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 de Master2en génie civil.
Option : construction civile et industrielle.

THEME

Calcul des éléments résistants d'un bâtiment en (R+6+3 sous sol+toiture) à usage d'habitation et commercial contreventé par voiles avec l'application du logiciel ETABS.

Dirigé par :
Mr: CHEKIRED .A

Etudié par:
Melle: HADDAD HASSINA
Melle : FERAHATI NADIA

Promotion 2016/2017

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, Nous remercions tout d'abord « DIEU » tout puissant de nous avoir donné la santé et le courage d'effectuer ce projet de fin d'étude, dans les meilleures conditions.

Comme nous tenons à adressées tout autres reconnaissances et notre gratitude à :

- *Monsieur* ***« CHEKIRED.A»*** *notre promoteur, de nous avoir encadré, Suivi et orienté tout au long de notre travail.*
- *Nous remercions d'avance, les membres du jury d'accepter d'examiner notre travail.*
- *Nous remercions ainsi tous nos amis.*
- *Enfin, nous tenons à remercier tous ceux qui ont contribués de prés ou de loin à la réalisation de ce travail, ainsi à toute la promotion 2016/2017.*

Hassina et nadia

Dédicaces

C'est avec les sentiments les plus profonds de mon cœur que Je dédie ce modeste travail à :

- *Mes très chers parents qui ont sacrifiés leur noble existence pour bâtir la Mienne, qui m'ont soutenu et guidé vers la réussite, Que Dieu les protège et leur réserve une longue vie Incha Allah.*
- *la mémoire de Mes grands parents.*
- *Mes deux grands-mères paternelles et maternelles.*
- *Mes sœurs : Djedjiga, Kahina, Drifa et Nadia.*
- *Mes frères : Kamel, Amar et Arezki.*
- *Mes chers oncles et tantes maternels et paternels ainsi que leurs familles.*
- *Mes gendres : Aissa et Samir.*
- *Ma chère nièce Céline et Mon cher neveu Anis.*
- *Mes chères cousines :Lamia,Melissa et Tiza.*
- *Ma binôme Nadia et toute sa famille.*
- *Mes copines: Fouzia,Maissa,Mounia.*
- *Mes amis (es) de loin ou de prés.*
- *Tous ceux qui me connaissent de proche ou de loin.*
- *Toute la promotion génie civil MASTER 2 (2016/2017).*

Hassina

Dédicaces

C'est avec les sentiments les plus profonds de mon cœur que
Je dédie ce modeste travail à :

- *Mes très chers parents qui ont sacrifiés leur noble existence pour bâtir la Mienne, qui m'ont soutenu et guidé vers la réussite, Que Dieu les protège et leur réserve une longue vie Incha Allah.*
- *la mémoire de Mes grands parents.*
- *Mes deux grand-mère paternelle et maternelle.*
- *Ma très cher sœur Souad .*
- *Mon très cher frère Rabah.*
- *Mes chers oncles et tantes ainsi que leurs familles.*
- *Mon gendre :Mouloud.*
- *Mes trés chères nièces ferial et Sirine.*
- *A toute la famille FERHATI.*
- *Ma binôme Hassina et toute sa famille.*
- *Mes copines: cherifa,Safia,Maissa .*
- *Mes amis (es) de loin ou de prés.*
- *Tous ceux qui me connaissent de proche ou de loin.*
- *Toute la promotion génie civil MASTER 2 (2016/2017).*

Nadia

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage Page1

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments page8

Chapitre III : Modélisation et étude dynamique.....page20

Chapitre IV : Ferraillage des poutres…….page30

Chapitre V : Ferraillage des poteaux……..page40

Chapitre VI : Ferraillage des voiles……page57

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure……...page67

Conclusion générale

Bibliographie

Introduction générale

Pour répondre à une demande sans cesse croissante des constructions civiles et Industrielles née des besoins économiques et sociaux depuis quelques décennies, la réalisation d'ouvrages plus volumineux est apparue.

Dès lors, il devient nécessaire d'assurer la résistance et la stabilité de ces constructions. En fonction de la nature et des caractéristiques des matériaux utilisés et du terrain d'implantation, la réponse à cette exigence implique la prise en compte de certaines normes et règles parasismiques.

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 adopté au génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes, rapides et efficaces, permettant le calcul automatique des diverses structures. Parmi ces logiciels on peut citer : **ETABS, ROBOT**, **SAP2000**…etc.

Le projet en cours d'étude, s'agit d'une structure constitué de 03 sous- sol, un R.D.C , 06 étages et toiture à usage d'habitation et commercial contreventé par voiles porteurs , 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 V 9.6.

CHAPITRE I :

Présentation et description de l'ouvrage

I.1. Description de l'ouvrage :

Notre étude consiste en le calcul des éléments résistants d'un bâtiment en R+6+ 3 Sous-Sol + toiture. Le bâtiment est à usage d'habitation et commercial et sera implanté à TIGZIRT wilaya de Tizi-Ouzou, considéré comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa) selon le (RPA99/Version2003). L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 (ouvrage d'importance moyenne).

La distribution des différents niveaux est comme suit :

* troisième sous-sol à usage de cour
* premier et deuxième sous-sol à usage d'habitation.
* Rez de chaussée (RDC) à usage d'habitation et commercial.
* 06 étages à usage d'habitation.

I.1.1 Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont:

a) En plan :

- longueur totale 25, 80m
- largeur totale 16, 20m

b) En élévation:

- hauteur totale y compris la charpente 31,64m
- hauteur du R.D.C 5,10m
- hauteur des étages courants 3,06m
- hauteur des trois sous-sol 3,06m
- hauteur de la charpente 5,12m

I.1.2 Propriétés mécanique du sol d'assise :

La contrainte admissible du sol d'après le rapport géotechnique du sol est σsol =2 bars.
Le site est considéré comme un site meuble (S3).

I.1.3 Les éléments de l'ouvrage :

I.1.3.1 la superstructure :

a) L'ossature :

L'ossature est composée de :

- Portiques (poutres et poteaux) destinés essentiellement à reprendre les charges et surcharges verticales.
- Voiles porteurs en béton armé, dans les deux sens : transversal et longitudinal assurant la stabilité de l'ensemble vis-à-vis des charges horizontales en plus des charges verticales.

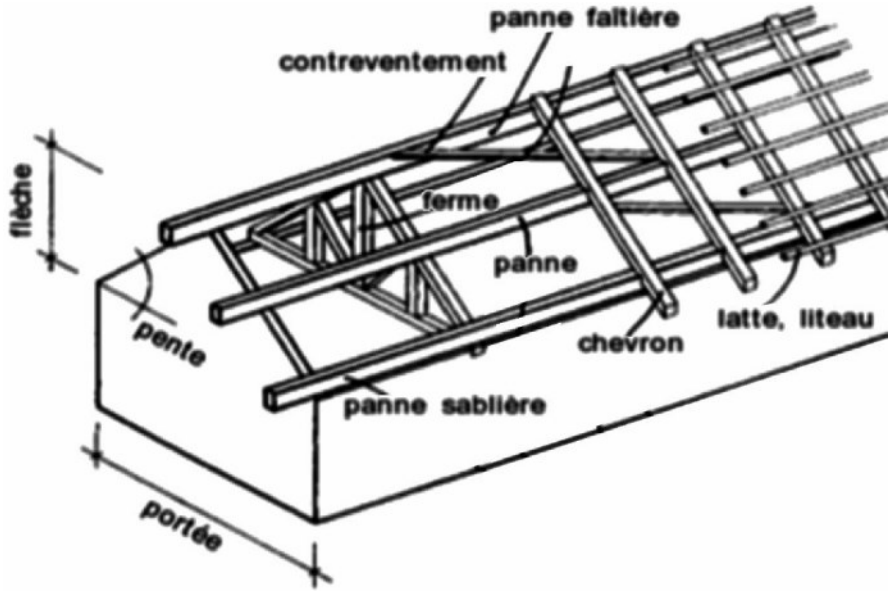
b) Plancher:

Les planchers sont des éléments plans qui limitent les étages. Leur rôle principal est la transmission des efforts horizontaux aux éléments de contreventement. Supportant leurs poids propres et les surcharges d'exploitations, ils assurent aussi l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.

Les planchers du bâtiment sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

c) Toiture :

Elle est constituée de pannes, de chevrons, liteaux et de tuiles mécaniques à emboîtement, comme l'illustre la figure ci-dessous :



d) Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses liées par du mortier de ciment.

- les murs extérieurs sont réalisés avec de la maçonnerie en doubles cloisons de 10cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5cm.
- les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison de maçonnerie de 10cm.

e) Escaliers :

Le bâtiment comporte deux cages d'escalier qui relient les différents étages. Ils sont constitués de paliers et de paillasses coulés sur place.

f) Revêtement :

Ils sont réalisés en :

- carrelage (scellé) pour les planchers et escaliers.
- céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- mortier de ciment pour les murs de façade et les cages d'escaliers.
- plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

I.1.3.2 l'Infrastructure :

La fondation est l'élément qui assure la transmission des charges et surcharges de la superstructure au sol. Son choix dépend de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des charges, de la nature et de la contrainte admissible du sol.

I.2 Réglementation utilisée:

Les règles utilisées sont :

- les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91).
- les règles parasismiques algériennes (RPA 99modifié 2003).
- les charges et surcharges d'exploitation (DTR-BC-22).
- Construction en béton armé (CBA 93).

I.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.3.1 Le béton :

Le béton est un mélange de granulat (sable + gravier), d'un liant hydraulique (le ciment) et d'eau de gâchage. Dans la pratique, on doit s'approcher du rapport eau/ciment = 0,5.

Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment et l'âge de béton.

Le (CPJ-CEM II/A 42,5) (ciment portland compose de classe 425) est le liant le plus couramment utilisé ; il sert à assurer une bonne liaison entre les granulats.

I.3.1.1Caractéristiques mécaniques du béton :

a) Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours notée f_{c28}qui est obtenue par un chargement sur éprouvettes normalisées jusqu'à la rupture. Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge moins de 28 jours, sa résistance à la compression est calculée par les formules suivantes :(BAEL91/Art A. 2.1, 11).

Pour $f_{c28} < 40MPa$: $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28}$ si j < 60 jours

$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28}$ si j< 28 jours

Pour $f_{c28} > 40MPa$: $f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28}$ si j< 28 jours

$f_{cj} = fc_{28}$ si j >28 jours

Pour notre étude on prend $f_{c28} = 25MPa$.

b) Résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction est faible et est de l'ordre de 10% de la résistance à la compression. Elle est définie par la relation suivante :

$ftj= 0,6+0,06f_{cj}$ (BAEL 91, art A.2.1, 12).

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{c28} < 60MPa$.

Dans notre cas : pour$f_{c28} = 25MPa \Rightarrow f_{t28} =0,6+0,06x25 \Rightarrow ft_{28}= 2,1MPa$.

I.3.1.2 Contraintes limites du béton:

a) contraintes limites de compression :

A. l'Etat limite ultime [ELU] :

La valeur de la contraint admissible de compression du béton est donnée par la formule suivante:

$$f_{bc}=\frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma b} MPa \text{ (BAEL91/A4.3.41)}$$

γ_b : coefficient de sécurité= $\begin{cases} 1{,}15 \text{ situation accidentelle} \\ 1{,}5 \text{ situation courante} \end{cases}$

θ: Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions :
θ=1 : si la durée d'application est supérieure à 24h,
θ=0,9 : si la durée d'application est entre 1h et 24h,
θ=0,85 : si la durée d'application est inférieur à 1h,

- Pour γb =1,50 et θ=1, on aura f_{bu} = 14,2 MPa.
- Pour γb =1,15 et θ=1, on aura f_{bu} = 18,48 MPa.

Le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit «parabole rectangle» défini comme suit:
0%<εbc<2% → compression pure.
2%<εbc<3.5% → compression avec flexion.
Avec : εbc: Raccourcissement du béton.

- D'une partie en courbe parabolique, la déformation relative limitée à 2‰ (état élastique).
- D'une partie rectangle (état plastique).

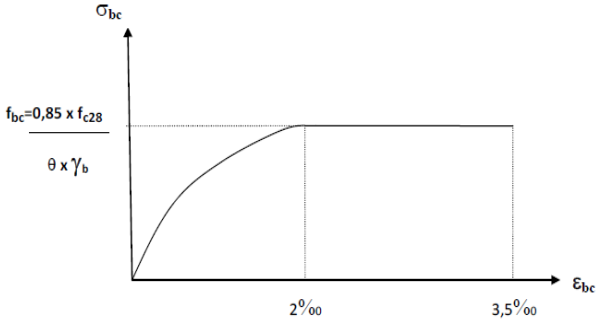


Figure I-1 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU.

B. A l'Etat limite de service [ELS] :

C'est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation de l'ouvrage ne sont plus satisfaites.
Les vérifications à effectuer portent sur un état limite de durabilité de l'ouvrage et un état limite de déformation.
La contrainte de compression du béton est donnée par la formule : $\sigma_{bc} = 0{,}6 \times f_{c28} = 15MPa.$ (Art A.4.5 .2 BAEL 91 modifiées 99)

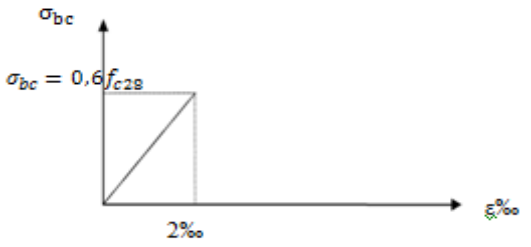


Figure I-2 : Diagramme linéaire contrainte déformation du béton à l'ELS.

b) Contrainte limite de cisaillement : (Art A.5.1.1 BAEL 91 modifiées 99) :

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par: $\tau u=\frac{Vu}{bd}$

Vu : valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée (calculée à ELU).
b : valeur de la largeur de la section cisaillée.
d : Valeur de la hauteur utile (d = h-c).

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes **:**

- ✓ Fissuration peu nuisible **:** $\tau u \leq min\left\{\frac{0.2fc28}{\gamma b}, 5MPa\right\}$
- ✓ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\tau u \leq min\left\{\frac{0.15fc28}{\gamma b}, 4MPa\right\}$

I.3.1.3 Module d'élasticité longitudinale:

Selon la durée d'application des charges, on distingue deux types de modules d'élasticité:

a) Le module d'élasticité instantané du béton : (Art A.2.1.21 BAEL 91 modifiées 99)

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24h, il en résulte un module d'élasticité égale à :

$$E_i=11000\sqrt[3]{fcj}\ \text{MPa} \quad \Rightarrow \quad E_{i28}=32164.20\ \text{MPa}.$$

b) Le module d'élasticité différé du béton : (Art A.2.1.22 BAEL 91 modifiées 99)

Lorsque la charge appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton (déformation instantanée augmentée du fluage), le module d'élasticité est alors égal à:

$$E_d=3700\sqrt[3]{fcj}\ \text{MPa} \quad \Rightarrow \quad E_{d28}=10819\ \text{MPa}.$$

I.3.1.4 Module de déformation transversale : (Art2.1, 3BAEL 91 modifiées 99)

Le module de déformation transversale G caractérise la déformation du matériau sous l'effort tranchant. Sa valeur est donnée par la formule suivante :

$$G=\frac{E}{2(1+\vartheta)}$$

Avec :
E : Module de Young.
ϑ: Coefficient de poisson. (Art A.2.1, 3 / BAEL 91), défini par le rapport entre la déformation relative transversale $(\Delta d/d)$ et la déformation relative longitudinale $(\Delta l/l)$, et est égal à :

$$\nu=\frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$$

On prend : ν= 0: à l'état limite de service, et ν= 0,2: à l'état limite ultime

I.3.2 Les aciers :

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas. Ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface. On distingue :

- Les aciers à Haute Adhérence (FeE400 et FeE500) correspondant à des états limites d'élasticité garantie de 400 MPa et de 500 MPa respectivement.
- Treillis soudé de type 520, avec une limite d'élasticité garantie de 520 MPa.

Remarque :
Les valeurs de limite élastique sont les mêmes en traction et en compression.

I.3.2.1 Module d'élasticité longitudinal :

Il est noté « Es» et sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.
Es = 2×10^5 MPa (Art A.2.2.1 BAEL 91 modifiées 99)

Le coefficient de Poisson pour les aciers est pris égal à : $\upsilon = 0{,}3$.

I.3.2.2 Contraintes limites:

a) A L'état limite ultime (ELU) :

L'acier est utilisé à sa limite élastique avec un coefficient de sécurité γs:

$$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma s}$$

- σ_{st}: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.
- f_e : Limite d'élasticité garantie.
- γs : Coefficient de sécurité.
- γs =1,15 situation courante.
- γs =1,00 situation accidentelle

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
Fe=400 MPa	$\sigma_{st=}$ 348 MPa	σ_{st}= 400 MPa
Fe=520 MPa	$\sigma_{st=}$ 452 MPa	σ_{st}= 500 MPa

b) A l'état limite de service (ELS):

Il est nécessaire de réduire le risque des fissures. Pour limiter l'ouverture de ces dernières, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service. D'après l'Art 4.5.3 du BAEL91, on distingue trois cas de fissures :

✓ Fissuration peu nuisible: (Art A.4.5.32 BAEL 91 modifiées 99)

Aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.

$$\sigma_{st=}fe$$

✓ Fissuration préjudiciable :(Art A.4.5.33 BAEL 91 modifiées 99)

Cas des éléments exposés aux intempéries, risque d'infiltration, la contrainte est limitée à :

$$\sigma st = \min\left\{\frac{2}{3}fe; 110\sqrt{\eta f\ tj}\right\}$$

✓ Fissuration très préjudiciable : (Art A.4.5.34 BAEL 91 modifiées 99)

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif. Dans ce cas :

$$\sigma st = \min\left\{\frac{1}{2}fe; 90\sqrt{\eta f tj}\right\}$$

Avec:

σst: Contrainte limite d'élasticité de l'acier.

fe : limite d'élasticité des aciers utilises.

f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours.

η : coefficient de fissuration tel que :

η= 1,6…….. pour les aciers à hautes adhérences.

η =1.3…….. pour les ronds lisses.

I.3.2.3 Diagramme contrainte-déformation:

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant :

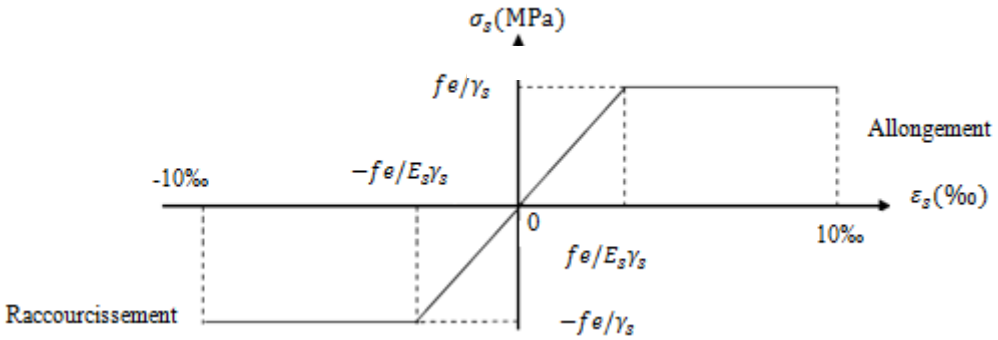


Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

I.3.2.4 Protection des armatures : (BAEL/91 Art 7.2.4)

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

- C ≥ 5cm **:** pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- C ≥ 3cm **:** pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- C ≥ 1cm **:** pour les parois situées dans les locaux couverts et clos non exposés aux condensations.

CHAPITRE II:

Pré dimensionnement des éléments

II.1 Introduction:

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage ainsi que les matériaux nous passons au pré dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres, les poteaux, les voiles et la toiture.

II.2 Les planchers :

Les planchers sont des éléments porteurs qui permettent de séparer deux étages consécutifs d'un bâtiment, et doivent être capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

II.2.1 Plancher en corps creux :

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferraillée d'un treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé.

Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations.

Son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$ht \geq \frac{Lmax}{22.5}$$

avec :

h_t: Hauteur totale du plancher.

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

Selon le RPA99v2003, les dimensions minimales des poteaux dans zone IIa sont de (25 x25).

L_{max}= 4.12-0.25 = 3.87m = 387cm

$Ht \geq \frac{Lmax}{22,5} \Rightarrow ht \geq \frac{387}{22.5}$ =17.0cm → ht = 20 cm.

Soit 16cm pour la hauteur du corps creux et 4 cm pour l'épaisseur de la dalle de compression.

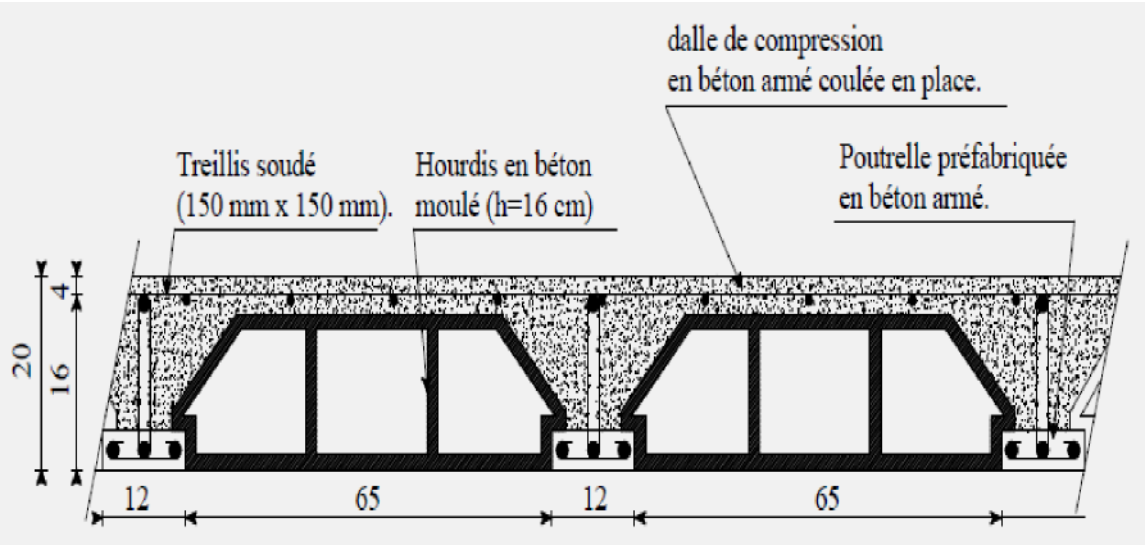


Figure II-1 : Coupe d'un plancher à corps creux.

II.2.2. Planchers en Dalle pleine :

La valeur de l'épaisseur des dalles doit permettre de satisfaire aux conditions relatives à la résistance à l'effort tranchant et l'état-imite de déformation ; le cas échéant à la résistance à l'incendie et à l'isolation phonique.
Pour les panneaux intermédiaires portant dans une ou deux directions, l'épaisseur est donnée par L/35. Avec « L » longueur maximale du panneau = 4.90, nous aurons e = 14 cm.
Le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur minimale de e = 16 cm.
Nous opterons donc pour une dalle pleine 16cm d'épaisseur.

II.3 Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulées sur place. En fonction de leur portance, on distingue les poutres principales qui constituent les appuis pour les poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chainage.

Le pré dimensionnement des poutres sera effectué selon la loi suivante :

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

Avec Lmax : longueur maximale de la poutre entre nus de poteaux

Pour les poutres principales, la longueur max est égale à Lmax = 4,59-0,25 = 4,34m, nous aurons donc :

$\frac{434}{15} \leq h_t \leq \frac{434}{10} \Rightarrow$ $28.93 \leq ht \leq 43.4$ soit h_t=40 cm

La largeur « b » des poutres est donnée par la formule suivante :

$$0.4\, h_t \leq b \leq 0.7\, h_t$$

Ce qui nous donne :

$0.4(40) \leq b \leq 0.7(40) \Rightarrow 16 \leq b \leq 28$ soit b=25cm

Vérification des exigences RPA 99 version 2003 /Art 7.5.1 :

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article 7.5.1 du RPA99 /V2003

- ✓ h ≥ 30 cm ..... 40 ≥ 30 cm → vérifié
- ✓ b ≥ 20cm ..... 25 ≥ 20 cm → vérifié
- ✓ h/b ≤4 ..... 1.6 ≤ 4 → vérifié
- ✓ b max ≤ 1.5h + b ..... $b = 25cm \leq 1.5ht + b = 85$ → vérifié

Pour les poutres secondaires, Lmax est égale à (4.12-0.25) =3.87m, ce qui nous donne

$$25.8 \leq h_t \leq 38.7$$

Nous retiendrons h_t=35cm et une largeur de 25 cm.

Vérification des exigences RPA 99 version 2003 /Art 7.5.1 :

- ✓ h ≥ 30cm ..... 35 ≥ 30 cm → vérifié
- ✓ b ≥ 20cm ..... 25 ≥ 20cm → vérifié
- ✓ h/b ≤ 4 ..... 1.4 ≤ 4 → vérifié
- ✓ b max ≤ 1.5h + b ..... $b = 25cm \leq 1.5ht + b = 77{,}5$ → vérifié

D'autre part, en fonction des dimensions des poteaux les poutres doivent respecter les dimensions suivantes

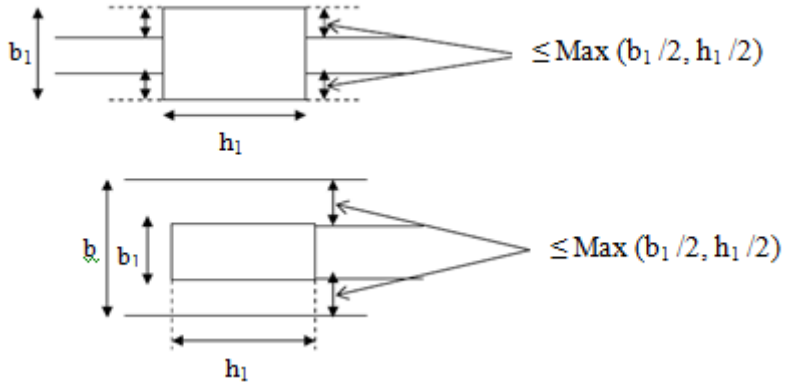


Figure II-2 : Les dimensions à respecter pour les poutres.

II.3.3 Conclusion :

Les sections adoptées pour les poutres sont:
Poutres principales : (25×40) cm^2
Poutres secondaires : (25× 35) cm^2

II.4 Les Poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à L'ELS pour le poteau le plus sollicité en compression simple, en supposant que seul le béton reprend la totalité des charges.

L'effort Ns sera déterminé en faisant une descente des charges et en respectant les limites imposées par le RPA 99 v2003.

Le RPA nous impose pour la zone IIa que les dimensions transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes:

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

Pour nos calculs la section minimale des poteaux exigée par le RPA est de (25×25) cm^2.

La section du poteau est calculée par la formule suivante :

$$S \geq N_S/\sigma_{bc}$$

Avec
N_S= G + Q = effort normal maximal à la base du poteau
G : charge permanente
Q : surcharge d'exploitation
σ_{bc}= 0.6fc_{28} = contrainte admissible du béton à l'ELS

II.5 Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, et à reprendre une partie des charges verticales. Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à l'Article (7.7.1. du RPA99 v 2003) qui définit ces éléments comme devant satisfaire la condition :

$$L \geq 4\ ep$$

Avec :
ep : épaisseur du voile
L : longueur du voile.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage « he » et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15 cm comme l'indique la figure suivante.

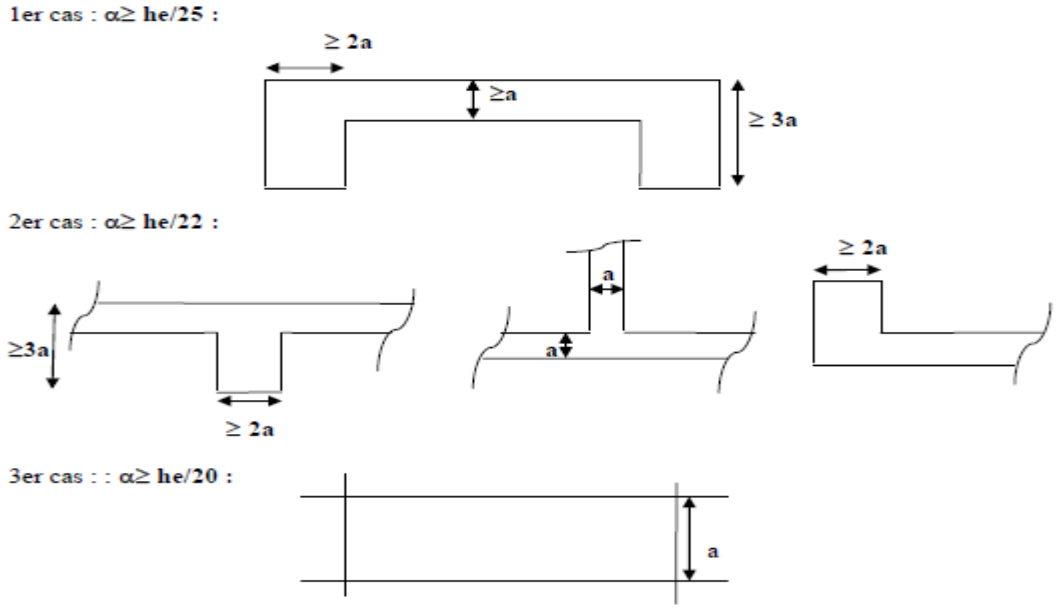


Figure II.3: Epaisseur des voiles en fonction de la forme du voile.

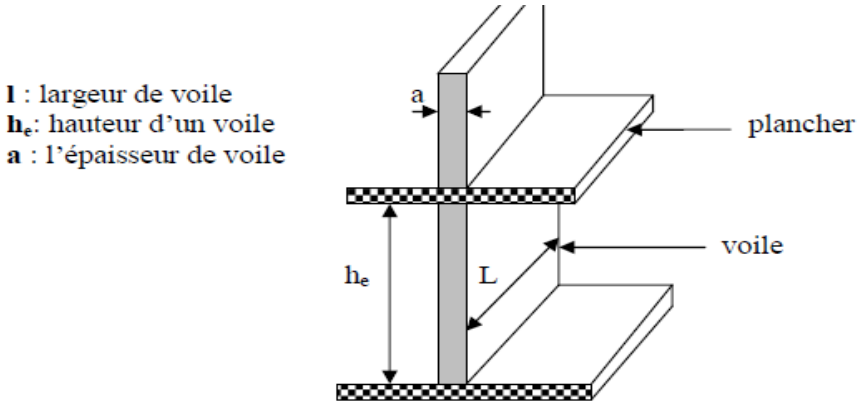


Figure II-4 : Coupe de voile en élévation.

II.5.1 Epaisseur des voiles :

Dans notre cas, l'épaisseur des voiles est donnée par e = he/20.
Avec he = h-e_p , h: hauteur d'étage et e_p l'épaisseur de la dalle ou du plancher
Nous aurons donc :

a) Pour l'étage courant :

he = 306 – 16 = 290cm → he/20 = 290/20 =14.5 cm⇒ e ≥ 14.5cm ⇒ on prend : e = 20 cm

b) b) Pour le Rez de chaussée :

he = 510 – 16 = 494cm. → he/20 = 494/20 = 24.7 cm ⇒ ep≥ 24.7cm

On adoptera des voiles de 30cm d'épaisseur pour l'ensemble de la structure.

II.5.2 Longueur des voiles :

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur, soit :

Lmin ≥ 4a = 4x30 =120 cm.

Vérification des exigences du RPA 99 version 2003 (Art 7.7.1) :

- a = 30cm ⇒ a ≥ 15cm → condition vérifiée.
- pour notre structure, la longueur du voile le plus court est de L = 1.425 m ≥ 1.20 m → condition vérifiée.

II.6 Détermination des charges et surcharges : (DTR B.C.2.2)

II.6.1 Charges permanentes G:

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour réaliser le bâtiment. Sont disponibles dans le Document Technique Règlementaire (D.T.R) des charges permanentes et charges d'exploitation.

a) Plancher d'étage courant (corps creux) :

N°	Désignation	Epaisseur e (m)	Poids volumique ɣ (KN/m^3)	Charge G (KN/m^2)
1	Maçonnerie en brique creuse	0.10	/	0.90
2	Revêtement en carrelage	0.03	20	0.40
3	Mortier de pose	0.03	22	0.60
4	Couche de sable	0.03	20	0.66
5	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale				5.56

Tableau II.1 : Charges permanentes (G) étage courant.

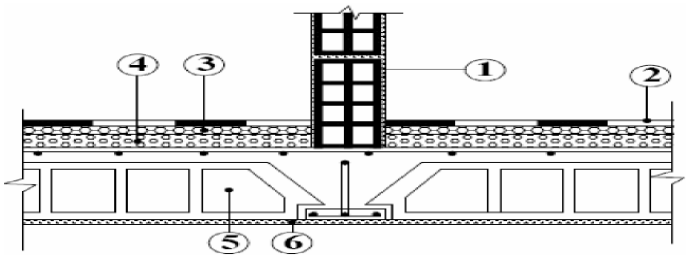


Figure II.5 : Coupe du plancher étage courant.

b) Dalle pleine :

N°	Désignation	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m^3)	Charges (KN/m^2)
1	Revêtementen carrelage	0.02	20. 00	0.4
2	Mortier de pose	0.03	20.00	0.6
3	Couche de sable	0.02	18.00	0.3
4	Plancher en dalle pleine	0.16	25.00	4.0
5	Enduits de ciment	0.02	20.00	0.40
				G=5.7

c) <u>La maçonnerie :</u>

➢ Murs extérieurs **:**
En double cloisons (avec brique creuse)

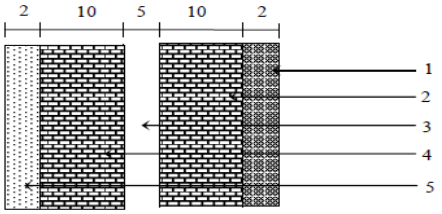


Figure II.6 : Coupe verticale d'un mur extérieur.

N°	Désignation de l'élément	L'épaisseur(m)	Poids volumique ɣ (KN/m^3)	Charges (KN / m^2)
1	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
2	Briques creuses	0.10	/	0.90
3	Lame d'aire	0.05	/	/
4	Briques creuses	0.10	/	0.90
5	Enduit de plâtre	0.02	0,10	0.20
Charge permanente totale				2.36

Tableau II.2 : Charges permanentes revenant aux murs extérieurs.

➢ Murs intérieurs :

En simple cloison (avec brique creuse)

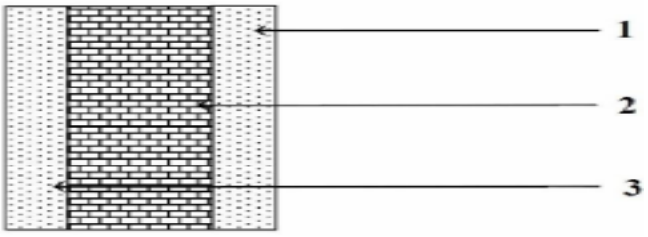


Figure II.7 **:** Coupe verticale d'un mur intérieur.

N°	Désignation de l'élément	Epaisseur (m)	Poids volumique ɣ (KN/m^3)	Charges G (KN / m^2)
1	Enduit de plâtre	0.02	0.10	0.20
2	Briques creuses	0.10	/	0.90
5	Enduit de plâtre	0.02	0.10	0.20
Charge permanente totale				1.30

Tableau II.3 : Charges permanentes revenant aux murs intérieurs.

d) Toiture :

Elément constituant la toiture	G (KN/m^2)
Tuiles mécaniques à emboitement (liteaux compris)	0.4
Chevrons et pannes	0.1
Murs pignons (cloison)	0.9
Charge permanente totale	1.4

Tableau II.4: Charges permanentes de la toiture.

II.6.2 Charges d'exploitation Q:

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". Les surcharges utilisées dans la suite des calculs sont :

Elément	Q (KN/m^2)
Plancher toiture	1
Plancher d'étage courant à usage d'habitation	1.5
Escalier	2.5
Plancher de RDC à usage commercial	4.0
La dalle pleine	3.5

Tableau II.5: Charges d'exploitation.

II.7 Descente de charges :

La descente de charges est obtenue en déterminant les efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau, voile), appelées surfaces d'influence.

II.8 Calcul des charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité :

II.8.1 Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

Calcul de la surface revenant au poteau le plus sollicité :

a) Surface du plancher:

Sp=S1 +S2 +S3 +S4

Avec:

S1 = 1.85× 2.10 = 3.88 m^2 = S4

S2 = 2.07×1.85 = 3.83m^2 = S3

Sp = 15.42 m^2

b) Surface de la poutre principale :

Spp = 0,25 (2,10+2,07) = 1,04 m^2

c) Surface de la poutre secondaire :

Sps = 0.25 (1.85+1.85) = 0.93m^2

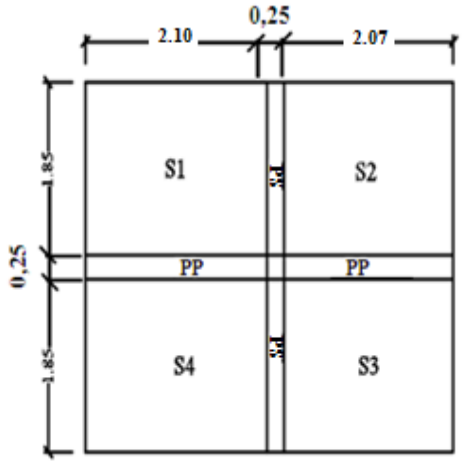


Figure II.8 : vue en plan surface d'influence

S : la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

S = Sp + Spp + Sps

S = 15.42 + 1.04 + 0.93 = 17.39 m^2

S' : La surface revenant à la charge d'exploitation du plancher revenant au poteau est :

S' = [(2.10 +0.25 +2.07) × (1.85+0.25+1.85)] = 17.46 m^2

II.8.2 Le calcul de la surface de la toiture inclinée :

IL se fait en tenant compte de l'inclinaison de la toiture. Dans notre cas nous avons 2 pentes différentes $\alpha_1$et α_2

Calcul α_1:

On a : tang α_1=2.9/4.4=0.66 d'où : α_1= 33.4°

Calcul X_1 et X_2 :

Cos α_1 = L/X_1 (L: portée entre poteaux)

Cos α_1 = $L_1/X_1 \Rightarrow$ X_1= L_1/ Cos α_1= 4.4/ Cos 33.4 = 4.4/0.835 = 5.27 m

Cos α_1 = $L_2/X_2 \Rightarrow$ X_2= L_2/ Cos α_1 =0.48/Cos33.4 = 0.48/0.835 = 0.57m

Calcul de α_2 :

On a : Tang α_2=1.32/3.75=0.352 D'où : α_2 =19.4°

Cosα_2= $L_3/X_3 \Rightarrow X_3$ = L_2 / Cosα_2 =3.75/ Cos 19.4=3.75/0.943$\Rightarrow$ X_3 = 3.98m

La portée revenant au poteau le plus sollicité est :

$X_1 /2 = 5.27 / 2 = 2.63m$

$(X_2+X_3) /2 = (0.57+3.98) / 2 = 2.28m$

La surface de la toiture sera donc égale à :

$St=S1+S2+S3+S4$

Avec:

$S_1=S_4=1.85\times 2.63=4.86m^2$

$S_2=S_3=1.85\times 2.28=4.22\ m^2$

$S_t=S_1+S_2+S_3+S_4 = 18.16m^2$

$S'= (1.85+0.25+1.85)\ (2.63+0.25+2.28) = 20.38\ m^2$

II.8.3 Charges permanents:

II.8.3.1 Poids des poutres :

a) Poutres principales :

Gpp = 0.30 × 0.45 × (2,10+2,07) × 25 = 14.07 KN.

b) Poutres secondaires :

Gps = 0.30× 0.40× (1.85+1.85) × 25 = 11.10 KN.

D'où le poids des poutres est de :

Gp = 14.07+11.10 = 25.17 KN.

c) Poutre de la toiture :

Gp = (1.85+1.85) ×0.25×0.25×25 + (2.65+2.28) ×0.25×0.25×25

Gp =5.78+7.70 =13.48KN

II.8.3.2 Poids des planchers :

a) Plancher étage courant :

G_{ec} = 15.42× 5.56 = 85.74KN.

b) Plancher toiture:

$\mathbf{G}_{toiture}$=18.16×1.4 = 25.42KN

II.8.3.3 Poids des poteaux :

$G_{S/Sol}$= 0.45×0.45 ×3.06×25 = 15.49 KN

$G_{RDC1(ec1)}$= 0.45×0.45 ×2.55×25 = 12.91 KN.

$G_{RDC2(ec2)}$= 0.45×0.45×5.10×25 = 25.82 KN.

$G_{ec(3.4.5.6)}$= 0.40×0.40×3.06×25 = 12.24 KN

$G_{toiture}$= 0.40×0.40×5.12×25 = 20.48 KN

II.8.4 Surcharge des planchers :

$Q_{toiture}$ = S'×1 = 20.38× 1 = 20.38 KN.

$Q_{etage\ courant}$ = S'×1.5 = 17.46× 1.5 = 26.19 KN.

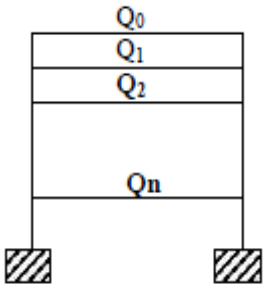
$Q_{etage\ commercial}$ = S'×4 = 17.46× 4 = 69.84 KN.

II.9 Loi de dégression des charges :

Les règles de BAEL 91 ainsi que le document technique réglementaire DTR BC 2-2 nous proposent des lois de dégression des surcharges pour les bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement possédant un grand nombre de niveaux, et ceci pour tenir compte de non simultanéité des surcharges d'exploitation sur tous les planchers (DTR BC 2-2/6-1).
Soit : Q0 : la charge d'exploitation sur le toit couvrant le bâtiment.
Q1, Q2,Q3,...,*Qn* : les charges d'exploitation respectivement des niveaux 1,2,3,...,*n* numérotés à partir du sommet du bâtiment.
La loi de dégression est définit comme suit :

$\sum n = Q0 + (\frac{3+n}{2n})\Sigma^{n}_{i=1} Q_0$ pour : n ≥5

Q0 : surcharge d'exploitation de la toiture.
Qi : surcharge d'exploitation de l'étage i.
n : numéro de l'étage du haut vers le bas



Le coefficient ($\frac{3+n}{2n}$) étant valable pour les niveaux n ≥ 5 et il est donné par le tableau suivant :

Niv	Toit	6	5	4	3	2	1	S.sol1	S.sol2	S.sol3
Coeff	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.68	0.66

Les surcharges cumulées Qc :

Niveaux	Opérations	Qc (KN)
Toiture	Q0=1×20.38	20.38
6	Q0+Q1 = (20,38+26.19)	46.57
5	Q0+0,95 (Q1+Q2)=20,38+0,95 (26,19 ×2)	70.14
4	Q0+0,90 (Q1+Q2+Q3) =20,38+0,90 (26,19 ×3)	91.09
3	Q0+0,85 (Q1+Q2+Q3+ Q4) =20,38+0,85 (26,19 ×4)	109.43
2	Q0+0,80 (Q1+Q2+… + Q5)=20,38 +0,80(69,84+26,19×5)	181.01
1	Q0+0,75 (Q1+Q2+ …+ Q6)=20,38+0,75(69,84+26,19×6)	190.61
S.sol1	Q0+0,71(Q1+Q2 + … + Q7)=20,38+0,71(69,84+26,19×7)	200.13
S.sol2	Q0+0,65 (Q1+Q2+… + Q8)=20,38+0,68(69,84+26,19×8)	210.34
S.sol3	Q0+0,66 (Q1+Q2+ … + Q9)=20,38+0,66(69,84+26,19×9)	222.04

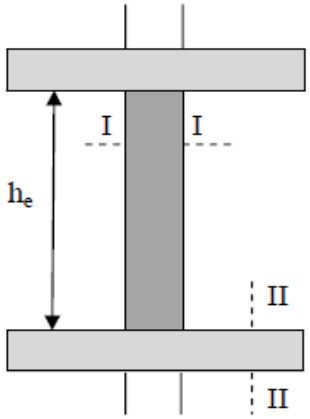
Niveau	Charges permanentes (KN)					Surcharges D'exploitation (KN)		Efforts normaux Ns=G+Q (KN)	Section trouvée $S \geq \frac{Ns}{\sigma_{bc}}$ (cm^2)	Section adoptée (cm^2)
	Poids des planchers (KN)	Poids des poutres (KN)	Poids Des poteaux (KN)	G totale (KN)	G cumulée (KN)	Qi	QC			
Toiture	25.42	13.48	20.48	59.38	59.38	20.38	20.38	79.76	53.17	40×40
6eme	85.74	25.17	12.24	123.15	182.53	26.19	46.57	229.10	152.73	40×40
5eme	85.74	25.17	12.24	123.15	305.68	26.19	72.76	378.44	252.29	40×40
4eme	85.74	25.17	12.24	123.15	428.83	26.19	98.95	581.78	387.85	40×40
3eme	85.74	25.17	12.24	123.15	551.98	26.19	125.14	677.12	451.41	40×40
2eme	8574	25.17	12.91	123.82	675.80	69.84	194.98	870.78	580.52	45×45
1eme	85.74	25.17	12.91	123.82	799.62	26.19	221.17	1020.79	680.52	45×45
1ers.sol	85.74	25.17	1549	126.40	926.02	26.19	247.36	1173.38	782.25	45×45
2emes.sol	8574	25.17	15.49	126.40	1052.42	26.19	273.55	1325.97	883.98	45×45

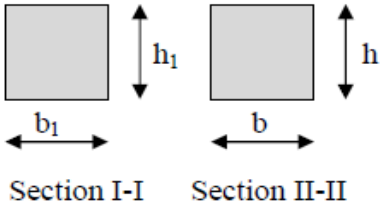
Tableau II.6 : Récapitulatif de la descente de charge.

Vérification de la section des poteaux :(RPA99v 2003 Art7.4.1)

D'après l'article 7.4.1 RPA nous avons les dimensions minimales suivantes :

- min (b1, h1) ≥ 25cm en zone IIa
- min (b1, h1) $\geq \frac{he}{20}$
- $0.25 \leq \frac{b}{h} \leq 4$





	Etages courants (3^{eme}…..6^{eme})	Etages courants (1^{er} et 2^{eme})	S.Sols (1^{er} et 2^{eme})
Min (b_1 ,h_1) ≥ 25cm	Min (40 ,40) ≥ 25cm ⇒ CV	Min (45 ,45) ≥25cm ⇒ CV	Min(45 ,45)> 25cm ⇒ CV
Min (b_1 ,h_1)) ≥$\frac{he}{20}$	Min (40 ,40) ≥$\frac{306}{20}$ ⇒ CV	Min (45 ,45) ≥$\frac{255}{20}$ ⇒ CV	Min(45 ,45) ≥$\frac{306}{20}$ ⇒ CV
0.25 ≤$\frac{b}{h}$≤ 4	0.25 ≤$\frac{40}{40}$≤ 4 ⇒ CV	0.25 ≤$\frac{45}{45}$≤ 4 ⇒ CV	0.25 ≤$\frac{45}{45}$≤ 4 ⇒ CV

Conclusion :

Les conditions du RPA sont vérifiées, toutes les sections des poteaux sont admissibles.

II.10 Vérification au flambement :(Art B.8.3.31 / BAEL 91 modifie 99)

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme, qui peut survenir dans les éléments comprimés de la structure lorsque ces derniers sont élancés.
Le calcul des poteaux au flambement consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda=\frac{Lf}{i} \leq 50$$

Avec :
λ : Elancement du poteau.
lf : Longueur de flambement (lf =0.7 l0)
l0 : Longueur libre du poteau
imin : Rayon de giration i =$(\frac{I}{B})^{1/2}$
B : Section transversale du poteau (B = b. h))
I : Moment d'inertie du poteau (Imin =$hb^3/12$)
En remplaçant « lf » et « i » dans l'équation de » « λ » on trouve : λ =2.42$\frac{l0}{b}$

Poteau du plancher étages courants (40×40) :
λ=2.42$\frac{306}{40}$ =18.51→ λ< 50 …….condition vérifiée.

Poteau du plancher (1er et 2ème) étages (45×45) :
λ=2.42$\frac{255}{45}$ = 13.71→ λ< 50 …….condition vérifiée

Poteau du plancher1er s.sol et 2èmes.sol (45×45) :
λ =2.42$\frac{306}{45}$ = 16.46→λ< 50 …….condition vérifiée.

Conclusion :
Puisque toutes les conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas de risque de flambement.

CHAPITRE III:

Modélisation Et étude Dynamique

III.1 Introduction :

Les forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur en génie parasismique. Connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur peut dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

III.2 Logiciel utilisé pour la modélisation :

ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries particulièrement adapté aux bâtiments. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques 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 enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.
Dans notre travail on a utilisé la version ETABS V 9.6

Rappel :

- Grid line : ligne de grille.
- Joints : nœuds.
- Frame : portique
- Elément : élément
- Restraints : degré de liberté
- Loads : charges
- Uniformeloads: charge uniformément repartie.
- Materiels: matériaux
- Concrete: béton
- Steel: acier
- Frame section: coffrage
- Column: poteaux
- Beam: poutres

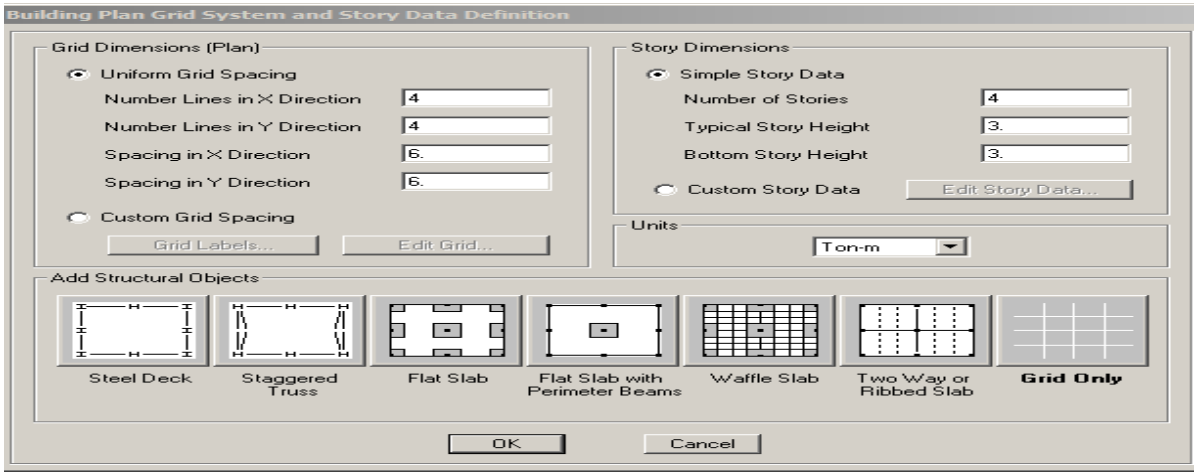
III.3 Étapes de modélisation :

Le calcul dynamique est réalisé sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 10niveaux (RDC+6 étages + 3 sous-sols) encastré à sa base. Dans ce modèle on ne modélisera que la structure (voiles et portiques, dalle pleine), les éléments secondaire sont introduits comme charges (escaliers…).

III.3.1 Première étape :

Elle consiste à introduire la géométrie de la structure à modéliser, ainsi qu'un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne File puis New model, cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages.



III.3.2 Deuxième étape:

Elle consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

Leurs propriétés pour le calcul sont:

- Masse volumique : 0.25 Ton / m3
- Poids volumique : 2.5Ton / m3
- Module d'élasticité : 3216419.5 Ton / m
- Coefficient de poisson : (0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)
- Résistance du béton à la compression : fc28 = 25MPa.
- Nuances des aciers FeE400 : 400 MPa

III.3.3 Troisième étape:

C'est l'introduction des coffrages des différents éléments (Poutres, poteaux, dalle, voile...).

Poutres :

- Poutres principales (30 x 45)
- Poutres secondaires (30x40)

Poteaux :

- (45X45)cm^2 pour les SOUS/SOL et le 1^{er}et $2^{ème}$étage.
- (40x40) cm^2 pour le $3^{ème}$, le $4^{ème}$et le $5^{ème}$et le $6^{ème}$étage et la toiture.

Voiles :

Pour les Voiles l'épaisseur est de 30 cm.

Planchers :

- Dalle pleine : épaisseur de 16 cm.
- Plancher en Corps creux**:** on utilisera des sections en T pour la modélisation des poutrelles, avec une hauteur de 20cm (dalle de compression comprise).

III.3.4Quatrième étape:

On introduit les charges et surcharges appliquées à la structure modélisée (Charges statiques (G et Q)). Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse donnée par le RPA. Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélérations (Sa/g)pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes T.

III.3.5 Cinquième étape :

Elle correspond à la phase d'introduction des combinaisons d'actions. Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- Combinaisons aux états limites :ELU : 1.35G + 1.5Q.

ELS : G + Q.

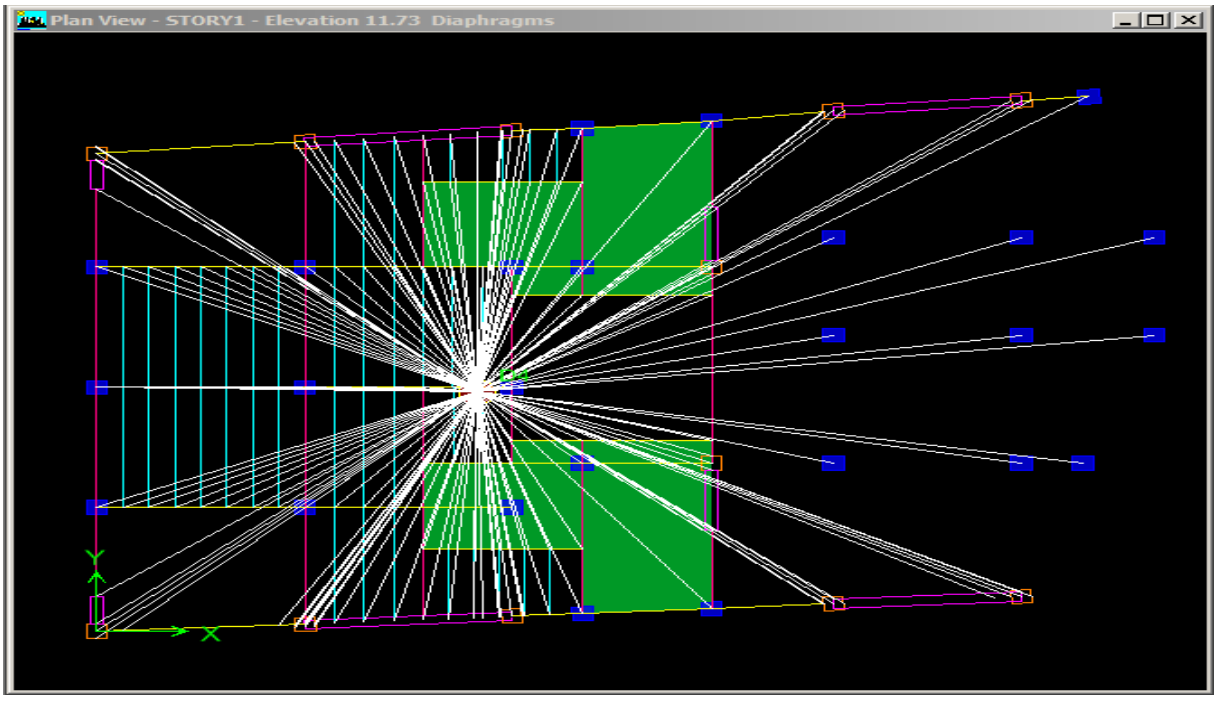
- Combinaisons accidentelles du RPA :G + Q ± E.

0.8G ± E.

III.3.6 Sixième étape :

On définit les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

Les poteaux sont supposés parfaitement encastrés dans les fondations et les planchers sont supposés infiniment rigides. Cette option permet de relier tous les nœuds d'un même plancher de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel. Le centre du diaphragme correspond au centre de masse ou centre de gravité du plancher.



III.3.7 Septième étape:

On définit la masse sismique qui sera utilisée dans le calcul dynamique en utilisant l'option masse-source.

La masse des planchers est calculée selon la formule 4-5 donnée par le RPA 99v 2003.

$Mi = M_Gi + \beta \times M_Qi$

Avec :

Mi : La masse totale du niveau i.

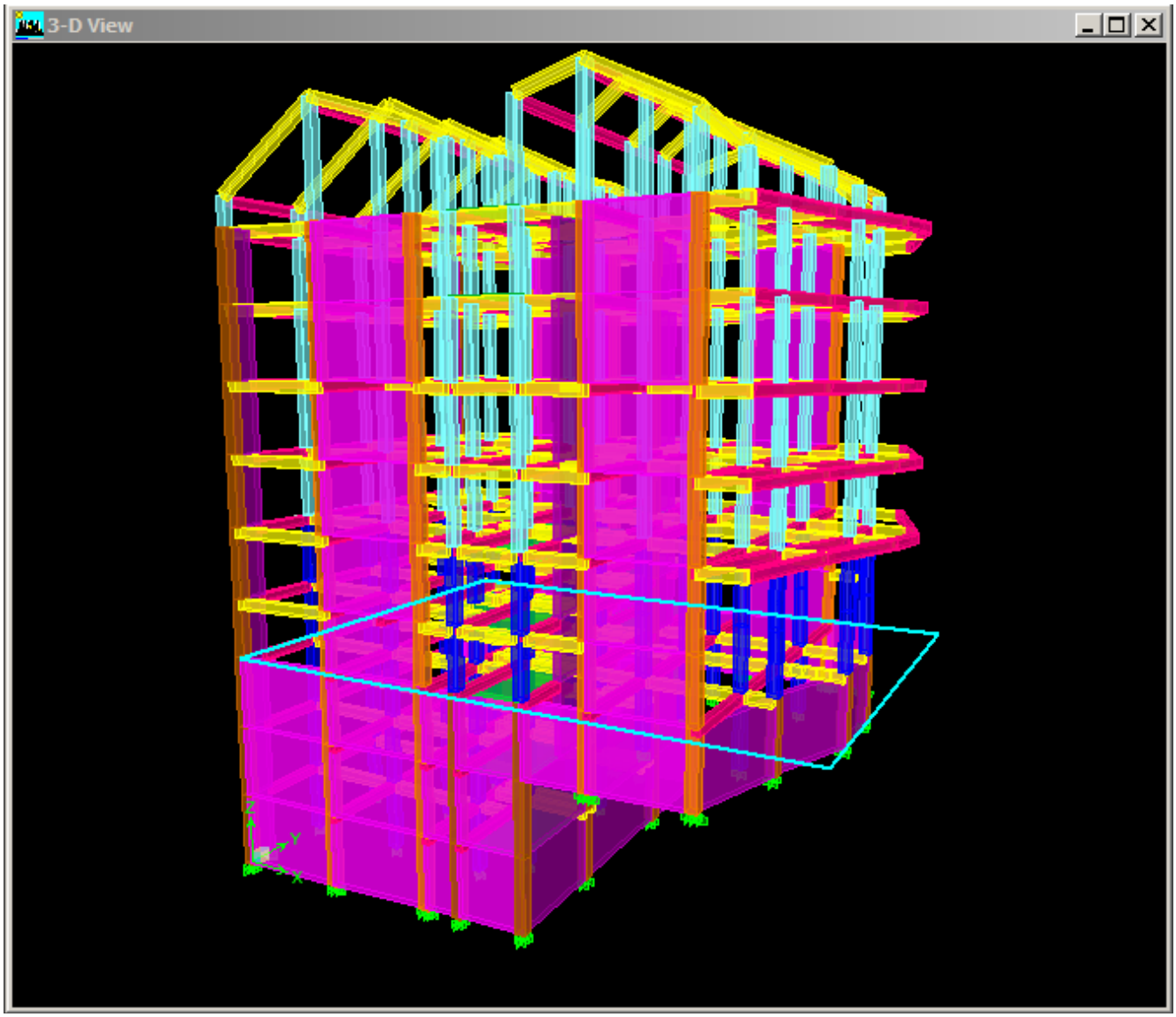
M_Gi : La masse due aux charges permanentes.

M_Qi : La masse due aux charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 le RPA99version 2003 → β = 0.2 (Bâtiments à usage d'habitation).

III.3.8 Huitième étape:

Elle consiste à analyser et visualiser des résultats. Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet Analyze et on sélectionne Run Analysis.



III.4 Choix de la méthode de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir aux mieux le comportement réel de l'ouvrage.
Les règles parasismiques algériennes proposent trois méthodes de calcul des sollicitations.

- la méthode statique équivalente,
- la méthode d'analyse modale spectrale,
- la méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

III.4.1 : Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :
a) Le bâtiment étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à65m en zones I et II-a et à 30m en zones II-b et III.
b) Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en (a), les conditions complémentaires suivantes :
Zone I :tous groupes
Zone II-a: groupe d'usage 3

- groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- groupe d'usage 1 B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Zone II-b et III :

- groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA 99 (Art 4.1.2).

III.4.1.1 Condition de la hauteur :

Le bâtiment est implanté en zone IIa : H <23m
Hauteur totale du bâtiment H= 22.46 m.

Donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable, toutefois on procédera au calcul de la force sismique totale (V) afin de la comparer à celle calculée par ETABS.Le calcul de l'effort tranchant à la base du bâtiment par la méthode statique équivalente se fait par la formule suivante :

$$V=\frac{ADQ}{R}W$$

A : Coefficient d'accélération de zone (zone IIa, groupe d'usage 2) (A=0.15)
D : Il dépend de la catégorie du site.
Le facteur de correction d'amortissement «η».
La période fondamentale de la structure « T».

a)Période:(Art4.2.4 /RPA99 version 2003)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut 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 **:**

$$T = C_T (h_N)^{3/4}$$

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

C_T: coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA2003.

➔ $T = 0.05x(31.64)^{3/4} = 0.67s.$

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 de 30%→ T_{ETABS}= 0.81s <T=0.87s ⇒Condition vérifiée.

b)Facteur de correction d'amortissement «η» :

η: Facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :$\eta=\sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$

ξ(%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4-2 RPA 99).

Dans notre cas on pend ;$\xi = 8\% \Longmapsto \eta=\sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \Rightarrow \eta = 0.84$

c)Facteur d'amplification dynamique moyen D

$$D=\begin{cases} 2.5\,\eta & T<T_2 \\ 2.5\,\eta\left(\frac{T2}{T}\right)^{2/3} & T_2<T<3s \\ 2.5\,\eta\left(\frac{T2}{T}\right)^{2/3}\times\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T\geq 3s \end{cases}$$

avec :T2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et à la nature du sol et est donnée par le tableau (4-7RPA99): meuble (site 3) → T_2 =0,5 sec

➔ $D= 2.5\,\eta\left(\frac{T2}{T}\right)^{2/3} = 1.45$ T_2=0.5s<T=0.67s<3s

d) Détermination du facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est en fonction :

- Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité des matériaux et du contrôle de la réalisation.

La valeur de Qest déterminée par la formule suivante : $Q=1+P_q$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q »" est satisfait ou non

	Pq	
Critère q	Observé	Non observé
Conditions minimales sur les files de contreventement.	0	/
Redondance en plan.	/	0.05
Régularité en plan.	/	0.05
Régularité en élévation.	/	0.05
Contrôle de qualité des matériaux	/	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	/	0.1

➔ Q = 1.30

e) Facteur de comportement R :

Les valeurs du facteur de comportement R sont données par le règlement en fonction du type de structure (mode de contreventement) (article 4.2.3 du RPA 99v 2003). C'est un facteur favorisant la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique.

Pour le cas de notre bâtiment, on suppose que R =4. Cette valeur sera soit confirmée par les calculs soit infirmée et alors corrigée en fonction des proportions des efforts tranchants repris respectivement par les poteaux et par les voiles.

Vue la forme irrégulière en élévation et vue qu'il existe 2 niveaux d'encastrements différents, la vérification des répartitions des efforts tranchants se fera au niveau 2 (story 1), car à ce niveau les voiles sont uniquement des voiles contreventement.
En dessous du niveau 2, vue la présence des voiles périphériques les poteaux reprennent des efforts tranchants très faibles par rapport à ceux des voiles.
Sous spectre les efforts tranchants à la base de la structure sont donnés par :

Les efforts tranchants calculés sont : Vx = 407.35 t et Vy = 304.50 t

	poteaux sens X	poteaux sens Y	voiles sens X	voiles sens Y
efforts tranchants	52.75 t	107.5 t	354.6 t	197.1 t
% efforts tranchants	12.9%	35.3%	87.1%	64.7%

Tab : pourcentage des efforts tranchants repris par les poteaux et par les voiles

On remarque que dans le sens X et dans le sens Y, les pourcentages sont différents.
Le RPA99v200 préconise qu'en cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient **R** la valeur la plus petite (Rx=4 et Ry=5) →Dans notre cas, nous prendrons R=4.

III.5 Vérification vis à vis des exigences de RPA :

III.5.1 L'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismiques à la base (Vt) obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente (V_{MSE}) pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si Vt< (0,80 V_{MSE}). Il faudrait augmenter tous les paramètres de la réponse.

Le tableau suivant résume les résultats des efforts ainsi que les vérifications :

V_{MSE}(t)		V_{ETABS}(t)		0.8 V_{MSE} (t)		V_{ETABS}> 0.8 V_{MSE}	
Sens x	**Sens y**	**Sens x**	**Sens y**	**Sens x**	**Sens y**	**Sens x**	**Sens y**
363.3	363.3	407.35	304.50	290.65	290.65	C.V	C.V

III.5.3 Caractéristiques dynamiques de la structure :

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

- La somme des masses modales effectives pour les modes soit égales 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :$K \geq 3\sqrt{Net}\ Tk \leq 0.2\ s$

N: est le nombre de niveaux au-dessus du sol.

Tk :la période du mode K.

Les résultats de l'étude dynamique sont donnés dans les tableaux suivants, par sens de flexion et de rotation

Flexion dans le sens X

Mode	Période	UX	SumUX
1	0.41023	53.7141	53.7141
2	0.090029	16.4791	70.1932
3	0.041364	13.2677	83.4609
4	0.032649	8.5939	92.0548
5	0.029638	3.5936	**95.6484**

Flexion dans le sens Y :

Mode	Période	UY	SumUY
1	0.819474	56.7881	56.7881
2	0.217879	15.3454	72.1335
3	0.061559	8.3115	80.445
4	0.05892	7.8078	88.2528
5	0.039558	2.7711	**91.0239**

Rotation autour de Z

Mode	Période	RZ	SumRZ
1	0.437698	55.3513	55.3513
2	0.105149	14.985	70.3363
3	0.093198	9.5398	79.8761
4	0.084734	5.1375	85.0136
5	0.046872	3.6567	88.6703
6	0.034032	2.2571	**90.9274**

Pour les 3 directions, le taux de participation massique est supérieur à 90%.

III.5.4Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V=\frac{Nd}{bc.fcj}< 0.3$$

Où :
Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section du béton.
Bc : est l'aire (section brute) de cette dernière.
Fcj : est la résistance caractéristique du béton.

Poteau	Nd	Bc	Fc_{28}	V	Condition	Obs
45*45	111,45	0.2025	2500	0.22	≤ 0.30	CV
40*40	88,57	0.1600	2500	0.22	≤ 0.30	CV

III.5.5Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k »de la structure est calculé comme suit :
δk = R x δek (article 4.4.3 RPA99v2003) avec R=4

Le déplacement relatif du niveau « k » par rapport au « k-1 » est donnée par :
Δk= δk – δk-1

Avec :Δk< 1% he(article 5.10RPA 99v2003).

Niveau	ΔKx (m)	ΔKy (m)	ΔKx(m)* R	ΔKy (m)* R	1% x he	Δk<1%he
Toiture	0.000093	0.000281	0.000372	0.001124	0.0512	CV
Story6	0.000504	0.000997	0.002016	0.003988	0.0306	CV
Story5	0.000519	0.001189	0.002076	0.001189	0.0306	CV
Story4	0.000506	0.001343	0.002024	0.005372	0.0306	CV
Story3	0.000458	0.001386	0.001832	0.005544	0.0306	CV
Story2	0.000361	0.001227	0.001444	0.004908	0.0255	CV
Story1	0.000213	0.000806	0.000852	0.003224	0.0255	CV
S.sol 1	0.000098	0.000214	0.000392	0.000856	0.0306	CV
S.sol2	0.000034	0.000026	0.000136	0.000104	0.0306	CV
S.sol3	0.000026	0.000025	0.000104	0.000100	0.0306	CV

Conclusion :

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont vérifiés.

III.5.6Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ: (Art 5.9. RPA 99/ version 2003)

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

$\Theta = P_K \Delta k / V_K hK \leq 0.10$
Pk : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K.
Δk: le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1".
hk : la hauteur de l'étage k.

La condition est vérifiée, d'où les effets du second ordre peuvent être négligés.

Niveau	P(t)	Δ Kx * R	Δ Ky * R	VX(t)	VY(t)	hk	θkx	θky	θ<0.1
TOITURE	155.03	0.000372	0.001124	3.72	3.48	5.12	0.0030	0.0098	oui
STORY6	562.21	0.002016	0.003988	161.83	112.39	3.06	0.0023	0.0065	oui
STORY5	967.65	0.002076	0.001189	237.57	172.03	3.06	0.0028	0.0022	oui
STORY4	1373.16	0.002024	0.005372	298.93	220.11	3.06	0.0030	0.0109	oui
STORY3	1779.03	0.001832	0.005544	344.22	256.59	3.06	0.0031	0.0126	oui
STORY2	2192.03	0.001444	0.004908	377.78	283.63	2.55	0.0033	0.0149	oui
STORY1	2433.95	0.000852	0.003224	392.04	293.15	2.55	0.0021	0.0105	oui
S.SOL 1	2905.27	0.000392	0.000856	408.28	303.09	3.06	0.0009	0.0027	oui
S.SOL2	2015.21	0.000136	0.000104	129.39	173.23	3.06	0.0007	0.0004	oui
S.SOL3	2303.73	0.000104	0.000100	143.56	184.86	3.06	0.0005	0.0004	oui

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que toutes les vérifications vis-à-vis du RPA 99 version 2003 sont satisfaites. On peut donc passer à la phase de ferraillage.

CHAPITRE IV:

Ferraillage des Poutres

Introduction:

Après avoir déterminé les efforts internes auxquels sont soumis les différents éléments structuraux de notre bâtiment, nous allons procéder aux calculs de leurs ferraillages, ces derniers seront menés selon les règles de calcul du béton armé, à savoir : CBA93, BAEL91 etRPA99 version 2003.

Les objectifs du ferraillage sont la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

IV.1 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 (BAEL).
- G + Q ± E (RPA99 v2003).
- 0.8G ± E (RPA99 v2003).

IV.1.1 Recommandations du RPA99:

a) Armatures longitudinales:

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5%en toute section.

Poutres principales (30 × 45) : A min = 0.005× 30×45 = 6.75cm².
Poutres secondaires (30 × 40) : A min = 0.005× 30×40 = 6cm².

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante.
  - 6% en zone de recouvrement.

➢ Poutres principales : (30 × 45)

A max = 0.04 × 30 × 45 = 54 cm² (en zone courante).
A max = 0.06 × 30 × 45= 81 cm² (en zone de recouvrement).

➢ Poutres secondaires : (30 × 40)

A max = 0.04 × 30 × 40 =48 cm² (en zone courante).
A max = 0.06 × 30 × 40= 72 cm² (en zone de recouvrement).

- La longueur minimale de recouvrement est de 40Ø en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux dérive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

b) Armatures transversales:

La quantité minimale des armatures transversales est de : At= 0.003.St.b
L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

St= min $(1\frac{h}{12}; 12\phi)$……en zone nodale.

St≤$\frac{h}{2}$……..... en zone de recouvrement.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plusdu nu de l'appui ou de l'encastrement.

IV.1.2 Calcul du ferraillage :

Dans le cas d'une flexion simple, les étapes de calcul sont les suivantes, avec Mu le moment de flexion.

- Calcul du moment réduit « μ » : $\mu = \frac{M}{bd2fbu}$

avec :fbu= $\frac{0.85fc28}{\gamma b}$=14.2MPa

et γ_b=1.5

- On compare les deux moments réduits « μ » et « μ1 »

Le moment réduit limite μ1 est égale à0.392 pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

- 1ercas : (μ ≤ μ1) →Section simplement armée (SSA) :

La section d'acier tendue nécessaire seradonnée par la formule :

$$Ast = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (Asc=0)

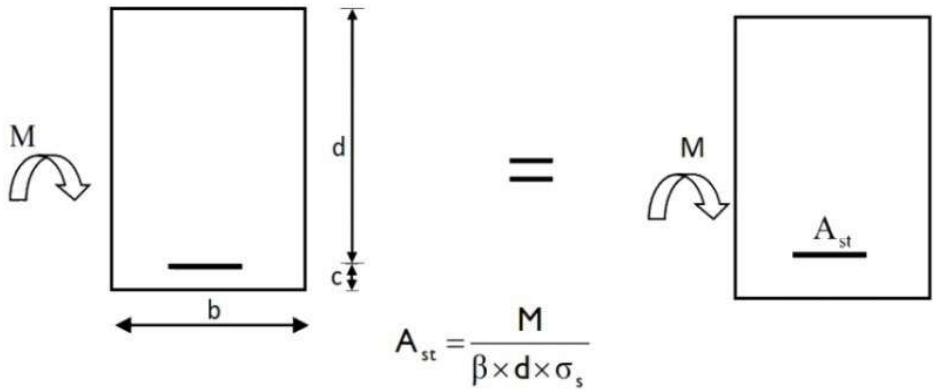


Figure IV.1 : Calcul pour une section simplement armée.

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.

- 2èmecas : (μ ≥ μ1) →Section doublement armée (SDA) :

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deuxsections ; dans ce cas la procédure à suivre est la suivante :
On Calcule Ml = μl / b d² $f$bu et ΔM=Mu-Ml

Ml: moment limite pour qu'une section soit simplement armée.
La section d'acier nécessaire sera donnée par la formule :

$$Ast=\frac{Ml}{\beta l.d.\sigma st}+\frac{\Delta M}{(d-c')\sigma st} \text{ (en traction)}$$

$$Asc=\frac{\Delta M}{(d-c')\sigma st}\text{(en compression) et } \sigma_{st}=\frac{fe}{\gamma}$$

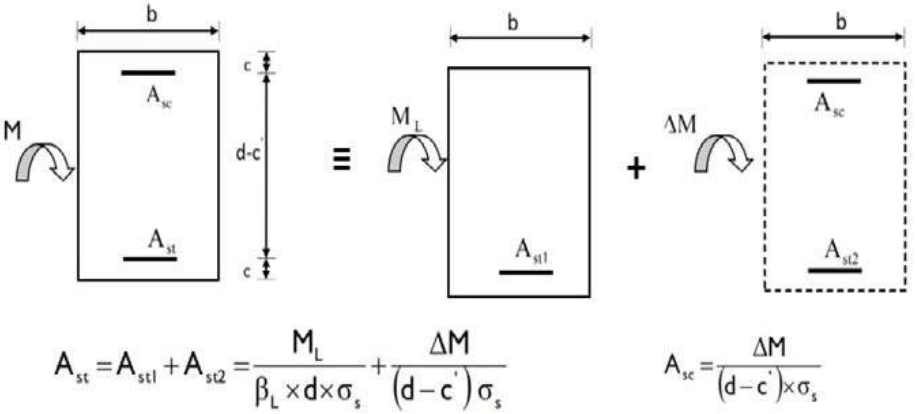
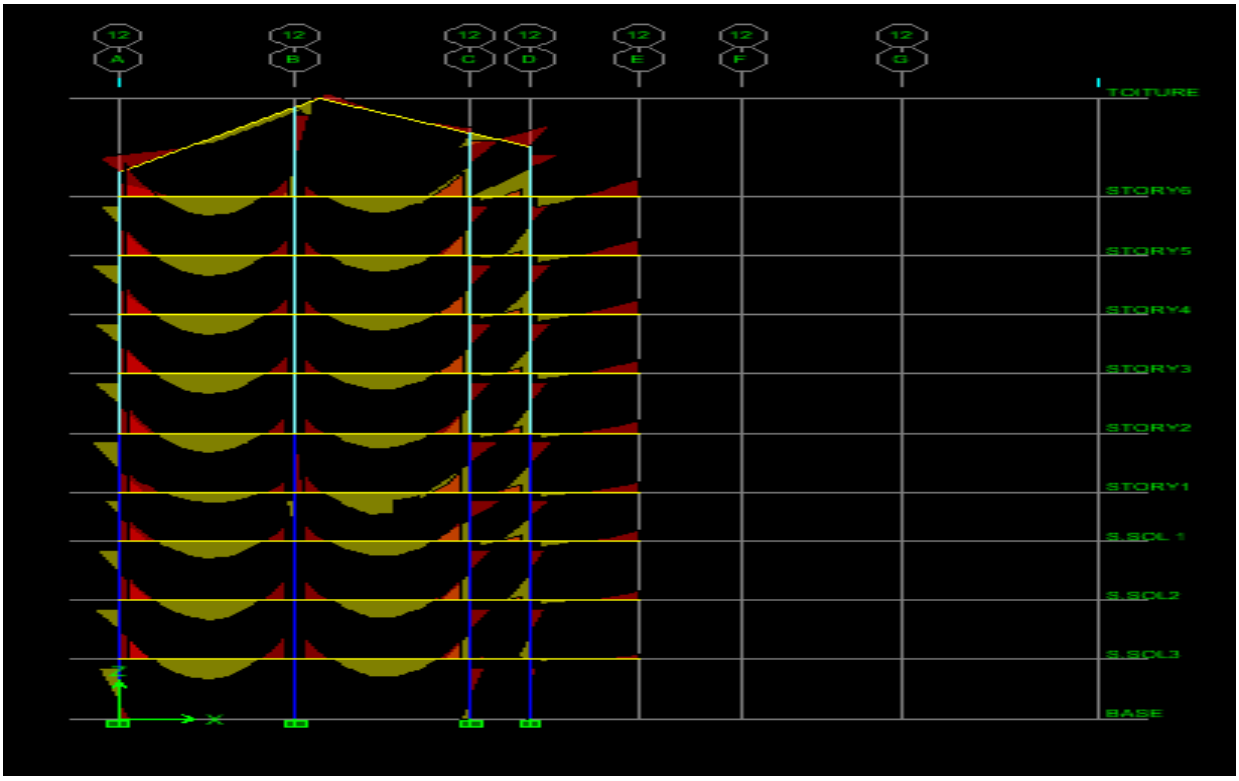


Figure IV.2 : Calcul pour une section doublement armée.

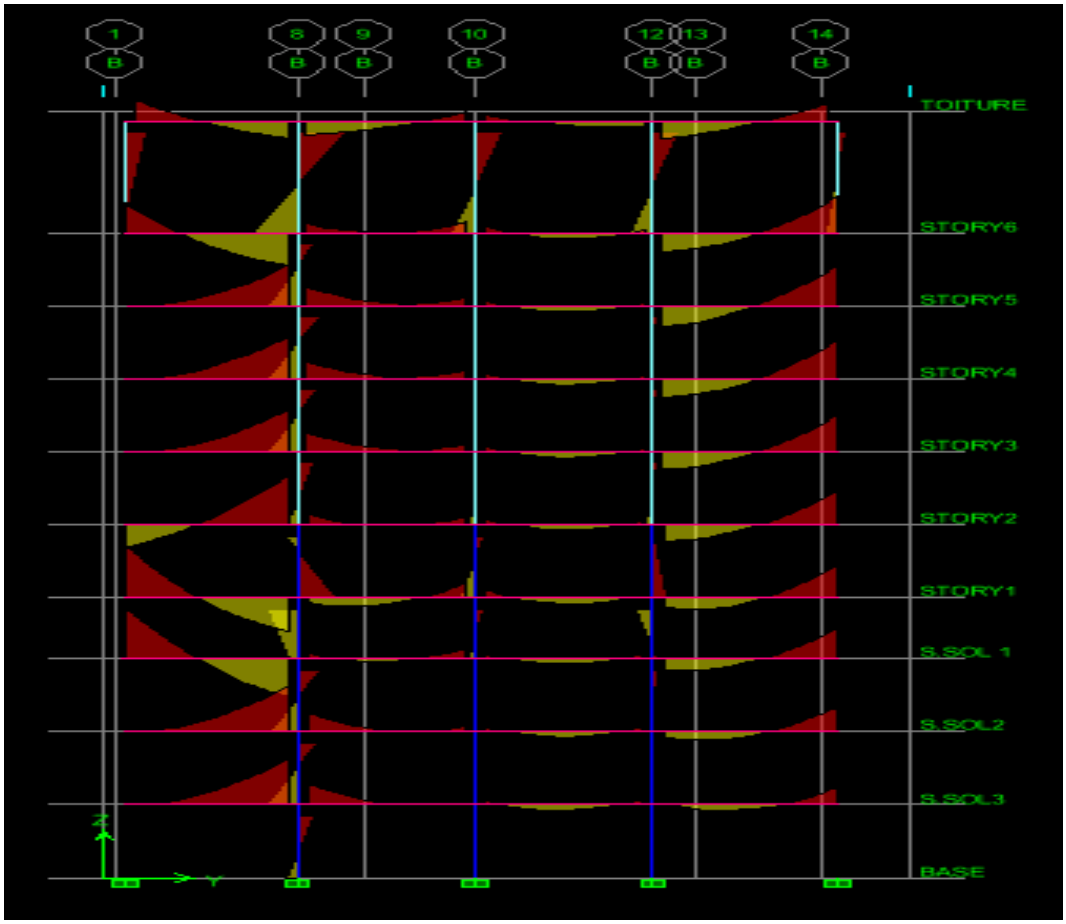
Dans ce qui suivra, le calcul des sections d'acier se fera pour la poutre la plus sollicitée et cela pour un portique porteur et pour un porteur secondaire.

Portique porteur : poutres principales (30x45):



	Mu(max) (t.m)	combinaison	μ	obs	At (cm^2)	Amin (cm^2)	Aadp	Choix des barres
Travée	6.83	ELU	0.090	SSA	4.91	6.75	8.03	4HA16
Appui	13.48	ELU	0.119	SSA	10.25	6.75	11.12	4HA16+2HA14

Portique secondaire :poutres secondaires (30x40):



	Mu(max) (t.m)	situation	μ	obs	At (cm^2)	Amin (cm^2)	Aadp	Choix des barres
Travée	6.20	ELU	0.106	SSA	5.10	6	6.02	3HA16
Appui	12.66	ELU	0.217	SSA	11.23	6	12.05	3HA16+3HA16

Le ferraillage retenu sera uniformisé à toutes les poutres.

IV.1.3 Vérification a l'ELU :

a) Condition de non fragilité (BAEL 91 Art 4.2.1) :

Elle est donnée par la formule suivante : $A_{min}= \frac{0.23xb0xdxft28}{fe}$

Poutres principales : $A_{min}=0.23x30x42x\frac{2.1}{400}=1.52cm^2$

Poutres secondaires : $A_{min}=0.23x30x37x\frac{2.1}{400}=1.34cm^2$

A adopté $\geq A_{min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée ; ainsi que les sections recommandées par le RPA.

b) Justification de l'effort tranchant :(BAEL99.art A.5.1) :

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 :

$$\tau u = \frac{Tu\ max}{b.d} \leq \tau u_b$$

avec Tu^{max}: Effort tranchant max à l'ELU.

Et pour les fissurations non préjudiciables : $\tau u = \min\left\{\frac{0.2xfc28}{\gamma b}; 5MPa\right\}=3.33MPa$

Pour les poutres principales : $\tau u=(18.41.10^4)/300.420=1.44MPa \leq 3.33MPa.$

Pour les poutres secondaires: $\tau u=(28.37.10^4)/300.420=2.25MPa \leq 3.33MPa.$

➔ les contraintes sont donc vérifiées.

❖ Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis :

Il faut vérifier que :$Tu < Tu = 0.4x\frac{0.9.b.d.fc28}{\gamma b}$

Pour les poutres principales : $18.41t < Tu = 0.4x\frac{0.9x0.42x0.3x25.103}{1.5}=756KN=75.6t$

Pour les poutres secondaires: $28.37t < Tu = 0.4x\frac{0.9x0.37x0.3x25.103}{1.5}=666KN=66.6t$

➔ Les contraintes sont vérifiées.

❖ Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures : (Art .A.5.1, BAEL91) :

La section d'armatures inférieures doit vérifier la condition suivante :$A_s \geq (Tu-\frac{Mu}{0.9.d})\frac{1}{\sigma s}$

Pour les poutres principales : $(18.41.10^4\text{-}8.95.10^7/0.9x420)\frac{1}{348}=-151.35<0$

Pour les poutres secondaires :$(28.37.10^4-12.66.10^7/0.9x370))\frac{1}{348}=-277.24<0$

Aucune vérification n'est à effectuer sur les armatures inférieures.

c) <u>Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis :</u> (Art. A.6.1.2.1, BAEL 99) :

- ❖ Vérification de la contrainte d'adhérence acier –béton :

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donnée par :

$\tau se_b = \Psi \times ft28 = 1.5 \times 2.1 = 3.15$ MPa avec $\Psi = 1.5$ pour l'acier H.A

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être:

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9.d\sum Ui}$$

Avec : $\sum U$: périmètre utile des aciers

Pour les poutres principales :4HA16+2HA14

$\sum U = 2x1.4x3.14+4x1.6x3.14 = 28.88$ cm

$\tau_{se} = \frac{18.41x\ 10^4}{0.9*420*288.8} = 1.69\text{MPa} < \tau se_b$

Pour les poutres secondaires :3HA16+3HA16

$\sum U = 3x1.6x3.14+3x1.6x3.14 = 30.14$cm

$\tau_{se} = \frac{28.37x10^4}{0.9*370*301.4} = 2.82\text{MPa} < \tau se_b$

La contrainte d'adhérence est vérifiée; donc il n'y a pas de risque d'entrainement des barres.

<u>d) Ancrage des aciers :</u>

Sur une longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur fixée à **:** $\tau s = 0.6\Psi_s^2 ft_{28} = 2.835$MPa

La longueur de scellement droit des barres correspond à la longueur d'acier, adhérent au béton, nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$ls = \frac{\phi.fe}{4\tau s}$$

Les règles du (BAEL 91 .art.A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesurée hors crochet, au moins égale à 0.4Ls pour les aciers H.A.

Pour Ø 14 : Ls= 49.38cm et La= 19.75 cm.
Pour Ø 16 : Ls= 56.44 cm et La= 22.58 cm.

e) Calcul des armatures transversales :

Détermination du diamètre des armatures transversales:

Selon le (BAEL 91.art .A.7.2.12) le diamètre des armatures transversales est donné par: ¬ ≤ min(¬1;$\frac{h}{35}$;$\frac{b}{10}$)= (12;12.86;30) = 12 mm.
Ø1:étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

Poutres principales et poutres secondaires:Ø ≤ min (12;12.86,30) = 12mm.
➔ Ø = 8 mm.
La section des armatures transversales retenue sera composée par un cadre et un étrier.
➔ A t = 4HA8 = 2.01cm^2

❖ Calcul des espacements:

- Poutres principales

  Zone nodale : St≤ min($\frac{h}{4}$;12¬t)=min(11.25 ; 12)=11.25mm → St=10 cm.

  Zone courante (travée) : St≤ $\frac{h}{2}$=$\frac{45}{2}$=22.5cm → St=15cm

- Poutres secondaire :

  Zone nodale : St≤ min($\frac{h}{4}$;12¬t)=min(10 ; 12)=10mm → St= 10cm.

  Zone courante (travée) : St≤ $\frac{h}{2}$=$\frac{40}{2}$=20cm → St=15cm.

❖ Délimitation de la zone nodale :

L' =2xh' avec h'=max(he/6, b1, h1, 60) cm.
et :

h : Hauteur des poutres.
b1et h1 : dimensions du poteau.
he: hauteur entre nus des poutres.

Ce qui nous donne pour :

Les poutres principales (30x45).L'=2x45=90cm
Les poutres secondaires (30x40).L'=2x40=80cm

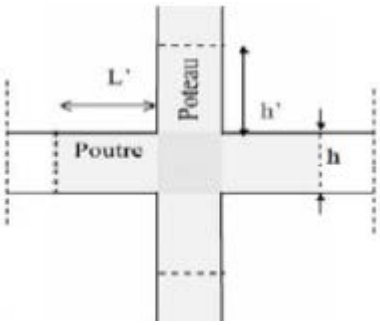


Figure V.B.2: Délimitation de la zone nodale.

Remarque :
Le premier cadre d'armature transversale doit être disposé à **5 cm** au plus du nu d'appui ou d'encastrement.

❖ Armatures transversales minimales :

Atmin= 0.003 x St x b = 0.003 x 15 x 30=1.35 cm^2< At=2.01 cm^2→Condition vérifiée.

IV.1.4Vérification à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenue des exploitations et de la durabilité de la construction .Les vérifications qui leurs sont relatives :

- État limite d'ouverture des fissurations (exemple de calcul pour les fissurations non préjudiciables).
- État limite de résistance du béton en compression.
- État limite de déformation.

➢ État limite d'ouverture des fissures :la fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

➢ État limite de résistance du béton en compression :la contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible:

$\sigma bc = \frac{\sigma s}{K} \leq \sigma bc = 0.6 \times fc28 = 0.6 \times 25 = 15MPa$

on calcul : $\rho 1 = \frac{100.As}{b0.d} \Rightarrow (\alpha_1, \beta 1) \Rightarrow K = \frac{\alpha 1}{15x(1-\alpha 1)}$

Avec : $\sigma s = \frac{Ms}{\beta 1.d.As}$ (As:armatures adoptées à l'ELU)

β_1 et K1sont données en fonction de σ1

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

➢ **Poutres principales :**

	M_s (KN.M)	As adoptée	ρ_1	β_1	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	OBS
Travée	68.30	8.03	0.612	0.885	28.101	228.829	8.143	15	vérifiée
Appui	89.5	11.12	0.631	0.883	27.730	217.024	7.826	15	vérifiée

➢ **Poutres secondaires :**

	M_s (KN.M)	As adoptée	ρ_1	β_1	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	OBS
Travée	62	6.02	0.575	0.887	29.250	276.453	9.451	15	vérifiée
Appui	126.6	12.05	1.262	0.849	17.891	283.979	15	15	vérifiée

Etat limite de déformation:

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les poutres principales et secondaires car elles sont pré-dimensionnées en utilisant la condition de résistance.

➢ Disposition constructive:

Conformément au (CBA 93annexe E3), concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale

- à$(\frac{1}{5})$ de la plus grand portée des travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive
- à $(\frac{1}{4})$ de la plus grand portée des travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

D'autre part la moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée estprolongée jusqu'aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $(\frac{1}{10})$ de la portée.

Conclusion :

Le ferraillage des poutres est récapitulé dans le tableau suivant :

	Armatures longitudinales		**Armatures transversales**	
	En travée	**Aux appuis**	**Zone courante**	**Zone nodale**
Poutre principale	4HA16	4HA16+2HA14	Cadre+étrier T8	Cadre+étrier T8
Poutre secondaire	3HA16	3HA16+3HA16	Cadre+étrier T8	Cadre+étrier T8

CHAPITRE V :

Ferraillage des poteaux

V.1Introduction:

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal (N) et à un moment de flexion (M) dans les deux sens longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) en tenant compte des combinaisons considérées comme suit :

Combinaisons de charge :

BAEL.91/modifié 99 :
ELU : 1.35 G +1.5 Q
ELS : G + Q

Les armatures seront calculées suivant les combinaisons les plus défavorables dans les deux directions en tenant compte de ces trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et moment correspondant. Nmax→Mcor
- Effort normal minimal et moment correspondant. Nmin→Mcor
- Moment maximal et effort normal correspondant. Mmax→Ncor

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la conception de notre structure sont données dans le tableau suivant :

Situation	γ_b	γ_s	θ	F_{c28}	f_{bu}	Fe(MPa)	σ_{st}
Situation durable	1.5	1.15	1	25	14.2	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	0.85	25	18.48	400	400

V.2 Recommandation du RPA 99/Version 2003 :

Armatures longitudinales :

D'après le RPA99/version 2003 (Art 7.4.2)

- Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

1) Le pourcentage minimal d'armatures sera de0.8% bxh.
2) Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de 6%bxh.
3) Le pourcentage maximal en zone courante sera de 4%bxh.

Section poteaux (cm^2)	Amin =0.8%bxh (cm^2)	Zone de recouvrement Amax = 0.06 x bxh(cm^2)	Zone courante Amax = 0.04 x bxh(cm^2)
45 x 45	16.20	121.5	81
40 x 40	12.8	96.00	64

- Le diamètre minimal est de 12cm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40 Ø (Zone lla).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (Zone lla).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

V.3 Méthode de Calcul des Armatures :

Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables dans les situations suivantes. Le calcul du ferraillage des poteaux se fera pour chacune des zones suivantes :

Zone 1 : du s-sol au 2eme étage (poteaux 45 x45).
Zone 2 : du 3eme au 6eme étage et la toiture (poteaux 40 x40).

Chaque poteau est soumis à un effort normal **N** (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant **M**, ce qui nous conduit à étudier trois cas suivants:

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement tendue (SET).
- Section entièrement comprimée (SEC).

a) Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est 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

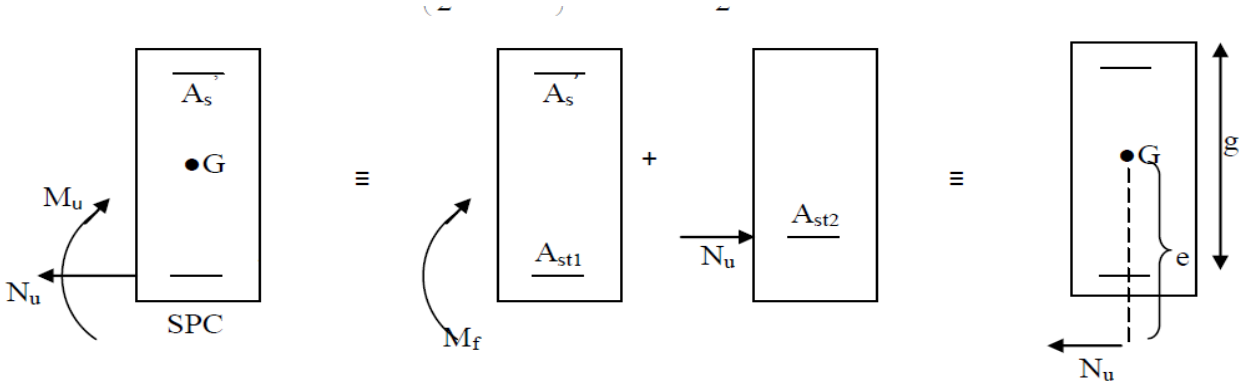
$$e = \frac{M_n}{Nu} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

$$e = \frac{M_n}{Nu} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante:

$$Nu\ (d - c') - Mf \leq (0.337 - 0.81\frac{c}{h})\ bh^2 f_{bc}$$



M_f : moment fictif

$M_f = Nu \times g = Mu + Nu\ (\frac{h}{2} - c)$.

Détermination des armatures :

$$\mu_f = \frac{Mf}{bd^2 f_{bc}}$$

1er cas :

Si $\mu_f \leq \mu_l$ = 0.392 la section est simplement armée. (A'=0)

Calculs des armatures fictives : $A_f = \frac{Mf}{\beta_f . d . \sigma_{st}}$

Calculs des armatures réelles : $A = A_f \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$(-) si N : effort de compression.

(+) si N : effort de traction.

2ème cas :

Si $\mu_f > \mu_l$=0.392 la section est doublement armée. (A'≠0)

$M_r = \mu_l . b . d^2 . f_{bc}$; $\Delta M = Mf - Mr$

$A_f = \frac{Mf}{\beta_f . d . \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_{st}}$; $Af' = \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_{st}}$

Mr: moment ultime pour une section simplement armée

Armatures en flexion composée : $A' = Af' - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

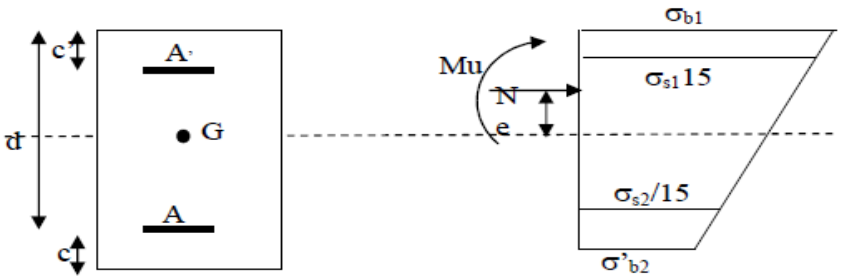
b) Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e = \frac{M_n}{Nu} < (\frac{h}{2} - c)$$

$$Nu\,(d - c') - Mf \geq (0.337 - 0.81\frac{c}{h})\,bh^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la Zone délimitée par les armatures.



Détermination des armatures :

Deux cas peuvent se présenter :

1er cas :

$Nu\,(d - c') - Mf \leq (0.5 - \frac{c}{h})\,bh^2 f_{bc}$ →la section est doublement armée.

- La section d'armature :

$$A'_s = \frac{Mf(d-0.5h)b.h.f_{bc}}{(d-c')\sigma_{st}} \quad ; \quad A_s = \frac{Nu-b.h.f_{bc}}{\sigma_{st}} - A'_s$$

2eme cas :

$Nu\,(d - c') - Mf \leq (0.5 - \frac{c}{h})\,bh^2 f_{bc}$ →la section est simplement armée.

$$A_s = \frac{Nu-\Psi-b.h.f_{bc}}{\sigma_{st}} \qquad \text{avec : } \Psi = \frac{0.3571+\frac{n(d-c)-Mf}{bh^2 fbc}}{0.8571-\frac{c'}{h}}$$

b) Section entièrement tendue :(SET)

$$e = \frac{M_n}{Nu} < (\frac{h}{2} - c)$$

N: effort de traction**.**

C **:** Le centre de pression ce trouve entre les armatures.

$$A_{ss} = \frac{Nu}{(d-c)\sigma_{st}}.a \qquad \text{avec : } a = 0.5h\text{-}c\text{-}eu$$

$$A_{si} = \frac{Nu}{\sigma_{st}} - A_{ss}$$

V.4.Exemple de calcul pour un poteau 40x40 :

N_{max} = 1127.7 KN M_{cor} = 65.97 KN .m.

$e = \frac{M_n}{Nu} = \frac{65.97}{1127.7} = 0.058 < \frac{h}{2} - c = \frac{0.4}{2} - 0.03 = 0.17$ m.

Le centre de pression se trouve entre les armatures.

On doit vérifier la condition suivante:

$Nu\,(d - c') - Mf \geq (0.337 - 0.81\frac{c}{h})\, bh^2 f_{bc}$

Avec :

$M_f = Mu + Nu\,(\frac{h}{2} - c)$

$M_f = 65.97 + 1127.7\,(\frac{0.4}{2} - 0.03) = 257.679$KNm.

$Nu\,(d - c') - Mf = 1127.7\,(0.37-0.03) - 257.679 = 125.739$KNm…….(A)

$(0.337 - 0.81\frac{c}{h})\, bh^2 f_{bc} = (0.337 - 0.81x\frac{0.03}{0.4})\, 0.4.\, 0.4^2.14.2x10^3 = 251.056$ KNm……(B)

(B)>(A)→ la condition n'est pas vérifiée → la section est partiellement comprimée.

Calcul des armatures :

Deux cas peuvent se présenter :

$\mu_f = \frac{M_f}{bd^2 fbc} = \frac{257.679}{0.4x0.37^2x14.2x10^3} = 0.331 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow$ SSA.

La section d'armatures dans ce cas est:

$A' = 0$

- Armatures fictives : $A_f = \frac{M_f}{\beta.d\sigma_{st}} = \frac{257.679}{0.872x.0.37x\,348x10^3} = 2.29x10^{-3}m^2 = 22.9cm^2$
- Armatures réelles : $A = A_f - \frac{N}{\sigma_{st}} = 2.29x10^{-3} - \frac{1127.7}{348x10^3} = -9.50x10^{-4}m^2 = -9.50cm^2$

$A = -12.5\ cm^2 = 0\ cm^2$

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants.

V.4.1Sens longitudinal :

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à déterminer les contraintes dans le béton σ_{bc}et dans les aciersσ_{st}et à vérifier que ces contraintes sont au plus égales aux contraintes admissibles$\bar{\sigma_{bc}}$et $\bar{\sigma_{st}}$

Sections Cm^2	Sollicitations	N (kN)	M (kN.m)	es (m)	$\frac{h}{6}$ (m)	Nature	Béton				Acier			
							σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	$\bar{\sigma_{bc}}$ (MPa)		σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	$\bar{\sigma_{st}}$ (MPa)	
45x45	N_{max} - M_{cor}	1967.8	28.42	0.0144	0.075	SEC	10.20	7.22	15	CV	149.9	111.3	348	CV
	N_{min} - M_{cor}	10.6	1.79	0.1689	0.075	SPC	0.16	0	15	CV	2.09	-1.15	348	CV
	M_{zmax}- N_{cor}	1677.7	86.57	0.0516	0.075	SEC	11.90	2.90	15	CV	170.1	52.60	348	CV
40x40	N_{max} - M_{cor}	820.5	47.89	0.0584	0.066	SEC	8.31	0.98	15	CV	116.4	23	348	CV
	N_{min} - M_{cor}	93	4.9	0.0527	0.066	SEC	0.9	0.15	15	CV	12.70	3.12	348	CV
	M_{zmax}- N_{cor}	585.20	66.41	0.1135	0.066	SPC	8.76	0	15	CV	118.5	-27.9	348	CV

Tableau V.1.3 Vérifications des aciers des poteaux suivant le sens longitudinal.

V.4.2Sens transversal :

Sections Cm^2	Sollicitations	N (kN)	M (kN.m)	es (m)	$\frac{h}{6}$ (m)	Nature	Béton				Acier			
							σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Vérifications	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	$\overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	Vérifications
45x45	N_{max} - M_{cor}	1967.8	5.73	0.0029	0.075	SEC	9.01	8.41	15	CV	134.5	126.7	348	CV
	N_{min} - M_{cor}	10.6	117.64	11.09	0.075	SPC	9.25	0	15	CV	101.4	-348.4	348	CV
	M_{ymax}- N_{cor}	438.6	141.28	0.3221	0.075	SPC	12.2	0	15	CV	152.5	-234.3	348	CV
40x40	N_{max} - M_{cor}	820.5	5.88	0.0072	0.066	SEC	5.09	4.19	15	CV	75.4	63.9	348	CV
	N_{min} - M_{cor}	93	21.8	0.2344	0.066	SPC	2.83	0	15	CV	35.2	-46.80	348	CV
	M_{ymax}- N_{cor}	99.6	70.91	0.7119	0.066	SPC	8.98	0	15	CV	99.8	-295.1	348	CV

Tableau V.1.4Vérifications des aciers des poteaux suivant le sens transversal.

V.4.3 Armatures transversales :(Art7.4.2.2 RPA 91 version 99).

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 des poteaux sont calculées comme suit:

$$\frac{A_t}{s_t} = \frac{\rho_1 \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

T_u : Effort tranchant de calcul
h_1 : hauteur totale de la section brute
f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales
ρ_1 : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\begin{cases} \rho_1 = 2.50 & \text{si l'élancement géométrique: } \lambda g \geq 5 \\ \rho_1 = 3.75 & \text{si l'élancement géométrique: } \lambda g < 5 \end{cases}$$

St : Espacement des armatures transversales.

$$\begin{cases} St \leq \min(10\emptyset\ ;\ 15cm) \Rightarrow \text{en zone nodale.} \\ St \geq 15\emptyset \Rightarrow \text{en zone courante.} \end{cases}$$

$\emptyset$: Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

V.5 Vérification à l'ELU :

1- Détermination des armatures transversales : Selon le BAEL91/V99 (Art A.8.1,3) :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce, leurs rôles est de maintenir les armatures longitudinales et éviter ainsi leurs flambements.

D'après les règles du BAEL91v 99, le diamètre des armatures transversales «ϕt » est au moins égale à la valeur normalisée la plus proche du tiers (1/3) du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$\theta_t = \frac{1}{3}\theta_L^{max} = \frac{20}{3} = 6.67mm. \longrightarrow$ Soit $\theta_t = 8mm$

θ_L^{max} : est le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

2- Espacement des armatures : D'après le RPA99 version 2003. (Art.7.4.2.2)

Selon le RPA, la valeur maximale de l'espacement St des armatures transversales est fixée comme suit :

- En zone IIa :
  - ✓ Dans la zone nodale : $S_t \leq \min(10\emptyset_L\ ;\ 15cm) = 12cm \Longrightarrow S_t = 10cm$
  - ✓ Dans la zone courante : $S_t \leq 15\emptyset_L = 18cm \Longrightarrow S_t = 13cm$

Avec : $\emptyset_L = 12mm$ est le diamétre minimal des armatures longitudianels des poteaux.

3- Vérification de la quantité d'armatures transversales : (Art.7.4.2.2)

La quantité des armatures transversales donnée comme suit :

- Si $\lambda g \geq 5$ ..... $At_{min} = 0.3\%\ St \times b1$
- Si $\lambda g \leq 3$ ..... $At_{min} = 0.8\ \%\ St \times b1$
- Si $3 < \lambda g \leq 5$ ..... interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec :

b1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λg **:** Elancement géométrique du poteau. $= \frac{Lf}{a}$

Avec :

lf : longueur de flambement du poteau.

l_0: hauteur libre du poteau.

$L_f = 0.707 l_0$

- Calcul de λ_g et de A_{min} :

  - Poteau (40x40) : niv : 3- 4 - 5 et 6 l_0=3.06m

$$\lambda g = \frac{Lf}{a} = \frac{0.707 l_0}{a} = \frac{0.707 x 3.06}{0.4} = 6.4 \Longrightarrow \lambda g > 5 \Longrightarrow \frac{A_t}{(b \times S_{t)}} = 0.3\%$$

Zone nodale : $A_t^{min} = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.2 cm^2$

Zone courante : $A_t^{min} = 0.003 \times 40 \times 13 = 1.56 cm^2$

toiture ⟶ l_0=5.12m

$$\lambda g = \frac{Lf}{a} = \frac{0.707 l_0}{a} = \frac{0.707 x 5.12}{0.4} = 9.05 \Longrightarrow \lambda g > 5 \Longrightarrow \frac{A_t}{(b \times S_{t)}} = 0.3\%$$

Zone nodale : $A_t^{min} = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.2 cm^2$

Zone courante : $A_t^{min} = 0.003 \times 40 \times 13 = 1.56 cm^2$

  - ✓ Poteau (45x45) :s.sol (1 - 2 et 3)l_0=3.06m

$$\lambda g = \frac{Lf}{a} = \frac{0.707 l_0}{a} = \frac{0.707 \times 3.06}{0.45} = 7.2 \Longrightarrow \lambda g > 5 \Longrightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.3\%$$

Zone nodale : $A_t^{min} = 0.003 \times 45 \times 10 = 1.35 cm^2$

Zone courante : $A_t^{min} = 0.003 \times 45 \times 13 = 1.76\ Cm^2$

  - ✓ Poteau (45x45) :RDC l_0=5.10m

$$\lambda g = \frac{Lf}{a} = \frac{0.707 l_0}{a} = \frac{0.707 \times 5.10}{0.45} = 8 \Longrightarrow \lambda g > 5 \Longrightarrow \frac{A_t}{(b \times S_t)} = 0.3\%$$

Zone nodale : $A_t^{min} = 0.003 \times 45 \times 10 = 1.35 cm^2$

Zone courante : $A_t^{min} = 0.003 \times 45 \times 13 = 1.76\ Cm^2$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum10ϕtmin=8cm.

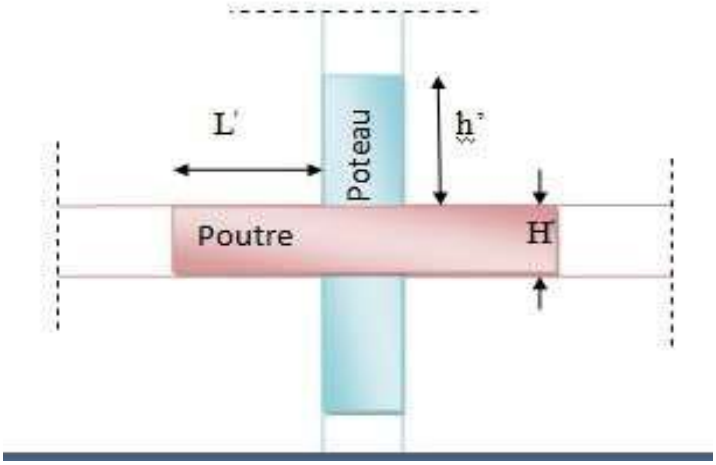
- Sens longitudinaux : XX

Sections Cm^2	Sollicitations	N (kN)	M (kN.m)	es (m)	h/2 -c (m)	Nature	As (cm^2)	As' (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Ferraillage	A (adoptée) (cm^2)
45x45	ELU	2719.20	39.58	0.0146	0.195	SEC	0	0	16,2	4HA20 + 4HA14	18,73
	GQE MAX	379.00	45.86	0.1210	0.195	SPC	0	/	16,2		
	GQE MIN	838.20	136.68	0.1631	0.195	SPC	0	/	16,2		
40x40	ELU	1127.7	65.97	0.0585	0.17	SEC	0	0	12,8	4HA16 + 4HA14	14,20
	ELU	171.30	3.34	0.0195	0.17	SPC	0	/	12,8		
	GQ MAX	567.30	108.76	0.1917	0.17	SPC	1.14	/	12,8		

- Sens transversal YY:

Sections Cm^2	Sollicitations	N (kN)	M (kN.m)	E (m)	h/2 -c (m)	Nature	As (cm^2)	As'(cm^2)	A_{min} (cm^2)	Ferraillage	A (adoptée) (cm^2)
45x45	ELU	2719.20	7.99	0.0146	0.195	SEC	/	0	16,2	4HA20 + 4HA14	18,73
	GQE MAX	379.00	12.33	0.1210	0.195	SPC	/	0	16,2		
	ELU	601.90	193.82	0.1631	0.195	SPC	/	0	16,2		
40x40	ELU	1127.7	8.19	0.0585	0.17	SEC	/	0	12,8	4HA16 + 4HA14	14,20
	ELU	171.30	11.93	0.0195	0.17	SPC	/	0	12,8		
	ELU	136.70	97.99	0.1917	0.17	SPC	/	0	12,8		

4- <u>Délimitation la zone nodale :</u>



La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous ;

h' = max $(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60cm)$

he **:** la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre principale

- Poteaux (40 x 40) :
  - ✓ 1erCas: he =3.06 m(niv3 - 4-5et6)

h'= Max (he/6;b1;h1;60) = Max $(\frac{306-45}{6}, 40,40,60cm)$
h'= Max (43.5;40;40;60) = 60cm

✓ 2ème Cas: he =5.12 m(toiture)

h'= Max (he/6;b1;h1;60) = Max ($\frac{512-45}{6}$; 40;40;60)
h'= Max (77.83;40;40;60) = 88cm

➢ Poteaux (45 x 45) :

✓ 1er Cas: (s.sol 1et2et3)he =3.06m

h'= Max (he/6;b1;h1;60) = Max ($\frac{306-45}{6} = 43.5cm$)
h'= Max (43.5;35;35;60) =60cm

✓ 2ème Cas: (RDC)he =5.10m

h'= Max (he/6;b1;h1;60) = Max ($\frac{510-45}{6}$, 30,30,60cm)
h'= Max (77.5;30;30;60)=77.5cm

5- <u>La longueur minimale des recouvrements est de:</u>

$L_r = 40\theta_L$

Ø16	Lr =40×1.6=64cm	**L r = 64cm**
Ø14	Lr =40×1.4= 56cm	**L r = 56cm**
Ø20	Lr =40×2.0=80cm	**L r = 80 cm**

6- <u>Longueur d'ancrage</u> :(BAEL91/Art : A.6.1.221) :

$l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}}$; $\tau_{su} = 0.6\ \Psi_s^2\ f_{t28}$
$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1MPa$

Ψ_s = 1.5 pour les aciers a haute adhérence.

Pour les HA20 : $l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}} = \frac{2\times400}{4(0.6\times1.5^2\times2.1)} = 70.55$ cm

Pour les HA14 : $l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.4\times400}{4(0.6\times1.5^2\times2.1)} = 49.38$ cm

Pour les HA16 : $l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.6\times400}{4(0.6\times1.5^2\times2.1)} = 56.44$ cm

7- Vérification au cisaillement : (RPA/ Art7.4.3.2)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau_b} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases} \qquad \rho_d = 0.075$$

V.6 Sections des armatures transversales :

Zone	Niveaux	section	Efforts tranchants V_U (KN)	Elancement géométrique λ_g	Coefficient correcteur ρ_d	A_t^{min} zone nodale (cm^2)	A_t^{min} zone courante (cm^2)	Section adoptée en zone courant et en zone nodale	Vérification	τ_b (MPa)	$\bar{\tau_b}$ (MPa)	Vérifications
I	s.sol 3 et 2 et 1	45x45	52.30	7.20	0.075	1.35	1.755	18.73	CV	0.277	1.875	CV
	RDC	45x45	52.30	8.00	0.075	1.35	1.755	18.73	CV	0.277	1.875	CV
II	Niv 3 et 4 et 5 et 6	40x40	52.30	6.40	0.075	1.20	1.56	14.20	CV	0.353	1.875	CV
	Toiture	40x40	52.30	9.05	0.075	1.20	1.56	14.20	CV	0.353	1.875	CV

Tableau V-7 : Vérification au cisaillement.

V.7 Vérification à L'ELS :

1- Condition de non fragilité :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est de :

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

2- Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour le cas des poteaux, nous vérifions l'état limite de compression de béton :

$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6\ f_{c28} = 15$ MPa (BAEL91/A.4.5.2)

On a deux cas à vérifier :

$$\begin{cases} \text{Si : } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \rightarrow \text{section entièrement comprimée} \\ \text{Si : } e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \rightarrow \text{section partiellement comprimée} \end{cases}$$

Mser : est le moment de flexion à l'ELS.
Nser : est l'effort normal à l'ELS.

- Vérification d'une section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton nous déterminons la position de l'axe neutre :

$y_1 = y_2 + l_c$

y_1 : La distance entre l'axe neutre a l'ELS et la fibre la plus comprimée.
y_2 : La distance entre l'axe neutre a l'ELS et le centre de pression C_p.
l_c : La distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.
y_2 : est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p.y_2 + q = 0$
Avec : $l_c = \frac{h}{2} - e_s$

$p = -3 \times l_c^2 - 90.A_s'. \frac{l_c - c'}{b} + 90A_s.\frac{d - l_c}{b}$

$q = -2 \times l_c^3 - 90.A_s'. \frac{(l_c - c')^2}{b} + 90A_s. \frac{(d - l_c)^2}{b}$

Pour la résolution de l'équation, on calcule Δ :

$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si : $\Delta \geq 0$: $t = 0.5\ (\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t} \Longrightarrow y_2 = u - \frac{p}{4.u}$
Si : $\Delta < 0 \Longrightarrow$ l'équation admet trois racines :
$y_2^1 = a.\cos(\frac{\alpha}{3})$; $y_2^2 = a.\cos(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3})$; $y_2^3 = a.\cos(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3})$
Avec : $\alpha = \arccos\left(\frac{3.q}{2.p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right)$; $a = 2.\sqrt{\frac{-p}{3}}$

Nous tiendrons pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + 1 < h$$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b.y_1^3}{3} + 15 \times [A_s \,.\, (d - y1)^2 + A'_s \,.\, (y1 - d')^2]$$

Finalement : la contrainte de compression dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{l} \,.\, y_1 \leq \sigma_{bc}$$

- Vérification d'une section entièrement comprimée :
  - Nous calculons l'aire de la section homogène totale :

    $$S = bh + 15 \times (A_s + A_S')$$

  - Nous déterminons la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

    $$X_G = 15 \times \frac{As' \times (0.5h - d') - As \times (d - 0.5h)}{bh + 15(As + As')}$$

  - Nous calculons l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh \times X_G^2 + 15 \times [A'_s \times (0.5h - d' - X_G)^2 + A_s \times (d - 0.5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_s - X_G) \times (\frac{h}{2} - X_G)}{I} \text{ sur la fibre supérieure}$$

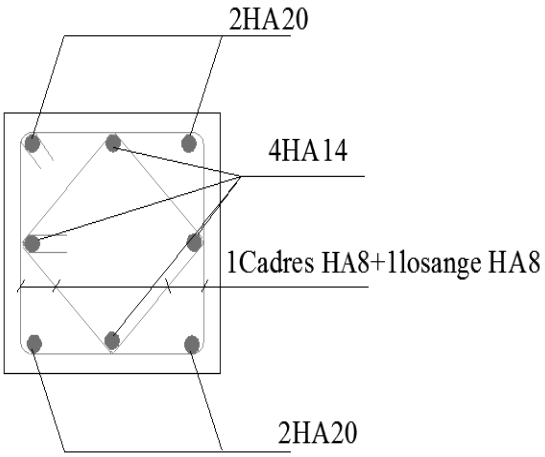
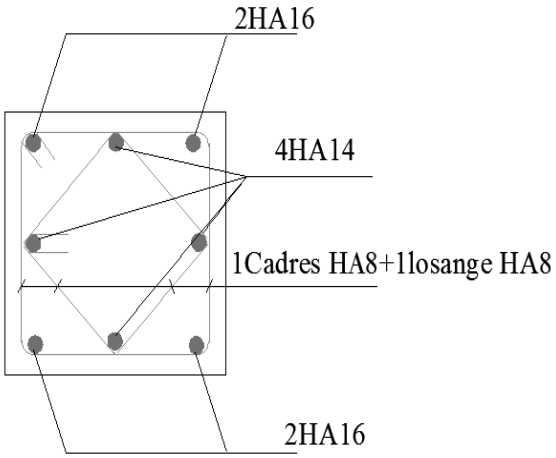
$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_s - X_G) \times (\frac{h}{2} - X_G)}{I} \text{ sur la fibre inférieure}$$

Nous vérifions que : $\max(\sigma_{sup} ; \sigma_{inf}) \leq \sigma_{bc}$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives, nous referons le calcul avec une section partiellement comprimée.

Nous avons fait la vérification des contraintes par un calcul automatique à l'aide du logiciel «Socotec».

Niveaux	Section des poteaux (cm)	Armatures longitudinales	Armatures transversales	Coupes schématique
S-SOL3 S-SOL2 S-SOL1 NIV 1 NIV 2	45x45	4HA20 + 4HA14	2 Cadres (HA8)	
NIV 3 NIV 4 NIV 5 NIV 6 toiture	40x40	4HA16 + 4HA14	2cadres (HA8)	

Ferraillage retenu pour les poteaux

CHAPITRE VI:

Ferraillage des Voiles

VI.1Introduction :

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL 91 et les vérifications selon le RPA99 version 2003.Sous l'action des forces horizontales dues au séisme ainsi que les forces verticales (charges et surcharges), les voiles sont sollicités en flexion composée.

Pour que la structure résiste à ces sollicitations et reste fonctionnelle, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Après avoir fait le calcul du ferraillage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferraillage pour un certain nombre de niveaux ; pour cela nous allons ferrailler nos voiles par zones :
Zone I : Du 3ersous-sol au 2eme niveau.
Zone II : Du 3ème au 6eme niveau.

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99) les combinaisons à considérer sont les suivantes :
0.8 G +ou - E
G + Q +ou – E

Alors que selon le BAEL.91/modifié 99, les combinaisons sont les suivantes
ELS : G +Q
ELU : 1.35 G +1.5 Q

VI.2Ferraillage des trumeaux :

Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes issues de la Résistance Des Matériaux, ensuite on en déduit les efforts normaux de traction ou de compression et à partir de ces efforts normaux on calcule les sections d'aciers nécessaires soit :

$$\sigma max=\frac{N}{B}+\frac{MV}{I} \qquad \text{et} \qquad \sigma min=\frac{N}{B}-\frac{MV\prime}{I}$$

B : Section du béton.
I : Moment d'inertie I= $\frac{bh3}{12}$
V : bras de levier, V = L voile / 2

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d)est donné par :
d ≤ min ($\frac{he}{2};\frac{2}{3}Lc$)

he : hauteur entre nus de planchers pour le voile considéré
Lc : la longueur de la zone comprimée =$\frac{\sigma max}{\sigma min+\sigma max}$xL
Lt : longueur tendue = L – Lc

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenus :

- **Section entièrement comprimée :**

$N_i=\frac{\sigma max+\sigma 1}{2}$.d.e.et $N_{i+1}=\frac{\sigma 1+\sigma 2}{2}$.d.e

Avec e : épaisseur du voile.

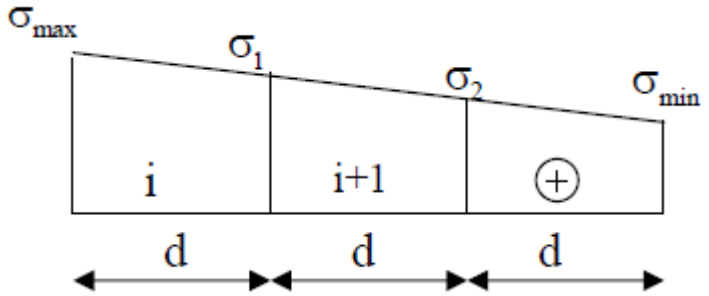


Figure VI.1 : Section entièrement comprimée

$A_V=\frac{Ni-Bxft28}{\sigma s2}$

B : section du voile et $\sigma s2$: Contrainte de l'acier.

Armatures minimales : Amin ≥ 4cm²/ml et 0.2 % ≤ $\frac{Amin}{B}$≤5%

- **Section partiellement comprimée :**

$N_i=\frac{\sigma max+\sigma 1}{2}$.d.e et $N_{i+1}=\frac{\sigma 1}{2}$.d.e

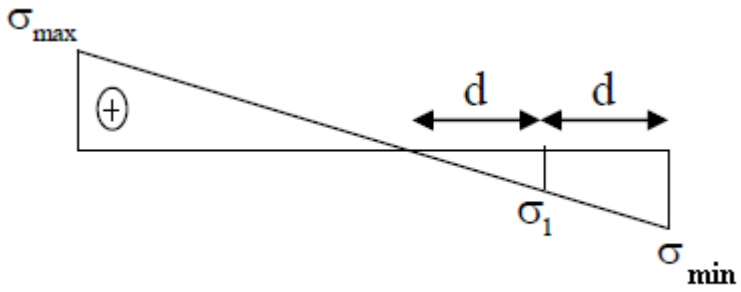


Figure VI.2: Section partiellement comprimée

$A_V=\frac{Ni}{\sigma s1}$

σs1: contrainte de l'acier à 0.2%=$\frac{fe}{\gamma s}=\frac{400}{1}$=400MPa

Armatures minimales : Amin≥ max ($\frac{B.ft28}{fe}$; $0.002B$)

- **Section entièrement tendue :**

$N_i=\frac{\sigma max+\sigma 1}{2}$.d.e

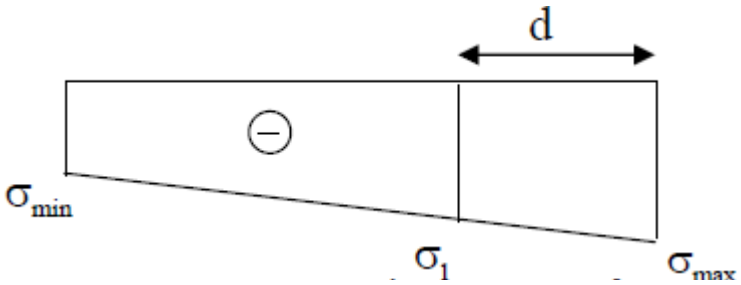


Figure VI.3 : Section entièrement tendue

$A_V=\frac{Ni}{\sigma s2}$

σs2:contrainte de l'acier à 0.2%=$\frac{fe}{\gamma s}=\frac{400}{1}$=400MPa

Armatures minimales :Amin≥ max($\frac{B.ft28}{fe}$; $0.002B$)

Avec :
B : section du béton tendue.
Nota : Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à 0.2%de la section horizontale du béton tendu.

VI.2.2 Armatures horizontales :

Exigence du RPA 99 version 2003 (Art 7.7.4.1)

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ
- Ah≥ 0.15% .B
- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Le pourcentage minimum des armatures verticale sur toute la zone tendue est de : At ≥ 0.2% b Lt
- Globalement dans le trumeau : At ≥ 0.15% .B (Art 7.7.4.2)
- Zone courante :On doit vérifier que :Ac >0.10% .Bc

A_c : Section d'armature dans la zone courante.

Exigence du BAEL91 (Art A.8.2.4)

$A_H=\frac{Av}{4}$

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

VI.2.3 Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99v2003.
Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par 4 épingles /m².

VI.2.4Armatures de couture :

Le long des jo doit s'ajouter à la section d'acier tendu nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VI.2.5Armatures pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité de voile armé par des barres verticales dont la section est donnée par A ≥ 4HA10.

VI.2.6Espacement : (Art 7.7.4.3 RPA99 version 2003)

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

$$St \leq \begin{cases} 1.5xa & a : \text{épaisseur du voile.} \\ 30cm \end{cases}$$

À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égales à 15 cm.

VI.2.7Longueur de recouvrement: (Art 7.7.4.3 RPA 99 version 2003)

Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts est possible.
- 20ϕ pour les barres situées dans la zone comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

VI.2.8Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10de l'épaisseur du voile.

VI.3 : Vérification à l'ELS :

1) On doit vérifier que : $\sigma bc = \frac{Ns}{B+15A} < \sigma_{bc} = 15$ MPa

Avec :

Ns : effort normal appliqué Ns = G + Q
B : section du béton comprimée.

A : section d'armature adoptée.

2) Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le RPA 99 v 2003 (Art 7.7.2), on doit avoir

$\tau_b = \frac{T}{b.d} \leq \overline{\tau_b} = 0.2 f_{c28}$ avec $T = 1.4 T_{u,\ calculé}$

τb : contrainte de cisaillement.

b : épaisseur du voile.

d: hauteur utile (d=0.9h) et h : hauteur de la section brute.

D'après le BAEL91 (Art A.5.1.1), on doit vérifier que

$\tau_u = \frac{T}{b.d} \leq \overline{\tau_u} = \left(\frac{0.15 x f_{cj}}{\gamma b}; 4MPa\right)$

V.3.6 : Exemple de calcul : P7

1) Caractéristiques :

Voile P7 : $N_{min} \rightarrow M_{cor}$

N=57.256 t M=323.491 t.m V=78.476 t
L=2.45m
e = 0.3m
B= 0.735 m^2
I = 0.37m^4
V=L/2=1.23 m
N_u = -57.256 t (Effort de traction)
Mu = 323.491 t.m

2) Calcul de l'excentricité :

$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{323.491}{57.256} = 5.65m.$

Le centre de pression se trouve en dehors de segment limité par les armatures, d'où la section est partiellement comprimée.

3) Calcul des contraintes :

$\sigma max = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \left(\frac{-572.56}{0.745} + \frac{3234.91 x 1.23}{0.37}\right) x 10^{-3} = 10.04 MPa.$

$\sigma min = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} = \left(\frac{-572.56}{0.745} - \frac{3234.91x1.23}{0.37}\right) x10^{-3} = -11.46$ MPa.

4) Calcul de la longueur de la zone tendue :

$Lt = \frac{\sigma max}{\sigma min + \sigma max} xL = \frac{10.04}{10.04+11.46} x2.45 = 1.14m$

Lc= L –Lt = 1.45-0.90 = 1.31 m.

$d < \min\left(\frac{he}{2} ; \frac{2}{3}Lc\right) = \min\left(\frac{3.06}{2} ; \frac{2}{3}1.31\right) = 0.87$

5) Calcul du moment par rapport à l'axe de symétrie des armatures tendues :

$M = Mu + Nu\left(d - \frac{L}{2}\right) = 3234.91 + 572.56\ (0.87 - 1.23) = 3028.78$ kN.m

6) Ferraillage du voile :

6.1 Armatures verticales :

$\mu = \frac{M}{bd^2 fbu}$ avec : $f_{bu} = \frac{0.85x25}{0.85x1.15} = 21.74$

$\mu = \frac{3828.78x10^6}{300x(870)^2x21.74} = 0.76 < \mu l = 0.392$ (SDA)

Donc β=0.676

$At = \frac{M}{\beta d \sigma s} + \frac{N}{\sigma s} = \left(\frac{3028.78}{0.676x870x400} + \frac{572.56}{400}\right) x10 = 14.44 cm^2$

6.2 Section minimale pour la zone tendue :

La section minimale qui est donnée par le RPA est :

$Atmin = 0.2\%\ bLt = 0.002 \times 30 \times 114 = 6.84 cm^2$

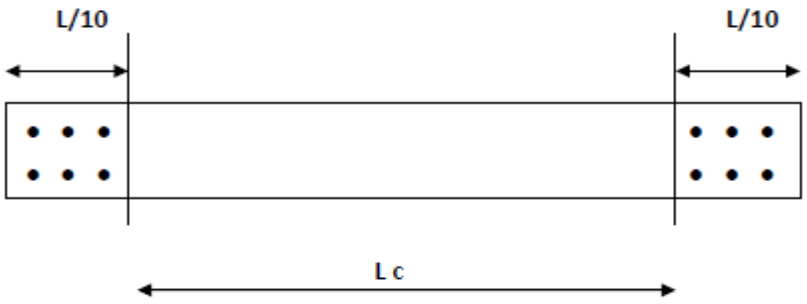
Conclusion :

$A_t = 14.44\ cm^2 > A_{min} = 6.84\ cm^2$

Donc on prend $A_t = 14.44\ cm^2 \rightarrow A_{adop} = 2x\ 7HA14 = 21.56 cm$.

6.3 Calcul des armatures verticales dans la zone courante :

Détermination de la zone courante : Lc



Lc = L – (L/10+ L/10) = 245 – 49= 196 cm.

6.4 Armatures verticales de la zone courante :

$A_c = 0.10\% \times Bc$ Avec : Bc : la section de la zone courante.

Bc = 1.96×0.3 = 0.588 m² ⇒ $A_c = 0.10\% \times Bc$ =0.001× 5880 = 5.88 cm².

Soit 2× (6HA14) ⇒ $A_{adopté}$ = 18.48cm². espacement = 20

6.5 Section minimale dans tout le voile : (**Article 7.7.4.3 RPA 99 modifié2003)**

$A_{min}=\max\left(\frac{Bft28}{fe}; 0.15\%B\right)$=max (38.58 ; 11.03) cm²=38.58cm²

6.6 Armatures totales :

$A_{tot}= A_t + A_c = 18.48+ 21.56 = 40.04cm^2 \geq A_{min}=38.58 \Rightarrow$CV

La section totale adoptée par nappe est :

7HA14 $S_t = 20$ cm

6HA14 $S_t = 20$ cm

6.7 Armatures de couture :

$A_{vj}=1.1\frac{1.4Tu}{fe}=1.1\frac{1.4x78.476x10^2}{400}$=27.46 cm²

6.8 Armature horizontale par nappe :

$A_H \geq \max\left(\frac{Avad}{4}\right.$; 0.15%B)=max(10.01 ;11.025)=11.025cm²

Soit A_H = 8HA14 =12.32 cm ² avec S_t = 20 cm .

6.9 Armature transversale :

Les deux nappes d'armature sont reliées par 4 épingles en HA8 par mètre carré de surface verticale.

7) Vérification à l'ELS :

On doit vérifier que $\sigma_b < \sigma_b^{bar} = 15$ MPa.

$$\sigma b=\frac{Ns}{B+15A}=\frac{Ns}{B+15A}=\frac{1470.2x10^3}{0.735x10^6+15x40.04x10^2}=1.99MPa$$

$\sigma_b = 1.99$ MPa $< \sigma_b^{bar} = 15$ MPa ……condition vérifiée.

8) Vérification de la contrainte de cisaillement :

A. D'après le RPA 99 version 2003 **(Art 7.7.2)**

$\tau_b \leq \tau_b^{bar} = 0.2f_{c28} = 5$ MPa .

$$\tau b=\frac{T}{bx0.9L}=\frac{1.4x78.47x10^4}{300x0.9x2450}=1.66MPa \Rightarrow \tau_b\ 1.66\ MPa \leq \tau_b^{bar} = 5\ MPa \Rightarrow CV$$

B. D'après le BAEL91 **(Art A.5.1.1)**

$\tau_u \leq \tau_u^{bar}=3.33$MPa

$$\tau u=\frac{Tu}{b\ x\ 0.9L}=\frac{78.47x10^4}{300x0.9x2450}=1.19MPa \Rightarrow \tau_u= 1.19 \leq \tau_u^{bar} = 3.33MPa \Rightarrow CV$$

L'ensemble des calculs sont donné sous forme de tableaux pour les voiles P76 et P10 sur tous les niveaux :

a)Voile P10 :

e=0.30m ; L=2.45m

Zone	N t	M t.m	Tu t	OBS	Lt m	Lc m	σ_{max} MPa	σ_{min} MPa	At cm²	Ac cm²	At min cm²	Ac min cm²	At Adop (cm²)	Ac adop (cm²)	Ferraillage adopté	
															Zone D'extrémité	Zone médiane
I	-57.25	324	78.5	SPC	1.2	1.3	10.04	-11.46	14.4	0	6.84	5.88	21.56	18.48	2x (7HA14)	2x (6HA14)
II	-43.02	91.2	105	SPC	1.5	1	2.45	-3.62	16	6.65	8.76	2.97	18.06	9.02	2x (8HA12)	2x (4HA12)

Tableau VI.1: Ferraillage du voile P10

Vérification :

Zone	τ_b MPa	$\overline{\tau_b}$ MPa	Obs	τ_u MPa	$\overline{\tau_u}$ MPa	Obs	Ns t	Atotale cm²	σ_b MPa	$\overline{\sigma_b}$ MPa	Obs
II	2.22	5	CV	1.58	3.33	CV	94.32	98.56	2.03	15	CV
I	1.66	5	CV	1.19	3.33	CV	147.02	40.04	1.99	15	CV

a)Voile P6:

e=0.30m ; L=5m

Zone	N (t)	M t.m	Tu t	OBS	Lt m	Lc m	B m²	σ_{max} MPa	σ_{min} MPa	At cm²	Ac cm²	At min cm²	Ac min cm²	At Adop cm²	Ac adop (cm²)	Ferraillage adopté	
																Zone D'extrémité	Zone médiane
I	-32.9	695	111	SPC	2.6	2.4	1.5	5.33	-5.77	53.8	10.94	15.54	7.23	56.26	13.54	2x(14HA16)	2x (6HA12)
II	-20.19	280	80.4	SPC	2.7	2.4	1.5	2.1	-2.37	22.3	4.84	15.9	7.05	24.64	9.02	2x (8HA14)	2x (4HA12)

Tableau VI.2 : Ferraillage du voile P6

Vérification :

Zone	τ_b MPa	$\overline{\tau_b}$ MPa	Obs	τ_u MPa	$\overline{\tau_u}$ MPa	Obs	Ns t	Atotale cm²	σ_b MPa	$\overline{\sigma_b}$ MPa	Obs
II	0.83	5	CV	0.59	3.33	CV	477.82	326.56	0.75	15	CV
I	1.15	5	CV	0.82	3.33	CV	1274.39	326.56	1.04	15	CV

CHAPITRE VII:

Etude de l'infrastructure

VII.1Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).
Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaitre les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs.

➢ Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.
Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur,
- Les semelles continues sous poteaux ;
- Les semelles isolées ;
- Les radiers.

➢ Fondations profondes :

Elles sont utilisés dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas ou le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits ;

VII.2 Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur étude de sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de 2 bars comme contrainte admissible du Sol à une profondeur de 1m.

VII.2.1 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder ;
- La nature du terrain et sa résistance ;
- Profondeur du bon sol ;
- Le tassement du sol.

Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N_{ser} » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

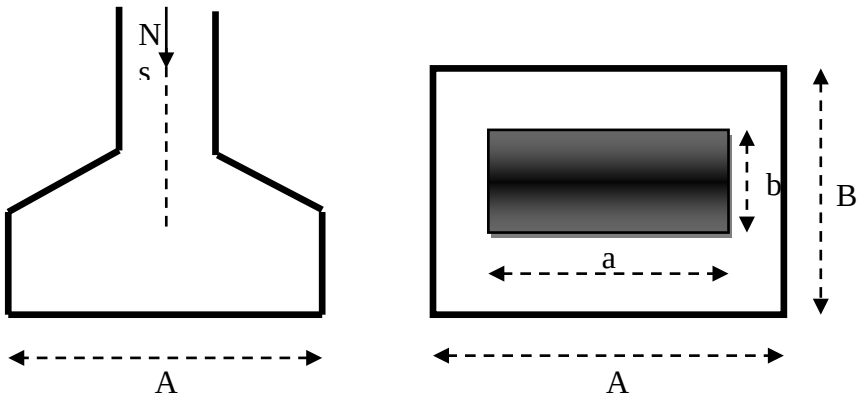
Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \quad \text{(Poteau carré).}$$

D'où $B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol}}}$

Exemple : $N_{ser} = 1395.9 KN$, $\overline{\sigma}_{sol} = 200 KN/m^2$ $\Rightarrow$ $B^2 = 6.99\ m^2$

Remarque : Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.



Semelles filantes :

- **Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B\ L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{sol}$ = 200KN/m^2=0,20MPa)

B : Largeur de la semelle ;
G et Q : charge et surcharge à la base du voile ;
L : longueur de la semelle sous voile ;

$$\Rightarrow \quad B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}\ L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

Voile	N_{ser}	L (m)	B (m)	S = B x L (m^2)
P1	1197.2	4.1	1.46	5.98
VT1	1475.9	5	1.48	7.40
P2	387.2	1.1	1.76	1.93
P3	987.3	3.3	1.50	4.95
P4	1453.5	4.1	1.77	7.25
VT1'	1810.3	5	1.81	9.05
P4	432.5	1.1	1.97	2.16
P5	1040.4	3.3	1.58	5.20
				St =43.92

Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal)

Voile	N_{ser}	L (m)	B (m)	S = B x L (m^2)
VL2'	1229.6	5.3	1.16	6.15
P6	1640.3	6	1.37	8.22
VL2	1212.2	5.3	1.14	6.04
VL1	532.8	1.45	1.84	2.68
VL1'	462.0	1.45	1.60	2.32
				St =25.41

Tableau VII.2: Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal)

La surface des semelles filantes sous les voiles est : St = 69.33 m^2.

➢ **Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :**

a) Hypothèse de calcul :

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivants une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b) Etape de calcul :

_ Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$

_ Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

_ Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$$q_{min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

Column	N_s (KN)	e_i (m)	$N_i e_i$(KN.m)	M_i(KN.m)
(c7)	1966.4	-4.15	-8160.56	28.42
(c12)	1500.5	-0.15	-225.08	0.94
(c15)	1426.4	3.85	5491.64	1.74
	R=4893.3		$\sum$ =-2893.97	$\sum$ =31.10

On a : e = -0.59 m $< \frac{L}{6} = \frac{13.50}{6} =$ 2.23 m $\Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{4839.3}{13.50} \times \left(1 + \frac{3 \times -0.59}{13.50}\right) = 311.47\, kN/m$$

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{311.47}{200} = 1.56m \quad on\ prend \quad B = 1.60m$$

On aura donc, $S = 1.60 \times 13.50 = 21.6m^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

$$S_p = 21.6 \times 3 = 64.80\,m^2$$

$$S_t = S_p + S_V$$

$$S_t = 64.80 + 69.33 = 134.13 m^2$$

La surface totale de la structure : $S_{st} = 15.90 \times 13.50 = 214.65 m^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{134.13}{214.65} = 0{,}62$$

$S_t > 50\ \%\ S_{st}$

La surface des semelles représente 62 %

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à 50 % de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

Calcul du radier général :

Un radier est définit comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux et les voiles de l'ossature.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleur répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution ;

➢ **Pré dimensionnement du radier :**

Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25$ cm)

Selon la condition forfaitaire :

a) Sous voiles :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \Rightarrow 0.57 \leq h \leq 0.91$$

h : épaisseur du radier

L_{max} : distance entre deux voiles ou deux poteaux successifs.

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de h = 90cm.

b) Sous poteaux :

➢ ***Dalle :***

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} \Rightarrow h_d \geq \frac{457}{20} = 22.85cm \Rightarrow$ Soit h_d = 30 cm

➢ ***Nervure :***

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à :

$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{457}{10} = 45.7cm \Rightarrow$ Soit h_n =100 cm

Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e$ Ce qui conduit à : $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface K= 40 MPa pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déférée $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86MPa$

L_{max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$D'où : h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.57\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.92m$

On prend h_n = 100cm.

Largeur de la nervure :

$0.4h_n \leq b \leq 0.7\ h_n = 40cm \leq b \leq 70$ cm Soit b_n = 50 cm

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

h_r = 100cm ⟶ Hauteur totale du radier.

h_n = 100 cm ⟶ Hauteur de la nervure

b_n = 50 cm ⟶ Largeur de la nervure.

h_d = 30 cm ⟶ Hauteur de la dalle.

➢ **Détermination des efforts :**

On prend comme surface du radier celle du bâtiment.

Remarque :

Le BAEL, nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suite :

$$h_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2};30\,cm\right)=\max\left(\frac{100}{2};30\,cm\right)=50cm$$

On opte pour un débord deh$_{déb}$= 50 cm

D'après le calcul, la surface du débord :

$S_{débord}$ = (13.50x 0.5 + 15.90x0.5) x2 = 29.4 m^2

*Donc :*la surface totale du radier :

S_{rad} =S_{bat} +S_{deb} = 214.65 + 29.4 = 244.05 m^2

a) Charge permanente :

Pdalle = Sradier ×hd× ρb=(214.65 x 0.30 x 25)

Gdalle=1609.88KN

P nerv = bn×(hn – hd) ×L× n ×ρb=(0.5×(1-0.30)×15.90×3×25)

Gnerv=417.38KN

Poids rad = (Pds de la dalle) + (Pds de la nervure)

G_{rad} = 2027.26 KN.

G bâtiment= 30040.6 KN (Tiré à partir du logiciel Etabs)

Gt = G bâtiment + G radier = 30040.6+ 2027.26 = 32067.86 KN

Gt=32067.86KN

b) charge d'exploitation

Q bâtiment =4040.3 KN (Tiré à partir du logiciel Etabs)

Q radier= 5×S radier=5×244.05 = 1220.25 KN

Q radier=1220.25 KN

Q tot =Q bâtiment +Q radier =4040.3+1220.25 = 5260.55KN

Qt=5260.55KN

c) Combinaisons d'actions :

G bâtiment= 30040.6 KN (Tiré à partir du logiciel Etabs)

Q bâtiment =4040.3 KN (Tiré à partir du logiciel Etabs)

L'ELU : $N_u = 1{,}35 \cdot G + 1{,}5 \cdot Q = 46615.26\,KN$

L'ELS : $N_s = G + Q = 34080.90\,KN$

➢ **Détermination de la surface nécessaire du radier :**

L'ELU : $S_{nrad} \geq \frac{N_u}{1{,}33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{46615.26}{1{,}33 \times 200} = 175.24\, m^2$

L'ELS : $S_{nrad} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{34080.90}{200} = 170.41 m^2$

D'où :

$S_{nrad} = \max(S_{rad}; S_{rad}) = 175.24\, m^2$

$S_{rad} = 244.05 m^2 > S_{nrad} = 175.24\ m^2$ Condition vérifiée

➢ **Vérifications :**

Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left\{\frac{0{,}15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right\}$$

$b = 1m$; $d = 0{,}9.h_d = 0{,}9 \times 0{,}30 = 0{,}27\, m$

$$T_u^{max} = q_u \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{46615.26 \times 1}{238.17} \times \frac{4.57}{2} = 446.27\ kN$$

$$\tau_u = \frac{446.27}{1 \times 0.27} = 1652.85\, kN/m^2 = 1.65\, MPa$$

$$\bar{\tau} = \min\left\{\frac{0{,}15 \times 25}{1{,}5}; 4MPa\right\} = 2{,}5\, MPa$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée

b) Vérification à l'effort sous pression :

$P \geq \alpha \times S_{radier} \times \gamma \times Z$

P : poids total à la base du radier.

Z : profondeur de l'infrastructure Z = 1.00 m

α : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement α = 1.5

$P = G_t = 32067.86$ KN

$\alpha \times S_{rad} \times \gamma \times Z = 1.5 \times 244.05 \times 10 \times 1 = 3660.75$ KN

$P = 32067.86 KN \geq (\alpha \times S_{rad} \times \gamma \times Z) = 3660.75$ KN $\Rightarrow$ (condition vérifiée).

Donc : Pas de risque de soulèvement de la structure.

V-3 - Vérification au poinçonnement :

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq (0{,}07 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}) / \gamma_b$$

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).

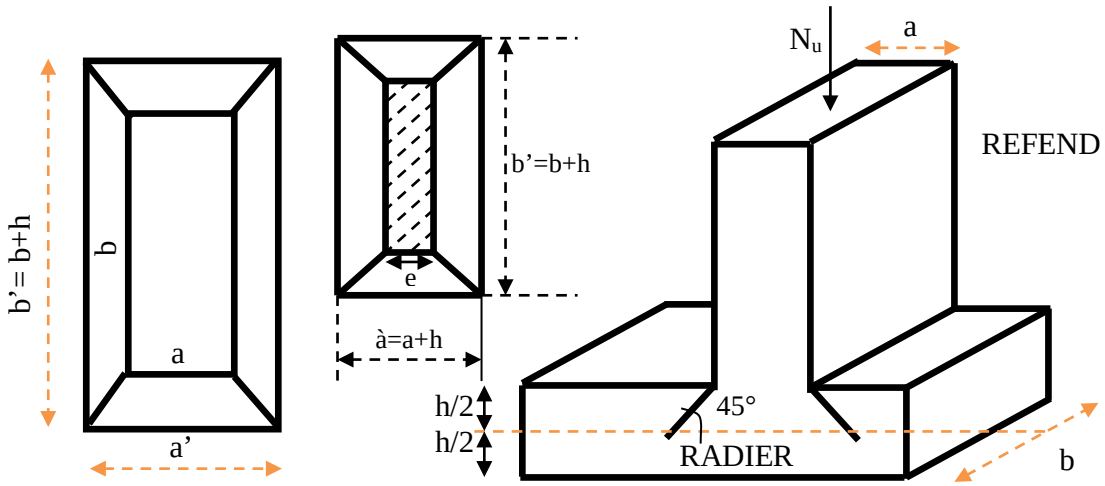


Figure VII.1 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

Calcul du périmètre utile μ_c :

- ***Poteau :***

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0{,}45 + 0{,}45 + 2 \times 1) = 5.8\,m$$

N_u =2717.2 l KN effort normal maximum (poteau C7)

$$N_u < (0{,}07 \times 5.8 \times 1 \times 25000) / 1.5 = 6766.66\ KN$$

- ***Voile :***

N_u =2477.3 KN effort normal maximum (voile P6)

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.3 + 5 + 2 \times 1) = 7.3\ m$$

$$N_u = 1556.199$$

$$N_u < 0{,}07 \times 7.3 \times 1 \times 25000 = 12775\ KN$$

c) Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- ✓ Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- ✓ Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$M = M_0 + T_0 \times h$

Sens longitudinal : (Tiré à partir du logiciel)

M_{0x} =47117.56 KN.m.

T_{0x} =4085.2 KN.

Mx= 47117.56 +4085.2 X 1=51202.76 KN m.

Sens transversal : (Tiré à partir du logiciel)

M_{0y} =63128.31 KN.m.

T_{0y} =3036.9KN.

My= 63128.31 + 3036.9X 1= 66165.21 KN m.

Avec :

Mj(K=0) : Moment sismique à la base de la structure ;

Tj(K=0) : Effort tranchant à la base de la structure ;

h =1.00m : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3\cdot\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

L'ELU : $\sigma_m = \frac{3\cdot\sigma_1 + \sigma_2}{4} \le 1{,}33\cdot\sigma_{SOL}$

L'ELS : $\sigma_m = \frac{3\cdot\sigma_1 + \sigma_2}{4} \le \sigma_{SOL}$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I}\cdot V$$

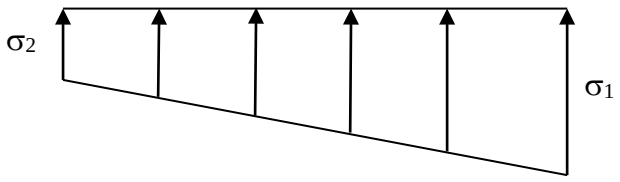


Figure VII.2 : Diagramme des contraintes

➢ ***Calcul du centre de gravité du radier :***

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 6m \ ; \qquad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 7.80m$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

a) Moment d'inertie du radier :

$I_{xx} = 4522.14\,m^4$

$I_{yy} = 3259.99\,m^4$

- **Sens longitudinal**

  - A l'ELU

    M_X= 51202.76KN

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot XG = \frac{46615.26}{244.05} + \frac{51202.76}{3259.99} \times 6 = 285.24KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot XG = \frac{46615.26}{244.05} - \frac{51202.76}{3259.99} \times 6 = 96.76KN/m^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 285.24 + 96.76}{4} = 238.12KN/m^2 \ ; \ 1{,}33\sigma_{SOL} = 1{,}33 \times 200 = 266KN/m^2$$

$\sigma_m < 1{,}33 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

  - A l'ELS

    M_X= 51202.76KN

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot XG = \frac{34080.90}{244.05} + \frac{51202.76}{3259.99} \times 6 = 233.85KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot XG = \frac{34080.90}{244.05} - \frac{51202.76}{3259.99} \times 6 = 45.45KN/m^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 233.85 + 45.45}{4} = 186.75KN/m^2 \ ; \ \sigma_{SOL} = 200KN/m^2$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$ Condition vérifiée

- **Sens transversal**

  - A l'ELU

    M_y= 66165.21KN.m

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{46615.26}{244.05} + \frac{66165.21}{4522.14} \times 7{,}8 = 305.11 KN/m^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{46615.26}{244.05} - \frac{66165.21}{4522.14} \times 7{,}8 = 76.89 KN/m^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 305.11 + 76.89}{4} = 248.06 KN/m^2 \quad ; \quad 1{,}33\sigma_{SOL} = 1{,}33 \times 200 = 266/m^2$$

$\sigma_m < 1{,}33 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

  - A l'ELS

    M_y= 66165.21KN.m

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{34080.90}{244.05} + \frac{66165.21}{4522.14} \times 7{,}8 = 253.76 KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{34080.90}{244.05} - \frac{66165.21}{4522.14} \times 7{,}8 = 25.54 KN/m^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 253.76 + 25.54}{4} = 196.7 KN/m^2 \quad ; \quad \sigma_{SOL} = 200/m^2$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

➢ **Ferraillage du radier :**

Ferraillage de la dalle :

Le radier se ferraille comme une dalle pleine renversée s'appuyant sur les nervures qui sont à sa partie supérieure et soumis à la réaction du sol.
On distingue deux cas :

a) 1er Cas :

Si ρ< 0,4 la flexion longitudinale est négligeable.

$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8}$ Et $M_{oy} = 0$ avec $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ $avec(L_x < L_y)$

b) 2eme Cas :

Si 0,4 ≤ρ ≤1 ; les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

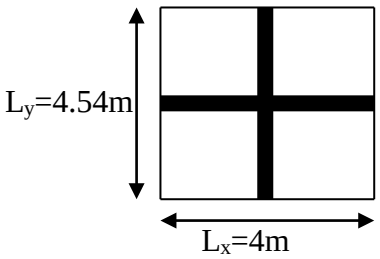
Les coefficients μ_x , μ_y sont données par les tables de PIGEAUD.

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferraillage et de facilité la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

Identification du panneau :

L_x= 4.54 m ;L_y= 4 m



$$\rho = \frac{L_u}{L_y} = \frac{4}{4.54} = 0.88$$

$0,4 \le \rho \le 1 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

Pour le calcul du ferraillage, soustrairons de la contrainte maximale σ_M^{max}, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

L'E.L.U :

$$q_{um} = \sigma^{MAX}{}_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 248.06 - \frac{2027.26}{244.05} = 239.75 kN/m^2$$

L'E.L.S :

$$q_{sm} = \sigma^{MAX}{}_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 196.7 - \frac{2027.26}{244.05} = 188.39 kN/m^2$$

Calcul a' L ELU :

q_u =239.75 KN/m^2

$$\rho = 0.88 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0.0478 \\ U_y = 0.740 \end{cases}$$

Calcul des moments M_{0X} et M_{0Y} :

$$M_{0X} = u_x \times q_x l_x^{\,2} = 0{,}0478 \times 239.75 \times (4^2) = 183.36\,KN$$
$$M_{0Y} = u_y \times M_{0X} = 0.740 \times 183.36 = 135.69\,KN$$

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments seront minorisés en leurs affectant un coefficient de (-0,5) aux appuis et (0,75) en travée.

Ferraillage dans le sens x - x :

- ***Aux appuis :***

M_{app} = -0,5M_{0x}= $-0{,}50 \times 183.36 = -41.68KN$

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{41.68 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14{,}2} = 0{,}040 \langle u_l = 0{,}392$$

La section est simplement armée.

$u_u = 0{,}040 \rightarrow \beta = 0{,}98$ (Tableau)

$$A_{sa} = \frac{M}{Bd\sigma_{stt}} = \frac{41.68 \times 10^3}{0{,}98 \times 27 \times 348} = 4.53cm^2$$

Soit : $4HA14 = 6.16\,Cm^2 / ml$;

Avec : S_t = 20 cm < min (3h, 33 cm) .

- ***En travée :***

$Mt = 0{,}75 \times 183.36 = 137.52$ KN

$$\mu_u = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{137.52 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14{,}2} = 0{,}132 \prec U_l = 0{,}392$$

La section est simplement armée.

$\mu_u = 0{,}132 \rightarrow \beta = 0{,}929$ (Tableau)

$$A_{st} = \frac{Mt}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{137.52 \times 10^3}{0{,}929 \times 27 \times 348} = 15.75cm^2$$

Soit : $8HA16 = 16.07\,Cm^2 / ml$

Avec : S_t = 20 cm < min (3h, 33 cm).

Ferraillage dans le sens y - y :

- ***Aux appuis :***

$M_{app} = -0{,}5M_{0x} = -0{,}50 \times 135.69 = -67.84\,KN$

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{67.84 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14{,}2} = 0{,}066 \langle u_l = 0{,}392$$

La section est simplement armée.

$u_u = 0{,}066 \rightarrow \beta = 0{,}966$ (Tableau)

$$A_{sa} = \frac{M}{Bd\sigma_{stt}} = \frac{67.84 \times 10^3}{0{,}966 \times 27 \times 348} = 7.47 cm^2$$

Soit : $6HA14 = 9.24 Cm^2 / ml$;

Avec : S_t = 25 cm < min (3h, 33 cm)

- ***En travée :***

$Mt = 0{,}75 \times 135.69 = 101.76\,KN$

$$\mu_u = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{101.76 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14{,}2} = 0.098 \prec U_l = 0{,}392$$

La section est simplement armée.

$\mu_u = 0{,}098 \rightarrow \beta = 0{,}948$ (Tableau)

$$A_{st} = \frac{Mt}{B \times d \times \sigma_{st}} \frac{101.76 \times 10^3}{0{,}948 \times 27 \times 348} = 11.42\,cm^2$$

Soit : $6HA16 = 12.05 Cm^2 / ml$

Avec : S_t = 20 cm < min (3h, 33 cm).

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

$$A_{min} = \omega_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - L_x / L_y}{2}$$ *Avec* : ω_0 = 0,0008 pour HA Fe E400

Sens x – x : $A_{min} = 0{,}0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0.88}{2} = 2{,}54 cm^2 / ml$

Sens y – y : $A_{min} = 0{,}0008 \times 100 \times 30 = 2{,}4\ cm^2 / ml$

Aux appuis :
$$A_{ua}^{x} = 4.53\,cm^2 > A_{\min} = 2{,}54\,cm^2/ml \rightarrow \text{condition vérifiée}$$
$$A_{ua}^{y} = 7.47\,cm^2 > A_{\min} = 2{,}4\,cm^2/ml \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

En travée :
$$A_{ut}^{x} = 15.75\,cm^2 > A_{\min} = 2{,}54\,cm^2/ml \rightarrow \text{condition vérifiée}$$
$$A_{ut}^{y} = 11.42\,cm^2 > A_{\min} = 2{,}4\,cm^2/ml \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Calcul à LELS :

$$q_s = 188.39 KN/m^2$$

$$\rho = 0.88 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0{,}.0478 \\ \mu_y = 0.74 \end{cases}$$

Calcul des moments M_u, M_y .

$$M_{0x} = \mu_u \times q_s \times L_x^{\,2} = 0{,}0478 \times 188.39 \times (4)^2 = 144.08\ KN.m$$
$$M_{0y} = \mu_y \times M_u = 0.74 \times 144.08 = 116.62 KN.m$$

Calcul des moments M_a, M_t dans les sens.

Sens xx :

$$M_{app} = -0{,}5 M_{0x} = -0{,}5 \times 144.08 = -72.04\ KN.m$$
$$M_t = 0{,}75 M_{0x} = 0{,}75 \times 144.08 = 108.06 KN.m$$

Sens yy :

$$M_{app} = -0{,}5 M_y = -0{,}5 \times 116.62 = -58.31\ KN.m$$
$$M_t = 0{,}75 M_y = 0{,}75 \times 116.62 = 87.47 KN.m$$

Vérification des contraintes dans le béton :

On peut se disposer de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

❖ Vérification de la condition suivante : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 x f_{c28} = 0.6 x 25 = 15 MPa$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma s}{k1} \sigma_s = \frac{Ms}{\beta 1 x A s x d}$; $\rho_1 = \frac{100 x A s}{b x d}$

sens	Zone	Ms [KN.m]	$A_{(ELU)}$ (cm^2)	ρ_1	K_1	B_1	σ_s(MPa)	σ_{bc} (M)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	obs
X-X	Appuis	72.04	6.16	0.23	235.0	0.980	441.98	1.88	15	CV
	Travée	108.06	16.07	0.60	55.42	0.929	268.08	4.83	15	CV
Y-Y	Appuis	58.31	9.24	0.340	132.10	0.966	241.95	1.83	15	CV
	Travée	87.47	12.05	0.450	81	0.948	283.59	3.50	15	CV

Tableau VII.3 : vérification des contraintes à l'ELS.

➢ **Ferraillage du débord :**

Avant de passer au ferraillage du débord, il faut vérifier est ce que on à une console courte (Annexe BAEL91).

Pour la vérification on à : d >l ou d > 2a

Avec :

L : longueur sur laquelle la charge appliquée est répartie.

a: distance du point d'application de la résultante de la charge au nu de la section d'encastrement.

D : la hauteur utile, c'est-à-dire la distance du centre du gravité de supérieures de section A au parement le plus comprimé.

D =27cm < l=2a=54cm.....Condition non vérifiée.

Conclusion :

Le débord est assimilé à une console de longueur 50cm encastré d'un côté et libre de l'autre, soumise à une charge uniformément repartie.

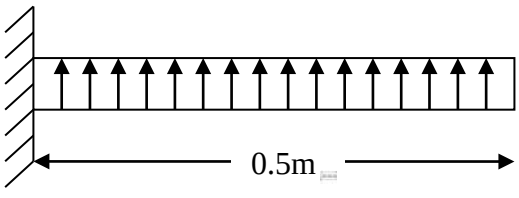


Figure VII.3 : schéma statique de débord

1. **Sollicitation de calcul :**

L'ELU: $q_u = 239.75\ KN/m^2$

$$M_u = -\frac{q_u \cdot l^2}{2} = -\frac{239.75 \times 0.50^2}{2} = -29.96 KN.m$$

L'ELS : $q_s = 188.39 KN/m^2$

$$M_S = -\frac{q_s \cdot l^2}{2} = -\frac{188.39 \times 0.50^2}{2} = -23.55 KN.m$$

2. **Calcul des armatures :**

b=1m ; d=27cm ; f_{bc}=14.2MPa ; σ_s=348MPa.

$\mu_u = \frac{M_u}{b.d^2 . f_{bu}} = \frac{29.96 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.029 < \mu = 0.392 \Longrightarrow$ (S.S.A)

$\mu = 0.029 \Longrightarrow \beta = 0.824$

$A_u = \frac{M_u}{\beta\ d\ \sigma_s} = \frac{29.96 \times 10^3}{0.824 \times 27 \times 348} = 3.87 cm^2$

Vue que les armatures du débord sont inferieur à celle du tablier ; et pour une meilleur disposition les armatures du tablier vont être prolongées.

Donc on opte pour le même ferraillage dans les deux sens.

- Sens x-x : Soit :

8HA16 = 16.07 cm^2/ml

Avec : S_t = 20 cm.

- Sens y-y : Soit :

6HA16 = 12.05 cm^2/ml.

Avec : S_t = 20 cm

3. **Armatures de répartition :**

$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{4.51}{4} = 1.13 cm^2 \Longrightarrow$ On prend 2HA12 /ml = 2,26cm^2, avec un espacement de 20 cm

Vérification à L'ELU :

Vérification de la condition de non fragilité :

$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times ft_{28}}{fe} = \frac{0.23 \times 1000 \times 270 \times 2.1}{400} = 3.26 cm^2$

$A_u=4.51cm^2 > A_{min}=3.26cm^2$ $\Longrightarrow$ Condition vérifiée

Donc on adopte 4HA12/ml

Vérification à L'ELS :

❖ Vérification de la condition suivante : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

$\sigma_{bc}^{bar}=0.6xfc_{28}=0.6x25=15MPa$

$\sigma_{bc}=\frac{\sigma s}{k1}\sigma_s=\frac{Ms}{\beta 1 x Asx d}$; $\rho_1=\frac{100xAs}{bxd}$

Sens	Zone	M_s	$A_{(ELU)}$	ρ_1	K_1	β_1	σ_s	σbc	σb_{c-}	obs
x-x	Travée	23.55	16.07	0.60	25.98	0.878	61.81	2.38	15	vérifié
y-y	Travée	23.55	12.05	0.45	39.95	0.909	79.63	1.99	15	vérifié

VII.2.2.4 Ferraillage de la nervure :

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis ; soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol ;qui se transmettent aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes, 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 (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique. Cas de chargement trapézoïdal :

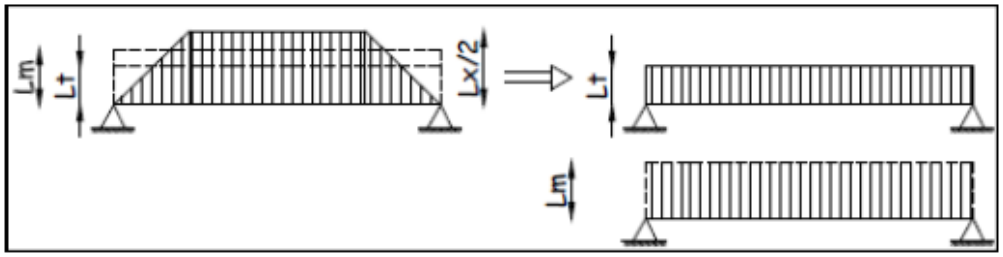


Figure VII.4 : Présentation des charges simplifiée.

Deux types de chargement peuvent se présenter :

1er Cas : Chargement triangulaires :

Moment fléchissant :$L_m = 0.333 \times L_x$.

Effort tranchant : $L_t = 0.25 \times L_x$.

2ème Cas : Chargement trapézoïdale :

Moment fléchissant :$L_m = L_x . (0.5 - \rho x^2/6)$.

Effort tranchant : $L_t = L_x . (0.5 - \rho x^2/4)$.

- **Pour les moments fléchissants :**

$Q_{Mu} = q_u . L_m$

$Q_{Ms} = q_s . L_m$.

- **Pour les efforts tranchants:**

$Q_u = q_u . L_t$

$Q_s = q_s . L_t$

- **Détermination des charges :**

A L'ELU :

$q_u = (\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{nerv}}{S_{nerv}}) = (248.06 - \frac{2027.26}{244.05} - \frac{417.38}{73.5}) = 245.43 KN.$

A L'ELS :

$q_s = (\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{nerv}}{S_{nerv}}) = (196.7 - \frac{2027.27}{244.05} - \frac{417.38}{73.5}) = 194.07$ KN.

Avec:

Longueur de la nervures= $(L_x \times n) + (L_y \times n) = (13.50x5)+(15.90x5) = 147m$.

n : le nombre de file dans une direction considérée.

Surface de la nervures= $((L_x \times n) + (L_y \times n)) \times bn = (13.50x5)+(15.90x5) \times 050 = 73.5m$.

- **Détermination des charges Sens transversal :**

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	**panneau**	**lx**	**ly**	**ρ**	**chargement**	**lm**	**Lt**	**q_u**	**q_s**	**Q_u**	**ΣQ_u**	**Q_s**	**ΣQ_s**	**Q_u**	**ΣQ_u**	**Q_s**	**ΣQ_s**
A-B	**1**	**4.17**	**4.57**	**0.91**	**triangle**	**1.39**	**1.04**	**245.43**	**194.07**	**341.15**	**719.11**	**269.76**	**568.63**	**255.25**	**544.86**	**201.83**	**430.83**
	2	**4.54**	**4.55**	**0.98**	**trapézoïdale**	**1.54**	**1.18**	**245.43**	**194.07**	**377.96**		**298.87**		**289.61**		**229.00**	
B-C	**1**	**4**	**4.57**	**0.87**	**triangle**	**1.33**	**1.00**	**245.43**	**194.07**	**326.42**	**652.84**	**258.11**	**516.22**	**245.43**	**490.86**	**194.07**	**388.14**
	2	**4**	**4.54**	**0.88**	**triangle**	**1.33**	**1.00**	**245.43**	**194.07**	**326.42**		**258.11**		**245.43**		**194.07**	
C-D	**1**	**4**	**4.57**	**0.87**	**triangle**	**1.33**	**1.00**	**245.43**	**194.07**	**326.42**	**652.84**	**258.11**	**516.22**	**245.43**	**490.86**	**194.07**	**388.14**
	2	**4**	**4.54**	**0.88**	**triangle**	**1.33**	**1.00**	**245.43**	**194.07**	**326.42**		**258.11**		**245.43**		**194.07**	
D-E	**1**	**3.9**	**4.57**	**0.85**	**triangle**	**1.30**	**0.98**	**245.43**	**194.07**	**319.06**	**638.12**	**252.29**	**504.58**	**240.52**	**478.59**	**190.19**	**378.44**
	2	**3.87**	**4.54**	**0.85**	**triangle**	**1.30**	**0.97**	**245.43**	**194.07**	**319.06**		**252.29**		**238.07**		**188.25**	

➢ **Détermination des charges Sens longitudinal :**

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	**panneau**	**lx**	**ly**	**ρ**	**chargement**	**lm**	**Lt**	**q_u**	**q_s**	**Q_u**	**ΣQ_u**	**Q_s**	**ΣQ_s**	**Q_u**	**ΣQ_u**	**Q_s**	**ΣQ_s**
A-B	**1**	**4.17**	**4.57**	**0.91**	**trapézoïdale**	**1.50**	**1.22**	**245.43**	**194.07**	**368.15**	**733.84**	**291.11**	**580.27**	**299.42**	**603.75**	**236.76**	**477.41**
	2	**4**	**4.57**	**0.87**	**trapézoïdale**	**1.49**	**1.24**	**245.43**	**194.07**	**365.69**		**289.16**		**304.33**		**240.65**	
B-C	**1**	**4.54**	**4.55**	**0.99**	**triangle**	**1.51**	**1.14**	**245.43**	**194.07**	**370.60**	**733.84**	**293.05**	**580.27**	**279.79**	**579.21**	**221.24**	**458.00**
	2	**4**	**4.54**	**0.88**	**trapézoïdale**	**1.48**	**1.22**	**245.43**	**194.07**	**363.24**		**287.22**		**299.42**		**236.76**	
C-D	**1**	**1.55**	**4.62**	**0.33**	**triangle**	**0.52**	**0.39**	**245.43**	**194.07**	**127.62**	**255.79**	**100.92**	**178.55**	**95.72**	**188.98**	**75.69**	**149.44**
	2	**0.92**	**1.55**	**0.59**	**trapézoïdale**	**0.40**	**0.38**	**245.43**	**194.07**	**98.17**		**77.63**		**93.26**		**73.75**	
D-E	**1**	**2.83**	**4.87**	**0.58**	**triangle**	**0.94**	**0.71**	**245.43**	**194.07**	**230.70**	**338.69**	**182.43**	**267.82**	**174.26**	**279.79**	**137.79**	**221.24**
	2	**0.92**	**2.83**	**0.32**	**trapézoïdale**	**0.44**	**0.43**	**245.43**	**194.07**	**107.99**		**85.39**		**105.53**		**83.45**	

Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

- ✓ **Sens transversal :**

a) Diagramme des moments fléchissant (ELU) :

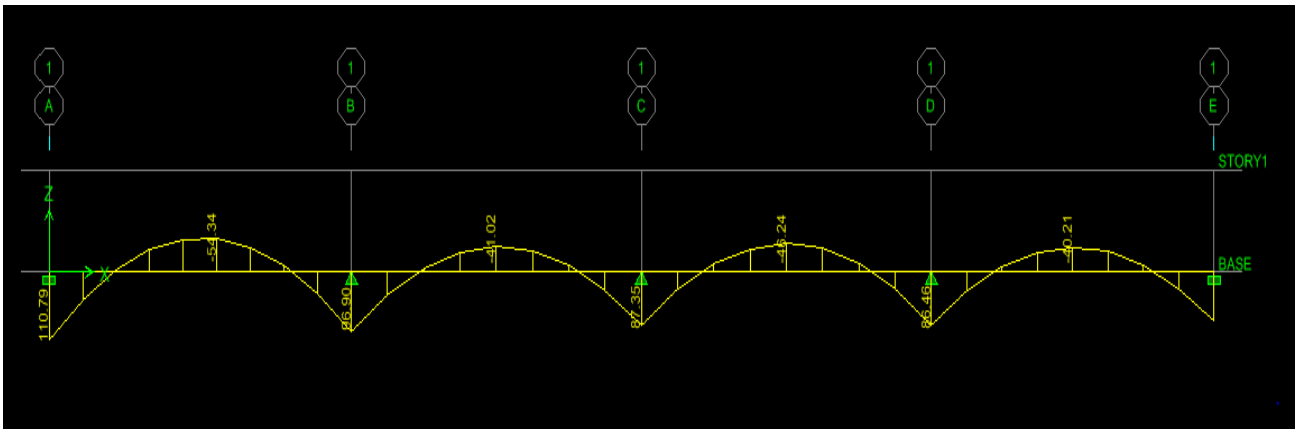


Figure VII.5 : diagramme des moments fléchissants l'ELU.

b) Diagramme des moments fléchissant (ELS) :

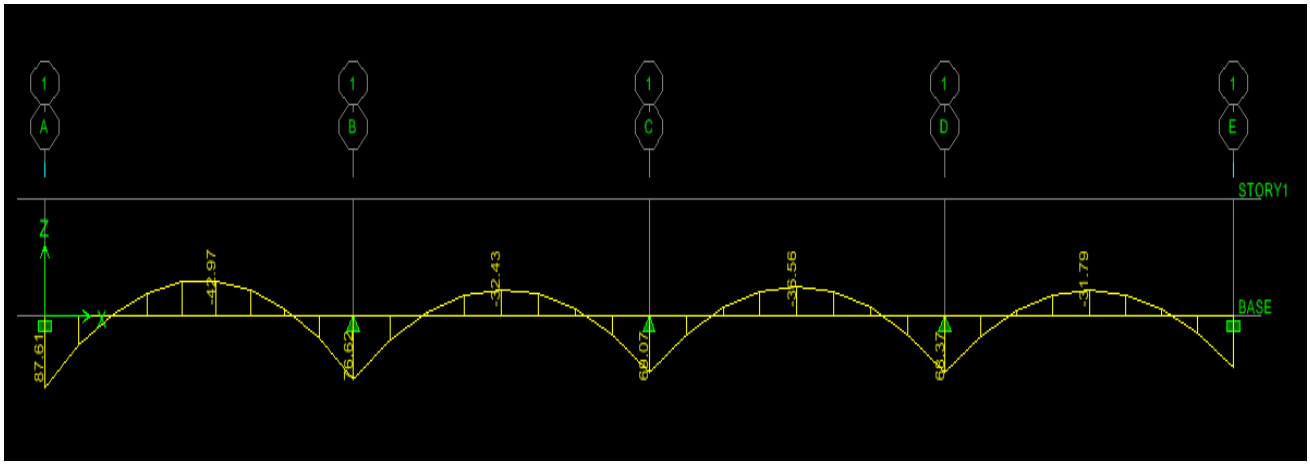


Figure VII.6 : Diagramme des moments fléchissants à L'ELS.

c) Diagramme des efforts tranchants (ELU) :

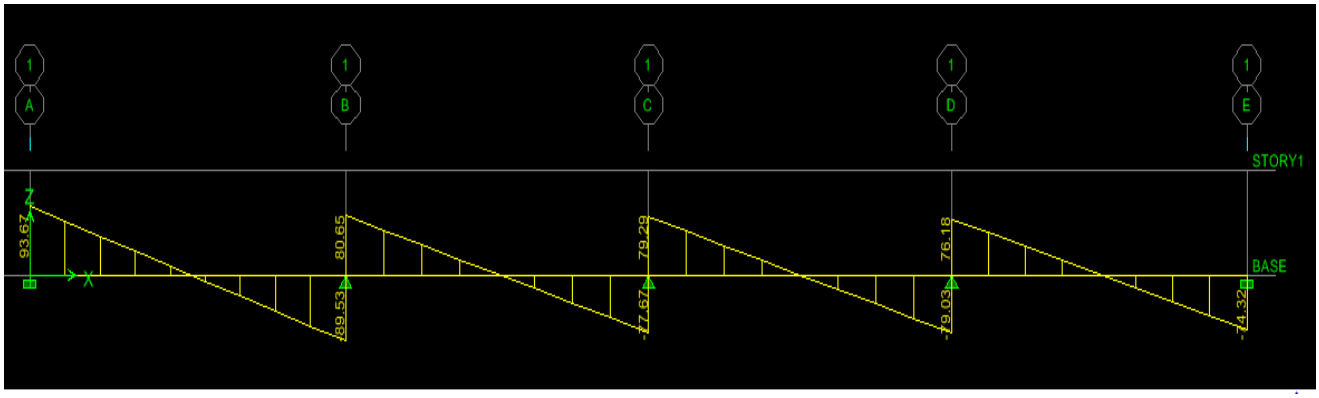


Figure VII.7 : diagramme des efforts tranchant à L'ELU.

✓ **Sens longitudinal :**

d) Diagramme des moments fléchissant (ELU) :

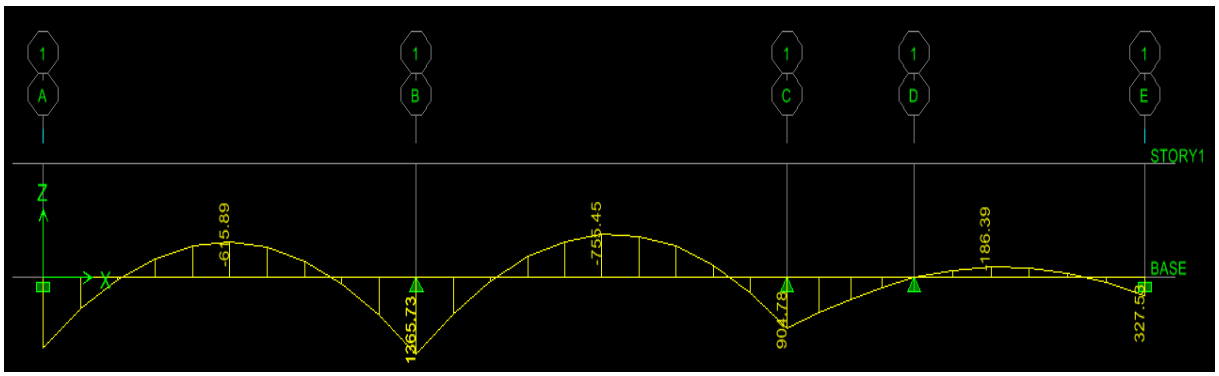


Figure VII.8 *:* diagramme des moments fléchissant l'ELU.

e) Diagramme des moments fléchissant (ELS) :

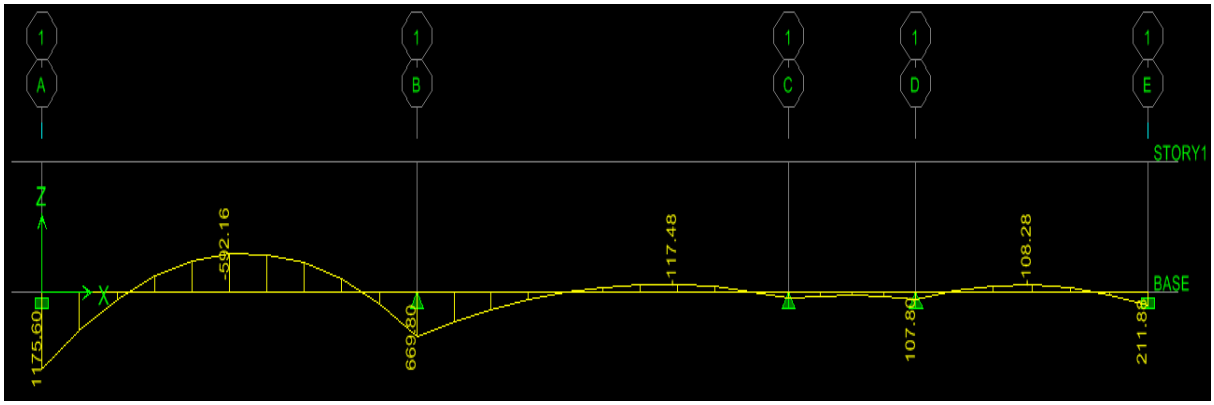


Figure VII.9 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELS.

f) Diagramme des efforts tranchants (ELU) :

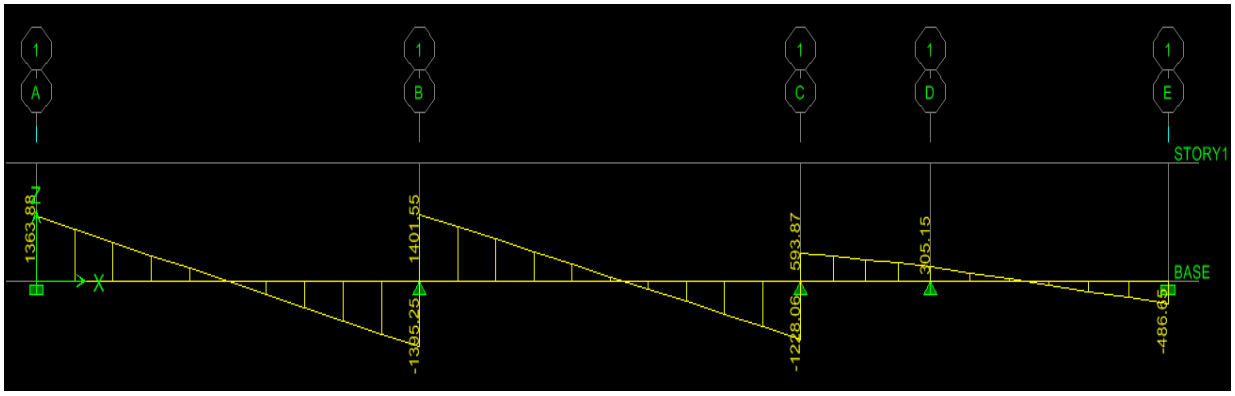


Figure VII.10 : diagramme des efforts tranchant à L'ELU.

- **Sollicitation maximales :**

Sens transversal :

$M_{tu\ max}$=-543.4 KN.m
$M_{au\ max}$=110.79KN.m
$M_{ts\ max}$=-429.7KN.m
$M_{as\ max}$=876.1 KN.m
$T_{u\ max}$=936.7KN.m

Sens longitudinal :

$M_{tu\ max}$=-755.45 KN.m
$M_{au\ max}$=1365.73KN.m
$M_{ts\ max}$=-592.16KN.m
$M_{as\ max}$=1175.6 KN.m
$T_{u\ max}$=-129.525KN.m

- **Ferraillage :**

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :
b = 50 cm, h =100cm, d = 97 cm, f_{bc} = 14, 2 MPa, σ_{st} = 348 MPa

Exemple de calcul :

M_t^{max} = -543.4KN.m ; M_a^{max} =1107.9KN.m

Aux appuis :

$\mu_u = \frac{M_a^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1107.9 \times 10^3}{50 \times 97^2 \times 14.2} = 0.166 < 0.392$ ⇨ section simplement armée.

$\mu_u = 0.166 \Longrightarrow \beta = 0{,}909$

$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1107.9 \times 10^2}{0.392 \times 97 \times 34.8} = 29.16\ cm^2$ Soit : 6HA20 +6HA16= 30.9cm^2

		M (KN.	μ	β	A_{cal} (cm^2)	Choix	A_{ado} (cm^2)
longitudinal	Appui	1365.73	0.204	0.885	40.71	8HA16+8HA20	41.2
	Travée	-755.45	0.112	0.940	23.08	8HA16+6HA14	25.32
transversal	Appui	1107.9	0.166	0.909	29.16	6HA16+6HA20	30.9
	Travée	-543.4	0.082	0.957	16.82	6HA14+6HA14	18.48

Tableau VII.4: ferraillage des nervures à L'ELU.

Vérification à l'ELU :

a) **Condition de non fragilité :**

$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times ft_{28}}{fe} = \frac{0.23 \times 50 \times 97 \times 2.1}{400} = 5.86 cm^2$.

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

$A_{adopté} = 38.06 cm^2 > A_{min} = 5.86 cm^2 \Longrightarrow$ Condition vérifiée.
$A_{adopté} = 17.28 cm^2 > A_{min} = 5.86 cm^2 \Longrightarrow$ Condition vérifiée.
$A_{adopté} = 48.36 cm^2 > A_{min} = 5.86 cm^2 \Longrightarrow$ Condition vérifiée.
$A_{adopté} = 24.38 cm^2 > A_{min} = 5.86 cm^2 \Longrightarrow$ Condition vérifiée.

b) **Contrainte de cisaillement :**

Sens transversal :

$T_u^{max} = 936.7 KN$

$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} \leq \overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa \right\} = 2.5MPa$

$\tau_u = \frac{936.7 \times 10^3}{500 \times 970} = 1.93MPa \leq \overline{\tau_u} = 2.5MPa \Longrightarrow$ Condition vérifiée.

Sens longitudinal :

$T_u^{max} = 936.7 KN$

$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} \leq \overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa \right\} = 2.5MPa$

$\tau_u = \frac{936.7 \times 10^3}{500 \times 970} = 0.04MPa \leq \overline{\tau_u} = 2.5MPa \Longrightarrow$ Condition vérifiée.

c) Espacement des armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66mm$$

Soit le diamètre des armatures transversales $\emptyset = 8mm$
On prend un cadres et un étrier de $\emptyset = 8mm$

- En zone nodale :

$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_L \right\} = \left\{ \frac{100}{4} ; 12 \times 1.4 \right\} = 16,8$ cm $\Rightarrow$ Soit St= 15cm.

- En zone courante :

$S_t \leq \frac{h}{2} = 50cm \Rightarrow$ Soit $S_t = 20cm$.

d) Armatures transversales minimales :

$\emptyset \leq \min(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \emptyset l)$

Soit : $\emptyset_l = 20$

➢ Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$A_t^{min} = 0{,}003 \times S_t \times b$

Zone nodale :

$A_t^{min} = 0.003x15x50\ cm^2 = 2.25$

Zone courante :

$A_t^{min} = 0.003x20x50 = 3$

1) Vérification à l'ELS :

On peut se disposer de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée:

$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc_{28}}{100}$ avec $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

	Zone	Mu	Ms	γ	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc_{28}}{100}$	Observation
X-X	Appui	1365.73	1175.6	1.16	0.2882	0.33	CV
	Travée	775.45	592.16	1.30	0.1489	0.40	CV
Y-Y	Appui	1107.9	876.1	1.26	0.2284	0.38	CV
	Travée	543.4	429.7	1.27	0.1071	0.39	CV

Tableau VII.4 : vérification des contraintes à l'ELS

2) <u>Les armatures de peau (BAEL/Art B.6.6 ,2) :</u>

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 $3cm^2$ par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est :

$A_p=3cm^2$ /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.

VII.3Étude du voile périphérique :

Afin de relier l'infrastructure à la superstructure dans le sol, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique qui reprendra les charges verticales et horizontales provenant du séisme et des poussées des terres.
Le voile périphérique assure un chainage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il permet de remplir les fonctions suivantes :

- ✓ limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations ;
- ✓ transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

VII.3.1 Calcul du voile périphérique sous l'effet des poussées des terres :

Dimensionnement:

D'après le RPA99/version 2003(Art 10.1.2), le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:
- Épaisseur ≥ 15 cm : on adopte une épaisseur e = 20 cm
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).

La hauteur du voile périphérique = 3.06 m.

Détermination des sollicitations:

Dans notre cas, le voile est en plus d'être un élément de contreventement et aussi un écran travaillant comme étant une dalle pleine encastré sur 4 cotés dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.
K0 : Coefficient de poussée.
γd : Poids spécifique du remblai γd = 1.8 t/m3.
φ : Angle de frottement de remblai φ = 35°.
K0 = 0.52

Avec:
à l'ELU :
$\sigma_H = K_0 . \sigma_V = K_0 (1.35 \gamma h + 1.5 q)$
$h=0m \rightarrow \sigma_{H1} = 0.52 (1.35 \times 1.8 \times 0 + 1.5 \times 1) = 0.78 t/m^2$
$h=3.06m \rightarrow \sigma_{H2} = 0.52 (1.35 \times 1.8 \times 3.06 + 1.5 \times 1) = 4.65 t/m^2$

à l'ELS :
$\sigma_H = K_0 . \sigma_V = K_0 (\gamma h + q)$
$h = 0m \rightarrow \sigma_{H1} = 0.52 (1.8 \times 0 + 1) = 0.52 t/m^2$
$h = 3.06m \rightarrow \sigma_{H2} = 0.52 (1.8 \times 3.06 + 1) = 3.38 t/m^2$

$$K0 = \frac{1 - \sin(\varphi)}{\cos(\varphi)}$$

•Calcul des pressions des terres :

ELU **:** Pu= $\frac{3\sigma_{h2}+\sigma_{h1}}{4}$ x1m = $\frac{3\times 0.78+4.65}{4}$ x1 = 1.75 t/ml

ELS: Ps= $\frac{\mathbf{3\sigma_{h2}+\sigma_{h1}}}{\mathbf{4}}$ x1m = $\frac{3\times 0.52+3.38}{4}$x1= 1.24/ml

VII.3.2 Ferraillage du voile périphérique :

Méthode de calcul :

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées sur 4 cotés au niveau des poutres et des poteaux.

Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis. Le panneau considéré est un panneau de intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0,75
- Moment en appuis :0,5

Identification des panneaux :

lx =3.06 m,ly = 6.52 m → α =$\frac{Lx}{Ly}$=0.46> 0.4⇒ le panneau travaille dans les deux sens.

- ELU :α ⇒ 0.46 = ux =0.1002 uy =0.250

•Sens x-x : M0x= μx.q. lx 2 . = 0.1002 × 1.75 ×3.062 = 1.64 t .m²
•Sens y-y: $M0_y$= μ_y.M_x. =0.250 × 1.64 = 0.41 t.m²

Calcul à l'ELU:

$$\upsilon = 0;\ \rho = 0.46 \Longrightarrow \begin{cases} \mu x = 0.1002 \\ \mu y = 0.250 \end{cases}$$

Aux appuis :

M_a = 0.5M0x = 0.5 × 1.64 = 0.82t.m

En travée :

Mt = 0.75M0x = 0.75 × 1.64 = 1.23t.m

Sens Y-Y :

Aux appuis :

$M_a = 0.5M0y = 0.5 \times 0.41 = 0.21$ t.m

En travée :

$Mt = 0.75M0y = 0.75 \times 0.41 = 0.31$ KN.m

Calcul à l'ELS :

$$\upsilon = 0.2;\ \rho = 0.46 \Rightarrow t_y = \begin{cases} t_x = 0.1032 \\ 0.341 \end{cases}$$

$M_{0x} = t_x\, q_s\, l_x^2 = 0.1032 \times 1.24 \times 3.06^2 = 1.20$ tm

$M_{0y} = t_y\, M_{0x} = 0.341 \times 1.20 = 0.41$ tm

- Correction des moments :

Sens X-X :

Aux appuis :

$M_a = 0.5M0x = 0.5 \times 1.20 = 0.6$.m

En travée :

$Mt = 0.75M0x = 0.75 \times 1.20 = 0.9$ t.m

Sens Y-Y :

Aux appuis :

$M_a = 0.5M0y = 0.5 \times 0.41 = 0.21$t.m

En travée :
$Mt = 0.75M0y = 0.75 \times 0.41 = 0.31$t.m.

VII.3.3 Ferraillage à l'ELU :

Armatures longitudinales :

Le ferraillage se fera pour une bande de 1 m, en considérant le moment maximal au niveau des appuis et en travée.

$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}}$; $f_{bu} = 14,2$ MPa

$A = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma_s}$

$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 17 \times \frac{2,1}{400} = 2.05\ cm^2$

- Le tableau suivant résume les résultats de ferraillage à l'ELU:

Sens		Mu t.m	μ_u	μ_1	Obs	β	A cm^2	Amin cm^2	Aado cm^2	Choix des barres	st (cm)
XX	Appuis	0.82	0.02	0.392	SSA	0.990	1.4	2.05	7.7	5HA14	15
	Travée	1.23	0.034	0.392	SSA	0.983	2.11	2.05	7.7	5HA14	15
YY	Appuis	0.21	0.005	0.392	SSA	0.998	0.36	2.05	7.7	5HA14	15
	Travée	0.31	0.008	0.392	SSA	0.996	0.53	2.05	7.7	5HA14	15

Tableau VII.5 : Ferraillage en travées et aux appuis à l'ELU.

Recommandation du RPA :

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0.1%B) dans les deux sens (horizontal et vertical) :

(b=1m=100cm ; h : épaisseur du voile = 20cm)

$A \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 20 = 2,00\ cm^2$.

- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles/m2 de HA8.

Etat limite dans le béton :

Contrainte dans l'acier : nous devons donc s'assurer que : $\sigma \leq \bar{\sigma s}$

$\bar{\sigma s} = \min(\frac{2}{3}fe ; \max(0.5fe ; 110\sqrt{\eta f_{tj}})) = 201.63MPA$

Et que dans le béton

$\rho 1 = \frac{100As}{bxd} = \frac{100 \times 7.7}{100 \times 17} = 0.452 \Rightarrow \beta_1 = 0.8975 \Rightarrow K_{1=33.78}$

$\sigma_s = \frac{Ms}{As \times \beta \times d} < 15$ MPa;

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma s}{k1}$

Sens		M_s (t.m)	A_{st}	$\rho 1$	$\beta 1$	K_1	σ_s	$\overline{\sigma_s}$	σ_b	Obs
X-X	Appui	0.6	7.7	0.452	0.8975	33.78	101.4	201,63	3.00	OK
	Travée	0.9	7.7	0.452	0.8975	33.78	48.23	201,63	1.43	Ok
Y-Y	Appui	0.21	7.7	0.452	0.8975	33.78	17.87	201,63	0.53	Ok
	Travée	0.31	7.7	0.452	0.8975	33.78	16.61	201,63	0.49	Ok

Vérification à l'ELS :

On peut se disposer de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée:

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc_{28}}{100} \quad \text{avec} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	Zone	Mu(t.m)	Ms	γ	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc_{28}}{100}$	Observation
X-X	Appui	0.82	0.6	1.36	0.025	0.43	CV
	Travée	1.23	0.9	1.36	0.043	0.43	CV
Y-Y	Appui	0.21	0.21	1	0.006	0.25	CV
	Travée	0.31	0.31	1	0.010	0.25	CV

Tableau VII.6 : vérification des contraintes à l'ELS

Conclusion générale

Quand le projet nous a été confié, Nous avions conscience de la grande tâche à la quelle nous avions affaire vu la géométrie complexe de la structure. Nous avons fait notre possible pour bien mener ce travail. Apres les différentes étapes de calcul nous avons relevés les aspects positifs et négatifs de cette étude.

Les aspects positifs :

- Le pré dimensionnement s'est fait en respectant les formules, en évitant le surdimensionnement des sections.
- La modélisation nous a permis de comprendre le comportement de la structure vis-àvis de l'action sismique en essayant d'éviter une période trop élevée en rigidifiant les éléments de contreventement en disposant les voiles d'une façon optimale.
- Notre type de ferraillage s'est fait pour chaque élément avec ses efforts internes propres et nous avons remarqué que les sections adoptées sont moins importantes si nous avons ferraillé avec l'effort max des éléments qui ne leurs sont pas propres.

L'aspect économique est pris en considération, toute en respectant les vérifications sécuritaires.

Les aspects négatifs :

- Nous avons souhaité avoir un contreventement mixte, dont répartition des charges sismiques sont équitables entre les voiles et les portiques, mais après différents essais de dispositions de voile, les résultats nous ont donné un contreventement par des voiles porteurs ce qui signifie que les portiques ont un rôle de contreventement négligeable devant les voiles. Les efforts sont importants ce qui nous ramène à un surcout économique.
- Nous avons également souhaité d'éviter la torsion dans le mode fondamental, mais après différents essais de redimensionnement et de dispositions de voile, mais vu la forme irrégulière de la structure les résultats nous ont toujours donné la torsion on mode fondamental.
- Une durée du temps importante pour l'étude et le calcul de ferraillage dans chaque élément avec ses efforts propres.

Cette étude nous a permis de bien comprendre certain phénomènes et comportements, une interprétation approchée pour le résultat de l'analyse dynamique et d'acquérir l'essentiel pour la vie active.

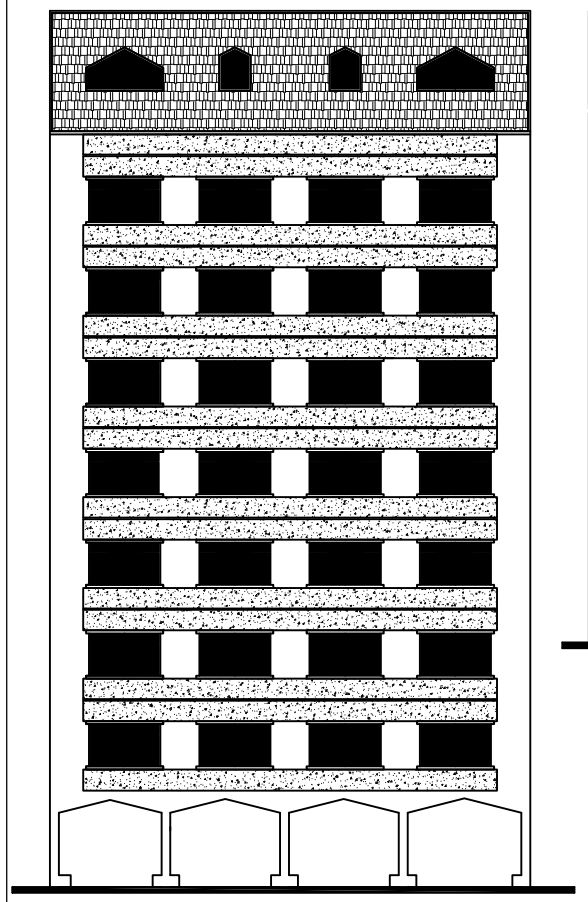
Nous espérons que ce modeste travail puisse aider les promotions à venir.

Bibliographie

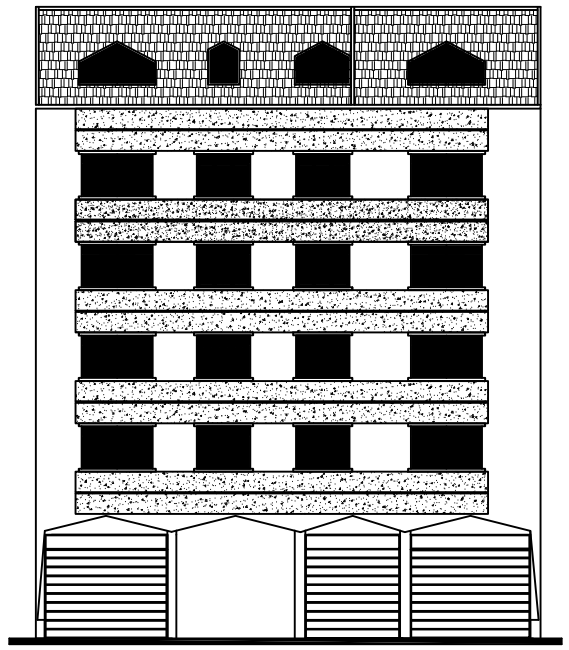
- *Règles parasismiques algérienne RPA99 (version 2003).*
- *Document technique réglementaire (DTR B.C.2.2) ; Charges permanentes et surcharges d'exploitation.*
- *Cours de béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN).*
- *Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.*
- *Cours et TD (Béton, MDS et RDM) des années de spécialité.*
- *Tables de Pigeaud et tables de calcule à l'ELU et l'ELS.*
- *Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.*

Logiciels utilisés :

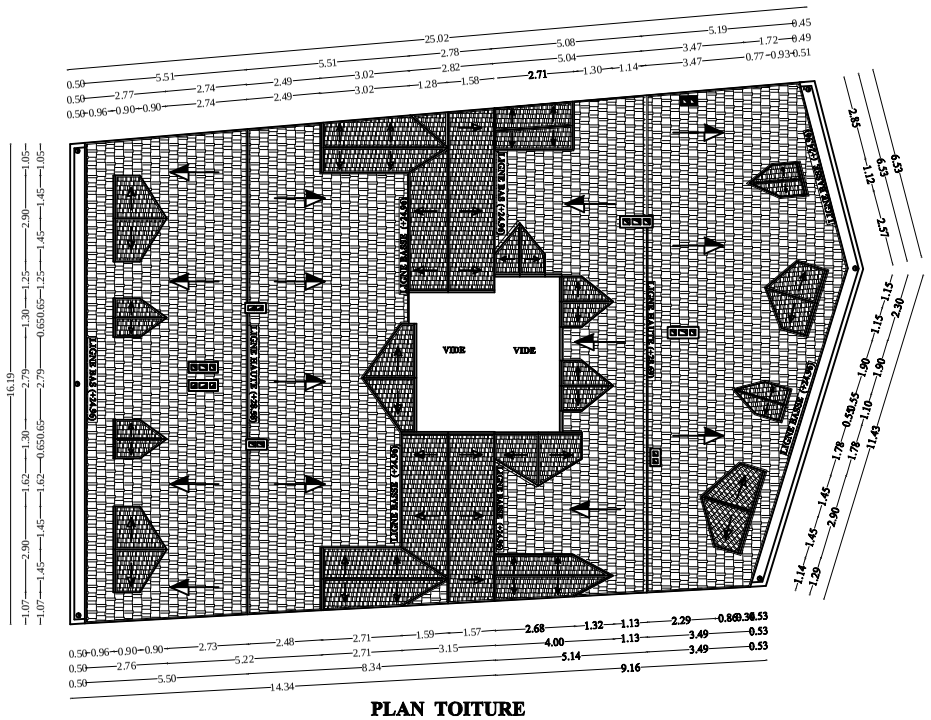
- *ETABS 9.6*
- *Autocad*
- *Snaglt 9 (Outil capture)*
- *Word*
- *Power point*
- *Excel*
- *Logiciel Genicad 2010*



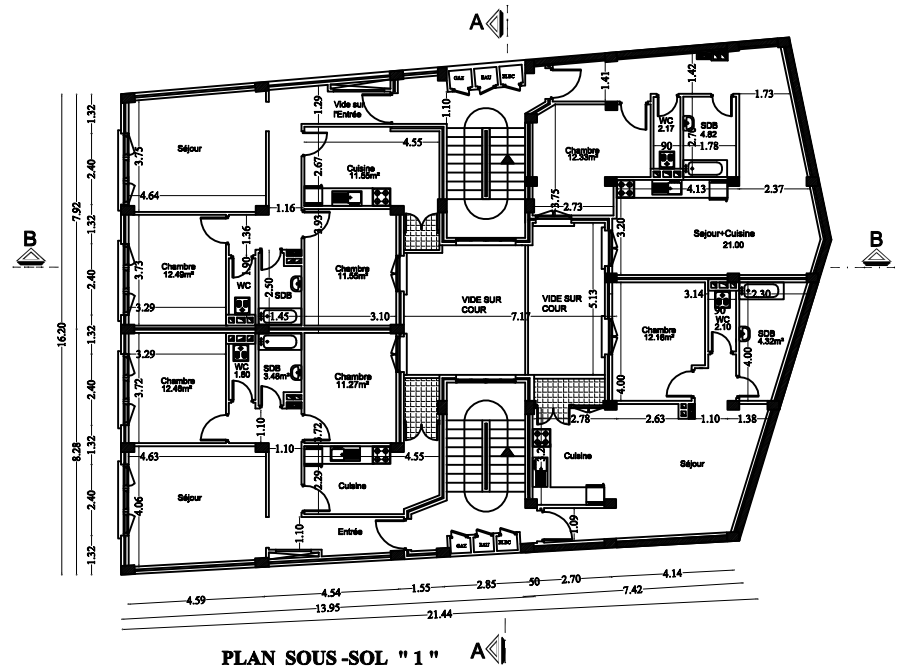
FACADE POSTERIEURE



FACADE PRINCIPALE

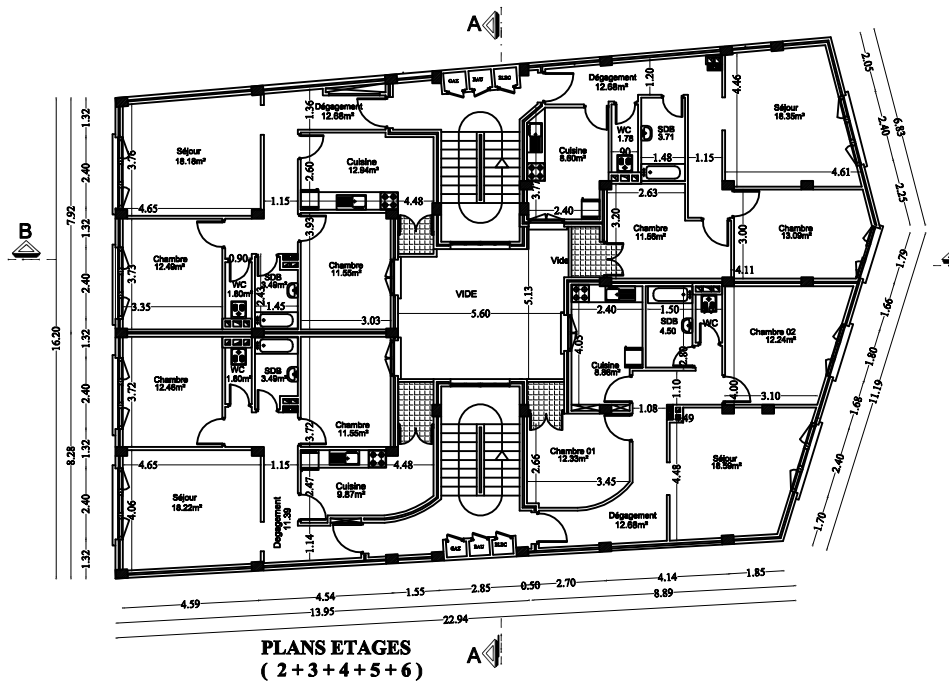


PLAN TOITURE

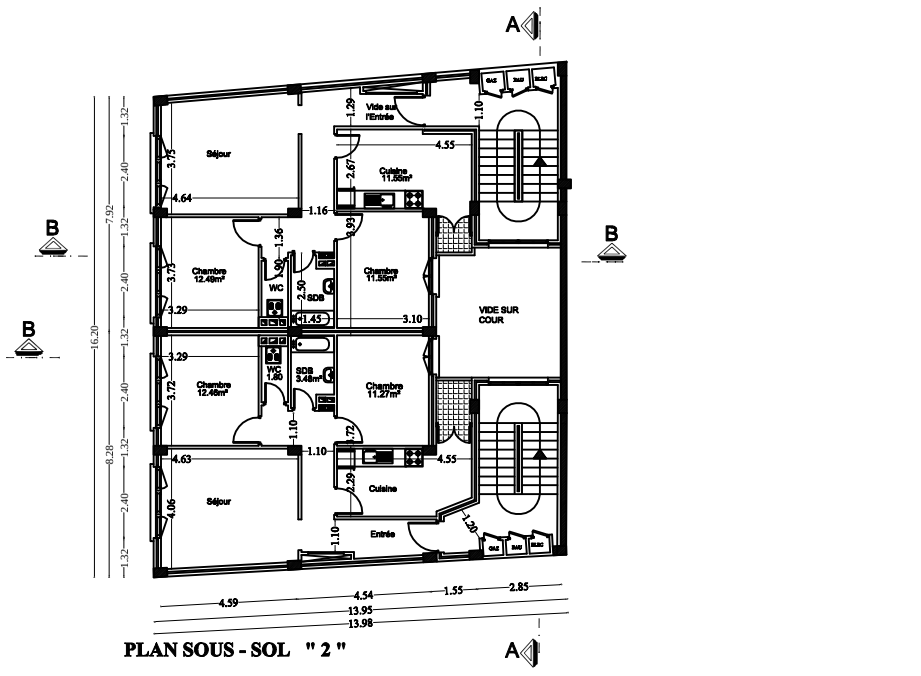


PLAN SOUS -SOL " 1 "

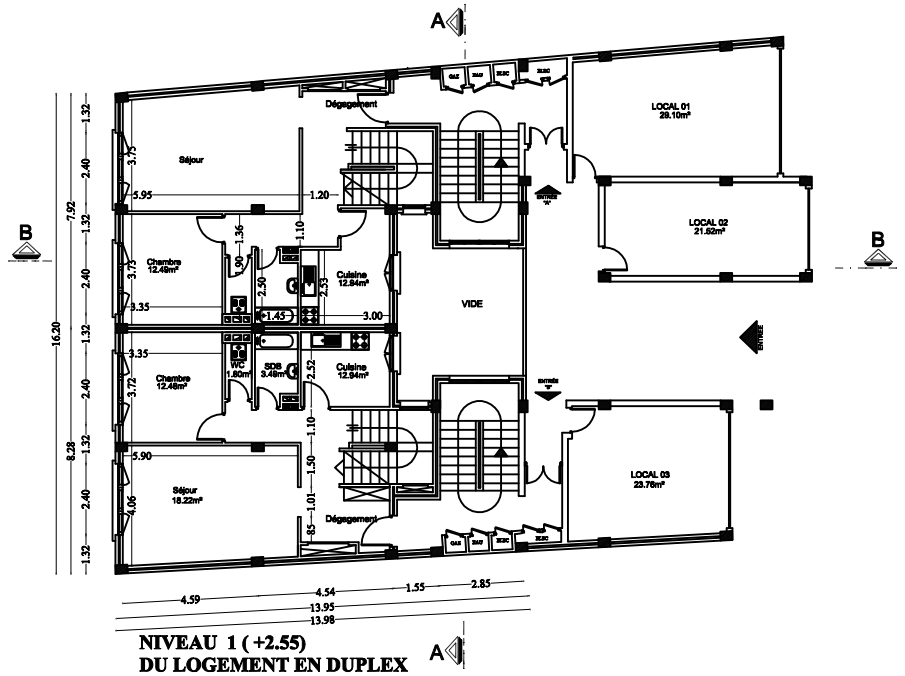
COUPE "BB"



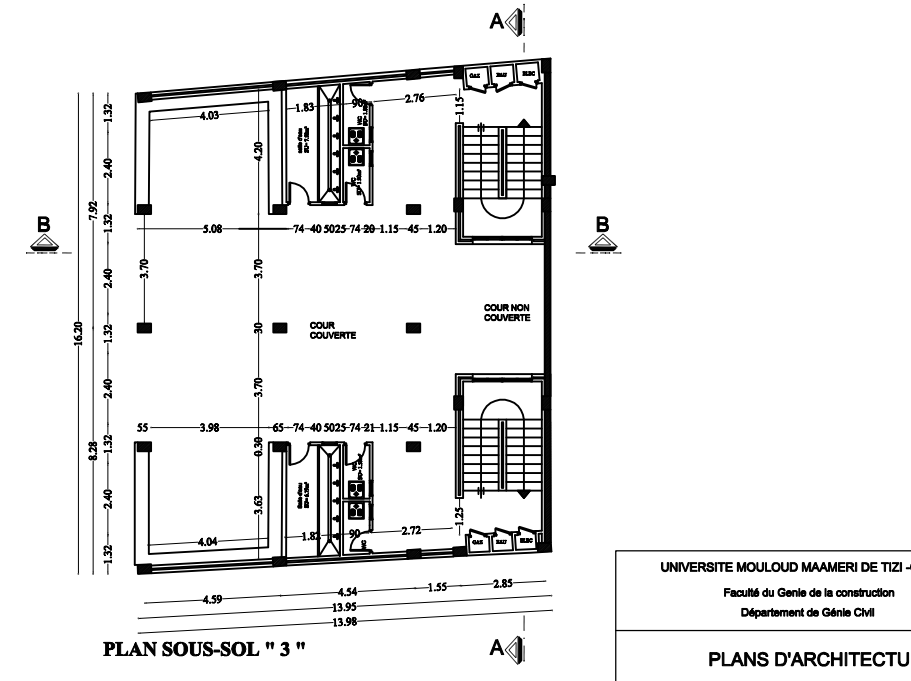
PLANS ETAGES
(2+3+4+5+6)



PLAN SOUS - SOL " 2 "



NIVEAU 1 (+2.55)
DU LOGEMENT EN DUPLEX



PLAN SOUS-SOL " 3 "

UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI -OUZOU

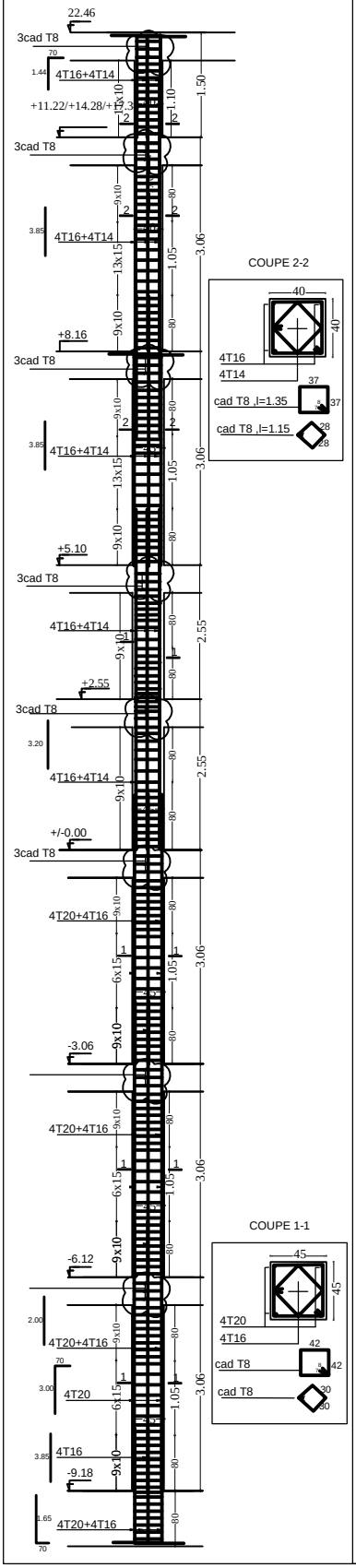
Faculté du Genie de la construction

Département de Génie Civil

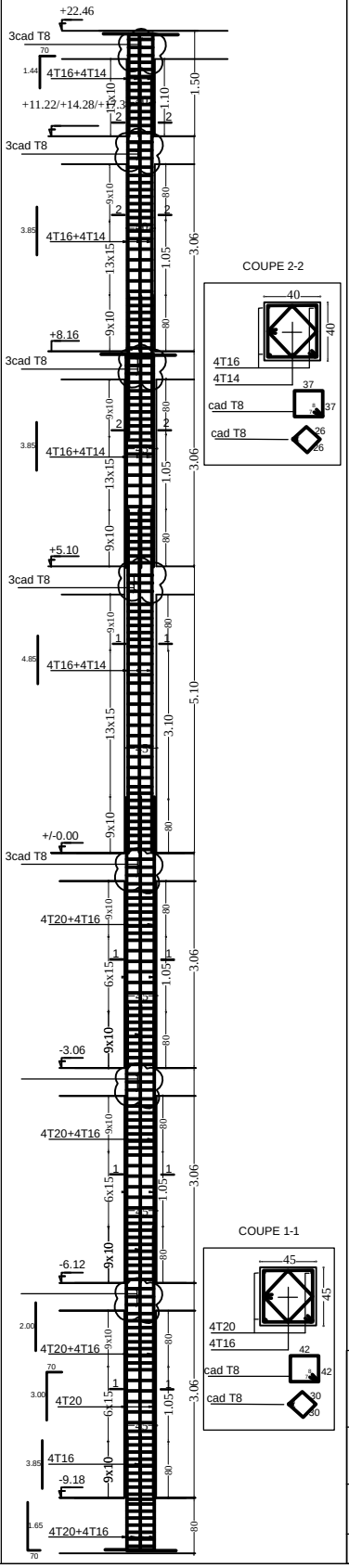
PLANS D'ARCHITECTURE

Présenté par :	Mlle :HADDAD HASSINA Mlle :FERHATI NADIA
Encadré par :	Mr :CHEKIRAD.A

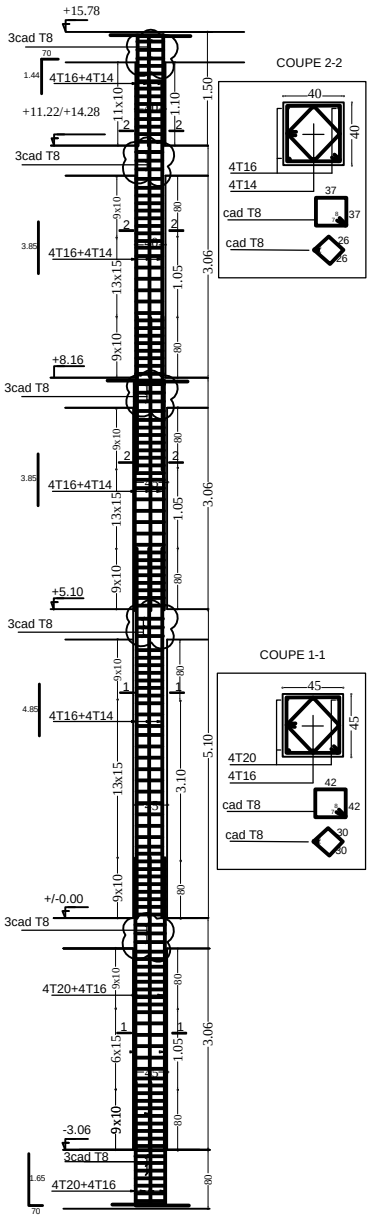
FERRAILLAGE POTEAUX file J



FERRAILLAGE POTEAUX file J



FERRAILLAGE POTEAUX file J



UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI -OUZOU

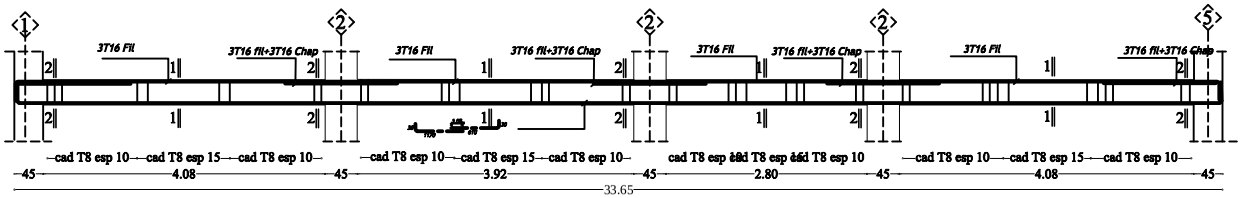
Faculté du Genie de la construction

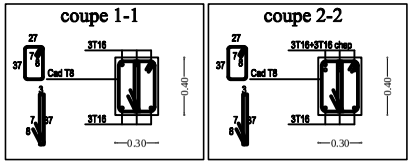
Département de Génie Civil

FERRAILLAGE DES POTEAUX

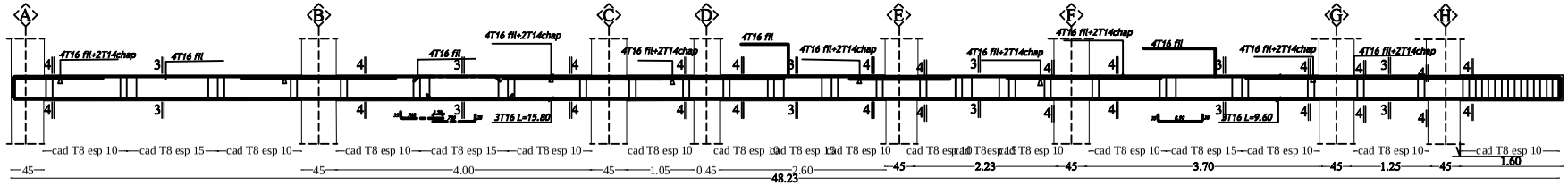
Présenté par :	Mlle :HADDAD HASSINA Mlle :FERHATI NADIA
Encadré par :	Mr :CHEKIRAD.A

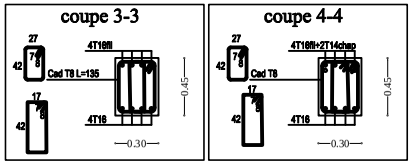
POUTRE SE CONDAIRE(30 x 40) AXE :H





POUTRE PRINCIPALE (30 x 45)





UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI -OUZOU

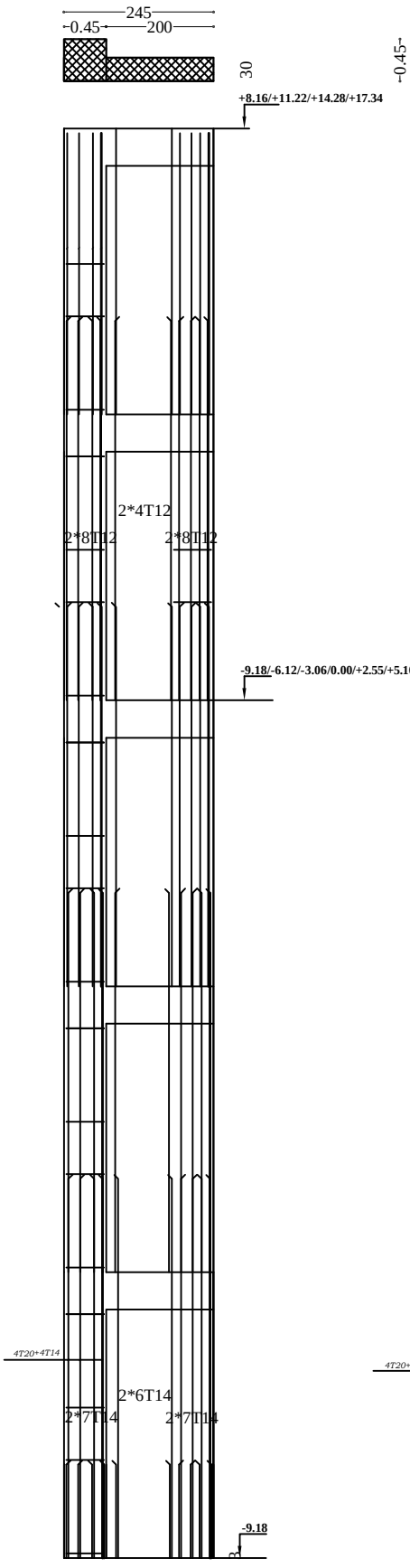
Faculté du Genie de la construction

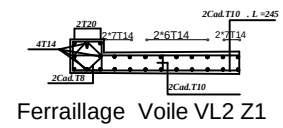
Département de Génie Civil

FERRAILLAGE DES POUTRES

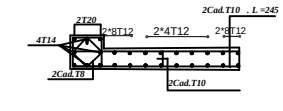
Présenté par :	Mlle :HADDAD HASSINA Mlle :FERHATI NADIA
Encadré par :	Mr :CHEKIRAD.A

Voile VL2

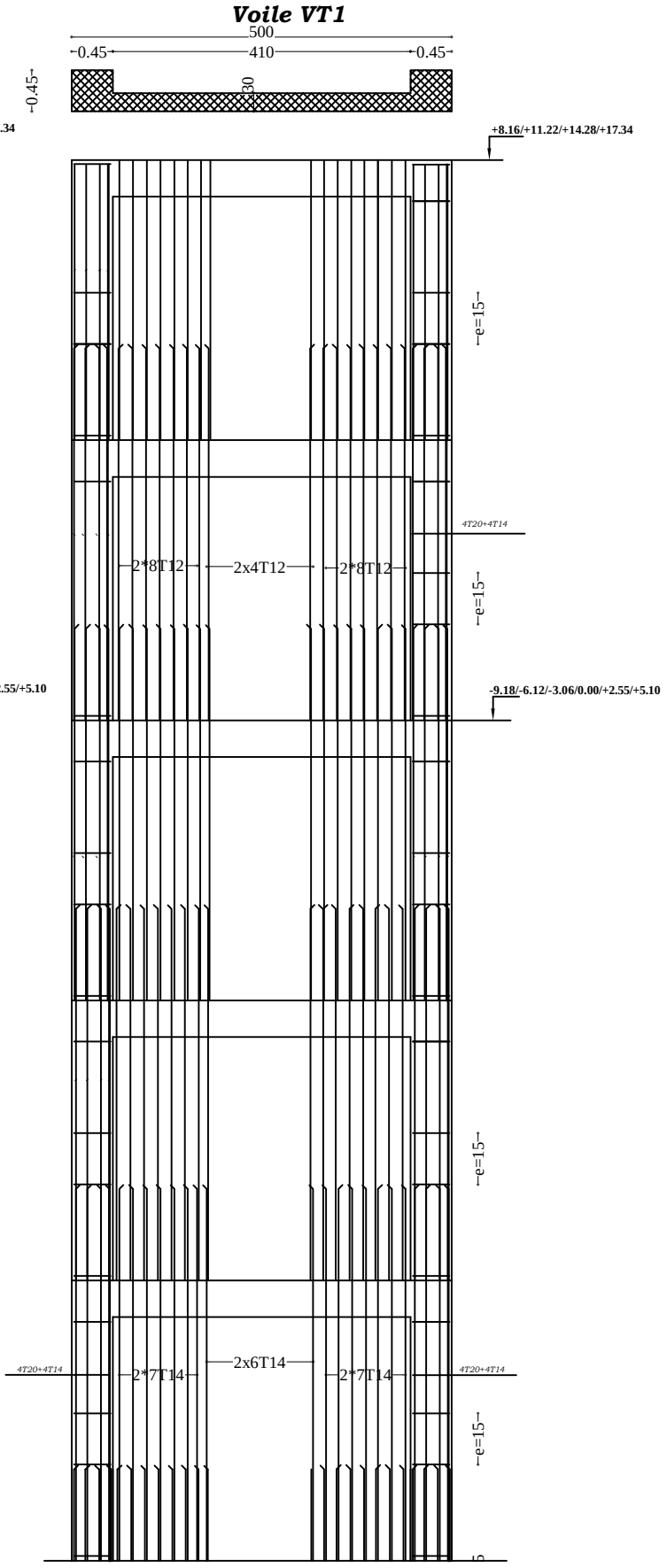


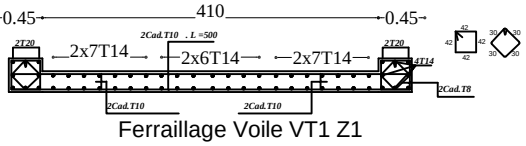


Ferraillage Voile VL2 Z1

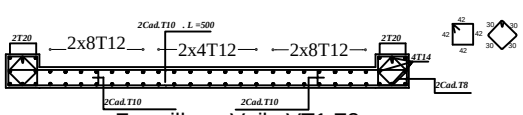


Voile VT1





Ferraillage Voile VT1 Z1



UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI -OUZOU

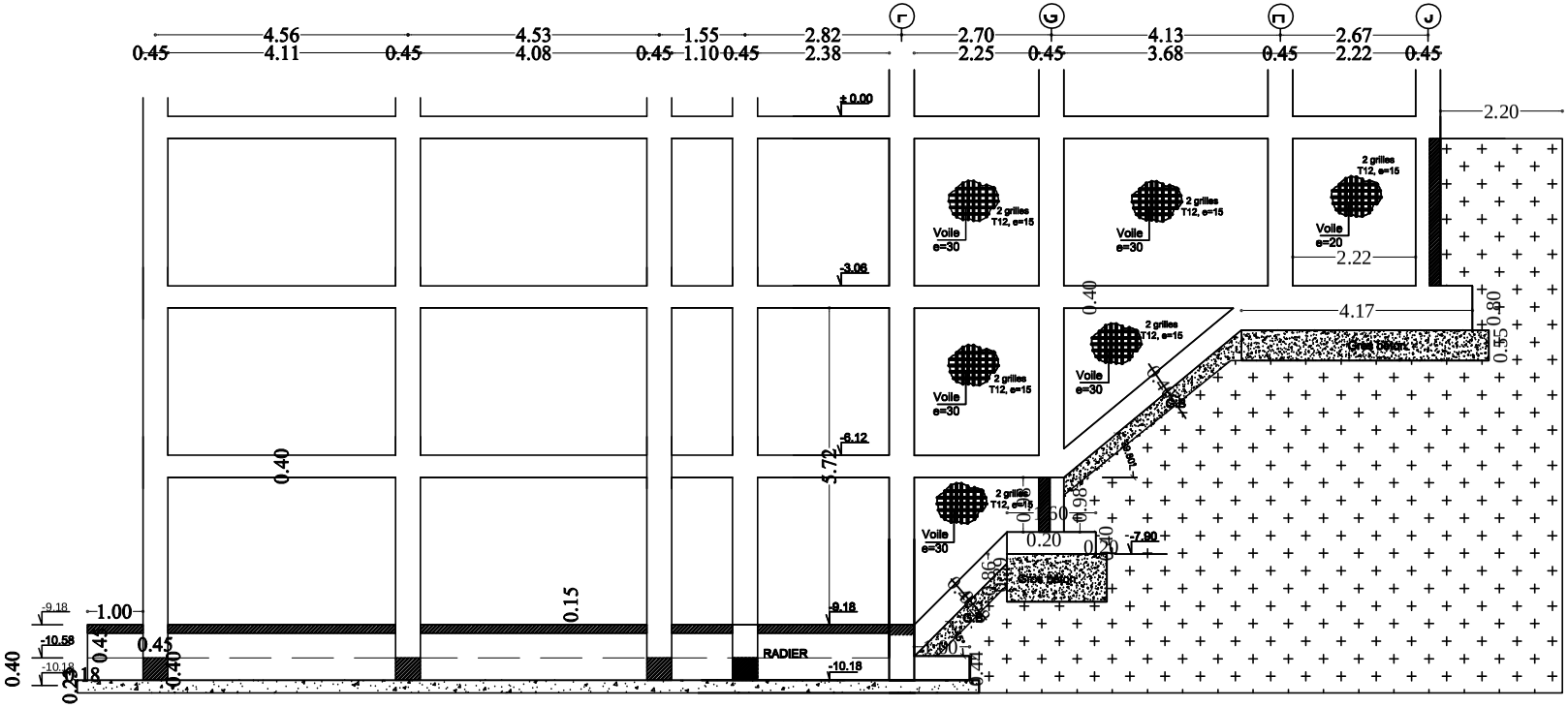
Faculté du Genie de la construction

Département de Génie Civil

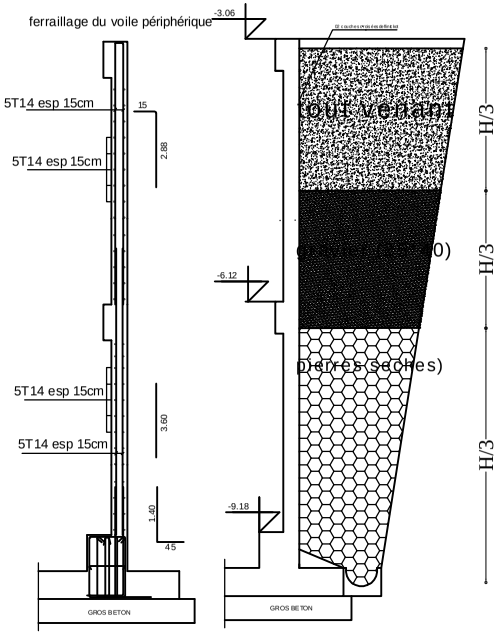
FERRAILLAGE DES VOILES

Présenté par : Mlle :HADDAD HASSINA

Mlle :FERHATI NADIA



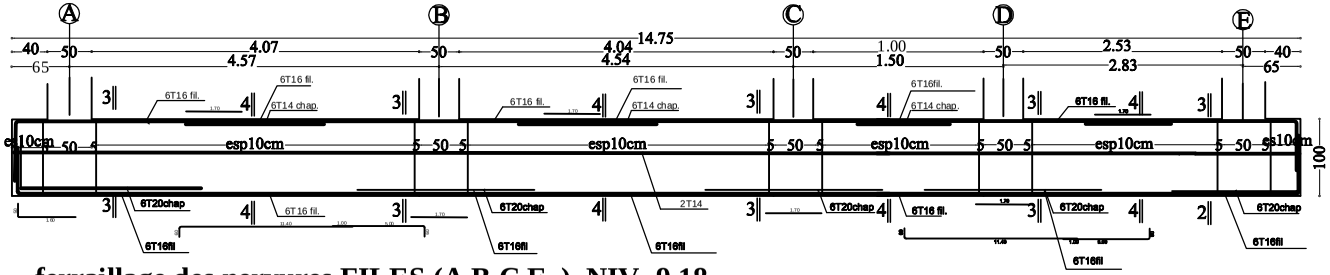
COUPE EN FONDATIONS

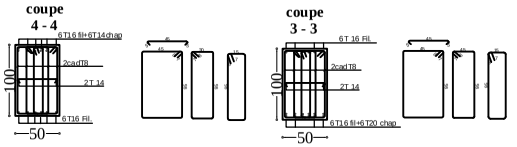


DETAIL DRAINAGE

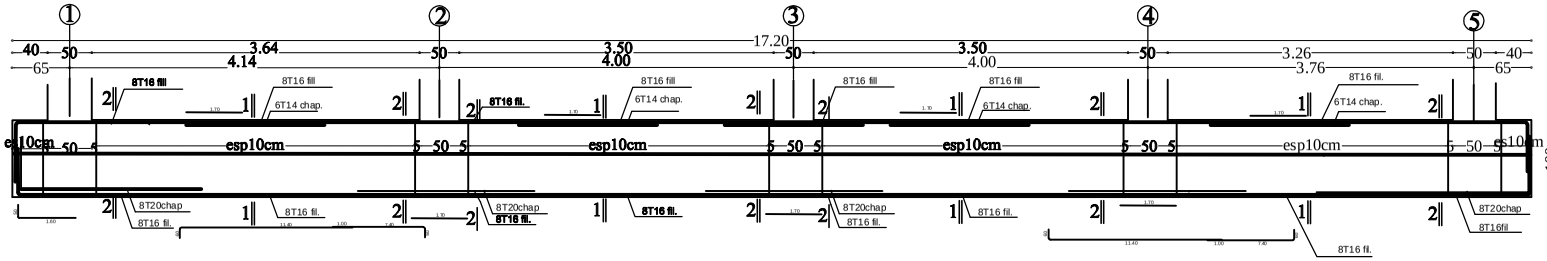
UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI -OUZOU Faculté du Genie de la construction Département de Génie Civil	
FERRAILLAGE DU VOILE PÉRIPHERIQUE	
Présenté par :	Mlle :HADDAD HASSINA Mlle :FERHATI NADIA
Encadré par :	Mr :CHEKIRAD.A

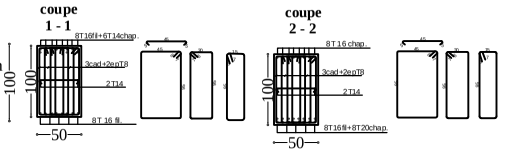
ferraillage des nervures AXES (1 2 3 4 5) NIV -9.18



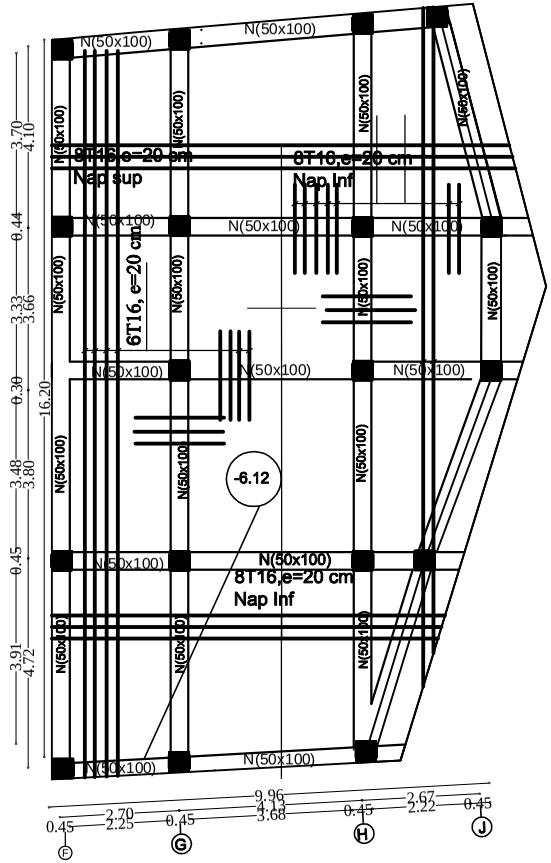


ferraillage des nervures FILES (A B C E) NIV -9.18

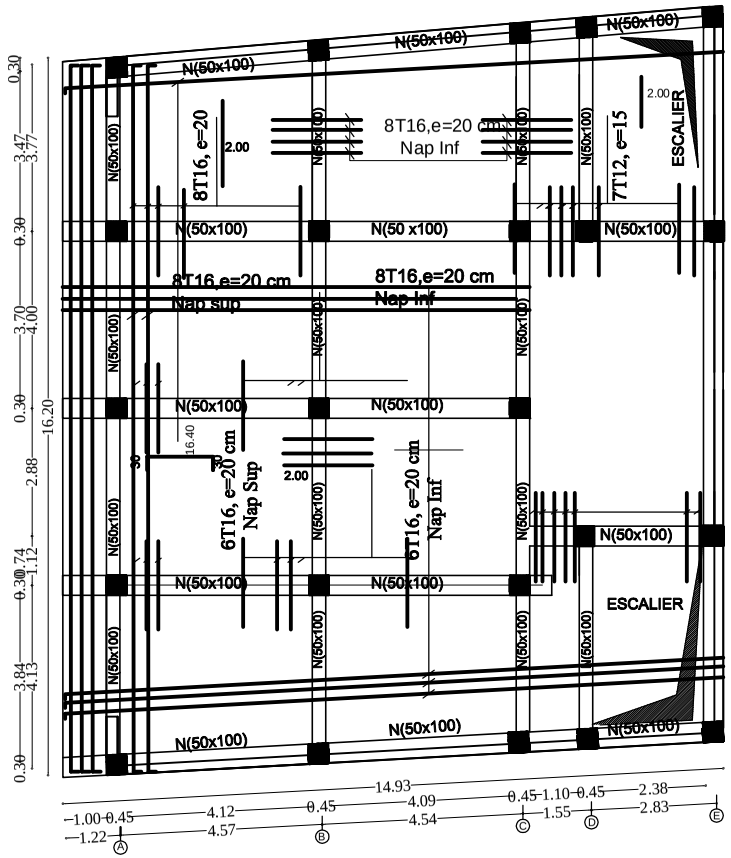




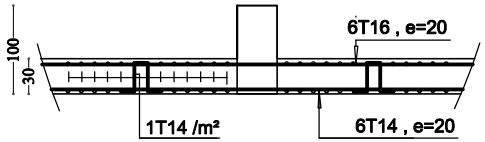
FERRAILLGE RADIER NAPPE SUPERIEURE ET INFERIEUR -6.12



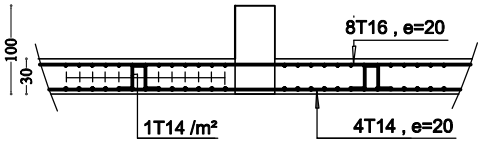
FERRAILLGE RADIER NAPPE SUPERIEURE ET INFERIEUR -9.18



COUPE
FERRAILLGE RADIER SENS Y-Y



COUPE
FERRAILLGE RADIER SENS X-X



UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI -OUZOU

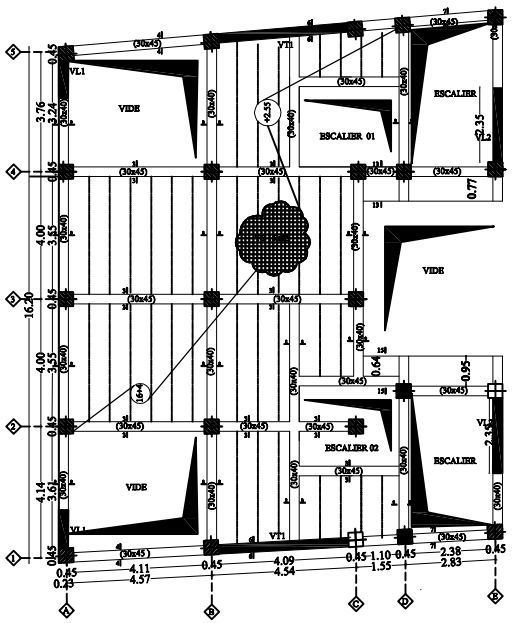
Faculté du Genie de la construction

Département de Génie Civil

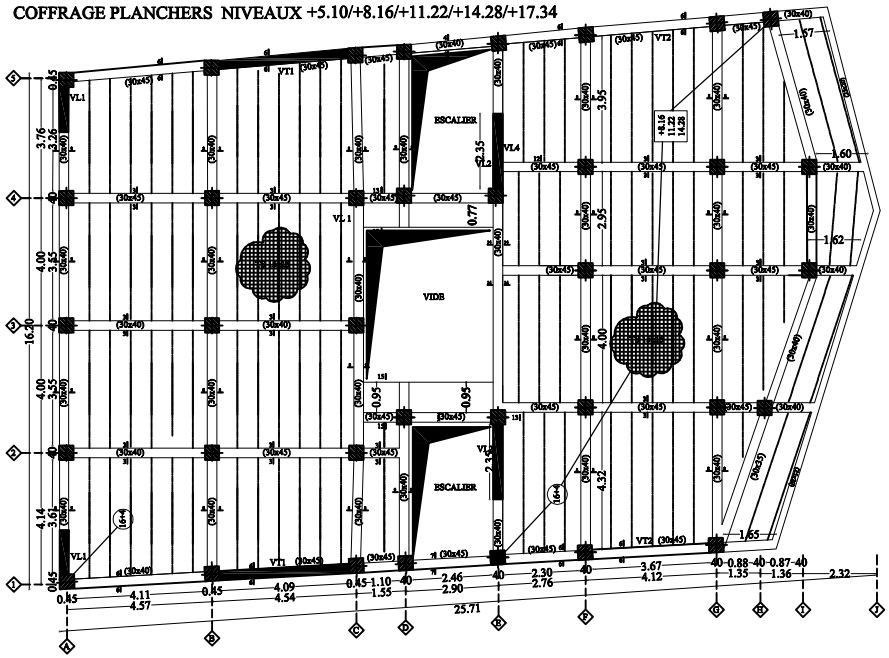
FERRAILLAGE ET COFFRAGE DU RADIER

Présenté par :	Mlle :HADDAD HASSINA Mlle :FERHATI NADIA
Encadré par :	Mr :CHEKIRAD.A

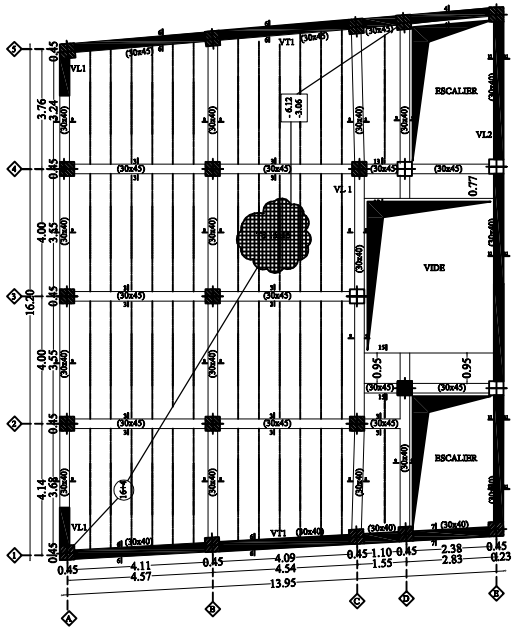
COFFRAGE PLANCHER NIVEAU +2.55



COFFRAGE PLANCHERS NIVEAUX +5.10/+8.16/+11.22/+14.28/+17.34



COFFRAGE PLANCHER NIVEAU - 6.12



COFFRAGE PLANCHER NIVEAU +/-0.00

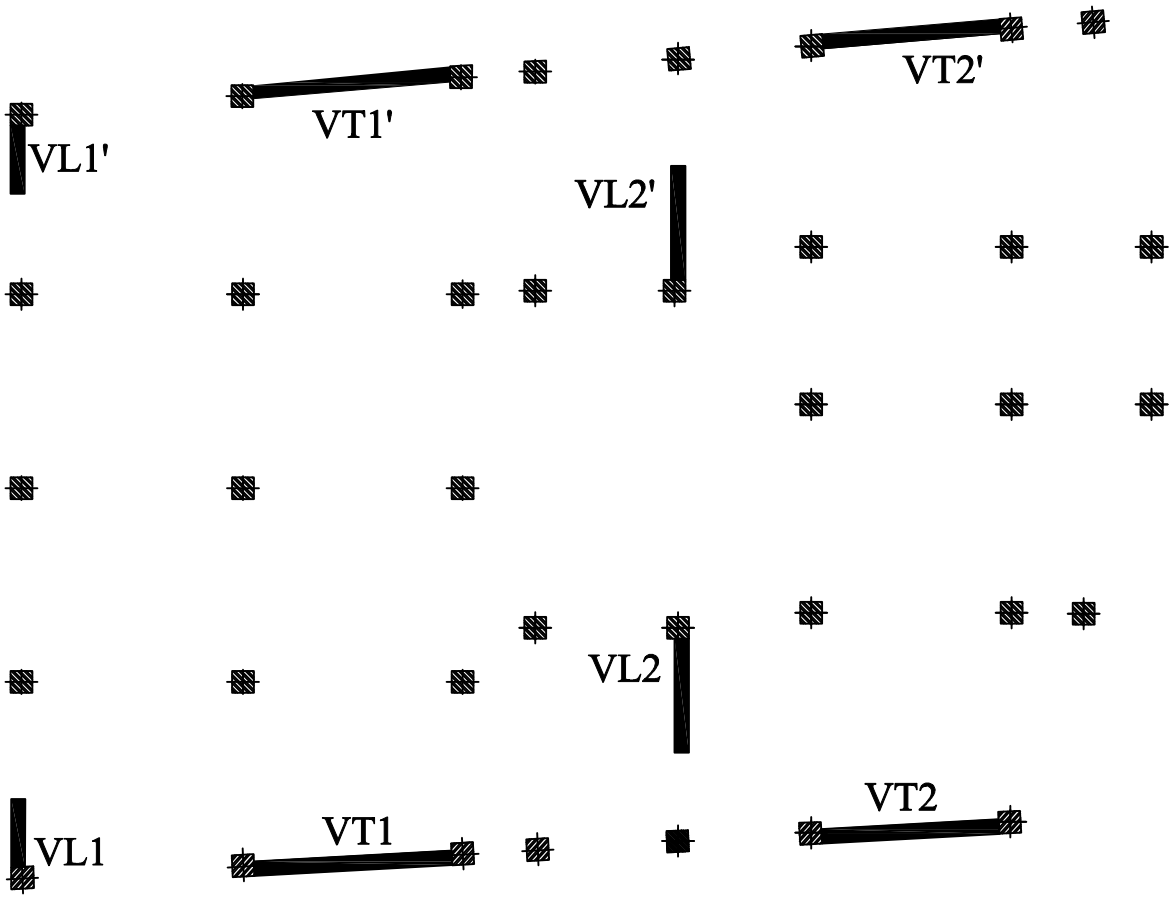
UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI -OUZOU

Faculté du Genie de la construction

Département de Génie Civil

COFFRAGE DES PLANCHERS

Présenté par :	Mlle :HADDAD HASSINA Mlle :FERHATI NADIA
Encadré par :	Mr :CHEKIRAD.A



UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI -OUZOU

Faculté du Genie de la construction

Département de Génie Civil

DISPOSITION DES VOILES

Présenté par :	Mlle :HADDAD HASSINA Mlle :FERHATI NADIA
Encadré par :	Mr :CHEKIRAD.A