

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

Mémoire de fin d'études

En Vue d'Obtention du Diplôme master en génie civil
Option : structures



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation contreventé par un
système mixte
(Voiles – Portiques)**

Présenté par :

Mr : Aichiou Hafid
Mr : Azouaou Nassim

Encadreur :

Mr : Bourouba Abdelhalim

Jury:

Mr : Ramdani Lyes
Mme : Azirou Samira

Promotion 2020-2021

Remerciements

*Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre
profonde gratitude et nos vifs remerciements :*

*Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant pour
nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme
ce travail.*

*A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus
durant toutes nos études.*

*A Mr. BOUROUBA : notre promoteur, avoir accepté de nous
guider sur le bon chemin du travail, son bon encadrement et
son aide durant la réalisation de ce mémoire .*

*Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre
travail.*

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la
réalisation de ce mémoire.*

Hafid & Nassim

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenue durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, a mes frères et mes sœurs et amal .

Je n'oublié pas :

Ewelina monika stoinska

Djuodi saadi

Mes amis (es)

Mon binôme nassim

Hafid aichiou

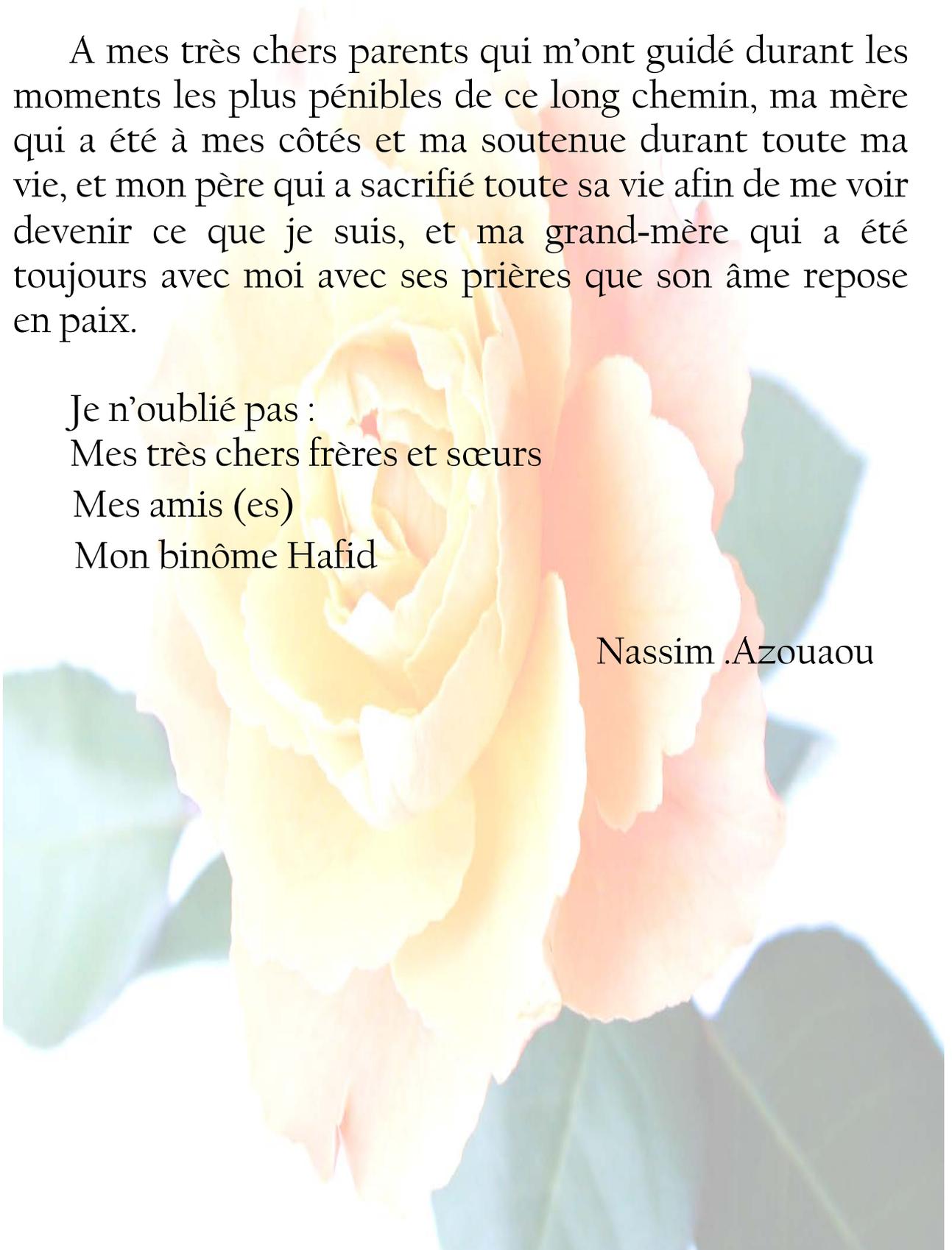
Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenue durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, et ma grand-mère qui a été toujours avec moi avec ses prières que son âme repose en paix.

Je n'oublié pas :
Mes très chers frères et sœurs
Mes amis (es)
Mon binôme Hafid

Nassim .Azouaou



Sommaire

CHAPITRE I : GENERALITES

I.1 INTRODUCTION.....	1
I.2 description de l'ouvrage.....	1
I.3 Caractéristiques de l'ouvrage.....	1
I.3.1 Caractéristiques architecturales	1
I.3.2 Données géotechniques du site.....	1
I.3.3 Contreventement.....	1
I.4 Règlementation et normes utilisés.....	2
I.5 Méthodes de calcul.....	2
I.5.1 Etat limite ultime ELU.....	2
I.5.2 Etat limite de service ELS.....	2
I.6 Matériaux	3
I.6.1 Béton.....	3
I.6.2 Aciers	6
I.7 Actions et sollicitations	8
I.8 Les combinaisons d'action.....	8
I.9 Conclusion.....	10

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1. Introduction	11
II.2. Les planchers	11
II.2.1. Planchers à corps creux.....	11
II.2.2. Les poutrelle.....	16
II.3. Pré dimensionnement des poutres.....	16
II.3.1. Les poutres principales.....	17
II.3.2. Les poutres secondaires.....	17
II.3.3. La poutre chainage	17
II.4. Pré dimensionnement des voiles.....	18
II.5. Pré dimensionnement de l'acrotère.....	18
II.6. Pré-dimensionnement de l'escalier	18
II.6. Escalier a deux volées contrariées avec palier de repos.....	19
II.7. Evaluation des charges et surcharges.....	20
II.8. Pré-dimensionnement des poteaux	22
II.9. Conclusion	35

Sommaire

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1.Introduction	37
III.2.Méthodes de calcul	37
III.2.1.La méthode forfaitaire	37
III.3. Etude des poutrelles.....	38
III.4. Etude des escaliers	55
III.5 Etude de la poutre palière.....	57
III.6.Etude des poutres de chainages.....	61
III.7. L'ascenseur.....	63
III.8.Etude de l'acrotère	70
III.9.Conclusion.....	74

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1 Introduction.....	75
IV.2 Présentation du logiciel de calcul (<i>ETABS</i>).....	75
IV.3 Disposition des voiles de contreventement	75
IV.4Méthode de calcule	76
IV.5vérification de la résultantes des forces sismiques	81
IV.6 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique	82
IV.7justification de l'interaction voile – portique	83
IV.7.1 Interaction sous charges verticales	83
IV.7.2sous charges horizontales	83
IV.8 vérification de l'effort normale réduit	84
IV.9 Justification vis-à-vis des déformation	85
IV.10 Justification vis-à-vis l'effet $P-\Delta$:.....	86
IV.11 conclusion	87

Sommaire

CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

V.1. Introduction	88
V.2 Étude des poteaux	88
V.2.1.Recommandations du RPA99 (Article 7.4.2.1)	88
V.2. 2 . Ferrailage des poteaux.....	91
V.2.3 .Vérifications nécessaires	92
V.2.4 schémas de ferrailage	94
V.3.Etude des poutres	95
V.3.1.Recommandation du RPA 99	95
V.3.2.Recommandation de BAEL	96
V.3.3 Ferrailage des poutres.....	96
V.3. 4. Les vérifications.....	97
V.3.5 Schémas de ferrailage de la poutre (principale et secondaire)	98
V.4. Vérification des zones nodales.....	98
V.5 Etude des voiles.....	100
V.5.1 Calcul du ferrailage.....	101
V.5.2. Vérification à l'effort tranchant	103
V. 5.3 . Exemples de schéma de ferrailage d'un voile V_y (RDC)	103
V.6. Conclusion	104

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI. Etude de l'infrastructure	105
VI.1.Introduction.....	105
VI.2 choix de type de fondation	105
VI.3. Etude des fondations de type I	105
VI.3.1 Les Vérifications.....	105
VI.3.2 Calcule de la de la hauteur totale de la semelle filante.....	108
VI.3.3 calcul de l'effort sollicitant de semelle filante	109
VI.3.4 ferrailage de la semelle filante	109
VI.4 Etude de poutre de rigidité.....	110
VI-5 Les longrines	112
VI.6 conclusion	114

Liste des tableaux

Tableau II-1 : évaluation des charges de l'acrotère.....	18
Tableau II-2 : évaluation des charge du plancher terrasse inaccessible.....	20
Tableau II-3: évaluation des charges du plancher étage courant.....	21
Tableau II-5 : évaluation des charges des murs extérieures.....	21
Tableau II-6 : Evaluation des charges du palier.....	21
Tableau II-7 : Evaluation des charges de la volée.....	22
Tableau II-8 section des poteaux préalable.....	23
Tableau II-9: évaluation des poids propre des poteaux.....	26
Tableau II-10 : Descente de charge du poteau B2.....	29
Tableau II-11 : Descente de charge du poteau D3.....	33
Tableau II-12 : Les résultats obtenus pour les trois poteaux.....	34
Tableau II-13 : résultat de vérification a la compression simple.....	34
Tableau II-14 : résultat de vérification au flambement.....	34
Tableau II-15 : résultat de vérification aux exigences de l'RPA	35
Tableau.III.1 type des poutrelles de différents planchers.....	38
Tableau.III.2 Chargement sur les poutrelles.....	39
Tableau.III.3. Les moment max en travée a ELU et ELS	42
Tableau.III.4. Mt a ELU et ELS en travée type 1(Plancher terrasse).....	42
Tableau.III.5. Ma et Vu a ELU et ELS type 1(Plancher terrasse).....	42
Tableau.III.6 . Mt a ELU et ELS en travée type 1(Plancher étage).....	43
Tableau.III.7. Ma et Vu a ELU et ELS en travée type 1(Plancher étage).....	43
Tableau.III.8. Mt a ELU et ELS en travée type 2(Plancher terrasse).....	43
Tableau.III.9. Ma et Vu a ELU et ELS type 2(Plancher terrasse).....	44

Liste des tableaux

Tableau.III.10. Mt a ELU et ELS en travée type 2(Plancher terrasse).....	44
Tableau.III.11. Ma et Vu a ELU et ELS en travée type 2(Plancher étage).....	44
Tableau.III.12. Mt a ELU et ELS en travée type 3(Plancher étage).....	45
Tableau.III.13. Ma et Vu a ELU et ELS en travée type 3(Plancher étage).....	45
Tableau.III.14. Mt a ELU et ELS en travée type 5(Plancher étage).....	45
Tableau.III.15. Ma et Vu a ELU et ELS en travée type 5(Plancher étage).....	46
Tableau.III.16. Mt a ELU et ELS en travée type 6(Plancher étage).....	46
Tableau.III.17. Ma et Vu a ELU et ELS en travée type 6(Plancher étage).....	46
Tableau.III.18. Ma et Vu a ELU et ELS en travée type 7(Plancher étage).....	47
Tableau.III.19. Ma et Vu a ELU et ELS en travée type 7(Plancher étage).....	47
Tableau.III.20. Les sollicitations maximales des poutrelles.....	47
Tableau.III.21. Ferrailage de la dalle de compression.....	54
Tableau.III.22.le schémas de ferrailage des poutrelle.....	55
Tableau III.23. Sollicitation à l'E.L.U et ELS	55
Tableau III.24. Ferrailage de l'escalier.	55
Tableau III.25. Vérification des contraintes.....	56
Tableau.III.26. les sollicitations à la flexion simple « poutre palière.....	57
Tableau.III.27. ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.....	57
Tableau .III.28. les sollicitation de la poutre de chaînage	61
Tableau .III.29. section d'armature longitudinale de la poutre de chaînage.....	61
Tableau III.30 Résultats de calcule du ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	64
Tableau III.31. Ferrailage de la dalle d'ascenseur sous charges réparties.....	65
Tableau III.32. Ferrailage de la dalle d'ascenseur sous charge concentrée.	68
Tableau.III.33. Combinaison d'action de l'acrotère.....	71
Tableau IV-1 Valeurs des pénalités P_q	77
Tableau IV-2 Valeurs du coefficient de pondération β	78

Liste des tableaux

Tableau IV-3 Vérification de la résultante des forces.....	81
TABLE IV-4 Modal Participation Mass Ratios.....	82
Tableau IV-5 Vérification sous charges verticales.....	83
Tableau IV-6-7 Vérification sous charges horizontales.....	84
Tableau IV-8 Vérification de l'effort normal réduit.....	84
Tableau IV-9-10 Vérification du déplacement.....	85
Tableau IV-11-12 Vérification de l'effet $P-\Delta$	86
Tableau V.2.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux....	89
Tableau V-1 Les sollicitations dans les différents poteaux.....	90
Tableau V-2 Ferrailage à la flexion simple « combinaison 1 »	91
Tableau V-4 Ferrailage à la flexion simple « combinaison 2 »	91
Tableau V-5 Ferrailage à la flexion simple « combinaison 3 »	91
Tableau V-3 Ferrailage opté pour chaque section des poteaux.....	92
Tableau V.7 : armature transversales.....	92
Tableau V-8 Vérification de flambement dans les poteaux.....	93
Tableau V-9 Vérification des contraintes « les poteaux ».....	93
Tableau V-10 Vérification de cisaillement « les poteaux »	93
Tableau V.11 . Schémas de ferrailage des différentes sections des poteaux.....	94
Tableau V.12 Ferrailage d'un exemple des poutres « poutre principale »	96
Tableau V.13 Ferrailage longitudinal des différents types des poutres.....	96
Tableau V.14 Ferrailage transversales « poutres ».....	97
Tableau V.15 Vérification de cisaillement « poutres ».....	97
Tableau V.16 Vérification des armatures longitudinales « poutres ».....	97
Tableau V.17 Vérification des contraintes « poutres ».....	97
Tableau V.48 Moments résistants « poteaux ».....	99
Tableau V.59 Moments résistants « poutre ».....	99

Liste des tableaux

Tableau V.20 Vérification de la zone nodale.....	100
Tableau V.21 Les sollicitations max dans le voile V_x	101
Tableau V.22 Les sollicitations max dans le voile V_y	101
Tableau V.23 : Ferrailage des voiles V_x, V_y	102
Tableau V.24 : vérification à l'effort tranchant pour les voiles.....	103
Tableau VI.1 résumé du dimensionnement de semelle calculé	108

Liste des figures

Figure I-1	Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge de béton	4
Figure I-2	Diagramme des contraintes-déformation du béton	5
Figure I-3	Diagramme contraintes-déformation de calcul à l'ELS	6
Figure I-4	Diagramme de contrainte-déformation de l'acier à l'Elu	7
Figure II-1	Plancher à corps creux	11
Figure II-2	Schéma de disposition des poutrelles « RDC »	12
Figure II-3	Disposition des poutrelles « étages 1 et 8 »	13
Figure II-3	Disposition des poutrelles « étages 2 a 7 »	14
Figure II-5	Disposition des poutrelles « terrasse »	15
Figure II-6	Plancher à corps creux	16
Figure II-7	Schéma poutrelles	16
Figure II-10	Les poutres principaux secondaires et chainages	17
Figure II-11	L'acrotère	18
Figure II-12	Composante de l'escalier	19
Figure II-13	Vue en plan de l'escalier	19
Figure II-14	Schéma statique de l'escalier	20
Figure II-15	Coupe du poteau	23
Figure II-16	Les poteaux les plus sollicités	24
Figure II-17	Les poteaux les plus sollicités selon la surface afférente B2 « terrasse »	25
Figure II-18	Les poteaux les plus sollicités selon la surface afférente B2 « étage »	25
Figure II-19	Les poteaux les plus sollicités selon la surface afférente B6 « terrasse »	29
Figure II-20	Les poteaux les plus sollicités selon la surface afférente B6 « étage »	38
Figure III-1	diagramme des moments de la travée et des appuis	39
Figure III-2	Schémas statique de poutrelle type 4	40
Figure III-3	Schémas de ferrailage la dalle de compression	54
Figure III-4	schémas de l'escalier	55
Figure III-5	Schémas de ferrailage de l'escalier	57
Figure III-6	Schémas statique poutre palier	57
Figure III-6	section creuse équivalente	58
Figure III-7	Schémas de ferrailage de la poutre palier	60
Figure III-8	Schémas de ferrailage de la poutre chainage	62
Figure III-9	Schémas statique et concept d'ascenseur	63
Figure III-10	Cage d'ascenseur	64
Figure III-11	Schémas représentant la surface d'impact	66
Figure III-12	Ferrailage de la dalle d'ascenseur	70
Figure III-13	vue en plan d'une acrotère	70
Figure III-14	schémas de ferrailage d'une acrotère	74
Figure IV-1	vue 3D de la structure	75
Figure IV-2	Disposition des voiles	76
Figure IV-3	Le spectre de réponse	81
Figure IV-4	1 ^{ere} modes de déformation	82
Figure IV-4	2 ^{eme} modes de déformation	82
Figure IV-4	3 ^{eme} modes de déformation	82

Liste des figures

Figure V-1 La zone nodale	89
Figure V-2 schémas de ferrailage des poutre (PP ,PS)	98
Figure V-3 La zone nodale	99
Figure V-4 schémas de ferrailage de voile Vx (étage 1,2,3,4)	103
Figure VI-1 Semelle isolée de fondation type 1	106
Figure VI-2 La semelle filante la plus sollicitée.....	106
Figure VI-3 vue en plan de la disposition des semelles filantes	108
Figure VI-4 Présentation de la zone d'impact de la charge Compactée.....	109
Figure VI-5 schémas statique de la poutre de rigidité	110
Figure VI-6 Diagramme des moments dans la poutre de rigidité a l'ELU.....	111
Figure VI-7 Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU	111
Figure VI-8 Schémas de ferrailage de la semelle filante	112
Figure VI-9 schémas de ferrailage de la longrine.....	113

Introduction Générale

Introduction générale

Introduction générale :

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que la plus part des bâtiments à voiles en béton armé ont bien résistés, sans endommagement exagéré. Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles (mur de contreventement), en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

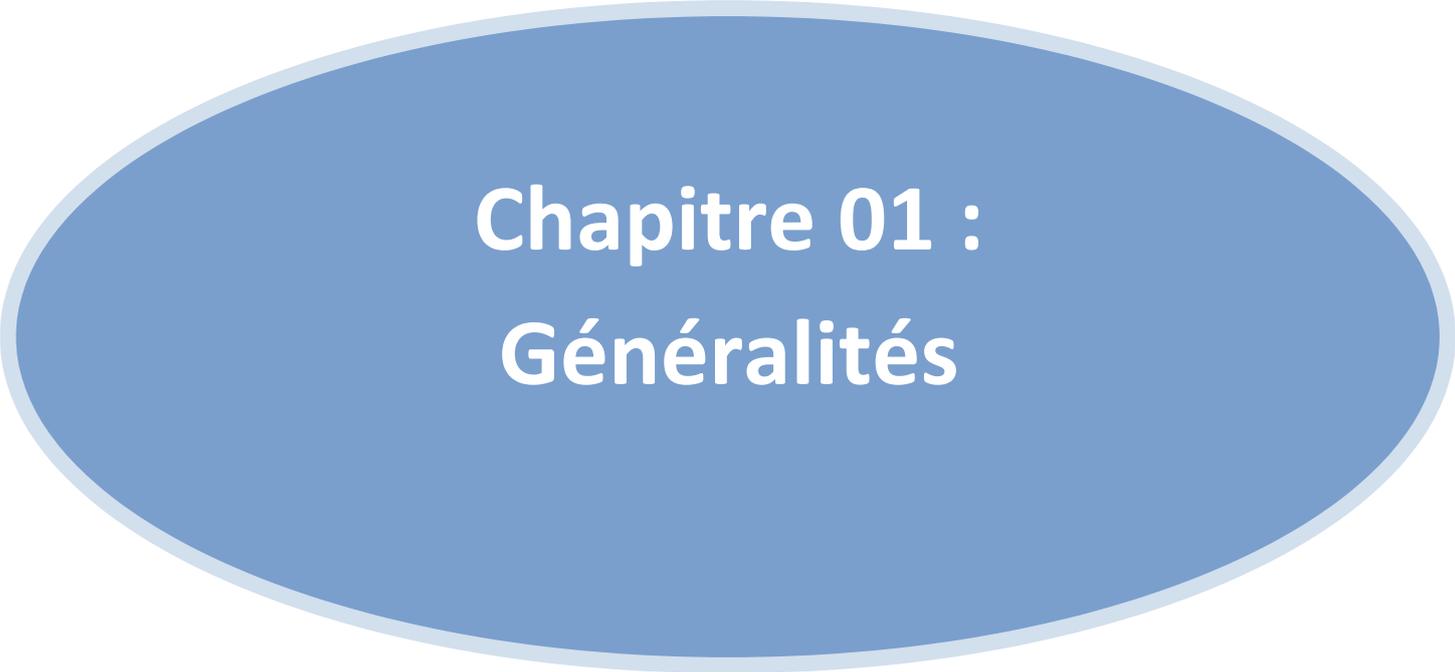
Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment (R+8) à usage d'habitation, Il est contreventé par un système (voiles portiques), il est situé en zone IIa. Donc il y a lieu de déterminer leur comportement dynamique, afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité des vies humaines.

Pour déterminer le comportement du bâtiment lors d'un séisme, on à utiliser le code national « règlement parasismique algérien RPA99 ».

Le travail est réalisé selon le plan de travail suivant :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- Le troisième chapitre, pour l'étude des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour l'étude des éléments principaux.
- Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.

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



Chapitre 01 : **Généralités**

I.1 INTRODUCTION

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des données et des connaissances de base sur lesquelles les ingénieurs prennent appui dans son étude pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. À cet effet, ce chapitre de généralités, donne les caractéristiques des matériaux utilisés pour la réalisation de notre structure ainsi qu'une description de cette dernière.

I.2 description de l'ouvrage

Le projet à étudier est un bâtiment R+8 à usage habitation, Implanté à Akbou dans la wilaya de **Bejaia** qui est classée selon le **RPA 99** (Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003 Art.3.2) en **Zone IIa** (zone de moyenne sismicité).

I.3 Caractéristiques de l'ouvrage

I.3.1 Caractéristiques architecturales

- ▶ Hauteur total du bâtiment est $h_t=28.9$ m
- ▶ Hauteur du RDC : $h_{RDC}=4.42$ m
- ▶ Hauteur d'étage : $h_{étg}=3.06$ m
- ▶ La longueur totale du bâtiment : $L=30.65$ m
- ▶ La largeur totale du bâtiment : $l=16.45$ m

I.3.2 Données géotechniques du site :

D'après la classification des RPA99 version 2003 :

- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.
- Le bâtiment est implanté dans une zone de moyenne sismicité (zone IIa). - -Le site est considéré comme meuble (S2).
- La contrainte admissible du sol 2 bars.

I.3.3 Contreventement

- ▶ **Ossature** : Selon le RPA, tout ouvrage dépassant les 14m de hauteur doit être constitué de portiques et voiles en béton armé **RPA99 (Art 3.4.A.1.a)**

I.3.4 Éléments secondaires

- ▶ **Plancher** : Les planchers sont des aires destinées à séparer les différents niveaux de l'ouvrage, le rôle essentiel de plancher est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poutres, poteaux ou voiles). on a les planchers en corps creux et la dalle pleine d'ascenseur.

► **L'acrotère** : C'est un élément encastré dans le plancher terrasse.

► **Escalier** : Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés béton armée coulés sur place dans notre cas on a un seule types d'escaliers à deux volées simple.

► **Maçonnerie utilisés**

Les murs extérieurs : sont réalisés en double cloisons sépare d'une âme d'air de 5cm pour l'isolation thermique et phonique.

Les murs intérieurs : sont réalisés d'une seule cloison de 10cm d'épaisseur.

► **L'ascenseur** : C'est un élément mécanique, sert à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.

I.4 Règlementation et normes utilisés

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

► DTR-BC.2.41 : règle de conception et de calcule des structures en béton armé (CBA 93) .

► DTR-BC.2.48 : règle parasismique algériennes (RPA 99 / version 2003) .

► Le BAEL 91 : Béton Armé Aux Etats Limites.

► DTR-BC2.2 : charges permanentes et charges d'exploitations .

► DTR-BC2.331 : Règles De Calculs Des Fondations Superficielles.

I.5 Méthodes de calcul

I.5.1 Etat limite ultime ELU

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

► Etat limite de l'équilibre statique.

► Etat limite de résistance de l'un des matériaux.

► Etat limite de stabilité de forme : flambement.

I.5.2 Etat limite de service ELS

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

► Etat limite d'ouverture des fissures.

► Etat limite de déformation : flèche maximale.

► Etat limite de compression du béton.

I.6 Matériaux

I.6.1 Béton

A. Définition

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants. Pour avoir une bonne résistance précise et une bonne qualité après durcissement le dosage en ciment varie entre 300-400Kg/m³ de béton mis en œuvre ; au-dessous de 300Kg/m³ les règles du BAEL 91 ne sont plus applicables.

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est l'une des valeurs caractéristique les plus importante du béton frais et du béton durci .Lorsque le rapport E/C augmente le béton frai devient plus maniable, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleur que le rapport E/C est faible

B. Dosage pour 1m³du béton courant pour un rapport E/C=0.5 est

$$\left\{ \begin{array}{l} 350 \text{ Kg de ciment (CPA 32,5).} \\ 400 \text{ l Sable (0<Dg<5mm).} \\ 800 \text{ l de } \left\{ \begin{array}{l} \text{Gravillons (5<Dg< 15mm).} \\ \text{Gravier (15<Dg<25mm).} \end{array} \right. \\ 175L \text{ d'eau de gâchage.} \end{array} \right.$$

C. Caractéristiques mécaniques

-Résistance à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours ; notée f_{cj} .

Cette valeur est mesurée à l'aide d'un essai de compression axiale sur des éprouvettes cylindriques de 16 cm du diamètre et de 32 cm de hauteur.

Pour $j \leq 28$ jours :

$$\text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cj} = [j/(4,76 + 0,83j)]f_{c28} \quad (\text{CBA Art: A.2.1.1.1})$$

$$\text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cj} = [j/(1,4 + 0,95j)]f_{c28} \quad (\text{CBA Art: A.2.1.1.1})$$

$$\text{Pour : } 28 < j < 60 \text{ jours} \Rightarrow f_{cj} = f_{c28} \quad (\text{CBA Art : A.2.1.1.1})$$

$$\text{Pour : } j \geq 60 \text{ jours} \Rightarrow f_{cj} = 1,1f_{c28} \quad (\text{CBA Art : A.2.1.1.1})$$

Pour l'étude on opte pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

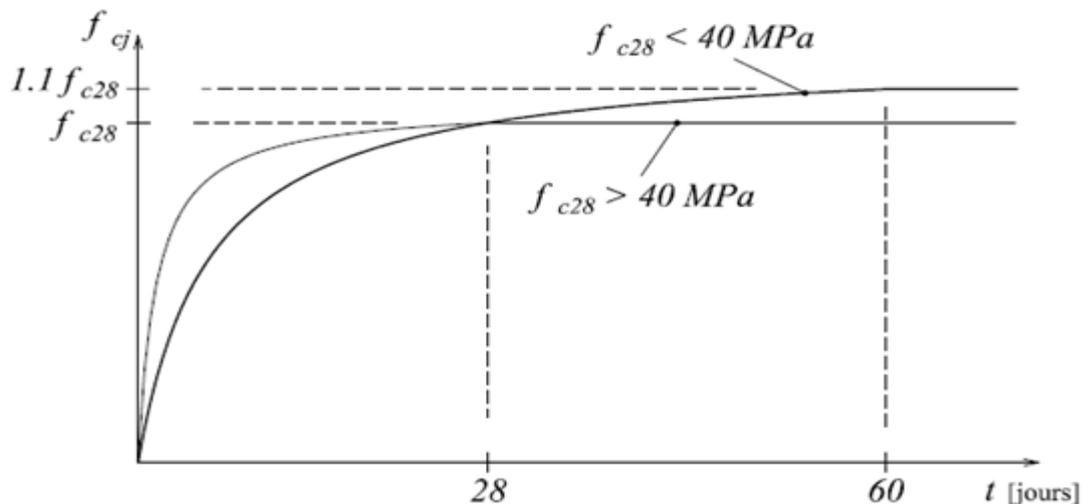


Figure I.1. Evaluation de la résistance f_{c_j} en fonction de l'âge de béton

-Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} est donnée par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{c_j} \quad \text{Pour } f_{c_j} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{CBA .Art : A.2.1.1.2})$$

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

D. Module de déformation longitudinale du béton

A court terme E_{ij}

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{c_j})^{1/3} \quad T \leq 24h (\text{CBA .Art: A.2.1.1.2})$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$$

A long terme E_{vj}

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{c_j})^{1/3} \Rightarrow E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa} \quad T > 24h$$

E. Coefficient de poisson

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de

déformation longitudinale avec :

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{pour le calcul des sollicitations à l'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{pour le calcul de déformation à l'ELS} \end{cases}$$

(CBA Art A.2.1.3)

F. Le module de déformation transversale du béton G

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (\nu + 1)}$$

G. Diagramme contrainte déformation

► Contrainte de compression à l'Etat Limite Ultime

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad [\text{MPa}]$$

Avec :

T : La durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

θ : Coefficient d'application.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{Situation accidentelle} \\ 1.5 & \text{Situation durable} \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 : \text{Lorsque } T > 24\text{h.} \\ \theta = 0.9 : \text{Lorsque } 1\text{h} \leq T \leq 24\text{h.} \\ \theta = 0.8 : \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action} < 1\text{h.} \end{array} \right.$$

Dans notre cas $t \leq 24$ heures d'où $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa situation durable. $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa situation accidentelle.

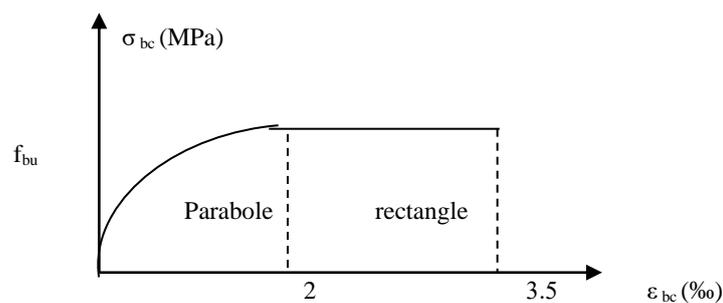
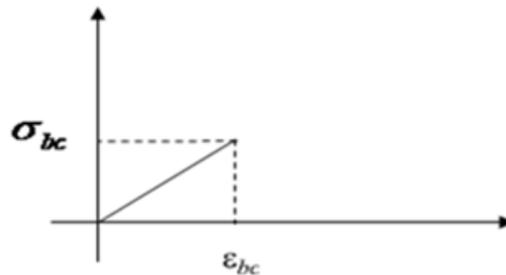


Figure I.2 : Diagramme des contraintes-déformations du béton

► La contrainte de compression ($\overline{\sigma}_{bc}$) à ELS (CBA 93 art. A.4.5.2)

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$



FigI 3 Diagramme Contrainte-Déformation de calcul à l'ELS

► **La contrainte de cisaillement du béton**

Elle est limitée par $\tau < \tau_{adm..}$

► **Cas de fissuration peu nuisible**

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa})$$

D'où : $\bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$

► **Cas de fissuration nuisible ou très nuisible**

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa})$$

D'où : $\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$

I.6.2 Aciers

A. Définition

L'acier est un mélange de fer et de carbone en faible pourcentage, c'est un matériau caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression.

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité,

On distingue :

- **Les treillis soudés** : Les treillis soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement de nuance FeE500
- **Les ronds lisses** : Ce sont des barres laminées de sections circulaires.
- **Les barres de haute adhérence** : Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique, dans le but de présenter une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

B. Caractéristiques mécaniques des aciers

- à E.L.U

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{Pour: } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s & \text{Pour: } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases}$$

Avec : $\varepsilon_s : \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$; $\gamma_s = \begin{cases} 1,5 \dots \dots \dots \text{Pour le cas courant.} \\ 1 \dots \dots \dots \text{Pour le cas accidentel.} \end{cases}$ ε_s : Allongement relatif

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier = 200000 MPA. le Cas de ce projet:

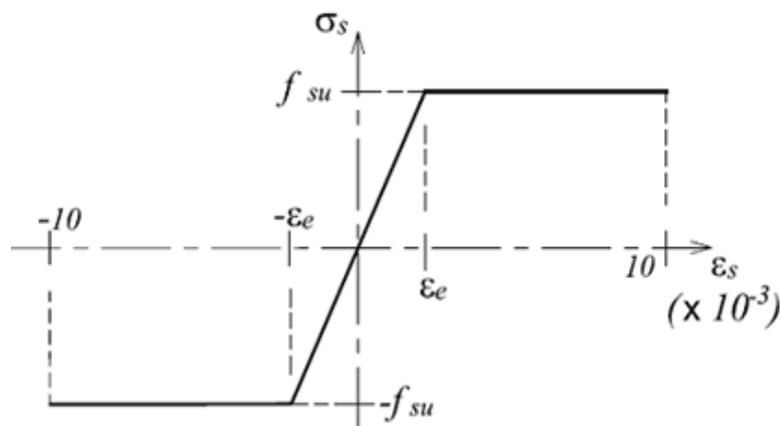


Figure I .4: Diagramme de Contrainte-Déformation de l'acier à l'ELU

$$\sigma_s = \begin{cases} 348 \text{ MPa} & \text{Pour une situation courante.} \\ 400 \text{ MPa} & \text{Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$$

À E.L.S

► **Cas de fissuration peu nuisible** : Pas de vérification à faire

► **Cas de fissuration préjudiciable**

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, \max(240 \text{ Mpa}; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}})\right)$$

η : Coefficient de fissuration : $\eta = 1$ pour l'acier R L

$\eta = 1.6$ pour l'acier H A

► **Cas de fissuration très préjudiciable**

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{1}{2} \times f_e, \max(200\text{Mpa}; 90\sqrt{\eta \times f_{tj}})\right)$$

C. Protection des Armatures (l'enrobage « e »)

On adopte : $e=h-d$ avec $d=0.9h$

I.7 Actions et sollicitations

A. Les Actions : CBA 93 (art A.3.1.1)

On appelle actions, les forces et les couples dues aux charges appliquées et aux déformations imposées à une construction, elles proviennent donc :

- ▶ des charges permanentes.
- ▶ des charges d'exploitations

- ▶ des charges climatiques.

B. Les Actions Permanentes (G)

Ce sont des actions dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps, elles constituent :

- ▶ Le poids propre des éléments de la structure
- ▶ Le poids des revêtements et cloisons.
- ▶ Le poids de poussée des terres et des liquides.

C. Les Actions Variables (Q)

Ce sont des actions dont l'intensité varie dans le temps, elles correspondent aux :

- ▶ Charges d'exploitation appliquées au cours d'exécution.
- ▶ Effet de la température.
- ▶ Charges climatiques (vent, neige).
- ▶ Charges non permanente appliquées aux cours de l'exécution.

D. Les Actions Accidentelles (E)

Ce sont des actions qui se produisent rarement, et dont la durée d'application est très courte. Par exemple (Séismes, Explosions, Chocs...).

E. Les sollicitations : CBA93 (Art A.3.3.1)

Les sollicitations de calcul sont des efforts (normaux et tranchants) et des moments (de flexions et de torsions).

I.8 Les combinaisons d'action:

A. Combinaisons fondamentales ELU : BAEL91 (Art.A.3.3.21)

Lors des situations durables ou transitoires, il y a lieu de considérer :

$$1.35 G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1.3 \psi_{0i} Q_i$$

G_{\max} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est défavorable.

G_{\min} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est favorable

Q_1 : Action variable dite de base.

Q_i : Actions variables dites d'accompagnement (avec $i > 1$)

ψ_0, ψ_1 et ψ_2 : Sont fixés par les textes en vigueur, et sont données par

CBA 93 (Art A 3.1.3.1).

Expressions dans lesquels

$$\gamma_{Q1} \begin{cases} 1.5 \text{ dans le cas général} \\ 1.35 \text{ Dans les cas (La température, Les charges d'exploitations étroitement} \\ \text{bornées ou de Caractère particulières, Les bâtiments agricoles à faible densité} \\ \text{d'occupation humaine).} \end{cases}$$

B. Situations accidentelles ELS: (Art. A.3.3.22 BAEL91)

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i$$

Avec : F_A : valeur normale de l'action accidentelle

$\psi_{11} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi permanente d'une autre action variable.

C. Combinaisons d'actions données par le RPA 99/version 2003 :

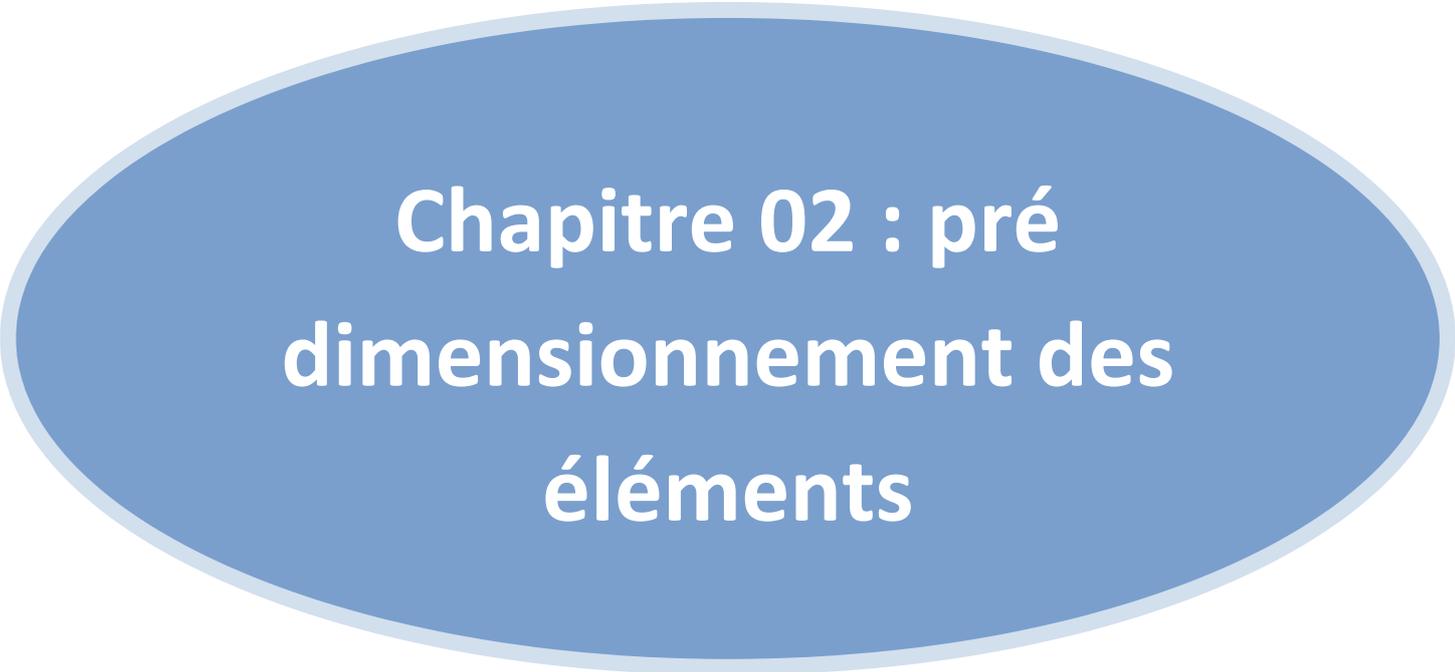
Selon la RPA les combinaisons d'action sont :

- **Situations durables :** $\begin{cases} \text{ELU : } 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases}$
- **Situations accidentelles :** $\begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases}$ pour les poteaux des structures auto - stables

I.9 Conclusion:

Les techniques utilisées sont données, d'une part en fonction des conditions de réalisation (fonction du terrain et de l'ouvrage), mais elles dépendent aussi :

- De l'enveloppe financière accordée aux fondations : par exemple, certaines fondations profondes (pieux) peuvent être remplacées par des structures en radiers fondées sur un terrain pré consolidé. Cette solution est souvent utilisée pour les maisons individuelles, ou des fondations profondes seraient trop onéreuses.
- Des échéances imposées par le maître d'ouvrage. Souvent, les échéances sont telles que les méthodes de traitement des terrains par pré chargement sont impossibles.



**Chapitre 02 : pré
dimensionnement des
éléments**

II.1. Introduction

Ce chapitre consiste à pré dimensionner les éléments secondaires selon les préconisations du RPA 99/Version 2003, BAEL 91 modifié 99, du CBA93 et DTR. Afin de résister et de reprendre les sollicitations, la transmission des charges se fait comme suit :

Chargement → planchers → poutrelles → poutres → poteaux → fondation → sol.

II.2. Les planchers

II.2.1. Planchers à corps creux

Ce type du plancher est composé de trois éléments principaux (corps creux, poutrelle, dalle de compression) .

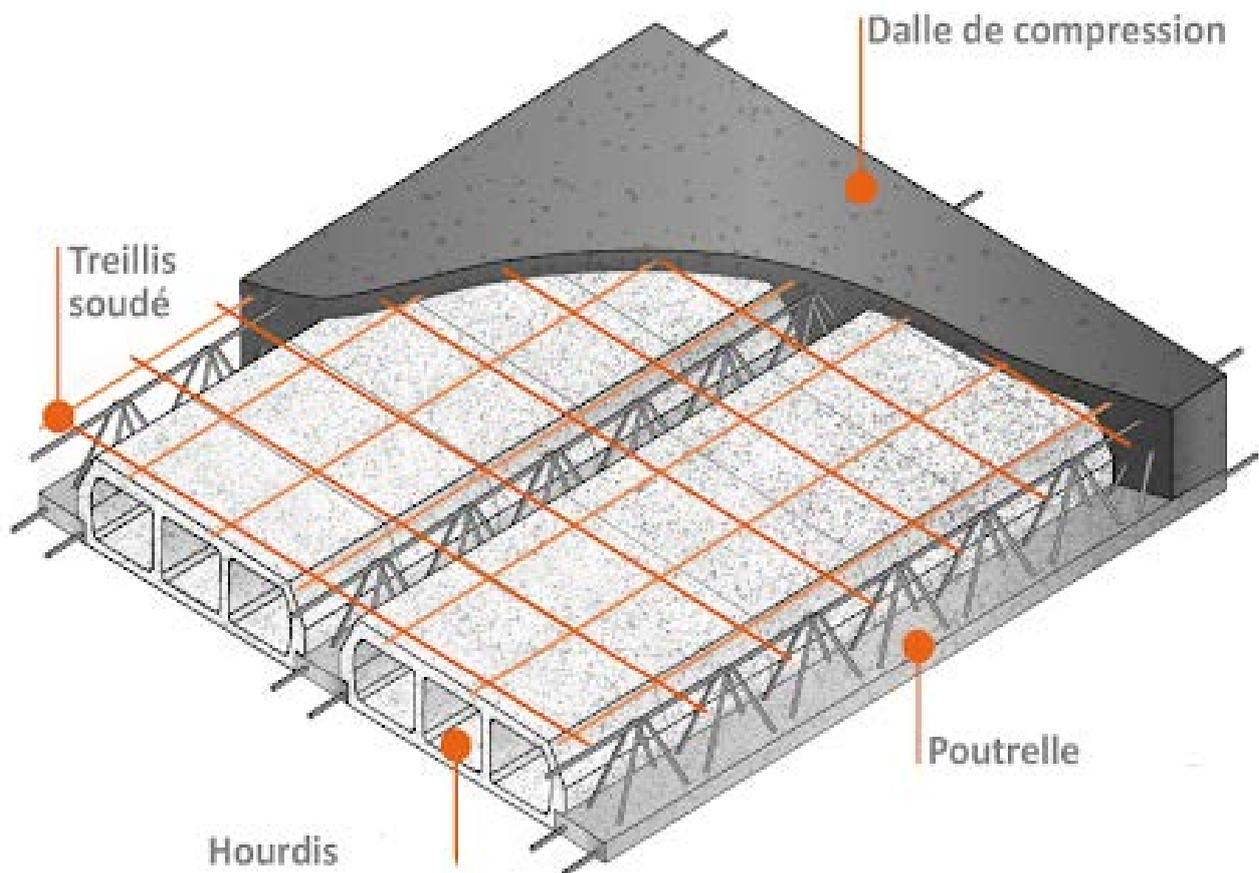


Figure II-1 : Plancher à corps creux

Il est nécessaire de choisir un sens de disposition des poutrelles selon le critère de continuité ainsi que la petite portée afin de pré dimensionner le plancher.

la disposition optée est celle qui se suit :

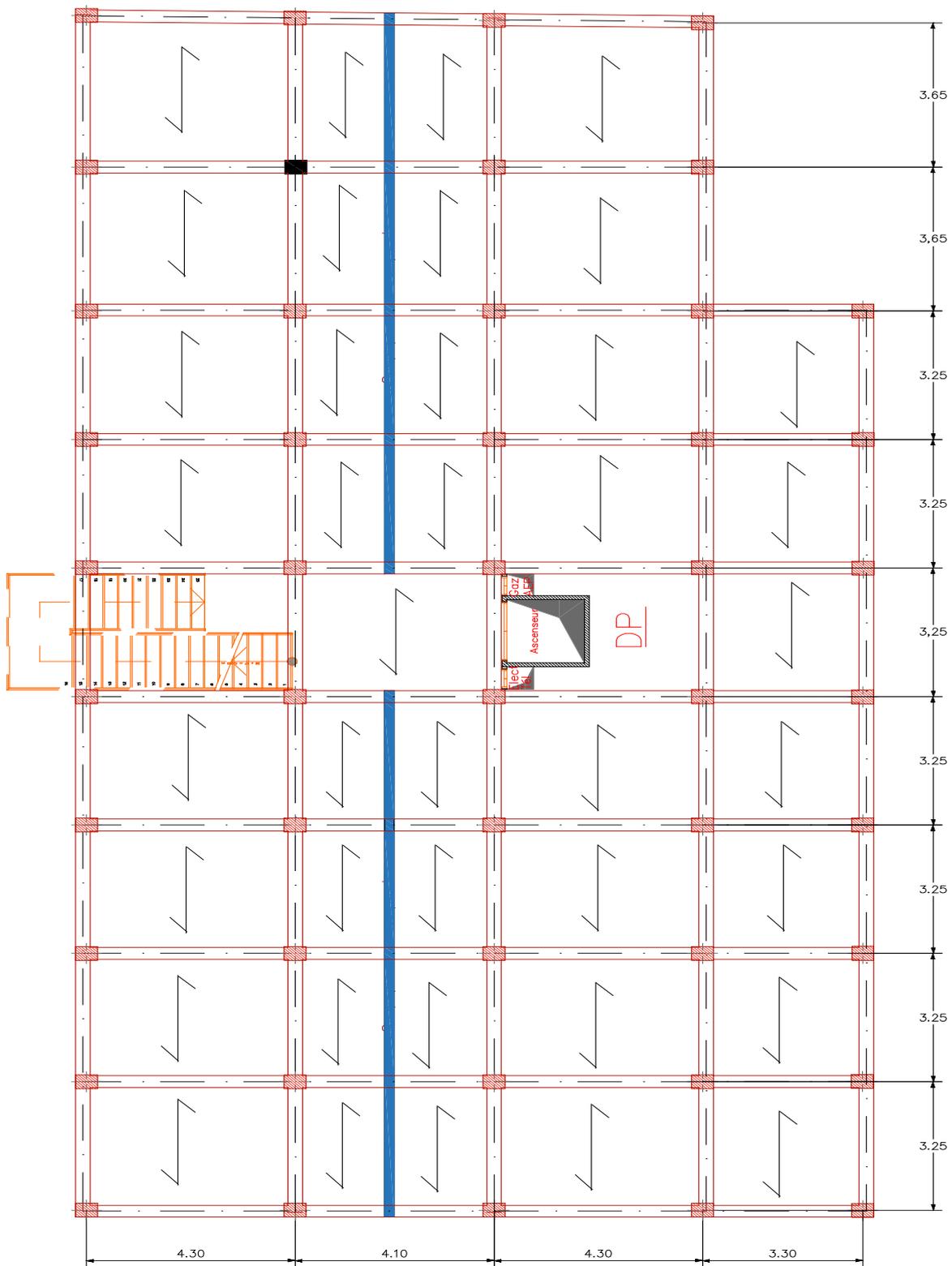


Figure II-2 : Schéma de disposition des poutrelles « RDC »

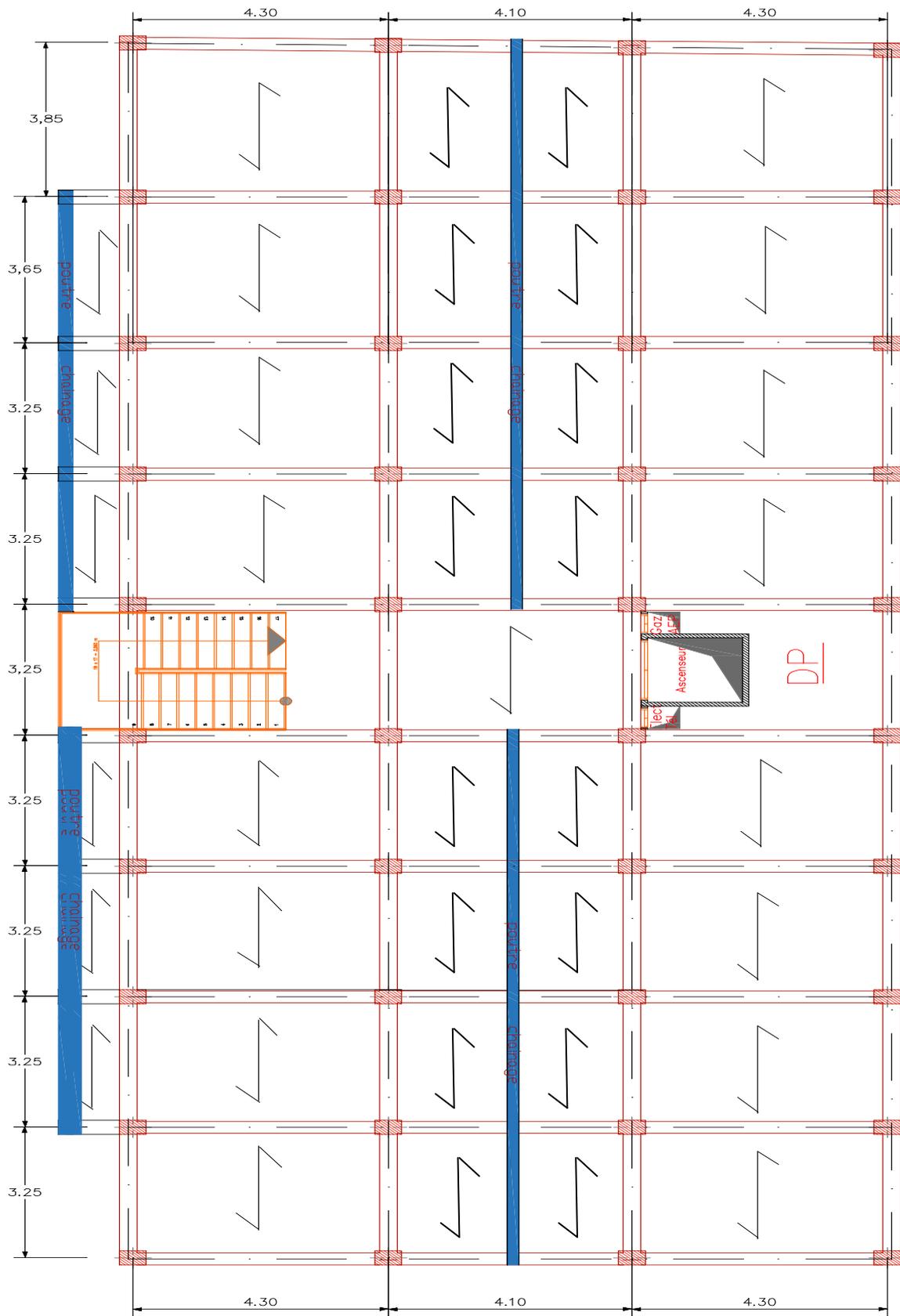


Figure II-3 : Schéma de disposition des poutrelles « étage 1 et 8 »

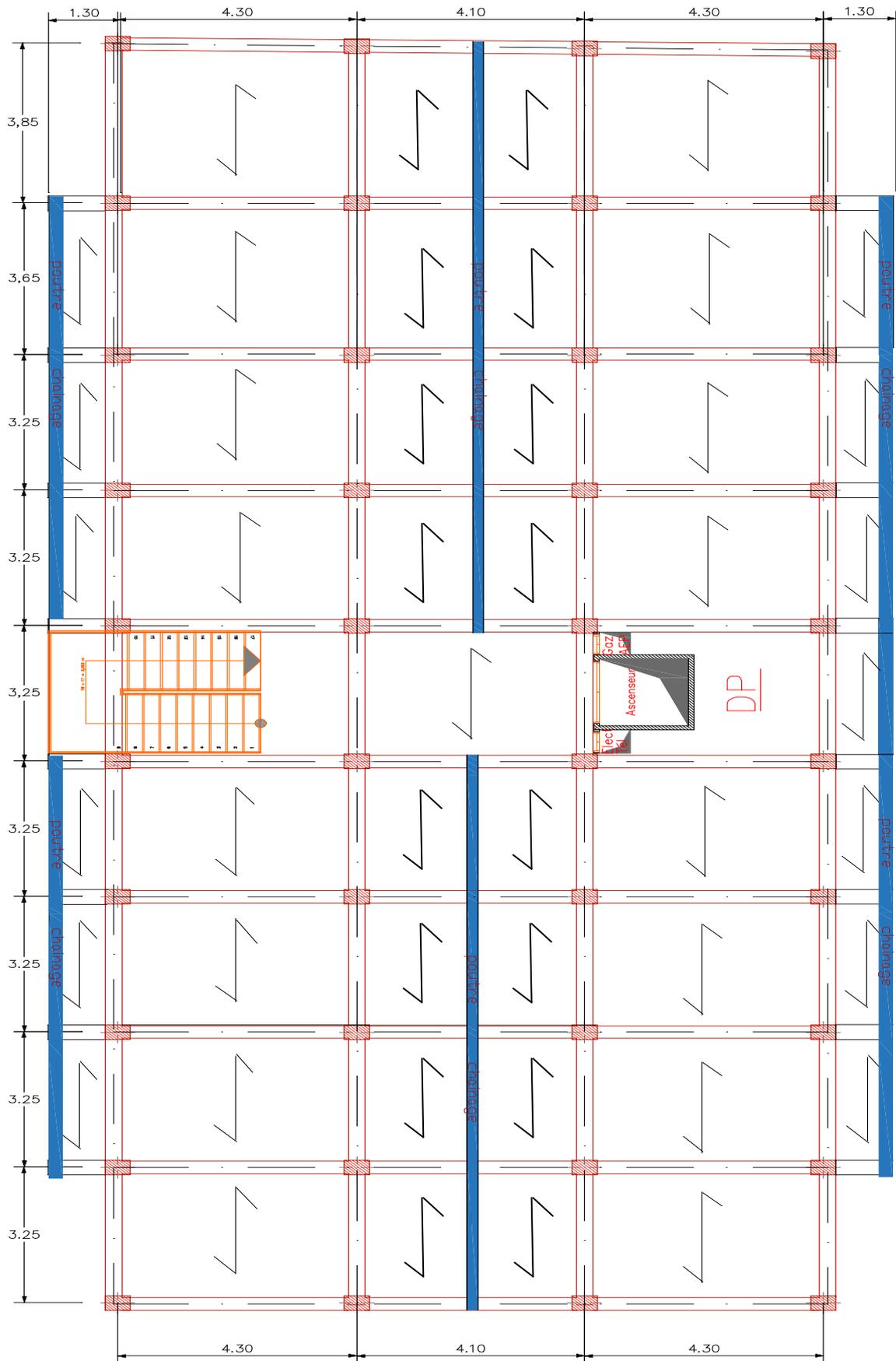


Figure II-4 : Schéma de disposition de poutrelles « étages 2 à 7 »

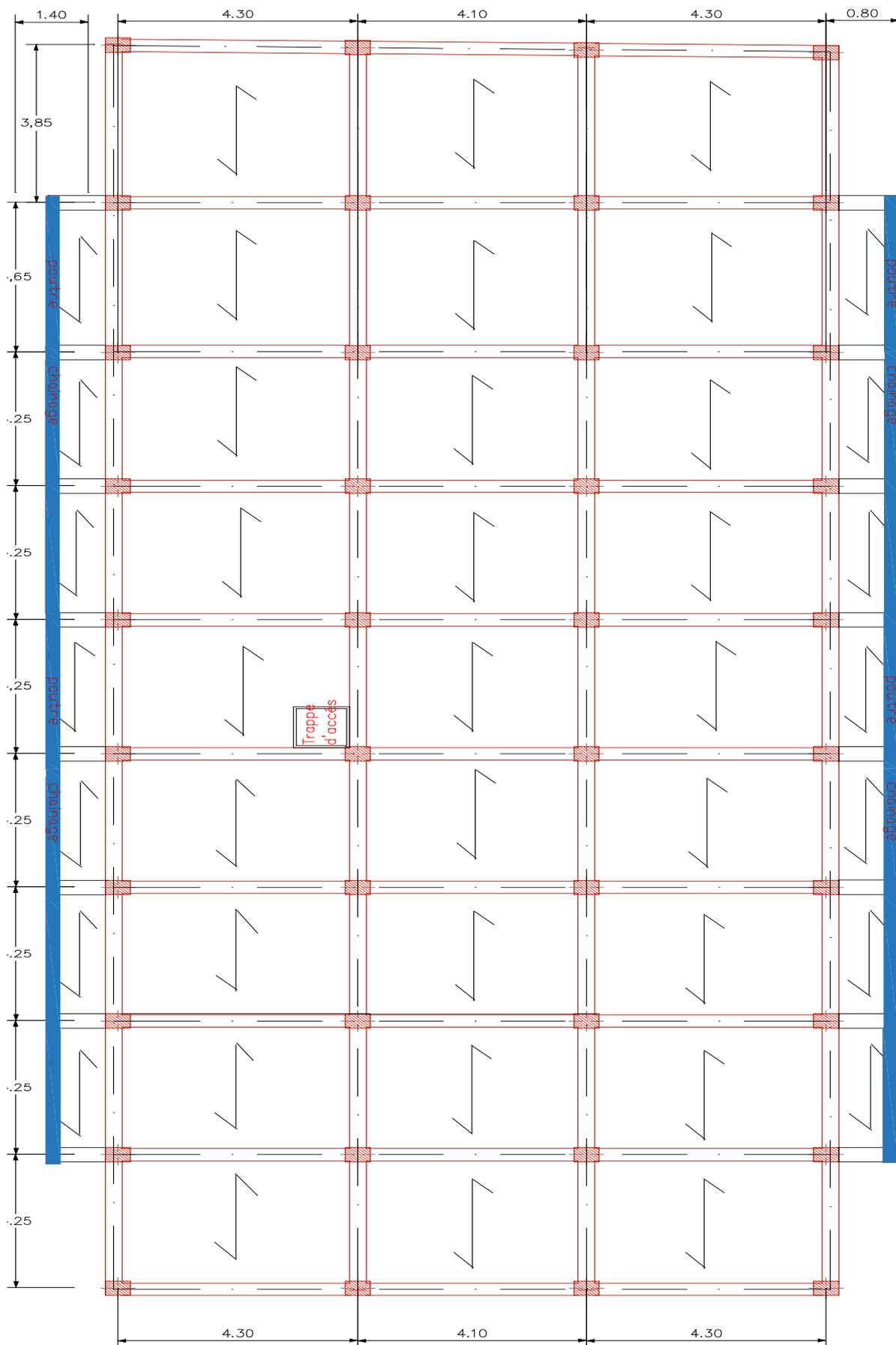


Figure II-5 : Schéma de disposition des poutrelles « terrasse »

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \quad (\text{Art B.6.8.4.2.4 CBA93})$$

Avec :L: La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{385 - 30}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 15,77 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 20 \text{ cm}$$

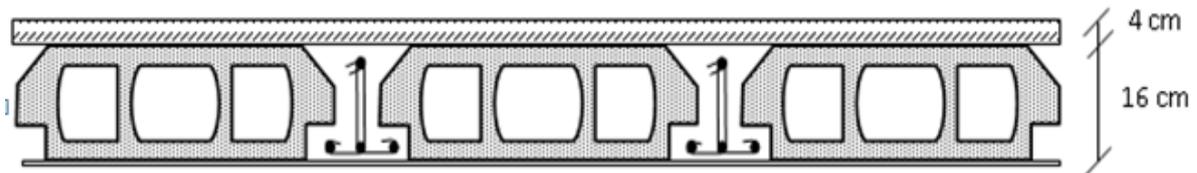


Figure II-6 : plancher a corps creux

On adopte un plancher à corps creux type (16+4).

$$h_t = 20 \text{ cm} : \begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{l'épaisseur de corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{ dalle de compression} \end{cases}$$

II.2.2. Les poutrelle

Elles se calculent comme une section en T. La largeur de la dalle de compression à Prendre est définie par :

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

Avec : L_x : représente la distance entre poutrelles ($l_x = 55 \text{ cm}$).

L_y : représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires ($l_y = 355 \text{ cm}$).

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \times h_t \Rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12) \text{ cm} \Rightarrow b_0 = 10 \text{ cm} ; b_1 = 27,5 \text{ cm}$$

$$b = 2 \times b_1 + b_0 \Rightarrow b = 2 \times 27,5 + 10 \Rightarrow b = 65 \text{ cm}$$

II.3. Pré dimensionnement des poutres

Ce sont des éléments porteurs en béton armé, à ligne moyenne rectiligne dont la portée est prise entre nus d'appuis, il est à noter que les poutres constituant le portique ont le rôle d'assurer une certain stabilité sismique

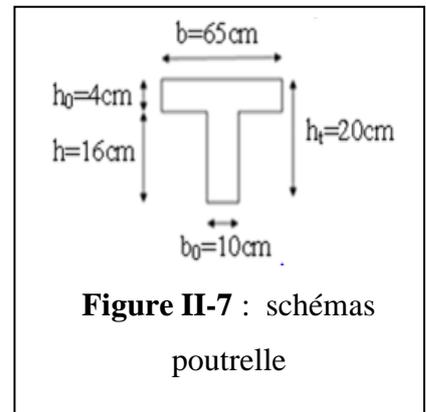


Figure II-7 : schémas poutrelle

I.3.1. Les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la

condition de la flèche qui est : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$

L_{\max} : Portée maximale entre nus d'appuis.

$$L_{\max} = 430 - 30 \Rightarrow L_{\max} = 400\text{cm} \Rightarrow 26,66\text{cm} \leq h \leq 40\text{cm}.$$

On adopte pour une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ h = 40 \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1,33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifie} \end{array} \right. \quad \text{(RPA 99 version 2003 Art .7.5.1)}$$

II.3.2. Les poutres secondaires

$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$ (Condition de flèche).

$$L_{\max} = 385 - 30 \Rightarrow L_{\max} = 355\text{cm} \Rightarrow 23,66\text{cm} \leq h \leq 35,5\text{cm}.$$

On adopte pour une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ h = 35 \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1,16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifie} \end{array} \right. \quad \text{(RPA 99 version 2003 Art: 7.5.1)}$$

II.3.3. La poutre chaînage :

Une section rectangulaire $(b \times h) = (20 \times 25) \text{ cm}$

NB : C'est un choix forfaitaire

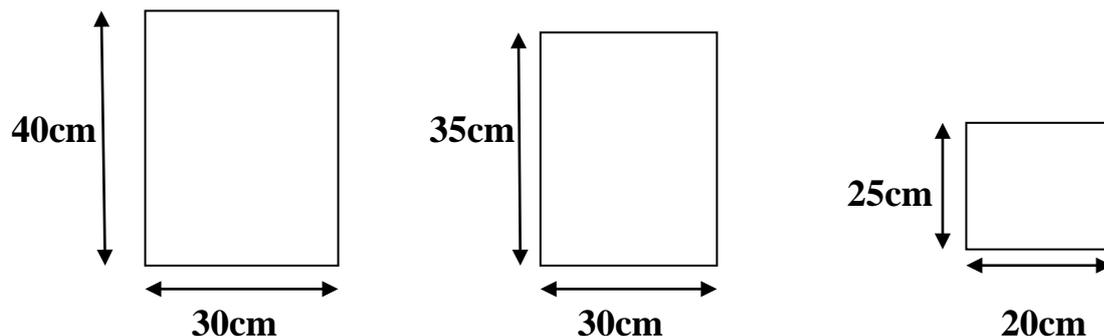


Figure II-10 les poutres principaux secondaires et chainages

II.4. Pré dimensionnement des voiles

$$e \geq \max \left[\frac{h_e}{20}; 15cm \right].$$

RPA99 (Article 7.7.1)

h_e : C'est la hauteur libre d'étage

Pour le RDC : $h_e = 4.22m \Rightarrow e \geq 21.1cm$ On adopte : **e = 25cm.**

Pour les étages 1,2,3,4 : $h_e = 2.86m \Rightarrow e \geq 15cm$; On adopte : **e = 20cm.**

Pour les étages 5,6,7,8 : $h_e = 2.86m \Rightarrow e \geq 15cm$; On adopte : **e = 15cm.**

II.5. Pré dimensionnement de l'acrotère

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ces dimensions sont mentionnées dans le plan d'architecture.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/ml)
Poids propre de l'acrotère	15	0,1135	25	2,84
Enduit de ciment intérieur	2	0,014	20	0,28
Enduit de ciment extérieur	2	0,0105	20	0,21
Charge permanente totale	G=3,33KN/ml			
Charge d'exploitation	Q=1KN/ml			

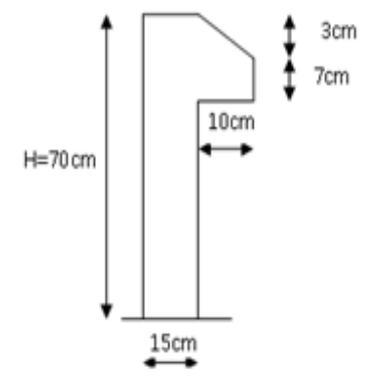


Figure II-11: acrotère

Tableau II-1 : évaluation des charges de l'acrotère

II.6. Pré-dimensionnement de l'escaliers

- **Terminologie**
- **La marche** est la partie horizontale, là où l'on marche.
- **La contremarche** est la partie verticale, contre la marche.
- **L'emmarchement** est la longueur utile de chaque marche.
- **Le giron** est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée dont cette dernière est tracée à 0.5m de la ligne de jour
- **La paillasse** supporte les marches et contremarches.

- **Volée** c'est un ensemble de marches d'un palier à un palier

Les escaliers se composent généralement des éléments suivants :

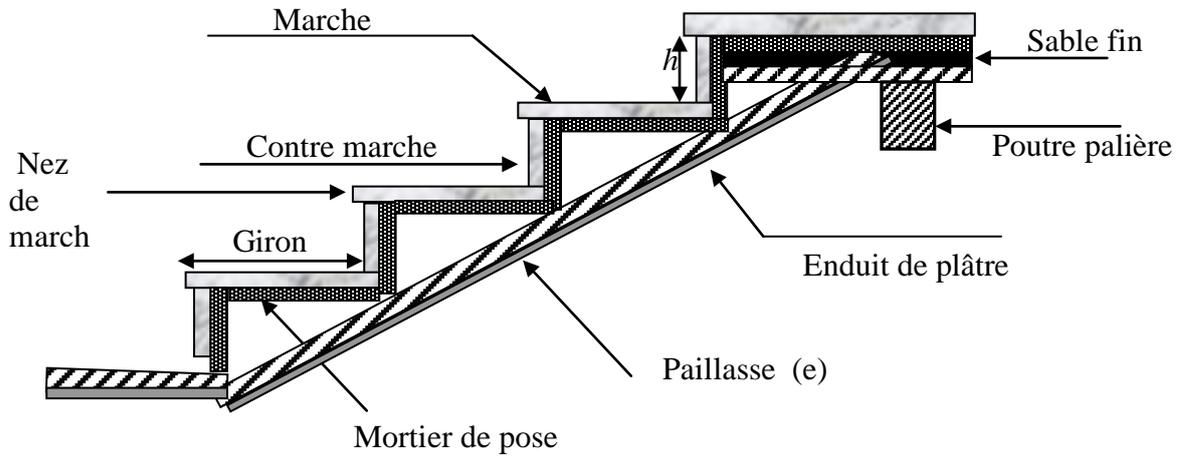


Figure II-12 : composante de l'escalier

$$59\text{cm} < 2h + g < 66\text{cm}.$$

Formule de **BLO NDEL**

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

Avec : $n - 1$: Nombre de marches ; L : longueur de la volée ; n : nombre de contre marche

II.6. Escalier a deux volées contrariées avec palier de repos.

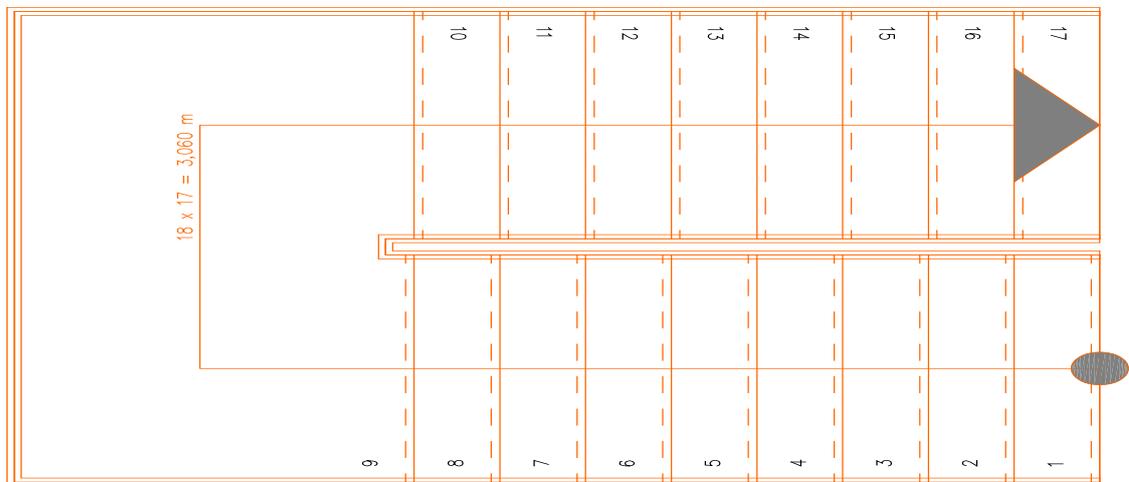


Figure II-13 : vue en plan de l'escalier

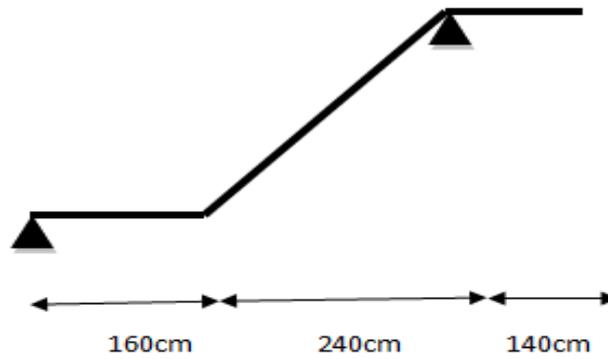


Figure II -14 : schémas statique de l'escalier

Epaisseur de la paillasse : l'épaisseur e est déterminée ainsi $L/30 \leq e \leq L/20$; L : longueur

d'escalier entre nus d'appuis avec $L = Lv + Lp$ $\left[\begin{array}{l} Lp: \text{longueur du plier} \\ Lv: \text{longueur de la volée} \end{array} \right. \quad Lv = \sqrt{L_o^2 + H^2}$
 $Lv = 284,62 \text{ cm}$ $Lp = 160 \text{ cm}$ $L = 444,62 \text{ cm}$

$$L/30 < e < L/20$$

Donc : $14,82\text{cm} < e < 22,23\text{cm}$; On opte: **$e = 18 \text{ cm}$**

Calcul du nombre de contre marches : $H = 1,53\text{m}$; $L = 2,40\text{m}$

$$g + 2h = 64\text{cm} \Rightarrow 2 \times \frac{H}{n} + \frac{L}{n-1} = 64$$

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

$n=9$; $n-1=8$; $h=17\text{cm}$; $g=30 \text{ cm}$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L} \Rightarrow \text{tg}(\alpha) = \frac{1,53}{2,4} \Rightarrow \alpha = 32,51^\circ$$

II.7. Evaluation des charges et surcharges

1. Plancher terrasse inaccessible

N	Désignation des éléments	e (m)	Poids volumique KN/m ³	Poids (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.06	20	1.2
2	Multicouche d'étanchéité	0.020	6	0.12
3	Isolation thermique	0.040	4	0.16
4	Forme de pente (1%)	0.1	22	2.2
5	Plancher à corps creux (16+4)	0.20	14	2.80
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale		$G_{\text{terrasse}}=6.78\text{Kn/m}^2$		
Charge d'exploitation		$Q=1.00\text{Kn/m}^2$		

Tableau II-2 : évaluation des charge du plancher terrasse inaccessible

2. Plancher étage courant

N	Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Pods (KN /m ²)
1	Revêtement carrelage	2	20	0.40
2	Mortier de pose	2	20	0.40
3	Lit de sable	2	18	0.36
4	Plancher corps creux (16+4)	20	/	2.85
5	Enduit de plâtre	2	10	0.2
6	Cloison de séparation	10	0.1	1
Charge permanente totale				G = 5,21
Surcharge d'exploitation				Q = 1,50

Tableau II-3: évaluation des charges du plancher étage courant

3.Murs extérieurs

N	Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Brique creuse	15	9	1.35
2	Lame d'aire	5	/	/
3	Brique creuse	10	9	0.9
4	Enduit extérieur en ciment	2	20	0.4
5	Enduit de plâtre intérieur	2	10	0.2
	Charge permanente totale			G = 2,85

Tableau II-5 : évaluation des charges des murs extérieures

4.Les escaliers

4.1. Palier

N	Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement	2	20	0,40
2	Mortier de pose	2	20	0,40
3	Lit de sable	2	18	4,25
4	Dalle en BA	15	25	3.75
5	Enduit plâtre	2	10	0.2
Charge permanente totale				G = 5,11
Surcharge d'exploitation				Q = 2,50

Tableau II-6 : Evaluation des charges du palier

4.2. La Volée

N	Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement horizontale	2	20	0.40
2	Revêtement verticale	1,3	20	0.26
3	Mortier de pose	2	20	0.4
4	Lit de sable	2	18	0.36
5	Marches	17 · (1/2)	22	1.87
6	Paillasse	18/ (cosα)	25	5.33
7	Enduit de plâtre	2	10	0.2
Charge permanente totale				G = 8.82
Surcharge d'exploitation				Q = 2.50

Tableau II-7 : Evaluation des charges de la volée

II.8. Pré-dimensionnement des poteaux

➤ Stabilité de forme (flambement)

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

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

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad ; i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12} \quad ; B_r = (h - d) \times (b - d)$$

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'élanement λ

λ : L'élanement.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau

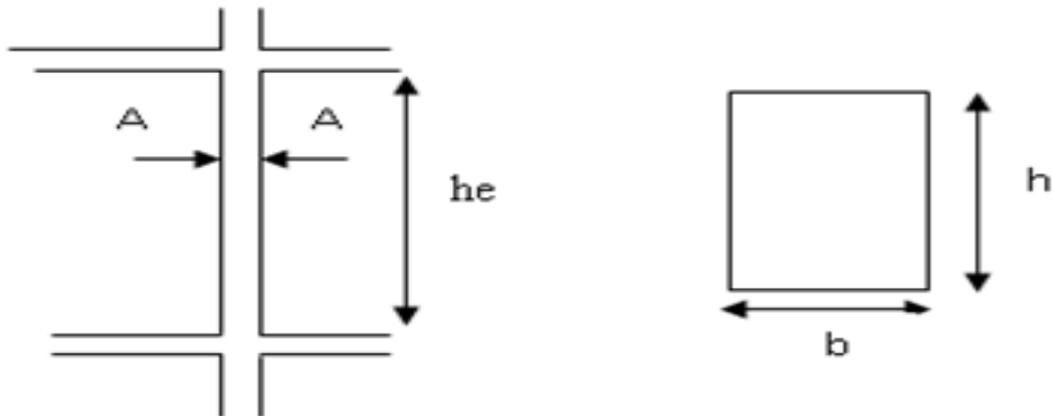


Figure II-15 : coupe du poteau

i : Rayon de giration

I : Moment d'inertie

Nu : l'effort normal de compression à ELU

➤ **Resistance à la compression :**

$$\frac{Nu}{B} \leq 0.6 \times f_{c28}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) \geq 25cm \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b}{h} < 4. \end{array} \right.$$

RPA99 (Art 7.4.1)

Les sections des poteaux préalablement adopté sont :

Etages	R.D.C, 1 ^{ère} étage	2 et 3 ^{ème}	4 et 5 ^{ème}	6 et 7 ^{ème}	8 ^{ème}
Section(b×h) cm ²	50×50	45×45	40×40	35×35	30×30

Tableau II-8: section des poteaux préalable.

➤ Descente de charges

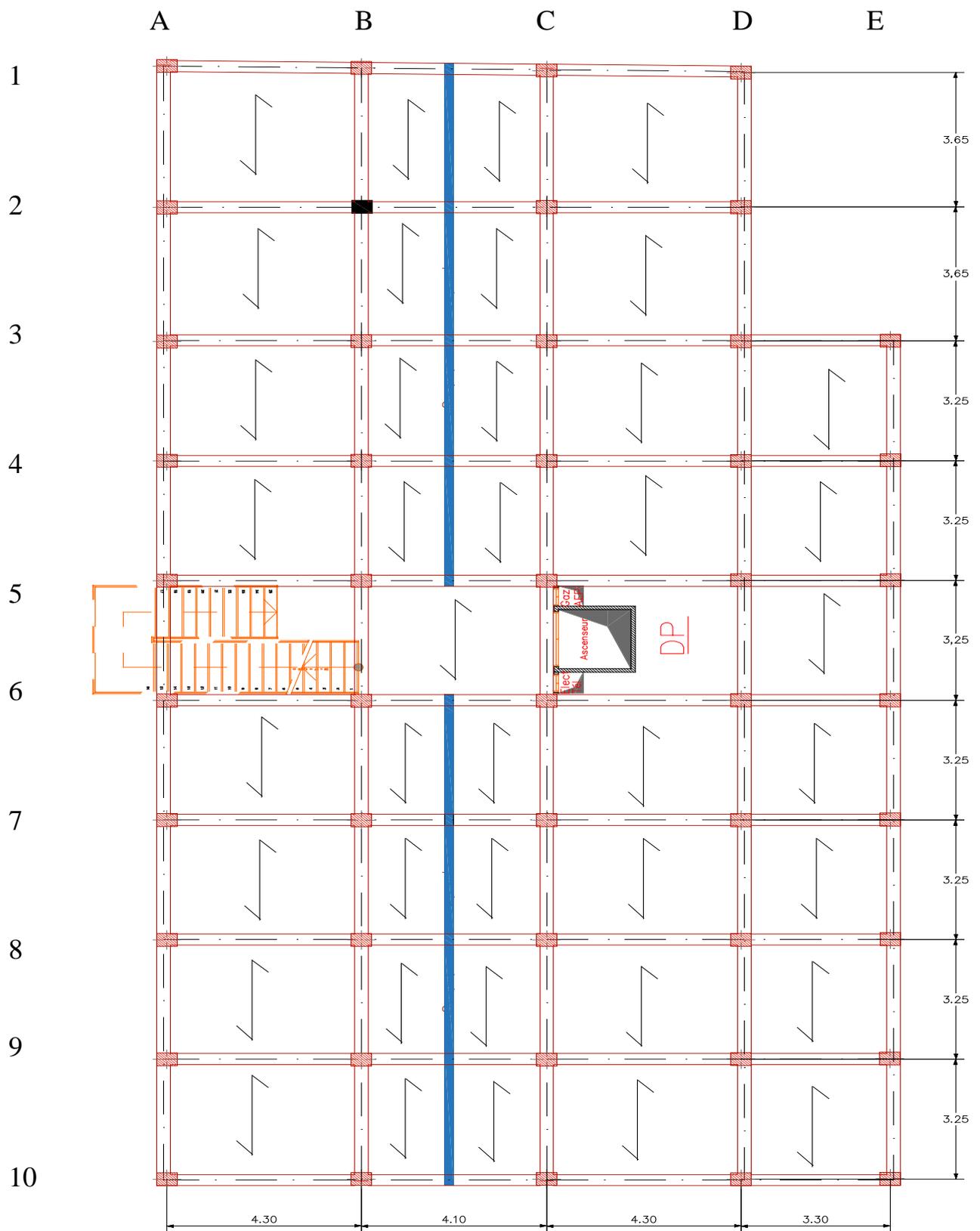


Figure II-16 : Le poteau les plus sollicités

La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

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

La descente de charge se fera pour trois types du poteau (B2 ,B5) les plus sollicités.

1. Poteau B2 :

Calcul des surfaces afférentes de la terrasse :

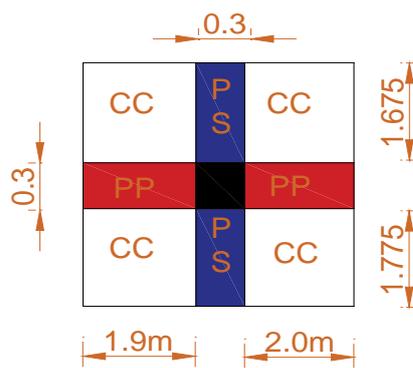


Figure II-17 : Poteau plus sollicité selon la surface afférente B2 « terrasse »

Pour les charges d'exploitations

$$S_{\text{terrasse}} = (1.9+0.3+2.0) \times (1.775+0.3+1.675)$$

$$\Rightarrow S_{\text{terrasse}} = 15.75 \text{ m}^2$$

Calcul des surfaces afférentes de la étage :

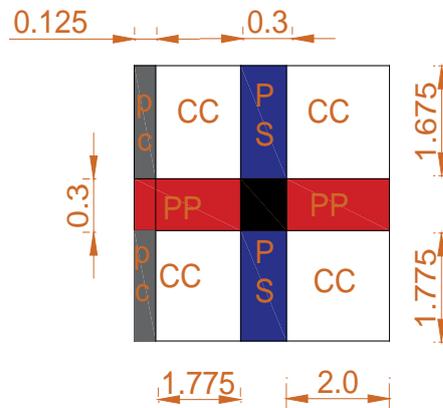


Figure II-18 : Poteau plus sollicité selon la surface afférente B2 « étage »

$$S_{\text{étage}} = (1.775+2) \times (1.675 + 1.775) + (0.3 \times (1.775+1.675+1.775+2))$$

$$\Rightarrow S_{\text{étage}} = 15.19 \text{ m}^2$$

- Pour les charges permanentes :

$$S_{\text{terrasse}} = (1.9+0.3+2.0) \times (1.775+0.3+1.675) \Rightarrow S = 15.75 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{étage}} = (1.775+2) \times (1.675 + 1.775) \Rightarrow S = 13.023 \text{ m}^2$$

$$\text{Surface de mur : } S = [(1.775+0.3+1.675) \times (3.06-0.2)] / 2 \Rightarrow S = 5.362 \text{ m}^2$$

Calcul de poids propre :

$$\text{Pour plancher terrasse : } G = 7.78 \text{ KN/m}^2 ; P = G \times S \Rightarrow P = 122.535 \text{ KN}$$

$$\text{Pour plancher d'étage courant : } G = 5.21 \text{ KN/m}^2 ; P = G \times S \Rightarrow P = 67.849 \text{ KN}$$

$$\text{Pour le mur : } G = 2.80 \text{ KN/m}^2 ; P = G \times S \Rightarrow P = 15.013 \text{ KN}$$

$$\text{Pour les poteaux : } P = S \times 25 \times h_e$$

étages	rdc ,1 ^{ère}	2 et 3 ^{ème}	4 et 5 ^{ème}	6, et 7 ^{ème}	8 ^{ème} étages
S(cm ²)	0.250	0.2025	0.160	0.1225	0.090
P(KN)	16.625	13.46	10.64	8.146	5.985

Tableau II-9: évaluation des poids propre des poteaux

Poids des poutres

$$\text{Poutres principales(PP) : } PP = 25 \times (0.3 \times 0.4) \times 3.9 \Rightarrow PP = 11.7 \text{ KN}$$

$$\text{Poutres secondaires (PS): } PS = 25 \times (0.3 \times 0.35) \times 3.45 \Rightarrow PS = 9.056 \text{ KN}$$

$$\text{Poutre de chaînage (P CH) : } PCH = [25 \times (0.25 \times 0.20) \times 3.45] / 2 \Rightarrow PCH = 2.156 \text{ KN}$$

▪ **Calcul des charges d'exploitations**

$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_{13} = Q$ (Étages à usage d'habitation), et soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Donc la loi de dégression sera comme suit :

$$Q_0$$

$$\text{Etage 1 : } Q_0 + Q$$

$$\text{Etage 2 : } Q_0 + Q + 0.9 \times Q$$

$$\text{Etage 3 : } Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q$$

$$\text{Etage 4 : } Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q \quad \text{(DTR B.C 2.2.6.3)}$$

$$\text{Etage 5 : } Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q + 0.6 \times Q$$

$$\text{Etage 6 : } Q_0 + Q + 0.9 \times Q + 0.8 \times Q + 0.7 \times Q + 0.6 \times Q + 0.5 \times Q$$

A partir du 6^{ème} étage on aura toujours : Etage 7 : surcharge étage 6 + 0.5 × Q

N1 : $Q_0=15.750\text{KN}$

N2 : $Q_0+Q_1=38.535\text{KN}$

N3 : $Q_0+0.95 \times (Q_1+Q_2)=59.041\text{KN}$

N4 : $Q_0+0.9 \times (Q_1+Q_2+Q_3)=77.269\text{KN}$

N5 : $Q_0+0.85 \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=93.219\text{KN}$

N6 : $Q_0+\frac{3+5}{2*5} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)=106.89\text{KN}$

N7 : $Q_0+\frac{3+6}{2*6} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)=118.282\text{KN}$

N8 : $Q_0+\frac{3+7}{2*7} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)=129.675\text{KN}$

N9 : $Q_0+\frac{3+8}{2*8} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)=141.067\text{KN}$

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse	122.535	
	PP (30×40) cm ²	11.700	
	PS (30×35) cm ²	9.056	
	Poteau(30×30)cm ²	5.985	
	Total	149.276	15.750
N2	Venant de N1	149.276	
	Plancher d'étage	67.849	
	PP (30×40) cm ²	11.700	
	PS (30×30) cm ²	9.059	
	PCH(20×25) cm ²	2.156	
	Poteau (35×35)cm ²	8.146	
	Mur	15.013	
Total	263.199	38.535	
N3	Venant de N2	263.199	
	Plancher d'étage	67.849	
	PP (30×40) cm ²	11.700	
	PS (30×35) cm ²	9.059	
	PCH(20×25) cm ²	2.156	
	Poteau (35×35)cm ²	8.146	
	Mur	15.013	
Total	377.122	59.041	

N4	Venant de N3	377.122	
	Plancher d'étage	67.628	
	PP (30×40) cm ²	11.700	
	PS (30×30) cm ²	9.059	
	PCH(20×25) cm ²	2.156	
	Poteau (40×40) cm ²	10.640	
	Mur	15.013	
	Total	493.318	77.269
N5	Venant de N4	493.318	
	Plancher d'étage	67.628	
	PP (30×40) cm ²	11.700	
	PS (30×30) cm ²	9.056	
	PCH(20×25) cm ²	2.156	
	Poteau (40×40) cm ²	10.64	
	Mur	15.013	
	Total	609.511	93.219
N6	Venant de N5	609.511	
	Plancher d'étage	67.628	
	PP (30×40) cm ²	11.700	
	PS (30×30) cm ²	9.056	
	PCH(20×25) cm ²	2.156	
	Poteau (45×45)cm ²	13.460	
	Mur	15.013	
	Total	728.524	106.99
N7	Venant de N6	728.524	
	Plancher d'étage	67.628	
	PP (30×40) cm ²	11.700	
	PS (30×30) cm ²	9.056	
	PCH(20×25) cm ²	2.156	
	Poteau (45×45) cm ²	13.460	
	Mur	15.013	
	Total	847.537	118.282
	Venant de N7	847.537	
	Plancher d'étage	67.628	

N8	PP (30×40) cm ²	11.700	
	PS (30×30) cm ²	9.056	
	PCH(20×25) cm ²	2.156	
	Poteau (50×50)cm ²	16.625	
	Mur	15.013	
	Total	969.715	129.675
N9	Venant de N8	969.715	
	Plancher d'étage	67.628	
	PP (30×40) cm ²	11.700	
	PS (30×30) cm ²	9.056	
	Poteau (50×50) cm ²	16.625	
	PCH(20×25) cm ²	2.156	
	Mur	15.013	
	Total	1091.893	141.067
Nu = 1.35Gt + 1.5Qt		Ns = Gt + Qt	
Nu = 1685.656 KN		Ns = 1232.96 KN	

Tableau II-10 : Descente de charge du poteau B2

2. Poteau B5 : (poteau de la cage d'escalier)

Calcul des surfaces afférentes de la terrasse :

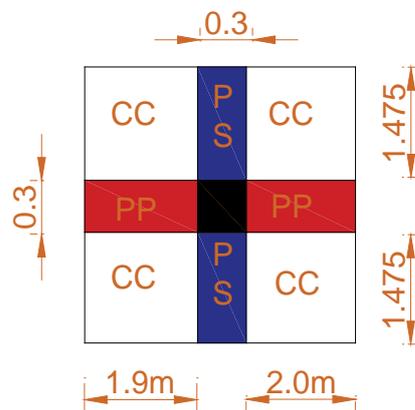


Figure II-19 : Poteau plus sollicité selon la surface afférente B5 « terrasse »

Pour les charges d'exploitations

$$S_{\text{terrasse}} = (1.9+0.3+2.0) \times (1.475+0.3+1.475)$$

$$\Rightarrow S_{\text{terrasse}} = 13.65 \text{ m}^2$$

Calcul des surfaces afférentes de la étage :

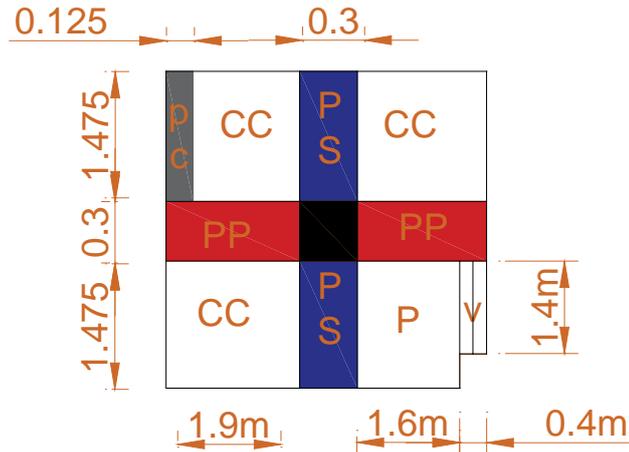


Figure II-20 : Poteau plus sollicité selon la surface afférente B5 « étage »

$$S_{\text{étage}} = (1.475 \times 2) + (1.7750 \times 1.475) + (1.475 \times 1.9)$$

$$\Rightarrow S_{\text{étage}} = 8.37 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{palier}} = 1.475 \times 1.6$$

$$\Rightarrow S_{\text{palier}} = 2.36 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{volée}} = 0.4 \times 1.4$$

$$\Rightarrow S_{\text{palier}} = 0.56 \text{ m}^2$$

▪ Pour les charges permanentes :

$$S_{\text{terrasse}} = (1.9 + 0.3 + 2.0) \times (1.475 + 0.3 + 1.475) = 13.65$$

$$S_{\text{étage}} = (1.475 \times 2) + (1.7750 \times 1.475) + (1.475 \times 1.9) = 8.37$$

$$S_{\text{palier}} = 1.475 \times 1.6 = 2.36$$

$$S_{\text{volée}} = 0.4 \times 1.4 = 0.56$$

$$\text{Surface de mur : } S = (0.75 + 2 + 0.3) \times (3.06 - 0.4) + [1.475 \times (3.06 - 0.2)] / 2 \Rightarrow S = 10.222 \text{ m}^2$$

Calcul de poids propre :

Pour plancher terrasse : $G = 7.78 \text{ KN/m}^2$; $P = G \times S \Rightarrow P = 122.535 \text{ KN}$

Pour plancher d'étage courant : $G = 5.21 \text{ KN/m}^2$; $P = G \times S \Rightarrow P = 67.849 \text{ KN}$

Pour le mur : $G = 2.80 \text{ KN/m}^2$; $P = G \times S \Rightarrow P = 28.622 \text{ KN}$

Pour le palier : $G = 5.11 \text{ KN/m}^2$; $P = G \times S \Rightarrow P = 12.059 \text{ KN}$

Pour la volée : $G = 8.82 \text{ KN/m}^2$; $P = G \times S \Rightarrow P = 4.939 \text{ KN}$

Poids des poutres

Poutres principales (PP) : $PP = 25 \times (0.3 \times 0.4) \times 3.9 \Rightarrow PP = 11.7 \text{ KN}$

Poutres secondaires (PS) : $PS = 25 \times (0.3 \times 0.35) \times 2.95 \Rightarrow PS = 7.74 \text{ KN}$

Poutre de chaînage (PCH) : $PCH = [25 \times (0.25 \times 0.20) \times 1.475] / 2 \Rightarrow PCH = 0.921 \text{ KN}$

Loi de dégression de charge d'exploitation

N1 : $Q_0=13.650\text{KN}$

N2 : $Q_0+Q_1=26.205\text{KN}$

N3 : $Q_0+0.95 \times (Q_1+Q_2)=51.374\text{KN}$

N4 : $Q_0+0.9 \times (Q_1+Q_2+Q_3)=67.258\text{KN}$

N5 : $Q_0+0.85 \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=81.157\text{KN}$

N6 : $Q_0+\frac{3+5}{2*5} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)=93.070\text{KN}$

N7 : $Q_0+\frac{3+6}{2*6} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)=102.997\text{KN}$

N8 : $Q_0+\frac{3+7}{2*7} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)=112.925\text{KN}$

N9 : $Q_0+\frac{3+8}{2*8} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)=122.852\text{KN}$

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse	106.197	
	PP (30×40) cm ²	11.700	
	PS (30×35) cm ²	7.74	
	Poteau(30×30)cm ²	5.985	
	Total	131.622	13.65
N2	Venant de N1	131.622	
	Plancher d'étage	43.607	
	PP (30×40) cm ²	11.700	
	PS (30×30) cm ²	7.74	
	PCH(20×25) cm ²	0.921	
	Poteau (35×35)cm ²	8.146	
	Mur	28.622	
	L'escalier	16.998	
Total	249.356	26.205	
N3	Venant de N2	249.356	
	Plancher d'étage	43.607	
	PP (30×40) cm ²	11.700	
	PS (30×35) cm ²	7.74	
	PCH(20×25) cm ²	0.921	
	Poteau (35×35)cm ²	8.146	
	Mur	28.622	

	L'escalier	16.998	
	Total	367.09	51.374
N4	Venant de N3	367.09	
	Plancher d'étage	43.607	
	PP (30×40) cm ²	11.700	
	PS (30×30) cm ²	7.74	
	PCH(20×25) cm ²	0.921	
	Poteau (40×40) cm ²	10.640	
	Mur	28.622	
	L'escalier	16.998	
	Total	487.318	67.258
N5	Venant de N4	487.318	
	Plancher d'étage	43.607	
	PP (30×40) cm ²	11.700	
	PS (30×30) cm ²	7.74	
	PCH(20×25) cm ²	0.921	
	Poteau (40×40) cm ²	10.64	
	Mur	28.622	
	L'escalier	16.998	
	Total	607.546	81.157
N6	Venant de N5	607.546	
	Plancher d'étage	43.607	
	PP (30×40) cm ²	11.700	
	PS (30×30) cm ²	7.74	
	PCH(20×25) cm ²	0.921	
	Poteau (45×45)cm ²	13.460	
	Mur	28.622	
	L'escalier	16.998	
	Total	730.594	93.07

N7	Venant de N6	730.594	
	Plancher d'étage	43.607	
	PP (30×40) cm ²	11.700	
	PS (30×30) cm ²	7.74	
	PCH(20×25) cm ²	0.921	
	Poteau (45×45) cm ²	13.460	
	Mur	28.622	
	L'escalier	16.998	
Total		853.642	102.997
N8	Venant de N7	853.642	
	Plancher d'étage	43.607	
	PP (30×40) cm ²	11.700	
	PS (30×30) cm ²	7.74	
	PCH(20×25) cm ²	0.921	
	Poteau (50×50)cm ²	16.625	
	Mur	28.622	
	L'escalier	16.998	
Total		979.855	112.925
N9	Venant de N8	979.855	
	Plancher d'étage	43.607	
	PP (30×40) cm ²	11.700	
	PS (30×30) cm ²	7.74	
	Poteau (50×50) cm ²	16.625	
	PCH(20×25) cm ²	0.921	
	Mur	28.622	
	L'escalier	16.998	
Total		1106.068	122.8525
Nu = 1.35Gt + 1.5Qt		Ns = Gt + Qt	
Nu = 1677.470 KN		1228.920	

Tableau II-11 : Descente de charge du poteau B5

L'effort normal N_u doit être majoré de 10% (poteau voisin de rive à un portique de plusieurs travées) C.B.A.93 art B.8.11 . D'où $N_u^*=1.1N_u$

➤ **Récapitulation des résultats**

Poteaux	G (KN)	Q (KN)	N_u (KN)	N_s (KN)
Poteau B-2	1510.806	190.478	2325.305	1701.284
Poteau B-6	1073.014	72.280	1556.995	1145.299

Tableau II-12 : Les résultats obtenus pour les deux poteaux

➤ **La vérification cas de poteau le plus sollicité (B2)**

❖ **1. Vérification a la compression simple**

Poteau (B2)	R.D.C ; 1 ^{ère} étage	2 et 3 ^{ème} étage	4 et 5 ^{ème} étage	6 et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage
N^*u (KN)	1854.221	1453.757	1058.935	657.443	247.662
B_{cal} (m ²)	0.1305	0.1023	0.0745	0.0462	0.0174
B_{adp} (m ²)	0.25	0.2025	0.16	0.1225	0.09
Condition $B_{adp} > B_{cal}$	Vérifie	Vérifie	Vérifie	Vérifie	Vérifie

Tableau II-13 : résultat de vérification a la compression simple

❖ **2. Vérification au flambement**

Poteau (B2)	rdc 1 ^{ère} étage	2 et 3 ^{ème} étage	4 et 5 ^{ème} Etage	6 et 7 ^{ème} Etage	8 ^{ème} Etage
N^*u (KN)	1854.221	1453.757	1058.935	657.443	247.662
B_{adp} (m ²)	0.25	0.2025	0.16	0.1225	0.09
l_0 (m)	4.42	3.06	3.06	3.06	3.06
l_f (m)	3.094	2.142	2.142	2.142	2.142
$I \times 10^{-2}$ (m ⁴)	0.5208	0.7593	0.2133	0.1250	0.0675
i (m)	0.144	0.129	0.1154	0.101	0.0866
λ	21.48	16.604	18.56	21.207	24.734

α	0.790	0.813	0.804	0.791	0.772
B_{adp} (m ²)	0.230	0.185	0.144	0.109	0.07
B_{rcal} (m ²)	0.106	0.081	0.059	0.037	0.014
Condition $B_{adp} > B_{cal}$	Vérifie	Vérifie	Vérifie	Vérifie	Vérifie

Tableau II-14 : résultat de vérification au flambement

NB : On remarque que la condition est vérifiée donc le poteau ne risque pas de flamber.

❖ 3. Vérification aux exigences de l'RPA

Poteau (B2)	Rdc ; 1 ^{ère} étage	2 et 3 ^{ème} étage	4 et 5 ^{ème} étage	6 et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage
$\min(b \times h) \geq 25 \text{ cm}$	50	45	40	35	30
$\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	22.1	15.3	15.3	15.3	15.3
$0.25 < \frac{b}{h} < 4$	1	1	1	1	1
Condition	Vérifie	Vérifie	Vérifie	Vérifie	Vérifie

Tableau II-15 : résultat de vérification aux exigences de l'RPA

II.9. Conclusion

Les sections optées pour tous les éléments sont les suivantes :

Poutres principales : (30 × 40) cm²

Poutres secondaires : (30 × 35) cm²

Poutres chaînage : (20 × 25) cm²

Poteaux de RDC et 1^{ère} étage : (50 × 50) cm²

Poteaux de 2^{ème}, 3^{ème} étage : (45 × 45) cm²

Poteaux de 4^{ème}, 5^{ème} étage : (40×40) cm²

Poteaux de 6^{ème} et 7^{ème} étage : (35×35) cm²

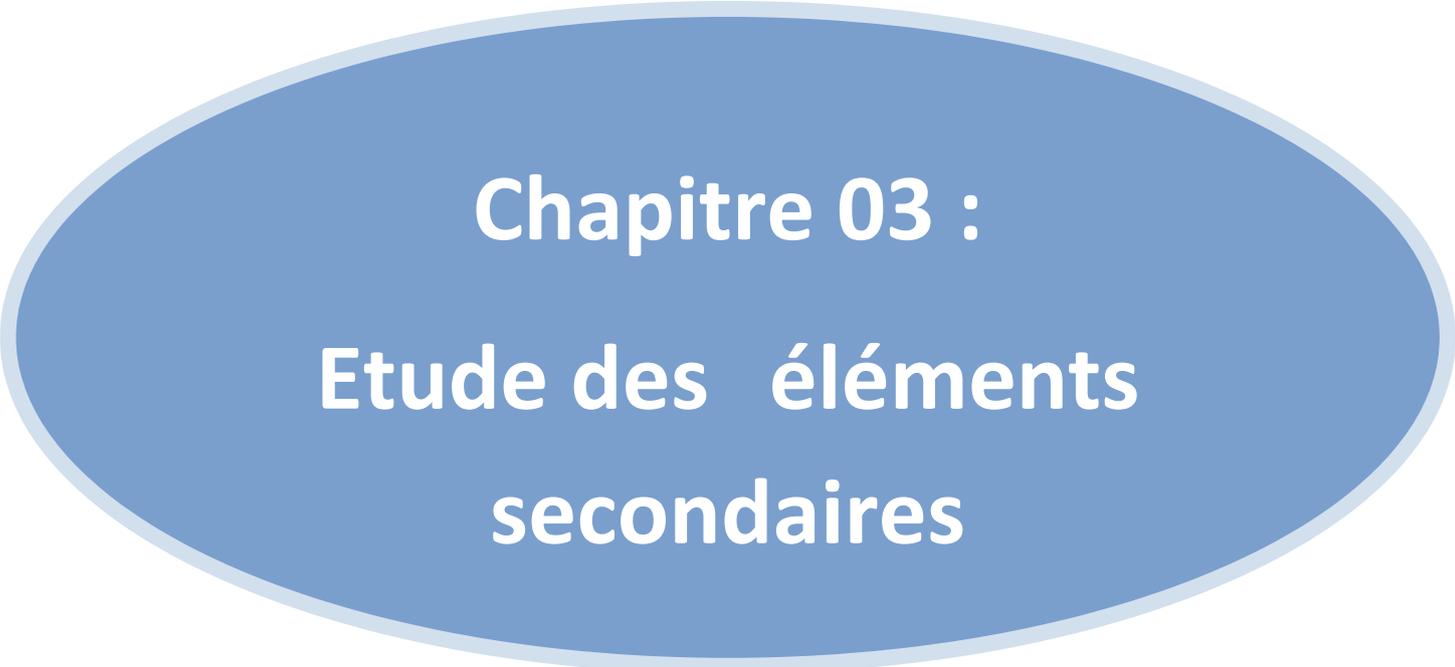
Poteaux de 8^{ème} étage : (30×30) cm²

Voile RDC $e = 25$ cm

Voile étages 1,2,3,4 $e = 20$ cm

Voile étages 5,6,7,8 $e = 15$ cm

Il est noter que ces dimension ne sont pas définitive et elles peuvent être augmentées dans la phase de dimensionnement



Chapitre 03 :
Etude des éléments
secondaires

III.1.Introduction

Les éléments secondaires à étudier dans ce chapitre sont : les planchers, l'escalier la poutre palier , poutre de chaînage , l'acrotère et ainsi que l'ascenseur.

III.2.Méthodes de calcul

III.2.1.La méthode forfaitaire

Le **BAEL91 (Art. L.III,2)** propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

1. Plancher à surcharge modérée, $Q \leq (2G ; 5KN/m^2)$.
2. Le rapport des portées successives (L_i / L_{i+1}) est compris entre 0.8 et 1.25.
3. Le moment d'inertie est considéré constant dans toutes les travées.
4. La fissuration est peu nuisible.

- **Principe de la méthode forfaitaire**

-Les moments fléchissant :

En travée :

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d'exploitations et permanentes.

$$1) \quad M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases}$$

$$2) \quad \begin{cases} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 & \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 & \text{Pour une travée intermédiaire} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{p \times l^2}{8}$$

P : la charge répartie à l'état limite considéré.

M_0 : Moment isostatique maximal de la travée indépendante.

M_d : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

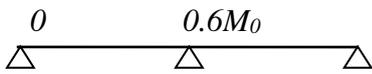
M_g : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

M_t : Moment en travée de la travée considérée.

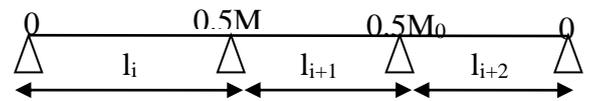
l_i : Portée de la travée.

En appuis:

Cas de 02 travées :



cas de 03 travées :



• cas de plus de 03 travées :



Figure III.1 : diagramme des moments de la travée et des appuis

-Les efforts tranchants :

En supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 avec : 15 % pour une poutre à deux travées et 10 % pour une poutre à plus de deux travées.

III.3. Etude des poutrelles

Type de poutrelle	Schémas	Plancher	Méthode de calcul choisie
T1		Etage + Terrasse	Forfaitaire
T2		Etage + Terrasse	Forfaitaire
T3		Terrasse	Forfaitaire
T4		Etage	Forfaitaire
T5		Etage	Forfaitaire
T6		Etage	Forfaitaire
T7		Etage	Forfaitaire

Tableau.III.1 type des poutrelles de différents planchers

1. Exposé un cas de calcul: Poutrelle type 4

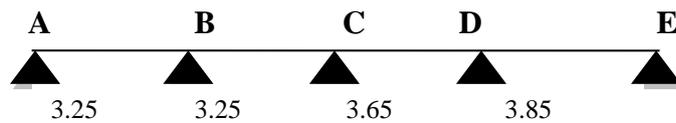


Figure III.2 : Schémas de poutrelle type 4

- Plancher Terrasse inaccessible : $G = 6.78 \text{KN/m}^2$; $Q = 1 \text{KN/m}^2$
 $Q < 2 \times G$ Vérifiée.
- Pour plancher d'étage courant : $G = 5.21 \text{KN/m}^2$; $Q = 1.5 \text{KN/m}^2$
 $Q < 2 \times G$ Vérifiée.
- $0.8 < (L_i / L_{i+1}) < 1.25$ Vérifiée.
- Toutes les conditions d'utilisation de la méthode forfaitaire sont satisfaites.

1. Calcul des sollicitations :

À l'ELU : $p_u = 0.65 \times (1.35 \times G + 1.5 \times Q)$

À l'ELS : $p_s = 0.65 \times (G + Q)$

2 Désignation	G (KN/m ²)	Q(KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.78	1	10.153	6.92	7.78	5.057
Plancher d'étages	5.21	1.5	9.283	6.034	6.71	4.361

Tableau.III.2 Chargement sur les poutrelles

2.1 Calcul à L'ELU

- **Les moments isostatiques :** $M_0 = \frac{p_u l^2}{8}$

Travée A-B : $M_0 = \frac{p_u l_{AB}^2}{8} = \frac{6.034 \times 3.25^2}{8} = 7.96 KN.m$

Travée B-C : $M_0 = \frac{p_u l_{AB}^2}{8} = \frac{6.034 \times 3.25^2}{8} = 7.96 KN.m$

Travée C-D : $M_0 = \frac{p_u l_{CD}^2}{8} = \frac{6.034 \times 3.65^2}{8} = 10.048 KN.m$

Travée D-E : $M_0 = \frac{p_u l_{DE}^2}{8} = \frac{6.034 \times 3.85^2}{8} = 11.18 KN.m$

- **Moments sur les appuis**

$M_A = M_E = 0$

$M_B = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -3.983 Kn.m$

$M_C = -0.4 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -4.19 Kn.m$

$M_D = -0.5 \times \max(M_0^{CD}, M_0^{DE}) = -5.69 Kn.m$

- **Les moments fléchissant en travées :**

$\alpha = \frac{1.5}{1.5 + 6.034} = 0.223$; $(1 + 0.3 \alpha) = 1.067$; $\frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} = 0.633$;

$\frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} = 0.533$

Travée A-B : C'est une travée de rive les vérifications à faire les suivantes :

$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 M_0 \end{cases} \dots \dots \dots (1)$

$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots \dots \dots (2)$

Avec : $M_B = -3.983 Nm$; $M_A = 0 KN.m$; $M_0 = 7.96 KN.m$

$\max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 M_0 \end{cases} = \max(1.067, 1.05) M_0 = 1.067 M_0$

$M_t + \frac{0 + 3.98}{2} \geq 1.067 \times 7.96 \Rightarrow M_t \geq 6.502 KN.m \dots \dots \dots (1)$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.223}{2} \times 7.96 \Rightarrow M_t \geq 5.038 \text{KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) \Rightarrow M_t = 96.038 \text{KN.m}$$

Travée B-C : C'est une travée intermédiaire les vérifications à faire les suivantes :

$$\text{Avec : } M_d = M_c = -4.19 \text{KNm} \quad ; \quad M_g = M_B = -3.983 \text{KN.m} \quad ; \quad M_0 = 7.96 \text{KN.m}$$

$$M_t + \frac{3.983 + 4.19}{2} \geq 1.067 \times 7.96 \Rightarrow M_t \geq 4.40 \text{KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.13}{2} \times 7.96 \Rightarrow M_t \geq 5.03 \text{KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) \Rightarrow M_t = 5.03 \text{KN.m}$$

Travée C-D : C'est une travée intermédiaire les vérifications à faire les suivantes :

$$\text{Avec : } M_d = M_D = -5.69 \text{KNm} \quad ; \quad M_g = M_C = -4.19 \text{KN.m} \quad ; \quad M_0 = 10.048 \text{KN.m}$$

$$M_t + \frac{5.69 + 4.19}{2} \geq 1.067 \times 10.048 \Rightarrow M_t \geq 5.78 \text{KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.13}{2} \times 10.048 \Rightarrow M_t \geq 6.36 \text{KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) \Rightarrow M_t = 6.36 \text{KN.m}$$

Travée D-E :

$$\text{Avec : } M_d = M_E = 0 \text{KNm} \quad ; \quad M_g = M_D = -5.69 \text{KN.m} \quad ; \quad M_0 = 11.18 \text{KN.m}$$

$$M_t + \frac{5.69 + 0}{2} \geq 1.067 \times 11.18 \Rightarrow M_t \geq 9.08 \text{KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.13}{2} \times 11.18 \Rightarrow M_t \geq 7.07 \text{KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) \Rightarrow M_t = 9.08 \text{KN.m}$$

• **Les efforts tranchants :**

Travée A-B :

$$V_a = \frac{Pu \times l_1}{2} \times -1.1V_0 \Rightarrow V_a = 10.78 \text{KN}$$

Travée B-C :

$$V_b = \frac{Pu \times l_1}{2} \times 1.1V_0 \Rightarrow V_b = 10.78 \text{KN}$$

Travée C-D :

$$V_b = \frac{Pu \times l_1}{2} \times -1.1V_0 \Rightarrow V_b = 12.11 \text{KN}$$

Travée D-E :

$$V_d = \frac{Pu \times l_1}{2} \times 1.1V_0 \Rightarrow V_d = 12.77 \text{ KN}$$

2.2 Calcul à L'ELS

1°/ Calcul des moments isostatique et moment en travée

	M0u (KN.m)	M0s (KN.m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)
Travée AB	9,142	6,677	7,314	5,341
Travée BC	9,142	6,677	5,008	3,657
Travée CD	11,531	8,421	6,594	4,816
Travée DE	12,829	9,37	10,263	7,496

Tableau.III.3. Les moment max en travée a ELU et ELS

2.3 Les sollicitations pour chaque type de poutrelles (voir tableaux ci-dessous)

TYPE 1

➤ Plancher terrasse

1°/ Calcul des moments isostatique et moment en travée

	M0u (KN.m)	M0s (KN.m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)
Travée AB	9,142	6,677	7,314	5,341
Travée BC	9,142	6,677	5,485	4,006
Travée CD	9,142	6,677	5,942	4,34
Travée DE	9,142	6,677	5,942	4,34
Travée EF	9,142	6,677	5,942	4,34
Travée FG	9,142	6,677	5,942	4,34
Travée GH	9,142	6,677	5,465	3,991
Travée HI	11,531	8,421	6,594	4,816
Travée IJ	12,829	9,37	10,263	7,496

Tableau.III.4. Mt a ELU ET ELS en travée type 1(Plancher terrasse)

2°/ Moment et effort tranchant au niveau des appuis

	MAu (KN.m)	MAs (KN.m)	Vu (KN)
Appui A	-1.924	-1.405	11,252
Appui B	-4,571	-3,339	12,377
Appui C	-3,657	-2,671	11,252
Appui D	-3,657	-2,671	11,252
Appui E	-3,657	-2,671	11,252
Appui F	-3,657	-2,671	11,252
Appui G	-3,657	-2,671	11,252
Appui H	-4,612	-3,368	12,636
Appui I	-6,415	-4,685	14,662
Appui J	-1.924	-1.405	-13,329

Tableau.III.5. Ma et Vu a ELU et ELS type 1(Plancher terrasse)

➤ Plancher d'étage

1°/ Calcul des moments isostatique et moment en travée

	M _{0u} (KN.m)	M _{0s} (KN.m)	M _{tu} (KN.m)	M _{ts} (KN.m)
Travée AB	7,967	5,759	6,51	4,706
Travée BC	7,967	5,759	4,917	3,554
Travée CD	7,967	5,759	5,315	3,842
Travée DE	7,967	5,759	5,315	3,842
Travée EF	7,967	5,759	5,315	3,842
Travée FG	7,967	5,759	5,315	3,842
Travée GH	7,967	5,759	4,899	3,541
Travée HI	10,048	7,264	5,919	4,279
Travée IJ	11,18	8,082	9,136	6,605

Tableau.III.6 . Mt a ELU ET ELS en travée type 1(Plancher étage)

2°/ Moment et effort tranchant au niveau des appuis

	M _{Au} (KN.m)	M _{As} (KN.m)	V _u (KN)
Appui A	-1.677	-1.370	9,805
Appui B	-3,984	-2,88	10,786
Appui C	-3,187	-2,304	9,805
Appui D	-3,187	-2,304	9,805
Appui E	-3,187	-2,304	9,805
Appui F	-3,187	-2,304	9,805
Appui G	-3,187	-2,304	9,805
Appui H	-4,019	-2,906	11,012
Appui I	-5,59	-4,041	12,777
Appui J	-1.777	-1.370	-11,615

Tableau.III.7. Ma et Vu a ELU ET ELS en travée type 1(Plancher étage)

TYPE 2

➤ Plancher terrasse

1°/ Calcul des moments isostatique et moment en travée

	M _{0u} (KN.m)	M _{0s} (KN.m)	M _{tu} (KN.m)	M _{ts} (KN.m)
Travée AB	9,142	6,677	7,314	5,341
Travée BC	9,142	6,677	5,485	4,006
Travée CD	9,142	6,677	5,942	4,34
Travée DE	9,142	6,677	5,942	4,34
Travée EF	9,142	6,677	5,942	4,34
Travée FG	9,142	6,677	4,888	3,57
Travée GH	11,531	8,421	9,225	6,737

Tableau.III.8. Mt a ELU ET ELS en travée type 2(Plancher terrasse)

2°/ Moment et effort tranchant au niveau des appuis

	MAu (KN.m)	MAs (KN.m)	Vu (KN)
Appui A	-1.729	-1.389	11,252
Appui B	-4,571	-3,339	12,377
Appui C	-3,657	-2,671	11,252
Appui D	-3,657	-2,671	11,252
Appui E	-3,657	-2,671	11,252
Appui F	-3,657	-2,671	11,252
Appui G	-5,766	-4,211	13,9
Appui H	-1.729	-1.389	-12,636

Tableau.III.9. Ma et Vu a ELU et ELS type 2(Plancher terrasse)➤ **_ Plancher d'étage****1°/ Calcul des moments isostatique et moment en travée**

	M0u (KN.m)	M0s (KN.m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)
Travée AB	7,967	5,759	6,51	4,706
Travée BC	7,967	5,759	4,917	3,554
Travée CD	7,967	5,759	5,315	3,842
Travée DE	7,967	5,759	5,315	3,842
Travée EF	7,967	5,759	5,315	3,842
Travée FG	7,967	5,759	4,397	3,178
Travée GH	10,048	7,264	8,211	5,936

Tableau.III.10. Mt a ELU ET ELS en travée type 2(Plancher terrasse)**2°/ Moment et effort tranchant au niveau des appuis**

	MAu (KN.m)	MAs (KN.m)	Vu (KN)
Appui A	-1.507	-1.231	9,805
Appui B	-3,984	-2,88	10,786
Appui C	-3,187	-2,304	9,805
Appui D	-3,187	-2,304	9,805
Appui E	-3,187	-2,304	9,805
Appui F	-3,187	-2,304	9,805
Appui G	-5,024	-3,632	12,113
Appui H	-1.507	-1.231	-11,012

Tableau.III.11. Ma et Vu a ELU ET ELS en travée type 2(Plancher étage)

TYPE 3**1°/ Calcul des moments isostatique et moment en travée**

	M_{0u} (KN.m)	M_{0s} (KN.m)	M_{tu} (KN.m)	M_{ts} (KN.m)
Travée AB	7,967	5,759	6,51	4,706
Travée BC	7,967	5,759	4,917	3,554
Travée CD	7,967	5,759	5,315	3,842
Travée DE	7,967	5,759	5,315	3,842
Travée EF	7,967	5,759	5,315	3,842
Travée FG	7,967	5,759	4,917	3,554
Travée GH	7,967	5,759	6,51	4,706

Tableau.III.12. Mt a ELU ET ELS en travée type 3(Plancher étage)**2°/ Moment et effort tranchant au niveau des appuis**

	M_{Au} (KN.m)	M_{As} (KN.m)	V_u (KN)
Appui A	-1.1950	-0.976	9,805
Appui B	-3,984	-2,88	10,786
Appui C	-3,187	-2,304	9,805
Appui D	-3,187	-2,304	9,805
Appui E	-3,187	-2,304	9,805
Appui F	-3,187	-2,304	9,805
Appui G	-3,984	-2,88	10,786
Appui H	-1.1950	-0.976	-9,805

Tableau.III.13. Ma et Vu a ELU ET ELS en travée type 3(Plancher étage)**TYPE 5**➤ **Plancher d'étage****1°/ Calcul des moments isostatique et moment en travée**

	M_{0u} (KN.m)	M_{0s} (KN.m)	M_{tu} (KN.m)	M_{ts} (KN.m)
Travée AB	7,967	5,759	6,51	4,706
Travée BC	7,967	5,759	4,917	3,554
Travée CD	7,967	5,759	4,917	3,554
Travée DE	7,967	5,759	6,51	4,706

Tableau.III.14. Mt a ELU ET ELS en travée type 5(Plancher étage)

2°/ Moment et effort tranchant au niveau des appuis

	MAu (KN.m)	MAs (KN.m)	Vu (KN)
Appui A	-1.195	-0.863	9,805
Appui B	-3,984	-2,88	10,786
Appui C	-3,187	-2,304	9,805
Appui D	-3,984	-2,88	10,786
Appui E	-1.195	-0.863	-9,805

Tableau.III.15. Ma et Vu a ELU ET ELS en travée type 5(Plancher étage)**TYPE 6****➤ _ Plancher d'étage****1°/ Calcul des moments isostatique et moment en travée**

	M0u (KN.m)	M0s (KN.m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)
Travée AB	7,967	5,759	6,51	4,706
Travée BC	7,967	5,759	4,251	3,073
Travée CD	10,048	7,264	8,211	5,936

Tableau.III.16. Mt a ELU ET ELS en travée type 6(Plancher étage)**2°/ Moment et effort tranchant au niveau des appuis**

	MAu (KN.m)	MAs (KN.m)	Vu (KN)
Appui A	-1.507	-1.089	9,805
Appui B	-3,984	-2,88	10,786
Appui C	-5,024	-3,632	12,113
Appui D	-1.507	-1.089	-11,012

Tableau.III.17. Ma et Vu a ELU ET ELS en travée type 6(Plancher étage)

TYPE 7➤ **Plancher d'étage****1°/ Calcul des moments isostatique et moment en travée**

	M _{0u} (KN.m)	M _{0s} (KN.m)	M _{tu} (KN.m)	M _{ts} (KN.m)
Travée AB	7,967	5,759	6,51	4,706
Travée BC	7,967	5,759	4,518	3,266
Travée CD	7,967	5,759	6,51	4,706

Tableau.III.18. Ma et Vu a ELU ET ELS en travée type 7(Plancher étage)**2°/ Moment et effort tranchant au niveau des appuis**

	MA _u (KN.m)	MA _s (KN.m)	Vu (KN)
Appui A	-1.195	-0.863	9,805
Appui B	-3,984	-2,88	10,786
Appui C	-3,984	-2,88	10,786
Appui D	-1.195	-0.863	-9,805

Tableau.III.19. Ma et Vu a ELU ET ELS en travée type 7(Plancher étage)**3.Sollicitation maximales**

ELU	ELS	Vmax
M _t ^{max} =10.263 KN.M M _a ^{max} =-6.415KN.M M _a ^{rive} =-1.924KN.M	M _t ^{max} =7.496KN.M M _a ^{max} =-4.685 KN.M M _a ^{rive} =-1.405 KN.M	V= 13.329 KN

Tableau.III.20. Les sollicitations maximales des poutrelles

5. Ferrailage des poutrelles : Les poutrelles se calculent à la flexion simple.

5.1. Calcul à l'ELU**a. Calcul de la section d'armatures longitudinales**

- Plancher terrasse inaccessible**

Calcul de moment équilibré par la table de compression M_{tu} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 10^3 \Rightarrow M_{tu} = 60 \text{KN.m}$$

$M_{tu} > M_{trav}^{\max} \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table de compression \Rightarrow étude d'une section rectangulaire $b \times h$.

-En travée :
$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} ; \quad d=0.9h.$$

$$\mu_{bu} = \frac{10.263 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.034) < (\mu_l = 0.186) \Rightarrow A' = 0.$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{Mpa}.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.043$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.17(1 - 0.4 \times 0.048) = 0.176 \text{ m.}$$

$$- \quad A_{tr} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_{tr} = \frac{10.263 \times 10^3}{348 \times 0.176} \Rightarrow A_{tr} = 1.66 \text{cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} \Rightarrow (A_{\min} = 1.412 \text{m}^2) < A_t$$

On opte pour : $A_{tr} = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{cm}^2$.

-En appuis

- Appuis intermédiaires :

$$M_{appui}^{\max} = 6.415 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{6.415 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.139 < \mu_l = 0.392$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{Mpa} \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.188; \quad Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.166 \text{m.}$$

$$A_a = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_a = \frac{6.415 \times 10^3}{348 \times 0.166} \Rightarrow A_a = 1.10 \text{cm}^2 ;$$

On opte : $A_a = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{cm}^2$.

- Appui de rive :
$$M_a^{rive} = 1.924 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.924 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0418$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.3916 \longrightarrow$ pas d'acier comprimée ($A' = 0$).

$\mu_{bu} = 0.0343 < 0.186 \longrightarrow$ pivot A ($\xi_s = 10\%$).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.053$$

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.053) = 0.176 \text{ m}$$

$$A_{rive} = \frac{M_a}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{1.924 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 0.314 \text{ cm}^2$$

On opte une section: $A_{rive} = 1\text{HA}10 = 0.79 \text{ cm}^2$

b. Vérification à l'E.L.U

- Cisaillement :

$$V^{\max} = 13.329 \text{ kN} \Rightarrow \tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{13.329 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.740 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

Calcul des armatures transversales

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi; \frac{b_0}{10} \right) = 10 \text{ mm}$$

On adopte un épingle avec $A_t = 2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}^2$

• L'espace

$$1) St \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 16.2 \text{ cm}$$

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

(CBA.ArtA.5.1.2.3)

$\alpha = 90^\circ$ (Flexion simple, cadres droites.)

$$f'_{ij} = \min(f_{ij}; 3.3 \text{ Mpa})$$

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{1.01 \times 0.8 \times 400}{10(0.740 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 293.81 \text{ cm}$$

$$3) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{1.01 \times 400}{0.4 \times 10} \Rightarrow S_t \leq 101 \text{ cm} \quad \text{On prend } St = 15 \text{ cm}$$

- Vérification des armatures longitudinales (A_l) à l'effort tranchant (V_u)

- L'appui intermédiaire

$$A_l \geq (V_u + \frac{M_U}{0.9 \times d}) \frac{\gamma_s}{f_e} = (13.329 - \frac{6.415}{0.9 \times 0.18}) \times 10^{-3} \frac{1.15}{400} 10^4 = -7.55 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^2$$

La condition est vérifiée

- Au niveau de l'appui de rive

On a : $M_U = 0 \text{ KNm}$

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{13.329 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.383 \text{ cm}^2 \quad \text{C'est vérifié.}$$

Vérification de la jonction table nervure

$$\tau_u = \frac{V_u \times \left(\frac{b-b_0}{2}\right)}{0.9 \times b \times d \times h_0} \Rightarrow \tau_u = \frac{13.329 \times 10^{-3} \left(\frac{0.65-0.12}{2}\right)}{0.9 \times 0.65 \times 0.18 \times 0.04}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.838 \text{ MPa} < \tau_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

c. Vérification à l'ELS

c.1. Etat limite de compression du béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

- En travée : $M_t^{\max} = 7.604 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) \dots \dots \dots \text{BAEL91.L.III.3}$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) \Rightarrow H = 2.44 \times 10^{-5}$$

$H > 0$ le calcul se fait pour une section $b_0 \times h$

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15 \times A \times (y - d)$$

$$5y^2 + 35.4y - 637.2 = 0 \dots \dots \dots (2)$$

Après résolution de l'équation (2) : $y = 8.29 \text{ cm}$

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

$$I = \frac{10}{3} \times (8.29)^3 + 15 \times 2.36 \times (18 - 8.29)^2 \Rightarrow I = 5236.73 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{7.496 \times 10^{-3}}{5236.73 \times 10^{-8}} \times 0.0829 = 11.86 \text{MPa} \quad (\text{CBA Art A.5.3.3})$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa} \text{ C'est vérifié.}$$

-En appuis intermédiaires

$$M_{ser} = 4.685 \text{KN.m}$$

Position de l'axe neutre : le calcul se fait pour une section $b_0 \times h$

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

$$5y^2 + 23.55y - 423.9 = 0 \dots \dots \dots (2)$$

Après résolution de l'équation (2) : $y = 7.149 \text{cm}$

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

$$I = \frac{10}{3} \times (7.149)^3 + 15 \times 1.57 \times (18 - 7.149)^2 \Rightarrow I = 3990.78 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{-4.685 \times 10^{-3}}{3990 \times 10^{-8}} \times 0.07149 = 8.39 \text{MPa} \quad (\text{CBA Art A.5.3.3})$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa} \text{ C'est vérifié.}$$

c.2 Etat limite de déformation

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

• Evaluation de la flèche

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \text{BAEL91 (Article L.VI, 2)}$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{20}{385} = 0.0519 < \frac{1}{16} \Rightarrow$ non vérifié donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

La flèche admissible pour une poutre supérieur à 5m est de :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500} \right) = \frac{385}{500} = 0.77 \text{cm}$$

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ij} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

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

• **Evaluation des moments en travée**

$q_{jser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} ; M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} ; M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

• **Propriété de la section**

Position de l'axe neutre : y .

Calcul de moment d'inertie de la section homogène:

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A \times \left(d - \frac{h}{2} \right)^2$$

(I_0 c'est le moment d'inertie de la section totale)

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \rho} \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

Les contraintes

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

• **Inerties fictives (I_f)**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

• **Evaluation des flèches**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ij}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ig}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ip}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot If_{gv}}$$

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

Planchers	Etage courant	Terrasse
q_{jser} (KN/m)	2.31	1.82
q_{gser} (KN/m)	3.33	4.4
q_{pser} (KN/m)	4.361	5.05
M_{jser} (KN.m)	3.496	2.69
M_{gser} (KN.m)	5.216	6.52
M_{pser} (KN.m)	6.602	7.48
I_0 (Cm ⁴)	45599	45599
ρ	0.0131	0.0131
λ_v	1.312	1.301
λ_i	3.253	3.253
σ_{sj} (Mpa)	80.8199	62.35
σ_{sg} (Mpa)	118.4834	150.739
σ_{sp} (Mpa)	152.5958	173.007
μ_j	0.420	0.3156
μ_g	0.557	0.632
μ_p	0.636	0.671
If_{ij} (Cm ⁴)	21190	24746
If_{ig} (Cm ⁴)	17816	16400

I_{ip} (Cm ⁴)	16339	15757
I_{vg} (Cm ⁴)	27439	15757
f_{ji} (m)	0.7604	0.5023
f_{gi} (m)	1.325	1.83
f_{pi} (m)	1.862	1.83
f_{gv} (m)	2.4389	3.277
Δf (mm)	2.214	3.131
f_{adm} (mm)	7.7	7.7

Tableau.III.21. Ferrailage de la dalle de compression

On utilise un treillis soude HA de nuance $f_e = 400\text{MPa}$

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A^\perp = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 (\text{cm}^2/\text{ml})$$

CBA93 (B.6.8.4.2.3)

- Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{\parallel} = A^\perp / 2 = 0.32 \text{cm}^2/\text{ml}$$

On choisit : 5HA5/ml=1.18cm²

Perpendiculaires aux poutrelles → St=15cm<33cm...Vérifiée.

6HA5/ml=1.18cm² parallèles aux poutrelles → St=15cm<44cm...Vérifiée.

Schéma de ferrailage de la dalle de compression

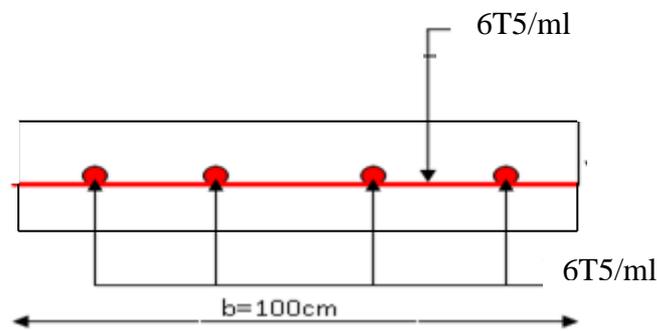


Figure III.3 schéma de ferrailage la dalle de compression

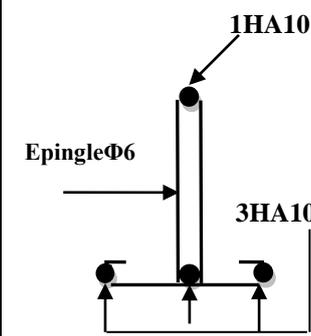
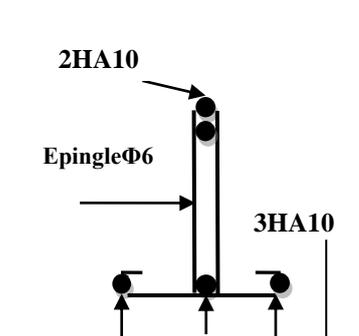
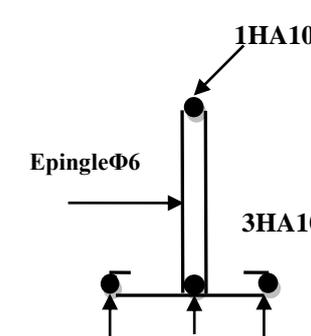
Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
TERASSE + ETAGE			

Tableau III.22. le schémas de ferrailage des poutrelle

III.4. Etude des escaliers

1. Combinaison de charges

Pour la volée

$$ELU : q_u = 1.35G + 1.5Q = 15.65KN/m$$

$$ELS : q_s = G + Q = 11.32KN/m$$

Pour le palier

$$ELU : q_u = 1.35G + 1.5Q = 10.64KN/m$$

$$ELS : q_s = G + Q = 7.61KN/m$$

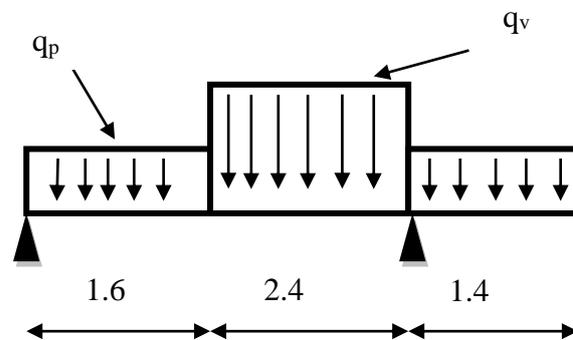


Figure III.4. schémas de l'escalier

2. Les sollicitations à l'ELU

	$M_0(KNm)$	$M_t^{max}(KNm)$	$M_A=M_B^{max}(KNm)$	$V_u(KN)$
ELU	22.91	17.18	11.45	32.30
ELS	28.361	12.60	8.405	

Tableau III.23. Sollicitation à l'E.L.U et ELS .

3. Ferrailage

	$M(KN.m)$	μ_{bu}	$A_{CAL}(cm^2/ml)$	$A_{Adobté}(cm^2/ml)$
En travée	17.18	0.037	3.14	4T12=4.52
En appuis	1.45	0.061	2.29	4T10=3.14

Tableau III.24. Ferrailage de l'escalier.

4. Calcul de la section des armatures transversal

En travée : $A_t \geq \frac{A_{sl}}{4} = \frac{4.53}{4} = 1.132 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ on choisie : 4T8 = 2.01 cm²/ml

En appuis : $A_a \geq \frac{A_{al}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ on choisie : 4T8 = 2.01 cm²/ml

5. Espacement des barres

Armatures longitudinales : $S_t \leq (3 \times e; 33) \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

6. Vérifications à l'E.L.U

6.1 Vérification de l'effort tranchant

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$.

$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{32.30 \times 10^3}{1 \times 0.16} = 0.195 \text{ MPa} < \tau_u$. Condition vérifiée.

6.2. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (32.30 \times 10^3 - \frac{12.60 \times 10^3}{0.9 \times 0.16}) \times \frac{1.15}{400} = 1.58 \text{ cm}^2 \dots$ vérifiée

7. Vérification à l'E.L.S

a) Vérification de la contrainte d'adhérence :						
V(KN)	ψ	$\sum U_i$ (cm)	τ_{ser} (MPa)	$\bar{\tau}_{ser}$ (MPa)	$\tau_{ser} \leq \bar{\tau}_{ser}$	
32.30	1.5	12.56	0.178	1.189	vérifiée	
b) Vérification de l'état limite de compression du béton :						
	M_{ser} (KNm)	y(cm)	$I \times 10^{-4}$ (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	12.60	4.17	11905.59	4.41	15	vérifiée
En appui	8.405	3.43	8787.15	3.28	15	

Tableau III.25. Vérification des contraintes

• **Vérification de flèche**

Condition de non vérification **art B 6.5.1 BAEL91**

1. $e \geq \max(\frac{3}{80}; \frac{Mt}{20M_o}) \leftrightarrow 0.18 > \max(0.0375; 0.0388) \dots\dots\dots$ Vérifiée

2. $A \leq \frac{2bd}{f_e} \leftrightarrow 3.93 < 8 \dots\dots\dots$ Vérifiée

8. Schéma de ferrailage de la volée

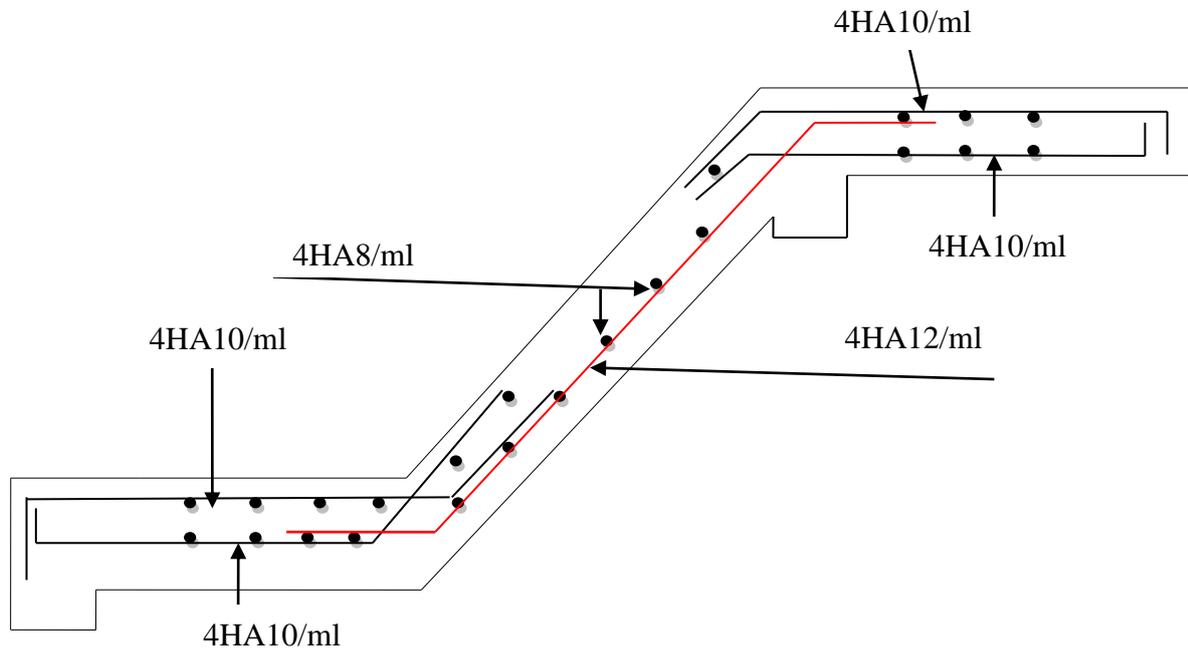


Figure III.5 .shamas ferrailage de l’escalier

III.5 Etude de la poutre palière

1. Les charges sur la poutre :

2. g_0 : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25 \text{ KN/m}$$

• Sollicitations

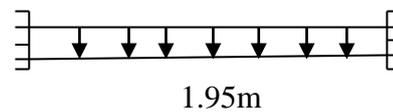


Figure III.6. .schéma statique Poutre palier

qu=1.35G+RA+RB (KN)	qs (KN)	Mt=ql ² /24 KN.ml		Ma=-ql ² /12 KN.m		Vu=ql/2 KN
		ELU	ELS	ELU	ELS	
34.9	24.89	12.65	9.025	-25.30	-18.05	84.3

Tableau.III.26. les sollicitation à la flexion simple « poutre palière

3. Calcul de la section d’armature à la flexion simple

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	$A_{flexion}^{CAL}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)
En travée	12.64	0.037	0.048	27.4	1.32	4.5
En appuis	25.30	0.075	0.098	26.8	2.67	4.5

Tab.III.27. ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

4. Exigence du RPA Art7.5.2.1 : $A_{min} = 0.5\% b \times h \Rightarrow A_{min} = 4.5\text{cm}^2$

4. Vérification à l'ELU

- l'effort tranchant

$$V_u = 43.542 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.612 \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

-Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A = (51.47 \times 10^{-3} - \frac{12.65 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.28}) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A = 0.036 \text{ cm}^2 \text{ Vérifier.}$$

5. Calcul de l'espacement S_t

$$1) S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 24.3. \text{ On opte : } S_t = 15 \text{ cm en travée et } S_t = 10 \text{ cm en appui}$$

6. Calcul de la section d'armature a la torsion

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée

C'est le moment d'appui de l'escalier (**Figure III-16**).

$$M^{torsion} = M_b^a = 16.88 \text{ KN.m}$$

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

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracer a mi hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- A_l : section d'acier

$$e = \emptyset / 6 = b/6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 3.88 \text{ cm}^2$$

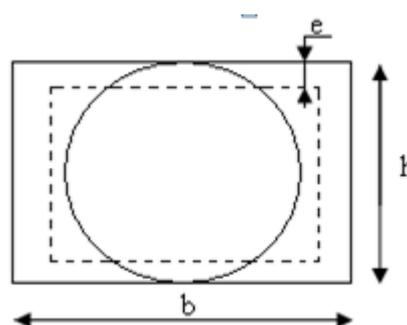


Figure III.7.section creuse équivalente

- Section d'armatures finale

•En travée

$$\text{Soit : } A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 1.32 + \frac{3.88}{2} \Rightarrow A^t = 2.26 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 4.5 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A_{\min} , Soit : $A^t = 3\text{HA}12 + 2\text{HA}10 = 4.96 \text{ cm}^2$

•En appui

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 2.67 + \frac{3.88}{2} \Rightarrow A^a = 4.61 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 4.5 \text{ cm}^2.$$

On ferraille avec A_{\min} , Soit : $A^a = 3\text{HA}12 + 2\text{HA}10 = 4.96 \text{ cm}^2$

7. Vérification de la contrainte de cisaillement : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\text{Avec } \tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2} \dots\dots\dots \text{BAEL (ChapI.III)}$$

On a $V_{\max} = 51.47 \text{ KN}$; $\tau_{flexion} = 0.612 \text{ MPa}$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{16.88 \times 10^{-3}}{0.0625 \times 2 \times 0.05} = 2.70 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u = 2.76 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0,3 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

8. Calcul des armatures transversales a la torsion

Soit $St = 15 \text{ cm}$ en travée et 10 cm en appuis

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 \Rightarrow A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times St \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{16.88 \times 10^{-3} \times 15 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 625 \times 10^{-8} \times 348} \Rightarrow A_t = 0.66 \text{ cm}^2$$

D'où $A_t = 1.35 + 0.66 = 2.01 \text{ cm}^2$; Soit un cadre et un étrier $\emptyset 8 = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

9. Vérification à ELS

a-Etat limite de compression de béton

$$\text{On vérifie : } \sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$0.5 \times b \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

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

Sur appuis ($M_a = 18.05 \text{ KN.m}$) ; $y = 9.095 \text{ cm}$; $I = 29740.114 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{18.05 \times 10^{-3}}{29740.114 \times 10^{-8}} \times 9.095 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 5.51 MPa < \overline{\sigma_{bc}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

En travée : $M_t = 9.025$; $y = 9.095 \text{ cm}$; $I = 29740.114 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 2.75 MPa < \overline{\sigma_{bc}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

b-Evaluation de la flèche : Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.101 > 0.0625;$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.103 > 0.023; \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.0057 < 0.01 \text{ la vérification de la flèche}$$

n'est pas nécessaire.

7. Schéma de ferrailage de la poutre palier

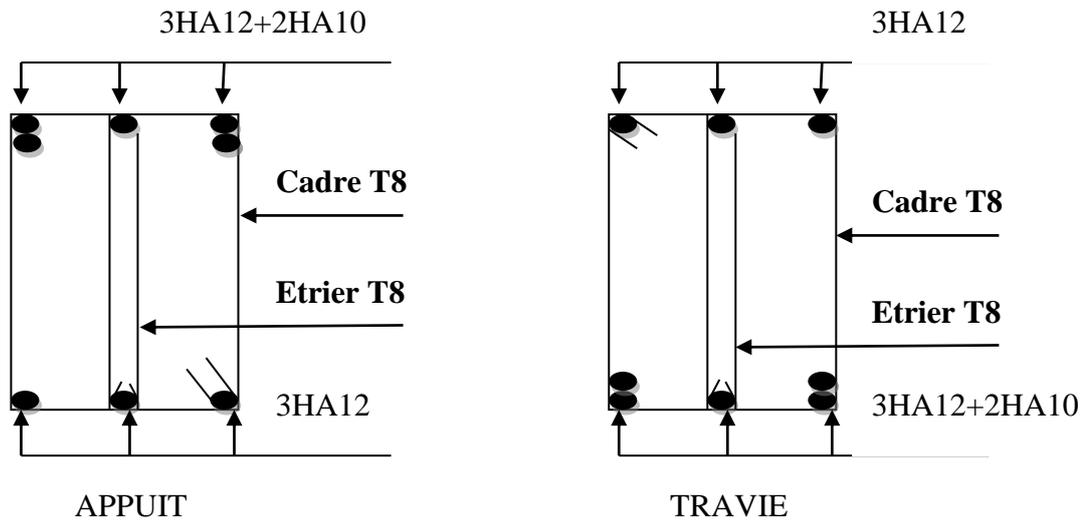


Figure III.8. schémas de ferrailage de la poutre palier

III.6. Etude des poutres de chaînages

1. Calcul des sollicitations

Poids propre : $P_p = 25 \times 0.3 \times 0.2 \Rightarrow P_p = 1.25 \text{KN/m}$

Poids des murs : $P_m = 2.80 \times (3.06 - 0.25) \Rightarrow P_m = 7.868 \text{KN/m}$.

$P_u = 1.35 \times (1.25 + 7.868) \Rightarrow P_u = 12.309 \text{KN/ml}$; $P_s = 7.868 + 1.25 = 9.11 \text{KN/ml}$

La charge		Mt		Ma int		Ma riv		Vu kn
Qu kn	Qs kn	ELU kn .m	ELS Kn .m	ELU Kn.m	ELS Kn.m	ELU Kn.m	ELS Kn.m	
12.09	9.11	17.921	16.879	11.20	8.44	3.36	2.53	

Tab.III.28. les sollicitation de la poutre de chaînage

2. Armatures longitudinales : $d = 0.9 \times h \Rightarrow d = 0.9 \times 0.3 \Rightarrow d = 0.28 \text{m}$

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(cm)	$A_s \text{ calculé (cm}^2\text{)}$	$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_s \text{ adopté (cm}^2\text{)}$
En travée	17.921	0.130	0.175	20.4	2.51	0.531	3HA12=3.39
En appui inter	11.201	0.081	0.106	21.01	1.52	0.531	4HA10=3.14
En appui Rive	3.36	0.024	0.030	21.7	0.444	0.531	3HA10=2.36

Tab.III.29. section d'armature longitudinale de la poutre de chaînage

3. Vérifications à l'E.L.U

• **Effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.60 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{MPa}\right) = 3.33 \text{MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{c'est vérifié}$$

• **Calcul des armatures transversales : $\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 11.42 \text{mm}$**

Soit un cadre T8 plus un étrier T8 $\Rightarrow A_t = 2HA8 = 1.01 \text{cm}^2$

• **L'espace**

1) $S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 19.8 \text{cm}$

2) $S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e}{b_0(\tau_u - 0.3 f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 0.8 \times 400}{20(0.60 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 0$

(CBA Art

A.5.1.2.3)

$$3) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} \Rightarrow S_t \leq 50.5cm \quad .\text{On prend } S_t = 15cm$$

4. Vérification à l'E.L.S

- **Vérification de la contrainte dans le béton :** $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y;$ $M_s = 22.71KNm.$

$M_t^s = 16.879KNm$

$M_a^s = 8.44Nm$

En travée

Calcul de y : $A = 3.39cm^2;$ $\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 8.33cm$

Calcul de I : $I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 13355.68cm^4$

En travée: $(\sigma_{bc} = 10.52MPa) < 15MPa$ Vérifiée

En appuis

Calcul de y : $A = 2.36cm^2;$ $\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 7.25cm$

Calcul de I : $I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 10242.23cm^4$

En travée: $(\sigma_{bc} = 5.97MPa) < 15MPa$ Vérifiée

5. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

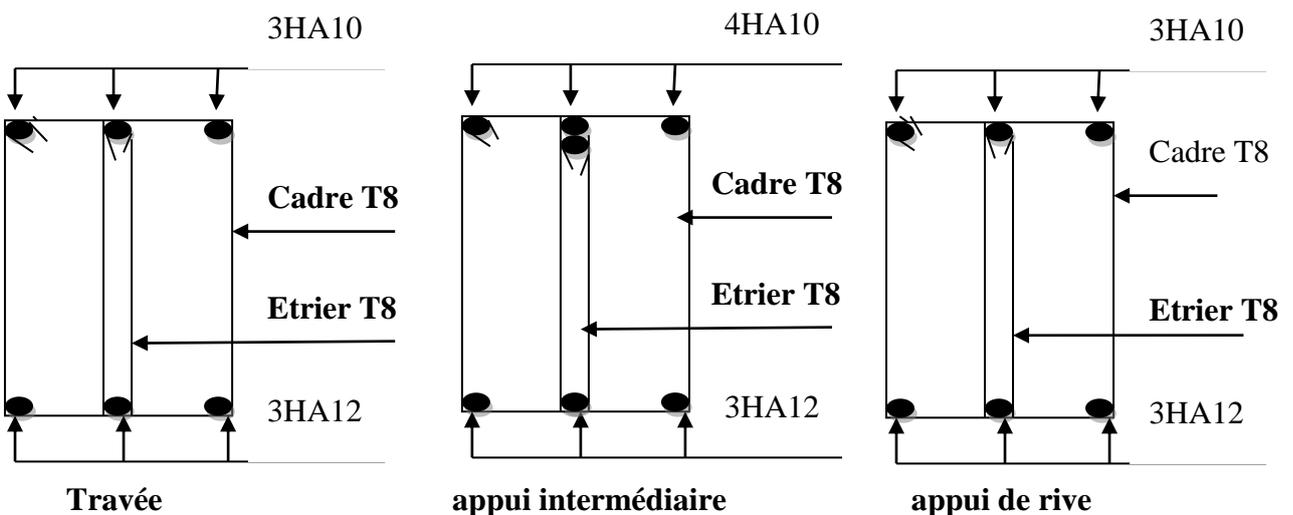


Figure III.9. schémas de ferrailage de la poutre chaînage

III.7. L'ascenseur

C'est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès au différent niveau du bâtiment, comportant une cabine et une gaine.

On se propose la circulation de 7 personnes à la fois dans la cabine, la vitesse de circulation est de 1m/s

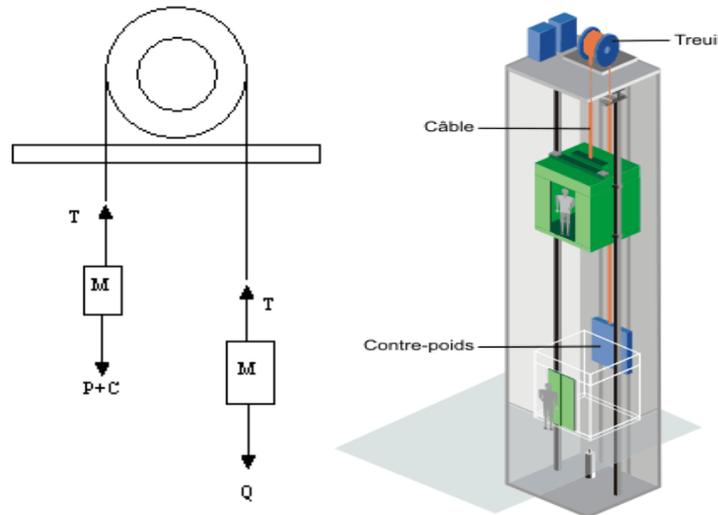


Figure III.10 Schéma statique et concept d'ascenseur.

III.5.1 Etude de la dalle l'ascenseur

La dalle de l'ascenseur est soumise à un chargement plus important que celui des planchers, elle support son poids propre, poids des machines, surcharges . . . etc. ,donc on fixe une épaisseur **e=15cm**

1. Cas d'une charge répartie

a. Evaluations des charges

▪ **La charge permanente**

Revêtement dallage en béton armée (5cm) $0,05 \times 22 = 1,1 \text{KN/m}^2$.

Dalle en béton armé (15cm) $0,15 \times 25 = 3,75 \text{ KN/m}^2$.

Le poids de la machines $145/2,56 = 56,125 \text{KN/m}^2$. $G = 60,975 \text{KN/m}^2$.

▪ **La charge d'exploitation :** $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$.

b. Combinaisons des charges

$E.L.U : q_u = 1,35G + 1,5Q = 83,816\text{KN/ml.}$

$E.L.S : q_{ser} = G + Q = 61,975\text{KN/ml.}$

c. Détermination des sollicitations

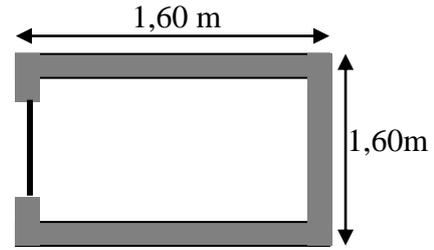


Figure III.11 Cage d’ascenseur.

➤ **Moments**

$\alpha = l_x / l_y = 1,00 > 0,4$ On a donc la dalle travaille dans les deux sens :

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x PL_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0368 \times 83,81 \times 1,6 \times 1,6 = 7,89\text{KN.m} \\ M_{0y} = 1,00 \times 7,89 = 7,89\text{KN.m.} \end{cases}$$

• **Correction des moments**

En travée: $\{M_{tx} = M_{ty} = 0,85M_{0x} = 6,711\text{KN.m.}$

En appui: $\{M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_{0x} = 2,067\text{KN.m.}$

➤ **Efforts tranchants**

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_{ux} = \frac{83,81 \times 1,6}{2} \times \frac{1,6^4}{1,6^4 + 1,6^4} = 33,52\text{KN}$$

d. Ferrailage

Le calcul se à la flexion simple pour une bande de 1m et 15 cm d’épaisseur avec : $d_x = 12.5\text{cm}$ et $d_y = 11,5\text{cm}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} ; \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) ; Z_b = d(1 - 0,4\alpha) ; A_s = \frac{M_u}{Z_b \cdot \sigma_s}$$

Sens		M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{min}(\text{cm}^2/\text{ml})$
travée	x- x	6,711	0,0303	0,0384	0,123	1,56	1,12
	y- y	6,711	0,0358	0,0456	0,112	1,70	1,12
appui		2,067	0,0107	0,0134	0,124	0,54	1,12

Tableau III.30 Résultats de calcul du ferrailage de la dalle d’ascenseur

On calcule A_{\min} : On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0,0008$;

$$e = 15\text{cm} ; b = 100\text{cm} ; \rho = 1,00$$

$$\left. \begin{matrix} e > 12\text{cm} \\ \rho > 0,4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = 1,12\text{cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\min}^y = 1,12\text{cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

• **Calcul des espacements**

Sens x-x' : $S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$ On adopte $S_t = 25\text{cm}$

Sens y-y' : $S_t \leq \min(4e; 45\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 45\text{cm}$ On adopte $S_t = 25\text{cm}$

Sens	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t^{cal} (cm ² /ml)	A_t^{min} (cm ² /ml)	A_a^{cal} (cm ² /ml)	A_a^{min} (cm ² /ml)	A_t^{adp} (cm ² /ml)	A_a^{adp} (cm ² /ml)
Sens x-x'	6,711	2,067	1,56	1,12	0,54	1,12	4HA10=3,14	4HA10=3,14
Sens y-y'	6,711	2,067	1,70	1,12	0,54	1,12	4HA10=3,14	4HA10=3,14

Tableau III.31. Ferrailage de la dalle d'ascenseur sous charges réparties.

e. **Vérification à l'ELS : $\nu = 0.2$**

$$q_{ser} = G_{totale} + Q \Rightarrow q_{ser} = 60,975 + 1 \Rightarrow q_{ser} = 61,975\text{KN} / \text{m}^2$$

$$\rho = 1,00 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0441 \\ \mu_y = 1,00 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = M_0^y = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \\ M_0^x = 6,99\text{KNm} \end{cases}$$

• **Correction des moments**

$$M_{iser}^x = M_{iser}^y = 0,85 \times M_0^x = 5,94\text{KNm}$$

• **Vérification des contraintes**

○ **Etat limite de compression de béton :** $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$

Sens x-x = Sens y-y :

$$A_x = A_y = 3,14\text{cm}^2, \quad b = 100\text{cm}, \quad d = 12,5\text{cm} ; \quad y = 2,85\text{cm} ; \quad I = 4295,8\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3,95MPa \leq \bar{\sigma} = 15MPa \dots\dots\dots c'est\ vérifier.$$

2. Cas de charges concentrées

La charge P qui s'applique sur la dalle sur une surface d'impact ($a_0 \times b_0$) agit sur une aire ($u.v$).

On doit calculer la surface d'impact $U \times V$

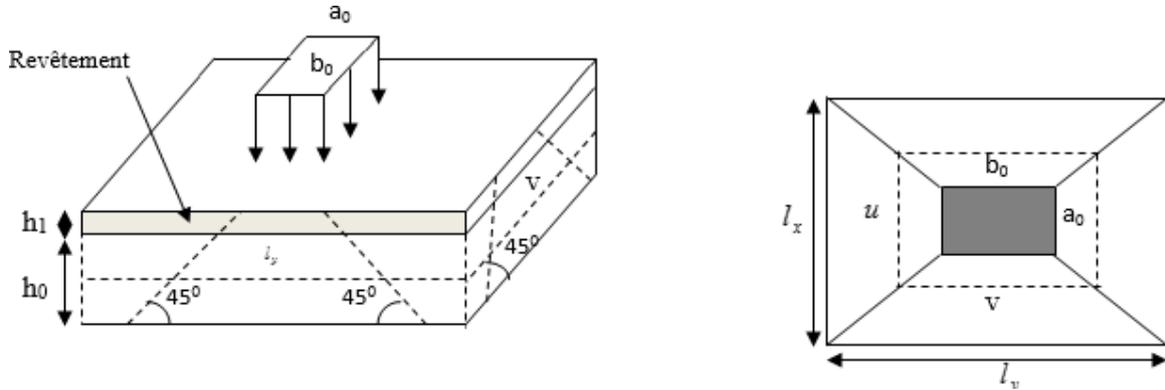


Figure III.11 schémas représentant la surface d'impact

a. Calcul du rectangle d'impact

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact.

$$\begin{cases} a_0, U \rightarrow Dimensions // \grave{a} l_x \\ b_0, V \rightarrow Dimensions // \grave{a} l_y \end{cases}$$

Avec : $a_0 \times b_0$ surface de charge = $(80 \times 80) \text{ cm}^2$

h_1 : Espacement du revêtement (5cm)

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement qui égale à :

- * 0,75 si le revêtement moins de résistance
- * Si le revêtement béton, ce qui le cas pour cette dalle.

$$\begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105cm \\ v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} l_x = 160cm \\ l_y = 160cm \end{cases}$$

a. Evaluation des moments sous charge concentrée

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \text{ Avec : } \nu \text{ Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

$$\text{On a : } g = D_m + P_m + P_{personnes} = 43 + 15 + 6,3 = 64,3 \text{ KN}$$

$$P_u = 1,35 \times g = 1,35 \times 64,3 \Rightarrow P_u = 86,805 \text{ KN}$$

M^1 et M^2 sont des coefficients donnés par l'abaque de Mougins *Annexe II*

En fonction de $\frac{u}{l_x}$ et ρ ; M_2 en fonction de $\frac{v}{l_y}$ et $\frac{v}{l_x}$ et $\rho = 1,00$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{u}{l_x} = \frac{105}{160} \Rightarrow \frac{u}{l_x} = 0,65 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{105}{160} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0,65 \end{array} \right. \Rightarrow M_1 = 0,07; \left\{ \begin{array}{l} \frac{v}{l_y} = \frac{105}{160} \Rightarrow \frac{v}{l_y} = 0,65 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{105}{160} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0,65 \end{array} \right. \Rightarrow M_2 = 0,07$$

- Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = 86,805 \times 0,07 = 6,07 \text{ KNm} \\ M_{y1} = 86,805 \times 0,07 = 6,07 \text{ KNm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = 6,07 \text{ KNm} \\ M_{y1} = 6,07 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

- Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$\rho = 1,00 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1,00 \end{array} \right. \quad \text{Annexe I.}$$

$$q_u = 1,35 \times 4,125 + 1,5 \times 1 \Rightarrow q_u = 7,068 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0,665 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0,665 \text{ KNm}$$

- **Superposition des moments**

$$\text{Les moments agissants sur la dalle sont : } \left\{ \begin{array}{l} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6,735 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,735 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

Pour tenir compte de l'encastrement

$$\text{En travée: } \left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_{0x} = 5,72 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

$$\text{En appui: } \left\{ \begin{array}{l} M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_{0x} = 2,02 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

b. Ferrailage

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et avec $d_x = 12,5 \text{ cm}$

$$d_y = 11,5 \text{ cm}$$

Sens	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculé (cm ² /ml)	A_t^{\min} (cm ² /ml)	A_a calculé (cm ² /ml)	A_a^{\min} (cm ² /ml)	A_t adopté (cm ² /ml)	A_a adopté (cm ² /ml)
Sens x-x'	5,72	2,02	1,50	1,12	0,47	1,12	4HA10=3,14	4HA10=3,14
Sens y-y'	5,72	2,02	1,45	1,12	0,47	1,12	4HA10=3,14	4HA10=3,14

Tableau III.32. Ferrailage de la dalle d'ascenseur sous charge concentrée.

c. Vérification à l'E.L.U

- **Vérification au poinçonnement :** $p_u \geq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ *BAEL91 (Article*

H. III.10)

Avec : P_u est la charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (105 + 105) \Rightarrow U_c = 420 \text{ cm. ; } p_u = 86,805 \text{ KN}$$

$$p_u = 86,805 \text{ KN} < 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 472,5 \text{ KN. Pas de risque de poinçonnement.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :** $b=100 \text{ cm ; } d_x=12,5 \text{ cm.}$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,166 \text{ MPa}$$

On a $v = u \Rightarrow V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = 27,55 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0,2271 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,166 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ C'est vérifié.

d. Vérification à l'E.L.S

Les moments engendrés par le système de levage :

$$q_{ser} = g = 64,3 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 64,3 \times (0,07 + 0,2 \times 0,07) = 5,401 \text{ KNm.} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 64,3 \times (0,07 + 0,2 \times 0,07) = 5,401 \text{ KNm} \end{cases}$$

Les moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0,66 \text{ KNm} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0,66 \text{ KNm} \end{cases}$$

- **Superposition des moments**

$$M_y = M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5,401 + 0,66 = 6,061 \text{ KNm}$$

- **Correction des moments**

$$\text{En travée: } \begin{cases} M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_{0x} = 5,15 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

$$\text{En appui: } \begin{cases} M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_{0x} = 1,81 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

▪ **Vérification des contraintes**

- **Etat limite de compression de béton :** $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$

Sens y-y = Sens x-x :

$$b = 100 \text{ cm}, \quad d = 12,5 \text{ cm}; \quad y = 2,85 \text{ cm}; \quad I = 4295,8 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3,41 < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

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

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

▪ **Vérification de la flèche**

Il faut vérifier d'abord les conditions suivantes :

$$1. \frac{h}{l_x} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow 0,093 > 0,042 \dots\dots\dots \text{Vérifié.} \quad \text{BAEL91}$$

(Art.L.IV,10)

$$2. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0025 < 0,005 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

Les deux conditions de la flèche sont vérifiées donc La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

2. Schéma de ferrailage

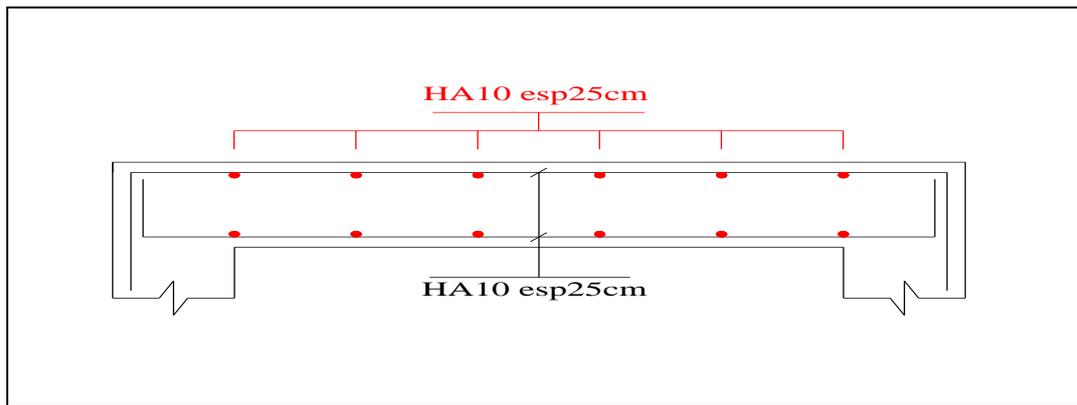


Figure III.13. Ferrailage de la dalle d'ascenseur.

III.8. Etude de l'acrotère

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumis à son Poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

Le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1m de longueur.

La fissuration est considéré nuisible.

1. Hypothèse de calcul

2. Evaluation des charges

● Poids propre :
$$S = 15 \times 70 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10 \Rightarrow S = 1135 \text{ cm}^2$$

Poids propre :
$$G_1 = 25 \times 0.1135 \times 1 \text{ m} \Rightarrow G_1 = 2.84 \text{ KN}$$

Poids d'enduit extérieur (ciment: e = 1.5cm) :
$$G_2 = 20 \times 0.015 \times 0.7 \times 1 \Rightarrow G_2 = 0.21 \text{ KN}$$

Poids d'enduit intérieur (ciment: e = 2cm) :
$$G_3 = 20 \times 0.02 \times 0.7 \times 1 \Rightarrow G_3 = 0.28 \text{ KN}$$

Le poids total :
$$W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 3.33 \text{ KN}$$

- La charge due à la main courante : $Q=1 \text{ KN}$
- La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule :

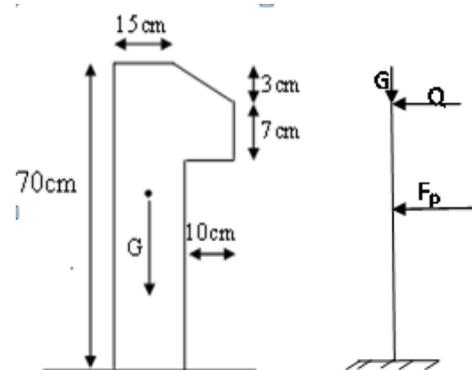


Figure III.14. vue en plan d'une acrotère

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p.$$

(RPA Article 6.2.3)

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, $A=0,15$).

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 3,33 \Rightarrow F_p = 1,59 \text{ KN.}$$

3. Calcul des sollicitations

- Calcul du centre de gravité $G(X_g; Y_g)$:

$$X_g = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_g = 8,81 \text{ cm}; \quad Y_g = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_g = 37,19 \text{ cm}$$

$$N_G = 3,33 \text{ KN}$$

$$\text{L'acrotère est soumis à : } M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,7 \Rightarrow M_Q = 0,7 \text{ KN.m}$$

$$M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1,59 \times 0,3719 \Rightarrow M_{F_p} = 0,591 \text{ KN.m}$$

Sollicitations	RPA99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	3,33	4,49	3,33
(M KN.m)	1,291	1,05	0,70

Tableau.III.33. Combinaison d'action de l'acrotère.

4. Combinaison de charges

Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

$$\text{On a : } e_1 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_1 = 0,23 \text{ m}; \quad \frac{h}{6} = 0,116 \text{ m}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est

partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2

Telle que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{h}{250}\right) = 2cm. ; e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} ; \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

(RPA Article A.4.3.5)

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-Permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1.4m$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 15cm.

$$\text{Donc: } \begin{aligned} e_2 &= 0.0078m \\ e &= e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.257m \end{aligned}$$

5. Calcul à l'E.L.U

$$N_u = 4.49KN ; M_u = N_u \times e = 4.49 \times 0.257 \Rightarrow M_u = 1.154KN.m ; f_{bu} = 14.2MPa ; \sigma_{st} = 348MPa$$

$$h = 15 \text{ cm} ; d = 12 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1.154 + 4.49 \times \left(0.12 - \frac{0.15}{2}\right) \Rightarrow M_{uA} = 1.356KN.m$$

M_{uA} : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.356 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.0066) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}\right) \Rightarrow \alpha = 0.008 ; Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.1196m$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.356 \times 10^{-3}}{0.1196 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.32cm^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.32 \times 10^{-4} - \frac{4.49 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.1959cm^2$$

6. Vérification à l'E.L.U

• La condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.44cm^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ On adopte: $A_s = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / ml$.

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Espacement**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3$ cm. On adopte $S_t = 30$ cm.

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 70/3 = 23.33$ cm. On adopte $S_t = 20$ cm.

- **Vérification au cisaillement** : L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \tau \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau \leq \min(2.5; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau \leq 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1.59 + 1 \Rightarrow V_u = 2.59 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2.59 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} \Rightarrow \tau_u = 0.021 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \text{Vérfié}$$

Vérification de l'adhérence : $\zeta_{se} = V_u / (0.9 \times d \times \Sigma \mu_i)$ **RPA (Article. A.6.1, 3)**

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.043 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.59 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.12 \times 0.10074) \rightarrow \zeta_{es} = 0.179 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa} \quad \text{(RPA Article. A.6.1, 21)}$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$\zeta_{es} < 2.83 \text{ MPa} \Rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

7. Vérification à l'ELS

$d = 0.12$ m ; $N_{ser} = 3.33 \text{ KN}$; $M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.7 \text{ KN.m}$; $\eta = 1.6$ pour les HR

- **Vérification des contraintes** : $\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t$; $\sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t$;

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 150 \times \eta \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

- **Position de l'axe neutre** : $c = d - e_1$

e_1 : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.7/3.33) + (0.12 - 0.15/2) \Rightarrow e_1 = 0.255 \text{ m.}$$

$e_1 > d \Rightarrow$ "c" à l'extérieur de section $\rightarrow c = 0.12 - 0.255 \Rightarrow c = -0.125 \text{ m.}$

$$c = -0.125 \text{ m} ; \quad y_{ser} = y_c + c ; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots \dots \dots (*)$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b ; \quad q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$P = -3 \times (-0.125)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.12 + 0.125}{1} \Rightarrow P = -0.042 m^2$$

$$q = -2 \times (-0.125)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12 + 0.125)^2}{1} \Rightarrow q = 0.0028 m^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = -0.2325 \Rightarrow y_{ser} = 0.107 m$.

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 5.568 \times 10^{-3} m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3.33 \times 10^{-3}}{5.568 \times 10^{-3}} \times 0.107 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.063 MPa < \overline{\sigma}_{adm}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{3.33 \times 10^{-3}}{5.568 \times 10^{-3}} \times (0.12 - 0.107) \Rightarrow \sigma_s = 0.116 MPa < \overline{\sigma}_{adm}$$

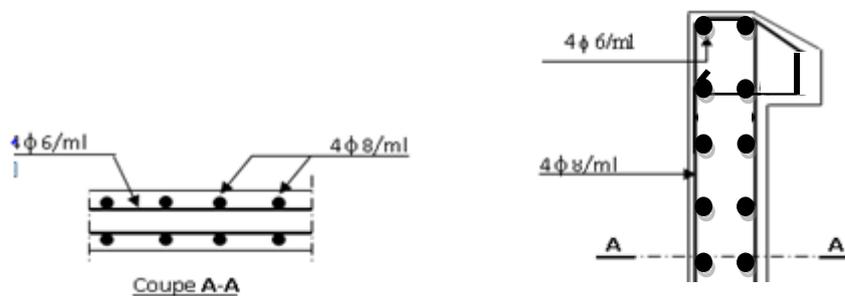
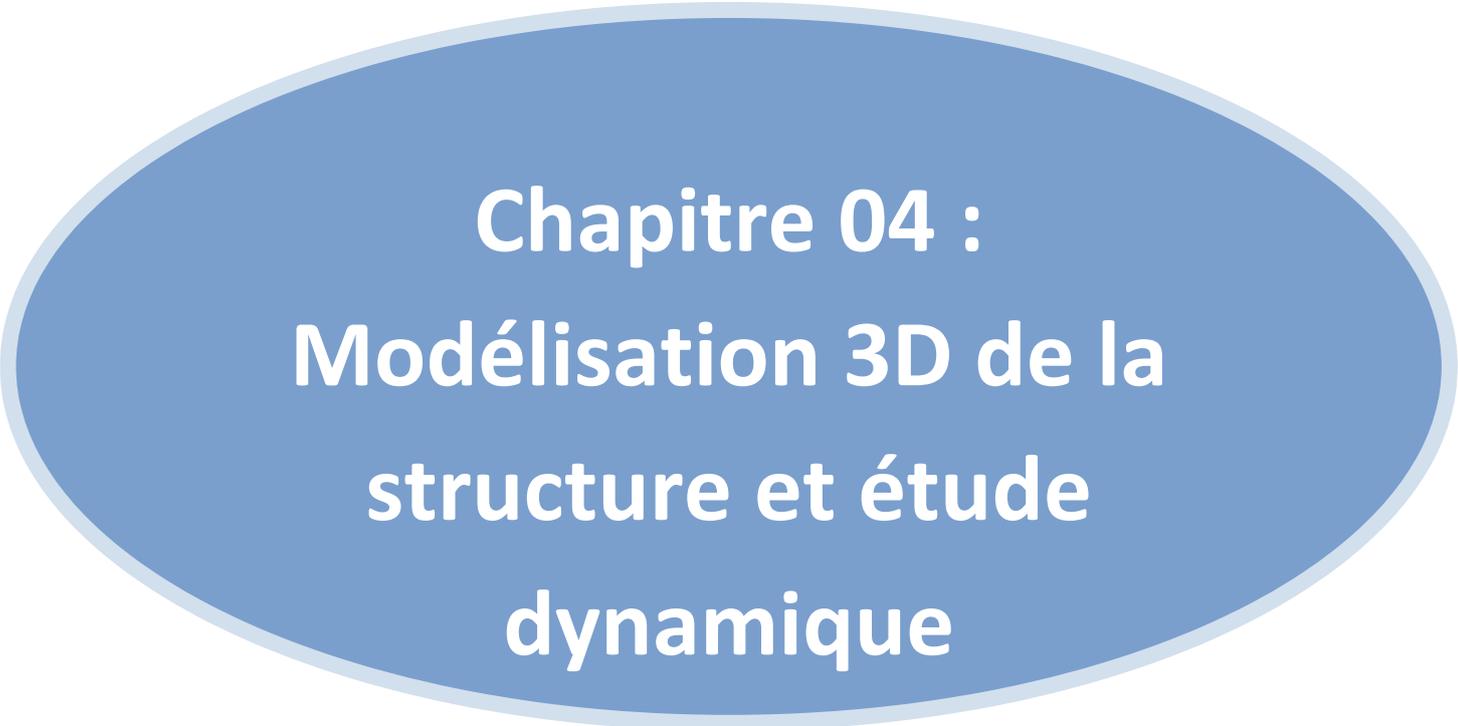


Figure III .15. schémas de ferrailage d'une acrotère

III.9. Conclusion

Dans ce chapitre on a pu ferrailer les éléments secondaires, ce dernier est nécessaire pour leur stabilité et résistance. Toute en respectant les règles données par le *BAEL* et le *RPA*



**Chapitre 04 :
Modélisation 3D de la
structure et étude
dynamique**

IV.1 Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité. Vu que le projet est situé dans une zone de moyenne sismicité cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure qui a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

On fait souvent appel à un modèle mathématique de calcul à base d'élément finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Le logiciel utiliser est le **ETABS V16.2.0**

IV.2 Présentation du logiciel de calcul (*ETABS*) :

ETABS est un logiciel de calcul et de vérification des structures de génie civil. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception.

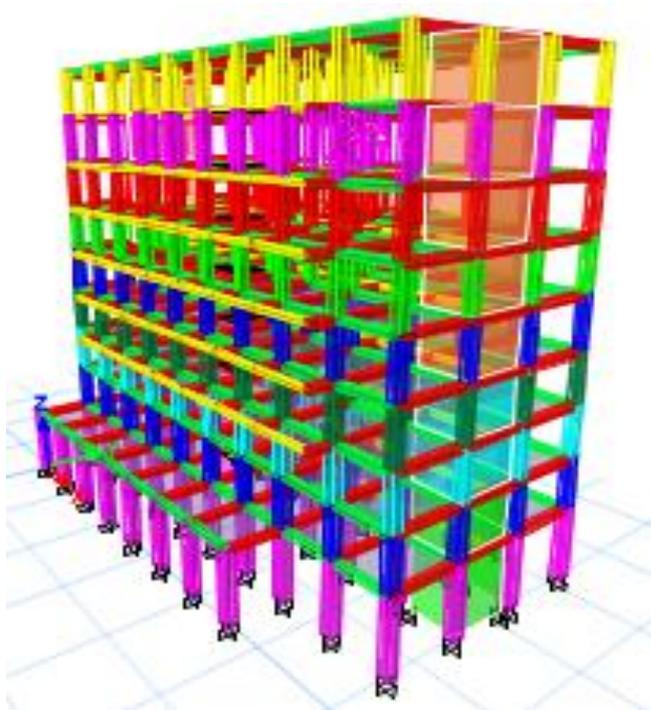


Figure IV.1 Vue 3D de la structure

IV.3 Disposition des voiles de contreventement:

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des sections des poteaux, ainsi que l'épaisseur de voile on a retenu la disposition représentée ci-dessous.

Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier et deuxième mode et répondre favorablement aux conditions du **RPA99/2003**.

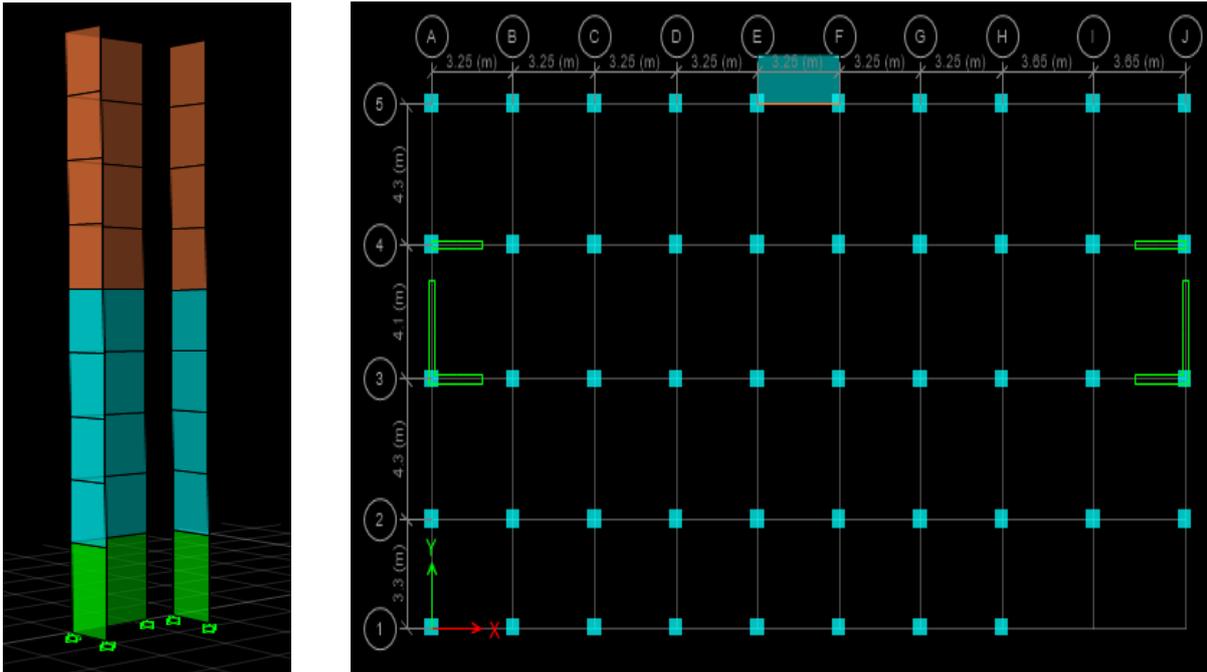


Figure IV.2 Disposition des voiles.

IV.4 Méthode de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

Par la méthode d'analyse modale spectrale ;

Méthode d'analyse modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

- principe

Il est recherché par cette méthode pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

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

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone.
 - η : Facteur de correction d'amortissement.
 - R : coefficient de comportement de la structure.
 - T1, T2 : périodes caractéristiques associées a la catégorie du site.
 - Q : Facteur de qualité.
- Le spectre de réponse est donné par le logiciel (*spectre*).

Pour notre étude les spectre de repense étant intégrée dans le logiciel etabs structural analysés avec lequel nous avons modélisé la structure, les données correspondante à notre projet sont:

- ✓ La zone **IIa**
- ✓ Grouped'usage**2**
- ✓ Facteur de qualité (**Qx=Qy=1.10**)
- ✓ Coefficient de comportement global de la structure **R=5**
- ✓ Site meuble **S2**
- ✓ Le pourcentage d'amortissement critique $\zeta=8.5$

Comme le montre la figure suivante:

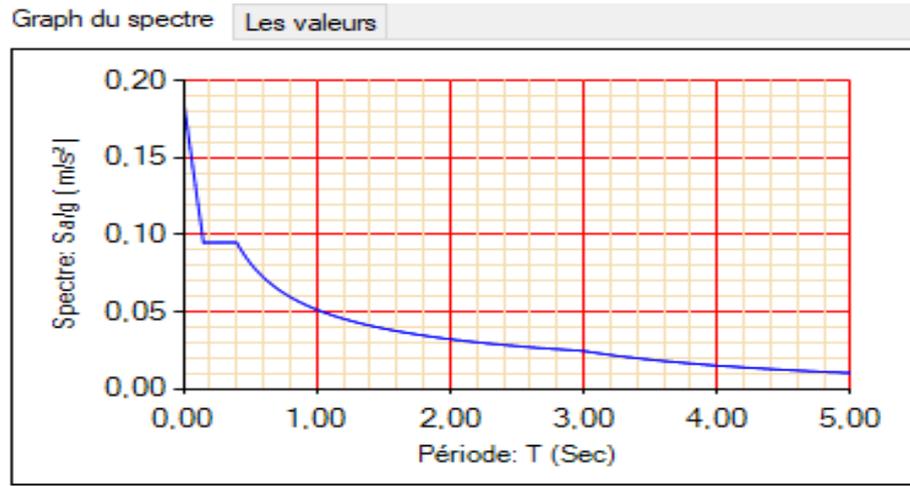


Figure IV.3 Les spectres de réponse

- **les hypothèses**

1. les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
2. seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
3. le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.
4. Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

IV.5 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique:

Résultats obtenues:

Périodes de vibration et participation massique:

Case	Mode	Période	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0.734	0.7431	0.000005112	0.7431	0.000005112
Modal	2	0.712	0.000006315	0.7353	0.7431	0.7353
Modal	3	0.539	0.0001	0.0006	0.7432	0.7359
Modal	4	0.235	0.1452	0.00003981	0.8884	0.7359
Modal	5	0.221	0.00003554	0.1559	0.8885	0.8919
Modal	6	0.161	0.0008	0.00004721	0.8892	0.8919

Modal	7	0.121	0.053	0.000006603	0.9422	0.8919
Modal	8	0.112	0.000003799	0.0547	0.9422	0.9467
Modal	9	0.08	0.0016	0.0000356	0.9438	0.9467
Modal	10	0.075	0.0264	0	0.9702	0.9467
Modal	11	0.072	0	0.0274	0.9702	0.9741
Modal	12	0.052	0.015	0.0001	0.9852	0.9742

TABLE IV.4 Modal Participation Mass Ratios

La masse modale est atteinte au 7^{eme} mode selon x-x et au 8^{eme} mode selon y-y, cela veut dire que les 8 premiers modes sont suffisants pour donner une réponse combiné de la structure qui approche le comportement réel de cette dernière.

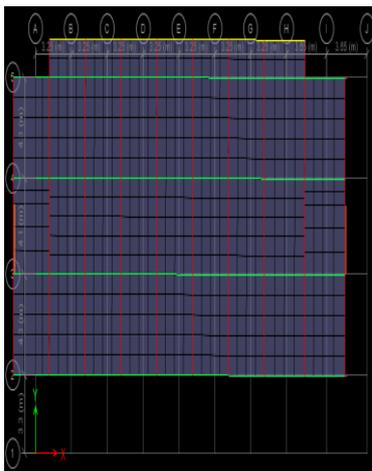


Figure IV.4 :1^{ere} modes de Déformation

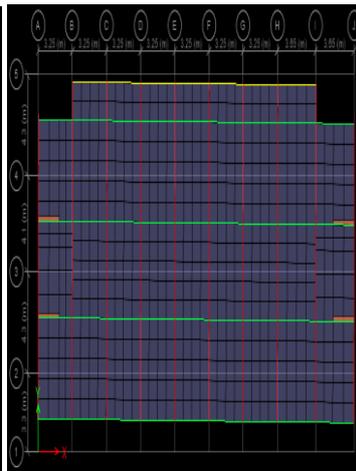


Figure IV.5 :2^{eme} modes de Déformation

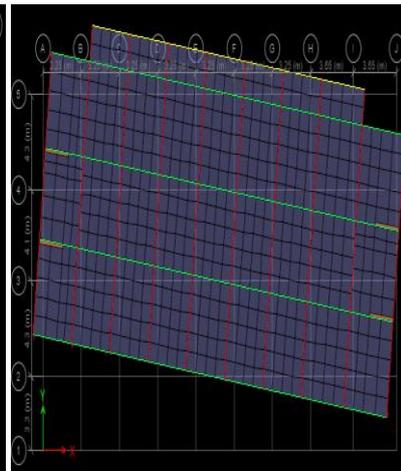


Figure IV.6 :3^{eme} mode de Déformation

Calcul de la force sismique totale : RPA99/ version 2003 (Article4.2.3)

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots(RPA99/version 2003) \text{ formule 4.1}$$

A : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe de la structure et de la zone sismique. Dans notre cas :

groupe d'usage 2 }
 Zone sismique : IIa } $A = 0.15$ RPA 99/version 2003 (Tableau 4.1)

R : coefficient de comportement global de la structure.

Valeur donnée par le tableau (4.3) du RPA 99/version 2003 en fonction du système de contreventement.

(Contreventement mixte $\Rightarrow R = 5$).

Q : facteur de qualité.

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$.

RPA(Formule 4.4)

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non. Les valeurs à retenir sont dans le tableau de la page suivante :

Critère q	Observé	Pq/xx	Observé	Pq/yy
1-Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2-Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3-Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4-Régularité en elevation	Non	0.05	Non	0.05
5-Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6-Contrôles de quality des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Tableau IV.1 Valeurs des pénalités Pq

Donc $Q_x = Q_y = 1$.

W : poids total de la structure : $W = \sum_1^9 W_i$

avec : $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$ (RPA99/version 2003) formule 4.5.

W_{Gi} : Poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation il est donné par le **tableau (4.5) du RPA 99/version 2003**.

$\beta = 0.2 \rightarrow$ usage d'habitation.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Il est fonction de catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T.

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Batiment d'habitation, bureaux ou assimilés.	0.20
2	Batiment sere ce vant du public temporairement: -Salles d'exposition,de sport,lieux de culte,salles de reunions avec Places debout. -Salles de classes,restaurants,dortoirs, salles de reunions avec places assises.	0.30 0.40
3	Entrepôts,hangars,...	0.50
4	Archives,bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés.	1.00
5	Autres locauxnonvisés-ci-dessus	0.60

Tableau IV.2 Valeurs du coefficient de pondération β

Dans notre projet $\beta = 0.20$.

Estimation de la période fondamentale de la structure

La période empirique peut être calculée de deux manières :

1- $T_1 = C_T \times (h_N)^{3/4}$ RPA 99 (Art .4.2.4).

2- $T_2 = 0.09 \times \frac{h_N}{D}$ RPA (Formule 4.7)

Avec : $T = \min(T_1; T_2)$

$h_N = 28.9\text{m}$: La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

$$\Rightarrow C_T = 0,05 \text{RPA (tableau 4.6)}$$

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

On prend la plus petite valeur pour T .

$$D' \text{ où } : T_1 = 0.623 \text{s.}$$

$$\text{Sens(x)} : D' = 30.65 \text{ m} \Rightarrow T_2 = 0.47 \text{ s}$$

$$\text{Sens(y)} : D' = 16.6 \text{ m} \Rightarrow T_2 = 0.63 \text{ s}$$

$$\begin{cases} T_{Sx} = \min(0.47; 0.623) = 0.47 \text{ s} \\ T_{Sy} = \min(0.623; 0.63) = 0.62 \text{ s} \end{cases}$$

► Valeur de T_1 et T_2

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPA99 tableau 4-7)

$$\text{Sol Ferme} \Rightarrow \text{Site (S2)} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,4 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_2 < T_x < 3,0 \text{ s} \Rightarrow D_x = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3}$$

RPA99/version 203 (Art 4.2)

$$T_2 < T_y < 3,0 \text{ s} \Rightarrow D_y = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3}$$

$$\text{Tel que } : \eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \rightarrow \text{facteur de correction d'amortissement.}$$

Avec : D : facteur d'amplification dynamique moyen selon la direction considéré

ξ (%): est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de remplissage (**RPA99/version 2003) Tableau 4.2**

Construction auto stable $\rightarrow \xi = 7 \%$.

Contreventement par voiles $\rightarrow \xi = 10 \%$.

$$\text{Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne} \Rightarrow \begin{cases} \xi = 8.5\% \\ \eta = 0.816 \end{cases}$$

$$D' \text{ ou } : D_x = 1.832; D_y = 1.523$$

$$\text{Sens(x)} : V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.832 \times 1.1}{5} \times 42689.674 \Rightarrow V_{stx} = 2580.84 \text{ KN}$$

$$\text{Sens(y)} : V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.518 \times 1.1}{5} \times 42689.674 \Rightarrow V_{sty} = 2138.49 \text{ KN}$$

Selon l'article 4.3.6 de l'**RPA/2003**, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalent V_{st}

Sens	$V_{dyn}(KN)$	$0.8V_{st}(KN)$	Observation
Sens x-x	2074.0509	2064.677584	Vérifiée
Sens y-y	2101.5283	1710.797256	Vérifiée

Tableau IV.3 Vérification de la résultante des forces

IV.7 Justification de l'interaction voiles-portique:

V.7.1 L'interaction sous charges verticales :

$$\frac{\Sigma F_{portiques}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voiles}}$$

————— $\geq 80\%$ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques

$$\frac{\Sigma F_{voiles}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voiles}}$$

$$\frac{\Sigma F_{voiles}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voiles}}$$

————— $< 20\%$ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles

$$\frac{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voiles}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voiles}}$$

Etages	Charge sur Portique (KN)	Charge sur voile (KN)	Pourcentage reprise (%)		Observation
			Portique	Voile	
RDC	-40820.9761	-6700.3688	85,9002964	14,0997036	Vérifiée
1	-35586.6241	--5787.992	86,0107657	13,9892343	Vérifiée
2	-31197.0677	-5110.5656	85,9242668	14,0757332	Vérifiée
3	-26350.5516	-4569.3831	85,2218863	14,7781137	Vérifiée
4	-21855.6649	-3813.3464	85,1441633	14,8558367	Vérifiée
5	-17429.4873	-2984.7463	85,3790921	14,6209079	Vérifiée
6	-13109.7606	-2227.7314	85,4752563	14,5247437	Vérifiée
7	-8718.5677	-1535.7563	85,0233297	14,9766703	Vérifiée

8	-4421.1567	-782.7845	84,9578527	15,0421473	Vérifiée
---	------------	-----------	------------	------------	----------

Tableau IV.5 Vérification sous charges verticales.

L'interaction sous charges verticales est vérifiée dans tous les niveaux.

IV.7.2 Sous charges horizontales :

$$\Sigma F_{\text{portiques}}$$

————— $\geq 25\%$ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques

$$\Sigma F_{\text{portiques}} + \Sigma F_{\text{voiles}}$$

$$\Sigma F_{\text{voiles}}$$

————— $< 75\%$ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles

$$\Sigma F_{\text{portiques}} + \Sigma F_{\text{voiles}}$$

Niveaux	Sens xx				Sens yy			
	La charge reprise (KN)		Le pourcentage (%)		La charge reprise (KN)		Le pourcentage (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
Etage 8	668.35	1289.73	34.13	65.87	630.63	1372.97	31.47	68.53
Etage 7	1010.97	790.63	56.12	43.88	811.40	1084.19	42.80	57.20
Etage 6	1115.17	586.91	65.52	34.48	883.77	901.99	49.49	50.51
Etage 5	953.85	614.26	60.83	39.17	756.85	894.10	45.84	54.16
Etage 4	133.97	388.19	72.70	27.30	815.83	671.80	54.82	45.18
Etage 3	771.43	459.00	62.70	37.30	632.71	665.40	48.74	51.26
Etage 2	782.03	252.10	75.62	24.38	636.30	447.34	58.72	41.28
Etage 1	488.89	288.41	62.90	37.10	400.70	423.58	48.61	51.39
RDC	494.49	173.58	74.02	25.98	418.20	197.81	67.89	32.11

Tableau IV.6.7 Vérification sous charges horizontales

L'interaction sous charges horizontales est vérifiée dans tous les niveaux.

IV.8 vérification de l'effort normal réduit :

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton.

La formule utilisée est la suivante

:RPA99.V2003(Article 7.1.3.3)

$$\nu = \frac{N}{B * f_{c28}} \leq 0.3$$

Nd : Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par logiciel Etabs.

Bc : L'aire brute du poteau.

Poteaux	Section (cm ²)	Na (KN)	ν	Observation
---------	----------------------------	---------	-------	-------------

55x55	3025	2104.53	0.278	Vérifiée
50x50	2500	1804.11	0.289	Vérifiée
50x50	2500	1475.59	0,236	Vérifiée
45x45	2025	1195.68	0.236	Vérifiée
45x45	2025	960.03	0.190	Vérifiée
40x40	1600	736.10	0.184	Vérifiée
40x40	1600	526.82	0.132	Vérifiée
35x35	1225	338.99	0.111	Vérifiée
35x35	1225	184.00	0,06	Vérifiée

Tableau IV.8 Vérification de l’effort normal réduit

IV.9 Justification vis-à-vis des déformations:

Les déplacements horizontal à chaque niveau *K* de la structure est calculé par:

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99.V2003(Article4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l’effet de torsion).

R: Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau *K* par rapport au niveau *K-1* est égal à:

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \dots \dots \dots \text{RPA.V2003 (Formule4-19)}$$

Avec: $\Delta_k < 1\% \times h_k \dots \dots \dots \text{RPA99.V2003(Art.5.10)}$

H_k : Étant la hauteur de l’étage

Sens x-x							
Niveau	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	h_k (m)	Δ_k/h_k (%)	Observation
RDC	0.000955	0.004775	0	0.004775	4.42	0.0010	Vérifiée
Etage 01	0.002235	0.011175	0.004775	0.006400	3.06	0,0020	Vérifiée
Etage 02	0.003652	0.01826	0.011175	0.007085	3.06	0,0023	Vérifiée
Etage 03	0.00516	0.02580	0.01826	0.00754	3.06	0,0024	Vérifiée
Etage 04	0.006661	0.033305	0.0258	0.007505	3.06	0,0024	Vérifiée
Etage 05	0.008175	0.040875	0.033305	0.00757	3.06	0.0024	Vérifiée

Etage 06	0.009638	0.04819	0.040875	0.007315	3.06	0,0023	Vérifiée
Etage 07	0.011017	0.055085	0.04819	0.006895	3.06	0.0022	Vérifiée
Etage 08	0.012208	0.06104	0.055085	0.005955	3.06	0.0019	Vérifiée

Sens y-y							
Niveau	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	h_k (m)	Δ_k/h_k (%)	Observation
RDC	0.000925	0.004625	0	0.004625	4.42	0.001046	Vérifiée
Etage 01	0.002151	0.010705	0.00462	0.006130	3.06	0.002003	Vérifiée
Etage 02	0.003588	0.01794	0.01075	0.007185	3.06	0.002348	Vérifiée
Etage 03	0.005159	0.02579	0.01794	0.007855	3.06	0.002567	Vérifiée
Etage 04	0.006749	0.03374	0.02579	0.007950	3.06	0.002598	Vérifiée
Etage 05	0.008383	0.04191	0.03374	0.008170	3.06	0.002669	Vérifiée
Etage 06	0.009913	0.04956	0.04191	0.007650	3.06	0.002500	Vérifiée
Etage 07	0.01135	0.05675	0.04956	0.007185	3.06	0.002348	Vérifiée
Etage 08	0.01263	0.06315	0.05675	0.0064	3.06	0.002091	Vérifiée

Tableau IV.9.10 Vérification du déplacement.

Ce tableau nous montre bien que le déplacement relatif sur la hauteur d'étage est inférieur à 1%, et ce pour x-x et y-y.

IV-10 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ: [RPA5.9]

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement.

Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} < 0.1\% \quad \text{RPA99.V2003 (Article5.9)}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau

«k» ; avec: $p_k = \sum (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$ **RPA99.V2003 (Article5.9)**

V_k : Effort tranchant d'étage de niveau «k».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k-1».

H_k : Hauteur de l'étage «k».

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivant:

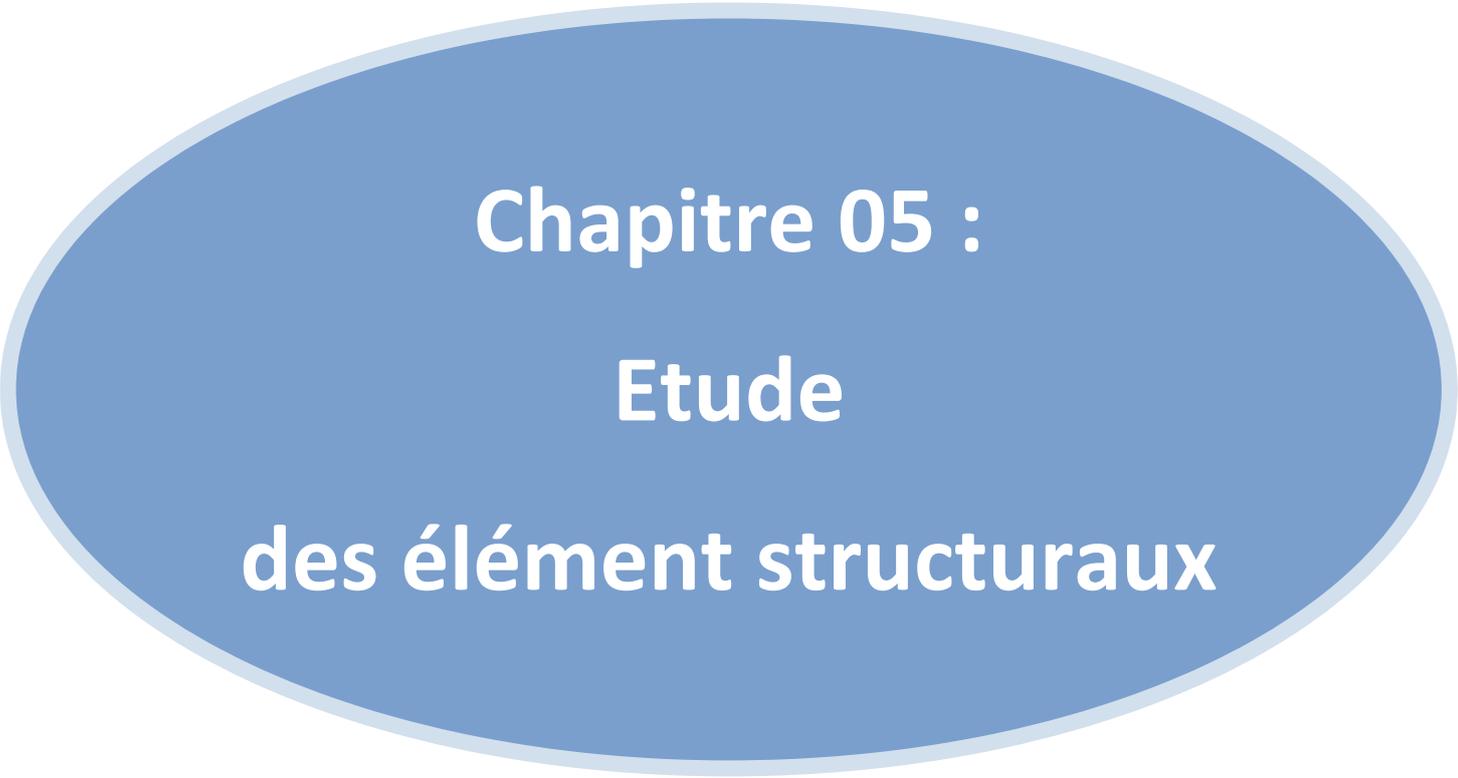
Sens y-y						
Niveau	Δk (m)	Pk (Kn)	Vk (Kn)	hk (m)	θ	Observation
RDC	0,004625	42689,675	2101,5283	4,42	0,021256	Vérifiée
Etage 1	0,006130	36791,891	2026,3459	3,06	0,036373	Vérifiée
Etage 2	0,007185	32280,474	1922,502	3,06	0,039426	Vérifiée
Etage 3	0,007855	27509,825	1780,9973	3,06	0,039651	Vérifiée
Etage 4	0,007950	22874,102	1605,3457	3,06	0,037019	Vérifiée
Etage 5	0,008170	18238,378	1406,0907	3,06	0,034632	Vérifiée
Etage 6	0,007650	13775,83	1168,1111	3,06	0,029483	Vérifiée
Etage 7	0,007185	9313,2812	887,6993	3,06	0,024634	Vérifiée
Etage 8	0,006400	4868,6307	535,0294	3,06	0,019032	Vérifiée
Sens x-x						
Niveau	Δk (m)	Pk (Kn)	Vk (Kn)	hk (m)	θ	Observation
RDC	0,004775	42689,675	2074,0509	4,42	0,022236	Vérifiée
Etage 1	0,006400	36791,891	2001,9318	3,06	0,038438	Vérifiée
Etage 2	0,007085	32280,474	1901,0982	3,06	0,039315	Vérifiée
Etage 3	0,007540	27509,825	1758,0916	3,06	0,038556	Vérifiée
Etage 4	0,007505	22874,102	1584,551	3,06	0,035405	Vérifiée
Etage 5	0,007570	18238,378	1383,5108	3,06	0,032612	Vérifiée
Etage 6	0,007315	13775,83	1149,2175	3,06	0,028656	Vérifiée
Etage 7	0,006895	9313,2812	869,487	3,06	0,024135	Vérifiée
Etage 8	0,005955	4868,6307	526,9704	3,06	0,017980	Vérifiée

Tableau IV.11.12 Vérification de l'effet $P-\Delta$

D'après les résultats obtenus dans ce tableau, les effets $P-\Delta$ peuvent être négligés.

IV.11 Conclusion :

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).



Chapitre 05 :
Etude
des élément structuraux

V.1. Introduction

On désigne sous le nom des éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

Ils contiennent : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles.

V.2 Étude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

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

- | | |
|-------------------|---------------------------------|
| 1) $G + Q$ | 4) $0.8G - E$ |
| 2) $1.35G + 1.5Q$ | 5) $G + Q + E$ (RPA99) |
| 3) $0.8G + E$ | 6) $G + Q - E$ |

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

1. ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
2. ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
3. ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)

V.2.1.Recommandations du RPA99 (Article 7.4.2.1)

a)- Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% b_1 \times h_1$ en zone IIa
- Leur pourcentage maximale sera de :
 - 4 % en zone courante
 - 6 % en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - 25 cm en zone IIa-
- 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 V.1**

$$h' = \text{Max}\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

$b; h$: Dimensions de la section transversale du poteau

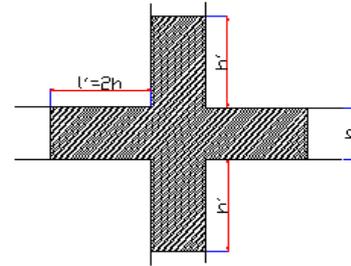


Figure V.1 : Zone nodal

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du **RPA99** sont apportées dans le tableau suivant :

Niveau	Section du poteau	Amin RPA (cm ²)	A ^{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC	55x55	24.2	121	181.5
1+2 ^{ème} étage	50x50	20.0	100	150
3+ 4 ^{ème} étage	45x45	16.2	81	121.5
5+6 ^{ème} étage	40x40	12.8	64	96
7+8 ^{ème} étage	35x35	9.8	49	73.5

Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

b) Les armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

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.

ρ_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'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- **Dans la zone nodale** $t \leq \text{Min}(10\phi_t, 15 \text{ cm})$ en zone IIa
- **Dans la zone courante** $t \leq 15\phi_t$ en zone IIb et III

Où : ϕ_t est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- **La quantité d'armatures transversales minimales**

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

- $A_t^{\min} = 0,3\% (t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$
- $A_t^{\min} = 0,8\% (t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum ;

- ❖ Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées $> 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont tirées directement du logiciel ETABS2016, les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Section	N_{max} et M_{corr}		N_{min} et M_{corr}		M_{max} et N_{corr}		V_u (KN)
	N (KN.m)	M (KN)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN)	N (KN)	
55x55	-1854.87	-4.24	64.62	37.50	68.29	-899.36	72.84
50x50	-1618.15	-2.35	-10.72	64.26	-98.94	-817.27	-65.56
45x45	-1204.77	-2.18	-115.63	20.76	93.29	-285.02	62.42
40x40	-797.37	-1.49	-72.95	17.93	74.49	-197.00	49.71
35x35	-400.86	4.78	-27.43	11.86	52.93	-85.33	36.02

Tableau V.1 Les sollicitations dans les différents poteaux

V.2. 2 .Ferrailage des poteaux

Les poteaux se calculent à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables pour chaque changement de section

- **Exemple de calcul :**

Soit le poteau du Sous-sol + RDC $65 \times 65 \text{ cm}^2$

1) **Calcul sous : $N_{max} \rightarrow M_{corr}$**

$$N_{max} = 1854.87 \text{ KN} \rightarrow M_{corr} = 4.24 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = 0,0022 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0,55}{2} = 0,275 \text{ m} \Rightarrow \text{Le centre de pression est à l'intérieur de la}$$

section et N de compression on doit vérifier :

$$N_u(d - d') - M_{UA} \leq (0,337h - 0,81 d') b h f_{bu} \dots \dots I$$

$$d = 0.52 \text{ cm} ; d' = 0.03 \text{ cm}$$

Avec $M_{UA} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 458.66 \text{ KN.m}$

$I \Leftrightarrow 0,45 \text{ MN.m} < 0.90 \text{ MN.m}$. D'où la section est partiellement comprimée

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec M_{UA}

M_{UA} (KN.m)	μ_{bu}	Z	A (cm ²)
458.66	0,16	0.47	24.28

Tableau V.2Ferrailage à la flexion simple « combinaison 1 »

A la flexion composée : $A' = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -22.01 \text{ cm}^2 < 0 \rightarrow A' = 0$

2) **Calcul sous : $N_{min} \rightarrow M_{corr}$**

$$N_{min} = -64.62 \text{ KN} \rightarrow M_{corr} = 37.50 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = 0,58 \text{ m} > 0,275 \text{ m} \Rightarrow \text{Le centre de pression est à l'extérieur de la section et N}$$

(est pris avec son signe -) de traction D'où la section est partiellement comprimée

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec M_{UA}

M_{UA} (KN.m)	μ_{bu}	Z	A (cm ²)
53.327	0,019	0.514	2.58

Tableau V.4Ferrailage à la flexion simple « combinaison 2 »

A la flexion composée : $A'' = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.96 \rightarrow A' = 0$

3) **Calcul sous : $M_{max} \rightarrow N_{corr}$**

$$M_{max} = 68.29 \text{ KN.m} \rightarrow N_{corr} = 899.36 \text{ KN}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = 0,49 \text{ m} > 0,325 \text{ m} \Rightarrow \text{Le centre de pression est à l'extérieur de la section et N de}$$

compression donc la section est partiellement comprimée

M_{UA} (KN.m)	μ_{bu}	Z	A ₁ (cm ²)
288.52	0,10	0,49	14.68

Tableau V.3Ferrailage à la flexion simple « combinaison 3 »

A la flexion composée : $A''' = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -7.76 \text{ cm}^2 < 0$

$A_{calculé} = \max(A' ; A'' ; A''') = 0.96 \text{ cm}^2 / \text{face} ; A_{adopté} = \max(A_{calculé} ; A_{min}) = A_{min} = 24.2 \text{ cm}^2$

D'où le choix : $2HA14+3HA16=9.11\text{cm}^2/\text{face}$; le ferrailage totale : $8HA16+8HA20=28.4\text{cm}^2$

a. Armatures longitudinales

Poteau (cm ²)	Armatures longitudinales (cm ²)	Espacement (cm)		Armatures transversales (cm ²)	Longueur de recouvrement (cm)
		Zone nodale	Zone courante		
55x55	8HA16+8HA14=28.4	10	15	8HA8=4,02	80
50x50	4HA16+12HA14=26.51	10	15	8HA8=4,02	80
45x45	8HA14+8HA12=21.37	10	15	8HA8=4,02	80
40x40	4HA14+8HA12=15.21	10	15	6HA8=3,02	80
35x35	4HA14+4HA12=10.68	10	15	4HA8=2,01	80

Tableau V.4 Ferrailage opté pour chaque section des poteaux

b. Section des armatures transversale

Niveau	RDC	1 ^{me} , 2 ^{eme} étages	3 ^{eme} , 4 ^{eme} étages	5 ^{eme} , 6 ^{eme} étages	7 ^{eme} , 8 ^{eme} étages
Section (cm ²)	55x55	50x50	45x45	40x40	35x35
ϕ_l^{\max} (cm)	1.6	1.6	1.4	1.4	1.2
ϕ_l^{\min} (cm)	1.4	1.4	1.2	1.2	1.2
l_f (cm)	295.4	214.2	214,2	214,2	214,2
Λ_g	5.37	4.28	4.75	5.35	6.12
Vu (KN)	72.84	65.56	62.42	49.71	36.02
l_r (cm)	80	80	80	80	80
S_t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10
S_t zone courante (cm)	15	15	15	15	15
A_t (cm ²)	1.24	1.84	1.95	2.01	0.84
A_t^{\min} zone courante (cm ²)	4.12	3.75	3.375	3	2.625
A_t^{\min} zone nodale (cm ²)	2.75	2.5	2.25	2	1.75
A_t adopté (cm ²)	4.02	4.71	3.14	3.14	3.14
Nbre de cadres	8HA8	8HA8	8HA8	6HA8	4HA8

Tableau V.7 : armature transversales

V.2.3 .Vérifications nécessaires :

a) Vérification au flambement

Selon le C.B.A93 art B.8.2.1 1 les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

$$Br \geq B_{calcul \acute{e}} = \frac{Nu}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right) + \left(\frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right)}$$

Avec $\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$

poteau	N_u (KN)	l_f (m)	α	$B_{calculé}$ (m ²)	Br (cm ²)	Observation
55x55	1854.87	2.81	0.80	0.105	0.270	Vérifiée
50x50	1618.15	1.86	0.80	0.091	0.220	Vérifiée
45x45	1204.77	1.86	0.82	0.066	0.176	Vérifiée
40x40	797.37	1.86	0.78	0.046	0.136	Vérifiée
35x35	400.86	1.86	0.76	0.023	0.102	Vérifiée

Tableau V.8 Vérification de flambement dans les poteaux

Pas de risque de flambement

b) Vérification des contraintes :

Poteau	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	σ_{b2} (MPa)	σ_{b1} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
55x55	1324.62	27.58	4.25	4.58	15	Vérifiée
50x50	1177.79	24.51	3.75	5.66	15	Vérifiée
45x45	877.13	31.66	2.79	5.86	15	Vérifiée
40x40	580.86	32.18	1.38	5.87	15	Vérifiée
35x35	292.76	28.75	0.78	5.55	15	Vérifiée

Tableau V.9 Vérification des contraintes « les poteaux »

c) Vérifications spécifiques sous sollicitations tangentes :

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

$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu}$ [Art 7.4.3.2 RPA99 V2003]

avec

τ_{bu} : La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaisons sismiques.

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d}$$

$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$ Avec: $\begin{cases} \rho_d = 0,075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0,04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Poteau	ρ_d	d (m)	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	observation
55x55	0.075	0.52	72.84	0.25	1.87	Vérifiée
50x50	0.04	0.47	65.56	0.27	1.0	Vérifiée
45x45	0.04	0.42	62.42	0.330	1.0	Vérifiée
40x40	0.075	0.37	49.71	0.335	1.87	Vérifiée
35x35	0.075	0.32	36.02	0.32	1.87	Vérifiée

Tableau V.10 Vérification de cisaillement « les poteaux »

V.2.4 schémas de ferrailage

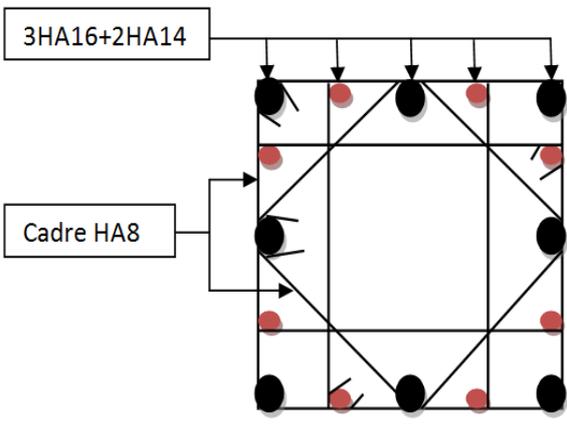
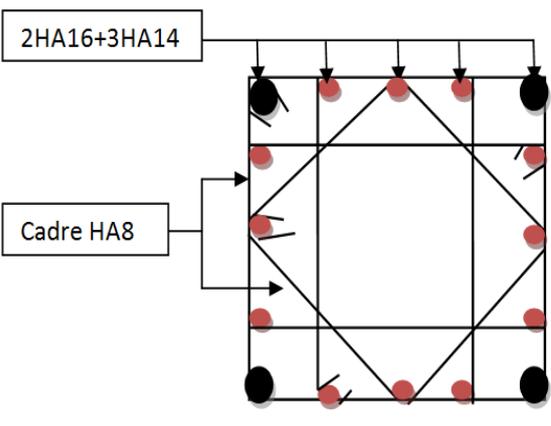
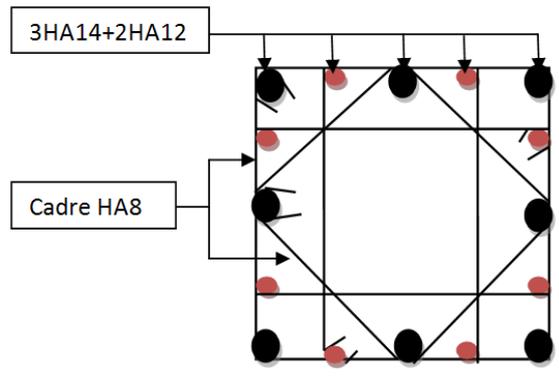
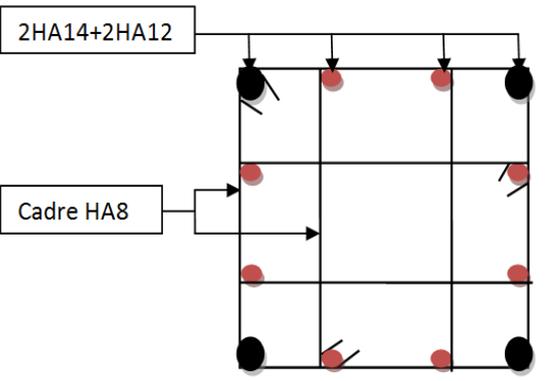
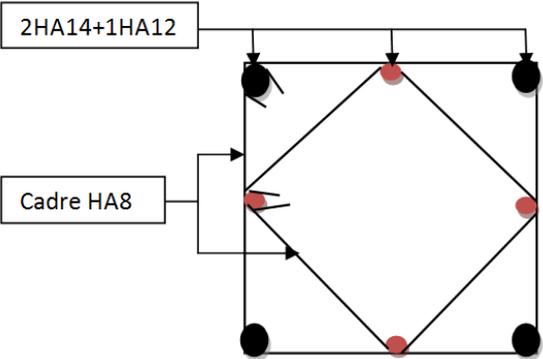
<p>Poteaux RDC : 55*55 cm²</p> 	<p>Poteaux étages : 01/02 50*50 cm²</p> 
<p>Poteaux étages : 03/04 : 45*45 cm²</p> 	<p>Poteaux étages 05/06 : 40*40 cm²</p> 
<p>Poteaux 07/08 : 35*35cm²</p>	
	

Tableau V.11 .Schémas de ferrailage des différentes sections des poteaux

V.3. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées à la flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant.

Après détermination des sollicitations (M, V), on procède au ferrailage avec le respect des pourcentages d'acier données par le RPA en zone II.a.

V.3.1. Recommandation du RPA 99

1-Ferrailage

a) Les armatures longitudinales : RPA 99 (art 7.5.2.1)

-Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0.5\% b \times h$ en toute section.

-Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- $4\% b \times h$ En zone courante.

- $6\% b \times h$ En zone de recouvrement.

-La longueur minimale des recouvrements est de :

- 40ϕ En zone IIa.

avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.

-L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure V.4, avec des crochets à 90° . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

-Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

-Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

-On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b) Les armatures transversales :RPA 99 (art 7.5.2.2)

-La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S \times b$

-L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

Minimum de : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$

En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2}$ Avec : h : La hauteur de la poutre

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

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

V.3.2.Recommandation de BAEL

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} \quad (\text{Condition de non fragilité})$$

V.3.3 Ferrailage des poutres

1. Armatures longitudinales

- Exemple de calcul

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (40× 35) avec les sollicitations suivantes :

$$M_t = 33.18 \text{Kn} \cdot \text{m} \quad ; \quad M_a = -50.67 \text{Kn} \cdot \text{m}$$

	α	z	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A (\text{cm}^2)$	Le choix
Appui	0,089	0,371	1.58	3.92	4HA12=4,52cm ²
Travée	0,025	0,381	1.58	2.503	3HA12=3.39cm ²

Tableau V.12 Ferrailage d'un exemple des poutres « poutre principale »

Niveau	Type de poutre	localisation	M (KN.m)	Le choix
RDC à 8ème étage	Poutre principale	Travée	33.18	3HA12=3.39cm ²
		Appui	-50.67	4HA12=4.52cm ²
	Poutre secondaire	Travée	23.47	3HA12=3.39cm ²
		Appui	-31.99	3HA12+1HA10=4.18cm ²

Tableau V.13 Ferrailage longitudinal des différents types des poutres

2. Armatures transversales

- $A_{t \min} = 0,003 \times S_t \times b$ avec

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi\right) \text{ en zone nodale,}$$

$$S_t \leq h/2 \text{ en zone nodale courante}$$

- Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par : $\phi_t \leq \min\left(\phi_l^{min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$

Type de poutre	St (cm)		A _{t min} (cm ²)	ϕ _t	A _t (cm ²)
	Z.nodale	Z.courante			
Poutre principale	10	15	1.05	HA10	4HA8=2.01
Poutre secondaire	10	15	0.9	HA8	4HA8=2,01

Tableau V.14 Ferrailage transversales « poutres »

V.3.4. Les vérifications

- **Vérification effort tranchant**
 - Effort tranchant (art A.5.1.2.1.1 C.B.A93)

Type de poutre	V _u (KN)	τ _u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Poutre principale	53.69	0.409	3,33	Vérifiée
Poutre secondaire	26.68	0.273	3,33	Vérifiée

Tableau V.15 Vérification de cisaillement « poutres »

- **Vérification des armatures longitudinales**

Appui de rive : $Al \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u$ [art A.5.1, 312 B.A.E.L91]

Appui intermédiaire : $Al \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{Mu}{0,9d} \right)$ [art A.5.1, 321 B.A.E.L91]

Type de poutre	A _l (cm ²)	Appui de rive $\frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	Appui intermédiaire $\frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u - \frac{Mu}{0,9d} \right)$	Observation
Poutre principale	4.52	1.54	-2.77	Vérifiée
Poutre secondaire	3.39	0.76	-2.37	Vérifiée

Tableau V.16 Vérification des armatures longitudinales « poutres »

- **Vérification des contraintes**

Type de poutre	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Poutre principale	18.13	9.08	3.30	15	vérifiée
	25.34	10.36	4.10		
Poutre secondaire	11.53	9.08	3.30	15	Vérifiée
	12.41	9.08	3,30		

Tableau V.17 Vérification des contraintes « poutres »

- **Vérification de la flèche**

Condition de non vérification art B 6.5.1 BAEL91

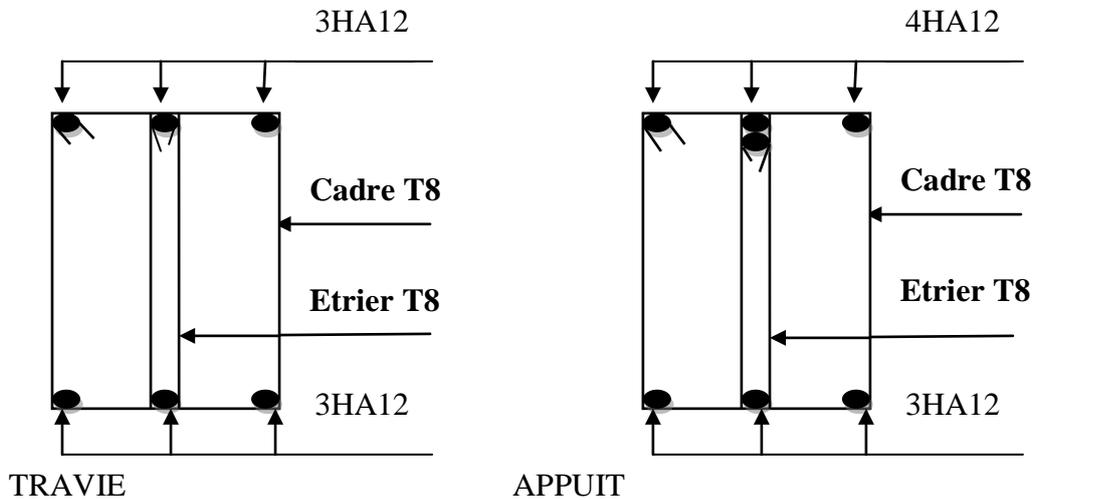
$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \text{ la flèche est vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

V.3.5 Schémas de ferrailage de la poutre (principale et secondaire)

➤ **Poutre principale**



➤ **Poutre secondaire**

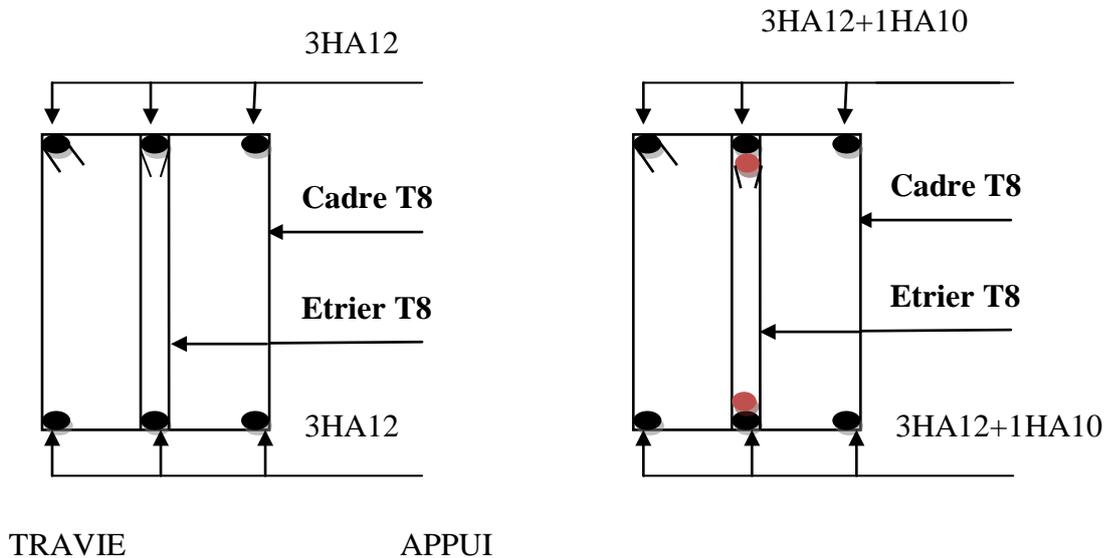
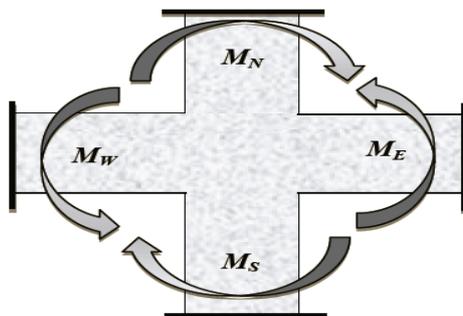


Figure. V.2 : schémas de ferrailage des poutre (PP ,PS)

V.4. Vérification des zones nodales

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le RPA99 V 2003 Art 7.6.2 exige de vérifier :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1,25(|M_W| + |M_E|)$$



FigureV.3 : Zone nodal

➤ **Détermination du moment résistant dans les poteaux**

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,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{Avec } z = 0,9h ; \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
RDC	55x55	0.49	28.4	489.21
Etage (01+02)	50x50	0.45	21.61	338.41
Etage(03+04)	45x45	0.40	21.37	301.18
Etage (05+06)	40x40	0.36	15.21	190.55
Etage (07+08)	35x35	0.31	10.68	117.07

Tableau V.58 Moments résistants « poteaux »

Niveau	Poutre	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
RDC	PP	35X40	0.36	4.62	57.87
A 8eme etage	PS	30X35	0.31	3.39	37.16

Tableau V.69 Moments résistants « poutre »

➤ **Vérification de la condition**

Les résultats des vérifications de la condition $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$ sont donnés dans le tableau suivant

Niveaux	plan	M_N (KN.m)	M_S (KN.m)	$M_W = M_E$ (KN.m)	$M_N + M_S$ (KN.m)	1.25 ($M_W + M_E$) (KN.m)	Vérification
R D C	PP	489.21	489.21	57.87	978.42	144.87	Vérifier
	PS			37.16		92.90	Vérifier
1 ^{ère} étage	PP	338.41	489.21	57.87	837.62	144.87	Vérifier
	PS			37.16		92.90	Vérifier
2 ^{ème} étage	PP	338.41	338.41	57.87	676.82	144.87	Vérifier
	PS			37.16		92.90	Vérifier
3 ^{ème} étage	PP	301.18	338.41	57.87	639.59	144.87	Vérifier
	PS			37.16		92.90	Vérifier
4 ^{ème} étage	PP	301.18	301.18	57.87	602.36	144.87	Vérifier
	PS			37.16		92.90	Vérifier
5 ^{ème} étage	PP	190.55	301.18	57.87	491.73	144.87	Vérifier
	PS			37.16		92.90	Vérifier
6 ^{ème} étage	PP	190.55	190.55	57.87	381.1	144.87	Vérifier
	PS			37.16		92.90	Vérifier
7 ^{ème} étage	PP	117.07	190.55	57.87	307.62	144.87	Vérifier
	PS			37.16		92.90	Vérifier
8 ^{ème} étage	PP	117.07	117.07	57.87	234.14	144.87	Vérifier
	PS			37.16		92.90	Vérifier

Tableau V.20 Vérification de la zone nodale

V.5 Etude des voiles

Les combinaisons de calcul à prendre sont les suivants :

$$1,35 \times G + 1,5Q \quad ; \quad G + Q$$

$$G + Q \pm E \quad ; \quad 0,8 \times G \pm E$$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations suivantes :

1) $M_{max} \rightarrow N_{corr}$

2) $N_{max} \rightarrow M_{corr}$

3) $N_{min} \rightarrow M_{corr}$

Exemple de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS2016, les résultats des sollicitations maximales de calcul dans les voiles Vy sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ **Sens XX'**

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		$V_u (KN)$
	N(KN.m)	M (KN)	N (KN)	M(KN.m)	M (KN)	N(KN.m)	
RDC	-2050.73	-229.33	447.44	241.90	-1151.59	-1302.46	-348.14
Etages (1+2+3+4)	-1574.62	-55.76	115.73	258.76	-527.29	-838.47	-265.74
Etages (5+6+7+8)	-653.39	-38.63	-39.70	-39.39	279.98	-309.37	185.07

Tableau V.21 Les sollicitations max dans le voile Vx2➤ **Sens YY**

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		$V_u (KN)$
	N(KN.m)	M (KN)	N (KN)	M(KN.m)	M (KN)	N(KN.m)	
RDC	-2446.94	-131.04	36.16	292.88	2875.78	-822.93	763.18
Etages (1+2+3+4)	-1928.77	-161.15	-156.63	173.29	1377.53	-1169.01	573.22
Etages (5+6+7+8)	-852.68	24.14	-6.66	212.92	569.01	-466.72	354.62

Tableau V.22 Les sollicitations max dans le voile Vy**V.5.1 Calcul du ferrailage**➤ **Armatures verticales**• **Calcul sous N_{max} et M_{corr}**

$$N_{max} = 2446.94KN \rightarrow M_{corr} = 131.04KN.m \quad L=3m \quad e = 0.25m$$

$e_G = \frac{M}{N} = 0,053m < \frac{l}{2} = 1.5m \Rightarrow$ Le centre de pression est à l'intérieur de la section est N de compression

On vérifie que : $N_u(d - d') - M_{UA} \leq (0,337h - 0,81 d')bh f_{bu} \dots \dots I$

$I \Leftrightarrow 4.028 < 13.45$ d'où la section est partiellement comprimée

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple

De la même manière que le calcul sous M_{max} et N_{corr} on trouve $A1 = 23.71cm^2$:

• **Calcul sous M_{max} et N_{corr}**

$$M_{max} = 2875.78KN.m \rightarrow N_{corr} = 822.93KN$$

$e_G = \frac{M}{N} = 3.49m < \frac{l}{2} = 1.5m \Rightarrow$ Le centre de pression est à l'extérieur de la section avec N de compression d'où la section est partiellement comprimée

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec

$$M_{UA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 4069.04KN.m$$

$$A2 = 36.041 \text{ cm}^2$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 8.09 \text{ m} < \frac{l}{2} = 1.5 \text{ m} \Rightarrow \text{Le centre de pression est à l'extérieur de la section et N de traction}$$

$$A3 = 3.03 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 11.25$$

$$A = \max(A1, A2, A3) = 36.041 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage de différent type des voile est résumer dans les tableau qui se suivent

	Voile V_x max			Voile V_y max		
	RDC	Erag 1,2,3,4	Etage 5,6,7,8	RDC	Etage 1,2,3,4	Etage 4,5,6,7
L(m)	2.00	2.00	2.00	3.00	3.00	3.00
e(m)	0.25	0.20	0.15	0.25	0.20	3.06
M (KN.m)	1151.59	527.29	279.98	2875.78	1377.53	569.01
N (KN)	1302.46	838.47	309.37	822.93	1169.01	466.72
V(KN)	348.14	265.74	185.07	763.18	573.22	354.62
τ (MPa)	1.08	1.03	0.96	1.58	1.49	1.23
L_t (m)	0.21	0.33	0.52	0.34	0.46	0.84
L_c (m)	1.58	1.34	0.96	2.32	2.08	1.32
A_h^{\min} /face	0.75	0.6	0.45	0.75	0.6	0.45
A^V_{Calcul} /face(cm ²)	29.85	15.47	6.78	36.04	24.30	9.6
A^V_{Adopter} /face m ²)	32.17	18.47	7.85	36.19	24.63	11.31
N^{barre} /face	16HA16	12HA14	10HA10	18HA16	16HA14	10HA12
S_t (cm)	10	20	20	10	10	20
A^h_{Calcul} /face (cm ²)	1.69	1.29	0.9	2.47	1.86	1.15
A_h^{\min} /face	0.75	0.6	0.45	0.75	0.6	0.45
A^h_{Adopter} /face (cm ²)	2.26	1.57	1.57	3.14	2.36	1.57
N^{barre} /face	2HA12	2HA10	2HA10	4HA10	HA10	2HA10
S_t (cm)	25	25	25	25	25	25

Tableau V.23 : Ferrailage des voiles V_y, V_x

V.5.2. Vérification à l'effort tranchant : selon l'article 7.7.2. du RPA 99

$$\tau_{adm} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} .$$

$$\tau = 1.4 \frac{V}{b_0 \cdot d} ; \text{ Avec } b_0 : \text{ épaisseur du voile et } d : \text{ hauteur utile.}$$

voile	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	τ (MPa) x-x	V_x	τ (MPa) y-y	V_y	Observation
RDC	5.00	1.00	348.54	1.45	763.18	Vérifié
Etage 1,2,3,4	5.00	0.95	265.74	1.36	573.22	Vérifié
Etage 5,6,7,8	5.00	0.89	185.071	1.12	354.62	Vérifié

Tableau V.24: vérification à l'effort tranchant pour les voiles

V. 5.3 . Exemples de schéma de ferrailage d'un voile V_x (étage 1,2,3,4)

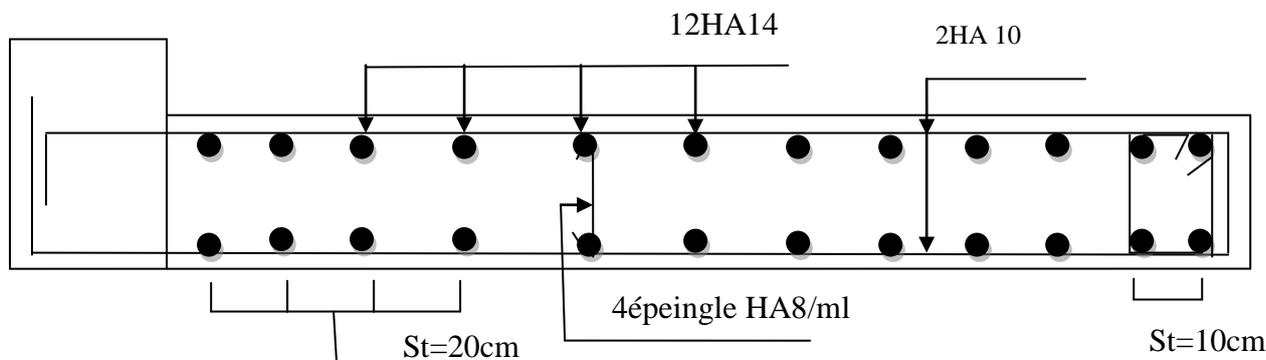


Figure.V.4 : schémas de ferrailage de voile V_x (étage 1,2,3,4)

V.6. Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

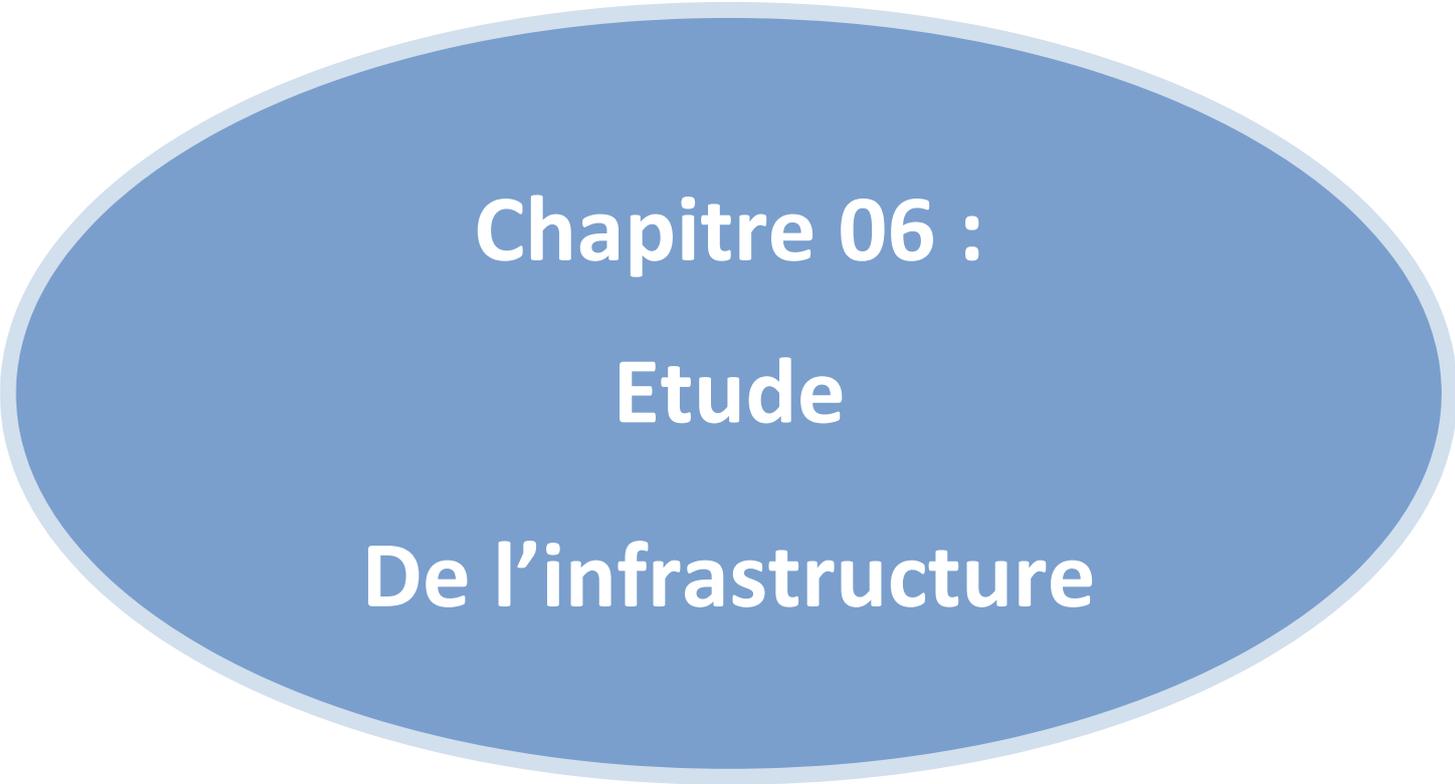
Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Le ferrailage adopté est le maximum donné par le *RPA*.

Il est noté que le ferrailage minimum *RPA* est souvent plus important que celui calculé Par le *BAEL*.

Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel **ETABS/V16**.

Les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée les sollicitations données par le **ETABS/V16**.

Les ferrilles adoptées respectent les recommandations de *RPA* et le *BAEL*.



Chapitre 06 :
Etude
De l'infrastructure

VI. Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction

Le calcul des structures passe obligatoirement par le dimensionnement des fondations ; car elles sont des éléments très importants constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. En effet, ces éléments permettent la transmission des efforts exercés par la structure au sol d'assise. Le choix du type de fondations dépend de l'intensité de l'effort exercé par la structure et de la capacité portante du sol d'assise.

Le dimensionnement des fondations doit être effectué de manière à ce que celles-ci vérifient toutes les conditions du bon comportement de la structure et d'avoir une bonne interaction entre la structure et son environnement immédiat qui est le sol en place. Dans ce chapitre on va présenter le calcul des fondations .

VI.2. Choix de type de fondation

Le choix du type des fondations dépend des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol
- Les charges transmises au sol
- La distance entre axes des portiques

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est de 1.8bars à un encrage de 1.6m

- Comme $h_{\text{encrage}} < 3\text{m}$, on opte pour des fondations superficielles.

D'après l'article **10.1.4.1 RPA99 V 2003**, pour les fondations superficielles les combinaisons utilisées sont : $G+Q\pm E$; $0,8G\pm E$.

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91 : $1.35G+1.5Q$, $G+Q$

VI.3. Etude des fondations de type I

VI.3.1 Les Vérifications

a. Vérification des semelles isolées : La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

- N : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par le **ETABS 2016**
- S : surface d'appui de la semelle.
- $\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

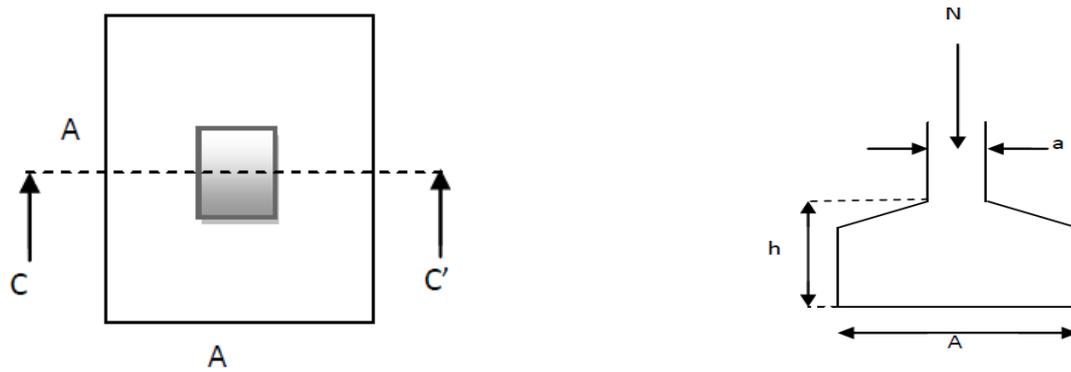


Figure VI .1.Semelle isolée de fondation type 1

Le poteau le plus sollicité a une section carrée ($b \times b$), donc $S = B^2$.

$$N = 1543.09 \text{ KN}, \quad \overline{\sigma_{sol}} = 0.180 \text{ MPa} \quad \gamma_s = 18 \text{ KN/m}^2 \quad \gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma_m = \frac{\gamma_s + \gamma_b}{2} = \frac{18 + 25}{2} = 21.5 \text{ KN/m}^3$$

$$N_{pp} = \gamma_m \times V_s = \gamma_m \times B^2 \times D = 34.4B^2$$

$$N_{ser} = N_{cal} + N_{pp} = 1543.09 + 34.4B^2$$

$$\sigma = q_{ref} = \frac{N_{ser}}{B^2} = \frac{1543.09}{B^2} + \frac{34.4B^2}{B^2} \rightarrow q_{ref} = \frac{1543.09}{B^2} + 34.4 \text{ (KPa)}$$

$$q_{ref} = \overline{\sigma}_{adm} = 180 \rightarrow \frac{1543.09}{B^2} + 34.4 \leq 180 \rightarrow \frac{1543.09}{B^2} \leq 145.6 \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{1543.09}{145.6}}$$

$$B = 3.25 \text{ m}$$

Semelles isolées dans notre cas ne convient pas car il y aura un chevauchement entre les semelles

b. Vérification des semelles filante :

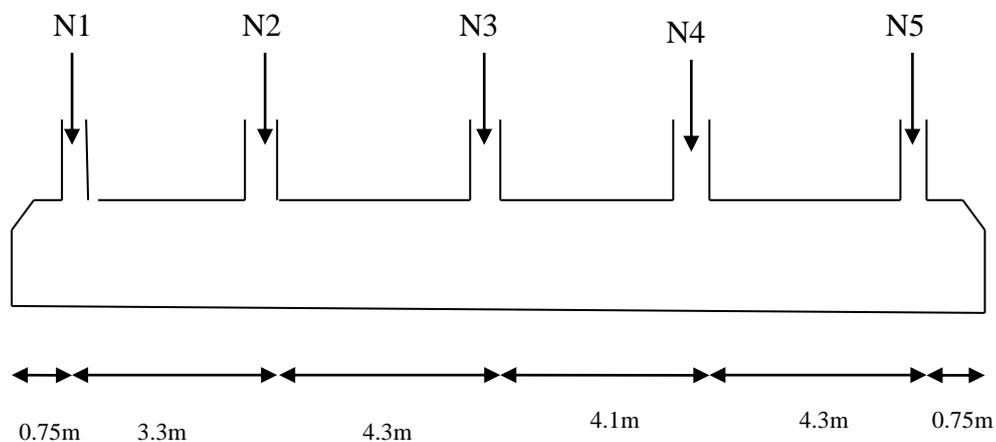


Figure VI.2 La semelle filante la plus sollicitée

$$\rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{adm} \times (L - 2e)} \quad (\text{d'après le modèle de Meyerhof}) \quad \text{avec : } e = \frac{M}{N}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

$$N = \sum_1^4 N_i \quad M = \sum_1^4 M_i$$

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

M_i : moments fléchissant dans le poteau « i ».

$$\text{D'où : } N = \sum_1^4 N_i = 5211.73 \text{ KN}$$

Les moments fléchissant dans les poteaux :

$$M = \sum_1^4 M_i = 66.04 \text{ KN.m}$$

$$\gamma_m = \frac{\gamma_s + \gamma_b}{2} = \frac{18 + 25}{2} = 21.5 \text{ KN/m}^3$$

$$N_{pp} = \gamma_m \times V_s = \gamma_m \times B \times D \times L = 21.5 \times 1.6 \times 17.5 \times B = 602B$$

$$N_{ser} = 5211.73 + 602B \text{ (KN)}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{66.04}{5211.73} = 0.0126$$

$$\text{Model de Meyerhof: } q_{ref} = \frac{N_G}{(B - 2 \times e_y) \times (L - 2 \times e_x)} = \frac{N_{ser}}{B(L - 2 \times e)}$$

$$q_{ref} = \frac{5211.73 + 602B}{B(17.5 - 2 \times 0.0126)} \leq 180 \rightarrow q_{ref} = \frac{5211.73 + 602B}{17.474B} \leq 180$$

$$5211.73 + 602B \leq 3145.32B \rightarrow 2392.82B \geq 5211.73$$

$$\text{D'où : } \rightarrow B \geq \frac{5211.73}{2392.82} = 2.05 \text{ m} \quad \text{on prend } B = 2.20 \text{ m}$$

- La semelle filante sous voile

$$B = 1.5 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il n'y a pas un chevauchement entre les deux semelles, Donc ce choix de fondation convient à notre structure.

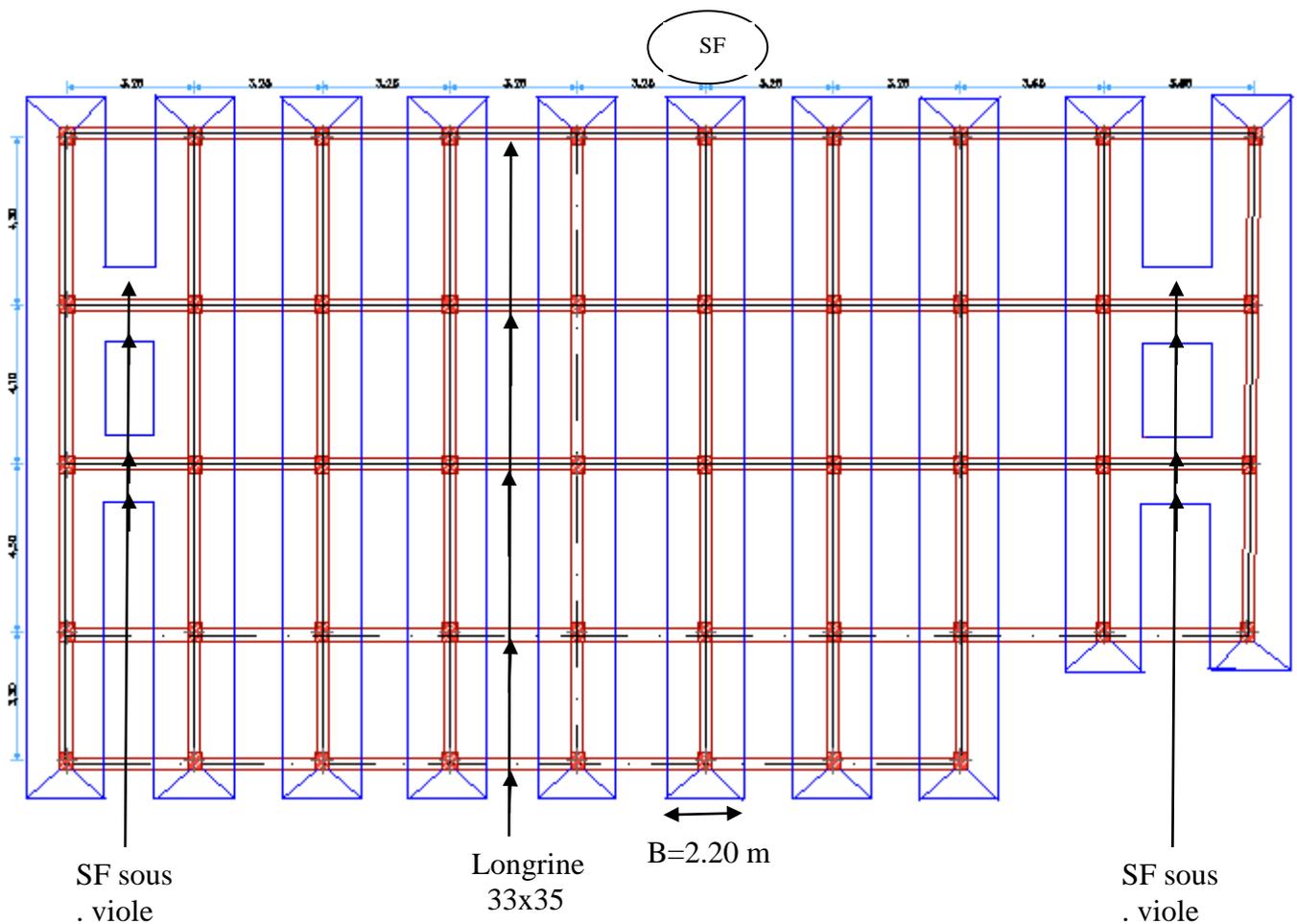


Figure VI.3 : Vue en plan de la disposition des semelles filantes.

VI.3.2 Calcul de la hauteur totale de la semelle (h_t) :

La hauteur totale de la semelle (h_t) est déterminée par l'équation suivante :

h_t : hauteur de la semelle avec: $h_t = d + c$

c : enrobage des armatures ; $c = 5\text{cm}$

d : hauteur utile quelle doit vérifier la condition suivante :

$$d \geq \max \left\{ \frac{B-a}{4} ; \frac{B-b}{4} \right\} ; (a \times b) = (55 \times 55)\text{cm}^2$$

$$d = 0,5\text{m} \Rightarrow h_t = 0.412 + 0.05 = 0.462\text{m} \text{ on prend } h_t = 0.55\text{m}$$

Le tableau qui suit resume le dimensionnement de cette semelle sous la combinaison ELS

Semmele	N (kn)	M(kn.m)	e (m)	B (m)	h_t
SF	5211.73	66.04	0.0126	2.20	0.55

Tableau VI.1 : résumé des dimensionnement de semelle calculer

➤ **Les vérifications:**

• **Vérification au poinçonnement:**

Selon le BAEL99 (article A.5.2.41), il faut vérifier la résistance au poinçonnement par l'effort tranchant, cette vérification s'effectue sur le poteau le plus sollicité comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ avec :}$$

N_d : Effort normale à l'état ultime

h_t : Hauteur total de la semelle.

U_c : Périmètre du contour au niveau de la feuille moyenne.

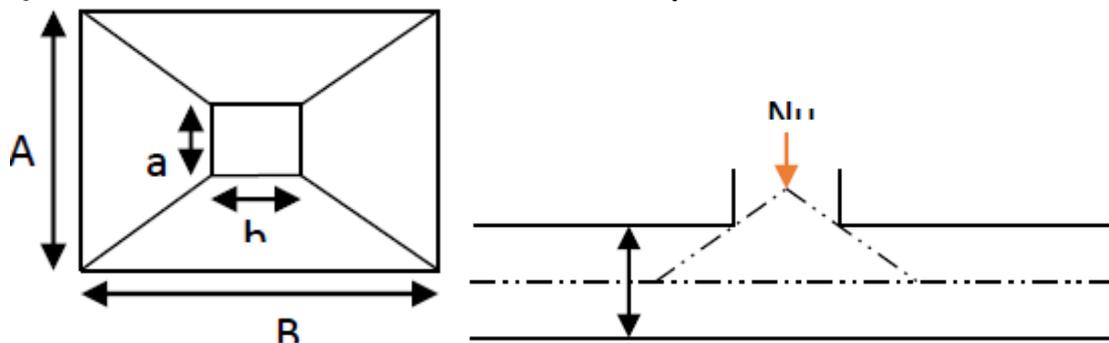


Figure VI.4: Présentation de zone d'impact de la charge compactée

Le poteau le plus sollicité est le poteau (55x55) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2(A + B)$

Tel que : $A = a + h_t = 0.55 + 0.55 = 1.1 \text{ m}$

$B = b + h_t = 0.55 + 0.55 = 1.1 \text{ m}$

Soit : $U_c = 4.4\text{m}$ et $N_d = 2118.99 \text{ KN}$

$$N_d = 2.11\text{MN} < 0.045 \times 4.4 \times 0.55 \times \frac{25}{1.15} = 2.36\text{MN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

VI.3.3 Calcul de l'effort sollicitant la semelle filante à l'ELU

$$q_{\text{ref}} = \frac{1.2N_U}{B \times (L - 2e)} = \frac{1.2 \times 7163.26}{2.2 \times (17.5 - 2 \times 0.126)} = 223.59 \text{ KN/m}^2$$

$P_u = q_{\text{ref}} \times B = 223.53 \times 2.2 = 491.89 \text{ KN/ml}$ (réaction du sol)

P_u représente la réaction linéique du sol sous la semelle filante dont les effets de flexion sont supportés par la poutre de rigidité

VI.3.4 Ferrailage de la semelle filante :

• **Acier principaux (A//B) :**

$$(A//B) = \frac{N_U \times (B - b)}{8 \times d \times f_{st}} \quad \text{Avec:}$$

N_U : Effort ultime sollicitant la semelle.

f_{st} : Contrainte d'acier

D'après l'ETABS 2016 : $N_U=2118.99$ KN

$$(A//B) = \frac{N_U \times (B-b)}{8 \times d \times f_{st}} = \frac{2118.99 \times 10^{-3} (2.2-0.55)}{8 \times 0.5 \times 400} = 21.85 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour : **7HA20=21.99 cm²**

- **Armature de répartition (A[⊥]B) :**

$$(A^{\perp}B) = \frac{(A//B)}{3} = 7.28 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour : **6HA12=12.06 cm²**

- La semelle filante sous voile aura le même ferrailage

VI.4 Etude de la poutre de rigidité :

- **Définition :**

C'est une poutre disposée le long de la semelle. Elle est nécessaire pour reprendre les efforts ramenés par les poteaux et les répartir sur toute la semelle. La poutre de rigidité est généralement noyée dans la semelle.

- **Dimensionnement :**

La hauteur (h) de la poutre de rigidité est déterminée à partir de la formule suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6}$$

L : la plus grande distance entre axe de deux poteaux dans la semelle.

$$\frac{430}{9} = 47.77 \text{ cm} \leq h \leq \frac{430}{6} = 71.66 \text{ cm}$$

Soit : h= 65 cm

$$b_0 = b_{\text{avant poteau}} + 10 \text{ cm} = 65 \text{ cm}$$

- **Calcul des sollicitations :**

- **Méthode de calcul :**

La poutre de rigidité est calculée comme une poutre continue renversée soumise à la réaction du sol et appuyée sur les poteaux.

Pour le calcul des sollicitations on utilise le logiciel sap2000/V20

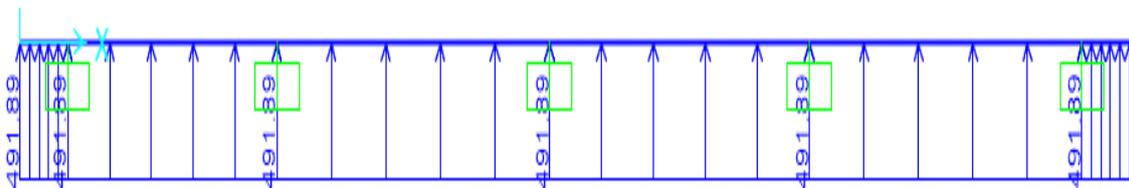


Figure VI.5 : Schéma statique de la poutre de rigidité

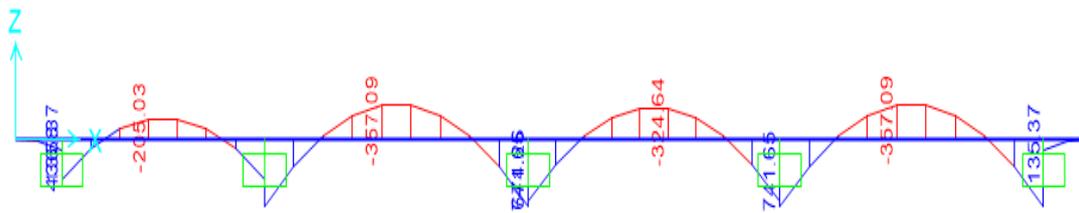


Figure VI.6 : Diagramme des moments dans la poutre de rigidité à l'ELU

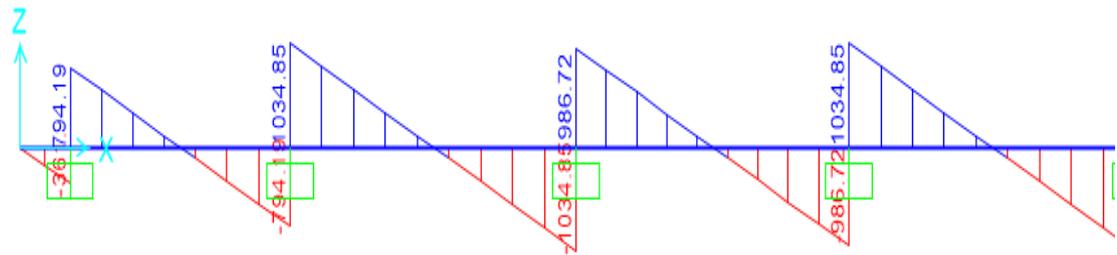


Figure VI.7 : Diagramme des efforts tranchants dans la poutre de rigidité à l'ELU

➤ **Calcul du ferrailage**

A) Ferrailage de la partie inférieure :

On a : $F_{c28}=250$ bar , $F_e= 4000$ bar , $f_{bu}= 142$ bar (ELU) , $\sigma_a= 3480$ bar

$$\mu_{bu} = \frac{M_{max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{357.09 \times 10^4}{65 \times 60^2 \times 142} = 0.107 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \rightarrow A' = 0 \quad \alpha = 0.141 \quad , \quad z = 56.59 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_{max}}{Z \times \sigma_a} = \frac{357.09 \times 10^4}{56.59 \times 3480} = 17.2 \text{ cm}^2$$

B) Ferrailage de la partie supérieure

On a : $F_{c28}=250$ bar , $F_e= 4000$ bar , $f_{bu}= 142$ bar (ELU) , $\sigma_a= 3480$ bar

$$\mu_{bu} = \frac{M_{max}}{b_0 \times d \times f_{bu}} = \frac{741.65 \times 10^4}{65 \times 60^2 \times 142} = 0.22 \rightarrow \text{pivot B}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \rightarrow A' = 0 \quad \alpha = 0.319 \quad , \quad z = 52.32 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_{max}}{Z \times \sigma_a} = \frac{741.65 \times 10^4}{43.45 \times 3480} = 40.73 \text{ cm}^2$$

➤ **vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{1034.85 \times 10^2}{65 \times 60} = 26.53 \text{ bar} \quad f_{tk} = 21 \text{ bar}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times s_t} = \frac{\gamma_s \times (\tau_u - 0.3f_{tk})}{0.9 \times f_e} = \frac{1.15 \times (26.53 - 6.3)}{0.9 \times 4000} = 6.46 \times 10^{-3}$$

Pour $A_t = 6\text{HA}10 = 4.71\text{cm}^2$

$$S_t \leq \frac{4.71}{6.46 \times 10^{-3} \times 65} = 11.21 \text{ cm}$$

➤ **Espacement maximal (CBA 93) :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times s_t} \geq 4\text{bar} \rightarrow S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 4} = \frac{4.71 \times 4000}{65 \times 4} = 72.46\text{cm}$$

Soit $S_t = 10\text{cm}$ en zone nodale, et $S_t = 15\text{cm}$ en zone courante

➤ **Les armatures de peau :**

En vertu des prescriptions du CBA-93, on prend $2\text{HA}12=2.26\text{cm}^2$

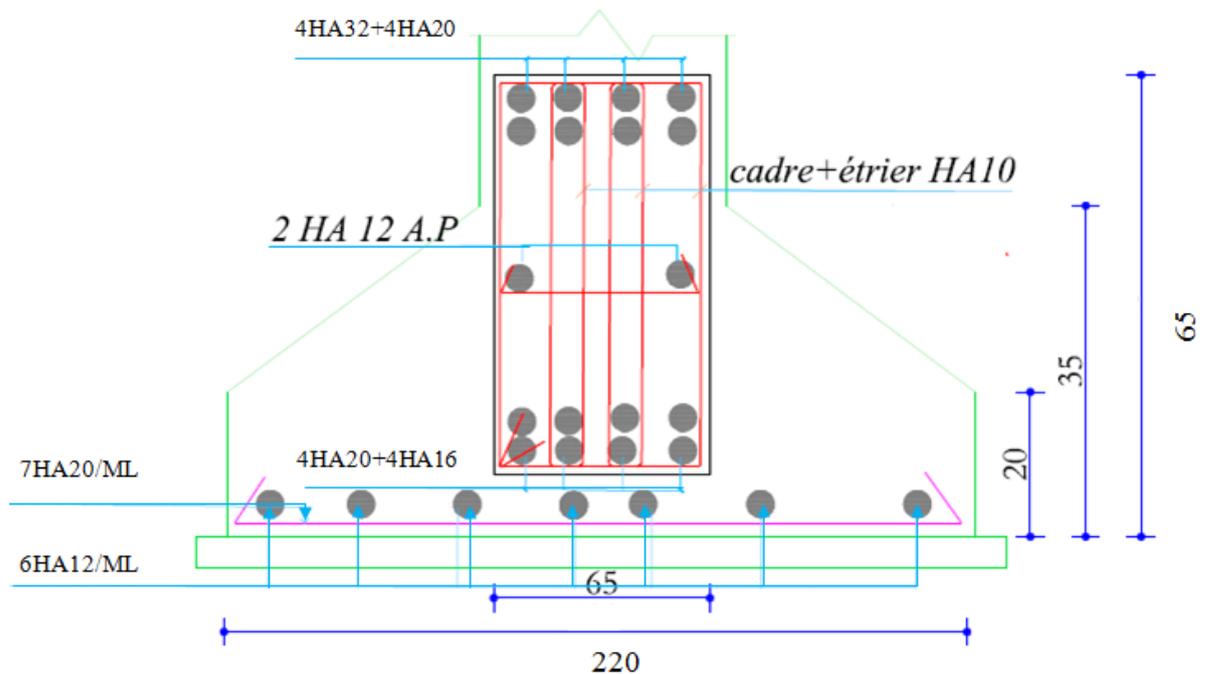


Figure VI.8 : Schéma de ferrailage de la semelles filante.

VI.5 : Les longrines :

➤ **Pré dimensionnement des longrines:**

Le RPA 99/2003, exige les conditions suivantes :

- Les points d'appuis doivent être solidarités, par un réseau bidirectionnel de longrines, pour s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.
- Les dimensions minimales de la section transversale des longrines en site S2 sont : $25 \times 30 \text{ cm}^2$.
- Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction, sous l'action d'une force égale

$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$ avec N: Force égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

• Le ferrailage minimum doit être de 0.6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20cm; 15 \varnothing).

➤ **Vérification :**

Nous avons $N=2118.99\text{KN}$, d'après le RPA on a: $\alpha=15$ en zone II, site S2.

$$F = \frac{2118.99}{15} = 141.266 \text{ KN D'où : } F > 20 \text{ KN}$$

➤ **Ferrailage :**

A) Armatures longitudinales :

$$A_u = \frac{N_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{0.141 \times 1.15}{400} = 4.061 \text{ cm}^2$$

On choisit une section de : (30×35) cm² → $A_{\min} = 0.6\% \times 30 \times 35 = 6.3 \text{ cm}^2$

Choix: 6HA14=9.24 cm²

B) Armatures transversales :

$S_t \leq \min(20 \text{ cm}, 15\varnothing)$ → on choisit un cadre et un étrier $\varnothing 8$, pour un espacement de 15cm.

• **Vérification condition de non fragilité:**

$$B = 30 \times 35 = 1050 \text{ cm}^2 \leq \frac{A \times f_e}{f_{t28}} = \frac{9.24 \times 400}{2.1} = 1760 \text{ cm}^2$$

➤ **Schéma de ferrailage :**

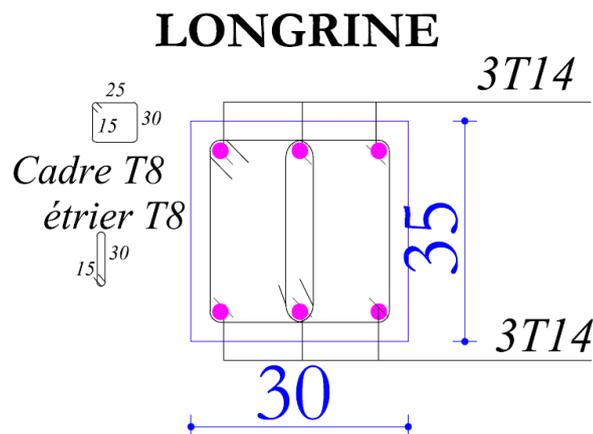


Figure VI.9 : Schéma de ferrailage des longrines.

VI.6 Conclusion :

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage, ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés à la caractéristique du sol en place ainsi que des caractéristiques géométriques de la structure.

Nous avons procédé à un calcul avec semelle isolée, ce dernière ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient, en suite nous sommes passé à un calcul des semelles filantes qui convient à notre structure.

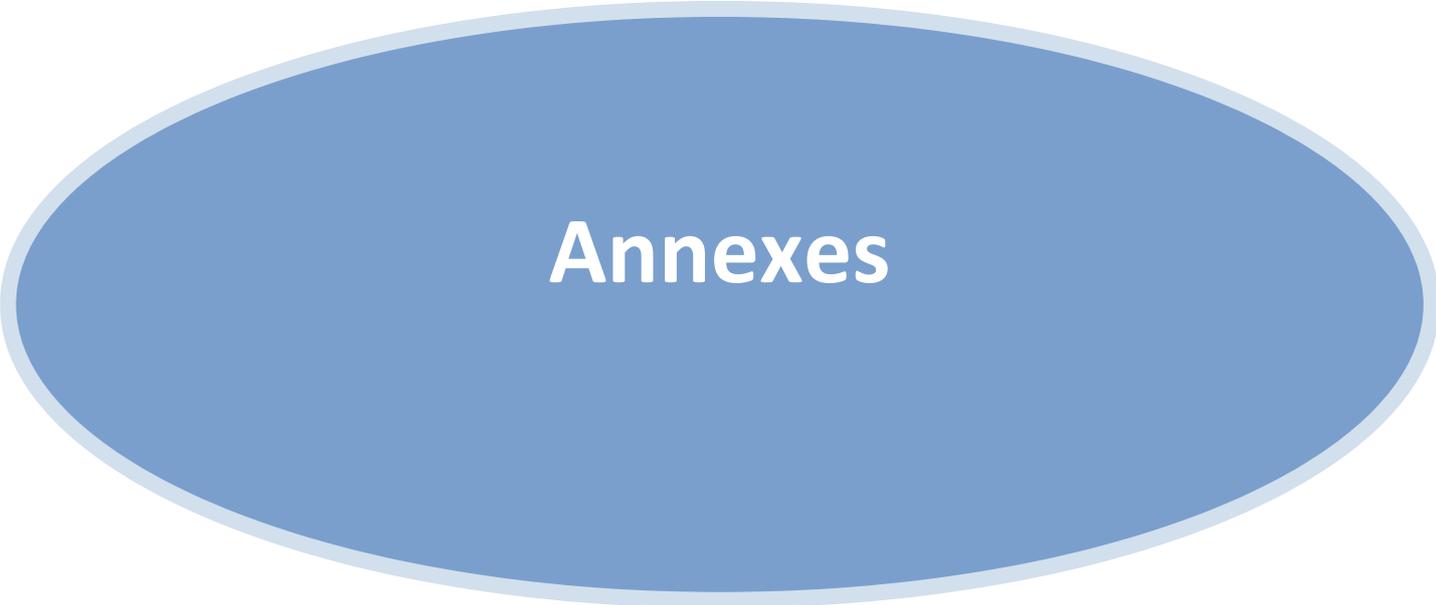
Conclusion Générale

Conclusion générale

Conclusion générale :

L'étude de cet ouvrage nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment, et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la conception et le calcul des différentes structures conformément à la réglementation en vigueur. Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui 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. La semelle filante est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées.



Annexes

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

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

Bibliographie

Bibliographie :

REGLEMENT :

- Règles BAEL 91 modifiées 99.
- Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 / version 2003.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93).

Cours :

- Cours de béton armé, 3 ème année et Master 1 Génie Civil.
- Enceins mémoires de fin d'étude.

V. CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Le terrain d'assise choisi pour recevoir les immeubles de la promotion immobilière « FARMINIA » dans la nouvelle ville d'Akbou au profit de EURL SOPI ZS est d'après nos différents essais, un sol globalement de bonne portance.

L'étude consiste à avoir une appréciation sur les qualités du terrain d'assise, vis à vis de sa portance, ses qualités intrinsèques afin d'y installer une construction à usage d'habitation.

Le site est sur un terrain vierge de toute construction, de pente abrupte situé entre la cité des 130 logements OPGI et un ravin (talweg) traversant la ville d'Akbou (Ouest – Est).

Des sondages pénétrométriques et carottés ont été réalisés dans l'assiette d'assise et ont révélé sommairement un terrain verticalement et horizontalement homogène vis à vis de sa compacité (résistances à la pénétration).

Les sols sont dominés par des alluvions et colluvions dans des matrices argileuses limoneuses très graveleuses (galets, pierres et limons sablonneux graveleux) compacts à très compacts en profondeur.

Ceci dit, et compte tenu de la pente abrupte du terrain d'assise, on préconise :

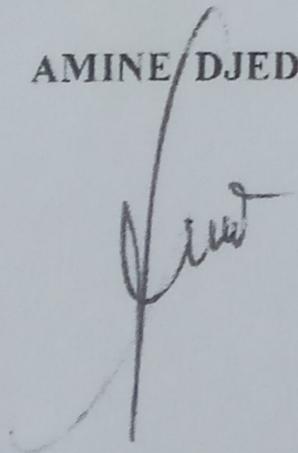
- L'emploi de fondations superficielles.
- Une contrainte admissible des sols de fondation de 1.8 bars, pour les blocs C et D avec un ancrage à $-1^m.60$ de la côte de la plate forme supérieure.
- Une contrainte admissible des sols de fondation de 2.2 bars, pour les blocs A et B avec un ancrage à $-2^m.00$ de la côte de la plate forme inférieure.
- Les caractéristiques mécaniques des sols sont : $C= 0.27$ bar, $\varphi= 43^\circ$.

Il est par ailleurs, conseillé de :

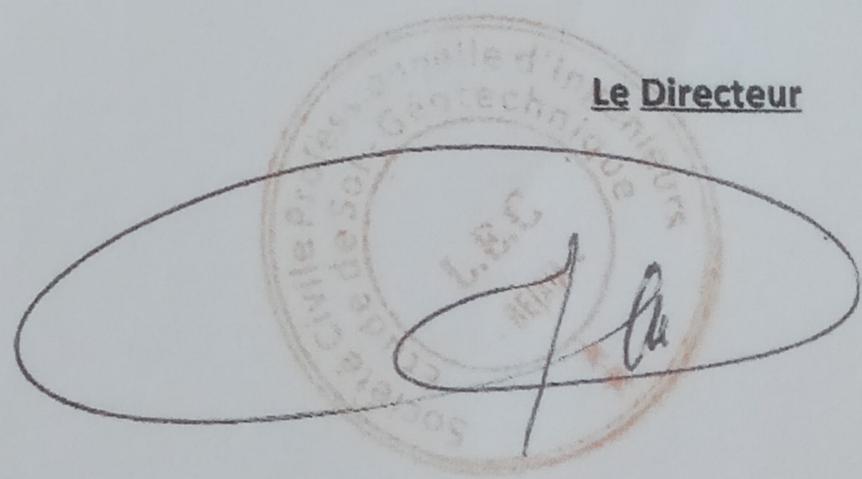
- ✓ compacter soigneusement le fond des fouilles.
- ✓ Aucune agressivité des sols vis à vis du béton n'est constatée. Néanmoins, il est recommandé de réaliser les fondations avec un béton dosé à 400 kg/m^3 .

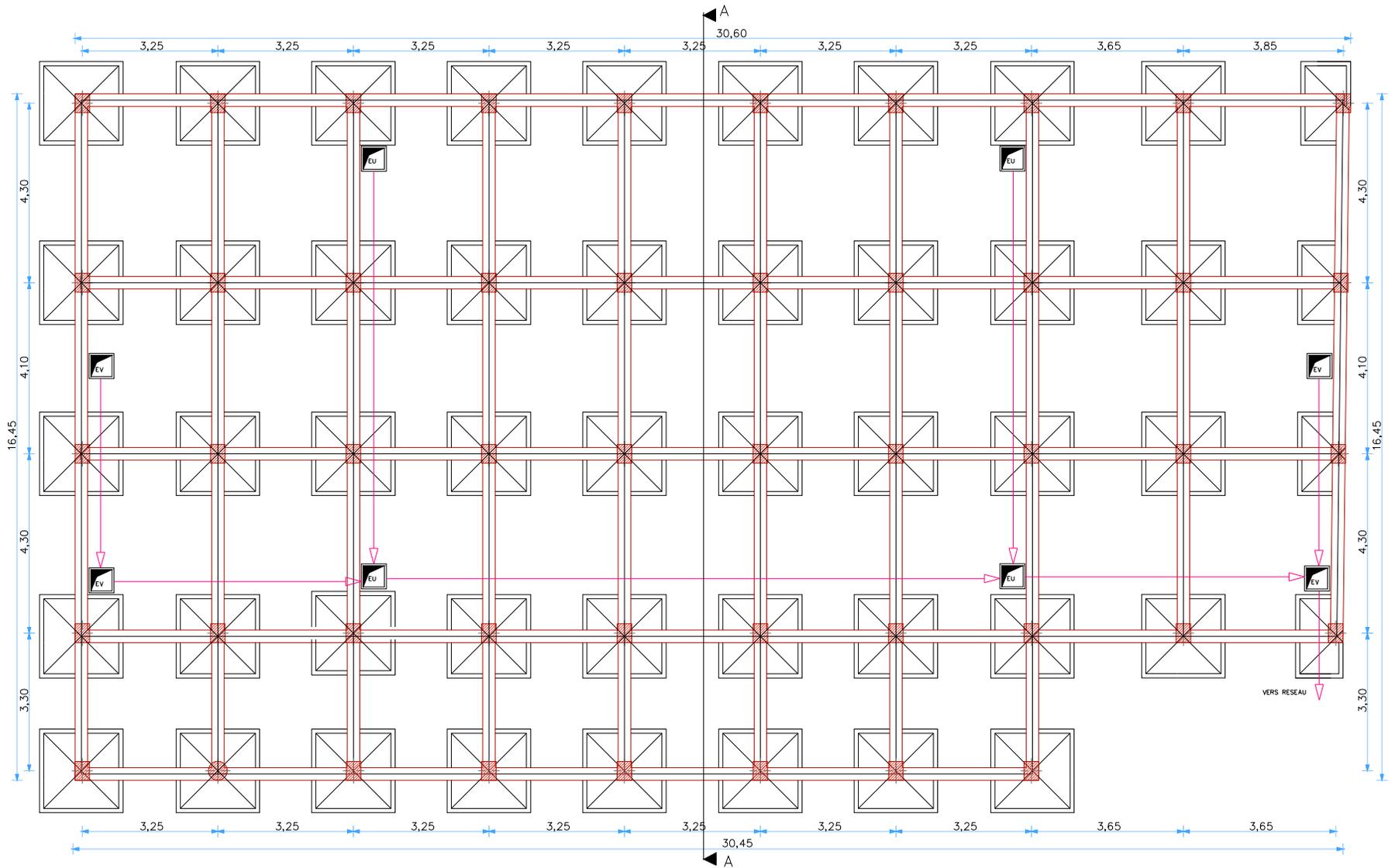
L'Ingénieur chargé de l'étude

AMINE DJEDJIG

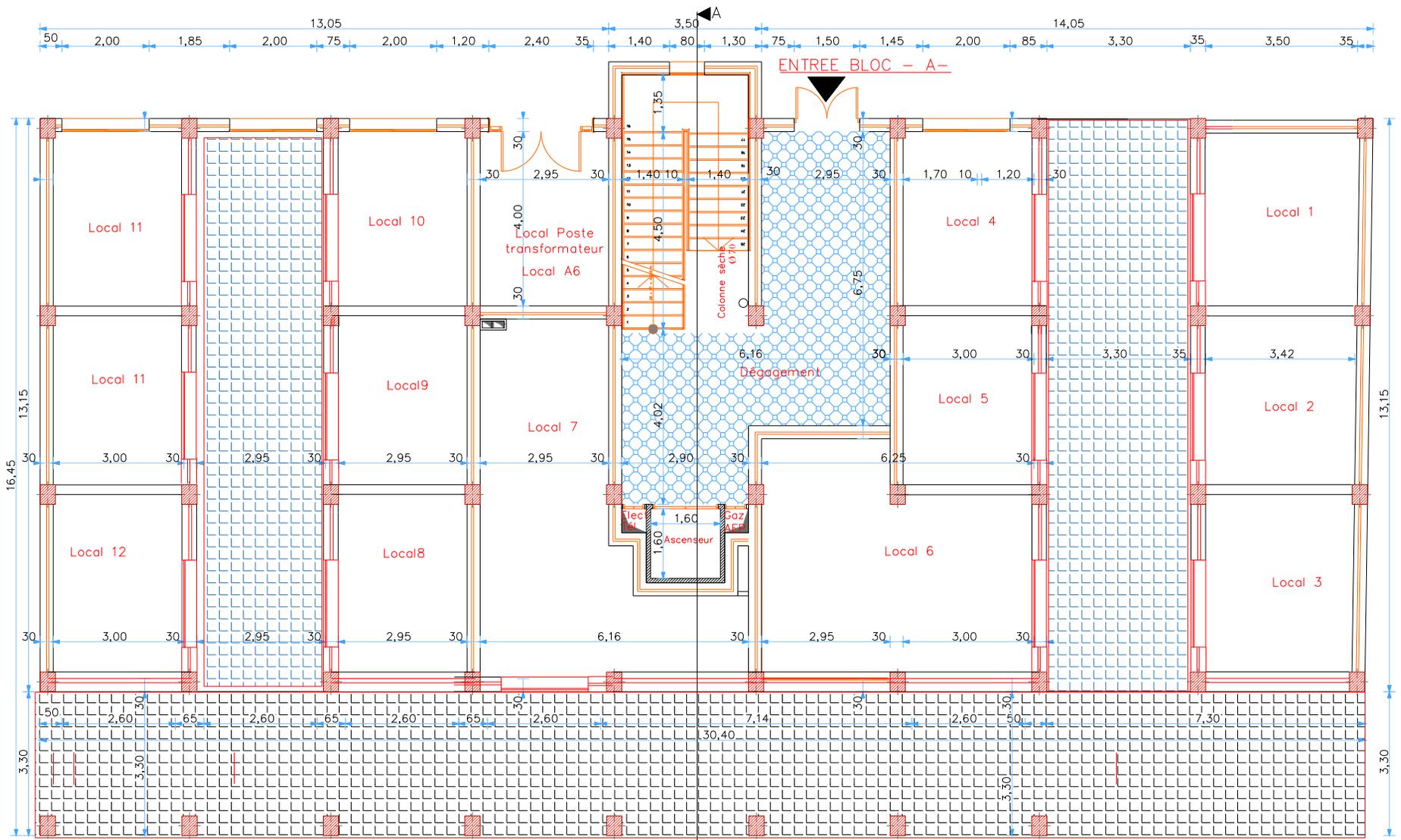


Le Directeur

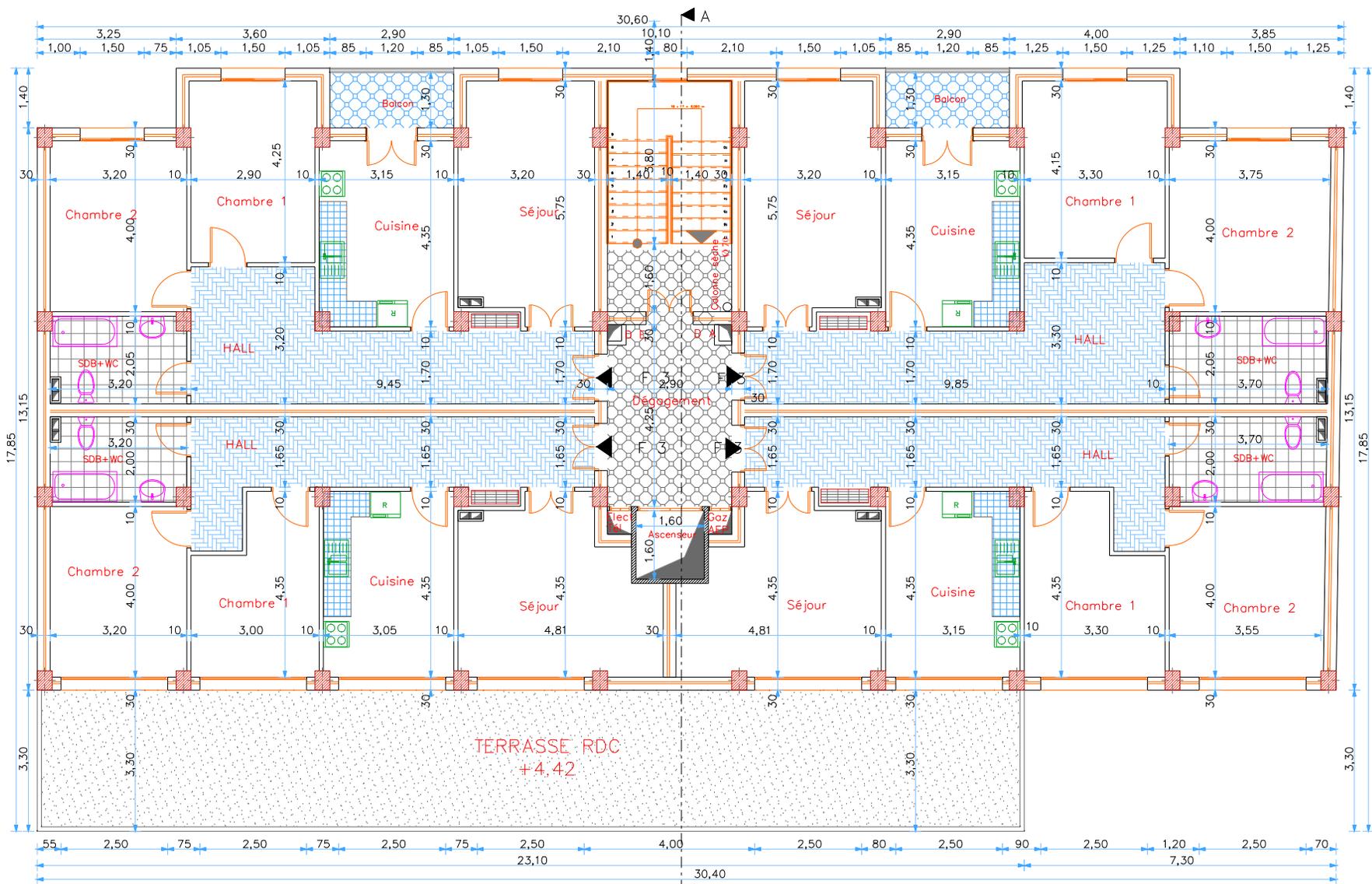




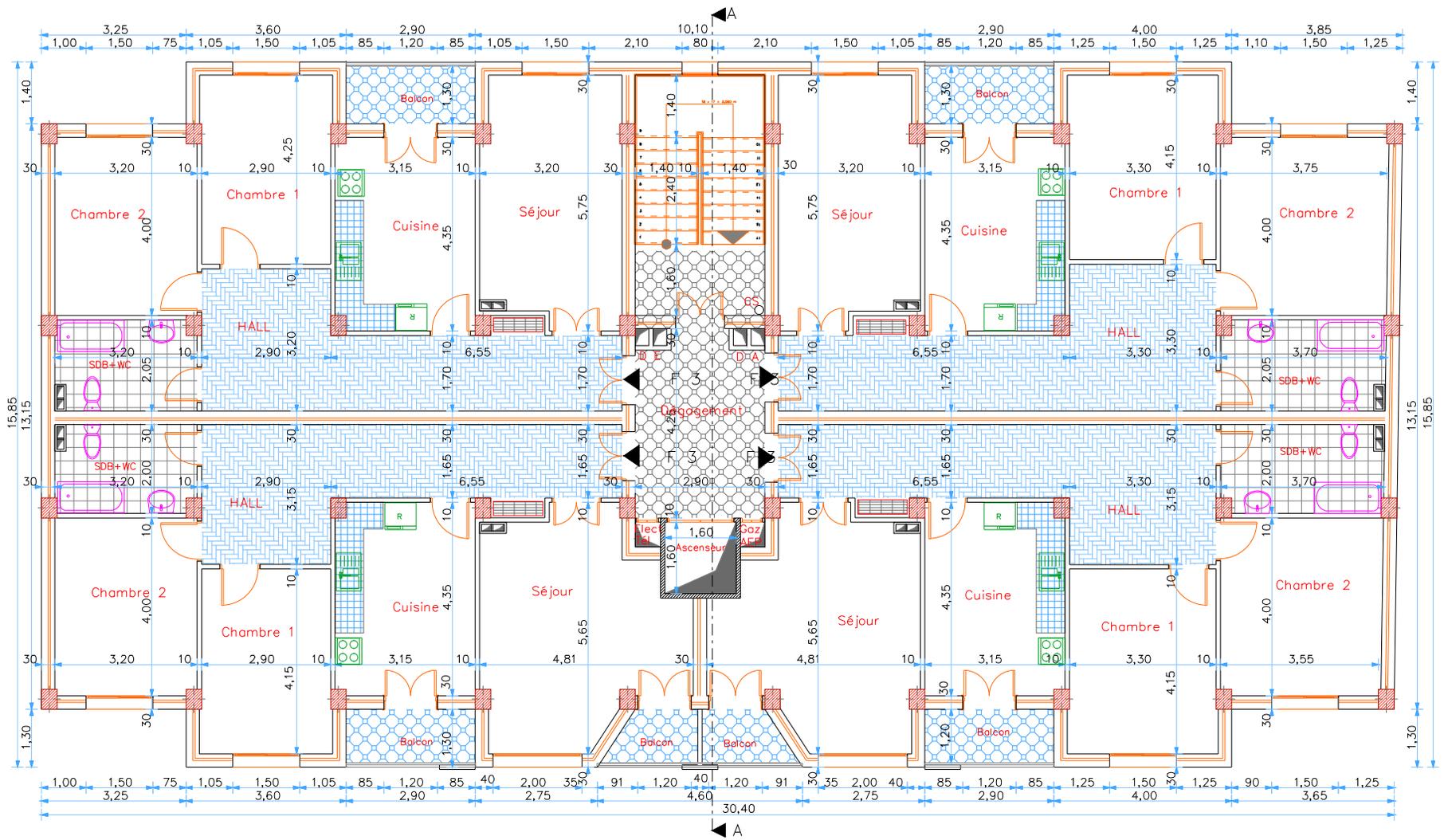
PLAN DE FONDATIONS



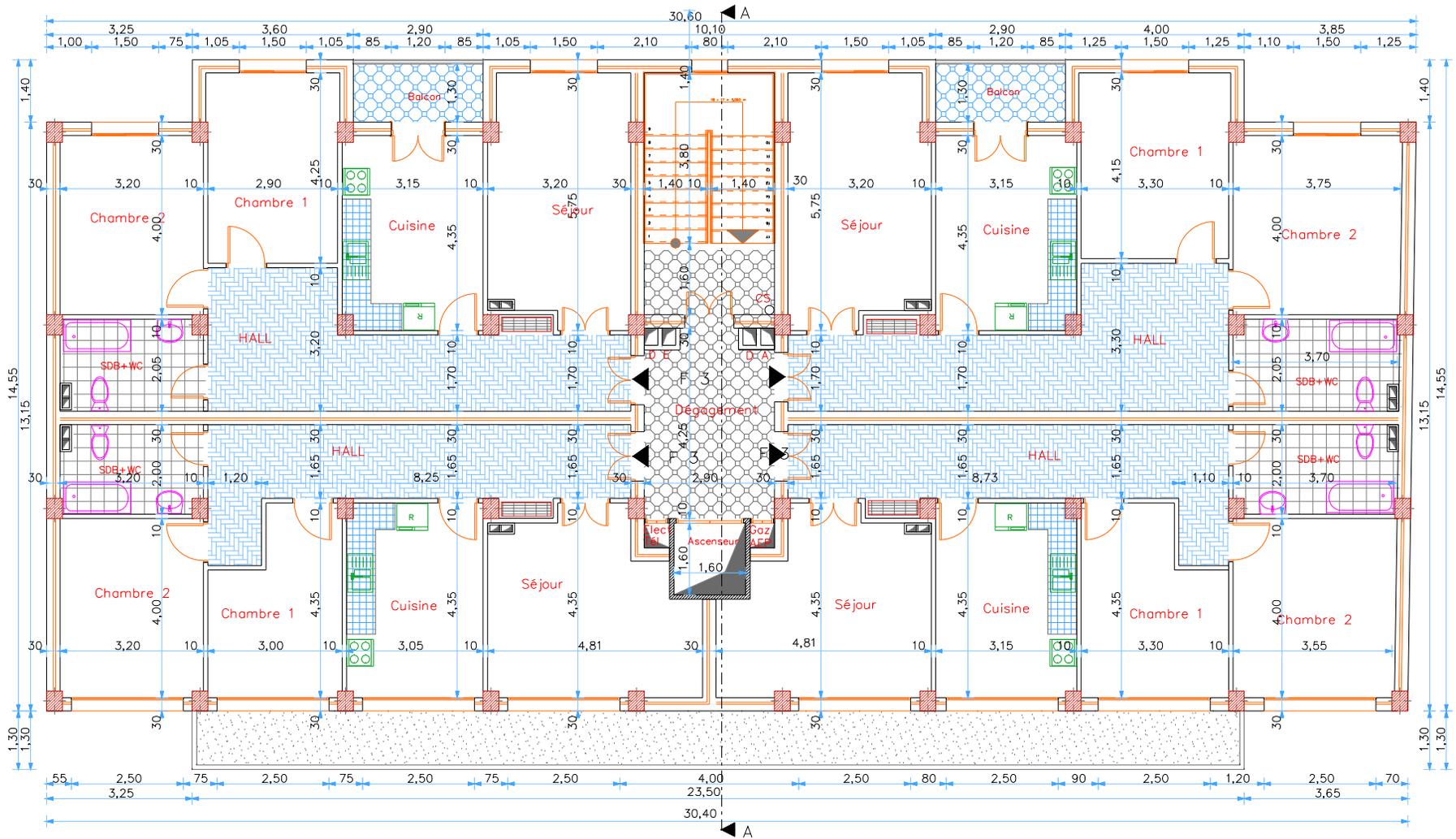
PLAN RDC



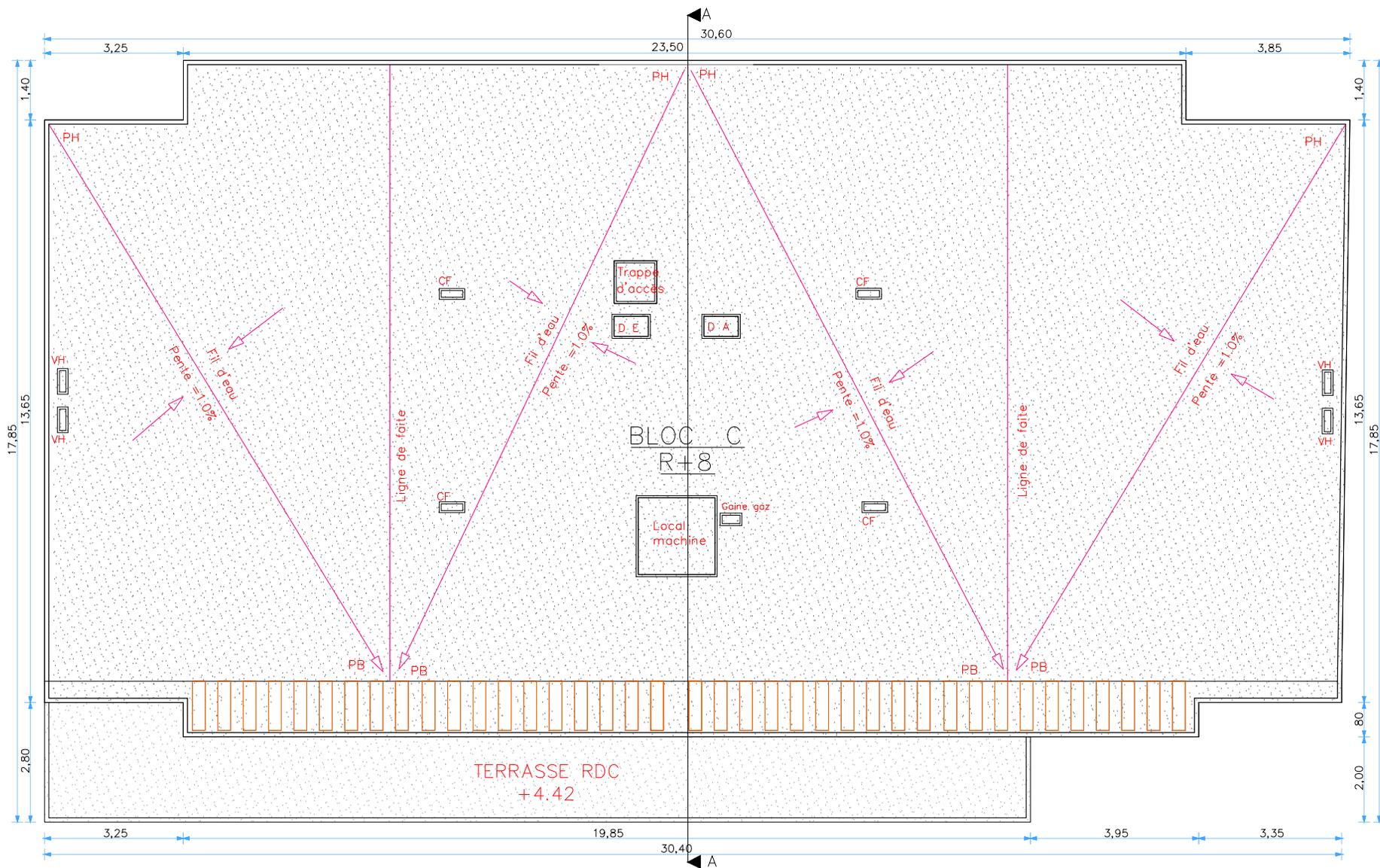
PLAN ETAGE 1



PLAN ETAGE COURANT
(2,3,4,5,6,7)



PLAN ETAGE 8



PLAN DE TERRASSE

FACADE PRINCIPALE



