



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
People's Democratic republic of Algeria
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministry of Higher Education and Scientific Research
جامعة عبد الحميد بن باديس - مستغانم
University Abdelhamid Ibn Badis - Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculty of Sciences and Technology
قسم الهندسة المدنية
Civil engineering department



N° d'ordre : M/GC/2023

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

Etude d'un bâtiment
RDC +9 étages + Sous sol

Présenté par :

- ABDELMALEK MEROUANE
- AMIAR MOHAMMED YACINE

Soutenu le 24 / 06 / 2023 devant le jury composé de :

Président : BAHAR SADEK

Examineur : ADDOU FAROUK YAHIA

Encadrant : ZELMAT YASSINE

Année Universitaire : 2022 / 2023



Remerciements

Nous remercions notre Dieu

*Qui nous a donné le courage et la volonté de
poursuivre nos études, ainsi que nos parents.*

Nos remerciements s'adressent également à notre

encadrant Dr. ZELMAT Yassine

*Nos remerciements s'adressent également aux membres du jury qui
on t'accepte d'évaluer notre travail et de nous avoir honorés par
leur présence.*

Nous remercions tous ceux qui ont contribué de près

ou de loin à la mise en œuvre de ce travail.





Dédicace

Je dédie ce mémoire

Ames chers parents ma mère qui m'a soutenue et encourager durant ces années d'étude. A mon père nourricier Mohamed

Pour leur patience, leur amour, leur soutien et leurs encouragements.

Ames Tantes et mes cousins et cousines.

A mon très cher amie AMMARA Ahmed

A tous mes amis, tout particulièrement

BENSAADIA Houria

BOUNOUA Azzedine

Mohamed Benselloua Kamel

Sans oublier tous les professeurs que ce soit du primaire, du moyen, du secondaire ou de l'enseignement supérieur.

ABDELMALEK Merouane



ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى للاستخدام السكني يتكون من بدروم ودور أرضي بالإضافة إلى (09) طوابق وقبو يقع في تيبازة. تم تصنيف هذه المنطقة على أنها منطقة زلزالية IIa وفقاً لإصدار RPA99 2003. باستخدام اللوائح الجديدة لحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (RPA99V2003 و B. مشروع مع عرض تقديمي لخصائص المواد، ثم التحجيم المسبق للهيكل وأخيراً نزول الأحمال. الجزء الثاني يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية (عوارض، سلم، حاجز، شرفة، بلاطة صلبة). بدأ برنامج ETABS الدراسة الديناميكية للهيكل من أجل تحديد الضغوط المختلفة بسبب الأحمال (الأحمال الدائمة وأحمال التشغيل والحمل الزلزالي). أخيراً، سيتم حساب دراسة العناصر المقاومة للهيكل (الدعائم، الحزم، الأشرعة، البلاطة العامة) في الجزء الأخير.

الكلمات مفتاحية: بناء، خرسانة مسلحة، BAEL91، RPA99، ETABS.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un sous-sol et d'un Rez de chaussée plus (09) étages et un S-sol, implanté à Tipaza. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA99 version 2003. En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties : La première entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges. La deuxième partie a pour objectif l'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon et dalle pleine). L'étude dynamique de la structure a été entamée par le logiciel ETABS afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique). En fin l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, radier général) sera calculé dans la dernière partie.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, ETABS, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

Summary

This project presents a detailed study of a building for residential use consisting of a basement and a ground floor plus (09) floors and a basement, located in Tipaza. This region is classified as seismic zone IIa according to the RPA99 version 2003. Using the new regulations for the calculation and verification of reinforced concrete (RPA99V2003 and B.A.E.L91 modified99), this study consists of four parts: The first begins the general description of the project with a presentation of the characteristics of the materials, then the pre-sizing of the structure and finally the descent of the loads. The second part aims to study the secondary elements (beams, stairs, parapet, balcony and solid slab). The dynamic study of the structure was initiated by the ETABS software in order to determine the various stresses due to the loadings (permanent loads, operating loads and seismic load). Finally, the study of the resistant elements of the structure (posts, beams, sails, general slab) will be calculated in the last part.

Keywords: Building, Reinforced concrete, ETABS, RPA99 modified 2003, BAEL91 modified 99.

CHAPITRE I

Introduction générale

I.1 Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles affectant la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude, c'est que plus nous nous éloignons du dernier séisme, plus nous sommes proches du suivant. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévision valable est la construction parasismique. Cela signifie construire de manière telle que les bâtiments même endommagés ne s'effondrent pas.

Nous disposons aujourd'hui d'un ensemble de connaissances scientifiques, techniques et de mise en œuvre qui permettent, quelle que soit la région de construire parasismique, c'est à dire de limiter les conséquences d'un séisme.

Dans notre pays, on utilise le RPA99 révisé en 2003 comme règlement parasismique.

CHAPITRE II

Généralités

II.1 Généralités :

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment comportant un sous sol, un RDC commercial et 09 étages a destination d'habitation (R+9+sous sol), dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques.

Dans cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis ETABS (Version9.07) particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Ce logiciel nous a permit la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, le calcul des efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la réglementation algérienne dans le domaine du bâtiment à savoir les Règles Parasismiques Algériennes "RPA99/Version 2003" et les Règles de C.B.A 93

II.2 Présentation de l'ouvrage étudié :

Le bâtiment est à usage d'habitation, composé d'un sous sol, d'un Rez-de chaussée commercial et de 09 étages comportant chaque un quatre appartements (deux F4, deux F3).

➤ Les caractéristiques géométriques de bâtiment sont :

- ✓ Longueur en plan-----27.40 m
- ✓ Largeur en plan-----19.60 m
- ✓ Hauteur du RDC-----4.00 m.
- ✓ Hauteur étage courant-----3.00 m.
- ✓ Hauteur totale-----31,6m.

- La structure du bâtiment présente une irrégularité en plan et une régularité en élévation.

a) Régularité en plan :

$$\frac{l_x}{L_x} = \frac{3.7}{27,4} = 0.13 \leq 0.25 \text{ Vérifiée}$$

$$\frac{l_y}{L_y} = \frac{6.75}{19.6} = 0.34 \geq 0.25 \text{ Non vérifiée}$$

Donc notre structure est classée comme une structure irrégulière.

II.3 Conception la structure du bâtiment

II.3.1 Structure de contreventement

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application des RPA99/Version2003. D'après les conditions de l'article 3.4.A pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les 8.00 m. Par conséquent, nous avons opté pour un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

Pour ce genre de contreventement il ya lieu également de vérifier les conditions suivantes :

- ✓ Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

- ✓ Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.

- ✓ Les portiques doivent reprendre outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

II.3.2 Le Plancher

On a opté pour un plancher semi préfabriqué (Corps creux, poutrelles et dalle de compression) qui présente les avantages suivants :

- Facilité de réalisation
- Réduction de la masse du plancher et par conséquence l'effet sismique
- Il fait fonction d'isolation acoustique et thermique
- Economie dans le coût de coffrage (les poutrelles et le corps creux forment un coffrage perdu).

II.3.3 La cage d'escalier :

La cage d'escalier permet l'accès du niveau RDC aux neuf étages. Elle est constituée à chaque niveau de deux volées et d'un palier intermédiaire.

II.3.4 Les façades :

Les façades sont réalisées en double cloison par des éléments de briques comportant des ouvertures pour fenêtres à certains endroits.

II.3.5 Local d'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

II.4 Hypothèse de calcul :

Dans notre étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- La résistance à la traction du béton : $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.
- Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj} = 10818.865 \text{ Mpa}$.
- Module d'élasticité longitudinal instantané : $E_{ij} = 32164,195 \text{ Mpa}$.
- Limite élastique de l'acier : $f_e = 400 \text{ Mpa}$.

CHAPITRE III

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

III.1 Principe du Béton Armé :

La résistance du béton est très faible en traction. En revanche, l'acier résiste très bien à la traction.

Aussi, le principe du béton armé est d'insérer dans la matrice de béton des aciers dans les zones tendues.

Cette association est efficace car :

- L'acier adhère au béton ce qui permet la transmission des effort d'un matériau à l'autre.
- Il n'y a pas de réaction chimique entre l'acier et le béton (sauf lorsqu'on emploi certain adjuvants).
- Le coefficient de dilatation thermique est sensiblement le même pour les deux matériaux ($11 \cdot 10^{-6}$ pour l'acier et 10^{-6} pour le béton).

III.2 Caractéristiques des matériaux :

III.2.1 Béton :

III.2.1.1 Composition du béton :

Le béton utilisé est un béton courant doser à 350 kg/m^3 de ciment. Sa composition courante pour 1 m^3 est comme suit :

- ✓ Ciment : 350kg de CPA325.
- ✓ Gravier : 800 litres de 15/25 mm.
- ✓ Sable : 400 litres de 0/5mm.
- ✓ Eau : 175 litres d'eau de gâchage.

III.2.1.2 Résistance du béton :

- à la compression :

Un béton est définit par une valeur de sa résistance à la compression (*C.B.A 93, A2.1.1.1*) à l'âge de 28 jours f_{c28} exprimée en *MPa*

La résistance caractéristique à la compression f_{cj} à l'âge de $j \leq 60$ jours, est :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \cdot f_{c28}; \text{ pour } : f_{c28} \leq 40MPa$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \cdot f_{c28}; \text{ pour } : f_{c28} > 40MPa$$

Pour : $j \geq 60$ jours $f_{cj} = 1,1f_{c28}$

On prévoit une résistance du béton à 28 jours de 25MPa facilement atteinte dans les chantiers régulièrement contrôlés.

D'où : $f_{c28} = 25MPa$

➤ à la traction : (C.B.A 93, A2.1.1.2)

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de j jours est conventionnellement défini par la relation :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06f_{cj} \text{ (En MPa)}$$

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

On aura donc pour : $f_{c28} = 25MPa \Rightarrow f_{t28} = 2,1MPa$

Pour : $f_{cj} \geq 60MPa$, $f_{ij} = f_{cj}^{2/3}$

III.2.1.3 Contraintes limites de compression :

- ✓ La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}; \text{ (C.B.A 93, A.4.5.2)}$$

Avec : $\gamma_b = 1,5$ pour les cas courants.

$\gamma_b = 1,15$ pour les situations accidentelles.

- ✓ La contrainte admissible de compression à l'état limite de service (ELS) est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \quad \text{(C.B.A 93, A.4.5.2)}$$

Pour : $f_{c28} = 25MPa \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$

III.2.1.4 Contrainte limite de cisaillement : (C.B.A 93, A5.1.2.1)

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

- ✓ fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left[\frac{0,2 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min [3,33MPa; 5MPa] = 3,33MPa$$

- ✓ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left[\frac{0,15 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min [2,5MPa; 4MPa] = 2,5MPa$$

III.2.1.5 Module d'élasticité : (C.B.A 93, A2.1.2)

Le module de déformation longitudinale du béton est donné par la formule suivante :

- ✓ Module instantané : pour les charges appliques avant 24h.

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} ;$$

- ✓ Le module différé : pour les charges de long de durée.

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} ; f_{cj} : \text{exprimée en MPa.}$$

Dans notre cas on a : $f_{c28} = 25MPa$

Donc : $E_{i28} = 32164,20MPa$

$$E_{v28} = 10818,87MPa$$

III.2.2 Acier :

III.2.2 .1 la limite d'élasticité garantie f_e :

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes sont données par le tableau suivant :

type	Nuance	f_e (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	FeE22 FeE24	215 235	Emploi courant. épingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	FeE40 FeE50	400 500	Emploi courant.
Fils tréfiles HA Type 3	FeTE40 FeTE50	400 500	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
Treillis soudés -lisses -Type 4	TSL TSHA	500 520	emploi courant

Tableau (III.1) : Valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e .

L'acier choisi pour les armatures longitudinales est un acier à haute adhérence HA FeE40 type 1 (limite d'élasticité $f_e = 400\text{MPa}$), et pour les armatures transversales est un rond lisse FeE24 ($f_e = 235\text{MPa}$).

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier « E_s » est pris égal à :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa (C.B.A 93, A2.2.2)}$$

III.2.2 .2 Contraintes limites :

➤ **Etat limite ultime "ELU" : (C.B.A 93 A.4.3.2)**

✓ $\bar{\sigma}_s = \frac{400}{1,15} = 348.\text{MPa}$. (Situations durables)

✓ $\bar{\sigma}_s = \frac{400}{1} = 400.\text{MPa}$. (Situations accidentelles)

➤ **Etat limite de service «ELS" (C.B.A 93 A.4.5.3)**

La contrainte de traction des armatures est limitée par :

✓ fissuration peu nuisible : la contrainte n'est pas limitée.

✓ fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s (\text{MPa}) = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$

Donc : $\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$ (H.A)

$\bar{\sigma}_s = 156,66 \text{ MPa}$ (R.lisses)

✓ fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s (MPa) = \min \{0,5 f_c; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\}$

$$\bar{\sigma}_s = 164,97 \text{ MPa} \quad (\text{H.A})$$

$$\bar{\sigma}_s = 117,5 \text{ MPa} \quad (\text{R.lisses})$$

III.3 Objet des justifications de calcul :

Selon le **CBA 93**, les ouvrages et éléments d'ouvrages en béton armé doivent être conçus et calculés de manière à pouvoir résister avec une sécurité appropriée à toutes les sollicitations prévues, et à présenter une durabilité satisfaisante durant toute la période d'exploitation envisagée. Il doit aussi présenter une conception correcte et essentielle en ce qui concerne les dispositions générales de l'ouvrage et les détails constructifs.

Le calcul permet de justifier dans la mesure où il n'existe pas de faute de conception, qu'une sécurité appropriée est assurée :

- Vis à vis de la ruine de l'ouvrage et de ses éléments constructifs.
- Vis à vis d'un comportement non satisfaisant en service.

III.3.1 Justifications de calcul :

On se base dans notre calcul sur la théorie des états limites. Un état limite est un état particulier pour le quel une condition requise pour une construction (ou l'un de ses éléments) est strictement satisfaite, et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action. Au delà d'un état limite la structure (ou l'un de ses éléments) est mise hors service, c'est à dire qu'elle ne répondra plus aux fonctions pour les quelles elle a été conçue. On distingue deux catégories d'états limites :

III.3.1.1 États-limites ultimes (E.L.U) :

Correspondent à la limite :

- ✓ Soit de l'équilibre statique de la construction (pas de renversement)
- ✓ Soit de la résistance de l'un des matériaux (pas de rupture)
- ✓ Soit de la stabilité de forme

Hypothèses de calcul (Règlement C.B.A 93 A.4.3.2) :

- ✓ La résistance du béton tendu est négligée.
- ✓ Les sections droites restent planes.
- ✓ L'adhérence béton-acier entraîne l'égalité des déformations, conséquence du non glissement.
- ✓ Allongement relatif de l'acier = Allongement relatif du béton
(Ou raccourcissement) (Ou raccourcissement)

Soit : $\varepsilon_s = \varepsilon_b$

- ✓ Le raccourcissement relatif du béton est limité à :
 - $\varepsilon_b = 2\text{‰}$ en compression simple (ex. : poteaux).SEC
 - $\varepsilon_b = 3,5\text{‰}$ en flexion simple (ex. : poutres).SPC
- ✓ L'allongement relatif de l'acier est limité à $\varepsilon_s = 10\text{‰}$
- ✓ Le diagramme de déformation de la section passe par l'un des trois pivots : A, B ou C.

Diagramme des déformations de la section : (C.B.A 93 A.4.3.3)

On distingue trois domaines 1, 2,3, à l'aide de trois pivots A, B, C et des droites représentatives de la déformation qui passent par l'un des trois pivots pour matérialiser les diagrammes de déformation de la section du béton

La position du pivot est caractérisée par :

- un allongement déterminé : *exemple* : 10 ‰ pour A
- un raccourcissement déterminé : *exemple* : 3,5 ‰ pour B.

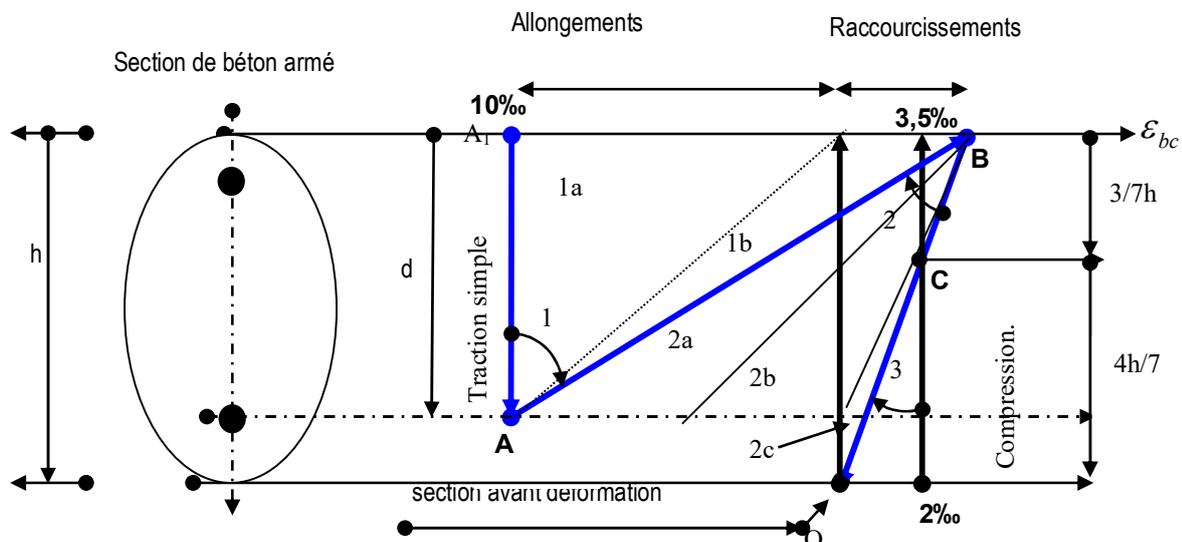


Fig (III.1) : Diagramme des déformations de la section (Règle des Pivots)

Diagrammes contraintes déformations : (C.B.A 93 A.4.3.4)

- ✓ **Diagramme contraintes déformations de calcul du béton :**

Le diagramme contraintes déformations de calcul pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme dit « **parabole rectangle** ».

Pour les vérifications à l'état limite de service le béton, considéré comme élastique et

linéaire, est défini par son module d'élasticité.

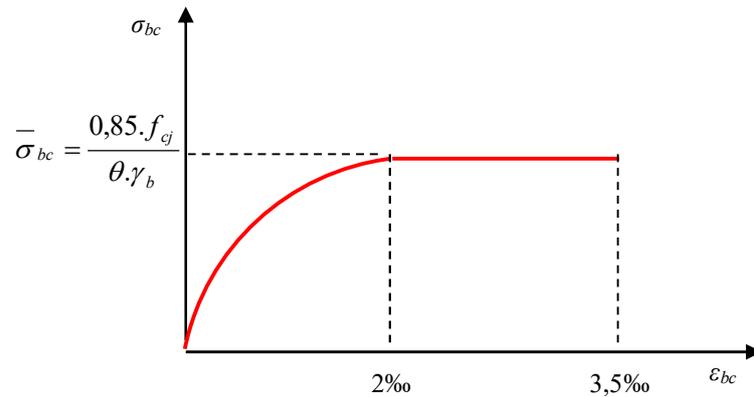


Fig. (III.2) : Diagramme parabolé – rectangle (béton)

✓ **Diagramme contraintes déformations de l'acier :**

Le diagramme contraintes déformations défini ci-dessous est symétrique par rapport à l'origine des coordonnées.

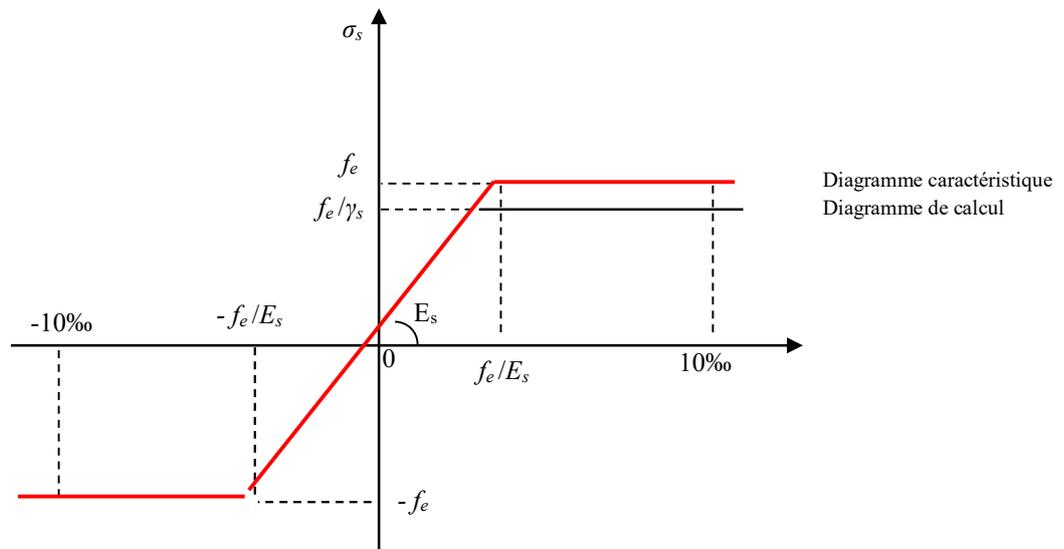


Fig. (III.3) : Diagramme contraintes déformations (Acier) pour HA1.3.et4 et rondes lisses
 ϵ_s : Allongement relatif de l'acier, limité à 10 ‰.

E_s : Module d'élasticité longitudinale est pris égal à 200 000 MPa.

f_e : Limite d'élasticité garantie.

Le diagramme contraintes déformations de calcul se déduit de précédent en effectuant

une affinité parallèlement à la tangente à l'origine et dans le rapport $\frac{1}{\gamma_s}$

Le coefficient de sécurité γ_s est pris égale à $\gamma_s = 1,15$

III.3.1.2 États limites de service (E.LS) :

Ils sont relatifs surtout aux conditions d'exploitation :

- ✓ état limite de déformation (flèches)
- ✓ état limite de compression du béton ou de traction des aciers
- ✓ état limite d'ouverture de fissures pour la sécurité des ouvrages.

Hypothèses de calcul (Règlement C.B.A 93 A.4.51) :

- ✓ L'acier et le béton sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- ✓ Le béton tendu est négligé.
- ✓ Il n'y a pas de glissement relatif entre béton et acier.
- ✓ Par convention le rapport n du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui de béton ou coefficient d'équivalence à pour valeur 15.

CHAPITRE IV

Pré dimensionnement et descente de charge

Le pré dimensionnement à pour but le pré calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements RPA99/ version2003 et C.B.A 93.

IV .1 Pré dimensionnement des dalles :

IV .1.1 Les dalles pleines :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis.

Ce type d'élément travaille essentiellement en flexion (poutres, poutrelles ou murs.) L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

➤ **Résistance au feu :**

- ✓ $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coup de feu.
- ✓ $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coup de feu.
- ✓ $e = 17,5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coup de feu.

On adopte : $e = 15 \text{ cm}$.

➤ **Isolation phonique :**

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

On limite donc notre épaisseur à : 15 cm.

➤ **Résistance à la flexion :**

- ✓ Dalle reposant sur deux appuis : $Lx / 35 < e < Lx / 30$.
- ✓ Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $Lx / 50 < e < Lx / 40$.

Lx : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas les dalles qui reposent sur 4 appuis ont une portée égale à :

$$L_x = 4 \text{ m} = 410 \text{ cm.}$$

$$\text{La dalle pleine: } 440 / 35 < e < 300 / 30 \Rightarrow 11,71 < e < 13,66 \Rightarrow e = 12 \text{ cm.}$$

➤ **Condition de flèche :**

Selon (C.B.A 93 B6.5.3) nous devons vérifier les conditions suivantes :

$$f_{\max} < L_{\max} / 500 ; \text{ si la portée } L \text{ est au plus égale à } 5 \text{ m .}$$

$$f_{\max} < 0.5 \text{ cm} + L_{\max} / 1000 ; \text{ si la portée } L \text{ est supérieur à } 5 \text{ m.}$$

Pour ce faire on considère une bande de la dalle de largeur $b=1\text{m}$.

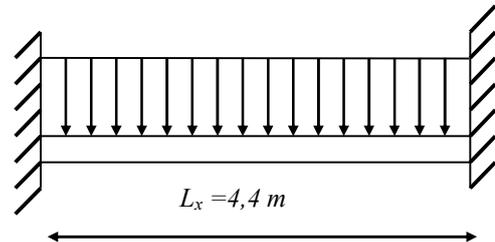
$$\text{Poids propre ; } G = 598 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation ; } Q = 100 \text{ kg/ml}$$

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 698 \text{ kg/ml}$$

$$f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI}, \quad \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$\Rightarrow e \geq \sqrt[3]{\frac{12 * 2500 * q * l^3}{384bE}} \Rightarrow e \geq 11,68 \text{ cm}$$



D'après les conditions précédentes, on optera une épaisseur $e = 15 \text{ cm}$ pour toutes les dalles pleines.

IV.1.2 les dalles en corps -creux :

$$1/25 < h_t < 1/20 \Rightarrow 5,05/25 < h_t < 5,05/20 \Rightarrow 0.20 < h_t < 0.25$$

L : est la grande portée du panneau considéré.

On prend l'épaisseur de la dalle **(16+4) cm**.

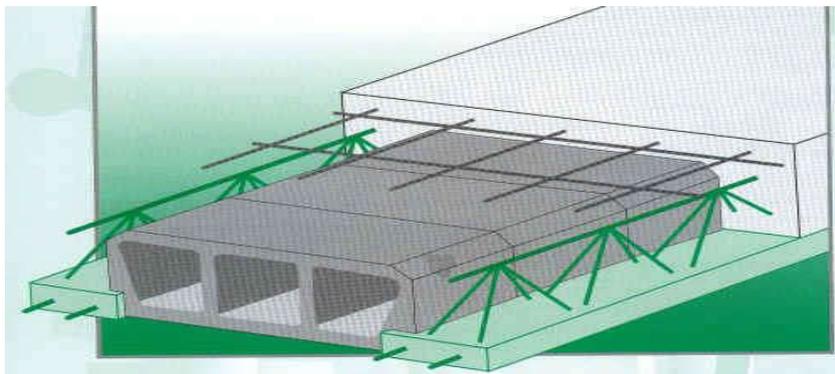
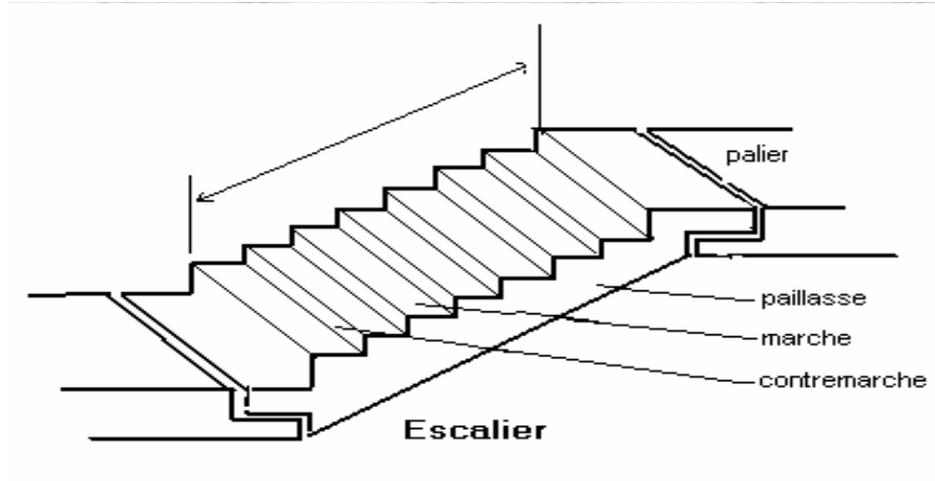


Fig.(IV .1) : Dessin d'un plancher en corps creux

IV.2 Pré dimensionnement des escaliers :

IV. 2.1 Caractéristiques techniques :



➤ **Escalier de étage courant :**

Hauteur : $H=3\text{m}$.

Giron : $g = 30 \text{ cm}$.

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL :

On a: $59 < 2h+g < 66 \implies 14,5 < h < 18$.

Pour : $h = 17 \text{ cm}$:

$$N_c = H/h$$

$$= 300/17 = 18$$

On aura 18 contres marches entre chaque deux étages :

On a deux volées, donc 9 contres marches par volée

$$N = N_c - 1 = 8 \text{ marches.}$$

➤ **Inclinaison de la paillasse :**

$$\text{tg}\alpha = 1,5/2,4 \implies \alpha = 32,00^\circ .$$

La longueur de volée est : $L = \frac{1,5}{\sin \alpha} \implies L = 2,83$

➤ **escalier de rez de chaussée :**

Hauteur : $H= 4 \text{ m}$.

Le nombre des contres marches est donnés par :

$$N_c = (H/h) = (4/ 0,17) = 24$$

Donc on a 22 marches on prend 11 marches par volée (2 volées)

$$\text{tg}\alpha = 2/3,3 \implies \alpha = 31,21^\circ$$

La longueur de la paillasse est : $L = \frac{2}{\sin \alpha}$ \Rightarrow $L = 3,85\text{m}$

• **Condition de résistance :**

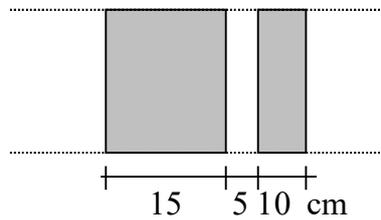
$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20}$ et $9 \text{ cm} < e < 13,5 \text{ cm}$. $\Rightarrow 2,83 < e < 19,25$

ON prend : \Rightarrow $e = 15 \text{ cm}$ pour tout les volées

-Les deux conditions sont vérifiées

IV.3 pré dimensionnement des Cloisons extérieures :

La maçonnerie utilisée est en brique (en double cloison) avec 30% d'ouverture :



fig(IV .2): Détail mur extérieur

Enduit extérieure :0,02x2000 = 40 kg/m².

Briques creuses :0,25x1400= 350 kg/m².

Enduit intérieur :0,015x1200=18 kg/m².

$$\sum 408 \text{ kg/m}^2 .$$

Avec 30% d'ouverture :408x0,7= 285,6 kg/m².

$G=285,6 \text{ kg/m}^2$.

IV.4 Pré dimensionnement de l'acrotère :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne jonctif entre lui même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

$S = (0,02 \times 0,2) / (2) + (0,08 \times 0,2) + (0,1 \times 0,5) = 0,068 \text{ Kg/m}^2$

$P = (0,068 \times 2500) = 170 \text{ Kg/ml}$

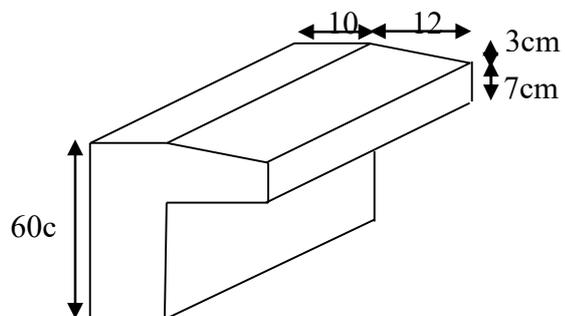


Fig.(IV.3) : Dessin de l'acrotère

IV.5 Descente des charges :

IV.5 .1 Introduction :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- le poids propre de l'élément.
- la charge de plancher qu'il supporte.
- la part de cloison répartie qui lui revient.
- les éléments secondaires (escalier, acrotère.....)

IV.5 .2 Plancher

➤ Plancher terrasse :

La terrasse est inaccessible et est réalisée en dalle en corps creux surmontée de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviale

- 1-Protection gravier (5cm) .
- 2-Etancheite multicouche.
- 3-Isolation thermique (liège) .
- 4-béton de pente (12cm) .
- 5- dalle en corps creux .
- 6- Enduit plâtre.

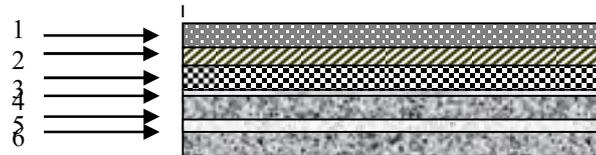


Fig (IV.4) : plancher terrasse

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Protection en gravillon	5	1700	85
Etanchéité multicouche	/	/	12
Forme de pente	10	2200	220
Isolation thermique	4	400	16
Dalle en corps creux	16+4	/	308
Enduit plâtre	2	1000	20

$$G = 661 \text{ kg/m}^2 \quad , \quad Q = 100 \text{ kg/m}^2$$

➤ **Plancher étage courant**

- 1-Carrelage :
- 2-La Chappe :
- 3-Dalle en corps creux:
- 4-Enduit plâtre :

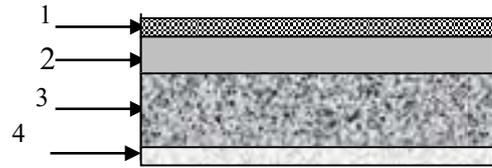


Fig.(IV.5) :Plancher étage courant

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Dalle en corps creux	16+4	/	308
Enduit plâtre	2	1000	20
Cloison	/	/	85

$$G = 533 \text{ kg/m}^2. \quad Q = 150 \text{ kg/m}^2$$

IV.5.3 L'escalier :

➤ **Palier**

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Dalle en béton armé	15	2500	375
Enduit plâtre	2	1000	20

$$G_{\text{esc}} = 515 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_{\text{esc}} = 250 \text{ kg/m}^2$$

➤ Volée (pailleasse) :

a) étage courant :

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Marche	h=17	2200	$2200 \times 0,17/2 = 187$
Pailleasse	15	2500	$(2500 \times 0,15) / \cos 32,00 = 438$
Enduit en plâtre	2	1000	20
Gardes corps	/	/	100

$G = 865 \text{ kg/m}^2$

$Q = 250 \text{ kg/m}^2$

b) RDC et sous sol :

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Marche	h=17	2200	$2200 \times 0,17/2 = 187$
Pailleasse	15	2500	$(2500 \times 0,15) / \cos 31,21 = 438$
Enduit en plâtre	2	1000	20
Gardes corps	/	/	100

$G = 865 \text{ kg/m}^2$

$Q = 250 \text{ kg/m}^2$

IV.5.4 Balcon :

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	3	1800	54
Dalle en BA	15	2500	375
Cloison	10	850	85

$G = 598 \text{ kg/m}^2$

$Q = 350 \text{ kg/m}^2$

IV.6 Pré dimensionnement des poutres :

Selon le RPA 99V2003 (article 7.5.1) ; les poutres doivent respecter les conditions ci-après :

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

Tel que b et h sont les dimensions de poutre.

Tel que b_1 et h_1 sont les dimensions de poteau.

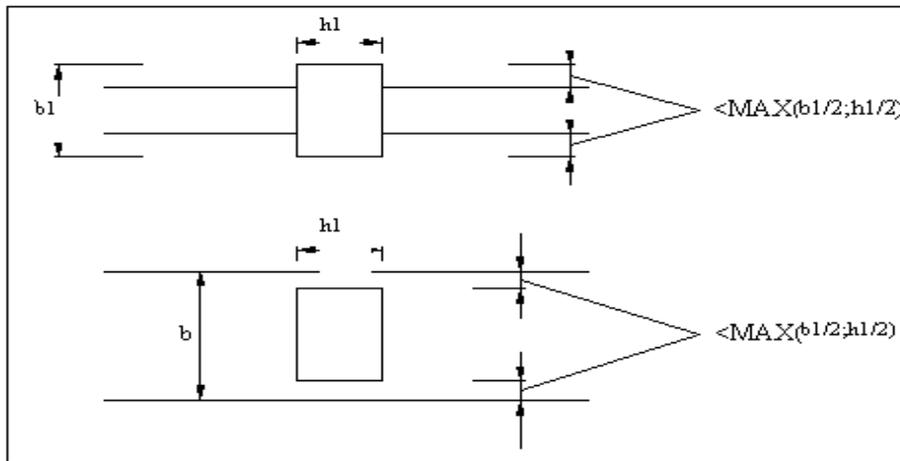


Figure.(IV.6) : Dimensions à respecter pour les poutres.

On la condition de CBA suivante à respecter $L/15 < h < L/10$

Telle que h : hauteur de poutre

b : largeur de poutre

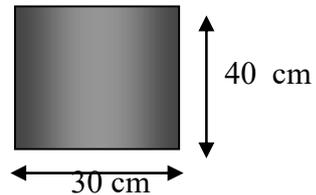
➤ **sens longitudinal :**

On a $L = 4,4 \text{ m}$

$\Rightarrow 29,33 < h < 44 \Rightarrow$ On prend $h = 40 \text{ cm}$

\Rightarrow On prend $b = 30 \text{ cm}$

$h/b = 1,33 < 4$ donc condition de RPA vérifiée



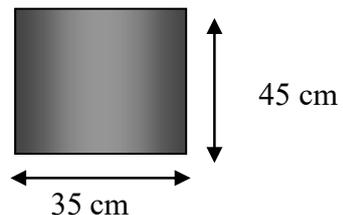
➤ **sens transversale :**

On a $L = 5,05 \text{ m}$

$\Rightarrow 33,66 < h < 50,5 \Rightarrow$ On prend $h = 45 \text{ cm}$

\Rightarrow On prend $b = 35 \text{ cm}$

$h/b = 1,28 < 4$ donc condition de RPA vérifiée



IV.7 Pré dimensionnement des poteaux :

D'après l'article B.8.4.1 de **CBA93** : l'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \times ((B_r \times f_{c28} / 0.9 \times \gamma_b) + (A \times f_e / \gamma_s))$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité de l'acier tel que :} \\ \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

$$N_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau

α : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{Pour } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

λ : L'élancement du poteau considéré

B : aire total de la section du poteau

A_s : section d'acier minimale.

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours (Ici en prend $f_{c28} = 25$ MPa)

f_e : contrainte limite élastique des aciers (Ici en prend $f_e = 400$ MPa)

B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout sa périphérique tel que :

$$\text{Poteaux rectangulaires} B_r = (a - 0,02) (b - 0,02) \text{ m}^2$$

On a alors :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]}$$

Zone III $A_{\min} = 0,9\%B \Rightarrow A/B_r = 0,009$

$$f_{bc} = 0,85 f_{c28} / \gamma_b$$

$B_r \geq 6,52 \times N_u$ (B_r en cm^2 et N_u en t)

IV.7.1 Calcul des surfaces revenant à chaque poteau :

Nous pouvons distingues trois types de poteaux selon leur positions :

Poteau central	Surface (m ²)	Surface majorée	Poteau de rive	Surface (m ²)	Surface majorée	Poteau d'angle	surface (m ²)	Surface majorée
D-2	14.02	15.42	D-1	5.12	5.12	B-1	3.24	3.24
D-3	13.54	14.89	I-4	7.64	7.64	H-1	3.55	3.55
D-4	14.83	16.31	A-2	9.29	9.29	J-1	2.92	2.92
F-4	15.12	16.63	G-2	10.80	10.80	J-4	2.05	2.05
C-4	6.81	7.491	A-3	9.19	9.19	B-4	2.17	2.17
G-3	11.77	12.94	C-6	11.37	11.37	L-3	3.53	3.53
G-4	4.27	4.69	I-5	4.35	4.35	L-2	1.65	1.65
G-5	6.76	7.43	J-2	6.38	6.38	E-1	3.76	3.76
I-3	11.86	13.04	/	/	/	/	/	/
I-2	8.72	9.59	/	/	/	/	/	/

On majore la surface revenant au poteau central en multipliant par (1,1)

IV.7.2 Calcul des charges et surcharges revenant au poteau :

1/Poteau central :

Le poteau le plus sollicité est d'une surface offerte

$$S = 16,63\text{m}^2$$

➤ Niveau terrasse :

Plancher :	$0,661 \times 16,63 = 10,99 \text{ t}$
Surcharges :	$0,1 \times 16,63 = 1,663 \text{ t}$
Poutre :	$[3,625(0,3 \times 0,4) + 5,45(0,35 \times 0,45)] \times 2,5 = 3,13 \text{ t}$
$N_G = 14,12\text{t}$	$N_Q = 1,66\text{t}$

➤ Niveau étage courant :

Plancher :	$0,533 \times 16,63 = 8,86 \text{ t}$
Surcharges :	$0,150 \times 16,63 = 2,49 \text{ t}$
Poutre :	$[3,625(0,3 \times 0,4) + 5,45(0,35 \times 0,45)] \times 2,5 = 3,13 \text{ t}$
Cloison intérieure :	$(3,625 + 5,45) \times 3 \times 0,285 = 3,83 \text{ t}$
$N_G = 15,82 \text{ t}$	$N_Q = 2,49 \text{ t}$

2/Poteau de rive :

Le poteau le plus sollicité est à une surface offerte de

$$S = 11,37\text{m}^2$$

➤ Niveau terrasse :

Plancher :	$0,661 \times 11,37 = 7,51\text{t}$
Surcharges :	$0,1 \times 11,37 = 1,13\text{t}$
Poutre :	$[1,625(0,3 \times 0,4) + 0,8(0,35 \times 0,45)] \times 2,5 = 0,787 \text{ t}$
Acrotère :	$0,196 \times (0,8 + 1,625) \times 0,7 = 0,333$
$N_G = 8,63 \text{ t}$	$N_Q = 1,13 \text{ t}$

➤ Niveau étage courant :

Plancher :	$0,533 \times 11,37 = 6,06 \text{ t}$
Surcharges :	$0,150 \times 11,37 = 1,70 \text{ t}$
Poutre :	$[1,625(0,3 \times 0,4) + 0,8(0,35 \times 0,45)] \times 2,5 = 0,787$
Mur sur poutre :	$0,2856 \times 3(0,8 + 1,625) = 2,077 \text{ t}$
$N_G = 8,91\text{t}$	$N_Q = 1,70 \text{ t}$

3/Poteau d'angle :

Le poteau le plus sollicité est et à une surface offerte de :

$$S = 3,76\text{m}^2$$

➤ Niveau terrasse :

Plancher : $0,661 \times 3,76 = 2,48 \text{ t}$

Poutre : $[1,75 (0,3 \times 0,4) + 2,85 (0,35 \times 0,45)] \times 2,5 = 1,59 \text{ t}$

Acrotère : $0,196 \times (1,75 + 2,85) \times 0,7 = 0,631$

Surcharges : $0,1 \times 3,76 = 0,37 \text{ t}$

$N_G = 4,43 \text{ t}$

$N_Q = 0,37 \text{ t}$

➤ Niveau étage courant :

Plancher : $0,533 \times 3,76 = 2,19 \text{ t}$

Surcharges : $0,15 \times 3,76 = 0,564 \text{ t}$

Poutre : $[1,75 (0,3 \times 0,4) + 2,85 (0,35 \times 0,45)] \times 2,5 = 1,59 \text{ t}$

Mur sur poutre $0,2856 \times 3 (1,75 + 2,85) = 3,94$

$N_G = 7,53 \text{ t}$

$N_Q = 0,56 \text{ t}$

Avec :

$$N_u = (1,35N_G + 1,5N_Q)$$

Résultat des charges G et Q pour les différents poteaux :

Charge	Poteau central	Poteau de rive	Poteau d'angle
G_{terrasse}	14,12 t	8,63 t	4,43 t
Q_{terrasse}	1,66 t	1,13 t	0,37 t
G_{ec}	15,82 t	8,91 t	7,53 t
Q_{ec}	2,49 t	1,7 t	0,56 t
Q_{rdc}	6,65 t	4,54 t	1,50 t

IV.7.3 Dégression des charges d'exploitation :

Niveau	Poteau central	Poteau de rive	Poteau d'angle
Terrasse	1.66	1.13	0.37
8	4.15	2.3	0.93
7	6.391	3.353	1.434
6	8.383	4.289	1.882
5	10.126	5.108	2.274
4	11.62	5.81	2.61
3	12.865	6.395	2.89
2	14.11	6.98	3.17
1	15.355	7.565	3.45
RDC	16.6	8.15	3.73
S/ SOL	19,92	8.15	3.73

IV.7.4 Calcul des sections des poteaux :

a/ Poteau central :

Pour une section carrée $B_r = (a - 0.02)^2$ d'où : $a = \sqrt{B_r} + 0.02$ (en m).

Pour tenir compte de l'effet sismique On prend une majoration dynamique de 1,2.

Pour tenir compte de la discontinuité des différents éléments de plancher ainsi que celle des travées on doit majorer les charges évaluées en multipliant par un coefficient β

	G (t)	N _G (t)	Q (t)	N _Q (t)	N _U (t)*β	B _r (cm ²)	A(cm)	a×1,2	B(cm ²)
9	14,12	14,12	1,66	1,66	24,784	161,59	14,71	17,65	35x35
8	15,82	29,94	2,49	4,15	53,640	349,73	20,70	24,84	35x35
7	15,82	45,76	2,49	6,391	82,06	535,07	25,13	30,15	35x35
6	15,82	61,58	2,49	8,383	110,06	717,61	28,78	34,54	45x45
5	15,82	77,4	2,49	10,126	137,63	897,35	31,95	38,34	45x45
4	15,82	93,22	2,49	11,62	164,76	1074,29	34,77	41,73	45x45
3	15,82	109,04	2,49	12,865	191,47	1248,42	37,33	44,79	50x50
2	15,82	124,86	2,49	14,11	218,18	1422,56	39,71	47,66	50x50
1	15,82	140,68	2,49	15,355	244,89	1596,70	41,95	50,35	55x55
RDC	15,82	156,5	2,49	16,6	271,60	1770,84	44,08	52,89	55x55
S/sol	16,68	181,78	6,65	19,92	316,57	2064,07	46,43	54,918	55x55

Le coefficient β égale a 1,15

B/Poteau de rive :

	G (t)	N _G (t)	Q	N _Q	N _U (t)*β	B _r (cm ²)	A(cm)	a×1,2	B(cm ²)
9	8,63	8,63	1,13	1,13	14,68	95,71	11,78	14,14	30x30
8	8,91	17,54	1,7	2,3	29,84	194,56	15,94	19,13	30x30
7	8,91	26,45	1,7	3,353	44,81	292,16	19,09	22,91	30x30
6	8,91	35,36	1,7	1,434	54,87	357,78	20,91	25,09	30x30
5	8,91	44,27	1,7	1,882	68,84	448,87	23,18	27,82	30x30
4	8,91	53,18	1,7	2,274	82,72	539,36	25,22	30,26	35x35
3	8,91	62,09	1,7	6,395	102,75	669,96	27,88	33,46	35x35
2	8,91	71	1,7	6,98	116,95	762,52	29,61	35,53	40x40
1	8,91	79,91	1,7	7,565	131,14	855,08	31,24	37,49	40x40
RDC	8,91	88,82	1,7	8,15	145,34	947,65	32,78	39,34	45x45
S/sol	9,51	104,32	4,54	10,42	172,10	1122,14	35,49	42,59	45x45

Le coefficient β égale a 1,1

c/ Poteau d'angle :

	G (t)	N _G (t)	Q (t)	N _Q (t)	N _U (t)*β	B _r (cm ²)	A(cm)	a×1,2	B(cm ²)
9	4,43	4,43	0,37	0,37	6,53	42,61	8,52	10,23	30x30
8	7,53	11,96	0,56	0,93	17,54	114,36	12,69	15,23	30x30
7	7,53	19,49	0,56	1,434	28,46	185,57	15,62	18,74	30x30
6	7,53	27,02	0,56	1,882	39,3	256,23	18,00	21,60	30x30
5	7,53	34,55	0,56	2,274	50,05	326,34	20,06	24,07	30x30
4	7,53	42,08	0,56	2,61	60,72	395,91	21,89	26,27	30x30
3	7,53	49,61	0,56	2,89	71,30	464,93	23,56	28,27	30x30
2	7,53	57,14	0,56	3,17	81,89	533,94	25,10	30,12	35x35
1	7,53	64,67	0,56	3,45	92,47	602,96	26,55	31,86	35x35
RDC	7,53	72,2	0,56	3,73	103,06	671,98	27,92	33,50	40x40
S/sol	7,53	79,73	1,5	4,48	117,19	764,08	29,64	35,57	40x40

Le coefficient β égale a 1

D'après l'article 7.4.1 de RPA, il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives des sections comparables a celle de poteaux centraux ; pour leur conférer une meilleur résistance aux sollicitations sismiques.

Donc on adoptera les sections suivantes :

étage	S/Sol et RDC et 1	2 et3	4 à 6	7 à 9
section	55x55	50x50	45x45	35x35

IV.7.2 Vérification des sections des poteaux :

L'article 7.4.1 de RPA 99 exige que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

b₁, h₁, h_e : les dimensions du poteau :

Pour la zone III on a :

➤ Min (b₁, h₁) ≥ 30 cm

➤ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$

➤ $1/4 < b_1/h_1 < 4$

Toutes les conditions vérifient pour tous les sections des poteaux.

IV.8. Pré dimensionnement des voiles :

Le Pré dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 des RPA99/Version2003. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux induit par la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement.

D'après l'article 7.7.1 de RPA 99/Version2003.

- sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition

$L > 4a$ telle que L : longueur de voile
 a : épaisseur de voile.

-L'épaisseur minimale du voile est de 15 cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage H_e et des conditions de rigidité aux extrémités selon les Formules suivantes :

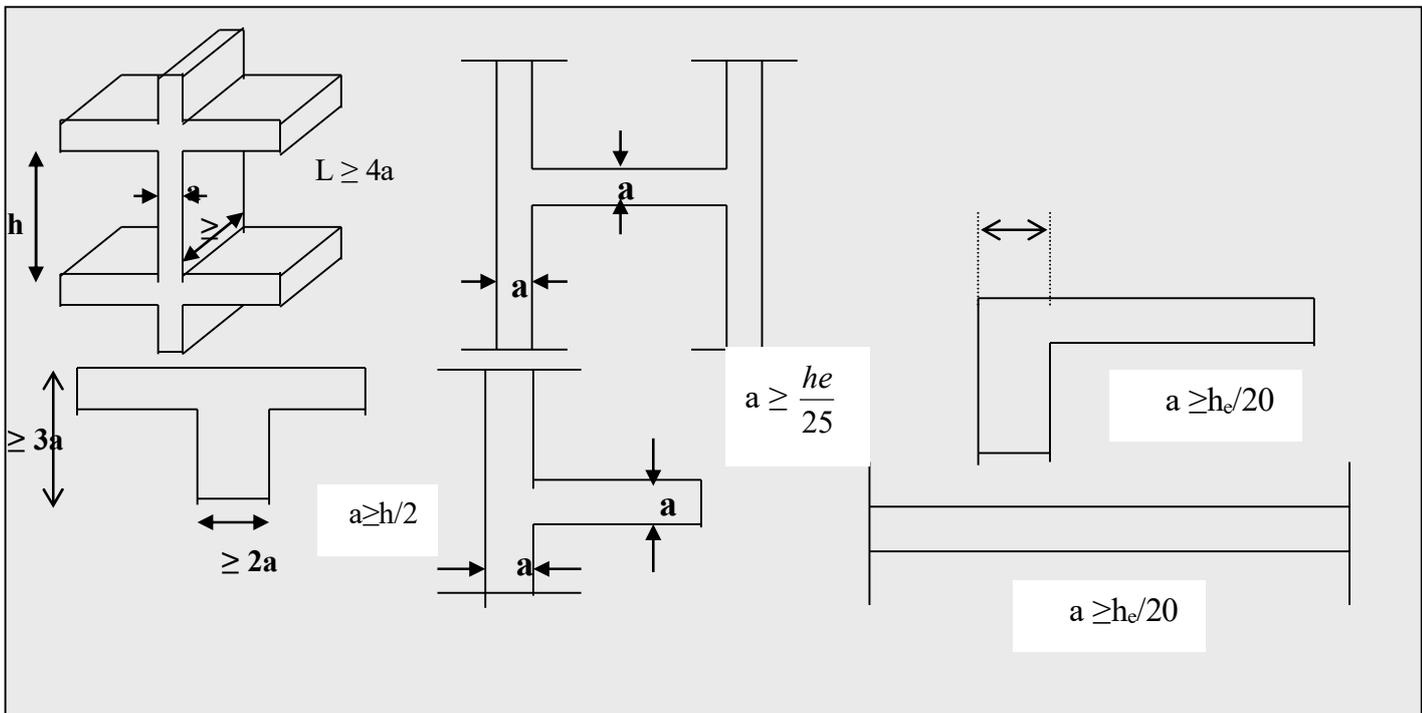


Fig.(IV.7) : Coupes de voiles

H_E , dans notre cas :

$$a > h_e/20 = 400/20 = 20 \text{ cm.}$$

L'épaisseur calculé est plus importante que celle exigée par le règlement en vigueur.

Il nous reste à vérifier si l'épaisseur vérifie la condition de la longueur citée au début du paragraphe :

- Sens longitudinal : $L_{Min} = 550 \text{ cm} > 4 a = 80 \text{ cm}$ (Vérifié)
- Sens transversal : $L_{Min} = 475 \text{ cm} > 80 \text{ cm.}$ (Vérifié)

IV.9 Local d'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement par sa cabine et sa machinerie.

- Poids de la cabine vide : $P_c = 28,5 \text{ KN}$
- Charge d'exploitation (pour notre cas de 10 personnes) : $P_e = 7,50 \text{ KN}$
- Vitesse de l'ascenseur : $V = 1 \text{ m/s}$

➤ Dalle du local machinerie :

La dalle du local machinerie est soumise à un chargement plus important à celui des autres dalles, car en plus de son poids propre elle prend le poids de l'ascenseur (poids de la cabine , poids du contre poids, ...etc.).

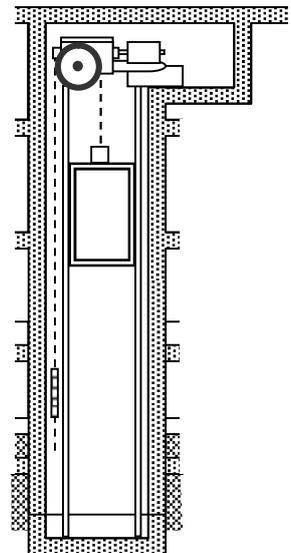


Fig.(IV.8) .Cage d'ascenseur

CHAPITRE V

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

V.1 Calcul des escaliers :

Un escalier est constitué d'une succession de gradins, il sert à relier deux différents niveaux d'une construction.

V.1.1 Les escaliers du RDC et du S/sol :

➤ Détermination des efforts : Pour notre emmarchement on aura :

Palier..... $G_1 = 0,515$ t/ml

Paillasse..... $G_2 = 0,865$ t/ml.

Surcharge..... $Q = 0,25$ t/ml.

Après un calcul de RDM on a les résultats suivants :

✓ **ELU :**

$M_{\max} = 31,2$ KN.m ; $V_{\max} = 32,15$ KN.

✓ **ELS:**

$M_{\max} = 25,69$ KN.m ; $V_{\max} = 23,6$ KN.

➤ **Ferraillage longitudinal :**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1.3 m. la fissuration est considérée comme peu nuisible. La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée.

$M_{\max} = 31,2$ KN.m

$V_{\max} = 32,15$ KN.m

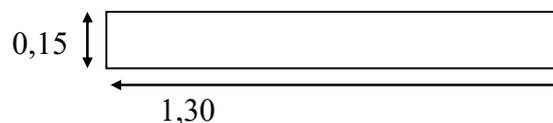
Acier Type 1 FeF40

Fissurations peu nuisibles

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$d = 0.9 h \Rightarrow d = 0,135 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu = 0,123$$



$\mu < 0.186 \Rightarrow$ pas d'armature comprimée

\Rightarrow Domaine 1 , $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0,164$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0,1093\text{m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = (400/1,15) = 348\text{Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = 8.20 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23b_o d f_{t28}}{f_e} = 1,76\text{cm}^2 \quad f_{t28} = 2,1\text{MPa}$$

$A_s > A_{\min}$ condition vérifié

Choix des barres :

8HA 12 = 9.05 cm²

A_s = 8HA 12

➤ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 2,26 \text{ cm}^2$$

6HA 8 = 3,02 cm²

A_r = 6HA 8

➤ Vérification au cisaillement :

On doit vérifier :

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{Vu_{\max}}{bd}$$

$$Vu = Ra = 3,215 \text{ t}$$

$$\tau_u = 0,03215 / (0,117 \times 1.3) = 0,21\text{Mpa}$$

$$\tau_u = \min (0,20 f_{c28} / \gamma_b , 5 \text{ MPa}) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

➤ **Les Armatures transversales :**

D'après le **C.B.A 93** (article A.5.2), il n'y a pas lieu de prévoir des armatures transversales si :

$$1. \quad \tau_u = \frac{Vu}{bd} < 0,07 f_{c28} / \gamma_b$$

$$\tau_u = 0,21 < 1,16 \text{ MPa}$$

2. Il n'y a pas de reprise de bétonnage.....vérifiée.

Conditions vérifiées donc il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales.

➤ **Vérification des contraintes**

✓ Position de l'axe neutre :

$$1/2 b y^2 + \eta A_s' (y-c') - \eta A_s(d-y) = 0$$

$$A_s' = 0, \quad A_s = 9,05 \text{ cm}^2/\text{ml}, \quad \eta = 15$$

$$0.65 y^2 + 0.0135y - 0.00158 = 0 \Rightarrow Y = 4 \text{ cm}$$

✓ moment d'inertie :

$$I = 1/3 b y^3 + 15 A_s (d-y)^2 = 10821,94 \text{ cm}^4$$

$$M_{\text{ser}} = 2,64 \text{ t.m/ml}$$

$$\sigma_{bc} = M_{\text{ser}} y / I = 9.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \sigma_{bc}^{\text{lim}}$: condition vérifiée

V.1.2 Calcul des escaliers :(étage courant)

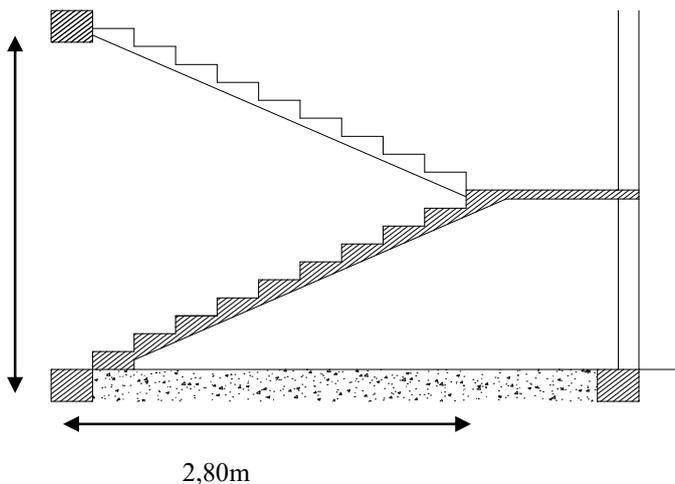
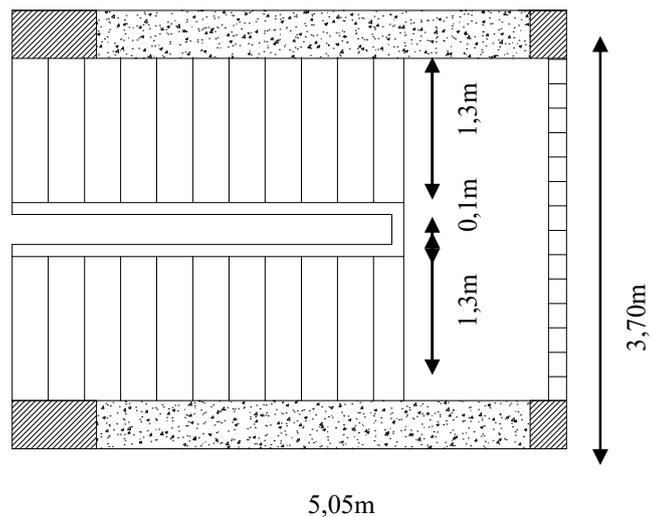


Fig (V.1) Dessin en elevation de l'escalier



fig(V.2) Dessin en plan de l'escalier

➤ **Détermination des efforts :**

Pour notre emmarchement on aura :

Palier..... $G_1 = 0,515 \text{ t/ml}$

Paillasse..... $G_2 = 0,81 \text{ t/ml}$

Surcharge..... $Q = 0,25 \text{ t/ml}$

Les Combinaisons de Charge :

ELU:

$$P_1 = 1.35 G_1 + 1.5 Q_1 = 1.35 \times 0,515 + 1.5 \times 0,25 = 1,07 \text{ t/ml}$$

$$P_2 = 1.35 G_2 + 1.5 Q_2 = 1.35 \times 0,81 + 1.5 \times 0,25 = 1,46 \text{ t/ml}$$

ELU : $M_{\max} = 22.24 \text{ KN.m}$; $V_{\max} = 25.5 \text{ KN}$

ELS: $M_{\max} = 16,1\text{KN.m}$; $V_{\max} = 18,49\text{KN}$

➤ **Ferraillage longitudinal :**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1.3m. la fissuration est considérée comme peu nuisible. La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée.

$M_{\max} = 22,24 \text{ KN.m}$

$V_{\max} = 25,5 \text{ KN.m}$

$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

Acier Type 1 FeF40

Fissurations peu nuisibles

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$d = 0.9 h \Rightarrow d = 0,135 \text{ m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu = 0,088$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ pas d'armature comprimée

\Rightarrow Domaine 1 , $\epsilon_s = 10 \text{ ‰}$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0,115$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0,111\text{m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_c}{\delta_s} = (400/1,15) = 348\text{Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 5,75 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e} = 1,76\text{cm}^2 ; f_{t28} = 2,1\text{MPa}$$

$A_s > A_{\min}$ condition vérifié

Choix des barres : 6HA 12 = 6,79 cm²

A_s = 6HA 12

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

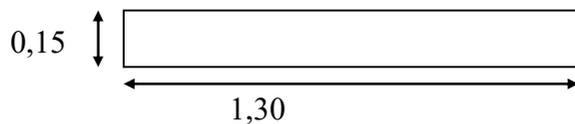
4HA 8 = 2,01cm²

A_r = 4HA 8

➤ **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier :

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



$$\tau_u = \frac{Vu_{\max}}{bd}$$

$$Vu = Ra = 2,55 \text{ t}$$

$$\tau_u = 0,0255 / (0,117 \times 1,3) = 0,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u' = \min (0,20 f_{c28} / \gamma_b , 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

Position de l'axe neutre :

$$1/2 b y^2 + \eta A_s' (y - c') - \eta A_s (d - y) = 0$$

$$A_s' = 0, \quad A_s = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}, \quad \eta = 15$$

$$1/2 b y^2 - \eta A_s (d - y) = 0$$

$$0,65 y^2 + 0,0101 y - 0,00119 = 0$$

$$Y = 3,5 \text{ cm}$$

$$I = 1/3 b y^3 + 15 A_s (d - y)^2$$

$$I = 8705,39 \text{ cm}^4$$

$$M_{\text{ser}} = 1,61 \text{ t.m/ml}$$

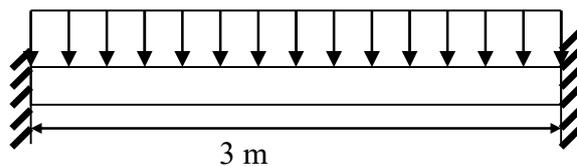
$$\sigma_{bc} = M_{\text{ser}} y / I = 6,47 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} : \text{condition vérifiée}$$

V.1.3 Ferrailage de la poutre palière :

La poutre palière sert d'encastrement au palier, et a les dimensions suivantes (30×25×300)



✓ Selon le CBA 93 :

-la hauteur h de la poutre palière doit être :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ cm}$$

$$\frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10}$$

$$20 \leq h \leq 30 \text{ cm on prend } h = 30 \text{ cm}$$

✓ Selon le RPA99 :

$$h = 30 \geq 30$$

$$b = 25 \geq 25$$

Donc la section de la poutre palière est de $b \times h = 30 \times 25 \text{ cm}^2$

➤ **Sollicitation :**

Le poids propre de la poutre

$$G = 1 \times 0.3 \times 0.25 \times 2.5 = 0.1875 \text{ t/ml}$$

La réaction du palier due à l'escalier

$$R = 3.215 \text{ t}$$

➤ **Combinaison des charges :**

$$P_u = 1.35 (0.1875) + 3.215 = 3,46 \text{ t/m}$$

$$P_{ser} = 0.1875 + 2.36 = 2.54 \text{ t/m}$$

✓ en appui :

$$M_u = 2,73 \text{ t/ml} ; M_{ser} = 1,91 \text{ t/ml.}$$

$$V_u = 5,46 \text{ t.} ; V_{ser} = 3,81 \text{ t.}$$

✓ à mi travée :

$$M_u = 1,365 \text{ t/ml; } M_{ser} = 0,952 \text{ t/ml.}$$

➤ **Ferraillage en travée :** la fissuration est considérée comme peu préjudiciable donc le

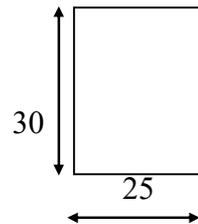
Ferraillage est en ELU.

$$M_{max} = 1,365 \text{ tm}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$d = 0.9 h \Rightarrow d = 0.27 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_o d^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu = 0,052$$



$\mu < 0.186 \Rightarrow$ pas d'armature comprimée

\Rightarrow domaine 1, $\epsilon_s = 10 \text{ ‰}$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0,066.$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0,262 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 1,49 \text{ cm}^2$$

- Donc on choisit :

$$3\text{HA } 12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage en appui :**

$$M_u = 2,73 \text{ tm}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$d = 0.9 h \Rightarrow d = 0.27 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_o d^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu = 0,105$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ pas d'armature comprimée
 \Rightarrow domaine 1, $\epsilon_s = 10$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \Rightarrow \alpha = 0,138$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0,255 \text{ m.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 3,07 \text{ cm}^2$$

- Donc on choisit :

$$3\text{HA } 12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

➤ **Les armatures transversales doivent vérifiées :**

$$\phi_t \leq \min\{h/35, b_o/10, \phi_l\} \Rightarrow \phi_t \leq \min\{30/35; 25/10; 1.4\} = 0.85 \text{ cm.}$$

On prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$

On prend **4HA6** $\Rightarrow A_t = 1,13 \text{ cm}^2$ (1 cadre+1 étrier).

➤ **Calcul de l'espacement des armatures transversales :**

-A partir des conditions de C.B.A 93 (art A.5.1.2.2) les armatures transversales doivent respectées les conditions suivantes :

$$1. \quad S_t \leq \min(0.9d ; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(0,243; 40\text{cm})$$

$$2. \quad S_t \leq A_t f_e / (0.4b_o) \Rightarrow S_t \leq 62,8\text{cm}$$

-A partir d'article **7.5.2.2** de **RPA 99/version 2003**, les armatures doivent respecter les conditions suivantes :

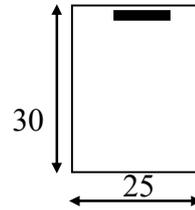
✓ Zone courante : $S_t \leq h/2 = 15 \text{ cm}$

✓ Zone nodale : $S_t \leq \min(h/4; 12 \Phi_l) = 6,25 \text{ cm}$

On adopte les espacements suivants :

✓ Zone courante : $S_t = 15\text{cm}$

✓ Zone nodale : $S_t = 6 \text{ cm}$



➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b_o \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 0,81 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{min}$ condition vérifiée

➤ **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier : $\tau_U < \bar{\tau}_U$

$$\tau_U = \frac{Vu_{max}}{b \cdot d}$$

$$\tau_U = 0,0546 / 0,27 \times 0,25 = 0,80 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min(0,20 \cdot f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \tau_U < \bar{\tau}_U$ Condition vérifiée

➤ **Vérification à l'ELS :** La fissuration étant peu nuisible, il n'y a pas lieu de vérifier l'état de l'ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression du béton. On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$M_{t_{ser}} = 9,52 \text{ kN.m}$$

$$M_{a_{ser}} = 17,7 \text{ kN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$1/2 b y^2 + \eta A_s' (y - c') - \eta A_s (d - y) = 0$$

$$A_s' = 0, \quad A_s = 3,08 \text{ cm}^2/\text{ml}, \quad \eta = 15$$

$$0,65 y^2 + 0,0046 y - 0,0012 = 0 \quad \Rightarrow Y = 3,8 \text{ cm}$$

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

En travée: $\sigma_{bc} = 1,20 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$: vérifié

Sur appui : $\sigma_{bc} = 0,646 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$: vérifié

➤ **Condition de la flèche :**

Pour une poutre encadrée de ses extrémités, la flèche est :

$$f = \frac{Pl^4}{384EI}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = 0,25 \times 0,3^3 / 12 = 0,00056 \text{ m}^4$$

On doit vérifier que : $f < \bar{f} = \frac{l}{500}$

$$f = 0,00057 \text{ m} < \bar{f} = 0,6 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V.2 Calcul du balcon :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encasté dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par : $L/15 < e < L/20 + 7 \Rightarrow$ on a: $L = 1,25\text{m}$

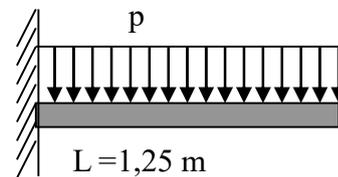
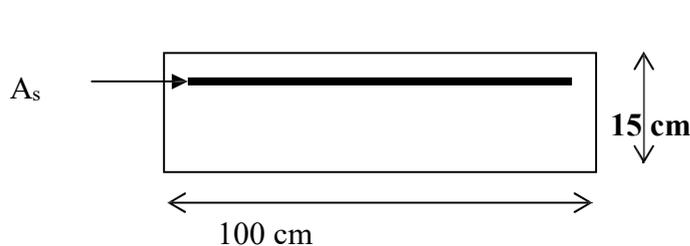
$$8.33 \leq e \leq 13.25 \quad \text{on prend:} \quad e = 12 \text{ cm.}$$

Pour des considérations pratiques ; on doit majorer à : $e = 15 \text{ cm.}$

V.2 .1 Évaluation des charges :

$$G_1 = 0,598 \text{ t/m}^2$$

$$Q_1 = 0,35 \text{ t/m}^2$$



fig(V.3) : Dessin de balcon

V.2 .2 Combinaison des charges :

$$P = 1.35 \times G_1 + 1.5 \times Q_1 \Rightarrow P_u = 1,332 \text{ t/m}$$

$$P_{\text{ser}} = G_1 + Q_1 = 0,598 + 0,350 = 0,948 \text{ t/ml}$$

$$M_{\text{ser}} = (P_{\text{ser}} \cdot L^2) / 2 = 7,40 \text{ KN.m}$$

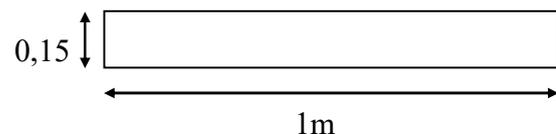
V.2 .3 Calcul des armatures :

La fissuration est considérée comme préjudiciable car le balcon est exposé aux intempéries, (variation de température, l'eau, neige, etc.). Le calcul s'effectuera donc à l'ELS.

Le calcul se faire pour une bande de 1m de largeur

$$f_{\text{bu}} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow f_{\text{bu}} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$d = 0.9 h \Rightarrow d = 0,135 \text{ m}$$



$$\sigma_{\text{st}} = \min (2/3 f_e; \max(0,5 f_e; 110(\eta f_{ij})^{0,5}))$$

$$\sigma_{\text{st}} = \min (2/3 \times 400, 201,6)$$

$$\Rightarrow \sigma_{\text{sc}} = 201,6 \text{ Mpa}$$

Calcul du moment limite du service :

$$x = 15\sigma_{bc} \cdot d / (15\sigma_{bc} + \sigma_{st})$$

$$x = 0,069.$$

$$z = d - x/3.$$

$$z = 0,066.$$

$$M' = 0,5 \cdot b \cdot x \cdot z \cdot \sigma_{bc}.$$

$$M' = 32,2 \text{ KN}$$

$$M_{ser} < M' \text{ donc } A' = 0 \text{ (S.S.A.C)}$$

$$A_{ser} = M_{ser} / Z \times \sigma_s$$

$$A_{ser} = 5,56 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{On prend } 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

V.2.4 Condition de non fragilité :

$$e = 15\text{cm} \quad A_s = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$A_s > 0,23 \times b_0 \times d \times (f_{t28}/f_c) = 0,23 \times 1 \times 0,135 \times (2,1/400) = 1,63\text{cm}^2$$

$$A_s > A_{s \text{ min}}$$

V.2.5 Armature de répartition :

$$A_s = A_s/4 = 1,41 \Rightarrow 5\text{HA}8 (2,51\text{cm}^2)$$

V.2.6 Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ max}}}{b_0 d}$$

$$V_u = 16,65 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0,01665/0,135 \times 1 = 0,123 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min (0,20 f_{c28} / \gamma_b , 5 \text{ MPa}) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_U < \bar{\tau}_U \Rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

V.2.7 Vérification au séisme :

D'après le RPA 99 (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante ;

La distribution de ces forces doit être faite comme pour les forces de gravite.

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

A: coefficient d'accélération de zone.

$$A = 0,25 \text{ (groupe 2, zone III).}$$

C_P : facteur de force horizontale.

$C_P = 0,80$ (élément en console)

W_P : poids de la console

$W_P = 0,598 \text{ t/m}^2$

D'où ; $F_P = 4 \times 0,25 \times 0,80 \times 0,598 = 0,478 \text{ t}$

$$M_u = L \times F_P = 5,97 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}}$$

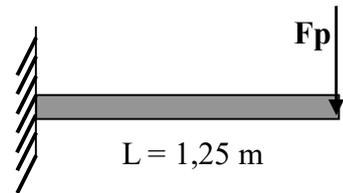
$$\mu = (0,00597) / [(1 \times (0,135)^2 \times 18,47)] = 0,017 < 0,186$$

On est dans le domaine 1

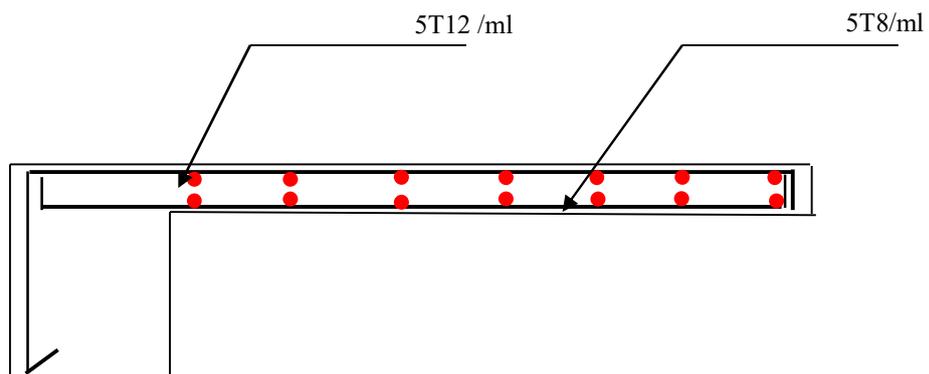
$$\Rightarrow \varepsilon_s = 10 \cdot 10^{-3} \Rightarrow \sigma_s = f(\varepsilon_s) = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_s = M_u / z \cdot \sigma_s = 0,00597 / (0,135 \times 348)$$

$$A_s = 1,27 \text{ cm}^2 \text{ soit } < A_s = 5,65 \text{ cm}^2.$$



fig(V.4) : Dessin de balcon



fig(V.5) : Balcon d'étages courants

V.3 .CALCUL DE L'ACROTÈRE

V.3.1 Définition

L'acrotère est un élément structural contournant le sommet du bâtiment conçu pour la protection de la ligne conjonctive entre lui même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est réalisé en béton armé, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante. Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, donc le calcul se fera à l'ELS.

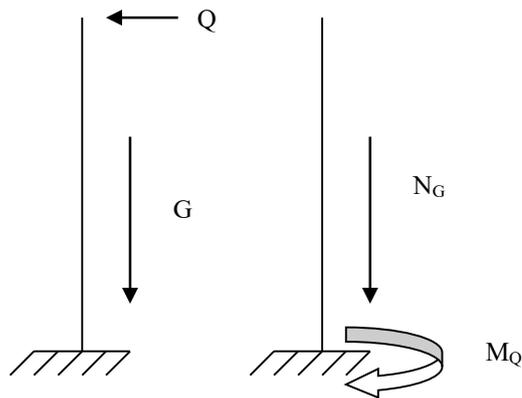


Schéma statique

V.3.2 Sollicitations :

Pour le ferrailage on prend une bande de 1 m de longueur :

➤ Effort normal :

$$N_u = 1.35 \times N_G = 2,29 \text{ KN/ml}$$

$$N_{ser} = N_G = 1,7 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Avec : } N_G = 1,7 \text{ KN/ml}$$

$$N_q = 1 \text{ KN/ml}$$

➤ Moment de flexion :

$$M = N_q \cdot h = 1 \cdot 0,6 = 0,6 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1.5 \cdot M_q = 0,9 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = M_q = 0,6 \text{ KN/ml}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$V = NQ = 1 \text{ KN/ml}$$

$$V_u = 1.5 \times V = 1,5 \text{ KN/ml}$$

$$V_{\text{ser}} = V = 1 \text{ KN/ml}$$

V.3.3 Ferrailage :

La fissuration est considérée comme préjudiciable parce que les éléments sont exposés aux intempéries, (variation de température, l'eau, neige, etc. ...) donc le calcul effectuera à l'ELS.

Les forces horizontales peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère donc on adopte la même section d'armatures pour la zone comprimée (soit : $A_s' = A_s$)

➤ **Ferrailage à l' E.L.S :**

$$M_{\text{ser}} = 0.6 \text{ KN/ml}$$

$$N_{\text{ser}} = 1,7 \text{ KN/ml}$$

✓ Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = M_{\text{ser}}/N_{\text{ser}} = 0.6/1.7 = 0,3529\text{m} \Rightarrow e_0 = \mathbf{35.2\text{cm}}$$

$$e_0 > h/2 \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée (S.P.C)}$$

✓ Evaluation des moments aux niveaux des armatures tendues :

$$M_{\text{ser a}} = M_{\text{ser G}} + N_{\text{ser}} \times (d-h/2)$$

$$M_{\text{ser A}} = 0.6 + 1,7 \times (0,09 - 0.1/2)$$

$$\Rightarrow M_{\text{ser a}} = 0.668 \text{ KN/ ml}$$

La contrainte du béton est donnée / ELS :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

La contrainte de l'acier

La Fissuration et considérée préjudiciable

$$\sigma_{st} = \min (2/3 f_e, 110(\eta f_{tj})^{0,5})$$

$$\eta = 1.6$$

$$\sigma_{st} = \min (2/3 \times 400, 201,6)$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = 201,6 \text{ Mpa}$$

✓ Calcul du moment limité de service M :

$$x = 15\sigma_{bc} \cdot d / (15\sigma_{bc} + \sigma_{st})$$

$$x = 0,047$$

$$z = d - x/3$$

$$z = 0,074$$

$$M' = 0,5 \cdot b \cdot x \cdot z \cdot \sigma_{bc}$$

$$M' = 0,026 \text{ MN}$$

$$M_{ser} < M' \text{ donc } A' = 0 \text{ (S.S.A.C)}$$

$$A_{ser} = M_{ser} / Z \times \sigma_s$$

$$A_{ser} = 0,40 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ser} = A_s - N_{ser} / \sigma_{sc}$$

$$A_{ser} = \mathbf{0.32 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

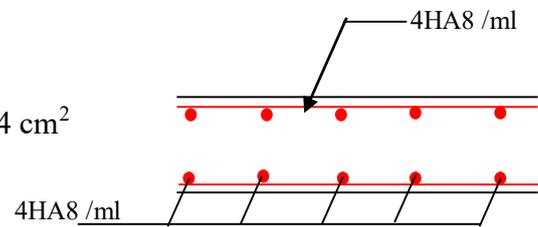
➤ **Vérification de condition de non fragilité :**

On a : $A_{smin} \geq 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$

D'où $A_s < \mathbf{1,24 \text{ cm}^2}$

Donc $A_s > \max (A_{ser}, A_{min}) \Rightarrow A_s = 1,24 \text{ cm}^2$

Qui nous donne **4HA8** = 2,01 cm²/ml .



fig(V.6). Schéma de ferrailage de l'acrotère

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u' = \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b , 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = V_u / b \times d = 1,5 / 1 \times 0,09 = 0,016 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_u'$ la condition est vérifiée

➤ **Vérification au séisme :**

D'après le RPA 99/version2003 (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante ;

$$F_P = 4 A C_P W_P$$

A: coefficient d'accélération de zone.

$$A = 0,25 \text{ (groupe 2, zone III).}$$

$$C_P = 0,80 \text{ (élément en console)}$$

$$W_P = 0,17 \text{ t/ml}$$

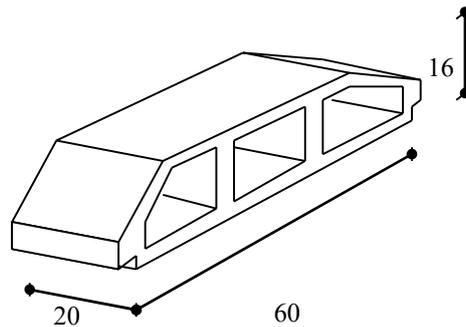
D'où ;

$$F_P = 4 \times 0,25 \times 0,80 \times 0,17 = 0,136 \text{ t/ml} < 0,1 \text{ t/ml}$$

V.4 Etudes des plancher :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés être infiniment rigides dans leur plan. Ils ont pour rôle de :

- ✓ Transmettre les charges aux éléments porteurs.
- ✓ Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique



fig(V.7) : Corps Creux

V.4.1 ferrailage des poutrelles :

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leur calcul s'effectue selon l'une des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes à savoir avant et après le coulage de la table de compression.

V.4.1.1 1^{ère} Phase de calcul (avant le coulage) :

On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités. Elle supporte :

- Son poids propre.
- Poids du corps creux.
- Surcharge due à l'ouvrier : $Q = 1 \text{ kN/m}^2$.

✓ Les sollicitations :

- Charge permanente :
 - poids propre de la poutrelle : $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ kN/m}$.
 - poids propre du corps creux : $0,60 \cdot 0,95 = 0,57 \text{ kN/m}$.

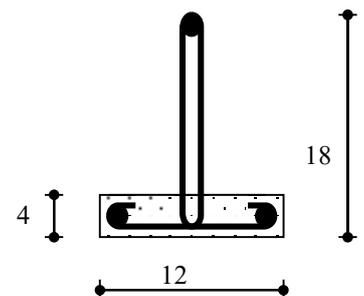


Figure (V.8) Poutrelle préfabriquée

$$G=0,69 \text{ kN/m}$$

- Surcharge d'exploitation du chantier : $0,60 \cdot 1=0,60 \text{ kN/m}$

$$Q=0,60 \text{ kN/m}$$

✓ **Les combinaisons :**

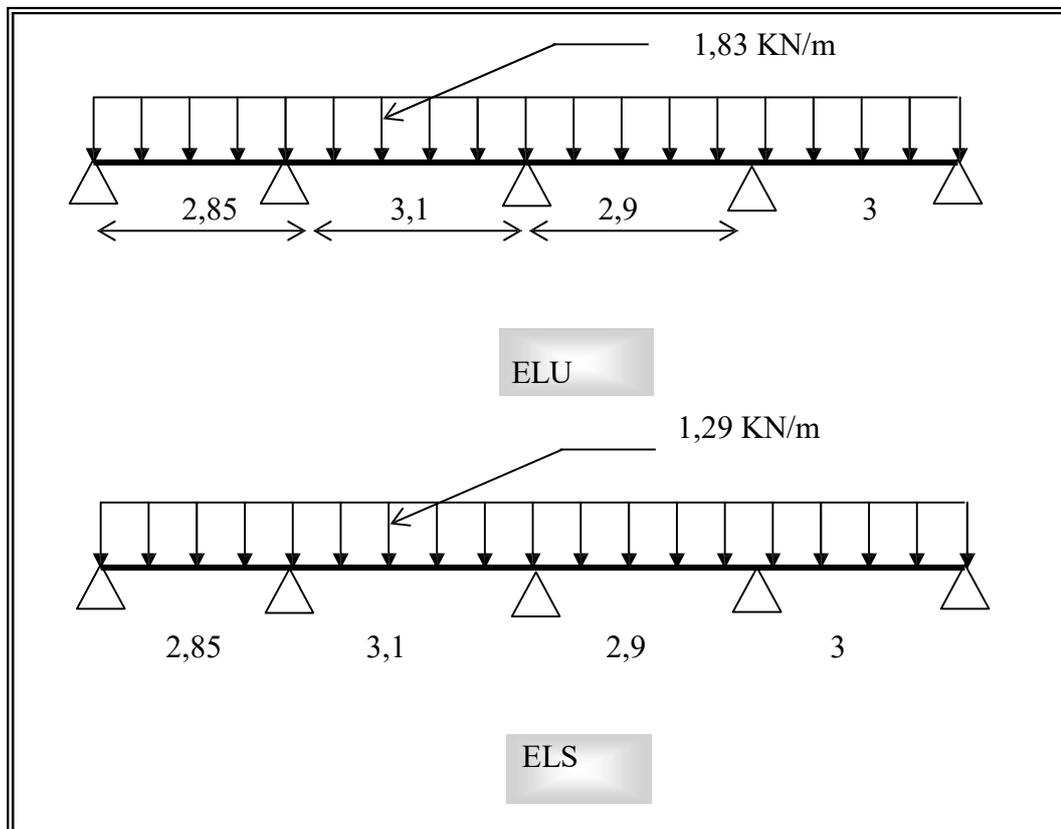
Le calcul se fera à l'ELU et on fait la vérification à l'ELS :

ELS : $q_s = Q + G$

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5 \cdot Q$

$$q_u = 1,35 \times 0,69 + 1,5 \times 0,6 = 1,83 \text{ kN/m}$$

$$q_{ser} = 0,69 + 0,60 = 1,29 \text{ kN/m}$$



L'expression du moment maximum dans une telle poutre isostatique est donnée par :

$$M_{\max} = p l^2 / 8 \quad \text{Dans notre cas : } L_{\max} = 3,1 \text{ m}$$

D'où on obtient :

$$M_U = 1,83 \times \frac{3,1^2}{8} = 2,19 \text{ kN.m}$$

$$M_S = 1,29 \times \frac{3,1^2}{8} = 1,54 \text{ kN.m}$$

L'effort tranchant maximal est donné par :

$$T_{u \max} = P_u L / 2 = 2,83 \text{ kN}$$

$$T_{ser \max} = P_{ser} L / 2 = 1,99 \text{ kN}$$

✓ **Ferraillage :**

La poutrelle est ferraillée en flexion simple.

b=12 cm ; d=3,60 cm ; h=4 cm

$$f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = 0,993 > \mu_R = 0,306, A'_s \neq 0$$

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, mais on ne peut pas les mettre car la section du béton est trop faible. On prévoit donc des étaielements pour permettre la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant le coulage de la table de compression.

Les étaielements seront disposés de telle façon à annuler les armatures comprimées telle que L_{\max} est calculé comme suit :

$$\mu_{ser} = \frac{M_{ser}}{0,12 \times 0,036^2 \times 14,17} < \mu_R = 0,306$$

$$M_{ser} = q L^2 / 8 \Rightarrow L_{\max} = 1,71 \text{ m}$$

V.4.1.2 2^{ème} phases de calcul : après le coulage de la table de compression :

V.4.1.2.1 Combinaison des charges:

Après durcissement du béton, la poutrelle forme un corps creux monolithe et continu avec la table de compression, elle sera donc sur des appuis continue et elle forme un système hyperstatique.

	G (t/ml)	Q (t/ml)	Pu (t/ml)	Ps (t/ml)
Planche terrasse inaccessible	0,396	0,06	0,588	0,402
Planche étage courante	0,319	0,09	0,565	0,328

Tableau (V.1): Combinaison des charges

La combinaison la plus défavorable est celle du plancher terrasse, la poutrelle sera calculée sous une charge uniformément répartie de 0,402 t/ml.

V.4.1.2.2 Choix de la méthode de calcul:

- **La méthode forfaitaire :**

Selon l'article B 6.2,210 de C.B.A 93 cette méthode est utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

- ✓ $Q \leq (2.G ; 5000 \text{ N/m}^2)$.
- ✓ Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.
- ✓ Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$0,85 < \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$$

- ✓ La fissuration ne compromet pas la tenue de béton armée ni celle de ses revêtements.

Toutes les conditions sont vérifiées donc on peut utiliser la méthode forfaitaire pour la détermination des sollicitations.

• **Principe de la méthode :**

Elle consiste à évaluer les moments sur les appuis M_a et en travées M_t à partir d'une fraction β du moment maximum M_0 de la travée isostatique.

Ceci donne le schéma suivant :

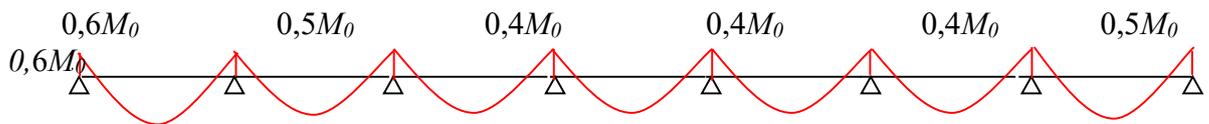


Fig (V.9) Diagramme des moments dans les poutrelles

M_0 étant le moment isostatique égal à M_u

Le calcul des moments se fait comme il est motionné dans l'article E. 2 de C.B.A 93

travée	1	2	3	4
q_G [kN/m]	0,319	0,319	0,319	0,319
q_Q [kN/m]	0,09	0,09	0,09	0,09
L [m]	2,85	3,1	2,9	3
M_0	4,08	4,82	0,4,22	4,52
α	0,282	0,282	0,282	0,282
$M_w ; M_e$	0 - 2,41	- 2,41 - 1,931	- 1,93 - 2,26	- 2,26 0
$V_w = T_w$ [kN]	4,882	6,385	5,715	6,783
$V_e = T_e$ [kN]	- 4,882	- 6,385	- 5,715	- 6,783
M_t [kNm]	2,897	2,618	2,452	2,713

Tableau (V.2) : Les sollicitations des poutrelles a L'ELU

travée	1		2		3		4	
q _G [kN/m]	0,319		0,319		0,319		0,319	
q _Q [kN/m]	0,4674		0,5084		0,4756		0,492	
L [m]	2,85		3,1		2,9		3	
M ₀	3,330		3,940		3,44		3,69	
α	0,282		0,282		0,282		0,282	
M _w ; M _e	0	- 1,97	- 1,97	- 1,57	- 1,57	- 2,26	- 1,84	0
V _w =T _w [kN]	3,978		5,177		4,518		4,306	
V _e =T _e [kN]	- 4,882		- 6,385		- 5,715		- 6,783	
M _t [kNm]	2,36		2,13		2,00		2,21	

Tableau (V.3) : Les sollicitations des poutrelles a L'ELS

$$V(x) = V_0(x) + (M_e - M_w) / L$$

V.4.1.2.3 Ferrailage des poutrelles :

➤ Ferrailage en travée :

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:

$b_f = 60,0$ (cm)

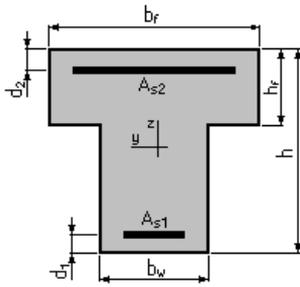
$b_w = 12,0$ (cm)

$h = 20,0$ (cm)

$h_f = 4,0$ (cm)

$d_1 = 3,0$ (cm)

$d_2 = 2,0$ (cm)



3. Moments appliqués:

Etat Limite Ultime (fondamental) M_{max} (kN*m)
2,89

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 0,5$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 2,89$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 0,3$ (cm)
Bras de levier: $Z = 16,9$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,15$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 348,2$ (MPa)

➤ Ferrailage sur appuis :

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa) Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

3. Moments appliqués:

Etat Limite Ultime (fondamental) M_{max} (kN*m)
-2,41

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 0,0$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 0,4$ (cm²)

Analyse par Cas:

Cas ELU	M_{max} = -2,41 (kN*m)	M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = 1,0	(cm)
Bras de levier:	Z = 17,6	(cm)
Déformation du béton:	ε _b = 0,59	(‰)
Déformation de l'acier:	ε _s = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	σ _s = 348,2	(MPa)

V.4.1.2.4 Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.30$$

On prend :

3 HA 10 en travée alors $A_s = 2,36 \text{ cm}^2$
 2 HA 10 sur appui alors $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$

V.4.1.2.5 Vérification des règlements :

➤ **Effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable ($T_U^{\max} = 6,78 \text{ kN}$). donc il faut vérifier que :

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

Tel que : $\bar{\tau}_u = \min(0.2 \cdot f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$ (fissuration peu nuisible)

$$\tau_u = \frac{T_U^{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{6,78 \cdot 10^{-3}}{0.12 \times 0.216} = 0,26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \text{ ----- Vérifiée}$$

➤ **Vérification de la contrainte du béton**

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état limite de l'ouverture des fissures et elle se limite à celle concernant l'état limite de compression du béton.

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{Ser}}{I} \cdot Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Détermination de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} \cdot Y^2 + n \cdot A'_s \cdot (Y - c') - n \cdot A_s \cdot (d - Y) = 0$$

Si : $Y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée.

Si : $Y > h_0 \Rightarrow$ on trie Y de l'équation suivante :

$$\frac{b}{2} \cdot Y^2 + \left(\frac{b-b_0}{2} \right) \cdot (Y-h_0)^2 + n \cdot A'_s \cdot (Y-c') - n \cdot A_s \cdot (d-Y) = 0$$

Les résultats obtenus sont dans le tableau suivant :

Position	M _{Ser} [kN.m]	Y [m]	I [m ⁴]	σ_b (MPa)	Obs.
En travée	2,89	0,033	5,03106E-05	1,945	Vérifiée
Sur appui	2,41	0,033	5,03106E-05	1,622	Vérifiée

Tableaux (V.4): récapitulatif pour la Vérification à L'E.L.S

➤ Vérification de la flèche :

$$f_e = \frac{1}{500}$$

$$f_e = \frac{M_{\max} \times l^2}{9,6EI}$$

$$I = \frac{bh_0^3}{12} + bh \cdot \delta^3 \text{ (théorie d'hygiènes)}$$

Calcul du moment de l'inertie de la section totale

$$I = \frac{bh_0^3}{12} + (bh_0) \times G_2 G_0^2 + \frac{b_0 H_0^3}{12} + (b_0 H) \times G_0 G_1^2$$

$$I = 0,6 \times 0,04^3 / 12 + 0,6 \times 0,04 \times 0,08^2 + 0,12 \times 0,16^3 / 12 + 0,12 \times 0,16 \times 0,02^2$$

$$I = 1,97 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$E = 32164 \text{ MPa}$$

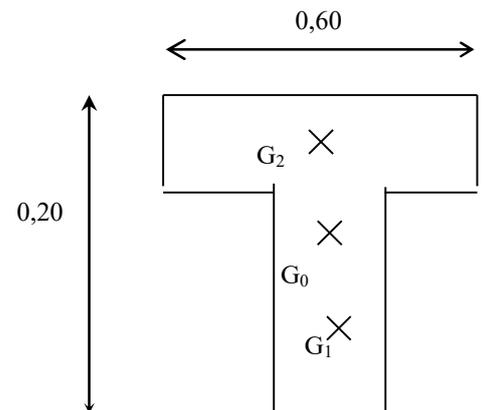
$$M_{\max} = 2,89 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Calcul de f

$$f = \frac{0,00289 \times (3,1)^2}{9,6 \times 1,97 \times 10^{-4} \times 32164} = 0,45 \text{ cm}$$

$$\frac{l}{500} = \frac{310}{500} = 0,62 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = 0,45 \text{ cm} < f_{\text{lim}} = 0,62 \text{ cm} \quad \text{la condition est vérifiée}$$



V.4.1.2.6 Calcul des armatures transversales et de l'espaceur :

• Selon le C.B.A 93 :

$$\text{❖ } \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \cdot f_{ij} \cdot K}{0,9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{Avec : } K = 1 \quad \text{Art 5.1.23}$$

$$\text{❖ } S_t \leq \min\{0,9 \cdot d; 40 \text{ cm}\} \quad \text{Art 5.1.22}$$

$$\text{❖ } S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 0,4} \quad \text{Art 5.1.22}$$

• Selon le RPA 99 : Art 7.5.22

$$\text{❖ } \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 \cdot b_0$$

$$\text{❖ } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi_1\right) \quad \text{zone nodale}$$

$$\text{❖ } S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{zone courante}$$

$$\text{Avec : } \phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right) \quad \phi_t = \min(0,57; 1; 1,2) \text{ cm}$$

On adopte $\phi_t = 0,6 \text{ cm} = 6 \text{ mm}$

$$A_t = 2 \cdot HA6 = 0,56 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$\text{Selon CB.A.} \quad \begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,00009 \\ S_t \leq 16,2 \text{ cm} \\ \frac{A_t}{S_t} \geq 0,012 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Selon RPA99} \quad \begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ S_t \leq 5 \text{ cm} \\ S_t \leq 10 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc on adopte les espacements des cadres suivants

- ✓ $S_t = 5 \text{ cm}$ dans les zones nodales
- ✓ $S_t = 10 \text{ cm}$ hors les zones nodales

Ferrailages des poutrelles	
En travées	Sur appuis
<p>1HA10</p> <p>HA6</p> <p>3HA10</p>	<p>2HA10</p> <p>HA 6</p> <p>3HA10</p> <p>4</p> <p>12</p>

V.4.1 Ferrailage de la dalle de compression :

On ferraille la dalle de compression suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations, Le ferrailage et en treillis soudé.

Les conditions suivantes doivent être respectées :

- ✓ Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- ✓ Produire un effet de répartition entre nervures voisines des charges localisées notamment celles correspondantes aux cloisons.
- ✓ Les dimensions des mailles sont normalisées comme suit :
 - 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
 - 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Si :

$$50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \quad \text{avec : } (L_1 \text{ en cm}).$$

$$L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e}$$

Avec : L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=60 \text{ cm}$).

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).

$$A_2 = A_1 / 2$$

$F_e = 520 \text{ MPa}$ 'quadrillage de T.S.TIE 520.

On a : $L_1 = 60 \text{ cm}$

$$\Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{60}{520} = 0,46 \text{ cm}^2 / m_l$$

$$5T6 \Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

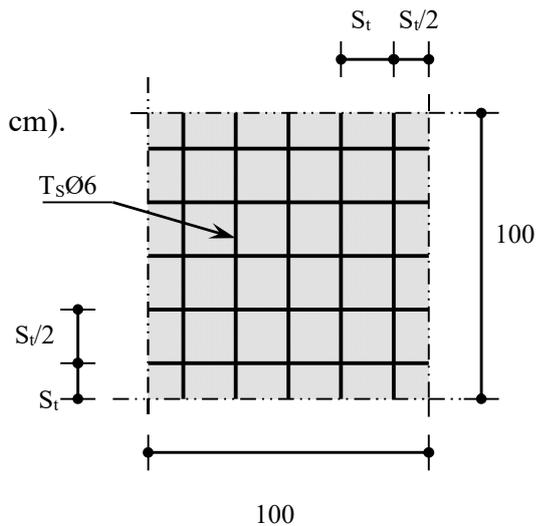


Fig. (V.10) Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

➤ Armature de répartition :

$$A_2 = A_1 / 4 = 0,71 \text{ cm}^2$$

Soit 5T6 $\Rightarrow A_2 = 1,41 \text{ cm}^2$ et $S_t = 20 \text{ cm}$.

Pour le ferrailage de la dalle de Compression, On adopte un treillis soudés dont la dimension des Mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

CHAPITRE VI

ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

VI.1 Introduction

Un tremblement de terre est causé par la libération brutale d'énergie de déformation au niveau la croûte terrestre. Cet ébranlement s'effectue le long des endroits bien spécifiques connus sous le nom de failles. Ce phénomène est lié à la concentration des contraintes dues à la collision entre les plaques tectoniques. La dislocation au niveau des failles libère de l'énergie élastique sous forme d'ondes sismiques qui se propagent dans la terre et provoquant un tremblement de terre. L'allure générale du mouvement provoqué par séisme dépend du caractère de l'excitation dans le foyer, de la profondeur du foyer et de la distance épacentrale.

Personne n'ignore que les séismes sont destructeurs et leur prédiction est très difficile, voire impossible. Par conséquent, la prévention contre les risques sismiques, consiste tout d'abord à construire des structures parasismiques, avec l'application stricte de toutes les prescriptions techniques, les règles et les normes régissant le domaine de la construction. La conception parasismique a comme but d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis les effets des actions sismiques. Elle est basée sur le choix raisonné des formes et de la structuration du bâtiment, à partir des enseignements de l'expérience, accompagné d'un contrôle rigoureux de l'exécution sur le chantier.

Pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure :

- D'une rigidité et d'une résistance suffisante pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent.
- D'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquate pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement ni perte de stabilité, face à un séisme majeur, plus rare.

Le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99) préconise certaines conditions relatives à la conception et l'exécution des constructions en zones sismiques selon leurs groupes d'usage. A ce titre, il est utile de rappeler que le RPA vise un double objectif :

- Protéger les vies humaines en évitant l'effondrement des ouvrages sous l'effet d'un séisme majeur, par limitation sur le choix des systèmes constructifs ainsi que la hauteur des ouvrages en fonction de l'importance de la sismicité de la zone d'implantation.
- Limiter les dommages dans les éléments secondaires fragiles dus à des déformations imposées par un séisme modéré.

VI.2 Objectifs de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voir impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

VI.3 Modélisation mathématique :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

VI.4 Modélisation de la structure étudiée.

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux..etc), dans les éléments structuraux, le logiciel de calcul par éléments finis *ETABS* est utilisé.

VI.4.1 Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

VI.4.2 Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- ❶ Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « *frame* » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud.
- ❷ Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « *Shell* » à quatre nœuds.
- ❸ Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- ❹ Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

VI.4.3 Modélisation de la masse.

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ RPA99/version 2003 (dans notre cas $\beta = 0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5t/m^3$.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

VI.5 Calcul dynamique du bâtiment :

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

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

VI.5.1 Méthode modale spectrale.

VI.5.1.1 Hypothèses de calcul.

- ✓ Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- ✓ Seul les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte
- ✓ Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux)

VI.5.1.2 Analyse de la structure :

Il est à présent clair que l'une des étapes incontournables lors d'une analyse dynamique d'une structure est sa modélisation adéquate.

La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière en plan, contreventée par un système mixte (portique voiles).et présente une architecture (vue en plan) déférente d'un niveau à l'autre. Tout cela complique de manière conséquente le choix du positionnement des voiles. En effet le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.

VI.5.1.3 Classification de site :

Selon le rapport géotechnique relatif a notre ouvrage .on est en présence d'un site meuble (catégorie 3) .il est constitué de dépôts épais de sable et gravier moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec $V_s \geq 200$ m/s a partir de 10m de profondeur.

VI.6 Analyse de la structure proposée par le bureau d'étude :

La variante conçue initialement par l'architecte avec un peu de changement des positions des poteaux pour positionner les poutres sans difficulté est la suivante :

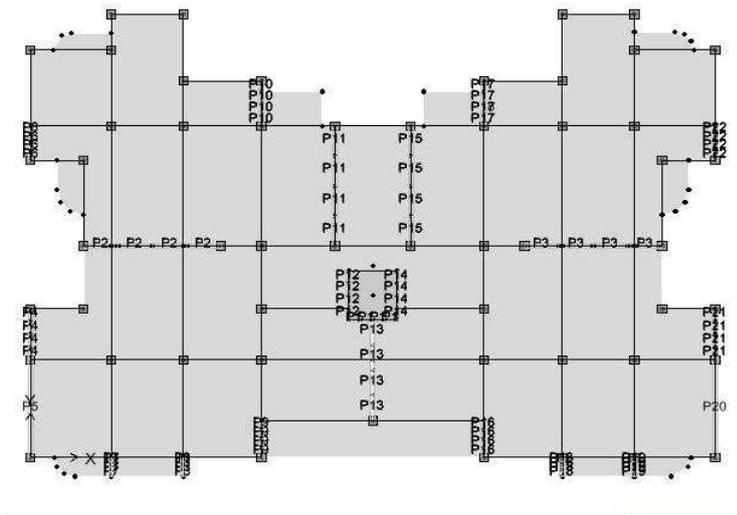


Fig (VI.1) : variante proposée par le bureau d'étude

VI.6.1 Caractéristiques géométriques et massique de la structure

➤ **Centre de masse :**

Le centre de masse est le point de l'application des résultantes des charges horizontales (vent, séisme)

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i ,

X_i, Y_i : coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repère global.

➤ **Centre de rigidité (torsion) :**

Est le point par lequel passe la résultante des réactions des éléments participant dans la rigidité.

Note :

Lorsque le centre de masse et de rigidité sont confondus .les efforts extérieurs ne provoquent que des mouvements de translation. En revanche, lorsqu'il y a une excentricité entre elles il y a des mouvements de translations et rotations.

VI.6.2 Caractéristiques géométriques:

(X_{CT}, Y_{CT}) : Coordonnées du centre de rigidité (ou de torsion.)

e_x : excentricité théorique suivent x

e_y : excentricité théorique suivent y

Etages	XCM	YCM	XCT	YCT
9	13,557	8,089	13,550	8,433
8	13,561	8,090	13,550	8,462
7	13,561	8,141	13,550	8,494
6	13,561	8,330	13,550	8,527
5	13,561	8,361	13,550	8,557
4	13,561	8,361	13,550	8,584
3	13,561	8,376	13,55	8,608
2	13,560	8,393	13,549	8,626
1	13,560	8,354	13,549	8,637
RDC	13,559	8,403	13,55	8,649

Tableau (VI.1) - Centre des masses et Centre de torsion de chaque étage

➤ **L'excentricité accidentelle : Art 4.3.7 de RPA**

Dans notre cas (analyse tridimensionnelle) en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

Sens X : $e_{acc} = 0.05 \times 27,4 = 1,37\text{m}$

Sens Y : $e_{acc} = 0.05 \times 19,6 = 0,98 \text{ m}$

L'étage	Centre des masses		Centre de torsion		Excentricité théorique		Excentricité accidentelle	
	X _{CM} (m)	Y _{CM} (m)	X _{CT} (m)	Y _{CT} (m)	e _x (m)	e _y (m)	e _x (m)	e _y (m)
9	13,557	8,089	13,550	8,433	0,007	-0,344	1,37	0,98
8	13,561	8,090	13,550	8,462	0,011	-0,372	1,37	0,98
7	13,561	8,141	13,550	8,494	0,011	-0,353	1,37	0,98
6	13,561	8,330	13,550	8,527	0,011	-0,197	1,37	0,98
5	13,561	8,361	13,550	8,557	0,011	-0,196	1,37	0,98
4	13,561	8,361	13,550	8,584	0,011	-0,223	1,37	0,98
3	13,561	8,376	13,55	8,608	0,011	-0,232	1,37	0,98
2	13,560	8,393	13,549	8,626	0,011	-0,233	1,37	0,98
1	13,560	8,354	13,549	8,637	0,011	-0,283	1,37	0,98
RDC	13,559	8,403	13,55	8,649	0,009	-0,246	1,37	0,98

Tableau (VI.2): Excentricités Théorique et Accidentelle

➤ Excentricité retenue

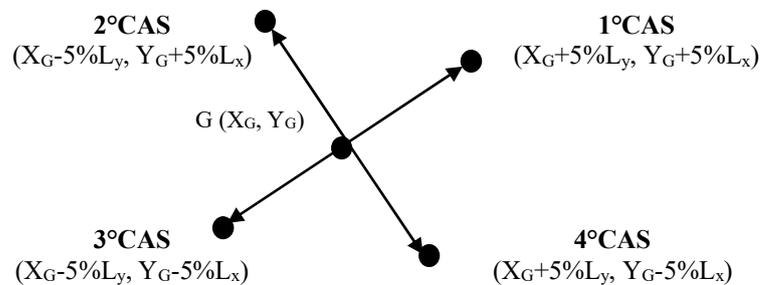
Afin de prendre en compte que l'excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion, on doit étudier les quatre cas suivants et prendre le cas le plus défavorable :

1- $e_x = e_{xth} + e_{ax}$.

2- $e_x = e_{xth} - e_{ax}$.

3- $e_y = e_{yth} + e_{ay}$.

4- $e_y = e_{yth} - e_{ay}$.



Ces quatre cas sont pris en considération pour les raisons suivantes:

- Pour pallier les erreurs de calcul de centre de gravité des masses.
- Pour tenir compte de la distribution non uniforme des surcharges.
- Pour pallier les erreurs d'exécution.

Le tableau (VI.2) résume les résultats précédents :

L'étage	$e_x=e_{xth}+e_{ax}$	$e_x=e_{xth}-e_{ax}$	$e_y=e_{yth}+e_{ay}$	$e_y=e_{yth}-e_{ay}$	e_x à retenir	e_y à retenir
9	1,377	-1,363	0,636	-1,324	1,377	-1,363
8	1,381	-1,359	0,608	-1,352	1,381	-1,359
7	1,381	-1,359	0,627	-1,333	1,381	-1,359
6	1,381	-1,359	0,783	-1,177	1,381	-1,359
5	1,381	-1,359	0,784	-1,176	1,381	-1,359
4	1,381	-1,359	0,757	-1,203	1,381	-1,359
3	1,381	-1,359	0,748	-1,212	1,381	-1,359
2	1,381	-1,359	0,747	-1,213	1,381	-1,359
1	1,381	-1,359	0,697	-1,263	1,381	-1,359
RDC	1,379	-1,361	0,734	-1,226	1,379	-1,361

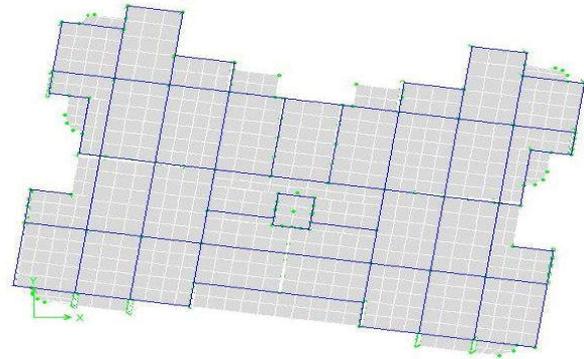
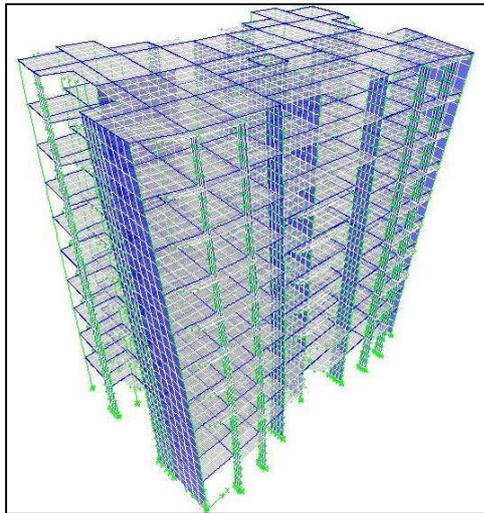
Tableau (VI.2): Excentricité Retenue

VI.6.3 Résultats de l'analyse dynamique par ETABS.

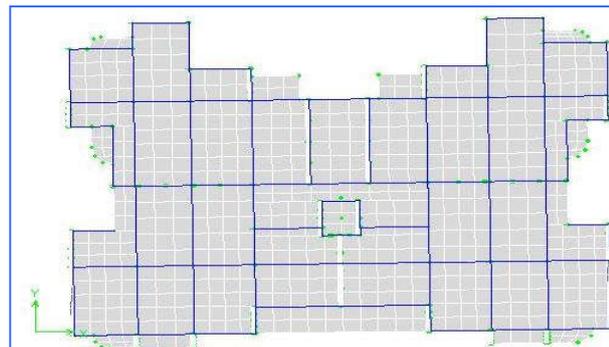
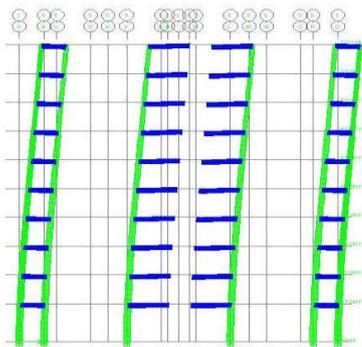
Le tableau (VI.3) ci-dessous présente les facteurs de participation massique de chaque modèle

MODE	Période	U_x	U_y	U_z	ΣU_x	ΣU_y	ΣU_z	nature
1	0,738	0,923	0,000	0,000	0,923	0,000	0,000	torsion
2	0,660	70,572	0,000	0,000	71,495	0,000	0,000	translation
3	0,532	0,000	70,428	0,000	71,495	70,428	0,000	translation
4	0,222	0,069	0,000	0,000	71,564	70,428	0,000	
5	0,186	17,316	0,000	0,000	88,880	70,428	0,000	
6	0,143	0,000	17,807	0,000	88,880	88,236	0,000	
7	0,107	0,030	0,000	0,000	88,910	88,236	0,000	
8	0,089	6,327	0,000	0,000	95,237	88,236	0,000	
9	0,067	0,000	6,390	0,000	95,237	94,625	0,000	
10	0,064	0,022	0,000	0,000	95,259	94,625	0,000	
11	0,056	2,582	0,000	0,000	97,841	94,625	0,000	
12	0,043	0,026	0,000	0,000	97,867	94,625	0,000	

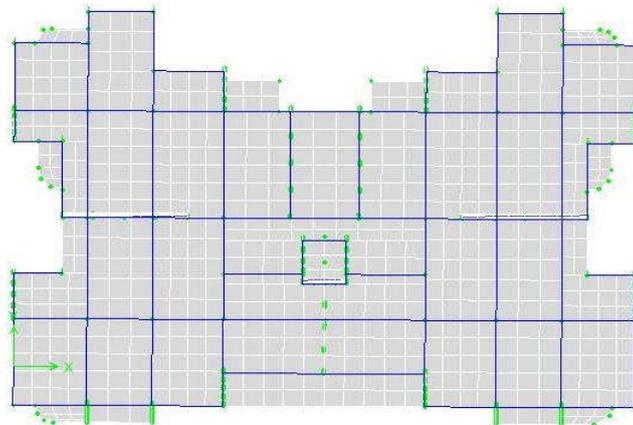
Tableaux (VI.3): Période et facture de participation massique du modèle



Mode1(torsion) : $T= 0,73$ s



Mode2 (translation suivant x) : $T= 0,660$ s



Mode 3 translation suivant : $T= 0,532$ s

Fig. (VI.2): La déformée modales obtenues après analyser par l'ETABS

➤ **Constatation :**

- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0,738$ s.
- ✓ Le premier mode est un mode de torsion
- ✓ Le 2ème et le 3ème mode sont des modes de translation.
- ✓ On doit retenir les 9 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).

➤ **Interprétation des résultats**

- Apparition du phénomène de la torsion dans le premier mode.
- Ces constatations nous ont mené à revoir le système de contreventement de la structure, et surtout la disposition de certains voiles

VI.7 Analyse de la structure proposée « Variante 02 » : après plusieurs changements de dispositions des voiles on a choisis une variante pour laquelle on obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité imposée par le RPA et évitant également le torsion au niveau de premier mode.

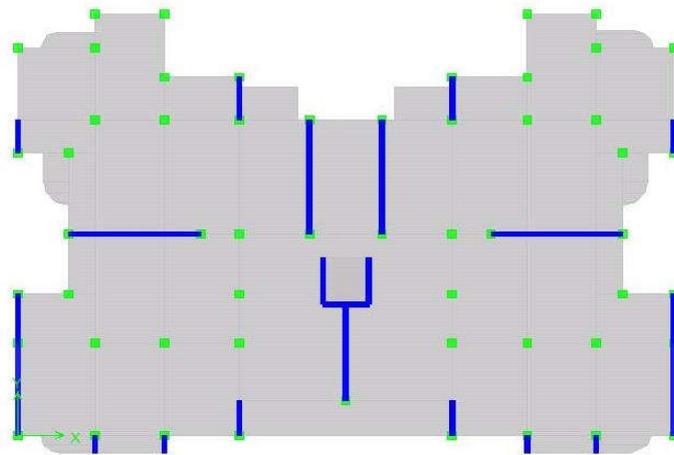


Fig.(VI.3) : variante proposée

VI.7.1 Caractéristiques géométrique:

Etages	X _{CCM} (m)	Y _{CCM} (m)	X _{CT} (m)	Y _{CT} (m)
9	13,553	8,055	13,55	8,723
8	13,553	8,022	13,55	8,729
7	13,553	8,073	13,55	8,733
6	13,553	8,259	13,55	8,735
5	13,553	8,291	13,55	8,735
4	13,553	8,291	13,55	8,731
3	13,553	8,308	13,55	8,722
2	13,553	8,325	13,55	8,704
1	13,553	8,289	13,55	8,675
RDC	13,553	8,337	13,55	8,653

Tableau.(VI.3): - Centre des masses et Centre de torsion de chaque étage

➤ L'excentricité accidentelle : Art 4.3.7 de RPA

Dans notre cas (analyse tridimensionnelle) en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être

Appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

Sens X : $e_{acc} = 0.05 \times 27,4 = 1,37\text{m}$

Sens Y : $e_{acc} = 0.05 \times 19,6 = 0,98 \text{ m}$

L'étage	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité théorique		Excentricité accidentelle	
	X _{CM}	Y _{CM}	X _{CT}	Y _{CT}	e _x (m)	e _y (m)	e _x	e _y (m)
9	13,553	8,055	13,55	8,723	0,003	- 0,668	1,373	-1,367
8	13,553	8,022	13,55	8,729	0,003	-0,707	1,373	-1,367
7	13,553	8,073	13,55	8,733	0,003	- 0,659	1,373	-1,367
6	13,553	8,259	13,55	8,735	0,003	- 0,476	1,373	-1,367
5	13,553	8,291	13,55	8,735	0,003	-0,443	1,373	-1,367
4	13,553	8,291	13,55	8,731	0,003	-0,439	1,373	-1,367
3	13,553	8,308	13,55	8,722	0,003	-0,414	1,373	-1,367
2	13,553	8,325	13,55	8,704	0,003	-0,378	1,373	-1,367
1	13,553	8,289	13,55	8,675	0,003	-0,385	1,373	-1,367
RDC	13,553	8,337	13,55	8,653	0,003	- 0,315	1,373	-1,367

Tableau. (VI.4): Excentricités Théorique et Accidentelle

Le tableau (VI.5) résume les résultats précédents :

Etage	$e_x = e_{xth} + e_{ax}$	$e_x = e_{xth} - e_{ax}$	$e_y = e_{yth} + e_{ay}$	$e_y = e_{yth} - e_{ay}$	e _x à retenir	e _y à retenir
9	1,373	-1,367	0,312	-1,6488	1,373	-1,648
8	1,373	-1,367	0,273	-1,687428	1,373	- 1,687
7	1,373	-1,367	0,321	-1,639171	1,373	-1,639
6	1,373	-1,367	0,504	-1,456231	1,373	-1,456
5	1,373	-1,367	0,536	-1,423571	1,373	-1,423
4	1,373	-1,367	0,540	-1,419799	1,373	-1,419
3	1,373	-1,367	0,566	-1,394186	1,373	-1,394
2	1,373	-1,367	0,602	-1,358232	1,373	-1,358
1	1,373	-1,367	0,595	-1,365414	1,373	-1,365
RDC	1,373	-1,367	0,664	-1,295698	1,373	-1,295

Tableau (VI.5) : Excentricité Retenue

VI.7.2 Résultats de l'analyse dynamique par ETABS.

Le tableau ci-dessous présente les facteurs de participation massique de chaque mode :

MODE	Période	U _x	U _y	U _z	ΣU _x	ΣU _y	ΣU _z	nature
1	0,777	69,043	0,000	0,000	69,043	0,000	0,000	translation
2	0,571	0,000	67,285	0,000	69,044	67,285	0,000	translation
3	0,566	0,484	0,034	0,000	69,528	67,319	0,000	torsion
4	0,202	18,770	0,000	0,000	88,298	67,319	0,000	
5	0,136	0,049	0,001	0,000	88,348	67,320	0,000	
6	0,132	0,000	20,825	0,000	88,348	88,145	0,000	
7	0,093	6,613	0,000	0,000	94,961	88,145	0,000	
8	0,062	0,017	0,000	0,000	94,978	88,145	0,000	
9	0,058	0,000	6,904	0,000	94,978	95,049	0,000	
10	0,057	2,701	0,000	0,000	97,679	95,049	0,000	
11	0,041	1,144	0,000	0,000	98,823	95,049	0,000	
12	0,038	0,001	0,000	0,000	98,824	95,049	0,000	

Tableau (VI.6) : Période et facture de participation massique du modèle

➤ **Constatations :**

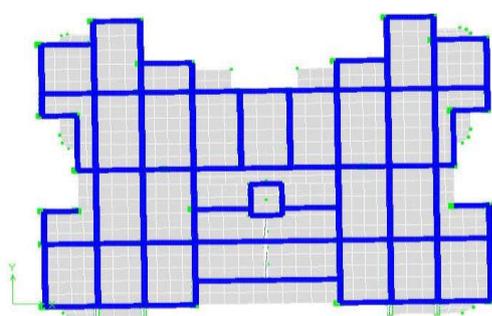
- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0,777$ s
- ✓ Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation
- ✓ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.
- ✓ On doit retenir les 9 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).

VI.7.3 caractéristiques massiques de la structure :

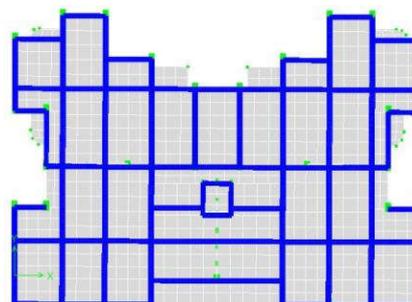
Les caractéristiques massiques de la structure sont présentées ci –après

	Calcul Manuel	Calcul Automatique
Niveau	m _{étage} (t)	m _{étage} (t)
9	483,860	495,865
8	511,937	513,725
7	518,159	517,035
6	548,565	520,882
5	548,565	537,707
4	548,565	537,707
3	558,362	546,524
2	568,159	556,514
1	578,759	570,812
RDC	632,029	615,953
Somme	5496,961	5412,723

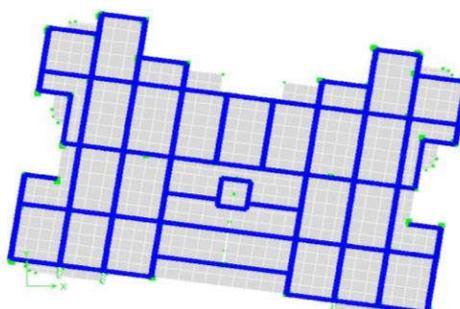
Tableaux (VI.7) : caractéristiques massiques



Mode 1 : T= 0,777 s



Mode2 : T= 0,571s



Mode3 : T= 0,566 s

Fig.(VI.4) : La déformée modales obtenues après analyser par l'ETAPS

VI.7 .4 Vérifications réglementaires.

VI.7 .4.1 La résultante des forces sismiques :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements,

moments,...) dans le rapport
$$r = \frac{0.8V}{V_t}.$$

On doit donc calculer les efforts résultants de l'application de la méthode statique équivalente.

VI.8 Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, les actions sismiques réelles qui se développent dans la construction, sont remplacées par un système de forces statiques fictives. Les effets de ces forces sont considérés équivalents à ceux provoqués par mouvement du sol dans une direction quelconque.

Les forces sismiques équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

VI.8.1 Domaine d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans la condition suivante :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait la régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 30m en zones III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant outre la condition de hauteur suivante :

Dans le cas le bâtiment implantée en zone III et le groupe d'usage 2 il faut que la hauteur ne dépasse pas 5 niveaux au 17m.

VI.8.2 Modèle admis par la méthode statique équivalente :

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec des masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau.

La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

VI.8.3 Calcul de la force sismique totale

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure,

Soit :
$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad \text{RPA99 (art 4,2,3)}$$

A : coefficient d'accélération donné par le tableau des règles R P A en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R: facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,

D: facteur d'amplification dynamique, dépendant de la période T et du type de sol d'assise de fondation.

Q: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux.....etc.).

La formule empirique donnée par R P A 99 est la suivante:

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 p_q$$

A : coefficient d'accélération de zone donné par le tableau (4-1) ci dessous suivant la zone sismique et la groupe d'usage du bâtiment

	ZONE	ZONE	ZONE	ZONE
Groupe	I	II _a	II _b	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau (VI.7) : Coefficients d'accélération de zone A

Dans notre cas on a un groupe d'usage 2 en zone III donc :

$$A = 0,25$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de coefficient d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T. Ce coefficient est donné par :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec T_2 : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le tableau 4,7 du RPA99/version 2003.

$$T_2(S_3) = 0,5 \text{ sec}$$

- η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

- $\xi(\%)$ est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ est donné par le tableau (4-7) présenté ci-après.

Remplissage	Portique		Voile ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau (VI.8) : Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel

Nous avons un contreventement mixte voiles -portiques donc on prend

$$\xi = 8,5 \%$$

$$D'où \eta = 0,816 > 0,7$$

VI.8.3.1 Estimation empirique de la période fondamentale

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99.

On donc :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètres a 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 tableaux 4-6 du RPA99/version2003.

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

- **Pour le sens transversal :**

$$H_N = 31\text{m} \text{ et } d = 19,6 \text{ m}$$

$C_T = 0,05$ on a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armée

$$\text{Alors : } T = \min(0,656 \text{ s}, 0,630\text{s}) \Rightarrow T = 0,654\text{s}$$

$$\text{On a : } T_2(S_3) = 0,5\text{s}$$

$$T_2 \leq T \leq 3\text{s}$$

$$D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3\text{s}$$

$$\text{Donc : } D = 1,70$$

- **Pour le sens longitudinal**

$$H_N = 31\text{m} \text{ et } d = 27,4\text{m}$$

$$T = \min(0,656 \text{ s}; 0,533\text{s})$$

$$\text{Donc } T = 0,533\text{s}$$

$$T_2(S_3) = 0,5\text{s}$$

$$\text{On a : } T_2 \leq T \leq 3\text{s}$$

$$\text{Donc : } D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$$

$$D = 1,95.$$

R : coefficient de comportement global de la structure

Pour une structure en béton armé à contreventement mixtes portiques/voiles avec

Interaction on a :

- $R = 5$

- Q : Facteur de qualité, défini par :

$$Q = 1 + \sum P_a \quad Q = 1,25 \text{ « pour les deux sens »}$$

- W : poids de la structure

- β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4-5 du RPA99,

Dans notre cas et pour bâtiment d'habitant $\beta = 0,20$

Donc pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{gi} + 0,2W_{Qi}$:

masse	poteau	voile	poutre	escalier	plancher	somme
9	25,266	56,250	85,931	0,000	316,413	483,860
8	50,531	112,500	85,931	13,500	249,474	511,937
7	50,531	112,500	85,931	13,500	255,696	518,159
6	83,531	112,500	85,931	13,500	253,103	548,565
5	83,531	112,500	85,931	13,500	253,103	548,565
4	83,531	112,500	85,931	13,500	253,103	548,565
3	93,328	112,500	85,931	13,500	253,103	558,362
2	103,125	112,500	85,931	13,500	253,103	568,159
1	113,953	112,500	85,931	13,500	252,875	578,759
RDC	145,578	131,250	85,931	16,395	252,875	632,029
Somme	1920,406	1087,500	859,313	124,395	2592,847	5496,961

Tableau (VI.8) : estimation du poids de chaque niveau

Poids total: $W_T = 5496,96 \text{ t}$

Résumé de résultats

Paramètres	A	Dtr, Dlon	Q	R	W (t)	TL(s)	TT(s)	η
Résultats	0,25	1,70 -1,95	1,25	5	5496,96 t	0,553	0,654	0,816

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} \Rightarrow V_T = \frac{(0,25 \times 1,7 \times 1,25 \times 5496,96)}{5} = 584,05t$$

$$\Rightarrow V_L = \frac{(0,25 \times 1,95 \times 1,25 \times 5496,96)}{5} = 669,95t$$

VI.8.5 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base est distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes (art 4,2,5 RPA 99)

$$V = F_i + \sum F_i$$

$$F_i = 0,07 T, V \quad \text{si } T > 0,7 \text{ S}$$

Avec

$$F_t = 0 \quad \text{si } T < 0,7 \text{ S}$$

On a : $T = 0,656\text{S} < 0,7 \Rightarrow F_t = 0$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par

L'expression

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

F_i : force horizontale au niveau i,

h_i : niveau du plancher,

F_t : force concentrée au sommet de la structure,

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

On a :

$$V_{tr} = 584,96\text{t} \quad V_{lng} = 669,95 \text{ t}$$

niveau	W_i (t)	H_i	$W_i * H_i$	F_i (t) tr	$F_i(t)$ ln
9	483,860	31,00	14999,657	94,123	107,966
8	511,937	28,00	14334,233	89,947	103,176
7	518,159	25,00	12953,970	81,286	93,241
6	548,565	22,00	12068,437	75,729	86,867
5	548,565	19,00	10422,741	65,403	75,022
4	548,565	16,00	8777,045	55,076	63,176
3	558,362	13,00	7258,708	45,548	52,247
2	568,159	10,00	5681,591	35,652	40,895
1	578,759	7,00	4051,314	25,422	29,161
RDC	632,029	4,00	2528,117	15,864	18,197
somme	5496,961		93075,812	0,000	0,000

Tableau (VI.9) : résultat des forces sismiques

VI.8.3.2 Distribution horizontale des forces sismiques :

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant:

NIVEAU	H _i	F _i (t) tr	F _i (t) ln	V _k (t) tr	V _k (t) ln
9	31	94,123	107,966	94,123	107,966
8	28	89,947	103,176	184,070	211,142
7	25	81,286	93,241	265,356	304,384
6	22	75,729	86,867	341,085	391,251
5	19	65,403	75,022	406,488	466,273
4	16	55,076	63,176	461,564	529,449
3	13	45,548	52,247	507,112	581,696
2	10	35,652	40,895	542,764	622,592
1	7	25,422	29,161	568,186	651,753
RDC	4	15,864	18,197	584,050	669,950

Tableau (VI.10) : les efforts tranchants résultants

Les moments de renversement sont présentés le tableau :

NIVEAU	H _i	V _k (t) tr	V _k (t) ln	M (t, m)Tr	M (t, m)Ln
9	3	94,123	107,966	282,368	323,898
8	3	184,070	211,142	834,578	957,325
7	3	265,356	304,384	1630,646	1870,476
6	3	341,085	391,251	2653,902	3044,228
5	3	406,488	466,273	3873,366	4443,047
4	3	461,564	529,449	5258,057	6031,394
3	3	507,112	581,696	6779,394	7776,483
2	3	542,764	622,592	8407,686	9644,259
1	3	568,186	651,753	10112,245	11599,518
RDC	4	584,050	669,950	12448,445	14279,318

Tableau (VI.11) : Les moments de renversement

- Effort tranchant max à la base :

$$V = 669,94 \text{ t}$$

- Moment max à la base :
- $M = 14279,31 \text{ t.m}$

VI.8.4 VERIFICATIONS REGLEMENTAIRES

VI.8.4.1 Période fondamentale théorique RPA Art 4.2.4 :

- les périodes calculés à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles des formules empiriques au plus de 30 %.

$T_{\text{empirique}} = 0,656 \text{ sec} \times 1,3 = 0,852 \text{ sec} > T_{\text{numérique}} = 0,77 \text{ sec}.$

Donc la condition est vérifiée.

VI.8.4.2 Résultante des forces sismique :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/Version2003 (Art 4.3.6) est relative à la résultante

des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0,8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $r = 0,8 V/V_t$

- L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode dynamique suivant le sens X
 $V_{\text{Dynamique}} = 503,33 \text{ t}$

- L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode Statique suivant le sens X
 $V_{\text{statique}} = 669,95$

$$0,8 V_{\text{statique}} = 535,96 \text{ t} \quad \Rightarrow \quad V_{\text{Dynamique}} \leq 0,8 V_{\text{statique}}$$

Condition non vérifiée. Donc il faut augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport $r = 535,96 / 503,33 \text{ t} = 1,064$

- L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode dynamique suivant le sens Y
 $V_{\text{Dynamique}} = 598,42 \text{ t}$

- L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode Statique suivant le sens Y
 $V_{\text{statique}} = 584,05 \text{ t}$

$$0,8 V_{\text{statique}} = 467,24 \text{ t} \quad \Rightarrow \quad V_{\text{Dynamique}} \geq 0,8 V_{\text{statique}} \text{ vérifié.}$$

VI.8.4.3 Justification de l'interaction portiques–voiles : RPA (Art 3.4)

➤ Pour la justification de l'interaction portique–voiles, on doit vérifier que Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les sollicitations verticales totales de la structure	: 54969,61KN
Les sollicitations verticales reprises par les voiles	: 10745 KN

On a :

$$\text{Donc : } 10745/54969,61 = 19,54 \% < 20 \% \quad \Rightarrow \quad \text{vérifiée}$$

➤ Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

Suivent X :

L'effort tranchant total à la base	5033,3 KN
L'effort tranchant à la base repris par les portiques	1400,13KN
Donc : $1400,13/5033,3 = 27,81\% > 25\%$	\Rightarrow vérifiée

Suivent Y :

L'effort tranchant total à la base	5984,2 KN
L'effort tranchant la base repris par les portiques	1540,33KN
Donc : $1540,33/5984,2 = 25,73\% > 25\%$	\Rightarrow vérifiée

Les conditions d l'interaction portiques–voiles sont vérifiées.

VI.8.4.4 Vérification de la stabilité au renversement RPA (Art 4.41) :

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un Ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

Il faut vérifier que :

$$\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$$

$$M_{res} = F \times \frac{L_{c/x}}{2} = (5496,961 \times 13.7) = 753083,65 \text{ KN.m}$$

$$M_{renv} = \sum F_i \times h_i = 142793,1 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{resist}}{M_{renv}} = \frac{753083,65}{142793,1} = 5,27 > 1.5$$

\Rightarrow La stabilité de la structure au renversement est vérifiée.

VI.8.4.5 Les déplacements latéraux inter- étage :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99, concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article 5.10 du RPA99, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec: $\bar{\Delta} = 0.01h_e$ où h_e : représente la hauteur de l'étage.

$$\text{Avec : } \Delta_x^k = R \Delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \Delta_y^k = R \Delta_{ey}^k$$

$$\text{Où ; } \Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Δ_{ex}^k : correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x (idem dans le sens y, Δ_{ey}^k).

Avec : δ_{ex}^k est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y, δ_{ey}^k).

➤ **Les déplacements dus aux forces sismiques RPA (Art 4.43) :**

On a : $R = 5$

Après analyse des résultats on obtient le tableau ci-dessous

Z(m)	δ_{ex}	δ_{ey} (mm)	δ_{kx} (mm)	δ_{ky} (mm)	Δ_x (mm)	Δ_y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
31	26,180	17,505	130,900	87,525	14,00	10,50	30	Vérifiée
28	23,320	15,351	116,600	76,755	15,00	10,50	30	Vérifiée
25	20,300	13,157	101,500	65,785	15,50	10,50	30	Vérifiée
22	17,140	10,959	85,700	54,795	15,50	10,50	30	Vérifiée
19	14,040	8,818	70,200	44,090	15,00	10,00	30	Vérifiée
16	10,980	6,761	54,900	33,805	14,50	9,50	30	Vérifiée
13	8,040	4,854	40,200	24,270	13,00	8,00	30	Vérifiée
10	5,370	3,169	26,850	15,845	11,50	7,00	30	Vérifiée
7	3,070	1,762	15,350	8,810	8,50	5,00	30	Vérifiée
4	1,280	0,709	6,400	3,545	6,00	3,50	40	Vérifiée

Tableau (VI.12) : Les déplacements du aux forces sismiques

VI. 8.4.6 Vérifications des Sollicitations normales :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression calculé est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30 \quad (\text{art 7.4.3 RPA99})$$

Avec : $N_d = N_c + N_q + N_E$

poteaux	N_d	B_c	f_{c28}	v	observation
35x35	181,17	0,1225	25000	0,059	< 0,3
35x35	267,19	0,1225	25000	0,087	< 0,3
35x35	333,69	0,1225	25000	0,109	< 0,3
45x45	582,66	0,2025	25000	0,115	< 0,3
45x45	813,9	0,2025	25000	0,161	< 0,3
45x45	1152,95	0,2025	25000	0,228	< 0,3
50x50	1636,52	0,25	25000	0,262	< 0,3
50x50	2170,73	0,25	25000	0,347	< 0,3
55x55	2916,45	0,3025	25000	0,386	< 0,3
55x55	4223,26	0,3025	25000	0,558	< 0,3
55x55	4503,26	0,3025	25000	0,595	< 0,3

VI.8.4.7 Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ :

Les effet de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0,10. \quad \text{RPA99 (art 5,9)}$$

Avec : P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après

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

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k » .

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » .

• Sens transversale :

Niveau	Wi (t)	P _k	Δ _k (m)	V _k (t)	hi (m)	θ
9	483,860	483,860	0,002	94,123	3,000	0,004
8	511,937	995,797	0,002	184,070	3,000	0,004
7	518,159	1513,956	0,002	265,356	3,000	0,004
6	548,565	2062,521	0,002	341,085	3,000	0,004
5	548,565	2611,086	0,002	406,488	3,000	0,004
4	548,565	3159,652	0,002	461,564	3,000	0,004
3	558,362	3718,014	0,002	507,112	3,000	0,004
2	568,159	4286,173	0,001	542,764	3,000	0,004
1	578,759	4864,932	0,001	568,186	3,000	0,003
RDC	632,029	5496,961	0,001	584,050	4,000	0,002

Tableau (VI.13) : justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ Sens transversale

• Sens longitudinal :

Niveau	Wi (t)	P _k	Δ _k (m)	V _k (t)	hi (m)	θ
9	483,860	483,860	0,003	107,966	3,000	0,004
8	511,937	995,797	0,003	211,142	3,000	0,005
7	518,159	1513,956	0,003	304,384	3,000	0,005
6	548,565	2062,521	0,003	391,251	3,000	0,005
5	548,565	2611,086	0,003	466,273	3,000	0,006
4	548,565	3159,652	0,003	529,449	3,000	0,006
3	558,362	3718,014	0,003	581,696	3,000	0,006
2	568,159	4286,173	0,002	622,592	3,000	0,005
1	578,759	4864,932	0,002	651,753	3,000	0,004
RDC	632,029	5496,961	0,001	669,950	4,000	0,003

Tableau (VI.14) : justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ Sens longitudinal

On a $\theta_i < 0,1$ pour chaque niveau « k » et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P-Δ dans le calcul des éléments structuraux.

CHAPITRE VII

ETUDE AU VENT

VII .1Introduction

Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposées horizontales, ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Ces forces dépendent aussi de plusieurs autres paramètres :

- la région.
- le site.
- l'altitude.
- les dimensions de l'ouvrage.

VII .2Application des R N V 99 :

❖ la vérification de la stabilité d'ensemble:

Les RNV 99 impose un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire.

Notre construction est de **catégorie I** (art 1.1.3 RNV99)

La vérification à la stabilité d'ensemble de notre construction doit passer par les étapes suivantes :

VII .2.1.Détermination du coefficient dynamique C_d :

Données relatives au site:

Site plat : (ch 2 § 4.3.3) :

$C_t = 1$

Zone I : (tab 2.3) : $q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$

Terrain de catégorie I

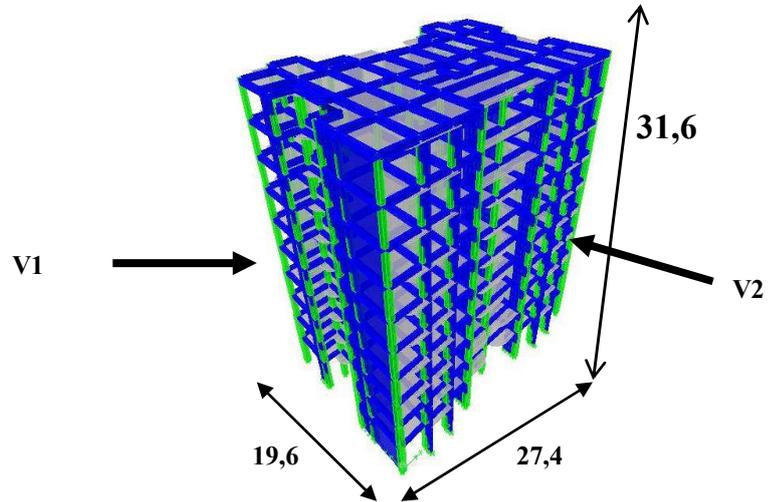


fig. (VII. 1)

$K_T = 0.17$

$Z_0 = 0.01$

$Z_{min} = 2 \text{ m}$

$\varepsilon = 0.13$

- Sens y-y :

La structure du bâtiment étant en béton armé. On utilise la figure 3.1 donnée au chapitre 3 de RNV99 la lecture pour $h = 31 \text{ m}$ et $b = 19,60 \text{ m}$ donne (après interpolation)

$$C_d \approx 0.95$$

- Sen x-x

Pour $h = 31 \text{ m}$ et $b = 27,4 \text{ m}$

$$C_d \approx 0.93$$

VII .2.2Détermination de la pression dynamique q_{dyn} :

$$q_{dyn} = q_{réf} * C_e(Z_{eq})$$

$q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$

C_e : est le coefficient d'exploitation dépend aux nature de la structure.

Dans notre cas la structure le coefficient dynamique C_d étant inférieur à 1,2, la structure est peut sensible aux excitations dynamiques dans ce cas le coefficient d'exploitation données par :

$$C_e(Z_{eq}) = C_t(Z_{eq})^2 * C_r(Z_{eq})^2 * \left[1 + \frac{7 * K_T}{C_t(Z_{eq})^2 * C_r(Z_{eq})^2} \right]$$

$C_t(Z_{eq})$: est le coefficient de topographié =1

C_r est le coefficient de rugosité il est défini par la loi logarithmique (logarithme népérien) :

$$C_r(Z_{eq}) = K_T * Ln\left(\frac{Z_j}{Z_0}\right) \quad \text{Pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

Z_j	C_r	C_e	q_{dyn}
2	0.90	1,88	705,7
5,5	1.07	2,41	903,75
8,5	1.14	2,65	993,75
11,5	1.19	2,83	1061,61
14,5	1.23	2,97	1113,75
17,5	1.26	3,08	1155
20,5	1.296	3,22	1207,5
23,5	1.319	3,31	1241,25
26,5	1.34	3,39	1271,25
29,5	1.36	3,46	1297,5

Tableau (VII.1)

VII .2.3 Détermination des coefficients de pression C_p :

➤ Coefficient de pression intérieur C_{pi} :

Dans le cas de bâtiment avec cloisons intérieur : $C_{pi} = 0.8$ et $-0,5$

➤ Coefficient de pression extérieur C_{pe} :

Le coefficient de pression dynamique dépend au la surface chargée de la paroi considérée

a) les parois verticales :

a – 1) sens y-y

$$C_{pe} = C_{pe.10} \quad \text{si la surface } S \geq 10 \text{ m}^2$$

$$e = \min (b ; 2h) = 19,6$$

$d \leq e$ donc on adopte le 2^{ème} cas

a – 2) sens x-x

$$e = \min (b ; 2h) = 27,4$$

$d > e$ donc on adopte le 1^{ère} cas

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure 2.2. Les valeurs de C_{p10} sont données dans le tableau

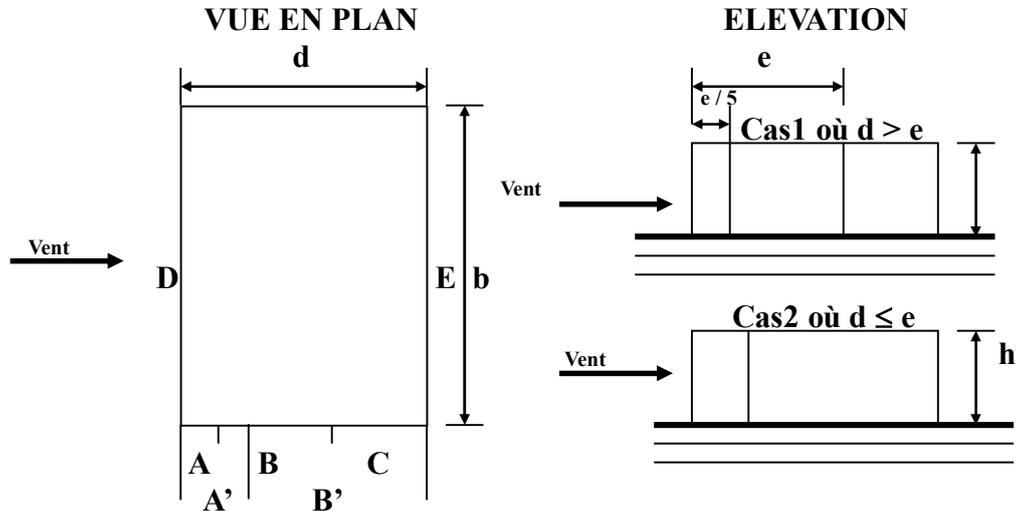


Fig.(VII.2) répartition des coefficients de pression (paroi verticale)

b) Toitures :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4° . Il convient de diviser l'acrotère comme l'indique la figure .2. Le coefficient C_{p10} est donné par l'interpolation dans le tableau .(VII.2)

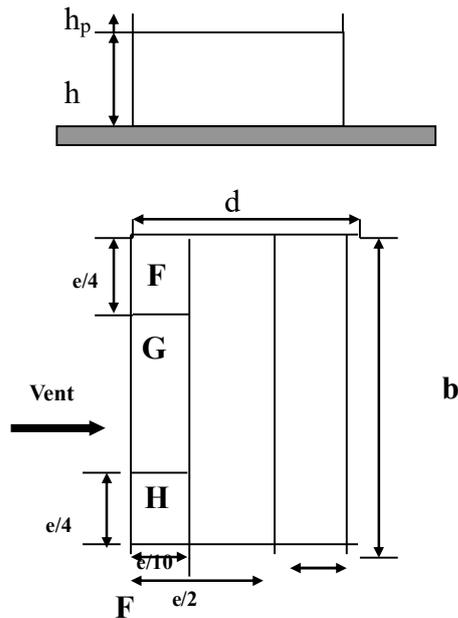


Fig.(VII.3) répartitions des coefficients de pression (Acrotère)

Zone	C _{pi}	C _{pe} =C _{pe10}	C _p
A . A'	0.8	-1	-1.8
B . B'	0.8	-0.8	-1.6
C	0.8	-0.5	-1.3
D	0.8	0.8	0
E	0.8	-0.3	-1.1
F	0.8	-1.6	-2.4
G	0.8	-1.1	-1.9
H	0.8	-0.7	-1.5

Tableau (VII.2)

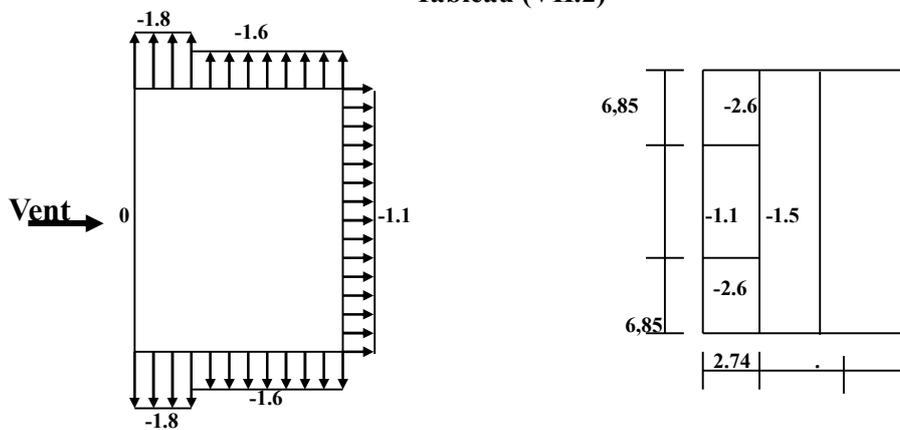


Fig (VII.4) répartitions des coefficients de pression

VII .2.1 Détermination de la pression due au vent :

La pression due au vent q_j qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$$q_j = C_d \times W(z_j)$$

C_d : est le coefficient dynamique de la construction $C_d = 0.94$

W : est la pression nette exercée sur l'élément de surface j calculée à la hauteur z_j relative à l'élément de surface j $W(z_j)$ et donnée par de la formule suivante :

$$W(z_j) = q_{dyn}(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

D'ou
$$q_j = C_d \times q_{dyn}(z_j) \times C_p$$

L'ensemble des résultats est porté dans le **tableau (VII.3)**

- **Calcul des forces de frottement :**

Cette étape a pour but de tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

La construction pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculées est celle pour laquelle soit le rapport $d/b \geq 3$, ou le rapport $d/h \geq 3$

Dans notre structure cette condition n'est pas vérifiée

- **Détermination de la Force résultante:**

La force résultante R se décompose en deux forces :

- Une force globale horizontale F_w qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et la composante horizontale des forces appliquées à l'acrotère ;
- Une force de soulèvement F_u qui est la composante de force résultante R est donnée par la formule suivante :

$$R = \sum (q_j \times S_j)$$

L'ensemble des résultats est porté dans le tableau **6.3**

$C_d = 0.93$ pour la direction (x -x)

$C_d = 0.95$ pour la direction (y-y)

h (m)	Zone	S(x-x)	S(y-y)	q _{dyn}	q _{j(x-x)}	q _{j(y-y)}	R(x-x)	R(y-y)
2	E : C _p = -1,100	109,6	78,4	705,7	-737.456	-721.9311	-80825.2324	-56599.3
5,5	E : C _p = -1,100	82,2	58,8	903,75	-944.418	-924.53625	-77631.2213	-54362.7
8,5				993,75	-1038.46	-1016.60625	-85362.1313	-59776.4
11,5				1061,61	-1109.38	-1086.02703	-91191.2374	-63858.3
14,5				1113,75	-1163.86	-1139.36625	-95670.0113	-66994.7
17,5				1155	-1206.97	-1181.565	-99213.345	-69476.0
20,5				1207,5	-11711.83	-1261,83	-97044,39	-67415,80
23,5				1241,25	-1297.10	-1269.79875	-106622.134	74664.16
26,5				1271,25	-1328.45	-1300.48875	-109199.104	-76468.75
29,5				1297,5	-1355,88.	-1327,34	-111453,3	-78077,73
31,6				F : C _p = -2,4	16,44	11,76	1688.25	-3849.21
	G : C _p = -1,9	-3047.30	-2983.15542	-50097.7649				-35081.90
	H : C _p = -1,5	-2405.77	-2355.1227	-39550.867				-27696.243

Tableau (VII.3)

D'où on obtient

$$R_y = 774,7 \text{ kN}$$

$$R_x = 1107,1 \text{ kN}$$

Par une comparaison des actions du vent à celle du séisme, on remarque que ces derniers sont plus importants. et la probabilité d'avoir les deux actions simultanément est faible .et pour cela on peut négliger l'effet du vent au ferrailage.

CHAPITRE VIII

FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

Le ferrailage des éléments résistants s'effectuera selon le règlement C.B.A 93 et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99/ version 2003).

VIII. 1 Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est 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.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeF40)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	21,73	1	400	400

Tableau (VIII. 1) : caractéristiques mécanique des matériaux

VIII. 1.1 Combinaison des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

➤ **Selen C.B.A:**

ELU 1,35 G + 1,5 Q

ELS G + Q

➤ **Selen RPA 99** (situation accidentelle)

G + Q ± E

0,8G ± E

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

N^{\max} : $M^{\text{correspondant}}$

N^{\min} : $M^{\text{correspondant}}$

M^{\max} : $N^{\text{correspondant}}$

VIII. 1.2 Recommandations de RPA99 :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimale sera de 0.9%(zone III).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm .
- La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ (zone III).
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 20 cm (zone III).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si à possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

VIII. 1.3 Ferrailage longitudinal :

❖ Ferrailage minimum d'après CBA :

$$A \geq A_{\text{CNF}} \text{ (Condition de non fragilité)} = 0.23 b_0 \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

étage	7-8-9	4-5-6	2-3	1-RDC-S/Sol
A_{CNF}	1,33	2,20	2,71	3,28

❖ Ferrailage minimal d'après RPA99 (7.4.2.1) :

Le pourcentage minimale de l'acier sera de 0.9% (zone III)

étage	7-8-9	4-5-6	2-3	1-RDC-S/Sol
A_{CNF}	11,02	18,22	22,5	27,22

❖ Ferrailage maximum :(zone III)

Le pourcentage maximal de l'acier sera de 4% en zone courante.
6% en zone de recouvrement.

➤ Zone de recouvrement

étage	7-8-9	4-5-6	2-3	1-RDC-S/Sol
A_{CNF}	73,5	121,5	150	181,5

➤ zone courante :

étage	7-8-9	4-5-6	2-3	1-RDC-S/Sol
A_{CNF}	49	81	100	121

VIII. 1.4 Armatures transversales Article 7.4.2.2 de RPA :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad (7.1)$$

Avec :

- V_u est l'effort tranchant de calcul
- h_1 hauteur totale de la section brute
- f_e contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale
- ρ_a est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.
- t est l'espacement des armatures transversales donc la valeur est déterminée dans la formule (7.1); Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

❶ dans la zone nodale :

$$t \leq 10 \text{ cm.} \quad \text{en zone III}$$

❷ dans la zone courante :

$$t' \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10 \varnothing_1) \quad \text{en zone III}$$

où \varnothing_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/t \cdot b_1$ en % est donnée comme suit:

Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3%

Si $\lambda_g \leq 3$: 0.8%

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

Avec λ_g est l'élançement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b , dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \varnothing_i$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (\varnothing cheminées > 12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Par ailleurs, en cas d'utilisation de poteaux circulaires, il y a lieu d'utiliser des cerces droites individuelles (les cerces hélicoïdales continues sont interdites)

VIII. 1.5 Résultat des sollicitations :

Les efforts (M,N) obtenues avec le logiciel ETABS sont donnés dans les tableaux suivantes

Sélection des M et N pour chaque niveau

On a multiplié tous les paramètres de la réponse dans le sens x par le rapport $r = 1,064$

- les Poteaux centraux :**

étage	N _{max} et M _{correspond}			N _{min} et M _{cor}			M _{max} (22) N _{corre}			M _{max} (33) N _{corre}		
	N(KN)	M(KN.M)	c	N(KN)	M(KN.M)	C	N	M	C	N	M	C
1s/sol	1197,31	12,18	3	-3113,11	-82,82	2	-1751,08	61,09	3	-1473,72	86,28	2
RDC	1477,13	12,18	3	-2833,11	-82,82	2	-1471,08	61,09	3	-1193,72	86,28	2
1	1070,84	6,42	3	-2146,48	-49,89	2	-528,32	74,96	2	-1028,23	136,41	2
2	795,74	6,78	3	-1652,41	-34,25	2	-756,93	68,25	2	-883,92	97,88	2
3	582,54	6,37	3	-1303,52	-28,16	2	-662,07	89,87	3	-98,21	116,68	2
4	393,71	5,64	3	-949,71	-20,96	2	-566,71	76,97	2	-101,77	99,4	2
5	255,29	4,73	3	-777,78	-85,99	2	-473,55	89,93	2	-186,26	62,26	3
6	155,05	3,8	3	-615,34	-91,23	1	-107	33,64	2	-208,97	68,07	2
7	70,68	2,31	3	-453,08	-53,43	1	-382,41	100,01	2	-106,32	108,22	2
8	39,11	0,74	3	-301,08	-69,6	1	-191,87	57,22	2	-214,34	81,09	2
9	20,19	0,82	3	-159,34	-76,82	1	-96,6	60,53	2	-113,44	88,08	2

Tableau (VIII. 2) : les sollicitations (M,N) des poteaux centraux.

• Les Poteaux adhérents voiles :

etage	N _{max} et M _{correspond}			N _{min} et M _{cor}			M _{max} (22) N _{corre}			M _{max} (33) N _{corre}		
	N(KN)	M(KN.M)	c	N(KN)	M(KN.M)	C	N	M	C	N	M	C
1s/sol	1360,9	7,08	3	-4503,26	-107,75	2	974,56	94,21	2	871,39	141,49	3
RDC	1640,90	7,08	3	-4223,26	-107,75	2	1254,56	94,21	2	1151,39	141,49	3
1	1308,72	7,34	3	-2916,45	-74,1	2	1186,77	54,79	2	1081,11	73,9	3
2	1047,77	8,68	3	-2170,73	-26,97	2	960,9	40,95	2	708,78	81,9	3
3	862,19	10,78	3	-1636,52	-28,09	2	-180,85	35,71	2	429,91	79,18	3
4	580,9	8,72	3	-1152,95	-24,47	2	-150,91	28,79	3	236,97	62,35	3
5	382,68	8,48	3	-813,9	-29,11	2	-132,33	32,98	2	-106,42	112,04	3
6	239,13	7,91	3	-582,66	-31,13	2	-107,00	33,64	2	--208,97	68,07	3
7	110,08	3,95	3	-333,69	-17,91	2	-49,47	17,01	2	2,91	10,9	3
8	117,91	23,53	3	-267,19	-5,14	2	-21,61	20,45	2	-58,15	47,4	3
9	88,62	27,04	3	-181,17	-8,65	2	-6,82	24,63	2	-10,96	49,44	3

Tableau (VIII. 3) : les sollicitations (M.N) des poteaux adhérent voiles.

N.B :

C dans le tableau exprime les combinaisons d'actions :

C1 : 1,35 G + 1,5Q

C 2 : G + Q ± E

C 3 = 0,8 g ± e

VIII. 1.6 Exemple de calcul :

a- poteaux RDC : Pot55x55 :

c = c' = 4cm ; s = 55 × 55 ; acier F_e E400 ; f_{c28} = 25 Mpa.

a-1) Armatures longitudinales :

1^{er} cas :

$$N_{\max} = 1477,13 \text{ et } M_{\text{corr}} = 12,18 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{7,08}{2670,02} = 0,82 \text{ cm}$$

e < h/2 => le centre de pression C se trouve entre les deux traces des armatures, et on a N est un effort de traction donc la section est entièrement tendue.

$$a = h - c - e = 25 - 4 - 0,82 = 20,12 \text{ cm.}$$

$$A_s' = \frac{Nu \times a}{(d - c)\sigma_{10}} = \frac{1,477 \times 0,201}{(0,495 - 0,04) \times 400} = 16,31 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{Nu}{\sigma_{10}} - A'_s = \frac{1,477}{400} - 0,001866 = 20,14 \text{ cm}^2$$

2^{ème} cas:

$$N_{\min} = -2833,11 \text{ KN} \quad M_{\text{corr}} = -82,82 \text{ KN.m}$$

N (est un effort de compression)

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à l'article A.4.4 du C.B.A en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2; \quad e_1 = e_a + e_0$$

e_0 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution).

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

$$e_a = \max (2 \text{ cm} ; 1 / 250) = 2 \text{ cm.}$$

$$e_0 = M / N = 2,92 \text{ cm.}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 4,92 \text{ cm.}$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire si :

$$l_f / h < \max (15 ; 20 \cdot e_1 / h)$$

on a donc :

$$l_f = 0,7 \quad l_0 = 0,7 \times 4 = 2,8 \text{ m.} \quad \Rightarrow \quad l_f / h = 5,09 < \max (15 ; 1,78)$$

donc : les effets du second ordre peuvent être considérés d'une manière forfaitaire

$$e_2 = 3 \cdot l_f^2 \cdot (2 + \alpha \cdot \varphi) / 10^4 \cdot h = 0,85 \text{ cm.}$$

$$e = e_1 + e_2 = 5,77 \text{ cm.}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N \cdot e = 2833,11 \times 0,057 = 161,48 \text{ KN.m}$$

$$a = (0,337 h - 0,81 c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$f_{bu} = 18,48 \text{ MPa.}$$

$$a = 0,855 \text{ MN.m}$$

$$b = Nu(d - c') - Mua$$

$$Mua = Mu + Nu \times (d - \frac{h}{2})$$

$$Mua = 82,82 \cdot 10^{-3} + 2833,11 \cdot 10^{-3} \times (0,495 - 0,275) = 0,706 \text{ MN.m}$$

$$b = 2833,11 \cdot 10^{-3} \times (0,495 - 0,04) - 0,706 = 0,583 \text{ MN.m}$$

$$c = (0,5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$c = (0,5 \times 0,55 - 0,04) \times 0,55^2 \times 18,48 = 1,31 \text{ MN.m}$$

$a > b \Rightarrow \text{SPC}$

$$a > b \Rightarrow \mu_a = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,706}{0,55 \times 0,495^2 \times 18,48} = 0,283$$

$$\mu_R(Fe40; type1) = 0,379$$

$$0,186 < \mu_a < \mu_R \quad \text{Domaine 2.a}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_a}}{0,8} = 0,426$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,410$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left(\frac{M_{ua}}{z} - Nu \right)$$

$$A_s = \frac{1}{400} \left(\frac{0,706}{0,41} - 2,833 \right) < 0$$

3^{eme} cas :

$$N_{cor} = -1193,72 \text{ KN} \quad M_{max} = 86,28 \text{ KN.m}$$

$$a = 0,855 \text{ MN.m}$$

$$M_{ua} = 86,28 \times 10^{-3} + 1193,72 \times 10^{-3} \times (0,495 - 0,275) = 0,348 \text{ MN.m}$$

$$b = 1193,72 \times 10^{-3} \times (0,495 - 0,04) - 0,348 = 0,542 \text{ MN.m}$$

$$c = (0,5h - c') b h f_{bu}$$

$$c = (0,5 \times 0,55 - 0,04) \times 0,55^2 \times 18,48 = 1,31 \text{ MN.m}$$

$$a > b \Rightarrow \text{SPC}$$

$$\Rightarrow \mu_a = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,348}{0,55 \times 0,495^2 \times 18,48} = 0,139$$

$$\mu_R(Fe40; type1) = 0,379$$

$$\mu_a < 0,186 \quad \text{Domaine 1}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_a}}{0,8} = 0,187$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,457$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left(\frac{M_{ua}}{z} - Nu \right)$$

$$A_s = \frac{1}{400} \left(\frac{0,348}{0,457} - 1,193 \right) < 0$$

On prend la section maximum calculé par RPA ou CNF.

VIII. 1.7 Détermination des armatures longitudinales :

La quantité de ferrailage (par face) des poteaux est montrée dans les tableaux suivants :

On utilise le logiciel de calcul de robot qui contient les règles de BAEL91 REV99.

étage	N _{max} et M _{correspond}			N _{min} et M _{cor}			M _{max} (22) N _{corre}			M _{max} (33) N _{corre}		
	N(KN)	M(KN.M)	A _s	N(KN)	M(KN.M)	A _s	N	M	A _s	N	M	A _s
1s/sol	1197,31	12,18	31	-3113,11	-82,82	0	-1751,08	61,09	0	-1473,7	86,28	0
RDC	1477,13	12,18	36,45	-2833,11	-82,82	0	-1471,08	61,09	0	-1193,7	86,28	0
1	1070,84	6,42	27,4	-2146,48	-49,89	0	-528,32	74,96	0	-1028,2	136,41	0
2	795,74	6,78	20,6	-1652,41	-34,25	0	-756,93	68,25	0	-883,92	97,88	0
3	582,54	6,37	15,4	-1303,52	-28,16	0	-662,07	89,87	0	-98,21	116,68	0
4	393,71	5,64	10,6	-949,71	-20,96	0	-566,71	76,97	0	-101,77	99,4	0
5	255,29	4,73	7	-777,78	-85,99	0	-473,55	89,93	0	-186,26	62,26	0
6	155,05	3,8	4,4	-615,34	-91,23	4,6	-107	33,64	0	-208,97	68,07	0
7	70,68	2,31	2,2	-453,08	-53,43	0	-382,41	100,01	8,4	-106,32	108,22	16,4
8	39,11	0,74	1,2	-301,08	-69,6	5,6	-191,87	57,22	4,8	-214,34	81,09	8,8
9	20,19	0,82	0,6	-159,34	-76,82	11	-96,6	60,53	7,8	-113,44	88,08	12,6

Tableau (VIII. 4) : les sollicitations (M.N) des poteaux non adhérent aux voiles.

étage	N _{max} et M _{correspond}			N _{min} et M _{cor}			M _{max} (22) N _{corre}			M _{max} (33) N _{corre}		
	N(KN)	M(KN.M)	A _s	N(KN)	M(KN.M)	A _s	N	M	A _s	N	M	A _s
1s/sol	1360,9	7,08	34,8	-4503,26	-107,75	0	974,56	94,21	24,4	871,39	141,49	0
RDC	1640,90	7,08	41,8	-4223,26	-107,75	0	1254,56	94,21	41,4	1151,39	141,49	43,6
1	1308,72	7,34	33,4	-2916,45	-74,1	0	1186,77	54,79	35,4	1081,11	73,9	34,8
2	1047,77	8,68	32,2	-2170,73	-26,97	0	960,9	40,95	28,8	708,78	81,9	27,2
3	862,19	10,78	22,8	-1636,52	-28,09	0	-180,85	35,71	0	429,91	79,18	19,8
4	580,9	8,72	15,6	-1152,95	-24,47	0	-150,91	28,79	0	236,97	62,35	13,8
5	382,68	8,48	10,6	-813,9	-29,11	0	-132,33	32,98	0	-106,42	112,04	0
6	239,13	7,91	7	-582,66	-31,13	0	-107,00	33,64	0	-208,97	68,07	0
7	110,08	3,95	3,4	-333,69	-17,91	0	-49,47	17,01	1,4	2,91	10,9	1,8
8	117,91	23,53	6,8	-267,19	-5,14	0	-21,61	20,45	2,6	-58,15	47,4	6,4
9	88,62	27,04	6,6	-181,17	-8,65	0	-6,82	24,63	3,8	-10,96	49,44	8

Tableau (VIII. 5) : les sollicitations (M.N) des poteaux adhérent aux voiles.

VIII. 1.8 Choix des barres :

étage	A_s (solicitation)	A_s max RPA	A_s min RPA	A_s (CNF)	A_s adopte	Choix des barres
1s/sol	31	121	27,22	3,28	37,7	12HA20
RDC	36,45	121	27,22	3,28	37,7	12HA20
1	27,4	121	27,22	3,28	28,65	4HA20+8HA16
2	20,6	100	22,5	2,71	28,65	4HA20+8HA16
3	15,4	100	22,5	2,71	28,65	4HA20+8HA16
4	10,6	81	18,22	2,20	18,48	12HA14
5	7	81	18,22	2,20	18,48	12HA14
6	4,4	81	18,22	2,20	18,48	12HA14
7	2,2	49	11,02	1,33	13,58	12HA12
8	1,2	49	11,02	1,33	13,58	12HA12
9	0,6	49	11,02	1,33	13,58	12HA12

Tableau (VIII. 6) : Choix des barres des poteaux non adhérent aux voiles.

étage	A_s (solicitation)	A_s max RPA	A_s min RPA	A_s (CNF)	A_s adopte	Choix des barres
1s/sol	34,8	121	27,22	3,28	51.84	4HA25+8HA20
RDC	41,8	121	27,22	3,28	51.84	4HA25+8HA20
1	33,4	121	27,22	3,28	37,7	12HA20
2	32,2	100	22,5	2,71	37,7	12HA20
3	22,8	100	22,5	2,71	37,7	12HA20
4	15,6	81	18,22	2,20	18,48	12HA14
5	10,6	81	18,22	2,20	18,48	12HA14
6	7	81	18,22	2,20	18,48	12HA14
7	3,4	49	11,02	1,33	13,58	12HA12
8	6,8	49	11,02	1,33	13,58	12HA12
9	6,6	49	11,02	1,33	13,58	12HA12

Tableau (VIII. 7) : Choix des barres des poteaux adhérent aux voiles.

VIII. 1.9 Justification des poteaux sous l'effet de l'effort tranchant :

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

La contrainte de cisaillement conventionnelle calculé dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28} \quad (\text{Art 7.4.3.1 RPA99})$$

Où ρ_d est égal à 0,075 si l'élançement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5, et à 0,04 dans le cas contraire

où τ_u : contrainte de cisaillement

T_u : effort tranchant sous combinaison sismique de la section étudiée

b_o : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible τ_u égale à :

❶ **Selon le C.B.A : Art A .5.1.2.1 :**

$\tau_u < \min (0,2 f_{c28}/\gamma ; 5\text{MPa})$ pour une fissuration peu nuisible

$\tau_u < \min (3,69 ; 5\text{MPa}) = 3,69 \text{ Mpa}$.

❷ **Selon RPA99 :Art 7.4.3.1 :**

$\tau_b = \rho_0 f_{c28}$

$\rho_0 = 0,075$ si $\lambda > 5$

$\rho_0 = 0,040$ si $\lambda < 5$

Détermination de ρ_a :

Calcul de λ_g :

$$\lambda_g = \min (l_f / a ; l_f / b) = 5,6$$

Les résultats des calculs des contraintes de cisaillement dans les poteaux les plus sollicités à chaque niveau et dans les deux plans sont récapitulés dans les tableaux qui suivent

étage	V _u	τ _u	λ	ρ _b	τ _{ub} [Mpa]	τ _u ≤ τ _{ub}
1	0,042	0,383	7,27	0,075	1,875	vérifie
2	0,044	0,396	5,45	0,075	1,875	vérifie
3	0,047	0,425	5,45	0,075	1,875	vérifie
4	0,082	0,447	5,45	0,075	1,875	vérifie
5	0,086	0,473	5,45	0,075	1,875	vérifie
6	0,090	0,495	5,45	0,075	1,875	vérifie
7	0,109	0,483	5,45	0,075	1,875	vérifie
8	0,114	0,506	5,45	0,075	1,875	vérifie
9	0,128	0,470	5,45	0,075	1,875	vérifie
RDC	0,146	0,535	5,45	0,075	1,875	vérifie
1s/sol	0,146	0,535	5,45	0,075	1,875	vérifie

On $\tau_{u\max} = 0,535 < 3,69 \text{ Mpa} \Rightarrow$ donc la condition de C.B.A (A.5.1.2.1) est vérifiée.

VIII. 1.10 Dimensionnement du noeud vis-à-vis des moments fléchissant :

D'après l'article 7.6.2 de RPA ,il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissants au noeud est au moins égale en valeur absolu à la somme des valeurs absolus des moments résistants ultimes des extrémité des poutres ou travers affectés d'un coefficient majorateur de 1.25 .Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|)$$

$$103,43 + 94,54 \geq 1,25(34,50 + 87,32)$$

$$197,97 \geq 152,27 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée.

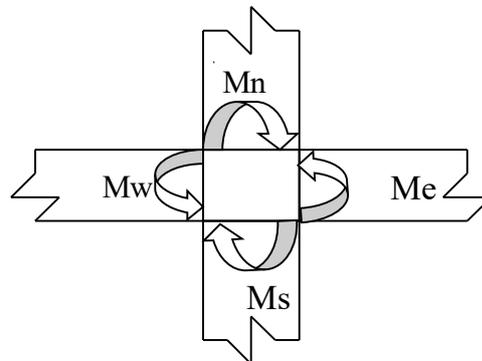


Figure VIII.1.10: Dimensionnement d'un nœud poutre - poteau

VIII. 1.11 Vérification à L' ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- ✓ les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (N_{ser}, M_{ser})
- ✓ la fissuration est considérée peu nuisible donc pas de limitation des contraintes

de traction de l'acier

- ✓ la contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

✓ les poteaux sont calculée en flexion composée, et pour calculée la contrainte σ_{bc} de chaque section il faut suivre l'organigramme de la flexion composée suivant à l'ELS

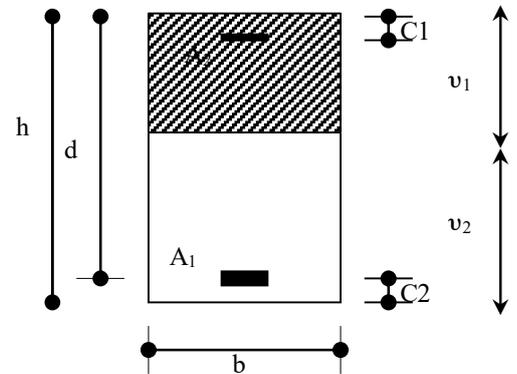
Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A_1 + A_2)$$

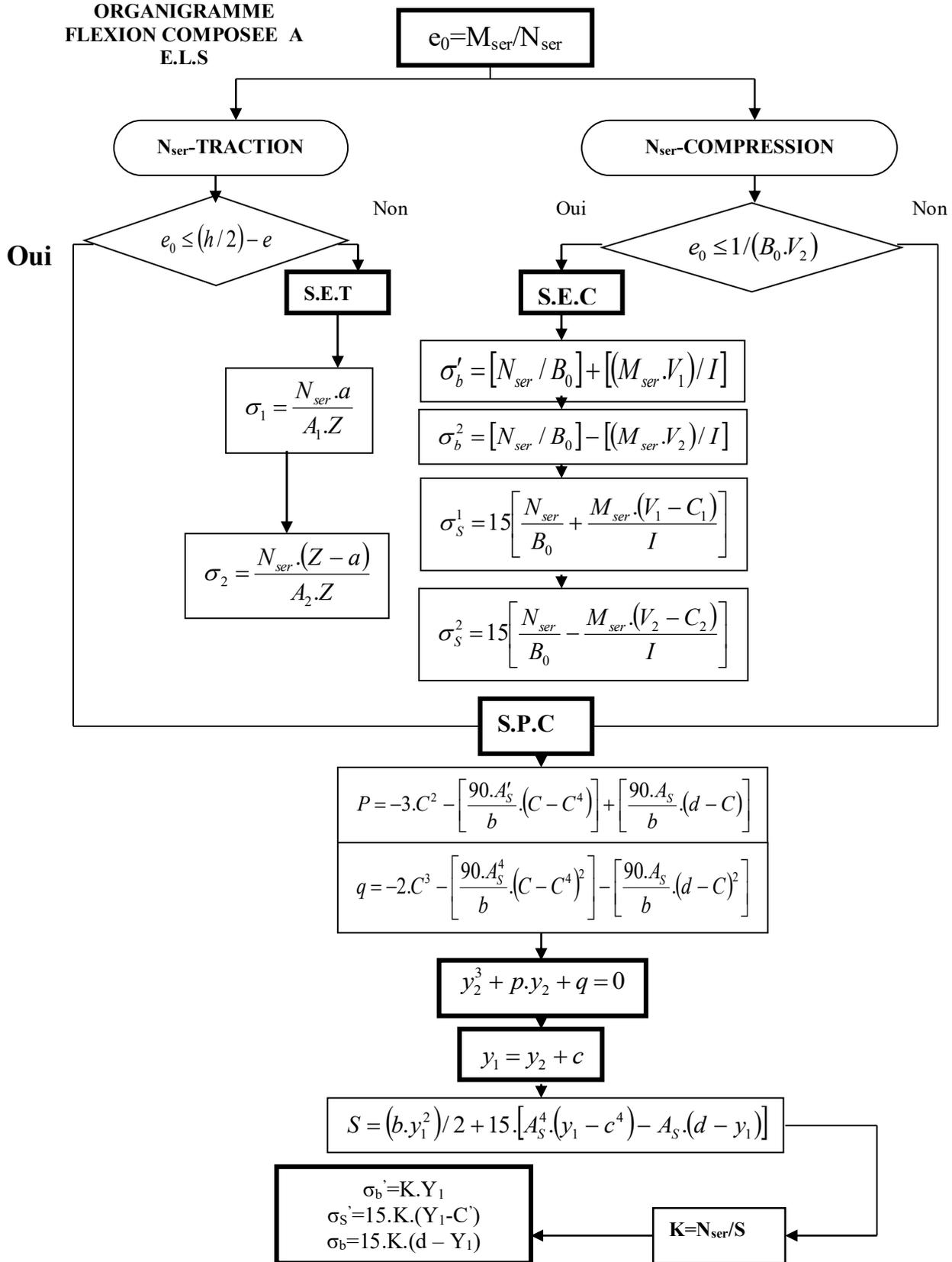
$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right]$$

$$V_2 = h - v_1$$

$$I = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15x(A_1(v_1 - c_1)^2 + A_2x(v_2 - c_2)^2)$$



ORGANIGRAMME
FLEXION COMPOSEE A
E.L.S



Les résultats sont donnés par les tableaux suivants :

Niveau	Section	Ns (kN)	Ms(kN.m)	σ_{bc} [Mpa]	$\bar{\sigma}_b$ [Mpa]	observation
1S/SOL	55x55	-1494,51	-22,98	15	5,8	vérifiée
RDC	55x55	-1316,56	-22,98	15	5,2	vérifiée
1	55x55	-1138,61	-86,06	15	6,9	vérifiée
2	50x50	-979,12	-65,85	15	7,1	vérifiée
3	50x50	-833,97	-69,59	15	6,7	vérifiée
4	45x45	-695,98	-55,71	15	7,1	vérifiée
5	45x45	-569,17	-62,96	15	7,4	vérifiée
6	45x45	-450,39	-66,8	15	8,7	vérifiée
7	35x35	-331,75	-39,13	15	11,1	vérifiée
8	35x35	-220,7	-50,96	15	0,42	vérifiée
9	35x35	-117,2	56,34	15	0,35	vérifiée

Tableau (VIII. 8) : Vérification al' ELS

VIII. 1.12 Armatures transversales :

On vérifié la condition préconise par le RPA99 :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t \cdot f_c} \quad \text{RPA99 (Art 7.4.2.2)}$$

ρ_a : est un coefficient correcteur.

t : l'espacement des armatures transversales.

Vérification des cadres des armatures minimales « RPA Art 7.4.2.2 » :

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{At}{tb1} (\%) = \begin{cases} 0.3\% \Rightarrow si \lambda g \geq 5 \\ 0.8\% \Rightarrow si \lambda g \leq 3 \end{cases}$$

L'espacement : D'après RPA99 (art 7.4.2.2) l'espacement des armature transversales en zone III St est fixe comme suit :

✓ dans la zone nodale $t \leq 10\text{cm}$

- ✓ dans la zone courante $t \leq \text{Min}(b_1/2, h_1/2, 10\Phi_1)$

Où Φ est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

Exemple de calcul :

Calcul des armatures transversal des poteaux de RDC :

➤ **L'espacement :**

- ✓ en zone nodale $t \leq 10\text{cm}$

On prend une valeur de $t=10\text{cm}$

- ✓ en zone courante

$$t \leq \text{Min}(0,275 ; 0,2)$$

On prend la valeur de $t = 20\text{cm}$.

➤ **Détermination de ρ_a :**

Calcul de λ_g :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = 7,27 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

➤ **Détermination de A_t :**

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot v_u}{h_1 \cdot f_e} \cdot t = \frac{2.5 \times 146 \cdot 10^{-3} \times 0.2}{0.55 \times 400} = 3,31 \text{cm}^2$$

Soit 3 cadres de $\Phi_8 \Rightarrow A_t = 3,31 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification des cadres des armatures minimales :**

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{t b_1} (\%) = \begin{cases} 0.3\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

On a $\lambda_g = 7,27 \Rightarrow A_t / t b_1 = 0,46\% \geq 0.3\%$

Donc la condition est vérifiée.

Le reste de calcul se résume comme suit :

étage	V_u	A_t	espacement	Choix des barres	A_t choisis	$A_t / b.t$	$A_t / b.t \geq 0,3$
9	0,042	0,9	12	3 cadres Φ_8	3,02	0,719	vérifie
8	0,044	0,94	12	3 cadres Φ_8	3,02	0,719	vérifie
7	0,047	1,00	12	3 cadres Φ_8	3,02	0,719	vérifie
6	0,082	1,36	12	3 cadres Φ_8	3,02	0,559	vérifie
5	0,086	1,43	12	3 cadres Φ_8	3,02	0,559	vérifie
4	0,090	2	16	3 cadres Φ_8	3,02	0,419	vérifie
3	0,109	2,18	16	3 cadres Φ_8	3,02	0,378	vérifie
2	0,114	2,28	16	3 cadres Φ_8	3,02	0,378	vérifie
1	0,128	2,90	20	1 cadres Φ_{10} + 2 cadres Φ_8	3,58	0,325	vérifie
RDC	0,146	3,31	20	1 cadres Φ_{10} + 2 cadres Φ_8	3,58	0,325	vérifie
1s/sol	0,146	3,31	20	1 cadres Φ_{10} + 2 cadres Φ_8	3,58	0,325	vérifie

VIII.2 Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

VIII.2.1 Les combinaisons de calcul :

- $1.35 G + 1.5 Q$ selon C.B.A
 - $G + Q \pm E$ selon RPA99
 - $0.8 G \pm E$ selon RPA99
- La combinaison ($1,35G+1,5Q$) nous permettra de déterminer le moment maximum en travée.
- La combinaison ($G + Q \pm E$) donne le moment négatif maximum en valeur absolue sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.
- La combinaison ($0.8 G \pm E$) nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra dans le cas où $M > 0$ de déterminer le ferrailage au niveau des appuis.

VIII.2.2 Ferrailage longitudinal :

Les étapes de calcul sont données dans l'organigramme ci après. Néanmoins il faut respecter les pourcentages minimaux données par les CBA et RPA99

Ferrailage minimal d'après C.B.A (Condition de non fragilité).

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b_o \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

- Pour les poutres principales (35 * 45) $A_{\min} = 1.90\text{cm}^2$
- Pour les poutres secondaires (30* 35) $A_{\min} = 1,26\text{cm}^2$

VIII.2.2.1 Pourcentage des aciers d'après Art 7.5.2.1 RPA99 :

✓ le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section. $\Rightarrow A_{\min} = 0.5\% * (b * h)$

- Pour les poutres principales (35 * 45) $A_{\min} = 7,87\text{cm}^2$
- Pour les poutres secondaires (30 * 35) $A_{\min} = 5,25\text{cm}^2$

✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante

- 6% en zone de recouvrement

- Pour les poutres principales (35 × 45)
 - 4 % en zone courante $\Rightarrow A_{\max} = 63 \text{ cm}^2$
 - 6 % en zone de recouvrement $\Rightarrow A_{\max} = 94,5 \text{ cm}^2$
- Pour les poutres secondaires (30 × 35)
 - 4 % en zone courante $\Rightarrow A_{\max} = 42 \text{ cm}^2$
 - 6 % en zone de recouvrement $\Rightarrow A_{\max} = 63 \text{ cm}^2$

✓ La longueur minimale de recouvrement est 50ϕ en zone III

VIII.2.3 Calcul des armatures transversal :

Pour reprendre l'effort tranchant et limiter les fissures des armatures transversales sont disposées en cours successifs plans et normaux à L'axe longitudinal de la pièce. Dans chaque cours elles forment une ceinture continue sur le contour de la pièce et embrassent toutes les armatures longitudinales.

VIII.2.4 Vérifications des règlements :

VIII.2.4.1 Vérifications de RPA99 (Art 7.5.2.2) :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003.S_t.b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit:

- Dans la zone nodale et en travée en prend le : $\min(h/4, 12\phi)$

- En dehors de la zone nodale: $s \leq h/2$: La valeur du diamètre ϕ des armatures

longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une Section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés qu'il faut considérer.

VIII.2.4.2 Vérification de la contrainte tangente :

Les règles C.B.A (A.5.1) considérant la contrainte tangente conventionnelle ou nominale

comme étant : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$

τ_u doit vérifier la condition :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min(0,2f_{c28}/\gamma_b, 5\text{MPa}) = 3,33\text{MPa} \text{ (fissuration peu nuisible).}$$

VIII.2.4.3 Disposition constructives : l'article (A.5.1.2.2) de C.B.A nous donne :

- espacement S_t des cours d'armatures transversales : $S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm})$
- section minimale A_t des cours d'armatures transversales : $\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4\text{Mpa}$

VIII.2.4.4 Vérification de la flèche :

D'après l'Article B 6.5.1 de C.B.A On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de justifier l'état limite de déformation des poutres par un calcul de flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

- $h/L \geq 1/16$
- $A_s / b.d \leq 4,2 / f_e$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

VIII.2.5 Exemple d'application :

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

On a :

- $b \times h = 35 \times 45$, $L = 4,4$ m .
- M_{\max} (sur l'appui) = 154,97 KN.m
- M_{\max} (en travée) = 64,18 KN.m
- $V_{\max} = 137,89$ KNm

VIII.2.5.1 Ferrailage longitudinal :

✓ **Ferrailage en travées :**

$$M_{ult} = 64,18 \text{ KN.m}$$

D'après B.A.E.L 91 :

$$\mu = M_u / (b \cdot d^2 \cdot f_{bu}) = 0,078$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0,101$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,388 \text{ m.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = \frac{64,18 \times 10^{-3}}{0,388 \times 348} = 4,75 \text{ cm}^2$$

Soit 6HA12 = 6,79

✓ **Ferrailage sur appui :**

$$M_{amax} = 154,97 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc } \mu = M_u / (b \cdot d^2 \cdot f_{bu}) = 0,190$$

$$\mu_R = 0,392$$

$0,186 < \mu < \mu_R \Rightarrow$ il n'est donc pas nécessaire de mettre des armatures comprimées on se trouve dans le domaine 2-a ,

$$\alpha = 0,265$$

$$Z = 0,362 \text{ m.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = \frac{0,1549}{0,362 \times 400} = 10,63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 6\text{HA}16 \Rightarrow A_s = 12,06$$

Section minimale de RPA :

$$A_{s \text{ min}} = 6,75 \text{ cm}^2$$

VIII.2.5.2 Vérification nécessaire pour les poutres :

Vérification des sections minimales exigées par RPA et C.B.A calculer précédemment:

$$A_{s \text{ RPA}} = 7,87 \text{ cm}^2.$$

$$A_s \text{ CNF} = 1,29 \text{ cm}^2.$$

Donc les deux conditions sont vérifiées.

➤ **contrainte tangente :**

$$V_u^{\max} = 137,89 \text{ KN.}$$

$$\tau_u^{\max} = 0,137 / 0,3 \times 0,405 = 1,12 \text{ MPA.}$$

$$\bar{\tau} = \min (0.2f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{MPa}) = 3,33\text{MPa} \quad (\text{fissuration peu nuisible}).$$

$$\tau_{u\max} < \bar{\tau} \quad (\text{vérifié}).$$

➤ **Disposition constructive :**

✓ C.B.A : Espacement : $S_t \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm}).$

$$\Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm}.$$

✓ En dehors de la zone nodale: $s \leq h/2 = 22,5$

✓ RPA : dans la zone nodale et en travée en prend le :

$$S_t \leq \min (h/4, 12\phi) = 11,25$$

Soit : $S_t = 08 \text{ cm}$ en zone nodale.

Soit : $S_t = 16 \text{ cm}$ en zone courante.

➤ **Calcul de la section minimale :**

$$\checkmark \text{ C.B.A : } \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4$$

$$A_t = 0,4 \times 0,35 \times 0,16 / 400 = 0,56 \text{ cm}^2$$

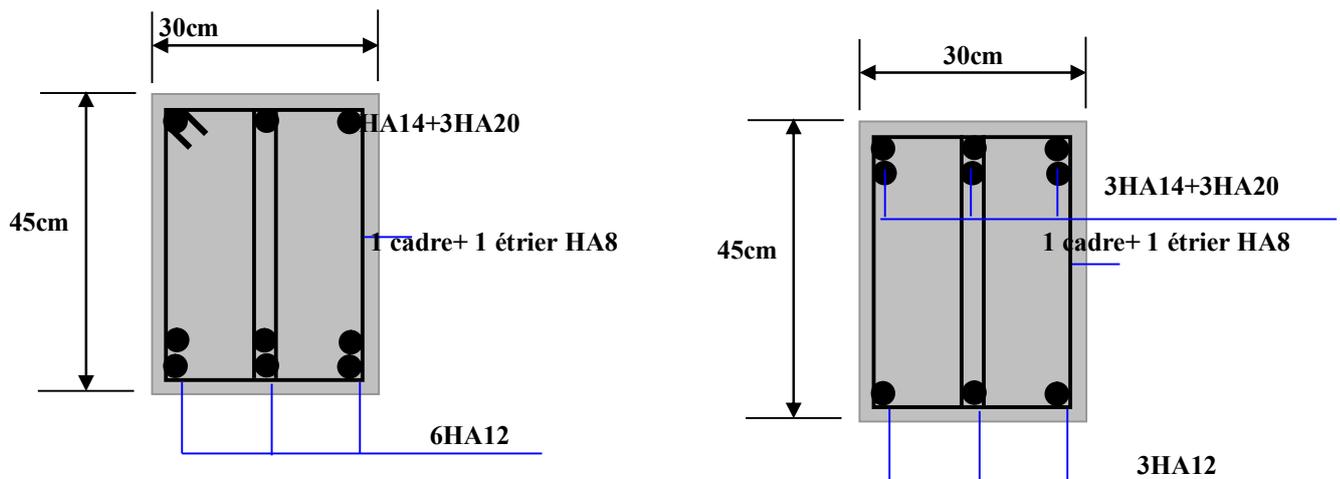
✓ **RPA :** La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0,003 \times 0,16 \times 0,35 = 1,68 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de $\Phi 8$

$$4\Phi 8 \Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2.$$



Zone de travée

➤ Vérification de la flèche :

- $h/L \geq 1/16$
- $A_s / b.d \leq 4,2 / f_e$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

1. $h / l = 45 / 440 = 0,102$

$$M_t / 10M_0 = 0,041$$

2. $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

$$A / b_0 d = 12,06 / 30 * 40,5 = 0,0099$$

$$4.2 / f_e = 4,2 / 400 = 0,0105$$

$$0,0099 \leq 0,0105$$

3. $h/L \geq 1/16 \Rightarrow 0,45 / 4,4 = 0,102 \geq 1/16 = 0,0625$

Toutes les conditions vérifient donc il n'est pas indispensable de vérifier la déformation par le calcul de flèche.

VIII.2.6 Résultats de ferrailage :

Pour Le ferrailage on prend les poutres le plus sollicités selon les deux sens sens porteur et non porteur Les résultat représenté sur les tableau suivent :

section	Position	M [kN.m]	μ	α	Z(m)	A _{cal} [cm ²]	A _{RPA} [cm ²]	A _s adopter	Choix des barres
Poutre principale	Travée	64,18	0,079	0,103	0,388	4,75	7,87	6,79	6HA12
	Appui	154,97	0,191	0,267	0,362	10,71	7,87	12,06	6HA16
Poutre secondaire	Travée	23,20	0,029	0,036	0,399	1,67	5,25	5,75	3HA12+3HA10
	Appui	78,35	0,096	0,127	0,384	5,09	5,25	5,75	3HA12+3HA10

Tableau (VIII. 9) : Calcul des sections d'armatures longitudinales.

VIII.2.7 la Vérification de la contrainte tangentielle :

Les résultats de la Vérification de la contrainte tangentielle sont représenté sur le tableau suivant :

section	Vu	τ_u^{\max}	$\bar{\tau}$	$\tau_u^{\max} < \bar{\tau}$
poutre principale	137,89	0,972	3,33	vérifie
poutre secondaire	21,43	0,226	3,33	vérifie

VIII.2.8 Vérification à L' ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poutres à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service,

- ✓ les contraintes sont calculées à l'E LS sous le moment (M_{ser}).
- ✓ la fissuration est considérée peu nuisible donc pas de limitation des contraintes de traction de l'acier.
- ✓ la contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Les poutre sont calculée en flexion simple, et pour calculée la contrainte σ_{bc} de chaque poutre il faut suivre les étapes suivants :

- Calcul de la position de l'axe neutre : $S = \frac{b}{2} y^2 + n A's (y-c') - n A_s (d-y) = 0$
- Calcul du moment d'inertie : $I = \frac{b}{3} y^3 + n A's (y-c')^2 + n A_s (d-y)^2$

- Où : A_s : section d'armatures tendue

$A's$: section d'armatures comprimées

n : 15 coefficient d'équivalence

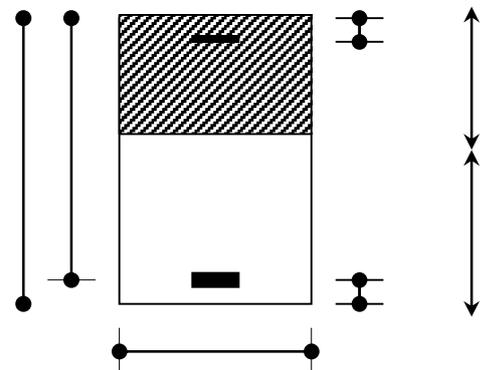
- Calcul des contraintes :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y$$

Vérification des contraintes

Compression du béton

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



Les résultats des vérifications sont présentés dans les tableaux ci après :

section	Position	Mser [Kn.m]	As	y (m)	σ_b MPA	σ_{bc} MPA	Condition
Poutre principale	Travée	45,95	6,79	12,6	5,8	15	Vérifiée
	Appui	68,35	12,06	15,8	7,1	15	Vérifiée
Poutre secondaire	Travée	17,01	5,75	3,8	3,8	15	Vérifiée
	Appui	30,46	5,75	10,8	6,9	15	Vérifiée

VII .3 Ferrailage des voiles :

VII .3.1 Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- Structures auto stables.
- Structure contreventée par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques , dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

VII .3.2 Rôle de contreventement :

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- ✓ Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- ✓ De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

VII .3.3. Ferrailage des voiles :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

VII .3.3.1 combinaison :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivants :

- ✓ $G + Q \pm E$
- ✓ $0.8G \pm E$

VII .3.3.2 Prescriptions imposées par RPA99 :

VII .3.3.2.1 Aciers verticaux :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA 99 et décrites ci-dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20%, de section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.
- A chaque extrémité de voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ($L/10$), cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm ($s_t \leq 15\text{cm}$).
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

VII. 3.3.2.2 Aciers horizontaux :

Comme dans le cas des aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter certaines prescriptions présentées ci après :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

VII. 3.3.2.3 Règles générales :

Les armatures transversaux doivent respectes les disposition suivantes :

- L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$$\begin{aligned} S &\leq 1.5.e && \text{Article 7.7.4.3 RPA} \\ S &\leq 30\text{cm} \end{aligned}$$

e : épaisseur du voile

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingle au mètre carrée. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

➤ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de la l'épaisseur du voile.

➤ Les longueur de recouvrement doivent être égales à :

✓ **40Φ** pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts sont possibles.

✓ **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

VII .3.3.2 Ferrailage vertical :

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min\left(h_e; \frac{2L}{3}\right) \quad \text{Article 7.7.4 RPA 99 (version 2003)}$$

L : est la longueur de la zone comprimée.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes.

Pour le ferrailage on a partagé l'ouvrage en cinq z

- ✓ Zone I : RDC.
- ✓ Zone II : 1^{ème} étage.
- ✓ Zone III 2^{ème} - 3^{ème} étage.
- ✓ Zone IV 4^{ème} - 6^{ème} étage.
- ✓ Zone V 7^{ème} - 9^{ème} étage.

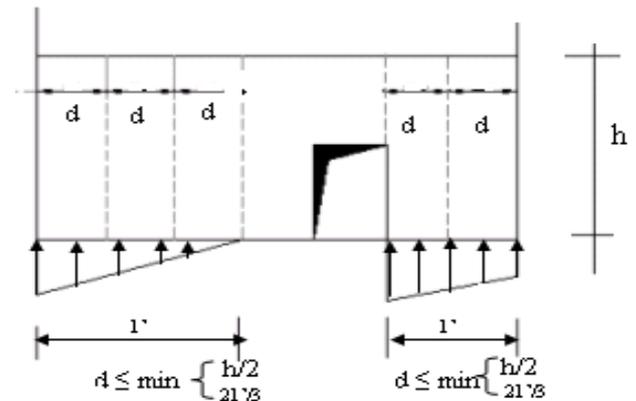


Figure (VII.2): Schéma de voile

Exemple d'application :

Nous proposons le calcul détaillé en prenant les voiles P4 ($L= 2,15\text{m}$) en zone I :

-Détermination des sollicitations sous la combinaison $G + Q \pm E$

$$N = 1024,42 \text{ KN} \quad (\text{traction}) \quad I = (0,2 \times 2,15^3) / 12 = 0,165 \text{ m}^4$$

$$M = 700,84 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad \Omega = 0,43 \text{ m}^2$$

$$v = h/2 = 1,075 \text{ m}.$$

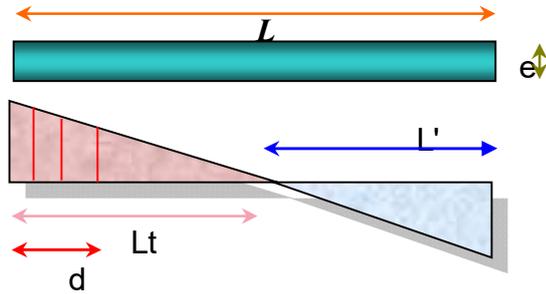
➤ **Armatures verticales:**

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \cdot v}{I} = \frac{1024,42}{0,43} + \frac{700,84 \times 1,075}{0,165}$$

$$\sigma_1 = 6,984 \text{ Mpa}.$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I} = \frac{1024,42}{0,43} - \frac{700,84 \times 1,075}{0,165}$$

$$\sigma_2 = -2,183 \text{ Mpa.}$$



$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 2,15 \cdot \left(\frac{6,984}{6,984 + 2,183} \right) = 1,638 \text{ m}$$

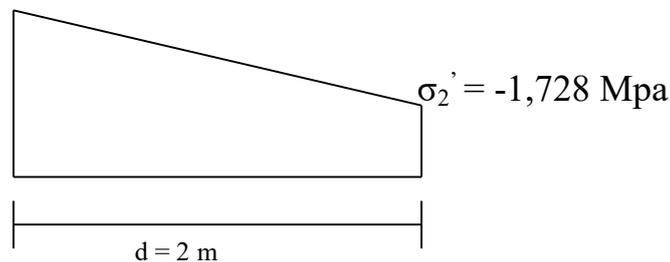
$$L' = L - L_t = 2,15 - 1,63 = 0,51 \text{ m}$$

$$d \leq \min(2,15/2, (2/3) \times 0,51) = 0,34 \text{ m} \quad \text{soit : } d = 0,34 \text{ m}$$

$$\text{tg } \alpha = \sigma_2 / L_t = -2,183 / 1,638 = -1,332$$

$$\text{tg } \alpha = \sigma_2' / (L_t - d) \quad \Rightarrow \quad \sigma_2' = \text{tg } \alpha (L_t - d) = -1,728 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = -2,183 \text{ Mpa}$$



$$\sigma_2' = \frac{N_1}{\Omega'} + \frac{M_1.v_1'}{I'} = -1,728 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_1}{\Omega} - \frac{M_1.v_1}{I} = -2,183 \text{ Mpa}$$

$$I' = (0,2 \times 0,34^3) / 12 = 0,00065 \text{ m}^4$$

$$v' = 0,34 / 2 = 0,17 \text{ m}$$

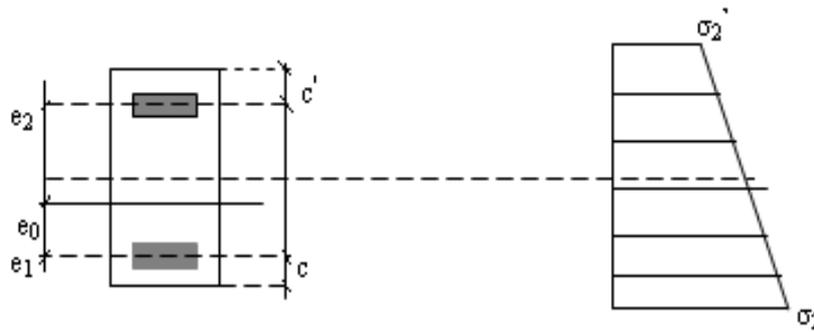
$$\Omega' = 0,2 \times 0,34 = 0,068 \text{ m}^2$$

Donc:

$$N_1 = (\Omega' / 2) \times (\sigma_2 + \sigma_2') \quad \Rightarrow \quad N_1 = -0,132 \text{ MN.}$$

$$M_1 = (I' / 2v') \times (\sigma_2' - \sigma_2) \quad \Rightarrow \quad M_1 = 0,00068 \text{ MN.}$$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = -0,0065 \text{ m} < d/6 \text{ et } N \text{ est un effort de traction} \Rightarrow \text{S.E.T (section entièrement tendue).}$$



Soit : $c = c' = 5 \text{ cm}$

$$e_1 = d/2 - e_0 - c = 0,126 \text{ m}$$

$$e_2 = h/2 + e_0 - c' = 1,018 \text{ m}$$

$$A_s = N_1 \times e_2 / (e_1 + e_2) \times f_e = 2,93 \text{ m}^2$$

$$A_s' = N_1 \times e_1 / (e_1 + e_2) \times f_e = 0,36 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_s + A_s' = 3,29 \text{ cm}^2$$

$$A_s/\text{ml}/\text{face} = 4,83 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales de RPA 99:**

✓ **Dans la zone tendu (d'about) : D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1):**

$$A_{\text{RPA}} = 0,20\% \text{ b } L_t$$

b : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{\text{RPA}} = 0,002 \times 0,2 \times 1,638 = 6,55 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{RPA}}/\text{ml}/\text{face} = 9,63 \text{ cm}^2/\text{ml}/\text{face}.$$

✓ **Dans la zone courante: D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.3):**

$$A_{\text{min}} = 0,10\% \times b \times l = 0,10\% \times 0,2 \times 2,15 = 4,3 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}}/\text{ml}/\text{face} = 4,3 / (2 \times 2,15) = 1,0 \text{ cm}^2/\text{ml}/\text{face}.$$

Donc : $A_{\text{SV}} = \max (A_s, A_{\text{RPA}})$.

Le ferrailage sera fait pour la moitié de voile à cause de la symétrie :

✓ En zone courante : $A_s = 2 \times 4,3 \times (2,15/2) = 9,24 \text{ cm}^2$ (pour les 2 face).

✓ En zone d'about : $A_s = 2 \times 9,63 \times (2,15/2) = 20,70 \text{ cm}^2$ (pour les 2 face).

➤ **Choix des barres :**

✓ En zone courante : soit 20HA12. ($A_s = 22,6 \text{ cm}^2$)

✓ En zone d'about : soit. 10HA12 ($A_s = 11,30 \text{ cm}^2$)

➤ **espacement :**

✓ En zone courante : $S_t \leq \min (1,5e, 30) = 30 \text{ cm}.$

Soit : $S_t=20\text{cm}$.

✓ En zone d'about : $S_{ta}= S_t/2=10\text{cm}$.

Les tableaux suivants représentent le calcul détaillé de ferrailage vertical :

Le ferrailage minimal exige par RPA est :

✓ En zone courante : $A_s= 0,2 \%x (0,2/2) = 2 \text{ cm}^2 /\text{ml}$ (pour une face)

✓ En zone d'about : $A_s= 0,1\%x (0,2/2) = 1 \text{ cm}^2 /\text{ml}$ (pour une face)

Le ferrailage sera fait pour 1 m.l pour une seule face.

Trumeaux	L	N(t)	M(t)	As (cm2)	As	As adopter z. d'about	As adopter Z. courante	barres z. d'about	barres Z. courante
P1	1,9	0,3435	0,0243	1,03	0,71	2	1	10 HA10	5 HA10
P3,P2	5,45	2,5034	0,0288	13,73	3,73	3,73	3,73	10 HA10	5 HA10
P4,P21	2,15	1,0244	0,7008	2,77	2,71	2,71	2,71	10 HA10	5 HA10
P5,20	4,1	0,6472	2,1780	12,65	3,87	3,87	3,87	10 HA10	5 HA10
P6,P22	1,45	0,2778	0,2415	3,26	3,11	3,11	3,11	10 HA10	5 HA10
P7,P18	0,8	0,0760	0,0405	1,07	1,78	2	1,78	10 HA10	5 HA10
P8,P19	0,8	0,1206	0,0380	0,59	1,28	2	1,28	10 HA10	5 HA10
P9,P16	1,55	0,7283	0,2431	0,3	0,86	2	1	10 HA10	5 HA10
P10,P17	1,9	0,6000	0,4042	2,24	2,23	2,23	2,23	10 HA10	5 HA10
P11,P15	5,05	1,9001	4,1168	11,43	3,7	3,7	3,7	10 HA10	5 HA10
P12,P14	2,05	0,7377	0,5010	2,26	2,22	2,22	2,22	10 HA10	5 HA10
P13	4,25	0,1773	2,4788	18,36	6,17	6,17	6,17	10 HA10	6 HA12

Tableau (VIII. 10) : Résultat de ferrailage longitudinal pour la zone 01(pour 1ml)

Trumeaux	L	N(t)	M(t)	As (cm ²)	As	As adopter z. d'about	As adopter Z. courante	barres z. d'about	barres Z. courante
P1	1,9	0,2335	0,0131	0,99	0,66	2	1	10 HA10	5 HA10
P3,P2	5,45	2,4298	0,0067	12,07	4,02	4,02	4,02	10 HA10	5 HA10
P4,P21	2,15	0,9812	0,4725	0,54	0,98	2	1	10 HA10	5 HA10
P5,20	4,1	0,9580	2,4712	12,21	4,07	4,07	4,07	10 HA10	5 HA10
P6,P22	1,45	0,4186	0,1101	0,02	0,16	2	1	10 HA10	5 HA10
P7,P18	0,8	0,1512	0,0103	0,23	0,58	2	1	10 HA10	5 HA10
P8,P19	0,8	0,1880	0,0094	0,46	0,92	2	1	10 HA10	5 HA10
P9,P16	1,55	0,6200	0,1016	0,52	0,92	2	1	10 HA10	5 HA10
P10,P17	1,9	0,5260	0,2310	0,36	0,67	2	1	10 HA10	5 HA10
P11,P15	5,05	1,8080	3,6328	9,11	3,10	3,10	3,10	10 HA10	5 HA10
P12,P14	2,05	0,4657	0,2562	0,67	0,87	2	1	10 HA10	5 HA10
P13	4,25	0,2907	2,2165	15,30	5,10	5,10	5,10	10 HA10	6 HA12

Tableau (VIII. 10) : Résultat de ferrailage longitudinal pour la zone 02

Trumeaux	L	N(t)	M(t)	As (cm ²)	As	As adopter z. d'about	As adopter Z. courante	barres z. d'about	barres Z. courante
P1	1,9	0,2653	0,0102	1,25	0,88	2	1	10 HA10	5 HA10
P3,P2	5,45	2,2699	-0,0039	11,35	3,78	3,78	3,78	10 HA10	5 HA10
P4,P21	2,15	0,8352	0,4280	0,68	1,04	2	1,04	10 HA10	5 HA10
P5,20	4,1	0,7598	2,1768	11,53	3,84	3,84	3,84	10 HA10	5 HA10
P6,P22	1,45	0,4083	0,1172	0,08	0,33	2	1	10 HA10	5 HA10
P7,P18	0,8	0,1357	0,0154	0,02	0,16	2	1	10 HA10	5 HA10
P8,P19	0,8	0,1716	0,0143	0,15	0,50	2	1	10 HA10	5 HA10
P9,P16	1,55	0,5644	0,1024	0,31	0,68	2	1	10 HA10	5 HA10
P10,P17	1,9	0,4998	0,2022	0,19	0,46	2	1	10 HA10	5 HA10
P11,P15	5,05	1,6788	3,1478	7,10	2,55	2,55	2,55	10 HA10	5 HA10
P12,P14	2,05	0,3226	0,2214	1,02	0,99	2	1	10 HA10	5 HA10
P13	4,25	0,3258	1,9190	12,59	4,20	4,20	4,20	10 HA10	6 HA10

Tableau (VIII. 11) : Résultat de ferrailage longitudinal pour la zone 03

Trumeaux	L	N(t)	M(t)	As (cm ²)	As	As adopter z. d'about	As adopter Z. courante	barres z. d'about	barres Z. courante
P1	1,9	0,2909	0,0062	1,49	1,10	2	1,10	10 HA10	5 HA10
P3,P2	5,45	1,8318	-0,0044	9,17	3,06	3,06	3,06	10 HA10	5 HA10
P4,P21	2,15	0,4759	0,2995	0,97	1,05	2	1,05	10 HA10	5 HA10
P5,20	4,1	0,3415	1,4357	9,06	3,02	3,02	3,02	10 HA10	5 HA10
P6,P22	1,45	0,3214	0,0997	0,13	0,39	2	1	10 HA10	5 HA10
P7,P18	0,8	0,1241	0,0105	0,10	0,35	2	1	10 HA10	5 HA10
P8,P19	0,8	0,1591	0,0094	0,31	0,69	2	1	10 HA10	5 HA10
P9,P16	1,55	0,4542	0,0779	0,32	0,62	2	1	10 HA10	5 HA10
P10,P17	1,9	0,4098	0,1401	0,02	0,11	2	1	10 HA10	5 HA10
P11,P15	5,05	1,3360	2,0593	3,15	1,38	2	1,38	10 HA10	5 HA10
P12,P14	2,05	0,0939	0,1498	1,69	1,05	2	1,05	10 HA10	5 HA10
P13	4,25	0,4049	1,2834	6,77	2,26	2,26	2,26	10 HA10	5 HA10

Tableau (VIII. 12) : Résultat de ferrailage longitudinal pour la zone 04

Trumeaux	L	N(t)	M(t)	As (cm ²)	As	As adopter z. d'about	As adopter Z. courante	barres z. d'about	barres Z. courante
P1	1,9	0,2294	0,0020	1,24	0,95	2	1	10 HA10	5 HA10
P3,P2	5,45	1,0403	0,0073	5,13	1,71	2	1,71	10 HA10	5 HA10
P4,P21	2,15	0,0920	0,1402	1,43	0,87	2	1	10 HA10	5 HA10
P5,20	4,1	0,0463	0,5447	4,14	1,43	2	1,43	10 HA10	5 HA10
P6,P22	1,45	0,1723	0,0623	0,18	0,37	2	1	10 HA10	5 HA10
P7,P18	0,8	0,0969	0,0054	0,21	0,44	2	1	10 HA10	5 HA10
P8,P19	0,8	0,1206	0,0043	0,40	0,69	2	1	10 HA10	5 HA10
P9,P16	1,55	0,2894	0,0224	0,89	0,82	2	1	10 HA10	5 HA10
P10,P17	1,9	0,2534	0,0761	0,00	0,04	2	1	10 HA10	5 HA10
P11,P15	5,05	0,7371	0,7986	0,30	0,26	2	1	10 HA10	5 HA10
P12,P14	2,05	0,0809	0,0647	0,39	0,33	2	1	10 HA10	5 HA10
P13	4,25	0,4189	0,5155	0,82	0,45	2	1	10 HA10	5 HA10

Tableau (VIII. 13) : Résultat de ferrailage longitudinal pour la zone 05.

VII .3.3.3 Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :

a .Vérification des voiles à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40 %.

-La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = 1,4 V_{cal}/b_0d$

Avec :

V: l'effort tranchant à la base du voile.

-la contrainte limite est : $\bar{\tau}_u = 0,2f_{c28}$. L'article 7.7.2 RPA 99

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

b. Calcul des armatures horizontales résistants à l'effort tranchant :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot k)}{0.9 \cdot f_e} \quad \text{C.B.A 93 Art A.5.1.2.3}$$

$k=0$ en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

$K=1$ en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

$K=1+3\sigma_{cm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de compression.

$K=1-10\sigma_{tm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N , effort de traction.

σ_{tm} , σ_{cm} ;étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

D' autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

- ✓ 0,15% : globalement dans la section des voiles.
- ✓ 0,10 % : dans les sections courantes.

c. Exemple d'application :

Voiles P4 :

$$\tau_u = 1.4 V_{cal}/b_0d$$

$$\tau_u = (1,4 \times 0,506) / (2,15 \times 0,2) = 1,64 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa} > \tau_u = 1,64 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

- Pas de reprise de bétonnage $\alpha = 90^\circ$

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \cdot f_e}$$

$S_t \leq \min(1,5 a, 30\text{cm})$ (Art7.7.4.3 RPA99).

Soit : $S_t = 20\text{cm}$.

$A_t = 1,63 \text{ cm}^2$

$A_{t \min}(\text{RPA}) = 0,10\% \times b_0 \times L = 4,3 \text{ cm}^2$ (pour les deux faces)

Choix des barres

$A_s = 4,5 \text{ cm}^2 \text{ ml/face} \Rightarrow$ Soit: 5HA10/ml/face donc $A_s = 4,74 \text{ cm}^2 \text{ ml/face}$.

Remarque :

Pour les résultants des ferrillages horizontale (effet de l'effort tranchant) ; on adopte une même section d'armatures horizontale pour tous les voiles et à tous les niveaux. Ceci facilitera l'exécution de ces derniers.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants:

Tableau (VIII. 14) : Résultat de ferrailage horizontal

voiles	P1	P3,P2	P4,P21	P5,20	P6,P22	P7,P18	P8,P19	P9,P16	P10,P17	P11,P15	P12,P14	P13
h(m)	1,9	5,45	2,15	4,1	1,45	0,8	0,8	1,55	1,9	5,05	2,05	4,25
T (KN)	14,605	5,779	506,660	587,840	81,785	13,060	11,490	75,810	181,190	703,260	180,760	685,749
τ (MPa)	0,003	0,001	0,101	0,118	0,016	0,003	0,002	0,015	0,036	0,141	0,036	0,137
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
$\tau \leq \bar{\tau}$	oui	oui	oui	oui	oui	oui	oui	oui	oui	oui	oui	oui
S_t (cm)	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00
A_t	0,036	0,040	1,391	3,078	0,151	0,013	0,012	0,150	0,440	4,536	0,473	3,722
A_{\min}	3,8	10,9	4,3	8,2	2,9	1,6	1,6	3,1	3,8	10,1	4,1	8,5
A_t (cm ²)/mL	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Choix des barres/(mL)	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	IA8

CHAPITRE IX

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

IX.1 Généralité :

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteau, voiles, mur ...).

Cette transmission peut être directement (cas des semelles reposant sur le sol comme le cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autre organe (par exemple, cas des semelles sur pieux).

IX.2 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- ✓ La nature et le poids de la superstructure.
- ✓ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- ✓ La qualité du sol de fondation.

Nous proposons en premier cas des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une vérification telle que :

IX.2.1 calculs des surfaces nécessaires pour les semelles :

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition suivante :

N.B : dans ce cas en prendre $\sigma = 2$ bar

$$\frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \overline{\sigma}_{sol} \quad \text{Avec} \quad \overline{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars} = 20 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Les surfaces des semelles isolées revenant à chaque poteau en tenant compte la symétrie de notre structure sont données par le tableau suivant :

Semelles	Nser(KN)	S=Nser/ σ (m ²)	Semelles	Nser (KN)	S=Nser/ σ (m ²)
1	389,68	1,95	15	1316,4	6,58
2	675,57	3,38	16	682,31	3,41
3	419,42	2,10	17	1148,13	5,74
4	662,09	3,31	18	704,26	3,52
5	461,21	2,31	19	1147,89	5,74
6	654,26	3,27	20	723,23	3,62
7	500,62	2,50	21	1064,3	5,32
8	627,8	3,14	22	728,28	3,64
9	508,93	2,54	23	1059,28	5,30
10	597,73	2,99	24	787,12	3,94
11	553	2,77	25	938,94	4,69
12	908,17	4,54	26	830,9	4,15
13	556,67	2,78	27	910,93	4,55
14	593,33	2,97	28	888,99	4,44

Tableau (IX.1) : Les surfaces des semelles isolées revenantes à chaque poteau

Les surfaces des semelles revenant à chaque voile sont données par le tableau suivant :

Semelles	Nser (t)	S=Nser/ σ (m ²)	Semelles	Nesr (t)	S=Nser/ σ (m ²)
1	926,76	4,63	8	389,63	1,95
2	2614,73	13,07	9	837,1	4,19
3	2575,08	12,88	10	767,03	3,84
4	663,56	3,32	11	1945,5	9,73
5	511,33	2,56	12	955,64	4,78
6	519,57	2,60	13	1894,47	9,47
7	402,57	2,01			

Tableau (IX.2) : Les surfaces des semelles revenantes à chaque voile

- **Commentaire :**

On déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci nous amène à opter pour un radier général comme fondation. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.

- ✓ La réduction des tassements différentiels.
- ✓ La facilité de l'exécution.

IX. 3 Etude du radier :

IX.3.1 pré dimensionnement du radier :

IX.3.1.1 calcul de surface minimale du radier :

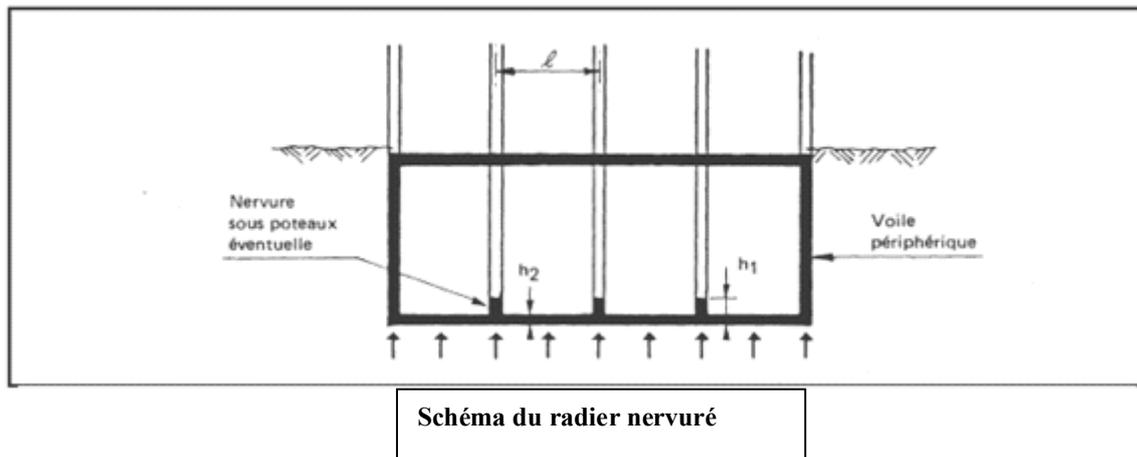
On a $N_{ser} = 72084,82$ KN

$$\sigma_{sol} = 2\text{bars} = 200 \text{ KN.}$$

La surface du radier est :

$$S \geq \frac{72084,82}{200} = 360,42 \text{ m}^2$$

L'emprise totale de l'immeuble est de 446 m².



IX.3.1.2 Pré dimensionnement de la dalle :

➤ **condition forfaitaire :**

$$Lx/35 < h_2 < Lx/30$$

Telle que : $Lx = 5,05$ m entre axe des poteaux perpendiculairement aux nervures.

Donc on a : $14,42 \text{ cm} < h_2 < 16,83 \text{ cm.}$

On choisit $h_2 = 15$ cm.

➤ **Condition de résistance au cisaillement :**

D'après le règlement A5.1.2.1 de C.B.A 93, la contrainte de cisaillement du radier doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0,15 f_{cj} / \gamma_b$$



Où : V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.

$$\text{Avec : } V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2}$$

L_{\max} : la plus grande portée de la dalle = 5,05 m.

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9h_2} \leq \frac{0,15f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow h_2 \geq \frac{N_u \times L_{\max} \times \gamma_b}{0.9 \times 2S_{rad} \times b \times 0,15f_{cj}}$$

On a: $N_u = 86414,16 \text{ KN} \Rightarrow h = 3,91 \text{ cm}$.

Remarque :

Le calcul effectué avec $h_2 = 15 \text{ cm}$ a conduit à des sections d'armatures élevées dans la hauteur envisagée, pour le placement de cette section d'armature on a opté pour une hauteur de la dalle de : $h_2 = 40 \text{ cm}$

IX.3.1.3 Calcul du débordement D :

$$D \geq \text{Max} (h_2/2, 30\text{cm}) = 20\text{cm}$$

Soit : $D = 50 \text{ cm}$

$$D'ou : S_r = S + D \times P$$

S_r : Surface de radier.

S : Surface totale de bâtiment.

P : le périmétrique de bâtiment.

$$S_r = 446 + 0.50 \times 87.5 = 489,5 \text{ m}^2$$

$$S_r = 490 \text{ m}^2$$

IX.3.1.4 Pré dimensionnement de la nervure :

Le pré dimensionnement nécessite les vérifications suivantes :

➤ condition forfaitaire :

L'épaisseur du radier général doit satisfaire

$$h_1 \geq L_{\max} / 10 = 5,05 / 10 = 0,50 \text{ m}$$

➤ Condition de la longueur élastique :

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K_b}} : \text{Longueur élastique}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier.

K : coefficient de raideur du sol.
b : largeur du radier

$$\text{Avec : } I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$E = 3.21 \times 10^6 \text{ t/m}^2 \quad K = 4000 \text{ t/m}^3$$

$$\text{D'ou : } h_1 \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot L_{\max}^4}{E \pi^4}} = 0,73 \text{ m}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_1 = 80 \text{ cm}$.

IX.3.2 Vérification au poinçonnement :

Sous l'action des forces localisées, il y a lieu de vérifier la résistance du radier au poinçonnement par l'effort tranchant.

Cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b \quad (\text{Article A.5.2.4.2}) \quad \text{C.B.A.}$$

N_u : la charge de calcul du poteau le plus sollicité = 1799,35 KN.

$$\mu_c : \text{périmètre du contour cisailé} = 2(a + h) = 2(5,05 + 0,8)$$

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 7,02 \text{ MPa}$$

Donc la condition est vérifiée.

IX.3.3 Vérification au non soulèvement (effet de sous pression) :

La condition à vérifier est :

$$W \geq F_s \times \delta \times Z \times S_r$$

$$\text{Avec : } W = W_{bat} + W_{rad} = 6128,98 + 490 = 6618,98 \text{ t}$$

$F_s = 1.5$ Coefficient de sécurité

$\delta = 1 \text{ t/m}^3$: Poids volumique de l'eau

$Z = 4,4 \text{ m}$: Hauteur d'ancrage du radier

$$F_s \times \delta \times Z \times S = 3234 \text{ t}$$

$W \geq F_s \times \delta \times Z \times S \Rightarrow$ Condition vérifiée

IX.3.4 Caractéristiques géométriques du radier :

IX.3.4.1 Calcul des inerties et du centre de gravité du radier :

Le calcul sera fait en tenant compte de symétrie suivant x :

Tableau (IX.3) : inerties et centre de gravité du radier

Panneaux	L_x (m)	L_y (m)	X_i (m)	Y_i (m)	S (m ²)	I_x (m ⁴)	I_y (m ⁴)
1	3,2	3,15	1,6	15,55	10,080	8,335	8,602
2	3,2	1,45	1,6	13,22	4,640	0,813	3,959
3	1,1	3,6	2,65	10,7	3,960	4,277	0,399
4	1,1	2,65	2,65	7,57	2,915	1,706	0,294
5	3,2	2,15	1,6	5,17	6,880	2,650	5,871
6	2,85	4,7	4,62	16,3	13,395	24,658	9,067
7	2,85	5,05	4,62	11,42	14,393	30,587	9,742
8	2,85	4,8	4,62	6,5	13,680	26,266	9,260
9	2,85	4,1	4,62	2,05	11,685	16,369	7,909
10	3,1	4,9	7,6	14,9	15,190	30,393	12,165
11	3,1	5,05	7,6	11,42	15,655	33,270	12,537
12	3,1	4,8	7,6	6,5	14,880	28,570	11,916
13	3,1	4,1	7,6	2,05	12,710	17,805	10,179
14	2,9	5,05	10,6	11,42	14,645	31,124	10,264
15	4,4	4,8	11,35	6,5	21,120	40,550	34,074
16	4,4	2,55	11,35	2,82	11,220	6,080	18,102

$$I_{xr} = \sum I_{xg} + \sum S_i (x_{cr} - x_i)^2$$

$$I_{yr} = \sum I_{yg} + \sum S_i (y_{cr} - y_i)^2$$

Avec :

I_{xr} , I_{yr} : Inerties totales du radier dans les deux sens.

x_{cr} , y_{cr} : Centre de gravité du radier.

S_i : Aire du panneau (i) dans le repère passant par son centre de gravité.

x_i , y_i : Distance entre le centre de gravité et celui du panneau (i).

$$I_{xr} = 8467,7398 \text{ m}^4$$

$$I_{yr} = 21524,5358 \text{ m}^4$$

IX.3.4.2 Calcul de l'excentricité :

$$e_x = |x_{cr} - x_g|$$

$$e_y = |y_{cr} - y_g|$$

x_g , y_g étant les coordonnées du centre des masses de rez de chaussée.

Après calcul, les coordonnées du centre des masses du radier sont respectivement données par : $x_{cr} = 13,55\text{m}$

$$y_{cr} = 8,69\text{m}$$

Les coordonnées du centre des masses de rez de chaussée :

$$x_g = 13,56\text{ m}$$

$$y_g = 8,33\text{ m}$$

Excentricité : $e_x = 0,01\text{ m}$

$$e_y = 0,36\text{ m}$$

Les valeurs du centre des masses de la superstructure et celles relatives au radier sont très proches, l'effet de l'excentricité est donc négligeable, ce qui conduit en effet à une réaction du sol bien uniforme.

IX.3.4.3 Calcul de la section rectangulaire équivalente :

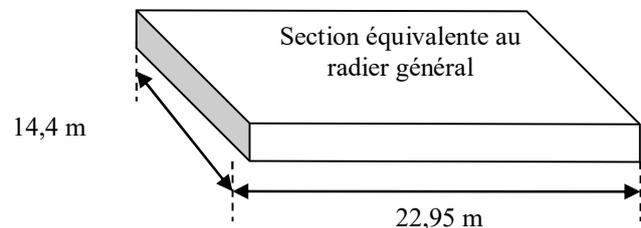
$$\left\{ \begin{array}{l} I_x = AB^3/12 = 8467,7398\text{ m}^4 \\ I_y = BA^3/12 = 21524,5358\text{ m}^4 \end{array} \right.$$

$$S_{\text{radier}} = A \times B = 490\text{ m}^2$$

Après la résolution de ces équations on a :

$$A = 22,95\text{ m}$$

$$B = 14,4\text{m}$$

**IX.3.5 Vérification de la stabilité du radier :**

Sous les charges horizontales (forces sismiques) il y'a naissance d'un moment de renversement, sous cet effet les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de tractions (soulèvement), sous la combinaison (0,8G-E).
- Aux contraintes de compression maximale sous (G+Q+E).

Les contraintes sous le Radier sont données par :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} y \leq 1,5 \overline{\sigma}_s$$

IX.3.5.1 Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$N = (N_{\text{radier}} + N_{\text{bâtiment}}) = (G_{\text{radier}} + Q + G_{\text{bâtiment}})$$

$$N = (490 + 7208,48) = 7698,48\text{t}$$

$$S_{\text{rad}} = 490\text{ t} \quad \Rightarrow \quad \sigma = N / S_{\text{rad}} = 15,71 < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 20\text{ t/m}^2 \text{ vérifiée.}$$

IX.3.5.2 Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G ± E) :

D'après les RPA99/Version2003 (art 10.1.5) le radier reste stable si : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment dû au séisme.

N : Charge verticale permanente.

Nous présentons dans le tableau suivant les résultats pour toutes les combinaisons considérées.

	N(MN)	M _x (MN)	M _y (MN)	e _x (m)	e _y (m)	L _x /4	L _y /4	Obs.
0.8G + E _x	45,585	50,039	61,786	1,10	1,36	5,73	3,6	Vérifiée
0.8G - E _x	45,585	24,687	61,789	0,54	1,36	5,73	3,6	Vérifiée
0.8G + E _y	45,585	37,365	51,285	0,82	1,13	5,73	3,6	Vérifiée
0.8G - E _y	45,585	37,361	72,290	0,82	1,59	5,73	3,6	Vérifiée

Tableau (IX4) - Résultats de calcul de la stabilité du radier

IX.3.5.3 Vérification de la compression sous (G+Q+E):

Les contraintes sous le Radier sont données par :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} X \leq 1,5 \bar{\sigma}_s$$

	N(MN)	M _x (MN)	M _y (MN)	σ ₁ (MN)	σ ₂ (MN)	σ _m (MN)	Obs.
G+Q+E _x	63,307	51,917	75,306	0,212	0,097	0,3	Vérifiée
G+Q-E _x	63,307	51,914	96,311	0,212	0,097	0,3	Vérifiée
G+Q+E _y	63,307	64,592	85,807	0,233	0,089	0,3	Vérifiée
G+Q-E _y	63,307	39,239	85,810	0,192	0,104	0,3	Vérifiée

Tableau (IX.5) : - Résultats des calculs

Conclusion : La stabilité de la structure est assurée dans les deux sens.

IX- 4 Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges, donc on peut se rapporter aux méthodes données par le C.B.A 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé et émergés en eau douce.

IX.4.1 Méthode de calcul :

Les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 cotés et chargées par la contrainte du sol en tenant compte des ventilations de moments selon les conditions composées par le C.B.A 93.

ELU :

$$q_u = (N_u + P_{rad}) / S_{rad}$$

$$= (8641,41 + 1,5 \times 490) / 490$$

$$q_u = 19,13 \text{ t/m}^2$$

ELS :

$$q_{ser} = (N_u + P_{rad}) / S_{rad}$$

$$= (7208,48 + 490) / 490$$

$$q_{ser} = 15,71 \text{ t/m}^2$$

On utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépendent du coefficient de POISON et de rapport $\rho = L_x / L_y$.

- Si : $0 < \rho < 0.4$ La dalle porte dans un seul sens.

$$M_x = q L_x^2 / 8$$

$$M_y = 0$$

- Si : $0.4 < \rho < 1$ La dalle porte dans les deux sens.

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Pour tenir compte de la continuité, on a procédé à la ventilation des moments sur appuis et en travée.

1/ pour les panneaux de rive :

- ✓ Moment sur appuis : $M_a = 0.4 M_0$

- ✓ Moment en travée : $M_t = 0.85M_0$

2/ pour les panneaux intermédiaires :

- ✓ Moment sur appuis : $M_a = 0.5M_0$
- ✓ Moment en travée : $M_t = 0.75M_0$

➤ **Ferraillage longitudinal :** le ferraillage est déterminé par le calcul d'une section rectangulaire en flexion simple.

➤ **Ferraillage transversal :** les armatures transversales de l'effort tranchant ne sont pas à prévoir si les deux conditions suivantes sont remplies :

- ✓ La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans toute son épaisseur.
- ✓ $V_u \leq 0.07f_{c28}$; V_u : effort tranchant maximum à l'ELU.

IX.4.2 Ferraillage de panneau le plus sollicité :

On a pour le panneau le plus sollicité :

$L_x = 2,85 \text{ m}$

$L_y = 5,05 \text{ m}$

$\rho = L_x / L_y$

$\rho = 0,56$ (la dalle porte dans les deux sens)

IX.4.2.1 Calcul des valeurs de μ_x et μ_y :

$$\mu_x = \frac{1}{8 \cdot (1 + 2,4\alpha^3)}$$

$\mu_y = \alpha^2(1 - 0,95(1 - \alpha^2)) \geq 1/4$

Les résultats sont donnés sous forme de tableau :

ELU : $\nu = 0 \overline{\sigma_{bc}}$

panneau	$l_x(m)$	$l_y(m)$	ρ	μ_x	μ_y	$M_{ox} \text{ (t.m)}$	$M_{oy} \text{ (t.m)}$
7	2,85	5,05	0,56	0,0879	0,618	13,65	8,43

ELS : $\nu = 0.2$

panneau	$l_x(m)$	$l_y(m)$	ρ	μ_x	μ_y	$M_{ox} \text{ (t.m)}$	$M_{oy} \text{ (t.m)}$
7	2,85	5,05	0,56	0,0879	0,618	10,83	6,69

IX.4.2.2 Calcul des sections d'armatures :

On a une état de fissuration considère comme préjudiciable donc Le ferrailage se fait a L'ELS .

Le calcul se fera pour une bande de largeur b=1m.

➤ **ELS :**

ELS	sens (x-x)		sens (y-y)	
	appuis	travée	appuis	travée
M _{ser} (Mn,m)	0,054	0,081	0,033	0,050
F _{bu} (Mpa)	14,17	14,17	14,17	14,17
h (m)	0,4	0,4	0,4	0,4
d (m)	0,36	0,36	0,36	0,36
$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	201,63	201,63	201,63	201,63
$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	15	15	15	15
X (cm)	8,2	9,8	6,5	7,9
σ_{bc} (Mpa)	4,1	5,2	3,1	3,9
Z (cm)	32,3	29,2	32,8	32,4
As (cm ²)	8,3	10,4	5,0	7,7
As min (cm ²)	4,347	4,347	4,347	4,347
Chois des barres	6HA14	6HA16	4HA14	5HA14
As adopté (cm ²)	9,24	12,06	6,16	7,7

IX.4.2.3 Ferrailage transversal :

$$\tau_u = V_u / bd < \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa}\right)$$

$$V_u = q_u * L/2 = 0,48 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1,34 \text{ Mpa} \leq 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

IX.5 Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L= 50$ cm, le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur de 1 mètre

$$B= 1 \text{ m} \quad h= 80 \text{ cm} \quad d= 0.9h = 0,72 \text{ m}$$

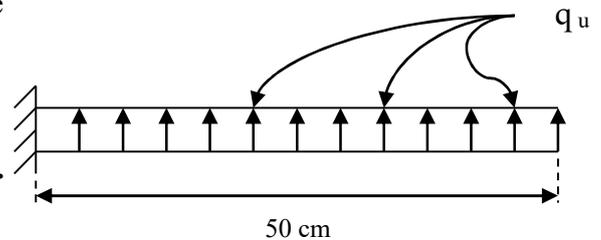


Fig. (IX.2) : Présentation schématique.

La fissuration est préjudiciable : $M_{\max} = q L^2 / 2$; Donc on ferraille à l'ELS :

Selon la caleulette de robot on a les résultats suivants :

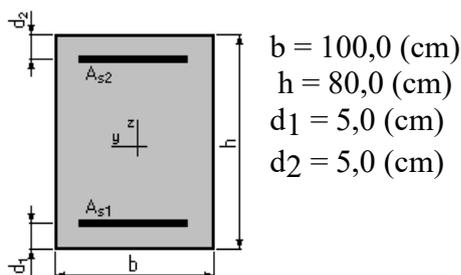
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 25,0$ (MPa) Acier : $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :



$$\begin{aligned} b &= 100,0 \text{ (cm)} \\ h &= 80,0 \text{ (cm)} \\ d_1 &= 5,0 \text{ (cm)} \\ d_2 &= 5,0 \text{ (cm)} \end{aligned}$$

3. Armatures :

Section théorique	$A_{s1} = 1,3 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 8,3 \text{ (cm}^2\text{)}$		
Théorique	$A_s = 0,02 \text{ (\%)}$		
Minimum	$A_{s \text{ min}} = 9075,00 \text{ (\%)}$		

4. Moments appliqués :

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite de Service	19,60	0,00

5. Résultats :

Cas ELS	$M_{\max} = 19,60$ (kN*m)	$M_{\min} = 0,00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité:	0,98	
Position de l'axe neutre:	$y = 5,2$	(cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_{bc} = 1,0$	(MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 15,0$	(MPa)
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 205,8$	(MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 201,6$	(MPa)

➤ Condition de non fragilité:

$$A_{s \text{ min}} = 0.23bd f_{t28}/f_e$$

$$A_{s \text{ min}} = 8,694 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\text{ser}}; A_{\text{min}}) \Rightarrow A_s = 8,694 \text{ cm}^2.$$

➤ Conclusion :

Pour l'exécution du ferrailage de débord on gardera les mêmes aciers des appuis de rive.

IX.6 Ferrailage de la nervure :**➤ ferrailage longitudinal :**

Après la vérification de la condition de rigidité de la nervure, on peut admettre donc que les contraintes varient linéairement le long de la fondation.

Dans ce cas on considère que les nervures sont appuyées au niveau des éléments porteurs de la superstructure et chargées en dessous par les réactions du sol.

Pour le calcul on prend: $L_x = 5,05\text{m}$.

Pour calculer les efforts (M, T) on utilise le logiciel Etabs.

Avec : $H_{\text{radier}} = h_1 = 0,8\text{cm}$

$$B = 55 \text{ cm}$$

Les résultats de ferrailage sont représentés dans le tableau suivant :

panneau	Nervure la plus sollicité	
	en travée	en appui
q_{ser}	0,223	0,223
M_{ser} (MN/ml)	0,314	0,525
A_S	11,4	19,5
Choix des barres	8 HA14	6 HA20+2 HA14
$A_{S\text{ adopter}}$	12,32	21,89

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right\} \text{ Fissuration préjudiciable } \bar{\tau}_u = 2,5MPa$$

$$\tau_u = \frac{0,027 \times 5,05}{2 \times 0,55 \times 0,8} = 0,15MPa \leq \bar{\tau}_u$$

La condition est vérifiée.

➤ **Espacement :**

D'après L'RPA les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement de :

$$S_t \leq \min (h/4, 12\phi) = \min (20; 16,8) = 16,8 \text{ cm.}$$

D'après le C.B.A l'espacement des armatures transversales ne doit pas dépasser les valeurs :

$$S_t \leq \min \{15\Phi_L; 40cm, a + 10cm\}$$

Φ_L : Le plus petit diamètre d'armature longitudinale

a : le plus petit coté des dimensions .

Donc on choisit :

✓ Dans les zones courantes : $S_t = 12cm$

✓ Dans les zones nodales : $S_t = 6 \text{ cm}$

➤ **Les armatures transversales :**

✓ **C.B.A** : $\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4$

$$A_t = 0,4 \times 0,55 \times 0,16 / 400 = 0,88cm^2$$

✓ **RPA** : La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0,003 \times 0,12 \times 0,55 = 1,98 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de HA8

$$4\text{HA8} \Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2.$$

IX.7 Voile périphérique :

IX.7.1 Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

IX.7.2 Etude du voile périphérique :

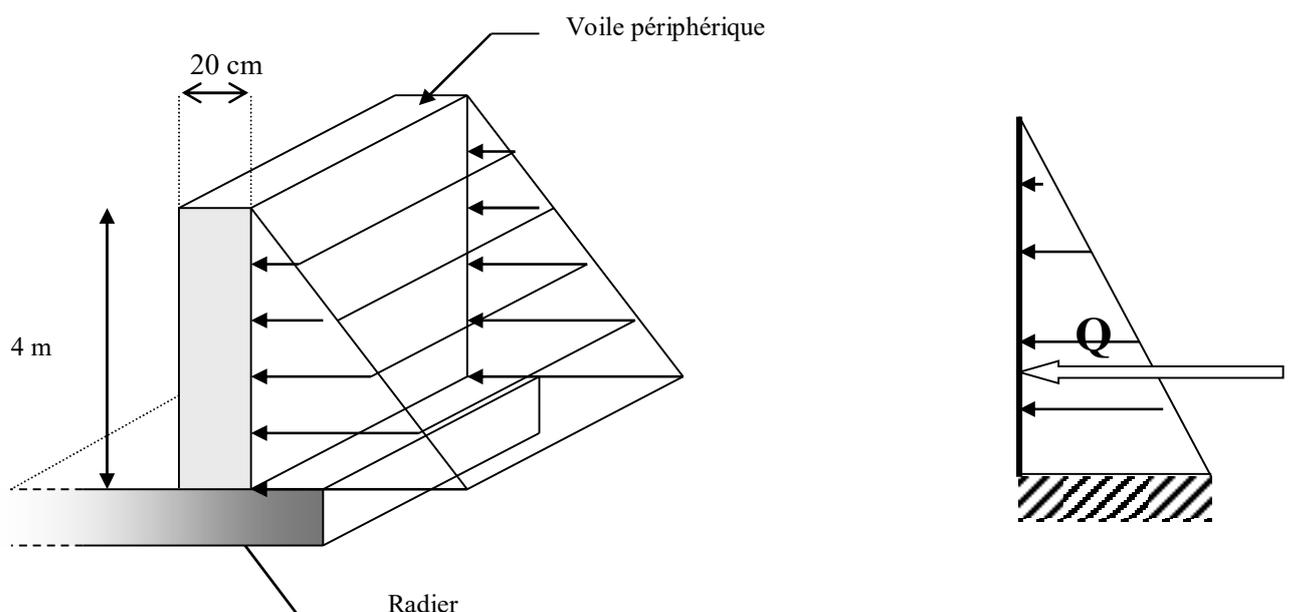
IX.7.2.1 Pré dimensionnement :

D'après l'article 10.1.2 de RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- ✓ Epaisseur ≥ 15 cm.
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ Un recouvrement de 40ϕ pour les renforcements des angles.

L'épaisseur est de : $e = 20$ cm.

La hauteur de voile périphérique c'est l'hauteur de sous sol = 4 m.



IX.7.2.2 Détermination des sollicitations :

Pour le calcul des voiles on prend comme hypothèse, un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre coté.

Le moment fléchissant maximum est donné par la formule suivante :

$$M_{\max} = \frac{2ph}{9\sqrt{3}}$$

Avec : $Q = \frac{P_i \cdot h}{2}$

$$P_i = \gamma_d \cdot h \cdot k_0$$

$$K_0 : \text{coefficient de poussée} = \text{tg}^2 \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right]$$

γ_d : poids spécifique du remblai = 1,7 t/m².

φ : angle de frottement de remblai = 20°.

$$P_i = 3,33 \text{ t.}$$

$$Q = 6,66 \text{ t.}$$

$$\text{D'où : } M = 3,41 \text{ t.m.}$$

IX.7.2.3 Calcul du ferrailage vertical :

Le ferrailage se fera en flexion simple avec fissuration très préjudiciable (donc le calcul sera fait à l'ELS).

$$M_{\text{ser}} = 1,52 \text{ t} = 1,52 \times 10^{-2} \text{ MN.}$$

Le ferrailage sera fait pour une bande d'une section : $S = (1.00 \times 0.2) \text{ m}^2$.

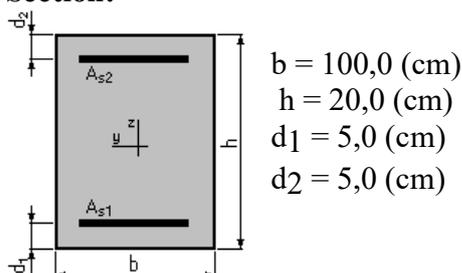
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



3. Armatures:

Section théorique	$A_{s1} = 13,2 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 2,6 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$A_s = 0,88 \text{ (\%)}$		
minimum	$A_{s \text{ min}} = 9075,00 \text{ (\%)}$		

4. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite de Service	34,70	0,00

5. Résultats:

Cas ELS	$M_{\max} = 34,70 \text{ (kN*m)}$	$M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$
Coefficient de sécurité:	1,00	
Position de l'axe neutre:	$y = 6,0 \text{ (cm)}$	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_{bc} = 8,9 \text{ (MPa)}$	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 201,1 \text{ (MPa)}$	
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 201,6 \text{ (MPa)}$	

➤ **Les conditions exigées par le RPA99/version 2003 sont :**

Un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et la disposition se fait en deux nappes.

$$\checkmark \quad A_l = 0,1\% \cdot 100 \cdot 20 = 2 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark \quad A_t = 0,1\% \cdot 100 \cdot 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : **7 HA16 / ml**

Soit une section de : **$A_s = 14,07 \text{ cm}^2$** .

Avec un espacement de : **$S_t = 15 \text{ cm}$** .

➤ **Vérification la Condition de non fragilité :**

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,18 \times 2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_s \quad (\text{vérifiée})$$

IX.7.2.4 Calcul du ferrailage horizontal:

Dans notre cas la portée maximum entre deux poteaux. Soit $L = 5,05 \text{ m}$.

$$P_{\text{moy}} = (P_{\max} + P_{\min}) / 2$$

$$P_{\text{moy}} = 1,66 \text{ t / ml}$$

$$M_0 = P_{\text{moy}} \cdot L^2 / 8$$

$$M_0 = 5,29 \text{ t.m}$$

M_t : Moment en travée

$M_e = M_w =$ moment aux appuis

$M_t = 0,75 \cdot M_o = 3,96 \text{ t.m}$

$M_e = M_w = 0,5 \cdot M_o = 2,64 \text{ t.m.}$

Vérification :

$M_t + (M_e + M_w) / 2 \geq 1,25 \cdot M_o$

$3,96 + (2,64 + 2,64) / 2 \geq 1,25 \cdot 5,29 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

➤ **Ferraillage en travée :**

Expertise de Section en Flexion Simple

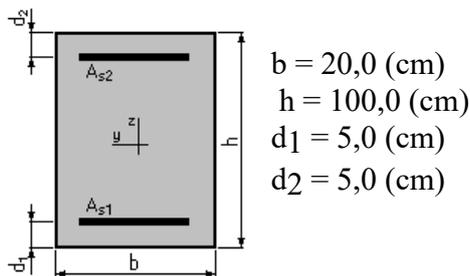
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :



$b = 20,0$ (cm)
 $h = 100,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Armatures :

Section théorique $A_{s1} = 2,2$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 2,0$ (cm²)

Théorique $A_s = 0,12$ (%)

Minimum $A_{s \text{ min}} = 9075,00$ (%)

4. Moments appliqués :

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite de Service	39,60	0,00

5. Résultats :

Cas ELS $M_{\max} = 39,60$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00

Position de l'axe neutre : $y = 16,1$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_{bc} = 2,7$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 200,8$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s \text{ lim}} = 201,6$ (MPa)

Choix des barres : 4 AH10 \longrightarrow soit une section : $A_s = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$.

➤ **Ferrailage sur appuis :**

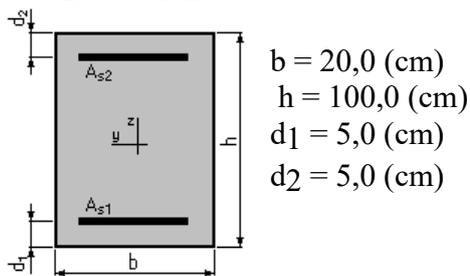
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 25,0$ (MPa) Acier : $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :



3. Moments appliqués :

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	24,60	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 1,3$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 2,0$ (cm ²)		
Théorique	$A_s = 0,07$ (%)		
Minimum	$A_{s \text{ min}} = 0,00$ (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELS $M_{\max} = 24,60$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00
 Position de l'axe neutre : $y = 12,9$ (cm)

Bras de levier : $Z = 90,7$ (cm)
Contrainte maxi du béton : $s_b = 2,1$ (MPa)
Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 201,6$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s \text{ lim}} = 201,6$ (MPa)

Choix des barres : 4 AH10 \longrightarrow soit une section : $A_s = 3,14$ cm²/ ml

Avec un espacement : $S_t = 25$ cm.

Conclusion générale

Au cours de cette étude, nous pensons avoir réussi à avoir un aperçu général, sur la majorité des parties étudiées.

Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure en utilisant surtout le logiciel de calcul « Etabs ».

Lors de cette étude, nous avons tenté d'utiliser des logiciels techniques, afin d'automatiser au maximum les étapes de calcul et de consacrer plus de temps à la réflexion. Les calculs ne nous permettent pas de résoudre tous les problèmes auxquels nous avons été confrontés, il a fallu faire appel à notre bon sens et à la logique pour aboutir à des dispositions des éléments structuraux qui relèvent plus du bon sens de l'ingénieur.

Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il nous permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire.

Enfin, nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.



PROJET 916 LOGEMENT A.A.D.L à MATARES-TIPAZA-

TOUR C+9
TYPE-C21-
2F3/2F4

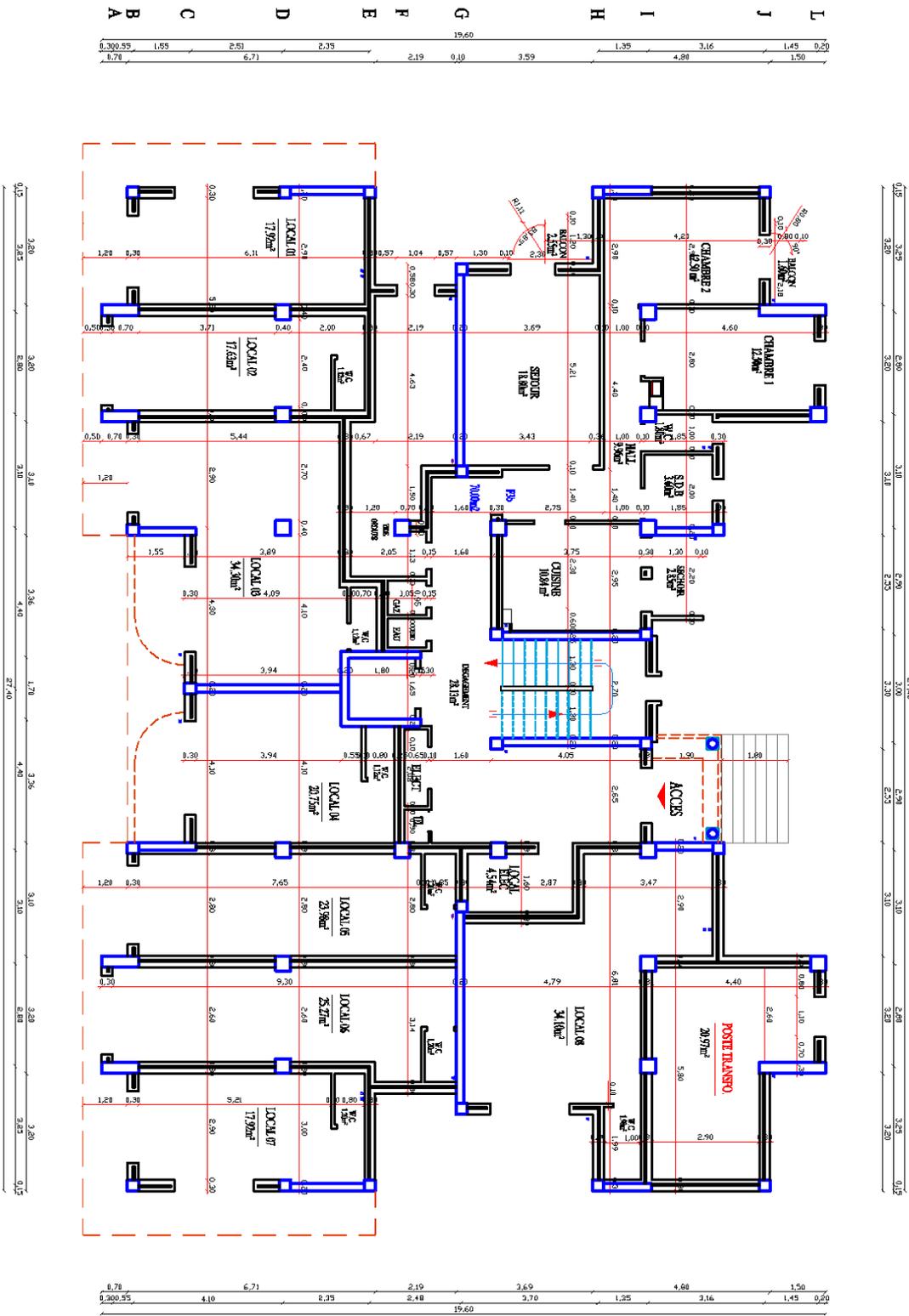


FACADE PRINCIPALE

B.E.T NACERI S.

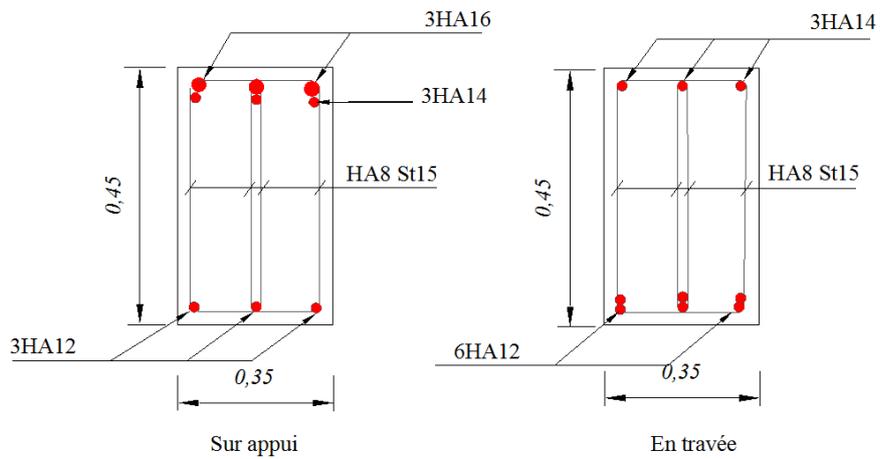
ENTREPRISE:GCGS
GROUPE DE CONSTRUCTION GUANGSHA

vue en plan de RDC

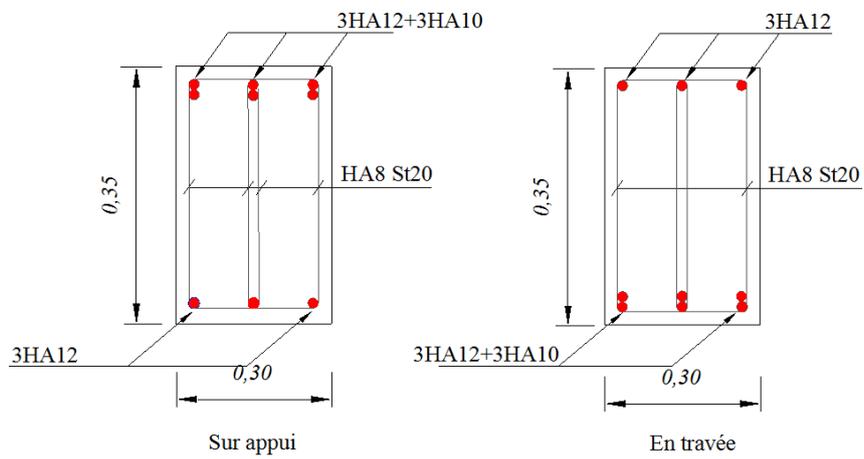


vue en plan de étage courants





Disposition constructive des armatures des poutres longitudinales.



Disposition constructive des armatures des poutres transversales.

