

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A. MIRA - Bejaia

Faculté de Technologie
Département de génie civil
Filière : génie civil
Option : Structures



Mémoire de Fin de Cycle

En vue de l'obtention du diplôme

Option : structures

MASTER

Thème :

*Etude d'un bâtiment (R+8) a usage habitation
Contreventé par un système mixte
(voiles-portique)*

Présenté par :

M^r OUAHRANI Riad

M^{me} YAICHE Siham

Encadré par : **Meziani Belkacem**

Les Membre de jury :

Présidente :

Examineur :

Année universitaire : 2018 / 2019

Remerciements

Remerciements

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

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

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promoteur Mr MEZIANI BELKACEM pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail

Ainsi, nous exprimons notre profonde reconnaissance aux membres de jury d'avoir accepté d'examiner notre manuscrit et de soulever les critiques nécessaires afin d'enrichir nos connaissances et d'apporter un plus à notre travail, sans oublier de remercier tous les enseignants qui nous ont formé.

Nous remercions, en particulier, Mr Abdeslam cheurfi à précieuse aide.

On remercie également les personnes qui nous soutiennent et nous encouragent de Prêt ou de loin.

Riad et Siham

Dédicaces

A toi maman, je dédie ce travail.

Toi qui nous a donné amour et tendresse, tu nous as donné la vie. Tu étais là pour moi et mes sœurs dès les premiers jours de notre existence, Aujourd'hui De ton coin de paradis, tu seras toujours notre rayon d'espoir, Merci maman, repose en paix et sois certaine de toujours rester vivante en nous. puisse Allah le tout puissant, t'avoir en sa sainte miséricorde.

Ad kem –yerhem Rebbi a yemma iwesse3-itt fell-am, talwit i rruh-im d yiy san-im

Je dédie ce modeste travail :

- ✓ *A mon très chers père et sa femme qui ont consacrés toute leurs vie pour mon éducation et mes études, je leurs souhaite tout le bonheur*
- ✓ *A mes sœurs (Djahida, Assia, Tinhinane, Ibtissame)*
- ✓ *A DA Yacine et rafik*
- ✓ *A tous mes amis (J403, khaled, faouzi, soufiane)*
- ✓ *En fin, je remercie mon ami abdesalam cheurfi*
- ✓ *Ma binome.*

Riad



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

*A ma maman qui m'a soutenu et encouragé durant
Ces années d'études.*

A mon père.

A mes frères : hicham, fawzi, hamza, rahim.

A ma sœur : ahlam.

A mon binom.

A mes chers amis.

A tous ceux que j'aime.

Siham

Liste des Figures

Figure I.1 : Evolution de la résistance du béton	2
Figure I.2 : Diagramme parabole rectangle des contraintes déformation de béton	3
Figure I.3 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à L'ELS.....	3
Figure I.4 : Diagramme contrainte –Déformation de l'acier.....	5
Figure II.1 : schémas plancher à corps creux.....	7
Figure II.2 : schémas de la disposition des poutrelles (RDC+8).....	8
Figure II.3 : coupe transversale d'une poutrelle.....	8
Figure II.4 : dalle sur quatre appuis.....	9
Figure II.5 : dalle sur deux appuis.....	9
Figure II.6 : Détail d'un escalier.....	10
Figure II.7 : schéma statique de la volée1	11
Figure II.8 : schéma d'un voile.....	13
Figure II.9 : Dimension de l'acrotère.....	14
Figure II.10 : schéma statique de la décente de charge.....	15
Figure II.11 : surface afférent du poteau B5.....	16
Figure II.12 : Diagramme des moments fléchissant.....	22
Figure II.13 : Diagramme dès l'effort tranchant.....	22
Figure II.14 : schéma de ferrailage des poutrelles.....	26
Figure II.15 : schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	26
Figure II.16 : schéma de ferrailage de la dalle pleine sur quatre appuis.....	30
Figure II.17 : schéma de ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis.....	30
Figure II.18 : schéma statique de la volée1	30
Figure II.19 : schéma statique de l'escalier à L'ELU.....	31
Figure II.20 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à L' ELU.....	31
Figure II.21 : schéma statique de la volée 2.....	33
Figure II.22 : schéma de ferrailage de la volée 2.....	34
Figure II.23 : schéma de ferrailage de la volée1	35
Figure II.24 : schéma de ferrailage de la poutre briser.....	37
Figure II.25 : schéma statique de l'acrotère.....	38
Figure II.26 : <i>Schéma de ferrailage de poutre de chainage</i>	39
Figure II.27 : Dimension de l'ascenseur.....	39
Figure II.28 : schéma représentant la surface d'impacte.....	40
Figure II.29 : <i>cage de l'ascenseur</i>	41
Figure II.30 : schéma de ferrailage de la dalle du locale des machines.....	44
Figure III.1 : spectre de réponse sens (x-x).....	48
Figure III.2 : spectre de réponse sens (y-y).....	48
Figure III.3 : Disposition des voiles de contreventement	51
Figure III.4 : vue en 3D du model obtenu par logiciel etabs2016.....	52
Figure III.5 : (mode1) translation suivant l'axe Y-Y.....	53
Figure III.6 : (mode2) translation suivant l'axe X-X.....	53
Figure III.7 : (mode3) rotation suivant l'axe Z-Z.....	53
Figure IV.1 : zone nodale.....	59
Figure .IV.2 : section de poteau.....	66
Figure .IV. 3 : <i>Disposition des armatures des poteaux</i>	68
Figure .IV.4 : Les schémas de ferrailage.....	69
Figure VI. 5 : <i>Les moments sur la zone nodale</i>	75
Figure VI. 6 : Schémas de ferrailage de poutre principale et secondaire	76
Figure VI. 7 : <i>Disposition des armatures verticales</i>	77

Liste des Figures

Figure VI. 7 : <i>Disposition des armatures verticales</i>	78
Figure VI. 8 : schéma présente le ferrailage de voile Vy1 en RDC.....	85
Figure V. 1 schéma statique de semelles isolées.....	87
Figure V.2 : Semelle filante	87
Figure V. 3 : <i>Présentation de zone d'impact de la charge compactée</i>	90
Figure V. 4 : panneau de dalle sur 4 appuis.....	93
Figure V. 5 : Ferrailage du Radier.....	95
Figure V. 6 : schéma de la nervure dans le sens (x-x).....	97
Figure V. 7 : schéma statique de la nervure sens (y-y).....	97
Figure V.8 : Section à ferrailer.....	98

Liste des Tableaux

Tableau.II.1 : Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible.....	11
Tableau.II.2 : Charge transmise au plancher courant et RDC.....	12
Tableau.II.3 : Charge transmise au plancher terrasse inaccessible en dalle pleine.....	12
Tableau.II.4 : Charge transmise au plancher courant en dalle pleine.....	12
Tableau.II.5 : Evaluation des charge sur les murs extérieurs.....	12
Tableau.II.6 : Evaluation de la charge du palier RDC étage courant.....	13
Tableau.II.7 : Evaluation de la charge du volée RDC étage courant	13
Tableau.II.8 : Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres.....	14
Tableau.II.9 : Evaluation de la descente de charge de poteau PB5.....	17
Tableau.II.10 : Résultats de la descente de charge obtenue pour les deux poteaux.....	18
Tableau.II.11 : Résultats de la vérification de critère de résistance	18
Tableau.II.12 : Vérification des poteaux au flambement.....	19
Tableau.II.13 : Les différents type de poutrelles.....	20
Tableau.II.14 : Charge qui revient sur le plancher	20
Tableau.II.15 : Choix de méthode de calculs pour les différents types de poutrelles.....	20
Tableau.II.16 : Résultats de calcul de la méthode forfaitaire.....	21
Tableau.II.17 : Résultats de l'effort tranchant.....	21
Tableau.II.18 : les résultats de calcul pour ce type de poutrelle.....	21
Tableau.II.19 : Ferrailage des poutrelles de tous les étages.....	21
Tableau.II.20 : Vérification de l'état limite de compression du béton	22
Tableau.II.21 : Vérification de la flèche.....	22
Tableau.II.22 : Les résultats de calcul des contraintes	24
Tableau.II.23 : Tableau suivant illustre le résultat du calcul de la flèche.....	25
Tableau.II.24 : Résultats ferrailage de l'escalier à L'ELU	25
Tableau II.25 : Données des dalles pleines (annexe 1).....	27
Tableau II.26 : Résumé des moments M_0	27
Tableau II.27 : Résumé des moments en travée et en appui.....	27
Tableau II.28 : Résultats de ferrailage.....	28
Tableau.II.29 : Les résultats de calcul des contraintes.....	29
Tableau.II.30 : Suivant illustre le résultat du calcul de la flèche.....	30
Tableau.II.31 : Les résultats ferrailage de l'escalier à L'ELU.....	31
Tableau.II.32 : Résultats des armatures de répartition.....	32
Tableau II.33 : Les résultats obtenu après le calcul RDM.....	33
Tableau II.34 : Les résultats de vérification de la section à l'ELS.....	33
Tableau II.35 : Résumé de résultats des moments et effort tranchant.....	33
Tableau II.36 : Les résultants de calcul des armatures longitudinal.....	34
Tableau II.37 : Vérification des contrant dans le béton	34
Tableau II.38 : Résultats de ferrailage.....	35
Tableau II. 39 : Vérification les contraintes.....	36
Tableau II. 40 : Résumé des sollicitations.....	38
Tableau II. 41 : Armatures longitudinales de poutre de chainage.....	40
Tableau II. 42 : Les résultats sont résumés dans le tableau.....	40
Tableau. II. 43 : Vérification de la flèche.....	41
Tableau. II. 44 : Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1ml.....	43
Tableau. II. 45 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	44
Tableau II. 46 : Section de ferrailage de la dalle de l'ascenseur.....	45

Liste des Tableaux

Tableau. II. 47 : Résultats des sollicitations.....	45
Tableau II. 48 : Vérification des contraintes.....	46
Tableau. III.1 : Les valeurs des pénalités.....	49
Tableau. III.2 : Période et taux de participation massique de la structure	51
Tableau. III.3 : Vérification de l'effort sismique à la base.....	53
Tableau. III.4 : Charges verticales reprises par les portiques et voiles.....	54
Tableau. III.5 : Charge horizontal dans les deux sens	54
Tableau. III.6 : Vérification de l'effort normal réduit.....	55
Tableau. III.7 : Vérification des déplacements dans le (sens x).....	55
Tableau. III.8 : Vérification des déplacements (sens y).....	56
Tableau. III.9 : Résultats de vérification de l'effet ($p-\Delta$) selon les deux sens.....	57
Tableau. III.10 : Les dimensions optées.....	57
Tableau IV.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	59
Tableau IV .2 : Sollicitation dans les poteaux.....	59
Tableau IV 3. Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.....	62
Tableau IV.4. Ferrailages transversale des poteaux.....	63
Tableau IV.5 : Vérification au flambement des poteaux des différents étages.....	65
Tableau IV .6 : Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.....	66
Tableau IV.7 : Vérification des contraintes tangentielles.....	67
Tableau IV.8 : Détermination de la zone nodale.....	67
Tableau IV.9 : Ferrailage des poutres principales et poutre secondaire.....	71
Tableau IV.10 : Vérification de la section d'armature transversale.....	72
Tableau IV.11 : Pourcentages maximales d'armature longitudinale.....	72
Tableau IV.12 : Vérification des contraintes tangentielles.....	72
Tableau IV.13 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	73
Tableau IV.14 : Vérification de la contrainte limite de béton.....	73
Tableau. IV .15 : Moments résistant dans les poteaux.....	75
Tableau. IV .16 : Moment résistant dans les poutres.....	75
Tableau IV .17. Vérification de la zone nodale.....	75
Tableau IV.18 : Sollicitation max dans le voile V_{x1}	78
Tableau IV.19 : Sollicitation max dans le voile V_{x2}	78
Tableau IV.20 : Sollicitation max dans le voile V_{x3}	78
Tableau. IV 21 : Sollicitation max dans le voile V_{x4}	79
Tableau IV .22 : Sollicitation max dans le voile V_{x5}	79
Tableau IV.23 : Sollicitation max dans le voile V_{x6}	79
Tableau IV.24 : Sollicitation max dans le voile V_{y1}	79
Tableau IV .25 : Sollicitation max dans le voile V_{y2}	79
Tableau IV .26 : Les résultats du ferrailage sans N_{\min} et M_{corr}	82
Tableau IV.27 : Les résultats du ferrailage sans M_{\max} et N_{corr}	82
Tableau. IV.28 : Sollicitations et ferrailages du voile V_{x1} et V_{x2} et V_{x3} et V_{x4}	83
Tableau IV.29: Sollicitations et ferrailages du voile V_{x5} et v_{x6} dans tous les niveaux.....	84
Tableau. IV.30 : Sollicitations et ferrailages du voile V_{y1} et V_{y1} dans tous les niveaux.....	84
Tableau V.1 : Résultats du Ferrailage du radier à l'ELU.....	94
Tableau V.2 : Vérifications des contraintes du béton et l'acier.....	94
Tableau V.3 : Résultats des sections d'acier adopté.....	95
Tableau.V.4 : Vérifications des contraintes à L'ELS.....	96
Tableau V.5 : Sollicitation sur les nervures de radier dans le sens longitudinal.....	97
Tableau V.6 : Sollicitation sur les nervures de radier dans le sens transversal.....	98

Liste des Tableaux

Tableau V.7 : Sollicitations à l'ELS.....	98
Tableau.V.8 : Résumé des résultats du ferrailage des nervures.....	99
Tableau.V.9 : Vérification de l'effort tranchant.....	99
Tableau.V.10 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	100

Symboles et notation

$A; A_{ser}$: Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

A_t : Section d'un cours d'armature transversal.

A : Coefficient d'accélération de zone.

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

B, b : La largeur (m).

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU : Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

e_v : Épaisseur du voile.

F : Force ou action générale.

F_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

F_{ji} : la flèche correspondant à j.

F_{gi} : la flèche correspondant à g.

F_{qi} : la flèche correspondant à q.

F_{gv} : la flèche correspondant à v.

Δf_t : La flèche totale.

Δf_{adm} : La flèche admissible.

G : Action permanente.

H : la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

ht : hauteur totale du plancher.

h_0 : Épaisseur de la dalle de compression.

he : hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m⁴).

I_{ji} : Moment d'inertie correspondant à j.

I_{gi} : Moment d'inertie correspondant à g.

I_{qi} : Moment d'inertie correspondant à q.

Symboles et notation

I_{gv} : Moment d'inertie correspondant à v .

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : charge ultime.

q_s : charge de service.

M : Moment en général.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

M_0 : moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui i

M_g et M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

M_j : Moment correspondant à j .

M_g : Moment correspondant à g .

M_q : Moment correspondant à q .

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime.

N : Effort normale du aux charges verticales.

R : coefficient de comportement global.

S : Section, surface.

S_r : surface du radier (m^2).

St : Espacement des armatures.

V : Effort tranchant.

T_2 : période caractéristique, associé à la catégorie du site.

W : poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

X, Y et Z : Coordonnées en général.

b_0 : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure.

d : Hauteur utile.

Symboles et notation

e : Excentricité, épaisseur.

F : Flèche.

f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

f_{ctj} : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).

h_t : hauteur total du radier (m).

h_n : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier.

ν : Coefficient de poisson.

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

γ_s : Coefficient de sécurité.

γ_b : Coefficient de sécurité.

φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

q : chargement KN/ml.

τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge

μ_L : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

Sommaire

Introduction générale.

Chapitre I : Généralités :

Introduction.....	01
I.1 : Présentation de l'ouvrage.....	01
I.2 : Règlements et normes utilisées.....	01
I.3 : Les états limites : (BAEL91).....	01
I.4 : Descriptions structurales.....	02
I.5 : Caractéristique mécanique des matériaux.....	02
I.6 : Module d'élasticité longitudinale.....	02
I.7 : Condition limites.....	02
I.8 : Contrainte de cisaillement du béton.....	02
I.9 : Contraintes limites.....	04

Chapitre II : Pré dimensionnement et Etude des éléments secondaires :

Introduction.....	07
II-1 : Pré dimensionnement des éléments secondaires.....	07
II.1.1 : Les planchers.....	07
II.1.1.1 : Les planchers à corps creux.....	07
II.1.1.2 : Les planchers à dalle pleine.....	08
II.1.2 : les poutres.....	09
II.1.3 : les escaliers.....	10
II-1.4 : Evaluation des charges et des surcharges.....	11
II-1.5 : Acrotère.....	12
II-1.6 : les voiles.....	14
II.1.7 : Pré-dimensionnement des Poteaux.....	15
II.2 : Etude des éléments secondaires.....	20
II.2.1 : planchers à corps creux.....	20
II.2.2 : Étude de la dalle de compression.....	26
II.2.3 : Etude des dalles pleines.....	27
II.2.4 : Etude des escaliers.....	30
II.2.4.1 : Etude de volée 2 (consol).....	33
II.2.5 : Calcul de la poutre brisée.....	36
II.2.6 : Étude de l'acrotère.....	38
II.2.7 : Calcul de la poutre de chaînage.....	39
II.2.8 : Étude de l'ascenseur.....	41

Chapitre III : Etude dynamique

Introduction.....	51
III.1 : Modélisation.....	51
III.2 : Interprétation des résultats de l'analyse dynamique.....	54
III.3 : Vérification des résultats vis-à-vis du RPA.....	56
III.4 : Conclusion.....	57

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux :

Introduction.....	58
IV.1 : étude des poteaux	58
IV.2 : étude des poutres.....	75
IV.2 : étude des voiles.....	81

Chapitre V : Etude de l'infrastructure :

Introduction.....	85
V.1 : Vérification vis-à-vis les fondations superficielles.....	85
V.1.1 : Semelles isolées :	86
V.1.2 : Semelles filantes.....	87
V.1.3 : Vérification du radier	88

Conclusion générale.....

Bibliographie.

Annexes.

Les plans.

Introduction générale

Introduction générale :

Lors d'une étude structure en génie civil, l'ingénieur se soucie en premier de la sécurité tout en gardant en tête l'aspect économique. Les projets et les systèmes doivent être conformes aux réglementations gouvernementales et aux lois en vigueur.

Les constructions sont souvent menacées par des forces sismiques qui dépendent de l'activité tectonique ainsi que la nature du sol. Ces secousses sismiques sont imprévisibles, on ne peut ni prévoir ni contrôler un séisme. L'utilité d'une étude parasismique basée sur une étude dynamique est donc nécessaire et permet de minimiser les dégâts.

Le présent travail fait l'objet d'une étude d'un bâtiment à usage d'habitation en R+8, le contreventement sera assuré par un système mixte (voile portique). Le travail sera réparti sur cinq chapitres :

- Généralités sur les matériaux
- Pré dimensionnement et étude des éléments secondaires
- Etude dynamique de la structure réalisée par le logiciel ETABS 2016
- Etude des éléments structuraux.
- Etude de l'infrastructure qui se base sur une étude géotechnique appropriée

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.

Cependant les constatations faites dans le monde après les séismes destructeurs, ont montré que ce type de structure doit supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs et par conséquent des dommages sévères sur les éléments non structuraux. De plus les demandes excessives de ductilité et les effets des deuxièmes ordres dus aux grandes déformations, peuvent provoquer la ruine de la structure.

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'élément porteur 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, permettent ainsi de réduire les risques.

Chapitre I

Introduction :

Pour réaliser une structure bien économique et sécurité, l'ingénieur en génie civil doit se baser sur des connaissances qui sont certainement nécessaires pour faire son étude, ce chapitre est consacré à la définition des caractéristiques géométriques de la structure ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la réalisation.

I.1 : Présentation de l'ouvrage :

Le projet qui fait l'objet de notre étude se trouve juste à l'entrée Nord-Ouest de **chetouane** la willaya de **Tlemcen** pas loin de la RN 22, notre étude est un immeuble en R+8, cette structure est destinée à usage d'habitation, se trouve dans la zone I de groupe d'usage 2 Selon **RPA99 version 2003**.

✚ caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- longueur en plan	$L_x=29.05\text{m}$
- largeur en plan	$L_y=09,16\text{ m}$
- hauteur totale du bâtiment	$H_{\text{total}}=27.54$
- hauteur de RDC	$H_{\text{rdc}}=3,06\text{ m}$
- hauteur des étages courants	$H_{\text{etage}}=03,06\text{ m}$

✚ Donnée de site

Dans le rapport de sol : le site est sur un terrain en pente moyenne et irrégulier, constitué des marnes jaunâtre concrétionnaires plastiques à compressibilité et à gonflement assez forts, appartenant au Molène de la période Néogène de l'ère cénozoïque de catégorie **S3** qui concerne les sols meubles

La contrainte admissible du sol $\sigma_s=1,4\text{ bars}$ (annexe I)

$$C = 0,46\text{ bars} \quad \Phi = 18^\circ \quad \gamma_h = 18.5\text{KN} / \text{m}^3$$

I. 2 : Règlements et normes utilisées :

- Le RPA 99 version 2003 (règlement parasismique algérienne).
- Le BAEL 91 version 99 (béton armé aux états limites).
- DTR –BC 2,2(charges permanentes et charges d'exploitation).
- DTR-BC 2 .331 : règles de calcul de fondations superficielles.

I. 3 : Les états limites : (BAEL91) :

Définition :

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

a) Etat limite ultime :

Ce sont ceux qui sont associés à la perte de stabilité de la structure ; ils sont directement liés à la sécurité des personnes.

Les phénomènes correspondants sont : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

b) Etat limite de service :

Ce sont ceux qui sont associés à l'aptitude à la mise en service ; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, . . .

I.4 : d'criptions structurales :**a)-ossatures et systèmes de contreventement**

Le RPA 99 version 2003 exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone **I** (faible sismicité) il est donc judicieux d'adopter un contreventement mixte voiles- portiques

I.5 : caractéristique mécanique des matériaux :**✚ Béton :**

Le béton est destiné essentiellement à équilibrer les efforts de compression.

✚ **Dosage du béton :** le béton, est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment) dosé à 350 Kg/m³, de l'eau est éventuellement des adjuvants.

✚ **La résistance caractéristique du béton à la traction :** Selon [CBA93, Art. A-2.1.1.2]

Pour $F_{cj} \leq 60\text{MPa}$: $F_{ij} = 0.6 + 0.06F_{cj}$.

Pour $j < 28$ jours la résistance à la traction est donnée par les formules.

✚ **La résistance caractéristique du béton à la compression :**

▪ Pour $F_{c28} \leq 40\text{MPa}$: $F_{cj} = j.F_{c28} / (4.76 + 0.83j)$.

▪ Pour $F_{c28} > 40\text{MPa}$: $F_{cj} = j.F_{c28} / (1.40 + 0.95j)$.

✚ Pour notre projet : $f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow f_{i28} = 2.1\text{MPa}$

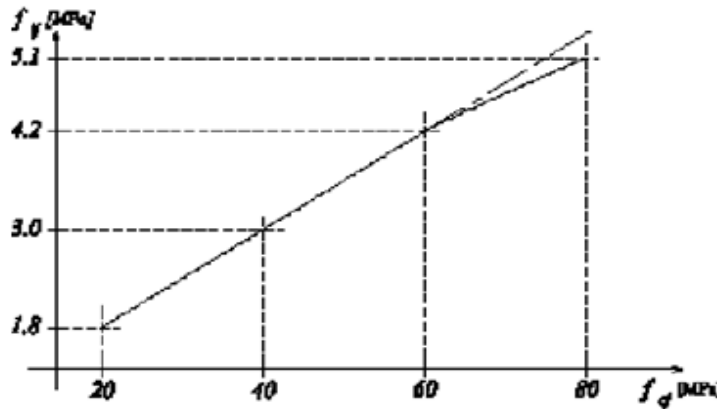


Figure I, 1 : Evolution de la résistance du béton

I.6 : Module d'élasticité longitudinale :

▪ sous charges instantanées (<24 heures) : $E_{ij} = 1100 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} = 1100 \cdot f_{cj}^{1/3}$ (CBA93 Art :A.2.1.21)

▪ Sous charges différées : $E_{ij} = E_{ij} / 3$

▪ Pour $j \geq 28$ jours : $E_{ij} = 1100 \cdot f_{c28}$

▪ Pour $F_{cj} = 25\text{MPa}$: $\begin{cases} E_{ij} = 32164,20\text{MPa} \\ E_v = \frac{E_i}{3} = 10818,86\text{MPa} \end{cases}$

I.7 : Condition limites :

✚ **Contraintes ultimes de calcul :** Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur un diagramme contraintes- déformations donné sur la figure ci-après, avec sur cette figure : **art (A.4.3.4 BAEL91).**

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \dots \begin{cases} \theta \dots \begin{cases} 1..si..la..durée..est..superieur..à..24h \\ 0.9...si..la..durée..est..comprise..entre..1h.et..24h \\ 0,85..durée \leq 1h \end{cases} \\ \gamma_b \dots \begin{cases} 1.5..Combinaisons.fondamentales \\ 1.15..Combinaisons.Accidentel les \end{cases} \end{cases}$$

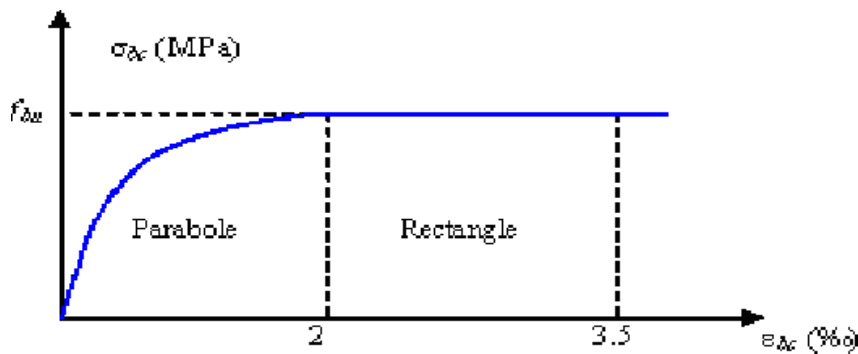


Figure I.2 : Diagramme parabol rectangle des Contraintes Déformations du béton

✚ **Contrainte de calcul à l'ELS :**

Le but recherché est de limiter la formation des fissures à la direction des contraintes de compression, cette dernière est limitée à :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b \text{ Avec : } \sigma_{bc} = 0,6.f_{c28}$$

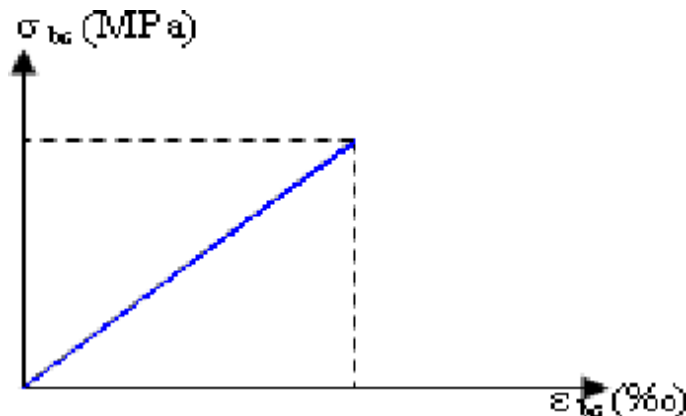


Figure I.3 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS

I.8 : Contrainte de cisaillement du béton :

La contrainte admissible dans le cas des armatures est limitée comme suite :

$$\text{Dans le cas de la fissuration peu nuisible : } \tau_u = \min \left[\frac{0,2 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa. \right]$$

$$\text{Pour : } f_{cj}=25MPa \quad \tau_u=3,33MPa.$$

$$\text{Dans le cas de la fissuration nuisible où très nuisible : } \tau_u = \min \left[\frac{0,15 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa. \right]$$

$$\text{Pour : } f_{cj}=25MPa \quad \tau_u=2,50MPa$$

✚ Le coefficient de Poisson :

Est donné par le rapport de la déformation transversale à la déformation longitudinale :

$$\nu = \text{Déformation Transversale/Déformation Longitudinale.}$$

On admet que : A l'ELU : $\nu = 0$ (béton fissuré)

L'ELS : $\nu = 0,20$ (béton non fissuré). **BAEL91 (Art: A. 2. 1. 3)**

✚ Acier:

Ils sont destinés à reprendre les efforts de traction et éventuellement de compression que le béton serait incapable de supporter seul.

✚ Acier de construction :

Les caractéristiques des armatures longitudinales et transversales en aciers de haute adhérence sont les suivantes :

γ_s : Coefficient de sécurité :

$\gamma_s = 1$ dans le cas d'une situation accidentelle.

$\gamma_s = 1.15$ dans le cas d'une situation durable ou transitoire.

FeE400 = 400MPa

✚ La limite d'élasticité « F_e » :

C'est la plus grande force (appliquée par unité de section initiale) au-delà de laquelle le métal conserve une déformation permanente c'est-à-dire la limite de conservation de sa géométrie.

✚ La résistance à la traction (rupture) « F_t » :

C'est la plus grande force (appliquée par unité de section initiale) que le métal peut supporter en traction avant la rupture.

✚ Allongement à rupture « ϵ_{st} » :

C'est l'allongement rémanent de la longueur de l'éprouvette d'essai exprimé en % de la longueur initiale, c'est-à-dire l'allongement maximal tolérable avant la rupture.

✚ Module d'élasticité « E » :

Exprimant la rigidité du métal, c'est le facteur de proportion entre la contrainte appliquée à une barre et l'allongement relatif de cette barre dans le domaine élastique.

Pour l'acier FeE : $E=200000 \text{ N/mm}^2$.

I. 9 : Contraintes limites :

a) **Contraintes ultimes de calcul :** Elle est donnée par :

- $\sigma_s = F_e / \gamma_s$ si : $\epsilon_s \geq F_e / E_s \cdot \gamma_s$. pour : $\epsilon_{se} \leq \epsilon_s \leq 10\text{‰}$
- $\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s$ si : $\epsilon_s < F_e / E_s \cdot \gamma_s$. pour : $\epsilon_s \leq \epsilon_{se}$

b) **Contrainte limites de l'ELS :** Son but est de limiter la probabilité d'ouvertures de fissures préjudiciables suivant la situation de l'ouvrage, et la naissance de la fissuration :

- Dans le cas de la fissuration préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_s = \min (2/3F_e; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}}) \dots\dots\dots \text{CBA93 (Art A.4.5.3.3)}$$

- Dans le cas de la fissuration très préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_s = \min (0,5F_e; 90 \sqrt{\eta * f_{tj}}) \dots\dots\dots \text{CBA93 (Art A.4.5.3.4)}$$

Où η : est le coefficient de la fissuration, tel que :
 - $\eta = 1$: pour les aciers ronds lisses.
 - $\eta = 1.6$: pour les aciers à haute adhérence (HA).

✚ Diagramme contraintes limites déformations :

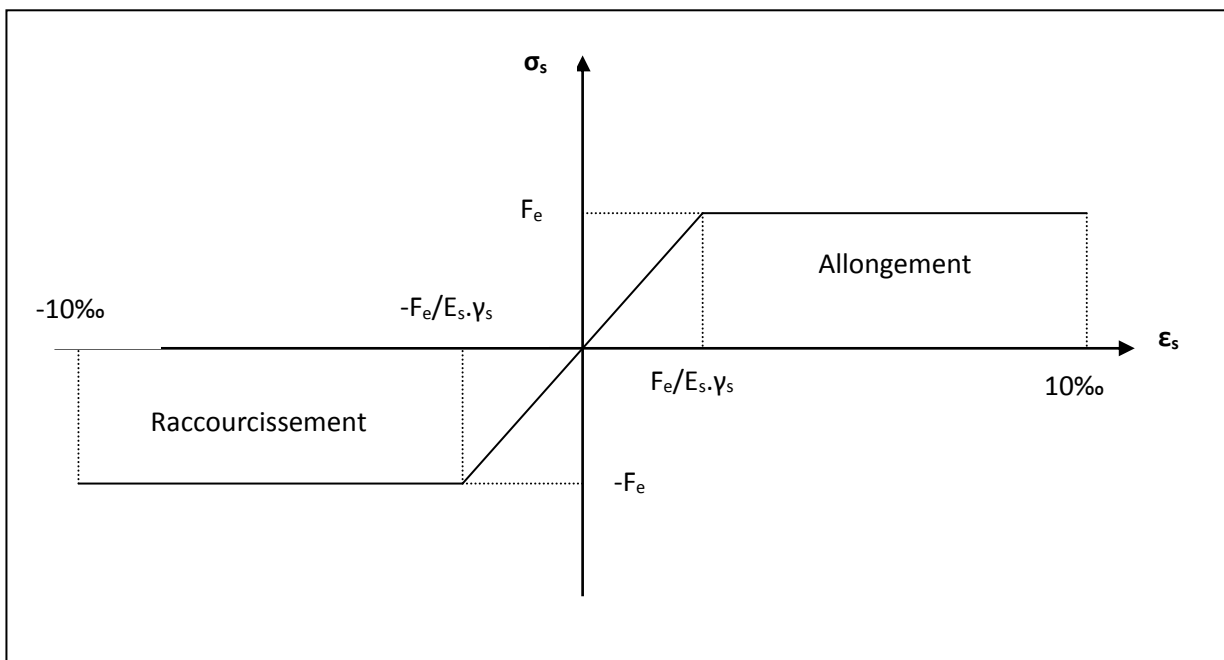


Figure I. 4 : Diagramme contraintes-Déformations de l'acier

✚ HYPOTHESES DE CALCUL :

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$.
- La résistance à la traction $f_{t28} = 2.1 \text{ MPA}$.
- $E_{vj} = 10818,865 \text{ MPA}$ (Module de déformation différé du béton).
- $E_{ij} = 32164,20 \text{ MPA}$ (Module de déformation instantané du béton).
- $F_e E = 400 \text{ MPA}$. (Limite d'élasticité des aciers).

Chapitre II

II-1. pré dimensionnement des éléments secondaires :

Le pré dimensionnement c'est de donner les dimensions des différents éléments de la structure avant l'étude du projet. Il se fait selon les règles parasismiques Algériennes et les normes techniques assurant la condition de la flèche et de résistance. **(RPA99/version 2003, BAEL91, CBA93).**

II-1.1. Les planchers :

+ Disposition des poutrelles :

Notre disposition est portée sur les deux critères suivants :

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

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure **(II.2).**

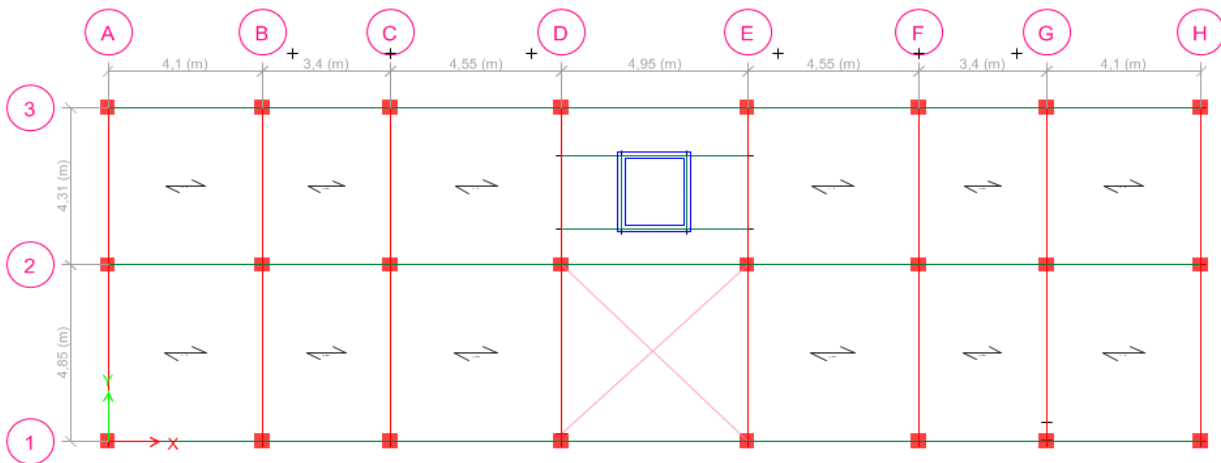


Figure II.1 : Schémas de la disposition des poutrelles (RDC+8)

II.1.1.1. Les planchers à corps creux :

Sont des éléments qui n'intervenant pas dans la résistance de l'ouvrage, sont généralement constitués d'une dalle de compression de faible épaisseur et d'hourdis posés sur les poutrelles.

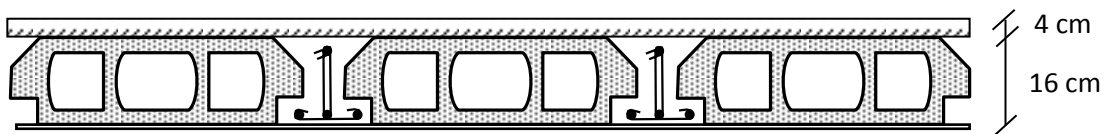


Figure II.1 : Plancher à corps creux

En vérifiant la condition suivante d'après le **CBA (Art B.6.8.4.2).**

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

Avec : L_{max} : travée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur totale du plancher.

$L_{max} = 4,55 - 0,3 = 4,25\text{m}$ donc $h_t = 4,25 / 22,5 = 18,88\text{cm}$

On adoptera donc des planchers de type corps creux avec une hauteur de 20 cm (16+4).

✚ les poutrelles :

Ce sont des éléments en béton armé préfabriqués ou coulés sur place destinés à transmettre les charges verticales aux poutres.

a)- Dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles se calculent comme une section en T la largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

$$\frac{(b - b_0)}{2} \leq \min \left[\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{\min}}{10} \right] \dots\dots\dots \text{CBA93 (art A.4.1.3).}$$

Avec : $b_0 = 10 \text{ cm}$.

L_x : distance entre nus des poutrelles.

L_y^{\min} : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

Dans notre cas, on a ce qui suit :

$h_t = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $b_0 = 10 \text{ cm}$

$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$; $L_y = 340 - 30 = 310 \text{ cm}$.

$$\left(\frac{b - 10}{2} \right) \leq \min \left(\frac{55}{2}; \frac{310}{10} \right) = \min(27; 5, 31)$$

On opte pour : $b = 65 \text{ cm}$.

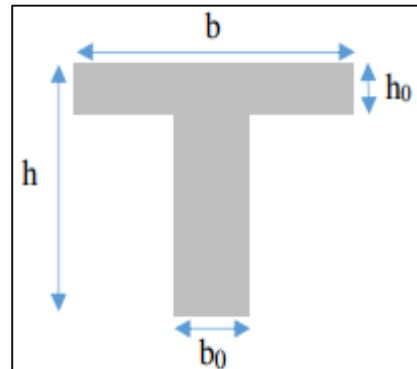


Figure II.3 : Coupe transversale d'une poutrelle

II.1.1.2. Les planchers à dalle pleine :

Le pré-dimensionnement des planchers à dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants :

a)- Critère de résistance à la flexion :

- $e \geq \frac{Lx}{20}$ pour une dalle sur (1).ou 2 appuis
- $\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$ Pour une dalle sur (03) ou (04) appuis $\rho \geq 0,4$.
- $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$ Pour une dalle sur (03) ou (04) appuis $\rho < 0,4$.

b)- Résistance au feu :

- $e \geq 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu
- $e \geq 14 \text{ cm}$ pour plus de deux heures de coupe-feu.

c)- Isolation phonique : Pour avoir une bonne isolation des dalles pleines le règlement (CBA93) nous exige à prendre une épaisseur minimale de 13 cm.

-Type 1 : Dalle sur quatre appuis D1 :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.85 - 0.2}{4.95 - 0.3} = \frac{4.65}{4.65}$$

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

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

$$\frac{4,85-20}{45} \leq e \leq \frac{485-20}{40}$$

$$10.33 \leq e \leq 11.62$$

$$e = 11\text{cm}$$

$$e = \max(11 ; 14 ; 13)$$

Donc la dalle selon les trois critères a **e=14cm**

Type 2 : Dalle sur deux appuis D2 :

$$\rho = \frac{1.5 - 0.2}{3.4 - 0.3} = \frac{1.3}{3.1}$$

$$\rho = 0.42 > 0.4$$

$$e \leq \frac{lx}{20} \quad \mathbf{e = 6.5cm}$$

$$e = \max(6.5 ; 14 ; 13),$$

Donc la dalle selon les trois critères a (**e=14 cm**) pour toutes tous les dalle pleine.

II.1.2.les poutres :**a)- Poutre principales [pp] :**

Ce sont les poutres susceptibles de reprendre les charges provenant des poutrelles, elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

➤ **Pré dimensionnement** : Selon le BAEL 91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{L_{\max}}{10}$

Avec : h : hauteur de la poutre.

Lmax : distance maximale entre nus d'appuis.

$$L_{\max} = 4,85 - 0,4 = 445\text{cm}$$

$$\frac{445}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{445}{10} \Rightarrow 29.66\text{cm} \leq h_{pp} \leq 44.5\text{cm}$$

On prend : h=40cm, b=30cm.

➤ **Vérification des règles du RPA :(RPA99 version 2003 art.7.5.1)**

- $b \geq 20\text{cm}$ on a $b = 30\text{cm}$... Vérifie

- $h \geq 30\text{cm}$ on a $h = 40\text{cm}$ Vérifie

- $h/b \leq 4$ on a $h/b = 1.33$ Vérifie

Les conditions du RPA99 sont vérifiées, donc on adopte une section de : **(30* 40) cm²** pour les poutres principales.

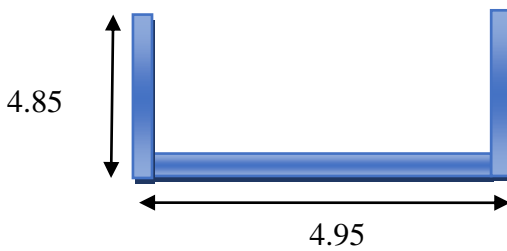


Figure II.4 : dalle sur 3 appuis

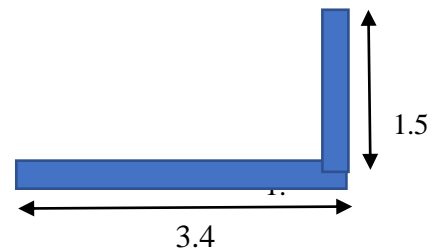


Figure II.5 : dalle sur 2 appuis

b)- les poutres secondaires [PS] :

➤ **Pré dimensionnement** : elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est

$$\text{donnée par : } \frac{L_{\max}}{15} \leq h_{PS} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

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

$$L_{\max} = 4.55 - 0.3 = 4.25 \text{ m}$$

$$\frac{425}{15} \leq h_{PS} \leq \frac{425}{10} \Rightarrow 28.33 \text{ cm} \leq h_{PS} \leq 42.5 \text{ cm}$$

On prend : **h = 35cm. b = 30cm.**

➤ **Vérification des règles du RPA** : On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA99 qui sont les suivantes

- $b \geq 20 \text{ cm}$ on a $b = 30 \text{ cm}$... vérifie

- $h \geq 30 \text{ cm}$ on a $h = 40 \text{ cm}$ vérifie

- $h/b \leq 4$ on a $h/b = 1.33$...Vérifie

(RPA99 version 2003 art.7.5.1)

Les conditions du RPA99 sont vérifiées, donc on adopte une section de : **(30* 35) cm²** pour les poutres secondaires.

II.1.3 : les escaliers :

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre.

➤ **Dimensionnement** : Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier la présence des conditions suivantes

-La hauteur h des contre marches se situe entre 14 et 18cm

-La largeur g se situe entre 25 et 32cm.

-La formule empirique de BLONDEL

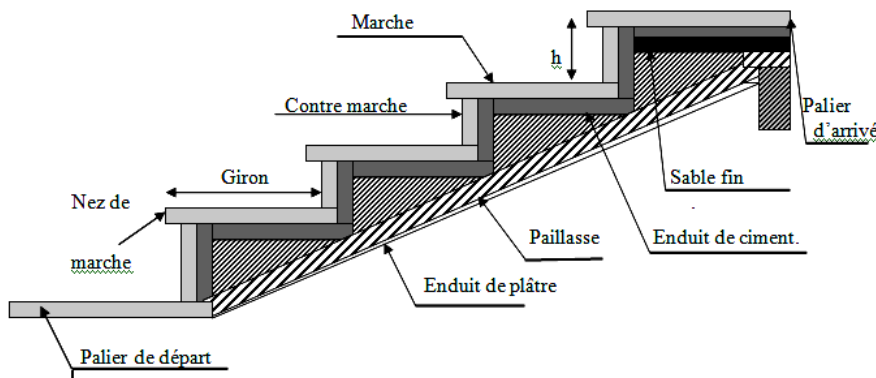


Figure. II. 6 : Détail d'un escalier

On a la relation de BLANDEL : $59 \leq g + 2 * h \leq 64$

$$\text{On a : } g = \frac{L_0}{n-1} \text{ et } h = \frac{H_0}{n}$$

Avec :

$$\begin{cases} n : \text{nombre de contre marches} \\ n - 1 : \text{nombre de marche.} \end{cases}$$

- Hauteur étage égale $H = 3,06 \text{ m}$.
- Nombre de contre marche $n = 18$.

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

a)-Vérification de la formule de Blondel : $59 - 2h \leq g \leq 64 - 2h \Rightarrow g = 30\text{cm}$

Donc on opte pour ce type d'escalier : $g=30\text{cm}$, $h= 17 \text{ cm}$

b)-Inclinaison de la paillasse volée (1) et (3)

$$\text{Tg}\alpha = \frac{H}{L} = \frac{136}{210} = 0.647$$

$$\alpha = 32.92$$

c)-Epaisseur de la paillasse :

$$L = L_v + L_p$$

$$L_p = 1.20 + 0.31 = 1.51\text{m}$$

$$L_v = \sqrt{2.10^2 + 1.36^2} = 2.50\text{m}$$

$$L = 1.51 + 2.50 = 4.01\text{m}$$

$$\frac{401}{30} \leq e \leq \frac{401}{20}$$

Donc : $13.37 \leq e \leq 20.05$

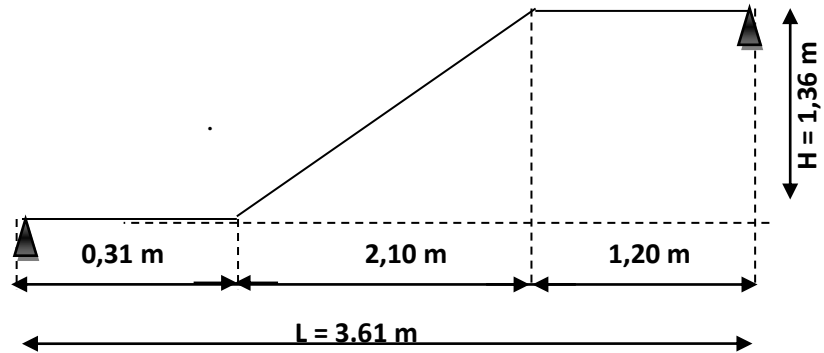


Figure II.7 : schéma statique de la volée (1) et (3)

$e \geq 14$ Pour plus 2 heures de coupe-feu. On adopte alors une épaisseur $e=15\text{cm}$

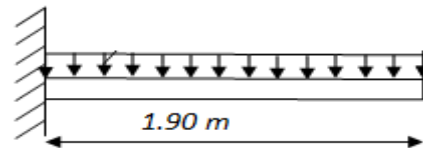


Figure II.8 : schéma statique de la volée (2) consol

II-1.4 : Evaluation des charges et des surcharges :

✓ évaluation des charge sur plancher a corps creux :

1-terrasse inaccessible :

Tableau II-1 Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible

Désignations des éléments	Poids volumique(KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids(KN/m ²)
Protection en gravier	17	0,05	0,85
Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12
Forme de pente (e moyen =10 cm)	22	0,1	2,2
Para vapeur (Feuille polyane)	/	/	0,01
Isolation thermique	4	0,04	0,16
Plancher corps creux (16 + 4)	14	0,2	2,8
Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
Total G = 6,34 KN/ m ²			
Q= 1 KN/ m ²			

2-Etage courant :**Tableau II.2 :** charge transmise au plancher courant et RDC

Désignations des éléments	Poids volumique(KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids(KN/m ²)
Carrelage	20	0,02	0,4
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Lit de sable	18	0,03	0,54
Plancher à corps creux (16+ 4)	14	0,2	2,8
Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
Cloisons légers	/	/	1
Total G = 5,34 KN/m ²			
Q=1.5 KN/m ²			

✓ **évaluation des charge sur plancher a dalle pleine :****1-Terrasse inaccessible :****Tableau II.3 :** charge transmise au plancher terrasse inaccessible en dalle pleine

Désignations des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Protection gravillons	17	0,05	0,85
Etanchéité multicouches	6	0,02	0,12
Forme de pente	22	0,1	2,2
Plancher à dalle pleine	25	0,14	3,5
Isolation thermique	4	0,04	0,16
Enduit de ciment	18	0,02	0,36
Total G = 7,19 KN/m ²			
Q=2.5 KN/m ²			

2-Etage courant :**Tableau II.4 :** charge transmise au plancher courant en dalle pleine.

Désignations des éléments	Poids volumique(KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	20	0,02	0,4
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Lit de sable	18	0,03	0,54
Plancher à dalle pleine (14 cm)	25	0,14	3,5
Enduit de ciment	18	0,02	0,36
Cloisons légers	/	/	1
Total G = 6,2 KN/m ²			
Q=2.5 KN/m ²			

✓ **les murs extérieurs a doublé cloison :****Tableau II.5 :** évaluation des charger sur les murs extérieurs.

Désignations des éléments	Poids volumique(KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids(KN/m ²)
Enduit en plâtre intérieur	10	0,02	0,2
Brique creuse	9	0,15	1,35
Brique creuse	9	0,1	0,9
Enduit en ciment extérieur	18	0,02	0,36
Total G = 2,81 KN/m ²			

✓ *les escaliers :*

1-Palier

Tableau II.6 : évaluation de la charge du palier RDC +étage courant.

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0,02	0.44
Mortier de pose	18	0,02	0.36
Poids de la dalle	25	0,15	3.75
Enduit de ciment	18	0,02	0.36
Lit de sable	18	0.02	0.36
			G=5.27 (KN/m ²)
			Q=2.5 (KN/m ²)

2-Volée

Tableau II.7 : évaluation de la charge du volée RDC+ étage courant

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal	22	0,02	0.44
Revêtement en carrelage vertical	22	0.02*17/30	0.25
Mortier de pose horizontale	18	0.02	0.36
Mortier de pose verticale	22	0.02*17/30	0.25
Poids de la volée	25	0.15/cos(32.92)	4.47
Enduit de ciment	18	0,02	0.36
Les marches en béton	22	0.17/2	1.87
			$\sum G=7.95$ (KN/m ²)
			Q=2.5(KN/m

II-1.5.Acrotère :

est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, qui a pour rôle : d'empêcher les filtrations des eaux pluviales entre la forme en en pente et le plancher terrasse.

$$H=60 \text{ cm}$$

$$S=(0.6*0.1)+(0.1*0.07)+(0.1*0.03)/2=0.0685 \text{ m}^2$$

a)-Charge permanente :

$$\text{Poids propre : } G = \gamma_b \times S \times 1$$

$$G = 25 * 0.069 * 1 = 1.7125 \text{ KN/ml.}$$

b)-Enduit de ciment :

$$G = \gamma_c \times e$$

$$G = 20 * 0.02 * 1 = 0.4 \text{ KN/ml.}$$

$$G_t = 1.7125 + 0.4 = 2.125 \text{ KN/ml.}$$

c)-La surcharge d'exploitation :

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

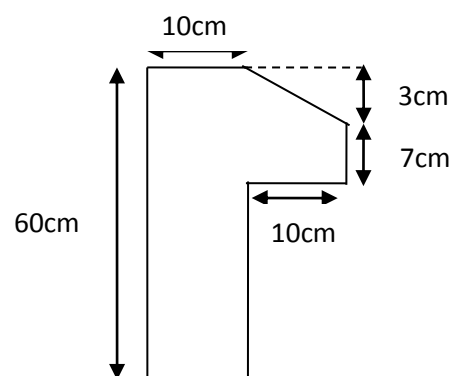


Figure II.9 : Dimension de l'acrotère

II-1.6.les voiles :

est un Élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur.

Elle est donnée par les conditions du **RPA99/2003** suivantes :

(1)- $e \geq \frac{h_e}{20}$ pour les voiles simples tel que : h_e la hauteur libre d'étage.

(2)- $e \geq 15\text{cm}$.

(3)- $L \geq 4.e$. avec : L : la largeur du voile

a)-pré-dimensionnement :

Si : h_p : Hauteur totale de la poutre.

h_e : Hauteur libre d'étage.

e : Epaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

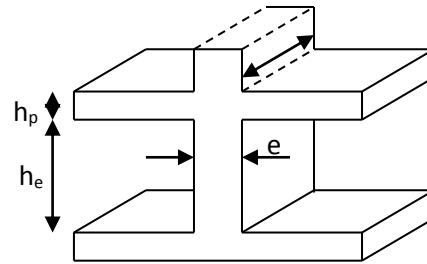


Figure II.10. Schéma d'un voile

Donc notre cas : Hauteur étage : $306 - 40 = 266\text{ cm}$.

Après l'analyse de résultat précédent nous proposons le dimensionnement suivant

Pour le RDC, et étage courant : $e = 15\text{ cm}$

II.1.7. Pré-dimensionnement des Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs, en béton armé, participant à la reprise des efforts sismiques et les efforts verticaux pour les acheminer vers la base. Le pré-dimensionnement des Poteaux se fait selon 3 critères :

- 1- Critère de résistance.
- 2- Critère de stabilité de forme(flambement).
- 3- Conditions de RPA

Le poteau qu'on va étudier est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge.

Pour ce faire, on a sélectionné un poteau qui nous semble susceptible d'être les plus sollicités à savoir : **(E2)** (Voir figure II.1)

On fixera les dimensions des poteaux au préalable comme suit :

Tableau II.10. Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres

Niveau	Dimensions (b*h) cm ²	Poids propre G(KN) { $G=h*b*H_e*\gamma_c$ }
RDC et 1eme	40*45	13.77
Etages 2et 3	35*40	10.71
Etages 4et 5	35*35	9.37
Etages 6et 7	30*35	8.03
Etages 8	30*30	6.88

Avec : H_e la hauteur d'étage $H_e=3.06\text{m}$

a)-Descente de charge :

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente soit le poteau (E2).

b)-La loi de dégression :

On adoptera pour le calcul des points d'appuis des charges d'exploitation suivantes :

- sous la terrasse Q_0 .
- sous le premier étage à partir du sommet (i=1) : Q_0+Q_1 .
- sous le deuxième étage (i=2) : $Q_0+0.95*(Q_1+Q_2)$.
- sous le troisième étage (i=3) : $Q_0+0.90*(Q_1+Q_2+Q_3)$.
- sous le quatrième étage (i=4) : $Q_0+0.85*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$.
- Pour n étage ($n \geq 5$): $Q_0 + \frac{3+n}{2*n}*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+\dots+Q_n)$

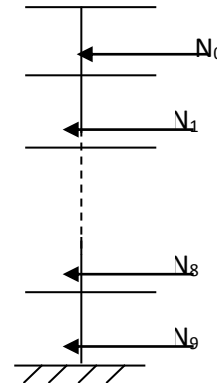


Figure II.11 : Schéma statique de la descente de charge

c)-Sur la terrasse inaccessible :

Pp : poutre principale. **Ps** : poutre secondaire
Cc : plancher a corps creux **Dp** : plancher à dalle pleine

d)-Calcule des surfaces afférentes :

$S1=4.55 \text{ m}^2, S2=4.15 \text{ m}^2, S3=5.17 \text{ m}^2, S4=4.73 \text{ m}^2$

❖ **Les charges des elements :**

G_{pp}	G_{ps}	$G_{cc} (inacc)$	$G_{Dp} (inacc)$
$=25*0.3*0.4=3KN/m$	$=25*0.3*0.35=2.63KN/m$	$=6.34KN/m^2$	$=7.19KN/m^2$

❖ **La charge total :**

$G_{plancher}$	$=7.19*5.17+6.34*(4.55+4.15+4.73) = 122.32KN$
G_{poutre}	$=3*(2.23+1.95) + 2.63*(2.32+2.12)= 24.22 KN/m^2$

❖ **Sur étage courant :**

G_{cc}	G_{Dp}
$= 5.34 KN/m^2$	$=6.20 KN/m^2$

❖ **La charge total :**

G_{poutre}	$=24.22 KN/m^2$
$G_{plancher}$	$=5.34*(4.13+4.73) + (6.2*5.17)= 79.47 KN/m^2$

❖ **La charge d'escalier courant sur poteaux (E2) :**

S_v	$=2*(2.10*1.40) + (2.20*0.3)= 6.54 \text{ m}^2$		
S_p	$= 4.30*2=8.6 \text{ m}^2$		
G_v	$= 7.95 KN/m^2$	G_p	$= 5.27 KN/m^2$

$$G_{total} = \frac{G_v \times S_v + G_p \times S_p}{4} = \frac{97.314}{4} = 24.33KN$$

charge de mur double cloison :

$$G_{mur} = 2.81 \times 3.06 \times 1.95 = 16.75KN$$

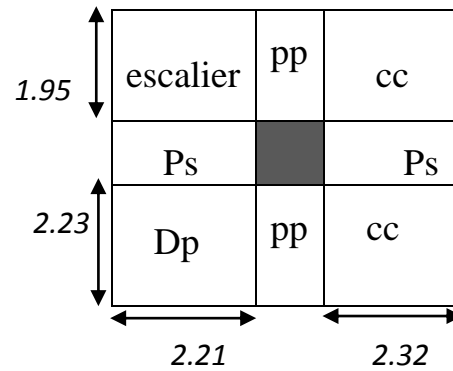


Figure II.12 : surface afférent du poteau (E2)

Tableau II.9. Evaluation de la descente de charge de poteau PE2

Niveau	Element	G(KN)	Q(KN)
N0	Poteau +poutre	31.1	
	Plancher	122.32	18.60
Total		153.42	18.60
N1	N0	153.42	
	Poteau+ Poutre + mur	49.01	46.50
	Escalier +plancher	103.8	
Total		306.23	46.50
N2	N1	306.23	
	Poteau+ Pouter+ mur	49.01	71.61
	Escalier+plancher	103.8	
Total		459.04	71.61
N3	N2	459.04	
	Poteau+ Pouter+mur	50.35	93.93
	Escalier +plancher	103.8	
Total		613.19	93.93
N4	N3	613.19	
	Poteau	9.37	
	Pouter+mur	40.98	113.46
	Plancher	79.47	
	escalier	24.33	
Total		767.34	113.46
N5	N4	767.34	
	Poteau	10.71	
	Pouter+mur	40.98	130.2
	Plancher	79.47	
	escalier	24.33	
Total		922.83	130.2
N6	N5	922.83	
	Poteau	10.71	
	Pouter + Mur	40.98	144.15
	Plancher	79.47	
	escalier	24.33	
Total		1079.32	144.15
N7	N6	1079.32	
	Poteau	13.77	
	Poutre + Mur	40.98	158.1
	Plancher	79.47	
	escalier	24.33	
Total		1236.87	158.1
N8	N7	1236.87	
	Poteau	13.77	
	Poutre +Mur	40.98	172.05
	plancher	79.47	
	escalier	24.33	
Total		1395.42	172.05

Tableau II-10 : Résultats de la descente de charge obtenue pour les deux poteaux :

Poteau	G (KN)	Q (KN)	ELS	ELU
PE2	1395.42	172.05	1567.47	2141.89
PE1	1043.43	142.02	1185.45	1621.66

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité, on a trouvé que c'est le poteau (PE2) qui est le plus sollicité sous charges verticale.

D'après le **BAEL 91 (Art B.8.1, 1)**, l'effort normal du poteau le plus sollicité doit être majoré de 15%.

$$Nu' = 1.15 \times 2141.89 = 2463.18 \text{ KN} \Rightarrow Nu' = 2463.18 \text{ KN}$$

❖ Vérifications des poteaux :

-vérification selon critère de résistance :

On doit vérifier la condition suivante : $\sigma_{bc} = \frac{Nu}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ tel que $\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPA}$

-Exemple de calcul de poteau a la base :

On a: $Nu' = 2463.18 \text{ KN}$, $S = 0.18 \text{ m}^2$

$$\sigma_{bc} = \frac{2463.18}{0.18} = 13.68 \text{ MPA} \quad \sigma_{bc} = 13.68 < \bar{\sigma}_{bc} = 14.2 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Cdt vérifie}$$

De la même façon que l'exemple de calcul précédent, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats seront mentionnés dans le tableau

Tableau II.11. Résultats de la Vérification de *critère de résistance*

Étages	Nu (KN)	S (m ²)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$		Observation
			σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	
8	270.26	0.09	3.00	14.2	Vérifiée
7	555.63	0.105	5.29	14.2	Vérifiée
6	736.18	0.105	7.01	14.2	Vérifiée
5	1114.00	0.1225	9.09	14.2	Vérifiée
4	1387.01	0.1225	11.32	14.2	Vérifiée
3	1657.28	0.14	11.84	14.2	Vérifiée
2	1922.75	0.14	13.73	14.2	Vérifiée
1	2192.96	0.18	12.18	14.2	Vérifiée
RDC	2463.18	0.18	13.68	14.2	Vérifiée

✓ Vérifie le Critère de la stabilité de forme :

a)-Vérification au flambement :

D'après le **BAEL (art B.8.4.1)** on doit vérifier que :

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

Avec :

B_r : section réduite du béton ; $\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$: coefficient de sécurité de l'acier ; α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élanement λ .

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right) & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$ et Cas d'une section rectangulaire : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

Avec : l_f : longueur de flambement et : $l_f = 0.7 \times l_0 \dots$ (BAEL article B.8.3.31).

$B_r = (a-2) \times (b-2)$ avec : a : largeur de la section nette, b : hauteur de la section nette
 A_s : section d'armature.

D'après le BAEL 91 : $A_s = 1\% B_r$, donc : $N_u \leq \alpha \times B_r \times \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s}\right)$

On doit vérifier que : $B_r > B_r$ calculée : $B_{r\text{calculé}} \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s}\right)}$

Br	= (0.40-0.02)*(0.45*0.02) = 0.16 m ²
lf	= 0.7*(3.06-0.4) = 1.862 m

Il faut vérifier que : $B_r \geq B_{r\text{-calcul}}$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{1.862}{0.13} = 14.32 < 50$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{12.93}{35}\right)^2} = 0.82$$

$$B_{r\text{-calcul}} \geq \frac{2463.18 * 0.001}{0.82 * \left(\frac{25}{0.9 * 1.5} + \frac{400}{100 * 1.15}\right)} \geq 0.14 m^2$$

$B_r = 0.21 m^2 > B_r \text{ calcul} = 0.14 \dots \dots \dots$ Cdt verifiés.

Donc le Poteau ne risqué pas de flambement.

Tableau II.12. Vérification des poteaux au flambement.

Etages	Nu(KN)	λ	α	Br>B cal		Observation
				Br(m ²)	B Cal	
8	270.26	20.69	0.79	0.08	0.01	Vérifiée
7	555.63	18.62	0.80	0.09	0.03	Vérifiée
6	836.18	18.62	0.80	0.09	0.04	Vérifiée
5	1114.00	18.62	0.80	0.11	0.06	Vérifiée
4	1387.01	18.62	0.80	0.11	0.07	Vérifiée
3	1657.28	15.52	0.81	0.13	0.09	Vérifiée
2	1922.75	15.52	0.81	0.13	0.11	Vérifiée
1	2192.96	14.32	0.82	0.16	0.12	Vérifiée
RDC	2463.17	14.32	0.82	0.16	0.14	Vérifiée

Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque de flambement.

b)-Condition du RPA :

A)- $\min(b, h) \geq 25$ Condition vérifiée

B)- $\min(b, h) \geq \frac{he}{20}$ Condition vérifiée

C)- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$ condition vérifiée

Conclusion :

- **Plancher :**
 - Pour corps creux : 16+4 pour les étages courant +terrasse
 - Pour les dalles pleines : Tous les dalle pleines avec une épaisseur (e=14 cm).
- **Poutres :** Les poutres principales (30* 40). La poutre secondaire (30* 40).
- **Les escaliers :** Escalier de l'étage courant +RDC (e=15cm).
- **Les voiles :** Les voiles de l'étage courant +RDC avec une épaisseur (e=20cm).
- **Les poteaux :**


RDC -1 ^{ere}	2 ^{eme} -3 ^{eme}	4 ^{eme} -5 ^{eme}	6 ^{eme} -7 ^{eme}	8 ^{eme}
(40 *45)	(35 *40)	(35 *35)	(30 *35)	(30 *30)

II.2.Etude des éléments secondaires :

II.2.1 : planchers à corps creux :

a)- Les schémas statiques des différentes poutrelles

Tableau II.13 : Les différents types de poutrelles

Type	Schema d'une poutrelle
Type 1	

b)-Calcule des sollicitations :

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$; $p_u = q_u * b$. **ELS :** $q_s = Q + G$; $p_s = q_s * b$ avec : $b = 0.65m$.

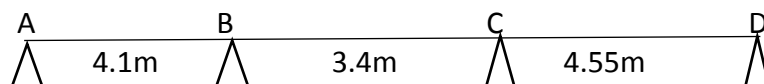
Tableau II.14 : Charges qui reviennent sur le plancher

Designation	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	6.34	1	10.06	6.53	7.34	4.77
Étage courant Et RDC	5.34	1.5	9.46	6.14	6.84	4.44

Tableau II.15 : Choix de méthode de calculs pour les différents types de poutrelles

Type de poutrelle	Conditions d'application De la méthode forfaitaire	Cause (art. b6. 2. 2. 1. 0. CBA.)	Méthode adoptée
Type1	Verifies	$Q = 5KN/min (5KN/m^2 ; 2G)$. $0.8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1.25$. F.P.N I=constant	Méthode forfaitaire

c)- Calcul des sollicitations (M, V) : Pour le calcul des sollicitations on supposera un exemple pour illustrer la méthode forfaitaire pour le type 1 de poutrelle du plancher terrasse inaccessible :



- **Moment isostatique** : $M_0 = \frac{qu \cdot l^2}{8}$.

Tableau II.16. Résumé des moments isostatiques

travée	M_{AB}	M_{BC}	M_{CD}
ELU	13,72 KN.m	9,44 KN.m	16,90 KN.m
ELS	10,02 KN.m	6,89 KN.m	12,34 KN.m

- **Moment en appui** : $M_A = M_D = 0$ appuis de rive, sur les appuis de rive, moment est nul mais il faut tjrs mette des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0,15 \cdot M_0$.

$$M_A = M_B = -0,15 \cdot 16,90 = -2,54 \text{ KN.m}$$

- **Appuis intermédiaire** : $M = -0,5 \max (M_0^{AB}, M_0^{BC})$.

Tableau II.17. Résumé des moments intermédiaires

appuis	M_B	M_C
ELU	-6,86 KN.m	-8,46 KN.m
ELS	-5,01 KN.m	-6,17 KN.m

- **Moment en travée** :

d)- **En appliquant la méthode forfaitaire** : $\alpha = \frac{Q}{Q + G}$ Le rapport de la charge d'exploitation

par la somme des charges permanentes et d'exploitation.

Les valeurs de M_t , M_g , et M_d doivent vérifier les conditions suivantes :

$$1) - M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \{ (1 + 0,3\alpha) M_0 ; 1,05 M_0 \} \text{ et}$$

$$2) - \begin{cases} M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \dots\dots\dots \text{Pour une travée intermédiaire.} \\ M \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \dots\dots\dots \text{Pour une travée de rive.} \end{cases}$$

Tableau II.18. Les résultats de la méthode forfaitaire calcul pour ce type de poutrelle

travée	MT_{AB}^{\max}	Mt_{BC}^{\max}	Mt_{CD}^{\max}
ELU	10,98 KN.m	4,91 KN.m	13,52 KN.m
ELS	8,01 KN.m	4,27 KN.m	9,88 KN.m

e)- **Evaluation des efforts tranchants** : L'effort tranchant isostatique doit être majoré de : 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées :

Tableau II.19. les résultats de l'effort tranchant

Travée	AB		BC		CD	
	VA	VB	VB	VC	VC	VD
ELU	13,38KN	-14,72KN	12,21KN	-12,21KN	16,34KN	-14,85KN

✚ **Calcul des sollicitations pour étage courant** :

ELU : $Q_u = 1,35G + 1,5Q$; $P_u = Q_u \cdot b$ ELS : $Q_s = Q + G$; $P_s = Q_s \cdot b$ avec : $b = 0,65m$.

Avec : $G = 6,34 \text{ KN/m}$, $Q = 1,5 \text{ KN/m}$.

Tableau II.20. Les résultats de calcul pour ce type de poutrelle à usage habitation

Plancher à usage habitation					
Type I					
	ELU			ELS	
	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$
	-7.94	12.94	15.36	-5.74	9.36

✚ Les diagrammes des efforts internes dans les différentes poutrelles :

a)-Diagramme des moments fléchissant :

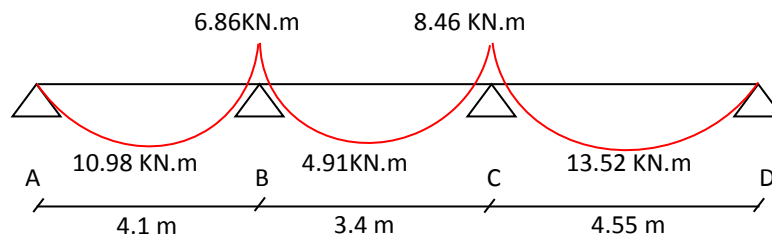


Figure II.13 : Diagramme des moments fléchissant

b)- Diagramme des efforts tranchants :

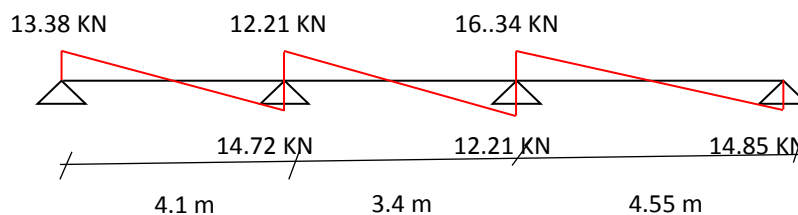


Figure II.14 : Diagramme de l'effort tranchant

✚ Ferrailage des poutrelles :

On prend comme exemple la poutrelle du plancher à terrasse inaccessible qui est sollicité par :

Tableau II.21. resume des moments et effort tranchant.

Sollicité	M^a_{max}	M^t_{max}	V_{max}
ELU	8.46 KN.m	13.52 KN.m	16.34 KN.m
ELS	6.17 KN.m	9.88 KN.m	/

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$b=65cm$; $b_0=10cm$; $h=16cm$; $h_0=4cm$; $h_t=20cm$; $d=18cm$.

✚ Calcul à l'ELU :

Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

a)-Ferrailage en travée :

-Armature longitudinal :

$$M_{t_u} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.20 \times 10^3 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_{t_u} > M_{t_{\max}} = 13.52 \text{ KN.m} \Rightarrow$ calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b d^2 f_{bu}} = \frac{13.52 \times 10^{-3}}{0.65 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.045 \Rightarrow \text{Pivot A et A}'=0$$

$$\mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4) = 0.392 > \mu_{bu} = 0.045$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \quad , \Rightarrow \text{ce qui Donne : } A_t = \frac{M_t}{Z * f_{st}} = \frac{13,52 \times 10^{-3}}{0,175 \times 348} = 2.22 \text{ cm}^2 .$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.045}) = 0.063.$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.063) = 0.175 \text{ m} .$$

On adopte : $A_{\text{choisit}} = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$

b)-Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} < A_{\text{cal}} . \dots\dots \text{vérifie.}$$

✚ Ferrailage de l'appui intermediaire : on a $M_a^{\max} = 8.46 \text{ KN.m}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.46 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.183 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.183}) = 0.262$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.262) = 0.161 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z * f_{st}} = \frac{8.46 \times 10^{-3}}{0.161 \times 348} = 1.50 \text{ cm}^2 .$$

a)- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2 . \Rightarrow A_{\min} < A_{\text{cal}} \dots\dots \text{vérifies.}$$

On choisit : $A_{\text{choisit}} = 2\text{HA}10 = 1.58 \text{ cm}^2$.

✚ **Ferraillage Appuis de rive** : $M_a^{\max} = 2.54 \text{KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times fb_u} = \frac{2.54 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.055 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.055}) = 0.075$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.075) = 0.175 \text{m}$$

$$A_a = \frac{M^{rive}}{Z * f_{st}} = \frac{2.54 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 0.41 \text{cm}^2.$$

A)-Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.22 \text{cm}^2 \Rightarrow A_{\min} < A_{rive} \dots \dots \dots \text{vérifiées}$$

On adopte $A_{rive} = 1\text{HA}10 = 0.79 \text{cm}^2$.

- **Calcul des armatures transversales** : on a: $h=16 \text{ cm}$, $b_0=10$.

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_t^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t = 6 \text{mm}. \text{ Soit : } A_t = 2 \text{HA}6 = 0.57 \text{cm}^2. \text{BAEL91 (article III.3).}$$

✚ **Vérification ELU de l'effort tranchant** : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{16.34 * 10^{-3}}{0.1 * 0.18} = 0.90 \text{MPa}$.

La fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min((0.13f_{c28}; 5\text{MPa}) = 3.33 \text{MPa} \Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \text{vérifiée.}$

✚ **Calcul de l'espacement :**

$$St = \min \begin{cases} (0.9d, 40\text{cm}) = 16.2\text{cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = 57\text{cm} \\ \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times K \times f_{t28})} = 67.5\text{cm} \end{cases} \quad \text{CBA93 (article A.5.1.2.2)}$$

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

Les résultats du ferraillage sont résumés dans le tableau

Tableau II.22. Ferraillage des poutrelles de tous les étages

Position	Nature	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} Cm ²	A_{\min} cm ²	A_{adop} (cm ²)
Terrasse inaccessible	Travée	13.52	0.045	0.063	0.175	2.22	1.41	3HA10=2.36
	App(inter)	8.46	0.183	0.262	0.161	1.50	0.22	2HA10 = 1.58
	App(rive)	2.54	0.055	0.075	0.175	0.41	0.22	1HA10=0.79
Etages courants Et RDC	Travée	12.94	0.043	0.063	0.175	2.12	1.41	3HA10=2.36
	App(inter)	7.94	0.172	0.237	0.162	1.40	0.22	2HA10 = 1.58
	App(rive)	2.38	0.051	0.075	0.175	0.39	0.22	1HA10=0.79

✚ Vérification de la bielle de béton :

Selon le **BAEL91 (Art A. 5. 313)**, l'effort de cisaillement doit être inférieur à la contrainte de cisaillement :

$$\alpha = \min (0.9d; (40-4) \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm.}$$

$$V_U < 0.267 * \alpha * b_0 * f_{c28} = 0.267 * 0.162 * 0.1 * 25 = 108.135 \text{ KN}$$

$$16.34 \text{ N} < 108.135 \text{ KN} \dots \text{Vérifiée}$$

✚ Vérification à l'ELS :

a)-État limite d'ouverture des fissures : BAEL 91(ArticleB-6-3).

La fissuration est peu nuisible, elle n'exige donc pas de faire des vérifications.

b)-État limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa. ;}$$

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

Tableau II.23. Vérification de l'état limite de compression du béton de tous les étages.

Plancher	En travée				En appuis				observation
	M _t KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} MPA	M _t KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} MPA	
étage habitation +RDC	9.36	4.97	15911.59	4.73	5.74	3.99	10717.86	3.19	Vérifiée
Terrasse Inaccessible	9.88	4.15	9317.28	2.22	6.17	4.7	9557.82	3.034	Vérifiée

❖ Évaluation de la flèche: si les conditions suivantes sont satisfaites, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\begin{cases} \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots 1 \\ \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 * M_0} \dots\dots\dots 2 \\ \frac{A}{b_0 * d} \geq \frac{2}{f_e} \dots\dots\dots 3 \end{cases}$$

$$\frac{h_t}{l} = \frac{20}{455} = 0.043 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \Leftrightarrow \text{La 1}^{ere} \text{ condition n'est pas vérifiée donc on procède}$$

✚ Calcul de la flèche :

a)-État limite de déformation :

$$\text{Avec : } \Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{ij} + f_{gi} \text{ et } f_{adm} = \frac{l}{500}$$

Tableau II.24. Vérification de la flèche

Données (KN/m)		Moment (KN.m)		Contrainte (MPa)		La flèche (mm)		vérification
G	6.34	M_{ser}^g	6.51	σ_{st}^g	145.12	f_{gv}	3.22	
						f_{gi}	1.61	$\bar{f} = 9.1$
J	3.8	M_{ser}^j	3.51	σ_{st}^j	78.27	f_{ji}	1.22	Condition Vérifiée
P	7.34	M_{ser}^p	12.68	σ_{st}^p	282.64	f_{pi}	3.59	

✚ Schémas de ferrailage des poutrelles :

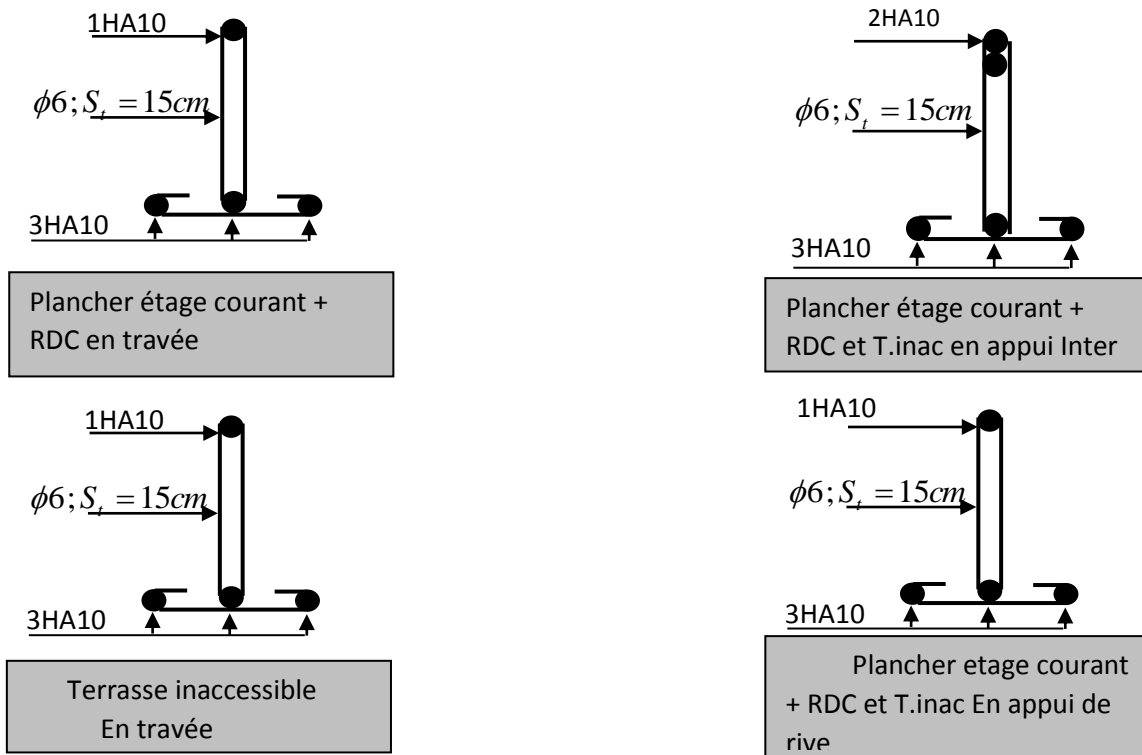


Figure II.15. Schéma de ferrailage des poutrelles

II.2.2. Étude de la dalle de compression : Selon le CBA93 (Art B. 6. 8. 4. 2. 3) :

a)- Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4b}{f_e} = \frac{4 * 0.65}{400} \Rightarrow A_{\perp} = 0,65 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Espacement : } S_t = 20 \text{ cm}$$

b)- Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.325 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ D'où l'option retenue : un treille soudé TS } \phi 5 \text{ } 150 \times 150$$

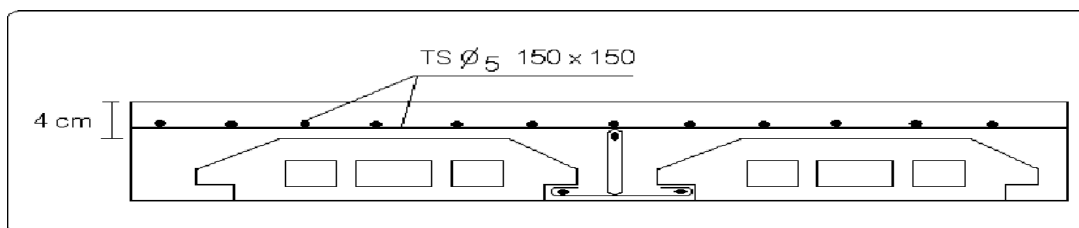


Figure II.16. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

II.2.3. Etude des dalles pleines :

Tableau II.25 : Données des dalles pleines (annexe 1).

Elément	Lx	Ly	ρ	ELU		ELS	
				μ _x	μ _y	μ _x	μ _y
D1	4.65	4.65	1	0.0368	1	0.0441	1
D2	1.3	3.1	0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000

a)- Calcul des sollicitations : on a :

$$G=7.19 \text{ KN/m}^2 ; Q= 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Et on a : } \begin{cases} M_{ox} = \mu_x * L_x^2 * P_U \\ M_{oy} = M_{ox} * \mu_y \end{cases}$$

Tableau II.26 .résumé des moments M₀

Type	D1	D2
M _{0x}	10.70 KN/ml	2.44 KN/ml
M _{0y}	10.70 KN/ml	0.61 KN/ml

b)-Calcul des moments : le calcul se fait par :

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_x^t = 0.75 * M_{ox} \\ M_y^t = 0.85 * M_{oy} \end{cases} \text{ et on appui : } \begin{cases} M_x^a = -0.5 * M_{ox} \\ M_y^a = -0.3 * M_{oy} \end{cases}$$

Tableau II.27 : Résumé des moments en travée et en appui

type	travée		appui	
	M _x ^t	M _y ^t	M _x ^a	M _y ^a
D1	8.03KN.m	9.10 KN.m	-5.35 KN.m	-3.21 KN.m
D2	1.83 KN.m	0.51 KN.m	-1.22 KN.m	-0.183 KN.m

✚ Un exemple de calcul d'une dalle dans deux sens (ELU, ELS) :

a)-Panneau de la dalle D1 sur 4 appuis :

-Calcul des sollicitations : on a G=7.19 KN/m² ; Q= 2.5 KN/m²

$$\text{Donc on a ELU : } P_U = 1.35G + 1.5Q = 13.45 \text{ KN / .m}^2$$

-Calcul à l'ELU :

Du tableau N°1 (annexe 1) on tire la valeur μ_x et μ_y correspondante à (ν = 0, ρ = 1).

Annexes 1	μ _x = 0.0368	μ _y = 1
M _{0x} = μ _x q _u L _x ²	=0.0368*13.45*(4.65) ² =10.70KN.ml	M _{0y} = μ _y M _{0x} = 1*10.70=10.70 KN.ml

❖ En travée :

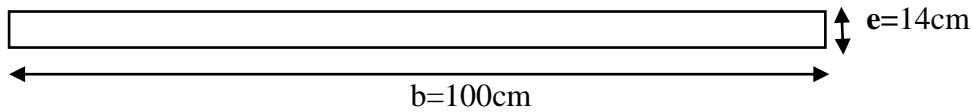
M _x ^t	= 0.75 M _{0x} = 0.75 × 10.70 = 8.03KN.m	M _y ^t	= 0.85 M _{0y} = 0.85 × 10.70 = 9.10KN.m
-----------------------------	--	-----------------------------	--

❖ En appui :

M _x ^a	= -0.3 × M _{0x} = -0.3 × 10.70 = -5.35 KN.m	M _y ^a	= -0.3 M _{0y} = -0.3 × 9.71 = -3.21 KN.m
-----------------------------	--	-----------------------------	---

✚ Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.
Le calcul se fait à la flexion simple pour une section (b x h) m²



a)- Selon (x-x) :

En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.03 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot (0.12)^2 \cdot 14.2} = 0.039$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1-0.4) = 0.186 > \mu_{bu} = 0.039$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.05$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.117 \text{ m}$$

$$A_{cal} = \frac{Mt}{Z * f_{st}} = \frac{8.03 \times 10^{-3}}{0.117 \times 348} = 1.97 \text{ cm}^2$$

en appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.35 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot (0.12)^2 \cdot 14.2} = 0.026$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1-0.4) = 0.186 > \mu_{bu} = 0.026$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.037$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.118 \text{ m}$$

$$A_{cal} = \frac{Mt}{Z * f_{st}} = \frac{5.35 \times 10^{-3}}{0.118 \times 348} = 1.30 \text{ cm}^2$$

b)-Selon (y-y) :

❖ **En travée :**

μ_{bu}	α	z	At _y
0.040	0.062	0.118m	2.24cm ²

❖ **En appui :**

μ_{bu}	α	z	At _y
0.015	0.025	0.120m	0.81 cm ²

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

Pour e>14 cm et $\rho \geq 0.4$:

$$A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right)bh = 0.0008 * \left(\frac{3-1}{2}\right)100 * 14 = 1.12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_y \geq \rho_0 bh = 0.0008 * 100 * 14 = 1.12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc A_{cal} > A_{min} on ferrailage avec A calcul

Tableau II.28. résultats de ferrailage

En travée				
Sens	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{opt} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Sens-x	1.97	1.12	4HA10=3.14	20
Sens-y	2.24	1.12	4HA10=3.14	20
En appuis				
Sens-x	1.30	1.11	4HA8=2.01	20
Sens-y	0.81	1.04	4HA8=2.01	20

b)-Vérification des espacements :

-Espacement des armatures :

-Armatures // L_x: S_t = 20 cm ≤ min (3 e, 33 cm) = 33 cm..... vérifier (sens principal).

-Armatures // L_y : S_t = 20 cm ≤ min (4 e, 45 cm) = 45 cm.....Vérifier (sens secondaire).

✚ **Verification à l'ELU :**

a)- Vérification au cisaillement :

$$V_{\max} = \frac{P_U * L_x}{2} * \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{13.45 * 4.65}{2} * \frac{1}{1 + \frac{1}{2}} = 20.63 \text{KN}$$

$$V_{\max} = 20.04 \text{KN} \Rightarrow \tau_U = \frac{V_{\max}}{b * d_x} = \frac{20.63 * 10^{-3}}{1 * 0.12}$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.171 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.171 \text{MPa} < 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✚ **Verification à l'ELS :**

$$P_s = (G+Q) * 1\text{m} = 9.69 \text{KN/m.}$$

État limite de compression du béton :

Annexes I	$\mu_x = 0.0441$	$\mu_y = 1$
$M_{0x} = \mu_x q_u L_x^2$	$M_x = 0.0441 * 9.69 * (4.65)^2 = 9.23 \text{KN.m}$	$M_{0y} = \mu_y M_x$ My=1*9.23=9.23 KN.m

❖ **Moment en travées :**

M_t^x	$= 0.75 M_x = 0.75 * 9.23 = 6.92$ KN.m	M_t^y	$= 0.85 M_y = 0.85 * 9.23 = 7.84 \text{KN.m}$
---------	---	---------	---

❖ **Moment en appuis :**

M_x^a	$= 0.5 * M_{0x} = -0.5 * 9.23 = -4.61$ KN.m	M_y^a	$= 0.3 M_{0y} = -0.3 * 9.23 = -2.76 \text{KN.m}$
---------	--	---------	--

✚ **Calcul des contraintes :** on doit calculer :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}; \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{MPa}$$

$$A' = 0, \frac{b}{2} * y^5 + 15 * A * y - 15 * A * d = 0$$

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

Tableau.29. Les résultats de calcul des contraintes

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Travées (x)	6.92	6742.59	3.37	3.45	15	Vérifier
Appuis (x)	4.61	2687.62	2.3	3.94	15	Vérifier
Travées (y)	7.84	6742.59	3.37	3.92	15	Vérifier
Appuis (y)	2.76	2687.62	2.3	2.36	15	Vérifier

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

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

➤ **Etat limite de déformation :**

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$1) \frac{h}{l} > \frac{1}{16} ; \quad 2) \frac{h}{l} > \frac{Mt}{10 * M_0} ; \quad 3) \frac{A}{b * d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = 0.0314 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

Les conditions ne sont pas vérifiées dans les deux sens, donc il est nécessaire de calculer la flèche

TableauII.30. Suivant illustre le résultat du calcul de la flèche :

Type	Localisation	F _{gv} (mm)	F _{ji} (mm)	F _{pi} (mm)	F _{gi} (mm)	Δf ≤ f _{adm}
D1	x-x	1.071	0.345	0.411	0.362	0.77 ≤ 0.99
D1	y-y	1.110	0.468	0.319	0.280	0.68 ≤ 0.97

✚ **Schéma de ferrailage :**

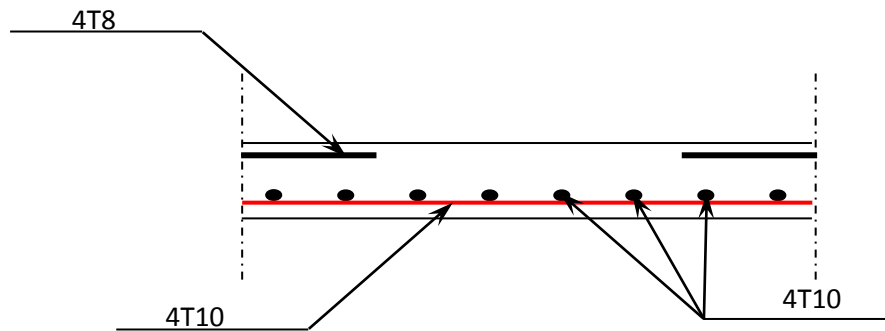


Figure N°II. 17 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis

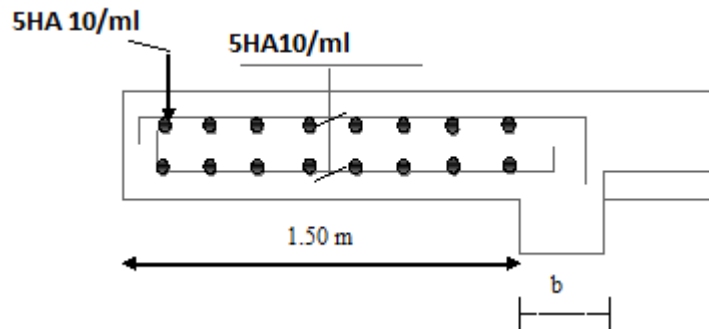


Figure N°II. 18 : Coupe de ferrailage de balcon

II.2.4. Etude des escaliers étage courant et RDC :

a)- Les schémas statiques

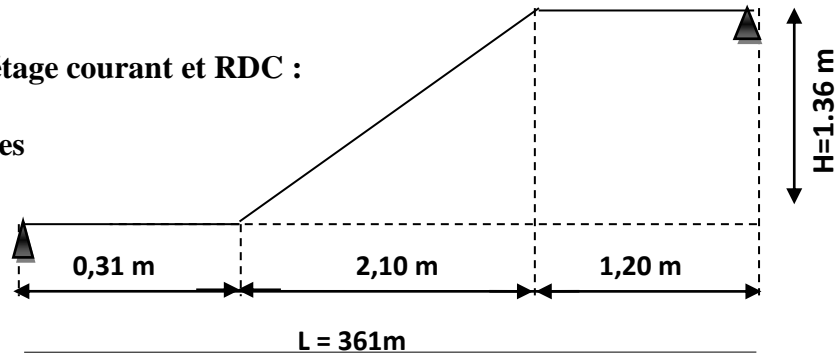


Figure II.19 : schéma statique de la volée 1.

❖ **Evaluation des charges et surcharges :**

Type	Palier	la volée
G	5.27 KN/m ²	7.95 KN/m ²
Q	2.5 KN/m ²	2.5 KN/m ²

❖ **Evaluation des charges :**

Type	ELU	ELS
Palier	10.86 KN/m ²	7.77 KN/m ²
La volée	14.48 KN/m ²	10.45 KN/m ²

B)- Schémas statique de l'escalier :

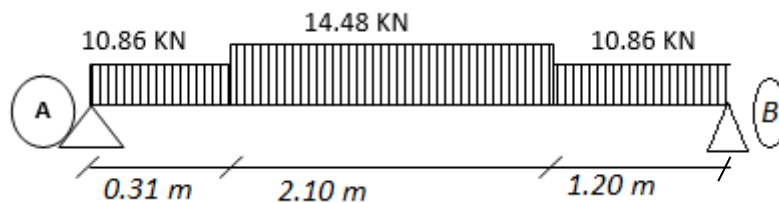


Figure II.20: schéma statique de l'escalier

L'escalier travaille comme une dalle pleine à la flexion simple qui se repose sur 2 appuis alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

✚ **Les réactions d'appuis :** $\sum F = 0 \Rightarrow R_A = 23.35 \text{ KN} ; R_B = 22.45 \text{ KN}.$

a)- Calcul des sollicitations :

❖ **Effort tranchant :**

travée	$0 \leq x \leq 0.31$	$0.31 \leq x \leq 2.41$	$2.41 \leq x \leq 4.31$
T(z)	23.35 KN	20.98 KN	-9.43 KN

❖ **Moment fléchissant :**

travée	$0 \leq x \leq 0.31$	$0.31 \leq x \leq 2.41$	$0 \leq x \leq 1.9$
M(z)	0 KN	7.02 KN	19.16 KN

b)- Calcule le moment max en travée et effort tranchant max :

$$\frac{dM_z}{dx} = 0 \Rightarrow x = 1.80 \text{ m}$$

$$M_0 = 22.23 \text{ KN.m} ; M_t = 22.23 * 0.85 = 18.89 \text{ KN.m} ; M_a = -0.5 * 22.23 = -11.12 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = R_A = 23.35 \text{ KN}.$$

a)-Ferrailage des escaliers :

- le ferrailage a la flexion simple ($b = 1 \text{ ml} * e$).
- fissurations peut nuisible ($c = 2 \text{ cm}$).

Tableau II.31. Les résultats ferrailage de l'escalier à L'ELU

	Zone	Mtu (KN.m)	Ubu	α	Z(m)	Acal (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	A choisit (cm ² /ml)	St cm
Etage courant +RDC	Travée	18.89	0.079	0.103	0.124	4.37	2	6 HA 10 =4.71	20
	appui	11.12	0.046	0.058	0.126	2.53	2	5HA10=3.93	25

a)-Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2.$$

Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

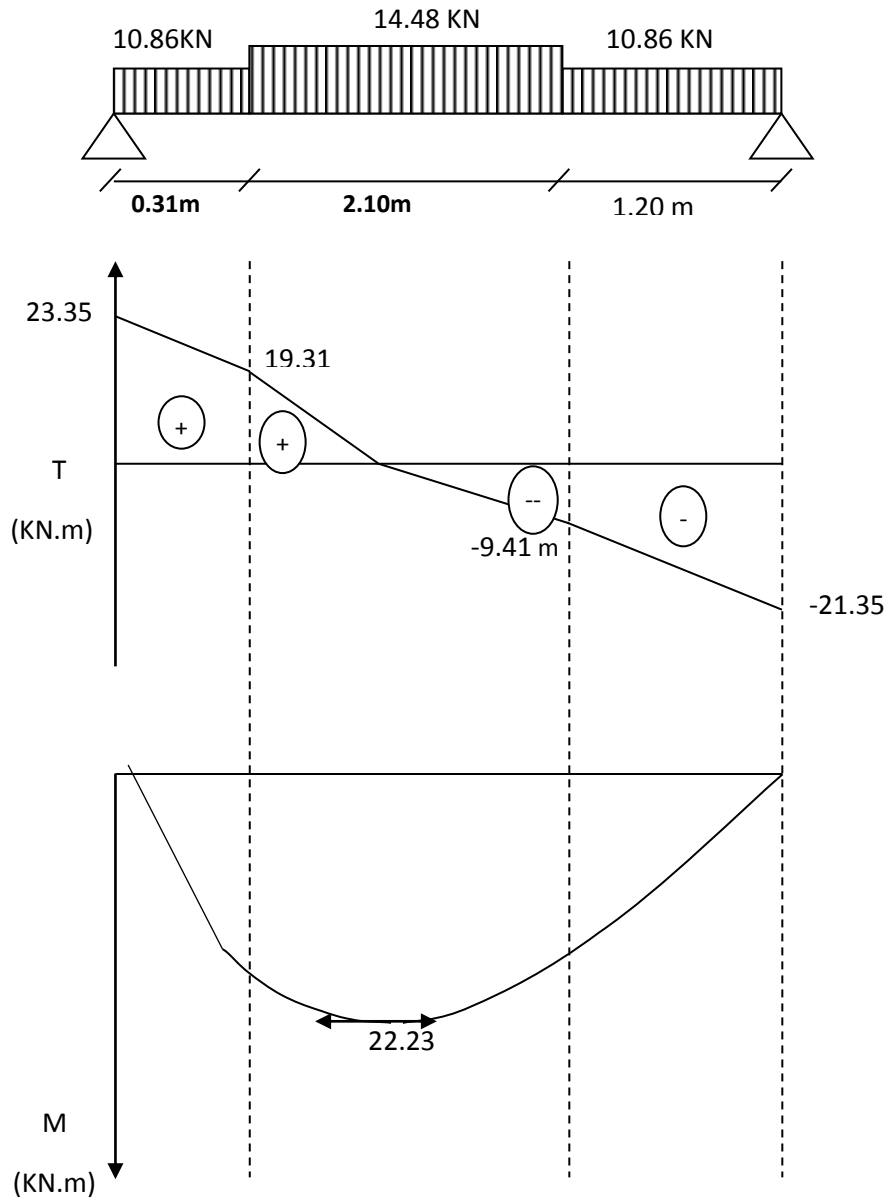


Figure II. 21 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

b)-Armatures de répartition :

Selon l'article (E. 8. 2. 41 du BAEL91) ; $A_r = \frac{A_{choisit}}{4}$

Tableau II.32. résultats des armatures de répartition.

type	Ar	Ar choisit
travée	1.177 cm ²	5 HA8 = 2.51 cm ²
appui	0.98 cm ²	3HA8 = 1.51 cm ²

✚ Verification a L'ELU :

a)-Vérification au cisaillement : L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible. **Talque :** $\tau_U \leq \overline{\tau_U}$

$$\tau_U = \frac{V_{max}}{bd} = \frac{23.53 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.181 \text{MPa} \text{ et } \overline{\tau_U} = \min(0.13 f_{c28}; 5 \text{MPa}) = 3.33 \text{MPa} \dots \text{ Cdt vérifié}$$

b)-Vérification de l'espacement des armatures :

- Armature longitudinales :

Travée : $St = 20 \text{ cm} \leq \min(3e ; 33 \text{cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

Appui : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3e ; 33 \text{cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifié.

-Armature de repartions :

$St = 33 \text{ cm} \leq \min(4e; 45 \text{cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots$ condition vérifie.

c)-Vérification de la section à l'ELS :

Tableau II.33. Les résultats obtenu après le calcul RDM

sollicitation	q_s^v (KN/m)	Q_s^p (KN/m)	R_A (KN)	R_B (KN)	M_0 (KN.m)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)
Etage courant et RDM	10.45	7.77	16.12	17.55	19.05	16.19	9.52

Tableau II.34. Les résultats de vérification de la section à l'ELS.

	position	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	observation
Etage courant et RDC	travée	16.19	10361.61	4.128	6.44	15	Vérifier
	appui	9.52	6742.59	3.73	5.27	15	Vérifier

✚ Verification de la flèche :

$$-1) \frac{ht}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}, \frac{Mt^x}{20 \times M_0^x}\right) \Rightarrow \text{Condition non vérifies.}$$

$$-2) \frac{A}{b \times d} = \frac{4.71}{100 \times 13} \Rightarrow \text{Condition non vérifie.}$$

Les conditions de la flèche sont pas vérifiées donc il est nécessaire de calculer la flèche .

a)-*État limite de déformation :*

$$\text{Avec : } \Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{ij} + f_{gi} \text{ et } f_{adm} = \frac{l}{500}$$

M _j (KN.m)	M _g (KN.m)	M _p (KN.m)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)	observation
9.13	11.75	17.47	2.53	8.62	vérifié

II.2.4.1. *Etude de volée 2 (consol) :*

$$v = 7.95 \text{ KN/m}^2 \quad Q_v = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_m = \gamma \cdot e \cdot h \cdot b = 20 \cdot 0.1 \cdot 1 \cdot 1 = 2 \text{ KN.}$$

P_m : poids du mur garde-corps en brique creuse
(e=10 cm ; γ=20 KN/m³).

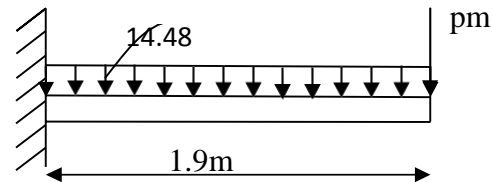


Figure N°II. 21. Schémas statique de volée

a)-*Les combinaisons des charge :* q_u = 14.48 KN/m, q_s = 10.45 KN/m.

$$p_m^u = 2.7 \text{ KN} ; \quad p_m^s = 2 \text{ KN.}$$

✚ *Calcul les sollicitation :*

Tableau II.35. resume de résultats des moments et effort tranchant.

M _u	M _s	V _u
- 31.26 KN.m	- 22.66 KN.m	30.21KN

✚ *Ferrailage :*a)-*Calcul les armatures longitudinal :*

Tableau II.36. Les résultants de calcul des armatures longitudinal

Zone	M _{tu} (KN.m)	U _{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A choisit (cm ² /ml)	St cm
appui	31.26	0.069	0.091	0.115	4.6	1.57	6HA12=6.79	20

b)- *Calcul des armatures de repartions :*

$$A_r \geq \frac{A_{choisit}}{3} = 2.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ et } St = 30 \text{ cm.}$$

✚ *Verification a L'ELU :*a)-*Vérification au cisaillement :*

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible. Talque : $\tau_U \leq \overline{\tau_U}$

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{bd} = 0.232 \text{ MPA} \leq \overline{\tau_U} = 1.17 \text{ MPA} \dots \text{ Cdt vérifié}$$

b)-*Vérification de l'espacement des armatures :*

-Armature longitudinales : St=20 cm ≤ min (2e ; 25 cm) = 20 cm.

-Armature de repartions : St = 30cm ≤ min (3e ; 30 cm) = 30 cm.

c)-Vérification de la section à l'ELS :

Tableau II.37.Vérification des contrant dans le béton :

position	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
appui	22.66	6657.2	3.97	1.35	15	Vérifier

✚ Vérification de la flèche :

$$1)- \frac{h}{l} = \frac{17}{190} = 0.089 \geq \frac{1}{16} = 0.062.....(condition\ verifier)$$

$$2)- \frac{A}{b \times d} = \frac{6.79}{100 \times 17} = 3.99 \times 10^{-3} \leq \frac{2}{400} = 5 \times 10^{-3} \dots (Condition\ vérifié)$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

✚ Schémas de ferrailage de volée (2) :

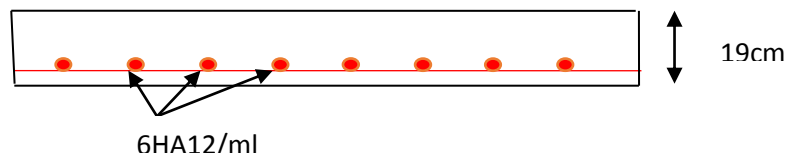


Figure N°II. 22 : schémas de ferrailage de volée (2)

✚ Schémas de ferrailage de volée (1) et (3) :

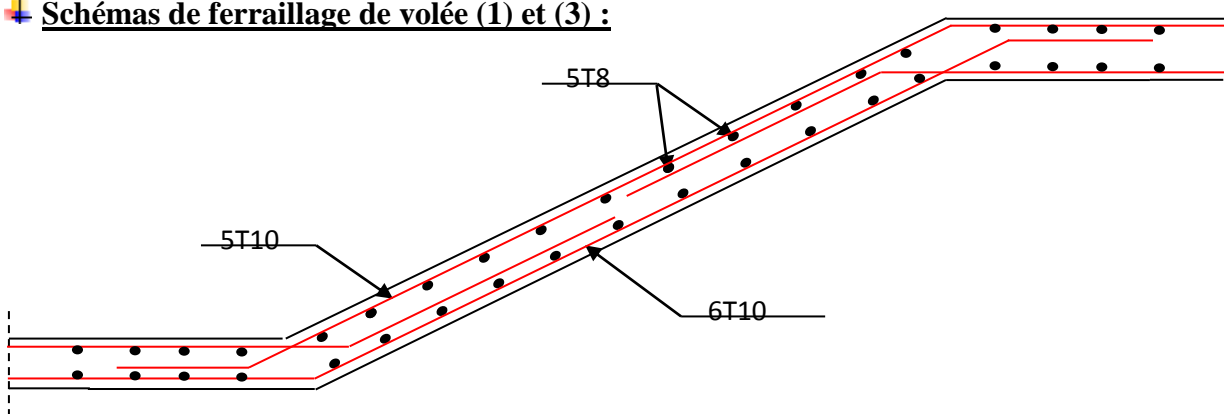


Figure II. 23. Schémas statique de volée (1) et (3) .

II.2.5.Calcul de la poutre briséé :

✚ Pré dimensionnement de la poutre briséeé :

$$\frac{495}{15} \leq h \leq \frac{495}{10} \Rightarrow h = 40cm; b = 35cm$$

a)-Vérification des règles du RPA :

b=35cm >20 ; h=40 cm >30 ; h/b=1.14 cm condition vérifier.

$$On\ a : \tg \alpha = \frac{34}{30} = 48.58^\circ\ et\ \frac{h}{6} \leq 4 \Rightarrow b \geq \frac{40}{4} = 10cm$$

Donc on adopte : **h=40cm** et **b= 35cm**

b)-Calcul des efforts internes par la méthode de la RDM :

$$G_0 = 0.4 \times 0.35 \times 25 = 3.5 \text{ KN/m}$$

Au niveau de la volée :

$$G_1 = 0.35 \times 0.4 \times 25 / \cos(48.58) = 5.29 \text{ KN/m}$$

$$G_2 = ((5.29 \times 0.3) + (2.32 \times 2) \times 3.5) / 4.95 = 3.60 \text{ KN/m}$$

Les charge transmise de l'escalier a L'ELU : Ra = 23.35 KN/ml et RB = 22.45 KN/ml.

c)- Calcul des sollicitations :**❖ ELU :**

p_u	$= 1.35 \times (g_0) + R_{eq} = 1.35 \times (3.5) + 23.35 = 28.07 \text{ KN/ml}$
P_s	$= (g_{02}) + R_{eq} = (3.50) + 17.55 = 21.05 \text{ KN/ml}$
M_u^t	$= 0.85 \times M_0 = 64.48 \text{ KN.m}$
M_u^a	$= -0.5 \times M_0 = 37.93 \text{ KN.m}$

❖ L'ELS:

M_s^t	$= 0.85 M_0 = 48.35 \text{ KN.m}$
M_s^a	$= 0.5 M_0 = 28.44 \text{ KN.m}$

✚ Calcul de ferrailage en flexion simple :

Tableau II.38. résultats de ferrailage

Zone	M_u (KN.m)	U_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm^2/m)	A_{min} (cm^2/m)	A choisit (cm^2/m)
Travée	64.84	0.090	0.118	0.362	4.23	1.61	3 HA 14 = 4.62
appui	37.93	0.052	0.066	0.321	3.39	1.61	3HA14=4.62

✚ Verification a L'ELU :**a)-Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.35 \times 0.38 \times \frac{2.1}{400} = 1.61 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 3.55 > A_{min} = 1.61 \text{ cm}^2$$

b)-Vérification au cisaillement : on a $V_u = 23.35 \text{ KN}$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_c}{\gamma_b}\right) = 5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{v^{\max}}{b \times d} = \frac{23.35 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.38} = 0.175 \text{ MPA} \Rightarrow 0.175 \text{ MPA} < 3.33 \text{ MPA}$$

Donc Pas de risque de cisaillement

✚ Verifications a L'ELS :**a)-Vérification des contraintes de béton :**

Tableau II. 39. Vérification les contraintes

position	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	observation
travée	28.04	68379.78	6.61	2.71	15	Vérifier
appui	45.21	102072	8.3	3.67	15	Vérifier

b)-État limite de déformation:

$$a) - \frac{ht}{L} = \frac{40}{495} = 0.08 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiées).}$$

$$b) - \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{fe} \Rightarrow \frac{4.62 \times 10^{-4}}{0.35 \times 0.38} = 0.00347 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots\dots \text{(Condition vérifiées)}$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées \Rightarrow la vérification est inutile.

✚ Calcul a la torsion :

$$M_{tor} = Ma = 37.93 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{\Phi}{6} = \frac{35}{6} = 5.83 \Rightarrow e = 5.83 \text{ cm} \quad \text{et } \Phi = \min(b, h) = 35 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b-e) \times (h-e) = (35-5.83) \times (40-5.83) = 996.7 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \times e \times \Omega} = \frac{(37.93 \times 10^{-3})}{(2 \times 0.058 \times 0.0996)} = 3.28 \text{ MPA}$$

$$\tau_f = \frac{vu}{b \times d} = \frac{pu \times l}{2 \times b \times d} = \frac{(28.07 \times 10^{-3} \times 4.95)}{(0.35 \times 0.38 \times 2)} = 0.522 \text{ MPA}$$

$$\tau_U = \sqrt{(\tau_f^2 + \tau_{tor}^2)} = \sqrt{(0.522^2 + 3.28^2)} = 3.32 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_U} = 3.33 \text{ MPA}$$

Donc la condition est vérifiée

✚ Ferrailage a la torsion :

$$a) \text{-Armature longitudinales : } \text{on a : } U = 2 \times (b+h) = 2 \times (35+40) = 150 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{M_{tor} \times u \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times fe} = \frac{(37.93 \times 10^{-3} \times 1.50 \times 1.15)}{(2 \times 0.0996 \times 400)} = 8.21 \text{ cm}^2$$

b)-Armatures transversales :

On fixe St suivant les règlements **RPA99/version 2003** : St=20cm

$$A_l = \frac{M_{tor} \times St \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times fe} = \frac{(37.93 \times 10^{-3} \times 20 \times 1.15)}{(2 \times 0.0996 \times 400)} = 1.09 \text{ cm}^2$$

✚ Ferrailage globale :

$$a) \text{-En travée : } A_l = A_f^l + \frac{A^{l_{tor}}}{2} \Rightarrow 4.23 + \frac{8.21}{2} = 8.33 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

$$b) \text{-En appuis : } A_a = A_f^a + \frac{A^{a_{tor}}}{2} \Rightarrow 3.39 + \frac{8.21}{2} = 7.49 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3\text{HA}12 + 3\text{HA}14 + 8.01 \text{ cm}^2$$

Schéma de ferrailage:

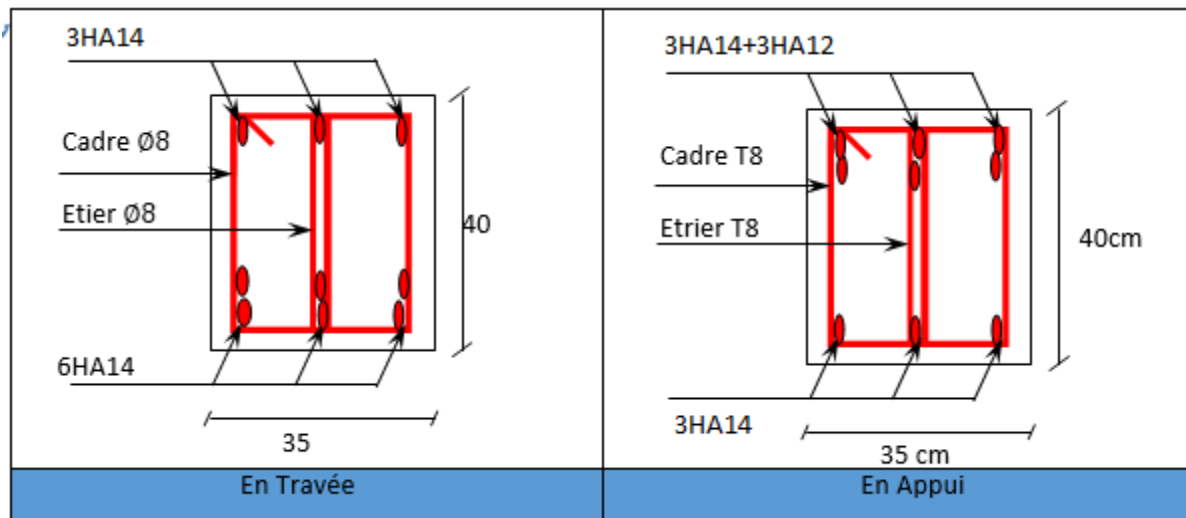


Figure II. 24 : schéma de ferrailage de la poutre brisée

II.2.6.Étude de l’acrotère :

1)- schéma statique :

- Le calcul se fait pour une bande de 1 ml.
- Type de fissuration est préjudiciable.
- Le calcul se fait à la flexion composée

2)-les chargements :

Poids propre : $G = 2.11 \text{ KN/ml}$

Charge horizontale due à la main courant : $Q = 1 \text{ KN/m}$

Charge horizontale $F_p = 4 A C_p W_p$

On a : $A=0.08 \Rightarrow$ zone 1 (groupe2).

et $W_p = 2.11 \text{ KN/m}$.

et $C_p = 0,8 \Rightarrow$ élément consol.

$$F_p = 4 \cdot 0.08 \cdot 0.8 \cdot 2.11 = 0.544 \text{ KN/ml.}$$

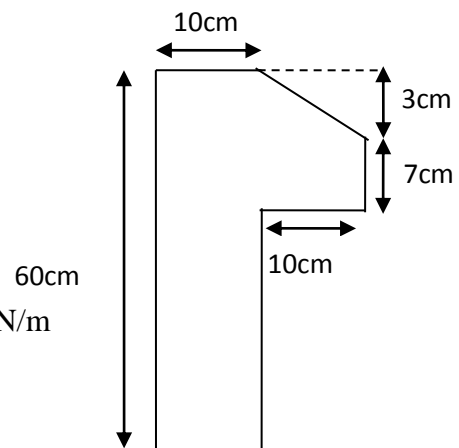


Figure II.25 : Dimension de l’acrotère

3)- Calcul de centre de gravité de la section :

X_G	=6.20 cm	Y_G	33.01 cm
-------	----------	-------	----------

4)- Calcul des sollicitations :

Un effort normale dû à son poids propre $N_G = 2.11 \text{ KN}$.

Un effort normal dû à la surcharge $N_Q = 0$.

Un effort dû à l’action sismique $N_F = 0$.

Les moments engendrés par ces efforts sont :

5)-Combinaison d’action :

M_G	=0 KN.m	M_Q	= $Q \cdot h = 1 \cdot 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$	M_F	= $F_p \cdot Y_G = 0.544 \cdot 0.33 = 0.18 \text{ KN.m}$
-------	------------	-------	--	-------	--

Le calcul de l’acrotère se fait à la flexion composé pour une bande de 1 ml :

Tableau II. 40 .résumé des sollicitations

	RPA 99	ELU	ELS
Sollicitation	G + Q + E	1.35G + 1.5 Q	G + Q
N (KN)	2.125	2.86	2.125
M (KN .m)	0.78	0.9	0.6

6)-Ferrailage :Le ferrailage se fait à la flexion composée

Calcul de l'excentricité : $e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.84} = 0.32\text{m} \dots\dots\dots(1).$

$\frac{h}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1\text{m} \dots\dots\dots(2)$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimé \Rightarrow le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

e : l'excentricité réelle de calcul : $e = e_1 + e_2 + e_a$

✚ **A L'ELU :**

N_u	$=2.86\text{ KN.m}$	M_u	$=N_u \cdot e = 2.84 \cdot 0.35 = 0.994\text{ KN.m}$
-------	---------------------	-------	--

Position du centre de pression : $e_G = \frac{M_{uG}}{N_u} = \frac{0.994}{2.86} = 0.31\text{m}$

MUA (KN.m)	Ubu	A1 cm ²	A cm ²
1.08	0.012	0.42	0.42

7)-Vérification de la condition de non fragilité :

$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.07 \times \frac{2.1}{400} = 0.84\text{ cm}^2$

$A = 2.01\text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.84\text{ cm}^2 \dots\dots$ vérifiée

Soit : 4T8 = 2,01 cm²

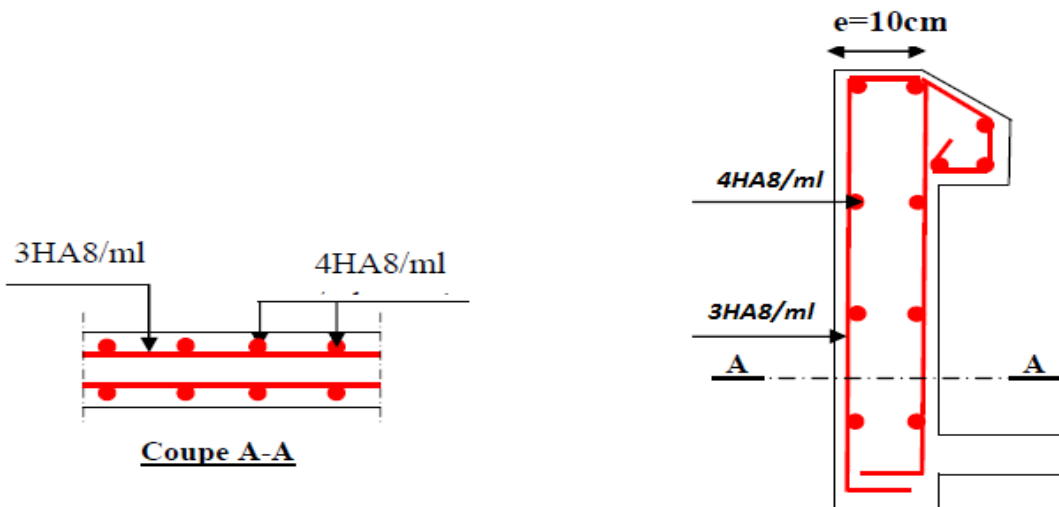


Figure II.26 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

II.2.7. Calcul de la poutre de chaînage :

Sont des poutres en béton armé horizontale ceinturant les façades à chaque étage au niveau du plancher cela aide à rester solidaire de la structure, elles servent de porte à faux.

✚ **Dimensionnement:** d'après RPA 99(art .9.3.3).

$$\frac{425}{15} \leq ht \leq \frac{425}{10} \Rightarrow 28.33cm \leq ht \leq 42.5cm$$

$$\checkmark \text{ Le RPA exige : } \begin{cases} h_t \geq 15cm \\ b > \frac{2h}{3} cm \end{cases} \quad \text{On adopte : } \begin{cases} h_t = 35cm \\ b = 30cm \end{cases}$$

✚ **Calcul des sollicitations :**

$$\text{Poids propre de la poutre : } G = 25 * 0.35 * 0.3 = 2.62KN/m$$

$$\text{Qu} = 1.35 * (7.62 + 2.62) = 13.82KN/m \quad \text{Qser} = (2.62 + 7.62) = 10.24KN/m$$

Poids des murs : On a :

$$P_{mur} = 2.81 * 2.71 = 7.62KN/m^2 \text{ Avec } G = 2.81KN/m^2 \text{ (Double murette).}$$

a)-**Calcul a l'ELU :**

$$M_0 = \frac{q_U * l^2}{8} = \frac{13.82(4.25)^2}{8} = 31.21KN.m$$

$$Mt = 0.85M_0 = 26.53KN.m$$

✚ **Ferraillage :**

a)- **Armatures longitudinales :**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple.

Tableau II. 41. Armatures longitudinales de poutre de chaînage

Position	M (KN.m)	U _{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{opt} (cm ²)
En travée	26.53	0.057	0.075	0.32	2.8	1.20	3HA12=3.39
En appui	4.68	0.010	0.025	0.33	0.40	1.20	3HA12=3.39

b)-**Vérification de la condition de non fragilité :** (Art B. 7. 4 CBA page 143).

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 0.3 * 0.33 * \frac{2.1}{400} = 1.20cm^2$$

$$\text{Donc : } A_{min} = 1.20cm^2 < A_{cal} = 3.39cm^2 \text{ vérifie.}$$

c)-**Vérification de l'effort tranchant :** (Art A. 5. 1. 1 CBA page 37)

$$V_U = \frac{q_U * l}{2} = \frac{13.82 * 4.25}{2} = 29.37KN.$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b * d} = \frac{29.37 * 10^{-3}}{0.3 * 0.33} = 0.30MPa$$

$$\overline{\tau_U} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right)$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.30MPa < \overline{\tau_U} = 3.33MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✚ **Calcul des armatures transversales** : (art A. 5. 1. 1 CBA page 37).

$$\phi_t \leq \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l \right) \dots (\text{Art (III) BAEL91, page 37})$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq (10;30;10) \text{ soit } \phi_t = 8\text{mm.}$$

$$A_t = 3\phi 8 = 1.51\text{cm.}$$

✚ **Les espacements** :

LeRPA99/version2003 exige un espacement : $St \leq \min(h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

On adopte $St = 15\text{cm}$

a) **AI'ELS** :

✚ **Vérification de la contrainte dans le béton** : (art A. 4. 5. 2 CBA page 51).

$$M_0 = \frac{q_{ser} * l^2}{8} = \frac{10.24(4.25)^2}{8} = 23.12\text{KN.m}$$

$$M_{ser} = 0.85 \times M_0 = 19.65\text{KN.m}$$

Tableau II. 42. Les résultats sont résumés dans le tableau :

position	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$I(\text{cm}^4)$	Y(cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
En travée	19.65	25687.33	8.016	5.68	15	verifies

✚ **Vérification à la flèche** : CBA 93 (Article B.6.5.1).

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

La flèche admissible est définie pour porter inférieur ou égale à 5 m comme suit :

$$\Delta f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{455}{500} = 0.91\text{cm CBA93 (Art. B.6.5.3).}$$

Tableau II. 43 Vérification de la flèche

M_j (KN.m)	M_g (KN.m)	M_p (KN.m)	A (cm^2)	F_{gv} (mm)	F_p (mm)	F_g (mm)	F_j (mm)	Δf_t (mm)	f_{adm} (mm)	Observation
12.03	14.84	18.97	3.39	5.79	4.4	3.06	2.2	4.93	9.1	Verifier

a)-Schéma de ferrailage :

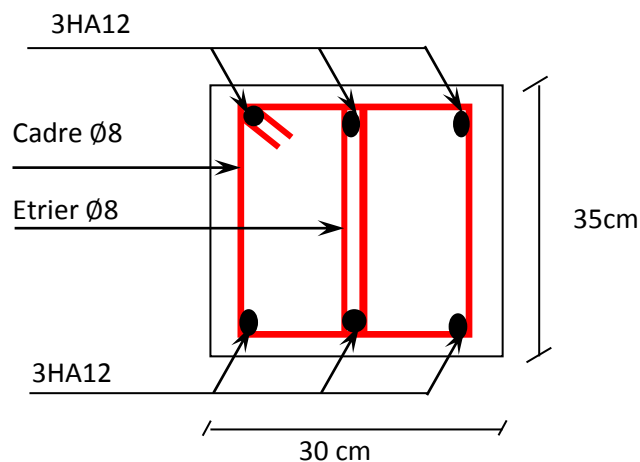


Figure II.27 : ferrailage de la poutre de chaînage

II.2.8.Étude de l'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des Chargements vers les différents niveaux de la construction.

✚ Les caractéristiques :

Le nombre de passagers est le plus petit des nombres obtenus par

La formule : $n = \frac{\text{charge nominale}}{75} \Rightarrow n = \frac{630}{75} = 8.4$

Dans notre structure, on utilise un ascenseur pour huit personnes, Dont ses caractéristiques sont

Nombres de personnes	8
P_p :charge Nominale	6.3 KN
P_m : charge du a l'ascenseur	15 KN
D_m : charge du a la salle des machines	51 KN
F_c : charge du a la cuvette	145 KN
l : Largeur de l'ascenseur	180 cm
L : Longueur de l'ascenseur	210 cm
H ; Hauteur de l'ascenseur	200 cm
V : vitesse	1.6 m/s

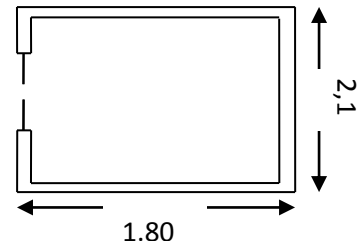


Figure 11.28 : cage de l'ascenseur

$P = P_p + P_m + D_m = 72.3 \text{ KN}$

❖ Etude de la dalle pleine de locale des machines :

a)-Évaluation des charges et surcharge :

$S = 1,80 \times 2,1 = 3,78 \text{ m}^2$ 180cm

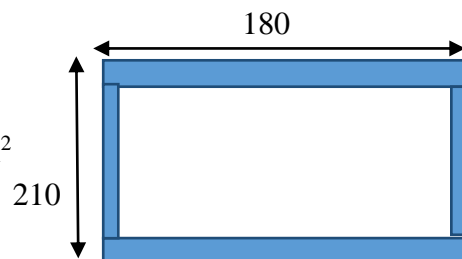
$\rho = 0,86 > 0,4$ On prendre **e = 20 cm**

$G1 = 25 \times 0,2 = 5 \text{ KN/m}^2$, $G2 = 25 \times 0,05 = 1,25 \text{ KN/m}^2$

$G' = G1 + G2 = 5 + 1,25 = 6,25 \text{ KN/m}^2$

$G = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{3,78} = 38,36 \text{ KN/m}^2$

$G \text{ total} = G' + G = 6,25 + 38,36 = 44,61 \text{ KN/m}^2$, $Q = 1 \text{ KN/m}^2$



b)- calcul des charge :

pu	$= 1,35G \text{ total} + 1,5 \times Q = 61,72 \text{ KN/m}^2$	ps	$= G \text{ total} + Q = 44,61 + 1 = 45,61 \text{ KN/m}^2$
-----------	---	-----------	--

c)-Par annexe 2 :

	ELU	ELS
$\rho = 0,86$	$\nu = 0 ; \begin{cases} \mu_x = 0,0496 \\ \mu_y = 0,7052 \end{cases}$	$\nu = 0,2 ; \begin{cases} \mu_x = 0,0566 \\ \mu_y = 0,7932 \end{cases}$

d)-Par annexe 1 :

$M_{0x} = \mu_x M_x$	$= 0,0496 \times 61,72 \times (1,80)^2 = 9,92 \text{ KN.m}$	$M_{0y} = \mu_y M_x$	$= 0,7052 \times 9,92 = 6,99 \text{ KN.m}$
----------------------	---	----------------------	--

✚ Calcul des moments :

a)-En travée :

Sens x-x	Sens y-y
$M_i^x = 0,75 M_x = 0,75 \times 9,92 = 7,44 \text{ KN.m}$	$M_i^y = 0,75 M_y = 0,85 \times 5,50 = 4,67 \text{ KN.m}$

b)-En appuis de rives et appuis intermédiaires :

$$M_a^x = M_a^y - 0.5 M_x = -0.5 * 9.92 = -4.96 KN.m$$

❖ **Ferrailage:**

Tableau. II. 44.Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1ml

position	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	At calculé (cm ² /ml)	Aa calculé (cm ² /ml)	At adopté (cm ² /ml)	Aa adopté (cm ² /ml)
Sens x-x'	7.44	4.96	1.20	1.01	4T10=3.14	4T10=3.14
Sens y-y'	4.67	4.96	0.78	1.01	4T10=3.14	4T10=3.14

a)-Vérification de condition de non fragilité :

On a : $e = 20cm \geq 12cm$ et $\rho = 0.86 > 0.4$ et $\rho_0 = 0.0008 * (Fe400)$

$$A_{min}^x = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \times b \times e = \frac{0.0008}{2} (3 - 0.86) \times 100 \times 20 = 1.71cm^2.$$

$A_{min}^x > A_{cal} \Rightarrow$ On ferraille avec $A_{min}^x = 1.71cm^2$

$$A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6cm^2 \Rightarrow A_{min}^y > A_{cal} = 0.78$$

On ferraille avec Amin

b)-Calcul des espacements :

-Sens x-x' : $St \leq \min (3e, 33cm) \Rightarrow St \leq 33 cm$ on adopte $\Rightarrow St = 25 cm$

-Sens y-y' : $St \leq \min (4e, 45 cm) \Rightarrow St \leq 45 cm$ on adopte $St = 25 cm$

c)-Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_U = \frac{v_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_U = 0.05 * f_{c28} = 1.25 MPA$$

$\rho = 0.86 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens

$$v_x = qu \times \frac{lx}{2} \times \frac{ly^4}{ly^4 + lx^4} = 61.72 \times \frac{1.80}{2} \times \frac{2.10^4}{2.10^4 + 1.80^4} = 36.05 KN$$

$$v_y = qu \times \frac{ly}{2} \times \frac{lx^4}{ly^4 + lx^4} = 61.72 \times \frac{2.10}{2} \times \frac{1.80^4}{2.10^4 + 1.80^4} = 22.68 KN$$

$$\tau_U = \frac{(36.05 \times 10^{-3})}{(1 \times 0.18)} = 0.200 MPA < 1.25 MPA \text{ C'est vérifié}$$

(les armatures transversale sont pas nécessaire).

✚ **Verification a L'ELS :** on a : $q_{ser} = 45.61 KN/m^2$

a)-Calcul des moments :

-En travée :

$M_{0x} = \mu_x q_u L_x^2 = 0.0566 * 45.61 * (1.80)^2 = 8.36 KN.m$	$M_{0y} = \mu_y M_x = 0.7932 * 8.36 = 6.63 KN.m$
Sens x-x	Sens y-y
$M_t^x = 0.75 M_x = 0.75 \times 8.36 = 6.27 KN.m$	$M_t^y = 0.75 M_y = 0.85 \times 6.63 = 5.63 KN.m$

b)-Moment de rive et intermédiaire :

$$M_a^x = M_a^y - 0.5 M_x = -0.5 * 8.36 = -4.18 KN.m$$

❖ Vérification des contraintes :

Tableau. II. 45 : vérification des contraintes à l'ELS

Sens		M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
Trave	x-x'	6.27	3	7683.7	1.75	15
	y-y'	5.63	3	7683.7	1.43	15
appui	rive	4.18	3	7683.3	1.16	15

✚ Vérification de la flèche :

D'après le **BAEL91** et **CBA93** la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

$$\frac{ht}{l} = \frac{20}{180} = 0.111 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots(\text{condition vérifiée}).$$

$$\frac{ht}{l} = \frac{20}{180} = 0.111 > \frac{6.27}{10 \times 8.36} = 0.075 \dots\dots\dots(\text{condition vérifiée}).$$

a)-Dalle de la salle de machine (charge concentrée) :

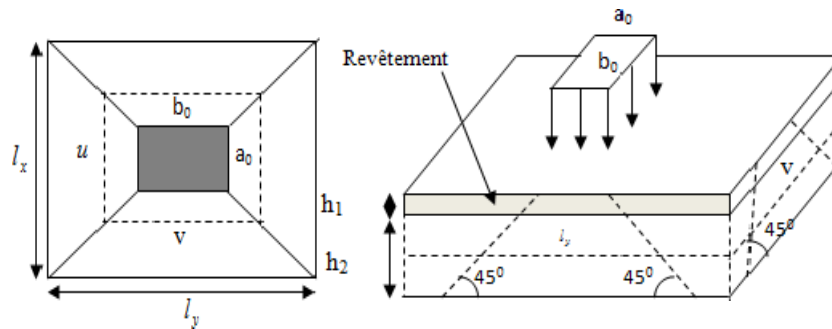


Figure II.29. Schémas représentant la surface d'impacte

La charge P qui s'applique sur la dalle sur une surcharge d'impacte (a₀ × b₀) agit sur une aire (u.v.).

On calcule le rectangle d'impact (u.v) :

$$u = a_0 + h_0 + 2\xi h \dots\dots\dots \text{BAEL91.}$$

$$v = b_0 + h_0 + 2\xi h$$

On a une vitesse v = 1.6m/s ⇒ (a₀=110cm, b₀=110cm) et revêtement en béton d'épaisseur (h₁= 5cm ⇒ ξ = 1).

$$v = 110 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 140 \text{ cm}$$

$$u = 110 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 140 \text{ cm}$$

✚ Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} M_x = pu \times (M1 + \nu M2) \\ M_y = pu \times (M2 + \nu M1) \end{cases} \text{ Avec } \nu : \text{coefficient de poisson} \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

$$M1 \text{ en fonction de } \frac{\mu}{l_x} \text{ et } \rho. \Rightarrow \frac{140}{180} = 0.77 \text{ et } \rho = 0.86$$

$$M2 \text{ en fonction de } \frac{\nu}{l_y} \text{ et } \rho. \Rightarrow \frac{140}{210} = 0.66 \text{ et } \rho = 0.86$$

En se réfère à l'abaque **PIGEAU [annexe 3]** on trouve $M1=0.072$ et $M2=0.057$

Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage a L'ELU :

$$M_{x1}=pu*M1 \quad \text{et} \quad M_{y1}=pu*M2$$

$$\text{On a: } g= Dm+Pm+P_{\text{personnes}} = 51+15+6.3=72.3 \text{ KN}$$

$$Pu=1.35*72.3=97.60 \text{ KN}$$

$M_{x1}=pu*M1= 97.60*0.072=7.027\text{KN.m}$	$M_{y1}=Pu*M2=97.60*0.057=5.56 \text{ KN.m}$
--	--

✚ Evaluation des moments du au poids propre de la dalle à L'ELU :

$$qu= (1.35*6.34) + (1.5*1)=10.06\text{KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times qu \times lx^2 = 0.0496 \times 10.06 \times 1.80^2 = 1.62\text{KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.7052 * 1.62 = 1.41\text{KN.m}$$

μ_x et μ_y sont Des données par l'annexe 4

✚ Superposition des moments :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.027 + 1.62 = 8.65\text{KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.56 + 1.42 = 6.98\text{KN.m} \end{cases}$$

✚ Moment aux appuis et Moment en travées :

$$M_{\text{ax}}=M_{\text{ay}}=-0.5*M_x=0.5*8.65=4.33\text{KN.m}$$

✓ **Ferraillage** : le ferraillage dans ce cas ce fait pour une longueur unité avec $h=20\text{cm}$ et $d=18\text{cm}$

Tableau II. 46: section de ferraillage de la dalle de l'ascenseur.

position	$M_t(\text{KN.m})$	$M_a(\text{KN.m})$	A_t calculé (cm^2/ml)	A_a calculé (cm^2/ml)	$A(\text{min})$ (cm^2/ml)	A_t adopté (cm^2/ml)	A_a adopté (cm^2/ml)
Sens x-x'	8.65	4.33	1.178	1.05	1.71	4T10=3.14	4T10=3.14
Sens y-y'	6.98	4.33	0.913	1.05	1.61	4T10=3.14	4T10=3.14

✚ Vérification à L'ELU :

a)-Vérification au poinçonnement :

$$Qu \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{fc28}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 (article H. III .10)})$$

$$\mu_c = 2 \times (\mu + \nu) = 2 \times (140 + 140) = 560\text{cm} \quad \text{Et } \gamma_b = 1.5, Qu = 97.60\text{KN}$$

$$Qu \leq 0.045 \times 560 \times 20 \times \frac{25}{1.5} = 840\text{KN} \quad \text{Donc le poinçonnement est vérifié.}$$

b)-Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_U = \frac{v_{\max}}{b \times d} \leq \overline{\tau_U} = 0.05 * f_{c28} = 1.25 \text{ MPA}$$

$$\mu = \nu \Rightarrow \text{Au milieu de } \mu : \nu u = \frac{qu}{2\mu + \nu} = \frac{97.6}{3 \times 1.4} = 23.24 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de } \nu : \nu u = \frac{qu}{2\mu + \nu} = \frac{97.6}{3 \times 1.4} = 23.24 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{23.24 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.129 \text{ MPA} < \overline{\tau_U} = 0.05 * f_{c28} = 1.25 \text{ MPA}$$

c)-Espacement des barres :

Sens x-x' : $St \leq \min(3e, 33\text{cm}) \Rightarrow St \leq 33\text{cm}$ on adopte $St=25\text{cm}$

Sens y-y' : $St \leq \min(3e, 45\text{cm}) \Rightarrow St \leq 45\text{cm}$ on adopte $St=25\text{cm}$

+ Calcul à L'ELS :

Le calcul de sollicitation à l'ELS ce fait par le même principe que L'ELU les valeurs de M_{x1} , M_{y1} et M_1 , M_2 sont donner par **BAEL91 (annexe III)**.

Tableau. II. 47: résultats des sollicitations

μ_x	μ_y	M1 (KN.m)	M2 (KN.m)	M_{x1} (KN.m)	M_{y1} (KN.m)	M_{x2} (KN.m)	M_{y2} (KN.m)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)
0.0566	0.7932	0.072	0.057	7.03	5.16	1.35	1.071	8.38	6.23

❖ Vérification des contraintes :**Tableau II. 48 :** vérification des contraintes

Sens		M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)
Trave	x-x'	8.38	3.670	11310.62	2.29	15
	y-y'	6.23	3.538	10011.70	1.87	15
appui	rive	4.19	2.789	9972.40	1.01	15

a)-Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire

+ Vérification de la flèche

$$\frac{ht}{l} = \frac{20}{180} = 0.111 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

$$\frac{3.14}{100 \times 18} = 0.00174 < \frac{2}{400} = 0.005 \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

❖ Schéma de ferrailage:

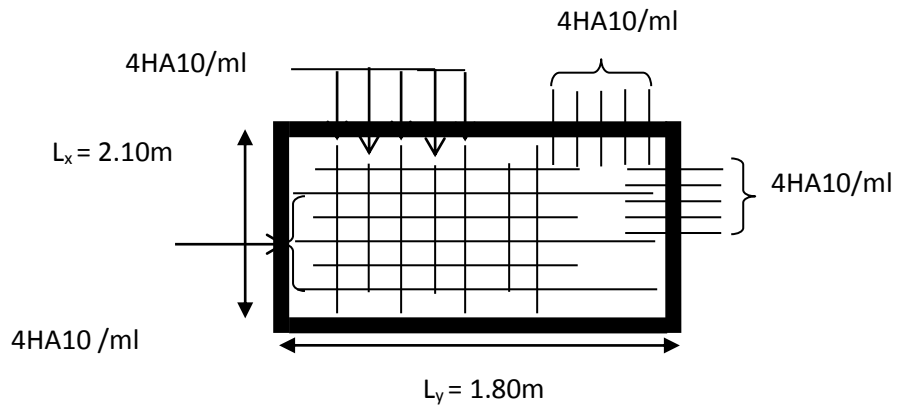


Figure II.30: Schéma de ferrailage de la dalle du locale des machines

Chapitre III

Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel, qui correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante. Il peut causer d'importants dégâts ou la ruine des constructions selon son intensité.

Alors les constructions se comportent comme une console, encastées à la base lors des sollicitations sismique, qui s'applique comme une force d'inertie horizontale sur le plancher avec la transmission des efforts par des éléments verticaux jusqu'aux fondations.

Selon le **RPA99/ version 2003 (Art 3. 4. A. 1. a)**, tout ouvrage dépassant quatre (4) niveaux ou quatorze mètre (14m) de hauteur dans la zone I, devra être contreventée par des voiles, c'est le cas de notre structure en se référant à **l'article (3. 4. A. 1. a) du RPA99/ version 2003**, la structure sera mixte (voiles portiques), par conséquent elle présente un aspect intéressant du point de vue économique.

✚ Méthode de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), on trouve de trois méthodes de calcul :

- a)- la méthode statique équivalente
- b) la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes
- c)- la méthode d'analyse modale spectrale

✚ Méthode statique équivalente:

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plans et en élévation avec une hauteur au plus 65 m en zone I et IIa et 30 m en zone IIb et III.
- Le bâtiment ou le bloque étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en hauteur, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le RPA99 (Article 4. 1. 2).

Pour notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable car la hauteur du bâtiment dépasse les 23 m.

✚ Méthode d'analyse par Acélérogrammes :

Cette méthode nécessite l'intervention d'un personnel qualifiée

✚ Spectre de réponse de calcul :

C'est la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique, dans cette méthode, on cherche pour chaque mode la vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets vont être combinés pour obtenir le répons total de la structure.

Pour la méthode dynamique modale spectrale, les forces sismiques sont représentées par spectre de réponse de calcul suivant :

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

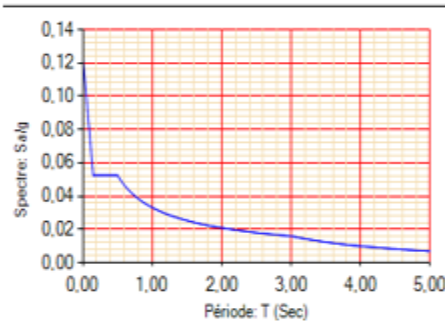


Figure III. 1 : spectre de réponse sens (x-x)

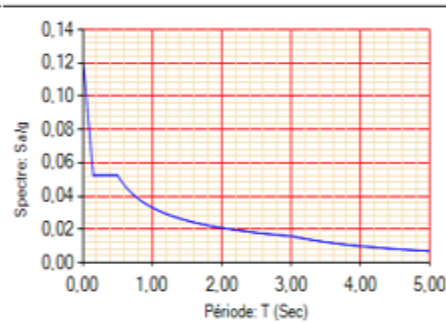


Figure III. 2: spectre de réponse sens (y-y)

III. 1 : Paramètres sismiques

L'effort sismique équivalente « V » appliqué à la base de la structure dans les deux directions est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A * D * Q}{R} * W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone

Dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique.

Dans notre cas :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone I

$$\implies \mathbf{A = 0.08}$$

Dans le cas de notre projet, on adopte un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : **R = 5**.

Sa valeur est donnée par le **(tableau (4-3) du RPA99 page 38)** en fonction du système de contreventement et (R=5 : système de contreventement mixte portique – voiles avec interaction).

Q : Le facteur de qualité est fonction de :

- La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent.
- La qualité de contrôle de la structure.

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ **RPA99/2003 (Formule4.4)**

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non.
Et Les valeurs à retenir sont dans la table

Tableau. III.1. Valeurs des pénalités

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

Donc : **$Q_x = 1.05$ et $Q_y = 1.05$**

D : facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

T_1 et T_2 période caractéristique associées à la catégorie du site

On a un site meuble : **S3** $\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.5s \end{cases}$ **RPA99/2003 (Tableau 4.7)**

$\xi(\%)$: est le pourcentage d'amortissement critique, fonction du matériau constitutif, et du type des remplissages « **RPA99 (Tableau 4-2)** ».

- Construction auto stable $\rightarrow \xi = 7\%$
- Contreventement par voiles $\rightarrow \xi = 10\%$

Pour une construction mixte on prend la moyenne $\rightarrow \xi = 8.5\%$

On a : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7 \Rightarrow \sqrt{\frac{7}{(2 + 8.5)}} \geq 0.7 \Rightarrow \eta = 0.82$

✚ Calcul de la période fondamentale de la structure :

h_n : Hauteur total $h_n = 27.54 \text{ m}$

C_T : Coeff fonction du système de contreventement du type de remplissage. $C_T = 0.050$

On a : $T = C_T h_n^{3/4} \Rightarrow T = 0.050 * (27.54)^{3/4} = 0.601s$

L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions. : $L_x = 29.05m, L_y = 9.16m$

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0,459s \\ T_y = 0.818s \end{cases} \text{ RPA99 (Formule 4-7)}$$

$$T_x = \min (T_x; T) = 0.459 < T_2 = 0.5s$$

$$T_y = \min (T_y; T) = 0.601 > T_2 = 0.5s$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } 0.5 \leq T \leq 3.0 s$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times \eta = 2.5 \times 0.82 = 2.05 \\ D_y = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.5}{0.601} \right)^{2/3} = 1.813 \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30% est :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_{sy} = 1.3 \times 0.601 = 0.781s \\ T_{sx} = 1.3 \times 0.459 = 0.600s \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est : $V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$ RPA99 (Formule 4-13)

W : Poids total de la structure :

$$w = \sum_{i=1}^n w_i \text{ Avec : } w_i = w_{Gi} + \beta w_{Qi} \quad \text{RPA99 (formule 4.7)}$$

w_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixe éventuels, solidaires de la structure
 w_Q : Charge d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le RPA99/2003 (tableau 4.5).

à usage habitation	0.2
--------------------	-----

$\beta = 0.20$: Pour des bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés

a)-A partir de logiciel ETABS2016 on déduit que : $w = 33485.5828KN$.

La force sismique totale à la Base de la structure $w_{st} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$

$$V_{xst} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} = \frac{0.08 \times 2.05 \times 1.05 \times 33485.5828}{5} = 1148.32 KN$$

$$V_{yst} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} = \frac{0.08 \times 1.813 \times 1.05 \times 33485.5828}{5} = 1015.76 KN$$

b)-Disposition des voiles de contreventement :

Après plusieurs assai de disposition des voiles, et de modification des sections des poteaux, on a retenu la disposition représentée ci –dessous.

Cette disposition nous a permis d’éviter une rotation au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99/2003.

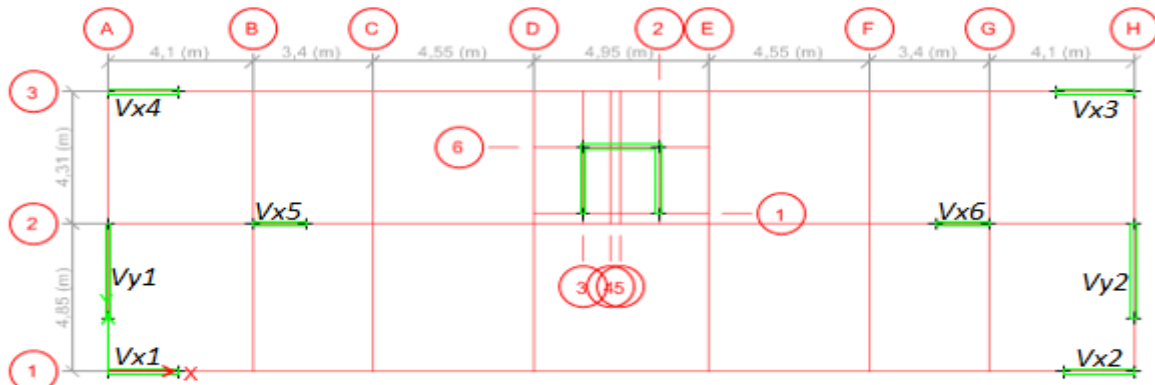


Figure. III. 3 : Disposition des voiles de contreventement

c)-Les résultats de la modélisation :

Le taux de participation massique tel qu’il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%. Les résultats obtenus par la modélisation avec logiciel ETABS.

Tableau.III.2 : Périodes et taux de participation massique de la structure

TABLE: Modal Participating Mass Ratios						
Case	Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0,714	0,00001013	0,7126	0,00001013	0,7126
Modal	2	0,597	0,7087	0,000006655	0,7087	0,7126
Modal	3	0,529	0,0207	0,000000944	0,7294	0,7126
Modal	4	0,204	0,0004	0,1488	0,7298	0,8614
Modal	5	0,179	0,1359	0,0004	0,8657	0,8618
Modal	6	0,152	0,0042	0,00003	0,8698	0,8619
Modal	7	0,112	0,0001	0,0263	0,8699	0,8882
Modal	8	0,104	0,0177	0,0001	0,8876	0,8883
Modal	9	0,092	0,0006	0,0366	0,8883	0,9249
Modal	10	0,086	0,0334	0,0005	0,9217	0,9254
Modal	11	0,08	0,0032	0,00003582	0,9249	0,9255
Modal	12	0,075	0,0042	0,0001	0,9291	0,9256

D’après les résultats obtenus le tableau on voit bien que les exigences du RPA sont vérifiées.

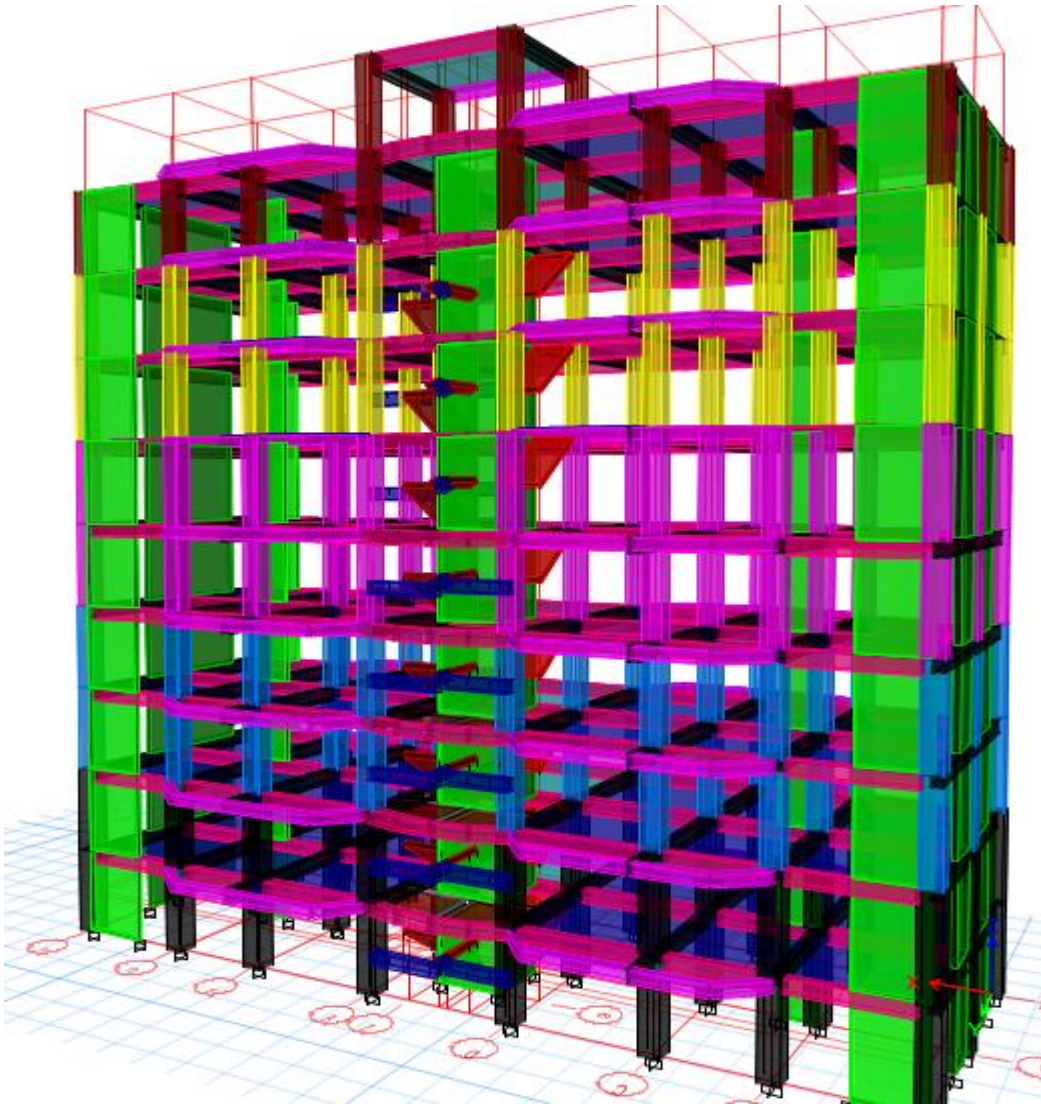
✚ Vérification de la période fondamentale de vibration :

$$\text{Mode 1 : } T1 = 0.714 (s) < Ty = 0.781 (s)$$

$$\text{Mode 2 : } T2 = 0.597 (s) < Tx = 0.600 (s)$$

d)-Interprétation de résultats :

- 1)-Ce modèle présente une période fondamentale ($T_x=0.597s$, $T_y=0.714s$).
- 2)-Le premier mode est un mode de translation selon (Y-Y).
- 3)-Le deuxième mode est un mode translation selon (X-X)
- 4)-Le troisième mode est une rotation autour de l'axe (Z-Z)
- 5)-La masse modale atteint les 90 % dans le 10^{ème} mode de vibration



FigureIII.4 : Vue en 3D du model obtenu par logiciel **etabs** 2016

Comportement de la structure :

a)-le premier mode représente une translation suivant Y-Y :

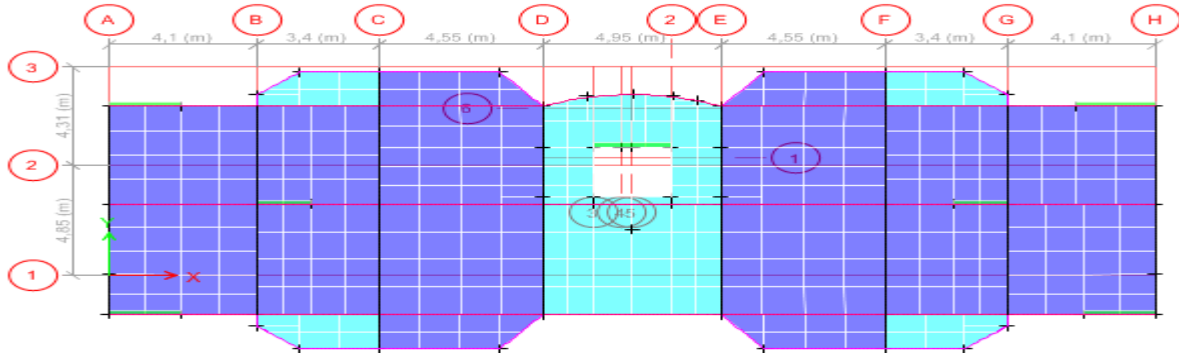


Figure III. 5 :(mode1) translation suivant l'axe : Y-Y

B)-deuxième mode représente une translation suivant X-X :

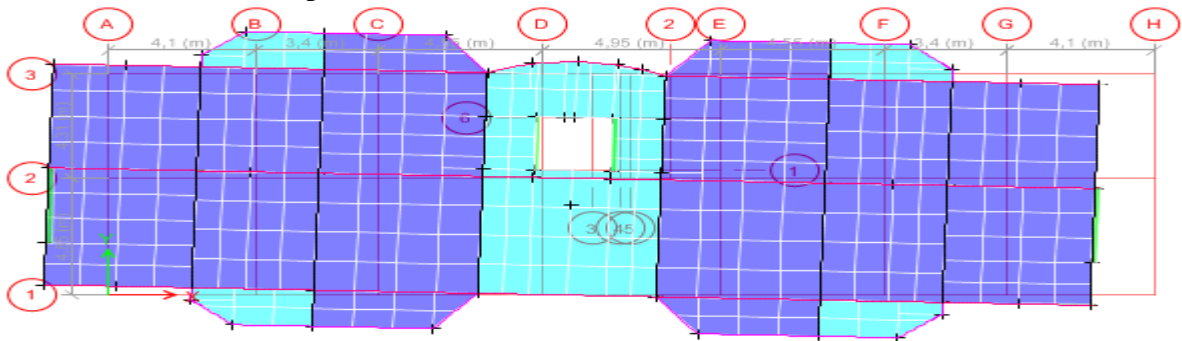


Figure III. 6 : (mode2) translation suivant l'axe : X -X

C)-Le troisième mode représente une rotation suivant l'axe Z-Z :

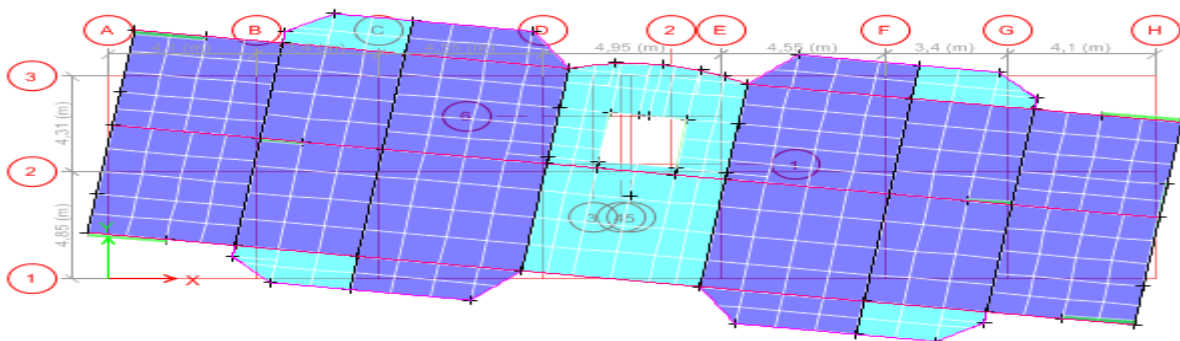


Figure III. 7 : (mode3) rotation suivant l'axe z-z

III. 2.Vérification de résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 :

a)-Vérification de la résultante des forces sismiques à la base (RPA/99art 4.3.6).

Doit vérifier : $v_{dynamique} \geq 0.8v_{statique}$ et cela dans les deux sens

Tableau. III.3 : vérification de l'effort sismique à la base.

Force sismique à la base	V_{dyn}	$0,8V_{st}$	Observation
Suivant X-X	1096.167	918.653	vérifié
Suivant Y-Y	976.7103	812.609	vérifié

III.3 : Justification de l'interaction voiles-portiques :

Pour la justification de l'interaction voiles portique le **RPA99/2003 (Art3.4.4.a)** exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

a)-Sous charges verticales

- Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau :

Tableau III.4 : Vérification de l'interaction sous charge verticales.

Niveaux	Charge reprise		Parentages repris	
	Portiques	Voiles	Portiques (%)	Voiles (%)
RDC	28560.33	5541.91	83.75	16.25
1 ^{ème} Niveau	25081.19	4936.84	83.55	16.45
2 ^{ème} Niveau	21524.26	4555.05	82.53	17.47
3 ^{ème} Niveau	18312.78	3968.27	82.19	17.81
4 ^{ème} Niveau	15095.47	3409.82	81.57	18.43
5 ^{ème} Niveau	12070.20	2742.01	81.49	18.51
6 ^{ème} Niveau	9049.20	2094.70	81.20	18.80
7 ^{ème} Niveau	6166.12	1399.77	81.50	18.50
8 ^{ème} Niveau	3261.09	713.04	82.06	17.94

On remarque que l'interaction sous charge verticale est vérifiée pour tous les niveaux.

b)-Sous charges horizontales :

RPA99/2003 (Art3.4.a) exigent pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- Les voiles doivent reprendre $\leq 75\%$ des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre $\geq 25\%$ des sollicitations

Tableau III.5. Vérification de l'interaction sous charges horizontale

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Port (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)	Port (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)
RDC	333.8805	533.7383	38.48	61.52	285.1331	441.5411	39.24	60.76
1	362.6855	440.7771	45.14	54.86	306.8749	438.4779	41.17	58.83
2	359.8761	392.9759	47.80	52.20	311.2053	415.3091	42.84	57.16
3	371.6272	332.9759	52.74	47.26	330.5781	364.3719	47.57	52.43
4	347.5004	302.8255	53.43	46.57	298.7994	329.6783	47.54	52.46
5	328.8604	247.2229	57.09	42.91	287.2941	272.7144	51.30	48.70
6	264.2283	217.8046	54.82	45.18	247.9454	217.9788	53.22	46.78
7	225.1091	151.678	59.74	40.26	213.8624	152.9125	58.31	41.69
8	216.0969	52.0427	80.59	19.41	207.3595	66.3153	75.77	24.33

On remarque que l'interaction sous charge horizontale est vérifiée pour tous les niveaux

III.4: Vérification de l'effort normal réduit :

L'effort normal réduit doit être vérifié, afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme.

La formule utilisée est la suivante :
$$\nu = \frac{N_d}{(B * f_c 28)} \leq 0.3$$
 RPA99 (Article 7.4.3.1)

Tableau III.6 : Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	N _d (KN)	Type de poteaux	B (m ²)	ν	Remarque
RDC et1	1934.6077	65*65	4225	0.183	Vérifiée
2 et3	1350.2845	60*60	3600	0.150	Vérifiée
4et5	943.5324	55*60	3300	0.114	Vérifiée
6et7	581.3966	55*55	3025	0.077	Vérifiée
8	275.5613	50*55	2750	0.040	Vérifiée

On remarque que le rapport ν ne dépasse pas la valeur de 0.3 donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes

III.5 : Vérification des déplacements :

Selon le RPA99 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec :
$$\delta_K = R * \delta_{eK}$$

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

δ_K : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA (Art4.4.3)**

R : coefficient de comportement (R=5).

Tableau III.7 : Vérification des déplacements (Sens x-x)

Niv	h _k (cm)	Sens x-x				
		δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	Δ_K (cm)	$\Delta_k/h_k(\%)$
RDC	306	0.027	0.135	0	0.14	0.044
1	306	0.0841	0.4205	0.135	0.29	0.093
2	306	0.1551	0.7755	0.4205	0.36	0.116
3	306	0.2312	1.156	0.7755	0.38	0.124
4	306	0.307	1.535	1.156	0.38	0.124
5	306	0.3789	1.8945	1.535	0.36	0.117
6	306	0.4445	2.2225	1.8945	0.33	0.107
7	306	0.5017	2.5085	2.2225	0.29	0.093
8	306	0.5512	2.756	2.5085	0.25	0.081

Tableau III.8 : Vérification des déplacements (sens y-y)

Niv	h_k (cm)	Sens y-y				
		δ_{ek} (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	Δ_K (cm)	Δ_K / h_k (%)
RDC	306	0.031	0.155	0	0.16	0.051
1	306	0.0941	0.471	0.155	0.32	0.103
2	306	0.177	0.885	0.471	0.41	0.135
3	306	0.2693	1.347	0.885	0.46	0.151
4	306	0.365	1.825	1.374	0.48	0.156
5	306	0.4581	2.291	1.825	0.47	0.152
6	306	0.5454	2.727	2.291	0.44	0.143
7	306	0.6251	3.126	2.727	0.40	0.130
8	306	0.6964	3.482	3.126	0.36	0.117

D'après les tableaux nous constatons que les déplacements relatifs sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, ce qui signifie que la condition est vérifiée.

III.6 Vérification des effets du second ordre (P- Δ) :

Les effets du 2^{ème} ordre (**ou effet P- Δ**) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times D_k}{v_k \times h_k} \leq 0.10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$p_k = \sum_n (wgi + \beta wqi)$$

$$v_k = \sum_i^n k \times fi : \text{Effort tranchant d'étage au niveau "k"}$$

Δk : Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_k : Hauteur de l'étage "k".

Si $0.1 \leq \theta_K \leq 0.2$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_K)$.

Si $\theta_K > 0.2$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Tableau. III.9 : résultats de vérification de l'effet (P-Δ) selon les deux sens.

Niveaux	h _k (cm)	P _k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ _k (cm)	V _k (KN)	θ _k	Δ _k (cm)	V _k (KN)	θ _k
RDC	306	30854.175	0.14	867.6188	0.016	0.16	726.6742	0.022
1 ^{er} étage	306	27151.3	0.29	803.4626	0.032	0.32	745.3528	0.038
2 ^{ème} étage	306	23595.343	0.36	752.8488	0.037	0.41	726.5144	0.044
3 ^{ème} étage	306	20176.396	0.38	704.6031	0.036	0.46	694.95	0.044
4 ^{ème} étage	306	16777.696	0.38	650.3259	0.032	0.48	628.4777	0.042
5 ^{ème} étage	306	13458.619	0.36	576.0833	0.027	0.47	560.0085	0.037
6 ^{ème} étage	306	10162.085	0.33	482.0329	0.023	0.44	465.9242	0.031
7 ^{ème} étage	306	6951.98	0.29	376.7871	0.017	0.40	366.7749	0.025
8 ^{ème} étage	306	3729.3	0.25	268.1396	0.011	0.36	273.6748	0.016

On remarque que les valeurs de θ_k inférieur à 0.1 donc l'effet (P-Δ) n'a pas d'influence sur la structure est peut-être négliger.

✚ Conclusion :

La disposition des voiles joue un rôle très important dans le système de contreventement afin d'équilibrer entre le critère de résistance et le critère économique, on a fait plusieurs essayes sur la disposition des voiles et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et aussi pour satisfaire toutes les exigences du **RPA99/2003**.on résume dans cette conclusion les vérifications et les remarques qu'on a fait :

- La condition de vérification de l'effort sismique à la base est observée.
- Le taux de participation massique de la structure atteint 90% au 10 mode.
- L'interaction verticale et horizontale est vérifié suffisamment selon les deux sens X-X et Y-Y, ce qui veut dire que le système de contreventement voiles-portiques avec interaction est justifié.
- la condition de vérification des déplacements d'étages est vérifiée et les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.
- la condition de vérification de l'effet (P-Δ) selon les deux sens est vérifiée, donc il peut être négligé.
- La condition de l'effort normale réduit est largement satisfaite à tous les niveaux avec les sections adoptés.
- La justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble est largement satisfaite, ce qui veut dire que le bâtiment est stable face aux différentes sollicitations résultant des différentes combinaisons d'actions.
- Le tableau suivant montre les démentions définitives des éléments structuraux opté pour cette structure.

Tableau. III.10 : les dimensions optées

Niveaux	RDC	1	2	3	4	5	6	7	terrasse
poteaux	(65*65)		(60*60)		(55*60)		(55*55)		(50*55)
pp	(30*45)								
PS	(30*45)								
Voile	e=15cm								

Chapitre IV

Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol, elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux –poutres) et les voiles, ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

IV.1 : Étude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et des moments fléchissant à la tête et à la base dans les deux sens. Leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible ; il est déterminé selon les combinaisons suivantes :

- | | | |
|-----------------|------------|----------------------|
| 1) $1.35G+1.5Q$ | 4) $G+Q-E$ | |
| 2) $0.8G+E$ | 5) $G+Q$ | RPA (art.5.2) |
| 3) $0.8G-E$ | 6) $G+Q+E$ | |

Les sections d'armatures sont déterminées et calculées selon les sollicitations les plus défavorables :

Effort normal maximal et le moment correspondant $N_{max} \rightarrow M$ correspondant $\rightarrow A1$

Effort normal minimal et le moment correspondant $N_{min} \rightarrow M$ correspondant $\rightarrow A2$

Moment maximum et l'effort normal correspondant $M_{max} \rightarrow N$ correspondant $\rightarrow A3$

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$A = \max (A1, A2, A3)$$

 **Les recommandations du RPA99/2003.....RPA (art7.4.2.1)**

➤ **Les armatures longitudinales :**

-les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et dépourvues de crochets ;

-le pourcentage minimal est de : 0.7 % (Zone I).

- le pourcentage maximal est de : 4 % en zones courantes.

6% en zones de recouvrement.

-le diamètre minimal est de 12mm.

- la longueur minimale des recouvrements est de : $40 \times \phi$ (zone I)

-la distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm(zone I).

-les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

-La zone nodale est définie par l' et h'

$$l' = 2h.$$

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

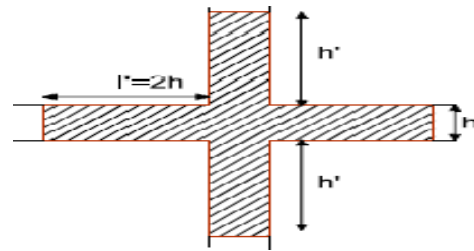


Figure IV.1 : zone nodale.

Tableau IV.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) (zone courante)	A _{max} (cm ²) (zone de recouvrement)
RDC -1	65*65	29.58	169	253.5
2 et 3 ^{ème} étage	60*60	25.2	144	216
4 et 5 ^{ème} étage	55*60	23.1	132	198
6 et 7 ^{ème} étage	55*55	21.18	121	181.5
8 ^{ème} étage	50*55	19.25	110	165

✚ Sollicitations de calcul:

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel **ETABS2016**, les résultats sont résumés dans le tableau :

Tableau IV.2 : Sollicitation dans les poteaux

Niveau	N _{max} → M _{cor}		N _{min} → M _{cor}		M _{max} → N _{cor}		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	
RDC et 1	-2169.384	-17.44	133.584	10.55	-56.21	-1082.08	32.31
2 et 3 ^{ème} étage	-1663.577	-31.24	-84.054	11.97	-56.326	-915.861	36.30
4 et 5 ^{ème} étage	-1179.48	-30.27	-123.39	31.59	-60.85	-622.578	44.08
6 et 7 ^{ème} étage	-708.71	34.80	-80.09	26.89	-52.71	-355.53	44.88
8 ^{ème} étage	-346.884	41.02	3.84	13.23	52.885	-104.95	40.51

❖ Ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables :

✚ Hypothèse de calcul :

- Fissuration peu préjudiciable ($e=3\text{cm}$).
- calcul en flexion composée.
- calcul suivant **BAEL 91 mod 99**.

a)-Exemple de calcul : poteau de RDC (65*65) cm² :

$$\text{Donnes} \Rightarrow \begin{cases} b = 65\text{cm}; h = 65\text{cm} \\ d = 62\text{cm}, d' = 3\text{cm} \end{cases}$$

$$\text{Acier FeE400} \Rightarrow \begin{cases} f_{bu} = 14.20\text{MPa} \text{ "combinaison durable"} \\ f_{bu} = 18.48\text{MPa} \text{ "combinaison accidentelle"} \end{cases}$$

✚ **Calcul sous : $N_{\max} \longrightarrow M_{\text{corr}}$: (ELU)**

$$N_{\max} = -2169.384\text{KN} \longrightarrow M_{\text{corr}} = -17.44\text{KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{17.44}{2169.384} = 0.008\text{m} \Rightarrow e_G < \frac{h}{2} = \frac{0.65}{2} = 0.325\text{m}$$

(Le Centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures A A').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots\dots\dots (1)$$

$$N_u \times (d - d') - M_{ua} \dots\dots\dots (a)$$

$$(0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu} \dots\dots\dots (b)$$

$$M_{uA} = M_{uG} + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 17.44 + 2169.384 \times \left(0.62 - \frac{0.65}{2}\right) = 657.41\text{KN.m}$$

$$[2169.384 \times (0.62 - 0.03) - 657.41] \times 10^{-3} = 0.622 \dots\dots\dots (a)$$

$$(0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.03) \times 0.65 \times 0.65 \times 18.48 = 1.52 \dots\dots\dots (b)$$

$$a < b \Rightarrow 0.622 < 1.52 \Rightarrow (1) \text{ est vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée.

La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{657.41 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.62^2 \times 18.48} = 0.142 < 0.186$$

$$\text{On est en pivot A : } \mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.142}) = 0.192$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow 0.62 \times (1 - 0.4 \times 0.192) = 0.572 \text{..cm}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = \frac{657.41 \times 10^{-3}}{0.572 \times 400} = 28.73\text{cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 28.73 - \frac{2169.384 \times 10^{-3}}{400} \times 10^4 \Rightarrow A = -25.50\text{cm}^2 \leq 0$$

✚ **Calcul sous : $N_{\min} \longrightarrow M_{\text{corr}}$ (0.8G+Ex).**

$$N_{\min}=133.58 \text{ KN} \quad . \quad M_{\text{corr}}=10.55 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{10.55}{133.58} = 0.078m \dots \Rightarrow e_G < \frac{h}{2} = \frac{0.65}{2} = 0.325m .$$

(Le centre de pression est en dehors de la section).

N est un effort de compression et le centre de pression est en dehors de la section, dou la section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M + N \times (d - \frac{h}{2}) = 10.55 + 133.58 \times (0.62 - 0.325) = 49.96 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{ua} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{49.96 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.62^2 \times 18.48} = 0.010 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times \mu_{bu})}) = 0.013$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.62 \times (1 - 0.4 \times (0.013)) = 0.615m$$

$$A_t = \frac{M_{ua}}{Z \times f_{st}} = \frac{49.96 \times 10^{-3}}{0.615 \times 400} = 2.03cm^2$$

$$A_s = A_t - \frac{N}{f_{st}} = 2.03 - (\frac{133.58 \times 10^{-3}}{400}) \times 10^4 \Rightarrow A_s = -1.31cm^2$$

✚ Calcul sous : Mmax → Ncorr : (G+Q+Ex)

$$M_{\max} = -56.21 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad N_{\text{corr}} = -1082.08 \text{ KN}$$

$$e_G = \frac{56.21}{1082.08} = 0.051 \Rightarrow e_G < \frac{h}{2}$$

(Le Centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armature AA').

$$M_{ua} = 56.21 + 1082.08 \times (0.62 - 0.325) = 375.42 \text{ KN}$$

$$N_u \times (d + d') - M_{ua} \dots \dots \dots (a).$$

$$[1082.08 \times (0.62 - 0.03) - 375.42] \times 10^{-3} = 0.263 \dots \dots \dots (a)$$

$$(0,337 \times 0,65 - 0,81 \times 0,03) \times 0,65 \times 0,65 \times 18,48 = 1,52 \dots \dots \dots (b) \Rightarrow (a) < (b)$$

$$\mu_{bu} = \frac{(375.42 \times 10^{-3})}{0.65 \times 0.62^2 \times 18.48} = 0.081 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186$$

On est en pivot A'=0

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.081)}) = 0.11$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.62 \times (1 - (0.4 \times 0.11)) = 0.59m$$

$$A_t = \frac{M_{ua}}{Z \times f_{st}} = \frac{375.42 \times 10^{-3}}{0.59 \times 400} = 15.90cm^2$$

$$A_s = A_t - \frac{N}{f_{st}} = 15.90 - (\frac{1082.08 \times 10^{-3}}{400}) \times 10^4 = -11,15cm^2$$

Donc le ferrailage du Poteau au niveau de RDC (65*65) cm² est : $A_{cal} = 0$

Tableau. IV 3. Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux

Niveaux	Section de poteaux (cm ²)	A_{cal} (cm ²)	A_{mim} (cm ²) RPA99	$A_{adoptée}$ (cm ²)
RDC -1	65*65	0	29.57	12HA16+4HA14=30.29cm ²
2 et 3 ^{ème} étage	60*60	2.58	25.2	12HA16+2HA14=27.21cm ²
4et 5 ^{ème} étage	55*60	0	23.1	12HA16=24.13 cm ²
6et 7 ^{ème} étage	55*55	2.23	21.17	12HA16=24.13 cm ²
8 ^{ème} étage	50*55	3.85	19.25	4HA16+8HA14=20.36cm ²

❖ **Armatures transversales : RPA99 (Art 7. 4. 2. 2) :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} \quad \text{Et : } V_u : \text{Effort tranchant de calcul.}$$

Avec : h_1 : hauteur totale de la section brute
 f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
 t : espacement entre les A_t ;

- $t \leq \min(10\phi_t, 15cm) \Rightarrow$ **En zone nodale.**
- $t < 15\phi_t \Rightarrow$ **En zone courante**

ϕ_L : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant :

$$\rho_a = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \quad \text{et} \quad \rho_a = 3.75 \text{ si } \lambda_g \leq 5$$

Avec : λ_g : L'élancement géométrique, $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\lambda_g = \frac{l_f}{b}$

(a et b sont les dimensions de la section).

✚ **La quantité d'armatures transversales minimales :**

$$\frac{A_t}{t * b_1} \text{ En pourcentage est : } \begin{cases} 0.003 * t * b_1 & \text{si } \lambda_g > 5 \\ 0.008 * t * b_1 & \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

Interpolation entre les valeurs si : $3 < \lambda_g \leq 5$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de 10ϕ .

$$l_r = 40 \phi$$

✚ **Exemple de calcul :**

On prend pour exemple le poteau de RDC (65*65).

$$\text{Adoptée : } 12\text{HA}16+4\text{HA}14=30.29\text{cm}^2$$

$$\phi_l^{\min} = 1.4\text{cm}$$

$$\text{Soit : } \frac{At}{t} = \frac{\rho_a \times v_u}{hi \times fe}$$

$$L_f=0.7 \cdot l_0 \text{ tel que } l_0=h \text{ étage -h poutre } \quad l_0=3.06-0.45=2.61\text{m}$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{(0.7 \times 2.61)}{0.65} = 2.81 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

$$\text{D'ou : } A_t = \frac{3.75 \times 30.29 \times 10^{-3} \times 0.15}{65 \times 400} \times 10^2 = 0.69.\text{cm}^2$$

a)-Espacement :

-Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_{\min}; 15\text{cm}) = \min(14; 15) \Rightarrow t = 10\text{cm}$.

-Dans la zone courant : $t \leq 15\phi_{\min} = 15 \times 1.6 = 16\text{cm} \Rightarrow t' = 15\text{cm}$

La quantité d'armature minimale :

$$\lambda_g < 3$$

$$\text{On a : } A_t^{\min} (\text{z. mod ale}) = 0.008 \times (10 \times 65) = 5.2\text{cm}^2$$

$$A_t^{\min} (\text{z.courant.}) = 0.008 \times (15 \times 65) = 7.8\text{cm}^2$$

b)-Longueur de recouvrement :

$$L_r \geq 40\phi_{L_{\max}} \Rightarrow L_r \geq 40 \times 1.6 = 64.\text{cm}$$

Tableau IV.4. Ferrailages transversale des poteaux

Conformément aux règles du **RPA 99/2003** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures

Niveau	RDC - 1	2et 3 ^{ème} étage	4et 5 ^{ème} étage	6et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage
Section	65*65	60*60	55*60	55*55	50*55
ϕ_{i}^{min} (cm)	1.4	1.4	1.6	1.6	1.4
ϕ_{i}^{max} (cm)	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6
l_f (cm)	182.7	182.7	182.7	182.7	182.7
λ_g	2.81	3.045	3.045	3.32	3.32
V_u (KN)	32.31	36.30	44.08	44.88	40.51
St zone nodale (cm)	10	10	10	10	10
St zone courante (cm)	15	15	15	15	15
ρ	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
Lr (cm)	64	64	64	64	64
A^t (cm ²)	0.69	0.64	1.03	1.14	1.03
A^t_{min} (cm ²) z. nodale	5.2	3	2.75	2.75	2.5
A^t_{min} (cm ²) z. courante	7.8	4.5	4.13	4.13	3.75
A^t adoptée (cm ²)	10HA10= 7.85 cm ²	6HA10= 4.71cm ²	6HA10= 4.71Cm ²	6HA10= 4.71Cm ²	6HA10= 4.71cm ²

transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_i^{max}}{3} \Rightarrow 8cm > \frac{16}{3} = 5.33cm \Rightarrow 8cm > 5.33cm \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Verification :

a)- Vérification au flambement (effort normal ultime) :

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis du flambement ; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$l_0 = 261..cm \text{ et } N_{max} = 1934.,6077..KN$$

$$N_U = \alpha \left[\frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + A_s * \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots \text{CBA 93(Article B.8.4.1).}$$

$$\text{Aussi : } \alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots \text{Si } \lambda < 50 \\ 0.6 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots \text{Si } \lambda > 50 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{182,7}{18,76} = 9.738$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{182.7}{18.76} = 9.73$$

$$\alpha = \left[\frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{9.738}{35}\right)^2} \right] = 0.837$$

Exemple de calcul (RDC et 1^{er} étage)

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 261 \Rightarrow l_f = 182.7 \text{ cm (Longueur de flambement).}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \frac{65^2}{12} \Rightarrow i = 18.76 \text{ cm (Rayon de giration).}$$

$$Br = (65 - 2) \times (65 - 2) = 3969 \text{ cm}^2 \quad (\text{Section réduite}).$$

Donc :

$$l_0 = 261 \text{ cm et } N_{\max} = 1934.607 \text{ KN}$$

$$N_U = \alpha \left[\frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + A_s * \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0.837 \times \left[\frac{0.3969 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 31.75 \times \frac{400}{1.15} \right] \times 10^3 = 6161.52 \text{ KN}$$

On a : $N_{\max} = 1934,607 \text{ KN} < N_u = 6161,52 \text{ KN}$ condition vérifiée ; il n’y a pas de risque de Flambement.

Le même calcul s’applique pour tous les autres poteaux,

Tableau IV.5. Vérification au flambement des poteaux des différents étages.

Niveau	<i>i</i>	λ	α	$A_s(\text{cm}^2)$	$Br(\text{cm}^2)$	$N_u^{\max}(\text{KN})$	$N_U(\text{KN})$	Observation
RDC -1	18.76	9.737	0.837	30.29	3969	1934.607	6159.21	vérifiée
2et 3 ^{ème} étage	17.32	10.55	0.835	27.21	3364	1350.285	5211.03	vérifiée
4et 5 ^{ème} étage	17.32	11.49	0.832	24.13	3074	943.532	4761.13	Vérifiée
6et 7 ^{ème} étage	15.87	11.51	0.832	24.13	2809	581.396	4224.17	Vérifiée
8 ^{ème} étage	15.87	12.64	0.828	20.36	2544	275.561	3915.21	vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux donc il n’y a pas de risque de flambement

✚ Vérification des contraintes :

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on entame la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau par la contrainte de compression du béton seulement, pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Tel que :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} * v$$

et $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} * (v^3 + v'^3) + 15 * A * (d - v)^2 + 15 * A' * (v - d)^2$$

$s = b \times h + 15 \times (A + A')$ Section homogénéisée.

$$v = \frac{\frac{b \times h}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')}; \text{Et } v' = h - v;$$

$d = 0.9 * h$.

On a : $A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$ et $v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

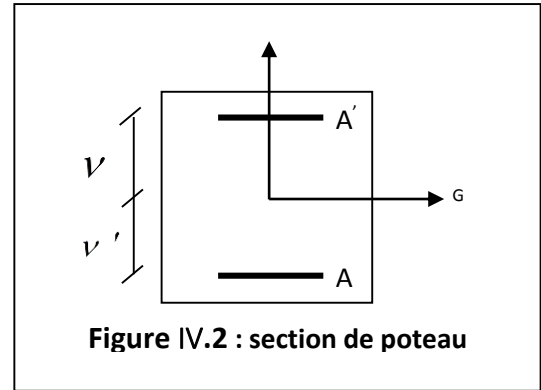


Figure IV.2 : section de poteau

Tableau IV.6 : vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.

Niveau	RDC-1	2 et 3 ^{ème} étage	4 et 5 ^{ème} étage	6 et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage
Sections	65*65	60*60	55*60	55*55	50*55
d (cm)	62	57	57	52	52
A (cm ²)	30.29	27.21	24.13	24.13	20.36
A' (cm ²)	0	0	0	0	0
V (cm)	35.47	32.72	32.51	29.60	29.80
V' (cm)	29.53	27.28	27.49	25.4	25.2
I _{yy} (m ⁴)	0.019	0.013	0.012	0.009	0.008
S (m ²)	0.470	0.400	0.363	0.331	0.304
N _{ser} (MN)	1581.50	1212.81	860.20	519.16	254.79
M _{ser} (MN.m)	17.83	24.60	28.14	31.24	38.94
M _{serG} (MN.m)	0.062	0.054	0.047	0.040	0.043
σ_{bc1} (Mpa)	4.49	4.71	3.73	2.92	1.03
σ_{bc2} (Mpa)	2.37	1.897	1.296	0.51	0.695
$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Dans le tableau on remarque que $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow$ La contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

✚ Vérification aux sollicitations tangentielles :

Selon le **RPA99 (Article 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement conventionnel de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieur ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \overline{\tau}_{bu} \text{ Talque} \quad :$$

$$\overline{\tau}_{bu} = \rho_d * f_{c28}; \quad \text{avec: } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b} \end{cases}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique)

Tableau IV.7.vérification des contraintes tangentielles

Niveau	Section (cm ²)	L ₀ (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V _u (KN)	τ (MPa)	$\overline{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs
RDC -1	65*65	261	2.81	0.04	62	32.31	0.080	1	Vérifiée
2 et 3 ^{ème} étage	60*60	261	3.05	0.04	57	36.30	0.106	1	Vérifiée
4et 5 ^{ème} étage	55*60	261	3.05	0.04	57	44.08	0.141	1	Vérifiée
6et 7 ^{ème} étage	55*55	261	3.32	0.04	52	44.88	0.157	1	Vérifiée
8 ^{ème} étage	50*55	261	3.32	0.04	52	40.51	0.196	1	Vérifiée

D'après tableau on déduit que la condition exigée par le RPA99/2003 concernant les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages

✚ Détermination de la zone nodale :

Le but de la détermination de cette zone est d'éviter les jonctions par recouvrement pour des raisons de sécurité.

$$L' = 2h$$

$$\text{On a : } h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b1; h1; 60\text{cm}\right)$$

Tableau IV.8.détermination de la zone nodale.

Niveaux		RDC-1	2-3	4-5	6-7	8
Section		65*65	60*60	55*60	55*55	50*55
L'	PP	90	90	90	90	90
	PS	90	90	90	90	90
h'		65	60	60	60	60

a)-Disposition constructive des poteaux :**-longueurs de recouvrement :**

Selon le RPA99 (Article 7.4.2.1) la longueur minimale des recouvrements est de :

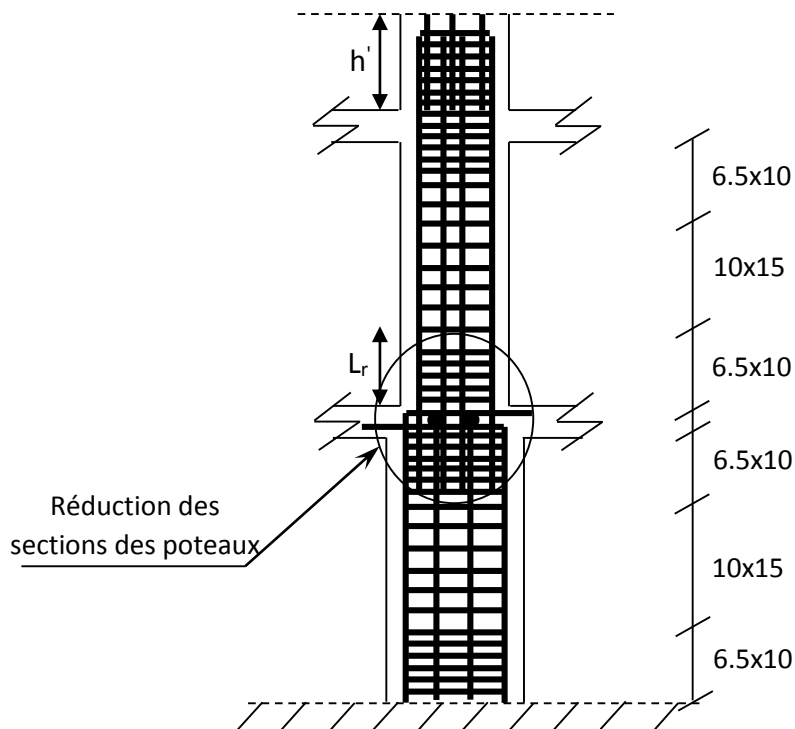
$$l_r > 40 \times \phi \text{ en zone (zone I et II).}$$

$$\phi = 16\text{mm} \Rightarrow l_r > 40 \times 16 = 64\text{cm} \Rightarrow \text{On adopte } L_r=65\text{cm}$$

-les zones nodales :

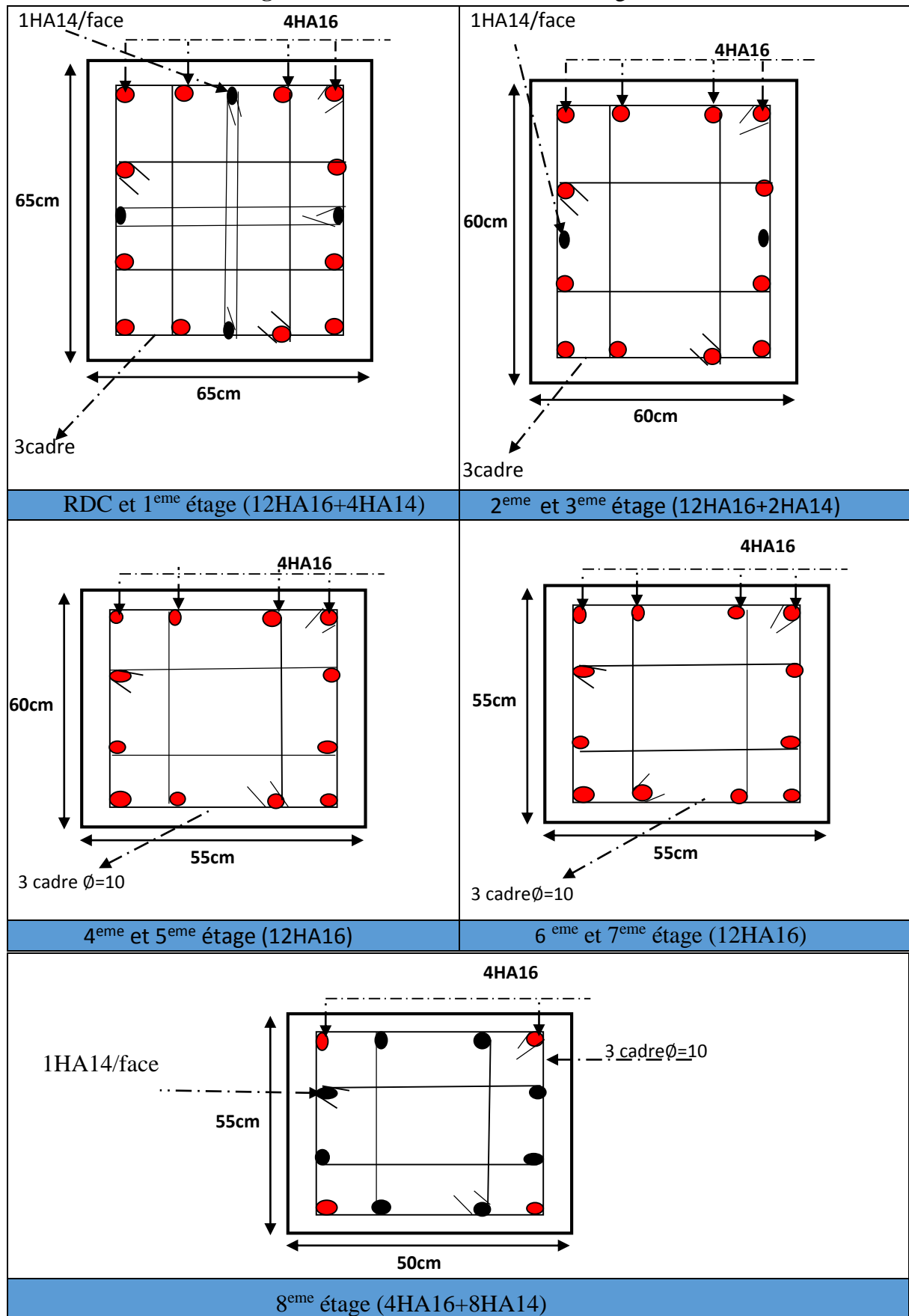
La zone nodale est définie par : $h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$

On opte $h'=65\text{cm}$ pour tous les étage.

**Figure IV. 3 :** Disposition des armatures des poteaux

Ferraillage des poteaux :

Figure IV .4 : Les schémas de ferrailage



IV.2 : Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un effort tranchant et un moment fléchissant, celui-ci permet la détermination des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

Les combinaisons données par le RPA99/2003 sont :

$$\left. \begin{array}{l} \{1.35G + 1.5Q \dots \dots \dots (ELU)\} \\ \{G + Q \dots \dots \dots (ELS)\} \end{array} \right\} \dots \text{accidental} \left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0.8G + E \\ 0.8G - E \end{array} \right\}$$

On distingue deux types de poutres, principales et secondaires. Après détermination des sollicitations (M, N, T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99/2003** et celles données par le **BAEL99**.

Les recommandations du RPA99 :

a). Armatures longitudinales :

-Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la section totale du béton, c'est -à dire $A_t^{\min} = 0.5\% * b * h$.

-Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux :

- 4% de la section de béton en zone de courant.
- 6% de la section de béton en zone de recouvrement.

-La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en (zone I et II).

-L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle droit, avec des crochets à 90%.

-les cadres du nœud disposés comme armature transversale des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (la ou les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

b). Armatures transversales :

-La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 * S_t * b$.

-L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :

$$- S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_l^{\min}\right) \text{ Dans la zone nodale.}$$

$$- S_t \leq \frac{h}{2} : \text{ En dehors de la zone nodale.}$$

-La valeur du diamètre ϕ_l est le plus petit diamètre utilisé.

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

✚ Sollicitation et ferrailage des poutres :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement de notre modèle, vue la différence, négligeable des sollicitations dans les poutres dans les différents étages, on a opté, au même ferrailage pour tous les niveaux sauf les deux dernier étages, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9. Ferrailage des poutres principales et poutre secondaire

Niveau	Type	section	Localisation	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
RDC	pp	30 45	Travée	52.97	3.2	6.75	3HA12=3.39cm ²
			Appui	-48.64	3.0		3HA12=4.62cm ²
	ps	30 45	Travée	36.51	2,2	6.75	3HA12=3.39cm ²
			Appui	-47.23	2,9		3HA12=4.62cm ²
1 ^{er} étage	pp	30 45	Travée	83.05	5,2	6.75	6HA12=3.39cm ²
			Appui	-69.23	4,3		3HA14=4.62cm ²
	ps	30 45	Travée	45.29	2.8	6.75	3HA12=3.39cm ²
			Appui	-64.97	4,0		3HA14=4.62cm ²
2 ^{er} étage	pp	30 45	Travée	95.52	6.0	6.75	6HA12=3.39cm ²
			Appui	-78.36	4.9		6HA12=4.62cm ²
	ps	30 45	Travée	45.75	2.8	6.75	3HA12=3.39cm ²
			Appui	-74.74	4.6		3HA14=4.62cm ²
3 ^{er} étage	pp	30 45	Travée	98.12	6.2	6.75	6HA12=3.39cm ²
			Appui	-76.96	4.8		3HA14=4.62cm ²
	ps	30 45	Travée	44.53	2.7	6.75	3HA12=3.39cm ²
			Appui	-76.98	4.8		3HA14=4.62cm ²
4 ^{er} étage	Pp	30*45	Travée	93.03	5.8	6.75	6HA12=3.39cm ²
			Appui	-69.98	4.3		3HA14=4.62cm ²
	Ps	30*45	Travée	43.70	2.7	6.75	3HA12=3.39cm ²
			Appui	-76.41	4.7		3HA14=4.62cm ²
5 ^{er} étage	PP	30*45	Travée	84.59	5.3	6.75	6HA12=3.39cm ²
			Appui	-59.25	3.6		3HA14=4.62cm ²
	PS	30*45	Travée	40.23	2.4	6.75	3HA12=3.39cm ²
			Appui	-72.26	4.5		3HA14=4.62cm ²
6 ^{er} étage	Pp	30*45	Travée	72.78	4.5	6.75	3HA14=3.39cm ²
			Appui	-56.83	3.5		3HA14=4.62cm ²
	Ps	30*45	Travée	38.03	2.3	6.75	3HA12=3.39cm ²
			Appui	-66.38	4,1		3HA14=4.62cm ²
7 ^{er} étage	Pp	30*45	Travée	61.16	3.8	6.75	3HA14=3.39cm ²
			Appui	-54.71	3.4		3HA14=4.62cm ²
	Ps	30*45	Travée	37.83	2,3	6.75	3HA12=3.39cm ²
			Appui	-59.80	3.7		3HA14=4.62cm ²
8 ^{er} étage	Pp	30*45	Travée	46.69	2.9	6.75	3HA12=3.39cm ²
			Appui	-58.14	3.6		3HA14=4.62cm ²
	Ps	30*45	Travée	42.83	2.6	6.75	3HA12=3.39cm ²
			Appui	-46.33	2,8		3HA12=4.62cm ²

✚ **Longueurs de recouvrement :**

$$L_r > 40\phi_L \Rightarrow \phi = 14 \Rightarrow L_r > 40 \times 1.4 = 56\text{cm} \text{ On a adopté } L_r=60\text{cm}.$$

✚ **Armateur transversale :**

$$\text{Calcul de } \phi_t \leq \min\left(\phi_{\min}^l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{ BAEL91 article (H.III.3).}$$

$$\text{Pour la poutre principale (30*45) cm}^2 \rightarrow \phi_t \leq \min(1.4; 1.28; 3)$$

$$\text{Pour la poutre secondaire (30*45) cm}^2 \rightarrow \phi_t \leq \min(1.4; 1.28; 3)$$

Donc on prendre $\phi_t = 8\text{mm}$ $A_t = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier).

✚ **Calcul des espacements : D'après (art 7.5.2.2).**

Tableau IV.10 : vérification de la section d'armature transversale

Type	Zone	H (cm)	ϕ_t^{\min} (mm)	St (cm)
pp	nodale	45	14	10
	courant	45	14	15
Ps	nodale	45	14	10
	courant	45	14	15

✚ **Vérification dz section d'armatures transversales minimale :**

$$A_{\min} = 0.3 \% St * b = 1.8\text{cm}^2 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ Donc vérifie}$$

✚ **Vérification pourcentages maximale d'armatures longitudinales :**

Tableau IV .11 : pourcentages maximales d'armature longitudinale

Zone	Zone de recouvrement : $A_{\max} = 4\% (b * h) \text{ cm}^2$	Zone courante : $A_{\max} = 6\% (b * h) \text{ cm}^2$
Poutre principale	54	81
Poutre secondaire	54	81

✚ **Verification :**

a) vérification des contraintes tangentielles

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau = \frac{v}{b_0 \times d} : \bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3.33\text{MPa} \text{ BAEL91 article (H.III.1).}$$

Tableau IV .12 : vérification des contraintes tangentielles

Niveaux	Poutre	V_u (KN)	$\bar{\tau}$ (MPa)	τ (MPa)
RDC	Principales	73.58	3.33	0.583
	secondaires	56.71	3.33	0.450
1 ^{er} étage	Principales	106.23	3.33	0.843
	secondaires	68.75	3.33	0.545

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

- Appui de rives : $A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$
- Appui intermediaire: $A_l \geq A_l^{inter} = \left(V^{\max} + \frac{M_a}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$

Tableau IV .13. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	A_l (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_L^{int} (cm ²)	Observation
Principale	7.70	122.52	-76.97	3.063	-2,03	Vérifiée
Secondaires	7.70	79.14	-76.98	1,978	-3,097	Vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

✚ Vérification [BAEL99] :

a)-vérification a ELU :

1)-condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 42 \times \frac{2.1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

b) .Vérification à L'ELS :

➤ État limite de compression du béton :

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12};$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 d A_s = 0 \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Art E.III.1)}$$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} \leq 15 \text{ MPa}$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV .14 : Vérification de la contrainte limite de béton

Poutres	Localisation	M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
Principales	Appui	-42.86	227812.5	14,5	2.64	15	Vérifiée
	Travée	34.13	227812.5	14,5	2.18	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	-26.43	227812.5	14.5	1.68	15	Vérifiée
	Travée	31.30	227812.5	14.5	2.0	15	Vérifiée

➤ **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :**

D'après le **CBA93** et **BAEL91**, la vérification à la flèche est inutile si :

Faisons ces vérifications pour la poutre plus grande :

$$a) h \geq h_f = \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) * L \dots\dots\dots(1)$$

$$b) A \leq A_f = \frac{4,2 * b * d}{f_e} \dots\dots\dots(2)$$

$$c) L \leq 8m \dots\dots\dots(3)$$

-Pour poutre principale : $h=0,45 > h_f = 0,38$

$$A=7,7 < A_f = 13,23$$

$$L=4,85 < 8$$

-Pour poutre Secondaires : $h=0,45 > h_f = 0,286$

$$A=7,7 < A_f = 13,23$$

$$4,95 < 8$$

Les trois conditions de la flache sont vérifiées donc la flache n'est pas nécessaire.

✚ **Vérification des zones nodales :**

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du **RPA 99/03 (Article 7.6.2)**. Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutre affectés d'un coefficient de majoration de 1.25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$M_R = |M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_w| + |M_e|) \quad \text{RPA99 (Article 7.6.2).}$$

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastique soient dans les poutres et non dans les poteaux.

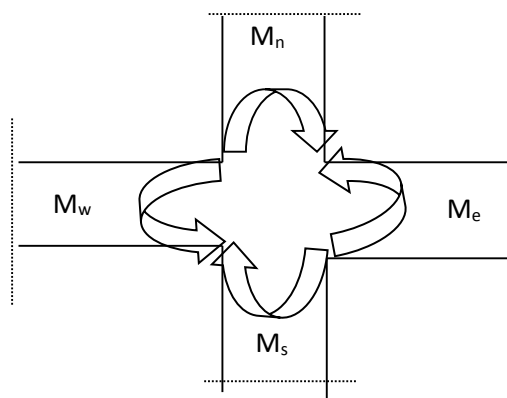


Figure IV. 5 : Les moments sur la zone nodale

✚ Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant M_r d'une section de béton dépend :

- des dimensions de la section du béton ;
- de la quantité d'armatures dans la section du béton ;
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s$ Et $Z = 0.9 \times h$ (h : Hauteur totale de la section du béton).

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa.}$$

Tableau.IV.15 : Moments résistant dans les poteaux.

Niveau	Section (cm)	Z (m)	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)	M_r (KN.m)
RDC-1	65*65	0.58	400	30.29	702,73
2 et 3 ^{ème} étage	60*60	0.54	400	26.51	572,62
4et 5 ^{ème} étage	55*60	0.54	400	24.13	521,21
6et 7 ^{ème} étage	55*55	0.495	400	24.13	477,77
8 ^{ème} étage	50*55	0.495	400	20.36	403,13

✚ Détermination du moment résistant dans les poutres :

a)- Poutres principales et secondaires (même section) :

Tableau. IV.16. Moment résistant dans les poutres

Niveau	type	Section	Z (m)	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)	M_r (KN.m)
RDC...8 ^{em} etage	Pp	30*45	0.405	400	7.70	124.74
	Ps	30*45	0.405	400	7.70	124.74

Tableau IV.17. Vérification de la zone nodale

Niveau	Plan	$M_e = M_w$	M_s	M_n	$1.25 \times (M_e + M_w)$	$M_n + M_s$	Obs
RDC 1	Pp	124.74	702,73	702,73	311.85	1405,46	Vérifiée
	Ps	124.74	702,73	702,73	311.85	1405,46	Vérifiée
2 -3	Pp	124.74	572,62	572,62	311.85	1145,24	Vérifiée
	PS	124.74	572,62	572,62	311.85	1145,24	Vérifiée
4 -5	Pp	124.74	521,2	521,2	311.85	1042,4	Vérifiée
	Ps	124.74	521,2	521,2	311.85	1042,4	Vérifiée
6 -7	Pp	124.74	477,77	477,77	311.85	955,54	Vérifiée
	Ps	124.74	477,77	477,77	311.85	955,54	Vérifiée
8	Pp	124.74	403,13	403,12	311.85	806,26	Vérifiée
	Ps	124.74	403,12	403,12	311.85	806,26	Vérifiée

✚ Commentaire sur les résultats :

D'après le tableau président on voit que la condition de la zone nodale est vérifiée (moment dans les poteaux supérieur au moment des poutres), donc on constate que les rotules plastique se feront dans les poutres.

✚ Ferrailage des poutres :

Schémas de ferrailage des poutres principales de 1^{er} étage

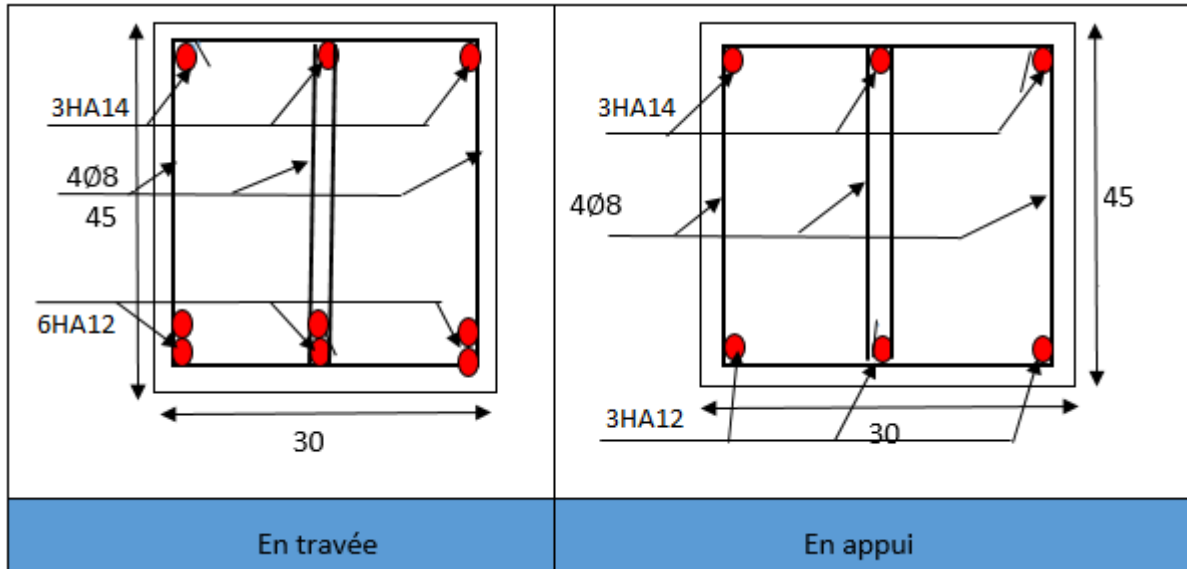


Figure IV. 6 : Schémas de ferrailage de poutre principale de 1^{er} étage

IV.3 : Etude des voiles :

✚ Introduction :

Les voiles sont des éléments tridimensionnels présentant une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissant dans leurs plans pour chaque structure en béton armé dépassant 4 niveaux ou 14 m de hauteur.

leRPA99/2003(art3.4.A.1.a)exige de mettre des voiles de contreventement.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrés à leurs base calculés en flexion composé sous (N et M) pour une section ($e \cdot L$) selon la sollicitation la plus défavorable parmi les combinaisons suivant :

$$1.35G + 1.5Q \rightarrow ELU \begin{cases} G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0.8G + E \\ 0.8G - E \end{cases} \rightarrow \text{Accidentelle}$$

a)-Les armatures sont déterminées suivant les sollicitations suivantes :

-efforts normal minimal et le moment correspondant : $N_{\max} \rightarrow M_{corr}$

-effort normal minimal et le moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{corr}$

-moment maximum et effort normal correspondant : $M_{\min} \rightarrow N_{corr}$

Les recommandations du RPA99 :

a)-Armatures verticales :

-Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

-L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue tel que : $A_{\min} : 0.2 \times L_t \times e$

Avec : L_t : Longueur de la zone tendue.
 e : épaisseur du voile.

-les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement (S_t) doit être inférieur à l'épaisseur du voile ; l'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur $L/10$ dans les zones extrêmes.

-Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

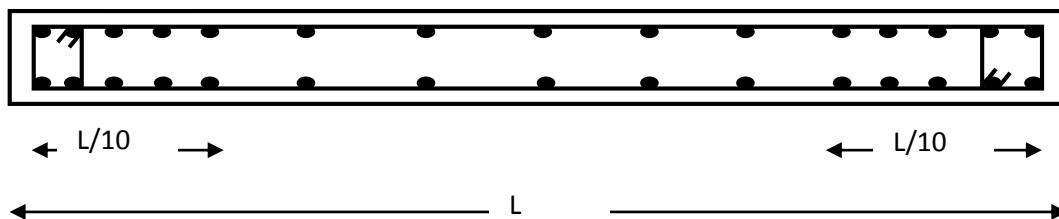


Figure IV. 7 : Disposition des armatures verticales

b)-Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants. Disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochètes à 135° de longueur $\varnothing 10$.

c)- Armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont au nombre de 4 épingles par 1 m² au moins. [RPA99/2003 ART.7.7.4.3]

e)-Armatures de couture :

Le long des joints de reprise de collage, l'effort tranchant doit être pris par la section des aciers de couture doit être calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

✚ Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est :

$$A_{\min} = 0.15\% b \times h \dots \dots \dots \text{dans la section globale de voile.}$$

$$A_{\min} = 0.10\% b \times h \dots \dots \dots \text{dans la zone courante.}$$

$$-\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e \text{ (Exception faite pour les zones d'about).}$$

$$-\text{L'espacement : } St \leq (\min(1.5e, 30cm))$$

✚ Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40\phi : \text{ en zone qui peut-être tendue.}$$

$$L_r = 20\phi : \text{ en zone comprimée sous l'action de toutes les combinaisons.}$$

✚ Calcul des sollicitations :

Le logiciel **ETABS** nous a aidée à trouver les sollicitations maximales dans les voiles disposés dans les deux sens de directions les tableaux suivants résument les résultats obtenus :

Tableau IV.18: sollicitation max dans le voile Vx1

Voile (2*0.15)m	N _{max} → M _{cor.}		M _{max} → N _{cor}		N _{min} → M _{cor}		V (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC- 1	-778.88	-56.77	-331.71	-719.67	-150.98	-5.674	123.60
2 ^{ere} et 3 ^{ere} étage	-653.41	-67.97	-193.89	491.16	-139.25	-2.3014	102.99
4 ^{ere} et 5 ^{ere} étage	-477.21	-67.11	-129.64	-404.66	-116.28	-2.119	86.64
6 ^{ere} et 7 ^{ere} étage	-294.89	-74.45	-97.49	-274.65	54.57	-9.801	75.35
8 ^{ere} étage	-111.76	-64.29	-73.54	-90.22	-30.18	-10.37	58.03

Tableau IV.19 : sollicitation max dans le voile Vx2

Voile (2*0.15)m	N _{max} → M _{cor.}		M _{max} → N _{cor}		N _{min} → M _{cor}		V (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC- 1	-778.06	5.68	305.434	-374.63	-146.94	28.62	112.76
2 ^{ere} et 3 ^{ere} étage	-652.19	23.41	189.39	-427.68	-133.72	60.009	100.14
4 ^{ere} et 5 ^{ere} étage	-472.99	64.27	127.53	-291.31	-114.28	63.68	84.99
6 ^{ere} et 7 ^{ere} étage	-288.14	70.67	-152.29	94.51	-49.91	64.91	71.17
8 ^{ere} étage	-108.50	36.67	82.279	-71.53	-27.87	59.61	62.57

Tableau IV.20: sollicitation max dans le voile Vx3

Voile (2*0.15m)	N _{max} → M _{cor.}		M _{max} → N _{cor}		N _{min} → M _{cor}		V (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC- 1	-846.42	3.99	339.98	-505.03	-342.10	339.38	118.02
2 ^{ere} et 3 ^{ere} étage	-688.97	55.79	205.12	-447.02	-247.55	137.31	103.32
4 ^{ere} et 5 ^{ere} étage	-516.83	59.21	127.74	-299.10	-148.72	84.03	83.49
6 ^{ere} et 7 ^{ere} étage	-314.31	65.88	89.176	-161.98	-54.457	61.18	67.60
8 ^{ere} étage	-110.80	77.03	83.50	-52.21	-30.52	64.68	56.99

Tableau IV .21: sollicitation max dans le voile Vx4

Voile (2*0.15)m	N _{max} → M _{cor.}		M _{max} → N _{cor}		N _{min} → M _{cor}		V (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC- 1	-751.73	-55.82	-311.29	-663.85	-297.20	242.49	115.42
2 ^{ere} et 3 ^{ere} étage	-633.49	-62.74	-173.72	-515.11	-232.49	63.59	90.44
4 ^{ere} et 5 ^{ere} étage	-475.24	-60.36	-113.55	-419.47	-139.58	19.23	74.67
6 ^{ere} et 7 ^{ere} étage	-295.02	-67.21	-85.39	-278.52	-55.84	-7.41	66.17
8 ^{ere} étage	-108.69	-53.46	-57.93	-108.0	-30.12	-6.17	43.97

Tableau IV .22: sollicitation max dans le voile Vx5

Voile (0.15*0.15)m	N _{max} → M _{cor.}		M _{max} → N _{cor}		N _{min} → M _{cor}		V (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC- 1	-892.17	-19.53	-175.09	-743.18	-358.06	151.11	73.04
2 ^{ere} et 3 ^{ere} étage	-763.43	-21.84	-109.49	-576.51	-309.26	71.43	61.20
4 ^{ere} et 5 ^{ere} étage	-580.97	-19.26	-81.13	-455.92	-208.09	43.40	53.49
6 ^{ere} et 7 ^{ere} étage	-368.16	-24.61	-61.86	-298.41	-103.68	19.07	45.26
8 ^{ere} étage	-134.48	3.85	-14.59	-117.77	-51.00	11.49	14.67

Tableau IV .23: sollicitation max dans le voile Vx6

Voile (0.15*0.15)m	N _{max} → M _{cor.}		M _{max} → N _{cor}		N _{min} → M _{cor}		V (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC- 1	-905.39	-7.85	-176.26	-753.90	-363.56	157.73	70.08
2 ^{ere} et 3 ^{ere} étage	-760.82	15.46	104.76	-536.45	-308.81	79.02	58.17
4 ^{ere} et 5 ^{ere} étage	-579.64	14.86	77.87	-391.87	-208.13	57.28	51.27
6 ^{ere} et 7 ^{ere} étage	-364.16	19.09	57.78	-236.85	-100.13	42.44	41.61
8 ^{ere} étage	-131.04	14.32	22.30	-76.74	-49.39	17.95	18.81

Tableau IV.24 : sollicitation max dans le voile Vy1

Voile (3.1*0.15)m	N _{max} → M _{cor.}		M _{max} → N _{cor}		N _{min} → M _{cor}		V (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC- 1	-1345.99	-100.09	-923.19	-1225.59	-486.91	801.64	233.89
2 ^{ere} et 3 ^{ere} étage	-1059.55	-28.56	-534.19	-814.95	-400.71	42.33	214.27
4 ^{ere} et 5 ^{ere} étage	-774.94	-46.38	-308.43	-683.23	-211.38	155.61	180.86
6 ^{ere} et 7 ^{ere} étage	-464.41	-57.03	-163.37	-457.13	-63.43	53.79	136.52
8 ^{ere} étage	-149.53	-67.87	-67.87	-149.53	-21.59	45.93	51.005

Tableau IV.25 : sollicitation max dans le voile Vy2

Voile (3.1*0.15)m	N _{max} → M _{cor.}		M _{max} → N _{cor}		N _{min} → M _{cor}		V (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC- 1	-1327.77	-62.13	-915.24	-1217.5	-472.621	840.23	232.95
2 ^{ere} et 3 ^{ere} étage	-1055.78	-19.32	-525.33	-815.62	-397.08	41.189	202.96
4 ^{ere} et 5 ^{ere} étage	-774.10	-42.88	-303.07	-684.92	-210.45	154.84	177.94
6 ^{ere} et 7 ^{ere} étage	-467.88	-56.74	-162.44	-455.95	-66.55	49.99	132.34
8 ^{ere} étage	-150.89	-74.87	-74.87	-150.89	-23.12	38.51	54.83

✚ Ferrailage :

Exemple de calcul :

La sollicitation dans le voile Vy1 :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section (e* L).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

Donnée : L=3.1m d= 3.07m e= 15cm d'=0.03m

a)-Calcul de ferrailage sous N_{max} et M_{max} : (ELU)

$$N_{\max} = -1345.9969 \text{ KN} \quad M_{\text{cor}} = -100.09 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{100.09}{1345.99} = 0.074 < \frac{L}{2} = \frac{3.1}{2} = 1.55 \text{ m} \Rightarrow$$

Le Centre de pression est à l'intérieur de la section.

Donc la section est partiellement comprimée la méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M + N \times (d - \frac{h}{2}) = 100.09 + 1345.99 \times (3.07 - \frac{3.1}{2}) = 2145.99 \text{ KN.m}$$

$$Nu \times (d - d') - M_{ua} = [1345.99 \times (3.07 - 0.03) - 2145.99] \times 10^{-3} = 1.945 \text{ MPA} \quad \text{..(a)}$$

$$(0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu} \quad \text{..(b)}$$

$$= (0.337 \times 3.1 - 0.81 \times 0.03) \times 0.15 \times 3.1 \times 18.48 = 8.768 \text{ MPA}$$

a < b donc la section est partiellement comprimée la méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2145.99 \times 10^{-3}}{0.15 \times 3.07^2 \times 18.48} = 0.082 < \mu_L = 0.391 \Rightarrow \text{pivot..A}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times \mu_{bu})}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.082)}) = 0.107$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 3.07 \times (1 - (0.4 \times 0.107)) = 2.94 \text{ m}$$

$$A1 = \frac{M_{ua}}{Z \times f_{st}} = \frac{2145.99 \times 10^{-3}}{2.94 \times 400} = 18.25 \text{ cm}^2$$

$$A = A1 - \frac{Nu}{f_{st}} = 18.25 - \frac{1345.99 \times 10^{-3}}{400} \times 10^4 = -15.39 \text{ cm}^2$$

b)-Calcul de ferrailage sous N_{\min} et M_{corr} : (0.8G+Ey)

$$N_{\min} = -486.91 \text{ KN} \quad M_{\text{corr}} = 801.64 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{801.64}{486.91} = 0.607 < \frac{L}{2} = \frac{3.1}{2} = 1.55 \text{ m} \Rightarrow$$

Le Centre de pression est à l'intérieur de la section.

Donc la section est partiellement comprimée la méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400$$

Tableau IV.26 : les résultats du ferrailage sans N_{\min} et M_{corr}

M_{ua} (KN.m)	ubu	α	Z	A_1 (cm ²)	A (cm ²)
1541.74	0.059	0.076	2.97	12.97	0.79

c)-Calcul de ferrailage sous M_{max} et N_{corr} : (Q+G+Ey) :

$$M_{\text{max}} = -923.19 \text{ KN.m} \quad N_{\text{max}} = 1225.5 \text{ KN}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{923.19}{1225.59} = 0.75 < \frac{L}{2} = 1.55 \Rightarrow$$

Le Centre de pression est à l'intérieur de la section.

$$M_{\text{ua}} = M + N \times (d - \frac{h}{2}) = 923.19 + 1225.59 \times (3.07 - \frac{3.1}{2}) = 2786.08$$

$$\mu_{bu} = \frac{2786.08 \times 10^{-3}}{0.15 \times 3.07^2 \times 18.48} = 0.106 < \mu_L = 0.391$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times \mu_{bu})}) = 0.140$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 3.07 \times (1 - (0.4 \times 0.140)) = 2.89 \text{ m}$$

Tableau IV.27 : les résultats du ferrailage sans M_{max} et N_{corr}

M_{ua} (KN.m)	ubu	α	Z	A_1 (cm ²)	A (cm ²)
2786.08	0.106	0.140	2.89	24.10	-6.53

Donc le ferrailage du voile vyl au niveau de RDC est :

$$A_{\text{cal}} = \max(A_1, A_2, A_3) = 12.97 \text{ cm}^2 \text{ sur une longueur tendu } L_t$$

✚ Ferrailage de la zone tendu non associé au poteau :

$$\text{On a : } A_{\text{calcul}} = 12.97 \text{ cm}^2$$

$$L_T = L \times \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \quad \text{Avec :}$$

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \left(\frac{L}{2}\right) \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{\max} = .3.075 \text{ MPA} \\ \sigma_{\min} = .-1.007 \text{ MPA} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } L_t = 0.76 \text{ cm}$$

$A_{Z.A}^{\min} = 0.2 \% (L_t \times e) = 2.28 \text{ cm}^2 < A_{\text{cal}} = 12.98 \text{ cm}^2$ donc on ferrailage avec A_{cal} .

Les choix des armatures soit $A_{Z.T}^{\text{Opte}} = 10 \text{ HA}14 = 15.39 \text{ cm}^2$ (Zone tendue).

✚ **Les armatures minimales à mettre dans le voile :**

$$A_{total}^{\min} = 0.15\% (e \times L) = 6.98 \text{ cm}^2$$

✚ **Calcul des espacements des barres verticales :**

$$\text{Selon le RPA : } \begin{cases} ST \leq \min(1.5e, 30) = 22.5 \text{ cm. soit } ST = 20 \text{ cm} \\ \text{sur } \frac{L}{10}, ST \leq \frac{ST'}{2} = 10 \text{ cm. soit } ST' = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

✚ **Ferraillage de la zone tendu associe au poteau :**

$$A_{cal} = A_{cal}^{Z1} - A_{poteau} = 12.97 - 30.29 = 17.31 \text{ cm}^2$$

❖ **Remarque :**

On remarque que la section d'acier des poteaux est suffisante pour résister à la sollicitation

Donc on va mettre des armatures de construction sur la deuxième zone tendu.

❖ **Vérification des contraintes du cisaillement :**

Pour la vérification du cisaillement, on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{\bar{v}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPA}$$

$$\text{Avec : } \bar{v} = 1.4 \times v = 1.4 \times 233.89 = 327.45 \text{ KN (majoré de 40\% selon le RPA)}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{327.45}{0.15 \times 3.07} = 0.711 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

❖ **Les armatures horizontales :**

La section d'armature horizontale est calculée avec la formule suivante :

$$A_h \geq \frac{\gamma_s - 0.3 \times K \times f_{t28}}{0.9 \times f_e} \times b \times ST \quad \text{Avec : } K_0 \text{ (car } Y_a \text{ reprise de bétonnage).}$$

❖ **Calcul des espacements des barres horizontales :**

Selon le RPA : $S_t \leq \min 1,5e ; 30 \text{ cm} = \text{cm. Soit } S_t = 20 \text{ cm.}$

$$\text{Donc : } A_h \geq \frac{1 \times 0.327 \times 0.15 \times 0.20}{0.9 \times 400} = 0.27 \text{ cm}^2$$

$$\text{Le choix : } A_h^{opte} = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

✚ **Les armatures horizontals minimales :**

$$Ah^{\min} \geq \frac{0.4 \times b \times t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.15 \times 0.2}{400} = 0.3 \text{ cm}^2$$

$$Ah^{\min} = 0.3 < Ah^{\text{opte}} = 1.57 \text{ cm}^2$$

Les résultats de ferrailage sont résumés dans les tableaux :

Tableau IV.28 : Sollicitations et ferrillages du voile Vx1 et Vx2 et Vx3 et Vx4 :

Niveau	RDC-1	2 et 3 ^{ème} étage	4 et 5 ^{ème} étage	6 et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage
Section (cm)	15*200	15*200	15*200	15*200	15*200
N(KN)	-719.67	-447.02	-419.47	-278.52	-110.80
M(KN.m)	-331.71	205.12	-113.55	-85.39	77.03
V(KN)	123.60	103.32	86.64	75.35	62.57
τ (MPa)	0.58	0.49	0.41	0.35	0.30
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
Lt(m)	0.28	0.27	0.19	0.08	0.52
Lc(m)	1.45	1.45	1.62	1.84	0.95
A _{cal} (cm ²)	0.21	0.13	0.10	0.08	0.027
A _{min} ^{total} (cm ²)	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
A _{min} ^{Z.t} (cm ²)	0.83	0.82	0.56	0.24	1.56
A _{adopte}	4.71	4.71	4.71	4.71	4.71
N ^{bre} /face	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10
St (cm)	20	20	20	20	20
A _h (cm ²)	0.48	0.50	0.42	0.37	0.30
A _h ^{min} (cm ²)	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
A _h ^{adopte}	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
N ^{bre} /plan	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
St(cm)	20	20	20	20	20

Tableau. IV.29 : Sollicitations et ferrillages du voile Vx5et v_x6dans tous les niveaux.

Niveau	RDC-1	2 et 3 ^{ème} étage	4 et 5 ^{ème} étage	6 et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage
Section (cm)	15*150	15*150	15*150	15*150	15*150
N(KN)	-743.18	-576.92	-455.92	-236.85	-131.04
M(KN.m)	-175.09	-109.49	-81.13	57.78	14.32
V(KN)	73.04	61.20	53.49	45.26	18.81
τ (MPa)	0.46	0.39	0.34	0.29	0.12
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
Lt(m)	0.04	0.18	0.22	0.018	0.42
Lc(m)	1.41	1.13	1.07	1.46	0.65
A _{cal} (cm ²)	0.22	0.12	0.009	0.07	0.013
A _{min} ^{total} (cm ²)	3.375	3.375	3.375	3.375	3.375
A _{min} ^{Z.t} (cm ²)	0.13	0.54	0.65	0.05	1.26
A _{adopte}	3.78	3.78	3.78	3.78	3.78
N ^{bre} /face	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8
St (cm)	20	20	20	20	20
A _h (cm ²)	0.47	0.40	0.35	0.29	0.12
A _h ^{min} (cm ²)	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
A _h ^{adopte}	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
N ^{bre} /plan	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
St(cm)	20	20	20	20	20

Tableau. IV.30 : Sollicitations et ferrillages du voile Vy1et Vy2 dans tous les niveaux.

Niveau	RDC-1	2 et 3 ^{ème} étage	4 et 5 ^{ème} étage	6 et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage
Section (cm)	15*310	15*310	15*310	15*310	15*310
N(KN)	-472.621	-814.95	-683.23	-684.92	-455.95
M(KN.m)	840.23	-534.19	-308.43	-303.07	-162.44
V(KN)	232.95	214.27	202.96	177.94	132.34
τ (MPa)	0.71	0.65	0.62	0.54	0.40
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
Lt(m)	1.1	0.33	0.19	0.22	0.48
Lc(m)	0.91	2.44	2.71	2.65	2.14
A _{cal} (cm ²)	0.10	0.24	0.19	0.18	0.088
A _{min} ^{total} (cm ²)	6.98	6.98	6.98	6.98	6.98
A _{min} ^{Z.t} (cm ²)	3.29	0.98	0.59	0.67	1.4
A _{adopte}	7.85	7.85	7.85	7.85	7.85
N ^{bre} /face	10HA14	10HA14	10HA14	10HA14	10HA14
St (cm)	20	20	20	20	20
A _h (cm ²)	0.73	0.67	0.63	0.59	0.42
A _h ^{min} (cm ²)	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
A _h ^{adopte}	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
N ^{bre} /plan	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
St(cm)	20	20	20	20	20

Exemples de schémas de ferrillage (au RDC) :

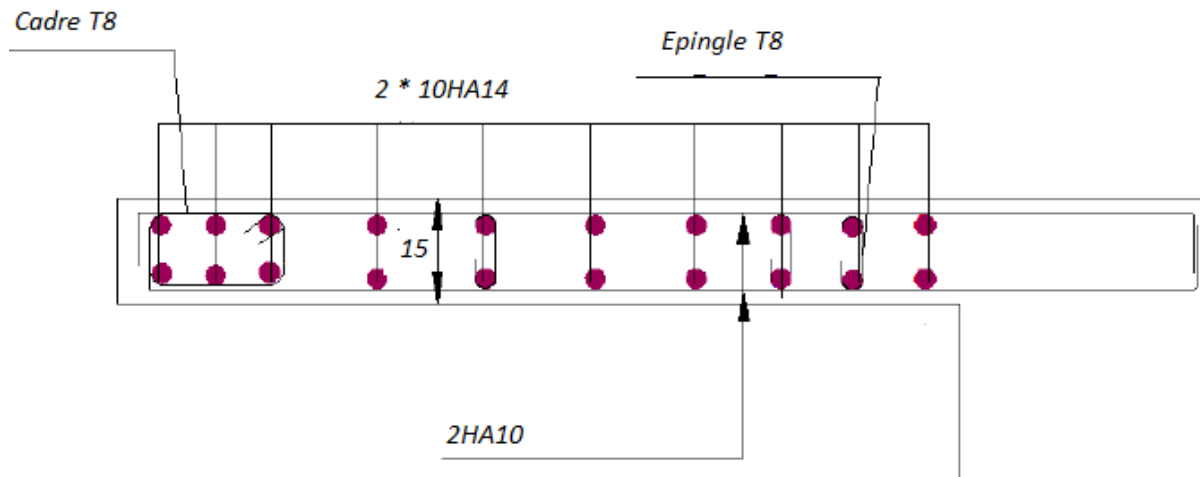


Figure IV. 8 : schéma présente le ferrailage de voile Vy1 en RDC

✚ Conclusion :

-Le but de ce chapitre est d'étudier et dimensionner correctement les éléments principaux car :

- Ils jouent un rôle très important dans la résistance et la transmission des sollicitations.
- Les poteaux ont été calculés et ferrillée en flexion composé.
- Le ferrailage adopté est le Maximum donnée 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 2016.
- Les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée sous les sollicitations Données par ETABS 2016.
- Les ferrilles adoptées respectent les recommandations de RPA et le BAEL.

Chapitre V

Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

Etude des fondations :**a)-Les différents types de fondations :**

Le **D.T.U 13-12** définit les différents types de fondations en fonction du rapport D/B donné comme suit :

- $D/B \leq 6$: fondation superficielle (isole ; filant ou radier générale).
- $6 < D/B < 10$: fondation semi profond (puits).
- $D/B \geq 10$: fondation profonde (pieu ...)

Tel que : D : profondeur d'ancrage ; B : la largeur de la fondation.

b)-Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La nature du sol (capacité portante du sol).
- Les Charges transmises au sol (nature de l'ouvrage à fonder)
- La distance entre axes des poteaux.
- La mise en œuvre des fondations (terrain sec, présence de l'eau)

C)-Les résultats géotechniques :

Les essais in situ et les analyses de laboratoire effectués dans le cadre de l'étude de sol «Promotion immobilier à Tlemcen» on permit de conclure les résultats suivants :

- ✚ Les contraintes admissibles du sol..... $\bar{\sigma}_{sol} = 1.40bar$
- ✚ Profondeurs d'ancrage..... $D=2m$
- ✚ La cohésion..... $C= 0.46 bar$
- ✚ Le poids volumique du sol..... $\gamma_h = 18.5 KN/m^2$
- ✚ Angle du frottement $\varphi=18^\circ$

VI.1. Vérification vis-à-vis les fondations superficielles :**VI.1.1 : Semelles isolées :**

D'après le **RPA99/version 2003(article10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons suivant :

$$\text{La vérification à faire est : } \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S = A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée :

N=1581.50 KN (effort normal du poteau le plus sollicité donne par logiciel (ETABS)).

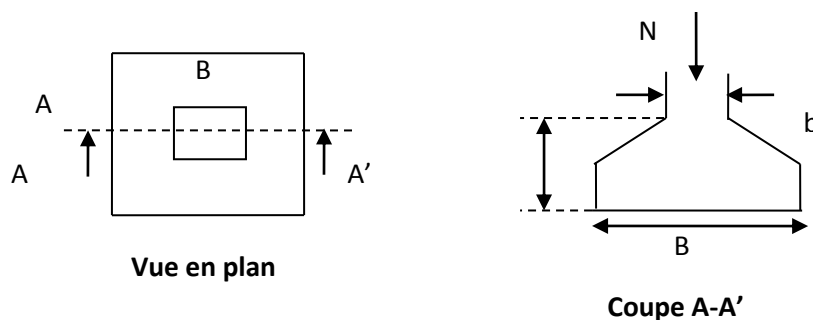


Figure VI. 1 schéma statique de semelle isolée

-Le poteau le plus sollicité a une section carrée $S = (B \times B) \Rightarrow S = B^2$

$$\Rightarrow \frac{N}{B} < \bar{\sigma} \Rightarrow B > \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}}} = \sqrt{\frac{1581.5011}{140}} = 3.36 \text{ m}$$

$B > 3.36 \dots \text{opt} \dots B = 3.4 \text{ m}$ et on a $L_{\min} = 3.4 \text{ m}$

On remarque que il Ya chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entre axe des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas

VI.1.2 : Semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 8 poteaux

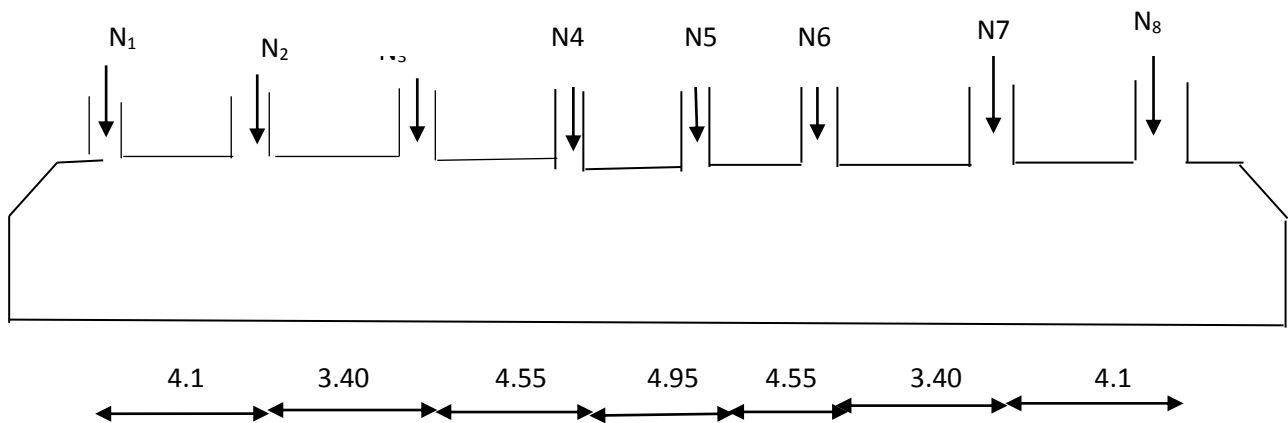


Figure V. 2 : Semelle filante

Avec :

$$\sum N_i = 1275.7242 + 1560.912 + 1370.5579 + 1334.443 + 1434.4722 + 1385.1296 + 1534.9869 + 1287.4111 = 11183.6369 \text{ KN.}$$

On a $L = 29.05 \text{ m}$

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{11183.64 \times 10^{-3}}{0.14 \times 29.05} = 2.75 \text{ m} \text{ On prend : } B = 2.75 \text{ m.}$$

Pas de chevauchement alors on opte pour la semelle filante //x.

✚ **Calcul de la surface de la semelle filante :**

$$S = \frac{\sum N_i}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{11183.64 \times 10^{-3}}{0.14} = 79.88 m^2$$

✚ **Calcul de la hauteur totale de la semelle (ht) :**

La hauteur totale de la semelle (ht) est déterminée par l'équation suivant :

$$ht = d + d'$$

d' : enrobage des armatures $d' = 3 \text{ cm}$.

$$d > \frac{B-b}{4} \Rightarrow d > \frac{2.75}{4} = 0.688 \Rightarrow d = 0.70 \text{ m}$$

$ht = 0.73$ on opte $ht = 0.75 \text{ m}$

✚ **Vérification en tenant compte du poids de la semelle :**

$$N_{total} = N_{(inf\ rastructure)} + N_{(superstructure)}$$

$$N_{(superstructures)} = 11183.64 \text{ KN}$$

$$N_{(inf\ rastructure)} = N_{(avant.poteau)} + N_{(semelle)}$$

$$N_{avant.poteau} = \gamma_b \times S_{(avant.poteau)} \times h \times n \Rightarrow 25 \times 0.4225 \times 1 \times 8 = 84.5 \text{ KN}$$

$$N_{(semelle)} = \gamma_b \times S_s \times h = 25 \times 79.88 \times 0.75 = 1497.75 \text{ KN}$$

$$N_{(inf\ rastructure)} = 84.5 + 1497.75 = 1582.25 \text{ KN}$$

$$N_{total} = 12765.89 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{S} < \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{12765.89}{79.88} = 0.159 > 0.14$$

On voit que la contrainte de la semelle est supérieure à la contrainte de sol ce qui revient à dire que ce type de semelle ne convient pas à notre cas.

VI.1.3 : Vérification du radier général :

Définition :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, la dalle prend appui sur des nervures qui prennent-elles-mêmes comme appuis les paliers ou les murs de l'ossature.

La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol.

Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

✚ **Pré dimensionnement :**

a)-Condition de coffrage :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{495}{10} = 49.5 \text{ cm}$$

Soit : $h_t=50$ cm et $h_r=40$ cm.

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{495}{20} = 24.75$$

b)-Condition de rigidité :

$$\frac{\pi}{4} * L_e \geq L_{\max} \quad L_e \geq \sqrt[4]{\frac{(4 \times E \times L)}{(K \times b)}}$$

Avec : $4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$ (sol moyen)

E : module d'élasticité du béton.

$$E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} \Rightarrow \text{inertie de la semelle.}$$

$$ht \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 4.95^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3.216 \times 10^7}} = 0.71 \text{ m} \Rightarrow ht = 75 \text{ cm}$$

Donc on va prendre : $ht = \max(50 ; 75) \text{ cm}$. $ht=75$ cm

$$\text{On a : } L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \quad \text{et} \quad E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2 / K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$$

$$I = \frac{1 \times 0.75^3}{12} = 0.0351 \text{ m}^4$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{0.75^3 \times 3.216 \times 10^7}{12 \times 10^4}} = 3.26 \text{ m} \quad \text{donc :}$$

$$L_{\max} = 4.95 \leq \frac{\pi}{2} \times 3.26 = 5.12 \quad \text{Donc si vérifie.}$$

c)-Calcul la surface du radier :

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_s \rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = \frac{37079.7319}{140}$$

$$\Rightarrow S_{rad} \geq 264.85 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est : $S_{bât} = 29.05 \times 9.16 = 266.098 \text{ m}^2$

$$S_{bat} > S_{radie} \Rightarrow \text{Le radier sans débord (D)}$$

✚ **Vérification :**

a)-Vérification au poinçonnement :

Une force est localisée lorsque les dimensions de la surface de son impacte sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier) ; sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.

D'après le **RPA93 (Art A. 5. 2. 4. 2)**, on doit vérifier la condition suivante :

$$N_U \leq Q_U = 0.045 * \mu_C * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

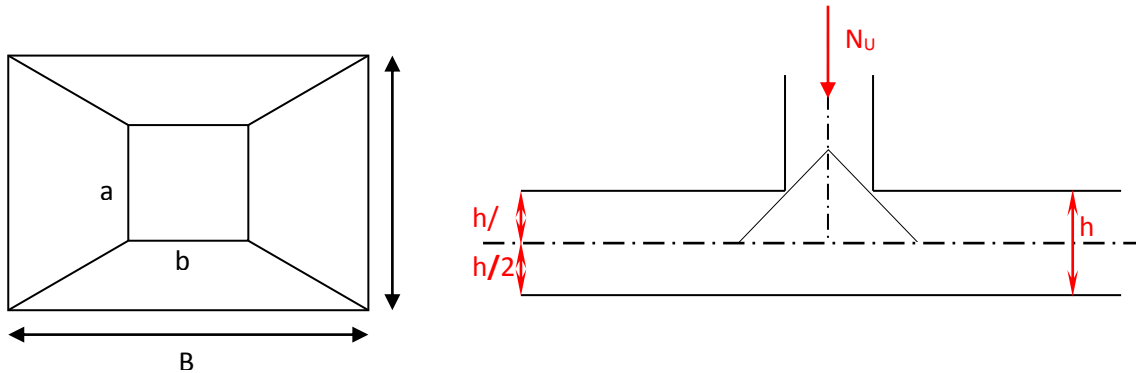


Figure V. 3 : Présentation de zone d'impact de la charge compactée

Avec : $\begin{cases} N_U = 2169.384KN & (\text{l'effort normal sur le poteau}). \\ \mu_C : \text{périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier}. \end{cases}$

$$\mu_C = 2 * (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} \Rightarrow \mu_C = 2(1.4 + 1.4) = 5.6m.$$

$$\text{Nous avons : } N_U = 2.169MN < 0.045 * 5.6 * 0.75 * \frac{25}{1.15}$$

$$\Rightarrow N_U = 2.169MN < 4.10.MN.$$

Donc, pas de risque de poinçonnement

b)-Vérification de la contrainte du sol :

Cette vérification de la contrainte du sol consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \langle \sigma_{Sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} (x, y)$$

$$I_y = 18732.73m^4 \quad \text{et} \quad Y_G = 3.69m.$$

$$I_x = 1861.23m^4 \quad \text{et} \quad X_G = 14.53m.$$

$$M_x = 76.1728KN.m \cdot$$

$$M_y = 68.441KN.m$$

$$S_{radie} = 266.098m^2$$

Sens X-X :

$$N = 37079.7319KN \quad \text{et} \quad M_x = 76.1728KN.m$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} * x_G = 139.KPa \langle \bar{\sigma}_{Sol} = 140KPa$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} * x_G = 138.7KPa \langle \bar{\sigma}_{Sol} = 140KPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \langle \bar{\sigma}_{Sol}$$

$$\sigma_{moy} = 138.9KPa \langle \bar{\sigma}_{Sol} = 140KPa$$

→ Condition vérifiée.

Sens Y-Y :

$$N = 37079.7319KN \quad \text{et} \quad M_y = 68.441KN.m$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} * Y_G = 137KPa \langle \bar{\sigma}_{Sol} = 140KPa$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} * Y_G = 136.4KPa \langle \bar{\sigma}_{Sol} = 140KPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \langle \bar{\sigma}_{Sol}$$

$$\sigma_{moy} = .136.8KPa \langle \bar{\sigma}_{Sol} = 140KPa$$

→ Condition vérifiée.

c)-Vérification de la stabilité au renversement :

Selon le RPA99, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

Sens X-X :

$$e = \frac{76.1728}{37079.73} = 0.0205m < \frac{29.05}{4} = 7.26m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens Y-Y ..

$$e = \frac{68.1728}{37079.73} = 0.0184m < \frac{9.16}{4} = 2.29m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

d)-Vérification de la poussé hydrostatique :

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s * H * S_{rad} * \gamma_w$

Avec :

$$N = 37079.7319KN$$

$H = 2m$, (la hauteur de la partie encrée du bâtiment).

$F_s = 1.5$ (coefficient de sécurité).

$S_{rad} = 266.098m^2$ (surface du radier).

$\gamma_w = 10KN / m^3$ (poids volumique de l'eau).

$$\text{Donc : } 37079.7319KN \geq 1.5 \times 2 \times 266.098 \times 10 = 7982.94 KN$$

La condition est vérifiée

e)-Vérification au cisaillement :

$$\tau_v = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 * f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa$$

$$\text{On a : } V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} = \frac{37079.7319 \times 4.95}{2 \times 266.098} = 344.881KN$$

$$d \geq \frac{344.881}{1 \times 2.5} = 0.137m \quad \text{On opt } d = 25cm.$$

$$\tau = \frac{344.881}{1 \times 0.25} = 1.37 < \bar{\tau} = 2.5MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✚ Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée et sollicitée à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

$$\text{Donc : } \begin{cases} L_x = 4.85 - 0.65 = 4.20m \\ L_y = 4.95 - 0.65 = 4.30m \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.98 > 0.4 \end{cases}$$

Donc : la dalle travaille selon (02) sens

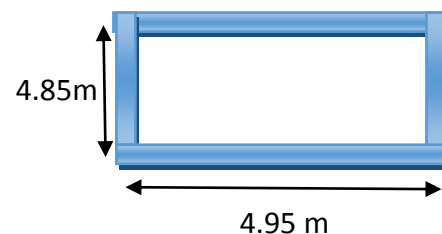


Figure V. 4 : panneau de dalle sur 4 appuis

a)-Calcul des sollicitations :

$$qu = \frac{Nu}{S_{rad}} = \frac{50731.541}{266.098} = 190.64 \text{KN} / \text{m}^2 \dots G_{nerveur} = 25 \times 0.75 = 18.75 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{37079.73}{266.098} = 139.34 \text{KN} / \text{m}^2 \dots G_{remblaie} = 19 \times 0.40 = 7.6 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$G_{rad} = 25 \times 0.3 = 7.5 \text{KN} / \text{m}^2$$

Avec : N est l'effort normal ramené par la superstructure.

$$Nu^{total} = \sum N(\text{defavorable}) - \sum N(\text{favorable})$$

$$N_u^{total} = qu + 1.35(G_{nerveur} - G_{radier} - G_{remblaie})$$

$$N_u^{total} = 190.64 + 1.35(18.75 - 7.5 - 7.6) = 195.56 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$N_s = q_s + G_{ner} - G_{rad} - G_{rem}$$

$$N_s = 139.34 + 18.75 - 7.5 - 7.6 = 142.99 \text{KN} / \text{m}^2$$

ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} U_x = 0.0384 \\ U_y = 0.9545 \end{array} \right\} \text{annexe(2)} \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_x = \mu_x \times q \times l^2_x \Rightarrow M_x = .0384 \times 195.56 \times (4.20)^2 = .132.46 \text{KN.m} \\ M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = .09545 \times 132.46 = 126.43 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

a)- les moments en travées :**b)-les moments aux appuis :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Mt^x = 0.75 \times M_x = 99.34 \text{KN.m} \\ Mt^y = 0.85 \times M_y = .107.46 \text{KN.m} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_a^x = -0.5 \times M_x = -66.23 \text{KN.m} \\ M_a^y = -0.3 \times M_y = -37.93 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

L'ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} U_x = 0.0457 \\ U_y = 0.9694 \end{array} \right\} \text{annexe(2)} \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_x = \mu_x \times q \times l^2_x \Rightarrow M_x = 0.0457 \times 142.99 \times 4.20^2 = 115.27 \text{KN.m} \\ M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.9694 \times 115.27 = 111.71 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

a)- les moments en travées :**b)-les moments aux appuis :**

$$\left\{ \begin{array}{l} Mt^x = 0.75 \times M_x = 86.45 \text{KN.m} \\ Mt^y = 0.85 \times M_y = 94.95 \text{KN.m} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_a^x = -0.5 \times M_x = -57.64 \text{KN.m} \\ M_a^y = -0.3 \times M_y = -33.51 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

b)-Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m d'une section $b \times h$.

c)-Calcul de A_{min} :

$$\left. \begin{array}{l} e > 12 \text{cm} \\ \rho \geq 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A^x_{min} = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times e \\ A^y_{min} = \rho_0 \times b \times e \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A^x_{min} = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.98}{2} \right) \times 100 \times 40 = 3.23 \text{cm}^2 \\ A^y_{min} = 0.0008 \times 100 \times 40 = 3.2 \text{cm}^2 \end{array} \right.$$

Les résultats du ferrailage du radier se résument dans le tableau suivant :

Tableau V.1 : Résultats du Ferrailage du radier à l'ELU.

Position	sens	M_u (KN.m)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	$A_{choisit}$ (cm^2/ml)	St (cm)
en travée	Sens (x-x)	99.34	6.84	3.23	7HA12	14
	Sens (y-y)	107.46	7.42	3.2	8HA12	16
En appuis	Sens (x-x)	-66.23	4.53	3.23	7HA10	14
	Sens (y-y)	-37.93	2.58	3.2	4HA10	16

✚ Vérification des contraintes du béton :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Vérifications des contraintes du béton et l'acier.

Position	sens	M _{ser} (MPA)	σ_{bc} (MPA)	σ'_{bc} (MPA)	σ_{st} (MPA)	σ'_{st} (MPA)	obs
En travée	Sens(xx)	86.45	7.089	15	369.98	201.63	N Vérifiée
	Sens(yy)	94.95	6.60	15	375.53	201.63	N.Vérifiée
En appuis	Sens(xx)	-57.64	5.48	15	351.00	201.63	N Vérifiée
	Sens(yy)	-33.51	4.05	15	351.68	201.63	N Vérifiée

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on doit calcul la section acier a L'ELS.

✚ Les sections aciers adopté :

Tableau V.3 : résultats des sections d'acier adopté.

position	sens	M _u (KN.m)	A _{adopter} (cm ²)
En travée	Sens(x-x)	99.34	8HA16=16.08
	Sens (y-y)	107.46	9HA16=18.10
En appui	Sens (x-x)	-66.23	7HA14=10.78
	Sens (y-y)	-37.93	4HA14=6.16

✚ Calcul des sections d'aciers à L'ELS :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V.4 : Vérifications des contraintes à L'ELS.

Position	sens	M _{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPA)	σ'_{bc} (MPA)	σ_{st} (MPA)	σ'_{st} (MPA)	Obs
en travée	Sens (x-x)	86.45	5.53	15	190.39	201.63	Vérifiée
	Sens (y-y)	94.95	5.68	15	182.43	201.63	vérifiée
en appuis	sens (x-x)	-57.64	4.19	15	183.32	201.63	vérifiée
	Sens (y-y)	-33.54	3.04	15	182.070	201.63	vérifiée

✚ Vérification des espacements :

$$\text{Sens (x-x)} : St \leq \begin{cases} \min(2.5hr, 25cm) = 25cm \\ \frac{100}{7} = 14.28cm \end{cases}$$

$$\text{Sens (y-y)} : St = 16cm < \min(3hr, 33cm) = 33cm$$

a)-Ferrailage du Radier :

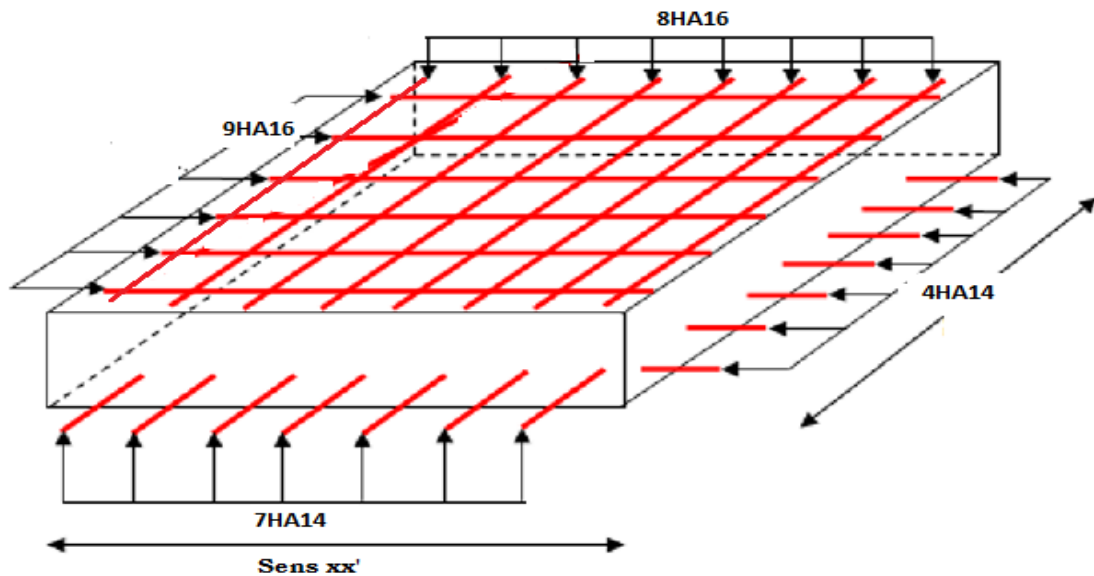


Figure V. 5 : schéma de ferrailage du radier

VI.4.Calcul des nervures :

a)-les sollicitations sur les nervures :

Lorsqu'on a les radier qui dépasse les 20 cm de hauteur on doit renforcer la dalle par des poutres rigides appelle<< nervures >>, sollicité par son poids propre et la charge transmise par le radier.

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

On a : $\rho > 0.4 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

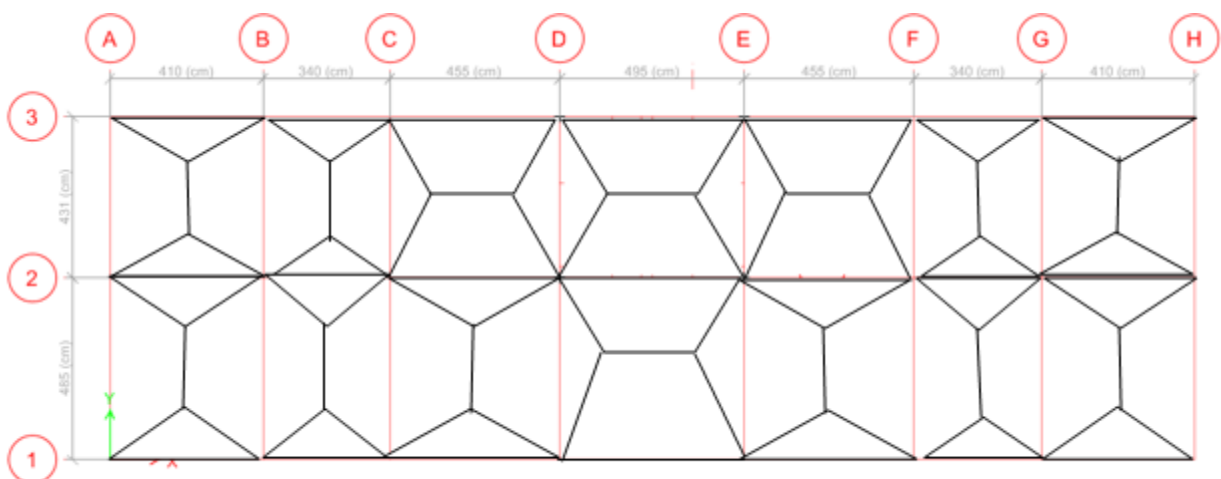


Figure V. 5 : schéma des lignes de rupture.

✚ **Charges triangulaire :** $P = \frac{q_u \times l_x}{3}$: P charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

✚ **Charge trapézoïdale :**

$P = (1 - \frac{\rho^2}{3}) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$: P charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

On a :

$$q_u = 195.56 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = 142.99 \text{ KN} / \text{m}^2$$

b)-Calcul des sollicitations :

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec :

Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = 0.15 \times M_0$ avec $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

c)-Moment en travée : $M_t(x) = M_0(x) + M_g (1 - \frac{x}{l}) + M_d (\frac{x}{l})$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (1 - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

Sens longitudinal (x-x) :

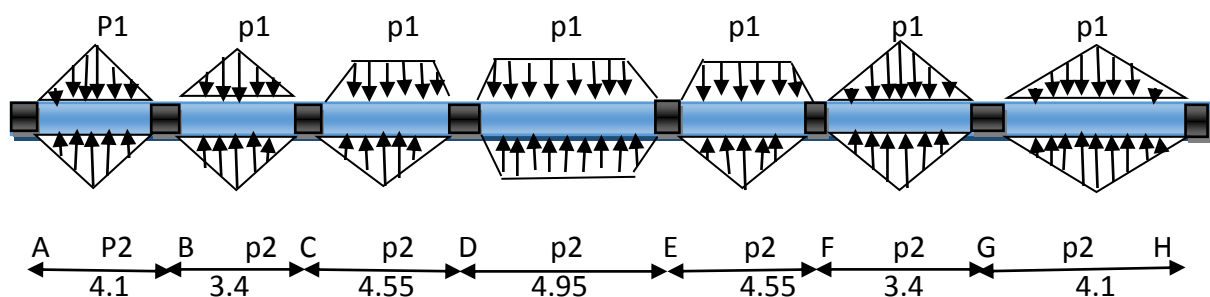


Figure V. 6 : schéma de la nervure dans le sens (x-x)

Travée AB :

$$P_1 = \frac{q_u \times l_x}{3} = \frac{195.56 \times 4.1}{3} = 267.26 \text{ KN/m} = P_2$$

$$P = P_1 + P_2 = 2 \times 267.26 = 267.26 \times 2 = 534.52 \text{ KN/m.}$$

La même chose pour les autres travées :

Travée BC : p=443.26KN

Travée CD : p=610.46KN

Travée DE : p=696.5 KN

Travée EF : p=610.467KN

Travée FG : p=443.26KN

Travée GH : p=534.52KN

Sens (x-x) :

Tableau V.5 : sollicitation sur les nervures de radier dans le sens longitudinal.

Travée	Lx (m)	L'x (m)	P1 (KN/m)	P2 (KN/m)	P (KN/m)	Ma (KN.m)		X (m)	Mt (KN.m)
						Mg	Md		
A-B	4.1	4.1	267.26	267.26	534.52	61.64	789.36	1.07	111.01
B-C	3.4	2.72	221.63	221.63	443.26	789.36	709.61	1.81	465.5
C-D	4.55	3.64	313.86	296.60	610.46	709.61	1125.28	1.80	387.35
D-E	4.95	3.96	329.06	367.44	696.5	1125.28	1125.58	2.475	526.32
E-F	4.55	3.64	313.86	296.60	610.46	1125.58	709.61	1.80	387.35
F-G	3.4	2.72	221.63	221.63	443.26	709.61	789.61	1.81	465.5
G-H	4.1	4.1	267.26	267.26	534.52	789.36	61.64	1.07	111.01

❖ **Sens transversal (y-y) :**

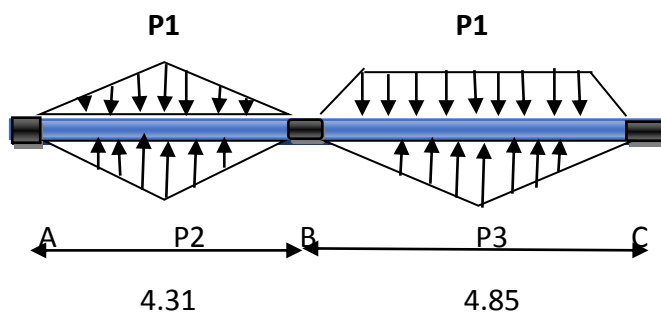


Figure V. 7 : schéma statique de la nervure sens (y-y).

Sens (Y-Y) :

Tableau V.6 : sollicitation sur les nervures de radier dans le sens transversal.

Travée	Lx (m)	L'x (m)	P1 (KN/m)	P2 (KN/m)	P (KN/m)	Ma (KN.m)		X (m)	Mt (KN.m)
						Mg	Md		
A-B	4.31	4.31	280.95	280.95	561.16	68.11	1530.51	0.34	11.25
B-C	4.85	4.85	316.15	334.55	650.71	1530.51	86.25	4.03	948.38

Moments défavorables à ELS :

Tableau V.7 : Sollicitations à l'ELS.

Sens	Localisation	M (KN.m)
X-X	Travée	386.34
	Appui	824.29
Y-Y	Travée	50.29
	Appui	980.54

Ferraillage :

Les nervures sont des poutres continues, de section en T, elles sont ferrillées à la flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables.

On a :

$$h = 0.75\text{m}$$

$$h_0 = 0.40\text{m}$$

$$b_0 = 65 \text{ cm (dimension du poteau RDC).}$$

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right) \dots \dots \dots \text{(Art 4.1.3).}$$

$$\frac{b - 0.65}{2} \leq \min\left(\frac{4.95 - 0.65}{2}; \frac{4.31 - 0.65}{10}\right)$$

$$\frac{b - 0.65}{2} \leq \min(2.15\text{m}; 0.366\text{m}) \Rightarrow \frac{b - 0.65}{2} \leq 0.366\text{m}$$

$$\text{Donc : } b = 1.35\text{m.}$$

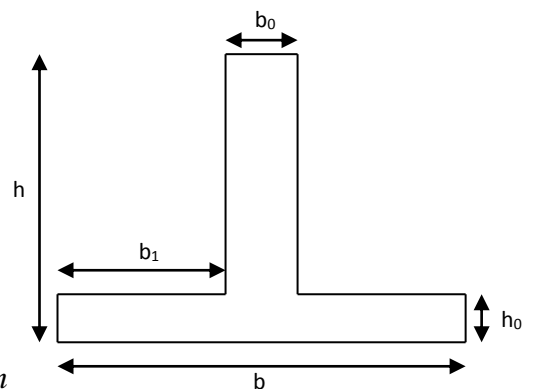


Figure V.8 : Section à ferriller

Remarque :

Le ferraillage des nervures en appuis est comme une section rectangulaire (b×h).

Mais la section à prendre en travée est une section en T.

Les résultats du ferraillage sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau.V.8 : Résumé des résultats du ferraillage des nervures.

Sens	Localisation	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min}	A _{apotée} (cm ²)
X-X	Travée	526.32	18.66	11.74	5HA16+5HA20=25.76
	Appui	1125.58	40.94	11.74	7HA25+3HA20=43.78
Y-Y	Travée	948.38	19.71	11.74	4HA16+4HA20=20.61
	Appui	1530.51	56.72	11.74	8HA20+4HA32=57.3

Calcul de A (min) :

$$A_{\min} = 0.23 \times B \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1.35 \times 0.72 \times \frac{2.1}{400} = 11.74\text{cm}^2 .$$

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

$$V_{\max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + Md}{l}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{MPa}) = 2.5 \text{MPa}$$

Tableau.V.9 : Vérification de l'effort tranchant

sens	V _U (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
X-X	938.88	0.97	2.5	Vérifiée
Y-Y	807.58	0.83	2.5	vérifiée

✚ **Armature transversales (béton armé IPU GCI3 (Art 3 .2 1)) :**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_L\right) = \min(2.14, 6.5, 14) = 14 \text{cm} \quad \text{soit } \phi_t = 10 \text{cm}.$$

✚ **Espacement des aciers transversaux :**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; 10\phi_{1 \min}\right) \Rightarrow St \leq \min(18.75; 12; 14) = 12 \text{cm}$$

On prend St=10 cm en zone nodale et 15 cm en travée.

✚ **Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que :

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

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma} = 201.63 \text{MPa}$$

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

$$\frac{b}{2} y^2 + 15(A_s \times y) - 15dA_s = 0$$

Tableau.V.10 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens	Localisation	M _u (KN.m)	A _{adop} (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	obs
X-X	Travée	526.32	25.01	3.96	15	186.09	201.63	Vérifie
	Appui	1125.58	43.78	7.56	15	120.17	201.63	Vérifie
Y-Y	Travée	948.38	20.61	1.007	15	36.72	201.63	Vérifie
	Appui	1530.51	58.91	9.35	15	134.75	201.63	vérifie

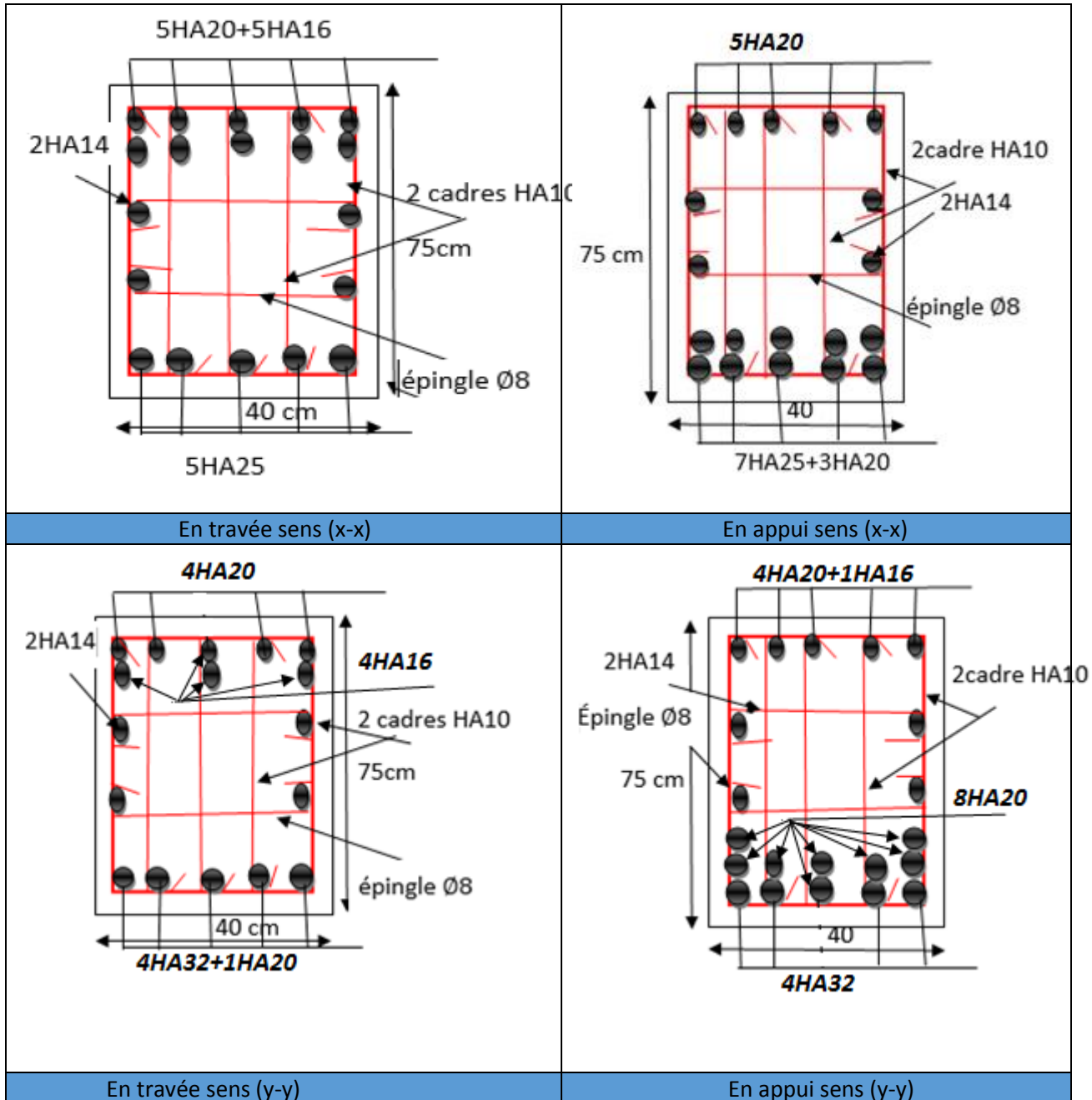
Armatures de peau :

D'après le BAEL99 (Article A.4.8.3), on doit mettre des armateurs de peau a fin de limiter la fissuration des retombes de poutres.

La section des armatures de peau à mettre égale à $A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Donc : $A_p = 3 \times 0.75 = 2.25 \text{ cm}^2$ soit : $2\text{HA}14 = 3.08 \text{ cm}^2$

Les schémas de ferrailage :



Conclusion
Générale

CONCLUSION GENERALE

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Ceci nous a permis d'avoir les résultats suivants :

- Le choix des matériaux est très important pour la réalisation d'une structure plus ou moins résistante.
- Pour une bonne étude d'une structure, il faut comprendre son comportement.
- La modélisation avec le logiciel *ETABS 2016* nous a permis d'apprendre beaucoup des choses à savoir :
 - Le comportement et le mouvement de la structure.
 - Estimation de la masse de structure peut être faite avec un grand degré de précision. L'hypothèse majeure requise consiste en l'estimation de la fraction de la charge d'exploitation (βQ) à inclure comme étant une masse additionnelle.
- Partager la structure en zone, nous a permis d'économiser de la matière (facteur économique).
- Ce travail nous a incité à ce documenter d'avantage pour paraître à toute difficultés rencontrée au cours de sa réalisation et d'améliorer notre vision sur le comportement des structures.

En fin nous avons constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur la concordance avec le côté pratique, nous espérons que ce modeste travail sera un apport et support pour les promotions à venir.

Bibliographie

Bibliographie

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
- ✓ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (B. A. E. L . 91).
- ✓ Règles parasismiques algériennes (RPA 99/ version 2003).
- ✓ Document technique réglementaire (D. T. R), charges et surcharges d'exploitations.

Autres documents consultés :

- Cahier de cours de cursus.
- Mémoires de fin d'études.

Logiciels utilisés :

- ✓ Etabs 2016
- ✓ Expert 2010
- ✓ Note de calcul R+8

Annexes

ANNEXE

$$\rho = \frac{I_x}{I_y} = 1$$

$\frac{I_x}{I_y}$ \ $\frac{h}{x}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,0	—	0,224	0,169	0,140	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,300	0,210	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,160	0,135	0,116	0,102	0,090	0,081	0,073	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,100	0,090	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,160	0,140	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,040
1,0	0,110	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,050	0,047	0,041	0,030

ANNEXE

$\rho = 0.8$

$\frac{u}{x}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
<i>Valeurs de M_1</i>	0,0	—	0,250	0,200	0,168	0,144	0,126	0,110	0,099	0,089	0,081	0,077
	0,1	0,320	0,235	0,194	0,166	0,143	0,125	0,109	0,098	0,088	0,081	0,077
	0,2	0,257	0,216	0,184	0,160	0,140	0,123	0,108	0,097	0,088	0,079	0,075
	0,3	0,225	0,198	0,172	0,152	0,134	0,118	0,104	0,094	0,086	0,078	0,073
	0,4	0,203	0,181	0,160	0,142	0,126	0,112	0,100	0,090	0,082	0,076	0,069
	0,5	0,184	0,166	0,148	0,132	0,117	0,105	0,095	0,086	0,078	0,073	0,066
	0,6	0,167	0,151	0,135	0,122	0,109	0,098	0,089	0,082	0,074	0,068	0,061
	0,7	0,150	0,137	0,123	0,112	0,101	0,093	0,084	0,076	0,069	0,063	0,057
	0,8	0,135	0,124	0,113	0,103	0,094	0,086	0,078	0,071	0,064	0,058	0,053
	0,9	0,124	0,114	0,104	0,095	0,087	0,079	0,072	0,065	0,059	0,054	0,049
	1,0	0,113	0,105	0,096	0,087	0,079	0,072	0,066	0,059	0,054	0,049	0,045
<i>Valeurs de M_2</i>	0,0	—	0,282	0,231	0,199	0,175	0,156	0,141	0,129	0,116	0,105	0,095
	0,1	0,227	0,196	0,174	0,159	0,145	0,133	0,121	0,111	0,102	0,093	0,083
	0,2	0,160	0,150	0,139	0,129	0,120	0,109	0,103	0,096	0,087	0,079	0,070
	0,3	0,128	0,122	0,114	0,107	0,101	0,094	0,088	0,082	0,075	0,068	0,061
	0,4	0,107	0,102	0,097	0,091	0,086	0,081	0,076	0,071	0,066	0,059	0,058
	0,5	0,090	0,087	0,083	0,078	0,074	0,071	0,067	0,063	0,057	0,053	0,047
	0,6	0,079	0,076	0,073	0,069	0,066	0,063	0,058	0,055	0,051	0,047	0,043
	0,7	0,069	0,067	0,064	0,062	0,058	0,056	0,052	0,048	0,045	0,042	0,038
	0,8	0,062	0,059	0,057	0,054	0,052	0,049	0,046	0,043	0,040	0,037	0,033
	0,9	0,055	0,053	0,051	0,048	0,046	0,044	0,042	0,038	0,036	0,033	0,029
	1,0	0,049	0,047	0,046	0,044	0,041	0,038	0,036	0,034	0,032	0,028	0,027

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR**

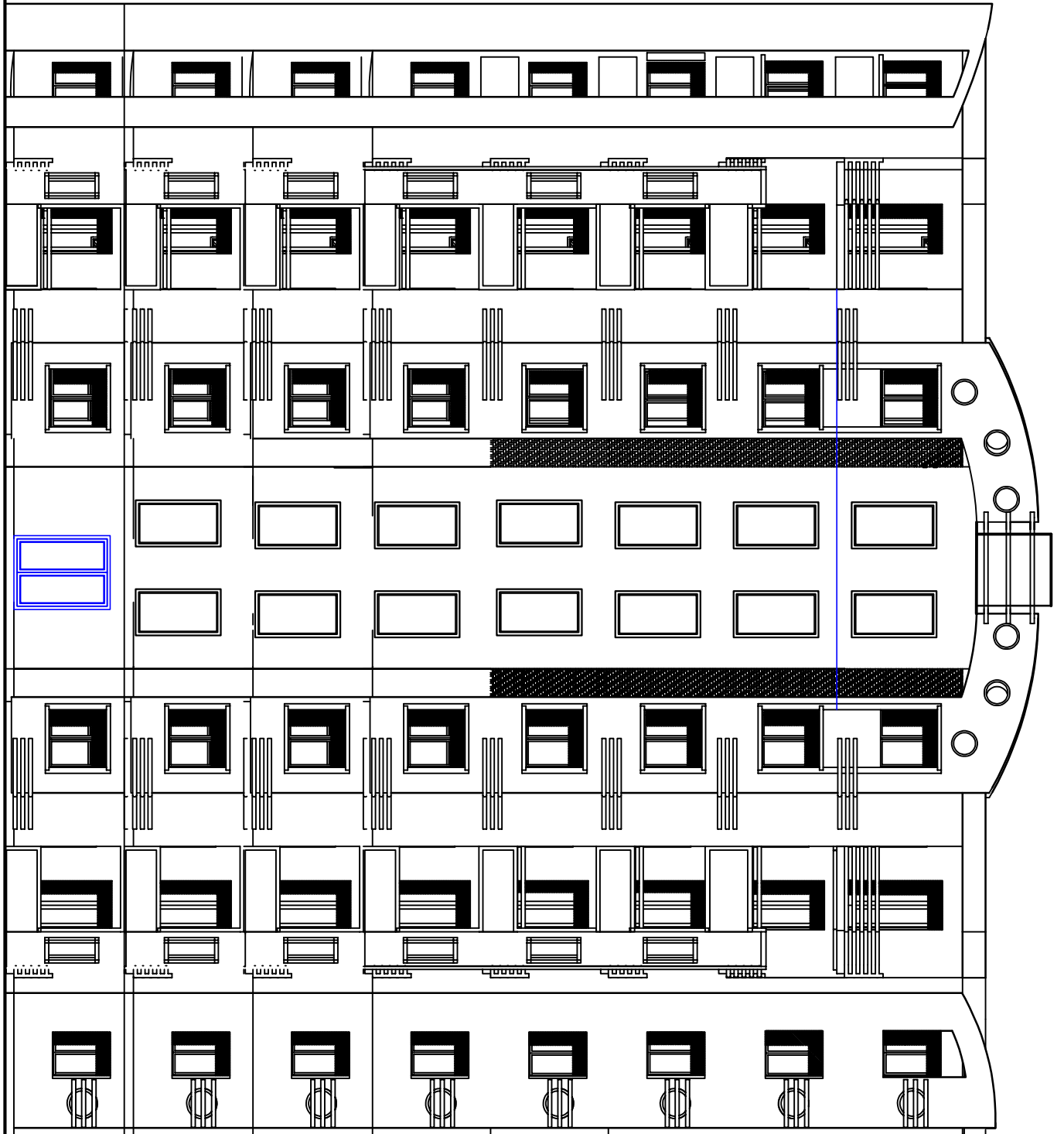
$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854
0.41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924
0.42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000
0.43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077
0.44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155
0.45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234
0.46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319
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	0,4462
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	0,7937
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	1,0000

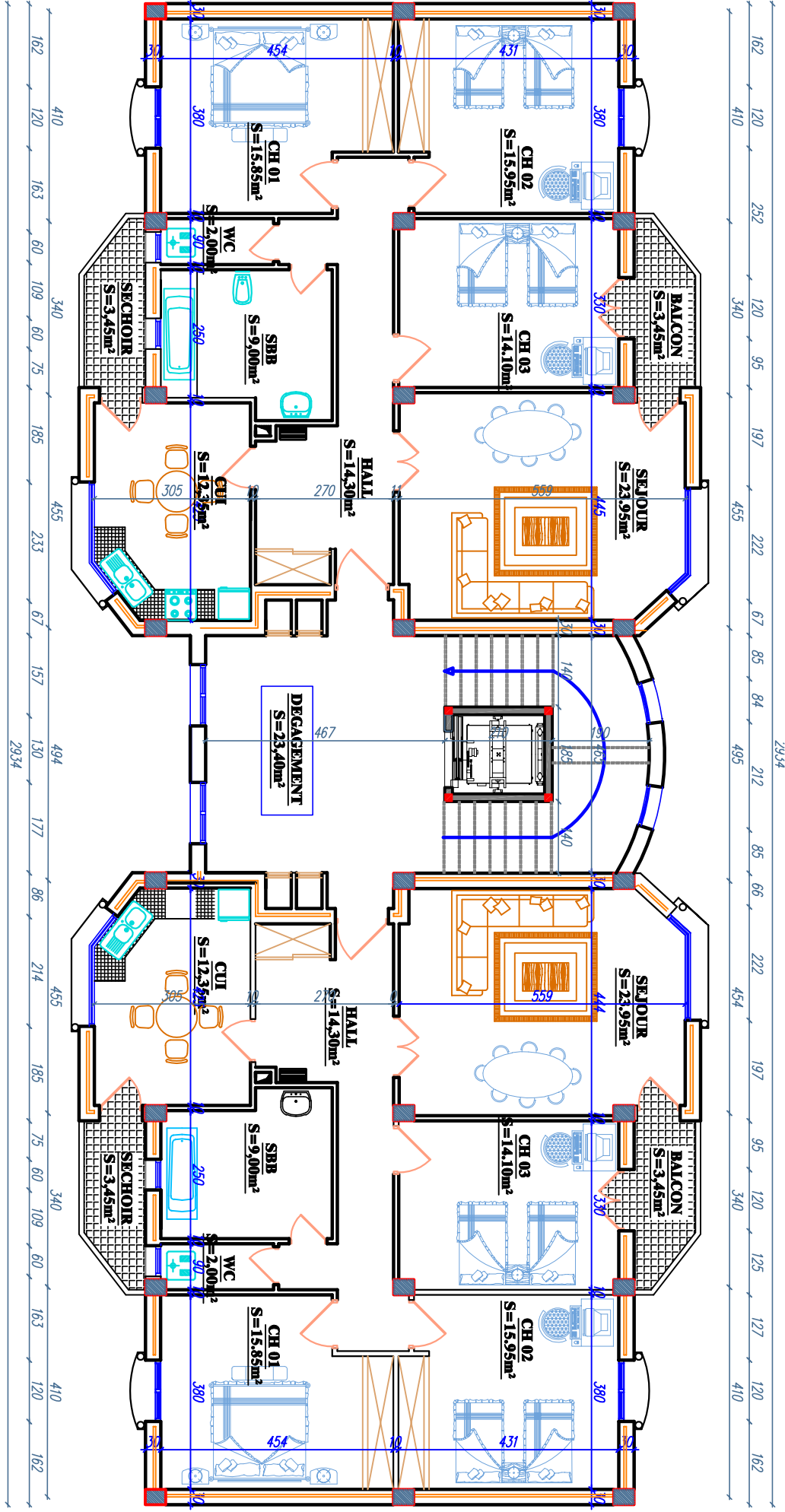
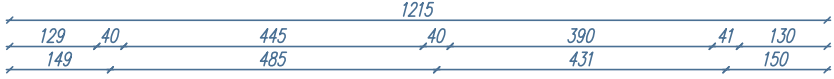
Tableau des Armatures
(en Cm²)

Ø	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	14.70	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

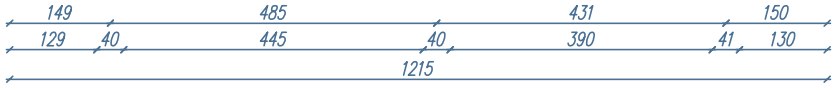
Les Plans

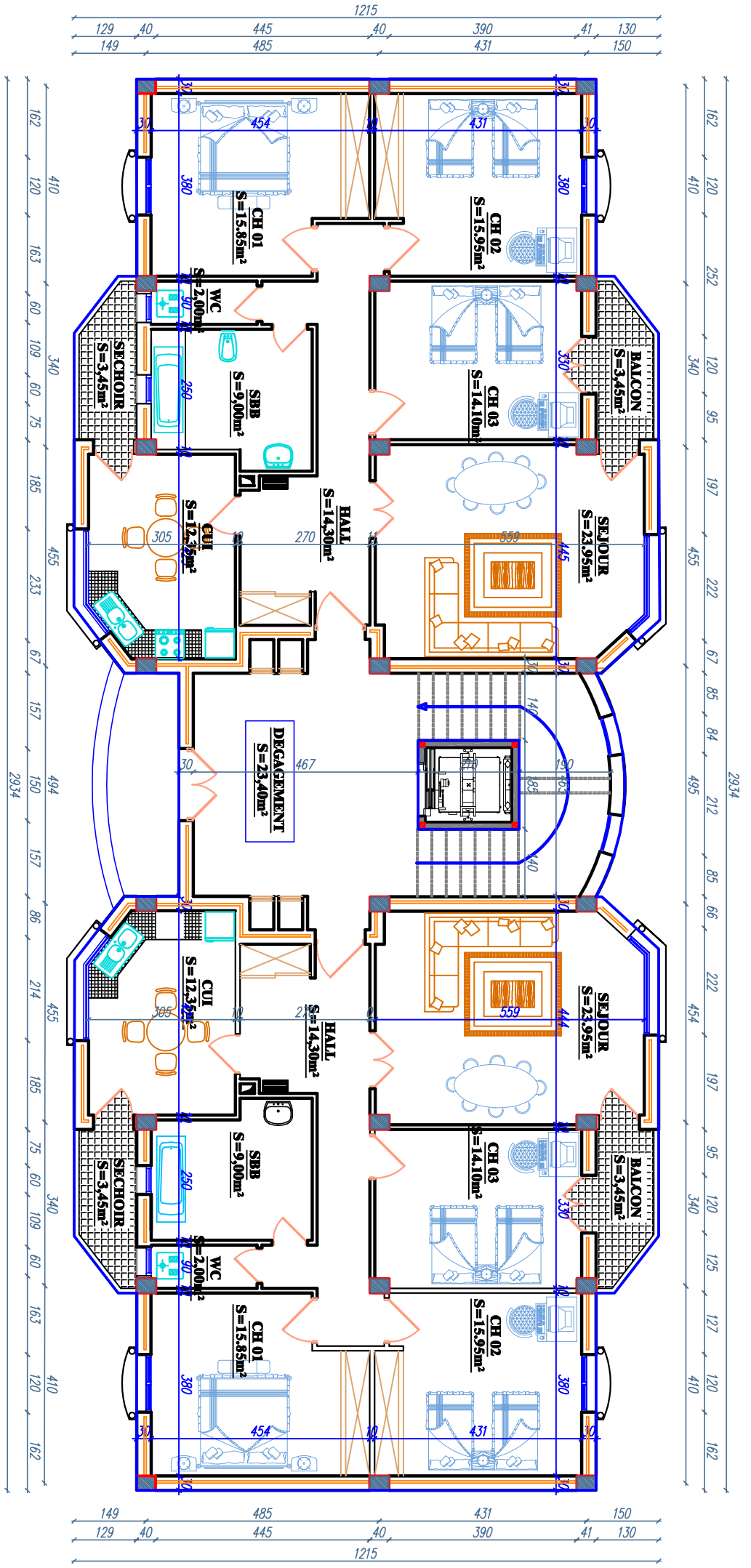
FAÇADE PRINCIPALE





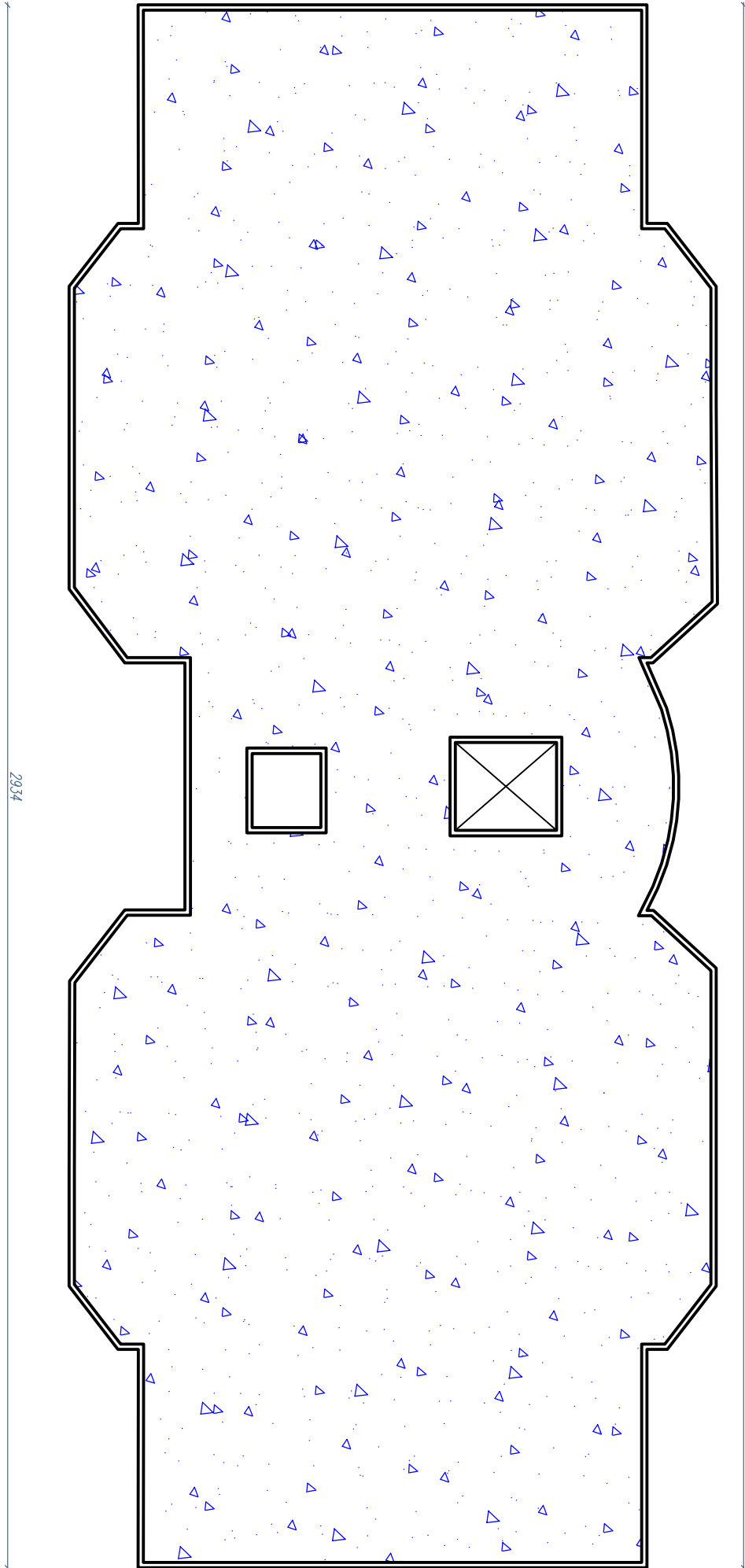
PLAN ETAGE 1,2,3,4,5,6,7 et 8





PLAN RDC

1215



PLAN TERRASSE

2934

2934

1215