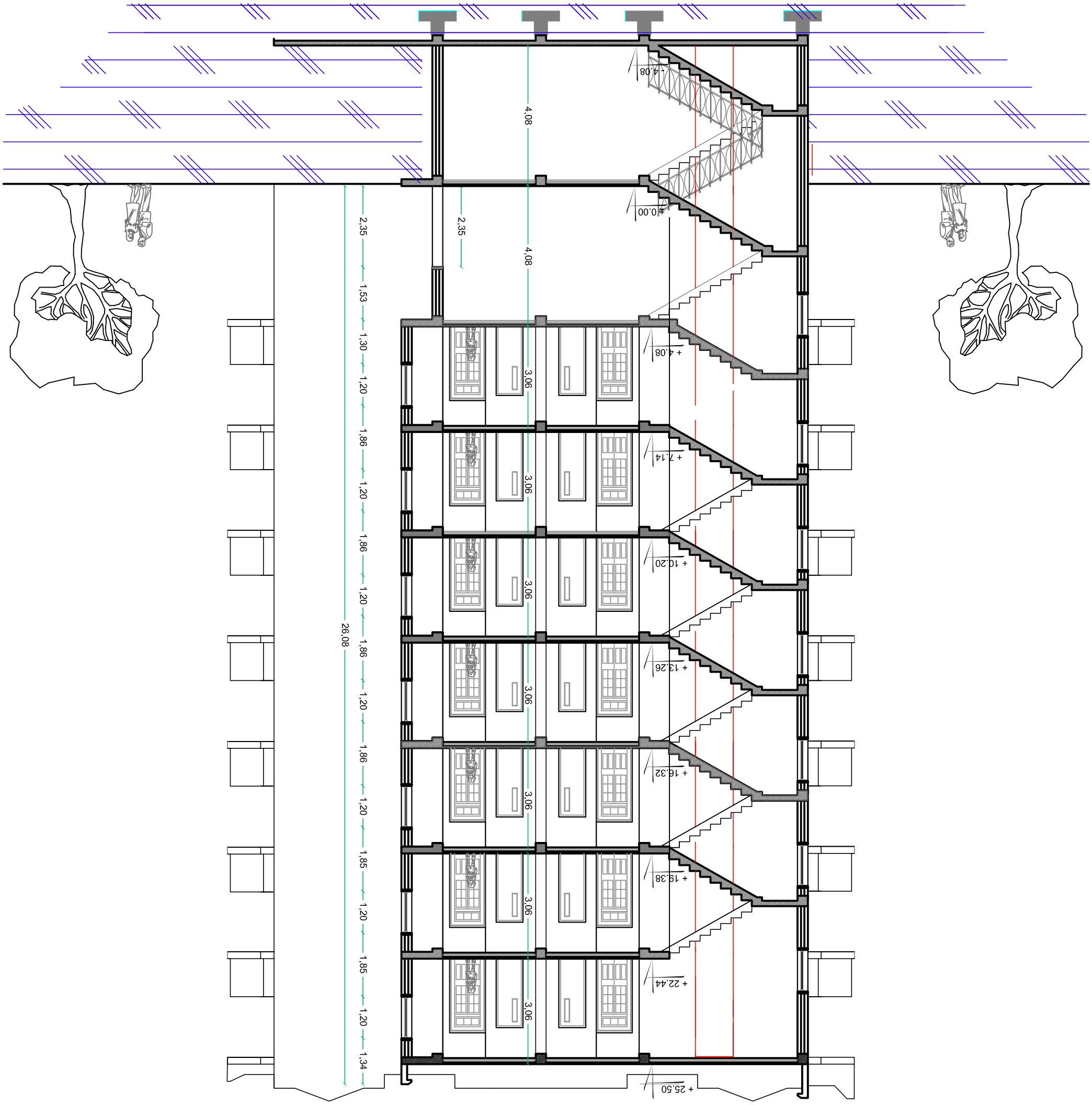
B

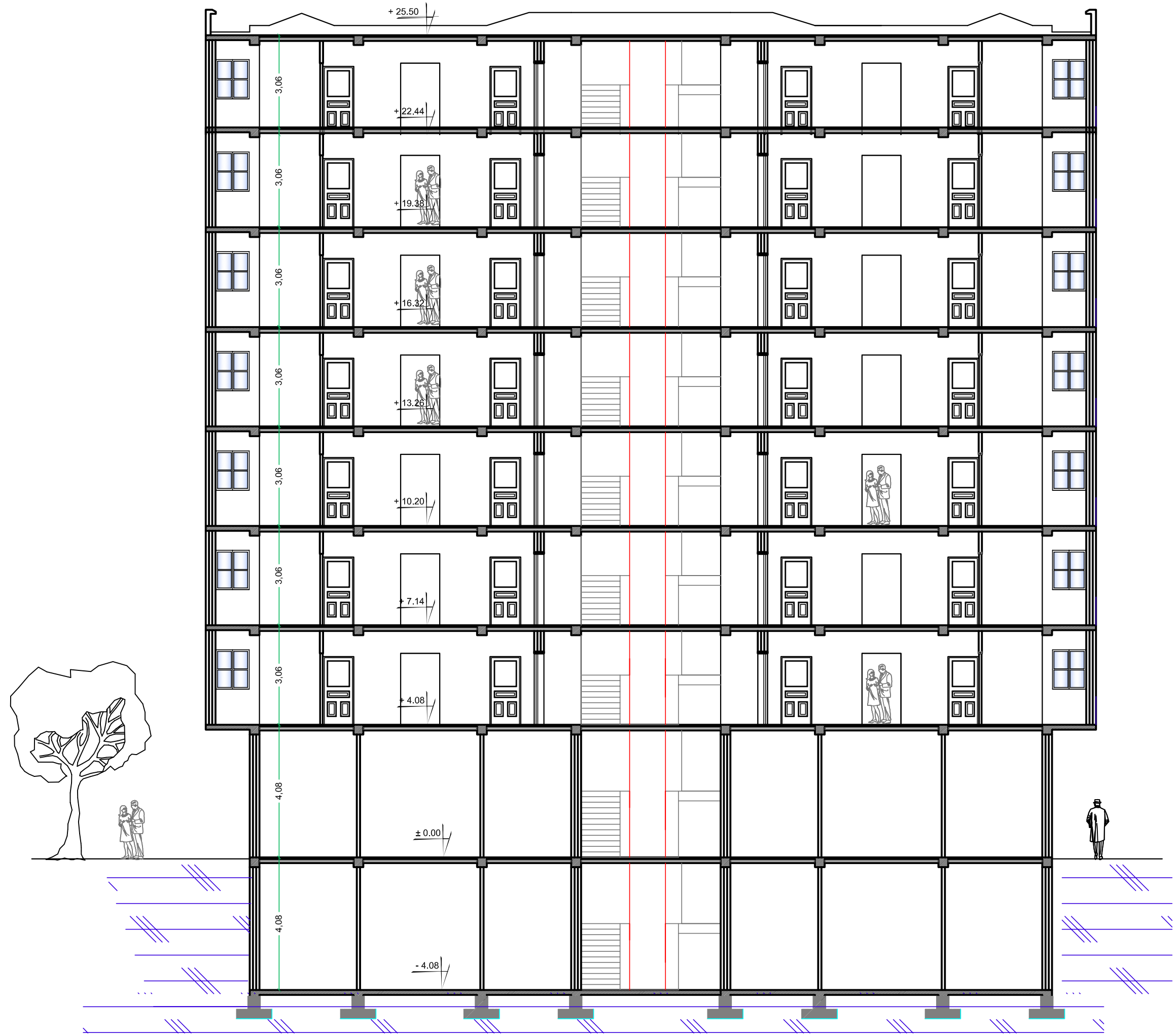

0,60
2,35
1,10
2,35
1,05
2,35
0,50
4,20
0,50
2,35
1,05
2,35
1,10
2,35
0,60
B
29.14 m²
20.38 m²
29.14 m²
20.38 m²
4,55
4,30
3,00
3,05
15,50
3,00
4,50
20.38 m²
2,35
2,35
20.38 m²
9,65
4,40
9,65
4,30
4,30
41.55 m²
41.55 m²
4,50
B
1,20
1,20
2,20
1,20
2,20
1,20
1,05
4,20
1,05
1,20
2,20
1,20
2,20
1,20
1,20
3,15
3,80
2,90
4,60
2,90
3,80
3,15
24,70



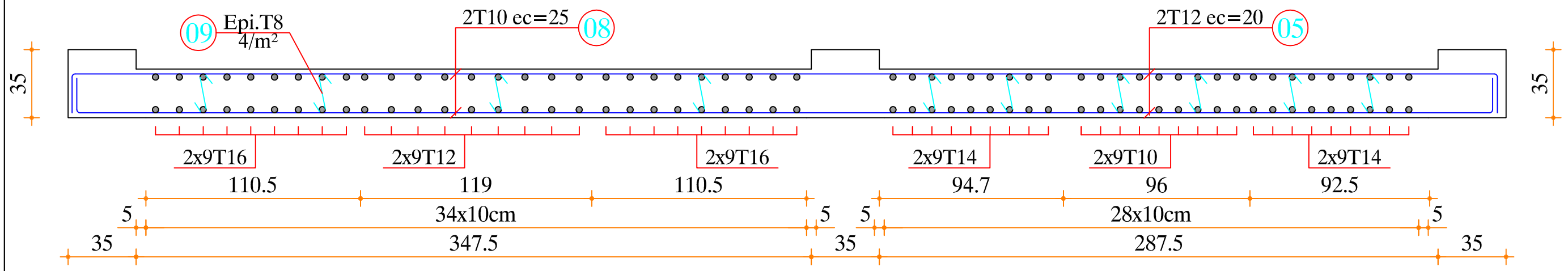


LOGGIA
SECHOIR
Chambre 02
12,60 m²
Séjour
19,00 m²
Cuisine
10,00 m²
Chambre 01
10,93 m²
DEGAGEMENT
7,50 m²
WC
1,50 m²
SDB
3,80 m²
PL
F3a
F3b
F3c
F3d
B
A
4,20
1,35
1,25
1,80
4,60
6,30
15,50
3,00
1,00 — 1,20 — 0,95 — 1,50 — 1,20 — 1,45 — 2,50 — 4,90 — 2,60 — 1,45 — 1,20 — 1,45 — 1,00 — 1,20 — 1,00
1,50 — 3,20 — 3,80 — 2,90 — 4,60 — 2,90 — 3,80 — 3,20 — 1,50
27,45

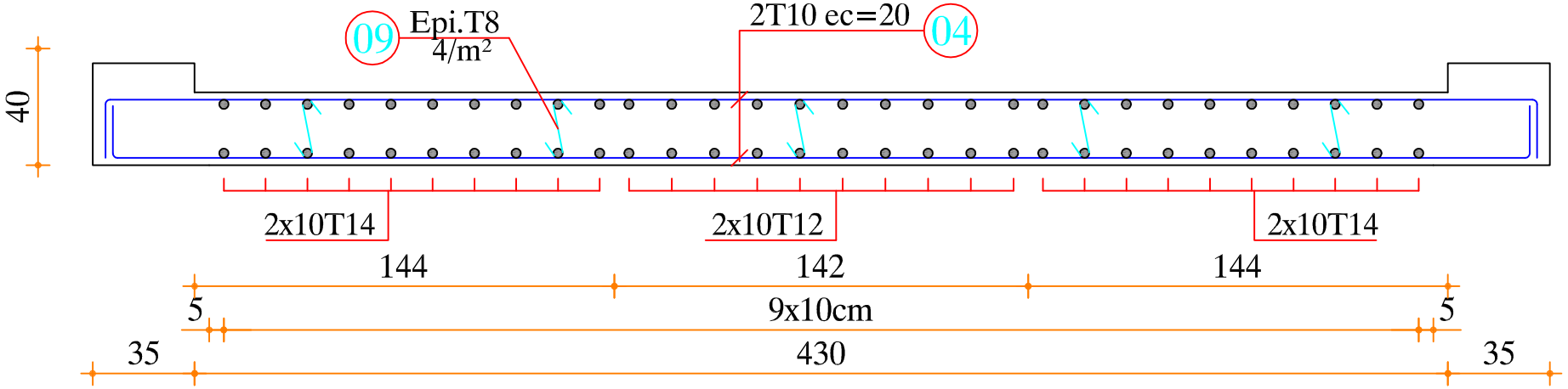

+ 4.08
+ 0.00
4,08
2,35
2,35
4,08
+ 4.08
3,06
+ 7.14
3,06
+ 10.20
3,06
+ 13.26
3,06
+ 16.32
3,06
+ 19.38
3,06
+ 22.44
3,06
+ 25.50
1,53
1,30
1,20
1,86
1,20
1,86
1,20
1,86
1,20
1,86
1,20
1,85
1,20
1,85
1,20
1,34
26,08


+ 25.50
+ 22.44
+ 19.38
+ 16.32
+ 13.26
+ 10.20
+ 7.14
+ 4.08
± 0.00
- 4.08
3,06
3,06
3,06
3,06
3,06
3,06
4,08
4,08

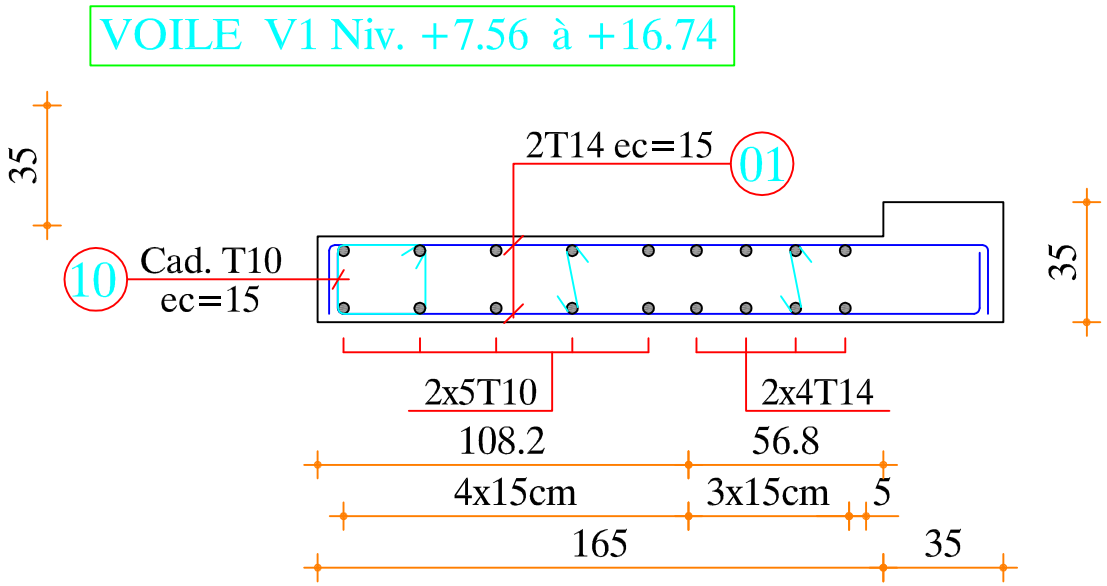
VOILE V3/V4 Niv. +7.56 à +16.74



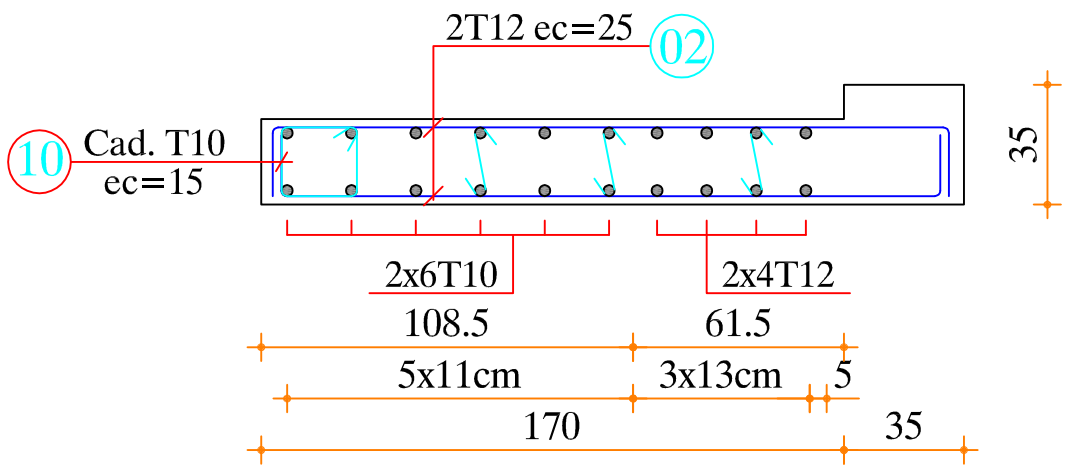
VOILE V2 Niv. +7.56 à +16.74



VOILE V1 Niv. +7.56 à +16.74



VOILE V1 Niv. +7.56 à +16.74



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE

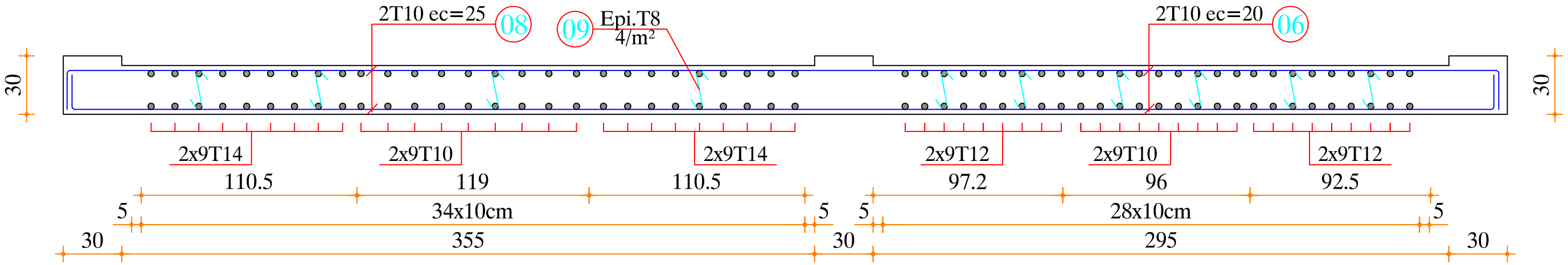
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU

FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION

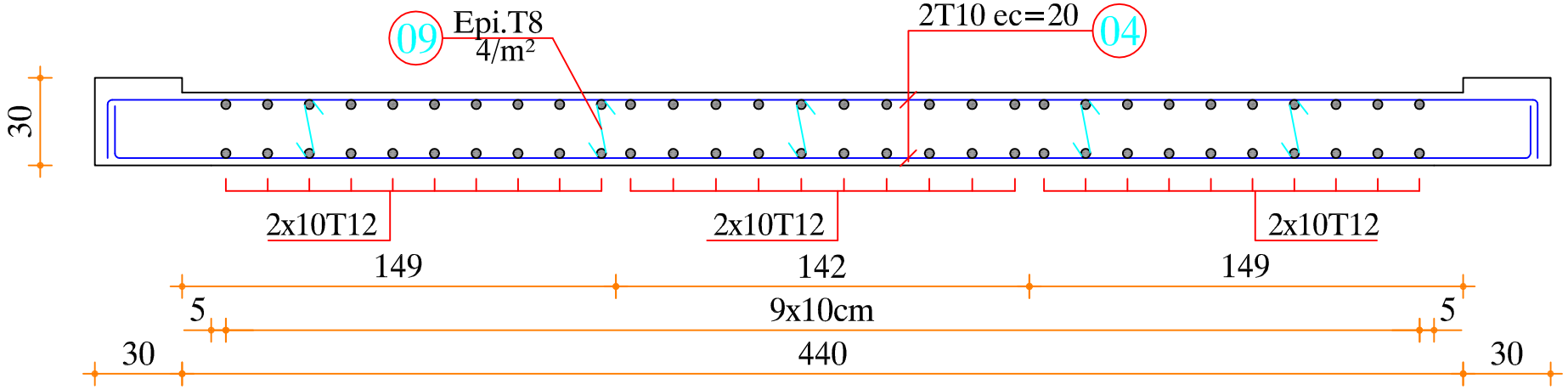
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

ETUDIER PAR : BRIK DJAMILA BOUHERAOUA NAOUEL	FERRAILLAGE DES VOILES
promotion 2019/2020	
ECH. 1/50	DIRIGER PAR :Mr atlaoui

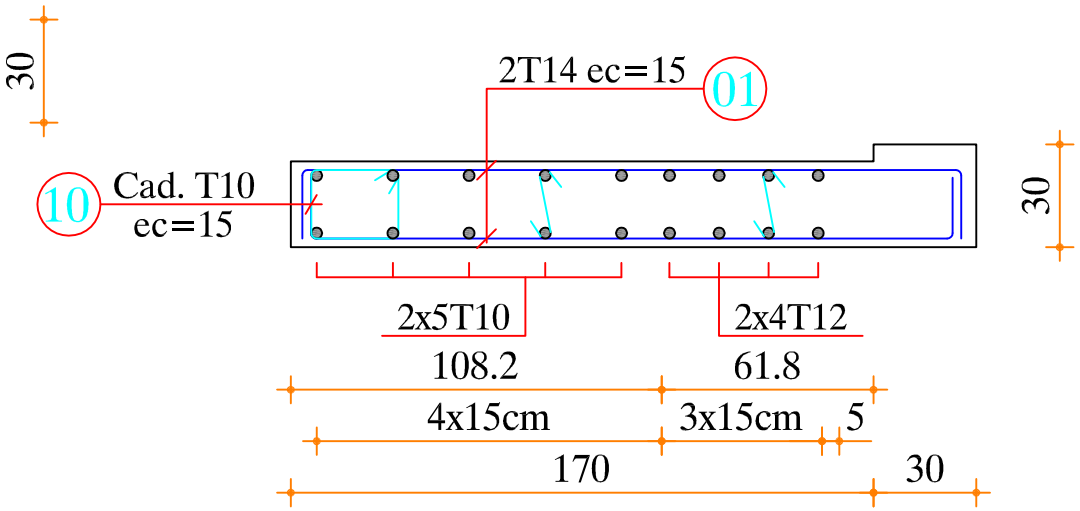
VOILE V3/V4 Niv. +16.74 à +25.92



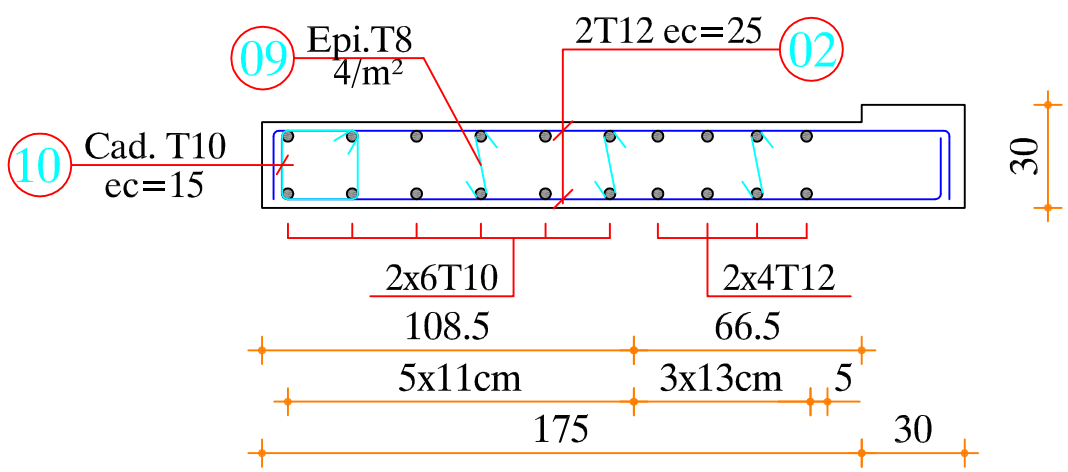
VOILE V2 Niv.+16.74 à +25.92



VOILE V1 Niv. +16.74 à +25.92



VOILE V1 Niv. +16.74 à +25.92



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE

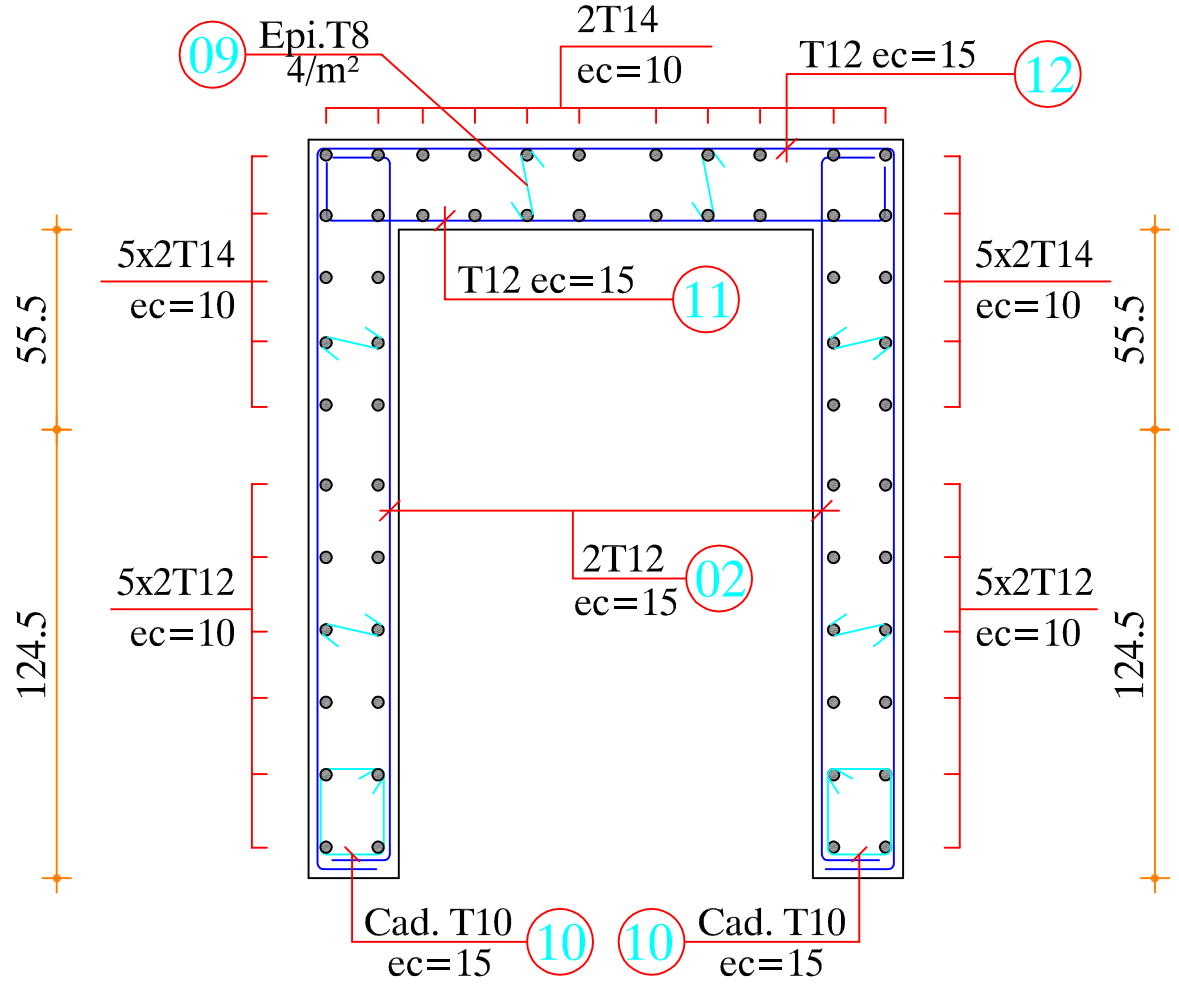
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU

FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION

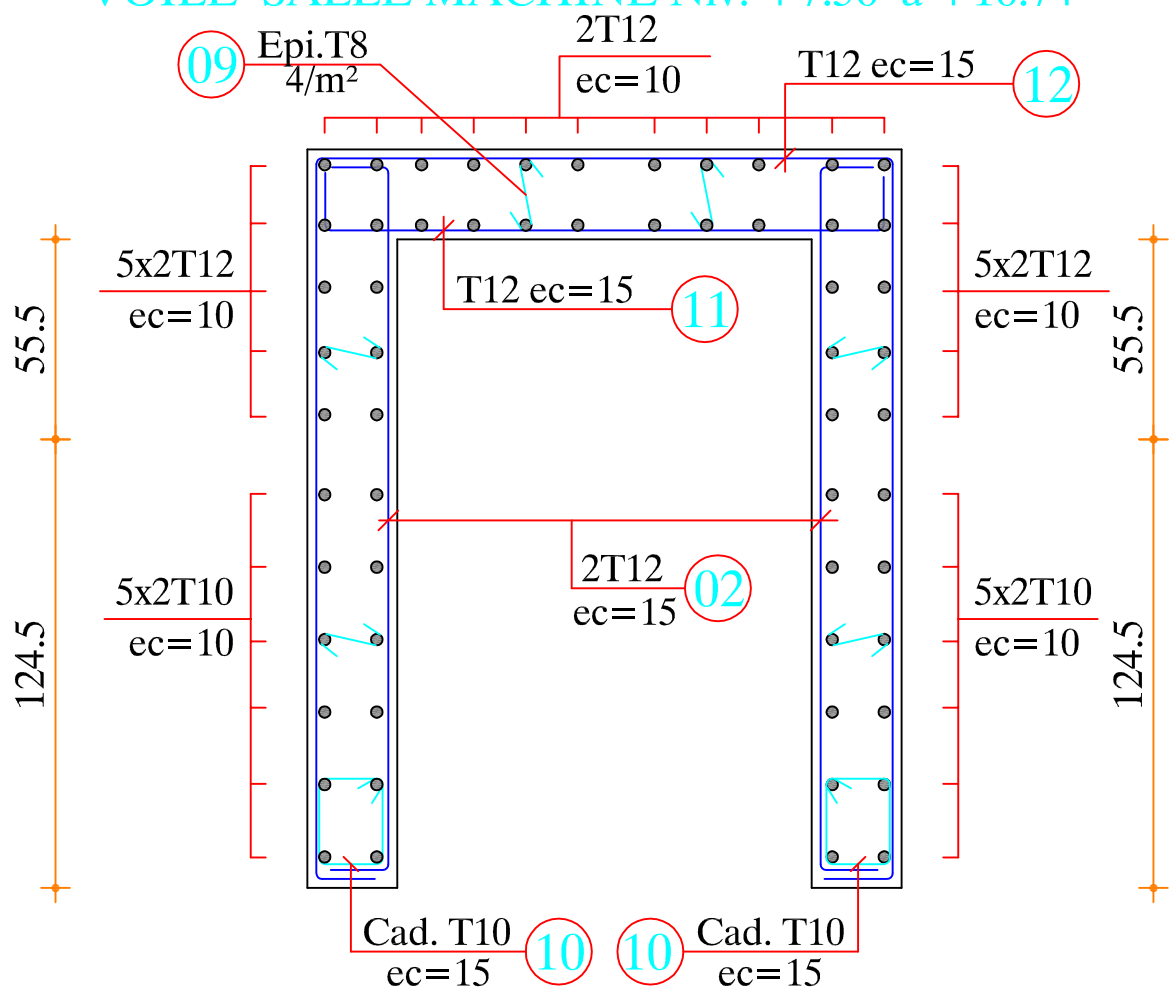
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

ETUDIER PAR : BRIK DJAMILA BOUHERAOUA NAOUEL	FERRAILLAGE DES VOILES
promotion 2019/2020	
ECH. 1/50	DIRIGER PAR :Mr atlaoui

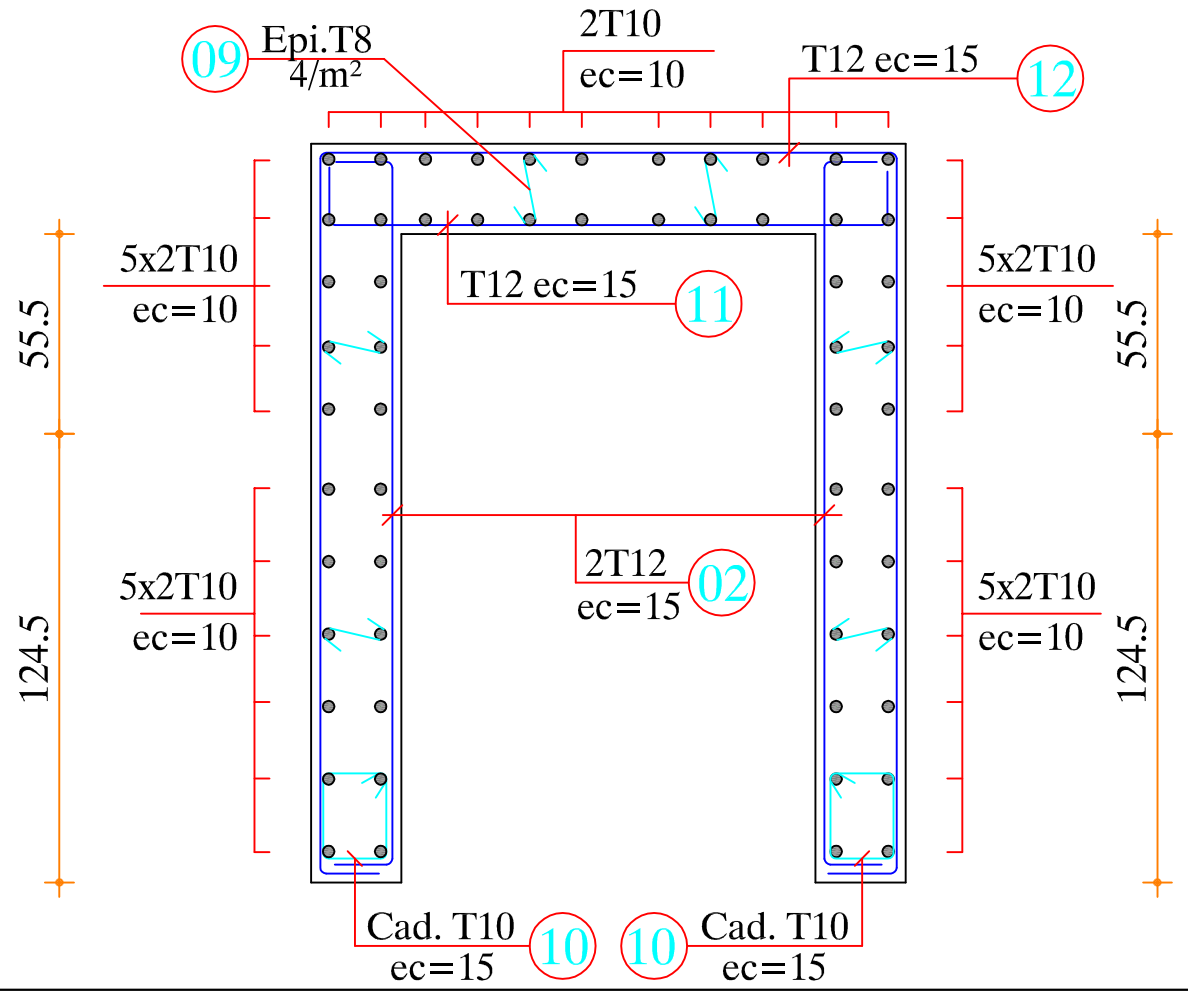
VOILE SALLE MACHINE Niv. -4.08 à +7.56



VOILE SALLE MACHINE Niv. +7.56 à +16.74



VOILE SALLE MACHINE Niv. +16.74 à +25.92



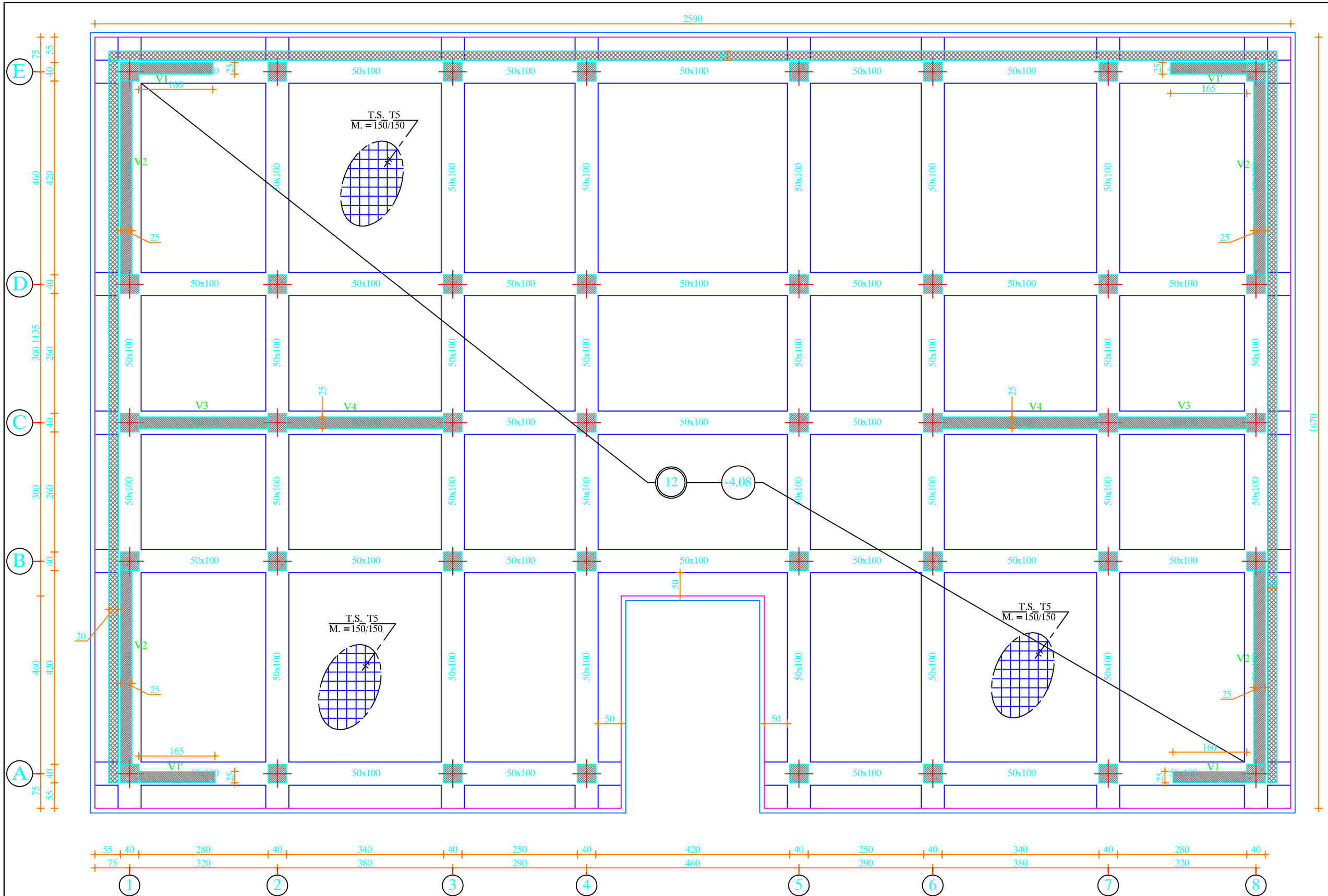
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU

FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

ETUDIER PAR : BRIK DJAMILA BOUHERAOUA NAOUEL	VOILE SALLE MACHINE
promotion 2019/2020	
ECH. 1/50	DIRIGER PAR :Mr atlaoui



COFFRAGE RADIER

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE

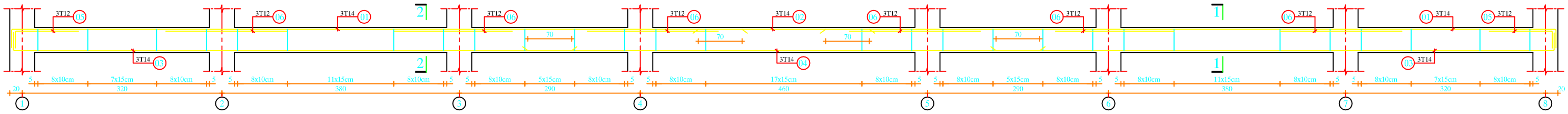
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU

FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION

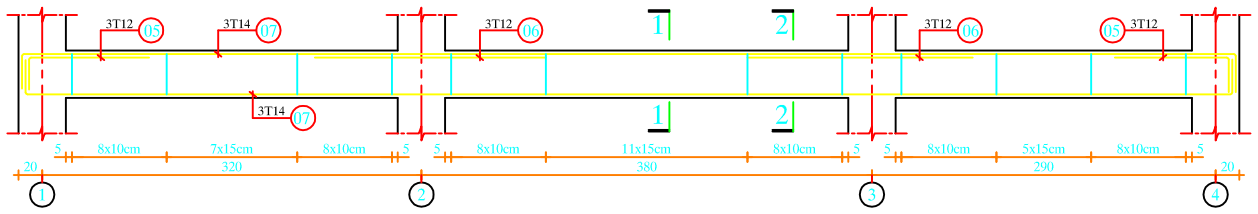
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

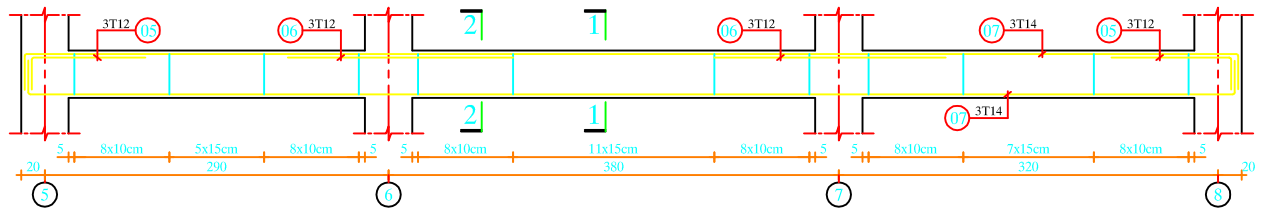
ETUDIER PAR : BRIK DJAMILA BOUHERAOUA NAOUEL	COFFRAGE RADIER
promotion 2019/2020	
ECH. 1/50	DIRIGER PAR :Mr atlaoui

POUTRES FILES B-C-D & E TOUS LES NIVEAUX

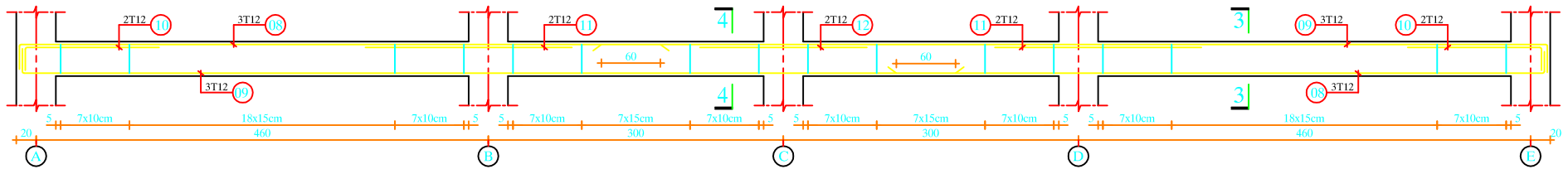


POUTRE FILE A TOUS LES NIVEAUX

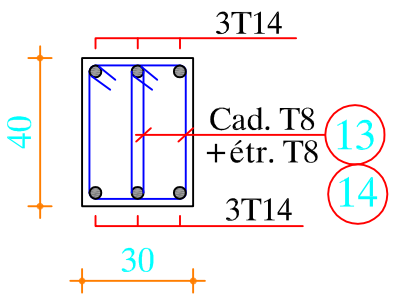




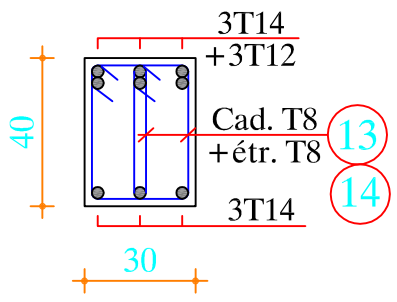
POUTRES AXES 1 à 8 TOUS LES NIVEAUX



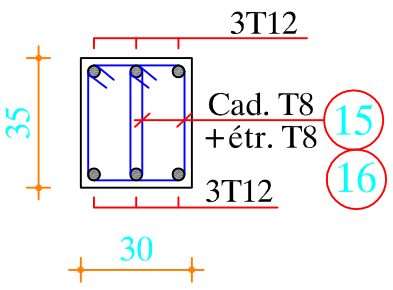
1--1



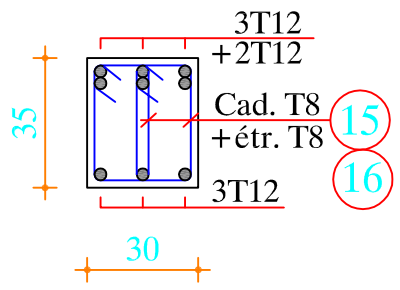
2--2



3--3



4--4



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE

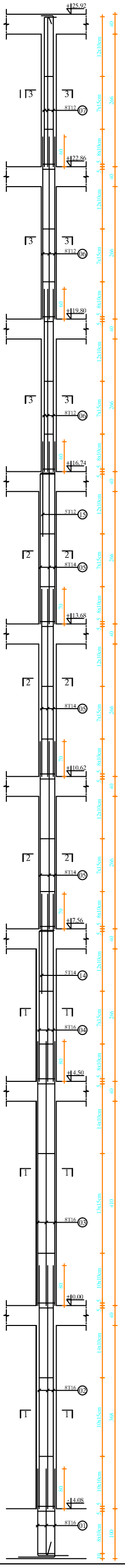
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU

FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION

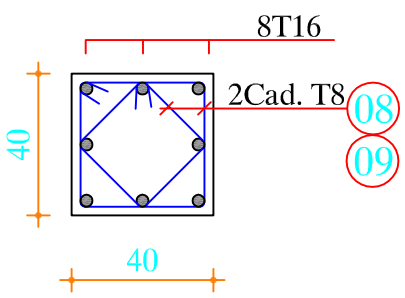
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

ETUDIER PAR : BRIK DJAMILA BOUHERAOUA NAOUEL	FERRAILLAGE POUTRES
promotion 2019/2020	
ECH. 1/50	DIRIGER PAR :Mr atlaoui

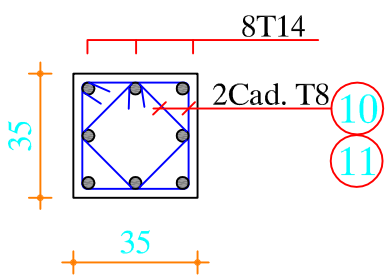
FERRAILLAGE DES POTEAUX



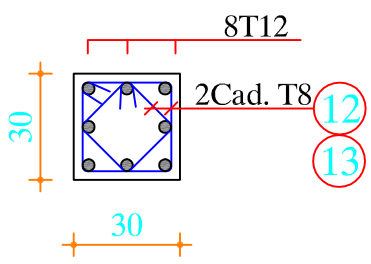
1--1



2--2



3--3



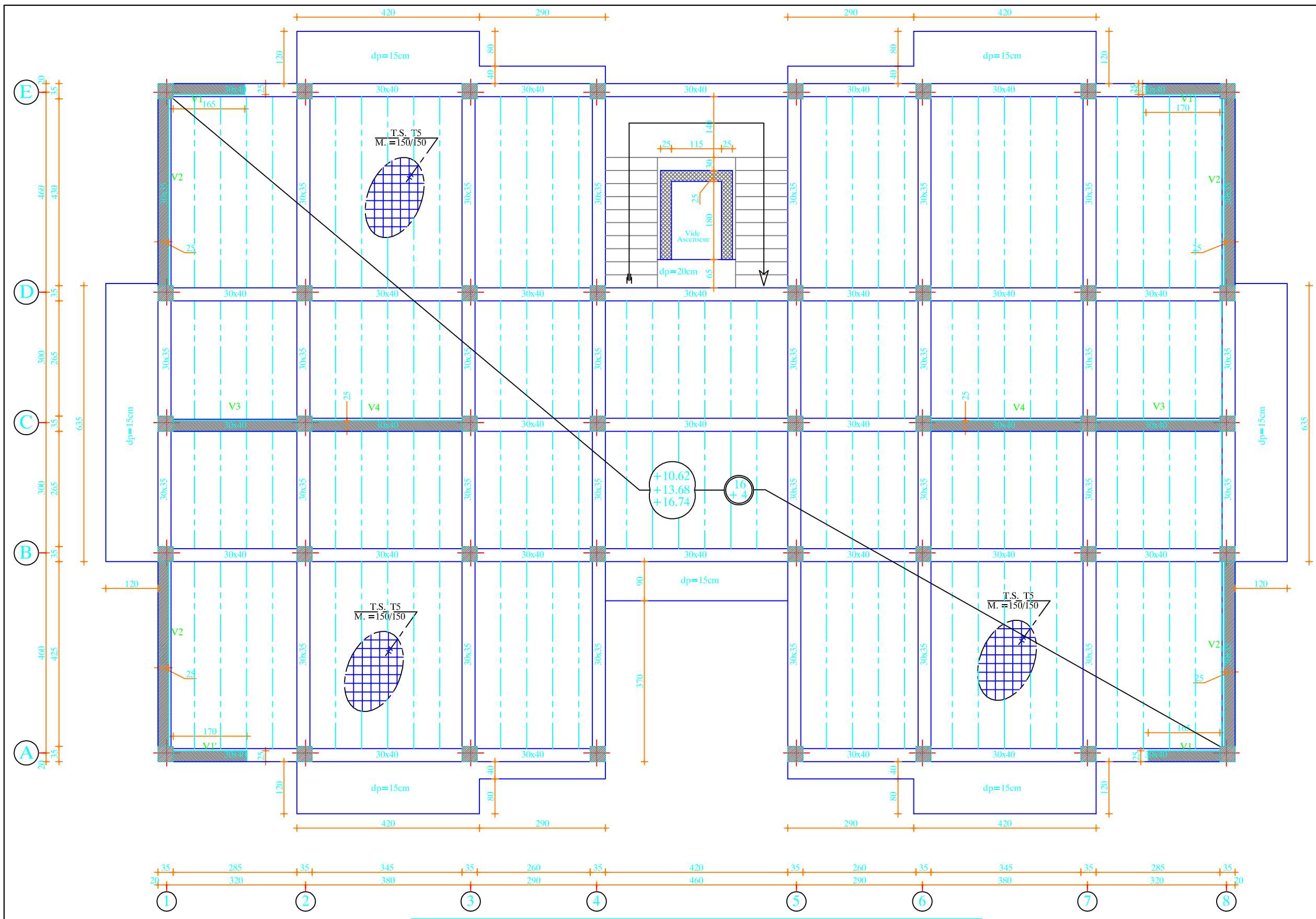
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU

FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

ETUDIER PAR :	FERRAILLAGE DES POTEAUX
promotion 2019/2020	
ECH. 1/50	DIRIGER PAR :Mr atlaoui



COFFRAGE DU PLANCHER NIVEAU : +10.62 /+13.68 & +16.74

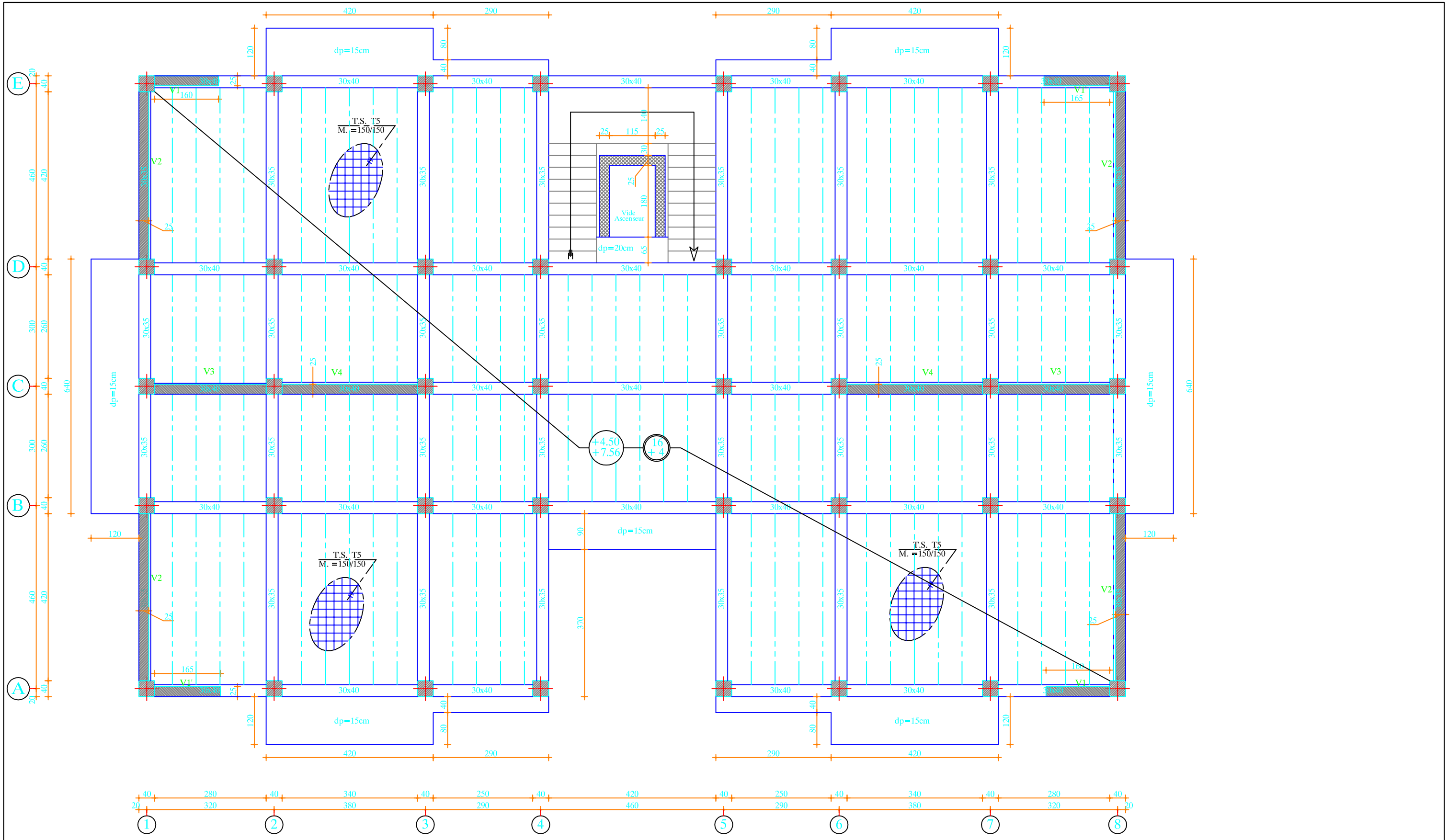
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU

FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

ETUDIER PAR : BRIK DJAMILA BOUHERAOUA NAOUEL	COFFRAGE DU PLANCHER NIVEAU : +10.62 /+13.68 & +16.74
promotion 2019/2020	
ECH. 1/50	DIRIGER PAR :Mr atlaoui



COFFRAGE DU PLANCHER NIVEAU : +4.50 & +7.56

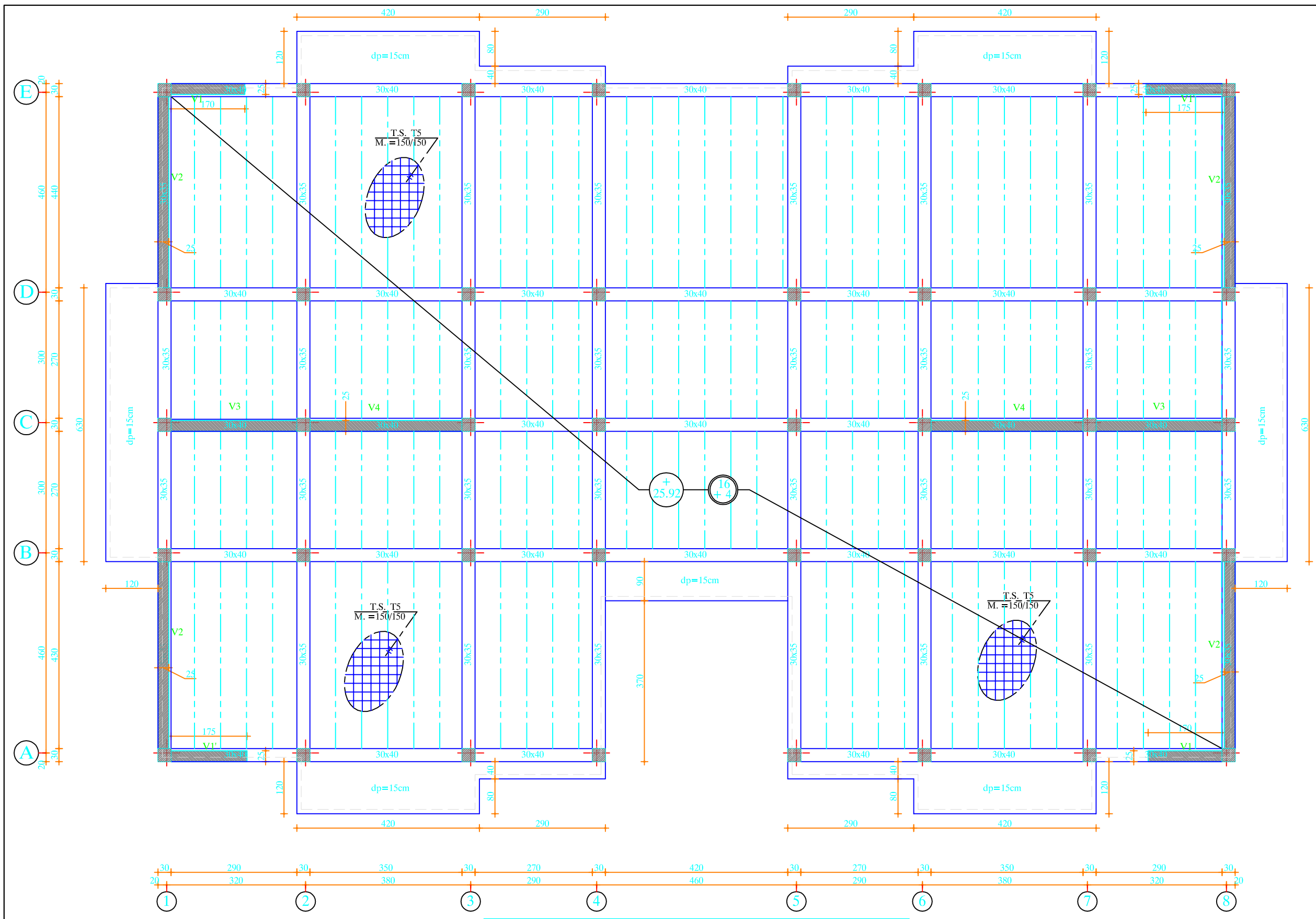
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU

FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

ETUDIER PAR : BRIK DJAMILA BOUHERAOUA NAOUEL	COFFRAGE DU PLANCHER NIVEAU : +4.50 & +7.56
promotion 2019/2020	
ECH. 1/50	DIRIGER PAR :Mr atlaoui



COFFRAGE DU PLANCHER NIVEAU : +25.92

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU

FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

ETUDIER PAR :

BRIK DJAMILA

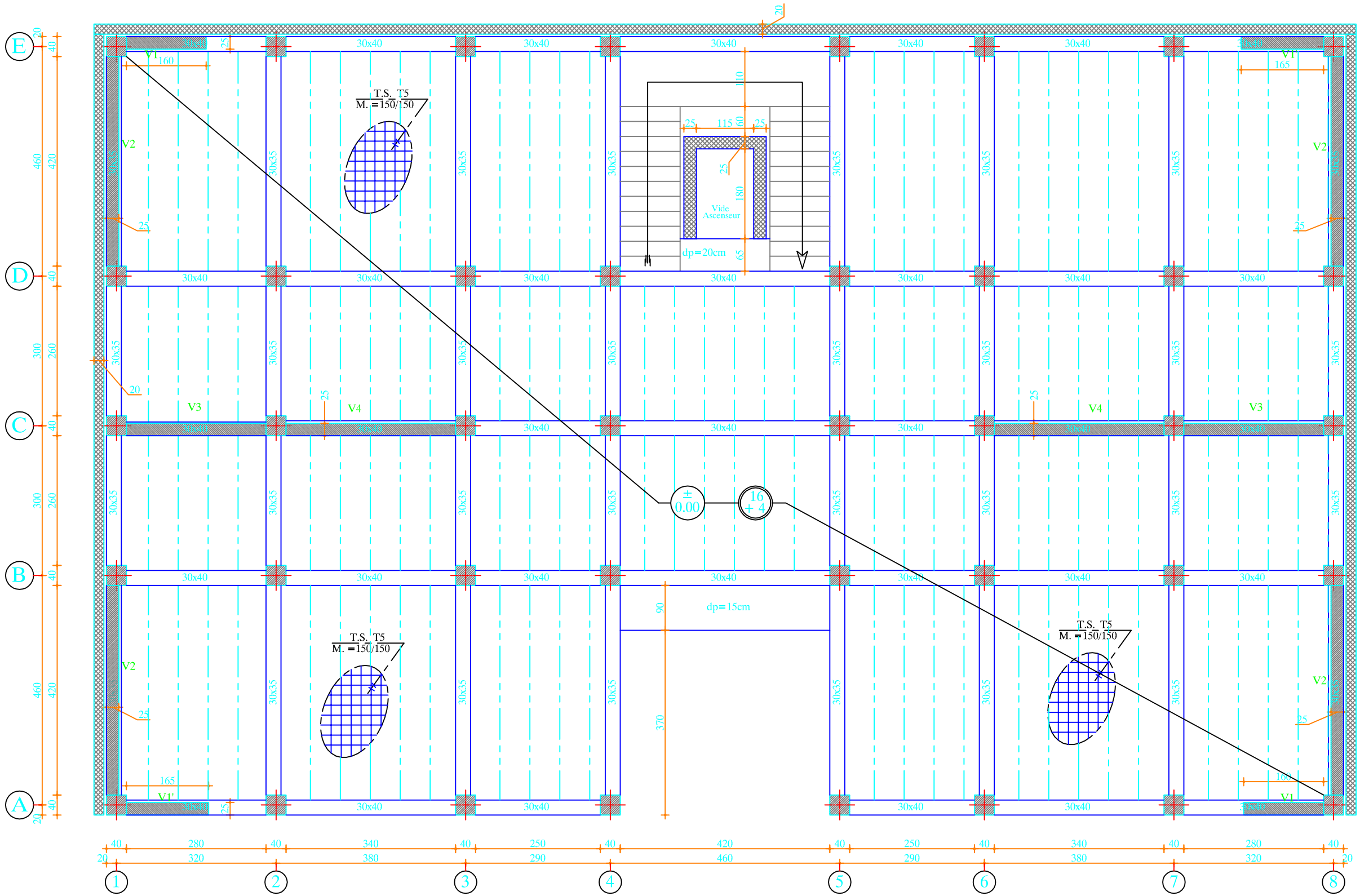
BOUHERAOUA NAOUEL

promotion 2019/2020

ECH. 1/50

COFFRAGE DU PLANCHER NIVEAU : +25.92

DIRIGER PAR :Mr atlaoui



COFFRAGE DU PLANCHER NIVEAU : ±0.00

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE

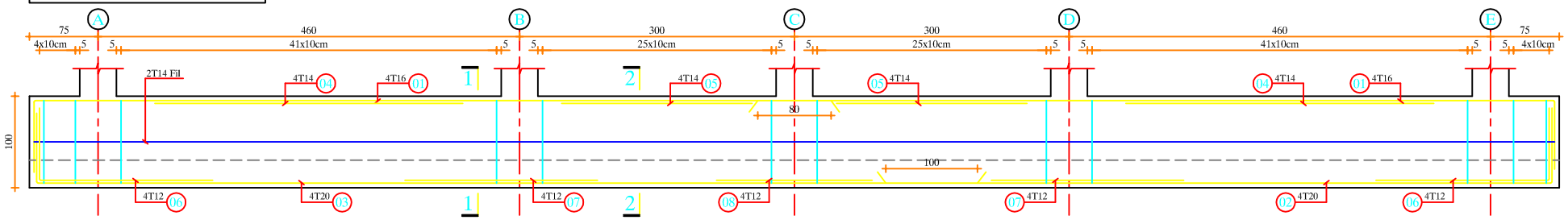
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU

FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION

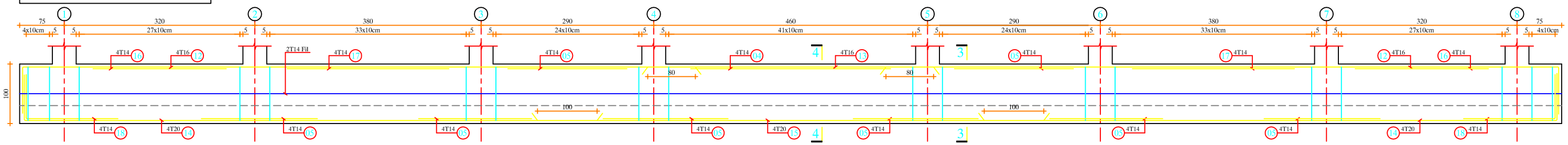
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

ETUDIER PAR : BRIK DJAMILA, BOUHERAOUA NAOUEL	COFFRAGE DU PLANCHER NIVEAU : ±0.00
promotion 2019/2020	
ECH. 1/50	DIRIGER PAR :Mr atlaoui

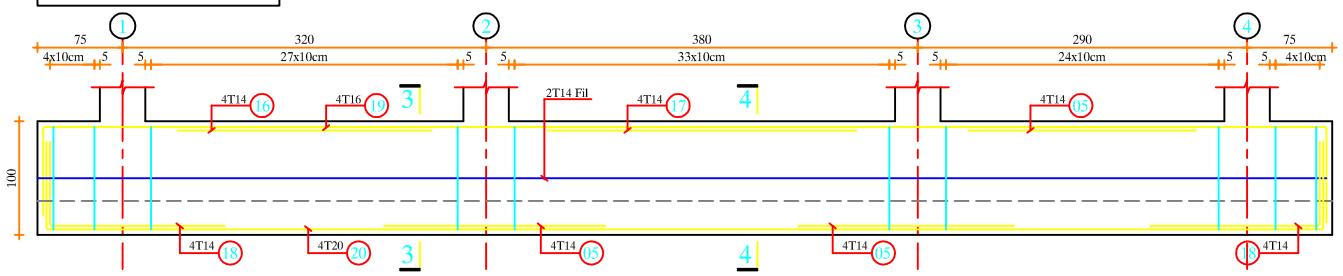
NERVURES AXES 1 à 8

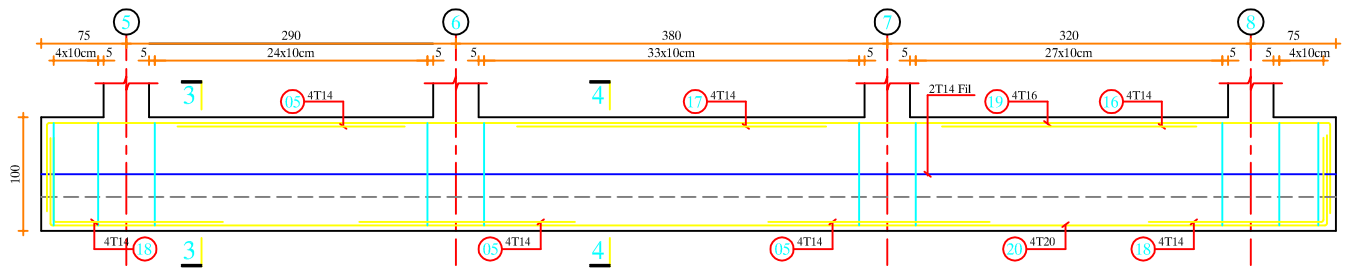


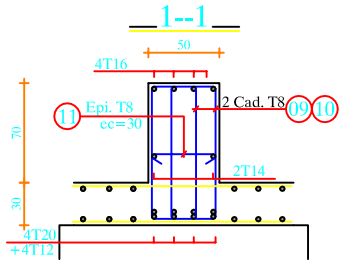
NERVURES FILES B-C-D & E

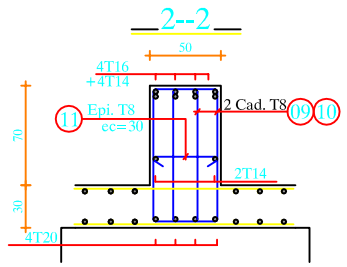


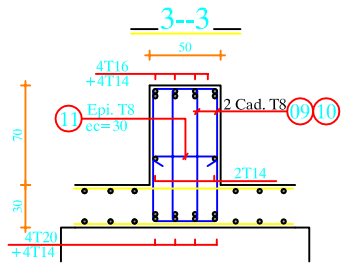
NERVURE FILE A

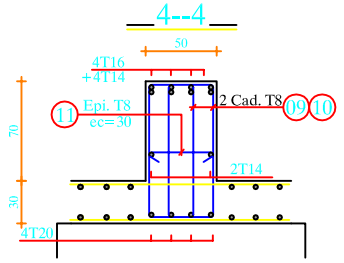












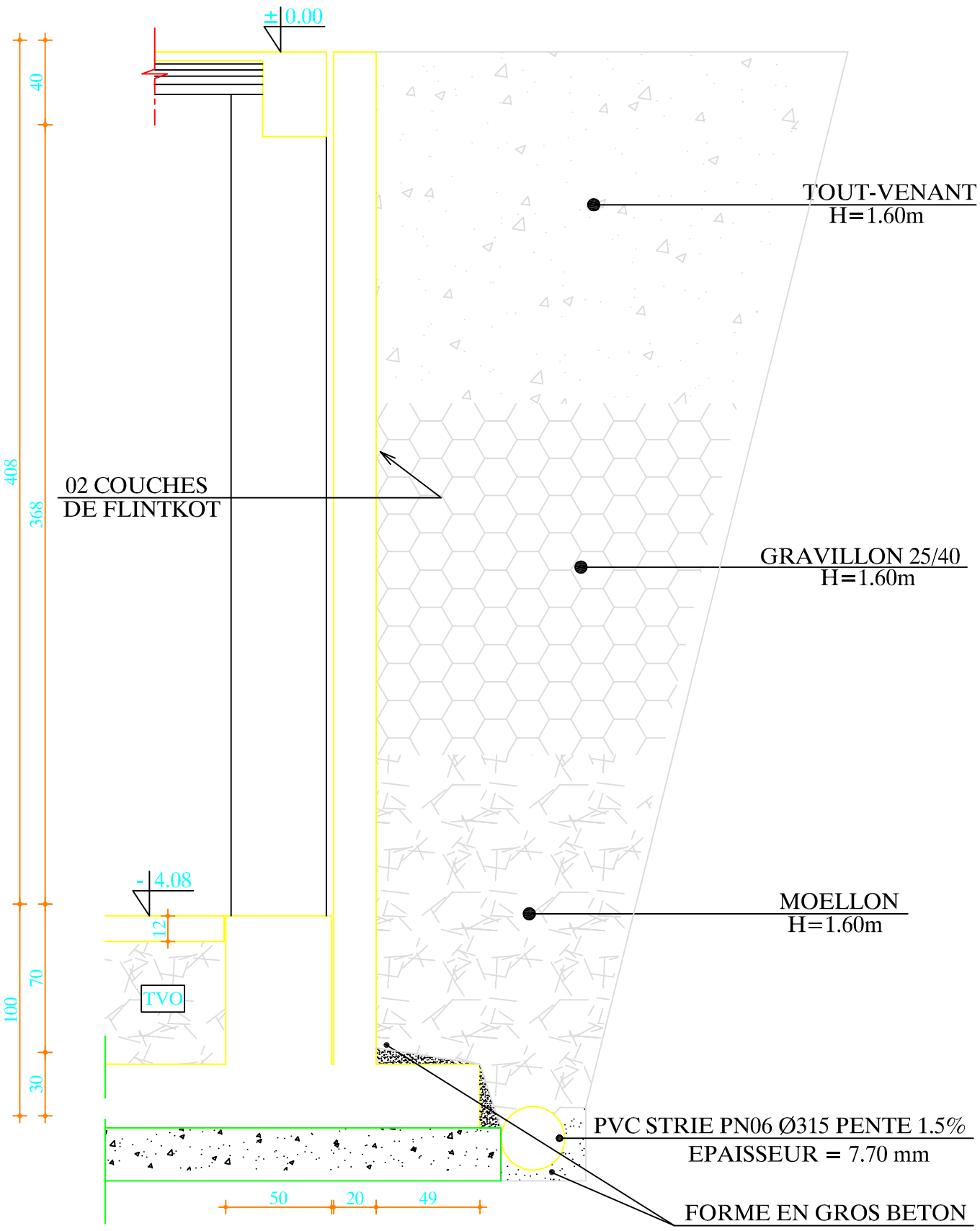
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE

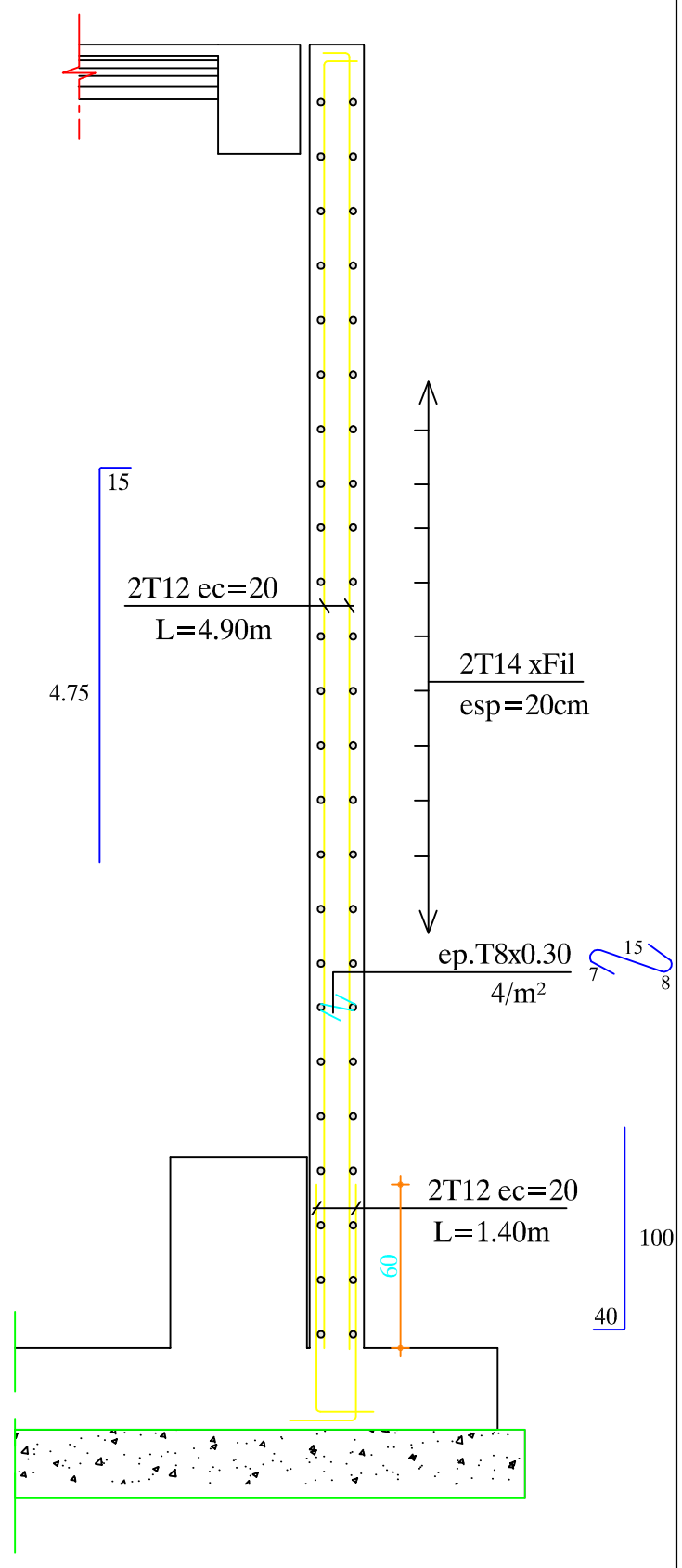
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU

FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

ETUDIER PAR : BRIK DJAMILA BOUHERAOUA NAOUEL	FERRAILLAGE NERVURES
promotion 2019/2020	
ECH. 1/50	DIRIGER PAR :Mr atlaoui





REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE

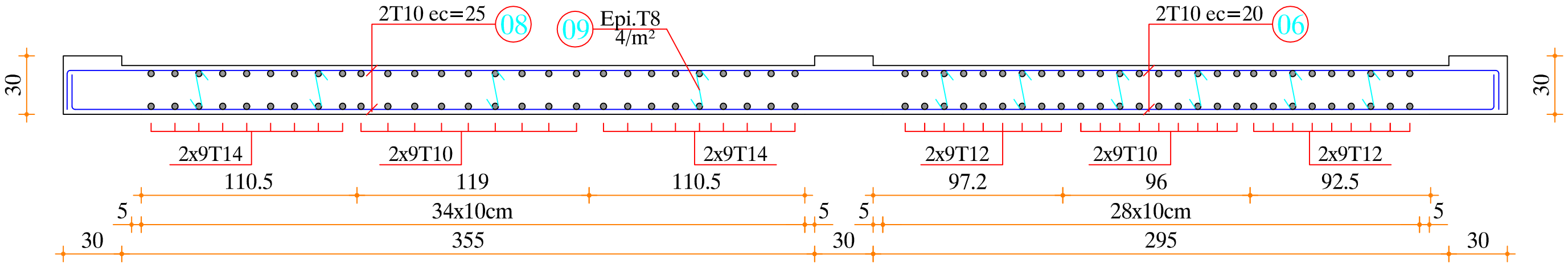
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU

FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION

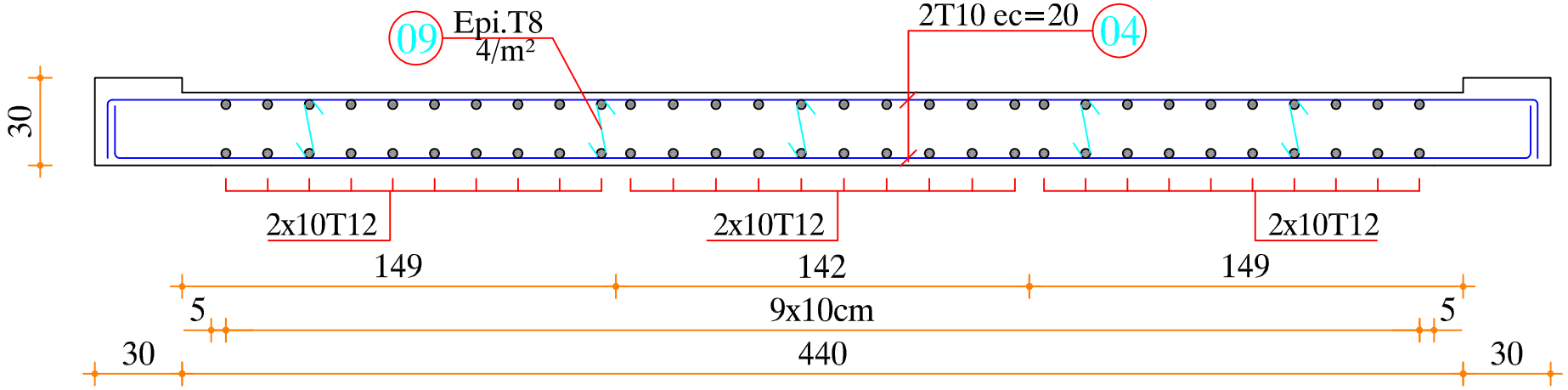
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

ETUDIER PAR : BRIK DJAMILA BOUHERAOUA NAOUEL	MUR PLAQUE
promotion 2019/2020	
ECH. 1/50	DIRIGER PAR :Mr atlaoui

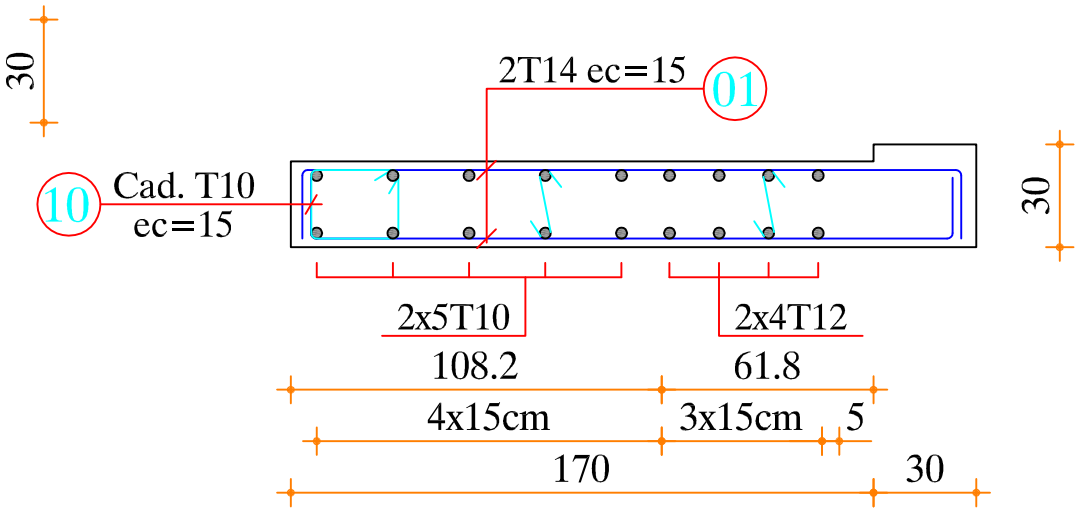
VOILE V3/V4 Niv. +16.74 à +25.92



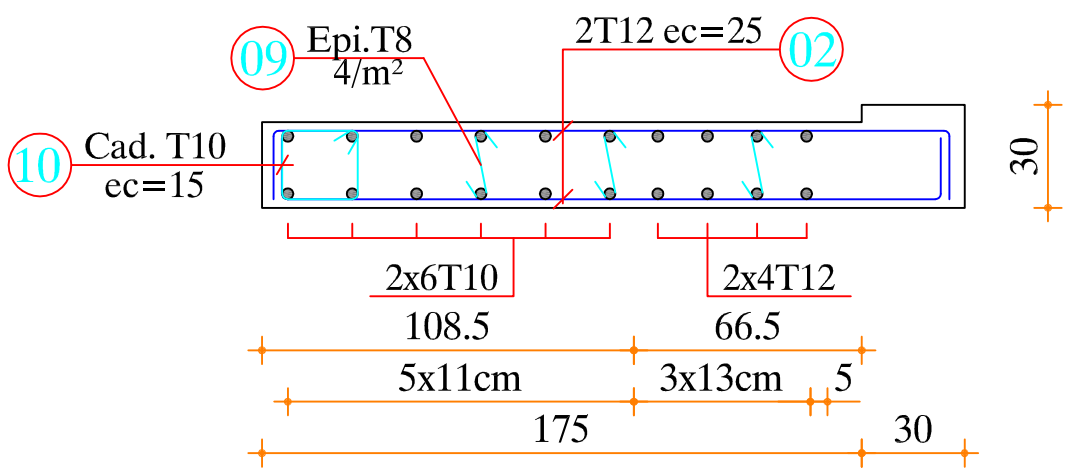
VOILE V2 Niv.+16.74 à +25.92



VOILE V1 Niv. +16.74 à +25.92



VOILE V1 Niv. +16.74 à +25.92



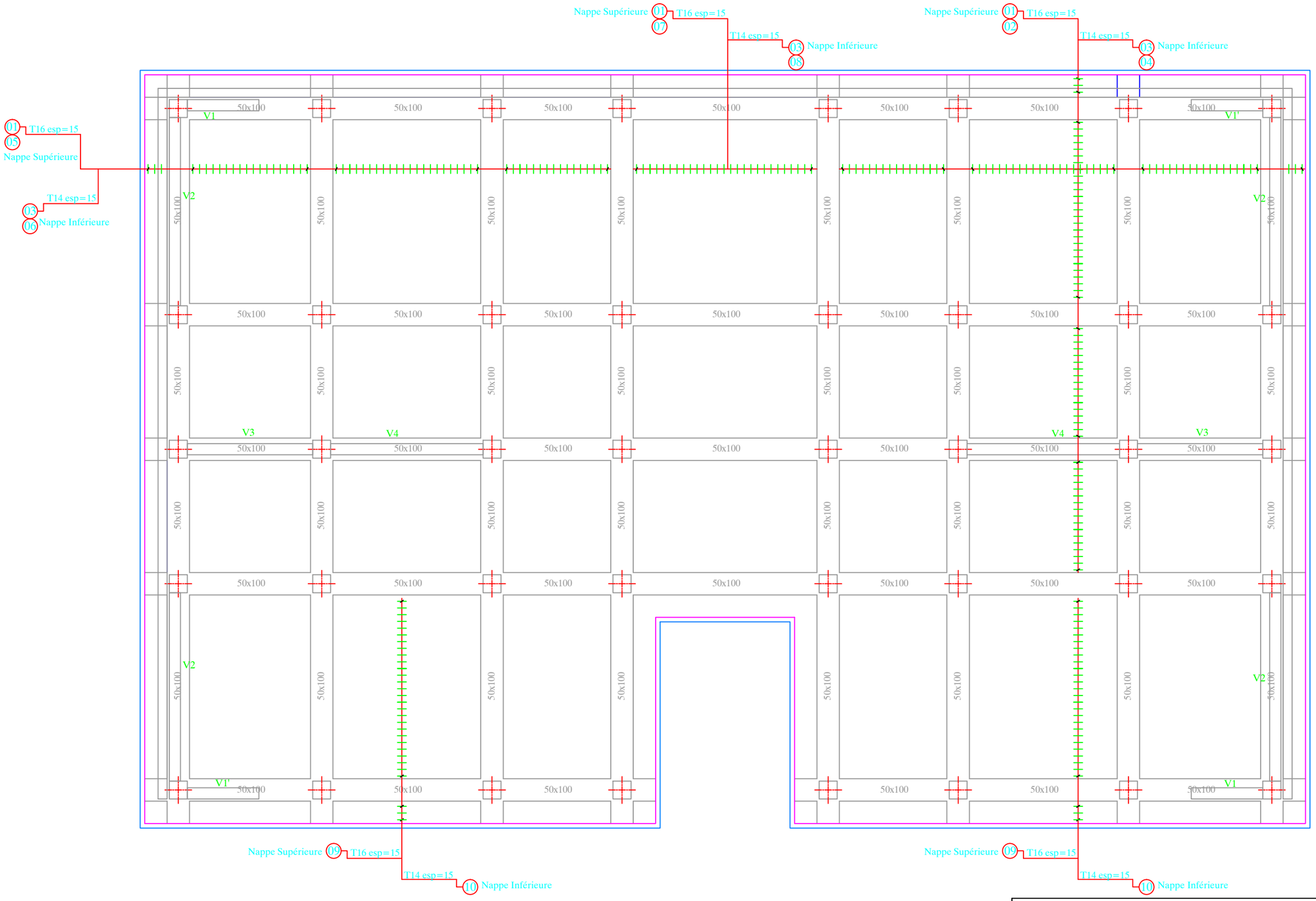
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU

FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

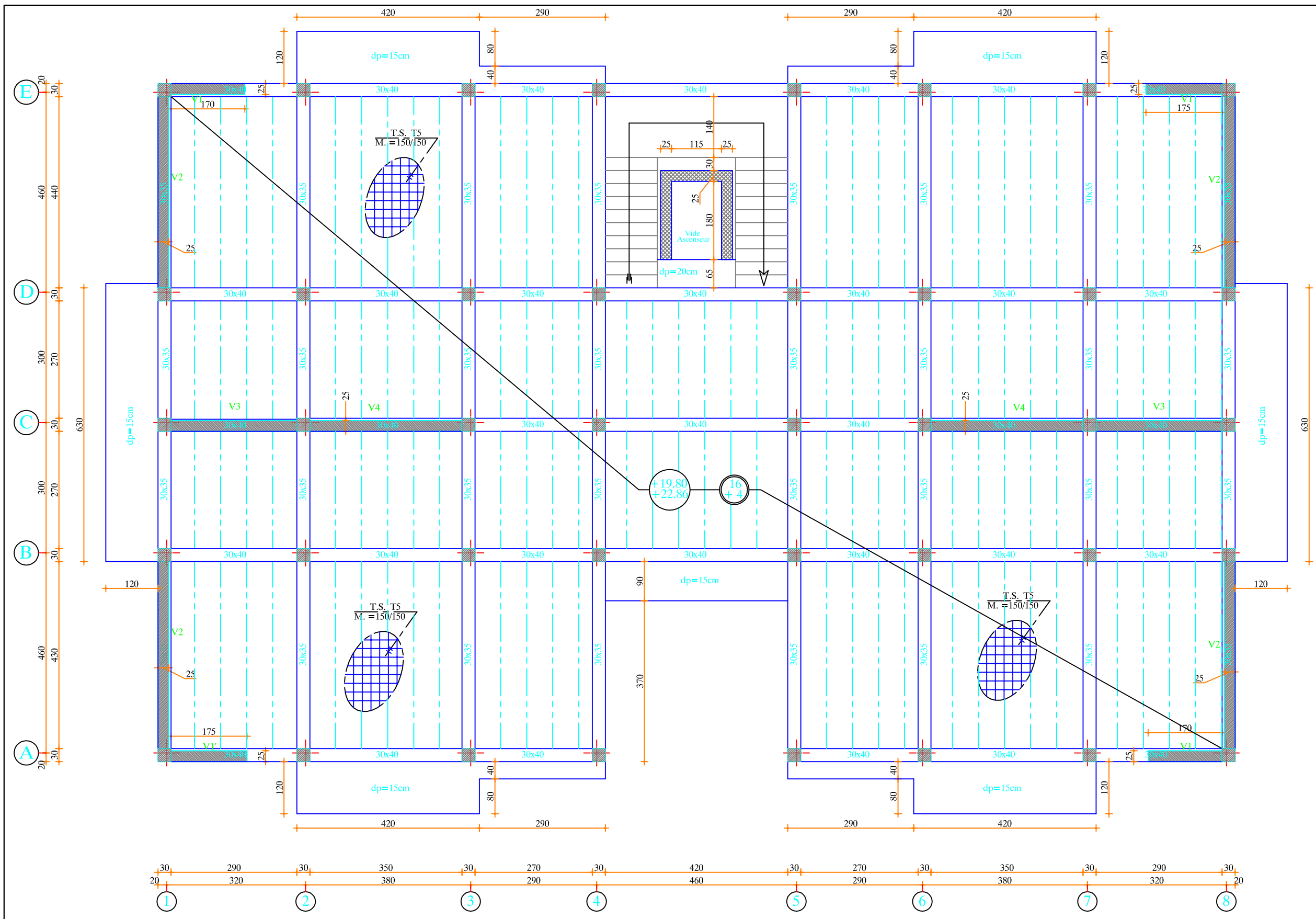
ETUDIER PAR : BRIK DJAMILA BOUHERAOUA NAOUEL	FERRAILLAGE DES VOILES
promotion 2019/2020	
ECH. 1/50	DIRIGER PAR :Mr atlaoui



FERRAILLAGE RADIER

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

ETUDIER PAR : BRIK DJAMILA BOUHERAOUA NAOUEL	FERRAILLAGE RADIER
promotion 2019/2020	
ECH. 1/50	DIRIGER PAR :Mr atlaoui



COFFRAGE DU PLANCHER NIVEAU : +19.80 & +22.86

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU

FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

ETUDIER PAR : BRIK DJAMILA, BOUHERAOUA NAOUEL	COFFRAGE DU PLANCHER NIVEAU : +19.80 & +22.86
promotion 2019/2020	
ECH. 1/50	DIRIGER PAR :Mr atlaoui