

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

Mémoire de fin d'études

En Vue d'Obtention du Diplôme Master en génie civil
Option : structure

Thème:

**Etude d'un bâtiment (R+5+4entre sol +Sous-sol) à usage
d'habitation et commercial contreventé par un système mixte
(Voiles – Portiques)**

Présenté par :

M^r Meznad Naim
M^r chouider Fahem

Promoteur:

M^r Haddi

Promotion 2018-2019

Remerciements

Nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce modeste travail.

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

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promoteur Mr. Haddi

Nos remerciements vont également aux membres du jury, qui nous font l'honneur d'examiner notre travail.

Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin pour ce travail.

Naïm et Fahem

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A un grand homme qui ma toujours soutenu et qui a renforcé la volonté, la force, le courage et l'espoir dans mon cœur cet homme est mon très cher père que Dieu le garde pour moi.

A la plus adorable et douce maman sur terre et que ce travail soit le témoignage sincère et affectueux de ma profonde reconnaissance pour sa compréhension que Dieu la protège

A mon adorable frère et sœurs

A mes tantes et mes oncles

A chaque cousins et cousines :mouni

A mes chère et meilleurs amis : meilleur amie sissa ; samir ; ramdan

A tous ceux qui me sont chère

Et finalement, à mon compagnon de parcours «fahem» ainsi qu'à tout sa famille.

Meznad naïm

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A un grand homme qui ma toujours soutenu et qui a renforcé la volonté, la force, le courage et l'espoir dans mon cœur cet homme est mon très cher père que Dieu le garde pour moi.

A la plus adorable et douce maman sur terre et que ce travail soit le témoignage sincère et affectueux de ma profonde reconnaissance pour sa compréhension que Dieu la protège

A mon adorable frère et sœurs

A mes tantes et mes oncles

A chaque cousins et cousines

A mes chère et meilleurs amis : samir

A tous ceux qui me sont chère

Et finalement, à mon compagnon de parcours «naim» ainsi qu'à tout sa famille.

chouïder fahem

Liste des matières

Chapitre I : Généralités

I.1. Présentation du projet	1
I.2. Implantation de l'ouvrage	1
I.3. Dimensions en élévation	1
I.4. Données géotechniques du site	1
I.5. Caractéristiques structurales	2
I.5.1. système de contreventement	2
I.5.2. Le poteau	2
I.5.3. La poutre	2
I.5.4. Le voile	2
I.5.5. Le planché	2
I.5.6. La maçonnerie	2
I.5.7. L'acrotère	3
I.6. Règlements et normes utilisés	3
I.7. Caractéristiques des matériaux	3
I.7.1. Le Béton	3
I.7.2. Acier	4
I.8. Combinaisons d'actions	5
I.10. Conclusion	6

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1. Pré dimensionnement des éléments secondaires	7
II.1.1. Plancher	7
II.1.2. Plancher à corps creux	7
II.1.2. Pré dimensionnement des poutrelles	8
II.1.3. Plancher à dalle pleine	8
I.3.1. Types de dalles pleines	9
II.4. Étude d'acrotère	9
II.5.2. Pré dimensionnement poutres secondaires	10
II.6. Pré dimensionnement des poteaux	11
II.7. Pré dimensionnement des voiles	11
II.8. Escaliers	12

Liste des matières

II.8.1.Type 1 : escalier a 2 vallées pour étage courant	12
II.8.2.Type 2 : escalier à 2 volés pour étage commerce 1 et 2 et 3	13
II.9.Evaluation des charges et surcharges	14
II.10.Lois des dégression des charges d'exploitation.....	18
II.10.1. Pré dimensionnement des Poteaux	18
II.10.2. Poteau de la cage d'escaliers P2	22
II.10.3.Descente de charge sur le poteau le plus sollicité	23
II.10.4.Calcul de l'effort normal (N)	26
II.10.5.Vérification à la compression simple du poteau sous-sol	26
II.10.6.Vérification au flambement	26
II.11.Conclusion	28
II.12.Etude des poutrelles	30
II.12.1.Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91)	30
II.12.2.types de poutrelles dans l'étage courant et terrasse inaccessible.....	31
II.12.3.Calcul des sollicitations dans la poutrelle Type 2 (étage courant)	31
II.12.5.Ferraillage des poutrelles.....	33
II.12.6.Ferraillage des poutrelles des différents niveaux	38
II.12.7.Étude de la dalle de compression	41
II.13.Calcul des planchers à dalle pleine.....	41
II.13.1.Dalle sur trois appuis : D2 le balcon.....	42
II.14.2.Etat limite de déformation	45
II.14.3.Dalle sur trois appuis : D3 (étage service)	45
II.14.4.Calcul du ferraillage	46
II.14.5.Etat limite de déformation	49
II.15.Etude des escaliers.....	50
II.16.Calcul du Ferraillage.....	51
II.16.1.Vérification à l'ELU	52
II.16.2.Vérification a l'ELS.....	52
II.16.3.Vérification de la flèche.....	52
II.16.6.Schéma de ferraillage de l'escalier	53

Liste des matières

II.17.Etude de la poutre de chaînage	53
II.17.1.Calcul de ferrailage à l'ELU.....	54
II.17.2. Vérification de la flèche.....	55
II.17.3.Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage	55
Chapitre III : Etude dynamique	
III.1. Etude sismique	56
III.2.méthodes de calcul.....	56
III.2.1.méthode statique équivalente	56
III.2.2.Méthode dynamique modale spectrale.....	58
III.3.Exigences du RPA99/2003 pour les systèmes mixtes.....	59
III.4.Disposition des voiles de contreventement.....	59
III.5. Périodes de vibration et participation massique.....	60
III.6.Conclusion	64
Chapitre IV: étude éléments structuraux	
V. Etude des éléments structuraux	65
IV.1.Etude des poutres	65
IV. 1.1.méthode de Ferrailage.....	65
IV. 1.2.Section minimale des aciers longitudinaux dans les poutres	66
V.1.3.Calcul du ferrailage	66
V.1.4.Vérification des sections d'armatures transversales minimales.....	68
V.1.5.Vérification des contraintes tangentielles	69
V.1.6.Vérification à l'ELS	69
V.1.7.Schéma de ferrailage de poutre principale	70
V.2.Etude des voiles de contreventement	73
IV.2.1. Sollicitations de calcul	73
IV.2.3.Ferrailage des voiles V_{x2}	74

Liste des matières

IV.3.Etude des poteaux	80
IV.3.1.Recommandation du RPA99v2003.....	80
IV.3.2.Armatures transversales	81
IV.3.3.Sollicitations.....	82
IV.3.4. Ferrailage	83
IV.3.5. Vérifications nécessaires.....	87
IV.3.6. Vérification des zones nodales.....	90
IV.3.7.Schémas de ferrailage des poteaux	93
Chapitre.V : étude des fondations	
V.1. Critères de choix et types de fondations.....	95
V.2. Combinaisons d'actions à considérer	95
V.3.Vérifications des types de fondations	95
V.4.Vérification de la semelle isolée.....	95
V.5.Vérification de la semelle filante.....	96
V.6. Etude du radier	97
V.6.1.Dimensionnement du radier	97
V.6.2.Dimensions du radier	99
V.6.3. Ferrailage du radier général	99
V.3.Schéma de ferrailage du radier	105
V.4.Etude des nervures.....	106
V.4.1. Méthode de calcul	106
V.4.2.Ferrailage des nervures	108
V.4.3.Vérification nécessaires.....	109
V.5.Voile périphérique.....	111

Liste des matières

V.5.1.Introduction	111
V.5.2.Ferraillage du voile périphérique à l'ELU	112
V.5.3.Effort tranchant	114
V.5.4.Vérification à l'ELS	114
V.5.5.Vérification des contraintes	114
V.5.6.Schéma de ferraillage du voile périphérique	115

Liste des tableaux

Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments

Tableau II.1: Evaluation des charges et surcharges poids propre de l'acrotère 10

Tableaux II.2.Pré dimensionnement des voiles..... 12

Tableau II.3.évaluation des charges pour terrasse inaccessible avec corps creux 14

Tableau II.4.évaluation des charges revenant au plancher courant avec corps creux 15

Tableau II.5.évaluation des charges revenant au plancher courant avec dalle pleine 15

Tableau II.6.évaluation des charges revenant au plancher service avec dalle plein 16

Tableau II.7.évaluation des charges revenant des murs extérieurs 16

Tableau II.8.évaluation des charges revenant à l'escalier pour étage courant : palier..... 16

Tableau II.9.évaluation des charges revenant à l'escalier pour étage courant : voler..... 17

Tableau II.10.évaluation des charges revenant à l'escalier pour étage service : palier..... 17

Tableau II.11.évaluation des charges revenant à l'escalier pour étage service : voler..... 18

Tableau.II.12.Descente de charge sur le poteau le plus sollicité 21

Tableau. II.13 : Descente de charge sur le poteau le plus sollicité 25

Tableau. II.14 : Descente de charge sur le poteau le plus sollicité 25

II.15.Tableaux Vérification au flambement de chaque étage..... 28

Tableau II.15.Charges qui reviennent sur les poutrelle et combinaisons d'actions 32

Tableau. II.16.Calcul du ferrailage longitudinal à l'ELU des différents niveaux..... 39

Tableau. II.17.Vérification des contraintes à l'ELS..... 39

Tableau II.18.Vérification au cisaillement..... 39

Tableau II.19.Tableau récapitulatif des vérifications des flèches des différents niveaux..... 39

Tableau. II.20.ferrailages adoptés 43

Liste des tableaux

Tableau.II.21.Ferraillage de la dalle sur 3 appuis de l'étage courant.....	43
Tableau.II.21.Vérification des états limite de compression du béton	43
Tableau.II.22.Ferraillage de la dalle sur 3 appuis de l'étage courant.....	45
Tableau.II.23.Vérification des états limite de compression du béton	47
Tableau.II.24.Vérification des états limite de compression du béton	48
Tableau II.25.Combinaison de charges de l'escalier.....	49
Tableau.II.26.des sollicitations : calcul par la méthode RDM	51
Tableau.II.27. Ferraillage de l'escalier	51
Tableau.II.28.Vérification des états limite de compression du béton	52
Tableau II.29. évaluation des charges revenant des murs	54
Tableau II.30. Calculs des sollicitations.....	54
Tableau.II.31.Vérification des contraintes à l'ELS de la poutre de chaînage	55
Chapitre III : Etude dynamique	
Tableau.III.1.Facteur de qualité	57
Tableau.III.2.Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses	60.
Tableau.III.3.Vérification sous charges verticales	61
Tableau III.4.Vérification sous charges horizontales.....	61
Tableau III.5.Vérification de l'effort normal réduit.....	62
Tableau III.6.Justification vis à vis des déformations.....	62
Tableau.III.7.Justification vis à vis de l'effet P- Δ [RPA (5.9	63
Tableau.III.8. Dimensions finales des éléments de la structure	64

Liste des tableaux

Chapitre IV: étude éléments structuraux

Tableau.IV.1.1 Section minimale et maximal des aciers longitudinaux dans les poutres.	66
Tableau. IV.1.2. des efforts internes dans les poutres PP et PS	66
Tableau IV.1.3. Ferrailage des poutres principales et secondaires	67
Tableau IV.1.4. Vérification des contraintes tangentielles	69
Tableau IV.1.5. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	69
Tableau IV.1.6. Vérification de l'état limite de compression du béton	70
Tableau IV.1.7. Vérification des conditions de la flèche des poutres	70
Tableau.IV.2.1. Sollicitation maximale dans le voile V_x2 à tous les niveaux.	73
Tableau.IV.2.2. Sollicitation maximale dans le voile V_y7 à tous les niveaux.	73
Tableau.IV.3.1. Des valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99v2003.....	81
Tableau IV.3.2. Sollicitations maximales dans les poteaux	83
Tableau IV.3.3. Sollicitations et ferrailages des poteaux	86
Tableau IV.3.4. Ferrailage transversal des poteaux	87
Tableau IV.3.5. Vérification au flambement des poteaux.....	88
Tableau IV.3.6. Vérification des contraintes dans les poteaux	90
Tableau IV.3.7. Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux	90
Tableau IV.3.8. Moments résistants dans les poutres	91
Tableau IV.3.9. Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux	92
Tableau IV.3.10. Vérification des zones nodales dans le sens principal.....	92.

Chapitre.V : étude des fondations

Tableau V.1. Tableau de ferrailage du radier	105
Tableau V. 2. Vérification des contraintes à L'ELS	106
Tableau V.3. Vérification des contraintes à L'ELS	107

Liste des tableaux

Tableau V.4. Les chargements sur les travées sens X-X	109
Tableau.V.5 Les chargements sur les travées sens Y-Y	109
Tableau.V.6. Sollicitation a sens X-X.....	109
Tableau.V.7. Sollicitation a sens Y-Y	110
TableauV.8.Résulta de ferrailage des nervures	111
Tableau V.9. Vérification de l'effort tranchant	111
Tableau V.10.vérification des contraintes à l'ELS.....	111
Tableau V.11.vérification des contraintes à l'ELS.....	112
Tableau V.12. Ferrailage du voile périphérique.....	115
Tableau.V.13.Vérification des contraintes	117

Liste des figures

Chapitre I : Généralité

Figure I.1. Diagramme déformation on fonction de la contrainte de béton	3
Figure I.2. Diagramme des contraintes limite du béton	4
Figure I.3. Diagramme contrainte déformation de l'acier	5

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Figure II.1. disposition de la poutrelle	7
Figure II.2. coupe de planche à corps creux.....	8
Figure II.3. Schéma de l'acrotère	10
Figure II.4. Vue du voile de contreventement.....	11
Figure II.5..surface afférent du poteau P1 étage courant	19
Figure II.6. surface afférent du poteau P1 étage courant	19
Figure II.7. surface afférent du poteau P1 étage service	20
Figure II.8. surface afférent du poteau P2 étage service	22
Figure II.9. surface afférent du poteau P2 étage service	22
Figure II.10. surface afférent du poteau P2 étage service	23
Figure II.11. surface afférent du poteau P2 étage courant	23
Figure II.12. surface afférent du poteau P2 étage courant.....	24
Figure II 13. Types de poutrelles	31
Figure. II.14. Schéma statique de la poutrelle	31
Figure. II.15. Schéma de ferrailage des poutrelles aux différent niveaux.....	41
Figure II.16. Ferrailage de la dalle de compression	41
Figure. II.17. les charges sur l'escalier de RDC.....	50
Figure. II.18. Schéma de ferrailage de l'escalier.....	53
Figure II.19. Ferrailage de la poutre de chaînage.....	55

Liste des figures

Chapitre III : étude dynamique

Figure IV.1. Spectre de réponse 59

Figure. IV.2. Vue en plan la disposition des voiles..... 60

Chapitre IV: étude éléments structuraux

Figure IV.3.1. Zone nodale 91

Figure IV.3.2. Ferrailage des sections des poteaux..... 92

Chapitre .V : étude des fondations

Figure V.1.Vue en plan d'une semelle isolée..... 97

Figure V.2.Coupe 1-1 de la semelle 99

Figure V.3. Dalle sur quatre appuis..... 104

Figure V.4. Schéma de ferrailage du radier 107

Figure V.5. Section à Ferrailer 109

Figure V.6.Schéma du mur périphérique 113

Figure V.7.le diagramme des contraintes 114

***Introduction
Générale***

Introduction Générale

Les constructions en béton armé, robustes et durables mais elles sont vulnérables aux effets des forces sismique, pour cette raison la forme des bâtiments très importants en génie parasismique. Plus la forme du bâtiment est complexe plus sont comportement face au séisme est imprévisible.

Le phénomène sismique est toujours le souci de la construction, il est difficile d'évaluer les risques sismiques tant que la prévision est incertaine et son apparition est aléatoire.

A cet effet, l'ingénieur associe à la recherche scientifique dans le domaine d'application guidée pour contribuer à des solutions attribuée à ce phénomène.

Quels que soient les types d'ouvrage en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement. Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

Chaque étude d'un projet de la construction a des buts dont on peut citer :

- La sécurité (la plus importante): assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage ;
- Économie : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses) ;
- Confort et Esthétique.

L'utilisation du béton armé dans la réalisation est un avantage d'économie, car il est moins coûteux par rapport aux autres matériaux, avec plusieurs avantages comme :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Pour conclure notre formation en génie Civil, spécialité structure, à l'université Abd.MIRA du Bejaïa, on a réalisé un projet dans le but d'obtention d'un diplôme en master 2,

Pour cela, nous avons répartir notre travail sur Cinq chapitres :

- chapitre I : généralité
- chapitre II : pré dimensionnement des éléments
- chapitre III : étude dynamique
- chapitre IV: étude éléments structuraux
- chapitre V : étude des fondations

Chapitre I

Généralité

Introductions :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable.

I.1.Présentation du projet :

Le projet qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment en béton armé (R +5 + 4 entre sol +1 sous-sol) d'une promotion immobilière, destiné à usage habitation, commercial, et service dans ces différentes niveaux.

I.2.Implantation de l'ouvrage :

Ce bâtiment appartient au projet des « **90 logements LPA** » (Bloc A1), implanté au lieu dit Sidi Ahmed de la Wilaya de Bejaïa.

D'après le règlement parasismique Algérien **RPA 99V2003** notre ouvrage est classé dans une zone de moyenne sismicité (**Zone II-a**), groupe d'usage 2.

I.3.Dimensions en élévation :

Les dimensions de notre structure est comme suit :

- ❖ hauteur de **35,70 m**
- ❖ une longueur de **28,30 m**
- ❖ une largeur de **15,90 m**

I.4.Données géotechniques du site :

D'après les résultats de l'étude du sol réalisée par le laboratoire national de l'habitat et de la construction bâtiments « **E.P.E/ S.P.A** » suite à la demande du maître d'ouvrage une série d'essai au pénétromètre dynamique lourde réaliser sur le site, étudier et au laboratoire réalisée dans le but de caractériser le sol.

- ❖ Le terrain étudié est constitué essentiellement par une terre végétale, et des **schistes légèrement marneux, friables** en surface et **compacte** en profondeur.
- ❖ Compte tenu des résultats des essais au pénétromètre dynamique lourd: la contrainte admissible est limitée à **1,80 bar**.

- ❖ Les résultats des essais réalisés dans l'assiette du projet, nous a permis de classer le site en **Catégorie S3 « site meuble »** selon le RPA99v2003.
- ❖ Le sol en place est **d'agressivité nulle**.
- ❖ il faut opter pour des fondations de type superficielles pour l'ensemble du bloc à savoir Radier général ou semelles filantes.

I.5.Caractéristiques structurales

I.5.1.systeme de contreventement:

Le bâtiment a étudié présente une hauteur totale de **35.70 m**, ce qui nécessite selon le **RPA99V2003**, l'utilisation d'un système de contreventement.

I.5.2.Le poteau :

C'est un élément important d'une structure, son rôle est destinés à reprendre les différentes charges et les transmettre à la base de la structure.

I.5.3.La poutre :

Ce sont des éléments horizontaux destinés à reprendre des charges permanentes et d'exploitations On distingue deux types :

- ❖ les poutres principales.
- ❖ les poutres secondaires.

I.5.4.Le voile :

C'est un élément très important d'une structure, il est destinés à reprendre les charges d'un séisme et d'éviter la ruine de la structure.

I.5.5.Le planché :

Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

- ❖ Les planchers en corps creux avec une dalle de compression armée d'un treillis soudé
- ❖ Les planchers en dalles pleines : Ce sont des éléments plans, constitués de panneaux en béton et armée avec de l'acier.

I.5.6.La maçonnerie :

Les murs extérieurs sont réalisés en briques creuses à double parois de **30 cm** d'épaisseur avec une lame d'air.

- ❖ 15 cm pour parois l'extérieur.
- ❖ 10 cm pour parois l'intérieur.

Les cloisons de séparation sont réalisées en simple paroi de briques de **10cm** d'épaisseur.

I.2.7. L’acrotère :

C’est un élément en béton armé qui entoure le périmètre du bâtiment au dernier niveau de la terrasse inaccessible.

- ❖ L’acrotère assure la sécurité et empêche l’écoulement des eaux pluviales.

I.6.Règlements et normes utilisés :

Les règlements et normes utilisés dans notre étude :

- ❖ DTR-BC 2.41 (Règles de conception et de calcul des structures en béton armé).
- ❖ DTR-BC 2.48 (Règles parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003).
- ❖ BAEL 99 (Béton Armé Aux Etats Limites).
- ❖ DTR-BC 2.2 (Charges permanentes et charges d’exploitation).
- ❖ DTR-BC 2.331 (Règles de calculs des fondations superficielles).

I.7.Caractéristiques des matériaux

I.7.1.Le Béton :

On appelle béton le matériau qui est constitué par le mélange dans des proportions convenables de ciment, granulats et l’eau, et le béton armé le matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers destinés à équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas.

La masse volumique des bétons courant est comprise entre 2200 kg/m³ et 2500 kg/m³.

- ❖ **la Résistance caractéristique du béton :**

Pour notre ouvrage on utilisera un béton courant dans sa résistance à la compression et :

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

à partir de 28 jours, et la traction du béton à « j » jours, notée :

$$f_{ij} = 0.06 * f_{c28} + 0.6 \quad \text{CBA93 (Art. A.1.2.1.2)}$$

- ❖ **Contraintes limites du béton :**

Pour le calcul de la contrainte limite à l’ELU, on admet le diagramme parabole rectangle simplifié de

$$\text{la } f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\Theta * \gamma_b}$$

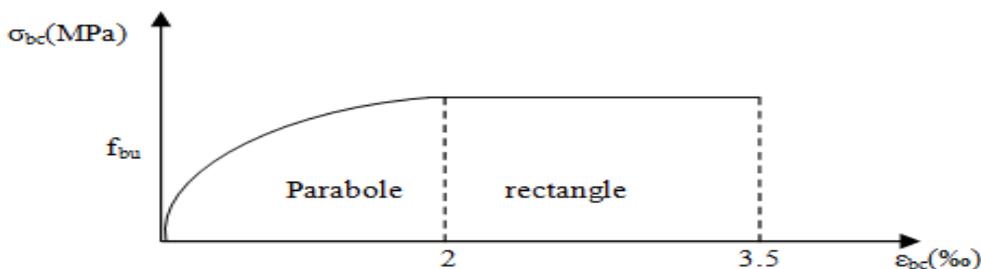


Figure I.1. Diagramme déformation en fonction de la contrainte de béton

La contrainte limite de service à ne pas dépasser en compression est :

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

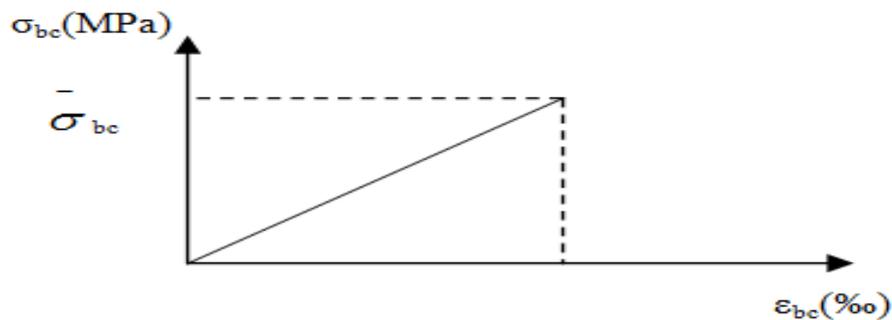


Figure I.2. Diagramme des contraintes limites du béton.

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

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton :

- ❖ le module de Young instantané E_{ij} (pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h)
- ❖ le module de Young différé E_{vj} (pour des charges de longue durée d'application)

$$E_{vj} = (1/3) * E_{ij} \quad (\text{Art A.2.1.2.1 CBA93})$$

$$E_{ij} = 11000 * (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{Art A.2.1.2.2 CBA93})$$

Pour notre projet on :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \left\{ \begin{array}{l} E_v = 10721,40 \text{ MPa} \\ E_i = 32164,20 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

I.7.2. Acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa résistance à la traction, son rôle est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton.

On a différents caractéristiques d'acier :

- ❖ Fe E400 = 400 MPa
- ❖ Fe E500 = 500 MPa

I.8. Contraintes limites :

➤ **ELU :** Pour le calcul, on utilise le diagramme de contraintes-déformations suivant

$$\sigma_{adm} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{si on a } \epsilon_{se} \leq \epsilon_s \leq 10\text{‰}$$

$$\sigma_{adm} = E_s \times \epsilon_s \quad \text{si on a } \epsilon_s \leq \epsilon_{se}$$

$\gamma_s = 1.15$ pour une situation durable.

$\gamma_s = 1$ pour une situation accidentelle.

ϵ_s : Allongement relatif.

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier.

$\sigma_{adm} = 348$ MPa Situation durable.

$\sigma_{adm} = 400$ MPa Situation accidentelle.

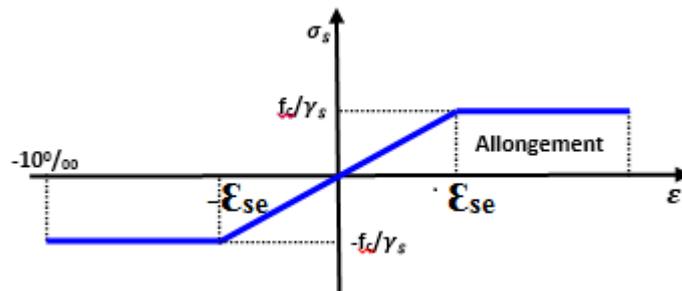


Figure. I.3. Diagramme contrainte déformation de l'acier.

➤ ELS

La limitation d'ouvertures des fissures dans l'acier varie en fonction des contraintes dans ces armatures et le type de la fissuration.

- ❖ Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.
- ❖ Fissuration nuisible : $\sigma_s \leq \sigma_{st} = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{c28}})$
- ❖ Fissuration très nuisible : $\sigma_s \leq \sigma_{st} = \min (0,5 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{t28}})$

I.9. Combinaisons d'actions

Situation durable

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

Situation accidentelle

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1,2E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

- $$\left\{ \begin{array}{l} G : \text{Charges permanentes.} \\ Q : \text{Charges d'exploitation.} \\ E : \text{L'action du séisme.} \end{array} \right.$$

I.10.Conclusion

On vu que la vulnérabilité du béton vis-à-vis de la traction, il est indispensable de prévoir des armatures afin d'assuré une bonne résistance des différents éléments de la structure aux différentes sollicitations compromises. On adopte les caractéristiques suivantes

Béton

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

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

$$f_{bu} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$E_i = 11000 \text{ MPa} \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{1}{3} E_i = 3666,67 \text{ MPa}$$

l'acier

$$Fe400$$

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa Situation durable}$$

$$\sigma_{st} = 400 \text{ Mpa Situation accidental}$$

$$\sigma_s = 201.63 \text{ MPa FN}$$

$$\sigma_s = 164.97 \text{ MPa FTN}$$

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments

Introduction

Le but de ce chapitre est de déterminer les dimensions des différents éléments de notre bâtiment, avant de les étudier.

Pour les déterminer on utilise les règlements suivants :

► BAEL91 ► CBA 93 ► RPA99v2003

II.1.Pré dimensionnement des éléments secondaires :

II.1.1.Plancher :

Le plancher est une structure horizontale rigide qui sépare entre les différents niveaux de la structure et qui permet de transmettre les charges aux éléments porteurs : Poutres, poteaux, et voiles

On a deux types de planchers :

Plancher à corps creux.Plancher à dalle pleine.

II.1.2.Plancher à corps creux :

La disposition des poutrelles se fait en respectant les deux critères

- Le critère de la petite portée
- Le critère de continuité

On opter pourcette dispositions

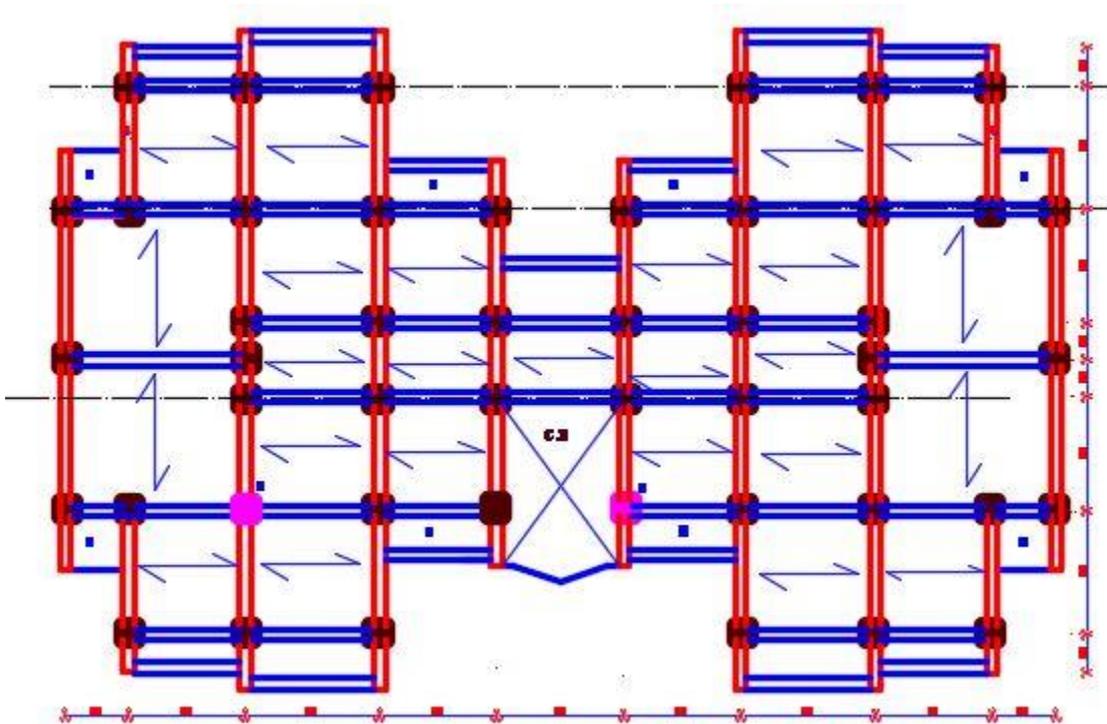


Figure II.1.disposition de la poutrelle

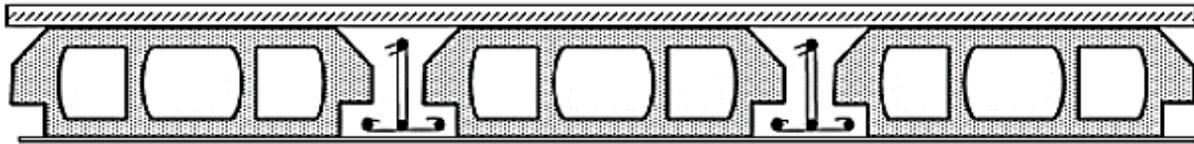


Figure II.2.coupe de planche à corps creux

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{225} \text{CBA93(Art. B.6.8.4.2.4)}$$

h_t : Hauteur total du plancher.

L_{max} : La plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$$L_{max} = 4.30 - 0.3 = 4.00\text{m}$$

$$h_t \geq \frac{400}{225} = 17.77\text{cm}$$

On prend $h_t = 20$ cm soit un plancher (16+4) cm

- $h_{cc} = 16$ cm Hauteur du corps creux
- $h_{ddc} = 4$ cm Hauteur de la dalle de compression

II.1.2. Pré dimensionnement des poutrelles :

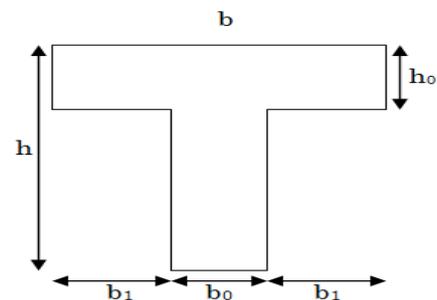
Les poutrelles sont calculées comme des sections en T (solidaires avec la dalle de compression)

h : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher)

h_0 : Hauteur de la dalle de compression

b_0 : Largeur de la nervure, choisie forfaitairement

b : Largeur efficace



$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y \text{ min}}{10}\right) \text{CBA93(Art.A.4.1.3)}$$

L_x : Distance entre nus de deux poutrelles.

$L_y \text{ min}$: Longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

$$h = 20 \text{ cm}; \quad h_0 = 4\text{cm}; b_0 = 10 \text{ cm}; \quad d = 18 \text{ cm};$$

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min(27.5 \text{ cm} ; 30 \text{ cm})$$

- on trouve $b = 65$ cm

II.1.3.Plancher à dalle pleine

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé coulé sur place. Ils sont caractérisés par :

- L_x : petite portée
- L_y : la grande portée
- e : l'épaisseur

Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères :

$e \geq \frac{L_x}{20}$ Pour une dalle sur un seul ou deux appuis.

$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ → Pour une dalle sur quatre appuis avec $\rho < 0,4$ (CBA93)

$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ → Pour une dalle sur trois ou 4 appuis avec $\rho \geq 0,4$

Critère de coupe-feu :

$e \geq 7 \text{ cm}$ ⇒ Pour une heure de coupe-feu. (CBA93)

$e \geq 11 \text{ cm}$ ⇒ Pour deux heures de coupe-feu.

$e \geq 14 \text{ cm}$ ⇒ Pour quatre heures de coupe-feu.

I.3.1. Types de dalles pleines :

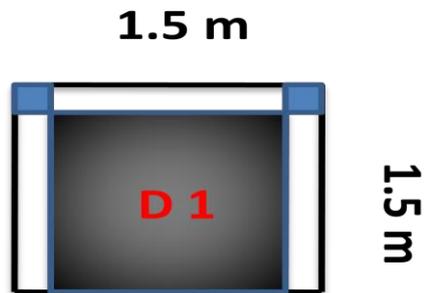
a. Dalle sur trois appuis D1:

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.5}{1.5}$$

$$\rho = 1 \geq 0,4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} ; 3.33 \leq e \leq 3.75$$

Pour deux heures de coupe-feu $e = 12 \text{ cm}$

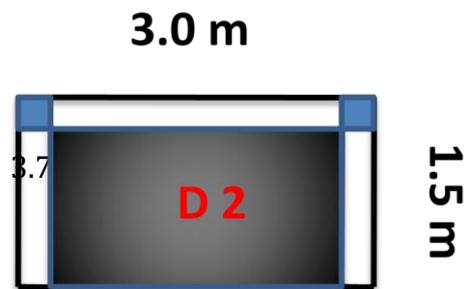


b. Dalle sur trois appuis D2:

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.5}{3.00} = 0.5 \geq 0.4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} ; 3.33 \leq e \leq 3.75$$

Pour deux heures de coupe-feu $e = 12 \text{ cm}$

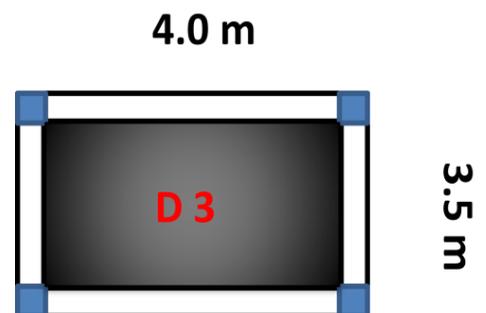


c. Dalle sur quatre appuis D3:

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.5}{4.0} = 0.87 \geq 0.4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} ; 7.77 \leq e \leq 8.75$$

Pour deux heures de coupe-feu $e = 12 \text{ cm}$



Donc On prend :

$e = 12 \text{ cm}$ Pour tous les dalles pleines de notre structure.

II.4. Étude d'acrotère

L'acrotère c'est un élément secondaire dans le bâtiment, on béton armer qui a rôle de sécurisé totalement la terrasse inaccessible et d'empêcher les eaux pluviale et supporter les ouvrier pendant la maintenance du bâtiment.

	épaisseur (m)	Surface(m ²)	Densité	Poids(KN/ml)
pois propre de l'acrotère	0.10	0.0785	25	1.96
enduit ciment	0.03	0.021	20	0.42
G (KN/ml)	2.38			
Q (KN/ml)	1			

Tableau II.1: Evaluation des charges et surcharges poids propre de l'acrotère

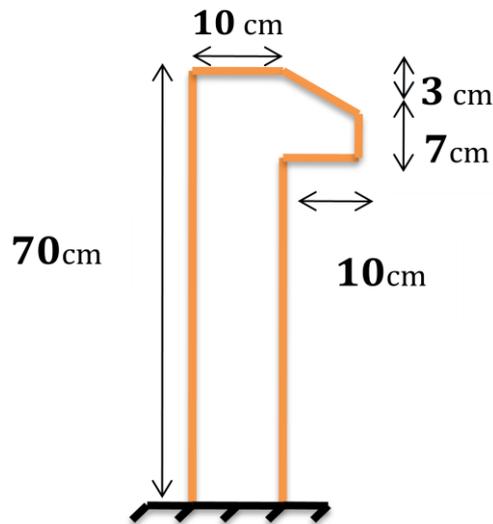


Figure II.11. Schéma de l'acrotère.

II.5.1. Pré dimensionnement poutres principales :

On suppose des poteaux de (30×30) cm².

$L_{max} = 4.30 - 0.30 = 4.00$ m portée maximale entre nus d'appuis

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow 26.67 \text{ cm} \leq h \leq 40 \text{ cm}$$

On prend ; $h = 35$ cm ; $b = 30$ cm

Vérification vis-à-vis du RPA99v2003

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \text{ vérifier} \\ h = 35 \text{ cm} \text{ vérifier} \\ h/b = 1.16 \leq 4 \text{ vérifier} \end{array} \right.$$

II.5.2. Pré dimensionnement poutres secondaires :

Elles sont parallèles aux poutrelles.

$L_{max} = 3.80 - 0.30 = 3.50$ m portée maximale entre nus d'appuis

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow 23.33 \text{ cm} \leq h \leq 35 \text{ cm}$$

On prend ; $h = 35$ cm ; $b = 30$ cm

Vérification vis-à-vis du RPA99v2003

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \text{ vérifier} \\ h = 35 \text{ cm} \text{ vérifier} \\ h/b = 1.16 \leq 4 \text{ vérifier} \end{array} \right.$$

II.6. Pré dimensionnement des poteaux

Ce sont des éléments porteurs on fait leur pré dimensionnement a la compression simple selon les règlements suivants :

BAEL91 (Art.B.8.4.1)

Les conditions du RPA 99v2003(Art.7.4.1).

- ❖ entre - sol 4^{ème} et sous -sol Poteaux (40×40) cm²
- ❖ entre - sol 1^{er} et 2^{ème} et 3^{ème} Poteaux (35×40) cm²
- ❖ RDC et 1^{er} et 2^{ème} étage Poteaux (35×35) cm²
- ❖ 3^{ème} 4^{ème} et 5^{ème} étage Poteaux (30×35) cm²

II.7. Pré dimensionnement des voiles :

Le dimensionnement d'un voile de contreventement revient à déterminer son épaisseur (e) donnée par le RPA 99/2003

$$e = \max (h_e / 20 ; 15)$$

$$L \geq 4 \times e$$

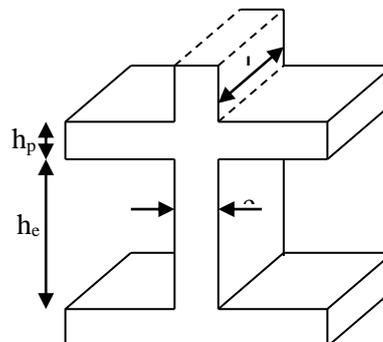


Figure II.4. Vue du voile de contreventement

Avec :

h_e : Hauteur libre d'étage

h_p : Hauteur total de la poutre

e : Epaisseur du voile

L : Longueur du voile

Les résultats du pré dimensionnement des voiles dans tableau suivant :

Déférent d'étage	$h_e(cm)$	$e \geq \max (h_e / 20 ; 15)$	Epaisseur opte(cm)
Sous soul	360	16.5	20
Entre soul 1	386	17.8	20
Entre soul 2 et 3 et 4	306	15	20
RDC et étage 1 et 2 et 3 et 4 et 5	306	15	20

Tableaux II Pré dimensionnement des voiles

II.8.Escaliers :

C'est un élément qui permet le passage d'un étage à un autre, il est composé de deux éléments suivant :

Giron (g)

La marche

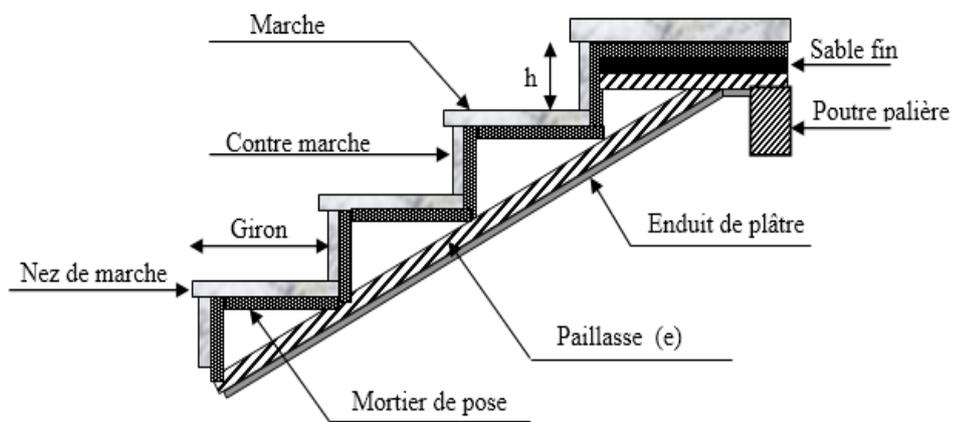
Contre marche

Le paillasse

Le nez de la marche

Palier de repos

La volée



Dans notre projet on a plusieurs types d'escaliers, on a choisis étudiés ces 2 types escalier

II.8.1.Type 1 : escalier a 2 vallées pour étage courant

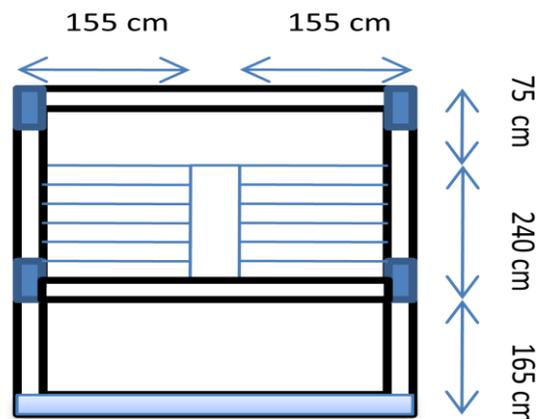
Hauteur étage $H = 306$ cm

Longueur de la volée $L_0 = 240$ cm

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0$$

$$64n^2 - (64 + 2 \times 153 + 240)n + 2 \times 153 = 0$$

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$



Poutre de chingage

Nombre des contres marches $n = 9$

hauteur de la marche $h = 306 / 18 = 17 \text{ cm}$

$$g = \frac{10}{n-1} = \frac{240}{8} \Rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

La formule de **BLONDEL** $59 \text{ cm} \leq g + 2 \cdot h \leq 64$ est vérifiée

Inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{153}{240} = 0.637$$

$$\alpha = 32.52^\circ$$

Epaisseur de la paillasse :

Elle est calculée comme suit :

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

$e \geq 14 \text{ cm}$ pour plus de 2 heures de coupe feu

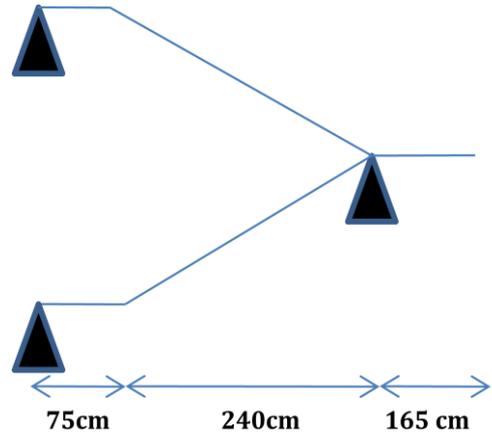
Calcul L : $L = L_v + L_p$

$$L_p = 75 \text{ cm}$$

$$L_v = \sqrt{240^2 + 153^2} = 285 \text{ cm}$$

$$L = 75 + 285 = 360 \text{ cm}$$

$$\frac{360}{30} \leq e \leq \frac{360}{20} \Rightarrow e = 15 \text{ cm}$$



II.8.2.Type 2 : escalier à 2 volés pour étage commerce 1 et 2 et 3

Hauteur étage $H = 306 \text{ cm}$

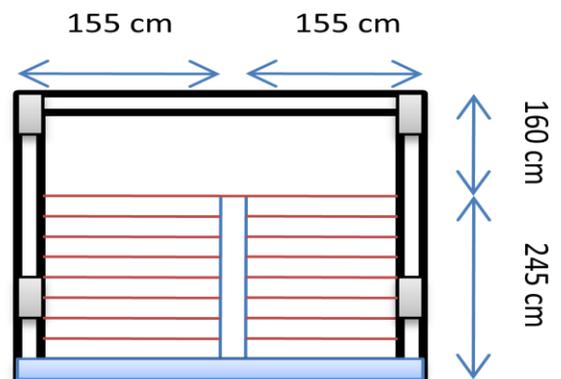
Longueur de la volé $L_0 = 245 \text{ cm}$

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0$$

$$64n^2 - (64 + 2 \times 153 + 245)n + 2 \times 153 = 0$$

$$64n^2 - 615n + 306 = 0$$

Nombre des contres marches $n = 9$



Poutre de chinage

Hauteur de la marche $h = 306 / 18 = 17 \text{ cm}$

$$g = \frac{10}{n-1} = \frac{240}{8} \Rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

La formule de **BLONDEL** $59 \text{ cm} \leq g + 2 \cdot h \leq 64$ est vérifiée

$$L_p = 160 \text{ cm}$$

$$L_v = \sqrt{245^2 + 153^2} = 289 \text{ cm}$$

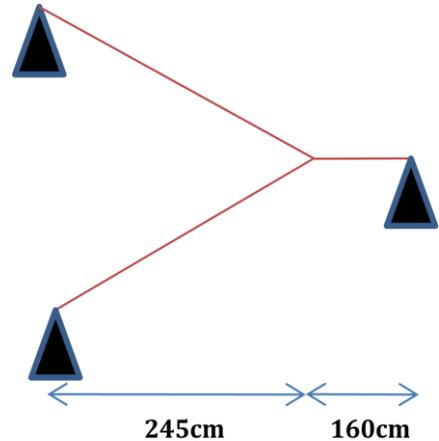
$$L = 160 + 289 = 449 \text{ cm}$$

$$\frac{449}{30} \leq e \leq \frac{449}{20} \Rightarrow e = 18 \text{ cm}$$

Inclinaison de la pailasse :

$$\tan \alpha = \frac{153}{245} = 0.624$$

$$\alpha = 32^\circ$$



II.9. Evaluation des charges et surcharges

Les tableaux ci-dessous, désignent les charges permanentes des éléments suivants :

Évaluation des charges revenant à la terrasse inaccessible avec corps creux

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	20	0,05	1
Multicouche d'étanchéité	6	0,020	0.12
Isolation thermique	4	0,040	0,16
Forme de pente	22	0,1	2,20
Corps creux (16+4)	/	0.16+0.04	2,80
Enduit de plâtre	10	0,015	0,15
charge permanent G			6.43
charge d'exploitation Q			1

Tableau II.3.évaluation des charges pour terrasse inaccessible avec corps creux

Évaluation des charges revenant au plancher courant avec corps creux

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	20	0,02	0.40
Mortier de pose	18	0,02	0.36
Lit de sable	18	0,02	0,36
Corps creux	/	0,16+0.04	2.80
Cloisons	/	0.10	1.0
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
charge permanent G			5.12
charge d'exploitation Q			1.5

Tableau II.4.évaluation des charges revenant au plancher courant avec corps creux

Évaluation des charges revenant au plancher courant avec dalle plein

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	20	0,02	0.40
Mortier de pose	18	0,02	0.36
Lit de sable	18	0,02	0,36
Dalle plein	25	0.12	3.0
Enduit en plâtre	10	0.02	0.20
charge permanent G			4.32
charge d'exploitation Q			3.5

Tableau II.5.évaluation des charges revenant au plancher courant avec dalle pleine

Évaluation des charges revenant au plancher servisse avec dalle plein

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	20	0,02	0.40
Mortier de pose	18	0,02	0.36
Lit de sable	18	0,02	0,36
Dalle plein	25	0.12	3.0
Cloisons	/	0.10	1.0
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
charge permanent G			5.32
charge d'exploitation Q			2.5

Tableau II.6.évaluation des charges revenant au plancher service avec dalle plein

Évaluation des charges revenant des murs extérieurs

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit en ciment	20	0.02	0.40
Brique creuse	/	0.10	0.90
Brique creuse	/	0.10	0.90
charge permanent G			2.2

Tableau II.7.évaluation des charges revenant des murs extérieurs

Évaluation des charges revenant à l'escalier pour étage courant : palier

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	20	0,02	0.40
Mortier de pose	18	0,02	0.36
Lit de sable	18	0,02	0,36
Dalle plein	25	0.15	3.75
Enduit en plâtre	10	0.02	0.20
charge permanent G			5.07
charge d'exploitation Q			2.5

Tableau II.8.évaluation des charges revenant à l'escalier pour étage courant : palier

Évaluation des charges revenant à l'escalier pour étage courant : voler

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Dalle pleine	25	0.15 /cos (α)	4.45
Carrelage	Horizontal	20	0.02
	Vertical	20	0.02h/g
Mortier de pose	Horizontal	18	0,02
	Vertical	18	0.02h/g
Enduit en ciment	18	0.02/ cos (α)	0.43
Poids des marches	22	h/2	1.87
Charge permanent G			7.94
Charge d'exploitation Q			2.5

Tableau II.9.évaluation des charges revenant à l'escalier pour étage courant : voler

Évaluation des charges revenant à l'escalier pour étage service : palier

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Dalle pleine	25	0.18	4.5
Carrelage	20	0.02	0.40
Mortier de pose	18	0,02	0.36
Lit de sable	18	0,02	0,36
Enduit en plâtre	10	0.02	0.20
charge permanent G			5.82
charge d'exploitation Q			2.5

Tableau II.10.évaluation des charges revenant à l'escalier pour étage service : palier

Évaluation des charges revenant à l'escalier pour étage service : voler

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Dalle pleine	25	0.18 /cos (α)	5.30
Carrelage	Horizontal	20	0.02
	Vertical	20	0.02h/g
Mortier de pose	Horizontal	18	0,02
	Vertical	18	0.02h/g
Enduit en ciment	18	0.02/ cos (α)	0.42
Poids des marches	22	h/2	1.87
Charge permanent G			8.78
Charge d'exploitation Q			2.5

Tableau II.11.évaluation des charges revenant à l'escalier pour étage service : voler

II.10.Lois des dégression des charges d'exploitation:

Terrasse inaccessible : Q₀

Sous le 5^{ème} étage : Q₀ + Q₁

Sous le 4^{ème} étage : Q₀ + 0,95(Q₁ + Q₂)

Sous le 3^{ème} étage : Q₀ + 0,90(Q₁ + Q₂ + Q₃)

Sous le 2^{ème} étage : Q₀ + 0,85(Q₁ + Q₂ + Q₃ + Q₄)

Sous le 1^{ème} étage : Q₀ + 0,80(Q₁ + Q₂ + Q₃ + Q₄ + Q₅)

Sous les étages inférieurs (pour $n \geq 5$) : $Q_0 + \frac{3+n}{2*n} * (Q_1 + \dots + Q_n)$

n: numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

Supposition de section poteaux

- ✚ et sous -sol et entre - sol 4^{ème} Poteaux (40×40) cm²
- ✚ entre - sol 1^{er} et 2^{ème} et 3^{ème} Poteaux (35×40) cm²
- ✚ RDC et 1^{er} et 2^{ème} étage Poteaux (35×35) cm²
- ✚ 3^{ème} 4^{ème} et 5^{ème} étage Poteaux (30×35) cm²

II.10.1. Pré dimensionnement des Poteaux :à l'ELU

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

- ✓ Critère de résistance.
- ✓ Critère de stabilité de forme (flambement).
- ✓ Conditions réglementaire du **RPA/2003**.

Les deux poteaux le plus sollicité :

Poteau P1 : poteau avec une grande surface afférente.

Poteau P2 : poteau de cage d'escalier.

Poteau P1 :

Surface étage courant : plancher terrasse inaccessible

$$\left\{ \begin{array}{l} S^{CC}_{\text{afférent}} = 1.5 \times 1.6 + 1.5 \times 1.475 + 1.75 \times 1.6 + 1.75 \times 1.475 \\ S^{CC}_{\text{afférent}} = 10(\text{m}^2) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G^{CC} = 6.43 \times 10 \\ G^{CC} = 64.3 \text{ KN} \end{array} \right.$$

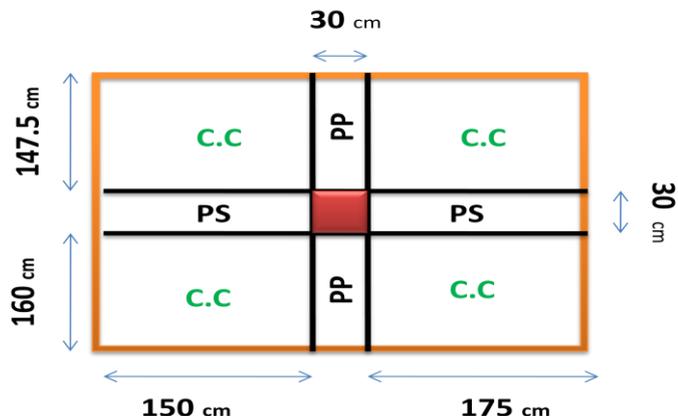


Figure II.5.surface afférent du poteau P1étage courant

Poids des poutres :

$$\begin{cases} L_{pp} = 3.075 \text{ m} \\ L_{ps} = 3.25 \end{cases} \quad \begin{cases} G_{pp} = 8.056 \text{ KN} \\ G_{ps} = 8.515 \text{ KN} \end{cases}$$

Surface étage courant : plancher de (RDC et étage 1 ,2 ,3 ,4 ,5)

$$\begin{cases} S^{CC}_{\text{afférent}} = 1.5 \times 1.6 + 1.5 \times 1.475 + 1.75 \times 1.6 + 1.75 \times 1.475 \\ S^{CC}_{\text{afférent}} = 10(\text{m}^2) \end{cases}$$

$$\begin{cases} G^{CC} = 5.12 \times 10 \\ G^{CC} = 51.2 \text{ KN} \end{cases}$$

Poids des poutres :

$$\begin{cases} L_{pp} = 3.075 \text{ m} \\ L_{ps} = 3.25 \\ G_{pp} = 8.056 \text{ KN} \\ G_{ps} = 8.515 \text{ KN} \end{cases}$$

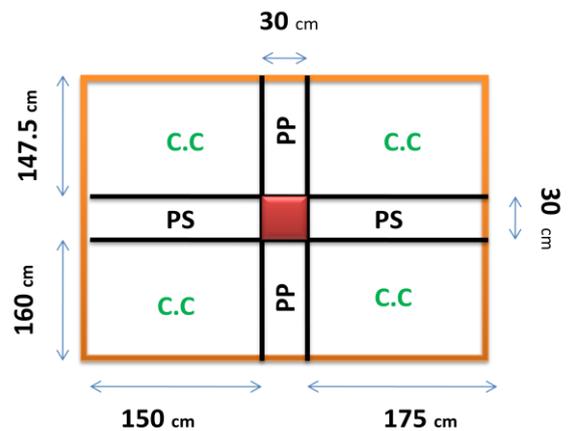


Figure II.6.surface afférent du poteau P1étage courant

Surface étage service : plancher de entre soul et sous sol

$$\begin{cases} S^{DP}_{\text{afférent}} = 1.5 \times 1.6 + 1.5 \times 1.475 + 1.75 \times 1.6 + 1.75 \times 1.475 \\ S^{DP}_{\text{afférent}} = 10 (\text{m}^2) \end{cases}$$

$$\begin{cases} G^{DP} = 5.32 \times 10 \\ G^{DP} = 53.2 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} L_{pp} = 3.075 \text{ m} \\ L_{ps} = 3.25 \\ G_{pp} = 8.056 \text{ KN} \\ G_{ps} = 8.515 \text{ KN} \end{cases}$$

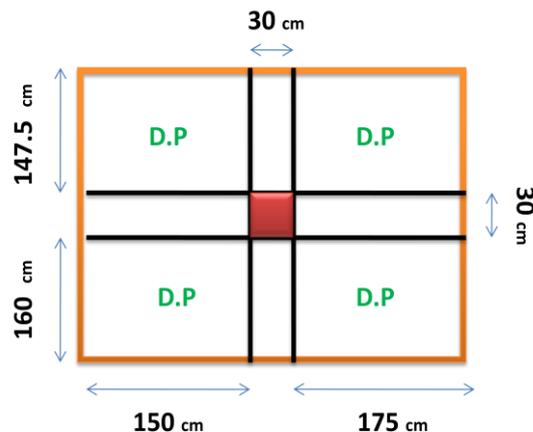


Figure II.7.surface afférent du poteau P1étage service

Tableau. II.9.2.Descente de charge sur le poteau le plus sollicité :

poteaux P1				
Etages	Niveau	Elément	Poids Propres G (KN)	surcharges Q (KN)
Etage 5	10	Plancher C.C	64.3	10
		poutres	16.57	
		poteaux	8.0325	
		la somme	88.9	
Etage 4	9	venant de N10	88.9	25
		Plancher C.C	51.2	
		poutres	16.57	
		poteaux	8.0235	
		la somme	164.71	
Etage 3	8	venant de N9	164.71	48
		Plancher C.C	51.2	
		poutres	16.57	
		poteaux	8.0235	
		la somme	240.51	
Etage 2	7	venant de N8	240.51	50.5
		Plancher C.C	51.2	
		poutres	16.57	
		poteaux	9.371	
		la somme	317.65	
Etage 1	6	venant de N7	317.65	61
		Plancher C.C	51.2	
		poutres	16.57	
		poteaux	9.371	
		la somme	394.79	
RDC	5	venant de N6	394.79	66.25
		Plancher C.C	51.2	
		poutres	16.57	
		poteaux	9.371	
		la somme	471.93	
entre-sol1	4	venant de N5	471.93	74.26
		Plancher C.C	51.2	
		poutres	16.57	
		poteaux	10.71	

		la somme	550.41	
entre-sol2	3	venant de N4	550.41	89.01
		Plancher D.P	53.2	
		poutres	16.57	
		poteaux	10.71	
		la somme	630.89	
entre-sol3	2	venant de N3	630.89	103.24
		Plancher D.P	53.2	
		poutres	16.57	
		poteaux	10.71	
		la somme	711.37	
entre-sol4	1	venant de N2	711.37	117.25
		Plancher D.P	53.2	
		poutres	16.57	
		poteaux	15.44	
		la somme	796.58	
sous-sols	0	venant de N1	796.58	130.84
		Plancher D.P	53.2	
		poutres	16.57	
		poteaux	14.4	
		la somme	880.75	

Tableau. II.12 : Descente de charge sur le poteau le plus sollicité

II.9.3. Poteau de la cage d'escaliers P2 :

Poteau P2:

Surface étage service : plancher de (sous sol)

$$\left\{ \begin{array}{l} S^{DP}_{\text{afférent}} = 1.5 \times 1.6 + 1.5 \times 1.475 + 1.65 \times 1.6 + 1.65 \times 1.475 \\ S^{DP}_{\text{afférent}} = 9.68 \text{ (m}^2\text{)} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G^{DP} = 5.32 \times 9.68 \\ G^{DP} = 51.50 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Poids des poutres

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{pp} = 3.075 \text{ m} \\ L_{ps} = 3.15 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} G_{pp} = 8.07 \text{ KN} \\ G_{ps} = 8.25 \text{ KN} \end{array} \right.$$

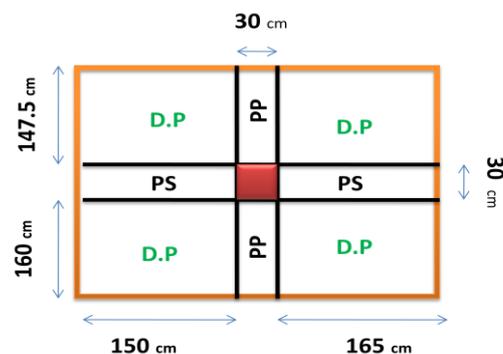


Figure II.8. surface afférent du poteau P2 étage service

Surface étage service : plancher de (entre soul 4, 3, 2)

$$\left\{ \begin{array}{l} S^{DP}_{\text{afférent}} = 1.65 \times 1.60 + 1.65 \times 1.475 + 1.5 \times 0.70 \\ S^{DP}_{\text{afférent}} = 6.123 (\text{m}^2) \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} G^{DP} = 5.32 \times 6.123 \\ G^{DP} = 32.57 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S^{\text{voler}}_{\text{afférent}} = 2.37 \times 1.50 \\ S^{\text{voler}}_{\text{afférent}} = 3.56 (\text{m}^2) \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} G^{\text{voler}} = 8.78 \times 3.56 \\ G^{\text{voler}} = 32.256 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Poids des poutres

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{pp} = 3.075 \text{ m} \\ L_{ps} = 1.65 \\ L_{\text{chinage}} = 1.50 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} G_{pp} = 8.056 \text{ KN} \\ G_{ps} = 4.33 \text{ KN} \\ G_{\text{chinage}} = 3.375 \text{ KN} \end{array} \right.$$

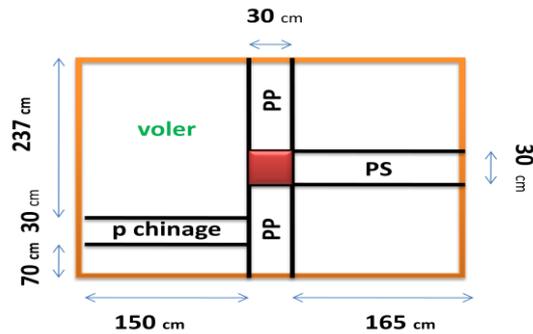


Figure II.9. surface afférent du poteau P2étage service

Surface étage service : plancher de (entre soul 1)

$$\left\{ \begin{array}{l} S^{CC}_{\text{afférent}} = 1.65 \times 1.6 + 1.65 \times 1.475 + 1.5 \times 1.6 + 1.5 \times 1.475 \\ S^{CC} = 9.68 (\text{m}^2) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G^{CC} = 5.32 \times 6.123 \\ G^{CC} = 32.57 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Poids des poutres

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{pp} = 3.075 \text{ m} \\ L_{ps} = 3.15 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} G_{pp} = 8.05 \text{ KN} \\ G_{ps} = 8.25 \text{ KN} \end{array} \right.$$

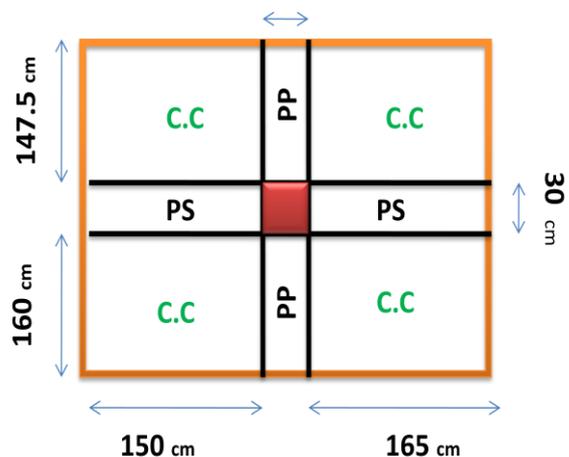


Figure II.10. surface afférent du poteau P2étage service

Surface étage courant : plancher de (RDC et étage 1, 2, 3, 4, 5)

$$\left\{ \begin{array}{l} S^{CC}_{\text{afférent}} = 1.475 \times 1.5 \\ S = 2.21 (\text{m}^2) \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} G^{CC} = 5.12 \times 2.21 \\ G^{CC} = 11.32 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S^{\text{voler}}_{\text{afférent}} = 1.6 \times 1.475 \\ S^{\text{voler}}_{\text{afférent}} = 2.43 \text{ (m}^2\text{)} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G^{\text{voler}} = 8.78 \times 2.43 \\ G^{\text{voler}} = 21.36 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S^{\text{palier}}_{\text{afférent}} = 1.65 \times 1.6 \\ S^{\text{palier}}_{\text{afférent}} = 2.64 \text{ (m}^2\text{)} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G^{\text{voler}} = 5.07 \times 2.64 \\ G^{\text{voler}} = 13.38 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S^{\text{balcon}}_{\text{afférent}} = 1.5 \times 1.6 \\ S^{\text{balcon}}_{\text{afférent}} = 2.4 \text{ (m}^2\text{)} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G^{\text{balcon}} = 4.32 \times 2.4 \\ G^{\text{balcon}} = 10.36 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Poids des poutres

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{pp} = 3.075 \text{ m} \\ L_{ps} = 1.5 \\ L_{palier} = 1.50 \\ L_{chinage} = 1.65 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} G_{pp} = 8.056 \text{ KN} \\ G_{ps} = 3.93 \text{ KN} \\ G_{palier} = 3.375 \text{ KN} \\ G_{chinage} = 3.71 \text{ KN} \end{array} \right.$$

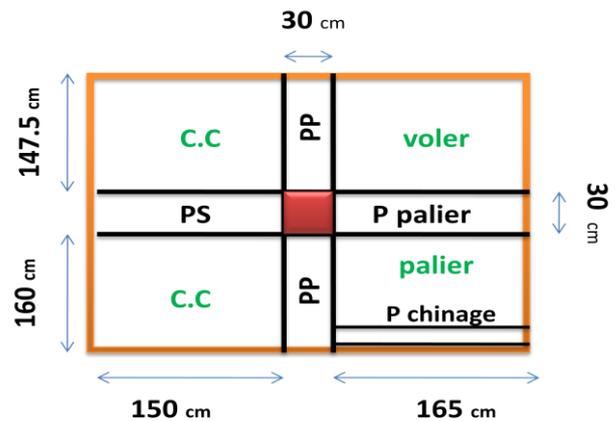


Figure II.11. surface afférent du poteau P2étage courant

Surface étage courant : plancher terrasse inaccessible

$$\left\{ \begin{array}{l} S^{\text{CC}}_{\text{afférent}} = 1.65 \times 1.60 + 1.65 \times 1.475 + 1.5 \times 1.6 + 1.5 \times 1.475 \\ S = 9.68 \text{ (m}^2\text{)} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G^{\text{CC}} = 6.43 \times 9.68 \\ G^{\text{CC}} = 62.28 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Poids des poutres

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{pp} = 3.075 \text{ m} \\ L_{ps} = 3.15 \\ G_{pp} = 8.056 \text{ KN} \\ G_{ps} = 8.25 \text{ KN} \end{array} \right.$$

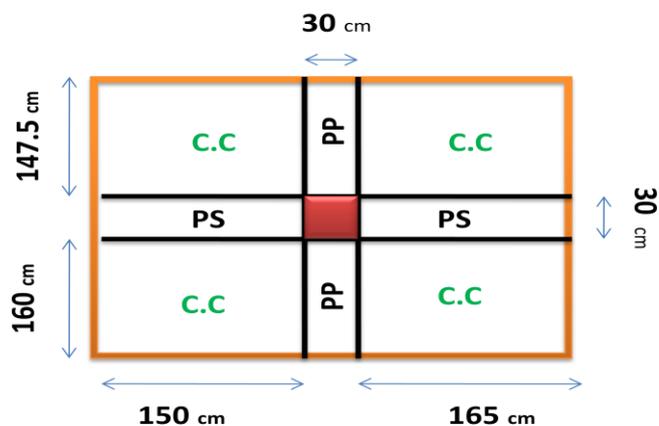


Figure II.12. surface afférent du poteau P2étage courant

II.10.3.Descente de charge sur le poteau le plus sollicité :

poteaux P2				
Etages	Niveau	Elément	Poids Propres G (KN)	surcharges Q (KN)
Etage 5	10	Plancher C.C	62.28	9.68
		poutres	16.34	
		poteaux	8.033	
		la somme	86.653	
Etage 4	9	venant de N10	86.653	34.07
		Plancher C.C	54.39	
		poutres	20.05	
		poteaux	8.033	
		la somme	169.125	
Etage 3	8	venant de N9	169.125	65.217
		Plancher C.C	54.39	
		poutres	20.05	
		poteaux	8.033	
		la somme	251.598	
Etage 2	7	venant de N8	251.598	57.533
		Plancher C.C	54.39	
		poutres	20.05	
		poteaux	9.371	
		la somme	335.409	
Etage 1	6	venant de N7	335.409	92.606
		Plancher C.C	54.39	
		poutres	20.05	
		poteaux	9.371	
		la somme	419.220	
RDC	5	venant de N6	419.220	101.143
		Plancher C.C	54.39	
		poutres	20.05	
		poteaux	9.371	
		la somme	503.031	
entre-sol1	4	venant de N5	503.031	107.12
		Plancher C.C	49.6	
		poutres	16.31	
		poteaux	10.710	

		la somme	579.651	
entre-sol2	3	venant de N4	579.651	120.67
		Plancher D.P	63.82	
		poutres	15.75	
		poteaux	10.710	
		la somme	669.931	
entre-sol3	2	venant de N3	669.931	132.817
		Plancher D.P	63.82	
		poutres	15.75	
		poteaux	10.710	
		la somme	760.211	
entre-sol4	1	venant de N2	760.211	145.595
		Plancher D.P	63.82	
		poutres	15.75	
		poteaux	15.440	
		la somme	855.221	
sous-sols	0	venant de N1	855.221	158.059
		Plancher D.P	51.5	
		poutres	16.31	
		poteaux	14.400	
		la somme	937.431	

Tableau. II.14 : Descente de charge sur le poteau le plus sollicité

II.10.4.Calcul de l'effort normal (N) :

ELU

$$N_U = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$N_U = 1.35 \times (937.43) + 1.5 \times (158.059)$$

$$N_U = 1502.619 \text{ KN}$$

On doit majorer N_U de 15%

$$N_U = 1.15 \times 1502.619$$

$$N_U = 1728.013 \text{ KN}$$

II.10.5.Vérification à la compression simple du poteau sous-sol :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28} \quad \text{Avec } B: \text{ section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}}$$

$$B \geq \frac{1728.013 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} \Rightarrow B \geq 0.115 \text{ m}^2$$

On a $B = 0.4 \times 0.4 = 0.16 \text{ m}^2$

$B = 0.16 \geq 0.115 \text{ m}^2$ condition vérifiée.

II.10.6. Vérification au flambement

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

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

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élançement géométrique λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

On calcule l'élançement. $\lambda = \frac{l_f}{i}$; Avec

l_f : Longueur de flambement. l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ I : Moment d'inertie : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times (3.6 - 0.35) = 2.27 \text{ m}$$

$$I = \frac{0.4 \times 0.4^3}{12} = 2.13 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{2.13 \times 10^{-3}}{0.16}} = 0.115 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2.275}{0.115} = 19.70 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{1970}{35}\right)^2} = 0.799$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_r \geq \frac{172813 \times 10^3}{0.799 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} \quad B_r \geq 0.098 \text{ m}^2$$

B_r Calculer :

$$B_r = (0.40 - 0.02) \times (0.40 - 0.02) = 0.144 \text{ m}^2$$

$0.144 > 0.098$ **pas de risque de poteau flambement**

vérification au flambement du P2							
niveau	i (m)	λ	a	N_u *normal majoré	B_r (m ²)	B_r calculé (m ²)	observa
5	0.0866	21.905	0.7883	153.049	0.0924	0.00883	vérifier
4	0.0866	21.905	0.7883	313.949	0.0924	0.01811	vérifier
3	0.0866	21.905	0.7883	489.158	0.0924	0.02821	vérifier
2	0.1010	18.775	0.8037	627.969	0.1089	0.03552	vérifier
1	0.1010	18.775	0.8037	781.089	0.1089	0.04418	vérifier

RDC	0.1010	18.775	0.8037	922.707	0.1089	0.05219	vérifier
entrer sol4	0.1010	18.775	0.8037	1 074.098	0.1254	0.06076	vérifier
entrer sol3	0.1010	18.775	0.8037	1 245.274	0.1254	0.07044	vérifier
entrer sol2	0.1010	18.775	0.8037	1 415.503	0.1254	0.08007	vérifier
entrer sol1	0.1155	21.278	0.7915	1 592.714	0.1444	0.09148	vérifier
sous sol	0.1155	19.702	0.7993	1 742.190	0.1444	0.09909	vérifier

II.15. Tableaux Vérification au flambement de chaque étage

II.11. Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments secondaires et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments les sections suivantes :

Plancher :

- ✚ le corps creux est (16+4)
- ✚ Pour les dalles plein e = 12cm

Poutres :

- ✚ Poutres principales : 30×35 cm²
- ✚ Poutres secondaires : 30×35 cm²

Escalier + palier

- ✚ Nous avons adopté une épaisseur e = 15cm étage courant
- ✚ Nous avons adopté une épaisseur e = 18cm étage service

Voile :

- ✚ e_v = 20 cm pour tout les étage

Poteaux :

- ✚ et sous -sol et entre - sol 4^{ème} Poteaux (40×40) cm²
- ✚ entre - sol 1^{er} et 2^{ème} et 3^{ème} Poteaux (35×40) cm²
- ✚ RDC et 1^{er} et 2^{ème} étage Poteaux (35×35) cm²
- ✚ 3^{ème} 4^{ème} et 5^{ème} étage Poteaux (30×35) cm²

II.12. Etude des poutrelles :

▪ **Méthodes de calcul**

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutrelles en béton armé sont comme suit:

- **Méthode Forfaitaire**
- **Méthode de Caquot**

II.12.1. Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91)

On utilise la méthode forfaitaire pour déterminer les moments en **appui** et en **travées** si les conditions suivantes sont satisfaites :

- D'après le BAEL91 la surcharge **Q** doit être : $Q \leq \min (2 \cdot G ; 5 \text{KN/m}^2)$
- Le rapport entre deux travées successives $\frac{L}{L+1} \in [0.8 ; 1.25]$
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées
- Fissuration peu nuisible (FPN)
- ❖ **Application de la méthode**

a). Moments aux appuis de rives

Les moments sur les appuis de rives sont nuls, mais le BAEL91/99 exige de maîtriser le degré de fissuration qui est égal à : **-0,15M₀**.

b). Moments aux appuis intermédiaires

$$\left\{ \begin{array}{l} -0.6M_0 \text{ Pour les poutrelles à deux travées.} \\ -0.5M_0 \text{ Pour les poutrelles à trois travées.} \\ -0.4M_0 \text{ Pour les poutrelles plus de trois travées.} \end{array} \right.$$

c). Moments en travée

La valeur des moments en travée sont déterminées à partir des deux conditions suivantes :

$$\boxed{1} \rightarrow M_{ti} + \frac{|M_d + M_g|}{2} \geq \max [1 + 0.3 \cdot \alpha ; 1.05] M_{0i}$$

$$\boxed{2} \left\{ \begin{array}{l} M_{ti} \geq [(1 + 0.3 \cdot \alpha) / 2] M_{0i} \text{ Pour une travée intermédiaire} \\ M_{ti} \geq [(1.2 + 0.3 \cdot \alpha) / 2] M_{0i} \text{ Pour une travée de rive} \end{array} \right.$$

Avec : $\alpha = Q / (G + Q)$: degré de surcharge.

M_a: moment au niveau de l'appui droit.

M_g : moment au niveau de l'appui gauche.

$M_t = \max(1, 2)$.

Efforts tranchants :

L'effort tranchant est calculé forfaitairement au niveau des appuis : $V = q \cdot L / 2$ et m'ajouré aux niveaux des appuis intermédiaire

$$V = \begin{cases} 1.15 V_0 \dots \dots \dots \text{pour une poutre à deux travées.} \\ 1.10 V_0 \dots \dots \dots \text{pour une poutre à plusieurs travées.} \end{cases}$$

II.12.2. types de poutrelles dans l'étage courant et terrasse inaccessible:

On a les mêmes types de poutrelle

Type	Schéma statique
Type 1	
Type 2	
Type 3	

Figure. Types de poutrelles.

Choix de la méthode de calcul des sollicitations

Nous exposerons ci-après un exemple de calcul (poutrelle type 2 plancher étage courant) les résultats des autres poutrelles seront résumés par la suite dans un tableau récapitulatif.

II.12.3. Calcul des sollicitations dans la poutrelle Type 2 (étage courant) :

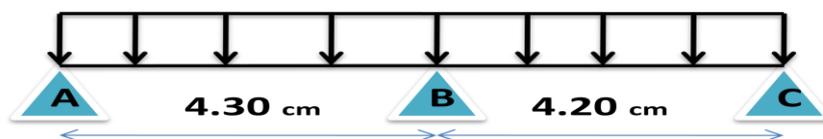


Figure. II.14. Schéma statique de la poutrelle

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			Pu(KN/m ²)	qu(KN/m)	Ps(KN/m ²)	qs(KN/m)
Terrasse Inaccessible	6.43	1	10.18	6.62	7.43	4.83
Etages courants	5.12	1.5	9.16	5.96	6.62	4.3

Tableau II.15.Charges qui reviennent sur les poutrelle et combinaisons d'actions

On utilise la méthode forfaitaire pour le calcul des sollicitations puisque ses conditions sont vérifiées.

Calcul des moments :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_{0AB} = q_u * l^2 / 8 = \mathbf{13.77 KN.m} \\ \text{ELS : } M_{0AB} = q_s * l^2 / 8 = \mathbf{9.93 KN.m} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_{0BC} = q_u * l^2 / 8 = \mathbf{13.14 KN.m} \\ \text{ELS : } M_{0BC} = q_s * l^2 / 8 = \mathbf{9.48 KN.m} \end{array} \right.$$

Appuis de rives :

Au niveau des appuis de rives, les moments sont nuls, cependant le **BAEL** nous exige de mettre des aciers de fissuration au niveau de ces appuis

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_A = M_C = -.15 * M_{0AB} = \mathbf{-2.065 KN.m} \\ \text{ELS : } M_A = M_C = -.15 * M_{0AB} = \mathbf{-1.48 KN.m} \end{array} \right.$$

Moments aux appuis intermédiaires :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_B = \mathbf{-0.6 * M_{0AB} = -8.26 KN.m} \\ \text{ELS : } M_B = \mathbf{-0.6 * M_{0AB} = -5.95 KN.m} \end{array} \right.$$

Moments en travées:

$$\alpha = Q / (G+Q) = 0.226$$

Travée AB :

$$\text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} \geq 10.56 \text{ KN.m} \dots 1 \\ M_{tAB} \geq 8.72 \text{ KN.m} \dots 2 \\ M_{tAB} = \max(1 ; 2) = \mathbf{10.56 KN.m} \end{array} \right. \quad \text{ELS} \left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} \geq 7.62 \text{ KN.m} \dots 1 \\ M_{tAB} \geq 6.29 \text{ KN.m} \dots 2 \\ M_{tAB} = \max(1 ; 2) = \mathbf{7.62 KN.m} \end{array} \right.$$

Travée BC :

$$\text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} M_{tBC} \geq 9.89 \text{ KN.m} \dots 1 \\ M_{tBC} \geq 8.32 \text{ KN.m} \dots 2 \\ M_{tBC} = \max(1 ; 2) = \mathbf{9.89 KN.m} \end{array} \right. \quad \text{ELS} \left\{ \begin{array}{l} M_{tBC} \geq 7.14 \text{ KN.m} \dots 1 \\ M_{tBC} \geq 6.01 \text{ KN.m} \dots 2 \\ M_{tBC} = \max(1 ; 2) = \mathbf{7.14 KN.m} \end{array} \right.$$

❖ **Calcul des efforts tranchants :** on a que de 2 travées, majoration que de 15%

Travée AB:

$$\begin{cases} V_A = q_u * L / 2 = 12.79 \text{ KN} \\ V_B = -1.15 q_u * L / 2 = -14.73 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée BC:

$$\begin{cases} V_B = 1.15 q_u * L / 2 = 14.39 \text{ KN} \\ V_C = -q_u * L / 2 = -12.52 \text{ KN} \end{cases}$$

II.12.5. Ferrailage des poutrelles:

On a les donner suivant :

$$\begin{array}{lll} b = 65 \text{ cm} & h = 20 \text{ cm} & f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \\ b_0 = 10 \text{ cm} & h_0 = 4 \text{ cm} & f_e = 400 \text{ Mpa} \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} \text{ELU} \begin{cases} M_t^{\max} = 10.56 \text{ KN.m} \\ M_{\text{int}}^{\max} = -8.25 \text{ KN.m} \\ M_{\text{rive}}^{\max} = -2.065 \text{ KN.m} \end{cases} & \text{ELS} \begin{cases} M_t^{\max} = 7.62 \text{ KN.m} \\ M_{\text{int}}^{\max} = -5.95 \text{ KN.m} \\ M_{\text{rive}}^{\max} = -1.48 \text{ KN.m} \end{cases} \end{array}$$

$V^{\max} = 14.73 \text{ KN}$

Ferrailage En travée :

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

Si $M_u \leq M_{tu}$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression. On calcule une section rectangulaire ($b \times h$).

Si $M_u > M_{tu}$ On calcule une section en T.

Moment équilibré par la table de compression M_{tu}

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - h_0 / 2) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,18 - 0,02)$$

$$M_{tu} = 59 \text{ KN.m}$$

$M_t = 10.56 \text{ (KN.m)} < M_{tu} \Rightarrow$ Le calcul sera mené pour une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_{bu} = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{1056 \times 10^3}{0.65 \times 0.18 \times 142} = 0.034 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A; } A' = 0$$

$$\xi_{st=10\%} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.044 \quad z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.044) = 0.176 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{1056 \times 10^3}{0.176 \times 348} = 1.72 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = (0.23 \times b \times d \times f_{i28}) / f_e \leq A^{\text{calculer}}. \text{ (Art A.4.2.1 [1]).}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1 / 400 = 1.41 \text{ cm}^2 ; A_t > A_{\min} \text{ on ferraille avec } A_t^{\text{calculer}}$$

Soit : 2HA12 = 2.26 cm²

Ferrailage aux appuis de rive : $M_a = 2.065 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{2065 \times 10^3}{0.65 \times 0.18 \times 142} = 0.006 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A; } A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.008 \quad z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.0086) = 0.179 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{2065 \times 10^3}{0.176 \times 348} = 0.337 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = (0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}) / f_c \leq A^{\text{calculer}}$. (ArtA.4.2.1 [1]).

$A_{\min} = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1 / 400 = 0.217 \text{ cm}^2$; $A_a > A_{\min}$ on ferraille avec A_a^{calculer}

Soit : 1HA10 = 0.79 cm²

Appuis intermédiaires : $M_a^{\text{int}} = 8.26 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{826 \times 10^3}{0.65 \times 0.18 \times 142} = 0.02 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A; } A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.034 \quad ; \quad z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.034) = 0.177 \text{ m}$$

$$A_a^{\text{inter}} = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{825 \times 10^3}{0.177 \times 348} = 1.34 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité:

$A_{\min} = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1 / 400 = 0.217 \text{ cm}^2$; $A_a > A_{\min}$ on ferraille avec A_a^{calculer}

Soit : 2HA10 = 1.57 cm²

II.10.7. Ferrailage transversale :

$$\Phi_t \leq \min(\Phi_{l \min}; h/35; b_0/10) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

$$\Phi_t \leq \min(8; 5.71; 10) = 5.71 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \Phi_t = 6 \text{ mm.}$$

On adopte un étrier Φ_6 : $A_{\text{tra}} = 2\Phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$

Vérification de l'effort tranchant: la fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \times f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{1473 \times 10^3}{0.1 \times 0.18} = 0.82 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$$

Condition vérifiée. Pas de risque de rupture par cisaillement.

Vérification des poutrelles à l'ELU:

❖ **Vérification des espacements**

$$\alpha = 90^\circ \text{ (Flexion simple, cadres droites.) ; } f'_{ij} = \min(f_{ij}; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ MPa}$$

$$1) S_t \leq \text{Min} (0.9d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm} \text{ (CBA93. Art A.5.1.2.3)}$$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f'_{tj} K)} \Rightarrow \begin{cases} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow K=1 \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{cases}$$

$$S_t \leq \frac{0.57 \times 0.8 \times 400}{0.1 \times (0.81 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 101.33 \text{ cm}$$

$$3) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 0.1} \Rightarrow S_t \leq 57 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min (1; 2; 3) = 16.2 \text{ cm}$$

On prend: $S_t = 15 \text{ cm}$

• **Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant V_u :**

Appui de rive:

$$A_l = \frac{V_u}{f_e} \times v_u = 0.423 \text{ cm}^2$$

$$A_l = A_{l,r} + A_{a,r} = 2\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 2.26 + 0.79 = 3.05 \text{ cm}^2 \geq A_l^{cal} = 0.423 \text{ cm}^2$$

Appui intermédiaire:

$$A_l = \frac{V_u}{f_e} \times \left(v_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) = -1.04 \text{ cm}^2 \leq 0$$

Aucune vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire car l'effort est négligeable devant le moment.

• **Vérification de la bielle**

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$.

Avec : $a \leq 0.9 \times d = 16.20 \text{ cm}$

$$14.73 \text{ (KN)} \leq 0.267 \cdot 0.162 \cdot 0.10 \cdot 25 \cdot 10^3 = 108.135 \text{ (KN)}$$

Vérification de la jonction table nervure : On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \right) \text{ MP}$$

$$b_1 = (b - b_0) / 2 \rightarrow b_1 = 0.275 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{0.275 \times 14.73 \times 10^3}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 0.96 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérifications à l'ELS

• **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

En travée : $M_{t,ser} = 7.62 \text{ KN.m}$

● **Position de l'axe neutre** : On a : $A' = 0$

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

$$H = 0,65 \times \frac{0,04^2}{2} - 15 \times 2,26 \times 10^{-4} \times (0,18 - 0,04) = 4,54 \times 10^{-5} \text{ m}^3$$

$H \geq 0$: l'axe neutre passe par la table de compression \Rightarrow Calcul d'une section ($b \times h$)

● **Calcul de y**

$$\frac{b}{2} y^2 - 15A \times (d - y) = 0$$

$$325y^2 + 339y - 6102 = 0 \quad y = 3,84 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{65}{3} 3,84^3 - \frac{65 - 10}{3} (3,84 - 4)^3 + 15 \times 2,26 \times (18 - 3,84)^2 = 80297 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7,62 \times 10^3}{80297 \times 10^8} \times 3,84 \times 10^2 = 3,64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

En appui intermédiaire: $M_{aser} = 5,95 \text{ KN.m}$

$$5y^2 + 2355y - 4239 = 0 \quad y = 7,14 \text{ cm}$$

$$I = 3990,78 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5,95 \times 10^3}{3990,78 \times 10^8} \times 7,14 \times 10^2 = 10,64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

Etat limite de déformation : la flèche

D'après l'article du **BAEL 91 (Art.B.6.5)** la vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont observées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3,6}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

On a: $\frac{h}{l} = \frac{20}{430} = 0,046 < \frac{1}{16} = \frac{430}{16} = 0,05 \Rightarrow$ la condition n'est pas vérifiée donc on doit

faire une vérification de la flèche.

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

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{430}{500} = 86 \times 10^3 m$$

La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$$q_{jser} = 0,65 \times G$$

$$q_{jser} = 0,65 \times G = 0,65 \times (28) = 1,82 KNm$$

La charge permanente qui revient à la poutrelle. $q_{gser} = 0,65 \times G$:

$$q_{gser} = 0,65 \times 5,12 = 3,33 KNm$$

La charge permanente et la surcharge d'exploitation. $q_{pser} = 0,65 \times (G+Q)$:

$$q_{pser} = 0,65 \times (G+Q) = 0,65 \times (5,12+1,5) = 4,30 KNm$$

$$x = \frac{M_t^{ser}}{M_0^{ser}} = \frac{7,62}{9,93} = 0,767$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0,767 \times \frac{1,82 \times 4,3^2}{8} = 3,22 KNm$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0,767 \times \frac{3,33 \times 4,3^2}{8} = 5,90 KNm$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0,767 \times \frac{4,30 \times 4,3^2}{8} = 7,62 KNm$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{226}{10 \times 18} = 0,0125$$

$$E_t = 3245,59 Mp, E_v = 1081,86 Mp$$

$$\lambda_t = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2b+3b_0)\rho} = 3,39, \lambda_v = \frac{2}{3} \lambda_t = 1,539$$

$H > 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression \Rightarrow Calcul d'une section ($b \cdot h$).

- Calcul de y et I :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15A(y-d) = 0 \quad ; \quad I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15A \times (d-y)^2$$

La résolution de cette équation nous donne : $y = 3.84 \text{ cm}$; $I = 8023.97 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{sJ} = 15 \times \frac{M_{jse}(d-y)}{I} = 85394 \text{ Mp} \quad \sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gse}(d-y)}{I} = 156250 \text{ Mp}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pse}(d-y)}{I} = 201759 \text{ Mp}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_g = \max \left(0; 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{st}^g + f_{t28}} \right) = 0.424 \\ \mu_j = \max \left(0; 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{st}^j + f_{t28}} \right) = 0.630 \\ \mu_p = \max \left(0; 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{st}^p + f_{t28}} \right) = 0.699 \end{array} \right.$$

Calcul de $Y_G I_0$:

$$Y_G = 6.72 \text{ cm} \quad ; \quad I_0 = 18326 \text{ cm}^4$$

Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches :

$$I_{fgi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = 6.415 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4 \quad f_{gi} = M_{ser}^g \cdot \frac{l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fgi}} = 5.242 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$I_{fji} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = 8.251 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4 \quad f_{ji} = M_{ser}^j \cdot \frac{l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fji}} = 2.227 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$I_{fpi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p} = 5.97 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4 \quad f_{pi} = M_{ser}^p \cdot \frac{l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fpi}} = 7.273 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$I_{fgv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = 1.086 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 \quad f_{gv} = M_{ser}^g \cdot \frac{l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fgv}} = 9.293 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 9.097 \cdot 10^{-3} \text{ (m)} < f = 8.6 \cdot 10^{-3} \text{ (m)} \dots \underline{\text{la flèche n'est pas vérifiée.}}$$

II.12.6. Ferrailage des poutrelles aux différents niveaux :

Tableau II.16. Calcul du ferrailage longitudinal à l'ELU des différents niveaux

Niveaux	Localisation	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	Acal(cm ²)	Amin (cm ²)	Adoptée (cm ²)
RDC+Etages courant	Travée	10.56	0.035	0.044	0.176	1.72	1.41	2HA12=2.26
	Appui Inter.	-8.26	0.027	0.035	0.177	1.34	0.217	2HA12=1.57
	Appui Rive	-2.065	0.0069	0.0086	0.179	0.337	0.217	1HA10=0.79
Terrasse Inaccessible	Travée	11.47	0.0383	0.048	0.176	1.87	1.41	2HA12=2.26
	Appui Inter.	-9.18	0.0306	0.0389	0.177	1.49	0.217	2HA12=1.57
	Appui Rive	-2.29	0.0076	0.0096	0.179	0.367	0.217	1HA10=0.79

Tableau.II.17.Vérification des contraintes à l'ELS

Niveaux	localisation	M _{Ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contraintes (MPa)	Observa
RDC+Etages	Travée	7.62	2.26	3.48	8023.97	$\sigma_{bc}=3.64 \leq \sigma_{adm} 15$	Vérifiée
	Appui	5.95	1.57	7.14	3990.78	$\sigma_{bc}=10.64 \leq \sigma_{adm} 15$	Vérifiée
Terrasse Inaccessible	Travée	8.72	2.26	3.84	8023.97	$\sigma_{bc}=4.17 \leq \sigma_{adm} 15$	Vérifiée
	Appui	-6.98	1.57	3.26	5867.31	$\sigma_{bc}=9.095 \leq \sigma_{adm} 15$	Vérifiée

Tableau II.18Vérification au cisaillement

Type	Bielle	Cisaillemen t	Armature longitudinale aux appuis		Jonction table-nervure
			travée	Intermédiaire	
	$V_u \leq 0,267ub_0 f_{c28}$	$\tau \leq \bar{\tau}_u$	$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0,9d})$	$\frac{V_u b}{0,9 \times d b h} \leq \bar{\tau}_u$
RDC+Etages	14.73 < 108.14	0.82 < 3,33	3.05 > 0.423	-1.04 < 0	0.96 < 3,33
Terrasse inaccessible	16.37 < 108,14	0.909 < 3.33	3.05 > 0.47	-0.115 < 0	1.068 < 3,33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau II.19. Tableau récapitulatif des vérifications des flèches des différents niveaux

Plancher	Terrasse inaccessible	Etage courant
$q_{jser}(\text{KN/m})$	1.82	1.82
$q_{gser}(\text{KN/m})$	4.179	3.328
$q_{pser}(\text{KN/m})$	4.829	4.303
$M_{jser}(\text{KN.m})$	3.15	3.226
$M_{gser}(\text{KN.m})$	7.24	5.903
$M_{pser}(\text{KN.m})$	8.37	7.622
$\sigma_{sj}(\text{MPa})$	106.93	85.394
$\sigma_{sg}(\text{MPa})$	245.79	156.256
$\sigma_{sp}(\text{MPa})$	284.15	201.759
$f_{ij}(\text{m})$	$2.38 \cdot 10^{-3}$	$2.227 \cdot 10^{-3}$
$f_{ig}(\text{m})$	$7.64 \cdot 10^{-3}$	$5.242 \cdot 10^{-3}$
$f_{ip}(\text{m})$	$9.15 \cdot 10^{-3}$	$7.273 \cdot 10^{-3}$
$f_{vg}(\text{m})$	$12.69 \cdot 10^{-2}$	$9.293 \cdot 10^{-3}$
$\Delta f(\text{m})$	$1.18 \cdot 10^{-2}$	$9.097 \cdot 10^{-3}$
$f_{adm}(\text{m})$	$8.6 \cdot 10^{-3}$	$8.6 \cdot 10^{-3}$
Observation	Non Vérifiée	Non Vérifiée

Remarque

On constate d'après les calculs que les conditions de flèche n'est pas vérifiée pour le RDC et l'étage courant et terrasse inaccessible,

On opte donc pour une augmentation de la section de ferrailage en travée

Niveaux	$A_{adopte}(\text{cm}^2)$	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\Delta f(\text{mm}) < f_{adm}(\text{mm})$	Observation
RDC+Etages	2HA12+1HA10 = 3.05	9.05	17363.3	6.39 < 8.6	Vérifiée
Terrasse Inaccessible	2HA12+1HA10 = 3.05	9.05	17363.3	7.86 < 8.6	Vérifiée

Tableau.II.20.ferrailages adoptés

Type	Travée	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
Terrasse inaccessible(2)			
Etage courant			

Figure.II.15.Schéma de ferrailage des poutrelles aux différents niveaux

III.12.7.Étude de la dalle de compression

Armatures perpendiculaires aux poutrelles : Selon le CBA (Art B.6.8.4.2.3)

L_0 : distance entre axe des poutrelles.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.65}{2} = 0.325 \text{ cm}^2$$

➤ Choix des armatures et espacements à adopter :

D'après le CBA les espacements ne doivent pas dépasser :

$S_t \geq 20 \text{ cm}$: Pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

$S_t \geq 30 \text{ cm}$: Pour les armatures parallèles aux nervures.

On opte pour un treillis soudé : **TS 5Ø 6 (15×15) cm²**

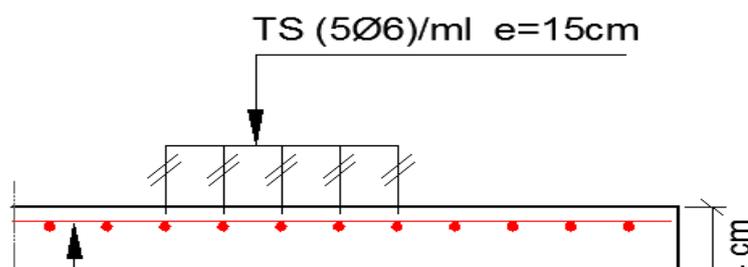


Figure III.3. Ferrailage de la dalle de compression

III.13. Calcul des planchers à dalle pleine

La dalle pleine est définie comme une plaque mince horizontale, qui repose sur un ou plusieurs appuis.

Si : $\rho < 0,4$ la dalle travaille suivant un seul sens l_x

Si : $\rho > 0,4$ la dalle travaille suivant les deux sens l_x et l_y

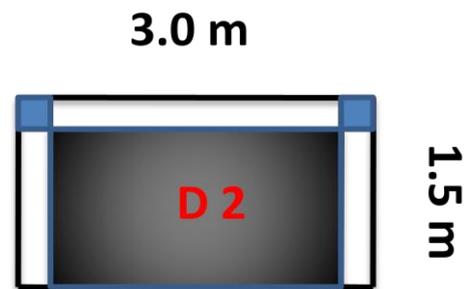
III.13.1. Dalle sur trois appuis : D2 le balcon

✓ Caractéristiques de la dalle:

$G = 4.32 \text{ KN/m}^2$

$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$ $e = 12 \text{ cm}$

$l_x = 1.5 \text{ m}$ $l_y = 3 \text{ m}$



$\rho = l_x/l_y = 0.5 > 0.4$; **Donc** : la dalle fléchit selon les deux sens.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } P_u = (1.35 \cdot 4.32 + 1.5 \cdot 3.5) \cdot 1 \text{ ml} = 11.082 \text{ KN/m} \\ \text{ELS : } P_s = (4.32 + 3.5) \cdot 1 \text{ ml} = 7.82 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

Le calcul avec la théorie des lignes de rupture.

ELU :

$$l_x \geq l_y/2 \left\{ \begin{array}{l} M_0^x = q_u \cdot l_y^3 / 24 \\ M_0^y = q_u \cdot l_y^2 / 8 \cdot (l_x \cdot l_y / 2) + q_u \cdot l_y^3 / 48 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} M_0^x = 12.46 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 6.23 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Calcul des moments :

En travée

En appuis

$$\begin{cases} M_r^x = 0.75 * M_0^x = 9.35 \text{ KN.m} \\ M_r^y = 0.85 * M_0^y = 5.29 \text{ KN.m} \end{cases}$$

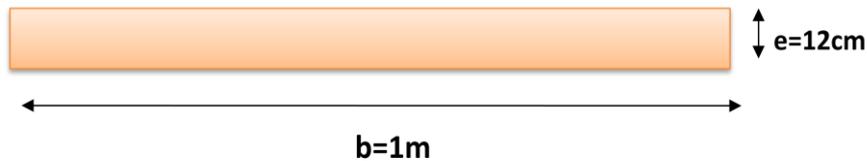
$$\begin{cases} M_a^x = -0.5 M_0^x = -6.23 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.3 M_0^y = -1.87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul du ferrailage :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de 1m F.N

On a: $b = 100 \text{ cm}$ $d = 9 \text{ cm}$ $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$e = 12 \text{ cm}$ $c = 2 \text{ cm}$ $f_e = 400 \text{ MPa}$



Sens : x-x : ontravée

$$\mu_{bu} = \frac{9.35 \times 10^3}{1 \times 0.10 \times 142} = 0.066 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A; } A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.084$$

$$z = 0.1(1 - 0.4 \times 0.084) = 0.096 \text{ m}$$

$$A_{\text{trave}} = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{9.35 \times 10^3}{0.096 \times 348} = 2798 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$\rho > 0.4 \Rightarrow \rho_o = 0.0008$$

$$\begin{cases} A_x^{\text{min}} = \rho_o b \times e = 0.0008 \times 100 \times 12 \\ A_x^{\text{min}} = 0.96 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$A_{\text{cal}} > A_{\text{min}} \rightarrow$ donc on ferraille avec A_{cal}

On prend : 5 HA10 = 3.93 cm²

✓ **Espacement des armatures :**

Selon x : charge répartie et F.P.N $\Rightarrow St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

On prend : Selon x : $St = 20 \text{ cm}$

De la même manière, on fait les calculs selon Ly et au niveau de l'appui

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Position	Sens	M KN.m	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{choisit} (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	Selon x	9.34	0.065	0.084	0.096	2.6	0.96	5HA10=3,93	20
	Selon y	5.29	0.037	0.047	0.098	1.55	0.96	5HA10=3,93	20
En appuis	Selon x	-6.23	0.043 8	0.056	0.097	1.845	0.96	5HA10=3,93	20
	Selon y	-1.87	0.013	0.016	0.099	0.542	0.96	5HA10=3,93	20

Tableau II.21 : Ferrailage de la dalle sur 3 appuis de l'étage courant

✓ l'effort tranchant :

Sens x-x

$$V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_u^x = \frac{11082 \times 15}{2} \times \frac{3^4}{15^4 + 3^4} = 7.82 \text{ KN}$$

sens y-y

$$V_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_u^y = \frac{11082 \times 3}{2} \times \frac{15^4}{15^4 + 3^4} = 0.97 \text{ KN}$$

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u^x}{b \times d} = \frac{7.82 \times 10^3}{1 \times 0.1} = 0.078 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0.07 \times f_{c28} = 1.1 \text{ MPa} \dots \text{vérifié}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^y}{b \times d} = \frac{0.977 \times 10^3}{1 \times 0.1} = 0.009 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0.07 \times f_{c28} = 1.1 \text{ MPa} \dots \text{vérifié}$$

Remarque : Pas de risque de rupture par cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérifications à l'ELS :

Notre dalle se trouve à l'intérieur (FPN), on vérifie juste σ_{bc} La contrainte de compression dans le béton

$$q_s = (G+Q) \times 1 \text{ m} = 7.82 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 8.79 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 4.39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Calcul des moments :

En travée:

$$\begin{cases} M_t^x = 0.75 * M_0^x = 6.59 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 * M_0^y = 3.73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En appuis:

$$\begin{cases} M_a^x = -0.5 M_0^x = -4.39 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.3 M_0^y = -1.31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Vérification de la contrainte dans le béton : FPN ; on travée ; pour $A_s=3.93 \text{ cm}^2$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{bc}^{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Calcul de y : $\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0$

On trouve : $y = 2.89 \text{ cm}$

Calcul de I : $I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d_x - y)^2$

On trouve : $I = 3784.5 \text{ cm}^4$

$$\sigma_s = 5.03 \leq \sigma_s^{adm} = 15 \text{ MPa}$$

Position	Sens	M _{ser} KN.m	Y cm	I cm ⁴	σ _{bc} MPA	σ _{bc} ^{adm} (MPA)	Observa
travée	Selon x	6.59	2.89	3784.5	5.03	15	Vérifiée
	Selon y	3.73	2.89	3784.5	2.848	15	Vérifiée
appuis	Selon x	-4.39	2.89	3784.5	3.35	15	Vérifiée
	Selon y	-1.31	2.89	3784.5	1.00	15	Vérifiée

Tableau II.22 Vérification des états limite de compression du béton

II.14.2Etat limite de déformation :

✓ Vérification de la flèche : Sens x-x

$$1. \frac{e}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}, \frac{M_x}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{12}{150} = 0,08 > 0,0375 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$2. A \leq \frac{2 \times d \times b}{f_e} \Leftrightarrow 3,93 \leq 5 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$l_x = 1.5 \text{ m} < 8 \text{ m} \Rightarrow \text{condition vérifier}$

✓ Vérification de la flèche : Sens y-y

$$1. \frac{e}{l_y} \geq \max\left(\frac{3}{80}, \frac{M_y}{20 \times M_y}\right) \Leftrightarrow \frac{12}{300} = 0,04 > 0,0375 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$2. A \leq \frac{2 \times d \times b}{f_e} \Leftrightarrow 3,93 \leq 5 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$l_y = 3\text{ m} < 8\text{ m} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.14.3. Dalle sur trois appuis : D3 (étage service)

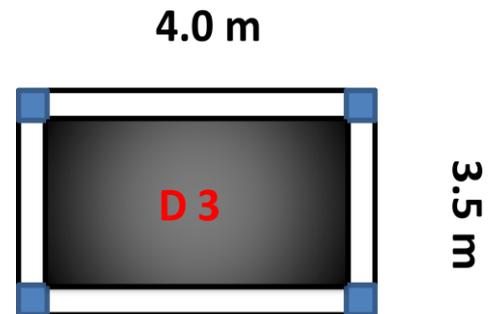
✓ Caractéristiques de la dalle:

$$G = 5.32 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \quad e = 12 \text{ cm}$$

$$l_x = 3.5 \text{ m} \quad l_y = 4 \text{ m}$$

$$\rho = l_x / l_y = 0.875 > 0.4$$



Donc : la dalle fléchit selon les deux sens.

$$\begin{cases} \text{ELU : } P_u = (1.35 \times 6.43 + 1.5 \times 2.5) \times 1\text{ml} = 12.43 \text{ KN/m} \\ \text{ELS : } P_s = (6.43 + 2.5) \times 1\text{ml} = 8.93 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Le calcul avec la théorie des lignes de rupture.

ELU :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0486 \\ \mu_y = 0.7244 \dots\dots\dots (\text{Annexe 2}) \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = q_u \times l_x^2 \times \mu_x \\ M_0^y = M_0^x \times \mu_y \end{cases} \quad \begin{cases} M_0^x = 7.40 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 5.36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Calcul des moments :

En travée:

En appuis:

$$\begin{cases} M_t^x = 0.75 \times M_0^x = 5.55 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times M_0^y = 4.02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_a^x = -0.5 M_0^x = -3.7 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 M_0^y = -2.68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

II.14.4.Calcul du ferrailage :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de 1mF.N

On a: $b = 100 \text{ cm}$ $d = 10 \text{ cm}$ $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$e = 12 \text{ cm}$ $c = 2 \text{ cm}$ $f_e = 400 \text{ MPa}$

Sens : x-x :

$$\mu_{bu} = \frac{5.55 \times 10^3}{1 \times 0.1^2 \times 142} = 0.039 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A ; } A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.049 ; z = 0.1(1 - 0.4(0.049)) = 0.098$$

$$A_{travée} = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{5.55 \times 10^3}{0.098 \times 348} = 1.62 \text{ m}^2$$

Condition de non fragilité :

$$\rho > 0.4 \quad \rho_0 = 0.0008$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 12 \\ A_x^{\min} = 0.96 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$A_{cal} > A_{min} \rightarrow$ donc on ferraille avec A_{cal}

On prend : 5 HA 12 = 3.93 cm²

✓ **Espacement des armatures :**

Selon x : charge répartie et F.P.N $\Rightarrow St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

On prend : Selon x : St = 20 cm

De la même manière, on fait les calculs selon Ly et au niveau de l'appui

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Position	Sens	M KN.m	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{Choisit}$ (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	Selon x	5.55	0.039	0.049	0.098	1.62	0.96	5HA10=3,93	20
	Selon y	4.02	0.028	0.035	0.098	1.17	0.96	5HA10=3,93	20
En appuis	Selon x	-3.7	0.026	0.033	0.098	1.084	0.96	4HA8=2,01	20
	Selon y	-2.68	0.018	0.023	0.099	0.777	0.96	4HA8=2.01	20

Tableau II.23 : Ferrailage de la dalle sur 3 appuis de l'étage courant

✓ l'effort tranchant :

Sens x-x

sens y-y

$$V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_u^x = \frac{1243 \times 35}{2} \times \frac{4^4}{35^4 + 4^4} = 137 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{1243 \times 4}{2} \times \frac{35^4}{35^4 + 4^4} = 9.18 \text{ KN}$$

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u^x}{b \times d} = \frac{137 \times 10^3}{1 \times 0.1} = 0.13 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times f_{c28} = 1.1 \text{ MPa} \dots \text{vérifié}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^y}{b \times d} = \frac{0.977 \times 10^3}{1 \times 0.09} = 0.10 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times f_{c28} = 1.1 \text{ MPa} \dots \text{vérifié}$$

Remarque : Pas de risque de rupture par cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérifications à l'ELS :

Notre dalle se trouve à l'intérieur (FPN), on vérifie juste σ_{bc} La contrainte de compression dans le béton

$$q_s = (G+Q) \times 1 \text{ m} = 7.82 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0556 \\ \mu_y = 0.8074 \dots \dots \dots \text{(Annexe 2)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = q_s \times l_x^2 \times \mu_x \\ M_0^y = M_0^x \times \mu_y \end{cases} \quad \begin{cases} M_0^x = 6.08 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 4.71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Calcul des moments :**

En travée:

En appuis:

$$\begin{cases} M_t^x = 0.75 \times M_0^x = 4.56 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times M_0^y = 3.53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_a^x = -0.5 M_0^x = -3.04 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 M_0^y = -2.35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Vérification de la contrainte dans le béton :** FPN ; on travée ; pour sens x-x

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{bc}^{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } y: \frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0$$

On trouve : $y = 2.82 \text{ cm}$

$$\text{Calcul de } I: I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2$$

On trouve : $I = 3784.5 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 3.48 \leq \sigma_s^{adm} = 15 \text{ MPa.}$$

Position	Sens	M _{ser} KN.m	Ycm	I cm ⁴	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)	Observa
travée	Selon x	4.56	2.82	3784.5	3.48	15	Vérifiée
	Selon y	3.53	2.82	3784.5	2.63	15	Vérifiée
appuis	Selon x	-3.04	2.82	3784.5	2.26	15	Vérifiée
	Selon y	-2.35	2.82	3784.5	1.75	15	Vérifiée

Tableau II.24 Vérification des états limite de compression du béton

II.14.5. Etat limite de déformation :

✓ Vérification de la flèche : **Sens x-x**

$$1. \frac{e}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}, \frac{M_x}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{12}{35} = 0.034 \leq 0.037 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b.1. Vérification de la flèche : **Sens y-y**

$$1. \frac{e}{l_y} \geq \max\left(\frac{3}{80}, \frac{M_y}{20 \times M_{0y}}\right) \Leftrightarrow \frac{12}{400} = 0.03 \leq 0.0375 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

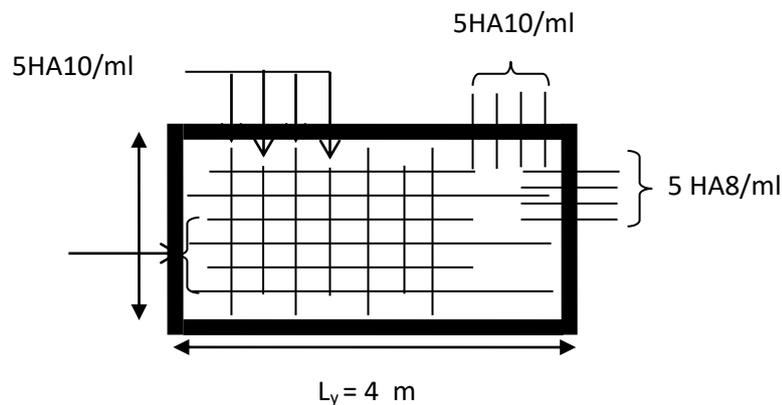
Calcul de la flèche

Panneaux D3	Sens x-x	Sens y-y
q _{jser} (KN/m)	3	3
q _{gser} (KN/m)	5.32	5.32
q _{pser} (KN/m)	7.82	7.82
M _{jser} (KN.m)	1.53	1.236
M _{gser} (KN.m)	2.715	2.191
M _{pser} (KN.m)	4	3.225
σ _{sj} (MPa)	43.541	35.174
σ _{sg} (MPa)	77.264	62.352
σ _{sp} (MPa)&	113.833	91.778
f _{ij} (m)	8.578*10 ⁻⁴	9.051*10 ⁻⁴
f _{ig} (m)	1.522*10 ⁻³	1.605*10 ⁻³

f_{ip} (m)	$3.895 \cdot 10^{-3}$	$2.362 \cdot 10^{-3}$
f_{vg} (m)	$4.56 \cdot 10^{-3}$	$4.814 \cdot 10^{-3}$
Δf (m)	$6.081 \cdot 10^{-3}$	$4.666 \cdot 10^{-3}$
f_{adm} (m)	$7.0 \cdot 10^{-3}$	$8.0 \cdot 10^{-3}$
Observation	vérifié	vérifié

Tableau.II.25. Vérification des états limite de compression du béton

Schéma de ferrailage des dalles plein :



III.6. Etude des escaliers :

L'étude d'escaliers consiste à déterminer les sollicitations, auxquelles il est soumis. On le calcule à la flexion simple en considérant la section à ferrailler comme une section rectangulaire $b \cdot h$ ensuite on détermine le ferrailage qui lui convient.

Dans notre projet on dispose de deux types d'escaliers :

- ❖ L'escalier étage courant d'habitation a deux volers
- ❖ L'escalier étage service commerce a deux volers

Dans notre étude on a choisi de faire étude à l'escalier d'habitation

Calcul des sollicitations : on a

$$G_v = 7.94 \text{ KN/m}^2$$

$$G_p = 5.07 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{mur} = 2.2 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$e = 15 \text{ cm}$$

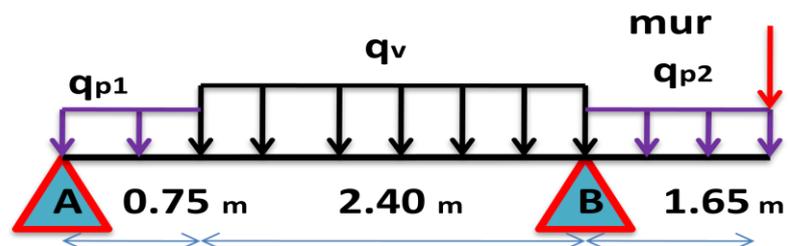


Figure.III.18. les charges sur l'escalier de RDC

Tableau Combinaison de charges de l'escalier :

ELU	ELS
$q_v=1.35G_v+1.5Q$ $q_v= 14.46 \text{ KN/m}$	$q_v= G_v+Q$ $q_v= 10.44 \text{ KN/m}$
$q_{p1}= 1.35G_{p1}+1.5Q$ $q_{p1}= 10.59 \text{ KN/m}$	$q_{p1}=G_{p1}+Q$ $q_{p1}= 5.57 \text{ KN/m}$
$q_{p2}= 1.35G_{p2}+1.5Q$ $q_{p2}= 13.56\text{KN/m}$	$q_{p2}=G_{p2}+Q$ $q_{p2}= 9.77 \text{ KN/m}$

Tableau II.26. Combinaison de charges de l'escalier.

Tableau.II.26.des sollicitations : calcul par laméthode RDM

	ELU	ELS
RA	14.35 KN	8.99 KN
RB	50.65 KN	36.71 KN
M ₀	18.45 KN.m	13.31KN.m
M _{tmax}	15.68 KN.m	11.31KN.m
M _a	-9.225 KN.m	6.65KN.m
Vu _{max}	50.65 KN	

II.16.Calcul du Ferrailage : le calcule se fait pour une bande de 1 ml

On a: FPN e=15 cm d=13cm

b=100 cm Mt= 15.68 KN.m Ma=-9.225 KN.m

V = 50.65 KN

Les résultats des calculs sont représentés dans le tableau suivant :

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{Choisit} (cm ² /ml)	St (cm)
travée	15.68	0.065	0.084	0.125	3.60	1.56	5HA10=3.93	20
appuis	-9.225	0.038	0.049	0.127	2.08	1.56	4HA10=3.14	25

Tableau.II.27. Ferrailage de l'escalier

Calcul des armatures de répartition :

En travée : $A_t \geq A_s/4 = ; 4AH8 = 2.01\text{cm}^2/\text{m}$

En appuis : $4AH8 = 2.01\text{cm}^2/\text{m}$

Espacement des barres : **travée**

Armatures longitudinales : $St \leq (3 \times e ; 33) \text{ cm}$ Soit $St = 20\text{cm}$

Armatures transversales : $St \leq (4 \times e ; 45) \text{ cm}$ Soit $St = 25 \text{ cm}$

Espacement des barres : **appuis**

Armatures longitudinales : $St \leq (3 \times e ; 33) \text{ cm}$ Soit $St = 25 \text{ cm}$

Armatures transversales : $St \leq (4 \times e ; 45) \text{ cm}$ Soit $St = 25 \text{ cm}$

II.16.1.Vérification à l'ELU

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

$V = 50.65\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{5065 \times 10^3}{1 \times 0.13} = 0.389 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = (0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}) = 2.16 \text{ MPa} \dots \text{c'est vérifié}$$

Pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

II.16.2.Vérification a l'ELS

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Calcul de y : $\frac{b}{3}y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0$

Calcul de I : $I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2$

Position	M_{ser} KN.m	Y cm	I cm ⁴	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^{adm} (MPa)	Observa
travée	11.31	3.92	8995.23	3.48	15	Vérifiée
appuis	6.65	3.059	5608.73	3.61	15	Vérifiée

Tableau II.28 Vérification des états limite de compression du béton

II.16.3.Vérification de la flèche

$$1. \frac{e}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}, \frac{M_x}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{15}{3.15} = 0.0476 > 0.0424 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$2. \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{393}{100 \times 15} = 0.00434 < 0.005 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

II.16.6.Schéma de ferrailage de l'escalier :

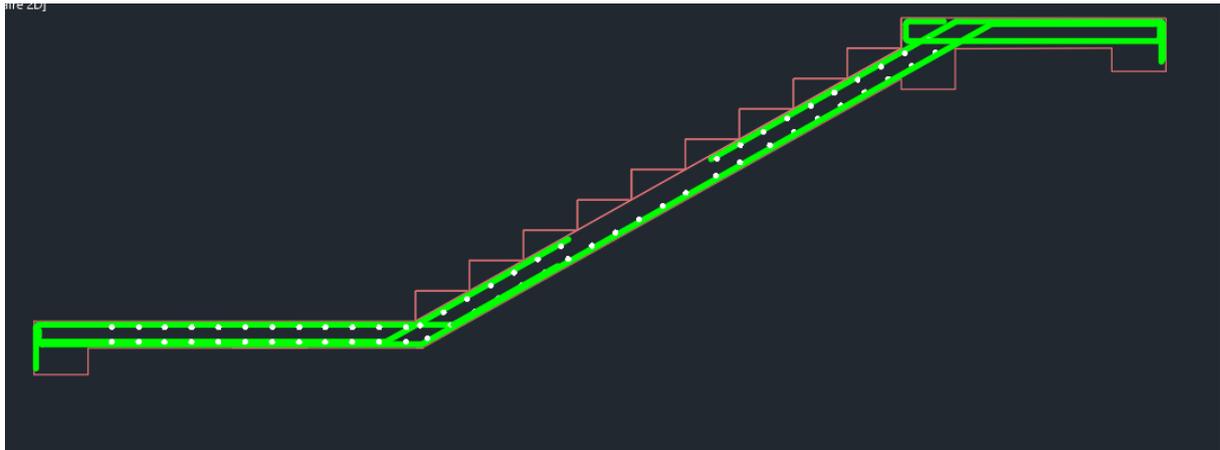


Figure.II.18.Schéma de ferrailage de l'escalier

II.17.Etude de la poutre de chaînage

La poutre de chaînage c'est un élément porteur horizontal, conçu pour lier la construction en maçonneries a fin de les rendent solidaires à la structure.

✓ Dimensionnement :

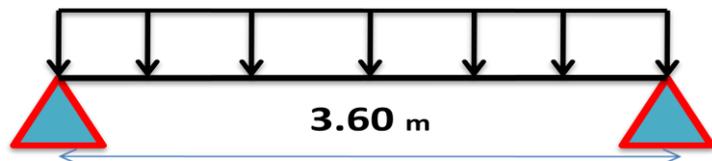
- Condition de la flèche selon le BAEL91/9

$L_{max} = 3.60 \text{ m}$

$h \geq \max\left(\frac{2}{3} \times h ; 15 \text{ cm}\right)$

$h \leq 15 \text{ cm}$

On prend ; $h = 30 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$



- Vérification vis-à-vis du RPA99v2003

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \text{ vérifier} \\ h = 30 \text{ cm} \text{ vérifier} \\ h/b = 1 \leq 4 \text{ vérifier} \end{array} \right.$$

Position	M KN.m	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{Cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{Choisit} (cm ² /ml)	St (cm)
travée	8.25	0.024	0.03	0.276	0.85	1.01	3HA12=3,39	20
appuis	-4.82	0.014	0.018	0.277	0.5	1.01	3HA12=3.39	20

✓ Calcul des sollicitations

$$G_{p.ch} = 25 \times 0,3 \times 0,3 = 2,25 \text{ Kn/m}$$

$$\text{Poids de mur } G_{mur} = 2.2 \text{ Kn/m}$$

Tableau II.29.évaluation des charges revenant des murs

▪ Calculs des sollicitations

	ELU	ELS
q	6 KN	4.4 KN
M ₀	9.72 KN.m	7.12 KN.m
M _{tmax}	8.26 KN.m	6.05 KN.m
M _a	-4.85 KN.m	-3.36 KN.m
V _u _{max}	17.49 KN	

Tableau II.30. Calculs des sollicitations

II.17.1.Calcul de ferrailage à l'ELU

• Vérification de l'effort tranchant

$$V_A = q_u \cdot L/2 = 17.49 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{1749 \times 10^3}{0.3 \times 0.28} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\right) \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.208 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement

❖ ferrailage transversal

On fixe $S = 15$ cm puis on calcul A_{trans}

$$A_{st} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \frac{b \times S_t (\tau - 0.3 f_{c28})}{0.9 \times f_e} = -0.5 \text{ cm}^2$$

} \Rightarrow on prend le max $A_{st} = 0.45 \text{ cm}^2$
 Soit: un cadre $\Phi 8 = 0.502 \text{ cm}$

• Vérifications à l'ELS

Tableau.II.31. Vérification des contraintes à l'ELS de la poutre de chaînage

Zone	$M_{ser}(\text{KN.m})$	Y (cm)	I(cm ⁴)	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc}^{adm}(\text{MPa})$	observation
travée	6.05	8.19	11380.07	4.35	15	vérifier
appuis	3.56	8.19	11380.07	2.56	15	vérifier

II.17.2. Vérification de la flèche

1. $h \geq \max\left(\frac{1}{161} \cdot \frac{M_t}{M_0}\right) \times l \Leftrightarrow 0.3 \geq 0.3 \Rightarrow$ condition vérifiée
2. $A \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \Leftrightarrow 3.39 < 8.8 \Rightarrow$ condition est vérifiée
3. $L = 3,6\text{m} < 8\text{m} \Rightarrow$ condition est vérifiée.

II.17.3.Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

Travée

Appuis

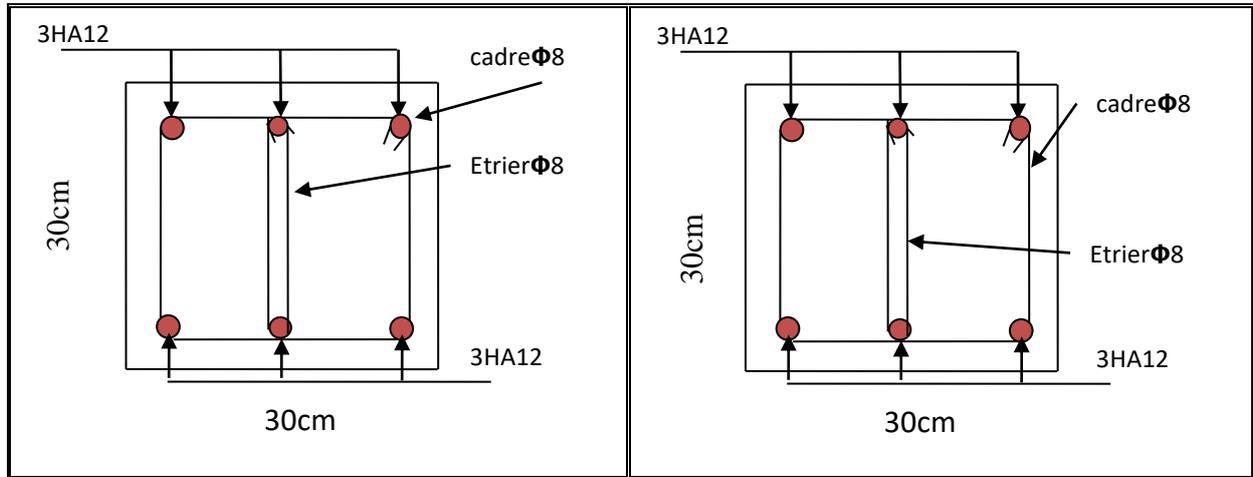


Figure II.27. Ferrailage de la poutre de chaînage

Chapitre III

Etude dynamique

III.1. Etude sismique

Face au risque du séisme et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer les vies humaines

L'étude dynamique nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir le comportement sous l'effet du séisme

III.2.méthodes de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de trois principales méthodes

- ❖ **méthode statique équivalente**
- ❖ **Méthode dynamique**
- ❖ **méthode d'analyse modale spectrale**

III.2.1.méthode statique équivalente

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont similaires à ceux de l'action sismique.
Calcul de la force sismique totale

Le RPA prévoit de faire la vérification suivante : $V_{dyn} > 0.8 V_{st}$

V_{dyn} : l'effort tranchant dynamique (calculer par la méthode spectral modal).

L'effort tranchant statique à la base du bâtiment $V_{st} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorés de $(0,8V_{st}/ V_{dyn})$

Tel que :

A = 0.15 (Groupe d'usage : groupe 2 ; Zone sismique : zone IIa) **RPA99 (Tableau 4.1)**

R = 5 RPA99 (Tableau 4.3)

Q : Facteur de qualité de la structure **RPA99 Formule 4.4**

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités tableau 4 du **RPA99**

Critère	Q _x	Q _y
Conditions minimales sur les fils de contreventement	0,05	0,05
Redondance en plan	0,05	0,05
Régularité en plan	0,05	0,05

Régularité en élévation	0,05	0,05
Contrôle de qualité de matériaux	0	0
Contrôle de qualité de d'exécution	0	0
Total	0,2	0,2

Tableau III.1.Facteur de qualité

Donc : $Q_x = Q_y = 1.20$

❖ **Poids total de la structure W**

$$W = \sum_i^n W_i \Rightarrow \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes totales.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération, en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, $\beta = 0.2$ **Tableau (4-5 du RPA99).**

$$W = 44465.36 \text{ KN}$$

❖ **Facteur d'amplification dynamique moyen D**

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

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site

$$\text{On a un sol membre S3} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases}$$

❖ **Facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)} \geq 0,7$**

Où $\varepsilon(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On prend : $\varepsilon = 8.5 \%$ Pour un contreventement mixte

$$\eta = 0.81 > 0.7$$

❖ **Coefficient de fonction du système de contreventement :**

$C_T = 0,05$ Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.

❖ **Calcul de la période fondamentale :**

L : Dimension du bâtiment mesurée à la base dans les deux directions.

$$L_x = 28.3 \text{ m}$$

$$L_y = 15.90 \text{ m}$$

$$H = 31.05 \text{ m}$$

$$T_1 = C_t * H^{3/4}$$

$$T_2 = \frac{0.09 H}{\sqrt{L_{x,y}}}$$

Sens x-x :

Sens y-y :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_x = \min (T_{1x}, T_{2x}) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_y = \min (T_{1y}, T_{2y}) \end{array} \right.$$

$$T_x = \min (0.657 \text{ (s)}, 0.527 \text{ (s)})$$

$$T_y = \min (0.657 \text{ (s)}, 0.719 \text{ (s)})$$

$$T_x = \mathbf{0.527 \text{ (s)}}$$

$$T_y = \mathbf{0.657 \text{ (s)}}$$

Facteur d'amplification dynamique moyen D :

$$\left\{ \begin{array}{l} D_x = 1.95 \end{array} \right.$$

$$D_y = 1.68$$

Calcul de la force sismique totale à la base de la structure :

$$\text{Sens x : } V_{st} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} = \frac{0.15 \times 1.95 \times 1.2}{5} 44830.27 = 3147.08 \text{ KN}$$

$$\text{Sens y : } V_{st} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} = \frac{0.15 \times 1.68 \times 1.2}{5} 44830.27 = 2711.33 \text{ KN}$$

III.2.2.Méthode dynamique modale spectrale

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

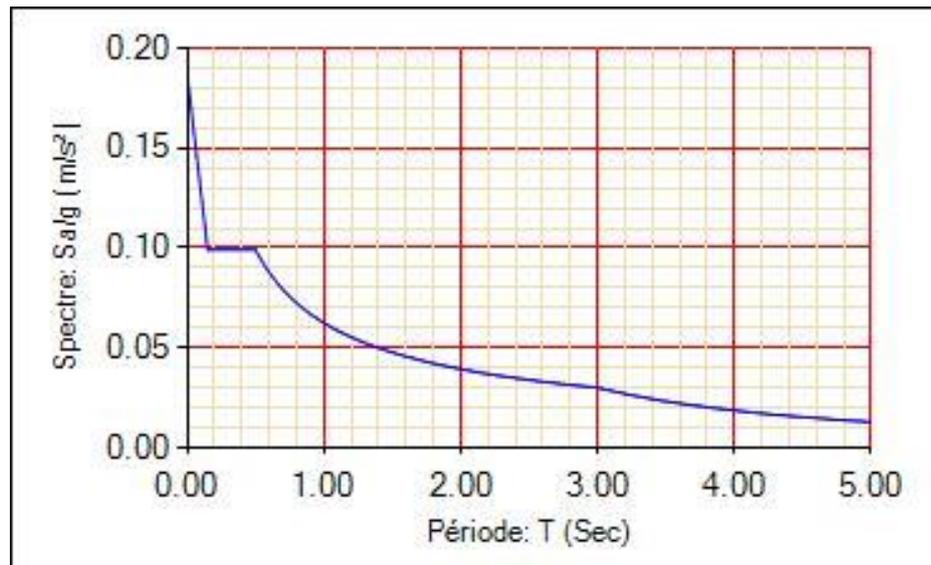


Figure IV.1. Spectre de réponse

III.3.Exigences du RPA99/2003 pour les systèmes mixtes

- D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

D'après l'article 4.3.4, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

III.4.Disposition des voiles de contreventement

Après plusieurs essayés des dispositions des voiles, nous a aboutis à la disposition suivante :

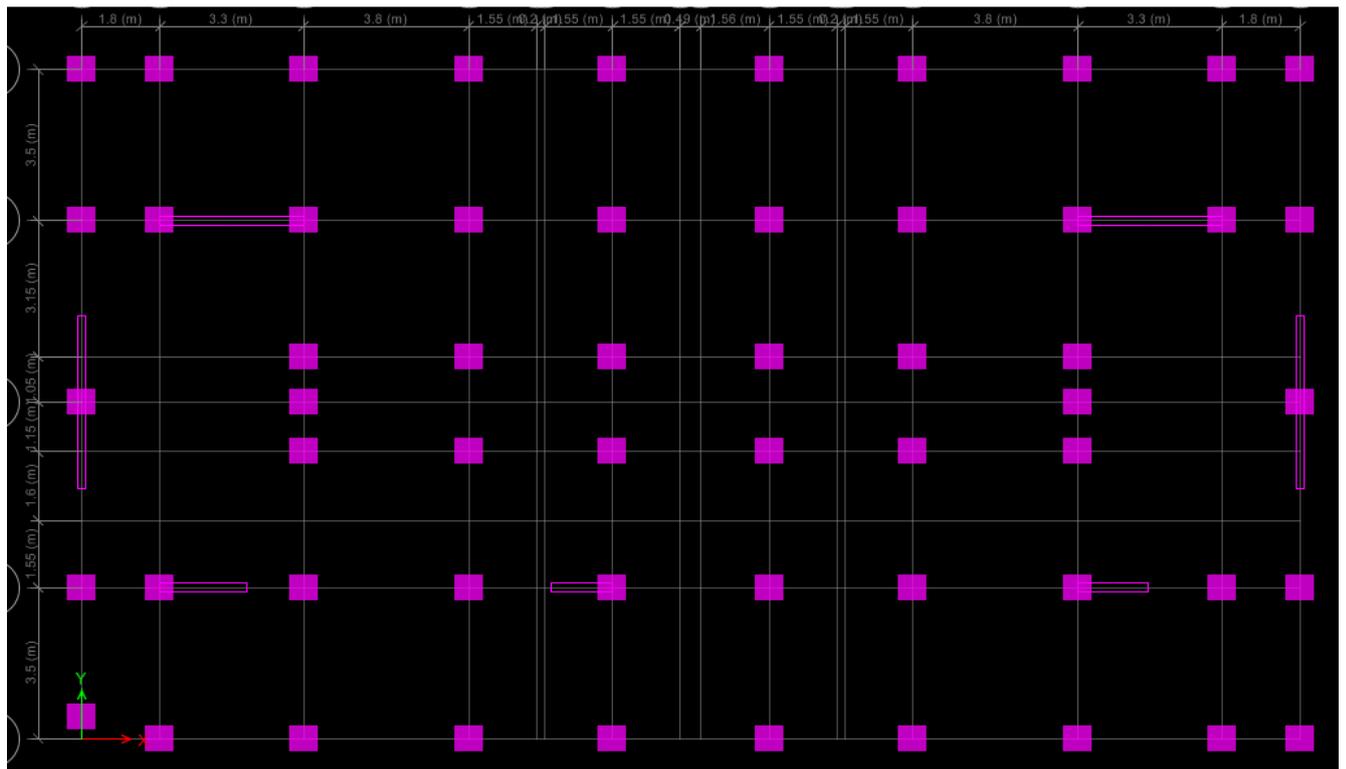


Figure. IV.2. Vue en plan la disposition des voiles

III.5.Périodes de vibration et participation massique

Tableau.III.2.Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses

mode	Période (s)	UX	UY	(% Cumulé de la masse modale)	
				UX	UY
1	0.77	0.0019	0.7102	0.0019	0.7102
2	0.696	0.6636	0.0026	0.6655	0.7128
3	0.663	0.0301	0.0001	0.6956	0.7129
4	0.245	0.0007	0.1524	0.6962	0.8653
5	0.216	0.1234	0.0006	0.8197	0.8659
6	0.194	0.041	0.00000231	0.8607	0.8659
7	0.121	0.0001	0.0625	0.8607	0.9283
8	0.106	0.0518	0.0001	0.9126	0.9284
9	0.09	0.0163	0.000001077	0.9289	0.9284
10	0.073	0.00001891	0.0342	0.9289	0.9626
11	0.064	0.0287	0.00001581	0.9576	0.9626
12	0.053	0.0062	0	0.9638	0.9626

Tableau.III.3.Vérification sous charges verticales

Niveaux	Charges verticales (KN)		(%) des charges verticales	
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques (%)	Voiles (%)
5 ^{eme} étage	7160.0964	1630.8694	81.4483478	18.5516522
4 ^{eme} étage	10824.5664	2371.6798	82.0276178	17.9723822
3 ^{eme} étage	14787.0966	2956.2191	83.3389703	16.6610297
2 ^{eme} étage	18688.197	3600.3961	83.8464631	16.1535369
1 ^{er} étage	23133.0738	3994.681	85.2745609	14.7254391
RDC	27541.2291	4880.8378	84.9459388	15.0540612
entresol 1	32689.3449	5423.6704	85.7695059	14.2304941
entresol 2	37708.0339	6187.5998	85.9038376	14.0961624
entresol 3	39499.2466	7585.1103	83.8903814	16.1096186
entresol 4	42964.1578	6367.3018	87.0928169	12.9071831

Tableau III.4.Vérification sous charges horizontales (sens X-X)

Niveaux	Charges verticales (KN)		(%) des charges verticales	
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques (%)	Voiles (%)
5 ^{eme} étage	401.2454	165.3273	70.8197553	29.1802447
4 ^{eme} étage	572.0463	311.98	64.7091947	35.2908053
3 ^{eme} étage	648.047	535.3439	54.7618712	45.2381288
2 ^{eme} étage	936.1969	516.7113	64.4360669	35.5639331
1 ^{er} étage	947.1879	726.5897	56.5898301	43.4101699
RDC	1226.2479	685.4647	64.1439461	35.8560539
entresol 1	1350.9951	839.7742	61.6676115	38.3323885
entresol 2	1323.7992	706.02	65.2175918	34.7824082
entresol 3	1256.756	934.6671	57.3488524	42.6511476
entresol 4	851.2845	1458.9334	36.848667	63.151333

Tableau III.5.Vérification de l’effort normal réduit

Pour éviter le risque de rupture de la section du béton, l’effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante

$$v = \frac{N_d}{B \times F_{c,j}} \leq 0.3 \dots \dots \dots \text{RPA99/version 2003 (Art : 7.4.3.1). l'effort sera vérifier à ELA}$$

niveau	b (cm)	h (cm)	N _d (KN)	v	observa
5 ^{eme} étage	35	40	153.049	0.0437	vérifier
4 ^{eme} étage	40	45	313.949	0.0697	vérifier
3 ^{eme} étage	40	45	489.158	0.1087	vérifier
2 ^{eme} étage	45	50	627.969	0.1116	vérifier
1 ^{er} étage	45	50	781.089	0.1388	vérifier
RDC	50	55	922.707	0.1342	vérifier
entresol 1	50	55	1 074.098	0.1562	vérifier
entresol 2	55	60	1 245.274	0.1509	vérifier
entresol 3	55	60	1 415.503	0.1715	vérifier
entresol 4	60	65	1 592.714	0.1633	vérifier
sous sol	60	65	1 742.190	0.1786	vérifier

Tableau III.5.Vérification de l’effort normal réduit

Tableau.III.6.Justification vis à vis des déformations

Selon le RPA99v2003 (Art. 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

- $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ RPA99v2003 (Art. 4.4.3)
- $\delta_k = R * \delta_{ek}$ RPA99v2003 (Art. 4.4.3)

Tableau III.6. Justification vis à vis des déformations :

Niveau	h_k (cm)	Sens X-X					Sens Y-Y				
		δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k cm	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)
5	306	0.0790	0.3950	0.000	0.3950	0.129	0.0171	0.4370	0.0	0.4370	0.143
4	306	0.2031	1.0155	0.3950	0.6205	0.203	0.0157	1.1460	0.4370	0.7090	0.232
3	306	0.3562	1.7810	1.0155	0.7710	0.252	0.0141	2.0175	1.1460	0.8715	0.285
2	306	0.5524	2.7620	1.7810	0.9820	0.321	0.0122	3.0130	2.0175	0.9955	0.325
1	306	0.7612	3.8060	2.7620	0.0460	0.342	0.0102	4.0710	3.0130	0.0580	0.346
RDC	306	0.9695	4.8475	3.8060	0.0075	0.002	0.0081	5.1355	4.0710	0.0645	0.348
entrer sol 1	306	1.1619	5.8095	4.8475	0.0095	0.003	0.0060	6.1390	5.1355	0.0035	0.328
entrer sol 2	306	1.3378	6.6890	5.8095	0.0090	0.003	0.0040	7.0580	6.1390	0.9190	0.300
entrer sol 3	306	1.4899	7.4495	6.6890	0.0095	0.003	0.0022	7.8570	7.0580	0.7990	0.261
entrer sol 4	351	1.6236	8.1180	7.4495	0.6685	0.190	0.0008	8.5505	7.8570	0.6935	0.197

Tableau.III.7. Justification vis à vis de l'effet P- Δ [RPA (5.9)]

Niveau	h_k (cm)	P_k (kn)	Sens x			Sens y		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k
5	306	4111.750	0.395	495.0128	0.0107	0.437	511.5603	0.0115
4	306	8034.939	0.6205	877.3065	0.0186	0.709	889.7469	0.0209
3	306	11958.12	0.771	1206.5127	0.0250	0.8715	1206.665	0.0282
2	306	16046.55	0.982	1500.2219	0.0343	0.9955	1487.621	0.0351
1	306	20134.98	0.044	1749.6033	0.0393	0.058	1727.009	0.0403
RDC	306	24449.10	0.0075	1961.2931	0.0003	0.0645	1936.296	0.0439
entrer sol 1	306	29151.64	0.0095	2146.9082	0.0004	0.0035	2129.893	0.0449
entrer sol 2	306	34042.89	0.009	2281.8905	0.0004	0.919	2278.261	0.0449
entrer sol 3	306	38934.14	0.0095	2379.5479	0.0005	0.799	2390.566	0.0425
entrer sol 4	351	44830.27	0.6685	2438.1319	0.0350	0.6935	2459.420	0.0360

Tableau.III.8. Dimensions finales des éléments de la structure :

niveau	5 ^{eme}	4 ^{eme} et 3 ^{eme}	2 ^{eme} et 1 ^{er}	RDC et entree1	entree sol 2 et 3	entree sol 4
Poteaux (cm²)	35*40	40*45	45*50	50*55	55*60	60*65
Voile (cm)	15	15	15	15	15	20
Poutre principale	30*40(cm)					
Poutre secondaire	30*35(cm)					

III.6.Conclusion

Nous avons réussi à avoir une bonne disposition des voiles, pour satisfaire les exigences du RPA99 version 2003 et préserver l'aspect architecturale de la structure

Chapitre IV

Etude éléments structuraux

V. Etude des éléments structuraux

Introduction

Après avoir calculé les sollicitations par le logiciel **ETABS V2016**, nous passons à la détermination des sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé **CBA93**, **RPA99/Version 2003** et le **BAEL 99**

IV. 1. Etude des poutres

Les poutres sont des éléments destinés à reprendre les efforts et les sollicitées en flexion simple, sous les combinaisons suivant

$$1,35G + 1,5Q \qquad G + Q \qquad G + Q \pm E \qquad 0,8G \pm E$$

IV. 1.1. méthode de Ferrailage

Armatures Longitudinales

❖ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : $A_{min} = 0,5\% (b \times h)$ en toute section (en zone II.a).

❖ Le pourcentage totale maximum des aciers longitudinaux est de :

$$A_{max} \begin{cases} 4\% (b \times h) \text{ en zone courante} \\ 6\% (b \times h) \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$$

❖ La longueur minimale de recouvrement est de : 40ϕ en zone II.

Armatures Transversales (Art. 7.5.2.2) :

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_{tmin} = 0,3\% S_t \times b$; Avec :

S_t : Espacement maximum entre les armatures transversales donné par :

$$\begin{cases} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) \Rightarrow \text{En zone nodale} \\ S_t \leq \left(\frac{h}{2}\right) \Rightarrow \text{En dehors de la zone nodale} \end{cases}$$

Tel que :

❖ ϕ : Le plus petit diamètre utilisé ; h : Hauteur de la poutre.

❖ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

IV. 1.2. Section minimale des aciers longitudinaux dans les poutres :

	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			zone courante	zone de recouvrement
Poutre principale	30*40	6	48	72
Poutre secondaire	30*35	5.25	42	63

Tableau.IV.1.1. Section minimale et maximal des aciers longitudinaux dans les poutres.

Niveau	PP			PS		
	M _{travée} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	V (KN)	M _{travée} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	V (KN)
Terrasse	89.5351	-96.2553	149.7338	27.7109	-49.8707	69.8636
Etages Courants	89.4866	-140.5501	381.2734	60.1065	-66.5291	104.5947
Etages Service	289.0869	-270.8913	102.1595	51.654	-58.9938	92.4324

Tableau. IV.1.2. des efforts internes dans les poutres PP et PS

V.1.3. Calcul du ferrailage

Exemple de calcul pour la terrasse, le calcul sera mené pour une section rectangulaire (b×h)

Travée :

M_t= 89.535 (KN.m)

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{89535 \times 10^3}{0.30 \times 0.38^2 \times 1847} = 0.11 < 0.186$$

⇒Pivot A; A' = 0

$$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(\sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.14$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha)$$

$$Z = 0.38(1 - 0.4 \times 0.201) = 0.357 \text{ m}$$

appuis

M_a= -96.255 (KN.m)

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{96255 \times 10^3}{0.30 \times 0.38^2 \times 1847} = 0.12 < 0.186$$

⇒Pivot A; A' = 0

$$\alpha = 1.25(\sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.16$$

$$Z = 0.38(1 - 0.4 \times 0.16) = 0.355 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{89535 \times 10^3}{0.357 \times 348} = 7.2 \text{ cm}^2 \quad \left| \quad A = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{96255 \times 10^3}{0.355 \times 348} = 7.79 \text{ cm}^2$$

Tableau IV.1.3. Ferrailage des poutres principales et secondaires

Niveau	Type de poutre	Localisation	Moment (KN.m)	A Calculée (cm ²)	Amin (cm ²)	Choix des armatures
Terrasse	Poutre Principale	Travée	89.53	7.2	6	3HA14+2HA14 = 7.7
		Appui	-96.25	7.79		3HA16+2HA12 = 8.29
	Poutre Secondaire	Travée	27.71	2.15	5.25	3HA12=3.39
		Appui	-49.87	3.95		3HA14=4.62
Etages Courants	Poutre Principale	Travée	89.48	6.26	6	3HA14+3HA12 = 6.88
		Appui	-140.55	10.20		3HA16+3HA12 = 10.65
	Poutre Secondaire	Travée	60.10	4.80	5.25	3HA14 = 6.03
		Appui	-66.52	5.3		3HA16=6.03
Etages Service	Poutre Principale	Travée	289.08	14.85	6	4HA20+HA16 = 15.77
		Appui	-270.89	12.94		3HA20+3HA14 = 13.74
	Poutre Secondaire	Travée	51.654	4.04	5.25	3HA14=4.62
		Appui	-58.99	4.63		3HA16=6.03

➤ Vérification des armatures

❖ Longueur de recouvrement

$$L_r \geq 40 \times \phi:$$

$$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 16 = 64 \text{ cm}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 14 = 56 \text{ cm}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 12 = 48 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte } L_r = 65 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte } L_r = 50 \text{ cm}$$

❖ Les armatures transversales :

Soit ϕ le diamètre des armatures transversales telle que

$$\phi \leq \min\left(\phi_{\min}, \frac{h \cdot b}{35 \cdot 10}\right)$$

❖ Poutres principales

$$\phi \leq \min\left(1,2 ; \frac{40}{35} ; \frac{30}{10}\right) cm = \min(2 ; 1,14 ; 3) cm$$

❖ Poutres secondaires

$$\phi \leq \min\left(1,2 ; \frac{40}{35} ; \frac{30}{10}\right) cm = \min(2 ; 1,14 ; 3) cm$$

Donc on prend $\phi = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2,01cm^2$ (un cadre et un étrier) Ø8.

❖ Calcul des espacements des armatures transversales

Selon le RPA99/version2003 (art 7.5.2.2).

- Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} cm ; 12\phi^{(min)}\right)$
- Poutres principales : $S_t \leq \min(0m ; 9.6cm)$ Soit : $S_t = 10 cm$
- Poutres secondaires : $S_t \leq \min(0.75m ; 9.6cm)$ Soit : $S_t = 8 cm$
- Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$
- Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow$ Soit : $S_t = 15cm$
- Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{30}{2} = 15 \Rightarrow$ Soit : $S_t = 15cm$

V.1.4. Vérification des sections d'armatures transversales minimales:

❖ Pour les poutres principales:

$$A_t^{min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8 cm^2$$

* Pour les poutres secondaires :

$$A_t^{min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 cm^2$$

$A_t = 2,01 cm^2 > A_{t min} = 1,35 cm^2$ condition vérifiée pour toutes les poutres.

❖ Verification à l'ELU

➤ Condition de non fragilité

$$\begin{cases} A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,37 cm^2 \rightarrow \text{Poutres principales} \\ A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,19 cm^2 \rightarrow \text{Poutres secondaires} \end{cases}$$

$A_{min} < A_{cal}$; Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

V.1.5.Vérification des contraintes tangentielles

❖ Vérification de l'effort tranchant

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

Tel que: $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \tau_u = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa) \Rightarrow \tau_u = 3.33MPa$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant:

Poutres	V _{max} (KN)	τ _u MP	τ _u MP	Observation
Principale	149.7338	1.31	3.33	Vérifiée
Secondaire	69.8636	0.705	3.33	Vérifiée

Tableau IV.1.4. Vérification des contraintes tangentielles

➤ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

➤ En appui de rives : $A_t > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

➤ En appui intermédiaires : $A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres	V _{max} (KN)	Ma (KN.m)	A _t (cm ²)	Al rive (cm ²)	Al int (cm ²)	Observation
Principale	149.7338	-96.25	8.29	3.74	-3.31	Vérifiée
Secondaire	69.8636	-49.87	4.62	1.47	-2.39	Vérifiée

Tableau IV.1.5. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

V.1.6.Vérification à l'ELS :

• État limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier la contrainte de compression du béton est nécessaire.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcul de I : $I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Poutres	Localisation	M _{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
Principales	Appui	-53.0485	14.08	99061.98	7.539	15	Vérifiée
	Travée	50.5031	13.68	93914.98	7.35	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	-22.5343	11.13	46933.47	5.34	15	Vérifiée
	Travée	16.4161	9.78	36771.12	4.36	15	Vérifiée

Tableau IV.1.6. Vérification de l'état limite de compression du béton

• Etat limite de déformation

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{4.75} = 0.11 > \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) = \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{7.7 \times 10^4}{0.30 \times 0.38} = 0.006 < \frac{4.2}{f_e} = 0.010. \text{ Condition vérifiée}$$

$$L = 4.75m < 8m \quad \text{Condition vérifiée}$$

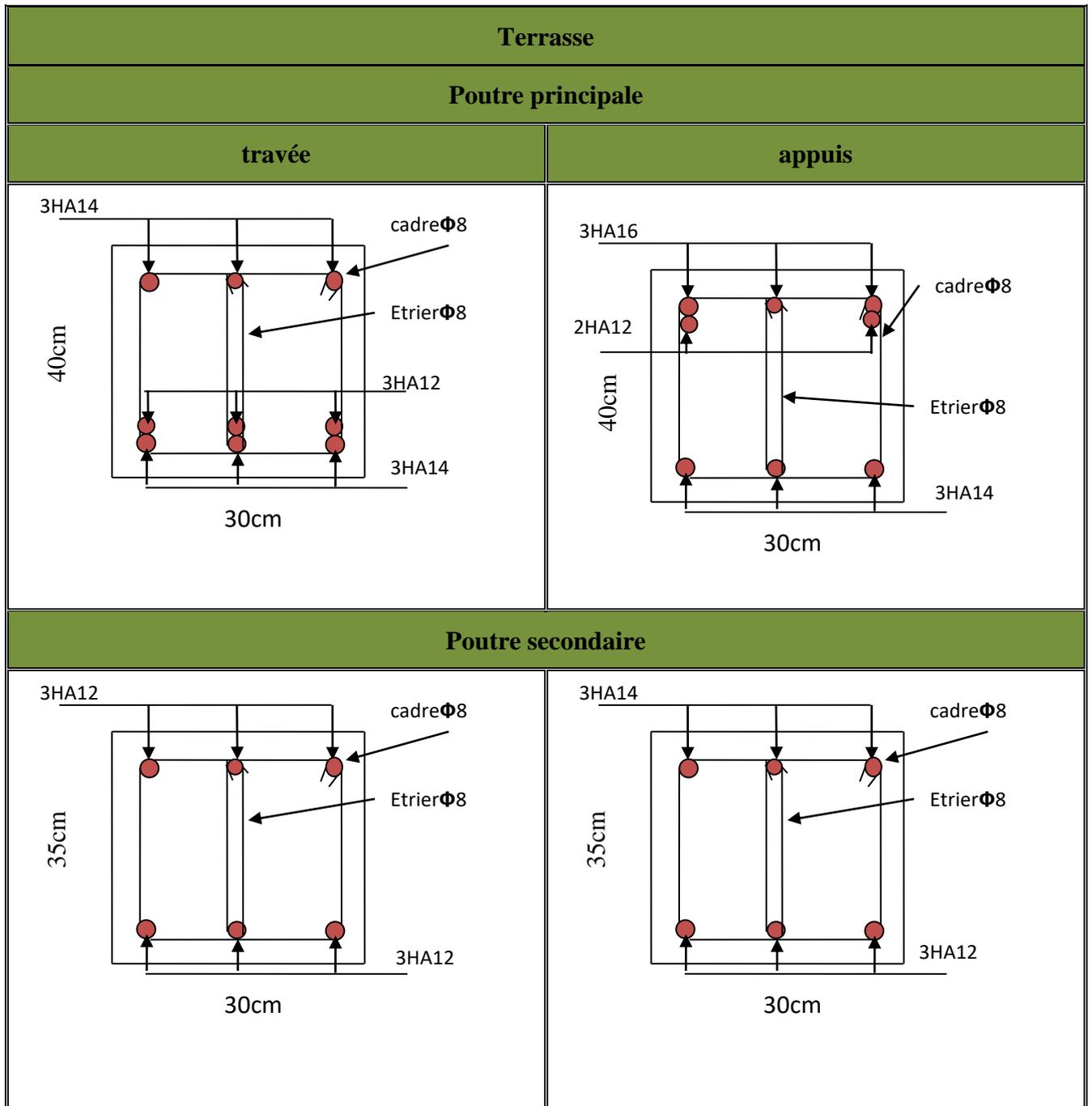
Le tableau ci-dessous résume les résultats des vérifications des trois conditions pour les deux types de poutres :

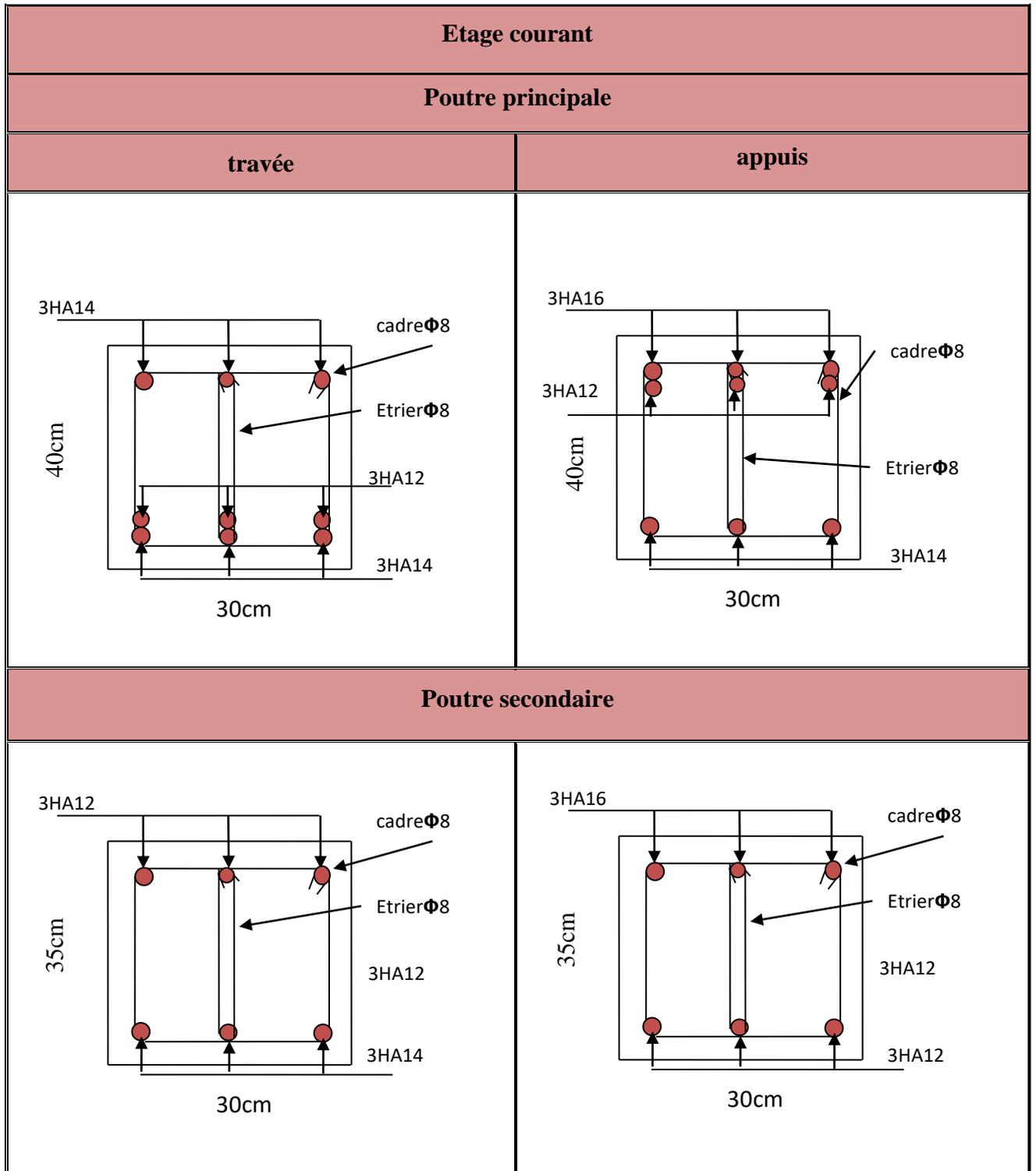
Poutres	h (cm)	b (cm)	L (m)	As (cm ²)	$\frac{h}{L} > \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right)$	$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$	Vérificati
Principal	40	30	4.75	7.7	0.11 ≥ 0.0625	0.006 ≥ 0.011	Vérifiée
Secondaire	35	30	3.9	8.29	0.089 ≥ 0.0625	0.007 ≥ 0.011	Vérifiée

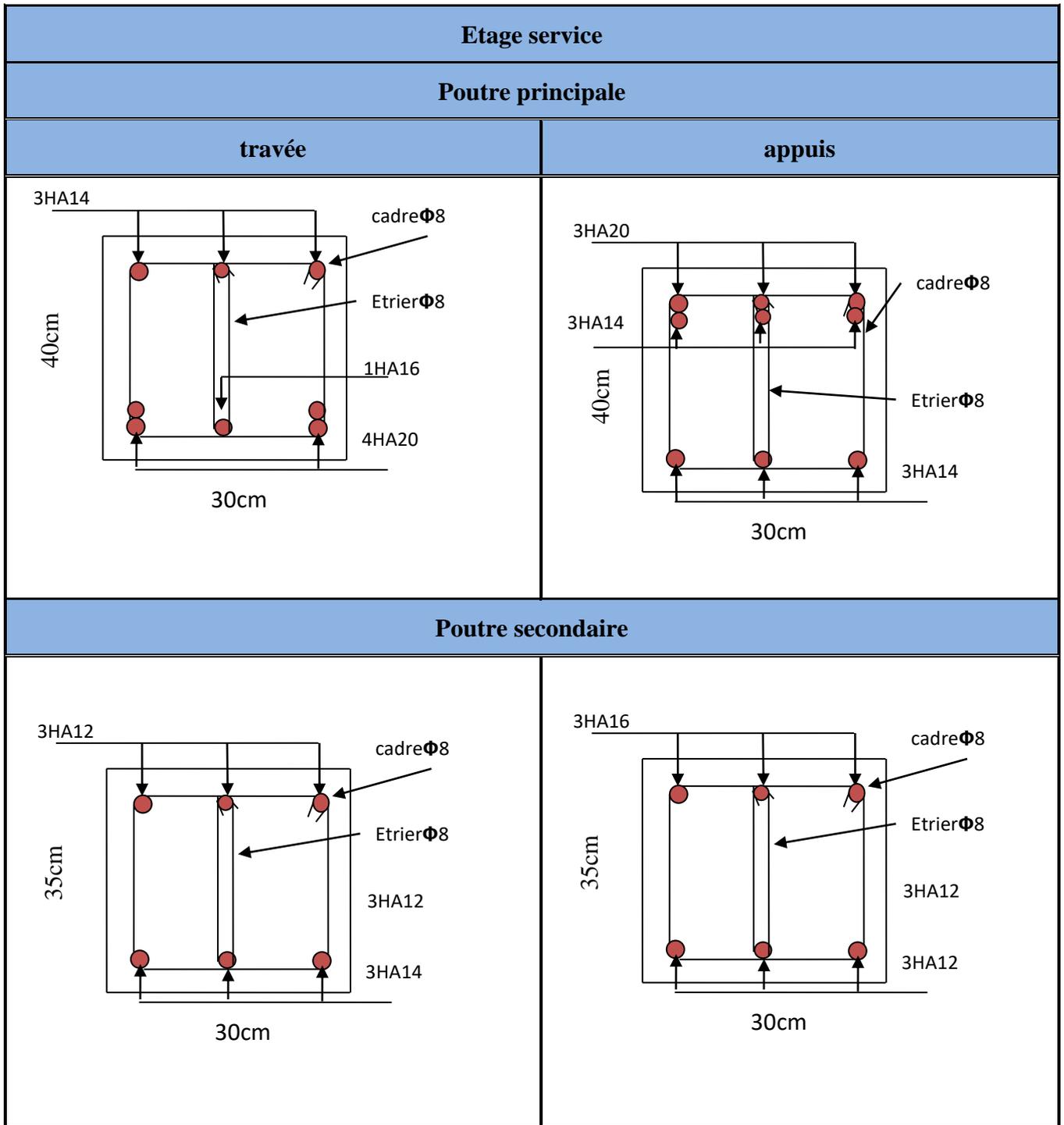
Tableau IV.1.7. Vérification des conditions de la flèche des poutres

Les trois conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.1.7.Schéma de ferrailage de poutre principale :







IV.2. Etude des voiles de contreventement

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités

IV.2.1. Sollicitations de calcul

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel ETABS16 dans l'ordre suivant :

1.35G+1.5Q ; G+Q+E ; G+Q-E ; 0.8G+E ; 0.8G-E

Tableau. IV.2.1. Sollicitation maximale dans le voile V_{x2} à tous les niveaux.

niveau	$N_{max} \Rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \Rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \Rightarrow M_{cor}$	
	N (KN)	M (KN.M)	N (KN)	M (KN.M)	N (KN)	M (KN.M)
5 ^{eme} , 4 ^{eme} , 3 ^{eme}	395.0968	676.8361	395.0968	676.8361	100.9396	-463.6499
2 ^{eme} ; 1 ^{er} ; RDC	1147.5387	321.5476	1147.5387	321.5476	235.7486	-310.4216
entre sol 1 et 2et3	1587.3623	375.025	1317.9732	-1446.9622	446.3725	-1125.381
entre sol 4 et Sous sol	2421.6456	1071.2761	1616.9808	-1286.3094	405.3929	-1221.799

Tableau. V.2.2. Sollicitation maximale dans le voile V_{y7} à tous les niveaux.

niveau	$N_{max} \Rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \Rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \Rightarrow M_{cor}$	
	N (KN)	M (KN.M)	N (KN)	M (KN.M)	N (KN)	M (KN.M)
5 ^{eme} , 4 ^{eme} , 3 ^{eme}	216.6717	-7.8526	48.7477	334.3148	21.2479	314.3898
2 ^{eme} ; 1 ^{er} ; RDC	512.8832	-74.1744	353.8684	-210.7891	82.0861	183.6348
entre sol 1 et 2et3	744.778	-92.9872	522.4803	126.0464	142.3028	116.1286
entre sol 4 et Sous sol	1147.098	-87.0652	170.4268	605.6049	170.4268	605.6049

V.2.3.Ferraillage des voiles Vx2 :

Les voiles travaillent a la flexion composée ils seront donc ferrailles sous un effort normal «N» et un moment fléchissant «M» :

$$A_v^{min} = 0.15\% \times b \times L \Rightarrow \text{Section d'armature verticale minimale dans le voile complet}$$

$$A_v^{min} / t_{en} = 0.2\% \times b \times L_t \Rightarrow \text{Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue}$$

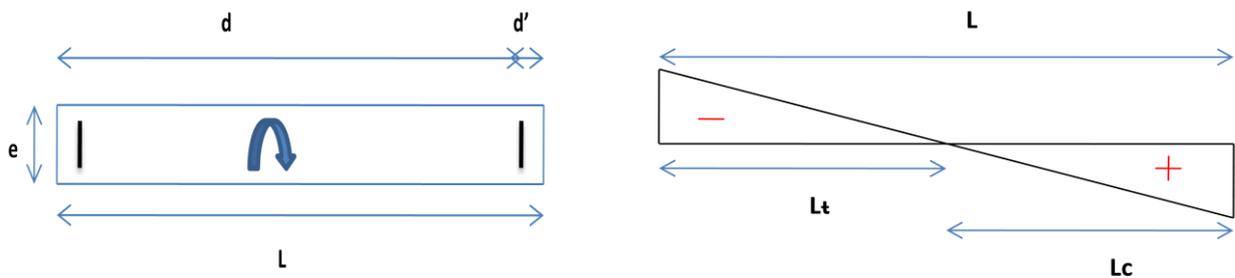
$$A_v^{min} / c_{omp} = 0.1\% \times b \times L_c \Rightarrow \text{section d'armature verticale dans la zone comprimée.}$$

$$A_h^{min} = 0.15\% \times b \times L \Rightarrow \text{Section d'armature horizontale minimale dans le voile.}$$

$$L_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{min} + \sigma_{max}} \Rightarrow \text{longueur de la zone tendue.}$$

$$L_c = L - L_t \Rightarrow \text{longueur de la zone comprimée.}$$

Schéma de contrainte :



a. Calcule sous N_{max} et M_{cor}

$$N_{max} = 2421.46 \text{ KN}$$

$$L = 2.4 \text{ m}$$

$$e = 0.20 \text{ m}$$

$$M_{cor} = 1071.27 \text{ KN.m}$$

$$d = 2.35 \text{ m}$$

$$d' = 0.05 \text{ m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1071.27}{2421.46} \Rightarrow e = 0.442 \text{ m} < \frac{L}{2} = 1.2 \text{ Le centre de pression est a l'intérieur de la}$$

section il faut vérifier les conditions suivant :

$$a \leq b \dots\dots\dots (I)$$

$$a = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times e \times h \times f_{bu} \Rightarrow a = 6.81 \text{ MN.m}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - \frac{h}{2}) \Rightarrow M_{UA} = 3855.94 \text{ KN.m}$$

$$b = N_{UA} \times (d - d') - M_{UA} \Rightarrow b = 1.71 \text{ MN.m}$$

$a > b$ ► Donc la section est entièrement tendue. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{cor}}{e \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0524 < \mu_1 = 0.391 \quad \text{le pivot A ; A}'=0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 0.067 \quad Z = 2.28 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{cor}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_s = 11.74 \text{ cm}^2$$

b. Calcule sous N min et M cor :

$$N_{min} = 405.3929 \text{ KN} \quad M_{cor} = 1221.799 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1221.799}{405.3929} \Rightarrow e = 3.01 \text{ m} > \frac{L}{2} = 1.2 \text{ m}$$

Le centre de pression est a extérieur de la section il faut vérifier les conditions : $a \leq b$

$$a = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times e \times h \times f_{bu} \Rightarrow a = 6.81 \text{ MN.m}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - \frac{h}{2}) \Rightarrow M_{UA} = 1.687 \text{ MN.m}$$

$$b = Nu \times (d - d') - MUA \Rightarrow b = -0.755 \text{ m}$$

a > b ► Donc la section est entièrement tendue. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{cor}}{e \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.059 < \mu_1 = 0.391 \quad \text{le pivot A ; A}'=0$$

$$\alpha = 0.0771 \quad Z = 2.27 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{cor}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_s = 13.44 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = A_s - \frac{N}{f_{st}} = 2.06 \text{ cm}^2$$

c. Calcule sous M_{max} et N_{cor} :

$$M_{max} = 1286.3094 \text{ KN.m} \quad N_{cor} = 1616.9808 \text{ KN}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1286.3094}{1616.9808} \Rightarrow e = 0.8 \text{ m} < \frac{L}{2} = 1 \text{ m}$$

Le centre de pression est a l'intérieur de la section il faut vérifier les conditions : $a \leq b$

$$a = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times e \times h \times f_{bu} \quad \Rightarrow a = 2698.71 \text{ KN.m}$$

$$M_{UA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) \quad \Rightarrow M_{UA} = 849.97 \text{ KN.m}$$

$$b = Nu \times (d - d') - M_{UA} \quad \Rightarrow b = 311.27 \text{ m}$$

$a > b$ ► la condition **n'est pas vérifier** donc la section est entièrement **tendu**, le calcul se fait a la **flexion simple**.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{cor}}{e \times d^2 \times f_{bu}} \quad \Rightarrow \mu_{bu} = 1.36 \times 10^{-3} < \mu_1 = 0.391 \quad \text{le pivot A ; A}'=0$$

$$\alpha = 4.09 \times 10^{-4} \quad Z = 1.90 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{cor}}{z \times f_{st}} = \frac{269.35 \times 10^{-3}}{1.9 \times 348} \quad \Rightarrow A_s = 4.07 \text{ cm}$$

On prend la section d'armature la plus grand de toutes les sections est : $A_s = 4.07 \text{ cm}^2$ **1b.**

Calculé sous Mmax et N cor :

$$M_{max} = 170.42 \text{ KN} \quad N_{cor} = 605.6 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} \quad \Rightarrow e = 0.81 \text{ m} > \frac{L}{2} = 1.2 \text{ m}$$

Le centre de pression est a l'**intérieur** de la section il faut vérifier les conditions : $a \leq b$

$$a = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times e \times h \times f_{bu} \quad \Rightarrow a = 6.81 \text{ MN.m}$$

$$M_{UA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) \quad \Rightarrow M_{UA} = 0.866 \text{ MN.m}$$

$$b = Nu \times (d - d') - M_{UA} \quad \Rightarrow b = 0.526 \text{ MN.m}$$

$a > b$ ► la condition **n'est pas vérifier** donc la section est entièrement **tendu**, le calcul se fait a la **flexion simple**.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{cor}}{e \times d^2 \times f_{bu}} \quad \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0083 < \mu_1 = 0.391 \quad \text{le pivot A ; A}'=0$$

$$\alpha = 0.0104 \quad Z = 2.34 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{cor}}{z \times f_{st}} \quad \Rightarrow A_s = 1.8 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times V_d}{e \times d} \leq \tau_{adm} = 0.2 \times f_{c28} \quad \Rightarrow \quad \tau_{adm} = 5 \text{ Mpa}$$

$$A_{h \min} = 0.15\% \times b \times t \quad \Rightarrow \quad A_{h \min} = 0.6 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec : $A_{h \min} = \text{cm}^2$

On opte pour : $A_{h \min} = 3HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$

Les vérifications nécessaires :

Au cisaillement: $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$

$\tau_u = 0.445 \text{ Mpa} < \tau_{adm} = 5 \text{ Mpa}$ c'est vérifier pas de risque de **cisaillement**

Vérifications des sections minimales:

$$A_{\min} = 0.2\% \times e \times L_t \quad \Rightarrow \quad A_{\min} = 0.996 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \quad \text{vérification de RPA}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times d \times e \times f_{t28}/f_e \quad \Rightarrow \quad A_{\min} = 3.53 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \quad \text{exigence de BAEL}$$

$$A_{\min} = 0.1\% \times e \times (L - 2 \times L_t) \quad \Rightarrow \quad A_{\min} = 2.004 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \quad \text{vérification de RPA}$$

$$A_{\min} = 0.15\% \times e \times L \quad \Rightarrow \quad A_{\min} = 4.5 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \quad \text{exigence de BAEL}$$

Donc on ferraille En zone tendue avec : $A_v = 4.5 \text{ cm}^2$

On opte pour : $A_v = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$

Armatures horizontales

$$A_H \geq \frac{\tau_u \times B \times \gamma \times S_t}{0.9 \times f_e} = \frac{1056 \times 10^3}{0.176 \times 348} = 1.72$$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{1.4 \times V}{e \times d} = \frac{1.4 \times \dots}{\dots} \leq \tau_u = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

Donc pas de risque de rupture par cisaillement

Espacement des barres horizontales

$$S_t = (1.5 \times e ; 30 \text{ cm}) = \text{cm} \quad \text{On prend : } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_H \geq \frac{\tau_u \times B \times \gamma \times S_t}{0.9 \times f_e} = \frac{1056 \times 10^3}{0.176 \times 348} = 1.72 \text{ cm}^2$$

$$A_{Hmin} \geq \frac{0.4 \times e \times S_t}{f_e} = \frac{1056 \times 10^3}{0.176348} = 1.72 \text{ cm}^2$$

On a $A_H \geq A_{Hmin}$

Choix des armatures

En zone tendue/face A= 4HA14+ 8HA12 =15,21cm² (S_t = 20 cm)

Armatures horizontales :

A^H= 2HA10=1.57 cm² (S_t = 20 cm)

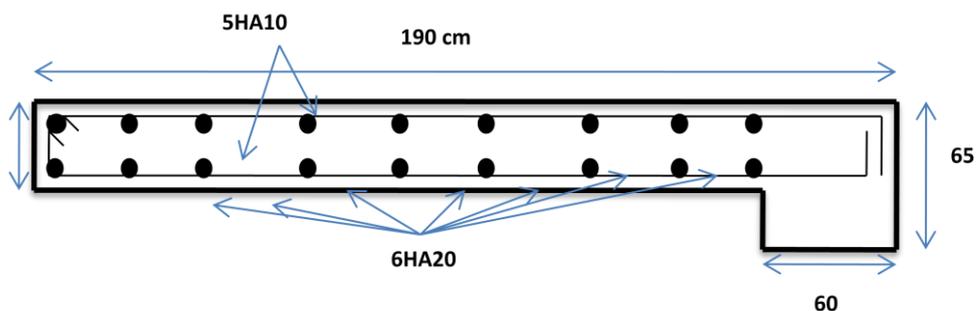
Ferraillage du voile V_{x2} du niveau de l'Entresol

Niveau	Sous sol et entre sol4	entre sol 1 et 2 et 3	RDC et étage 1 et 2	3 et 4 et 5 ^{ème} étages
Section (cm ²)	240×20	240×15	240×15	240×15
M(KN.m)	2421.64	375.25	321.54	676.83
N(KN)	1071.27	1587.36	1147.53	395.09
V(KN)	395.7514	320.1621	217.5134	73.4737
τ (MPa)	1.178	0.953	0.647	0.218
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A _v ^{cal} /face (cm ²)	11.04	4.04	3.56	2.06
A _v ^{min} (cm ²)	7.2	7.2	7.2	7.2
A _{v.adop} (cm ²)	13.57	13.57	13.57	13.57
N ^{bre} /par face	12HA12	12HA12	12HA12	12HA12
S _t (cm)	20	20	20	20
A _h ^{cal} (cm ²)	1.2	0.73	0.58	0.42
A _h ^{min} (cm ²)	0.6	0.33	0.33	0.33
A _{h.adop} (cm ²)	3.93	3.93	3.93	3.93
N ^{bre} /par Plan	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
S _t (cm)	20	20	20	20

Ferrailage du voile V_{y7} du niveau de l'Entresol

Niveau	Sous sol et entre sol4	entre sol 1 et 2 et 3	RDC et étage 1 et 2	3 et 4 et 5 ^{ème} étages
Section (cm ²)	190×20	190×15	190×15	190×15
M(KN.m)	-87.0652	-92.9872	-74.1744	-7.8526
N(KN)	1147.098	744.778	512.8832	216.6717
V(KN)	162.54	126.33	81.55	27.4196
τ (MPa)	1.38	0.68	0.68	0.15
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} /face (cm ²)	16.06	11.13	7.87	2.86
A_v^{min} (cm ²)	7.6	5.7	5.7	5.7
$A_{v.adop}$ (cm ²)	18.8	12.06	6.79	6.79
N^{bre} /par face	12HA12	12HA12	12HA12	12HA12
S_t (cm)	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.3	0.65	0.65	0.15
A_h^{min} (cm ²)	2.7	2.02	2.02	2.02
A_h^{adop} (cm ²)	3.93	3.93	3.93	3.93
N^{bre} /par Plan	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
S_t (cm)	20	20	20	20

Schéma de ferrailage du voile V_{y7} du niveau de l'Entresol



IV.3.Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé, destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations à la base de la structure.

$$\text{ELU : } \begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases} \qquad \text{ELS : } \{G + Q$$

Le ferrailage adopté sera le maximum obtenu suivant les sollicitations suivantes :

Effort normal maximal et moment correspondant : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$

Moment maximum et effort normal correspondant : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$

Effort normal minimal et moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$

IV.3.1.Recommandation du RPA99v2003

A. Armatures longitudinales:

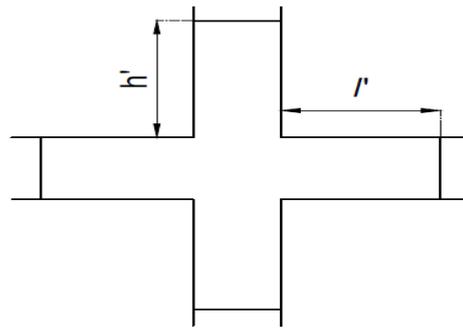
- ❖ $A_{\min} = 0,8\%$ de la section du béton (Zone II.a).
- ❖ $A_{\max} \begin{cases} 4\% \text{ de la section du béton en zone courante} \\ 6\% \text{ de la section du béton en zone de recouvrement.} \end{cases}$
- ❖ $\Phi_{\min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- ❖ La longueur minimale des recouvrements est de : $40\emptyset$ en zone II.a.
- ❖ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm (zone II.a).
- ❖ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit, et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (IV.11) ci-dessous :

$$h_i = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{ cm}\right) = 65\text{ cm}$$

$l' = 2h = 130\text{ cm}$ h_e : est la hauteur de l'étage

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale de poteau



Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99v2003 sont apportées dans le tableau suivant :

étage	Section de poteaux	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
5 ^{eme}	40*35	11.2	56	84
4 ^{eme} ; 3 ^{eme}	45*40	14.4	72	108
1 ^{er} ; 2 ^{eme}	50*45	18	90	135
RDC, entre sol 1	55*50	22	110	165
entre sol 2 et 3	60*55	26.4	132	198
entre sol4, Sous sol	65*60	31.2	156	234

Tableau. IV.3.1. Des valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99v2003

IV.3.2.Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} \quad \text{Avec :}$$

V_u : L'effort tranchant de calcul

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

p_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espace des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espace est fixée comme suit :

⇒ Dans la zone nodale $t \leq \min(\phi^{\min}, 15cm)$ (en zone II.a)

⇒ Dans la zone courante $t' \leq 15\phi$ (en zone II.a)

Avec : ϕ^{\min} : Est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

▪ **La quantité d'armatures transversales minimales :**

$\frac{A_t}{t \times b}$ en % Est donnée comme suit :

$$A_{\min} = 0.3\% \times (t \times b) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_{\min} = 0.8\% \times (t \times b) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5$ Interpoler entre les valeurs limite précédentes

λ_g : L'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a}; \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b : les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f la longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_1$ min

IV.3.3.Sollicitations

niveau	$N_{\max} \Rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \Rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \Rightarrow M_{\text{cor}}$		V_{\max} (KN)
	N (KN)	M (KN.M)	N (KN)	M (KN.M)	N (KN)	M (KN.M)	
5 ^{eme}	-200.0368	-9.8714	-66.9169	-72.4501	54.3571	2.9968	49.19
4 ^{eme} ; 3 ^{eme}	-709.8973	12.7352	-353.9485	-93.0643	121.2815	7.6412	126.96
2 ^{em} ; 1 ^{er}	-1535.7065	16.7801	205.2912	-79.4454	391.8425	39.8164	209.94
RDC, entre sol 1	-2087.893	-44.3276	-1988.5178	-181.4135	584.5407	74.7789	209.00

entre sol 2 et 3	-2183.3322	-68.6766	-942.6547	-119.388	580.8865	63.3118	425.04 65
entre sol 4, Sous sol	-2962.6091	-74.6565	-1260.8608	-146.9659	1502.610 3	65.5327	185.70 01

Tableau IV.3.2. Sollicitations maximales dans les poteaux

IV.3.4. Ferrailage

▪ Armatures longitudinales

Nous exposerons un exemple de calcul pour le poteau le plus sollicité de sous sol

Données :

Soit : $b = 60 \text{ cm}$; $h = 65 \text{ cm}$; $d = 62.5 \text{ cm}$; $f_c = 400 \text{ MPa}$.

Situation durable : $\gamma_s = 1,15$; $\gamma_b = 1,5$

Situation accidentelle : $\gamma_s = 1$; $\gamma_b = 1,15$ $f_{bu} = 18.47 \text{ Mpa}$

a) Calcul sous $N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$: Combinaison de calcul (G+Q+Ex)

$$\begin{cases} N_{\max} = 2962.6091 \text{ KN} \\ M_{\text{cor}} = 74.6565 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{746565}{29626091} = 0.025 \text{ cm} \leq \frac{h}{2} = 0.325 \text{ cm}$$

⇒ Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section.

Il faut vérifier la condition suivante : (a) ≤ (b)

$$a = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu} \Rightarrow a = 1.432 \text{ MN.m}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - \frac{h}{2}) \Rightarrow M_{UA} = 963.439 \text{ KN.m}$$

$$b = N \times (d - d') - M_{UA} \Rightarrow b = 0.841 \text{ MN.m}$$

Donc : $a \geq b$ n'est pas vérifiée. La section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.139 < \mu_1 = 0.391 \quad \text{le pivot A; A}'=0$$

$$\alpha = 0.187 \quad Z = 0.578 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{963.493 \times 10^{-3}}{0.578 \times 400} \Rightarrow A_l = 41.669 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_s = 0.53 \text{ cm}^2$$

b) Calcul sous $N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$: Combinaison de calcul (E_X)

$$\begin{cases} N_{\min} = 1502.6103 \text{ KN} \\ M_{\text{cor}} = 65.5327 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{655327}{15026103} = 0.0436 \text{ cm} \leq \frac{h}{2} = 0.325 \text{ cm}$$

\Rightarrow Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section. Il faut vérifier la condition suivante : (a) \leq (b)

$$a = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu} \Rightarrow a = 1.432 \text{ MN.m}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - \frac{h}{2}) \Rightarrow M_{UA} = 470.442 \text{ KN.m}$$

$$b = N \times (d - d') - M_{UA} \Rightarrow b = 0.431 \text{ MN.m}$$

Donc : $a \geq b$ n'est pas vérifiée. La section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} 0.108 = < \mu_1 = 0.391 \quad \text{le pivot A; } A' = 0$$

$$\alpha = 0.143 \quad Z = 0.589 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{470.442 \times 10^{-3}}{0.589 \times 400} \Rightarrow A_l = 19.94 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_s = 0.127 \text{ cm}^2$$

c) Calcul sous $M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$: Combinaison de calcul : (G + Q + Ex)

$$\begin{cases} M_{\max} = 146.9659 \text{ KN} \\ N_{\text{cor}} = 1260.8608 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{1469659}{12608608} = 0.116 \text{ cm} \leq \frac{h}{2} = 0.325 \text{ cm}$$

\Rightarrow Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section.

Il faut vérifier la condition suivante : (a) ≤ (b)

$$a = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu} \Rightarrow a = 1.432 \text{ MN.m}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - \frac{h}{2}) \Rightarrow M_{UA} = 422.346 \text{ KN.m}$$

$$b = N \times (d - d') - M_{UA} \Rightarrow b = 0.334 \text{ MN.m}$$

Donc : a ≥ bn'est pas vérifiée. La section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.097 < \mu_1 = 0.931 \quad \text{le pivot A; A}'=0$$

$$\alpha = 0.127 \quad Z = 0.593 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{422.346 \times 10^{-3}}{0.593 \times 400} \Rightarrow A_l = 17.80 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_s = 0.09 \text{ cm}^2$$

Le tableau ci-dessous résume les résultats du ferrailage longitudinal des poteaux:

niveau	Section	Sollicitation	N(KN)	M(KN.m)	V (KN)	Combinaison	Type de section	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Choix Des bare(cm ²)
5eme étage	35×40	N _{max} →M _{cor}	200.0368	9.8714	49.192	ELA	SPC	0	11.2	12HA12 =13.57
		N _{min} →M _{cor}	54.3571	2.9968		ELA	SPC	0		
		M _{max} →N _{cor}	72.4501	66.9169		ELA	SPC	0		
4eme ; 3eme étage	40×45	N _{max} →M _{cor}	709.8973	12.735	126.96	ELA	SPC	0	14.4	4HA14+8HA 12 =15.21
		N _{min} →M _{cor}	121.2815	7.6412		ELA	SPC	0		
		M _{max} →N _{cor}	93.0643	353.9485		ELA	SPC	0		
2eme ; 1er étage	45×50	N _{max} →M _{cor}	1535.706	16.780	209.94	ELA	SPC	0	18	8HA14+8HA 12 =21.37
		N _{min} →M _{cor}	391.8425	39.8164		ELA	SPC	0		
		M _{max} →N _{cor}	79.4454	205.2912		ELA	SPC	0		

RDC, entre sol 1	50×55	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	2087.893	44.327	209.00	ELA	SPC	0.35	22	8HA16+8HA12 =22.24
		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	584.5407	74.7789		ELA	SPC	0.03		
		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	181.4135	1988.5178		ELA	SPC	0.4		
entre sol 2 et 3	55×60	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	2183.332	68.676	425.04	ELA	SPC	0	26.4	8HA16+8HA14 =28.4
		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	580.8865	63.3118		ELA	SPC	0		
		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	119.388	942.6547		ELA	SPC	0		
Sous sol, entre sol 4	60×65	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	2962.609	74.656	185.70	ELA	SPC	41.66 9	31.2	16HA16 =32.17
		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	1502.610	65.5327		ELA	SPC	0.127		
		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	146.9659	1260.8608		ELA	SPC	0.09		

Tableau IV.3.3. Sollicitations et ferrillages des poteaux

- **Armatures transversales :** On prend pour exemple le poteau de l'entresol 4

$$l_f = 0.7 \cdot l_0 = 2.422 \text{ (m)} ; \lambda_g = \frac{2422}{0.60} = 4.036m \quad \rho_a = 3.75$$

D'après les recommandations du RPA l'espacement est pris égal à :

Dans la zone nodale : $t \leq \min(0.15m, 15cm) \Rightarrow t = \min(0.15m, 15cm) = 10cm$

Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi^{min} \Rightarrow t' = (15 \times 1.6) = 15cm$

Soit : $A_t = \frac{\rho \times V_U}{h_f \times f_e} t^{max} = \frac{3.75 \times 1857}{0.65 \times 400} 0.15 = 4.02cm^2$

- **Longueur de recouvrement :** $L_r \geq 40\phi^{max}$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135°, ayant une longueur droite de $10\phi^{min}$. Soit : $10\phi^{min} = 16cm$, donc on prend la longueur des crochets égale à 15 cm.

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales des poteaux:

Niveau	5 ^{eme} étage	4 ^{eme} ; 3 ^{eme} étage	2 ^{eme} ; 1 ^{er} étage	RDC, entre sol 1	entre sol 2 et 3	entre sol 4, Sous sol
Section (cm ²)	35*40	40*45	45*50	50*55	55*60	60*65
Ø _{max} (cm)	1.2	1.4	1.4	1.6	1.6	1.6
Ø _{min} (cm)	1.2	1.2	1.2	1.4	1.4	1.6
L ₀ (cm)	266	266	266	266	266	346
L _f (cm)	186.2	186.2	186.2	186.2	186.2	242.2
λ _g	5.31	5.31	5.31	5.31	5.31	4.03
P _a	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	3.75
V _U	49.1926	126.960	209.941	209.002	425.046	185.70
L _r (cm)	50	60	60	65	65	65
t _{z.nod} (cm)	10	10	10	10	10	10
t _{z.cour} (cm)	15	15	15	15	15	15
A _{tcal} (cm ²)	1.15	2.64	3.95	3.56	3.86	4.02
A _{t min} (cm ²)	1.57	1.8	2.025	2.25	2.47	2.7
A _{tadopte} (cm ²)	6HA8 =3.02	6HA8 =3.02	6HA10 =4,71	6HA10 =4,71	6HA10 =4.71	6HA10 =4.71

Tableau IV.3.4. Ferrailage transversal des poteaux

D'après le Code du Béton Armé **CBA93 (Art. A7.1.3)**, le diamètre des armatures

transversales doit être comme suit : $\phi = \frac{\phi^{\max}}{3}$

IV.9.4. Vérifications nécessaires

▪ Vérification au flambement

Selon le **BAEL91 (Art. 4.4.1)** : Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

La vérification se fait pour les poteaux les plus sollicités

Critère de la stabilité de forme : D'après le CBA93 on doit vérifier que :

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

B_r : Section réduite du béton

$\gamma_b = 1,5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1,15$ coefficient de sécurité de l'acier

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élanement λ .

A : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ si } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right) \text{ si } 50 \leq \lambda \leq 70$$

L'élanement mécanique est donné par :

$$\lambda = 3,46 \frac{l_f}{b} \Rightarrow \text{Pour une section rectangulaire, avec :}$$

l_f : Longueur de flambement. $B_r = (a-2) \times (b-2)$ Pour un poteau rectangulaire.

Les résultats des vérifications des poteaux au flambement, sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveau	5 ^{eme} étage	4 ^{eme} ; 3 ^{eme} étage	2 ^{eme} ; 1 ^{er} étage	RDC, entre sol 1	entre sol 2 et 3	entre sol 4, Sous sol
Section (cm ²)	35*40	40*45	45*50	50*55	55*60	60*65
L_0 (cm)	266	266	266	266	266	346
L_f (cm)	186.2	186.2	186.2	186.2	186.2	242.2
λ	18.41	16.10	14.32	12.88	11.71	10.73
α	0.805	0.815	0.822	0.827	0.831	0.834
A_s (cm ²)	13.57	15.21	21.37	22.24	28.4	32.17
B_r (cm ²)	1254	1634	2064	2544	3074	3654
N_u (KN)	536.42	637.57	873.95	965.82	1216.81	1405.54

N_{max} (KN)	200.0368	709.8973	1535.7065	2087.893	2183.3322	2962.6091
1,1 N_{max}	220.04	780.88	1689.27	2296.68	2401.66	3258.87
observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau IV.22.Vérification au flambement des poteaux

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc il n’y a pas risque de flambement

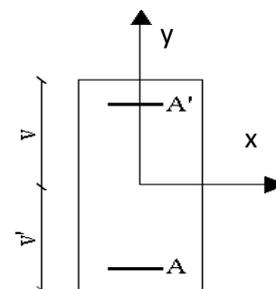
▪ **Vérification des contraintes de compression**

On a une fissuration peu nuisible pour les poteaux, on doit vérifier les poteaux à la contrainte de compression du béton seulement pour chaque niveau, on vérifie que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{28} = 15 \text{ Mp}$$

$$\sigma_{bd} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{yy}} V \text{ béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bd} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{ser}}{I_{yy}} V' \text{ béton fibre inférieure}$$



Avec :

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène)}$$

$$I_{yy} = \frac{b}{2}(V^3 + V'^3) + 15A(V-d)^2 + 15A'(d-V')^2$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A \times d' + A' \times d)}{S} ; V' = h - V$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	5 ^{eme} étage	4 ^{eme} ; 3 ^{eme} étage	2 ^{eme} ; 1 ^{er} étage	RDC, entre sol 1	entre sol 2 et 3	entre sol 4, Sous sol
Section(cm²)	35*40	40*45	45*50	50*55	55*60	60*65
d (cm)	38	43	48	53	58	63
A_s(cm²)	13.57	15.21	21.37	22.24	28.4	32.17
V (cm)	25.52	28.6	40.18	41.82	53.4	59.7
V' (cm)	14.74	16.39	9.81	13.17	6.59	5.29

I_{yy} (m⁴)	0.0045	0.0051	0.0072	0.00749	0.0095	0.017
N_{ser} (KN)	110.2094	366.1778	693.7519	916.9224	1159.9501	1474.0702
M_{ser} (KN.m)	36.7733	44.4642	78.4443	72.0161	38.2535	39.6123
M_{serG}(KN.m)	42.28	64.59	182.5	195.79	305.03	430.21
Type de section	CES	CES	CES	CES	CES	CES
σ_{bc1} (Mpa)	2.78	4.009	7.41	7.82	8.13	8.63
σ_{bc2} (Mpa)	0.32	0.47	0.62	0.68	0.74	0.799
observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau IV.3.6.Vérification des contraintes dans les poteaux

▪ **Vérification des contraintes de cisaillement**

D’après le RPA99v2003 (Art. 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad ; \quad \bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats de la vérification sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	5^{eme} étage	4^{eme} ; 3^{eme} étage	2^{eme} ; 1^{er} étage	RDC, entre sol 1	entre sol 2 et 3	entre sol 4, Sous sol
Section (cm²)	35*40	40*45	45*50	50*55	55*60	60*65
L_f (cm)	186.2	186.2	186.2	186.2	186.2	242.2
λ_g	5.31	5.31	5.31	5.31	5.31	4.03
Pd	0.075	0.075	0.075	0.075	0.075	0.04
d (cm)	37.5	42.5	57.5	52.5	57.5	62.5
V_U (KN)	49.1926	126.960	209.941	209.002	425.046	185.70
τ (MPa)	0.374	0.746	0.811	0.796	1.344	0.495
τ_{bu} (MPa)	1.875	1.875	1.875	1.875	1.875	1
observation	vérifier	vérifier	vérifier	vérifier	vérifier	vérifier

Tableau IV.3.7.Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux

IV.3.6. Vérification des zones nodales

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99v2003 (Art.7.6.2) exige de vérifier que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 |M_w| + |M_e|$$

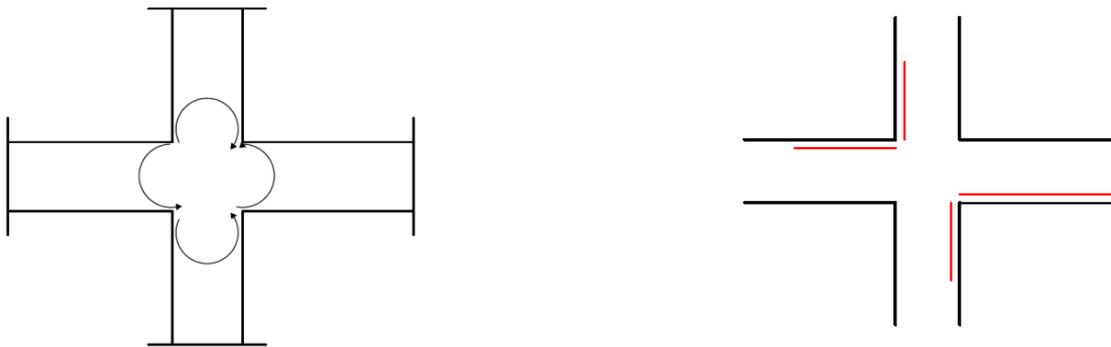


Figure IV.16. Zone nodale

▪ Détermination du moment résistant

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

Avec $M_R = Z * A_s * \sigma_{st}$; avec :

$$\begin{cases} Z = 0,9 * h & (h : \text{La hauteur totale de la section du béton}) \\ \sigma_{st} = f_e / \gamma_s \end{cases}$$

Le tableau ci-dessous illustre les moments résistants dans les poutres :

niveaux	Local	h(cm)	Z(cm)	As1(cm ²) Api	MR (KN. m)
Terrasse inaccessible	PP	40	36	8.29	103.85
	PS	35	31.5	4.62	50.64
étage d'habitations	PP	40	36	10.65	133.42
	PS	35	31.5	6.03	66.1
étage service	PP	40	36	13.74	172.13
	PS	35	31.5	6.03	66.1

Tableau IV.3.8. Moments résistants dans les poutres

Le tableau ci-dessous illustre les moments résistants dans les poteaux :

Niveau	h(m)	Z(m)	As (cm ²)	σ_{st} (Mpa)	M _R (KN. m)
5 ^{eme} étage	40	36	13.57	348	170.04
4 ^{eme} ; 3 ^{eme} étage	45	40.5	15.21	348	214.36
2 ^{eme} ; 1 ^{er} étage	50	45	21.37	348	334.65
RDC, entre sol 1	55	49.5	22.24	348	383.10
entre sol 2 et 3	60	54	28.4	348	533.69
entre sol 4, Sous sol	65	58.5	32.17	348	654.91

Tableau IV.3.9. Vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux

Les résultats de la vérification des zones nodales sont illustrés dans les tableaux suivants :

Vérification des zones nodales dans le sens principal

Poutre principale							
Niveau	M _n (t.m)	M _s (t.m)	M _n + M _s (t.m)	M _w (t.m)	M _E (t.m)	1,25(M _w +M _E) (t.m)	Observation
5 ^{eme} étage	16.06	16.06	32.11	9.81	9.81	24.52	vérifier
4 ^{eme} étage	16.06	20.25	36.30	12.60	12.60	31.50	vérifier
3 ^{eme} étage	20.25	20.25	40.5	12.60	12.60	31.50	vérifier
2 ^{eme} étage	20.25	31.61	51.85	12.60	12.60	31.50	vérifier
1 ^{er} étage	31.61	31.61	63.22	12.60	12.60	31.50	vérifier
RDC	31.61	36.18	67.79	12.60	12.60	31.50	vérifier
entre sol 1	36.18	36.18	72.36	16.26	16.26	40.64	vérifier
entre sol 2	36.18	50.40	86.59	16.26	16.26	40.64	vérifier
entre sol 3	54.40	50.40	100.81	16.26	16.26	40.64	vérifier
entre sol 4	50.40	61.85	112.26	16.26	16.26	40.64	vérifier

Tableau IV.3.10. Vérification des zones nodales dans le sens principal

$$h = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\text{cm}\right); h_e \text{ Hauteur de chaque niveau}$$

$$L' = 2h$$

•entrées:

$$L' = 2 \times 40 = 80\text{m}$$

$$h = \max(4; 65; 60; 60\text{cm}) = 65\text{m}$$

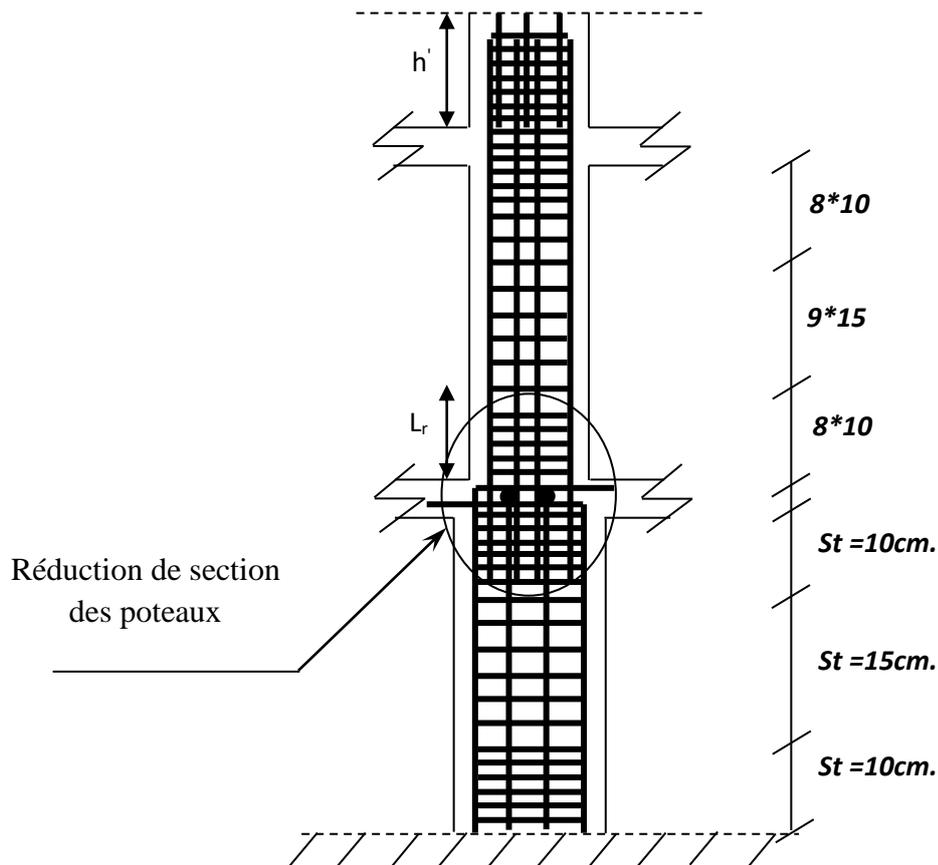


Figure IV.3.2. Ferrillage des sections des poteaux

IV.3.7. Schémas de ferrailage des poteaux

entre sol 4, Sous sol	entre sol 3 et 2
<p>5HA16/Face</p> <p>65cm</p> <p>60cm</p> <p>Cadres HA10</p> <p>5HA16/Face</p>	<p>3HA16/Face</p> <p>60cm</p> <p>55cm</p> <p>Cadres HA10</p> <p>2HA14/Face</p>
entre sol 1, RDC	2 ^{eme} ; 1 ^{er} étage
<p>3HA16/Face</p> <p>55cm</p> <p>50cm</p> <p>Cadres HA10</p> <p>2HA12/Face</p>	<p>3HA14/Face</p> <p>50cm</p> <p>45cm</p> <p>Cadres HA10</p> <p>2HA12/Face</p>
3 ^{eme} ; 4 ^{eme} étage	5 ^{eme} étage
<p>2HA14/Face</p> <p>45cm</p> <p>40cm</p> <p>Cadres HA8</p> <p>2HA14/Face</p>	<p>4HA12/Face</p> <p>40cm</p> <p>35cm</p> <p>Cadres HA8</p>

Chapitre V

Etude des fondations

Introduction

Les fondations sont la partie inférieure de la structure, elle transmet les charges verticales au sol enjointes par le poids propre de la structure. Elles constituent une partie essentielle de l'ouvrage

V.1. Critères de choix et types de fondations

A partir d'une étude géotechnique, le choix et le type de fondation se fait selon la contrainte du sol d'assise de la structure

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal centré dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.
- Une force horizontale résultante par exemple de l'action du séisme ou du vent, qui peut être variable en grandeur et en direction.

V.2. Combinaisons d'actions à considérer

Les fondations sont dimensionnées et calculées par les combinaisons d'actions suivantes :

D'après le RPA99 : $G + Q \pm E$; $0,8G \pm E$ (Art. 10.1.4.1)

D'après le DTR BC 2.33.1 : $G + Q$; $1,35G + 1,5Q$

V.3. Vérifications des types de fondations :

On doit vérifier cette condition : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$ Avec :

N : Effort normal agissant sur la semelle.

S : Surface d'appui sur le sol.

σ_{sol} : La capacité portante du sol.

On procède donc à la vérification dans l'ordre suivant :

V.4. Vérification de la semelle isolée

Premièrement on suggère des semelles isolées dont la vérification concerne la semelle sous le poteau le plus sollicité, tel que :

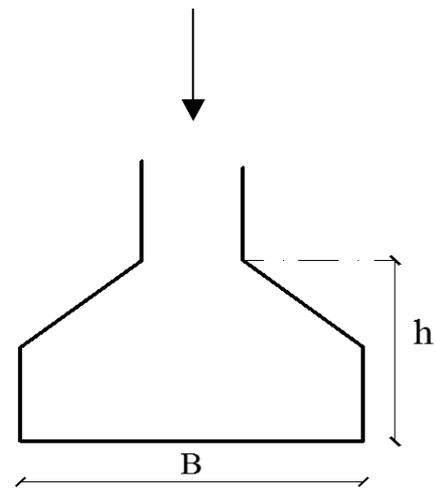
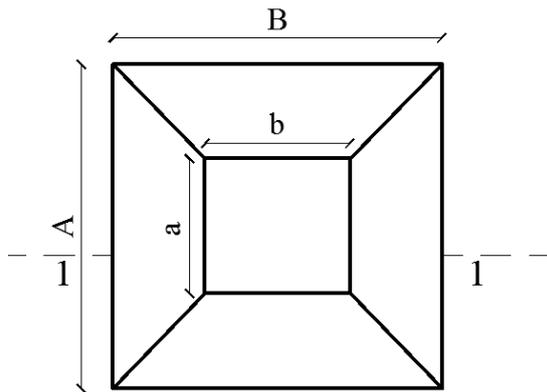


Figure V.1. Vue en plan d'une semelle isolée.

Figure V.2. Coupe 1-1 de la semelle.

Avec : N_{ser} : Effort normal de service maximal agissant sur la semelle, déduit de la modélisation avec le logiciel ETABS2016.

$S = A \times B$: Surface de la semelle isolée.

la section des poteaux à la base est carrée, donc : $S = B^2$

$$N^{ser} = 1313.55 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 1,8 \text{ bars}$$

On a une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$$

a, b : dimensions du poteau à la base.

On remplace A dans l'équation

$$B \geq \sqrt{\frac{b \times N}{a \times \sigma_{sol}}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{0.65 \times 1313.55}{0.6 \times 180}} = 2.81 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 1.80 m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles isoler ne convient pas à notre structure.

V.5. Vérification de la semelle filante

La surface de la semelle filante se calcule avec la formule : $S \geq \frac{\sum N}{\sigma_{sol}}$

$$N = \sum_{i=1}^7 = 99615 + 92466 + 78135 + 131355 + 95966 + 87354 + 84045 = 668940 \text{ kN}$$

$$L = \sum_{i=1}^5 L_i = 159 \text{ m}$$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{668940 \times 10^3}{0.18 \times 159} = 233 \text{ m}$$

On opte pour : $B = 2,5 \text{ m}$

On remarque qu'il n'y aura un risque de chevauchement entre les semelles filantes car $L_{min} = 1.80 \text{ (m)}$ ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

V.6. Etude du radier

Le radier sera calculé comme un plancher en dalle pleine renversé, et sollicité à la flexion Simple, Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- L'importance des charges transmises au sol.
- Le rapprochement des poteaux (petites trames).
- La mauvaise nature du sol d'assise.

V.6.1. Dimensionnement du radier :

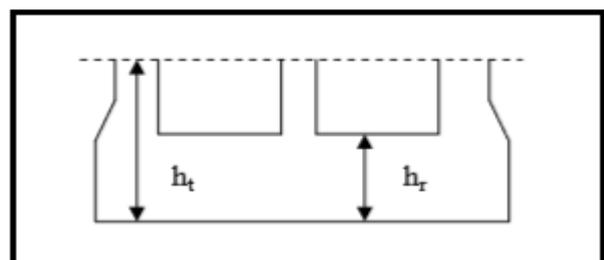
Le dimensionnement du radier se fait selon les conditions principales concernant la raideur du radier, sa résistance au cisaillement, au poinçonnement, au renversement, la contrainte du sol, la poussée hydrostatique et une condition forfaitaire de coffrage.

La condition de coffrage

On a : $L_{max} =$ plus grande portée entre deux éléments de contreventement

$$\text{Nervure : } h_N \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{510}{10} = 51 \text{ cm}$$

$$\text{Radier : } h_R \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{510}{20} = 255 \text{ cm}$$



On opte pour : $h_r = 30 \text{ cm}$

Avec :

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs avec $L_{max} = 5,1 \text{ m}$

h_N : Hauteur de la nervure.

h_R : Hauteur de la dalle du radier

• **La condition de rigidité :**

Un radier est considéré rigide, si : $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{avec } L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

Tel que :

L : La longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3,216 \times 10^7 \text{ KN} / \text{m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de raideur du sol, pour un sol moyen : $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^2$.

b : Largeur de la semelle.

$$\text{On a : } \text{avec } I = \frac{b \times h^3}{12} = \text{cm}^4$$

$$\text{Avec : } h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times k}{\pi^4 \times E}} = 7462 \text{ cm} \quad \text{Donc, on opte pour : } h_t = 75 \text{ cm.}$$

$$\text{avec } L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} = 3,3 \text{ cm} \quad \text{Donc : } L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e = 5,14 \text{ cm}$$

• **Calcul de la surface du radier**

$$S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$N_{ser} = 51106,48 \text{ (KN)}$, poids total transmis par la superstructure

$$S_{radier} \geq \frac{51106,48}{180} = 28392 \text{ cm}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 15.90 \times 28.30 = 449.97 \text{ m}^2$$

Donc, on peut prendre $S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}}$ (la surface bâtis) = 449.97 m².

V.6.2. Dimensions du radier :

Nous adopterons pour les dimensions suivantes:

Hauteur de la nervure $h_t = 75 \text{ cm}$;

Hauteur de la table du radier $h_r = 30 \text{ cm}$;

Enrobage $d' = 5 \text{ cm}$.

La surface du radier $S_{\text{radier}} = 449.97 \text{ m}^2$

V.6.3. Vérifications nécessaires :

• **Vérification de la contrainte dans le sol**

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} < \sigma_{\text{sol}} \quad ; \text{ Avec : } \sigma_{\text{sol}} = 1,8 \text{ bars}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \quad \text{dans les deux sens.}$$

• **Remarque :**

L'effort normal N et le moment M doivent être à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS, ou bien, on peut prendre N à l'état accidentel mais en majorant la contrainte du sol par le coefficient 3/2.

❖ **Sens X-X :**

$$N = 51.106 \text{ (MN)} ; M_{xx} = 389.06 \text{ (MN.m)} ; M_{yy} = 714.385 \text{ (MN.m)} ; I = 9479.74 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{51106}{44997} + \frac{38906}{94794} = 0.153 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{51106}{44997} - \frac{38906}{94794} = 0.072 \text{ MPa}$$

$$\text{Ce qui donne: } \sigma_m = \frac{3 \times 0.153 + 0.072}{4} = 0.132 \text{ MPa} < \sigma_{\text{sol}} = 0.18 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

❖ Sens Y-Y :

$$\sigma_{\max} = 0.136 \text{ Mp}, \quad \sigma_{\min} = 0.089 \text{ Mp},$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.136 + 0.089}{4} = 0.124 \text{ Mp} \quad \& \quad \sigma_{sol} = 0.18 \text{ Mp},$$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens Y-Y.

❖ Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right) = 2.5$$

Nd: Effort normal de calcul résultant de la combinaison la plus défavorable.

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\max}}{2 \times S_{radier}} = 28778 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{N_d}{b \times \bar{\tau}} = 0.11 \text{ cm} \quad \text{Soit } d = 30 \text{ cm}$$

❖ Vérification au poinçonnement

Selon le BAEL99 (Article A.5.2.4.2), il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.45 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} =$$

Nd : Effort normal de calcul.

ht : Hauteur total de la dalle du radier.

Uc : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est le poteau (60×65) cm², le périmètre d'impact UC est donné par la formule suivante : UC = 2(A + B) avec :

$$\text{avec } \left. \begin{array}{l} A = a + h = 0.60 + 0.75 = 1.35 \\ B = b + h = 0.65 + 0.75 = 1.4 \end{array} \right\} UC = 5.5 \text{ m}$$

$$N_d = 308 \leq 0.45 \times 5.5 \times 0.75 \frac{25}{1.5} = 3093 \text{ MN} \text{ Condition vérifié}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

❖ **Vérification de la poussée hydrostatique :**

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$

Avec :

$N = 50.782 \text{ MN}$ (poids propre du bâtiment ; uniquement la superstructure)

$H = 3.6 \text{ m}$, la hauteur de la partie encrée du bâtiment).

$F_s = 1,15$ (coefficient de sécurité).

$S_{\text{rad}} := 449.97 \text{ m}^2$ (surface du radier).

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique d'eau)

On trouve :

$N = 50.782 \text{ MN} \geq 1,15 \times 3.6 \times 449.97 \times 10 = 18.628 \text{ MN} \dots\dots$ vérifiée.

Le bâtiment est stable vis-à-vis la poussée hydrostatique de l'eau.

❖ **Vérification de la stabilité au renversement**

Selon le RPA 99. On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$\text{Sens x-x : } e = \frac{42411}{57,269} = 0,74 \text{ m} < \frac{311}{4} = 7,775 \text{ m}$$

$$\text{Sens y-y : } e = \frac{47503}{57,269} = 0,829 \text{ m} < \frac{1625}{4} = 4,062 \text{ m}$$

Pas de risque au renversement dans les deux sens

Puisque le moment est nul donc il y'a pas de risque de renversement

VI.6.3. Ferrailage du radier général :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité à la flexion simple. Le calcul se fera pour le panneau de dalle le plus sollicité et On adoptera le même ferrailage pour les autres.

$L_x = 3.55 \text{ m}$ et $L_y = 4.25 \text{ m}$.

➤ **Calcul des sollicitations**

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{sadic}}$$

$$N_u = N_{u\text{cal}} + 1.35(N_{\text{rad}} + N_{\text{nerv}})$$

Calcul du poids du radier :

$$N_{\text{rad}} = h_r \times \gamma_b \times S_{\text{rad}} = 0.35 \times 25 \times 449.97 = 3936.97 \text{KN.}$$

Calcul du poids de la nervure :

$$N_{\text{nerv}} = b_{\text{avant poteau}} \times \gamma_b \times L_{\text{nerv}} \times h_t = 0.65 \times 0.75 \times 25 \times 312.6 = 3809.81 \text{ KN.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{u\text{cal}} = 79499.65 \text{ KN} \\ N_{\text{rad}} = 3936.97 \text{ KN} \\ N_{\text{nerv}} = 3809.81 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$N_u = N_{u\text{cal}} + 1.35 (N_{\text{rad}} + N_{\text{nerv}}) = 89552.803 \text{ KN.}$$

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{sadic}} = 19919 \text{ KNm}^2$$

Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferrailage, on calcule le panneau le plus sollicité.

$$\left\{ \begin{array}{l} l_x = 3.55 - 0.60 = 2.95 \text{m.} \\ l_y = 4.25 - 0.60 = 3.65 \text{ m.} \end{array} \right.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.8 > 0.4$$

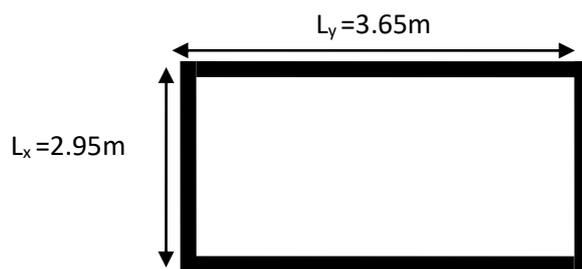


Figure V.3 Dalle sur quatre appuis.

La dalle porte dans les deux sens

A L'ELU :

Calcul des moments isostatiques :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.056 \\ \mu_y = 0.595 \end{array} \right.$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,05619919 \times 295^2 = 9724 \text{ KNm} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0,59599724 = 57.94 \text{ KNm} \end{cases}$$

Calcul des moments corrigé :

Moment en travées $\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_x = 82.6 \text{ KNm} \\ M_t^y = 0,85 \times M_y = 49.2 \text{ KNm} \end{cases}$

Moment en appuis $\begin{cases} M_a^x = -0,5 \times M_x = -4862 \text{ KNm} \\ M_a^y = -0,5 \times M_y = -2597 \text{ KNm} \end{cases}$

$$\left. \begin{matrix} h_f = 35 \text{ cm} \\ \rho \geq 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times h_f \Rightarrow A_{\min}^x = 0.0008 \left(\frac{3-0.8}{2} \right) \times 100 \times 35 = 3.08 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_f \Rightarrow A_{\min}^y = 0.0008 \times 100 \times 35 = 2.8 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section $b * h = (1 * 0.35) \text{ m}^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		Mt (KN.m)	A calculée (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	A adoptée (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	X-X	97.24	9.07	3.08	6HA14=9.24	15
	Y-Y	57.94	5.23	2.8	5HA12=5.65	20
Appuis		48.62	4.39	3.08	5HA12=5.65	20

Tableau V. 1. Tableau de ferrailage du radier.

Les Vérifications

- Vérification de l'effort tranchant

$$V_1 = \frac{q_u \times l_x}{2} + \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_x^4} = 2059 \text{ kN}$$

$$V_2 = -\frac{q \times l_y}{2} + \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_x^4} = 1087 \text{ kN}$$

$$V = \max(V_1, V_2) \Rightarrow V = 2059 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V}{b \times d} = 0.64 \text{ MPa} \text{ et } \bar{\tau} = 1.17 \text{ MPa}$$

A L'ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{S \text{ cal}} = 50782 \text{ KN} \\ N_{\text{rad}} = 3936.97 \text{ KN} \\ N_{\text{nerv}} = 3809.81 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$NS = NS \text{ cal} + N_{\text{rad}} + N_{\text{nerv}} = 58528.78 \text{ KN}$$

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{\text{sadier}}} = 13007 \text{ KN}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.8 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.062 \\ \mu_y = 0.711 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 7108 \text{ KNm} \\ M_{0y} = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 50.54 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

$$\text{Moment en travées} \left\{ \begin{array}{l} M_t^x = 0.85 \times M_x = 60.4 \text{ KNm} \\ M_t^y = 0.85 \times M_y = 42.9 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

$$\text{Moment en appuis} \left\{ \begin{array}{l} M_a^x = -0.5 \times M_x = -3554 \text{ KNm} \\ M_a^y = -0.5 \times M_y = -2147 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

Vérification des contraintes :

Localisation		Mt (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{St}$ (MPa)	Obs
Travée	X-X	60.41	8.13	96883.33	5.07 ≤ 15	Vérifier	223.28 ≥ 201.63	Non Vérifier
	Y-Y	42.95	4.97	59226.34	3.6 ≤ 15	Vérifier	295.64 ≥ 201.63	Non Vérifier
Appuis		35.54	4.97	59226.34	2.98 ≤ 15	Vérifier	243.10 ≥ 201.63	Non Vérifier

Tableau V.2. Vérification des contraintes à L'ELS.

On remarque que la contrainte de la traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS.

Donc la solution est recalculée la section de ferrailage à l'ELS.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \sigma_{st}} ; \quad \alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha \in [0, 1] ; \quad \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

Après avoir fait plusieurs itérations on trouve :

Localisation		Mt (KN.m)	$\beta \times 10^3$	α	Acalculer (cm ²)	Achoisi
Travée	X-X	60.41	2.92	0.265	10.20	6HA16=12.06
	Y-Y	42.95	2.07	0.187	6.94	5HA14=7.7
Appuis		35.54	1.71	0.155	5.27	5HA14=7.7

Localisation		Achoisi	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	Obs
Travée	X-X	12.06	4.5 ≤ 15	Vérifier	169.86 ≤ 201.63	Vérifier
	Y-Y	7.7	2.87 ≤ 15	Vérifier	185.2 ≤ 201.63	Vérifier
Appuis		7.7	2.05 ≤ 15	Vérifier	141.7 ≤ 201.63	Vérifier

Tableau V.3. Vérification des contraintes à L'ELS.

Vérification des espacements :

Selon X-X : $St = 15 \text{ cm} \leq \min(2.5hr ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

Selon Y-Y : $St = 20 \text{ cm} \leq \min(3hr ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

V.3 Schéma de ferrailage du radier :

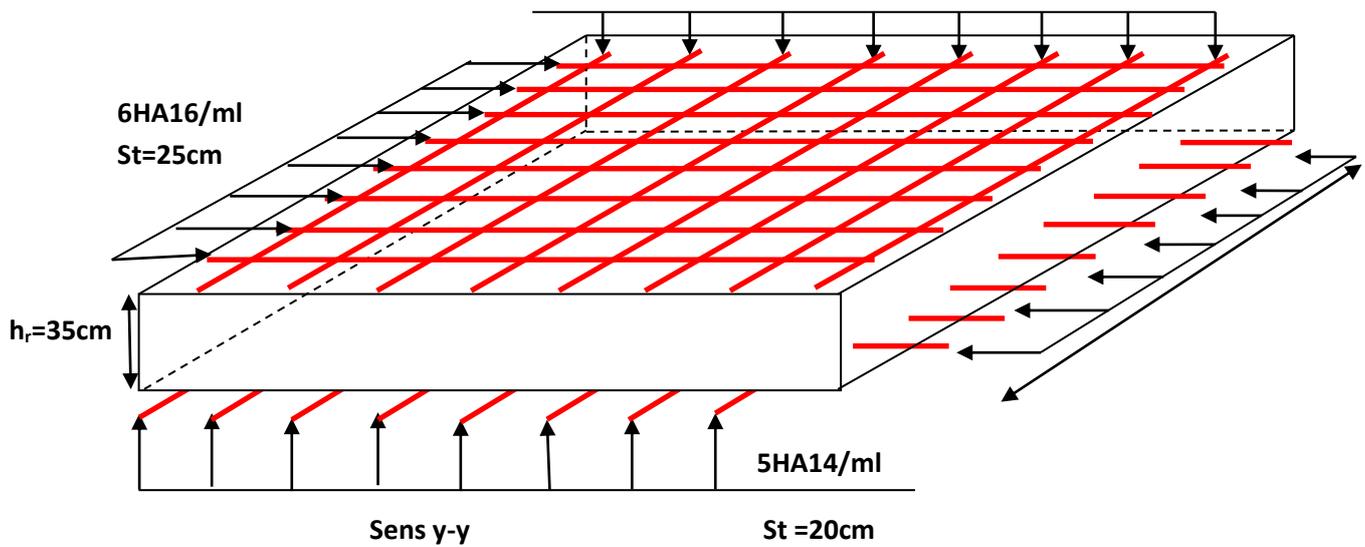


Figure V. 4. Schéma de ferrailage du radier.

V.4. Etude des nervures

Les nervures sont des sections en T é renversé, servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures

V.4.1. Méthode de calcul

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) \times L_{xd} \right]$ $P_v = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) \times L_{xd} \right]$	$P_v = p'_m = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum x_i^2}{\sum x_i}$

Avec : $\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$; $\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$

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).

➤ **Calcul des sollicitations :**

Le calcul des nervure ce fait de la même manier que les poutrelles (ferraillé en flexion simple).

Sens X-X :

Chargement	Travé1	Travé2	Travée3	Travé4	Travé5	Travé6	Travé7	Travé8	Travé9
q^u_m (KN/m)	208.76	302.55	226.34	235.048	281.024	235.048	226.34	302.55	208.76
q (KN/m)	136.19	197.38	147.67	153.34	183.34	153.34	147.67	197.38	136.19
q_v (KN/m)	158.11	297.49	170.88	179.52	210.85	179.88	170.88	297.49	158.11

Tableau V. 4. Les chargements sur les travées sens X-X.

Sens Y-Y :

Chargement	Travé1	Travé2	Travée3	Travé4	Travé5
q_{um} (KN/m)	267.52	325.14	181.33	312.63	267.52
q (KN/m)	174.53	212.13	118.3	203.97	174.53
q_v (KN/m)	200.75	243.85	136	234.48	200.75

Tableau V.5.Les chargements sur les travées sens Y-Y.

⇒ **Calcul des sollicitations :**

Les sollicitations sur les nervures sont calculées en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable. Dans le calcul des sollicitations on doit ajouter le poids des nervures.

Donc : $P^u_{nerv} = 1.35 \times ba.pot \times ht \times \gamma_b = 1.35 \times 0.65 \times 0.75 \times 25 = 16.45 \text{ KN/m.}$

$P^s_{nerv} = ba.pot \times ht \times \gamma_b = 0.65 \times 0.75 \times 25 = 12.18 \text{ KN/m.}$

Les sollicitations sont regroupées dans le tableau ci-après :

Sens X-X :

localisation	travée	Appuis
M_u (KN.m)	188.34	-262.85
M_s (KN.m)	124.1	-172.88
V_u (KN)	331.44	

Tableau V.6. Sollicitation a sens X-X.

Sens Y-Y :

localisation	travée	Appuis
$M_u(\text{KN.m})$	277.2	-350.61
$M_s(\text{KN.m})$	182.3	-230.43
$V_u(\text{KN})$	480.27	

Tableau V.7. Sollicitation a sens Y-Y

V.4.3. Ferrailage des nervures :

Le ferrailage des nervures se fera pour une section (b×h) à la flexion simple.

Détermination de la largeur b selon les deux sens

Données :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 0.75 \text{ m} ; h_0 = 0.35 \text{ m} \\ b_0 = 0.65 \text{ m} ; d = 0.70 \text{ m} \end{array} \right.$$

Sens X-X :

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

$$\frac{b - 0.65}{2} \leq \min\left(\frac{3.9}{2}; \frac{3.8}{10}\right)$$

Donc : b = 1.30 m = 130 cm.

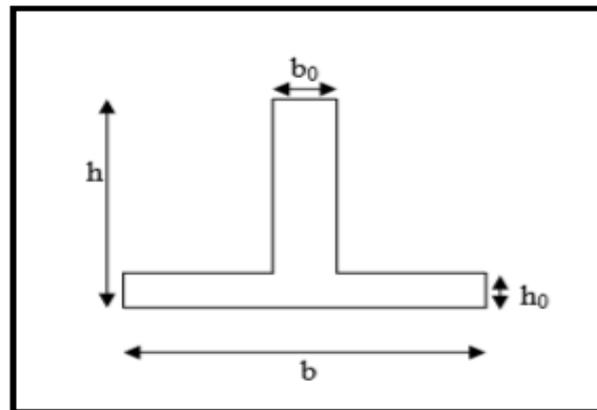


Figure V.5. Section à Ferrailer.

Sens Y-Y :

$$\frac{b - 0.6}{2} \leq \min\left(\frac{3.55}{2}; \frac{3.5}{10}\right)$$

Donc : b = 1.30 cm = 130 cm

Les résultats de ferrailage sont regroupés dans le tableau ci-après :

Localisation		Mu (KN.m)	Acal (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	Aadop (cm ² /ml)
X-X	Appuis	-262.85	7.8	10.98	6HA16=12.06
	travée	188.34	10.92	5.42	6HA16=12.06
Y-Y	Appuis	-350.61	11.55	10.14	6HA16=12.06
	travée	277.2	14.66	5.07	4HA20+2HA14=16.59

Tableau. V.8.Résulta de ferrailage des nervures.

V.4.3.Vérification nécessaires

❖ Vérification des efforts tranchants à l'ELU

⇒ Vérification de l'effort tranchant :

▪ Vérification de l'effort tranchant

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

Tel que: $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$

Fissuration nuisible $\Rightarrow \tau_u = \min(0.1 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 3MPa) \Rightarrow \tau_u = 2.5MPa$.

Sens	V _{max} (KN)	$\tau_u MPa$	$\tau_u MPa$	Observation
Sens X-X	331.44	0.36	2.5	Vérifiée
Sens Y-Y	480.27	0.527	2.5	Vérifiée

Tableau V.9. Vérification de l'effort tranchant.

V.4.4.Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation		Mt ^s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{St}$ (MPa)	Obs
Travée	X-X	124.1	12.63	0.0059	2.52 ≤ 15	Vérifier	171.7 ≤ 201.63	verifier
	Y-Y	182.3	12.63	0.0059	3.7 ≤ 15	Vérifier	268.25 ≥ 201.63	Non verif
Appui	X-X	-172.88	12.63	0.0059	3.4 ≤ 15	Vérifier	237.79 ≥ 201.63	Non verif
	Y-Y	-230.43	14.56	0.0089	3.61 ≤ 15	Vérifier	206.18 ≥ 201.63	Non verif

Tableau V.10.vérification des contraintes à l'ELS

Localisation		Acalculer	Aadop (cm ² /ml)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{St}$ (MPa)	Obs
Travée	X-X	10.92	6HA16=12.06	$2.52 \leq 15$	Vérifier	$169.86 \leq 201.63$	Vérifier
	Y-Y	13.46	5HA20 =15.71	$3.1 \leq 15$	Vérifier	$193.4 \leq 201.63$	Vérifier
Appuis	X-X	12.75	4HA16+2HA20 =14.32	$2.68 \leq 15$	Vérifier	$183.35 \leq 201.63$	Vérifier
	Y-Y	16.98	2HA25+4HA16 =17.86	$2.85 \leq 15$	Vérifier	$168.65 \leq 201.63$	Vérifier

Tableau V.11.vérification des contraintes à l'ELS

V.4.5.Armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi \leq \min\left(\phi_{\min}, \frac{h \cdot b}{3510}\right) \Rightarrow \phi = 10 \text{ cm}$$

❖ Espacement :

$A_{transversale} = 6\phi 10 = 4.71 \text{ cm}^2$ (Un cadre entourant les barres des angles, plus un petit cadre pour ceux des milieux, plus épingle).

Sens x-x

❖ $S_t \leq \min(0,9 \times b; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min(63; 40) = 40 \text{ cm}$

❖ $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = 3623 \text{ cm}$

❖ $S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3f_{t28})} = 9303 \text{ cm}$

De 1,2 et 3 : $S_t = 30 \text{ cm}$

Sens y-y

❖ $S_t \leq \min(0,9 \times b; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min(63; 40) = 40 \text{ cm}$

❖ $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = 3623 \text{ cm}$

$$\ast S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3f_{t28})} = -9303 \text{ cm}$$

De 1,2 et 3 : $S_t = 30 \text{ cm}$

❖ Les armatures de peau

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur.

D'après le **CBA93 (article A.7.3)**, leur section est d'au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

Donc $A_p = 3 \times 0,85 = 2,55 \text{ cm}^2$, soit : $2HA14 = 3,08 \text{ cm}^2$

V.5.Voile périphérique

V.5.1 Introduction :

Les ossatures au dessous du niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base selon l'RPA99/V2003 (article 10.1.2), ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- L'épaisseur minimale doit être $e \geq 15 \text{ cm}$.
 - Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).
 - Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante
- voiles périphériques et le voile adossé

❖ Dimensionnement des voiles :

- La hauteur $h = 16.64 \text{ m}$;
- La longueur $L = 3.8 \text{ m}$;
- L'épaisseur $e = 25 \text{ cm}$.

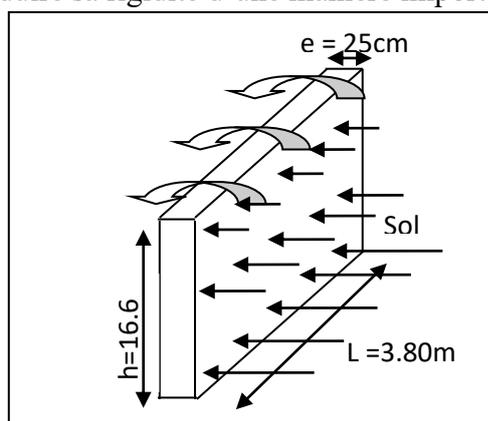


Figure V.6.Schéma du mur périphérique

❖ Caractéristiques du sol

- Le poids spécifique $\gamma h = 20,1 \text{ KN/m}^2$;
- L'angle de frottement $\varphi = 15^\circ$;

- La cohésion $c = 0,2 \text{ bar}$, pour plus de sécurité on prend le cas le plus défavorable $c = 0$.

❖ **Evaluation des charges et surcharges**

Poussées des terres :

$$G = \gamma \times h \times t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) - 2 \times C \times t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$G = 201 \times 1664 \times t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{15}{2} \right) - 2 \times 0,2 \times t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{15}{2} \right) = 19669 \text{ KN}$$

❖ **Surcharge accidentelle :**

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \Rightarrow Q = 10 \times t g^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{15}{2} \right) = 5,88 \text{ KNm}^2$$

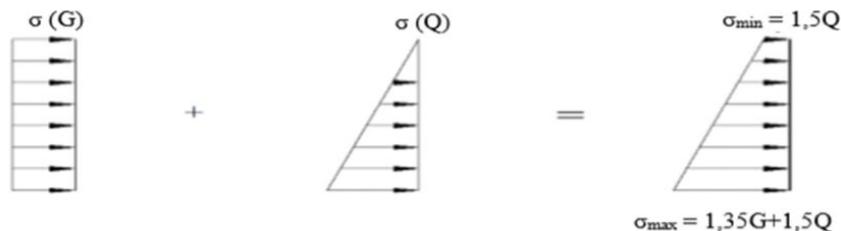


Figure V.7. le diagramme des contraintes

V.5.2. Ferrailage du voile périphérique à l'ELU :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux est les fondations. A partir de diagramme des contraintes on à :

❖ **Calcul à l'ELU:**

$$P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 274,35 \text{ KN/m.}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 208,29 \text{ KNm}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ m} = 208,29 \text{ KNm}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,6 - 0,4}{3,8 - 0,6} = 1 > 0,4 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,036 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,036 \times 208,29 \times 3,2^2 = 784,9 \text{ KNm} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 1 \times 784,9 = 784,9 \text{ KNm} \end{cases}$$

- **Moment en travée**

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_x = 667 \text{ KNm} \\ M_t^y = 0,85 \times M_y = 667 \text{ KNm} \end{cases}$$

- **Moment en appui**

$$M_{ap} = -0,5 \times M_x = -333,5 \text{ KNm}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

	Sens	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ² /ml)
Travée	X-X	66.71	9.11	2	6HA14=9.24
	Y-Y	66.71	9.11	2	6HA14=9.24
Appui		33.35	4.43	2	4HA12=4.52

Tableau V.12.Ferrailage du voile périphérique.

Vérifications à l'ELU

- ❖ **Condition de non fragilité**

$$\rho = 1 > 0,4$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \times b \times e \quad ; \quad \rho_0 = 0,0008 \quad \text{pour Fe 400}$$

$$A_x^{min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 1) \times 100 \times 25 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0,0008 \times 100 \times 25 = 2 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{min}$ condition vérifiée.

$A_a > A_{min}$ condition vérifiée.

- ❖ **Espacement des armatures :** nous avons (F.N) donc :

Armatures // L_x : $St \leq \min (2e, 25\text{cm}) = 25\text{cm}$

Soit : $St = 20\text{cm}$

Armatures // L_y : $St \leq \min (2e, 25\text{cm}) = 25\text{cm}$

Soit : $St = 20\text{cm}$

V.5.3.Effort tranchant :

$$\begin{cases} V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{20854 \times 3.2}{2} \times \frac{3.2^4}{3.2^4 + 3.2^4} = 16683 \text{ KN} \\ V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{20854 \times 3.2}{2} \times \frac{3.2^4}{3.2^4 + 3.2^4} = 16683 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \tau_{ux} = \frac{16683 \times 10^3}{1 \times 0.22} = 0.75 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} & \text{La condition est vérifiée} \\ \tau_{uy} = \frac{16683 \times 10^3}{1 \times 0.22} = 0.75 < 2.5 \text{ MPa} & \text{La condition est vérifiée} \end{cases}$$

V.5.4.Vérification à l'ELS

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 153.63 \text{ N/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ m} = 153.63 \text{ N/m}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.044 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe II).}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.044 \times 153.63 \times 3.2^2 = 6937 \text{ KNm} \\ M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 1 \times 6937 = 6937 \text{ KNm} \end{cases}$$

- Moments en travée $\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_x = 5897 \text{ KNm} \\ M_t^y = 0.85 \times M_y = 5897 \text{ KNm} \end{cases}$
- Moments en appui $M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_x = -3468 \text{ KNm}$

V.5.5.Vérification des contraintes

On doit vérifier :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

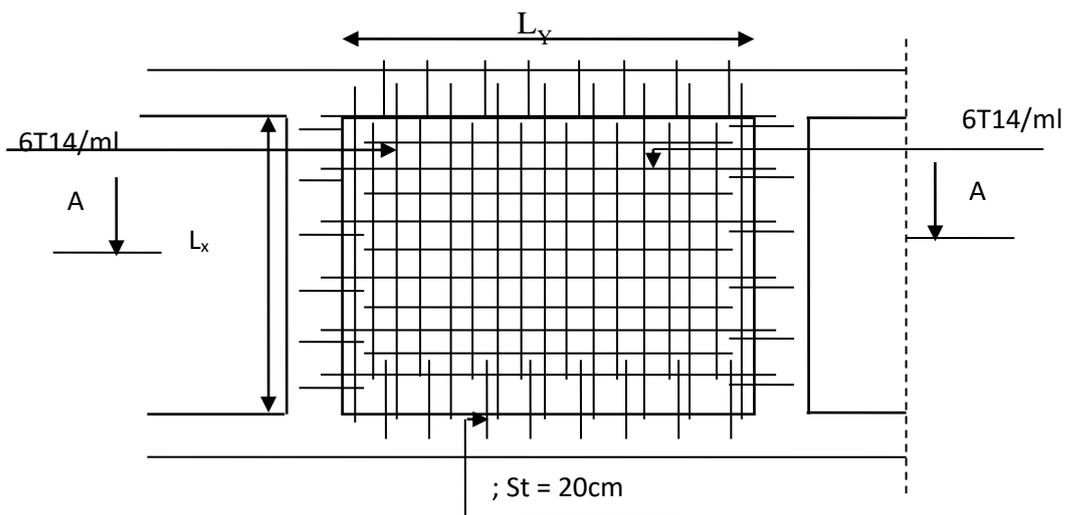
$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 20.63 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Localisation		M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{St}$ (MPa)	Obs
Travée	X- X	58.97	6.54	12909.3	$2.98 \leq 15$	Vérifier	$105.66 \leq 201.63$	Vérifier
	Y- Y	58.97	6.54	12909.3	$2.98 \leq 15$	Vérifier	$105.66 \leq 201.63$	Vérifier
Appui		-34.68	4.82	8486.97	$1.96 \leq 15$	Vérifier	$104.79 \leq 201.63$	Vérifier

Tableau.V.13.Vérification des contraintes

V.5.6.Schéma de ferrailage du voile périphérique



Conclusion Générale

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer et d'enrichir toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir d'avantage concernant le domaine de bâtiment. On a pu aussi se familiariser à l'utilisation des logiciels ETABS.V16, et AUTOCAD etc. Les points important tirés de cette étude sont :

1. La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils, ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
2. La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influentes directement sur le comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
3. Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux.
4. La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques. Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc un ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
5. Le radier nervuré est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

Nous souhaitons que ce modeste travail soit bénéfique pour les prochaines promotions.

Bibliographie

Recherche bibliographie

- *Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.*
- *Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites (B.A.E.L.91). Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.*
- *Règles de conception et de calcul des structures en béton arme (C.B.A.93), Edition CGS, Décembre 1993.*
- *Document technique règlementaire (DTR.B.C.2.2), Edition CGS, Octobre1988.*
- *Cours Béton armé.....université de Bejaia.*
- *Cours Dynamique des structures.....université de Bejaia.*
- *Logiciel d'analyse des structures ETABS.*
- *Outil de conception AUTO CA.*
- *Outil de calcul EXCE.*
- *Outil de saisie Word.*
- *Outil de calcul de ferrailage SOCOTEC.*
- *Anciens mémoires de fin d'étude.*

Annexe

Annexe I

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU

$$M_U, b, d, f_{c28}$$

$$f_e, f_{bu}, d'$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b * d * f_{bu}}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_1}$$

$$\mu = 0.8 * \alpha_1 * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$\mu_{bu} \leq \mu$$

NON

OUI

$$A' \neq 0$$

$$A' = 0$$

$$\varepsilon_{sc} = \left(\frac{3.5}{1000 + \varepsilon_1} \right) * \frac{d - d'}{d} - \varepsilon_1$$

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

$$\varepsilon_{sc} < \varepsilon_1$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha)$$

NON

OUI

$$\mu_{bu} \leq 0.18$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{sc}$$

$$f_{st} = E_s * \varepsilon_s$$

OUI

NON

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} * \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$z_1 = d * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$M_1 = \mu * b * d^2 * f_{bu}$$

$$A'_s = \frac{M_U - M_1}{(d - d') * f_{st}}$$

$$A = \left(\frac{M_1}{z_1} + \frac{M_U - M_1}{d - d'} \right) * \frac{1}{f_{st}}$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_s = \frac{M_U}{z * f_{st}}$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Annexe II

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.0110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.0098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.0087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.0075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.0063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.0051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.0038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.0026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.0013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.0000	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
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe III

Tableau des Armatures
(en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Notations et symboles

A', Aser : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

At : Section d'un cours d'armature transversal.

A : Coefficient d'accélération de zone.

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

B, b : la largeur (m).

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU : Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

e_v : épaisseur du voile.

F : Force ou action générale.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

f_{ji} : la flèche correspondant à j.

f_{gi} : la flèche correspondant à g.

f_{qi} : la flèche correspondant à q.

f_{gv} : la flèche correspondant à v.

Δf_t : la flèche totale.

Δf_{t adm} : la flèche admissible.

G : Action permanente.

H : la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

h_t : hauteur totale du plancher.

h₀ : épaisseur de la dalle de compression.

h_e : hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m⁴).

I_{ji} : Moment d'inertie correspondant à j.

I_{gi} : Moment d'inertie correspondant à g.

I_{qi} : Moment d'inertie correspondant à q.

I_{gv} : Moment d'inertie correspondant à v.

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : charge ultime.

q_s : charge de service.

M : Moment en général.

Ma : Moment sur appui.

Mu : Moment de calcul ultime.

Mser : Moment de calcul de service.

Mt : Moment en travée.

M₀ : moment isostatique.

M : Moment à l'appui *i*

M_g et M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

M_j : Moment correspondant à j.

M_g : Moment correspondant à g.

M_q : Moment correspondant à q.

Ns : Effort normal de service.

Nu : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

R : coefficient de comportement global.

S : Section, surface

S_r : surface du radier (m²).

St : Espacement des armatures.

V : Effort tranchant.

T₂ : période caractéristique, associé à la catégorie du site.

W : poids propre de la structure.

W_Q : Charges d'exploitation.

X, Y et Z : Coordonnées en général.

b₀ : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R

fe : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).

h_t : hauteur total du radier (m).

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poison

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

γ_b : coefficient de sécurité.

γ_s : coefficient de sécurité.

φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

q : chargement KN/ml..

τ_{ultir} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

μ_l : Moment réduit limite.

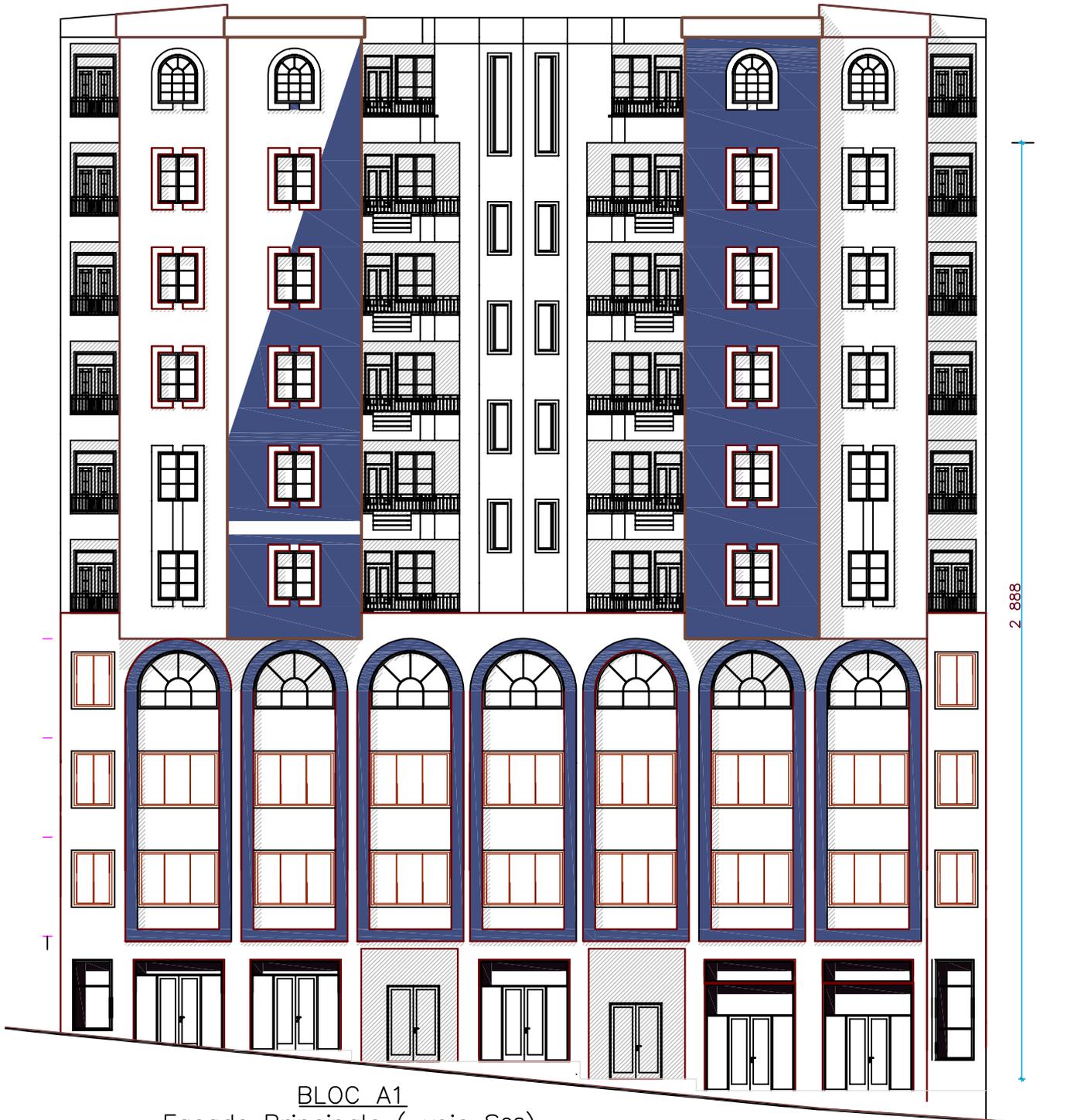
μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

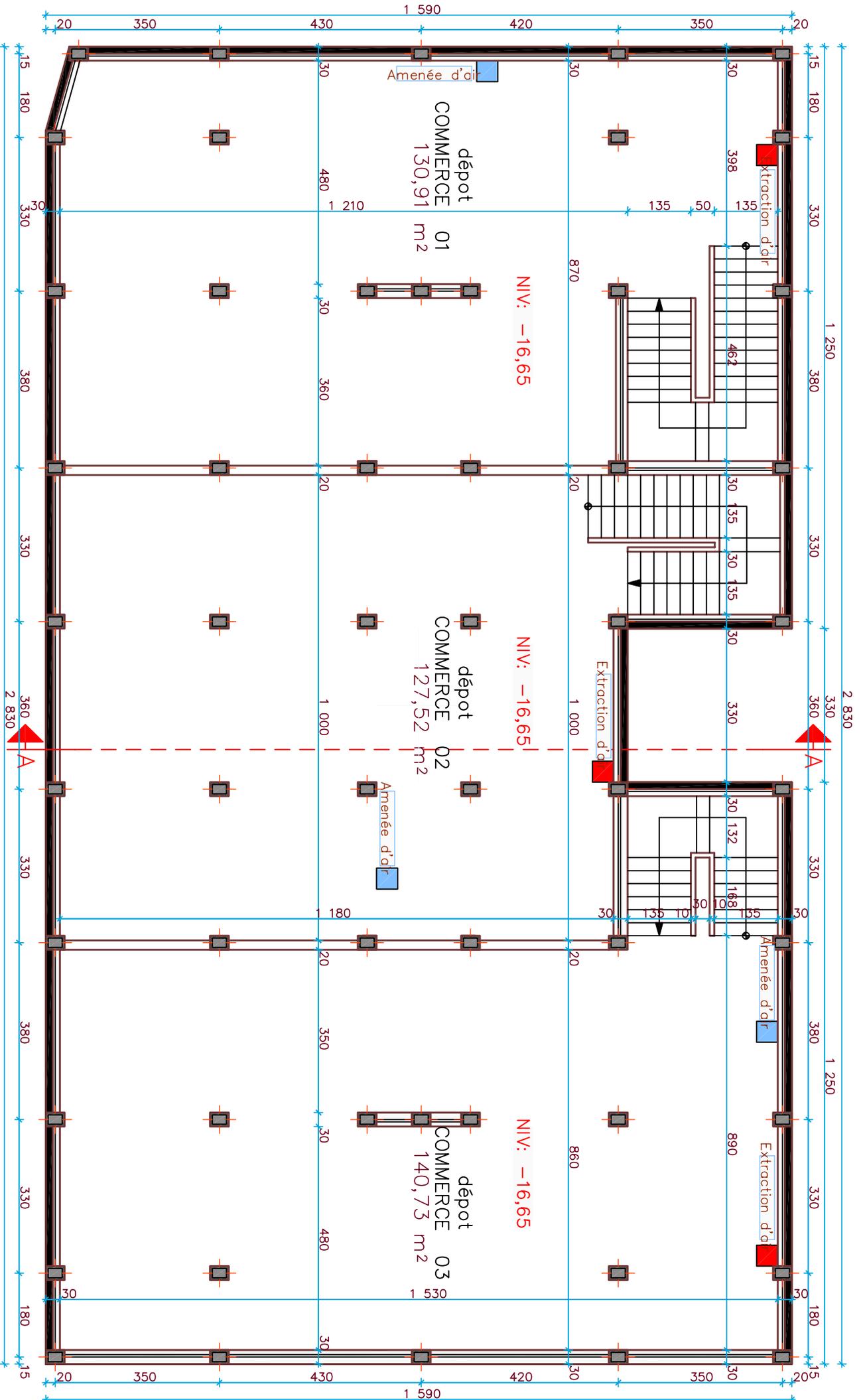
λ_v : Coefficient différé.

Les plans

Réalisation

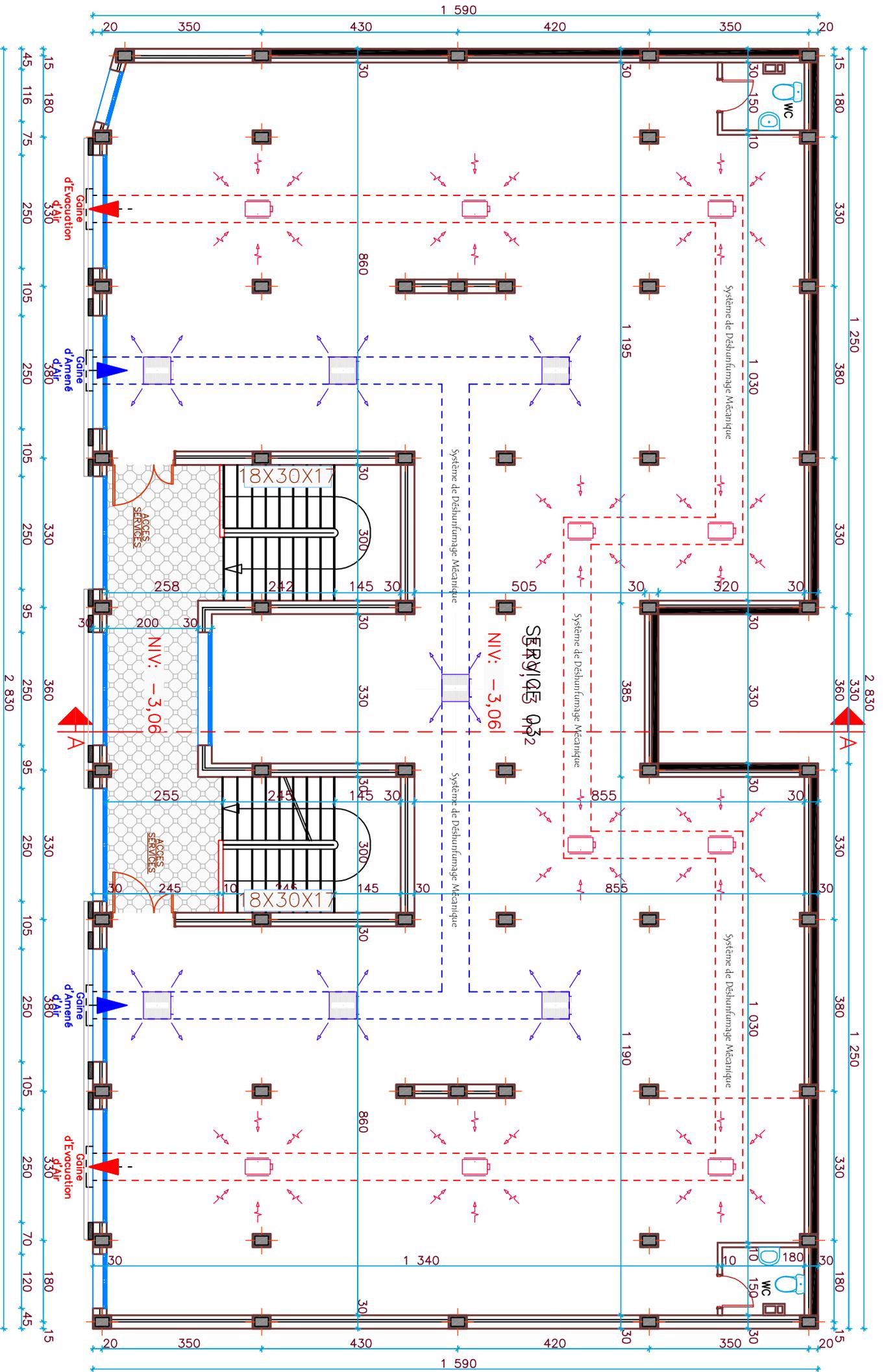


BLOC A1
Façade Principale (voie S28)



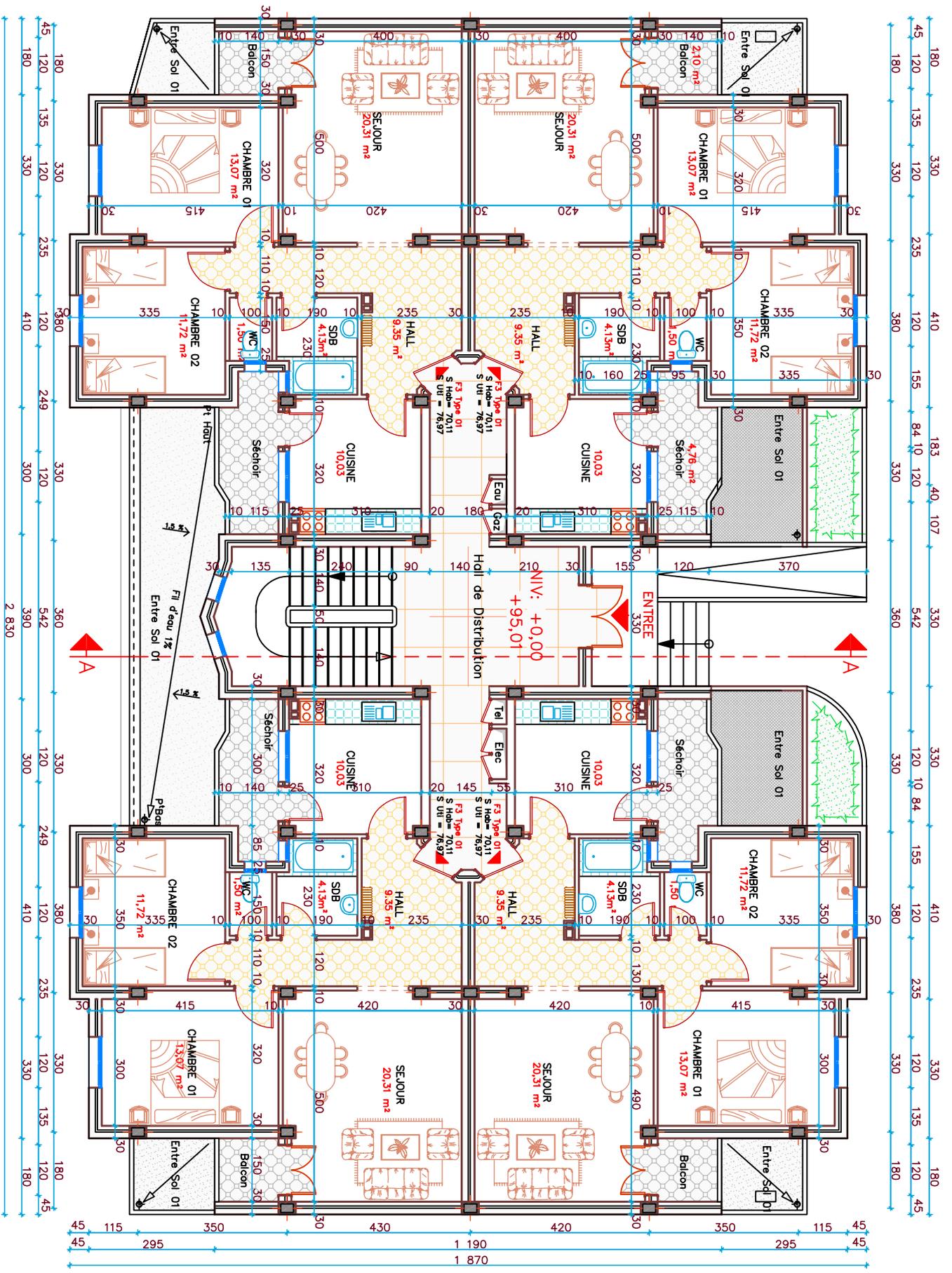
Plan de Sous Sol Ech : 1/100

BLOC A1

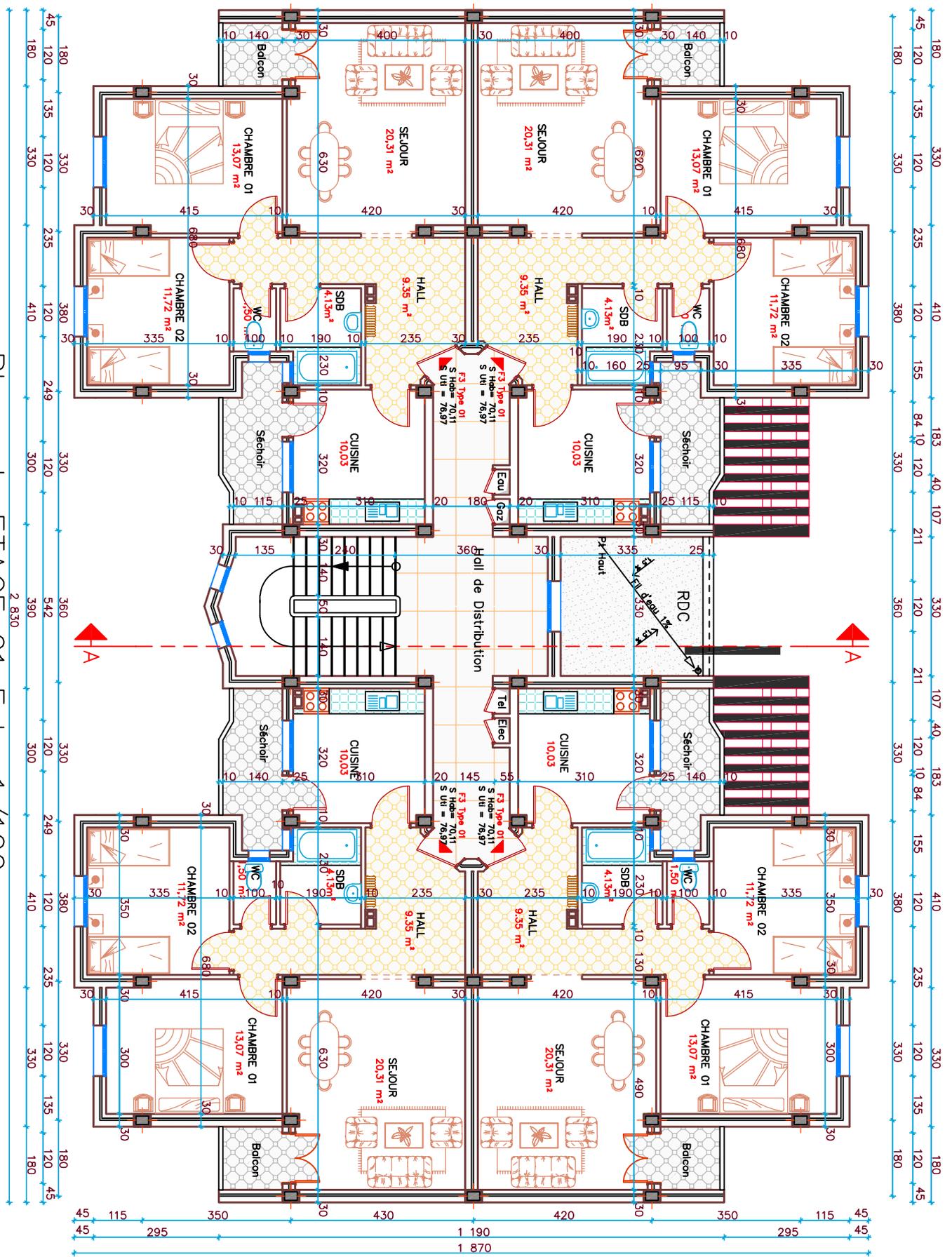


Plan de Entre Sol 01 Ech : 1/100

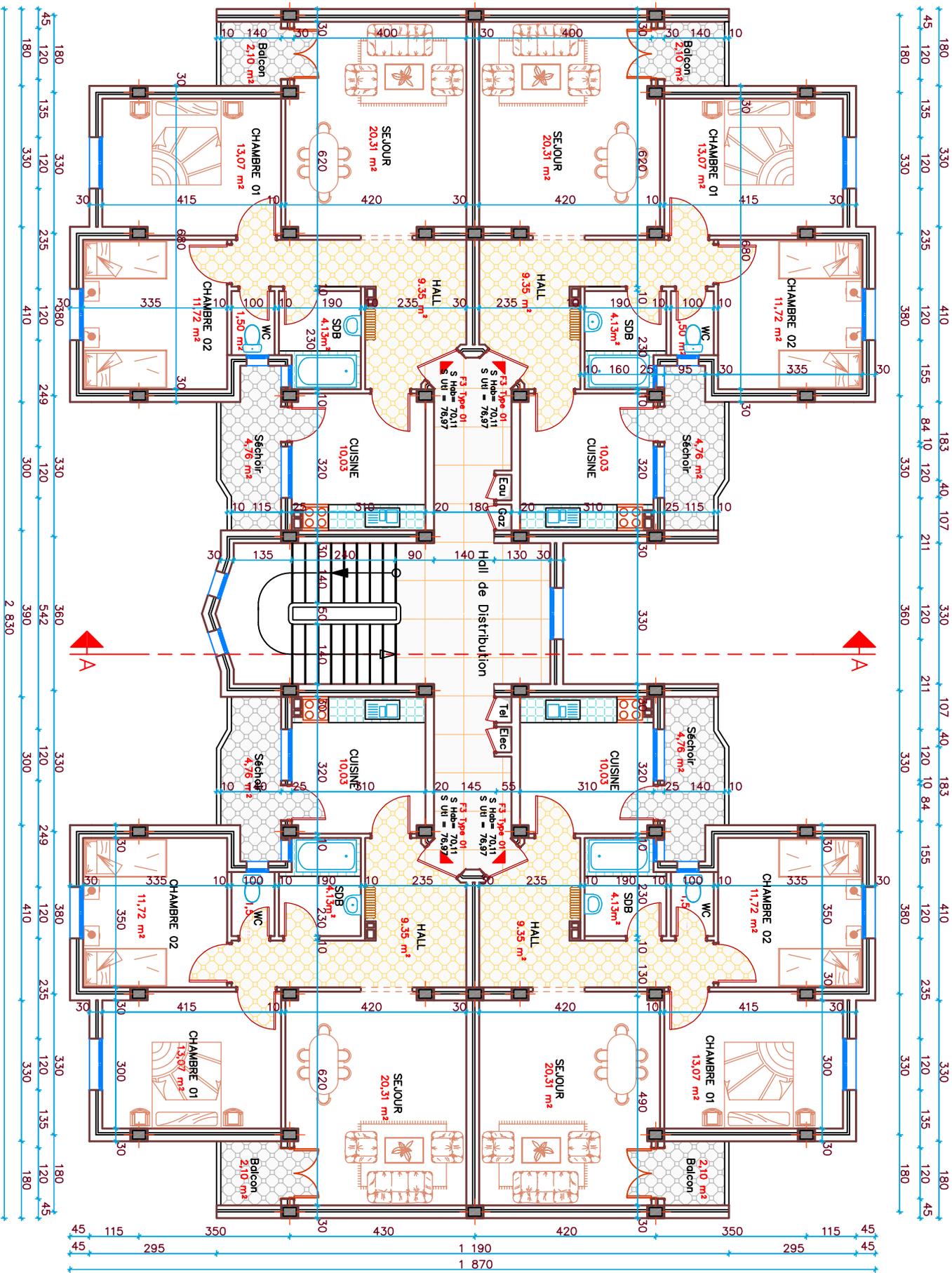
BLOC A1



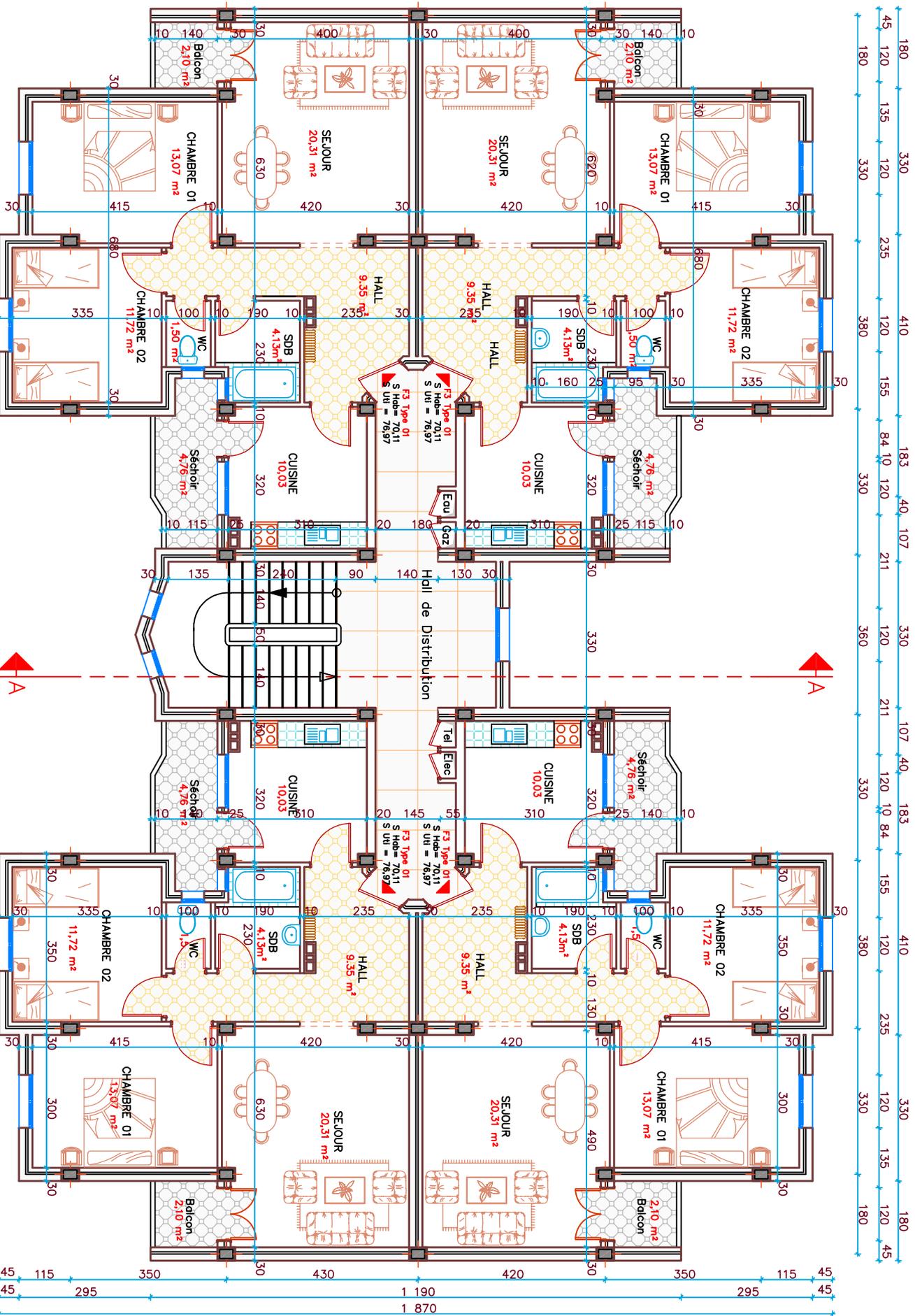
Plan de RDC Ech : 1/100
BLOC A1



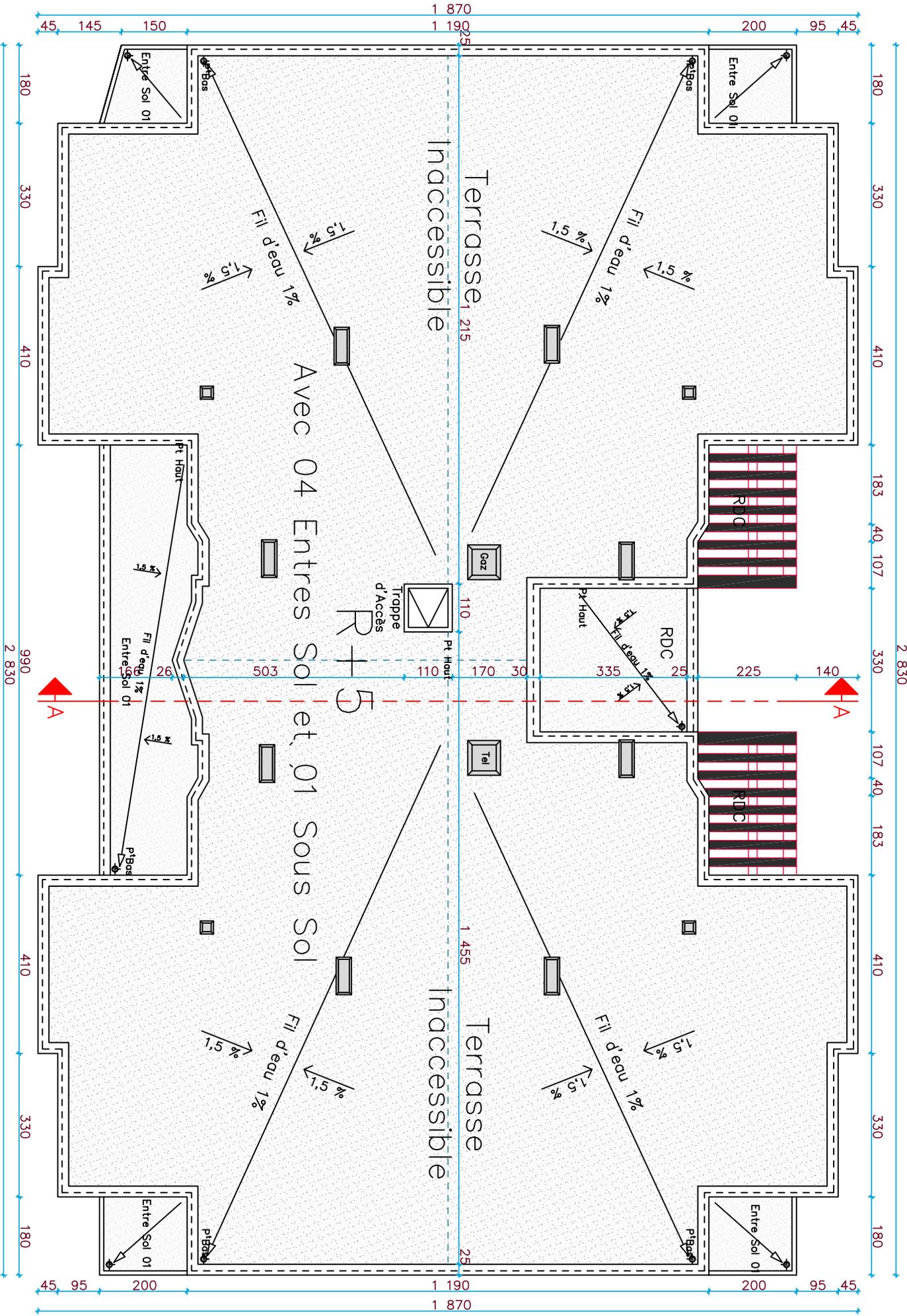
Plan de ETAGE 01 Ech : 1/100
BLOC A1



Plan de ETAGES 02, 03, & 04 Ech : 1/100
BLOC A1

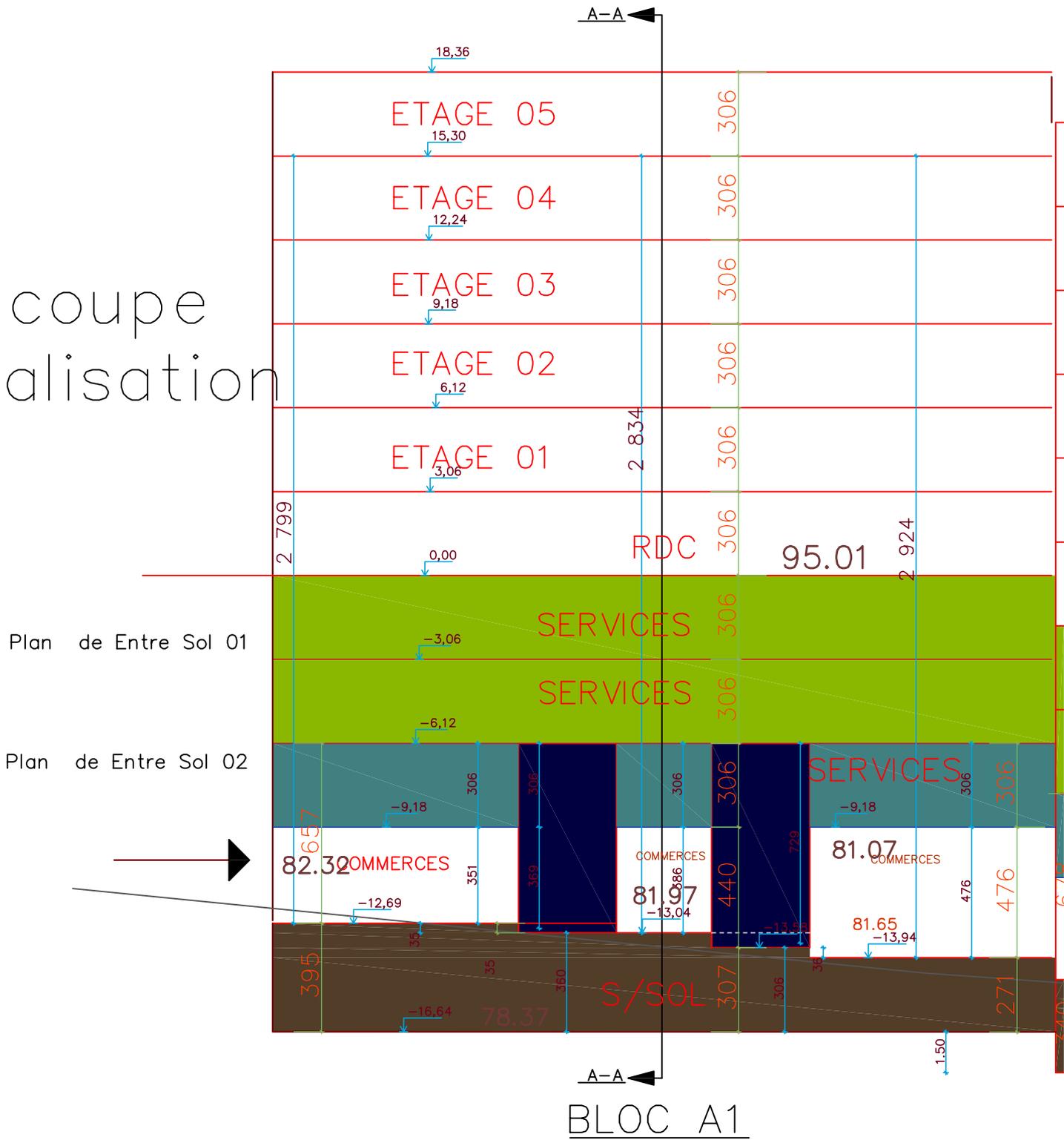


Plan de ETAGES 05 Ech : 1/100
BLOC A1



Plan de Terrasse Ech : 1/100
 BLOC A1

coupe
realisation



Rapport de sol

- **Assiette N°01** : Une contrainte de **1.80 Bar** à un ancrage de **5.00 mètres** de profondeur, par rapport au niveau de la route mitoyenne, dans tous les cas sous les remblais.
- **Assiette N°02** : Une contrainte de **1.80 Bar** à un ancrage de **1.20 mètres** de profondeur, par rapport au niveau du terrain actuel, dans tous les cas sous les remblais.

2- Essais réalisés au laboratoire :

Vu la nature du sol récupéré des sondages carottés réalisés sur les deux assiettes de terrain, les échantillons prélevés, ont fait l'objet d'essais physiques et analyse chimique sommaire au laboratoire.

2.1) Essais physiques :

- a) **Densité sèche, humide, teneur en eau et degré de saturation** : (Selon la Norme NF P 94-050 / NF P 94-053)

La densité donne une indication utile sur la compacité des sols. C'est un paramètre important pour le calcul, entre autres, de la capacité portante du sol. Elle est proportionnelle à la valeur de la teneur en eau naturelle.

Tableau N° 03 : Densité sèche, humide, teneur en eau et le degré de saturation.

Sondage	Profondeur de l'échantillon (m)	Densité sèche " γ_d " (t/m ³)	Densité humide " γ_h " (t/m ³)	Teneur en eau "W" (%)	Degré de saturation "Sr" (%)
SC N°01	2.50/3.00	1.65	2.01	20.83	91
SC N°02	5.50/6.00	1.84	2.16	18.10	100

D'après les valeurs trouvées, lors des essais effectués sur les différents échantillons prélevés, on constate que le sol au-dessous des remblais est dense.

2.2) Analyses chimiques : (Selon la Norme NF P 18-011)

Les analyses chimiques effectuées sur l'échantillon de sol prélevé, sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau N°05 : Résultats chimiques (exprimés en % et en poids) :

Sondage	Profondeur	Sulfates SO_4^-	Carbonates $CaCO_3$	Chlorures Cl	Matières organiques
SC N°01	2.50/3.00	Traces	20.50	Traces	1.09
SC N°02	1.50/2.00	Traces	18.10	Traces	1.15

Les résultats des analyses chimiques et minéralogiques ci dessus, indiquent une **agressivité nulle** du sol, selon les normes NF P 18-011 du 06/92.