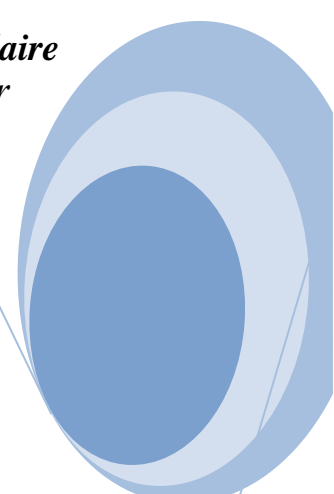


*République Algérienne Démocratique et Populaire*  
*Ministère de l'Enseignement Supérieur*  
*Et de la Recherche Scientifique*  
*Université Abderrahmane MIRA- Bejaia*  
*Faculté de Technologie*  
*Département de Génie Civil*



Pour l'obtention du Diplôme de Master en Génie civil  
**Option : structures**

**Thème :**

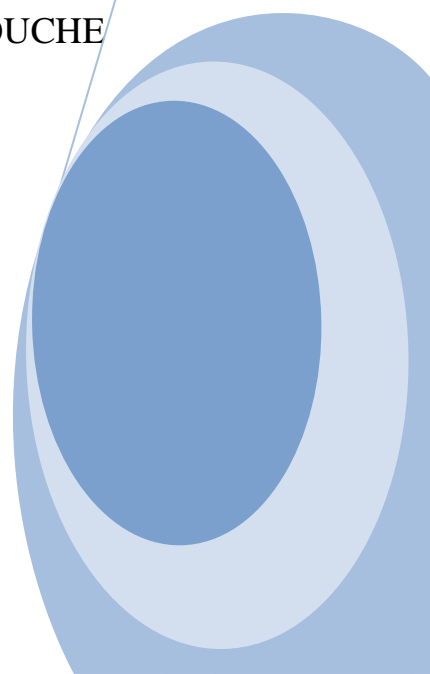
**Etude d'un bâtiment (R+5+2entre.sol) à usage  
d'habitation et commercial  
Contreventé par un système mixte (voiles +  
portiques)**

**PRESENTER PAR :**  
BARA OUARDA  
MOKRAOUI LYDIA

**Encadrer par :**  
M<sup>me</sup> : LAOUBI

**Membre de jury :**  
M<sup>me</sup> : BERRAH  
M<sup>me</sup> : HAMOUCHE

**2020/2021**



## REMERCIEMENT

*On tout premier lieu on remercie dieu le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer ce mémoire*

*Nous remercions nos famille qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.*

*Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à notre promotrice madame LAOUBI.K*

*Nous tenons également à remercier les membres de Jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail*

*A tous ceux qui ont attribué de près ou de loin à la réalisation de ce travaille*

Warda et lydia

## Dédicace

Je tiens à manifester toute ma reconnaissance à chacune des personnes qui m'ont aidé, d'une manière ou d'une autre à rédiger ce modeste travail. Je suis d'abord tellement reconnaissante envers mes parents , mes chères sœurs ( louiza ,Farida,Tata,Rebiha) ainsi que mes frères (Omar,Djimi ;Khalil,Abd Allah ;Fateh) sans oublier Said, Fares et Hanna et mes neveux et mes belles sœurs Saida et Lydia

Je suis ensuite très reconnaissante envers celle qui a collaborée dans la réalisation de ce mémoire avec qui j'ai partagé des moments difficiles ainsi que de joie tout au long de mon cursus a toi chère binôme et amie Lydia , je suis également très reconnaissante envers mes meilleur amies fideles (Titou, Zouza ; Amira)

J'ai une reconnaissance toute particulière envers walide pour son aide et ces conseils enfin à mes amies Mouloud, Younes et Abd Slem

Warda

## Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Mes très chers parents qui ont tant donné pour me voir réussir*

*Mes chers frères : DRIF, MOULOUD et FARES*

*Mes chères sœurs : NAIMA, AMINA et MOUNA*

*Mes chers neveux : ABDALLAH, AMINE, ANES, ADEL, KHALED*

*Mes grands-parents, mon oncle et tantes ainsi leurs familles et enfants*

*Ma chère binôme WARDA et sa sœur LOUIZA*

*Mes amis : AMIRA, RACHIDA, KENZA, YOUNES, ABDSLEM.*

*Lydia*

## SOMMAIRE

### INTRODUCTION GENERALE

#### CHAPITRE I : GENERALITES ET PRE DIMENSIONNEMENT

<b>I.1. Généralités.....</b>	<b>(1)</b>
<b>I.1.1</b> Présentation de l'ouvrage .....	<b>(1)</b>
<b>I.1.2.1</b> description architectural de l'ouvrage.....	<b>(1)</b>
<b>I.1.2.2.</b> caractéristique de sol .....	<b>(1)</b>
<b>I.1.3</b> système de contreventement.....	<b>(1)</b>
<b>I.1.4.</b> règlements et normes utilisés .....	<b>(2)</b>
<b>I.1.5.</b> Les différents éléments de l'ouvrage.....	<b>(2)</b>
<b>I.1.6.</b> Actions et sollicitations de calcul.....	<b>(3)</b>
<b>I.1.7.</b> Caractéristique des matériaux .....	<b>(3)</b>
<b>I.1.8.</b> Conclusion.....	<b>(5)</b>
<b>I.2. Pré dimensionnement</b>	
<b>I.2.1.</b> Pré dimensionnement des éléments secondaire.....	<b>(5)</b>
<b>I.2.1.1.</b> Les poutrelles.....	<b>(5)</b>
<b>I.2.1.2.</b> Plancher.....	<b>(7)</b>
<b>I.2.1.3.</b> les escaliers.....	<b>(10)</b>
<b>I.2.2.</b> Pré dimensionnement des éléments structuraux	
<b>I.2.2.1.</b> les poutres .....	<b>(11)</b>
<b>I.2.2.2.</b> Les voiles .....	<b>(12)</b>
<b>I.2.2.4.</b> les Poteaux.....	<b>(13)</b>
<b>I.2.4.</b> Pré dimensionnement des poteaux.....	<b>(18)</b>
<b>I.2.5.</b> Conclusion.....	<b>(23)</b>

#### CHAPITRE II : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

### II. Introduction

#### II.1. Etude des poutrelles

<b>II.1.1.</b> calcul des poutrelles.....	<b>(24)</b>
---	-------------

---

<b>II.1.2.</b> Type des poutrelles.....	(24)
<b>II.1.3.</b> <b>II.1.3.</b> Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles.....	(25)
<b>II.1.4.</b> Calcul des sollicitations.....	(26)
<b>II.1.4.1.</b> Les sollicitations dans les différents types des poutrelles aux différents étages..	(27)
<b>II.1.4.2.</b> Les sollicitations maximales .....	(29)
<b>II.1.5.</b> Calcul de ferrailage .....	(42)
<b>II.1.6.</b> Schéma de ferrailage des poutrelles.....	(42)
<b>II.1.7.</b> Etude de la dalle de compression.....	(42)
<b>III.2.</b> Etude des dalles pleines.....	(43)
<b>III.2.1.Type 01 :</b> dalle sur deux appuis (balcon) .....	(44)
<b>II.2.1.1.</b> Calcul des sollicitations .....	(44)
<b>II.2.1.2.</b> Calcul de ferrailage .....	(44)
<b>II.2.1.3.</b> Schémas de ferrailage .....	(50)
<b>II.3.</b> Calcul des escaliers.....	(51)
<b>II.3.1.</b> Etude de la Première volée .....	(51)
<b>II.3.1.1.</b> Calcul des sollicitations. ....	(51)
<b>II.3.1.2.</b> Calcul du ferrailage.....	(53)
<b>II.3.1.3.</b> Schéma de ferrailage.....	(55)
<b>II.3.2.</b> Etude de la deuxième volée.....	(55)
<b>II.3.2.1.</b> Calcul de ferrailage.....	(57)
<b>II.3.2.2.</b> Schéma de ferrailage.....	(57)
<b>II.4.</b> Etude de la poutre palière .....	(58)
<b>II.4.1.</b> calcul de la poutre palière .....	(58)
<b>II.4.2.</b> Schéma de ferrailage .....	(62)
<b>II.5.</b> Etude de la poutre de chainage .....	(62)
<b>II.5.1.</b> Calcul des sollicitations.....	(62)
<b>II.5.2.</b> calcul du ferrailage .....	(64)
<b>II.5.3.</b> Schéma de ferrailage.....	(66)
<b>II.6.</b> Etude de l'acrotère.....	(67)
<b>II.6.1.</b> Calcul des sollicitations .....	(67)
<b>II.6.2.</b> Ferrailage .....	(67)
<b>II.6.3.</b> Schéma de ferrailage.....	(70)

## CHAPITRE III: ETUDE DYNAMIQUE

### III. Introduction

<b>III.1.</b> Modélisation .....	<b>(72)</b>
<b>III.2.</b> Méthode de calcul .....	<b>(73)</b>
<b>III.2.1.</b> la méthode statique équivalente .....	<b>(73)</b>
<b>III.2.2.</b> Méthode dynamique.....	<b>(76)</b>
<b>III.2.2.1.</b> Méthode d'analyse modale spectrale .....	<b>(76)</b>
<b>III.3.</b> Résultats obtenus après la modélisation .....	<b>(77)</b>
<b>III.3.1.</b> disposition des voiles.....	<b>(77)</b>
<b>III.3.2.</b> Analyse modale .....	<b>(78)</b>
<b>III.4.</b> Les vérifications exigées par le RPA99 V2003 .....	<b>(80)</b>
<b>III.4.1.</b> Période de vibration et participation massique .....	<b>(80)</b>
<b>III.4.2.</b> Vérification de l'effort tranchant à la base .....	<b>(81)</b>
<b>III.4.3.</b> justification de l'interaction voiles –portiques.....	<b>(81)</b>
<b>III.4.4.</b> Vérification de l'effort normal réduit .....	<b>(83)</b>
<b>III.4.5.</b> Vérification du déplacement inter – étages .....	<b>(83)</b>
<b>III.4.6.</b> Vérification vis-à-vis des effets de second ordre (P- $\Delta$ ) .....	<b>(85)</b>
<b>III.4.7.</b> Vérification de la stabilité au renversement .....	<b>(86)</b>
<b>III.4.8.</b> conclusion .....	<b>(87)</b>

## CHAPITRE IV : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

### IV. Introduction

<b>IV.1.</b> Etude des poteaux.....	<b>(88)</b>
<b>IV.1. 1.</b> Ferrailage des poteaux .....	<b>(88)</b>
<b>IV.1.2.</b> Vérification relatives aux poteaux .....	<b>(96)</b>
<b>IV.1.3.</b> Schéma de ferrailage .....	<b>(99)</b>
<b>IV.2.</b> Etudes des poutres .....	<b>(101)</b>
<b>IV.2.1.</b> Sollicitations et ferrailage des poutres .....	<b>(102)</b>
<b>IV.2.2.</b> Les vérifications nécessaires .....	<b>(104)</b>
<b>IV.3.</b> Etude des voiles .....	<b>(112)</b>
<b>IV.3.1.</b> Calcul des voiles .....	<b>(114)</b>
<b>IV.3.1.1.</b> Calcul du ferrailage .....	<b>(117)</b>

---

**CHAPITRE V : L'INFRASTRUCTURE**

<b>V. Introduction</b>	
<b>V.1. Combinaison de calcul</b> .....	<b>(128)</b>
<b>V.2. choix du type des fondations</b> .....	<b>(128)</b>
<b>V.2.1. vérification des semelles isolées</b> .....	<b>(128)</b>
<b>V.2.2. vérification des semelles</b> .....	<b>(129)</b>
<b>V.2.3. radier général</b> .....	<b>(130)</b>
<b>V.2.3.1. Pré dimensionnement du radier</b> .....	<b>(130)</b>
<b>V.2.3.2. vérification nécessaires</b> .....	<b>(132)</b>
<b>V.2.3.3. Ferrailage du radier</b> .....	<b>(135)</b>
<b>V.3. Etude des nervures</b> .....	<b>(137)</b>
<b>V.3.1. calcul des charges équivalentes uniformes</b> .....	<b>(138)</b>
<b>V.3.2. Ferrailage des nervures</b> .....	<b>(141)</b>
<b>V.4. étude du voile périphérique</b> .....	<b>(144)</b>
<b>V.4.1. calcul du ferrailage</b> .....	<b>(148)</b>

**CONCLUSION GENERALE**

**BIBLIOGRAPHIE**

**ANNEXES**

**PLANS D'ARCHITECTURES**



## Liste des tableaux

### ✓ Chapitre I

<b>Tableau I.1.</b> Les différents éléments de l'ouvrage .....	<b>(2)</b>
<b>Tableau I.2.</b> caractéristiques mécaniques de béton .....	<b>(3)</b>
<b>Tableau I.3.</b> caractéristiques mécaniques d'acier.....	<b>(4)</b>
<b>Tableau I.4.</b> Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.....	<b>(5)</b>
<b>Tableau I.5.</b> Les dimensions de différentes dalles pleines.....	<b>(9)</b>
<b>Tableau I.6</b> Évaluations des charges entage courant.....	<b>(14)</b>
<b>Tableau I.7</b> Évaluation des charges terrasse inaccessible .....	<b>(14)</b>
<b>Tableau I.8</b> Évaluation des charges de l'entre sol1 et l'entre sol 2.....	<b>(15)</b>
<b>Tableau I.9</b> Évaluations des charges planchées à dalles pleins (étage courant).....	<b>(15)</b>
<b>Tableau I.9</b> Évaluations des charges planchées à dalles pleins (TI).....	<b>(16)</b>
<b>Tableau I.10</b> Évaluation des charges des murs.....	<b>(16)</b>
<b>Tableau I.11</b> Évaluation des charges de palier.....	<b>(16)</b>
<b>Tableau I.12</b> Évaluation des charges de volées 1 et 3.....	<b>(17)</b>
<b>Tableau I.13</b> Évaluation des charges de volée 2.....	<b>(17)</b>
<b>Tableau I.14</b> Descente de charge de poteau centrale (C) .....	<b>(20)</b>
<b>Tableau I.15</b> résumé de la vérification a la compression des poteaux.....	<b>(22)</b>
<b>Tableau I.16</b> résumé de la vérification au flambement des poteaux.....	<b>(23)</b>

### ✓ Chapitre II

<b>Tableau .II.1.</b> Les différents types de poutrelles.....	<b>(24)</b>
<b>Tableau .II.2.</b> Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.....	<b>(25)</b>
<b>Tableau II.3.</b> Charges appliquées sur les appuis des poutrelles.....	<b>(26)</b>
<b>Tableau II.4.</b> les sollicitations des différentes poutrelles dans l'entre sol 01.....	<b>(28)</b>
<b>Tableau II.5.</b> Les sollicitations des différentes poutrelles dans l'entre sol 02.....	<b>(28)</b>
<b>Tableau II.6.</b> Les sollicitations des différentes poutrelles dans RDC.....	<b>(28)</b>
<b>Tableau II.7.</b> Les sollicitations des différentes poutrelles dans la TI .....	<b>(29)</b>
<b>Tableau II.8.</b> Les sollicitations maximales.....	<b>(29)</b>

<b>Tableau II.9.</b> Choix des barres.....	<b>(31)</b>
<b>Tableau II.10.</b> Résultat de ferrailage des différents niveaux .....	<b>(39)</b>
<b>Tableau II.11.</b> Les vérification des poutrelles à l'ELU dans les différents niveaux.....	<b>(40)</b>
<b>Tableau II.12.</b> Les vérifications des poutrelles à l'ELS dans les différents niveaux.....	<b>(40)</b>
<b>Tableau II.13.</b> Vérification de la flèche dans les différents niveaux.....	<b>(41)</b>
<b>Tableau II.14.</b> Détaille des schémas de ferrailages des poutrelles dans les différents niveaux .....	<b>(42)</b>
<b>Tableau II.15.</b> Sollicitations et ferrailage dans les différentes dalles.....	<b>(46)</b>
<b>Tableau II.16.</b> Vérification au cisaillement dans les différents types de dalles.....	<b>(46)</b>
<b>Tableau II.17.</b> Les vérifications des contraintes dans les différentes dalles pleines .....	<b>(49)</b>
<b>Tableau II.18.</b> État limite de déformation dans les différentes dalles pleines.....	<b>(49)</b>
<b>Tableau II.19.</b> Récapitulatif des vérifications de la flèche.....	<b>(50)</b>
<b>Tableau II.20.</b> Résultats du ferrailage de l'escalier.....	<b>(53)</b>
<b>Tableau II.21.</b> Résultats de la vérification à l'ELS de l'escalier.....	<b>(54)</b>
<b>Tableau II.22.</b> Résultats de la vérification de la flèche de l'escalier.....	<b>(54)</b>
<b>Tableau II.23.</b> Résultats du ferrailage de la poutre palière.....	<b>(59)</b>
<b>Tableau II.24.</b> Vérification à l'ELS de la poutre palière.....	<b>(62)</b>
<b>Tableau II.25.</b> Ferrailage longitudinale de la poutre de chainage.....	<b>(64)</b>
<b>Tableau III.26.</b> Vérification à l'ELS de la poutre de chainage.....	<b>(65)</b>
<b>Tableau II.27.</b> Sollicitations des combinaisons d'action sur l'acrotère .....	<b>(68)</b>
<b>Tableau II.28.</b> Résultats du ferrailage de l'acrotère .....	<b>(69)</b>

✓ **Chapitre III**

<b>Tableau III.1.</b> valeurs des pénalités.....	<b>(74)</b>
<b>Tableau III.2.</b> Vérification de la période T.....	<b>(76)</b>
<b>Tableau III.3.</b> Périodes et taux de participation massique.....	<b>(80)</b>

<b>Tableau III.4.</b> Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.....	<b>(81)</b>
<b>Tableau III.5.</b> Vérification de l'interaction verticale.....	<b>(82)</b>
<b>Tableau III.6.</b> Vérification de l'interaction horizontale.....	<b>(82)</b>
<b>Tableau III.7.</b> Vérification de l'effort normal réduit. ....	<b>(83)</b>
<b>Figure III.8.</b> Vérification des déplacements inter- étages dans les deux sens (X-Y) .....	<b>(84)</b>
<b>Tableau III.9.</b> Vérification des effets de second ordre dans le sens X-X .....	<b>(85)</b>
<b>Tableau III.10.</b> Vérification des effets de second ordre dans le sens Y-Y.....	<b>(86)</b>
<b>Tableau III.11.</b> Vérification de la stabilité au renversement.....	<b>(86)</b>
<b>✓ Chapitre IV</b>	
<b>Tableau. IV.1.</b> Armatures longitudinales minimales et maximales selon RPA99/2003.....	<b>(89)</b>
<b>Tableau .IV.2.</b> Sollicitations sous différentes combinaisons dans les poteaux.....	<b>(89)</b>
<b>Tableau .IV.3.</b> Ferrailage longitudinale des poteaux les plus sollicités de chaque étage...	<b>(93)</b>
<b>Tableau. IV.4.</b> Ferrailage transversale des poteaux .....	<b>(95)</b>
<b>Tableau .IV.5.</b> Vérification des armatures transversales pour chaque niveau .....	<b>(96)</b>
<b>Tableau. IV.6.</b> Vérification au flambement des poteaux des différents étages.....	<b>(97)</b>
<b>Tableau. IV.7.</b> Vérification des contraintes du béton et de l'acier au niveau des poteaux.....	<b>(98)</b>
<b>Tableau .IV.8.</b> Vérification au cisaillement.....	<b>(99)</b>
<b>Tableau .IV.9.</b> Schémas de ferrailage des poteaux dans les différents niveaux .....	<b>(100)</b>
<b>Tableau. IV.10.</b> Sollicitations maximales et ferrailage longitudinales des poutres principales.....	<b>(102)</b>
<b>Tableau. IV.11.</b> sollicitations maximales et ferrailage longitudinales des poutres secondaires.....	<b>(103)</b>
<b>Tableau. IV.12.</b> Vérification des contraintes tangentielles .....	<b>(104)</b>
<b>Tableau .IV.13.</b> Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	<b>(105)</b>

**Tableau .IV.14.** Vérification de l'état limite de compression du béton.....(105)

**Tableau. IV.15.** Vérification de l'état limite de déformation.....(106)

**Tableau. IV.16.** Les moments résistants dans les poteaux .....(107)

**Tableau. IV.17.** Les moments résistants dans les poutres principales .....(107)

**Tableau .IV.18.** Les moments résistants dans les poutres secondaires .....(107)

**Tableau. IV.19.** Vérification de la zone nodale dans le sens principale.....(108)

**Tableau .IV.20.** Vérification de la zone nodale dans le sens secondaire .....(108)

**Tableau .IV.21.** Schémas de ferrailage des poutres principales dans les différents niveaux .....(109)

**Tableau .IV.21.** Schémas de ferrailage des poutres secondaires dans les différents niveaux .....(111)

**Tableau .IV.22.** Sollicitation de calcul dans le voile  $V_{x1}$  (1.15m) dans tous les niveaux .....(115)

**Tableau .IV.23.** Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{x2}$  (1.35m) dans tous les niveaux .....(115)

**Tableau. IV.24.** Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{x3}$  (1.55m) dans tous les niveaux.....(115)

**Tableau. IV.25.** Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{x4}$  (1.35m) dans tous les niveaux.....(115)

**Tableau .IV.26.** Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{y1}$  (1m) dans tous les niveaux.....(116)

**Tableau .IV.27.** Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{y2}$  (1.9m) dans tous les niveaux.....(116)

**Tableau .IV.28.** Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{y3}$  (1m) dans tous les niveaux....(116)

**Tableau .IV.29.** Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{y4}$  (1.7m) dans tous les niveaux.....(117)

**Tableau. IV.30.** Sollicitation et ferrailage du voile  $V_{x1}$  dans tous les niveaux.....(119)

**Tableau. IV.31.** Sollicitation et ferrailage du voile  $V_{y1}$  dans tous les niveaux .....(119)

**Tableau. IV.32.** Sollicitation et ferrailage du voile  $V_{x2}$  dans tous les niveaux .....(120)

**Tableau. IV.34.** Sollicitation et ferrailage du voile  $V_{x3}$  dans tous les niveaux .....(122)

**Tableau. IV.35.** Sollicitation et ferrailage du voile  $V_{y3}$  dans tous les niveaux .....(122)

**Tableau. IV.36.** Sollicitation et ferrailage du voile  $V_{x4}$  dans tous les niveaux .....(123)

**Tableau. IV.37.** Sollicitation et ferrailage du voile  $V_{y4}$  dans tous les niveaux .....(124)

**Tableau. IV.38.** Ferrailage longitudinale et transversal adopté pour le voile  $V_{x1}$ .....(125)

**Tableau. IV.39.** Ferrailage longitudinale et transversal adopté pour le voile  $V_{x2}$ .....(125)

**Tableau. IV.40.** Ferrailage longitudinale et transversal adopté pour le voile  $V_{x3}$ .....(125)

**Tableau. IV.41.** Ferrailage longitudinale et transversal adopté pour le voile  $V_{x4}$ .....(126)

**Tableau. IV.42.** Ferrailage longitudinale et transversal adopté pour le voile  $V_{y1}$ .....(126)

**Tableau. IV.43.** Ferrailage longitudinale et transversal adopté pour le voile  $V_{y2}$ .....(126)

**Tableau. IV.44.** Ferrailage longitudinale et transversal adopté pour le voile  $V_{y3}$ .....(127)

**Tableau. IV.45.** Ferrailage longitudinale et transversal adopté pour le voile  $V_{y4}$ .....(127)

✓ **Chapitre V**

**Tableau. V.1.** Ferrailage de radier.....(135)

**Tableau. V.2.** Vérification des contraintes à l'ELS.....(136)

**Tableau V.3.** Les chargements sur les travées sens X-X (nervure 01) .....(137)

**Tableau V.4.** Les chargements sur les travées sens Y-Y (nervure 02) .....(127)

**Tableau V.5.** Sollicitation sur la nervure la plus défavorable dans le sens X-X.....(140)

**Tableau V.6.** Sollicitation sur la nervure la plus défavorable dans le sens Y-Y.....(140)

**Tableau .V.7.** Sollicitations maximales sur les nervures.....(141)

**Tableau V.8.** Résultats de ferrailage des nervures.....(142)

**Tableau V.9.** Vérification des contraintes à L'ELS.....(143)

**Tableau V.10.** Ferrailage à l'ELS.....(143)

**Tableau V.11.** Schéma de ferrailage des nervures selon les deux directions...(144)

**Tableau V.12.** Section d'armatures du voile périphérique ...(146)

**Tableau .V13.** Vérification des contraintes...(148)

## Liste des figures

### ✓ Chapitre I

<b>Figure I.1.</b> Disposition des poutrelles RDC+étages courants .....	(6)
<b>Figure I.2.</b> Disposition des poutrelles ente sol 2.....	(7)
<b>Figure I.3.</b> coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	(8)
<b>Figure I.4.</b> Vue en plan d'escalier.....	(10)
<b>Figure I.5.</b> Schéma statique de la première volée .....	(10)
<b>Figure I.6.</b> Schéma statique de la deuxième volée.....	(11)
<b>Figure I.7.</b> Coupe de voile en élévation .....	(13)
<b>Figure I.8.</b> Surface afférente du poteau central (C3).....	(18)

### ✓ Chapitre II

<b>Figure II.1.</b> Schéma statique de la poutrelle T2.....	(26)
<b>Figure II.2.</b> Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	(43)
<b>Figure .II.3.</b> Schéma de la dalle type 01 sur deux appuis .....	(44)
<b>Figure II.4.</b> Détaille ferrailage dalle pleine DP1.....	(50)
<b>Figure II.5.</b> Coupe A-A.....	(50)
<b>Figure II.6.</b> Schéma statique de l'escalier.....	(51)
<b>Figure II.9.</b> Détaille de Schéma statique e l'escalier .....	(52)
<b>Figure II.10.</b> Schéma de ferrailage de l'escalier.....	(55)
<b>Figure II.11.</b> Schéma statique de la volée 2 .....	(55)
<b>Figure II.12.</b> Schéma de ferrailage de la volée 2.....	(57)
<b>Figure II.13.</b> Schéma statique de la poutre palière.....	(58)
<b>Figure II.14.</b> La section creuse équivalente .....	(60)
<b>Figure II.15.</b> Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	(63)
<b>Figure II.16.</b> Schéma statique de la poutre de chaînage .....	(63)
<b>Figure II.17.</b> Schéma de ferrailage de la poutre chaînage.....	(65)
<b>Figure II.18.</b> Schéma statique de l'acrotère.....	(66)
<b>Figure II.19.</b> Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	(71)

✓ **Chapitre III**

**Figure III.1.** spectre e réponse dans le sens X et Y.....(77)  
**Figure III.2.** vue en plan de la disposition des voiles.....(77)  
**Figure III.3.** Vue en 3D du modèle obtenue par ETABS V16.....(78)  
**Figure III.4.** Vue en plan du premier mode de translation selon X.....(78)  
**Figure III.5.** Vue en plan du deuxième mode de translation selon Y.....(79)  
**Figure III.6.** Vue en plan du troisième mode de torsion selon Z.....(79)

✓ **Chapitre IV**

**Figure. IV.1.** moments résistants au niveau de la zone nodal.....(106)  
**Figure IV.2.** Schéma de ferrailage de voile  $V_{x1}$ .....(127)

✓ **Chapitre V**

**Figure V.1.** Schéma d'une semelle isolée.....(128)  
**Figure. V.2 :** Schéma de la semelle filante.....(128)  
**Figure V.3.** Schéma de ferrailage de radier.....(137)  
**Figure V.4.** Coupe A-A.....(137)  
**Figure V.5.** Schéma des lignes de rupture du radier.....(137)  
**Figure V.6.** Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X....(139)  
**Figure V.7.** Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens Y-Y....(139)  
**Figure V.8.** Coupe d'une nervure sens x-x.....(141)  
**Figure V.9.** Poussées des terres sur les voiles périphériques.....(145)  
**Figure V.10.** Diagramme des contraintes qui agissent sur le voile périphérique.....(145)  
**Figure V.11.** Coupe longitudinale du voile périphérique.....(148)  
**Figure V.12.** Vue en plan du ferrailage du voile périphérique.....(148)



## Introduction générale

Le génie civil désigne la construction dans sa globalité, de la conception à la réalisation en passant par l'exploitation ou encore la réhabilitations d'ouvrage, sont des processus dans lesquels interviennent plusieurs catégories de personnes dont principalement le client, l'architecte et l'ingénieur civil, afin de concevoir des structures rigides et d'une résistance suffisantes de limiter les dégâts humaine et matériels.

Pour cela tout ouvrage doit être réalisé conformément aux règlements parasismiques algériens Et les règlements en vigueur.

Notre travail a pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant la formation d'ingénierie dans le domaine de calcul qui consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation et commercial en R+5+2Entresols en béton armé implanté en zone moyenne sismicité à ADDEKAR (Bejaia).

Pour cela nous allons répartir notre travail en 5 chapitres qui se déroulent comme suit :

- Le premier chapitre va être consacré à la présentation du bâtiment, la définition des différents éléments et les différents choix des matériaux utilisé et le pré-dimensionnement des éléments principaux et secondaires
- Le deuxième chapitre au calcul des éléments non structuraux
- Le troisième chapitre traite la modélisation et l'étude dynamique du bâtiment réalisée par le logiciel ETABS V2016
- Le quatrième chapitre sur le calcul des éléments structuraux
- Enfin le cinquième chapitre va être consacré à l'infrastructure

Et on termine par une conclusion générale qui synthèse notre travail.

## I. Introduction :

Dans ce présent chapitre on va rassembler quelque connaissance d'un certain nombre de données concernant notre ouvrage à savoir sa destination, son importance, son architecture, sa géométrie, on va donner un aperçu sur les matériaux et sur les règlements utilisés dans l'étude, ainsi que le pré dimensionnement des éléments de la structure, pour but de déterminer les sections préalables des différents éléments de la structure dans le cas statique en respectant les règles qui régissent le génie civil, **CBA** (code du béton armé), **RPA** (règlement parasismique algérien), **DTR BC2.2** (document technique réglementaire charge et surcharge), **BAEL** (béton armé aux états limite)

### I.1.Généralités

#### I.1.1. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment en béton armé de 8 niveaux (2 entre sols +RDC + 5 étages) , le projet de réalisation des 120 logements LPL a ADEKKAR programme 2000 LPL année 2011 est situé sur le versant sud de la commune D'ADEKKAR , a usage multiple commerce et habitation , situé à Bejaia qui est classé selon le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003 Art.3.2**) en zone IIa (zone de moyenne sismicité) et de groupe d'usage 02 ( ayant une importance moyenne).

#### I.1.2.Caractéristiques de l'ouvrage :

##### I.1.2.1. Description architectural de l'ouvrage

{	Largeur en plan ... ..	24.3m
	Longueur en plan ... ..	19.3m
	Hauteur d'étage courant et RDC ... ..	3,06m
	Hauteur De l'entre sol 1 ... ..	3,06m
	Hauteur de l'entre sol 02 ... ..	5.1m
	Hauteur totale avec acrotère ... ..	29.24m

##### I.1.2.2 Caractéristiques de sol :

{	La contrainte admissible du sol : $\sigma_{adm} = 2\text{bar}$
	L'ancrage minimal des fondations : $D = 3\text{m}$
	L'angle de frottement interne : $\varphi = 15^\circ$
	La cohésion (C) : $= 0,5\text{ bar}$

### I.1.4. Règlements et normes utilisés :

- ✓ RPA99/version2003 (Règlements Parasismique Algériennes).
- ✓ BAEL91/modifié99 (Béton Armé aux Etats Limite).
- ✓ CBA93 (Code de Béton Armé).
- ✓ DTR B.C.2.2 (Document Technique Réglementaire charge et surcharge).
- ✓ DTR B.C.2.3.3.1 (Règles de calcul des fondations superficielles)

### I.1.5 .Les différents éléments de l'ouvrage :

Éléments secondaires	Éléments principaux
<ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>Les planchers :</b> On à des planchers semi préfabriqués en corps creux, et des dalles pleines (les balcons, et la dalle de paliers d'escalier).</li> <li>• <b>Les escaliers :</b> réalisés en béton armé et sont coulés sur place dans notre projet on un type d'escaliers à trois volées et deux paliers de repos.</li> <li>• <b>Balcons :</b> Les balcons sont réalisés en dalle plein</li> <li>• <b>Maçonneries :</b> -Les murs extérieurs : sont constituées par une double paroi en briques creuses dont l'épaisseur (10ou15cm) séparées par une lame d'air de 5 cm. -Les murs intérieurs de 10 cm d'épaisseur en briques creuses.</li> <li>• <b>Acrotère :</b> C'est un élément en béton armé encastré a sa base au plancher terrasse cette dernière sera entouré d'un acrotère de 90 cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur et d'un autre type de 60 cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>Poteaux :</b> Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux surcharge et charges ramenée par les poutres, et ensuite les transmettre aux fondations</li> <li>• <b>Poutres</b> -Les poutres longitudinales (secondaires) -Les poutres transversales (principales)</li> <li>• <b>Voile :</b> Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur. Le rôle principal des voiles est d'assurer le contreventement mais peuvent parfois être porteurs et supportent les charges provenant des planchers</li> </ul>

Tableau I.1 : les différents éléments de l'ouvrage

### I.1.6. Actions et sollicitations de calcul :

➤ **Les actions :**

Les actions sont les forces dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

{ Des charges permanentes (G)  
 { Des charges d'exploitations(Q)  
 { Des actions accidentelles(E)

➤ **Les sollicitations de calcul et combinaisons d'actions :**

La combinaison de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

**Situation durable** { ELU: 1.35G + 1.5Q  
 { ELS: G + Q

**Situation accidentelle** { G + Q ± E  
 { 0.8G ± E  
 { G + Q ± 1.2E(portique auto – stable

➤ **Les sollicitations :**

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) provoqués par les différentes combinaisons d'actions

### I.1.7. Caractéristiques Des Matériaux :

Toutes les caractéristiques seront résumées dans le tableau suivant :

➤ **Béton :**

<b>Résistance a la compression</b>	<p>Le béton est caractérisé par sa résistance a la compression a l'âge de 28 jours dite caractéristique requise notée <math>f_{c28}</math></p> <p>Cette résistance est donnée par la relation suivante :</p> $f_{cj} = \frac{j * f_{c28}}{4,76 + 0,83j} \Rightarrow \text{pour } f_{c28} \leq 40\text{MPA}$ $f_{cj} = \frac{j * f_{c28}}{1,4 + 0,95j} \Rightarrow \text{pour } f_{c28} > 40\text{MPA}$ <p style="text-align: center;"><b>CBA93 (article 2. 1. 1. 1.)</b></p>
------------------------------------	--

<b>Résistance à la traction</b>	<p>La résistance caractéristique du béton a la traction a l'âge de J jours est notée <math>f_{tj}</math> est définie par :</p> $f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \Rightarrow \text{pour } f_{cj} < 60\text{MPA}$ <p style="text-align: center;"><b>CBA93 (article 2. 1. 1. 2.)</b></p>
<b>Contraintes limites</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <b>ELU</b> La valeur de calcul de la résistance en compression du béton <math>f_{bu}</math> est donnée par :  <math display="block">\sigma_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} \quad \text{CBA93(article 4. 3. 41.)}</math></li> <li>• <b>ELS</b> La contrainte limite à l'ELS en compression est donnée par la relation suivante :  <math display="block">\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} \quad \text{CBA93 (article 4. 5. 2)}</math></li> <li>• <b>Cisaillement</b> La contrainte admissible <math>\tau</math> diffère selon que la fissuration est peu nuisible ou nuisible. Elle est donnée suivant le cas comme suit :  <math display="block">\bar{\tau} = \min\left(0.2 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPA}\right) \quad \text{pour FPN}</math> <math display="block">\bar{\tau} = \min\left(0.15 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPA}\right) \quad \text{pour FN}</math></li> </ul>

**Tableau I.2** Caractéristiques mécaniques de béton

**Acier à haute adhérence :**

ELU	ELS
$\sigma_s = \begin{cases} \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{pour } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \frac{E_s}{\varepsilon_s} & \text{pour } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \end{cases}$ <p>Avec : <math>\varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}</math></p>	<ol style="list-style-type: none"> <li><b>1) Fissuration peu nuisible</b> Pas de vérification à faire en dehors de celle imposé par l'ELU.</li> <li><b>2) Fissuration préjudiciable</b> La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries.  <math display="block">\sigma_s \leq \min\left(\frac{2 * f_e}{3}; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}}\right)</math></li> <li><b>3) Fissuration très préjudiciable : (ouvrage à la mer)</b> Cas des éléments exposés aux milieux agressifs.  <math display="block">\sigma_s \leq \min\left(\frac{1 * f_e}{2}; 90 \sqrt{\eta * f_{tj}}\right)</math></li> </ol>

**Tableau I.3** Caractéristiques mécaniques d'acier

**I.1.8. Conclusion :**

matériaux	Caractéristiques mécaniques	Valeur (MPa)
<b>BETON</b>	Resistance caractéristique	25
	Contrainte limite à l'ELU <sub>durable</sub>	14.2
	Contrainte limite à l'ELU <sub>accidentel</sub>	18.48
	Contrainte limite à l'ELS	15
	Module de déformation longitudinale instantané	32164.2
	module de déformation longitudinale différée	10818.86
<b>ACIER (HA)</b>	Limite d'élasticité	400
	Module d'élasticité	$2 \cdot 10^5$
	Contrainte à l'ELU situation durable	400
	Contrainte à l'ELU situation accidentelle	348
	Contrainte à l'ELS(FN)	240
	Contrainte à l'ELS (FTN)	176

**Tableau I.4** Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés**I.2. Pré dimensionnement****I.2.1. Pré dimensionnement des éléments secondaire****I.2.1.1. Les poutrelles :**

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé

Formant l'ossature de plancher

**Le choix du sens de disposition se fait par rapport au critère suivant :**

- ✓ La petite portée afin de diminuer la flèche.
- ✓ Le critère de continuité (maximum d'appuis).

Dans notre cas, les poutrelles seront disposées selon le sens (x- x).

➤ **Disposition des poutrelles**

- **Disposition des poutrelles dans le RDC + Entre sol 1+ étage courant**

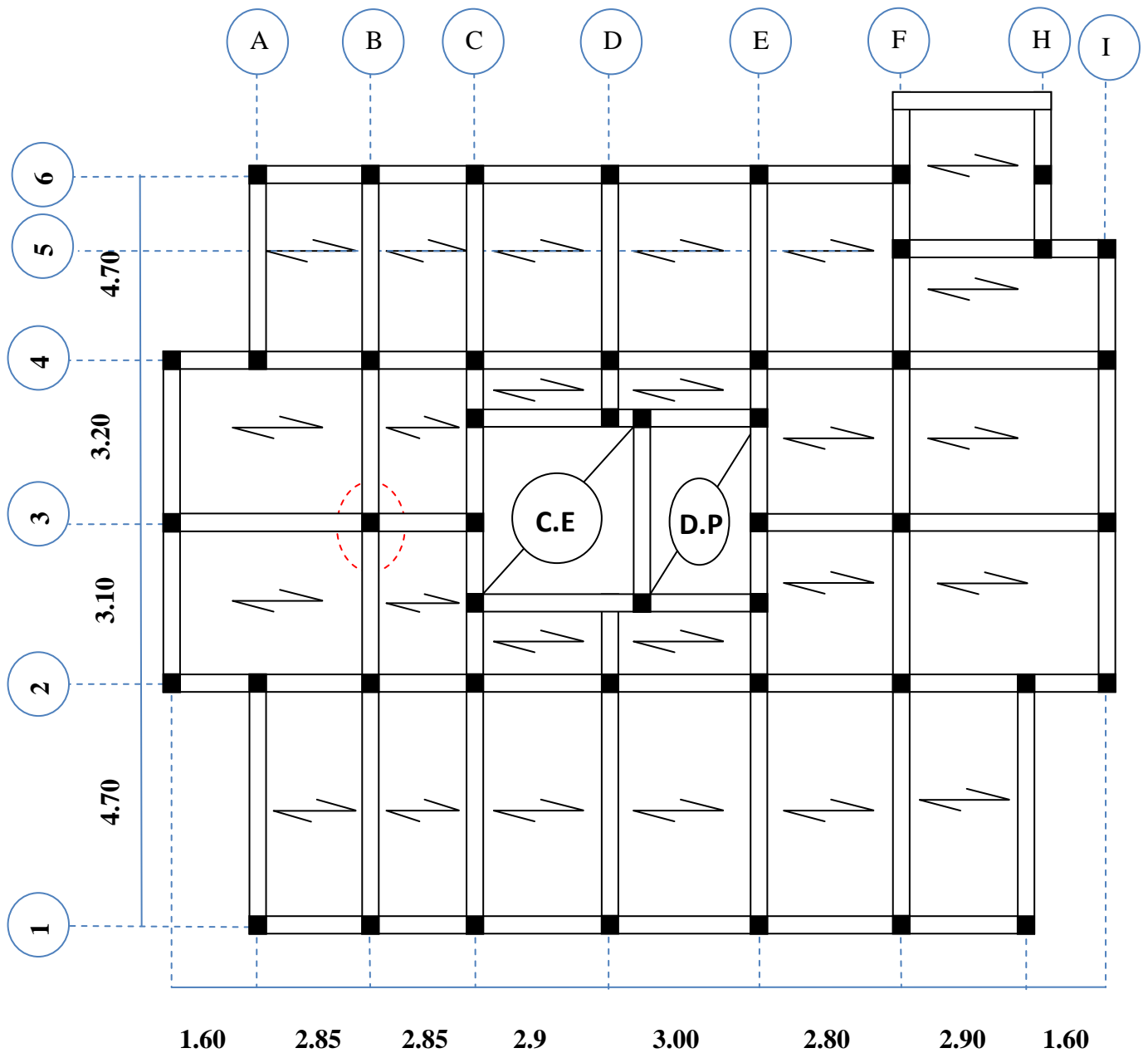


Figure I.1. Disposition des poutrelles RDC+Entre sol 1 +étage courant

- Disposition des poutrelles dans l'Entre sol 2

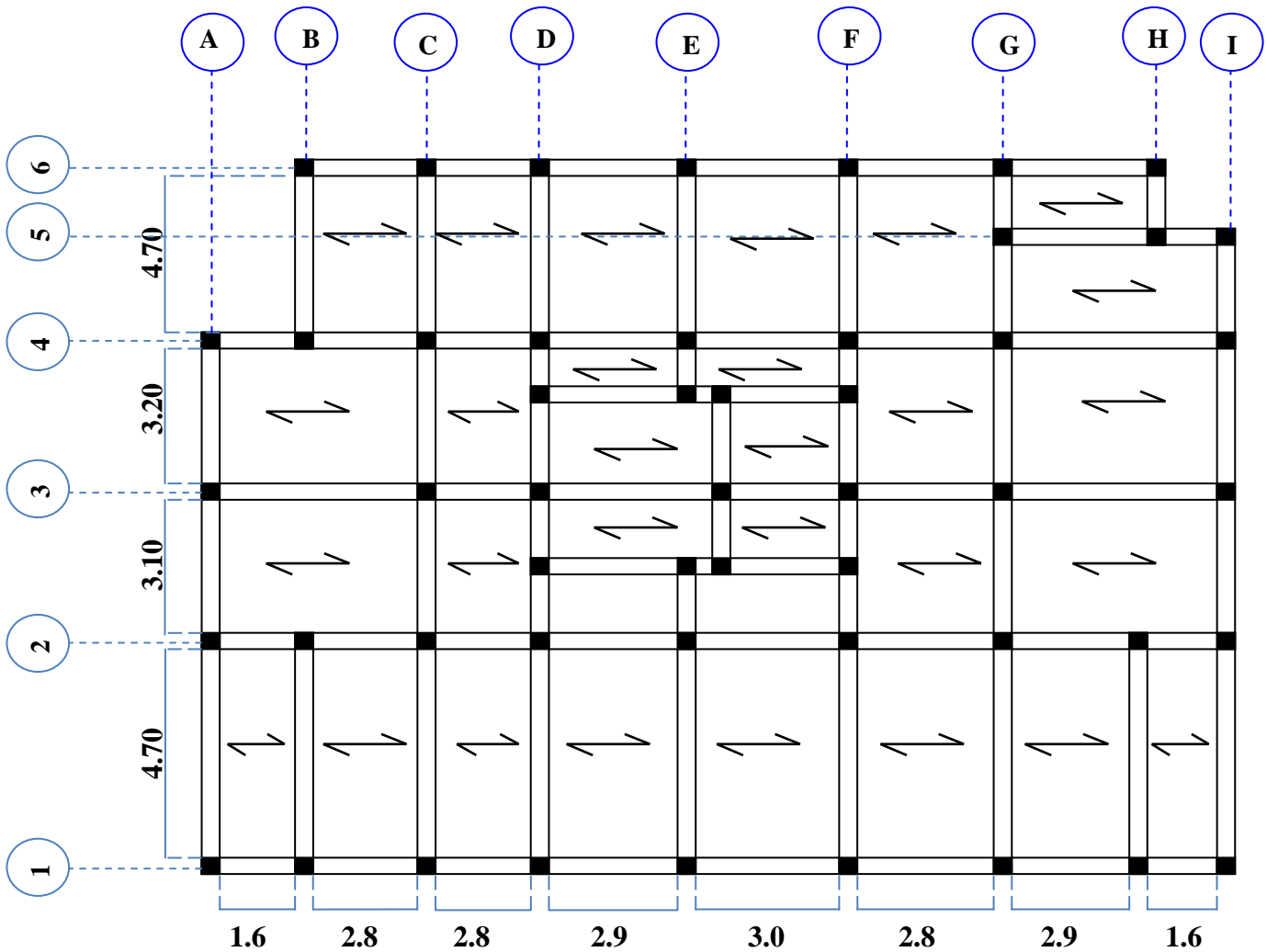


Figure I.2. Disposition des poutrelles dans l'entre sol 2

➤ **Dimensionnement des poutrelles:**

Détermination de la largeur de la table de compression

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L}{10}\right)$$

b: largeur de la table de compression.

$b_0$ : largeur de la nervure,  $b_0 = (8 \text{ à } 12)$ , on prend  $b_0 = 10\text{cm}$

$L_x$ : largeur entre nus des poutrelles.

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$L_y$ : la longueur minimale d'une travée dans de sens parallèle aux poutrelles.

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{100}{10}\right) \equiv \frac{b - b_0}{2} \leq \min(27.5; 10) \equiv B \leq 30\text{cm} \quad \text{soit: } b = 30\text{cm}$$



### I.2.1.2. Plancher

#### ➤ Plancher à corps creux :

Ce sont des plancher très facile à utiliser dans la construction, les bâtiments à usage courant (à faible surcharge d'exploitation) tel que les bâtiments d'habitation, administratif...etc. Ce plancher a pour avantage (légèreté, économique, bonne isolation, facile à utiliser), il se compose de corps creux, poutrelles et une dalle de compression.

La hauteur du plancher est conditionnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad \text{CBA (article b. 6. 8. 4. 2. 4)}$$

$L_{\max}$  : la longueur maximale de la poutrelle entre nus d'appuis (poutres principales).

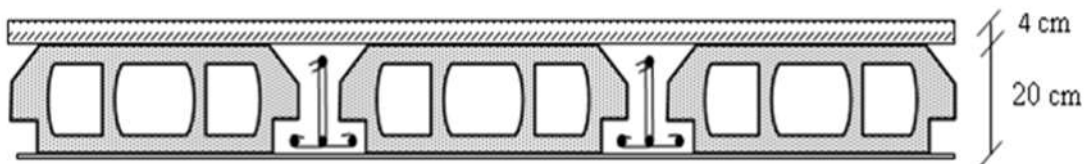
$h_t$  : la hauteur du plancher hauteur du plancher.

$$L_{\max} = 535 - (15+20) = 5m$$

$$h_t = \frac{500}{22.5} = 22.22cm$$

On adoptera donc des planchers de type corps creux avec une hauteur de 24 cm

{ 20 cm : hauteur du corps creux  
{ 4 cm : hauteur de la table de compression



**Figure I.3.** coupe transversale d'un plancher à corps creux

#### ➤ Plancher à dalle pleine :

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Elle se calcule comme un ensemble de panneaux de dalle, qui se reposent sur 1, 2, 3, ou 4 appuis. Leurs dimensionnement doivent satisfaire les critères suivants :

$$\text{Critère de résistance à la flexion} \left\{ \begin{array}{l} \text{Cas de dalle sur 1 seul appui} \dots \dots \dots e \geq \frac{L_x}{20} \\ \text{Cas de dalle sur 2 appuis} \dots \dots \dots \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \\ \text{Cas de dalle sur 3 ou 4 appuis} \dots \dots \dots \frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \end{array} \right.$$

$$\text{Critère de résistance au feu} \left\{ \begin{array}{l} e \geq 7 \text{ cm} \dots \dots \text{Pour une heure de coupe – feu} \\ e \geq 11 \text{ cm} \dots \dots \text{pour deux heure de coupe feu} \\ e \geq 14 \text{ cm} \dots \dots \text{pour trois heure de coupe feu} \end{array} \right.$$

Les différentes dimensions des dalles pleines :

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Type d'appuis	Schéma de la dalle	Lx/Ly	e (cm)	e <sup>choisit</sup> (cm)
DP1 (dalle sur 02 appuis)		0.66	$4 \leq e \leq 4,66$	12
		0.58	$4 \leq e \leq 4,66$	12
DP2 (dalle sur 03 appuis)		0.46	$2,8 \leq e \leq 3,5$	12
DP3 (dalle sur 04 appuis)		0.68	$4,8 \leq e \leq 6$	12
		0.34	$3,2 \leq e \leq 4$	12

<b>DP4</b> (dalle sur 01 appui)		0.37	$e \geq 6$	12
---------------------------------------	---	------	------------	----

**Tableau I.5.** Les dimensions de différentes dalles pleines

On voit bien que pour les dalles pleines sur (1), (2), (3) et (4) appuis que le critère de (coupe-feu) qui est déterminant on adopte pour l'ensemble des dalles pleines (balcon, loggia)  $e=12\text{cm}$

### I.2.1.3. les escaliers :

Un escalier est une construction architecturale constituée d'une suite de marche, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à autre.

On distingue dans notre projet un seul type d'escalier à trois volées pour toute la structure deux volée identique et une volée à une seule marche

#### ❖ Dimensionnement de l'escalier :

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans la meilleure condition de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- ✓ La hauteur  $h$  des contremarches entre 14 et 18 cm.
- ✓ La largeur  $g$  (giron) entre 25 et 32 cm.
- ✓ La formule empirique de **BLONDEL** :  $60\text{ cm} \leq 2h + g \leq 65\text{ cm}$

Avec :

$$g = \frac{L_0}{n-1} \quad \text{et} \quad \frac{H}{n}$$

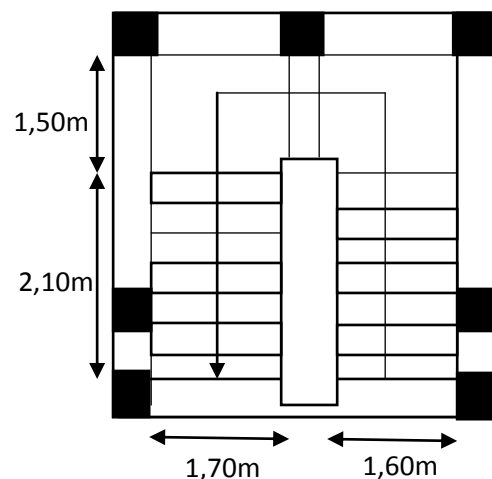
$H$  : hauteur de la volée.

$L_0$  : Longueur projetée de la volée.

$n-1$  : nombre de marche.

$n$  : nombre de contre marche

$L_p$ =longueur du palier



**Figure I.4** vue en plan

## ❖ Première volée :

$$L = L_y + L_p$$

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2}$$

$$L = 150 + \sqrt{210^2 + 136^2} = 400.19 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \Rightarrow \frac{400.19}{30} \leq e \leq \frac{400.19}{20} \Rightarrow 13.34 \leq e \leq 20.01 \\ e \leq 11 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ pour deux heures de coupe - feu} \end{cases} \quad \{e = 14 \text{ cm}$$

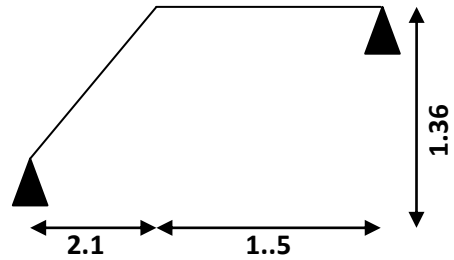


Figure I. 5. Schéma statique de la 1<sup>ère</sup> volée

## Calcul du nombre de marche et contre marche :

$$L_{\max} = 210 \text{ cm} \quad ; \quad H = 136 \text{ cm}$$

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)2n + 2H \rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 136 + 210)n + 2 \times 136 = 0$$

En résolvant l'équation on obtient :

$$\text{Le nombre de contre marche est : } n = 8$$

$$\text{Le nombre de marche est : } n-1 = 7$$

## Calcul du giron (g) et d'une contre marche (h) :

$$g = \frac{L_0}{n-1} \rightarrow g = \frac{210}{7} = 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H}{n} \rightarrow \frac{136}{8} = 17 \text{ cm}$$

## ❖ Deuxième volée

$$h = 0,34 \text{ m}$$

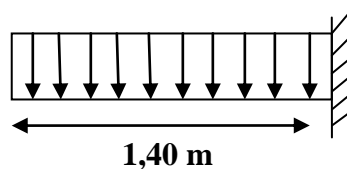


Figure I.7. Schéma statique de la deuxième volée

## I.2.2. Pré dimensionnement des éléments structuraux :

### I.2.2.1. les poutres :

a) **Les poutres principales** : elles sont perpendiculaires aux poutrelles

D'après le **BAELP91** le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivant :

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

h : hauteur de la poutre

$L_{\max}$  : distance maximale entre nus d'appuis ( $L_{\max} = 470\text{cm}$ )

$$31,33\text{cm} \leq h \leq 47\text{cm} \quad \rightarrow \begin{cases} h = 40\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$$

Selon (**RPA 99version 2003 art 7.5.1**) les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ h \geq 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 < 4 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

b) **Les poutres secondaires** : elles sont parallèles aux poutrelles.

$L_{\max}$  : Distance maximale entre nus d'appuis ( $L_{\max} = 500\text{cm}$ )

$$33,33\text{cm} \leq h \leq 50\text{cm} \quad \rightarrow \begin{cases} h = 35\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$$

Après la vérification des exigences du (**RPA 99Version 2003**) on adopte les dimensions

$$\text{suivant : } \begin{cases} \text{Poutres principales: } (b * h) = (30 * 40)\text{cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires } (b * h) = (30 * 35)\text{cm}^2 \end{cases}$$

### I.2.2.2. Les voiles :

Eléments de contreventement vertical mince et continu, en béton armé, son épaisseur est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} e \geq 15\text{cm} & \dots \dots \dots (1) \\ e \geq \frac{h_e}{20} & \dots \dots \dots (2) \\ L \geq 4e & \dots \dots \dots (3) \end{cases}$$

$e$  : Épaisseur du voile.

$L$  : Longueur du voile.

$h_e$ : Hauteur libre d'étage.

Dans notre projet on a pour :

$$\text{Pour RDC étage courant} \begin{cases} h_e = 3.06 - 0.24 = 2.71\text{m} \\ e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{271}{20} = 13.55\text{cm} \end{cases} \{e = 20\text{cm}$$

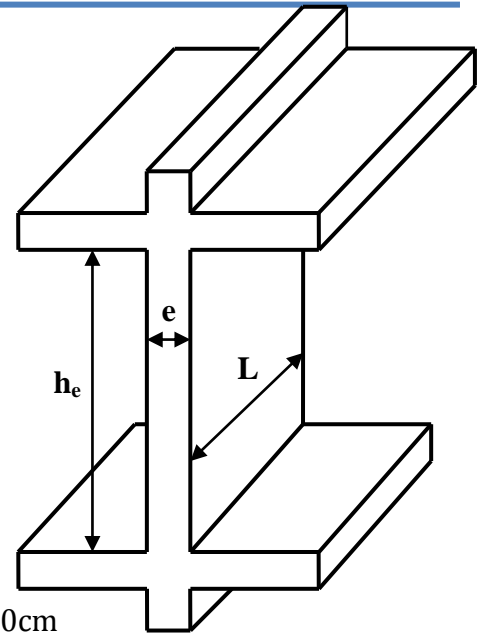


Figure I.9 Coupe de voile en élévation

$$\text{Pour l'entre sol 2} \begin{cases} h_e = 5.1 - 0.35 = 4.75\text{m} \\ e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{475}{20} = 23.75\text{cm} \end{cases} \{e = 25\text{cm}$$

#### I.2.2.4. Les Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs en béton armé, participant à la reprise des efforts sismiques et les efforts verticaux pour transmettre les charges aux Leur pré dimensionnement se fait à la compression Simple selon les règlements **BAEL91 (Art.8.4.1)** suivants :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme
- Condition de RPA

Le poteau qu'on va étudier est le poteau le plus sollicité, c'est le poteau qui recevra l'effort de compression maximal, qu'on va déterminer à partir de la décente de charge .dans notre projet on a sélectionné un poteau qu'est centrale et qui nous semble le plus sollicité

On fixera les dimensions des poteaux au préalable comme suite :

- Entre sol 1, 2 ..... poteaux (45\*50) cm<sup>2</sup>
- R.D.C et 1<sup>er</sup> étage..... poteaux (40\*45) cm<sup>2</sup>
- 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage .....poteaux (35\*40) cm<sup>2</sup>
- 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage .....poteaux (35\*35) cm<sup>2</sup>

### I.2.3. Evaluation des charges et surcharges

#### I.2.3.1. Plancher étage courant :

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	e(m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.03	0.54
Plancher à corps creux	/	0.2+0.04	3.2
Enduit plâtre	10	0.02	0.2
Cloison de séparation	9	0.1	0.9
G (KN/m <sup>2</sup> )			5.68
Q (KN/m <sup>2</sup> )			1.5

Tableau I.6 Évaluations des charges entage courant

#### I.2.3.2. Plancher terrasse inaccessible :

Désignation des éléments	Poids volumiques (KN/m <sup>3</sup> )	e(m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Protection en gravillon roulé	20	0,04	0,8
Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12
Isolation thermique ou liège	18	0,015	0,27
Forme de pont	22	0,1	2,2
Plancher à corps creux	/	(0,2+0,04)	3,2
Enduit en plâtre	10	0,02	0,2
G (KN/m <sup>2</sup> )			6,79
Q (KN/m <sup>2</sup> )			1

Tableau I.7 Évaluation des charges terrasse inaccessible

## I.2.3.3. Plancher de l'entre sol1 et l'entre sol 2 :

Désignation des éléments	pois volumique (KN/m <sup>3</sup> )	e(m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Lit de sable	18	0,03	0,54
Plancher à corps creux	/	0,24	3,2
Enduit en plâtre	10	0,02	0,2
G (KN/m <sup>2</sup> )			4,78
Q (KN/m <sup>2</sup> )	Charge d'exploitation étage commerciaux Q		5

Tableau I.8 Évaluation des charges de l'entre sol1 et l'entre sol 2

## I.2.3.4. Plancher à dalle pleine (étage courant) :

Désignation des éléments	pois volumique (KN/m <sup>3</sup> )	e(m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement carrelage	22	0.0 2	0.44
Mortier de pose	20	0.0 2	0.40
Lit de sable	18	0.0 2	0.36
Dalle plein	25	0.12	3
Enduit en ciment	20	0.02	0.40
Cloison de séparation	9	0.10	0,90
G (KN/m <sup>2</sup> )			5.5
Q (KN/m <sup>2</sup> )			3.5

Tableau I.9 Évaluations des charges plancher à dalles pleins



**I.2.3.5. Plancher a dalle pleine (terrasse inaccessible) :**

Désignation des éléments	pois volumique (KN/m <sup>3</sup> )	e(m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Protection en gravillon roulé</b>	20	0.04	0.8
<b>Etanchéité multicouche</b>	6	0.020	0.12
<b>Dalle pleine</b>	25	0.12	3
<b>Isolation thermique</b>	18	0.015	0.27
<b>Enduit plâtre</b>	10	0.02	0.2
<b>Forme de pente</b>	22	0.1	2.2
<b>G (KN/m<sup>2</sup>)</b>			6.59
<b>Q (KN/m<sup>2</sup>)</b>			1

**Tableau I.9.** Évaluations des charges Plancher à dalle pleine (terrasse inaccessible)**I.2.3.6. Les murs :**

Désignation des éléments	pois volumique (KN/m <sup>3</sup> )	e(m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Brique creuse	9	0,15	1,35
Brique creuse	9	0,1	0,9
Enduit en ciment	20	0,015	0,3
Enduit en plâtre	10	0,02	0,2
L'âme de l'air	/	0,1	/
<b>G (KN/m<sup>2</sup>)</b>			2,75

**Tableau I.10** Évaluation des charges des murs

## I.2.3.7. Le palier :

Désignation des éléments	poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	e(m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Lit de sable	18	0,02	0,36
Dalle plein	25	0,14	3,5
Enduit plâtre	10	0,02	0,2
(KN/m <sup>2</sup> )			4,9
Q (KN/m <sup>2</sup> )			2,5

Tableau I.11 Évaluation des charges de palier

## I.2.3.8. Les volées 1 et 3

Désignation des éléments	poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	e(m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Paillasse	25	$\frac{0.14}{\cos 32.92}$	4,169
Carrelage	Horizontale	0,02	0,44
	Verticale	0,02h/g	0,25
Poids propre de la marche	22	$\frac{h}{2}$	1,87
Enduit plâtre	10	$\frac{0.02}{\cos 32.92}$	0,24
Garde-corps	/	/	0,6
Mortier de pose	Horizontale	0,02	0,44
	Verticale	0,02h/g	0,23
(KN/m <sup>2</sup> )			8,24

Tableau I.12 Évaluation des charges de volées 1 et 3

## I.2.3.8. La volée 2 :

Désignation des éléments		poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Paillasse		25	$\frac{0.14}{\cos 29.53}$	4,02
Carrelage	Horizontal	22	0,02	0,44
	Vertical	22	0,02h/g	0,25
Poids propre de la marche		22	$\frac{h}{2}$	1,87
Enduit en plâtre		10	$\frac{0,02}{\cos 29,53}$	0,23
Garde-corps		/	/	0,6
Mortier de pose	horizontal	20	0,02	0,44
	vertical	20	0,02h/2	0,23
(KN/m <sup>2</sup> )				8,08

Tableau I.13 Évaluation des charges de volée 2

## I.2.4. Pré dimensionnement des poteaux :

Le poteau qu'on va étudier est le poteau centrale (C3), il nous semble susceptible d'être plus sollicité

## ❖ Pré dimensionnement des poteaux (C3)

## ➤ Les surfaces afférentes

$$\begin{cases} S_g^{\text{aff}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 1.55 * (2.475 + 1.475) + 1.6 * (2.475 + 1.475) = 12.4425 \text{cm}^2 \\ S_q^{\text{aff}} = S_g^{\text{aff}} + b * L_p = 12.4425 + (0.3 * (1.55 + 1.6 + 2.475 + 1.475)) = 14.5725 \text{cm}^2 \end{cases}$$

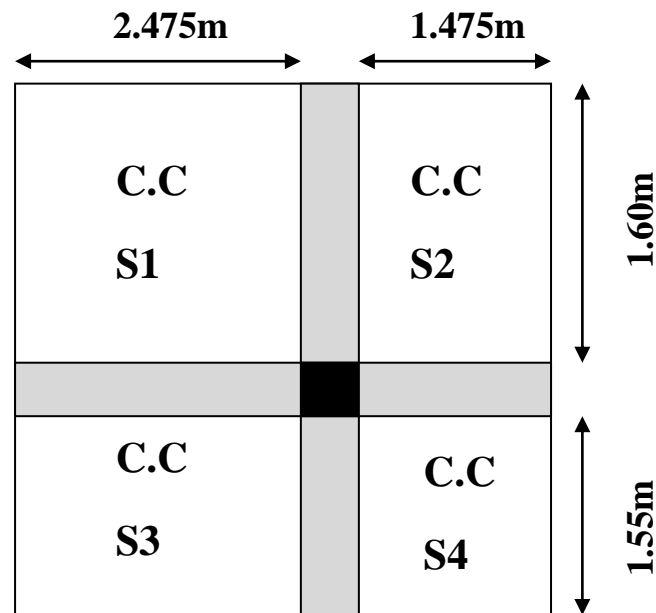


Figure I.10. Surface afférente du poteau central (C3)

➤ **Poids du plancher terrasse inaccessible :**

$$\begin{cases} G_{TI} = G * S_g = 6.79 * 12.4425 = 84.48 \text{ KN} \\ Q_{TI} = Q * S_q = 1 * 14.5725 = 14.5725 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Poids du plancher étage courant :**

$$\begin{cases} G_{EC} = 12.4425 * 5.68 = 70.76 \text{ KN} \\ Q_{EC} = 1.5 * 14.5725 = 21.85 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Poids du plancher entre sol :**

$$\begin{cases} G = 4.78 * 12.4425 = 59.46 \text{ KN} \\ Q = 5 * 14.5725 = 72.85 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Poids des poutres :**

$$\begin{cases} P_p = 25 * 0.4 * 0.3 * (1.6 + 1.55) = 9.45 \text{ KN} \\ P_s = 25 * 0.35 * 0.3 * (2.475 + 1.475) = 10.36 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Poids des murs:**

$$G = (2.475 + 1.475) * 3.06 * 2.75 = 33.23 \text{ KN}$$

➤ **Poids des poteaux:**

$$\begin{cases} \text{Entre sol 2 : } 0.5 * 0.45 * 25 * 5.1 = 28.6875 \text{ KN} \\ \text{Entre sol 1 : } 0.5 * 0.45 * 25 * 3.06 = 17.2125 \text{ KN} \\ 1^{\text{er}} \text{ et RDC : } 0.4 * 0.45 * 25 * 3.06 = 13.77 \text{ KN} \\ 2^{\text{ème}} \text{ et } 3^{\text{ème}} : 0.35 * 0.5 * 25 * 3.06 = 10.71 \text{ KN} \\ 4^{\text{ème}} \text{ et } 5^{\text{ème}} : 0.3 * 0.35 * 25 * 3.06 = 8.0325 \text{ KN} \end{cases}$$

## ❖ La loi de dégression :

Soit  $Q_0$  la charge d'exploitation sur le toit de la terrasse couvrant le bâtiment,  $Q_1, Q_2, Q_n$  les charges d'exploitation respectives des planchers des étages (1, 2...n) numérotés à partir du sommet du bâtiment, on adoptera pour le calcul des points d'appuis des charges d'exploitation suivantes :

-étage 8:  $Q_0=14,57*1=14,57\text{KN}$

-étage 7 :  $Q_0+Q_1=36,43\text{KN}$

-étage 6 :  $Q_0+0,95 (Q_1+Q_2) =56,10\text{KN}$

-étage 5 :  $Q_0+0,9 (Q_1+Q_2+Q_3) =73,56\text{KN}$

-étage 4 :  $Q_0+0,85 (Q_1+Q_2+ Q_3+Q_4) =88,89\text{KN}$

-étage 3 :  $Q_0+0,8 (Q_1+Q_2+ Q_3+Q_4+Q_5) =102,007\text{KN}$

-étage 2 :  $Q_0+0,75 (Q_1+Q_2+ Q_3+Q_4+Q_5+Q_6) =169,24\text{KN}$

-étage 1 :  $Q_0+0,70 (Q_1+Q_2 +Q_3+ Q_4+ Q_5+Q_6+Q_7) =179,24\text{KN}$

Les résultats de la descente de charge du poteau (C3) sont illustrés dans le tableau suivant :

Niveau	Elément	Charge permanentes (KN)	Surcharges (KN)
<b>N8</b>	-Plancher T inaccessible	84,48	14,57
	-Poutre (S+P)	(9,45+10,36)	
	-Poteaux	8,0325	
	Total	112 ,3225	
<b>N7</b>	-Venant de N8	112,3225	
	-Etage courant	70,67	
	-Poutre(S+P)	(9,45+10,36)	
	-Murs	33,23	
	-poteaux	8,0325	
	Total	244,065	
<b>N6</b>	-Venant de N7	244,065	
	-Etage courant	70,67	
	-Poutre (S+P)	(9,45+10,36)	
	-Poteaux	10,71	
	-Murs	33,23	
	Total	378,485	
			56,10

<b>N5</b>	-Venant de N6	378,485	
	-Etage courant	70,67	
	-Poutre (S+P)	(9,45+10,36)	
	-Poteaux	10,71	
	-Murs	33,23	
	Total	512,905	73,56
<b>N4</b>	-Venant de N5	512,905	
	-Etage courant	70,67	
	-Poutre (S+P)	(9,45+10,36)	
	-Poteaux	13,77	
	-Murs	33,23	
	Total	650,385	88,89
<b>N3</b>	-Venant de N4	650,385	
	-Etage courant	70,67	
	-Poutre (S+P)	(9,45+10,36)	
	-Poteaux	13,77	
	-Murs	33,23	
	Total	787,865	102,007
<b>N2</b>	-Venant de N3	787,865	
	-Etage courant	70,67	
	-Poutre (S+P)	(9,45+10,36)	
	-Poteaux	17,21	
	-Murs	33,23	
	Totale	928,785	169,40
<b>N1</b>	-Venant de N2	928,785	
	-Etage courant	70,67	
	-Poutre (S+P)	(9,45+10,36)	
	-Poteaux	28,68	
	-Murs	33,23	
	totale	1081,175	179,24

Tableau I.14 Descente de charge de poteau centrale (C)

## ❖ L'exploitation des résultats sur de la descente de charge :

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

$$N_u = 1,35 * 1081,175 + 1,5 * 179,24 = 1728,46 \text{ KN}$$

Le poteau est un voisin de rive dans le (sens x) et il appartient à un bâtiment à plus de trois travées on va le majorer seulement de 10%

$$N_u^* = 1.1 * 1728.46 = 1901.307 \text{ KN}$$

## ❖ Vérification des poteaux :

## 1) Vérification à la compression simple:

$$\sigma_{bc} \leq \frac{N_u^*}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

B : la section du béton

$$B \geq \frac{N_u^*}{\bar{\sigma}_{bc}} \equiv B \geq \frac{1901.307 * 10^{-3}}{14.2} = 0.133 \text{ m}^2$$

$$B = 0.45 * 0.5 = 0.225 \text{ m}^2 > 0.133 \text{ m}^2$$

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux du poteau

Etage	N <sub>u</sub> <sup>*</sup> (KN)	(b*h) m <sup>2</sup>	Comparaison		observation
			B <sub>adop</sub> ≥ B <sub>cal</sub>		
			B <sub>adop</sub> (m <sup>2</sup> )	B <sub>cal</sub> (m <sup>2</sup> )	
Entre sollet 2	1901,307	45*50	0,225	0,133	vérifiée
RDC et 1 <sup>er</sup>	1338,29	40*45	0,18	0,094	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	883,037	35*40	0,14	0,062	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	422,546	30*35	0,105	0,029	Vérifiée

**Tableau I.15** résumé de la vérification à la compression des poteaux

## ❖ Vérification au flambement :

$$N_u^* \leq \alpha * \left[ B_r * \frac{f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right]$$

$\alpha$  : Coefficient tenant compte de l'élanement

$\gamma_s = 1.15$  : Coefficient de sécurité de l'acier

$\gamma_b = 1.5$  : Coefficient de sécurité du béton

$B_r$  : Section réduite du béton

$A_s$  : Section des armatures

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } 0 \leq \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases} \quad \text{avec :}$$

$$\left\{ \lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{et} \quad \begin{cases} l_f = 0.7 * l_0 & \text{(longueur de flambement)} \\ i = \sqrt{\frac{I}{B}} & \text{(rayon de giration)} \end{cases} \right.$$

$$\text{On prend : } 1\% A_s \quad \rightarrow B_{rcal} \geq \frac{N_u}{\left(\frac{f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{f_e}{100 * \gamma_s}\right) \alpha} \quad ; B_r = (a - 2) * (b - 2)$$

Le suivant tableau résultats de la vérification au flambement

Etages	$N_u^*$ (KN)	$l_0$ (m)	$l_f$ (m)	$\lambda$	$\alpha$	$B_r \geq B_{rcal}$		Observation
						$B_r$ (m <sup>2</sup> )	$B_{rcal}$ (m <sup>2</sup> )	
Entre sol2	1901,30	5,10	3,57	24,73	0,77	0,20	0,11	Vérifiée
Entre sol 1	1658,75	3,06	2,14	14,82	0,82	0,20	0,092	Vérifiée
RDC et 1 <sup>er</sup>	1338,29	3,06	2,14	16,47	0,81	0,16	0,074	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	883,037	3,06	2,14	18,53	0,80	0,12	0,049	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	422,546	3,06	2,14	21,18	0,79	0,092	0,024	Vérifiée

**Tableau I.16** résumé de la vérification au flambement des poteaux



**Conclusion :**

Toutes les exigences règlementaires sont satisfaites, on adopte les dimensions suivantes :

- Poutre principale : (30\*40) cm<sup>2</sup>
- Poutre secondaire : (30\*35) cm<sup>2</sup>
- Epaisseur des voiles  
e = 20cm pour entre sol1, RDC et étage courant  
e = 25cm pour l'entre sol 2
- Poteaux entre sol1 et entre sol2 : (45\*50) cm<sup>2</sup>
- poteaux RDC et 1<sup>ère</sup> : (40\*45) cm<sup>2</sup>
- poteaux 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> : (35\*40) cm<sup>2</sup>
- poteaux 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> : (30\*35) cm<sup>2</sup>

## II. Introduction :

Les Eléments secondaires sont des éléments n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement. Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL 91**, en respectant le code parasismique Algérien **RPA99 (V2003)**, durant ce chapitre le calcul va concerner les éléments suivants :

- Les planchers (dalle pleine et a corps creux)
- Les escaliers
- La poutre palière ; La poutre de chaînage.
- L'acrotère

### II.1. Etude des poutrelles :

#### II.1.1. calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement, il existe quatre méthodes de calcul, dont la méthode forfaitaire, la méthode de Caquot, méthode de Caquot minoré et la méthode RDM

Le détail de calcul des différentes méthodes est détaillés dans l'annexe 3

#### II .1.2. Type des poutrelles :

Selon la disposition adoptée les planchers présentent 9 types de poutrelles qui sont résumées dans le tableau suivant :

Type	Localisation	Schémas statique des poutrelles
T1	Entre sol 1 et 2 + RDC et 1 au 5 <sup>ème</sup> étage +terrasse inaccessible	
T2	Entre sol 1 et 2 + RDC et 1 au 5 <sup>ème</sup> étage +terrasse inaccessible	
T3	Entre sol 1 et 2 + RDC et 1 au 5 <sup>ème</sup> étage +terrasse inaccessible	

T4	Entre sol 1 +RDC et 1 au 5 <sup>ème</sup> étage	
T5	Entre sol 1 +RDC et 1 au 5 <sup>ème</sup> étage	
T6	Entre sol 1 et 2 + RDC et 1 au 5 <sup>ème</sup> étage +terrasse inaccessible	
T7	Entre sol 1 et 2+RDC et 1 au 5 <sup>ème</sup> étage +terrasse inaccessible	
T8	Entre sol 2	
T9	Entre sol 1 et 2+RDC et 1 au 5 <sup>ème</sup> étage +terrasse inaccessible	

Tableau .II.1. Les différents types de poutrelle

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableau suivant :

Types de poutrelles	Condition d'application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
T1 ; T7 ; T9	Vérifiée	$Q_{\max}=5 \text{ KN} \leq \min(5\text{KN} ; 2G)$ F.P.N $0.8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1.25$ I=constant	Méthode forfaitaire
T2 ; T3 ; T4 ; T5 ; T6 ; T8	Non Vérifiée	$(L_i/L_{i+1}) \notin [0.8 ; 1.25]$	Méthode de Caquot minoré

Tableau .II.2. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles

### II.1.3. Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles

$$\text{ELU} \begin{cases} q_u = (1.35G + 1.5Q)l_0 \\ q'_u = (1.35G' + 1.5Q)l_0 \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} q_s = (G + Q)l_0 \\ q'_s = (G' + Q)l_0 \end{cases}$$

Charge	RDC	Entre sol	Terrasse inaccessible
G (kn/m <sup>2</sup> )	5.68	4.78	6.79
Q (kn/m <sup>2</sup> )	1.5	5	1
G' (kn/m <sup>2</sup> )	3.786	3.186	4.526
L(m)	0.55	0.55	0.55
q <sub>u</sub> (kn/m <sup>2</sup> )	5.454	7.674	5.866
q' <sub>u</sub> (kn/m <sup>2</sup> )	4.048	6.5	4.185
q <sub>s</sub> (kn/m <sup>2</sup> )	3.494	5.379	4.284
q' <sub>s</sub> (kn/m <sup>2</sup> )	2.907	4.502	3.04

Tableau II.3. Charges appliquées sur les appuis des poutrelles

### II.1.4. Calcul des sollicitations

#### ❖ Exemple illustratif (T2)

Pour le calcul des sollicitations on exposera un exemple pour bien illustrer.

La deuxième condition de la méthode forfaitaire n'est pas applicable ( $\frac{3.9}{1.4} = 2.78 \notin [0.8, 1.25]$ ), alors on utilise la méthode de Caquot minorée qui consiste à prendre  $g' = 2g/3$  pour le calcul des moments sur appuis

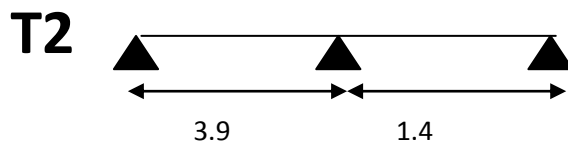


Figure II.1. Schéma statique de la poutrelle T2

#### ❖ Moments aux appuis

##### ➤ Appuis de rive

$M_A = M_C = 0$ , mais le BAEL préconise de mettre des aciers de fissuration pour équilibrer un moment fictif  $M = -0.15 M_0$ , tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0^u = \frac{5.454 * 3.9^2}{8} = 10.37 \text{ KN.m} \\ M_0^s = \frac{3.949 * 3.9^2}{8} = 7.51 \text{ KN.m} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : MA = MC} = -0.15 * 10.371 = -1.56 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : MA = MC} = -0.15 * 7.51 = -1.13 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ **Appui intermédiaire**

$$M_B = -\frac{q_g * l_g^3 + q_d * l_d^3}{8.5 * (l_g + l_d)} ; q_g = q_d = q' = 4.048 \text{ KN/m} ; l_g = l = 3.9\text{m} ; l_d = 1.4\text{m}$$

D'où

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} \rightarrow M_B^u = -\frac{4.048 * (3.9^3 + 1.4^3)}{8.5 * (3.6 + 1.4)} = -5.58 \text{ KN.m} \\ \text{ELS} \rightarrow M_B^s = -\frac{2.907 * (3.9^3 + 1.4^3)}{8.5 * (3.6 + 1.4)} = -4.005 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

❖ **Moment en travées :**

$$M_t = M_0 + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right) \rightarrow \text{avec } M_0 = \left(\frac{p_u * x}{2}\right) * (l - x) \quad \text{et } x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q * l}$$

**Travée AB**

$$x = 1.68: \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} \rightarrow M_t = \frac{5.454 * 1.68}{2} * (3.9 - 1.68) - 5.58 * \left(\frac{1.68}{3.9}\right) = 7.77 \text{ KN.m} \\ \text{ELS} \rightarrow M_t = \frac{3.949 * 1.68}{2} * (3.9 - 1.68) - 4.005 * \left(\frac{1.68}{3.9}\right) = 5.64 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**Travée BC :**

$$x = 1.43: \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} \rightarrow M_t = \frac{5.454 * 1.43}{2} * (1.4 - 1.43) - 5.58 * \left(1 - \frac{1.43}{1.4}\right) = 0.003 \text{ KN.m} \\ \text{ELS} \rightarrow M_t = \frac{3.949 * 1.43}{2} * (1.4 - 1.43) - 4.005 * \left(\frac{1.43}{1.4}\right) = 0.0011 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

❖ **Effort tranchant**

$$\text{Travée AB} = \begin{cases} V_A = 9.207 \text{ K} \\ V_B = 12.067 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{Travée BC} = \begin{cases} V_B = 7.961 \text{ KN} \\ V_C = 0.324 \text{ KN} \end{cases}$$

### II.1.4.1. Les sollicitations dans les différents types des poutrelles aux différents étages :

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivant :

#### ❖ Entresol 02 :

Type	ELU				ELS		
	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{int}$ (KN.m)	$M_T$ (KN.m)	V (KN)	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{int}$ (KN.m)	$M_T$ (KN.m)
T1	-2.1885	-7.925	13.179	16.461	-1.534	-5.114	9.238
T2	-2.188	-10.572	9.783	-17.675	-1.534	-7.41	6.857
T3	-3.966	-18.692	17.946	23.726	-2.78	-13.103	12.58
T4	-3.966	-19.016	17.786	23.766	-2.78	-13.329	12.467
T5	-4.042	-19.402	18.17	-23.997	-2.833	-13.599	12.699
T6	-0.576	-6.489	4.89	13.073	-0.040	-4.548	3.427
T7	-1.567	-5.223	9.436	13.928	-1.098	-3.661	6.614
T8	-1.712	-6.85	9.742	-15.223	-1.2	-4.802	6.829

Tableau II.4. les sollicitations des différentes poutrelles dans l'entre sol 01

#### ❖ Entre sol01 :

Type	ELU				ELS		
	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{int}$ (KN.m)	$M_T$ (KN.m)	V (KN)	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{int}$ (KN.m)	$M_T$ (KN.m)
T1	-2.188	-7.295	13.179	16.461	-1.534	-5.114	9.238
T2	-2.188	-10.572	9.783	-17.675	-1534	-7.41	6.857
T3	-3.966	-18.692	17.946	23.726	-2.78	-13.103	12.58
T6	-0.576	-6.489	4.89	13.073	-0.0403	-4.548	3.427
T8	-4.042	-19.02	18.274	-23.925	-2.833	-13.332	12.809

Tableau II.5. Les sollicitations des différentes poutrelles dans l'entre sol 02

## ❖ RDC étage courant :

Type	ELU				ELS		
	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{int}$ (KN.m)	$M_T$ (KN.m)	V (KN)	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{int}$ (KN.m)	$M_T$ (KN.m)
<b>T1</b>	-1.556	-5.186	8.428	11.701	-1.126	-3.754	6.102
<b>T2</b>	-1.556	-5.578	7.77	-12.068	-1.126	-4.006	5.639
<b>T3</b>	-2.82	-9.852	14.191	16.196	-2.041	-7.076	10.298
<b>T4</b>	-2.819	-10.033	14.112	16.23	-2.04	-7.206	10.241
<b>T5</b>	-2.873	-10.237	14.377	-16.387	-2.08	-7.352	10.434
<b>T6</b>	-0.41	-3.424	4.482	9.288	-0.3	-2.459	3.265
<b>T7</b>	-1.114	-3.713	6.035	9.901	-0.806	-2.688	4.396
<b>T9</b>	-1.217	-4.87	6.19	-10.821	-0.881	-3.525	4.481

Tableau II.6. Les sollicitations des différentes poutrelles dans RDC

## ❖ Terrasse inaccessible

Type	ELU				ELS		
	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{int}$ (KN.m)	$M_T$ (KN.m)	V (KN)	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{int}$ (KN.m)	$M_T$ (KN.m)
<b>T1</b>	-1.673	-5.578	8.924	12.585	-1.222	-4.074	6.517
<b>T2</b>	-1.673	-5.767	8.457	-12.919	-1.222	-4.188	6.187
<b>T3</b>	-3.032	-10.186	15.32	17.341	-2.214	-7.397	11.258
<b>T6</b>	-0.44	-3.539	4.963	9.988	-0.32	-2.57	3.64
<b>T7</b>	-1.198	-3.993	6.389	10.649	-0.875	-2.917	4.666

Tableau II.7. Les sollicitations des différentes poutrelles dans la terrasse inaccessible

### II.1.4.2. Les sollicitations maximales :

Niveau	ELU				ELS		
	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{int}$ (KN.m)	$M_T$ (KN.m)	V (KN)	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{int}$ (KN.m)	$M_T$ (KN.m)
Entre sol 1	-4.042	-19.402	18.17	-23.997	-2.883	-13.599	12.699
Entre sol 2	-4.042	-19.02	18.274	-23.925	-2.883	-13.332	12.809
RDC	-2.873	-10.237	14.377	-16.387	-2.08	-7.352	10.434
Terrasse	-3.032	-10.186	15.32	17.341	-2.214	-7.397	11.258

Tableau II.8. Les sollicitations maximales

### II.1.5. Calcul de ferrailage

Le ferrailage des poutrelles des différents niveaux s'effectuera en fonction des sollicitations maximales, on procède avec un exemple illustratif du plancher terrasse inaccessible

#### ❖ Calcul des armatures longitudinal

##### ➤ En travée :

Les poutrelles se calculent comme des sections en T en flexion simple, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales

$$h_t = 20\text{cm}, h_0 = 4\text{cm}, b_0 = 10\text{cm}, d = 22\text{cm}, d' = 2\text{cm}, b = 55\text{cm}, \text{ et } M_t = 15.32 \text{ KN.m}$$

$$F_{c28} = 25\text{MPa}, f_{t28} = 2.1\text{MPa}, f_{bu} = 14.2 \text{ MPA}, F_e = 400\text{MPa}$$

#### • Moment équilibré par la table de compression

$$M_{tu} = f_{bu} * b * h_0 * \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 * 0.55 * 0.04 * \left( 0.22 - \frac{0.04}{2} \right) = 0.0625 \text{ MN.m}$$

$$M_u = 0.01532 \text{ MN.m} < M_{tu} = 0.0625 \text{ MN.m}$$

⇒ La table de compression n'est pas entièrement comprimée

L'axe neutre passe par la table de compression Donc, calcul d'une section rectangulaire (b\*h)

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} * b * d^2} = \frac{15.32 * 10^{-3}}{14.2 * 0.55 * 0.22^2} = 0.0405 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$



$A' = 0$ , donc les armatures dans la zone comprimée ne sont pas nécessaires

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) \Rightarrow 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.0405}) = 0.052$$

$$Z = d(1 - 0.4 * \alpha) = 0.22 * (1 - 0.4 * 0.052) = 0.215 \text{m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{z * f_{st}} = \frac{15.32 * 10^{-3}}{0.215 * 348} = 2.04 \text{cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 0.55 * 0.22 * 2.1}{400} = 1.46 \text{cm}^2$$

$A_{\min} < A_t^{\text{cal}} \Rightarrow$  on ferraille avec le (A) calculer

- **En appuis**
- **Appui intermédiaire**

Les moments aux niveaux des appuis sont négatifs ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendue n'intervient pas dans la résistance pour cela on va considérer une section ( $b_0 * h$ )

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{int}}}{b_0 * d^2 * f_{bu}} = \frac{10.186 * 10^{-3}}{0.1 * 0.22^2 * 14.2} = 0.148 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.149 < \mu_l = 0.392$$

$\Rightarrow A' = 0$ , les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) \Rightarrow 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.148}) = 0.201$$

$$Z = d(1 - 0.4 * \alpha) = 0.22(1 - 0.4 * 0.201) = 0.202 \text{m}$$

$$A_a = \frac{M_a^{\text{int}}}{z * f_{st}} = \frac{10.186 * 10^{-3}}{0.202 * 348} = 1.45 \text{cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 0.1 * 0.22 * 2.1}{400} = 0.265 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} < A_{a \text{ cal}}^{\text{int}} \Rightarrow \text{on ferraille avec (A) calculer}$$

➤ **Appuis de rives**

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_a^{\text{int}}}{b_0 * d^2 * f_{\text{bu}}} = \frac{3.03 * 10^{-3}}{0.1 * 0.22^2 * 14.2} = 0.044 > 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$\Rightarrow A' = 0$ , les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 0.056 \quad ; Z = 0.215\text{m} \quad ; A = 0.404\text{cm}^2 \quad ; A_{\min} = 0.265\text{cm}^2$$

❖ **Choix des barres**

Niveau	$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2)$	Choix des barres	$A_{\text{adopter}} (\text{cm}^2)$
En travée	2.04	2HA12	2.26
Appui Int	1.45	2HA10	1.57
Appui de rive	0.404	1HA8	0.5

Tableau .II.9. Choix des barres

❖ **Calcul des armatures transversales : (BAEL99 (article 5.1.2.2))**

$$\phi_t \geq \min\left(\phi_l^{\min}; \frac{b_0}{10}; \frac{h}{35}\right) = \min\left(8; \frac{100}{10}; \frac{240}{35}\right) = \min(8; 10; 6.85) = 6.85\text{mm}$$

soit  $\phi_t = 8\text{mm} \Rightarrow$  on va adopter un etrier  $\phi_8 \Rightarrow A_{\text{transversale}} = 1\phi_8 = 0.5\text{cm}^2$

❖ **Vérification au cisaillement CBA93**

$$\text{FPN} \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = \left(\frac{0.2 * 25}{1.5}; 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 * d} = \frac{17.341 * 10^{-3}}{0.1 * 0.22} = 0.78\text{MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$  pas de risque de rupture par cisaillement

❖ **Espacement**

$$1) S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \Rightarrow \min(0.9 * 22; 40\text{cm}) = 19.8\text{cm}$$

$$2) S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} = \frac{0.5 * 10^{-4} * 400}{0.4 * 0.1} = 0.5\text{m} = 50\text{cm}$$

$$3) S_t \leq \frac{0.8 * A_t * f_e}{b_0 * (\tau - 0.3 * f_{t28})} = \frac{0.8 * 0.5 * 10^{-4} * 400}{0.1 * (0.78 - 0.3 * 2.1)} = 64\text{cm}$$

$S_t = \min(1; 2; 3) = 19.8\text{cm}$ , on prend  $S_t = 15\text{cm}$ .

❖ **Vérification de la jonction table – nervure :**

$$\tau_u = \frac{b_1 * V_u^{\max}}{0.9 * b * h_0 * d} \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa}$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{55 - 10}{2} = 22.5\text{cm}$$

$$\tau_u = \frac{0.225 * 17.341 * 10^{-3}}{0.9 * 0.55 * 0.04 * 0.22} = 0.89\text{MPa} < 3.33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

⇒ pas de risque de cisaillement à la jonction table – nervure

❖ **Vérification des armatures longitudinales  $A_l$** ➤ **Appuis de rive**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s * V_u^{\max}}{f_e}$$

$$A_l = A_{\text{travee}} + A_{\text{rive}} = 2.26 + 0.5 = 2.76\text{cm}^2$$

$$A_l = 2.76\text{cm}^2 \geq \frac{1.15 * 17.341 * 10^{-3}}{400} = 0.49\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Appui intermédiaire :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u^{\max} + \frac{M_u}{0.9 * d} \right) = \frac{1.15}{400} \left( 17.341 * 10^{-3} + \frac{-10.186 * 10^{-3}}{0.9 * 0.22} \right) = -0.98\text{cm}^2 < 0$$

⇒ pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car, l'effort

tranchant est négligeable devant l'effet du moment.

❖ **Vérification de la bielle :**

$$V_u \leq 0.267b_0 * a * f_{c28} \quad ; \text{ avec } a = 0.9 * d$$

$$V_u = 17.341 * 10^{-3} \text{ MN} < 0.1287 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**➤ **Vérification des contraintes :**

$$\text{FPN} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPA}$$

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

$M_{ser}$  : moment max à l'ELS.

$I$  : moment d'inertie par rapport à l'axe neutre.

$Y$  : position de l'axe neutre.

$$I = \frac{b * y^3}{3} - (b - b_0) * \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15A(d - y)^2 + 15A'(d' - y)^2$$

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [15A + 15A' + (b - b_0)h_0]y - 15(Ad + A'd') - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0$$

➤ **En travée :**

$$M_{ser} = 11.258 \text{ KN.m} \quad ; A_t = 2.26 \text{ cm}^2$$

• **Position de l'axe neutre (H) :**

$$H = \frac{b * h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{55 * 4^2}{2} - 15 * 2.26 * (22 - 4)$$

$$H = -170.2 \text{ cm}^3 < 0$$

⇒ donc l'axe neutre passe par la nervure ... .. section en T

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [15A + 15A' + (b - b_0)h_0]y - 15(Ad + A'd') - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0$$

$$\frac{10}{2}y^2 + [15 * 2.26 * +0 + (55 - 10) * 4]y - 15 * (2.26 * 22 + 0) - (55 - 10) * \frac{4^2}{2} = 0$$

$$5y^2 + 213.9y - 1105.8 = 0 \quad \Rightarrow y = 4.66 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b * y^3}{3} - (b - b_0) * \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15A(d - y)^2 + 15A'(d' - y)^2$$

$$I = \frac{55 * 4.66^3}{3} - (55 - 10) * \frac{(4.66 - 4)^3}{3} + 15 * 2.26 * (22 - 4.66)^2 = 12043.82 \text{ cm}^4$$

- **Contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{11.258 * 10^{-3} * 0.0466}{12043.82 * 10^{-8}} = 4.35 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 4.35 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée.}$$

➤ **Appuis intermédiaires :**

$$M_{ser} = -7.397 \text{ KN.m} < 0 \dots \dots \dots \text{ le calcul se fait pour une section } (b_0 * h)$$

- **Calcul de y**

$$\frac{b_0}{2}y^2 - 15A(d - y) = \frac{10}{2}y^2 - 15 * 1.57 * (22 - y) = 5y^2 + 23.55y - 518.1 = 0$$

Après résolution de l'équation  $y = 8.09 \text{ cm}$

- **Calcul de I :**

$$I = \frac{b_0 * y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{10 * 8.09^3}{3} + 15 * 1.57 * (22 - 8.09)^2 = 6319.4 \text{ cm}^4$$

- **La contrainte :**

$$\sigma_{bc} = \frac{7.397 * 10^{-3} * 0.0809}{6319.4 * 10^{-8}} = 9.47 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 9.57 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

➤ **Appui de rive**

$$M_{ser} = -2.214 \text{ KN.m} < 0 \dots \dots \dots \text{ le calcul se fait pour une section } (b_0 * h)$$

- **Calcul de y**

$$\frac{b_0}{2}y^2 - 15A(d - y) = \frac{10}{2}y^2 - 15 * 0.5 * (22 - y) = 5y^2 + 7.5y - 165 = 0$$

Après résolution de l'équation  $y = 5.04$  cm

- **Calcul de I :**

$$I = \frac{b_0 * y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{10 * 5.04^3}{3} + 15 * 0.5 * (22 - 5.04)^2 = 2583.22 \text{ cm}^4$$

- **La contrainte :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2.214 * 10^{-3} * 0.0504}{2583.22 * 10^{-8}} = 4.32 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 4.32 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Etat limite de déformation :**

La vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A_t}{b_0 * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots (3) \\ l \leq 8 \dots \dots \dots (4) \end{array} \right.$$

l: portée entre nus d'appuis.

h: hauteur de la poutre

d: hauteur utile de la section

$b_0$ : la largeur de la nervure

$M_t$ : moment fléchissant en travée

$M_0$ : moment fléchissant maximal dans la travée supposée indépendante et

reposant sur deux appuis libre (travée isostatique )

A: section des armatures tendues

$f_e$ : limite élastique en (MPa)

Si ces conditions n'étaient pas vérifiées, le calcul des flèches devient indispensable.

Dans ce cas, la flèche total  $\Delta f$  doit satisfaire la condition :  $\Delta f \leq \bar{f}$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{24}{525} = 0.0457 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.0457 < \frac{11.258}{10 * 20.21} = 0.055 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b_0 * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.26}{10 * 22} = 0.0103 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$l \leq 8m \Rightarrow 5.25m < 8m \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

La première et la deuxième condition ne sont vérifiées alors on doit faire la vérification à la flèche selon le BAEL91 la flèche total est définie comme suit :

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji}$$

$f_{gv}$  et  $f_{gi}$ : flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées

respectivement .

$f_{ji}$ : flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en

oeuvre des cloisons.

$f_{pi}$ : flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

$$\bar{f} = \frac{l}{1000} + 0.5\text{cm} \quad \text{car } l > 5m$$

$$\bar{f} = \frac{525}{1000} + 0.5\text{cm} = 1.025\text{cm}$$

Il faut définir les différents chargements sur la poutrelle (aux différentes phases de construction).

G : poids total du plancher.

J : poids au moment de la pose des cloisons.

$$G=6.79\text{KN/m}^2$$

$$J=G-G'=6-3.59=3.2\text{KN/m}^2$$

$$G'=G_{\text{revetement}}+G_{\text{enduits}}+G_{\text{mortiers de pose}}+G_{\text{lit de sable}}=3.59\text{KN/m}^2$$

#### ❖ Sur la poutrelle

$$\begin{cases} q_g = G * l_0 = 6.79 * 0.55 = 3.7345 \text{ KN/m} \\ q_j = j * l_0 = 3.2 * 0.55 = 1.76 \text{ KN/m} \\ q_p = (G + Q) * l_0 = (6.79 + 1) * 0.55 = 4.2845 \text{ KN/m} \end{cases}$$

#### ❖ Calcul des moments en travées sous les différents chargements :

Les différents moments sont calculés avec la méthode de Caquot pour les différents chargements :

$$M_{j\text{ser}} = 4.14 \text{ KN.m} ; M_{g\text{ser}} = 8.74 \text{ KN.m} ; M_{p\text{ser}} = 10.01 \text{ KN.m}$$

#### ❖ Contraintes ( $\sigma_s$ ):

$$\begin{cases} \sigma_{sg} = 15 * \frac{M_{g\text{ser}} * (d - y)}{I} = 15 * \frac{8.74 * 10^{-3} * (0.22 - 0.0466)}{12043.82 * 10^{-8}} = 188.75 \text{ MPA} \\ \sigma_{sj} = 15 * \frac{M_{j\text{ser}} * (d - y)}{I} = 15 * \frac{4.14 * 10^{-3} * (0.22 - 0.0466)}{12043.82 * 10^{-8}} = 89.41 \text{ MPA} \\ \sigma_{sp} = 15 * \frac{M_{p\text{ser}} * (d - y)}{I} = 15 * \frac{10.01 * 10^{-3} * (0.22 - 0.0466)}{12043.82 * 10^{-8}} = 216.2 \text{ MPA} \end{cases}$$

#### ❖ Caractéristiques géométriques de la section :

$$\begin{cases} Y_G = \frac{\frac{b_0 * h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A * d + A' * d')}{(b_0 * h) + (b - b_0) * h_0 + n(A + A')} \\ I_0 = \frac{b * Y_G^3}{3} + b_0 \frac{(h - Y_G)^3}{3} - (b - b_0) \frac{(Y_G - h_0)^3}{3} + n[A(d - Y_G)^2 + A'(d' - Y_G)^2] \end{cases}$$

$Y_G$  : position du centre de gravité de la section (par rapport à la face supérieures)

$I_0$  : moment d'inertie de la section totale (acier+béton)

$n$  : coefficient d'équivalence ( $n=15$ )



$$Y_G = \frac{\frac{10 * 24^2}{2} + (55 - 10) \frac{4^2}{2} + 15(2.26 * 22)}{(10 * 24) + (55 - 10) * 4 + 15 * 2.26} = 8.8 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{55 * 8.8^3}{3} + 10 \frac{(24 - 8.8)^3}{3} - (55 - 10) \frac{(8.8 - 4)^3}{3} + 15[2.26 * (22 - 8.8)^2] = 28447.54 \text{ cm}^4$$

❖ **Calcul de  $\rho$  et  $\lambda$ :**

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 * d} = \frac{2.26}{10 * 22} = 0.0103$$

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28} * b}{(2b + 3b_0)\rho} \rightarrow \text{déformation instantanée} \\ \lambda_v = 0.4 * \lambda_i \rightarrow \text{déformation différée} \end{cases} \begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 * 2.1 * 0.55}{(2 * 0.55 + 3 * 0.1) * 0.0103} = 4.005 \\ \lambda_v = 0.4 * 4.005 = 1.60 \end{cases}$$

❖ **Calcul des coefficients  $\mu$ :**

$$\begin{cases} \mu_j = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.0103 * 89.41 + 2.1} = 0.36 \\ \mu_g = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.0103 * 188.75 + 2.1} = 0.62 \\ \mu_p = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.0103 * 216.2 + 2.1} = 0.66 \end{cases}$$

❖ **Calcul des inerties fictives  $I_f$ :**

$$I_{fij} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j} = \frac{1.1 * 28447.54}{1 + 4.005 * 0.36} = 12815.25 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g} = \frac{1.1 * 28447.54}{1 + 4.005 * 0.62} = 8984.035 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p} = \frac{1.1 * 28447.54}{1 + 4.005 * 0.66} = 8588.99 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g} = \frac{1.1 * 28447.54}{1 + 1.602 * 0.62} = 15699.21 \text{ cm}^4$$

❖ **Calcul des modules de Young :**

$$\begin{cases} E_i = 11000 * \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPA} \\ E_v = 3700 * \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPA} \end{cases}$$

## ❖ Calcul des flèches :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{ji} = \frac{M_{jser} * l^2}{10 * E_i * I_{f_{ij}}} = \frac{4.14 * 10^{-3} * 5.25^2}{10 * 32164.2 * 12815.25 * 10^{-8}} = 2.76 * 10^{-3}m \\ f_{gi} = \frac{M_{gser} * l^2}{10 * E_i * I_{f_{ig}}} = \frac{8.74 * 10^{-3} * 5.25^2}{10 * 32164.2 * 8984.035 * 10^{-8}} = 8.33 * 10^{-3}m \\ f_{pi} = \frac{M_{pser} * l^2}{10 * E_i * I_{f_{ip}}} = \frac{10.01 * 10^{-3} * 5.25^2}{10 * 32164.2 * 8588.99 * 10^{-8}} = 9.98 * 10^{-3}m \\ f_{gv} = \frac{M_{gser} * l^2}{10 * E_v * I_{f_{vg}}} = \frac{8.74 * 10^{-3} * 5.25^2}{10 * 10818.86 * 15699.21 * 10^{-8}} = 0.01m \end{array} \right.$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji}$$

$$\Delta f = 0.014 + 0.00998 - 0.00833 - 0.00276 = 0.013m$$

$\Delta f = 1.3cm > \bar{f} = 1.025cm$  ... la flèche n'est pas vérifiée → Augmenter la section d'acier

On adopte la section d'acier suivante :  $2HA12+1HA10=3.05cm^2$

Pour les autres planchers on procède de la même manière pour le calcul de ferrailage à l'ELU et à l'ELS .Les résultats sont présenter dans les tableaux suivants :

Niveau	Endroit	M (kn.m)	$U_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (Cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (Cm <sup>2</sup> )	$A_{adp}$ (Cm <sup>2</sup> )
<b>E/S 1</b>	<b>Travée</b>	18.17	0.047	0.061	0.214	2.42	1.46	3HA14=4.62
	<b>App<sub>int</sub></b>	-19.42	0.282	0.425	0.182	3.05	0.26	2HA14=3.08
	<b>App<sub>riv</sub></b>	-4.042	0.058	0.75	0.213	0.544	0.26	1HA10=0.79
<b>E/S2</b>	<b>Travée</b>	18.274	0.048	0.062	0.214	2.45	1.46	3HA14=4.62
	<b>App<sub>int</sub></b>	-19.02	0.277	0.414	0.183	2.98	0.26	2HA14=3.08
	<b>App<sub>riv</sub></b>	-4.042	0.058	0.075	0.213	0.544	0.26	1HA10=0.79
<b>RDC</b>	<b>Travée</b>	14.377	0.038	0.048	0.215	1.91	1.46	2HA12+1HA10=3.05
	<b>App<sub>int</sub></b>	-10.237	0.149	0.202	0.202	1.45	0.26	2HA10=1.57
	<b>App<sub>riv</sub></b>	-2.873	0.042	0.053	0.215	0.38	0.26	1HA8=0.5
<b>TER/INC</b>	<b>Travée</b>	15.32	0.0405	0.052	0.215	2.04	1.46	2HA12+1HA10=3.05
	<b>App<sub>int</sub></b>	-10.186	0.148	0.201	0.202	1.45	0.26	2HA10=1.57
	<b>App<sub>riv</sub></b>	-3.032	0.044	0.056	0.215	0.404	0.26	1HA8=0.5

Tableau II.10. Résultat de ferrailage des les différents niveaux

Les vérifications des poutrelles aux états limites sont illustrées dans les tableaux suivants:

❖ Vérifications à l'ELU

Niveaux	Cisaillement	Bielle	Armatures longitudinales		Jonction
			Appui rive	Appui int	
Entre sol1	1.09<3.33	0.02399<0.132	5.31>0.68	5.31>-2.12	1.24<3.33
Entre sol2	1.087<3.33	0.02392<0.132	5.31>0.68	5.31>-2.07	1.23<3.33
RDC	0.74<3.33	0.016387<0.12	3.55>0.47	3.55>-1.02	0.84<3.33
Ter/inc	0.78<3.33	0.00173<0.128	3.55>0.49	3.55>-0.98	0.89<3.33

Tableau II.11. Les vérification des poutrelles à l'ELU dans les différents niveaux

❖ Vérification a l'ELS :

Niveaux	Endroit	M (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	Contraintes (MPa)	obs.
Entre sol1	Travée	12.699	4.62	6.6	21073.75	3.97<15	vérifiée
	Appui <sub>int</sub>	-13.599	3.08	10.7	10576.51	13.75<15	vérifiée
	Appui <sub>riv</sub>	-2.883	0.79	6.13	3753.22	4.7<15	vérifiée
Entre sol2	Travée	12.809	4.62	6.6	21073.75	4.01<15	vérifiée
	Appui <sub>int</sub>	-13.332	3.08	10.7	10576.51	13.48<15	vérifiée
	Appui <sub>riv</sub>	-2.833	0.79	6.13	3753.22	4.62<15	vérifiée
RDC	Travée	10.434	3.05	5.4	15452.55	3.64<15	vérifiée
	Appui <sub>int</sub>	-7.352	1.57	8.09	6319.4	9.41<15	vérifiée
	Appui <sub>riv</sub>	-2.08	0.5	5.04	2583.32	4.05<15	Vérifiée
Terr/inc	Travée	11.258	3.05	5.4	15452.55	4.35<15	Vérifiée
	Appui <sub>int</sub>	-7.397	1.57	8.09	6319.4	9.57<15	Vérifiée
	Appui <sub>riv</sub>	-2.214	0.5	5.04	2583.32	4.32<15	Vérifiée

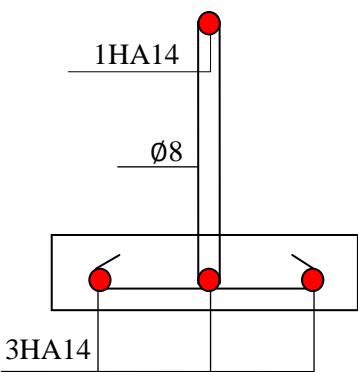
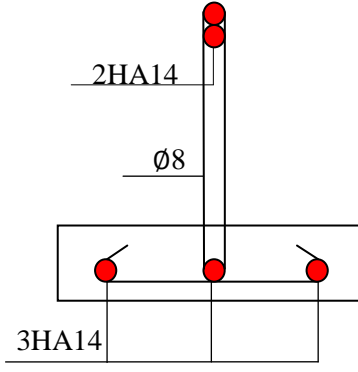
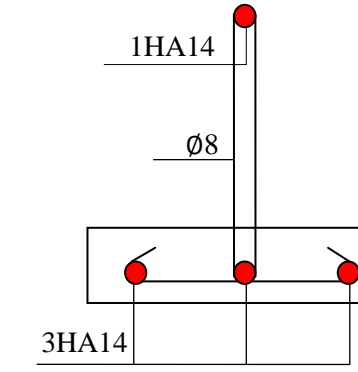
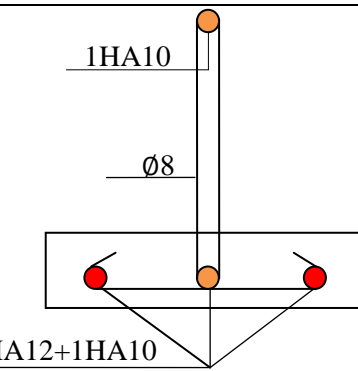
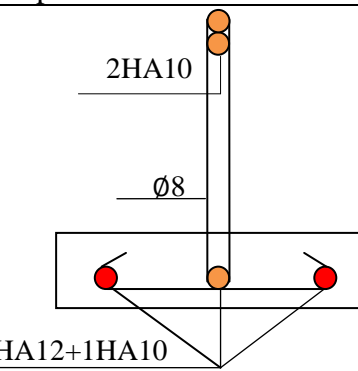
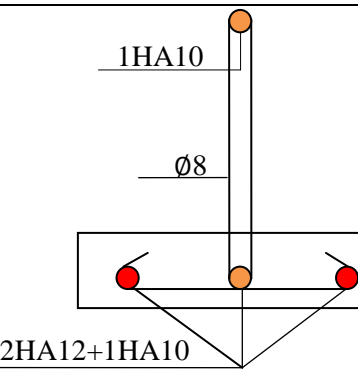
Tableau II.12. Les vérifications des poutrelles à l'ELS dans les différents niveaux

## ❖ Vérification de la flèche

Plancher	Entre sol1	Entre sol 2	RDC	Terr/inc
$q_{jser}$ (KN/m)	1.76	1.76	1.76	1.76
$q_{gser}$ (KN/m)	2.6345	2.6345	3.124	3.7345
$q_{pser}$ (KN/m)	5.3845	5.3845	3.949	4.2845
$M_{jser}$ (KN.m)	4.5	4.2	4.5	4.14
$M_{gser}$ (KN.m)	6.21	6.27	7.37	8.78
$M_{pser}$ (KN.m)	12.7	12.82	9.32	10.01
$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	33959.46	33959.46	30465.34	30465.34
$\rho$	0.021	0.0205	0.014	0.014
$\lambda_i$	1.964	2	2.97	2.97
$\lambda_v$	0.785	0.8	1.19	1.19
$\sigma_{sj}$ (MPA)	49.32	46.04	72.51	66.71
$\sigma_{sg}$ (MPA)	68.07	68.73	118.76	140.83
$\sigma_{sp}$ (MPA)	139.211	140.53	150.18	161.3
$\mu_j$	0.41	0.37	0.4	0.37
$\mu_g$	0.53	0.52	0.58	0.63
$\mu_p$	0.73	0.73	0.65	0.67
$If_{ij}$ (cm <sup>4</sup> )	20753.003	21468.62	15316.21	15966.4
$If_{ig}$ (cm <sup>4</sup> )	18311.47	18311.47	12308.77	11672.13
$If_{ip}$ (cm <sup>4</sup> )	15309.6	15185.12	11435.54	11208.36
$If_{vg}$ (cm <sup>4</sup> )	26380.93	26380.93	19827.16	19152.92
$f_{ji}$ (m)	0.00189	0.00171	0.00256	0.00222
$f_{gi}$ (m)	0.00296	0.00299	0.00523	0.00641
$f_{pi}$ (m)	0.00724	0.00737	0.00711	0.0076
$f_{vg}$ (m)	0.00611	0.00617	0.00965	0.011
$\Delta f$ (m)	0.0085	0.00884	0.00897	0.01002
$f_{adm}$ (m)	0.0103	0.0103	0.0103	0.01025
Observation	vérifiée	Vérifiée	vérifiée	Vérifiée

Tableau II.13. Vérification de la flèche dans les différents niveaux

### II.1.6. Schéma de ferrailage des poutrelles :

détaille schéma de ferrailage des poutrelles de l'entresol (1) et (2)		
		
Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
détaille schéma de ferrailage des poutrelles de RDC et terrasse inaccessible		
		
Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive

**Tableau II.14.** Détail des schémas de ferrillages des poutrelles dans les différents niveaux

### II.1.7. Etude de la dalle de compression :

La dalle de compression est armée d'un quadrillage (généralement trilles à soudés) dont la section est déterminée comme suit selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3) :

❖ **Armatures perpendiculaires aux nervures :**

$$A_{\perp} = \frac{4 * b}{f_e} \dots \dots \dots \text{si } 50\text{cm} < l_0 < 80\text{cm}$$

$$A_{\perp} = \frac{200}{f_e} \dots \dots \dots \text{si } l_0 < 50\text{cm}$$

❖ **Armatures parallèles aux nervures :**

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2}$$

Les espacements des barres de la DDC ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

{ 20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles  
 { 33cm pour les armatures parallèles aux poutrelles

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Armatures } \perp: A_{\perp} = \frac{4 * b}{f_e} = \frac{4 * 55}{400} = 0.55 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ \text{Armatures } \parallel: A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.55}{2} = 0.275 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

❖ Choix des barres :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\perp}: 5\emptyset 6/\text{ml} = 1.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow St = 20\text{cm} \leq 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ A_{\parallel}: 5\emptyset 6/\text{ml} = 1.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow St = 25\text{cm} \leq 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc on adopte un treillis à soudé TS  $\emptyset 6(20 * 25)$

### II.1.7.1. Schéma de ferrailage de la dalle de compression :

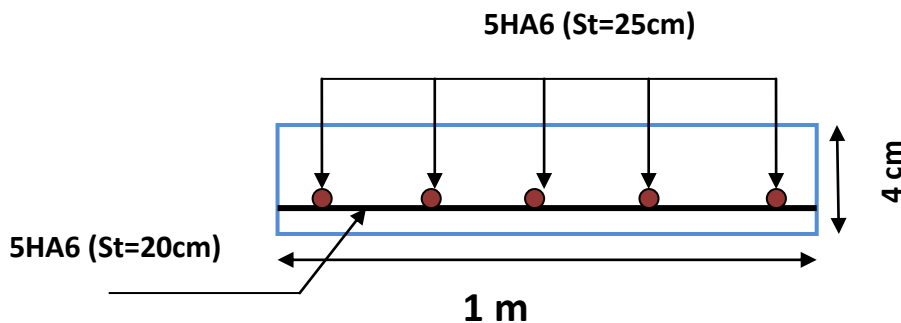


Figure II.2. schéma de ferrailage de la dalle de compression

### III.2. Etude des dalles pleines :

Les dalles pleines sont des éléments de faible épaisseur par rapport aux autres dimensions charges perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur 1, 2, 3 ou 4 appuis.

Elles sont calculées selon leur mode d'appuis et le rapport  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

{  $\rho \leq 0.4 \Rightarrow$  la dalle travaille suivant un seul sens  
 {  $\rho > 0.4 \Rightarrow$  la dalle travaille suivant les deux sens

#### III.2.1. Type 01 : dalle sur deux appuis (balcon)

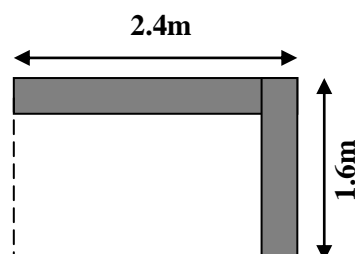


Figure II.3. Schéma de la dalle type 01 sur deux appuis

$$\begin{cases} G = 5.50 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\rho = \frac{160}{240} = 0.66 > 0.4 \quad \Rightarrow \text{alors la dalle travaille dans les deux sens}$$

### II.2.1.1. Calcul des sollicitations :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 5.37 + 1.5 * 3.5 = 12.675 \text{ KN/m}$$

$$\rho = 0.66 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0789 \\ \mu_y = 0.541 \end{cases}$$

#### ❖ Calcul des moments isostatiques :

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x * (q_u * l_x^2) = 0.0789 * (12.675 * 1.6^2) = 2.56 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y * M_0^x = 0.541 * 2.52 = 1.38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### ❖ Calcul des moments réels :

$$\text{En travée: } \begin{cases} M_t^x = 0.85 * M_0^x = 0.85 * 2.56 = 2.176 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 * M_0^y = 0.85 * 1.38 = 1.173 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appui : } \begin{cases} M_a^x = M_a^y = -0.5 * M_0^x = -0.5 * 2.56 = -1.28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### II.2.1.2. Calcul de ferrailage :

#### ❖ Sens x-x

##### ➤ En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{f_{bu} * b * d^2} = \frac{2.176 * 10^{-3}}{1 * 0.1^2 * 14.2} = 0.0153 < 0.186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) \Rightarrow 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.0153}) = 0.0193$$

$$Z = d(1 - 0.4 * \alpha) = 0.1 * (1 - 0.4 * 0.0193) = 0.0992 \text{ m}$$

$$A_{tx} = \frac{M_t^x}{z * f_{st}} = \frac{2.176 * 10^{-3}}{0.0992 * 348} = 0.63 \text{ cm}^2$$

➤ **En appui**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^x}{f_{bu} * b * d^2} = \frac{1.28 * 10^{-3}}{1 * 0.1^2 * 14.2} = 0.009 < 0.186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.0113 \quad ; Z = 0.0995m \quad ; A_{ax} = 0.37cm^2$$

❖ **Sens y-y**➤ **En travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{f_{bu} * b * d^2} = \frac{1.173 * 10^{-3}}{1 * 0.1^2 * 14.2} = 0.0082 < 0.186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.01 \quad ; Z = 0.0995m \quad , A_{ty} = 0.338cm^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

Pour :  $e \geq 12cm$  ,  $\rho > 0.4$  ,  $f_e E400$

$$A_x^{min} = 0.0008 * \frac{3 - \rho}{2} * b * e = 0.0008 * \frac{3 - 0.66}{2} * 100 * 12 = 1.1232cm^2/ml$$

$$A_y^{min} = 0.0008 * b * e = 0.0008 * 100 * 12 = 0.96cm^2/ml$$

$A_{min} > A_t \Rightarrow$  condition non vérifiée. Donc on ferraille avec  $A_{min}$

$A_{min} > A_a \Rightarrow$  condition non vérifiée. Donc on ferraille avec  $A_{min}$

❖ **Espacement des armatures**

Fissuration peut nuisible

{Sens x - x :  $St \leq \min(3e, 33cm) = \min(36cm, 33cm) = 33cm \rightarrow$  soit:  $St = 25cm$

{Sens y - y :  $St \leq \min(4e, 45cm) = \min(48cm, 45cm) = 45cm \rightarrow$  soit:  $St = 25cm$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Dalle pleine	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	Choix des barres	St (cm)	
DP1	$M_t^x$	2.176	0.0153	0.019	0.0992	0.63	1.21	4HA10=3.14	25
	$M_t^y$	1.173	0.0082	0.01	0.0995	0.338	0.96	4HA10=3.14	25
	$M_a^{x=y}$	1.28	0.009	0.011	0.0995	0.37	0.96	4HA8=2.01	25
DP2	$M_t^x$	11.95	0.084	0.011	0.0955	3.59	1.21	4HA12=4.52	25
	$M_t^y$	8.40	0.059	0.0762	0.096	2.48	0.96	4HA10A=3.14	25
	$M_a^{x=y}$	7.03	0.0495	0.063	0.097	2.07	0.96	4HA10=3.14	



<b>DP3'</b>	$M_t^x$	1.581	0.011	0.014	0.0999	0.45	1.11	4HA10=3.14	25
	$M_t^y$	0.9	0.0063	0.008	0.0996	0.26	0.96	4HA10A=3.14	
	$M_a^x$	0.558	0.004	0.005	0.0998	0.16	1.11	4HA8=2.01	
	$M_a^y$	0.315	0.0022	0.003	0.0998	0.9	0.96	4HA8=2.01	
<b>DP3</b>	$M_t^x$	2.58	0.018	0.023	0.099	0.75	0.96	4HA8=2.01	25
	$M_a^x$	1.52	0.011	0.013	0.0994	0.44	0.96	3HA8=1.51	
<b>DP4</b>	$M_t^x$	17.65	0.124	0.166	0.0933	5.43	1.21	7HA12=7.92	25
	$M_a^x$	10.38	0.073	0.0948	0.096	3.10	0.96	4HA12A=4.52	

Tableau II.15. Sollicitations et ferrailage dans les différentes dalles

## ❖ Vérification de l'effort tranchant :

$$\rho > 0.4$$

$$\begin{cases} V_x = \frac{q * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{12.5 * 1.6}{2} * \frac{2.4^4}{1.6^4 + 2.4^4} = 8.35 \text{ KN} \\ V_y = \frac{q * l_y}{2} * \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{12.5 * 2.4}{2} * \frac{1.6^4}{1.6^4 + 2.4^4} = 2.47 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{V_x}{b * d} = \frac{8.35 * 10^{-3}}{1 * 0.1} = 0.0835 \text{ MPA} \\ \tau_u = \frac{V_y}{b * d} = \frac{2.47 * 10^{-3}}{1 * 0.1} = 0.0247 \text{ MPA} \end{cases}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0.07 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 * 25}{1.5} = 1.167 \text{ MPA}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPA}$$

Pas de rupture par cisaillement, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Dalle pleine	Sens	$V_u$ (KN)	$\tau_u$ (MPA)	$\bar{\tau}_u$ (MPA)	Observation
<b>DP1</b>	X	8.35	0.0835	1.167	Vérifiée
	Y	2.47	0.0247	1.167	Vérifiée
<b>DP2</b>	X	8.35	0.0835	1.167	Vérifiée
	Y	0.85	0.0247	1.167	Vérifiée
<b>DP3'</b>	X	9.335	0.09335	1.167	Vérifiée
	Y	3.009	0.030	1.167	Vérifiée
<b>DP3</b>	X	7.6	0.076	1.167	Vérifiée
<b>DP4</b>	X	23.27	0.232	3.25	Vérifiée

Tableau II.16. Vérification au cisaillement dans les différents types de dalles

## ❖ Vérification à l'ELS :

$$q_s = G + Q = 5.37 + 3.5 = 8.87 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0.66 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0733 \\ \mu_y = 0.3820 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x * (q_s * l_x^2) = 0.0733 * (8.87 * 1.6^2) = 1.664 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y * M_0^x = 0.382 * 1.664 = 0.635 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ser}^{tx} = 0.85 * M_0^x = 1.414 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^{ty} = 0.85 * M_0^y = 0.548 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \{ M_{ser}^{ay} = M_{ser}^{ax} = -0.5 * M_0^x = -0.832 \text{ KN.m} \}$$

## ❖ Vérification de la contrainte dans le béton

## ➤ En travées

- Sens x-x

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I}$$

## ➤ Calcul de y

$$\frac{b * y^2}{2} + 15Ay - 15Ad = 0 \equiv 50y^2 + 47.1y - 471 = 0$$

Après résolution de l'équation :  $y=2.63\text{cm}$

## ➤ Calcul de I

$$I = \frac{b * y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{100 * 2.63^3}{3} + 15 * 3.14 * (12 - 2.63)^2 = 3167.57 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1.414 * 10^{-3} * 0.0263}{3167.57 * 10^{-8}} = 1.17 \text{ MPA}$$

$\sigma_{bc} = 1.17 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$ , pas de risque de fissuration du béton

- Sens y-y

$$Y=2.63\text{cm} \quad ; I=3167.57\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.548 * 10^{-3} * 0.0263}{3167.57 * 10^{-8}} = 0.45 \text{ MPA}$$

$\sigma_{bc} = 0.45 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$  , pas de risque de fissuration du béton

➤ **En appui**

$Y=2.17\text{cm}$  ;  $I=2189.07\text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.832 * 10^{-3} * 0.0217}{2189.07 * 10^{-8}} = 0.82 \text{ MPA}$$

$\sigma_{bc} = 0.82 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$  , pas de risque de fissuration du béton

❖ **Vérification de la contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_{st} = \frac{15M_{ser}}{I} * (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta * f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPA}$$

➤ **En travée :**

- **Sens x-x**

$$\sigma_{st} = \frac{15M_{ser}}{I} * (d - y) = \frac{15 * 1.414 * 10^{-3}}{3167.57 * 10^{-8}} * (0.1 - 0.0263)$$

= 49.34 MPA < 201.63 MPA ... .. condition vérifiée

- **Sens y-y**

$$\sigma_{st} = \frac{15 * 0.548 * 10^{-3}}{3167.57 * 10^{-8}} * (0.1 - 0.0263) = 19.12 \text{ MPA}$$

= 19.12 MPA < 201.63 MPA ... .. condition vérifiée

➤ **En appui**

$$\sigma_{st} = \frac{15 * 0.832 * 10^{-3}}{2189.07 * 10^{-8}} * (0.1 - 0.0217) = 44.64 \text{ MPA}$$

= 44.64 MPA < 201.63 MPA ... .. condition vérifiée

DP	sens	M <sub>ser</sub> (KN.)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub>	$\overline{\sigma}_{bc}$	Observation	σ <sub>st</sub>	σ <sub>st</sub>	Observation
DP1	M <sub>t</sub> <sup>x</sup>	1.664	2.63	3167.5	1.17	15	Vérifiée	49.43	201.63	Vérifiée
	M <sub>t</sub> <sup>y</sup>	1.414	2.63	3167.5	0.45	15	Vérifiée	19.12	201.63	Vérifiée
	M <sub>a</sub> <sup>x=y</sup>	0.832	2.17	2189.07	0.75	15	Vérifiée	44.63	201.63	Vérifiée
DP2	M <sub>t</sub> <sup>x</sup>	8.48	3.06	4800.8	5.40	15	Vérifiée	183.87	201.63	Vérifiée
	M <sub>t</sub> <sup>y</sup>	4.23	2.63	3167.57	3.51	15	Vérifiée	147.62	201.63	Vérifiée
	M <sub>a</sub> <sup>x=y</sup>	4.98	2.63	3167.57	4.94	15	Vérifiée	173.80	201.63	Vérifiée
DP3'	M <sub>t</sub> <sup>x</sup>	2.38	2.63	3167.57	1.97	15	Vérifiée	83.06	201.63	Vérifiée
	M <sub>t</sub> <sup>y</sup>	0.97	2.63	3167.57	0.8	15	Vérifiée	33.85	201.63	Vérifiée
	M <sub>a</sub> <sup>x</sup>	1.4	2.17	2189.07	1.38	15	Vérifiée	75.11	201.63	Vérifiée
	M <sub>a</sub> <sup>y</sup>	0.57	2.17	2189.07	0.56	15	Vérifiée	30.58	201.63	Vérifiée
DP3	M <sub>t</sub> <sup>x</sup>	1.86	2.17	1882.52	2.15	15	Vérifiée	116.5	201.63	Vérifiée
	M <sub>a</sub> <sup>y</sup>	1.1	1.91	1854.87	0.11	15	Vérifiée	71.96	201.63	Vérifiée
DP4	M <sub>t</sub> <sup>x</sup>	13.17	3.82	7518.1	0.67	15	Vérifiée	16.22	201.63	Vérifiée
	M <sub>a</sub> <sup>y</sup>	7.75	3.06	4800.8	0.49	15	Vérifiée	16.80	201.63	Vérifiée

**Tableau II.17.** Les vérifications des contraintes dans les différentes dalles pleines

❖ **Vérification de la flèche**

$$\text{sens x} \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_{tx}}{20 * M_{0x}}\right) \Rightarrow 0.075 > 0.0427 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{A}{b * d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.00314 < 0.005 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

$$\text{sens y} \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_{ty}}{20 * M_{0y}}\right) \Rightarrow 0.05 > 0.043 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{A}{b * d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.00314 < 0.005 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

La vérification n'est pas nécessaire dans les deux directions.

Dalle pleine	sens	b (cm)	e (cm)	L (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Condition			Obs
						1	2	3	
DP1	X	100	12	140	3.14	0.85 > 0.043	0.0031 < 0.005	140 < 800	Vérifiée
	Y	100	12	240	3.14	0.5 > 0.043	0.0031 < 0.005	240 < 800	Vérifiée
DP2	X	100	12	140	4.52	0.85 > 0.425	0.0042 < 0.005	140 < 800	Vérifiée
	Y	100	12	300	3.14	0.4 > 0.0425	0.0031 < 0.005	300 < 800	Vérifiée
DP3'	X	100	12	240	3.14	0.5 > 0.0425	0.0031 < 0.005	240 < 800	Vérifiée
	Y	100	12	350	3.14	0.034 < 0.042	0.0031 < 0.005	350 < 800	Non vérifiée
DP3	X	100	12	160	2.01	0.075 > 0.042	0.002 < 0.005	160 < 800	Vérifiée
DP4	Y	100	12	120	7.92	0.1 > 0.042	0.0079 > 0.005	120 < 800	Non vérifiée

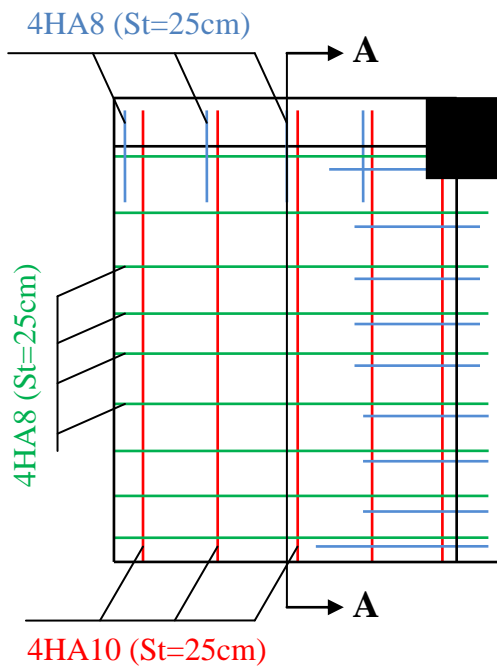
**Tableau II.18.** État limite de déformation dans les différentes dalles pleines

**Remarque :**

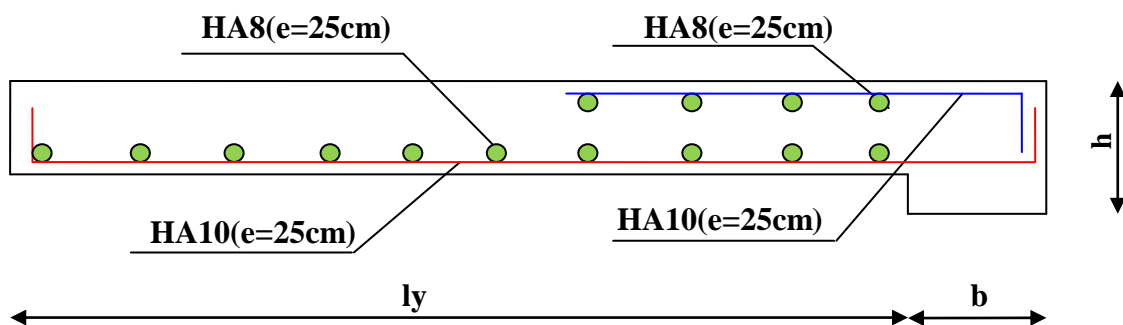
La flèche n'est pas vérifiée dans le cas de la dalle DP3' et DP4 dans le sens (y-y), les résultats de la vérification seront récapitulés dans le tableau qui suit :

DP	Sens	J (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )	P (KN/m <sup>2</sup> )	Fgi (mm)	fgv (mm)	fji (mm)	fpi (mm)	$\Delta f$ (mm)	$\bar{f}$ (mm)
DP3'	y-y	3	5.37	8.87	0.255	0.765	0.1424	0.421	0.778	7
DP4	y-y	3	5.37	8.87	0.271	0.756	0.1336	0.677	1.028	4.8

**Tableau II.19.** Récapitulatif des vérifications de la flèche

**II.2.1.3. Schémas de ferrailage :**

**Figure II.4.** Schéma de ferrailage dalle pleine DP1



**Figure II.4.** Coupe A-A

### II.3.Calcul des escaliers :

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre sur deux appuis uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose.

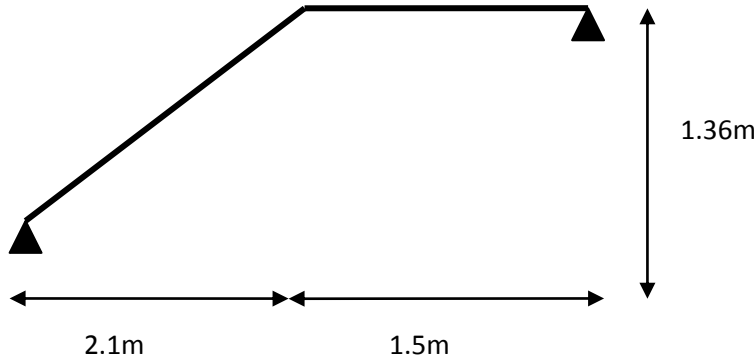


Figure II.8. Schéma statique de l'escalier

$$L=4.19\text{m} \quad ; e=14\text{cm} \quad ; \theta = 32.92^\circ$$

#### II.3.1.Etude de la Première volée :

##### II.3.1.1.Calcul des sollicitations :

$$\text{palier} \begin{cases} G_p = 4.9 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad \text{volée} = \begin{cases} G_v = 8.24 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

❖ Calcul du chargement qui revient à l'escalier :

$$\text{ELU} \begin{cases} q_v^u = (1.35G_v + 1.5Q_v) * 1\text{ml} = (1.35 * 8.24 + 1.5 * 2.5) * 1 = 14.874 \text{ KN/m} \\ q_p^u = (1.35G_p + 1.5Q_p) * 1\text{ml} = (1.35 * 5.4 + 1.5 * 2.5) * 1 = 10.365 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} q_v^s = (G_v + Q_v) * 1\text{ml} = (8.24 + 2.5) * 1 = 10.74 \text{ KN/m} \\ q_p^s = (G_p + Q_p) * 1\text{ml} = (5.4 + 2.5) * 1 = 7.4 \text{ KN/m} \end{cases}$$

❖ Calcul des réactions d'appuis :

On va déterminer les réactions et les sollicitations avec la méthode R.D.M

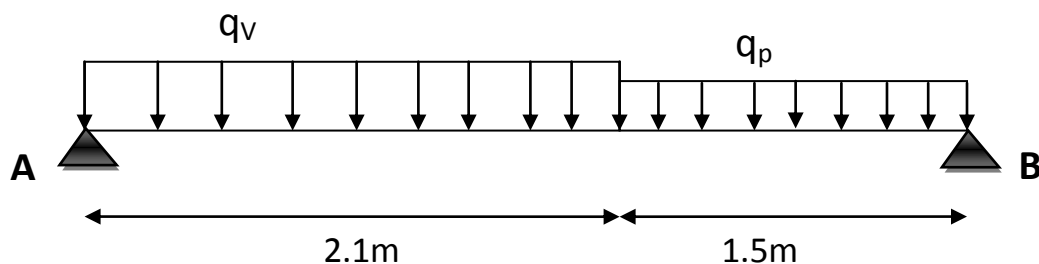


Figure II.9. Schéma statique de l'escalier

$$\sum M = 0 \rightarrow \begin{cases} R_A = 1.4875q_V + 0.3125q_P \\ R_B = 1.1875q_V + 0.6125q_P \end{cases}$$

$$\text{ELU} \begin{cases} R_A = 25.37 \text{KN} \\ R_B = 21.41 \text{KN} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} R_A = 18.28 \text{KN} \\ R_B = 15.36 \text{KN} \end{cases}$$

❖ Calcul des sollicitations :

➤  $0 \leq x \leq 1.5 \text{m}$

$$\sum F_V = 0 \equiv T = R_B - q_P * x$$

$$\text{ELU} \begin{cases} T(0) = 21.41 \text{KN} \\ T(1.5) = 5.86 \text{KN} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} T(0) = 15.36 \text{KN} \\ T(1.5) = 4.26 \text{KN} \end{cases}$$

$$\sum M = 0 \equiv M_z = R_B * x - q_P * \frac{x^2}{2}$$

$$\text{ELU} \begin{cases} M_z(0) = 0 \text{KN.m} \\ M_z(1.5) = 20.45 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} M_z(0) = 0 \text{KN.m} \\ M_z(1.5) = 14.72 \text{KN.m} \end{cases}$$

➤  $0 \leq x \leq 2.1 \text{m}$

$$\sum F_V = 0 \equiv T = q_V * x - R_A$$

$$\text{ELU} \begin{cases} T(0) = 25.37 \text{KN} \\ T(2.1) = 5.86 \text{KN} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} T(0) = 18.28 \text{KN} \\ T(2.1) = 4.27 \text{KN} \end{cases}$$

$$\sum M = 0 \equiv M_z = R_A * x - q_V * \frac{x^2}{2}$$

$$\text{ELU} \begin{cases} M_z(0) = 0 \text{KN.m} \\ M_z(2.1) = 20.5 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} M_z(0) = 0 \text{KN.m} \\ M_z(2.1) = 14.71 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{dM_z}{dx} = 0 \rightarrow \begin{cases} \text{ELU} \Rightarrow x = 1.70 \text{m} \\ \text{ELS} \Rightarrow x = 1.70 \text{m} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{\max} = 21.63 \text{KN.m} \\ M_{\max} = 16.45 \text{KN.m} \end{cases}$$

❖ Calcul des moments réels :

$$\begin{cases} M_t = 0.75 * M_{\max} \\ M_a = -0.5 * M_{\max} \end{cases}$$

$$\text{ELU} \begin{cases} M_t = 16.22 \text{KN.m} \\ M_a = -10.81 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} M_t = 12.33 \text{KN.m} \\ M_a = -8.23 \text{KN.m} \end{cases}$$

### II.3.1.2. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple avec  $M_t^{\max}$  en travée et  $M_a^{\max}$  en appui pour une section  $(b \cdot e) = (100 \cdot 14) \text{ cm}^2$ .

$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{adopté}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	St (cm)
Travée	16.22	0.0793	0.115	4.05	1.45	4HA12=4.52	25
Appui	-10.81	0.0528	0.116	2.66	1.45	3HA12=3.39	25

Tableau II.20. Résultats du ferrailage de l'escalier

#### ❖ Armatures de repartiptions :

Nous avons des charges reparties, donc :  $A_r = \frac{A_{principale}}{4}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } A_r = \frac{4.52}{4} = 1.1543 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{soit 4HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ \text{En appui : } A_r = \frac{3.39}{4} = 0.8475 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{soit 4HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

#### ❖ Vérifications :

##### ➤ Vérification de l'espacement :

Armatures principales :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots$  vérifiée

Armatures secondaires :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(4e; 45) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots$  vérifiée

##### ➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{25.37 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.12} = 0.211 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}; 4 \text{ MPA}) = 3.25 \text{ MPA}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots$  condition vérifiée

##### ➤ Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_l \geq \frac{1.15 \cdot V}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 3.39 + 4.52 = 7.91 \text{ cm}^2 \\ A_l = 7.91 \text{ cm}^2 > \frac{1.15 \cdot 25.37 \cdot 10^{-3}}{400} = 0.73 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée} \end{array} \right.$$



## ❖ Vérification à l'ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible alors nous n'avons qu'à vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s * y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

Dont on va résumer dans le tableau suivant :

$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
$M_t$	12.33	6324.56	6.64	15	vérifiée
$M_a$	8.23	5018.85	4.92	15	vérifiée

**Tableau II.21.** Résultats de la vérification à l'ELS de l'escalier

## ➤ État limite de déformation :

La vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \equiv 0.0388 < 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \equiv 0.038 > 0.0375 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \equiv 0.00376 < 0.0105 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$l < 8m \equiv 3.6m < 8m \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

La première condition n'est pas vérifiée donc il ya lieu de vérifier la flèche, dont on va résumer dans le tableau qui suit :

$M_j$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_p$ (KN.m)	$f_{gi}$ (mm)	$f_{ji}$ (mm)	$f_{pi}$ (mm)	$f_{gv}$ (mm)	$\Delta f$ (mm)	$\bar{f}$ (mm)	observation
6.663	8.32	11.357	2.7	1.61	3.41	5.43	4.53	7.2	vérifiée

**Tableau II.22.** Résultats de la vérification de la flèche de l'escalier

### II.3.1.3. Schéma de ferrailage :

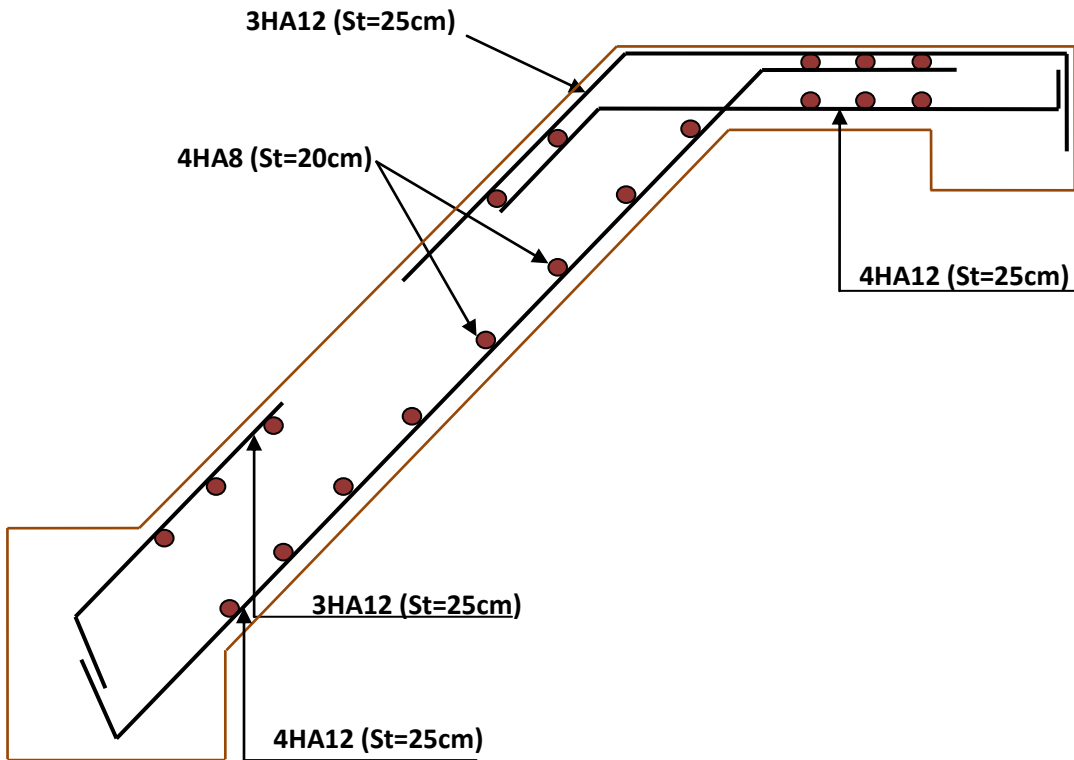


Figure II.10. Schéma de ferrailage de la volée V1, V3

### II.3.2. Etude de la deuxième volée :

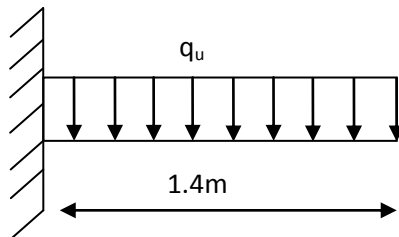


Figure II.11. Schéma statique de la volée 2

Ce type de volée est modélisé en console

$$G=8.08 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q=2.5 \text{ KN/m}^2$$

❖ Calcul à l'ELU :

$$q_u = 1.35 * 8.08 + 1.5 * 2.5 = 14.658 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} M_u = \frac{q_u * l^2}{2} = \frac{14.658 * 1.4^2}{2} = 14.36484 \text{ KN.m} \\ V_u = q_u * l = 14.658 * 1.4 = 20.5212 \text{ KM} \end{cases}$$

## ❖ Calcul à l'ELS :

$$q_s = 8.08 + 2.5 = 10.58 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} M_s = \frac{q_s * l^2}{2} = \frac{10.58 * 1.4^2}{2} = 10.36484 \text{ KN.m} \\ V_s = q_s * l = 10.58 * 1.4 = 14.812 \text{ KN} \end{cases}$$

**II.3.2.1. Calcul de ferrailage :**

Le ferrailage se fait pour une bande de 1 ml.

$$\mu_{bu} = \frac{14.36484 * 10^{-3}}{1 * 0.12^2 * 14.2} = 0.0702 < 0.186 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.0911 \quad ; Z = 0.1156 \text{ m}$$

$$A = \frac{14.36484 * 10^{-3}}{0.1156 * 348} = 3.57 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

## ❖ Armatures transversales :

$$A_t = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

## ❖ Vérifications à l'ELU :

## ➤ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 * 0.12 * 1 * \frac{2.1}{400} = 1.449 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow A_{\min} < A_{\text{adopté}} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

## ➤ Calcul des espacements :

$$St \leq \min(3e; 33\text{cm}) \rightarrow St \leq 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{soit : } St = 25\text{cm}$$

## ➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b * d} = \frac{20.5212 * 10^{-3}}{1 * 0.12} = 0.17101 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 * f_{c28} = 1.25 \text{ MPA}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

## ❖ Vérifications à l'ELS :

## ❖ Vérification des contraintes de compression dans le béton :

$$A=4.52\text{cm}^2 \quad ; Y=0.0341\text{m} \quad ; I=6.32456*10^{-5}\text{m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10.3684 * 10^{-3} * 0.0341}{6.32456 * 10^{-5}} = 5.6\text{MPa} \quad ; \bar{\sigma} = 0.6f_{c28} = 0.6 * 25 = 15\text{MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} \dots \dots \dots$  condition vérifiée

## ❖ Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots$$
 condition vérifiée

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \equiv 0.1 > 0.05 \dots \dots \dots$$
 condition vérifiée

$$\frac{A_t}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \equiv 0.00376 < 0.0105 \dots \dots \dots$$
 condition vérifiée

$l < 8m \equiv 1.4m < 8m \dots \dots \dots$  condition vérifiée

Toutes les conditions sont vérifiées alors pas lieu de vérifier la flèche.

## II.3.2.2.Schéma de ferrailage :

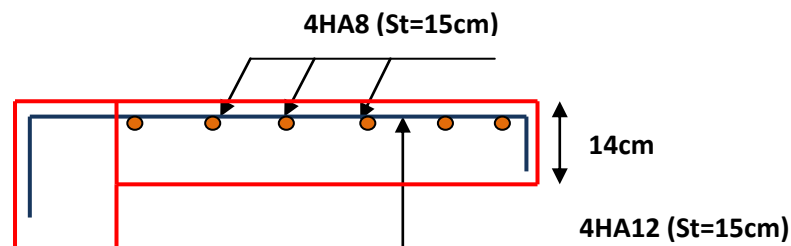


Figure II.12. Schéma de ferrailage de la volée 2

## II.4.Etude de la poutre palière :

## II.4.1. calcul de la poutre palière :

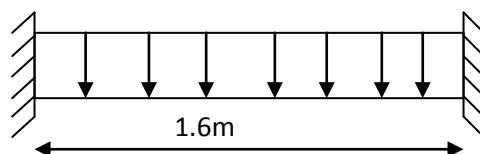


Figure II.13. Schéma statique de la poutre palière

## ❖ Dimensionnement :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 10.67\text{cm} \leq h \leq 16\text{cm}$$

## ❖ Vérification :

D'après le RPA99(V2003), les conditions suivantes doivent être satisfaites

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{1}{4} < \frac{h}{b} < 4 \end{cases} \quad \text{on prend : } \begin{cases} h = 30\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$$

## ❖ Les charges sur la poutre :

$$G_0 = 0.3 * 0.3 * 25 = 2.25 \text{ KN/m}$$

$$G_m = \frac{2.75 * (3.06 - 0.3)}{2} = 3.795 \text{ KN/m}$$

$G_0$ =poids propre de la poutre

$G_m$ =poids propre du mur

## ❖ Les sollicitations de la poutre palière :

ELU	ELS
$R_B=21.41\text{KN}$	$R_B=15.36 \text{ KN}$
$P_u=1.35*(3.795+2.25) +21.41$ $=29.57\text{KN/m}$	$p_s = (3.795+2.25) +15.36 =21.405\text{KN/m}$
$M_t=p_u l^2/24=3.15\text{KN.m}$	$M_t=2.28\text{KN.m}$
$M_a=p_u l^2/12=6.308\text{KN.m}$	$M_a=4.566\text{KN.m}$
$V_u=p_u l/2=23.656\text{KN}$	$V_u=17.124\text{KN}$

**Tableau II.22.** Les sollicitations sur la poutre palière

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

$$b=30\text{cm} ; h=30\text{cm} ; d=28\text{cm} ; f_{c28}=25 \text{ MPA} ; f_{bu}=14.2 \text{ MPA} ; f_{st}=400\text{MPA}$$

On résume les calculs dans le tableau ci après :

M(KN.m)		$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{flex}^{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$
Travée	3.15	0.00943	0.0118	0.278	0.324	1.01
Appui	6.308	0.0188	0.0238	0.277	0.65	1.01

**Tableau II.23.** Résultats du ferrailage de la poutre palière

Exigence de **RPA99 V2003 (article 7.5.2.1)** :  $A_{min} = 0.5\%b * h \equiv A_{min} = 4.5cm^2$

❖ **Calcul des moments à la torsion :**

Le moment de torsion uniformément répartie  $M_t$  est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée, il est égal au moment aux extrémités (aux appuis).

$$M^{torsion} = \frac{M_a * l}{2} = \frac{-10.81 * 1.6}{2} = -8.648 \text{ KN.m}$$

❖ **Vérification à l'ELU :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{23.656 * 10^{-3}}{0.3 * 0.28} = 0.281 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 * f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPA}\right) = 3.26 \text{ MPA}$$

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

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

$$A_{min} = 0.23 * 0.3 * 0.28 * \frac{2.1}{400} = 1.1 \text{ cm}^2$$

$A_t = 0.324 \text{ cm}^2 < A_{min} = 1.01 \text{ cm}^2$  .....condition non vérifiée

Donc  $A_t = A_{min} = 1.01 \text{ cm}^2$

$A_a = 0.67 \text{ cm}^2 < A_{min} = 1.01 \text{ cm}^2$  .....condition non vérifiée

Donc  $A_a = A_{min} = 1.01 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

$$A = 1.01 \text{ cm}^2 > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d}\right) \frac{\gamma_s}{f_e} = -4.06 * 10^{-6} < 0 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Calcul de l'espacement :**

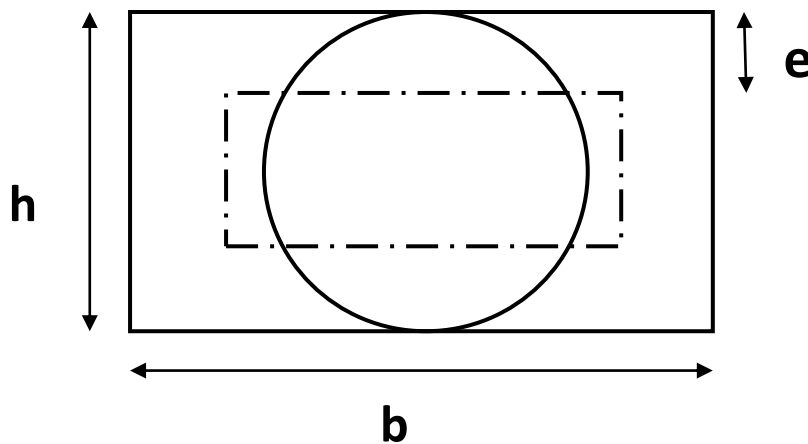
$$St \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \equiv St \leq 25.2\text{cm}$$

On opte pour :  $\begin{cases} St = 15\text{cm} & \dots\dots\dots \text{en travée} \\ St = 10\text{cm} & \dots\dots\dots \text{sur appuis} \end{cases}$

❖ **Calcul de la section d'armatures à la torsion :**

Le moment de torsion provoque sur la poutre palière est transmis par la volée, c'est le moment d'appui de l'escalier.

$$M^{\text{torsion}} = M_b^a = 10.81 \text{ KN.m}$$



**Figure II.14.** La section creuse équivalente

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section.

U: périmètre de la section

$\Omega$ : air du contour tracé mi – hauteur

e: épaisseur de la paroi

$A_1$ : section d'acier

$$e = \frac{h}{6} = \frac{30}{6} = 5\text{cm}$$

$$\Omega = (b - e) * (h - e) = (30 - 5) * (30 - 5) = 625\text{cm}^2$$

$$U = 2 * [(h - e) + (b - e)] = 2 * [(30 - 5) + (30 - 5)] = 100\text{cm}$$

$$A_l = \frac{M_{tu} * U}{2 * \Omega * f_{st}} = \frac{8.648 * 10^{-3} * 1}{2 * 0.0625 * 348} = 1.988\text{cm}^2$$

➤ **En travée**

$$\text{Soit : } A^t = A^{\text{flexion}} + A^{\text{torsion}}/2 = 0.324 + 1.988/2 = 1.318\text{cm}^2$$

$$A_t = 1.318\text{cm}^2 < A_{\min} = 4.5\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{on ferraille avec le } A_{\min}$$

$$\text{Soit : } 3\text{HA}14 = 4.62\text{cm}^2$$

➤ **En appui**

$$A^a = A^{\text{flexion}} + A^{\text{torsion}}/2 = 0.65 + 1.988/2 = 1.644\text{cm}^2$$

$$A^a < A_{\min} \dots\dots\dots \text{on ferraille avec le } A_{\min}$$

$$\text{Soit : } 3\text{HA}14 = 4.62\text{cm}^2$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{\text{torsion}}^2 + \tau_{\text{flexion}}^2}$$

$$\text{On a } V_{\max} = 23.656 \text{ KN}$$

$$\tau_{\text{torsion}} = \frac{M_{tu}}{2 * e * \Omega} = \frac{8.648 * 10^{-3}}{2 * 0.0625 * 0.05} = 1.383 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \sqrt{1.383^2 + 0.281^2} = 1.411 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 * f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPA}\right) = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement donc on adopte les dimensions de la section (b\*h) = (30\*30) cm<sup>2</sup>.



## ❖ Calcul des armatures transversales :

$$A_t = A_t^{Fs} + A_t^T$$

Soit :  $St=15$  cm(en travée) ;  $St=10$ cm (sur appuis)

$$A_{\min}^t \geq St * 0.003 * b = 0.9\text{cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{tu} * St * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e} = \frac{8.648 * 10^{-3} * 0.1 * 1.15}{2 * 0.0625 * 400} = 0.2\text{cm}^2$$

$$\text{Dou : } A_t = 0.2 + 0.9 = 1.1\text{cm}^2$$

Soit : un cadre et un étrier de  $\phi 8 = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$

## ❖ Vérification à l'ELS :

## ➤ Vérification de la contrainte de compression dans le béton

$M_{\text{ser}}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	Observation	
En travée	2.28	9.3	32266.36	0.65	15	Vérifiée
En appui	4.566	9.3	32266.36	1.3	15	Vérifiée

Tableau II.24. Verification à l'ELS de la poutre palière

## ➤ Evaluation de la flèche :

$$\frac{h}{l} = 0.18 > \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \equiv 0.18 > 0.053 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \equiv 0.0055 < 0.0105 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$l < 8m \equiv 1.6m < 8m \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

### II.4.2. Schéma de ferrailage :

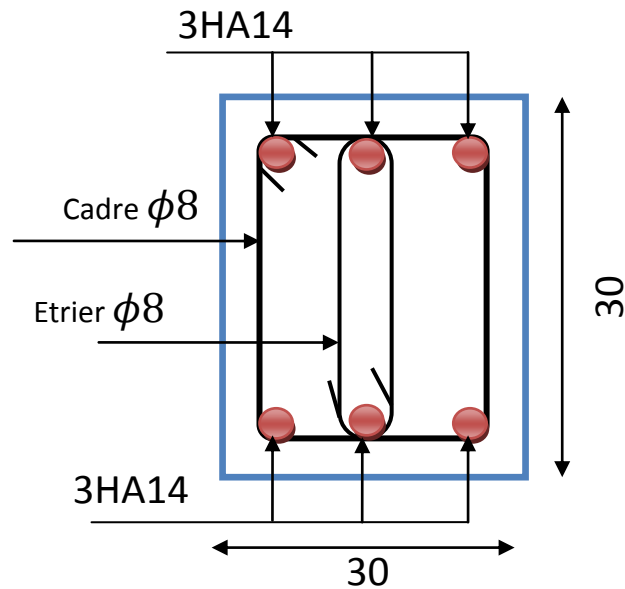


Figure II.15. Schéma de ferrailage de la poutre palière

### II.5. Etude de la poutre de chaînage :

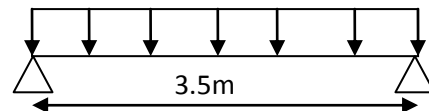


Figure II.16. Schéma statique de la poutre de chaînage

#### II.5.1. Calcul des sollicitations :

Pour :  $h=30\text{cm}$  ;  $b=30\text{cm}$

Poids propre du chaînage  $G_0 = 0.3 \times 0.3 \times 25 = 2.25 \text{ KN/m}$

Poids venant du mur :  $G_m = 2.75 \times (3.06 - 0.3) = 7.59 \text{ KN/m}$

$$\begin{cases} P_u = 1.35 \times (2.25 + 7.59) + 1.5 \times 1.5 = 15.534 \text{ KN/m} \\ P_s = 2.25 + 7.59 + 1.5 = 11.34 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^u = \frac{P_u \cdot l^2}{8} = 23.786 \text{ KN.m} \\ M_0^s = \frac{P_s \cdot l^2}{8} = 17.364 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELU} \begin{cases} M_t = 0.75 \times 23.786 = 17.8395 \text{ KN.m} \\ M_a = -0.5 \times 23.786 = -11.893 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} M_t = 0.75 * 17.364 = 13.023 \text{ KN.m} \\ M_a = -0.5 * 17.364 = -8.682 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$V_u = \frac{P_u * l}{2} = 27.1845 \text{ KN}$$

### II.5.2 calcul du ferrailage :

#### ❖ Ferrailage longitudinale de la poutre de chaînage :

M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{flex}^{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{adp} (cm^2)$
<b>Travée</b>	17.8395	0.053	0.272	1.88	1.0143	3HA10=2.36
<b>Appui</b>	11.893	0.035	0.275	1.24	1.0143	3HA10=2.36

Tableau II.25. Ferrailage longitudinale de la poutre de chaînage

#### ❖ Vérification à l'ELU :

##### ➤ Effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = 0.32 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 * f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA}\right) = 3.26 \text{ MPA}$$

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

#### ❖ Calcul des armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l^{\min}\right) \rightarrow \phi \leq 8.57 \text{ mm}$$

Soit :  $\phi = 8 \text{ mm}$

On opte pour un cadre et épingle ( $\phi 8$ ), donc  $A_t = 2\phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2$

#### ❖ Calcul des espacements :

$$\text{a) } St \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b} = \frac{1.01 * 10^{-4} * 400}{0.4 * 0.3} = 33.67 \text{ cm}$$

$$\text{b) } St \leq \min(0.9d; 33 \text{ cm}) = 25.2 \text{ cm}$$

$$c) St \leq \frac{0.9 * A_t * f_e}{b * (\tau_u - 0.3f_{t28})} = \frac{0.9 * 0.85 * 10^{-4} * 400}{0.3 * (0.6 - 0.3 * 2.1)} = -3.4 < 0$$

$$St \leq \min(a, b, c) = 25.2\text{cm} \quad \text{soit } St = 20\text{cm}$$

### CBA (article A5.1.2.3)

#### ❖ Vérification à L'ELS :

On doit vérifier les conditions de compression dans le béton et les contraintes de tractions dans l'acier.

	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
<b>Travée</b>	13.023	7.034	19041.348	4.81	15	Vérifiée
<b>appui</b>	8.682	7.034	19041.348	3.37	15	Vérifiée

Tableau III.26. Vérification à l'ELS de la poutre de chaînage

#### ➤ Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.0857 > \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \equiv 0.0857 > 0.075 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{A_t}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \equiv 0.0028 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ l < 8m \equiv 3.5m < 8m \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

### II.5.3. Schéma de ferrailage :

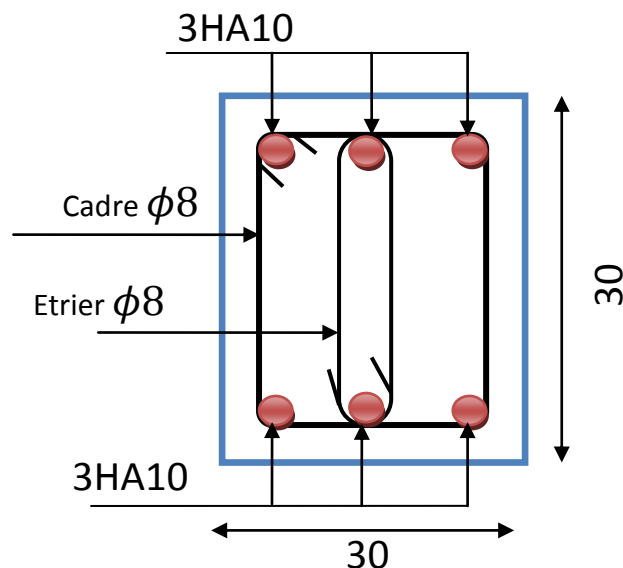


Figure II.17. Schéma de ferrailage de la poutre chaînage

## II.6. Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

### Hypothèse de calcul

L'acrotère est sollicité en flexion composée.

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire

#### ❖ Evaluation des charges et surcharges

$$G_1 = 25 * 0.0985 * 1 = 2.4625 \text{ KN/ml}$$

Poids d'enduits en ciment

$$\begin{cases} \text{Extérieurs : } e = 1.5\text{cm} \rightarrow G_2 = 20 \times 0,015 \times 0,9 \times 1 = 0,27 \text{ KN/ml} \\ \text{Intérieurs : } e = 2\text{cm} \rightarrow G_3 = 20 \times 0,02 \times 0,9 \times 1 = 0,36 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} G_{\text{total}} = 3.0925 \text{ KN/ml} \\ Q = 1 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

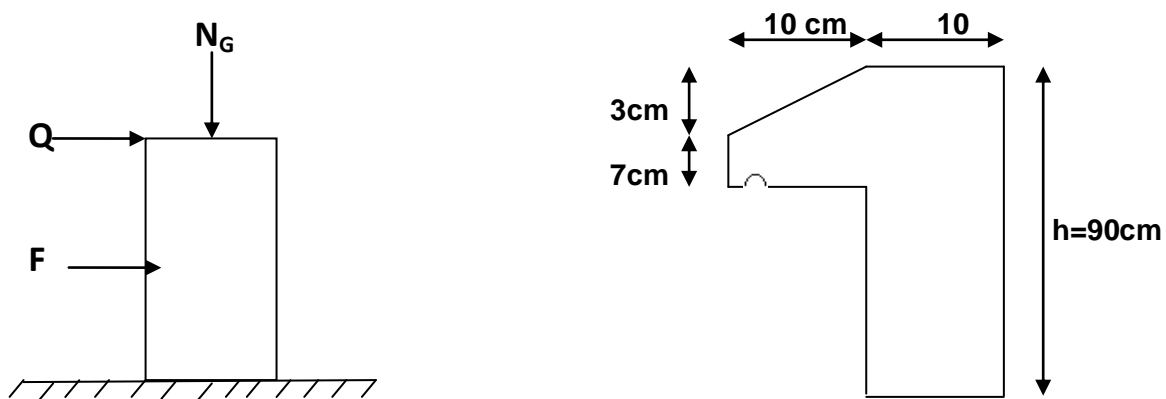


Figure II.18. Schéma statique de l'acrotère

#### ❖ Charge horizontale (charge sismique) :

D'après le RPA 99/v2003 (art 6.2.3), la force sismique agissante sur l'acrotère est :

$$F_P = 4 * A * C_P * W_P = 4 * 0.15 * 0.8 * 3.0925 = 1.4844 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} A = 0.15 (Z_{IIa} + \text{groupe2}): \text{coefficient d'accélération de la zone} \\ C_p = 0.8: \text{facteur de force horizontale} \\ W_p = 3.0925 \text{ KN/ml: poids propre de l'acrotère} \end{cases}$$

### II.6.1. Calcul des sollicitations :

#### ❖ Calcul du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum S_i * X_i}{\sum S_i} \equiv X_G = 5.83 \text{ cm} \\ Y_G = \frac{\sum S_i * Y_i}{\sum S_i} \equiv Y_G = 48.39 \text{ cm} \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à

$$\begin{cases} N_G = 3.0925 \text{ KN} \\ N_Q = 0 \\ N_{FP} = 0 \end{cases} \quad \begin{cases} M_G = 0 \\ M_Q = Q * h = 1 * 0.9 = 0.9 \text{ KN.m} \\ M_{FP} = F_p * Y_G = 1,4844 * 0.4839 = 0,728 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### ❖ Sollicitations sous les combinaisons d'action sur l'acrotère :

Combinaison	ELU	ELU <sub>accidentel</sub>	ELS
Sollicitations	1.35G+1.5Q	G+Q+E	G+Q
N(KN)	4,17	3,09	3,09
M(KN.m)	1,35	1,628	0,9

Tableau II.27. Sollicitations des combinaisons d'action sur l'acrotère

### II.6.2. Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion composée

#### ❖ Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,35}{4,17} = 0.324 \text{ m} > \frac{h}{6} = \frac{0.9}{6} = 0.15 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée donc le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Pour la justification vis-à-vis de l'état limite de stabilité de forme il faut remplacer  $e_1$  par  $e$  (excentricité réelle de calcul).

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

Avec :

$e_1$  : excentricité structurelle  $e_1=0.324\text{m}$

$e_a$  : excentricité accidentelle

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{h}{250}\right) = 2\text{cm}$$

$$e_2 = \frac{3 * l_f^2}{10^4 h_0} (2 + \alpha\phi)$$

Avec :

$l_f$  : longueur de flambement :  $2h=1.8\text{m}$

$h_0$  : hauteur de la section =  $10\text{cm}$

$$\alpha: \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0$$

$\phi$ : Rapport de la déformation final due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, généralement égale à 2.

$$e_2 = \frac{3 * 0.18^2}{10^4 * 0.1} * 2 = 1.944\text{cm}$$

$$e_{\text{tot}} = 1.944 + 2 + 32.4 = 36,34\text{cm}$$

❖ **Les sollicitations de calcul deviennent :**

$$N_u = 4,17\text{KN}$$

$$M_u = N_u * e = 4.17 * 0.3634 = 1.5 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = 0.36\text{m} > Y_G = \frac{h_0}{2} = 0.05\text{m}$$

→(C) à l'extérieur et N est un effort de compression → alors c'est une section partiellement comprimée. Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple

$M_{uA}$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{calculer}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
1.61	0.017	0.021	0.08	0.58	0.996	4HA8=2.01

**Tableau II.28.** Résultats du ferrailage de l'acrotère

❖ **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA6=1.13cm<sup>2</sup>

❖ **Espacements des barres :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Armatures principales : } St \leq \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ soit : } St = 25 \text{ cm} \\ \text{Armatures de répartitions (secondaires): } St \leq \frac{h}{3} = \frac{90}{3} = 30 \text{ cm} \dots \dots \text{ soit : } St = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

❖ **Vérification à l'ELU :**

➤ **Vérification de cisaillement :**

$$V_u = F_p + Q = 1.484 + 1 = 2.484 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{2.484 * 10^{-3}}{1 * 0.08} = 0.031$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b}; 3 \text{ MPA}\right) = 1.156 \text{ MPA}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots$  condition vérifiée,

Alors pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9 * d * \sum U_i}$$

$\sum U_i$ : la somme des périmètres des barres

$$\sum U_i = 4 * 3.14 * 8 = 100.48 \text{ cm}$$



$$\tau_s = \frac{2.484 * 10^{-3}}{0.9 * 0.08 * 0.10048} = 0.343 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.6 * \psi^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$$

$$\tau_s < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Alors pas de risque par rapport à l'adhérence.

### ❖ Vérification à l'ELS :

#### ➤ Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} * y_{ser}}{\mu_t} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}} \right) = 201.63 \text{ MPA}$$

$$d=0.08\text{m} \quad ; N_{ser}= 3,09\text{KN} \quad ; M_{ser}=0.9 \text{ KN.m}$$

D'après le **BAEL 91**, la vérification se fait de façon suivante :

#### ➤ Position de l'axe neutre :

$$c = d - e_1$$

$e_1$  : distance du centre de pression « c » a la fibre la plus comprimée de la section

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \rightarrow e_1 = (0.9/3.09) + (0.08 - 0.05) \rightarrow e_1 = 0.321\text{m}$$

$$e_1 > d \rightarrow \text{« c » à l'extérieur de section} \rightarrow c = 0.08 - 0.321 \rightarrow c = -0.241\text{m}$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p * y_c + q = 0$$

Tel que :

$$\begin{cases} p = -3C^2 + \frac{90A}{b} (d - c) = -0.17\text{m}^2 \\ q = -2C^3 + \frac{90A}{b} (d - c)^2 = 0.026\text{m}^2 \\ y_c^3 - 0.17y_c + 0.026 = 0 \end{cases}$$

$$\Delta = \frac{4p^3}{27} + q^2 \rightarrow \Delta = -5.18 * 10^{-5} < 0$$

L'équation admet trois solutions :

$$\begin{cases} y_{c1} = a \cos\left(\frac{\phi}{3}\right) = 0.274\text{m} \\ y_{c2} = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 120\right) = -0.474\text{m} \\ y_{c3} = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 240\right) = 0.124\text{m} \end{cases}$$

On choisit la solution qui vérifie la condition suivante

$$0 < y_{\text{ser}} = (y_c + c) < h \quad \rightarrow -c < y_c < h - c \quad \rightarrow -0.214 < y_c < 0.341$$

Donc on choisit :  $y_{c1} = 0.274\text{m} \rightarrow y_{\text{ser}} = 0.034\text{m}$

$$\mu_t = \frac{by^2}{2} + 15A(d - y) = 4.393 * 10^{-4}\text{m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3.09 * 10^{-3} * 0.034}{4.393 * 10^{-4}} = 0.23 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 15 * \frac{3.09 * 10^{-3}}{4.393 * 10^{-4}} (0.08 - 0.034) = 4.85 \text{ MPA} < 201.63 \text{ MPA}$$

Les deux conditions sont vérifiées par rapport aux contraintes limites d'acier et du béton armé.

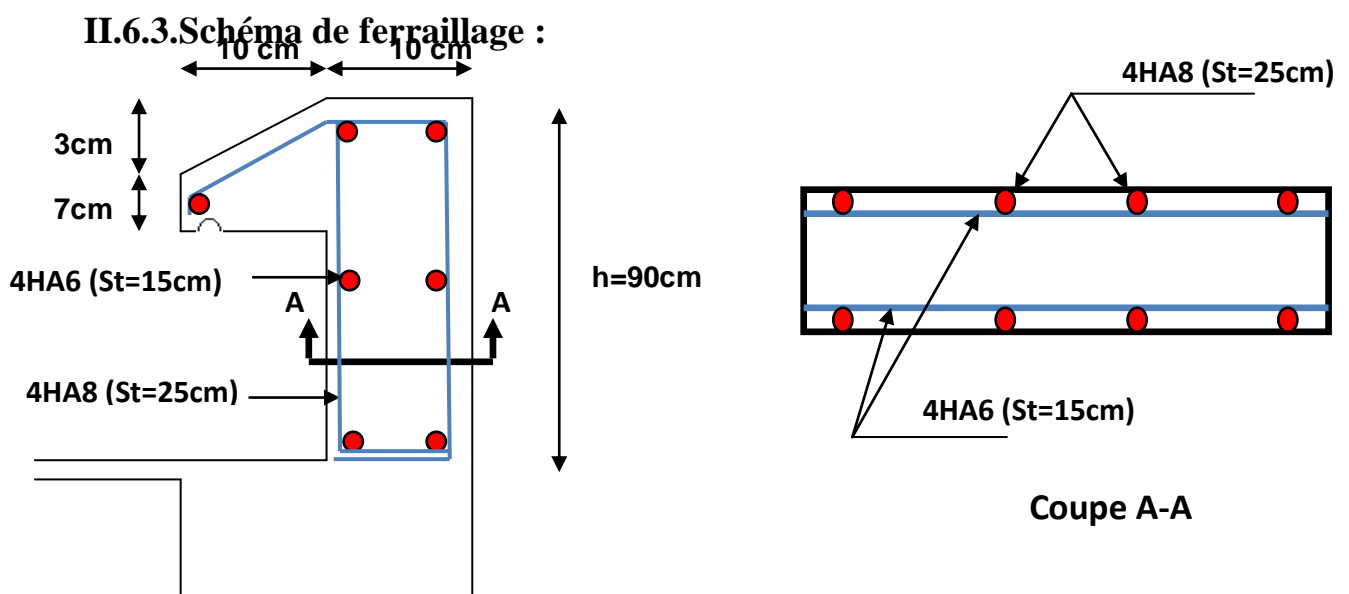


Figure II.19. Schéma de ferrailage de l'acrotère

### **III. Introduction**

Les actions sismiques sur un bâtiment se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations. L'étude des éléments porteurs consiste à la distribution des ces charges horizontales aux voiles et portique

La structure étudiée est implanté à Bejaia qui est classé en zone de moyenne sismicité (zone II<sub>a</sub>) selon le RPA99 V2003, alors le comportement de la construction sous action dynamique a fait l'objet d'étude dans ce chapitre afin de déterminer un modèle qui répond aux exigences de la conception parasismique

La résolution de l'équation du mouvement d'une structure en vibration libre ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul alors on a fait appel à l'utilisation du logiciel ETABS V16.

#### **III.1. Modélisation :**

L'utilisation des logiciels de calcul des structures, à cette étape, facilite la tâche et fait gagner beaucoup de temps à l'ingénieur.

On utilisant le logiciel ETABS 2016 pour modélisé notre structure en 3D, afin de pouvoir déterminer les efforts dans les éléments porteurs de la structure sous les différents chargements (horizontaux et verticaux)

Pour pouvoir réaliser le travail sur logiciel ETABS 2016 on es partie par les étapes qui suivent :

Définition des grilles de construction

Définition des matériaux (acier, béton)

Définition des sections des éléments à savoir les poteaux et poutres comme étant éléments (frames) en suite les plancher (CC) et les escaliers comme éléments (Shell) en fin les voiles et les dalle pleines comme éléments (Wall). Apres avoir dessiné la structure et ces éléments constituant on va les chargés avec les différents chargements déjà évalué dans le chapitre II, suivit de la construction du voile de soutènement on lui appliquera un chargement triangulaire .On passe à l'application des appuis (l'encastrement les différents nœuds à la base du bâtiment) et des contraintes cinématiques (diaphragmes). On va ensuite introduire le

spectre de réponse du RPA. Après avoir essayé plusieurs dispositions des voiles on va opter pour la meilleure qui répond à la vérification de toutes les exigences de **RPA99/2003**

Récupération des résultats en terme de vibrations libres (périodes et modes propres) ainsi que les réactions aux appuis, les sollicitations dont les efforts internes (effort normal, effort tranchant, moment de flexion et moment de torsion appliqué à une section) et déformation (flèche et déplacements relatifs d'étages).

### III.2. Méthode de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) 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 par accélérogramme.

#### III.2.1. la méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.) (Article 4.2.1 RPA 99 v2003)

#### ❖ Vérification de la résultante des forces sismique da calcul totale :

D'après RPA99 (Article 4.2.3 RPA 99 v2003), l'effort sismique appliqué à la base doit être calculé selon les deux directions X et Y par la formule suivante :

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R}$$

**A** : Coefficient d'accélération de zone. **RPA99 (Tableau4.1)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{groupe d'usage : groupe 2} \\ \text{zone sismique : zone II}_a \end{array} \right\} \rightarrow A = 0.15$$

**R** : Coefficient de comportement global de la structure. **RPA99 (Tableau4-3)**

Dans notre projet on a adopté un système de contreventement mixte (portiques-voiles) avec interaction, donc R=5.

Q : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante : **RPA99**

(Formule 4-4)

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

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  est satisfait ou non. **RPA99**

(tableau 4-4)

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Critère $P_q$	Sens-X		Sens-Y	
	Obs	$p_q$	Obs	$p_q$
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en plan	oui	0	oui	0
Régularité en élévation	oui	0	oui	0
Contrôles de qualité des matériaux	oui	0	oui	0
Contrôles d'exécution	oui	0	oui	0
La somme	/	0.1	/	0.1

**Tableau III.1.**valeurs des pénalités

Donc :  $Q_x=Q_y=1.1$

**W** : poids total de la structure :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$ :Poids dû aux charges permanentes totales.

$W_{Qi}$ : Poids dû aux charges d'exploitations.

$\beta$ :Coefficient de pondération, fonction de la nature de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5 RPA99).

$\beta = 0.2$  (usage d'habitation).

$$W = 36236.614 \text{ KN}$$

D : facteur d'amplification dynamique. il est donné par l'expression suivante selon le **RPA99 (formule 4.2)** :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

$\eta$ : Facteur de correction de l'amortissement, selon **RPA99 (formule 4-3)**

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

$\xi$ : Pourcentage d'amortissement critique selon RPA99 tableau 4-2 :

$$\xi = 7\% \quad \rightarrow \quad \eta = 0.882. \quad (\text{Le cas le plus défavorable})$$

$T_2$ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée par le tableau **4-7 de RPA 99**

On a un site rocheux (S1) : donc  $T_2=0.3s$

#### ❖ Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (portiques –voiles)

$$T = \min \begin{cases} C_T * H^{3/4} & (1) \quad \text{RPA99 (formule 4 - 6)} \\ \frac{0.09H}{\sqrt{L}} & (2) \quad \text{RPA99 (formule 4 - 7)} \end{cases}$$

$H=26.52 \text{ m}$  : hauteur total du bâtiment.

$C_T=0.05$  : coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé (**RPA99 (tableau 4-6)**)

$L$  : portée maximale du bâtiment à la base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_X = 24.2\text{m} \\ L_Y = 17.4\text{m} \end{cases} \quad \text{Donc } \begin{cases} T_X = \min(0.584; 0.485) = 0.485\text{s} > T_2 = 0.3\text{s} \\ T_Y = \min(0.584; 0.573) = 0.573\text{s} > T_2 = 0.3\text{s} \end{cases}$$

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \rightarrow \begin{cases} D_x = 1.60 \\ D_y = 1.43 \end{cases}$$

**Remarque :**

D'après **RPA99/2003**, les valeurs de T calculés à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celle estimées à partir des formules empirique appropriées de plus de 30%.

1,3T <sub>stx</sub> =	0,6305	>	T <sub>x</sub> dyn =	0,566	Vérifiée
1,3T <sub>sty</sub> =	0,745	>	T <sub>y</sub> dyn =	0,529	Vérifiée

**Tableau III.2.** Vérification de la période T

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A * D * Q * W}{R} \rightarrow \begin{cases} V_{stX} = \frac{0.15 * 1.481 * 1.1 * 36236.614}{5} = 1913.3 \text{ KN} \\ V_{stY} = \frac{0.15 * 1.327 * 1.1 * 36236.614}{5} = 1710.005 \text{ KN} \end{cases}$$

### III.2.2. Méthode dynamique

#### III.2.2.1. Méthode d'analyse modale spectrale :

**Principe :**

par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul établi grâce à l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 * A * \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(\frac{2.5 * \eta * Q}{R} - 1\right)\right] & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 * \eta * 1.25 * A * \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 * \eta * 1.25 * A * \frac{Q}{R} * \left(\frac{T_2}{T}\right)^2 & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 * \eta * 1.25 * A * \frac{Q}{R} * \left(\frac{T_2}{T}\right)^2 * \left(\frac{3}{T}\right)^5 & T \geq 3s \end{cases}$$

Le spectre obtenu est représenté sur la figure suivante sous forme de courbe

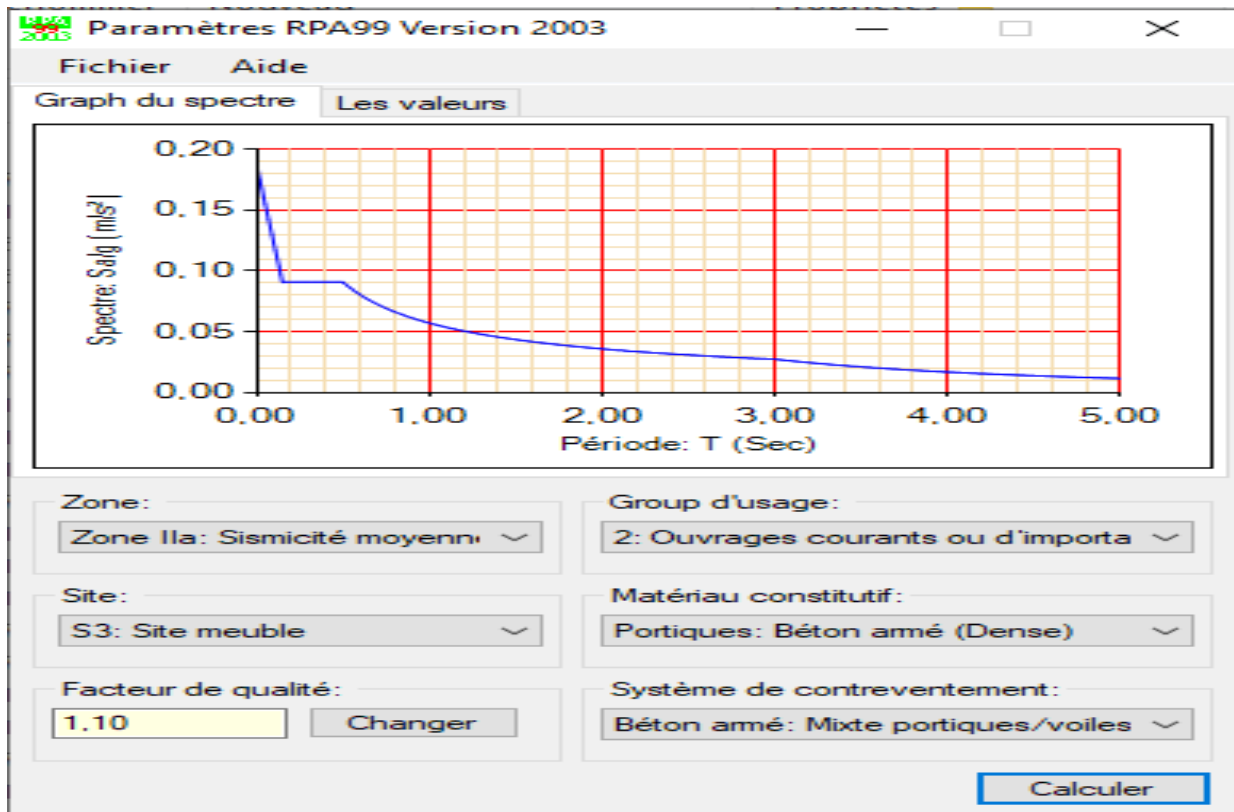


Figure III.1. spectre e réponse dans le sens X et Y

### III.3. Résultats obtenus après la modélisation :

Après la modélisation de la structure avec le logiciel ETABS V16, nous avons abstenus les résultats suivant :



### IV.3.1. disposition des voiles :

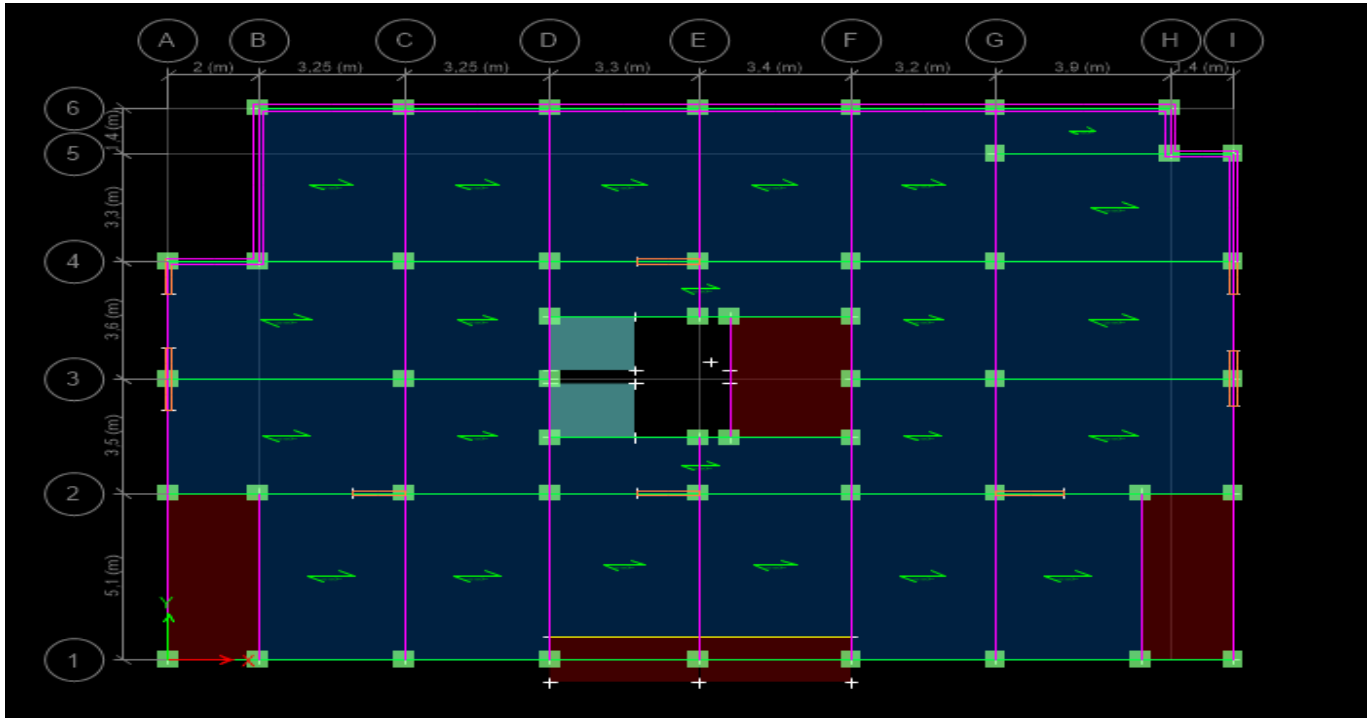


Figure III.2. vue en plan de la disposition des voiles

### IV.3.2. Analyse modale :

Le modèle a donné différents modes :

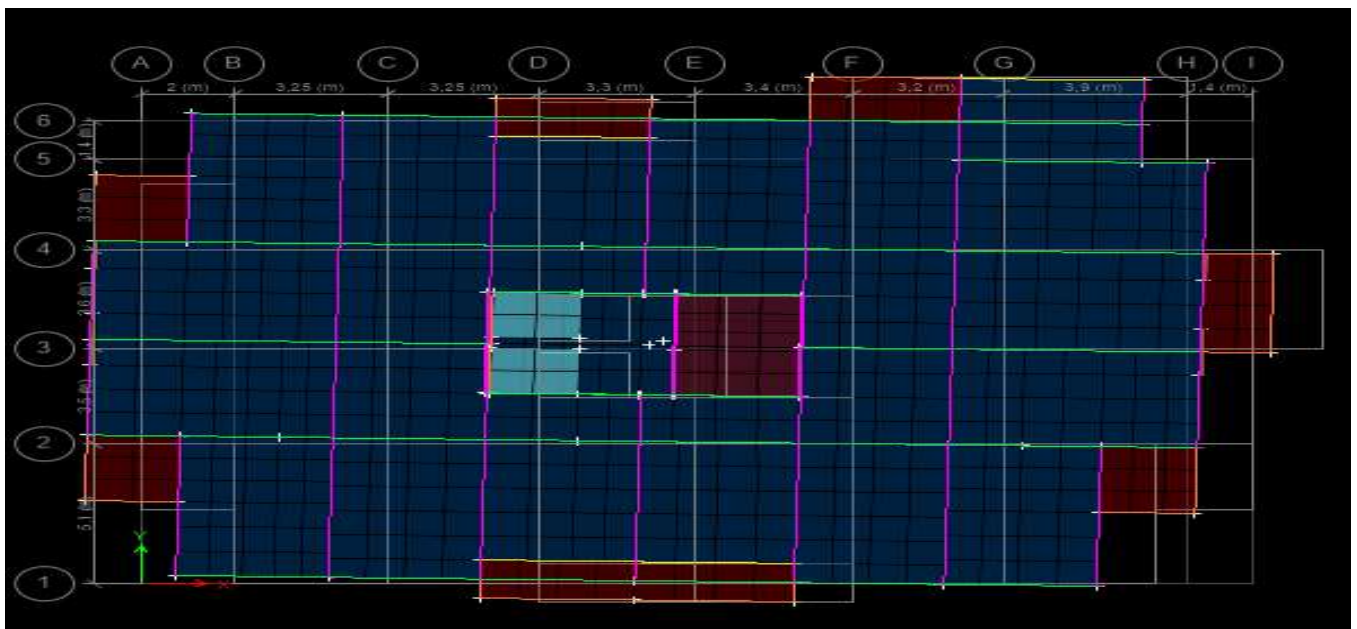


Figure III.3. Vue en plan du premier mode de translation selon X

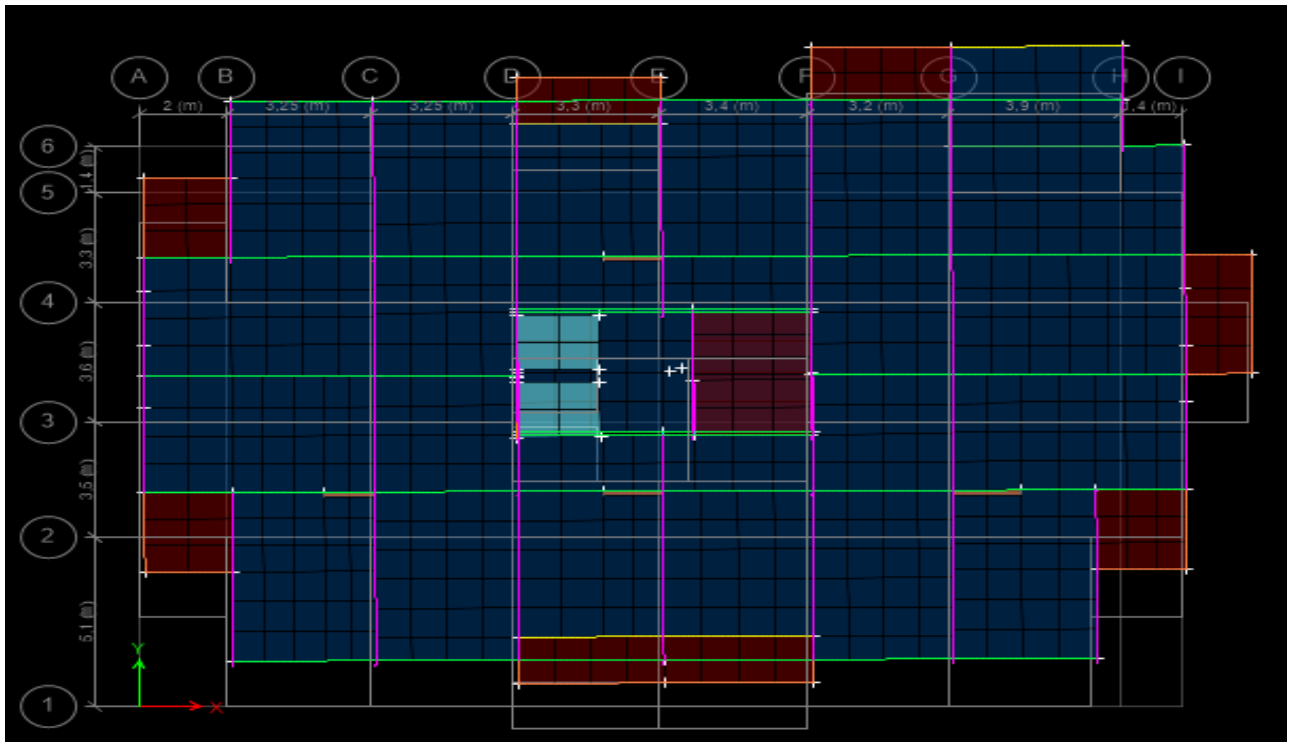


Figure III.4. Vue en plan du deuxième mode de translation selon Y

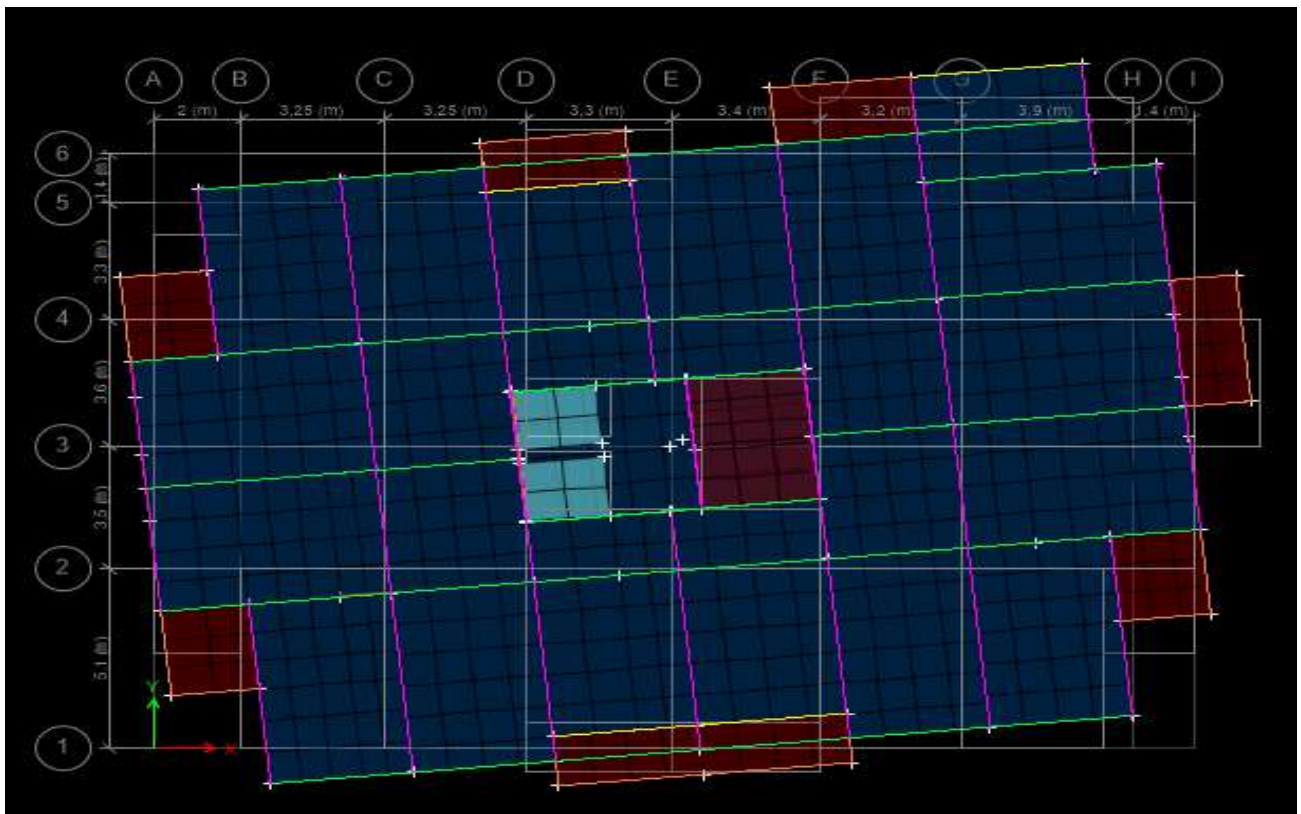


Figure III.5. Vue en plan du troisième mode de torsion selon Z

**Remarque :**

D'après le RPA99 V2003, il faut essayer d'avoir un bon comportement vis-à-vis des déplacements dans les deux premiers modes c'est à dire le mode 1 et le mode 2 c'est des translations comme illustré dans les deux figures (IV.5) et figure (IV.6).

**III.4. Les vérifications exigées par le RPA99 V2003 :****III.4.1. Période de vibration et participation massique :**

La participation massique c'est l'une des recommandations de RPA99 V2003 qui dit qu'il faut avoir des déplacements dans les deux premiers modes, cette dernière va nous indiquée sur le comportement de notre structure, après avoir modélisé et disposer les voiles on va faire l'animation pour voir le comportement de la structure, mais qu'avec l'animation c'est difficile de visualiser le résultat correctement mais plutôt avec les résultats dans le tableau (IV.4) qui suit on va distinguer est ce qu'il s'agit réellement des déplacements.

	Mode	Période (s)	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Mode	1	0,566	0,6443	0,0039	0,6443	0,0039
Mode	2	0,529	0,0034	0,6653	0,6477	0,6692
Mode	3	0,466	0,0101	0,0001	0,6578	0,6693
Mode	4	0,191	0,1285	0,0001	0,7863	0,6694
Mode	5	0,181	0,00001921	0,1589	0,7863	0,8283
Mode	6	0,153	0,0011	0,0007	0,7874	0,829
Mode	7	0,106	0,0652	0,0034	0,8527	0,8324
Mode	8	0,104	2,60E-03	0,0883	0,8552	0,9206
Mode	9	0,085	0,0004	0,0005	0,8557	0,9211
Mode	10	0,078	2,725E-06	0,0127	0,8557	0,9338
Mode	11	0,078	0,0023	0,0001	0,858	0,9339
Mode	12	0,07	0,0008	0,0374	0,8588	0,9712
Mode	13	0,066	0,0385	0,0006	0,8973	0,9719
Mode	14	0,056	0,0009	0,0006	0,8982	0,9725
Mode	15	0,052	0,0001	0,0003	0,8983	0,9727
Mode	16	0,052	0,0002	0,0134	0,8985	0,9861
Mode	17	0,045	0,0418	0,0001	0,9404	0,9862

**Tableau III.3.** Périodes et taux de participation massique

D'après les résultats du tableau IV.5 on voit bien que :

Le mode (1) avec une période de  $T_{\text{dyn}}=0.566$  s, il s'agit d'un déplacement selon X avec un taux de participation massique de 64.43 %.

Le mode (2) avec une période  $T_{\text{dyn}}=0.529$  s, il s'agit d'un déplacement selon Y avec un taux de participation de 66.53 %.

Le nombre à prendre en considération, RPA99 nous exige qu'il faut avoir au minimum 90 % de la participation massique c'est à dire la contribution des 17 modes doivent être égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. D'après les résultats dans le tableau (IV.5), les 90 % de la participation massique sont atteints au 17<sup>ème</sup> mode selon X et au 8<sup>ème</sup> mode selon Y.

### III.4.2. Vérification de l'effort tranchant à la base :

Le RPA99 V2003 exige la vérification suivante :  $V_{\text{dyn}} \geq 0.8V_{\text{st}}$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Force sismique à la base	$V_{\text{dyn}}$ (KN)	$0.8V_{\text{st}}$ (KN)	observation
Sens-X	1451.2995	1530.6346	Non vérifiée
Sens-Y	1582.6397	1368.004	Vérifiée

**Tableau III.4.** Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

En se référant à l'article **4-3-6 du RPA99/Version2003**, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{\text{st}}$ .

Si  $V_t < 0.8 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $0.8V/V_t$ .

Dans notre cas selon le sens X :  $V_{\text{dynx}} < 0.8V_{\text{stx}}$

Alors faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport  $0.8V/V$

$$\frac{0.8V_{\text{stx}}}{V_{\text{dynx}}} = \frac{1530.6346}{1451.2995} = 1.05 \rightarrow \text{faudra augmenter les paramètres de 5\%}$$

### III.4.3. justification de l'interaction voiles –portiques :

Le RPA99/2003 article. 3.4. a exigé pour les systèmes mixtes ce qui suit :

➤ **Sous charges verticales :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 80\% (\% \text{ des charges verticales reprises par les portiques}) \\ \frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 20\% (\% \text{ des charges verticales reprises par les voiles}) \end{array} \right.$$

➤ **Sous charges horizontales :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\% (\% \text{ des charges horizontales reprises par les portiques}) \\ \frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\% (\% \text{ des charges horizontales reprises par les voiles}) \end{array} \right.$$

Nous avons résumés tous les résultats dans les tableaux qui suivent :

Niveaux	charge reprise en (KN)		Pourcentages repris (%)		observation
	portiques	voiles	portiques %	voiles %	
<b>E/Sol 2</b>	-28753,7684	-5356,8273	84,2957	15,7043	vérifiée
<b>E/Sol 1</b>	-24086,1286	-4222,0845	85,0853	14,9147	vérifiée
<b>RDC</b>	-24966,5396	-4000,8257	86,1885	13,8115	vérifiée
<b>Etage 1</b>	-20477,899	-3545,3955	85,2418	14,7582	vérifiée
<b>Etage 2</b>	-16149,4512	-3005,0517	84,3115	15,6885	vérifiée
<b>Etage 3</b>	-11955,3527	-2398,4193	83,2907	16,7093	vérifiée
<b>Etage 4</b>	-7929,8958	-1691,8468	82,4164	17,5836	vérifiée
<b>Etage 5</b>	-4058,5367	-888,51	82,0396	17,9604	vérifiée

**Tableau III.5.** Vérification de l'interaction verticale

**Remarque :**

Les interactions verticales sont vérifiées dans tous les niveaux du bâtiment parce que les portiques on replit presque les totalités des charges.

Sens X-X					
Niveaux	Charges reprises (KN)		Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
E/Sol 2	128,4269	316,2184	28,88	71,12	vérifiée
E/Sol 1	198,2755	235,8319	45,67	54,33	vérifiée
RDC	753,149	491,688	60,50	39,50	vérifiée
Etage 1	669,8457	442,2902	60,23	39,77	vérifiée
Etage 2	634,6767	348,4544	64,56	35,44	vérifiée
Etage 3	463,5071	356,172	56,55	43,45	vérifiée
Etage 4	372,4069	255,2796	59,33	40,67	vérifiée
Etage 5	216,7884	185,3594	53,91	46,09	vérifiée
Sens Y-Y					
Niveaux	Charges reprises (KN)		Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
E/Sol 2	134,0518	391,144	25,52	74,48	vérifiée
E/Sol 1	212,4397	167,3488	55,94	44,06	vérifiée
RDC	758,0766	579,2558	56,69	43,31	vérifiée
Etage 1	787,6956	395,0362	66,60	33,40	vérifiée
Etage 2	635,4507	406,8041	60,97	39,03	vérifiée
Etage 3	563,2999	313,9889	64,21	35,79	vérifiée
Etage 4	383,4337	294,0398	56,60	43,40	vérifiée
Etage 5	287,8969	173,3735	62,41	37,59	vérifiée

Tableau III.6. Vérification de l'interaction horizontale

**Remarque :**

D'après les résultats du tableau III.6, les interactions horizontales dans les deux directions orthogonales sont satisfaisantes, on remarque que la participation des voiles aux derniers niveaux diminue c'est probablement due au manque des voiles dans ces niveaux.

**III.4.4. Vérification de l'effort normal réduit :**

D'après le RPA99 V2003 article 7.4.3.1, 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 de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

$N_d$  : L'effort normal de compression sous combinaisons sismiques, s'exerçant sur une section de béton (sous combinaisons accidentelles).

$B_c$  : Section brute du béton.

$f_{c28}$  : La résistance de compression caractéristique du béton à 28 jours.

niveaux	La section adoptée (cm <sup>2</sup> )			N(KN)	V	Observation
	b(cm)	h(cm)	Aire (cm <sup>2</sup> )			
E/Sol 2	50	50	2500	-1046,1344	0,167	Vérifiée
E/Sol 1	45	50	2250	-901,9028	0,160	Vérifiée
RDC	45	45	2025	-862,8903	0,170	Vérifiée
Etage 1	40	45	1800	-681,804	0,152	Vérifiée
Etage 2	40	40	1600	-521,9367	0,130	Vérifiée
Etage 3	35	40	1400	-377,4148	0,108	Vérifiée
Etage 4	35	35	1225	-245,0267	0,080	Vérifiée
Etage 5	30	35	1050	-130,6182	0,050	Vérifiée

Tableau III.7. Vérification de l'effort normal réduit.

#### III.4.4. Vérification du déplacement inter – étages :

Selon le **RPA99 V2003 article .5.10**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau 'k' par rapport au niveau 'k-1' est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{RPA99 V2003 (article 4.43)}$$

$$\delta_k = R * \delta_{ek}$$

$$\Delta_k < 1\% * h_e$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effort de torsion).

R : coefficient de comportement dynamique (R=5)

$\delta_k$  : Déplacement horizontale à chaque niveau.

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Sens X-X							
Niveau	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta k$ (m)	he (m)	$\Delta k / he$	Observation
E/Sol 2	0,000561	0,002805	0	0,0028050	5,1	0,0005500	Vérifiée
E/Sol 1	0,001209	0,006045	0,002805	0,0032400	3,06	0,0010588	Vérifiée
RDC	0,002277	0,011385	0,006045	0,0053400	3,06	0,0017451	Vérifiée
Etage 1	0,003533	0,017665	0,011385	0,0062800	3,06	0,0020523	Vérifiée
Etage 2	0,004755	0,023775	0,017665	0,0061100	3,06	0,0019967	Vérifiée
Etage 3	0,005879	0,029395	0,023775	0,0056200	3,06	0,0018366	Vérifiée
Etage 4	0,006809	0,034045	0,029395	0,0046500	3,06	0,0015196	Vérifiée
Etage 5	0,007528	0,03764	0,034045	0,0035950	3,06	0,0011748	Vérifiée
Sens Y-Y							
Niveau	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta k$ (m)	he (m)	$\Delta k / he$	Observation
E/Sol 2	0,000354	0,00177	0	0,0017700	5,1	0,0003471	Vérifiée
E/Sol 1	0,000705	0,003525	0,00177	0,0017550	3,06	0,0005735	Vérifiée
RDC	0,001622	0,00811	0,003525	0,0045850	3,06	0,0014984	Vérifiée
Etage 1	0,002772	0,01386	0,00811	0,0057500	3,06	0,0018791	Vérifiée
Etage 2	0,003929	0,019645	0,01386	0,0057850	3,06	0,0018905	Vérifiée
Etage 3	0,004985	0,024925	0,019645	0,0052800	3,06	0,0017255	Vérifiée
Etage 4	0,005892	0,02946	0,024925	0,0045350	3,06	0,0014820	Vérifiée
Etage 5	0,00658	0,0329	0,02946	0,0034400	3,06	0,0011242	Vérifiée

Figure III.8. Vérification des déplacements inter- étages dans les deux sens (X-Y)

**Remarque :**

On constate d'après les résultats des deux tableaux ci-dessus que les déplacements inter-étages sont inférieure à un centième de la hauteur d'étage suivant les directions orthogonales ce qui signifie d'après le RPA99 V2003 que la structure est stable et elle ne risque pas l'instabilité.



### III.4.5. Vérification vis-à-vis des effets de second ordre (P-Δ) :

Les effets de 2<sup>ème</sup> ordres (effet P-Δ), sont les effets dus aux charges verticales après déplacement.

Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k * \Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0.1$$

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k

$$P_k = \sum_{i=k}^n W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau k.

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1).

$h_k$  : hauteur de l'étage k.

**Si** :  $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$  les efforts (P-Δ) peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $\frac{1}{1-\theta_k}$

**Si** :  $\theta_k > 0.2$  la structure est proportionnellement instable et elle doit être redimensionnée

Les résultats sont résumés dans les deux tableaux suivant :

Sens X-X						
Niveau	$\Delta k$ (m)	Pk (Kn)	Vk (Kn)	hk (m)	$\theta$	Observation
E/Sol 2	0,002805	36236,614	1451,2995	5,1	0,013733	Vérifiée
E/Sol 1	0,003240	30183,5334	1377,1316	3,06	0,023207	Vérifiée
RDC	0,005340	25803,5216	1312,0144	3,06	0,034321	Vérifiée
Etage 1	0,006280	21422,3915	1211,1849	3,06	0,036299	Vérifiée
Etage 2	0,006110	17118,7625	1073,9083	3,06	0,031829	Vérifiée
Etage 3	0,005620	12883,2485	897,9782	3,06	0,026350	Vérifiée
Etage 4	0,004650	8716,0558	686,1393	3,06	0,019304	Vérifiée
Etage 5	0,003595	4607,7981	437,7236	3,06	0,012367	Vérifiée

Tableau III.9. Vérification des effets de second ordre dans le sens X-X

Sens Y-Y						
Niveau	$\Delta k$ (m)	Pk (Kn)	Vk (Kn)	hk (m)	$\theta$	Observation
E/Sol 2	0,001770	36236,614	1582,6397	5,1	0,007946	Vérifiée
E/Sol 1	0,001755	30183,5334	1500,609	3,06	0,011536	Vérifiée
RDC	0,004585	25803,5216	1428,5035	3,06	0,027065	Vérifiée
Etage 1	0,005750	21422,3915	1316,2466	3,06	0,030583	Vérifiée
Etage 2	0,005785	17118,7625	1169,7413	3,06	0,027667	Vérifiée
Etage 3	0,005280	12883,2485	979,7625	3,06	0,022689	Vérifiée
Etage 4	0,004535	8716,0558	755,7101	3,06	0,017093	Vérifiée
Etage 5	0,003440	4607,7981	495,8941	3,06	0,010446	Vérifiée

Tableau III.10. Vérification des effets de second ordre dans le sens Y-Y

#### Remarque :

Les résultats des calculs résumés dans les deux tableaux précédents indiquent que les effets du second ordre sont inférieurs à 0.1 ce qui signifie d'après le **RPA99 V2003 (article 5.9)** dans le cas des bâtiments qu'il peut être négligé.

#### III.4.6. Vérification de la stabilité au renversement :

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante:  $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

$M_S$  : moment stabilisateur dû aux charges verticales,  $M_S = \frac{W \cdot L}{2}$

$M_R$  : moment de renversement dû aux charges horizontales,  $M_R = SF_i \cdot h_i$

W : poids total du bâtiment.

F : force sismique de niveau.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant

Sens X-X						
W (kn)	Lx(m)	L x / 2	Ms (kn,m)	Mr (kn,m)	Ms / Mr	vérification
36236,614	24,2	12,1	438463,029	27453,665	15,97102	vérifiée
Sens Y-Y						
W (kn)	Ly(m)	L y / 2	Ms (kn,m)	Mr (kn,m)	Ms / Mr	vérification
36236,614	17,4	8,7	315258,542	29712,3535	10,610352	vérifiée

**Tableau III.11.** Vérification de la stabilité au renversement

### III.4.7. conclusion :

On a opté pour un système de contreventement mixte (portiques –voiles) pour les avantages qu'il offre à savoir la ductilité et l'économie, lors de la modélisation de ce bâtiment on a essayé plusieurs dispositions de voiles on a aboutie à la disposition qui a répondu a la satisfaction de toutes les exigences de RPA99 V2003.

A fin de satisfaire toutes les vérifications on a était dans le besoin de faire quelque changement par rapport au pré-dimensionnement fait dans le 2<sup>ème</sup> chapitre, alors on augmenter les sections des poteaux comme suit :

E/sol 1.....	(50*50) cm <sup>2</sup> .
E/sol 2.....	(45*50) cm <sup>2</sup> .
RDC.....	(45*45) cm <sup>2</sup> .
Etage 1.....	(40*45) cm <sup>2</sup> .
Etage 2.....	(40*40) cm <sup>2</sup> .
Etage 3.....	(35*40) cm <sup>2</sup> .
Etage 4.....	(35*35) cm <sup>2</sup> .
Etage 5.....	(30*35) cm <sup>2</sup> .

## IV. Introduction :

Dans ce présent chapitre on va étudier les éléments porteurs (poteaux, poutres, et voiles) de notre structure, dans le chapitre précédent et avec le logiciel ETABS V16 nous avons pu déterminer les efforts dans ces éléments sous les différents chargements (verticaux et horizontaux), ces éléments porteurs doivent assurer la résistance et la stabilité avant et après passage du séisme, alors ils doivent être bien armés et bien disposés, le but dans ce chapitre est de déterminer les sections d'acier de ces différents éléments suivies des vérifications nécessaires pour que ces éléments résistent aux combinaisons des différentes actions qui leur seront appliquées.

Les combinaisons données par le RPA99 V2003 pour déterminer les sollicitations sont les suivantes :

- |            |       |
|------------|-------|
| 1.35G+1.5Q | (ELU) |
| 2. G+Q     | (ELS) |
| 3. G+Q+E   | (ELA) |
| 4.0.8G±E   | (ELA) |

### IV.1. Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments calculés à la flexion composée sous l'action des sollicitations les plus défavorables (effort normal (N) et moment fléchissant (M)), le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}} \rightarrow A_1 \\ N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}} \rightarrow A_2 \\ M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}} \rightarrow A_3 \end{cases} \Rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

#### ❖ Exigences de RPA99 V2003

##### ➤ Armatures longitudinales : (article 7.4.2.1 RPA99 V2003)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

$$-A_{\min} = 0.8\% \text{ de la section de béton}$$

- $A_{\max}=4\%$  de la section de béton (en zone de courante).

- $A_{\max}=6\%$  de la section de béton (en zone de recouvrement).

-Le diamètre minimum est de 12 mm

-La longueur minimale des recouvrements est de  $40\phi$

-La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm

On va résumer toutes les valeurs numériques des armatures longitudinales de notre projet dans le tableau suivant :

Niveaux	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\max}$ (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone nodale
Entre sol 2	50*50	20	100	150
Entre sol 1	45*50	18	90	135
RDC	45*45	16.2	81	121.5
Etage 1	40*45	14.4	72	108
Etage 2	40*40	12.8	64	96
Etage 3	35*40	11.2	56	84
Etage 4	35*35	9.8	49	73.5
Etage 5	30*35	8.4	42	63

**Tableau. IV.1.** Armatures longitudinales minimales et maximales selon RPA99/2003

#### ❖ Les sollicitations de calcul :

Les différentes sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraits directement du logiciel ETABS V16, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	$N_{\max} \Rightarrow M_{\text{cor}}$	$M_{\max} \Rightarrow N_{\text{cor}}$	$N_{\min} \Rightarrow M_{\text{cor}}$	$V_{\max}$
E/ sol 2	1390.684 $\Rightarrow$ -20.178	34.856 $\Rightarrow$ 859.731	-154.741 $\Rightarrow$ -7.3254	15.78
	ELU	ELU	<b>0.8G+Ey<sub>dyn</sub></b>	
E/ sol 1	1166.2787 $\Rightarrow$ 48.5944	48.5944 $\Rightarrow$ 1166.2748	-59.9468 $\Rightarrow$ -5.521	82.5
	ELU	ELU	<b>0.8G+Ey<sub>dyn</sub></b>	
RDC	1061.877 $\Rightarrow$ 15.4593	51.5573 $\Rightarrow$ 595.4063	-96.7216 $\Rightarrow$ -8.7275	123.97
	ELU	<b>G+Q+Ey<sub>dyn</sub></b>	<b>0.8G+Ey<sub>dyn</sub></b>	
Etagé 1	836.5305 $\Rightarrow$ 26.4505	59.78 $\Rightarrow$ 371.1653	-7.7915 $\Rightarrow$ -10.5683	123.29
	ELU	<b>G+Q+Ey<sub>dyn</sub></b>	<b>0.8G+Ey<sub>dyn</sub></b>	
Etagé 2	644.2463 $\Rightarrow$ 21.3313	-48.0946 $\Rightarrow$ 287.3724	18.3901 $\Rightarrow$ -13.816	108.99
	ELU	<b>G+Q+Ey<sub>dyn</sub></b>	<b>0.8G+Ey<sub>dyn</sub></b>	
Etagé 3	476.03 $\Rightarrow$ 22.125	-45.2975 $\Rightarrow$ 205.406	22.4982 $\Rightarrow$ -12.458	86.44
	ELU	<b>G+Q+Ey<sub>dyn</sub></b>	<b>0.8G+Ey<sub>dyn</sub></b>	
Etagé 4	317.9343 $\Rightarrow$ -2.7665	33.6486 $\Rightarrow$ 242.9919	16.1646 $\Rightarrow$ -12.973	67.86
	ELU	<b>G+Q+Ex<sub>dyn</sub></b>	<b>0.8G+Ey<sub>dyn</sub></b>	
Etagé 5	170.6078 $\Rightarrow$ -3.6234	29.51 $\Rightarrow$ 89.6267	0.4344 $\Rightarrow$ -4.058	43.79
	ELU	ELU	<b>0.8G+Ex</b>	

Tableau .IV.2. Sollicitations sous différentes combinaisons dans les poteaux

#### IV.1. 1. Ferrailage des poteaux :

##### ❖ Ferrailage longitudinal :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

##### Exemple de calcul : (poteau entre sol 2)

##### ➤ 1<sup>ère</sup> combinaison $N_{\max} \Rightarrow M_{\text{cor}}$

$N_{\max}=1390.684$  KN;  $M_{\text{cor}}=-20.178$ KN.m ; FPN( $e=3$ cm) ;  $b=50$ cm ;  $h=50$ cm ;  $d=47$ cm

Situation accidentelle  $\rightarrow \gamma_s = 1$  ;  $\gamma_b = 1.15$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{20.178}{1390.684} = 1.45\text{cm} < \frac{h}{2} = 25\text{cm}$$

$\rightarrow$  le centre de pression est à l'intérieure de la section + (N) est un effort de compression

Donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$N_u (d-d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d') b h f_{bu}$$

$$M_{UA} = M_{UG} + N_u (d-h/2) = 0.326 \text{ MN.m}$$

$$N_u (d - d') - M_{UA} = 0.591 \text{ MN.m} \dots\dots\dots 1$$

$$(0.337h - 0.81d') b h f_{bu} = 0.666 \text{ MN.m} \dots\dots\dots 2$$

Donc :

$$1 < 2 \rightarrow \text{section partiellement comprimé}$$

Le calcul se fait par assimilation a la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b * d^2 * f_{bu}} = 0.159 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) \Rightarrow 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.159}) = 0.2188$$

$$Z = d(1 - 0.4 * \alpha) = 0.47 * (1 - 0.4 * 0.2188) = 0.428 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{UA}}{z * f_{st}} = \frac{0.326}{0.428 * 400} = 19.04 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -15.72 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 0.5 * 0.47 * 2.1}{400} = 2.83 \text{ cm}^2$$

➤ 2<sup>ème</sup> combinaison  $N_{\min} \Rightarrow M_{\text{cor}}$

$$N_{\min} = -154.741 \text{ KN (traction)} \quad ; \quad M_{\text{cor}} = -7.3254 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{7.3254}{154.741} = 4.73 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 25 \text{ cm}$$

→ le centre de pression est à l'intérieure de la section + (N) est un effort de traction

Donc la section est entièrement tendue

$$\begin{cases} e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G = \left(\frac{50}{2} - 3\right) + 4.73 = 26.73 \text{ cm} \\ e_2 = (d - d') - e_1 = (47 - 3) - 26.73 = 17.27 \text{ cm} \end{cases}$$

→ L'effort  $N_U$  est pris avec son signe.

$$\begin{cases} A_1 = \frac{N_u * e_2}{f_{s10}(d - d')} = -1.518 \text{ cm}^2 \\ A_2 = \frac{N_u * e_1}{f_{s10}(d - d')} = -2.35 \text{ cm}^2 \end{cases} \quad \left\{ A_{\min} = \frac{B * f_{t28}}{f_e} = 13.125 \text{ cm}^2 \right.$$

$A_{\min} > \max(A_1; A_2) \Rightarrow$  on ferraille avec  $leA_{\min} = 13.125 \text{ cm}^2$

➤ **3<sup>ème</sup> combinaison  $M_{\max} \Rightarrow N_{\text{cor}}$**

$M_{\max} = 34.856 \text{ KN.m}$  (compression) ;  $N_{\text{cor}} = 859.731 \text{ KN}$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{34.856}{859.731} = 4.05 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 25 \text{ cm}$$

→ le centre de pression est à l'intérieure de la section + (N) est un effort de compression

Donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$N_u (d-d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d') b h f_{bu}$$

$$M_{UA} = M_{UG} + N_u (d-h/2) = 0.224 \text{ MN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u (d - d') - M_{UA} = 0.154 \text{ MN.m} \dots \dots \dots (1) \\ (0.337h - 0.81d') b h f_{bu} = 0.666 \text{ MN.m} \dots \dots \dots (2) \end{array} \right.$$

$\{1 < 2 \rightarrow SPC$

Le calcul se fait par assimilation a la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b * d^2 * f_{bu}} = 0.109 < \mu_{bu} = 0.391 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.145 \quad ; Z = 0.442 \text{ m} \quad ; A_1 = 12.65 \text{ cm}^2 \quad ; A = -8.84 \text{ cm}^2 \quad ; A_{\min} = 2.83 \text{ cm}^2$$

$$A_S = \max (A_{\text{com1}} ; A_{\text{com2}} ; A_{\text{com3}}) = A_{\text{com2}} = 13.125 \text{ cm}^2$$



## IV. Etude des éléments principaux

Le tableau qui suit résume le calcul du ferrailage du reste des poteaux de chaque étage sous différente combinaisons :

niveaux	section (cm <sup>2</sup> )	Type de section	Combinaison	A <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>RPA</sup> <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>adopté</sup> (cm <sup>2</sup> )
Entre sol 2	50*50	SPC	ELU	-15.72	2.83	20	8HA16+4HA20 =28.65
		SET	0.8G+Ey <sub>dyn</sub>	-2.35	13.125		
		SPC	ELU	-8.84	2.83		
Entre sol 1	45*50	SPC	ELU	-11.5	2.71	18	8HA16+4HA20 =28.65
		SET	0.8G+Ey <sub>dyn</sub>	-1.062	11.81		
		SPC	ELU	-11.5	2.71		
RDC	45*45	SPC	ELU	-12.14	2.28	16.2	8HA16+4HA20 =28.65
		SET	0.8G+Ey <sub>dyn</sub>	-1.767	10.63		
		SPC	G+Q+Ey <sub>dyn</sub>	-4.303	2.28		
Etage 1	40*45	SPC	ELU	-8.632	2.028	14.4	12HA16 =24.13
		SPC	0.8G+Ey <sub>dyn</sub>	0.73	2.028		
		SPC	G+Q+Ey <sub>dyn</sub>	-0.97	2.028		
Etage 2	40*40	SPC	ELU	-6.66	1.781	12.8	8HA16+4HA14 =22.24
		SPC	0.8G+Ey <sub>dyn</sub>	0.7	1.781		
		SPC	G+Q+Ey <sub>dyn</sub>	-0.289	1.781		
Etage 3	35*40	SPC	ELU	-4.48	1.563	11.2	8HA16+4HA14 =22.24
		SPC	0.8G+Ey <sub>dyn</sub>	0.54	1.563		
		SPC	G+Q+Ey <sub>dyn</sub>	0.55	1.563		
Etage 4	35*35	SPC	ELU	-3.98	1.35	9.8	12HA14 =18.47
		SPC	0.8G+Ey <sub>dyn</sub>	0.87	1.35		
		SPC	G+Q+Ey <sub>dyn</sub>	-0.39	1.35		
Etage 5	30*35	SPC	ELU	1.99	1.16	8.4	12HA14 =18.47
		SPC	0.8G+Ex	0.212	1.16		
		SPC	ELU	1.173	1.16		

Tableau .IV.3. Ferrailage longitudinale des poteaux les plus sollicités de chaque étage

### ❖ Ferrailage transversal :

Pour le ferrailage transversal on va présenter un exemple de calcul pour le 1<sup>er</sup> niveau et le reste sera récapitulé dans un tableau

- **Recommandation du RPA99 V2003 (article 7.4.2.2)**

$$\text{Soit : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

$V$  : effort tranchant max dans le poteau

$h_1$  : hauteur de la section du poteau

$\rho$  : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture effort tranchant :

$$\rho = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : élancement géométrique du poteau dans la direction considérée :  $\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$

$a$  ;  $b$  : dimensions de la section transversale du poteau dans la direction de déformation considérée.

$l_f$  : longueur de flambement

$t$  : espacement des armatures transversales dont les valeurs maximales sont fixées en zone IIa comme suit :

$$t \leq \begin{cases} \min(10\phi_1^{\min} ; 15 \text{ cm}) & \rightarrow \text{ zone nodale.} \\ 15\phi_1^{\min} & \rightarrow \text{ zone courante} \end{cases}$$

$\phi_1^{\min}$  : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

Avant de faire le choix de la section d'armatures transversales faut d'abord vérifier que :

$$A_t^{\min} = \begin{cases} 0.3\%(b_1 \text{ ou } h_1 * t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\%(b_1 \text{ ou } h_1 * t) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si :  $3 < \lambda_g < 5 \rightarrow$  faut faire une interpolation entre les deux valeurs précédentes.

**Exemple de calcul :**

Poteau Entre sol 2 (50\*50) cm<sup>2</sup>

b = 50cm ; h = 50cm ; he = 5.1m ; V=15.78 KN ;  $\phi_1^{\min} = 14 \text{ mm}$

$l_f = 0.7 * l_0 = 0.7 * 5.1 = 3.57 \text{ m}$  Avec:  $l_0$ : hauteur libre de l'étage

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = 7.14 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

$$t = \begin{cases} \text{zone nodale} & \rightarrow 10\text{cm} \\ \text{zone courante} & \rightarrow 15\text{cm} \end{cases} \quad A_t = \begin{cases} \text{zone nodale} & \rightarrow 0.197\text{cm}^2 \\ \text{zone courante} & \rightarrow 0.295\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$A_t^{\min} = \begin{cases} \text{zone nodale} & \rightarrow 1.5\text{cm}^2 \\ \text{zone courante} & \rightarrow 2.25\text{cm}^2 \end{cases}$$

choix des armatures:  $\begin{cases} \text{zone nodale} & \rightarrow 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 \\ \text{zone courante} & \rightarrow 4\text{HA} 10 = 3.14 \text{ cm}^2 \end{cases}$

- **Longueur de recouvrement :**

$$L_r \geq 40\phi_1^{\max}$$

Le tableau ci-après résume les résultats d calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux :

Niveau	E/S 2	E/S 1	RDC	Etage 1	Etage 2	Etage 3	Etage 4	Etage 5
Section (Cm <sup>2</sup> )	50*50	45*50	45*45	40*45	40*40	35*40	35*35	30*35
$\phi_1^{\min}$ (Cm)	1.4	1.4	1.4	1.6	1.4	1.4	1.4	1.4
$\phi_1^{\max}$ (Cm)	16	14	14	16	16	16	14	14
$l_f$ (m)	3.57	2.142	2.142	2.142	2.142	2.142	2.142	2.142
$\lambda_g$	7.14	4.284	4.76	4.76	5.355	5.355	6.12	6.12
$V_{\max}$ (KN)	15.78	82.5	123.97	123.29	108.99	86.44	67.86	43.79
$L_r$ (cm)	65	60	60	65	65	65	60	60
P	2.5	3.75	3.75	3.75	2.5	2.5	2.5	2.5
$t_{\text{nodale}}$ (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10
$t_{\text{courante}}$ (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15
$A_t^{\text{nodale}}$ (cm <sup>2</sup> )	0.197	1.54	2.58	2.56	1.7	1.35	1.21	0.782
$A_t^{\text{courant}}$ (cm <sup>2</sup> )	0.295	2.32	3.87	3.85	2.55	2.025	1.81	1.173
$A_{t,\text{nodale}}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	1.5	2.395	1.62	1.62	1.2	1.2	1.05	1.05
$A_{t,\text{courant}}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	2.25	3.5925	2.43	2.43	1.8	1.8	1.575	1.575
$A_t^{\text{adoptée}}$ (cm <sup>2</sup> )	4HA10 =3.14	4HA12 =4.52	4HA10 =3.14	4HA10 =3.14	4HA10 =3.14	4HA10 =3.14	4HA10 =3.14	4HA10 =3.14

Tableau. IV.4. Ferrailage transversale des poteaux

### IV.1.2. Vérification relatives aux poteaux :

#### ❖ Vérification des armatures transversales :

Selon l'article **A.7.1.3. CBA93** le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3}$$

Dont les résultats sont résumés dans le tableau suivant pour chaque niveau :

Niveaux	$\phi_{lmax}$ (mm)	$\frac{\phi_{lmax}}{3}$ (mm)	$\phi_t$ (mm)	Observation
Entre sol 2	16	5.33	15	vérifiée
Entre sol 1	14	4.67	15	vérifiée
RDC	14	4.67	15	vérifiée
Etage 1	16	5.33	15	vérifiée
Etage 2	16	5.33	15	vérifiée
Etage 3	16	5.33	15	vérifiée
Etage 4	14	4.67	15	vérifiée
Etage 5	14	4.67	15	vérifiée

Tableau .IV.5. Vérification des armatures transversales pour chaque niveau

#### ❖ Vérification au flambement :

Selon le **CBA93 (article B.8.4.2)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis du flambement, l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$N_d \leq N_u = \alpha * \left( \frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + A_s * \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

$\alpha$  : coefficient fonction de l'élanement  $\lambda$ .

$B_r$  : section réduite du béton.

$A_s$  : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\gamma_b = 1.5 ; \gamma_s = 1.15$$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \dots \dots \dots \text{pour } \lambda \leq 50 \\ 0.6\left(\frac{\lambda}{50}\right)^2 & \dots \dots \dots \text{pour } 50 < \lambda < 70 \end{cases} \quad \text{avec : } \lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{h^2}{12}}}$$

**Exemple de calcul : (Entre sol 2)**

$$l_f = 0.7 * l_0 = 3.57\text{m} \quad \rightarrow \lambda = \frac{3.57}{\sqrt{\frac{0.5^2}{12}}} = 24.73 \quad \rightarrow \alpha = 0.77$$

$$N_u = 0.77 * \left( \frac{0.2304 * 25}{0.9 * 1.5} + 20.36 * 10^{-4} * \frac{400}{1.15} \right) * 10^3 = 3830.62 \text{ KN}$$

On a :  $N_d = 1046.1344 \text{ KN} < N_u = 3830.62 \text{ KN}$  condition vérifiée, il n ya pas risque de flambement.

Le même calcul s'applique pour tous les autres poteaux, dont les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	i	$\Lambda$	A	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$B_r$ (cm <sup>2</sup> )	$N_d$ (KN)	$N_{ultime}$ (KN)	observation
E/sol 2	0.14	24.73	0.77	20.36	2304	1046.1344	3830.62	vérifiée
E/sol 1	0.14	15.3	0.82	18.47	2064	901.9028	3661.02	vérifiée
RDC	0.13	16.47	0.81	18.47	1849	862.8903	3293.87	vérifiée
Etage 1	0.13	16.47	0.81	16.08	1634	681.804	2904.04	vérifiée
Etage 2	0.11	19.47	0.80	14.2	1444	521.9367	2534.4	vérifiée
Etage 3	0.11	19.47	0.80	14.2	1254	377.4148	2252.9	vérifiée
Etage 4	0.1	21.42	0.79	12.36	1089	245.0267	1932.8	vérifiée
Etage 5	0.1	21.42	0.79	12.36	924	130.6182	1691.41	vérifiée

**Tableau. IV.6.** Vérification au flambement des poteaux des différents étages

**Remarque :**

La condition est vérifiée pour tous les niveaux donc il n ya pas de risque de flambement.

❖ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} \quad (\text{N pris avec son signe})$$

$$\sigma_{sc} = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

$$\mu_t = \frac{b}{2}y^2 + 15[A'(y - d') - A(d - y)]$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau qui suit :

Niveaux	E/S 2	E/S 1	RDC	Etage 1	Etage 2	Etage 3	Etage 4	Etage 5
<b>Section</b>	50*50	45*50	45*45	40*45	40*40	35*40	35*35	30*35
<b>N<sub>ser</sub>(KN)</b>	1010.852	847.678	774.084	609.958	468.812	346.727	232.447	125.175
<b>M<sub>ser</sub>(KN.m)</b>	15.0887	34.54	11.218	19.276	15.634	16.218	2.007	2.643
<b>Type de section</b>	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
<b>C (m)</b>	0.26	0.29	0.24	0.25	0.23	0.24	0.18	0.19
<b>P (m<sup>2</sup>)</b>	-0.125	-0.185	-0.204	-0.126	-0.114	-0.125	-0.052	-0.06
<b>q (m<sup>3</sup>)</b>	-0.062	-0.06	-0.04	-0.04	-0.03	-0.033	-0.017	-0.02
<b>μ<sub>t</sub> (m<sup>3</sup>)</b>	0.126	0.15	0.13	0.09	0.08	0.075	0.036	0.036
<b>σ<sub>bc</sub> (MPa)</b>	5.55	4.60	4.406	4.405	3.57	2.91	2.84	1.63
<b>σ<sub>sc</sub> (MPa)</b>	-26.71	-27.125	-28.58	-20.33	-21.09	-18.03	-11.62	-7.82
<b>σ<sub>bc</sub> (MPa)</b>	15	15	15	15	15	15	15	15
<b>σ<sub>s</sub> (MPa)</b>	201.63	201.63	201.63	201.63	201.63	201.63	201.63	201.63
<b>observation</b>	Vérifiée	Vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

**Tableau. IV.7.** Vérification des contraintes du béton et de l'acier au niveau des poteaux

**Remarque :**

La contrainte dans le béton est vérifiée dans tout les niveaux de la structure, donc pas de risque de flambement.

Toutes les conditions sont vérifiées alors il n ya pas de risque de fissuration des aciers.

❖ **Vérification au cisaillement :**

Selon **RPA99 V2003 (article 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d * f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b(\text{ou } h)} \text{ (bou h selon le sens de l'excitation sismique)}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Niveaux	E/S 2	E/S 1	RDC	Etage 1	Etage 2	Etage 3	Etage 4	Etage 5
b*h (cm <sup>2</sup> )	50*50	45*50	45*45	40*45	40*40	35*40	35*35	30*35
l <sub>f</sub> (m)	3.57	2.142	2.142	2.142	2.142	2.142	2.142	2.142
λ <sub>g</sub>	7.5	4.284	4.76	4.76	5.355	5.355	6.12	6.12
ρ <sub>d</sub>	0.075	0.04	0.04	0.04	0.075	0.075	0.075	0.75
d (m)	0.47	0.47	0.42	0.42	0.37	0.37	0.32	0.32
V <sub>u</sub> (KN)	15.78	82.5	123.97	123.29	108.99	86.44	67.86	43.79
τ <sub>bu</sub> (MPa)	0.067	0.402	0.656	0.733	0.736	0.667	0.605	0.456
τ̄ <sub>bu</sub> (MPa)	1.875	1	1	1	1.875	1.875	1.875	1.875
Observation	Vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

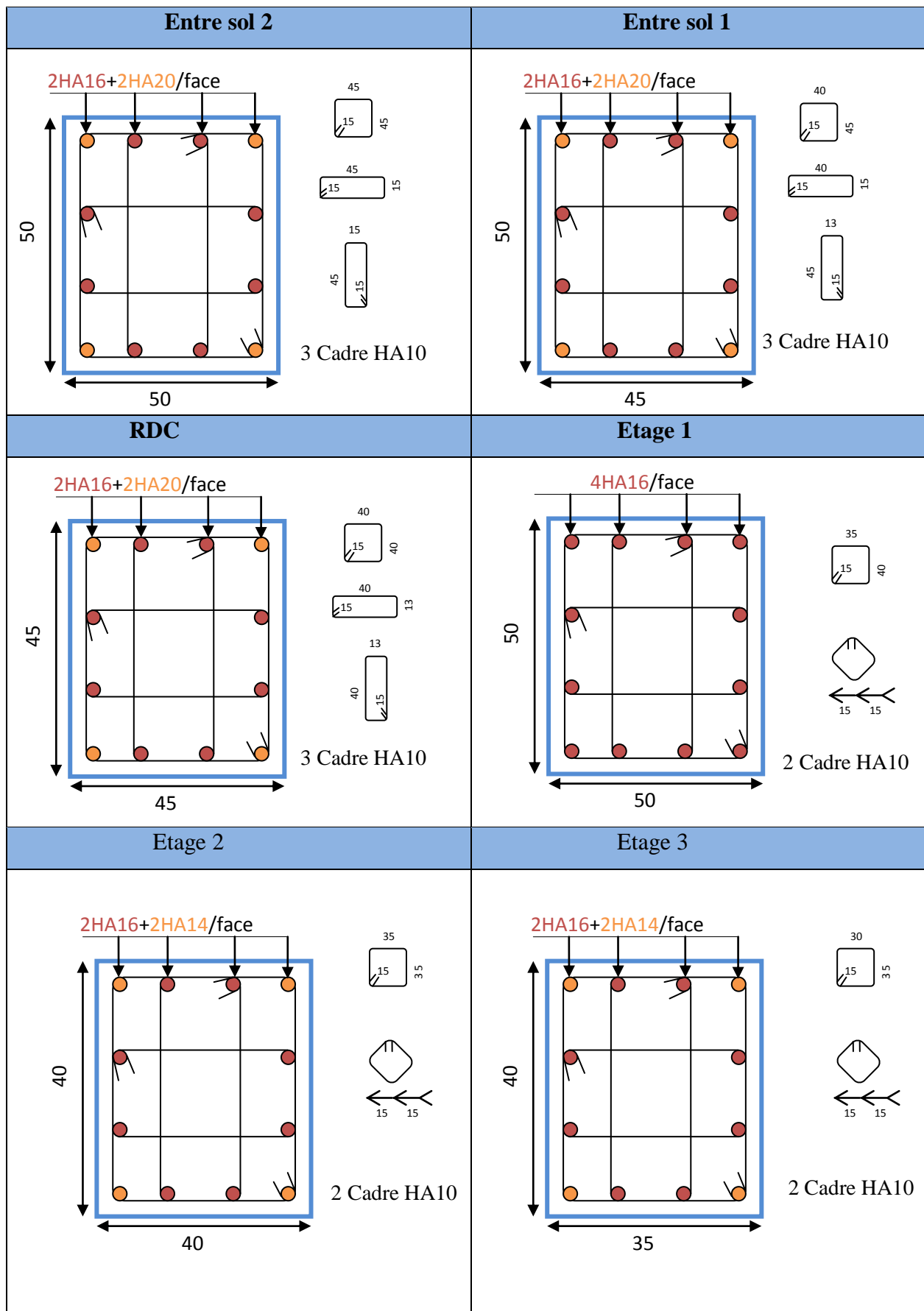
**Tableau .IV.8.** Vérification au cisaillement

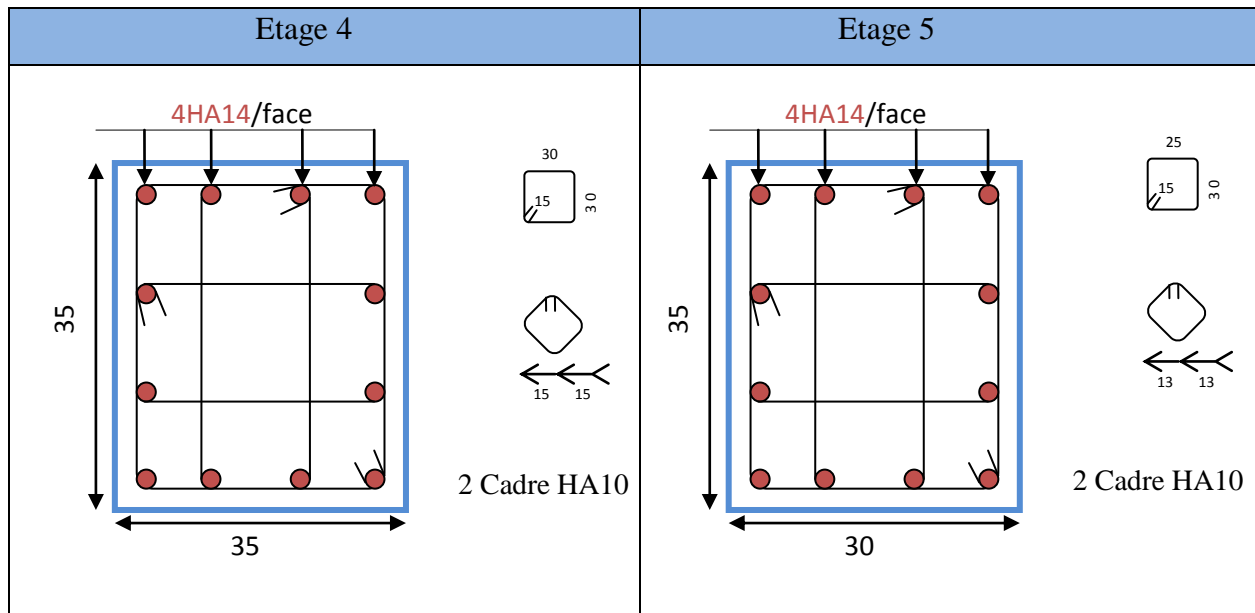
**Remarque :**

La contrainte de cisaillement ne dépasse pas la contrainte admissible au niveau de tous les étages, alors il n'y a pas de risque de cisaillement des poteaux.



## Schéma de ferrailage :





**Tableau .IV.9.** Schémas de ferrailage des poteaux dans les différents niveaux

## IV.2. Etudes des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action de combinaisons les plus défavorables (moment fléchissant et effort de cisaillement) résultants les combinaisons suivantes :

$$1.35G+1.5Q \quad (\text{ELU})$$

$$G+Q \quad (\text{ELS})$$

$$G+Q\pm E \quad (\text{ELA})$$

$$0.8G\pm E \quad (\text{ELA})$$

### ❖ Recommandations :

#### ➤ Armatures longitudinales : (RPA99 V2003 (article 7.5.2.1))

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section du béton en toute section.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% de la section de béton en zone courante.
  - 6% de la section du béton en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de  $40\emptyset$  en zone Iia

- ✓ Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section

➤ **Armatures transversales : (RPA99 V2003 (article 7.5.2.2))**

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  $0.3\% S_t \times b$

Avec :

$S_t$  : espacement maximum entre armatures transversales déterminé comme suit :

$$\begin{cases} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) & \text{en zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{4} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

#### IV.2.1.Sollicitations et ferrailage des poutres :

❖ **Ferrailage longitudinale :**

➤ **Poutres principales**

Les sollicitations sont tirées directement du logiciel ETABS sous les combinaisons les plus défavorables

$b = 30\text{cm}$  ;  $h = 40\text{cm}$  ;  $d = 37\text{cm}$  (fissuration peu nuisible (FPN))

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Niveaux	Position	M (KN.m)	Combinaison	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{opté}$ ( $\text{cm}^2$ )	Choix de ferrailage
E/S 1 ; 2	Travée	91.4381	ELA	6.6	1.34	6.79	6HA12
	Appuis	94.6093	ELA	6.85	1.34	8.01	3HA14+3HA12
RDC ; Etage 1	Travée	83.3	ELA	5.976	1.34	6.79	6HA12
	Appuis	91.48	ELA	6.6	1.34	6.79	6HA12
Etage 2 ; 3	Travée	65.42	ELA	4.629	1.34	5.65	5HA12
	Appuis	72.4	ELA	5.149	1.34	5.65	5HA12
Etage 4 ; 5	Travée	35.9954	ELA	2.49	1.34	3.39	3HA12
	Appuis	43.2631	ELA	3.011	1.34	3.39	3HA12

**Tableau. IV.10.**Sollicitations maximales et ferrailage longitudinales des poutres principales

➤ **Poutres secondaires**

$b = 30\text{cm}$  ;  $h = 35\text{cm}$  ;  $d = 32\text{cm}$  (fissuration peu nuisible (FPN))

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Niveaux	Position	M (KN.m)	Combinaison	$A_{\text{cal}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\text{min}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\text{opté}}$ ( $\text{cm}^2$ )	Choix de ferraillage
E/S 1 ; 2	Travée	24.7662	ELA	1.98	1.1592	3.39	3HA12
	Appuis	24.0515	ELA	1.921	1.1592	3.39	3HA12
RDC ; Etage 1	Travée	34.1613	ELA	2.754	1.1592	3.39	3HA12
	Appuis	37.9855	ELA	3.0724	1.1592	4.62	3HA14
Etage 2 ; 3	Travée	30.0231	ELA	2.41	1.1592	3.39	3HA12
	Appuis	33.9529	ELA	2.737	1.1592	3.39	3HA12
Etage 4 ; 5	Travée	16.4054	ELA	1.3	1.1592	3.39	3HA12
	Appuis	26.5413	ELA	2.125	1.1592	3.39	3HA12

**Tableau. IV.11.** sollicitations maximales et ferraillage longitudinales des poutres secondaires

❖ **Ferraillage transversale**

• **Calcul  $\phi_t$**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{l\text{min}}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \begin{cases} \text{poutre principales: } \phi_t \leq \min(12; 11.42; 30)\text{mm} \\ \text{poutres secondaires: } \phi_t \leq \min(12; 10; 30)\text{mm} \end{cases}$$

Soit  $\phi_t = 8\text{mm}$  et  $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{ cm}^2$  (1 cadre + 1 étrier)

• **calcul des espacements : (RPA99 V2003 article 7.5.2.2)**

**En zone nodale**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l^{\text{min}}\right) \Rightarrow \begin{cases} \text{poutres principales: } S_t = 10\text{cm} \\ \text{poutres secondaires : } S_t = 8\text{cm} \end{cases}$$

**En zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{poutres principales: } S_t = 15\text{cm} \\ \text{poutres secondaires : } S_t = 15\text{cm} \end{cases}$$

Vérification des sections d'armatures transversales minimales :

$$A_t^{\min} = \begin{cases} \text{poutres principales: } 0.003 * 15 * 0.3 = 1.35\text{cm}^2 \\ \text{poutres secondaires: } 0.003 * 15 * 30 = 1.35\text{cm}^2 \end{cases}$$

$A_t = 2.01\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 1.35\text{cm}^2$ , alors la condition est vérifiée pour toutes les poutres.

- **Calcul des longueurs de recouvrement**

$$L_r \geq 40\varnothing \quad (\text{RPA99 V2003 (article 7.5.2.1)})$$

$$\begin{cases} \text{Pour } \varnothing = 14\text{mm} \rightarrow L_r = 40 * 1.4 = 56 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } L_r = 60\text{cm} \\ \text{Pour } \varnothing = 12\text{mm} \rightarrow L_r = 40 * 1.2 = 48 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } L_r = 50\text{cm} \end{cases}$$

#### IV.2.2. Les vérifications nécessaires :

- ❖ **A l'ELU**

- **Vérification des pourcentages maximaux d'armatures longitudinales :**

En zone de recouvrement  $A_{\max} = 6\%(b*h)$

$$\begin{cases} \text{poutres principales} \rightarrow A_{\max} = 6\%(30 * 40) = 72\text{cm}^2 \\ \text{poutres secondaires} \rightarrow A_{\max} = 6\%(30 * 35) = 63\text{cm}^2 \end{cases}$$

En zone courante  $A_{\max} = 4\%(b*h)$

$$\begin{cases} \text{poutres principales} \rightarrow A_{\max} = 4\%(30 * 40) = 48\text{cm}^2 \\ \text{poutres secondaires} \rightarrow A_{\max} = 4\%(30 * 35) = 42\text{cm}^2 \end{cases}$$

Alors la condition est vérifiée pour toutes les poutres

- **vérification des contraintes tangentielles**

La condition qu'on doit vérifier :

Fissuration peu nuisible selon le BAEL91/99

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right)$$

Poutre	$V_{\max}$ (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Principale	111.8	0.98	3.33	Vérifiée
Secondaire	44.56	0.45	3.33	Vérifiée

**Tableau. IV.12.** Vérification des contraintes tangentielles

➤ **Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de cisaillement**

- **Pour les appuis de rives :**

$$A_l \geq A_l^{rive} = V_{\max} * \frac{\gamma_s}{f_e}$$

- **Pour les appuis intermédiaires :**

$$A_l \geq A_l^{inter} = (V_{\max} + \frac{M_a}{0.9 * d}) * \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Poutre	$V_{\max}$ (KN)	$M_a$ (KN.m)	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	$A_l^{rive}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_l^{inter}$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principale	111.8	94.6093	8.01	3.214	-4.95	Vérifiée
Secondaire	44.56	37.96	5.65	1.28	-2.5	Vérifiée

**Tableau .IV.13.** Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

❖ **A l'ELS**

Sachant que la fissuration est peu nuisible il suffit de vérifier la contrainte développée dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 15 \text{ MPA}$$

Poutre	position	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPA)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Observation
Principale	Travée	58.6875	8.01	13.66	90941.28	8.81	15	Vérifiée
	Appui	62.145	8.01	13.66	90941.28	9.33	15	Vérifiée
Secondaire	Travée	11.9123	4.62	9.01	70797.3	1.51	15	Vérifiée
	Appui	17.1144	4.62	9.01	70797.3	1.51	15	Vérifiée

**Tableau .IV.14.** Vérification de l'état limite de compression du béton

➤ **Vérification de l'état limite de déformation (BAEL91/99 (article B.6.5.2))**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \dots\dots\dots (1) \\ \frac{A}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots (2) \\ L < 8m \dots\dots\dots (3) \end{array} \right.$$

Le tableau ci-dessous résume les résultats des vérifications des trois conditions pour les deux types de poutres :

Poutre	b (cm)	h (cm)	L (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Condition			Observation
					1	2	3	
Principale	30	40	4.7	8.01	0.085 > 0.0314	0.007 < 0.01	4.7 < 8	Vérifiée
Secondaire	30	35	4.85	4.62	0.072 > 0.0062	0.0048 < 0.01	4.85 < 8	Vérifiée

**Tableau. IV.15.** Vérification de l'état limite de déformation

### Remarque

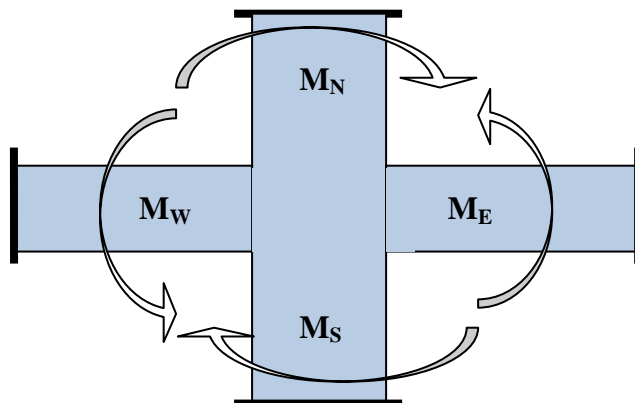
- ✓ Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire
- ✓ Les moments sont tirés directement à partir du logiciel ETABS par contre les moments isostatiques  $M_0$  et les moments sous charges de revêtements sont calculés manuellement par la méthode RDM.

### ❖ Vérification de la zone nodale

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses 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.

Alors le RPA99 V2003 article 7.6.2 exige de vérifiée la condition suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 * |M_W| + |M_E|$$



**Figure. IV.1.** moments résistants au niveau de la zone nodal

Le moment résistant ( $M_R$ ) d'une section de béton dépend des paramètres suivants :

$$M_R = z * A_s * \sigma_s \quad \text{avec: } z = 0.9d \text{ e } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPA}$$

Niveau	d (m)	z (m)	A (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (KN/m <sup>2</sup> )	$M_R$ (KN.m)
Entre sol 2	0.47	0.423	10.3	400000	174.276
Entre sol 1	0.47	0.423	10.3	400000	174.276
RDC	0.42	0.378	10.3	400000	155.736
Etage 1	0.42	0.378	8.04	400000	121.565
Etage 2	0.37	0.333	7.1	400000	94.572
Etage 3	0.37	0.333	7.1	400000	94.572
Etage 4	0.32	0.288	6.16	400000	70.963
Etage 5	0.32	0.288	6.16	400000	70.963

**Tableau. IV.16.** Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	Position	d (m)	z (m)	As (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (KN/m <sup>2</sup> )	$M_R$ (KN.m)
Entre sol 1 ; 2	Travée	0.37	0.333	6.79	400000	90.4428
	Appui	0.37	0.333	8.01	400000	106.6932
RDC ; Etage 1	Travée	0.37	0.333	6.79	400000	90.4428
	Appui	0.37	0.333	6.79	400000	90.4428
Etage 2 ; 3	Travée	0.37	0.333	5.65	400000	75.258
	Appui	0.37	0.333	5.65	400000	75.258
Etage 4 ; 5	Travée	0.37	0.333	3.39	400000	45.1548
	Appui	0.37	0.333	3.39	400000	45.1548

**Tableau. IV.17.** Les moments résistants dans les poutres principales



Niveau	Position	d (m)	z (m)	A (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (KN/m <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KN.m)
Entre sol 2; 1	Travée	0.27	0.243	3.39	400000	32.9508
	Appui	0.27	0.243	3.39	400000	32.9508
RDC ; Etage 1	Travée	0.27	0.243	3.39	400000	32.9508
	Appui	0.27	0.243	4.62	400000	44.9064
Etage 2 ; 3	Travée	0.27	0.243	3.39	400000	32.9508
	Appui	0.27	0.243	3.39	400000	32.9508
Etage 4 ; 5	Travée	0.27	0.243	3.39	400000	32.9508
	Appui	0.27	0.243	3.39	400000	32.9508

**Tableau .IV.18.** Les moments résistants dans les poutres secondaires

Les résultats de la vérification des zones nodales sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveau	M <sub>N</sub> (KN.m)	M <sub>S</sub> (KN.m)	M <sub>N</sub> +M <sub>S</sub> (KN.m)	M <sub>E</sub> (KN.m)	M <sub>W</sub> (KN.m)	1.25(M <sub>E</sub> +M <sub>W</sub> )	Observation
E/S 2	174.276	174.276	348.552	90.4428	106.6932	246.42	Vérifiée
E/S 1	155.736	174.276	330.012	90.4428	106.6932	246.42	Vérifiée
RDC	121.565	174.276	295.841	90.4428	90.4428	226.107	Vérifiée
Etage 1	94.572	155.736	250.308	90.4428	90.4428	226.107	Vérifiée
Etage 2	94.572	121.565	216.137	75.258	75.258	188.145	Vérifiée
Etage 3	94.572	94.572	189.504	75.258	75.258	188.145	Vérifiée
Etage 4	70.963	94.572	165.535	45.1548	45.1548	112.887	Vérifiée
Etage 5	70.963	70.963	141.926	45.1548	45.1548	112.887	Vérifiée

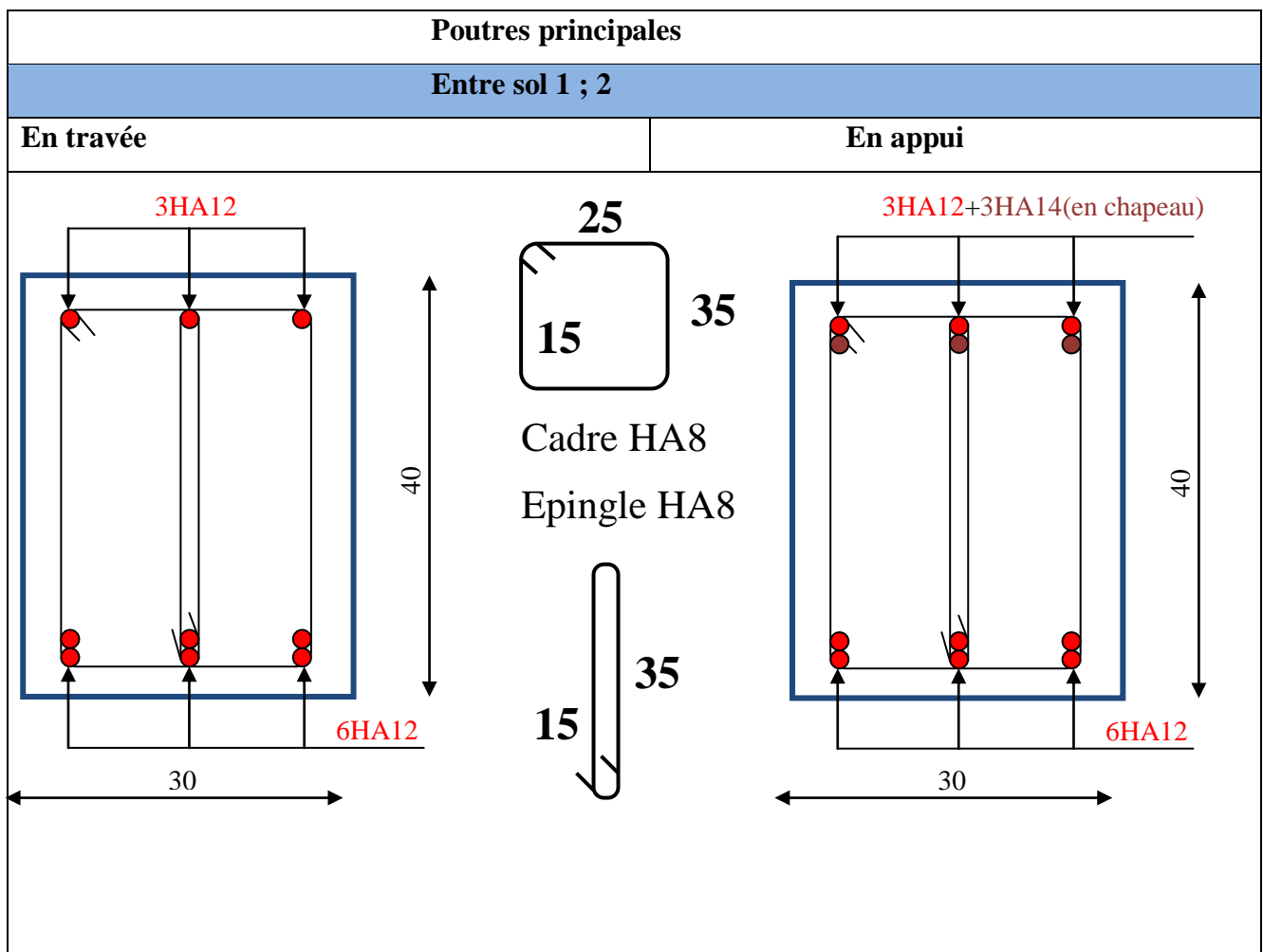
**Tableau. IV.19.** Vérification de la zone nodale dans le sens principale

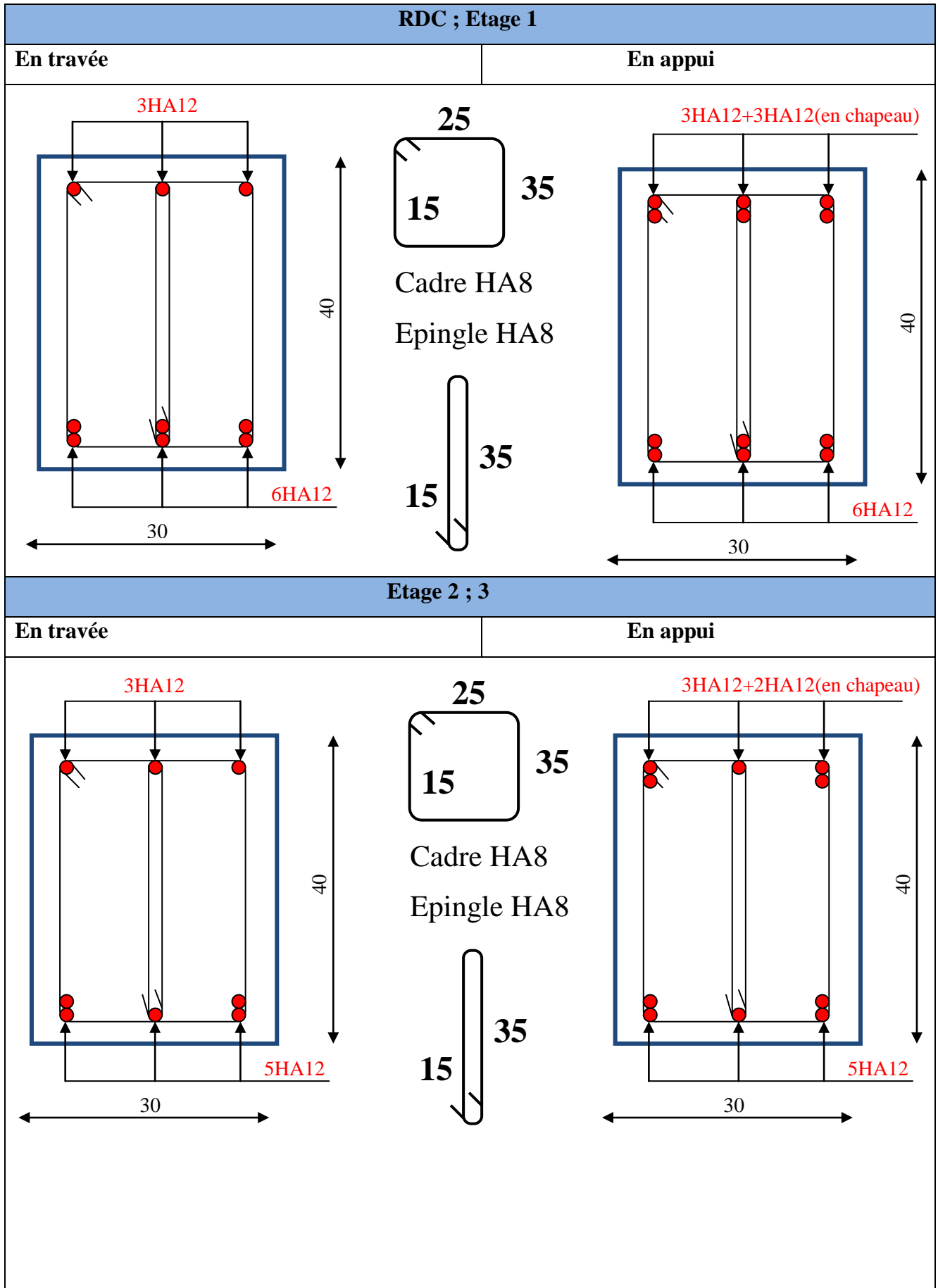
Niveau	$M_N$ (KN.m)	$M_S$ (KN.m)	$M_N+M_S$ (KN.m)	$M_E$ (KN.m)	$M_W$ (KN.m)	$1.25(M_E+M_W)$	Observation
E/S 2	312.5124	344.4912	657.0036	32.9508	32.9508	82.377	Vérifiée
E/S 1	279.2664	312.5124	591.7788	32.9508	32.9508	82.377	Vérifiée
RDC	243.1296	279.2664	522.396	32.9508	44.9064	97.3215	Vérifiée
Etage 1	189.144	243.1296	432.2736	32.9508	44.9064	97.3215	Vérifiée
Etage 2	189.144	189.144	378.288	32.9508	32.9508	82.377	Vérifiée
Etage 3	142.3872	189.144	331.5312	32.9508	32.9508	82.377	Vérifiée
Etage 4	142.3872	142.3872	284.7744	32.9508	32.9508	82.377	Vérifiée
Etage 5	142.3872	142.3872	284.7744	32.9508	32.9508	82.377	Vérifiée

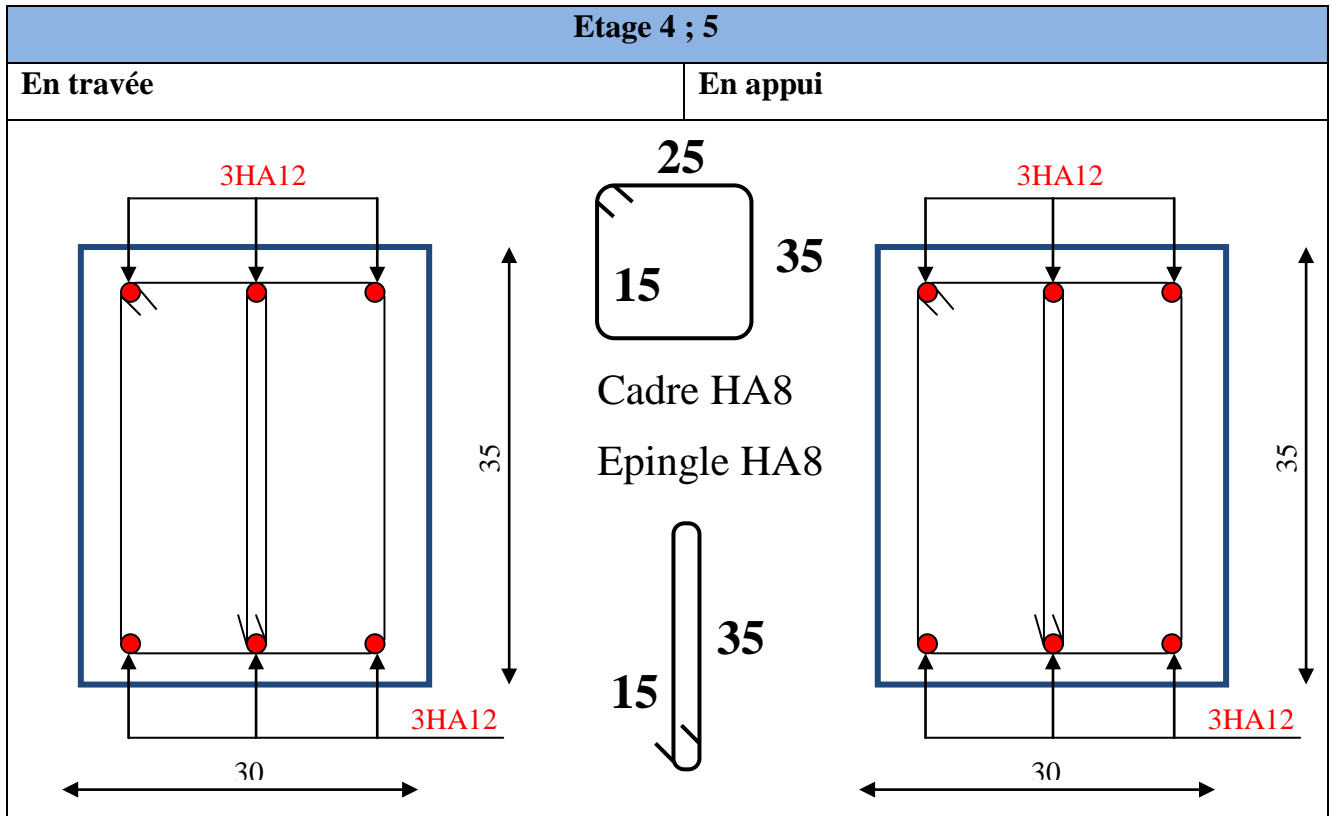
Tableau .IV.20. Vérification de la zone nodale dans le sens secondaire

❖ Schémas de ferrailage :

➤ Poutres principales :

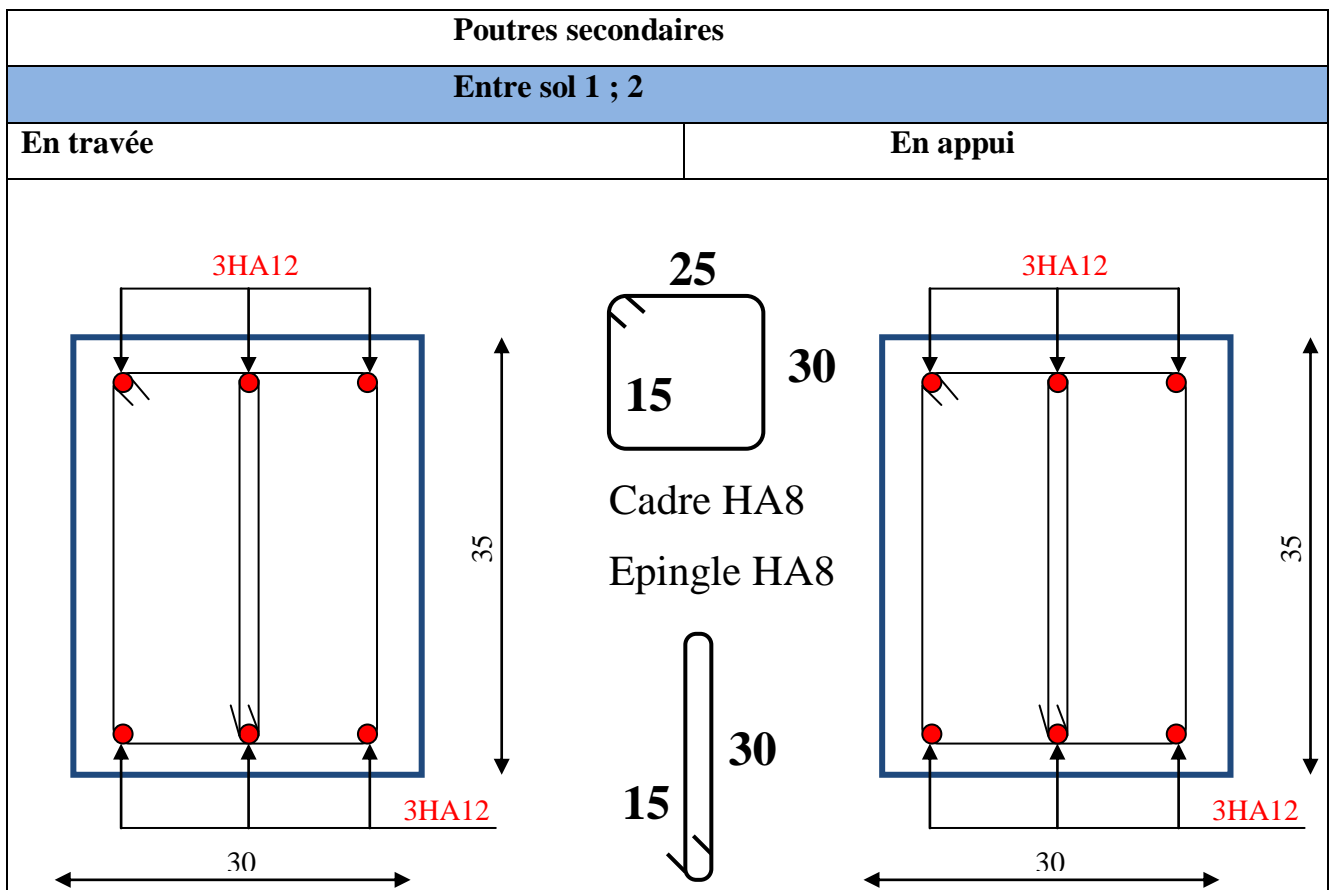


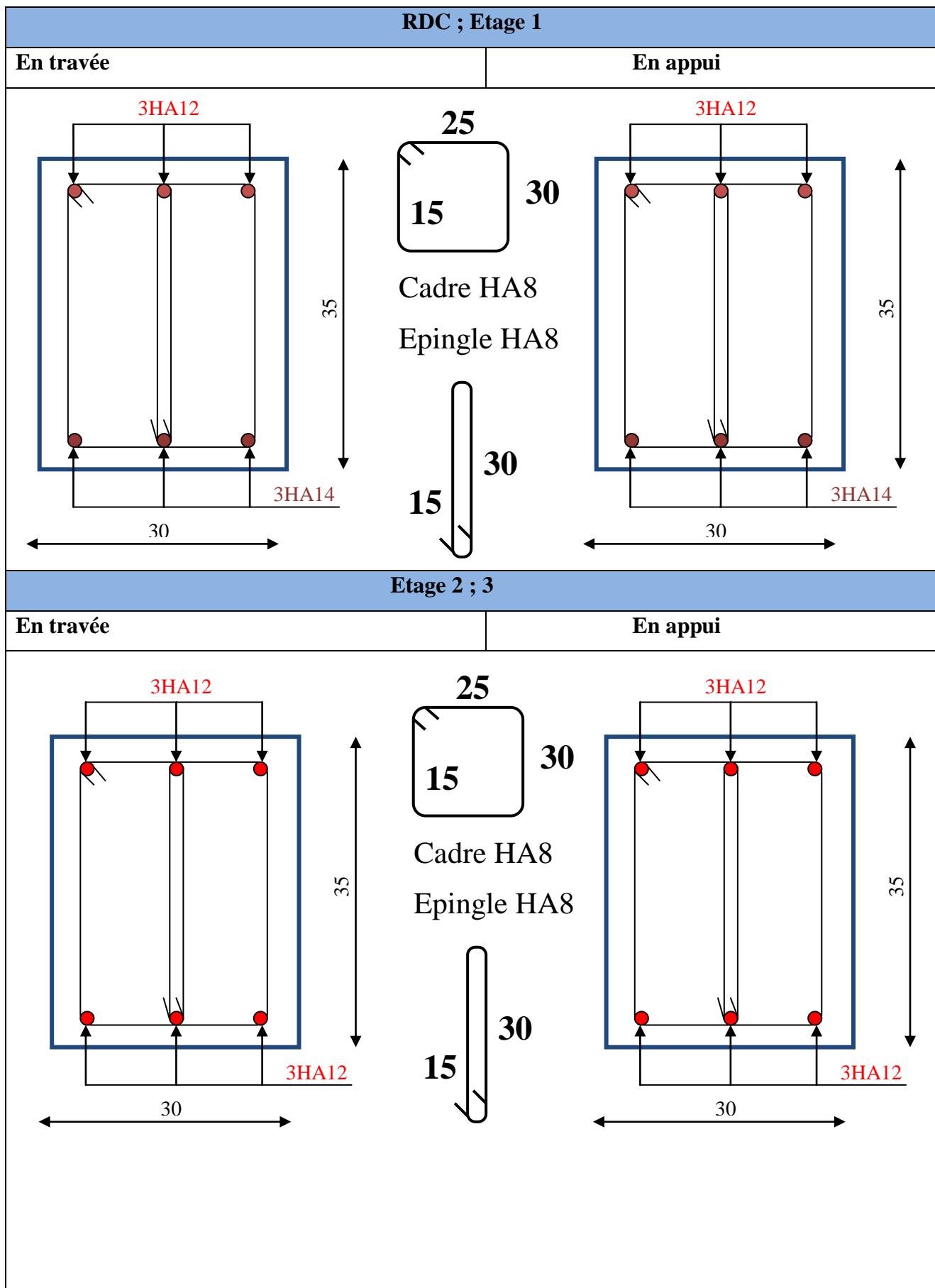


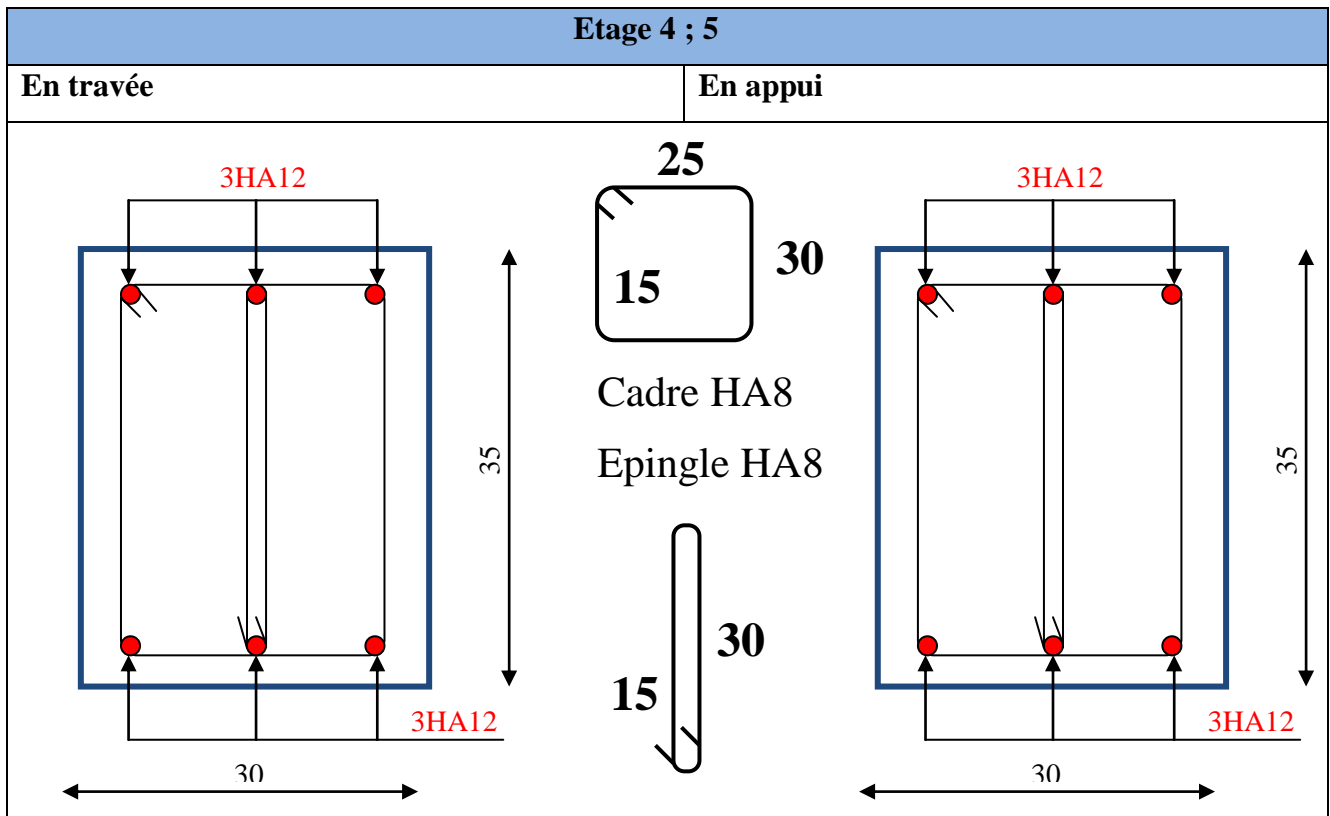


**Tableau IV.21.** Schémas de ferrailage des poutres dans les différents niveaux

➤ **Poutres secondaires :**







**Tableau .IV.22.** Schémas de ferrailage des poutres secondaires dans les différents niveaux

### IV.3. Etude des voiles

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, leurs rôle principale est d'assurer le contreventement. La structure qui fait l'étude de notre projet, située dans la zone IIa (moyenne sismicité) avec une hauteur qui dépasse (14m), alors le RPA99 V2003 (article 3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, ils sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause les modes de rupture suivants :

- par flexion vertical sous des efforts fléchissant
- par flexion horizontale sous l'effort tranchant
- par écrasement ou traction sous un effort normal

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- ✓  $1.35G+1.5Q$
- ✓  $G+Q\pm E$
- ✓  $0.8G\pm E$

❖ **Recommandations du RPA99 V2003**

➤ **Armatures verticales :**

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- ✓ les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles
- ✓ les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.2 % de la section du béton,  $A_{\min} = 0.2\% \cdot l_t \cdot e$

Avec :

$l_t$  : longueur de la zone tendue

$e$  : épaisseur du voile

- ✓ à chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $L/10$  de la longueur du voile
- ✓ 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)

➤ **Armatures horizontales :**

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales

➤ **Armatures transversales :**

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres /  $m^2$

- **Règles communes : RPA99 V2003 (article 7.7.4.3)**
- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :
    - Globalement dans la section du voile 0.15%
    - En zone courante 0.1%
  - ✓ L'espacement des barres horizontales et verticales est  $S_t \leq \min(1.5e ; 30\text{cm})$
  - ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec 4 épingles au mètre carré.
  - ✓ Le diamètre des barres horizontales et verticales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
  - ✓ Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
    - $40\phi$  pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible
    - $20\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible de charges.
  - ✓ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1.1 V / f_c \quad \text{avec : } V = 1.4 V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendu nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

### IV.3.1.Calcul des voiles :

#### ❖ Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites du logiciel ETABS V16, les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :



Sens x-x :

Niveaux	$N_{\max} \Rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \Rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \Rightarrow M_{\text{cor}}$		$V_{\max}$ (KN)
	E/S 1 ; 2 ; RDC	1220.032	64.623	255.024	931.74	307.252	
ELU		G+Q+Ex		0.8G+Ex			
Etage 1 ; 2 ; 3	671.456	16.624	159.444	466.393	213.862	125.561	101.84
	ELU		G+Q+Ex		0.8G+Ex		
Etage 4 ; 5	334.967	11.113	89.808	221.908	76.831	74.811	64.29
	ELU		G+Q+Ex		0.8G+Ex		

Tableau .IV.23. Sollicitation da calcul dans le voile  $V_{x1}$  (1.15m) dans tous les niveaux

Niveaux	$N_{\max} \Rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \Rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \Rightarrow M_{\text{cor}}$		$V_{\max}$ (KN)
	E/S 1 ; 2 ; RDC	1264.723	89.861	325.255	950.114	289.66	
ELU		0.8G+Ex		0.8G+Ey			
Etage 1 ; 2 ; 3	708.725	5.571	175.124	548.15	204.540	117.475	109.92
	ELU		G+Q+Ex		0.8G+Ex		
Etage 4 ; 5	344.4	14.761	93.83	295.404	62.607	47.928	69.4
	ELU		G+Q+Ex		0.8G+Ex		

Tableau .IV.24. Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{x2}$  (1.35m) dans tous les niveaux

Niveaux	$N_{\max} \Rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \Rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \Rightarrow M_{\text{cor}}$		$V_{\max}$ (KN)
	E/S 1 ; 2 ; RDC	1519.014	11.261	354.964	1061.097	410.144	
ELU		G+Q+Ex		0.8G+Ex			
Etage 1 ; 2 ; 3	864.043	20.05	231.3833	658.313	265.058	141.427	143.14
	ELU		G+Q+Ex		0.8G+Ex		
Etage 4 ; 5	420.3	4.1	99.55	343.91	92.851	74.121	76.1
	ELU		G+Q+Ex		0.8G+Ex		

Tableau .IV.25. Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{x3}$  (1.55m) dans tous les niveaux

Niveaux	$N_{\max} \Rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \Rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \Rightarrow M_{\text{cor}}$		$V_{\max}$ (KN)
	E/S 1 ; 2 ; RDC	1123.976	61.432	231.117	419.417	256.420	
	ELU		G+Q+Ex		0.8G+Ey		
Etage 1 ; 2 ; 3	620.6	4.446	199.684	429.913	178.689	12.303	103.47
	ELU		G+Q+Ex		0.8G+Ey		
Etage 4 ; 5	308.784	6.154	72.518	260.354	61.764	37.464	55.01
	ELU		G+Q+Ex		0.8G+Ex		

**Tableau .IV.26.** Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{x4}$  (1.35m) dans tous les niveaux

Sens y-y

Niveaux	$N_{\max} \Rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \Rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \Rightarrow M_{\text{cor}}$		$V_{\max}$ (KN)
	E/S 1 ; 2 ; RDC	328.367	159.718	561.802	29.517	-24.685	
	G+Q+Ey		G+Q+Ey		0.8G+Ey		
Etage 1 ; 2 ; 3	340.924	101.3	114.181	92.241	32.52	106.072	75.14
	G+Q+Ey		G+Q+Ey		0.8G+Ey		
Etage 4 ; 5	146.781	62.737	69.225	31.04	11.602	40.854	47.66
	G+Q+Ey		G+Q+Ey		0.8G+Ey		

**Tableau .IV.27.** Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{y1}$  (1m) dans tous les niveaux

Niveaux	$N_{\max} \Rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \Rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \Rightarrow M_{\text{cor}}$		$V_{\max}$ (KN)
	E/S 1 ; 2 ; RDC	971.363	1081.444	1173.710	495.899	206.5	
	ELU		G+Q+Ey		0.8G+Ey		
Etage 1 ; 2 ; 3	603.125	17.522	233.745	328.403	153.837	146.522	140.52
	ELU		G+Q+Ey		0.8G+Ey		
Etage 4 ; 5	262.633	22.868	135.558	164.272	53.43	80.9	101.96
	ELU		G+Q+Ey		0.8G+Ey		

**Tableau .IV.28.** Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{y2}$  (1.9m) dans tous les niveaux

Niveaux	$N_{\max} \Rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \Rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \Rightarrow M_{\text{cor}}$		$V_{\max}$ (KN)
	E/S 1 ; 2 ; RDC	548.845	22.683	900.221	-147.402	-208.086	
	ELU		G+Q+Ey		0.8G+Ey		
Etage 1 ; 2 ; 3	466.796	37.876	172.155	199.276	95.156	127.344	112.33
	ELU		G+Q+Ey		0.8G+Ey		
Etage 4 ; 5	214.367	21.47	114.79	115.331	36.201	78.995	77.5
	ELU		G+Q+Ey		0.8G+Ey		

Tableau .IV.29. Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{y3}$  (1m) dans tous les niveaux

Niveaux	$N_{\max} \Rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \Rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \Rightarrow M_{\text{cor}}$		$V_{\max}$ (KN)
	E/S 1 ; 2 ; RDC	1008.106	805.952	947.363	510.7	189.532	
	ELU		G+Q+Ey		0.8G+Ey		
Etage 1 ; 2 ; 3	622	10.342	222.099	572.077	156.008	138.221	133.74
	ELU		G+Q+Ey		0.8G+Ey		
Etage 4 ; 5	287.44	11.917	123.384	239.371	68.192	61.654	96.05
	ELU		G+Q+Ey		0.8G+Ey		

Tableau .IV.30. Sollicitations de calcul dans le voile  $V_{y4}$  (1.7m) dans tous les niveaux

#### IV.3.1.1. Calcul du ferrailage :

##### ❖ Exemple de calcul :

Voile  $V_{x1}$  (Entre sol 2)

$$N_{\min} = 307.252 \text{ KN} ; \quad M_{\text{cor}} = 203.615 \text{ KN.m} ; \quad V_u = 118.31 \text{ KN}$$

$$l = 1.15\text{m} ; \quad e = 25\text{cm} ; \quad d = 1.1\text{m} ; \quad d' = 0.05\text{m} \quad (\text{situation accidentelle})$$

##### • Les contraintes aux extrémités du voile à la flexion composée:

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} * \frac{h}{2} \quad ; S = 0.25 * 1.15 = 0.2875 \text{ m}^2 \quad ; I = \frac{0.25 * 1.15^3}{12} = 0.0317 \text{ m}^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma^+ = \frac{0.307252}{0.2875} + \frac{0.203615}{0.0317} * 0.575 = 4.762 \text{ MPA} > 0 \\ \sigma^- = \frac{0.307252}{0.2875} - \frac{0.203615}{0.0317} * 0.575 = -2.624 \text{ MPA} < 0 \end{array} \right.$$

Donc la section est partiellement comprimée (SPC), le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec  $M_{ua}$

$$M_{ua} = M_{UG} + N_u * \left( d - \frac{h}{2} \right) = 0.203615 + 0.307252 * \left( 1.1 - \frac{1.15}{2} \right) = 0.365 \text{ MN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{0.365}{0.25 * 1.1^2 * 18.48} = 0.065 < 0.186 \quad \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.084 \quad ; Z = 1.063 \text{ m} \quad ; A = 0.8987 \text{ cm}^2$$

- **Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :**

$$\text{On a: } \begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{\min} * L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \\ l_c = l - 2l_t \end{cases} \quad \begin{cases} l_t = \frac{2.624 * 1.15}{2.624 + 4.762} = 0.408 \text{ m} \\ l_c = 1.15 - 2 * 0.408 = 0.33 \text{ m} \end{cases}$$

$l_t$  : longueur de la zone tendue

$l_c$  : longueur de la zone comprimée

- **Armatures minimal en zone tendue et zone comprimée :**

$$\begin{cases} A_{\min}^{ZT} = 0.2\% (e * l_t) = 0.2\% (0.25 * 0.408) = 2.04 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^{ZC} = 0.1\% (e * l_c) = 0.1\% (0.25 * 0.33) = 0.825 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^{\text{voile}} = 0.15\% (e * L) = 0.15\% (0.25 * 1.15) = 4.3125 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- **L'espacement des barres verticales :**

$$St \leq \min (1.5 * e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow \text{on prend } St = 20 \text{ cm}$$

- **Armatures horizontales :**

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u * e * S_t}{0.8 * f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 * V_u}{e * d} = \frac{1.4 * 0.11831}{0.25 * 1.1} = 0.602 \text{ MPA}$$

- **Espacements des barres horizontales :**

$$St \leq \min (1.5 * e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow \text{on prend } St = 20 \text{ cm}$$

$$A_h = \frac{0.602 * 0.25 * 0.20}{0.8 * 400} = 0.94 \text{ cm}^2$$

Les résultats du ferrailage seront résumés dans les tableaux qui suivent :

Niveaux	Sollicitations	Type de section	$A_{ZT}^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^T$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^C$ (cm <sup>2</sup> )	$L_t$ (m)	$L_c$ (m)	$A_{min}^{tot}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>E/S</b> <b>1 ; 2</b> <b>RDC</b>	$N_{max} \Rightarrow M_{cor}$ 1220.032 $\Rightarrow$ 64.623	SEC	0	/	2.875	/	1.15	4.3125
	$M_{max} \Rightarrow N_{cor}$ 255.024 $\Rightarrow$ 931.74	SPC	0	0.6	2.275	0.12	0.91	
	$N_{min} \Rightarrow M_{cor}$ 307.252 $\Rightarrow$ 203.615	SPC	0.9	2.05	0.825	0.408	0.33	
<b>Etage</b> <b>1 ; 2 ;</b> <b>3</b>	$N_{max} \Rightarrow M_{cor}$ 671.456 $\Rightarrow$ 16.624	SEC	0	/	2.3	/	1.15	2.5875
	$M_{max} \Rightarrow N_{cor}$ 159.444 $\Rightarrow$ 466.393	SPC	0	0.75	0.96	0.25	0.64	
	$N_{min} \Rightarrow M_{cor}$ 213.862 $\Rightarrow$ 125.561	SPC	0.244	1.16	0.56	0.387	0.375	
<b>Etage</b> <b>4 ; 5</b>	$N_{max} \Rightarrow M_{cor}$ 334.967 $\Rightarrow$ 11.113	SEC	0	/	1.725	/	1.15	2.5875
	$M_{max} \Rightarrow N_{cor}$ 89.808 $\Rightarrow$ 221.908	SPC	0	0.91	0.816	0.303	0.544	
	$N_{min} \Rightarrow M_{cor}$ 76.831 $\Rightarrow$ 74.811	SPC	0.74	1.383	0.34	0.461	0.226	

**Tableau. IV.31.** Sollicitation et ferrailage du voile  $V_{x1}$  dans tous les niveaux

Niveaux	Sollicitations	Type de section	$A_{ZT}^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^T$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^C$ (cm <sup>2</sup> )	$L_t$ (m)	$L_c$ (m)	$A_{min}^{tot}$ (cm <sup>2</sup> )
E/S 1 ; 2 RDC	$N_{max} \Rightarrow M_{cor}$ 328.367 $\Rightarrow$ 159.718	SPC	0.073	1.64	0.85	0.328	0.342	3.75
	$M_{max} \Rightarrow N_{cor}$ 561.802 $\Rightarrow$ 931.74	SPC	6.562	1.8	0.675	0.36	0.27	
	$N_{min} \Rightarrow M_{cor}$ -24.685 $\Rightarrow$ 448.204	SPC	12.76	2.475	0.0023	0.495	0.0094	
Etage 1 ; 2 ; 3	$N_{max} \Rightarrow M_{cor}$ 340.924 $\Rightarrow$ 101.3	SPC	0	0.66	0.841	0.22	0.56	2.25
	$M_{max} \Rightarrow N_{cor}$ 114.181 $\Rightarrow$ 92.241	SPC	1.908	1.296	0.202	0.432	0.135	
	$N_{min} \Rightarrow M_{cor}$ 32.52 $\Rightarrow$ 106.072	SPC	2.452	1.422	0.0076	0.474	0.051	
Etage 4 ; 5	$N_{max} \Rightarrow M_{cor}$ 146.781 $\Rightarrow$ 62.737	SPC	0	0.915	0.585	0.305	0.39	2.25
	$M_{max} \Rightarrow N_{cor}$ 69.225 $\Rightarrow$ 31.04	SPC	1.451	1.388	0.112	0.462	0.074	
	$N_{min} \Rightarrow M_{cor}$ 11.602 $\Rightarrow$ 40.854	SPC	0.933	1.43	0.071	0.476	0.047	

**Tableau. IV.32.** Sollicitation et ferrailage du voile  $V_{y1}$  dans tous les niveaux

Niveaux	Sollicitations	Type de section	$A_{zT}^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^T$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^C$ (cm <sup>2</sup> )	$L_t$ (m)	$L_c$ (m)	$A_{min}^{tot}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>E/S</b> <b>1 ; 2</b> <b>RDC</b>	$N_{max} \Rightarrow M_{cor}$ 1264.723 $\Rightarrow$ 89.861	SEC	0	/	3.375	/	1.35	5.0625
	$M_{max} \Rightarrow N_{cor}$ 325.255 $\Rightarrow$ 950.114	SPC	0	1.15	2.22	0.23	0.89	
	$N_{min} \Rightarrow M_{cor}$ 289.66 $\Rightarrow$ 37.275	SEC	0	/	3.375	/	1.35	
<b>Etage</b> <b>1 ; 2 ;</b> <b>3</b>	$N_{max} \Rightarrow M_{cor}$ 708.725 $\Rightarrow$ 5.571	SEC	0	/	2.025	/	1.35	3.0375
	$M_{max} \Rightarrow N_{cor}$ 175.124 $\Rightarrow$ 548.15	SPC	0	0.6	1.42	0.2	0.95	
	$N_{min} \Rightarrow M_{cor}$ 204.540 $\Rightarrow$ 117.475	SPC	0	1.23	0.8	0.41	0.52	
<b>Etage</b> <b>4 ; 5</b>	$N_{max} \Rightarrow M_{cor}$ 344.4 $\Rightarrow$ 14.761	SEC	0	/	2.025	/	1.35	3.0375
	$M_{max} \Rightarrow N_{cor}$ 93.83 $\Rightarrow$ 295.404	SPC	0	0.59	1.43	0.2	0.96	
	$N_{min} \Rightarrow M_{cor}$ 62.607 $\Rightarrow$ 47.928	SPC	0.125	1.43	0.6	0.47	0.4	

**Tableau. IV.33.** Sollicitation et ferrailage du voile  $V_{x2}$  dans tous les niveaux

Niveaux	Sollicitations	Type de section	$A_{ZT}^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^T$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^C$ (cm <sup>2</sup> )	$L_t$ (m)	$L_c$ (m)	$A_{min}^{tot}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>E/S</b> <b>1 ; 2</b> <b>RDC</b>	$N_{max} \Rightarrow M_{cor}$ 971.363⇒1081.444	SPC	4.02	3.4	1.35	0.68	0.54	7.125
	$M_{max} \Rightarrow N_{cor}$ 1173.710⇒495.899	SPC	10.74	4.11	0.635	0.822	0.254	
	$N_{min} \Rightarrow M_{cor}$ 206.5⇒384.242	SPC	2.68	3.94	0.81	0.78	0.32	
<b>Etage</b> <b>1 ; 2 ;</b> <b>3</b>	$N_{max} \Rightarrow M_{cor}$ 603.125⇒17.522	SEC	0	/	2.85	/	1.9	4.275
	$M_{max} \Rightarrow N_{cor}$ 233.745⇒328.403	SPC	0	1.58	1.27	0.53	0.85	
	$N_{min} \Rightarrow M_{cor}$ 153.837⇒146.522	SPC	0.064	1.9	0.95	0.63	0.64	
<b>Etage</b> <b>4 ; 5</b>	$N_{max} \Rightarrow M_{cor}$ 262.633⇒22.868	SEC	0	/	2.85	/	1.9	4.275
	$M_{max} \Rightarrow N_{cor}$ 135.558⇒164.272	SPC	0	1.76	1.09	0.59	0.73	
	$N_{min} \Rightarrow M_{cor}$ 53.43⇒80.9	SPC	0.42	2.25	0.6	0.75	0.4	

**Tableau. IV.34.** Sollicitation et ferrailage du voile  $V_{y2}$  dans tous les niveaux



Niveaux	Sollicitations	Type de section	$A_{ZT}^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^T$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^C$ (cm <sup>2</sup> )	$L_t$ (m)	$L_c$ (m)	$A_{min}^{tot}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>E/S 1 ; 2 RDC</b>	$N_{max} \Rightarrow M_{cor}$ 1519.014 $\Rightarrow$ 11.261	SEC	0	/	3.875	/	1.55	5.8125
	$M_{max} \Rightarrow N_{cor}$ 354.964 $\Rightarrow$ 1061.097	SPC	0	0.88	2.99	0.18	1.2	
	$N_{min} \Rightarrow M_{cor}$ 410.144 $\Rightarrow$ 261.579	SPC	2.66	3.34	0.54	0.67	0.21	
<b>Etage 1 ; 2 ; 3</b>	$N_{max} \Rightarrow M_{cor}$ 864.043 $\Rightarrow$ 20.05	SEC	0	/	2.325	/	1.55	3.4875
	$M_{max} \Rightarrow N_{cor}$ 231.3833 $\Rightarrow$ 658.313	SPC	0	0.62	1.71	0.21	1.14	
	$N_{min} \Rightarrow M_{cor}$ 265.058 $\Rightarrow$ 141.427	SPC	0	1.2	1.13	0.4	0.75	
<b>Etage 4 ; 5</b>	$N_{max} \Rightarrow M_{cor}$ 420.3 $\Rightarrow$ 4.1	SEC	0	/	2.325	/	1.55	3.4875
	$M_{max} \Rightarrow N_{cor}$ 99.55 $\Rightarrow$ 343.91	SPC	0	0.25	2.07	0.08	1.38	
	$N_{min} \Rightarrow M_{cor}$ 92.851 $\Rightarrow$ 74.121	SPC	0.063	1.57	0.75	0.52	0.5	

**Tableau. IV.35.** Sollicitation et ferrailage du voile  $V_{x3}$  dans tous les niveaux

Niveaux	Sollicitations	Type de section	$A_{ZT}^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^T$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^C$ (cm <sup>2</sup> )	$L_t$ (m)	$L_c$ (m)	$A_{min}^{tot}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>E/S</b> <b>1 ; 2</b> <b>RDC</b>	$N_{max} \Rightarrow M_{cor}$ 548.845 $\Rightarrow$ 22.683	SEC	0	/	2.5	/	1	3.75
	$M_{max} \Rightarrow N_{cor}$ 900.221 $\Rightarrow$ -147.402	SPC	25.70	2.43	0.07	0.49	0.03	
	$N_{min} \Rightarrow M_{cor}$ -208.086 $\Rightarrow$ 781.421	SPC	20.93	2.39	0.11	0.48	0.04	
<b>Etage</b> <b>1 ; 2 ;</b> <b>3</b>	$N_{max} \Rightarrow M_{cor}$ 466.796 $\Rightarrow$ 37.876	SEC	0	/	1.5	/	1	2.25
	$M_{max} \Rightarrow N_{cor}$ 172.155 $\Rightarrow$ 199.276	SPC	2.31	1.21	0.29	0.4	0.19	
	$N_{min} \Rightarrow M_{cor}$ 95.156 $\Rightarrow$ 127.344	SPC	2.26	1.31	0.19	0.44	0.12	
<b>Etage</b> <b>4 ; 5</b>	$N_{max} \Rightarrow M_{cor}$ 214.376 $\Rightarrow$ 21.47	SEC	0	/	1.5	/	1	2.25
	$M_{max} \Rightarrow N_{cor}$ 114.79 $\Rightarrow$ 115.331	SPC	1.66	1.25	0.25	0.42	0.17	
	$N_{min} \Rightarrow M_{cor}$ 36.201 $\Rightarrow$ 78.995	SPC	1.65	1.39	0.11	0.46	0.08	

**Tableau. IV.36.** Sollicitation et ferrailage du voile  $V_{y3}$  dans tous les niveaux

Niveaux	Sollicitations	Type de section	$A_{ZT}^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^T$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^C$ (cm <sup>2</sup> )	$L_t$ (m)	$L_c$ (m)	$A_{min}^{tot}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>E/S</b> <b>1 ; 2</b> <b>RDC</b>	$N_{max} \Rightarrow M_{cor}$ 1123.976 $\Rightarrow$ 61.432	SEC	0	/	3.375	/	1.35	5.0625
	$M_{max} \Rightarrow N_{cor}$ 231.117 $\Rightarrow$ 419.417	SPC	0	2	1.38	0.4	0.55	
	$N_{min} \Rightarrow M_{cor}$ 256.420 $\Rightarrow$ 32.45	SEC	0	/	3.375	/	1.35	
<b>Etage</b> <b>1 ; 2 ;</b> <b>3</b>	$N_{max} \Rightarrow M_{cor}$ 620.6 $\Rightarrow$ 4.446	SEC	0	/	2.025	/	1.35	3.0375
	$M_{max} \Rightarrow N_{cor}$ 199.684 $\Rightarrow$ 429.913	SPC	0	1.04	0.98	0.35	0.65	
	$N_{min} \Rightarrow M_{cor}$ 178.689 $\Rightarrow$ 12.303	SEC	0	/	2.025	/	1.35	
<b>Etage</b> <b>4 ; 5</b>	$N_{max} \Rightarrow M_{cor}$ 308.784 $\Rightarrow$ 6.154	SEC	0	/	2.025	/	1.35	3.0375
	$M_{max} \Rightarrow N_{cor}$ 72.518 $\Rightarrow$ 260.354	SPC	0	0.39	1.64	0.13	1.09	
	$N_{min} \Rightarrow M_{cor}$ 61.764 $\Rightarrow$ 37.464	SPC	0	1.27	0.75	0.42	0.5	

**Tableau. IV.37.** Sollicitation et ferrailage du voile  $V_{x4}$  dans tous les niveaux

Niveaux	Sollicitations	Type de section	$A_{ZT}^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^T$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^C$ (cm <sup>2</sup> )	$L_t$ (m)	$L_c$ (m)	$A_{min}^{tot}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>E/S</b> <b>1 ; 2</b> <b>RDC</b>	$N_{max} \Rightarrow M_{cor}$ 1008.106 $\Rightarrow$ 805.952	SPC	1.034	2.74	1.51	0.55	0.6	6.375
	$M_{max} \Rightarrow N_{cor}$ 947.363 $\Rightarrow$ 510.7	SPC	9.022	3.6	0.65	0.72	0.26	
	$N_{min} \Rightarrow M_{cor}$ 189.532 $\Rightarrow$ 378.68	SPC	3.47	3.65	0.6	0.73	0.24	
<b>Etage</b> <b>1 ; 2 ;</b> <b>3</b>	$N_{max} \Rightarrow M_{cor}$ 622 $\Rightarrow$ 10.342	SEC	0	/	2.55	/	1.7	3.825
	$M_{max} \Rightarrow N_{cor}$ 222.099 $\Rightarrow$ 572.077	SPC	0	0.69	1.86	0.23	1.24	
	$N_{min} \Rightarrow M_{cor}$ 156.008 $\Rightarrow$ 138.221	SPC	0.157	1.73	0.82	0.58	0.54	
<b>Etage</b> <b>4 ; 5</b>	$N_{max} \Rightarrow M_{cor}$ 287.44 $\Rightarrow$ 11.917	SEC	0	/	2.55	/	1.7	3.825
	$M_{max} \Rightarrow N_{cor}$ 123.384 $\Rightarrow$ 239.371	SPC	0	1.15	1.4	0.38	0.93	
	$N_{min} \Rightarrow M_{cor}$ 68.192 $\Rightarrow$ 61.654	SPC	0.07	1.75	0.8	0.58	0.53	

**Tableau. IV.38.** Sollicitation et ferrailage du voile  $V_{y4}$  dans tous les niveaux

#### ❖ Ferrailage longitudinales et transversale

Selon les sollicitations déjà présentées et le type de section nous avons ce qui suit :

Niveaux	$A_{v/face}^{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t^{verticale}$ (cm)	$V_u$ (KN)	$A_h^{calculer}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_h^{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t^{horizontal}$ (cm)
<b>E/sol 1,2 et RDC</b>	8HA10=6.08	20	118.31	0.94	0.75	2HA8=1.01	20
<b>Etage 1 ; 2 ; 3</b>	8HA10=6.08	20	101.84	0.86	0.6	2HA8=1.01	20
<b>Etage 4 ; 5</b>	8HA10=6.08	20	64.29	0.56	0.6	2HA8=1.01	20

**Tableau. IV.39.** Ferrailage longitudinale et transversal adopté pour le voile  $V_{x1}$

Niveaux	$A_{v/face}^{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t^{verticale}$ (cm)	$V_u$ (KN)	$A_h^{calculer}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_h^{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t^{horizontal}$ (cm)
E/sol 1,2 et RDC	8HA10=6.28	20	126.74	0.91	0.75	2HA8=1.01	20
Etage 1 ; 2 ; 3	8HA8=4.02	20	109.92	0.79	0.6	2HA8=1.01	20
Etage 4 ; 5	8HA8=4.02	20	69.4	0.5	0.6	2HA8=1.01	20

Tableau. IV.40. Ferrailage longitudinale et transversal adopté pour le voile  $V_{x2}$ 

Niveaux	$A_{v/face}^{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t^{verticale}$ (cm)	$V_u$ (KN)	$A_h^{calculer}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_h^{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t^{horizontal}$ (cm)
E/sol 1,2 et RDC	12HA8=6.03	15	162.66	1.02	0.75	2HA10=1.57	20
Etage 1 ; 2 ; 3	10HA8=5.03	20	143.14	0.9	0.6	2HA8=1.01	20
Etage 4 ; 5	10HA8=5.03	20	76.1	0.48	0.6	2HA8=1.01	20

Tableau. IV.41. Ferrailage longitudinale et transversal adopté pour le voile  $V_{x3}$ 

Niveaux	$A_{v/face}^{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t^{verticale}$ (cm)	$V_u$ (KN)	$A_h^{calculer}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_h^{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t^{horizontal}$ (cm)
E/sol 1,2 et RDC	8HA10=6.28	20	120.45	0.87	0.75	2HA8=1.01	20
Etage 1 ; 2 ; 3	8HA8=4.02	20	103.47	0.75	0.6	2HA8=1.01	20
Etage 4 ; 5	8HA8=4.02	20	55.01	0.4	0.6	2HA8=1.01	20

Tableau. IV.42. Ferrailage longitudinale et transversal adopté pour le voile  $V_{x4}$

Niveaux	$A_{v/face}^{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t^{verticale}$ (cm)	$V_u$ (KN)	$A_h^{calculer}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_h^{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t^{horizontal}$ (cm)
E/sol 1,2 et RDC	9HA14=13.85	15	207.92	2.02	0.75	2HA12=2.26	20
Etage 1 ; 2 ; 3	8HA8=4.02	20	75.14	0.73	0.6	2HA8=1.01	20
Etage 4 ; 5	8HA8=4.02	20	47.66	0.46	0.6	2HA8=1.01	20

Tableau. IV.43. Ferrailage longitudinale et transversal adopté pour le voile  $V_{y1}$ 

Niveaux	$A_{v/face}^{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t^{verticale}$ (cm)	$V_u$ (KN)	$A_h^{calculer}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_h^{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t^{horizontal}$ (cm)
E/sol 1,2 et RDC	12HA12=13.57	20	370.06	1.89	0.75	2HA12=2.26	20
Etage 1 ; 2 ; 3	12HA8=6.03	20	140.52	0.72	0.6	2HA8=1.01	20
Etage 4 ; 5	12HA8=6.03	20	101.96	0.52	0.6	2HA8=1.01	20

Tableau. IV.44. Ferrailage longitudinale et transversal adopté pour le voile  $V_{y2}$ 

Niveaux	$A_{v/face}^{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t^{verticale}$ (cm)	$V_u$ (KN)	$A_h^{calculer}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_h^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_h^{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t^{horizontal}$ (cm)
E/sol 1,2 et RDC	9HA20=28.27	15	344.99	3.35	0.75	3HA12=3.39	20
Etage 1 ; 2 ; 3	6HA8=3.02	20	112.33	1.09	0.6	2HA12=2.26	20
Etage 4 ; 5	6HA8=3.02	20	77.5	0.75	0.6	2HA8=1.01	20

Tableau. IV.45. Ferrailage longitudinale et transversal adopté pour le voile  $V_{y3}$

Niveaux	$A_{v/face}^{adopté}$ ( $cm^2$ )	$S_t^{vertical}$ (cm)	$V_u$ (KN)	$A_h^{calculé}$ ( $cm^2$ )	$A_h^{min}$ ( $cm^2$ )	$A_h^{adopté}$ ( $cm^2$ )	$S_t^{horizontal}$ (cm)
E/sol 1,2 et RDC	12HA10=9.42	15	307.672	1.76	0.75	2HA12=2.26	20
Etage 1 ; 2 ; 3	10HA8=5.03	20	133.74	0.76	0.6	2HA8=1.01	20
Etage 4 ; 5	10HA8=5.03	20	96.05	0.55	0.6	2HA8=1.01	20

Tableau. IV.46. Ferrailage longitudinale et transversal adopté pour le voile  $V_{y4}$

❖ Schéma de ferrailage :

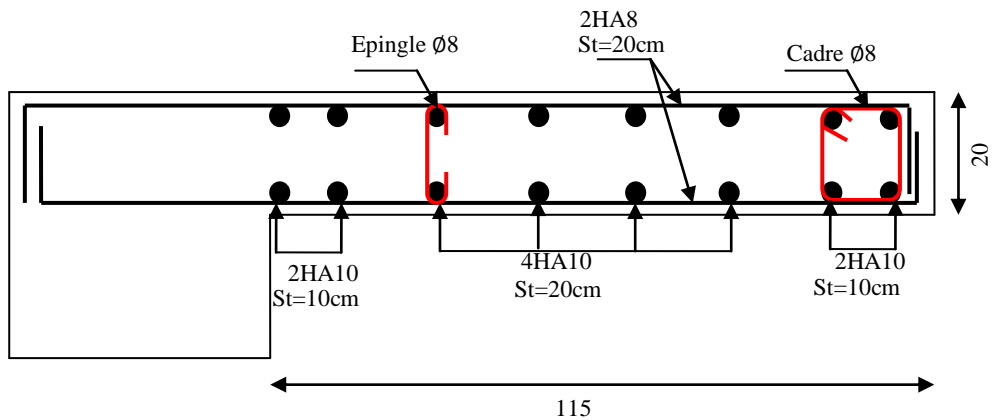


Figure IV.2. Schéma de ferrailage de voile  $V_{x1}$

## V. Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, de la partie inférieure de la structure qui sert à transmettre les efforts de la superstructure au sol. Elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de leur bonne conception et réalisation découle une bonne tenue de l'ensemble

### V.1. Combinaison de calcul :

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** et le **DTR BC.2.33.1**, les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons de charge suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \mp E & \{ 1.35G + 1.5Q \\ 0.8 * G \mp E & \{ G + Q \end{cases}$$

### V.2. choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants

- La capacité portante du sol.
- Les charges transmises au sol
- La distance entre axes des poteaux
- La profondeur d'ancrage

On distingue :

- Fondation superficielle (semelle isolée, semelle filante, radier général)
- Les fondations semi-profondes

#### V.2.1. vérification des semelles isolées : la vérification à faire

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Premièrement on suggère des semelles isolées dont la vérification concerne la semelle sous le poteau le plus sollicité, tel que :

- $N_S = 1936.3124$  KN l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par **ETABS**
- $S = B^2$  : surface d'appui de la semelle
- $\bar{\sigma}_{sol}$ : contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma}_{sol} = 2$  bar



$$B^2 \leq \frac{N}{\sigma_{sol}} \rightarrow B \leq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} \rightarrow B \leq \sqrt{\frac{1936.31}{200}} = 3.11\text{m}$$

L'entre axe minimale des poteaux est 1.40m on constate que y'aura un chevauchement entre les semelles isolées, ce qui revient à dire que les semelles isolées ne conviennent pas à notre cas.

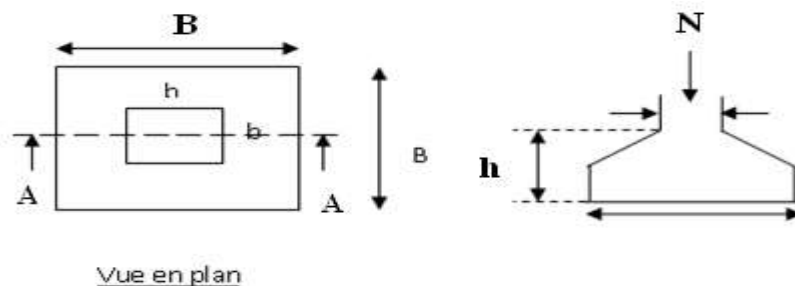


Figure V.1. Schéma d'une semelle isolée

### V.2.2. vérification des semelles :

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 6 poteaux. La surface totale des semelles est donnée pas

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

$N_i$  : L'effort normal provenant du poteau « i »

$N_1 = 1181.91\text{KN}$  ;  $N_2 = 560.10\text{KN}$  ;  $N_3 = 962.61\text{KN}$  ;  $N_4 = 1010.85\text{KN}$  ;  $N_5 = 1238.83\text{KN}$  ;

$N_6 = 713.53\text{KN}$

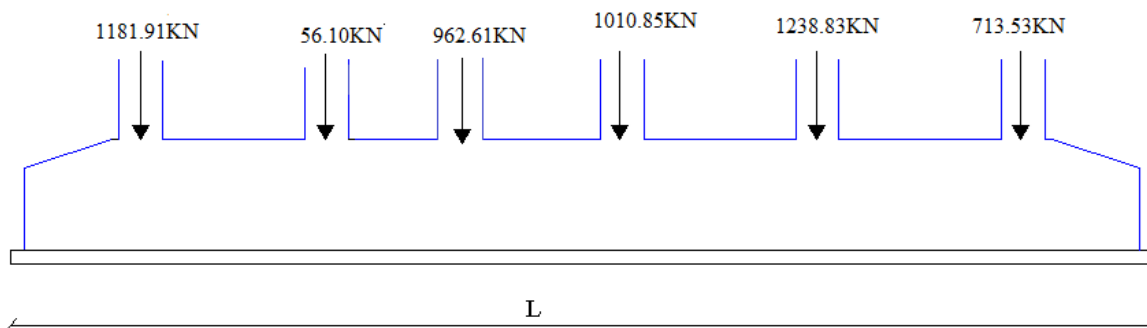


Figure. V.2 : Schéma de la semelle filante

$$\begin{cases} \sum N_i = 5667.84\text{KN} \\ L = \sum l_i + 2 \times L = 18.4\text{m} \end{cases} \quad B = \frac{5667.84}{200 \times 18.4} = 1.54\text{m}$$

L'entraxe minimal des poteaux est 1.40m. Donc y a un chevauchement entre les semelles filante, donc ce type de semelle ne conviennent à notre cas

### V.2.3. Radier général :

Comme type de fondation on va opter pour un radier puisque les deux premières vérifications ne sont pas vérifiées

#### V.2.3.1. Pré dimensionnement du radier :

##### ❖ Condition de courage :

$h_t$  : hauteur de la nervures.

$h_r$  : hauteur de la dalle.

$L_{max}$  : La plus grand portée entre deux éléments porteurs successifs ( $L_{max}=5.30$ )

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{530}{20} = 26.5m \dots \dots \dots h_r = 30cm \\ h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{530}{10} = 53m \dots \dots \dots h_t = 80cm \end{cases}$$

##### • Condition de fragilité :

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{max} = \frac{\pi}{2} L_e \quad ; \quad L_e \geq \sqrt[4]{(4 * E * I)/(K * b)}$$

$L_e$  : Est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$K$  : Coefficient de raideur du sol  $K = 4 \times 10^4 \text{KN/m}^3$  (sol moyen) .

$E$ : Module d'élasticité du béton  $E = 3,216 \times 10^7 \text{KN/m}^2$ .

$b$ : Largeur de la semelle

$$I = \frac{b * h_t^3}{12} : \text{inertie de la semelle}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 b}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5.3^4 \times 4. 10^4}{\pi^4 3,216. 10^7}} = 78.50cm$$

Donc,  $h_t \geq 78.50 \text{ cm} \rightarrow h_t = 80cm$

La hauteur de la nervure choisie au paravent ne vérifie pas la condition de rigidité donc on va augmenter à  $h_t = 80\text{cm}$

**La largeur de la nervure :**

$$0.3 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \quad \text{soit : } b = 60\text{cm}$$

**La Surface du radier**

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N'}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$N'$  : L'effort transmis de la superstructure + poids du radier + poids des terres + poids des nervures.

**Poids du radier :**

$$P_{\text{rad}} = S_{\text{structure}} * h_r * \gamma_b = 409.72 * 0.3 * 25 = 3072.9\text{KN}$$

**Poids de la nervure :**

$$P_{\text{nervure}} = (0.6 * (0.8 - 0.3) * 299.4) * 25 = 2245.5\text{KN}$$

**Poids des terres :**

$$P_{\text{terres}} = S_{\text{structure}} * \gamma_h (D - h_t) = 409.72 * 20 * (3 - 0.8) = 18027.68\text{KN}$$

$D$  : Ancrage du radier.

$$N' = 3072.9 + 2245.5 + 18027.68 + 41549.32 = 64895.4\text{KN}$$

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{64895.4}{200} = 324.477\text{m}^2$$

$$S_b = 409.72 \text{ m}^2 \geq S_{\text{rad}} = 324.477\text{m}^2 \quad \rightarrow S_{\text{bat}} = S_{\text{rad}} = 409.72\text{m}^2$$

- **Dimensions du radier :**

Nous optons les dimensions suivantes :

Hauteur de la nervure :  $h_t = 80\text{cm}$

La largeur de la nervure :  $b = 50\text{ cm}$

Hauteur de la table du radier :  $h_r = 30\text{cm}$

Enrobage :  $d' = 5\text{cm}$

La surface du radier :  $S = 409.72 \text{ m}^2$

### V.2.3.2. vérification nécessaires :

- **Vérification de la contrainte dans le sol**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 0.200 \text{ MPA}$$

Les contraintes sous le radier sont donnée par :

$$\sigma = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \mp \frac{M_x}{I_x} Y_G$$

En utilisant, le programme AUTCAD, on obtient les caractéristiques suivantes :

$$\begin{cases} X_G = 12.30 \text{ m} \\ Y_G = 17.40 \text{ m} \end{cases} \quad \begin{cases} I_{XX} = 10060.4075 \text{ m}^4 \\ I_{YY} = 19144.82 \text{ m}^4 \end{cases}$$

Résultats tiré du logiciel ETABS

$$\begin{cases} M_{XX} = 30.698 \text{ MN.m} \\ M_{YY} = 15.934 \text{ MN.m} \end{cases}$$

Détermination les contraintes moyennes dans les deux sens

$$\text{Sens xx} \begin{cases} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{41.54932}{409.72} + \frac{30.698}{10060.40} \times 17.4 = 0.15 \text{ MPA} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{41.54932}{409.72} - \frac{30.698}{10060.40} \times 17.4 = 0.048 \text{ MPA} \end{cases}$$

$$\text{On trouve : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.15 + 0.048}{4} = 0.127 \text{ MPA} < \sigma_{\text{adm}} = 0.20 \text{ MPA}$$

$$\text{Sens yy} \begin{cases} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_y} Y_G = \frac{41.54932}{409.72} + \frac{15.934}{19144.82} \times 12.3 = 0.11 \text{ MPA} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_y} Y_G = \frac{41.54932}{409.72} - \frac{15.934}{19144.82} \times 12.3 = 0.0911 \text{ MPA} \end{cases}$$

$$\text{On trouve : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.11 + 0.0911}{4} = 0.105 \text{ MPA} < \sigma_{\text{adm}} 0.20 \text{ MPA}$$

- **Vérification au cisaillement**

$$\tau = \frac{V_U}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

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

On considère une bande de  $b=1\text{m}$  de longueur, et  $d=0.9 \times h_r = 0.27\text{ m}$

$$\text{Avec : } V_d = \frac{N_d * L_{\max}}{2 * S_{\text{rad}}} = \frac{41.54932 * 5.30}{2 * 409.72} = 268.734\text{KN}$$

$$\tau = \frac{268.734 * 10^{-3}}{1 * 0.27} = 0.99 < 2.5\text{ MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification au poinçonnement**

Selon le **BAEL99 (Art A5.2.4.2)** il faut vérifier la résistance au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 * U_c * h_t * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$N_d$  : efforts normal à l'état ultime.

$h_t$  : hauteur total de radier.

$U_c$  : périmètre du contour au niveau de la feuille moyenne.

Le poteau le plus sollicité est le poteau  $(50 \times 50)\text{cm}^2$ , le périmètre d'impact  $U_c$  est donné par la formule suivante :  $U_c = 2(A+B)$ , tel que :

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0.5 + 0.8 = 1.3\text{m} \\ B = b + h_t = 0.5 + 0.8 = 1.3\text{m} \end{cases}$$

Soit :  $U_c = 5.2\text{m}$  ;  $N_d = 1390.6846\text{KN}$

$$1.3906846\text{ MN} < 0.045 * 5.2 * 0.8 * \frac{25}{1.15} = 4.069\text{ MN}$$

- **Vérification de la poussée hydrostatique :**

La contrainte a vérifiée est la suivante :

$$N \geq f_s * H * S_{\text{rad}} * \gamma_w$$

$f_s$ : Coefficient de sécurité ( $f_s = 1.15$ )

$h$ : Hauteur de la partie ancrée du bâtiment

$S_{rad}$ : Surface du radier ( $S_{rad}=409.72 \text{ cm}^2$ )

$\gamma_w$ : poids volumique de l'eau ( $\gamma_w=10 \text{ KN/m}^3$ )

$N = 4159.32 \text{ KN} \geq 1.15 * 4 * 409.72 * 10 = 18847.12 \text{ KN} \dots \dots \dots$  condition vérifiée.

- **vérification à la stabilité au renversement**

selon **RPA99 (article 10.1.5)**, on doit vérifiée que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$\begin{cases} \text{Sens xx: } e = \frac{30.698}{41.54932} = 0.738 \leq \frac{24.2}{4} = 6.05\text{m} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \text{Sens yy: } e = \frac{15.934}{41.54932} = 0.383 \leq \frac{17.4}{4} = 4.35\text{m} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

### V.2.3.3.Ferraillage du radier

- ❖ **Calcul à l'ELU**

- **Calcul des sollicitations :**

$$Q_U = \frac{N_U}{S_{rad}} \quad \text{avec : } N_U: \text{l'effort normal ultime donné par la structure}$$

$$G_{rad} = G_{ner} + G_{dalle} = 25 * 0.35 + 25 * 0.8 = 28.75 \text{ KN/m}^2$$

$$N_u^{cal} = 57087.7144 \text{ KN}$$

$$Q_U = \frac{57087.71}{409.72} + 1.35 * 28.75 = 178.14 \text{ KN/m}^2$$

$$L_y = 5.30 - 0,50 = 4.80\text{m} \quad ; L_x = 3.6 - 0.50 = 3.1\text{m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.1}{4.8} = 0.64 > 0.4 \text{ (dalle travail selon deux sens)}$$

$$\rho = 0.64 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0765 \\ \mu_y = 0.3472 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x * Q_U * L_x^2 = 0.0765 * 178.14 * 3.2^2 = 139.54 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y * M_{0x} = 0.3472 * 139.54 = 48.45 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M_{0x} = 118.60 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 * M_{0y} = 41.18 \text{ KN.m} \end{cases} \quad M_{ax} = M_{ay} = 0.5 * M_{0x} = 69.77 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section  $(b \times h) = (1 \times 0.30) \text{ m}^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Localisation		M(KN.m)	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{min}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopté}}(\text{cm}^2)$	N <sup>bre</sup> de barres	St (cm)
Travée	x-x	118.60	14.55	2.83	15.71	5HA20	15
	y-y	41.18	4.84	2.4	5.61	5HA12	15
Appui x-y		69.77	8.36	2.83	10.05	5HA16	15

**Tableau. V.1.**Ferrailage de radier

❖ **Vérification à l'ELU :**

➤ **Condition non fragilité :**

Pour une dalle d'épaisseur  $e > 12\text{cm}$ , et  $\rho > 0.4$ , la section minimale des armatures :

$$A_x^{\text{min}} = \rho_0(3 - \rho) * b * \frac{h_r}{2} = 2.83 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\text{min}} = \rho_0 * b * h_r = 2.4 \text{ cm}^2$$

Pour les feE400 :  $\rho_0 = 0.0008$

➤ **Espacement des armatures :**

$$\begin{cases} \text{Armatures } \parallel \text{ à } L_x : \text{St} = 15\text{cm} \leq (2h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \\ \text{Armatures } \parallel \text{ à } L_y : \text{St} = 15\text{cm} \leq (3h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \end{cases}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

Il faut vérifiée que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPA}$$

$$\begin{cases} V_x = \frac{q_u * L_x}{2} * \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 235.14 \text{ KN} \\ V_y = \frac{q_u * L_x}{2} * \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 63.35 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{235.14 \times 10^{-3}}{1 \times 0.25} = 0.94 \text{ MPA} < 1.17 \text{ MPA}$$

Donc pas de risque de rupture par cisaillement (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

❖ **Vérification à L'ELS :**

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

$$G_{rad} = G_{ner} + G_{dalle} = 25 * 0.35 + 25 * 0.8 = 28.75 \text{ KN/m}$$

$$N_s^{cal} = 41549.39 \text{ KN}$$

$$Q_U = \frac{41549.39}{409.72} + 28.75 = 130.16 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.64 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0819 \\ \mu_y = 0.5117 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_U \times L_x^2 = 0.0819 * 130.16 * 3.2^2 = 109.16 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.5117 * 109.16 = 55.58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ty} = 47.48 \text{ KN.m} \\ M_{tx} = 92.78 \text{ KN.m} \end{cases} \quad M_a = 54.58 \text{ KN.m}$$

Le tableau ci-dessous résume la vérification des contraintes à l'ELS du radier

Localisation		$M_s(\text{KN.m})$	Y (cm)	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	obs	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	x-x	92.78	8.75	4050.38	2<15	Vérifiée	55.83<201.63
	y-y	54.58	6.56	1695.89	2.11<15	Vérifiée	89.024<201.63
Appui x-y		54.58KN	7.30	2796.18	1.42<15	Vérifiée	51.81<201.63

**Tableau. V.2.** vérification des contraintes à l'ELS

❖ **Schéma de ferrailage :**



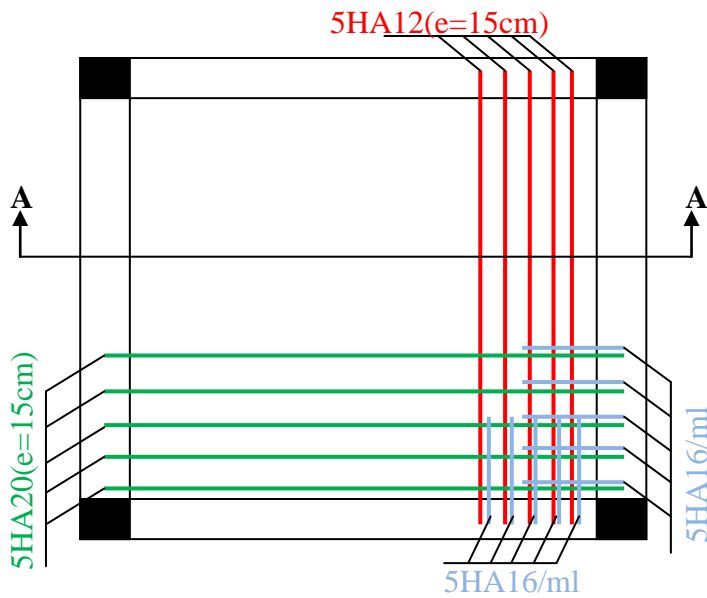


Figure V.3. schéma de ferrailage de radier

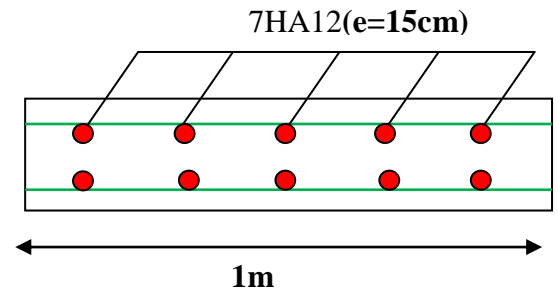


Figure V.4. coupe A-A

### V.3.Etude des nervures :

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure suivante :

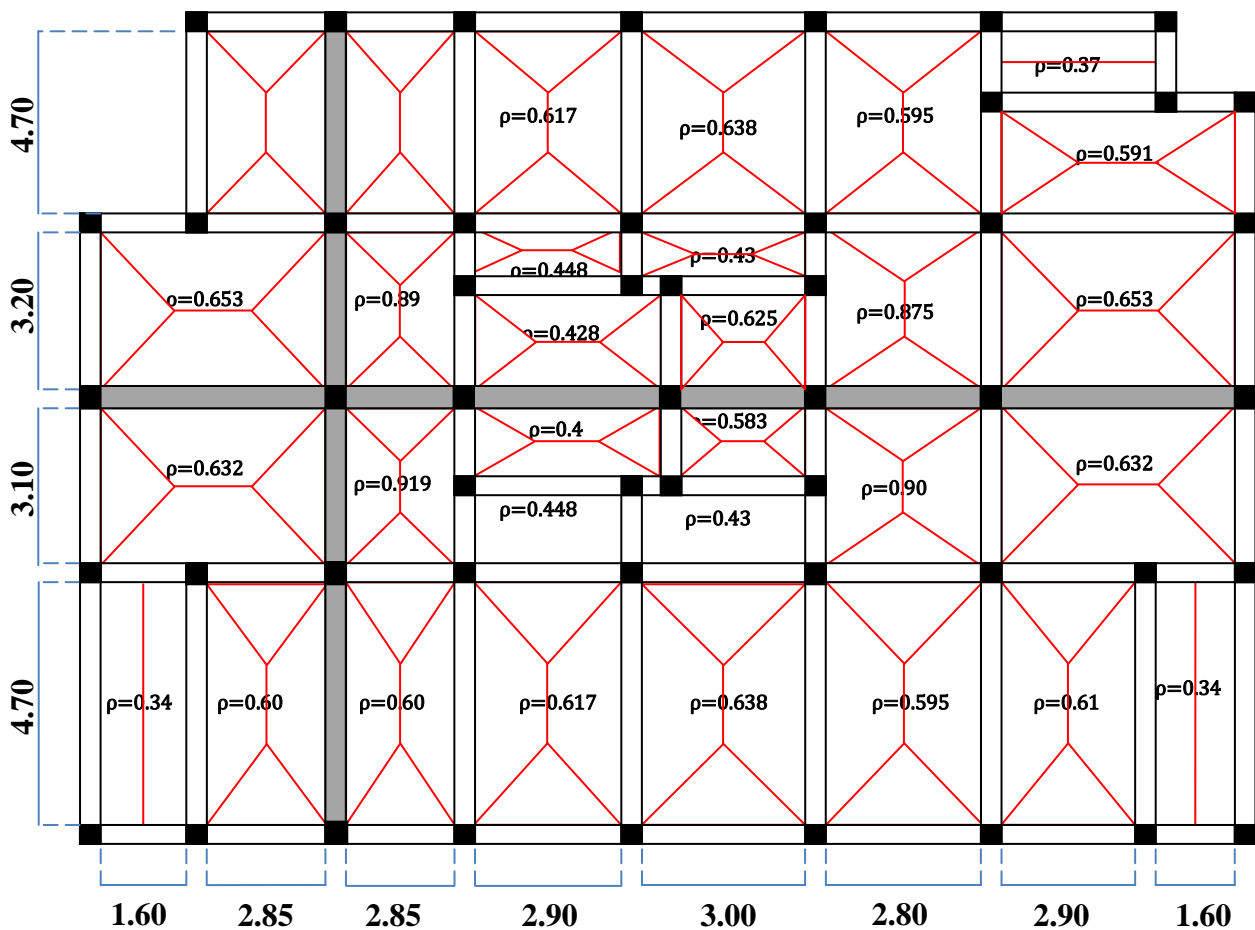


Figure V.5. Schéma des lignes de rupture du radier

Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot, Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties

### V.3.1. calcul des charges équivalentes uniformes

#### ✓ Charges triangulaires :

Pour une poutre soumise à plusieurs charges triangulaires sur une longueur L entre appuis

$$q_m = q_v = \frac{p}{2} * \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

Pour une poutre soumise à une seule charge triangulaire sur une travée de longueur Lx entre appuis

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} * p * l_x \\ q_v = \frac{1}{2} * p * l_x \end{cases}$$

#### Remarque :

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

#### ✓ Charge trapézoïdales

$$\begin{cases} q_m = \frac{p}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_v = \frac{p}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{3}\right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

Avec :

$q_m$  : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle

$q_v$  : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle

$p$  : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris)

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

#### ❖ Calcul des sollicitations

Le calcul des sollicitations dans les nervures se fait pour la nervure la plus défavorable dans chaque sens par la méthode de Caquot, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures

### Sens X-X

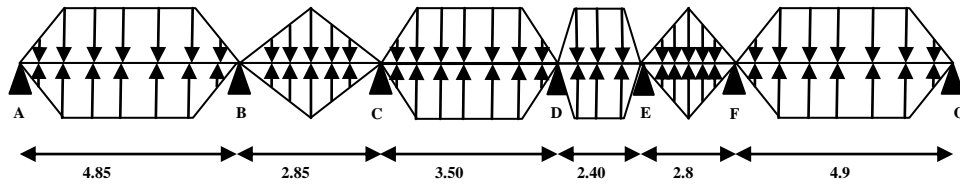


Figure V.6. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X

### Sens Y-Y

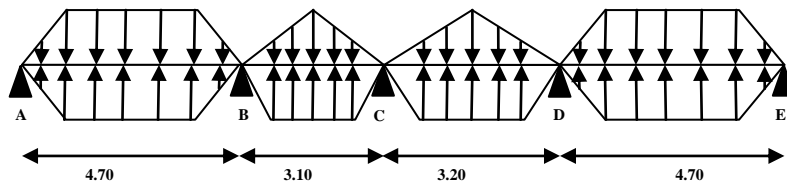


Figure V.7. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens Y-Y

Calcul des charges revenant à la nervure la plus sollicitée

$$\begin{cases} \text{ELU: } P_u = 178.14 \text{ KN/m}^2 \\ \text{ELS: } P_s = 130.33 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Chargement	Travée [AB]	Travée [BC]	Travée [CD]	Travée [DE]	Travée [EF]	Travée [FG]
$q_m^u$ (KN/m)	483.842	338.466	243.464	226.778	332.528	483.866
$q_m^s$ (KN/m)	354.004	247.627	178.144	165.914	243.282	354.004

Tableau V.3. les chargements sur les travées sens X-X (nervure 01)

Chargement	Travée [AB]	Travée [BC]	Travée [CD]	Travée [DE]
$q_m^u$ (KN/m)	446.775	366.463	376.841	445.55
$q_m^s$ (KN/m)	326.867	268.110	275.702	325.971

Tableau V.4. les chargements sur les travées sens Y-Y (nervure 02)

### ❖ Calcul des sollicitations

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

**Sens X-X**

Travée		$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$X_0$ (m)	$M_t$ (KN.m)	$V_{ug}$ (KN)	$V_{ud}$ (KN)
AB	ELU	0	-976.987	2.009	976,087	971,876	-1374,757
	ELS	0	-714.812		714,157		
BC	ELU	-976.987	-216.678	2.213	-148,049	1374,757	438,478
	ELS	-714.812	-158.536		-108,331		
CD	ELU	-216.678	-173.221	1.801	178,171	438,478	-413,646
	ELS	-158.536	-125.155		131,192		
DE	ELU	-173.221	-151.09	1.241	1,312	-413,646	-262,912
	ELS	-125.155	-108.738		-3,82		
EF	ELU	-151.09	-999.568	0.489	-111,379	-262,912	1389,465
	ELS	-108.738	-731.299		-80		
FG	ELU	-999.568	0	0.872	995,42	1389,465	-981,478
	ELS	-731.299	0		728,265		

**Tableau V.5.** sollicitation sur la nervure la plus défavorable dans le sens X-X

**Sens Y-Y**

Travée		$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$X_0$ (m)	$M_t$ (KN.m)	$V_{ug}$ (KN)	$V_{ud}$ (KN)
AB	ELU	0	-851.633	1.944	844.585	868.723	-1231.12
	ELS	0	-623.067		617.911		
BC	ELU	-851.633	-278.058	2.055	-77.923	-1231.12	423.57
	ELS	-623.067	-203.431		-57.009		
CD	ELU	-278.058	-852.061	1.124	-40.012	423.57	1228.332
	ELS	-203.431	-623.38		-29.273		

DE	ELU	-852.061	0	2.757	841.127	1228.332	-865.753
	ELS	-623.38	0		615.381		

**Tableau V.6.** sollicitation sur la nervure la plus défavorable dans le sens Y-Y

### Les sollicitations maximales

Sens	Localisation	$M_{\max}$ (KN.m)		$V_{u \max}$ (KN)
		ELU	ELS	
X-X	Travée	995.42	728.265	1389,465
	Appui	-999.568	-731.299	
Y-Y	Travée	844.585	617.911	-1231.12
	Appui	-851.633	-623.067	

**Tableau .V.7.** Sollicitations maximales sur les nervures

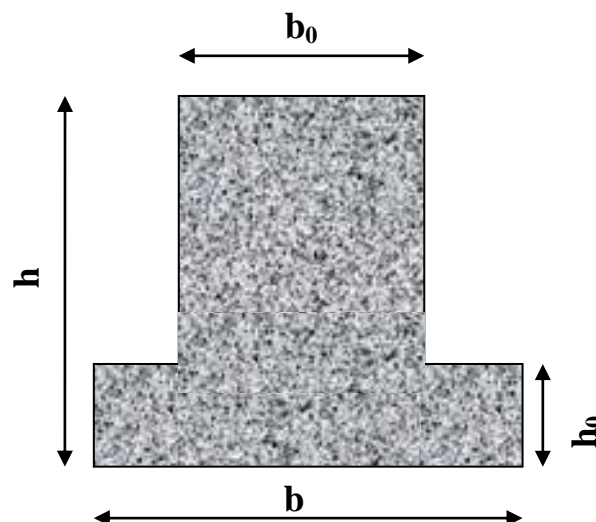
### V.3.2.Ferraillage des nervures :

Le ferraillage des nervures se fera à la flexion simple comme des sections en T renversée.

#### Détermination de la largeur efficace $b$ selon les deux sens (CBA. Article 4.1.3)

$$h = 0.8 \text{ m} \quad ; h_0 = 0.30\text{m} \quad ; b_0 = 0.5\text{m} \quad ; d = 0.75\text{m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens xx: } \frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{\min}}{10}\right) \rightarrow \frac{b - 0.5}{2} \leq \min\left(\frac{4.9}{2}; \frac{3.1}{10}\right) \Rightarrow b = 1.12\text{m} \\ \text{Sens yy: } \frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_y}{2}; \frac{L_x^{\min}}{10}\right) \rightarrow \frac{b - 0.5}{2} \leq \min\left(\frac{4.7}{2}; \frac{2.4}{10}\right) \Rightarrow b = 0.98\text{m} \end{array} \right.$$



**Figure V.8.** coupe d'une nervure sens x-x

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

$$M_{TU} = b * h_0 * f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) > M_u \Rightarrow \text{le calcul se fait pour une section } (b * h)$$

Localisation		M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
X-X	Travée	995.42	40.34	11.048	43.78	7HA25+3HA20
	Appui	-999.568	36.526		40.25	5HA25+5HA20
Y-Y	Travée	844.585	34.142	9.78	34.36	7HA25
	Appui	-851.633	31.17		34.36	7HA25

**Tableau V.8.** Résultats de ferrailage des nervures

### Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left( \phi_{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(20; 22.85; 50) \text{ mm} \Rightarrow \text{soit: } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

$$A_{\text{trans}} = 2 \text{ cadre} + 1 \text{ Etrier} = 8HA10 = 6.28 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit: } St \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12; 10\phi_t^{\min} \right) \Rightarrow St \leq \min(20; 12; 200) \text{ mm}$$

⇒ On adopte un espacement entre les armatures transversales  $St = 12 \text{ cm}$

#### ❖ Vérification à L'ELU :

##### ➤ Vérification de l'effort tranchant :

On a :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ (F.N)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens xx: } \tau_u \leq \frac{1389.465 * 10^{-3}}{1.22 * 0.75} = 1.518 \text{ MPA} < 2.5 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \text{Sens yy: } \tau_u \leq \frac{1231.12 * 10^{-3}}{1.08 * 0.75} = 1.5219 \text{ MPA} < 2.5 \text{ MP} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

→ pas de risque de cisaillement des nervures

#### ❖ Vérification des contraintes à L'ELS

Localisation		Ms (KN.m)	Y (m)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$	obs
x-x	Travée	728.265	0.21	0.01750226	8.537<15	Vérifiée	340.053>201.63	Non vérifiée
	Appui	-731.299	0.24	0.02388343	7.405<15	Vérifiée	233.4>201.63	Non vérifiée
y-y	Travée	617.911	0.21	0.01706737	7.816<15	Vérifiée	290.047>201.63	Non vérifiée
	Appui	-623.067	0.25	0.02317336	6.824<15	Vérifiée	200.054<201.63	vérifiée

**Tableau V.9.** Vérification des contraintes à L'ELS

On remarque que la contrainte de traction n'est pas vérifiée dans le sens (xx) et en travée dans le sens (yy), on doit recalculer les armatures à l'ELS, les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Localisation		M (KN.m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
X-X	Travée	728.265	52.989	55.92	5HA32+5HA20
	Appui	-731.299	54.182	55.92	5HA32+5HA20
Y-Y	Travée	617.911	44.96	49.09	10HA25
	Appui	-623.067	31.17	34.59	5HA25+5HA16

**Tableau V.10.** Ferrailage à l'ELS

**Remarque :**

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton.

D'après le **CBA93/ (article A.7.3)**, leurs section est d'au moins 3 cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

Donc :

$$A_p = 3 * 0.8 = 2.4\text{cm}^2 \rightarrow \text{soit : } 2\text{HA}14 = 3.08\text{cm}^2$$

Schéma de ferrailage :

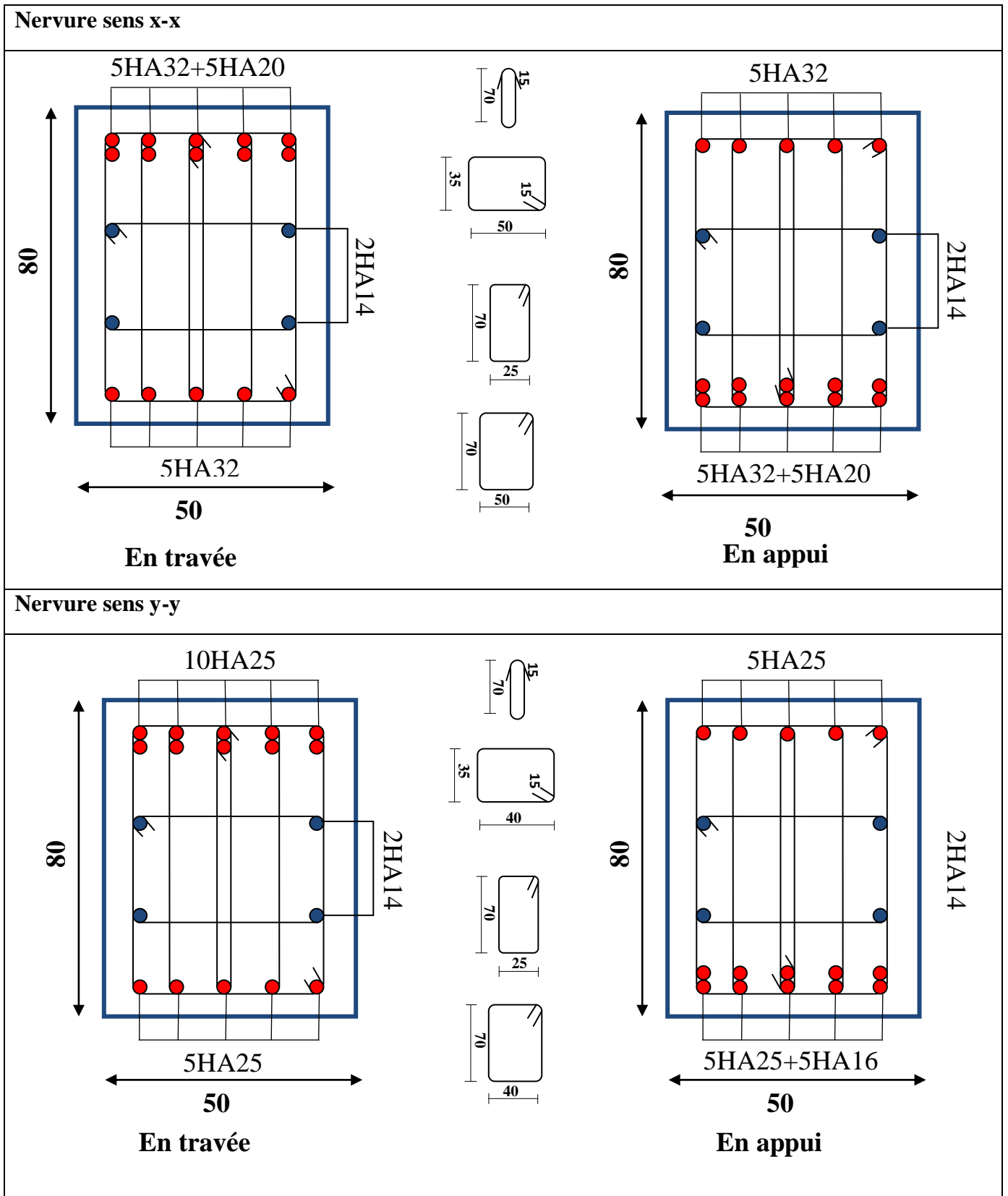


Tableau V.11. Schéma de ferrailage des nervures selon les deux directions

V.4. Etude du voile périphérique :



D'après le **RPA**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base.

#### Données relatives au calcul du voile périphérique :

Dimension du voile  $\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur : } h = 8.16\text{m} \\ \text{longueur : } L = 4.9\text{m} \\ \text{épaisseur : } e = 20\text{cm} \end{array} \right.$

caractéristique du sol  $\left\{ \begin{array}{l} \text{poids spécifique: } \gamma_h = 20\text{KN/m}^3 \\ \text{cohésion } C_u = 0.5 \text{ bars on prend } C_u = 0 (\text{calcul plus défavorable}) \\ \text{angle de frottement } \varphi = 15^\circ \end{array} \right.$

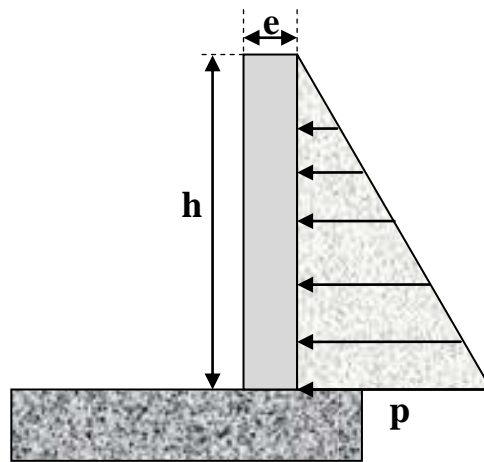


Figure V.9. Poussées des terres sur les voiles périphériques

#### Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{poussées des terres: } G = h * \gamma * \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 * c * \text{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 96.09\text{KN/m}^2 \\ \text{surcharge accidentelle: } Q = q * \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 5.88\text{KN/m}^2 \end{array} \right. \quad \text{avec: } (q = 10\text{KN/m}^2)$$

#### V.4.1.calcul du ferrailage

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée .l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

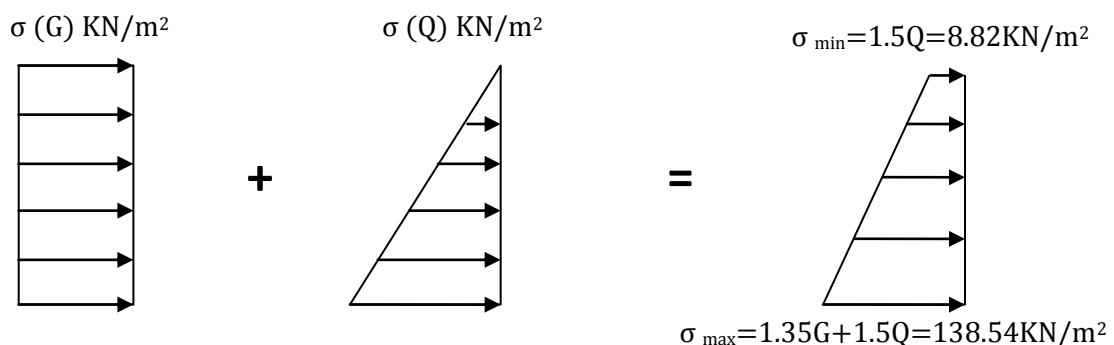


Figure V.10. diagramme des contraintes qui agissent sur le voile périphérique

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 * 138.54 + 8.83}{4} = 106.11 \text{KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1\text{ml} = 106.11 \text{KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$$L_x = 4.6\text{m} \quad ; L_y = 4.7\text{m} \quad ; e = 0.2\text{m}$$

$$\rho = \frac{4.6}{4.7} = 0.98 > 0.4 \rightarrow \text{le voile travail sur deux sens}$$

**Calcul les moments isostatiques :**

$$\rho = 0.98 \rightarrow \text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0384 \\ \mu_y = 0.9545 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x * Q_U * L_x^2 = 0.0384 * 106.11 * 4.6^2 = 86.21 \text{KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y * M_{0x} = 0.9545 * 86.21 = 82.29 \text{KN.m} \end{cases}$$

**Les moments corrigés :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 73.28 \text{KN.m} \\ M_{ty} = 69.94 \text{KN.m} \end{cases} \quad M_{ax} = M_{ay} = -43.105 \text{KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

- **Ferrailage :**

On fait le ferrailage d'une section (b x e) = (1 x 0,20) m<sup>2</sup>

Localisation		M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{min}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{adopté}(\text{cm}^2)$
Travée	x-x	73.28	0.229	0.33	0.13	16.17	2	11HA16=18.10
	y-y	69.94	0.218	0.313	0.13	15.31	2	10HA14 =15.39
Appui x-y		43.105	0.135	0.18	0.14	8.90	2	8HA12=9.05

**Tableau V.12.** Section d'armatures du voile périphérique

**Espacements :**

$$\begin{cases} \text{Sens xx: } St \leq \min(2e ; 25\text{cm}) \rightarrow 15\text{cm} \\ \text{Sens yy: } St \leq \min(3e ; 33\text{cm}) \rightarrow 30\text{cm} \end{cases}$$

- **Vérifications à L'ELU**

$$\rho = 0.98 > 0.4 ; e = 20\text{cm} > 12\text{cm}$$

$$A_x^{\min} = \rho_0(3 - \rho) \times b \times e$$

$$A_x^{\min} = \frac{0.0008}{2} (3 - 0.98) 100 \times 20 = 1.12\text{cm}^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 1.60\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.1\% \times b \times h = 2\text{cm}^2$$

- **Calcul de l'effort tranchant :**

$$V_x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 127.27\text{KN}$$

$$V_y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 119.32\text{KN}$$

- **Vérification d'efforts tranchant :**

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.62\text{MPa} < 1.17\text{MPa}$$

- **Vérifications de à l'ELS :**

$$\rho = 0.98 > 0.4 \rightarrow ELS \begin{cases} \mu_x = 0.0457 \\ \mu_y = 0.9694 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = G + Q = 101.97\text{KN} \\ \sigma_{\min} = Q = 5.88\text{KN} \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 * 101.97 * 5.88}{4} = 77.947\text{KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1\text{ml} = 77.947\text{KN/ml}$$

- **Calcul des moments isostatiques**

$$\begin{cases} M_{0x} = 0.0457 * 77.947 * 4.6^2 = 75.37\text{KN.m} \\ M_{0y} = 70.83\text{KN.m} \end{cases}$$

**Les moments corrigés:**

$$\begin{cases} M_{tx} = 64.06\text{KN.m} \\ M_{ty} = 60.20\text{KN.m} \end{cases} \quad M_{ax} = M_{ay} = -37.68\text{KN.m}$$

- Vérifications des contraintes :

Localisation		$M_s$ (KN.m)	Y (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	observa	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ (MPA)
Travée	x-x	64.06	6.7	235025	1.828 < 15	Vérifiée	33.89 < 201.63
	y-y	60.20	9.70	152544	3 < 15	Vérifiée	31.37 < 201.63
Appui x-y		37.68	5.16	13876.9	1.38 < 15	Vérifiée	40.32 < 201.63

Tableau .V13. Vérification des contraintes

## Schéma de ferrailage

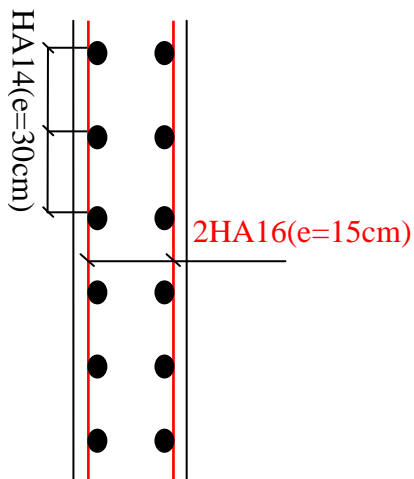


Figure V.11. Coupe longitudinale du voile périphérique

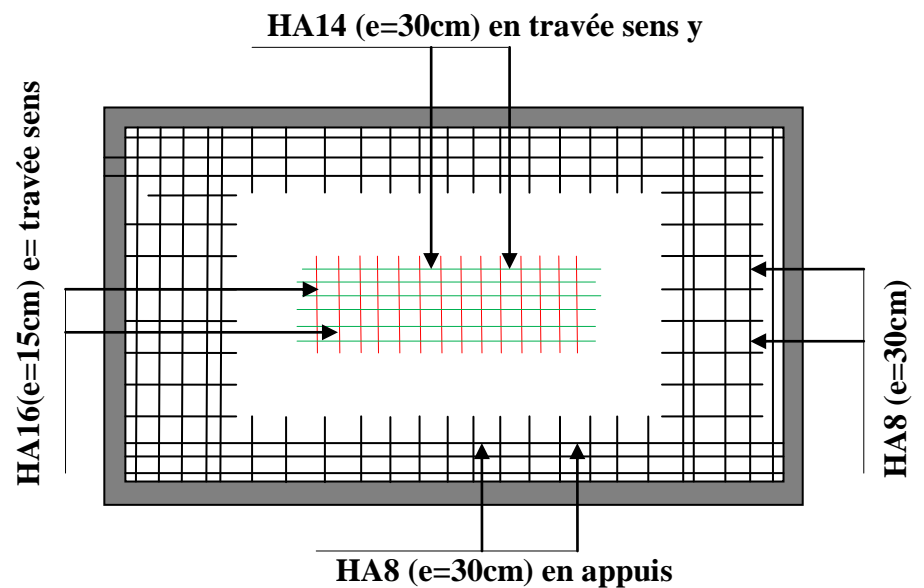


Figure V.12. Vue en plan du ferrailage du voile périphérique

### Conclusion générale

Notons que le génie civil est une branche très vaste et complexe qui prend en compte beaucoup de paramètres, sa maîtrise nécessite l'acquisition d'un certain nombre de savoirs aussi bien intellectuelles que pratique, dans le cadre de ce travail, on a pu appliquer toutes nos connaissances théorique acquise durant le cursus universitaire.

De plus cette étude nous a permis de comprendre et d'approfondir nos connaissances sur les nombre de problème que pourrait engendrer un ouvrage avant et après sa construction et de connaître désormais quelques méthodes préventives favorable pour la bonne durée de vie et à faire un certain nombre de conclusions. Parmi celle-ci, nous avons :

- Les sections des poteaux choisies au pré dimensionnement ont été augmentées afin de vérifiées l'interaction voiles portiques. On a conclu que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99 dans l'étude des éléments structuraux
- La bonne disposition des voiles dans la structure mixte est essentielle pour avoir un bon comportement structurel et une exploitation optimale de la rigidité de la structure et une conception adéquate.
- Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat à notre structure

D'autre part l'aspect relationnel nous a beaucoup enrichis, à savoir, travailler en binôme. En plus ce mémoire représente pour nous le premier qui possède un caractère quasi professionnel.

Enfin, le dernier point qui nous parait fondamental réside au niveau de l'analyse des résultats obtenues et leurs exploitation et savoir les utiliser ce qui engendre un travail méthodique et consciencieux.

# Bibliographie

- 1) Règlements parasismique algériennes, RPA99 / version 2003.
- 2) Code de béton armé (CBA93).
- 3) DTR.B.C.22, charge permanentes et charges d'exploitation.
- 4) DTR.B.C.2.33.1 « règle de calcul des fondation superficielle ».
- 5) Cours de béton, 3<sup>ième</sup> et année, master I et master II génie civil.
- 6) Ancien mémoire de fin d'étude.

## Annexe 1

### Tableau des Armatures (en cm<sup>2</sup>)

<b>Φ</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
<b>2</b>	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
<b>3</b>	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
<b>4</b>	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
<b>5</b>	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
<b>6</b>	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
<b>7</b>	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
<b>8</b>	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
<b>9</b>	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
<b>10</b>	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
<b>11</b>	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
<b>12</b>	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
<b>13</b>	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
<b>14</b>	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
<b>15</b>	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
<b>16</b>	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
<b>17</b>	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
<b>18</b>	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
<b>19</b>	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
<b>20</b>	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

## Annexe 2

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = L_x/L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847



## ANNEXE 3

### ➤ Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement, il existe quatre méthodes de calcul, la méthode forfaitaire, Méthode de Caquot, méthode de Caquot minoré et la méthode RDM

#### A) Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91)

##### • Application de la méthode :

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont détaillées dans le (BAEL. Art.6.2.210)

1. Plancher à surcharge modérée  $Q \leq \min(5\text{KN/m}^2 ; 2G)$
2. les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25
3. La fissuration est peu nuisible (F.P.N)
4. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ( $I = \text{Constant}$ ).

##### ❖ Moments aux appuis

- -  $0.6 M_0$  pour une poutre à deux travées.
- -  $0.5 M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- -  $0.4M_0$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Avec :  $M_0$  : le moment maximal isostatique dans une travée considérée

#### Remarque

Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 exige de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à  $-0.15M_0$   
 Tel que  $M_0 = \text{Max}(M_0^1, M_0^2)$

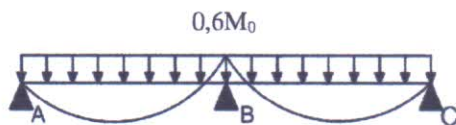


Figure III.1.1 Diagramme des moments aux appuis pour une poutre à deux travées

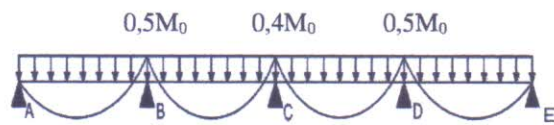


Figure III.1.2 Diagramme des moments aux appuis pour une poutre à plus de deux travées

##### ❖ Moments en travée

Les valeurs des moments en travée  $M_t$  et aux appuis  $M_g$  et  $M_d$  doivent vérifier :

$$M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max}(1.05M_0 ; (1+0.3\alpha) M_0) \dots \dots \dots A$$

## ANNEXE 3

$M_t \geq (1+0.3 \alpha) M_0 / 2 \Rightarrow$  dans une travée intermédiaire.....B

$M_t \geq (1.2+0.3 \alpha) M_0 / 2 \Rightarrow$  dans une travée de rive.....B

$M_t$  : le moment hyperstatique (cherché) max dans la travée considérée.

$M_g$  : Le moment max sur l'appui de gauche (par rapport à la travée calculée).

$M_d$  : le moment sur l'appui droit (par rapport à la travée calculée).

Et  $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$  : Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées

### ❖ Efforts tranchants

Les efforts tranchants sont calculés forfaitairement au niveau des appuis

$V_0 = q * \frac{l}{2}$  Sur tous les appuis sauf ceux de voisins de rive

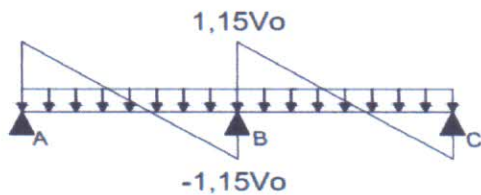


Figure III.1.3 Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à deux travées

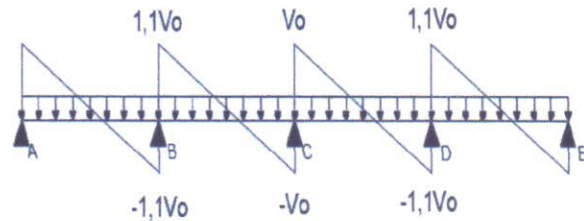


Figure III.1.4 Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de deux travées

### B) Méthode de Caquot minoré

#### ➤ Application de la méthode

Si la 1<sup>ère</sup> condition d'application de la méthode forfaitaire est vérifiée, mais la 2<sup>ème</sup> ou la 3<sup>ème</sup> ou la 4<sup>ème</sup> n'est pas vérifiée on applique la méthode de Caquot minorée en remplaçant G de plancher par  $G' = 2/3 G$  pour le calcul des moments aux appuis, et on prend la totalité de G pour le calcul des moments en travée.

### ❖ Moment aux appuis

$$M_A = - \frac{(P_g \cdot l'_g)^3 + (P_d \cdot l'_d)^3}{8.5(l'_g + l'_d)} \quad (\text{BAEL91 E.2.2, 1})$$

Tel que :

- ✓  $l'_g$  et  $l'_d$  : longueurs fictives.
- ✓  $P_g$  et  $P_d$  : charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré.

$$L = \begin{cases} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

### ❖ Moments en travées

## ANNEXE 3

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}; M_0(x) = \frac{P \times x}{2} \times (l - x); \text{ avec } x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{P \times l}$$

### ❖ Efforts tranchants

L'effort tranchant est déterminé en utilisant la méthode de RDM, avec  $V = \pm V_0 - \frac{Mg - Md}{l}$

$$\text{Avec } V_0 = \frac{P \times l}{2}$$

### C) Méthode RDM

On applique la méthode RDM pour les poutrelles à une seule travée (isostatique)

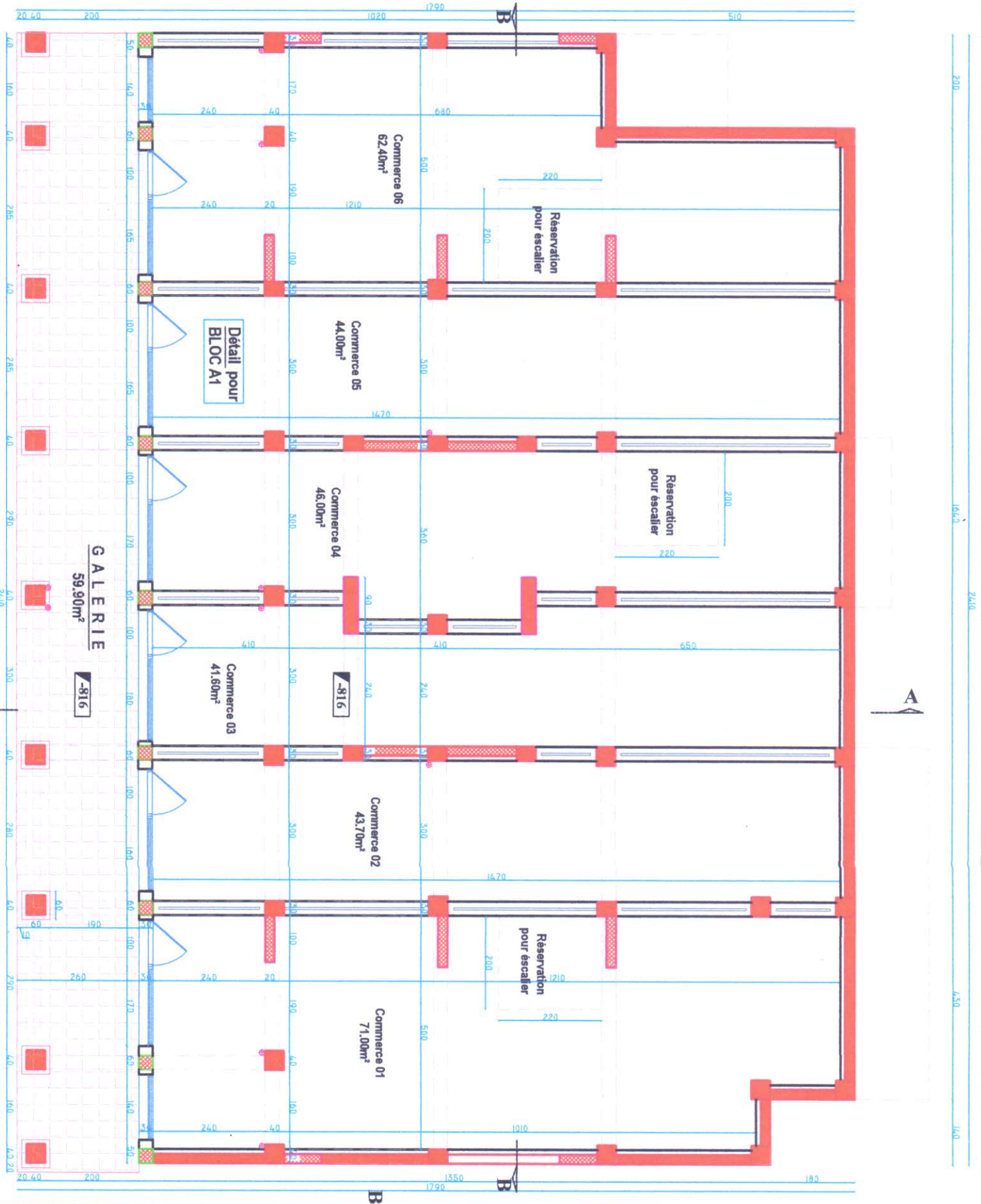
### ❖ Moments en travées

$$M_t = \frac{P \times L^2}{8}$$

### ❖ Efforts tranchants

$$V_U = \frac{P \times L}{2}$$

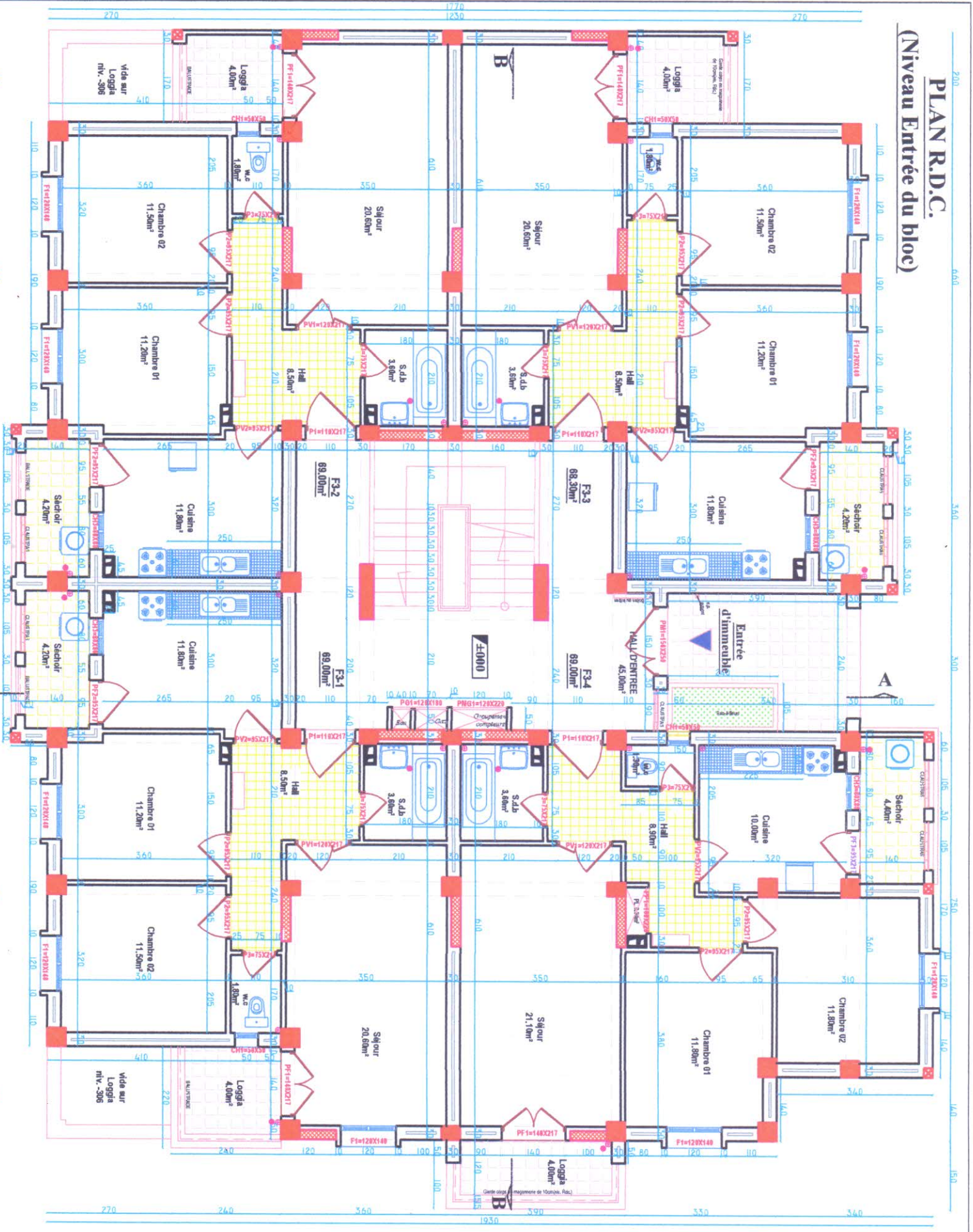
PLAN ETREPOL DE NIVEAU VOIE





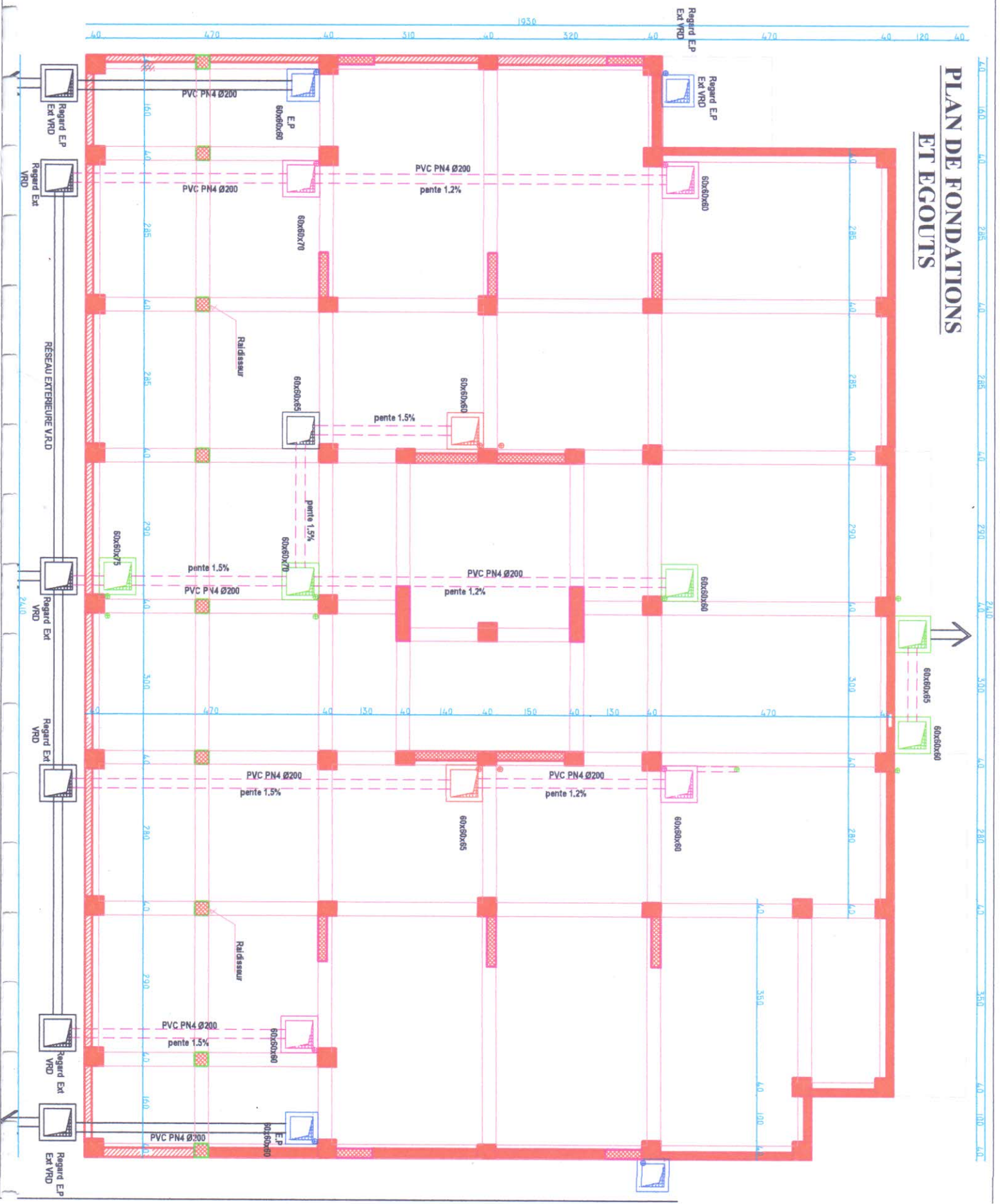
# PLAN R.D.C.

## (Niveau Entrée du bloc)





# PLAN DE FONDATIONS ET EGOUTS





# COUPE A-A

