



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

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

Mémoire de fin d'études

Mémoire de fin d'études

En Vue d'Obtention du Diplôme De Master en génie civil
Option : Matériaux et structures

Thème :

Etude d'un bâtiment (R+8 + sous-sol) à usage d'habitation
Contreventé par un système mixte
(Voiles – Portiques)

Réalisé par :

M^r: BENBELLIL NASSIM

M^{elle}: MAKHLOUFI MENOUNE

Encadreur :

M^r: A.BRARA

Jury:

- ✓ M^{me}: S.HAMOUCHE
- ✓ M^{me} :T.DJERROUD

Promotion 2015-2016

Remerciements

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

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

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

A **Mr BRARA ALI**, notre **PROMOTEUR**, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

A tous nos enseignants qui ont contribué à notre formation, ainsi que les membres du jury qui nous ont fait l'honneur d'évaluer ce travail.

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

Menoune et Nassim

DEDICACE

Je dédie le présent travail :

- * A mes très chers parents qui ont tant donné pour me voir réussir.
- * A mes frères et sœurs.
- * A toute ma famille sans exception.
- * A mes amis(es).
- * A tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

NASSIM

DEDICACE

Je dédie le présent travail :

- * A mes très chers parents qui ont tant donné pour me voir réussir.
- * A mes frères : Nabil et Naim.
- * A mes sœurs : Katia et Sonia.
- * A toute ma famille sans exception.
- * A mes amis(es).
- * A tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

MENOUNE

SOMMAIRE

Chapitre I : Généralités

I.1 : Introduction :	1
I.2 : Présentation de l'ouvrage :	1
I.2.1 : Caractéristiques architecturale :	1
I.2.2 : Description structurale	2
I.3 : Règlements et normes utilisés	3
I.4 : indications générales sur les règles du B.A.E.L 91 :	3
I.4.1 : Définition de l'état limite :	3
I.4.2 : Les hypothèses de calcul E.L.U	4
I.4.3 : Principe d'application des règles de B.A.E.L 91 :	4
I.5 : Les actions et Les sollicitations	5
I.5.1 : Définition des actions	5
I.5.2 : Les sollicitations :	6
I.5.3 : Les combinaisons d'action	6
I.6 : Les matériaux de construction	7
I.6.1 : Béton	7
I.6.2 : L'acier :	10
I.6.3 : Matériaux utilisé :	12

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

II.1 : Introduction :	13
II.2 : pré dimensionnement des éléments principaux :	13
II.2.1 : Poutres :	13
II.2.2 : Poteaux :	14
II.2.3 : les voiles :	14
II.3 : pré dimensionnement des éléments secondaires :	16

II.3.1 : les planchers :	16
II.3.2 : Les escaliers :	22
II.3.3 : Ascenseur.....	25
II.3.4 : l'acrotère :	25
II.4 : Descente de charge:	26
II.5 : Conclusion :	38

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1 : Calcul des planchers :	Erreur ! Signet non défini.
III.1.1 : Introduction :	Erreur ! Signet non défini.
III.1.2 : planchers à corps creux :	Erreur ! Signet non défini.
III.2 : Etude des dalles pleines.....	Erreur ! Signet non défini.
III.3 : Acrotère.....	Erreur ! Signet non défini.
III.3.1 : Evaluation des charges et surcharges l'acrotère	Erreur ! Signet non défini.
III.3.2 : Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime	Erreur ! Signet non défini.
III.3.3 : Calcul à l'ELU	Erreur ! Signet non défini.
III.3.4 : Vérification à l'ELS.....	Erreur ! Signet non défini.
III.4 : Etude des escaliers :	Erreur ! Signet non défini.
III.4.1 : Définition :.....	Erreur ! Signet non défini.
III.4.2 : Combinaisons de charges.....	Erreur ! Signet non défini.
III.4.3 : schéma de ferrailage de l'escalier:	Erreur ! Signet non défini.
III.5 : Calcul de la poutre palière :	Erreur ! Signet non défini.
III.5.1 : Calcul de la poutre palière à la flexion :.....	Erreur ! Signet non défini.
III.5.2 : Calcul de la poutre palière à la torsion.....	Erreur ! Signet non défini.
III.6 : Calcul des poutres de chainages :	Erreur ! Signet non défini.
III.7 : Etude de l'ascenseur.....	Erreur ! Signet non défini.
III.7.1 : Définition.....	Erreur ! Signet non défini.
III.7.2 : Les caractéristiques	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1 : Introduction :	Erreur ! Signet non défini.
IV.2 : Objectifs et exigences :	Erreur ! Signet non défini.
IV.3 : Méthodes de calcul :	Erreur ! Signet non défini.
IV.3.1 : Méthode statique équivalente :	Erreur ! Signet non défini.
IV.3.2 : Méthode dynamique modale spectrale:	Erreur ! Signet non défini.
IV.3.3 : Méthode d'analyse par accélérogramme :	Erreur ! Signet non défini.
IV.4 : Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :	Erreur ! Signet non défini.
IV.5 : Modélisation et résultats:	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.1 : Disposition des voiles de contreventement :	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.2 : Vérification de l'effort normal réduit :	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.3 : Vérification de la résultante des forces sismiques :..	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.4 : Justification vis à vis des déformations effet P_D :..	Erreur ! Signet non défini.
IV.5.5 : Justification vis à vis de l'effet P-Δ: [RPA (5.9)]	Erreur ! Signet non défini.
IV.6 : Conclusion :	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre V : Etude des éléments principaux

V.1 : Etude des poutres	Erreur ! Signet non défini.
V.1.1 : Introduction.....	Erreur ! Signet non défini.
V.1.2 : Ferrailage	Erreur ! Signet non défini.
V.1.3 : Dispositions constructives des portiques : RPA 99 (Figure 7.5).	Erreur ! Signet non défini.
V.1.4 : Recommandation de BAEL	Erreur ! Signet non défini.
V.1.5 : Calcul du ferrailage	Erreur ! Signet non défini.
V.1.6 : Vérification des armatures selon le RPA 99	Erreur ! Signet non défini.
V.1.7 : Les armatures transversales	Erreur ! Signet non défini.
V.1.8 : Vérification à l'ELU [BAEL 91].....	Erreur ! Signet non défini.
V.1.9 : Vérification à l'ELS	Erreur ! Signet non défini.
V.2 : Etude des poteaux	Erreur ! Signet non défini.
V.2.1 : Introduction.....	Erreur ! Signet non défini.
V.2.2 : Recommandations du RPA99 (version 2003).....	Erreur ! Signet non défini.
V.2.3 : Sollicitations de calcul	Erreur ! Signet non défini.

V.2.4 : Calcul du ferrailage	Erreur ! Signet non défini.
V.2.5 : Armatures transversales	Erreur ! Signet non défini.
V.2.6 : Vérifications	Erreur ! Signet non défini.
V.3 : Étude des voiles	Erreur ! Signet non défini.
V.3.1 : Introduction.....	Erreur ! Signet non défini.
V.3.2 : Recommandations du RPA99	Erreur ! Signet non défini.
V.3.3 : Sollicitations de calcul	Erreur ! Signet non défini.
V.3.4 : Ferrailage des voiles	Erreur ! Signet non défini.
V.4 : Conclusion.....	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Conclusion Générale

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I. 1: <i>Les différentes valeurs de θ</i>	Erreur ! Signet non défini.
Tableau I. 2: <i>f_e En fonction du type d'acier</i>	Erreur ! Signet non défini.
Tableau I. 3: <i>Caractéristique mécanique des matériaux à utiliser</i> .	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II. 1: <i>évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des planchers</i>	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II. 2: <i>évaluation de la charge permanente des murs extérieurs et intérieurs</i> . Erreur ! Signet non défini.	
Tableau II. 3: <i>évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des paliers d'escaliers</i>	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II. 4: <i>évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation des volées d'escaliers</i>	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II. 5: <i>Charge permanente et surcharge d'exploitation revenant à l'acrotère</i> Erreur ! Signet non défini.	
Tableau II. 6: <i>Sections préalables des poteaux</i>	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II. 7: <i>résultat de la descente de charge du poteau P1</i>	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II. 8: <i>Résultat de la descente de charge de poteau P2</i>	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II. 9: <i>Vérification du flambement</i>	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II. 10: <i>Résultats de vérification à la compression simple</i> ... Erreur ! Signet non défini.	
Tableau III. 1: <i>calcul des moments et des efforts tranchants dans les poutrelles</i> Erreur ! Signet non défini.	
Tableau III. 2: <i>Combinaisons d'action</i>	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III. 3: <i>Sollicitations à l'ELU (type 1)</i>	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III. 4: <i>Sollicitations à l'ELS (type 1)</i>	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III. 5: <i>Sollicitations à l'ELU (type 2)</i>	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III. 6: <i>Sollicitations à l'ELS (type 2)</i>	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III. 7: <i>Sollicitations à l'ELU (type 3)</i>	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III. 8: <i>Sollicitations à l'ELS (type 3)</i>	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III. 9: <i>Sollicitations à l'ELU (type 4)</i>	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III. 10: <i>Sollicitations à l'ELS (type 4)</i>	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III. 11: <i>Sollicitations à l'ELU (type 5)</i>	Erreur ! Signet non défini.

Tableau III. 12:Sollicitations à l'ELS (type 5)	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III. 13:Sollicitations à l'ELU (type 6)	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III. 14:Sollicitations à l'ELS (type 6)	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III. 15:Les Sollicitations maximales sur toutes les poutrelles	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III. 16:Les Sollicitations maximales	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III. 17:Calcul des moments correspondants	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III. 18:Calcul des sections d'armatures des poutrelles.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III. 19:Vérification des armatures longitudinale au cisaillement	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III. 20:Vérification des états limite de compression du béton.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III. 21:vérification des états limite de déformation.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III. 22:schéma de ferrailage de déférentes poutrelles.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III. 23:Les résultats de ferrailage de la dalle D3	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III. 24:Combinaison d'action l'acrotère	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III. 25:Evaluation de la flèche	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III. 26:Ferrailage longitudinal de la poutre palière.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III. 27:Armatures longitudinales.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III. 28:Evaluation de la flèche	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III. 29:Ferrailage de la Dalle de la salle de machine.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III. 30:Ferrailage de la dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau IV. 1 : valeurs des pénalités P_q	Erreur ! Signet non défini.
Tableau IV. 2:Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau IV. 3:Vérification sous charges verticales	Erreur ! Signet non défini.
Tableau IV. 4:Vérification sous charges horizontales.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau IV. 5:Vérification de l'effort normal réduit :	Erreur ! Signet non défini.
Tableau IV. 6:Vérification de la résultante des forces sismiques :.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau IV. 7:Vérification des déplacements :	Erreur ! Signet non défini.
Tableau IV. 8:Vérification de l'effet $P-\Delta$:	Erreur ! Signet non défini.

Tableau V. 1: *Ferraillage des poutres principales et secondaires.* . **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 2: *Vérification des contraintes tangentielles.* **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 3: *Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.* **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 4: *Vérification de l'état limite de compression du béton.* **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 5: *Vérification de la flèche pour les poutres.* **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 6: *Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.* **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 7: *Sollicitations dans les poteaux.* **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 8: *Ferraillage des poteaux.* **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 9: *Calcul des armatures transversales.* **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 10: *Vérification du flambement pour les poteaux.* **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 11: *Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux* **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 12: *Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.* **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 13: *Les moments résistants dans les poteaux.* **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 14: *Vérification de la zone nodale.* **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 15: *Schéma de ferraillage des poteaux dans chaque niveau.* **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 16: *voile V_x avec $L=2.60$ m.* **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 17: *voile V_y avec $L=1.70$ m* **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 18: *Voile V_x avec $L=2.6$ m.* **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V. 19: *Voile V_y avec $L=1.70$ m* **Erreur ! Signet non défini.**

Liste des figures

Figure I. 1: <i>Evaluation de la résistance en fonction de l'âge du béton</i>	7
Figure I. 2: <i>Diagramme contraintes-déformations du béton à l'E.L.U</i> Erreur ! Signet non défini.	
Figure I. 3: <i>Diagramme des contraintes déformations pour les aciers</i> . Erreur ! Signet non défini.	
Figure II. 1: <i>schéma des voiles</i>	15
Figure II. 2: <i>schéma poutrelle</i>	17
Figure II. 3: <i>Les dalles sur deux appuis</i>	18
Figure II. 4: <i>Les dalles sur trois appuis</i>	18
Figure II. 5: <i>Schéma d'une dalle sur 4 appuis</i>	19
Figure II. 6: <i>Coupe transversale dans le plancher à terrasse inaccessible</i>	19
Figure II. 7: <i>Coupe transversale dans le plancher à étage courants</i>	19
Figure II. 8: <i>Coupe transversale dans le plancher à dalle pleine.</i>	19
Figure II. 9: <i>Schéma de l'escalier.</i>	22
Figure II. 10: <i>Schéma statique de la volé.</i>	22
Figure II. 11: <i>Escalier à deux volets.</i>	22
Figure II. 12: <i>Cage d'ascenseur.</i>	25
Figure II. 13: <i>Schémas de l'acrotère.</i>	25
Figure II. 14: <i>Vue en plan d'identification des poteaux de la descente de charge.</i>	27
Figure II. 15: <i>Poteau « P1 » de la descente de charges pour les étages courants.</i>	27
Figure II. 16: <i>Poteau « P2 » de la descente de charges pour les étages courants.</i>	31
Figure II. 17: <i>Section brute (Br).</i>	35
figure III. 1: <i>schéma de la disposition des poutrelles</i>	Erreur ! Signet non défini.
Figure III. 2: <i>diagramme des moments au niveau des appuis pour une poutre a 2 travées</i>	Erreur ! Signet non défini.
Figure III. 3: <i>diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées</i> Erreur ! Signet non défini.	
Figure III. 4: <i>diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées</i> Erreur ! Signet non défini.	

Figure III. 5:*diagramme des efforts tranchants poutre une poutre à plus de 2 travées***Erreur ! Signet non défini.**

Figure III. 6:schéma de la poutrelle **Erreur ! Signet non défini.**

Figure III. 7:*Schéma de ferrailage de la dalle de compression.* **Erreur ! Signet non défini.**

Figure III. 8:dalle pleine sur 2 appuis **Erreur ! Signet non défini.**

Figure III. 9:Schéma statique de la dalle sur 2 appuis **Erreur ! Signet non défini.**

Figure III. 10:Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure III. 11:dalle pleine sur 3 appuis **Erreur ! Signet non défini.**

Figure III. 12:Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis**Erreur ! Signet non défini.**

Figure III. 13:dalle pleine sur 4 appuis **Erreur ! Signet non défini.**

Figure III. 14:*schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis*..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure III. 15:*Schémas de l'acrotère*..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure III. 16:*Les Sollicitations sur l'acrotère*..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure III. 17:*Section à ferrailer*..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure III. 18:*Schéma de ferrailage de l'acrotère* **Erreur ! Signet non défini.**

Figure III. 19:*Schéma statique des escaliers.*..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure III. 20:*schéma de ferrailage de l'escalier* **Erreur ! Signet non défini.**

Figure III. 21:*schéma statique de la poutre palière* **Erreur ! Signet non défini.**

Figure III. 22:*Section équivalente* **Erreur ! Signet non défini.**

Figure III. 23:*schéma de ferrailage de la poutre palière* **Erreur ! Signet non défini.**

Figure III. 24:*schema de ferrailage de la poutre de chainage* **Erreur ! Signet non défini.**

Figure III. 25:*dalle de salle de machines.* **Erreur ! Signet non défini.**

Figure III. 26:*Schéma représentant la surface d'impact.*..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure III. 27:*schéma de ferrailage de la dalle l'ascenseur* **Erreur ! Signet non défini.**

Figure III. 28:*schéma de ferrailage dalle ascenseur*..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure IV. 1:*Disposition des voiles* **Erreur ! Signet non défini.**

Figure IV. 2:*1^{er} mode (translation suivant Y)* **Erreur ! Signet non défini.**

Figure IV. 3:*2^{em} mode (translation suivant X)*..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure IV. 4:*3^{ème} mode (torsion autour de Z)* **Erreur ! Signet non défini.**

Figure V. 1:*Disposition constructives des portiques.* **Erreur ! Signet non défini.**

Figure V. 2:*schéma de ferrailage des poutres* **Erreur ! Signet non défini.**

Figure V. 3:schéma des moments dans les poteaux	Erreur ! Signet non défini.
Figure V. 4:Réduction des sections des poteaux.	Erreur ! Signet non défini.
Figure V. 5:Disposition des voiles	Erreur ! Signet non défini.
Figure V. 6:Section du voile.	Erreur ! Signet non défini.
Figure V. 7:Schéma de ferrailage du voile Vx1 (RDC).	Erreur ! Signet non défini.
Figure V. 8:Schéma de ferrailage de voile Vx1(RDC).	Erreur ! Signet non défini.

NOTATIONS

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.

a : Epaisseur.

α : Coefficient de la fibre neutre

B : Aire d'une section de béton.

B_r : 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 : Diamètre, dalle

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_a, E_c : Sont les modules de déformation.

e_v : épaisseur du voile.

F : Force ou action générale.

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

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

f_{ji} : la flèche correspondant à j.

f_{gi} : la flèche correspondant à g.

f_{qi} : la flèche correspondant à q .

f_{gv} : la flèche correspondant à v .

Δf_t : la flèche totale.

$\Delta f_{t adm}$: la flèche admissible.

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

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

h_t : hauteur totale du plancher.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression.

h_e : hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m^4).

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

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

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

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

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : charge ultime.

q_s : charge de service.

L : Longueur ou portée.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

L_x = distance entre nus de poutrelles.

L_y = distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

l' : longueur fictive.

l'_g et l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

M : Moment en général.

Ma : Moment sur appui.

Mu : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

Mt : Moment en travée.

M₀ : 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.

Ns : Effort normal de service.

Nu : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

n : est le nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence.

N_{Tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN).

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

P_g et P_d : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

R : coefficient de comportement global.

S : Section, surface

S_r : surface du radier (m²).

St : Espacement des armatures.

T : Effort tranchant.

T₂: période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

W: poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

W_{ci} : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

X, Y et Z : Coordonnées en général.

Y : Ordonnée de la fibre neutre.

Z : Coordonnée, bras de levier

Z : profondeur au-dessous de la fondation (m).

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

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

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

f_e : Limite d'élasticité.

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

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

h_t : hauteur total du radier (m).

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

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poisson

σ : Contrainte normale.

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m^3).

γ_b : coefficient de sécurité.

γ_s : coefficient de sécurité.

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

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

q : chargement KN/ml..

τ_{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 d'exploitation.

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.

Introduction générale

Le domaine de construction est très vaste, il est envisagé en plusieurs manières de conception et d'exécution, il diffère selon les matériaux de construction et les types des structures, mais le but de ces études reste le même qui est de concevoir des bâtiments capables de résister aux efforts qui leur sont appliqués, et aux multiples phénomènes naturels.

Tout comme d'autres catastrophes naturelles, les séismes sont des phénomènes complexes et fortement endommageants.

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts de sol. Le mouvement sismique a pour effets d'induire dans le sol et les ouvrages des forces d'inertie importantes et rapidement variables. Son action s'exerce d'une manière fondamentalement dynamique.

A cet effet l'ingénieur en génie civil est censé concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique), il doit en outre tenir compte de différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer le règlement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage. Le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

Dans le cadre de la préparation du diplôme master, un projet nous a été confié pour l'étude d'un bâtiment R + 8 + sous-sol, contreventé par un système mixte (voiles portiques). Les calculs ont été menés en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

Le présent travail est organisé comme suit :

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

I.1 : Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...)aux différentes sollicitations (compression, flexion...). La résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2 : Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment (R+8+sous-sol), faisant partie d'un ensemble de bâtiments promotionnels <<SOLDFER>>, à usage d'habitation Classé d'après les Règles Parasismiques Algériennes« RPA99 /version 2003 »dans le groupe **2**, ayant une importance moyenne.

Le projet se trouve en zone industrielle de la ville de Bejaïa, wilaya de Bejaïa.

- Au nord par la rue Boumdaoui Nacer
- Au sud par la rue des frères Mokhtari
- A l'Ouest par la rue des Aurès
- A l'Est par des habitations

D'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), Bejaïa est située en **zone IIa** (moyenne sismicité).

I.2.1 : Caractéristiques architecturales :

Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) : **31,62m.**

Hauteur du sous-sol : **4,08m.**

Hauteur du RDC : **3,06m.**

Hauteur étages courants : **3,06m.**

Longueur de bâtiment : **32,60m.**

Largeur de bâtiment : **14,60 m**

La contrainte de sol est de **2 bar** avec un ancrage de **2 m**. Le site est de catégorie **S3**, qui concerne les sols meuble.

La structure de notre bâtiment est en béton armé avec un contreventement mixte, le *RPA99 version 2003* exige l'introduction des voiles, pour toute structure dépassant une hauteur de 17 m en zone **II**. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte

(voiles -portiques), avec justification de l'interaction (les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage). De ce fait , le projet objet de notre étude doit s'inscrire dans les exigences du RPA.

I.2.2 : Description structurale

➤ **Plancher :**

Les planchers sont des aires destinées à séparer les différents niveaux de l'ouvrage, le rôle essentiel de plancher est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poutres, poteaux, voiles). On a des planchers semi préfabriqués en corps creux, et des dalles pleines (les balcons, la dalle de l'ascenseur et paliers d'escalier).

➤ **Escalier :**

Les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage, seront réalisés en béton armé coulé sur place.

➤ **Les éléments de remplissages :**

- ✓ Les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.
- ✓ Les murs intérieurs sont en simples parois réalisés en briques creuse d'épaisseur de 10cm.

➤ **la terrasse :**

Notre projet comporte une seule terrasse inaccessible au dernier niveau.

➤ **L'acrotère :**

C'est un élément encastré dans le plancher terrasse réalisé en béton armé, qui va servir comme garde-corps

➤ **Dalle pleine :**

C'est un élément porteur, constitue d'une plaque en béton armé, son épaisseur dépend des conditions d'utilisation.

➤ **L'ascenseur :**

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

➤ **L'infrastructure :**

Elle assure les fonctions suivantes :

- Transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- Limitation des tassements différentiels

I.3 : Règlements et normes utilisés

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA99 /version 2003. (Règlement Parasismique Algérien)
- CBA93. (Code du béton armé).
- DTR B.C.2.2. (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- BAEL91/version 99. (Béton Armé Aux Etats Limites).
- DTR BC2.33.2. (Règles de calcul des fondations superficielles)

I.4 : Indications générales sur les règles du B.A.E.L 91 :

Le matériau béton – par nature non homogène – associé à l'acier induit un comportement autrement plus complexe que ne peut le décrire les hypothèses très simplificatrices de la RDM. C'est pourquoi des règles de calcul précises et dédiées au béton armé ont été établies. Elles sont contenues dans le règlement BAEL (béton armé aux états limites).la dernière version majeure date de 1991 mais des modifications mineures ont été réalisées depuis.

Ces règles, basées sur la théorie des états limites, sont applicables à tous les ouvrages en béton armé dont le béton est constitué de granulats normaux et dont le dosage en ciment est au moins égal à 300 Kg/m^3 .

I.4.1 : Définition de l'état limite :

C'est un état dans lequel se trouve une structure ou un élément de structure et tel que, s'il est dépassé dans le sens défavorable, cette structure ou cet élément ne répond plus aux fonctions pour lesquelles il est conçu.

Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

a) Etat limite ultime ELU :

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

Il y'a trois (03) états limites :

- Etat limite ultime de l'équilibre statique.
- Etat limite ultime de résistance.
- Etat limite ultime de stabilité de forme.

b) Etat limite de service ELS :

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

Il y'a trois (03) états limites :

- Etat limite de service d'ouverture des fissures.
- Etat limite de service de déformation : flèche maximale.
- Etat limite de service vis-à-vis de la compression du béton.

I.4.2 : Les hypothèses de calcul E.L.U

1- conservation des sections planes, avant et après déformation.

2- il n'y pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.

3- la résistance à la traction du béton est négligeable.

4- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10%.

5- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.

6- le diagramme contrainte-déformation ($\sigma; \varepsilon$) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle dans tous les cas et le diagramme rectangulaire simplifié est utilisé lorsque la section n'est pas entièrement comprimée.

7- on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

E.L.S :

1- conservation des sections planes, avant et après déformation.

2- il n'y pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.

3- la résistance à la traction du béton est négligeable.

4- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ($\sigma = E\varepsilon$)

5- $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ avec E_s : module de Young de l'acier ; E_b : module de Young du béton

n : coefficient d'équivalence acier-béton.

6- On ne réduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé

Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliquées à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure.

I.4.3 : Principe d'application des règles de B.A.E.L 91 :

Ces règles tiennent compte de plusieurs paramètres :

- Les valeurs représentatives des actions
- Les combinaisons d'actions spécifiques à l'état limite considèrent.

- Les résistances caractéristiques des matériaux.
- Les coefficients de sécurité γ_s pour l'acier et γ_b pour le béton.

I.5 : Les actions et Les sollicitations

I.5.1 : Définition des actions

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

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitations.
- Des charges climatiques.

On distingue :

a) Actions permanentes (G)

Les actions permanentes dont la variation dans le temps est négligeable; elles comprennent :

- Le poids propre de la structure,
- Le poids des équipements fixes,
- Les forces de poussée des terres et des liquides
- Les déformations imposées à la structure.

b) Actions variables (Q)

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles comprennent :

- Les charges d'exploitation.
- les charges appliquées durant l'exécution.
- Les charges climatiques (neige et vent).
- Les effets thermiques.

c) Actions accidentelles (F_A)

Ce sont celles provenant de phénomène qui se produisent rarement et dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage, on peut citer :

- Les chocs.
- Les séismes.
- Les explosions
- Les feux.

I.5.2 : Les sollicitations :

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions soit permanentes (G), variables (Q), accidentelles (F_A)

I.5.3 : Les combinaisons d'action

a) Sollicitations fondamentale de calcul vis-à-vis l'ELU : (BAEL 91/Version 99 Art 3.3.21)

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

$$\gamma_{Q1} = \begin{cases} 1.5 & \text{En général.} \\ 1.35 & \text{Pour les bâtiments agricoles à faible densité humaine.} \end{cases}$$

Ψ_{0i} : Coefficient de pondération = 0.77 pour les bâtiments à usage courant.

G_{\max} : ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{\min} : ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable dite de base.

Q_i : autres actions variables dites d'accompagnement.

b) Sollicitations fondamentale de calcul vis-à-vis l'ELS : [1]

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{0i} Q_i.$$

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

- . La contrainte maximale de compression du béton,
- . La fissuration du béton,
- . La déformation des éléments.

c. Sollicitations accidentelles : [1]

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \Psi_{11} \times Q_1 + \sum \Psi_{21} \times Q_i$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

Q_i : Charge variable d'accompagnement.

Ψ_1, Ψ_2 : Coefficient correspondant à la nature de la charge.

2. Combinaisons d'action à considérer : (RPA99/2003 Article V.5.2)

$$\text{Situations durable : } c \begin{cases} \text{ELU : } 1,35 \times G + 1,5 \times Q \\ \text{ELS: } G + Q \\ \begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1,2 \times E \\ 0,8 \times G \pm E \end{cases} \end{cases} \quad \text{: Uniquement pour les structures auto-stables}$$

Avec E : action du séisme.

I.6 : Les matériaux de construction

Les matériaux prévus pour la réalisation de cet ouvrage, doivent être conformes aux normes et satisfaire les exigences et recommandations du règlement Algérien CBA 93 (équivalent BAEL 91).

I.6.1 : Béton

Est un mélange de ciment, de sable, de gravier et d'eau et éventuellement des adjuvants.

Le ciment : pour la réalisation des ouvrages en béton armé, le ciment utilisé généralement est le CEM 325 dosage de ciment par mètre cube de béton est de 350kg.

I.6.1.1 Caractéristiques mécaniques du béton

a) Résistance caractéristique du béton à la compression f_{cj}

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, notée f_{c28} . Cette valeur est mesurée à l'aide d'un essai de compression axiale sur des éprouvettes cylindriques de 16 cm du diamètre et de 32 cm de hauteur.

Dans le cas courant le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours f_{c28}

$$\text{Si } j \leq 28j \quad \begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} & \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.} \end{cases}$$

$$\text{Si } j > 28j \quad f_{cj} = f_{c28}$$

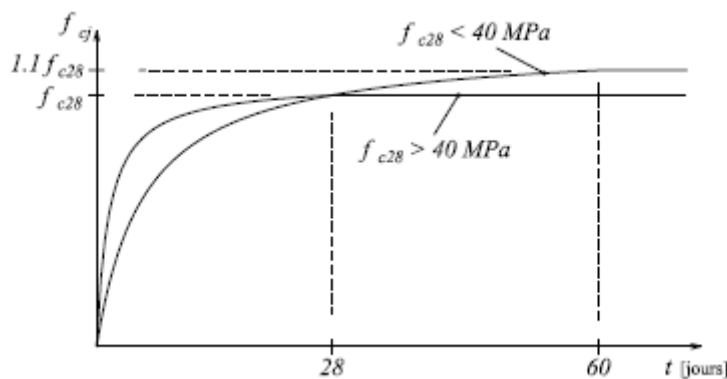


Figure I. 1: Evaluation de la résistance en fonction de l'âge du béton

Pour 1m³ de béton courant doser à 350kg de ciment (CEM 325), la résistance moyenne f_{c28} comprise entre 22 et 25 MPa.

On prend $f_{c28} = 25$ MPa.

b) Résistance caractéristique du béton à la traction f_{tj} :

La résistance caractéristique du béton à la traction à (j) jours, notée f_{tj} , est définie par la relation:

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad \text{si } \left\{ \begin{array}{l} f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \dots\dots \text{ (BAEL91/Art 2.1, 12)} \\ f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25$ MPa ; $f_{t28} = 2,1$ MPa.

c) Contrainte ultime de cisaillement (de béton) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

V_u : Effort tranchant.

d : Hauteur utile de la section de béton considérée.

b_0 : Largeur de la section de béton considérée

Cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min (0,13 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPA}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPA.}$$

Cas d'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min (0,10 \times f_{c28} ; 3 \text{ MPA}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPA.}$$

d) Module déformation longitudinale du béton :

Les modules de Yong instantané E_{ij} :

Sont calculer pour un chargement instantané dont la durée est inférieure à 24heures

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3} \dots\dots\dots \text{ (BAEL91/Art 2.1, 21)}$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25$ MPa donne $E_{ij} = 32164,2$ MPa.

Les modules de Young différé E_{vj} :

Sont calculer pour un chargement de longue durée, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton,

$$E_{ij} = 3700 \times (f_{c28})^{1/3} \dots\dots \text{ (BAEL91/Art 2.1, 22)}$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25$ MPa donne $E_{v28} = 10818,86$ MPa.

Module de déformation transversale du béton (G):Est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2 * (\nu + 1)} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art 2.1, 3})$$

Avec : E : module de Young

ν : Coefficient de poisson, $\nu = \frac{\text{Déformation transversal}}{\text{Déformation longitudinal}}$

Pour le calcul des sollicitations, à l'ELU : $\nu = 0$ et $G = 0,5 * E$

Pour le calcul des déformations, à l'ELS : $\nu = 0,2$ et $G = 0,42 * E$

f) Diagramme contraintes déformations :

Diagramme contraintes (σ_{bc})-déformations relatives (ϵ_{bc})

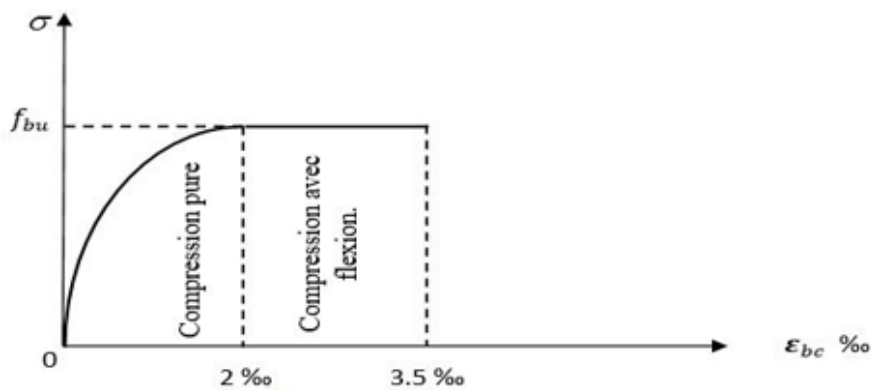


Figure I. 2:Diagramme contraintes-déformations du béton à l'E.L.U

- f_{bu} : est la valeur de calcul de la contrainte du béton

$$f_{bu} = \begin{cases} 0.25 \times f_{bu} \times 10^3 \times \epsilon_{bc} \times (4 \times 10^3 \times \epsilon_{bc}) & \text{si } 0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \\ 0.85 \times f_{c28} / \theta \times \gamma_b & \text{si } 2 \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰} \end{cases}$$

θ : Coefficient dépendant de la durée d'application des charges, ces valeurs sont données dans le tableau suivant :

Tableau I. 1:Les différentes valeurs de θ .

θ	Durée d'application
1,00	> 24 heures
0,90	1 ≤ durée ≤ 24 heures
0,85	< 1 heures

- γ_b est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 (\text{cas courants}) \\ 1.15 (\text{combinaisons accidentelles}) \end{cases}$$

I.6.2 : L'acier :

Leurs rôles c'est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton, les armatures longitudinales des éléments structuraux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500$ MPA et l'allongement sous charges maximales doit être supérieur à dix pour mille (10 ‰) pour faire travailler au maximum l'acier.

I.6.2.1 : Résistance caractéristique de l'acier :

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e

Contraintes limites σ_s :

ELU

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ tq } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \text{action courante.} \\ \gamma_s = 1,00 \rightarrow \text{action accidentelle.} \end{cases}$$

γ_s : est le coefficient de sécurité

ELS :

La valeur de σ_s est donnée en fonction de la fissuration :

Cas 1 : fissuration peu préjudiciable (FPP-intérieur) :

$$f_{st} = f_e \text{ [MPa]}$$

Cas2 : fissuration préjudiciable (FP-extérieur) :

$$\sigma_s = \min (2/3 * f_e, 110(\eta * f_{ij})^{1/2}) \text{ [MPa]}$$

f_{ij} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

Cas 3 : fissuration très préjudiciable (FP-milieus agressifs):

$$\sigma_s = \min (0.5 f_e; 90(\eta * f_{ij})^{1/2}) \text{ [MPa].}$$

η : Coefficient de fissuration avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 : \text{pour les ronds lisses, treillis soudés.} \\ \eta = 1.6 : \text{pour les hautes adhérences.} \end{array} \right.$$

I.6.2.2 : Principales armatures utilisées :

Tableau I. 2: f_e En fonction du type d'acier.

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudés à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e [MPa]	215	235	400	500	500	500

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier $E_s = 200000$ MPa.

I.6.2.3 : Diagramme des contraintes déformations pour les aciers :

Le diagramme se compose de deux parties :

Droite de Hooke ($\sigma = E_e \epsilon$) de pente $E=2 \cdot 10^5$ MPA indépendante de la nuance.

Droite horizontale limitée à 10% (déformation maximale).

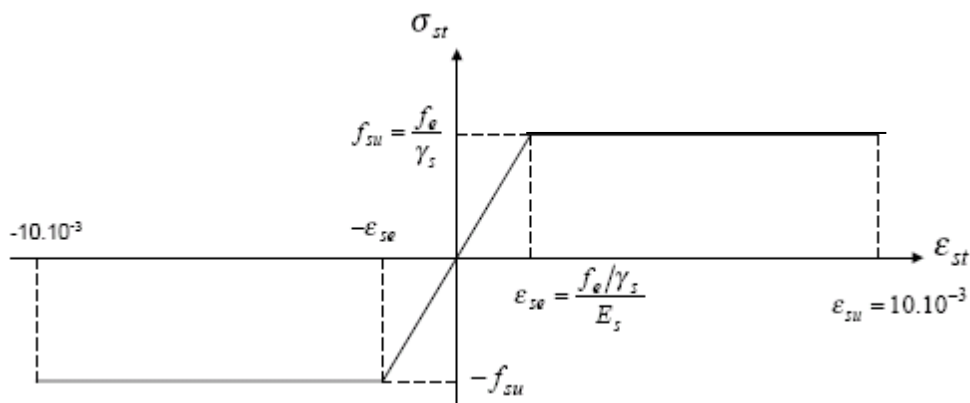


Figure I. 3: Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.

La valeur de calcul de la limite d'élasticité garantie f_{su} est définie par :

$$\sigma_s = f_{su} = f_e / \gamma_s$$

- σ_s est la valeur de calcul de la contrainte de l'acier.

- γ_s est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{(cas courants).} \\ 1 & \text{(combinaisons accidentelles).} \end{cases}$$

I.6.3 : Matériaux utilisé :

Tableau I. 3: Caractéristiques mécaniques des matériaux à utiliser

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)
Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})	25
	Contrainte limite à l'ELU : *situation durable *situation accidentelle	14,2
		18,45
	Contrainte limite à l'ELS (σ_{bc})	15
	Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}	32164,2
	Module de déformation longitudinale différée E_{vj}	10818.86
Acier	Limite d'élasticité f_e	201.63
	Module d'élasticité	
	Contrainte de calcul à l'ELU : *situation accidentelle *situation courante	164.97
	Contrainte à l'ELS : *Fissuration peut nuisible (FPN) * Fissuration nuisible (FN) :	
	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}})$	
	* Fissuration très nuisible (FTN) :	
$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}})$		

II.1 : Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer les dimensions des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts dus aux charges permanentes et surcharges d'exploitations.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme aux règlements (RPA99 /version 2003, BAEL 91, CBA 93,... et les différents DTR).

II.2 : pré dimensionnement des éléments principaux :**II.2.1 : Poutres :**

Selon le BAEL 91, les dimensions de la poutre h et b sont déterminées comme suit :

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

$$0.3h \leq b \leq 0.8h$$

Avec : L_{max} : La plus grande portée -entre nus d'appuis- dans le sens considéré.

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

On suppose des poteaux de section (30*30) cm.

II.2.1.1 : Poutre principale :

Elles sont perpendiculaires aux poutrelles

On a $L_{max} = (6 - 0.3) = 5.7$ m.

$$\text{Donc, } \frac{570}{15} \leq h_p \leq \frac{570}{10} \Rightarrow 38 \text{ cm} \leq h_p \leq 57 \text{ cm}$$

-Sous charges horizontales : $h \geq L/12 \rightarrow h \geq 47.5$ cm

$$0.3 * 50 \leq b_p \leq 0.8 * 50 \Rightarrow 15 \text{ cm} \leq b_p \leq 40 \text{ cm}$$

Alors, on prend $\begin{cases} h_p = 50 \text{ cm} \\ b_p = 40 \text{ cm} \end{cases}$, (b_p, h_p) : dimensions de la poutre principale.

❖ Vérification des conditions du RPA :

✓ $b_p = 40 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$, vérifiée.

✓ $h_p = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$, vérifiée. (RPA 99 Art.7.5.1)

✓ $\frac{h_p}{b_p} = 1.25 < 4$, vérifiée.

II.2.1.2 : Poutre secondaire : elles sont parallèles aux poutrelles

On a $L_{max} = (5.35 - 0.3) = 5.05$ m.

$$\text{Donc, } \frac{505}{15} \leq h_s \leq \frac{505}{10} \Rightarrow 33.67 \text{ cm} \leq h_s \leq 50.5 \text{ cm}$$

-Sous charges horizontales : $h \geq L/12 \rightarrow h \geq 42.08 \text{ cm}$

$$0.3 * 45 \leq b_s \leq 0.8 * 45 \Rightarrow 13.5 \text{ cm} \leq b_s \leq 36 \text{ cm}$$

Alors, on prend $\begin{cases} h_s = 45 \text{ cm} \\ b_s = 35 \text{ cm} \end{cases}$, (b_s, h_s) : dimensions de la poutre secondaire.

❖ Vérification des conditions du RPA :

- ✓ $b_s = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$, vérifiée.
- ✓ $h_s = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$, vérifiée. (RPA 99 Art.7.5.1)
- ✓ $\frac{h_s}{b_s} = 1.2857 < 4$, vérifiée.

Donc, les conditions du RPA sont vérifiées, les dimensions sont maintenues.

Les dimensions vérifient les exigences du RPA.

Après la vérification, on adopte les dimensions suivantes :

Poutres principales : $b \cdot h = (40 \cdot 45)$

Poutres secondaires : $b \cdot h = (35 \cdot 40)$

II.2.2 : Poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire ou circulaire, destinés à transmettre les charges aux fondations, le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,1), en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99 version 2003.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RP99.

Les dimensions des poteaux sont supposées :

Pour des poteaux carrés :

- Sous-sol, RDC 1ere étage : $(b, h) = (50, 50) \text{ cm}^2$.
- 2eme, 3eme, 4eme étage : $(b, h) = (45, 45) \text{ cm}^2$.
- 5 eme, 6eme étage : $(b, h) = (40, 40) \text{ cm}^2$.
- 7eme étage, 8 eme étage : $(b, h) = (40, 35) \text{ cm}^2$.

II.2.3 : les voiles :

Les murs en béton armé servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme, vent). D'autre part, de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le RPA 99 version 2003, les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4.e$) sont considérés comme des voiles, avec :

- L : longueur minimale du voile.
- e : épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 du RPA 99 version 2003 définit (l'épaisseur minimale du voile et de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_l .)

- dimensions des voiles :

RPA99 (article 7.7.1)

- ✓ $e \geq \max [h_l/20, 15\text{cm}]$
- ✓ $L \geq 4 * e$

Avec : h_l : hauteur libre d'étage avec : $h_l = h - h_{poutre}$

e: épaisseur du voile.

L : longueur du voile.

On va opter pour un voile simple.

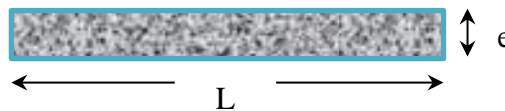


Figure II. 1:schéma des voiles

- Sous-sol : $h_{\text{étage}} = 4,08 \text{ m}$, donc, $h_l = 4.08 - 0.24 \rightarrow h_l = 3.84 \text{ m}$

$$e \geq \max \left[\frac{384}{20}, 15 \text{ cm} \right] \Rightarrow e \geq 19,20 \text{ cm}.$$

Alors, on prend pour le sous-sol e= 20 cm

$$L \geq 4 * e \rightarrow L \geq 76,8 \rightarrow L = 80 \text{ cm}$$

- RDC et les étages courant : $h_{\text{étage}} = 3,06\text{m}$, donc, $h_l = 3.06 - 0.24 \rightarrow h_l = 2.82 \text{ m}$

$$e \geq \max \left[\frac{282}{20}, 15 \text{ cm} \right] \Rightarrow e \geq 15 \text{ cm}.$$

Alors, on prend pour le RDC et les étages courant e= 15 cm

$$L \geq 4 * e \rightarrow L \geq 60 \rightarrow L = 60 \text{ cm}$$

II.3 : pré dimensionnement des éléments secondaires :**II.3.1 : les planchers :**

Le plancher est une plate-forme généralement plane, qui sert à séparer entre deux niveaux. Ils s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitations. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisations et de résistance.

Dans notre projet on trouve :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine

a). Plancher a corps creux :

Il est constitué de (corps creux, poutrelles, dalle de compression)

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

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad (\text{Art B.6.8.4.2 CBA 93}).$$

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

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$L_{\max} = 5.35 - 0.3 \rightarrow L_{\max} = 5.05 \text{ m}$$

$$h_t \geq \frac{505}{22.5} = 22.44 \Rightarrow h_t = 24 \text{ cm}$$

Donc on adopte un plancher de hauteur ($h_t = h_{CC} + h_{DC} = 20 + 4$) = 24 cm

- $h_{CC} = 20 \text{ cm}$: Hauteur du corps creux.
- $h_{DC} = 4 \text{ cm}$: Hauteur de la dalle de compression.

➤ Les poutrelles :

Ce sont des éléments préfabriqués en béton armé destinés à transmettre les charges verticales aux poutres. Le choix du sens de disposition des poutrelles dépend de deux critères suivant :

- **Critère de la plus petite portée :**

les poutrelles sont disposées parallèlement à, la plus petite portée.

- **Critère de continuité :** les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis.

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères et cela pour tous les planchers.

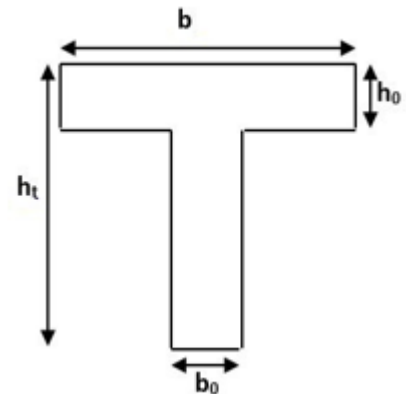


Figure II. 2:schéma poutrelle

*** Pré dimensionnement**

$$\frac{(b - b_0)}{2} \leq \text{Min} \left[\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right]$$

L_x : représente la distance entre nus de poutrelles ($l_x=65\text{cm}$).

L_y : représente la distance minimal entre nus d'appuis des poutres secondaires ($L_y = 265\text{cm}$).

La valeur de b_0 dépend de la hauteur totale du plancher, elle est prise entre :

$$b_0 = (0.4 \div 0.6) h_t \Rightarrow 10 \leq b_0 \leq 15 \quad ; \text{ On prend } b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$L_x = 65 - b_0 \Rightarrow 65 - 12 = 53 \text{ cm} \quad ; \quad L_y = 265 - 30 = 235 \text{ cm}$$

$$\frac{b - 12}{2} \leq \text{Min} \left[\frac{53}{2}; \frac{235}{10} \right] \Rightarrow b \leq 59 \text{ cm}$$

D'où la valeur de la table de compression est prise égale à : $b = 59 \text{ cm}$

b). Plancher en dalle pleine :

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Ils reposent avec ou sans Continuité sur 1, 2,3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

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

- **Critère de résistance :**

- $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ Pour une dalle sur 4 ou 3 appuis ou 2 appuis perpendiculaire. Avec $\rho \leq 0,4$.

- $e \geq \frac{L_x}{20}$ Pour une dalle sur 1 ou 2 appuis parallèle à L_x .

- $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ Pour une dalle sur 4 ou 3 appuis ou 2 appuis perpendiculaire. $\rho > 0,4$

L_x : est la plus petite portée de panneau sollicité. Avec $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

- **Coupe-feu :**

- $e \geq 7$ cm pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11$ cm pour deux heures de coupe-feu.
- $e \geq 17.5$ cm pour quatre heures de coupe-feu.

➤ **Isolation phonique**

Selon les règles techniques « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 14 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Dans notre cas les dalles pleines sont utilisées dans les balcons et la cage de l'ascenseur, rampe. On distingue trois types :

1. Dalle sur deux appuis :

D1 : $L_x=100$ cm ; $L_y=385$ cm

$$\rho = \frac{100}{385} = 0,26 \Rightarrow \rho < 0,4$$

$$\frac{100}{35} \leq e \leq \frac{100}{30} \Leftrightarrow 2.86 \leq e \leq 3.33 \quad e = 3 \text{ cm}$$

On opte pour $e=15$ cm

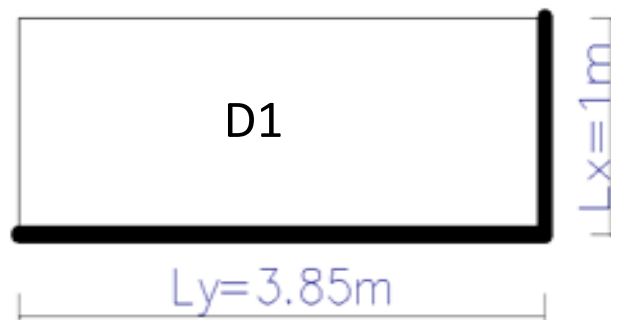


Figure II. 3: Les dalles sur deux appuis

2. : Dalle sur trois appuis

- **D2 :** $L_x=50$ cm ; $L_y=235$ cm

$$\rho = \frac{50}{235} = 0,21 \Rightarrow \rho < 0,4$$

$$\frac{50}{35} \leq e \leq \frac{50}{30} \Leftrightarrow 1.43 \leq e \leq 1.66 \quad e = 1.6 \text{ cm}$$

On opte pour $e=15$ cm

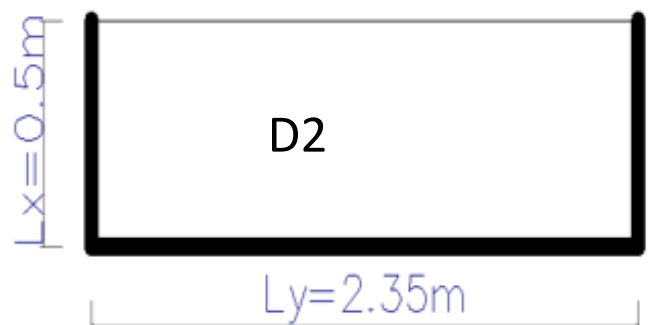


Figure II. 4: Les dalles sur trois appuis

3. : Dalle sur quatre appuis :

- D3 : $L_x=425 \text{ cm}$; $L_y=570 \text{ cm}$
- $\rho = \frac{425}{570} = 0,75 \Rightarrow \rho > 0,4$
- $\frac{425}{45} \leq e \leq \frac{425}{40} \Leftrightarrow$

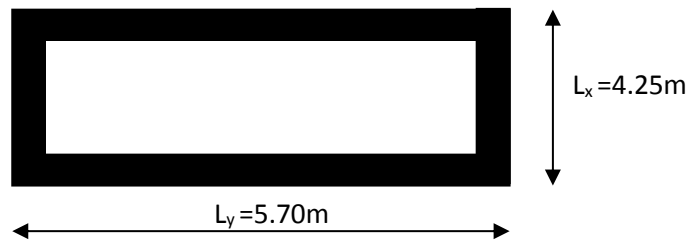


Figure II. 5:Schéma d'une dalle sur 4 appuis

$9.44 \leq e \leq 10.62$ $e=10\text{cm}$
 On opte pour $e=15 \text{ cm}$

✓ Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des planchers

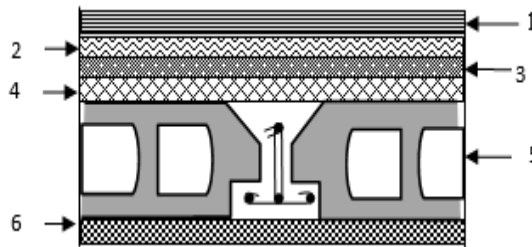


Figure II. 6: Coupe transversale dans le plancher à terrasse inaccessible

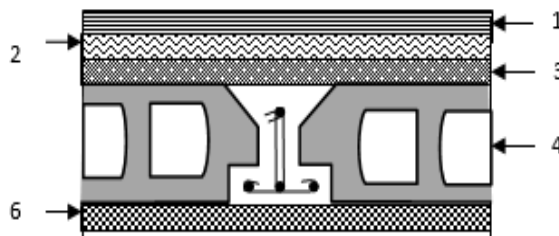


Figure II. 7: Coupe transversale dans le plancher à étage courants

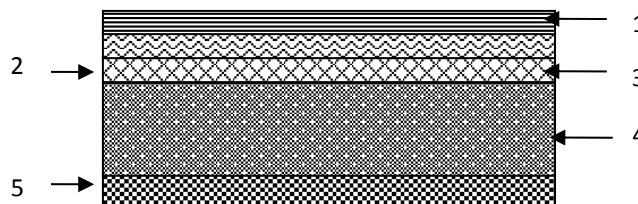


Figure II. 8: Coupe transversale dans le plancher à dalle pleine.

Tableau II. 1:évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des planchers.

Plancher	réfèrent	désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	1	Gravillon de protection	20	0.04	0.8	1
	2	Etanchéité multicouches	6	0.02	0.12	
	3	Forme de pente	22	0.065	1.43	
	4	Isolation thermique	18	0.015	0.27	
	5	Plancher à corps creux (20+4)	13.33	0.24	3.2	
	6	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
Total					6.1	

Plancher Courant et RDC à usage d'habitation	1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	1.5 pour le plancher d'habitation
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Plancher à corps creux (20+4)			3.2	
	5	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
	6	Cloison de distribution	9	0.1	0.9	
Total					5.58	

Dalle pleine	1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	3.5 pour les balcons
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Dalle pleine	25	0.15	3	
	5	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
Total					4.48	

✓ **Evaluation des charges des murs extérieurs et intérieurs**

Tableau II. 2:évaluation de la charge permanente des murs extérieurs et intérieurs.

Type de murs	Désignation	Poids volumique (KN/m³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m²)
Murs extérieurs	Enduit de ciment	20	0.02	0.4
	Brique creuse	9	0.15	1.35
	Lame d'aire		0.05	
	Brique creuse	9	0.1	0.9
	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Total				2.93
Murs intérieurs	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
	Brique creuse	9	0.1	0.9
	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Total				1.46

II.3.2 : Les escaliers :

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront en béton armé ou métallique ou en bois, dans notre cas elles sont réalisées en béton coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont :

- (1) : e (Epaisseur du palier de repos)
- (2) : L_0 (projection horizontale de paillasse)
- (3) : g (Giron)
- (4) : h (Hauteur de la contre marche)
- (5) : H_0 (Hauteur de la volée)
- (6) : α (Inclinaison de la paillasse)
- (7) : (Emmarchement)

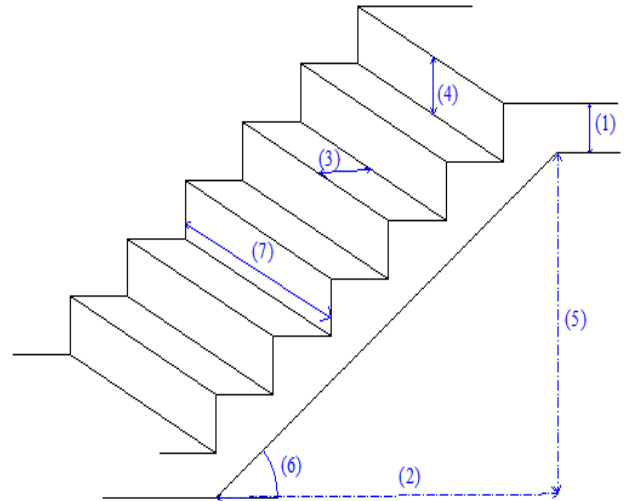


Figure II. 9:Schéma de l'escalier.

H : Hauteur d'étage

Notre projet présente 1 seule type d'escalier :

Tous les escaliers des différents niveaux sont schématisés de la façon suivante :

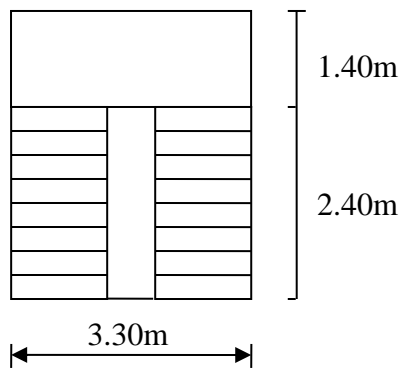


Figure II. 11:Escalier à deux volets.

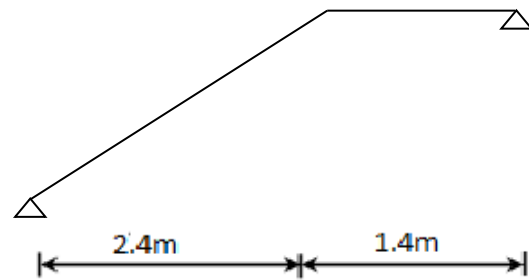


Figure II. 10:Schéma statique de la volée.

Notre escalier est composé de 2 volées identiques donc notre calcul sera effectué pour une seule volée.

- Détermination de g et h :

Condition de BLONDEL : $59 \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$

h : hauteur de la contre marche $16 \leq h \leq 18$

g : giron de la marche avec $g \geq 23 \text{ cm}$

n = 9 contre marches

-Hauteur de la volée : $3.06/2 = 1.53 \text{ m}$

-Largeur de la volée : 2.40 m.

La volée comporte “n” contremarche et “n-1” marche

n = 9

n-1 = 8

$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$ et $16 \text{ cm} \leq h = 17 \text{ cm} \leq 18 \text{ cm}.$ $\begin{cases} n = 9. \\ h = 17 \text{ cm}. \\ g = 30 \text{ cm}. \end{cases}$

$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{9-1} = 30 \text{ cm}$ et $g = 30 \text{ cm} > 23 \text{ cm}.$

Vérification : $59 \leq 2h + g = 64 \leq 64 \text{ cm}$

La paillasse est considérée comme une dalle sur 2 appuis simples, inclinée d’épaisseur « e » telle que :

$\alpha = \arctg \frac{H}{L} = 29.54^\circ$

$L/30 \leq e \leq L/25$ avec L : longueur de la paillasse.

$L = \frac{2.4}{\cos \alpha} + 1.40 = 4.158$

$\Rightarrow 0.138 \leq e \leq 0.166$ $\Rightarrow e = 15 \text{ cm}$

Donc, les charges permanentes et surcharges d’exploitations des escaliers sont décrites dans les deux tableaux ci-dessous.

Tableau II. 3:évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des paliers d'escaliers.

Désignation	Poids volumique (KN /m ³)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Palier	25	0.15	3.75	2.5
Carrelage	22	0.02	0.44	
Mortier de pose	20	0.02	0.4	
Lit de sable	18	0.02	0.36	
Enduit de plâtre	14	0.02		
Total	/	/	5.23	

Tableau II. 4:évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation des volées d'escaliers

Désignation	Poids volumique (KN /m ³)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Revêtement en carrelage H	22	0.02	0.44	2.5
Revêtement en carrelage V	22	0.02 h/g	0,25	
Mortier de pose H	20	0.02	0.4	
Mortier de pose V	20	0.02 h/g	0.23	
Marches	22	h/2	1.87	
Paillasse	25	0.15/cos (30°)	4.330	
Enduit en plâtre	14	0.02/cos (30°)	0.323	
Total		Epaisseur 15cm	7.843	

II.3.3 : Ascenseur

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

Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 08 personnes.

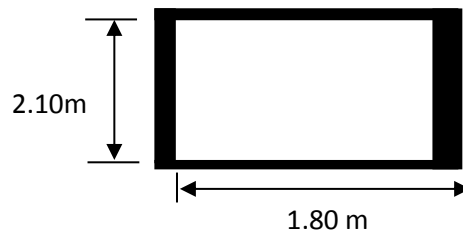


Figure II. 12: Cage d'ascenseur.

Caractéristiques de l'ascenseur :

- L : longueur de l'ascenseur $L=210$ cm.
- l: largeur de l'ascenseur $l=180$ cm.
- H : Hauteur de l'ascenseur
- W : Puissance de l'ascenseur $=6,8$ KW.
- F_c : Charge due à la cuvette $=145$ KN.
- P_m : Charge due à l'ascenseur $=15$ KN

II.3.4 : l'acrotère :

L'acrotère est un élément contournant le bâtiment au niveau de dernier planché. Elle sera calculé comme une console encastré au niveau de la poutre de plancher terrasse.

Elle sera soumise à son poids propre et une poussée latérale de 1 KN/ml due à la main courante, le calcul se fera pour 1 m de longueur.

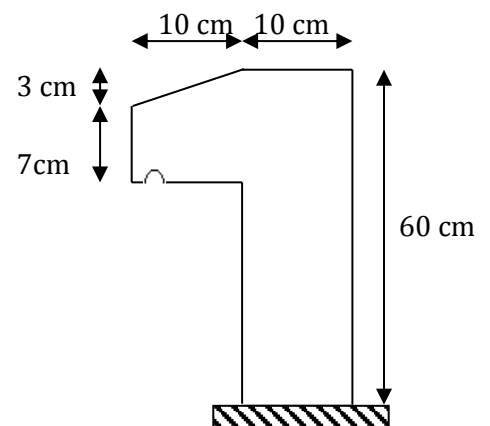


Figure II. 13: Schémas de l'acrotère.

➤ Evaluation des charges et surcharges :

Tableau II. 5: Charge permanente et surcharge d'exploitation revenant à l'acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (intérieur et extérieur) (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	10	0.069	1.725	0.36	2.085	1

II.4 : 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.

En considérant d'après les plans d'architecture et les limites imposées par le RPA99, on prévoit plusieurs sections afin que l'on puisse tenir compte du poids propre du poteau.

La loi de dégression (DTR-BC2-2) des charges d'exploitation :

La loi de dégression est applicable uniquement pour les étages à usage d'habitation ;

Pour les plancher à usage commercial, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

- Sous la terrasse : Q_0 .
- Sous le dernier étage : Q_0+Q_1 .
- Sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$.
- Pour $n \geq 5$: $Q_0+ (3+n/2n) \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+\dots+Q_n)$.

* Repérage des poteaux :

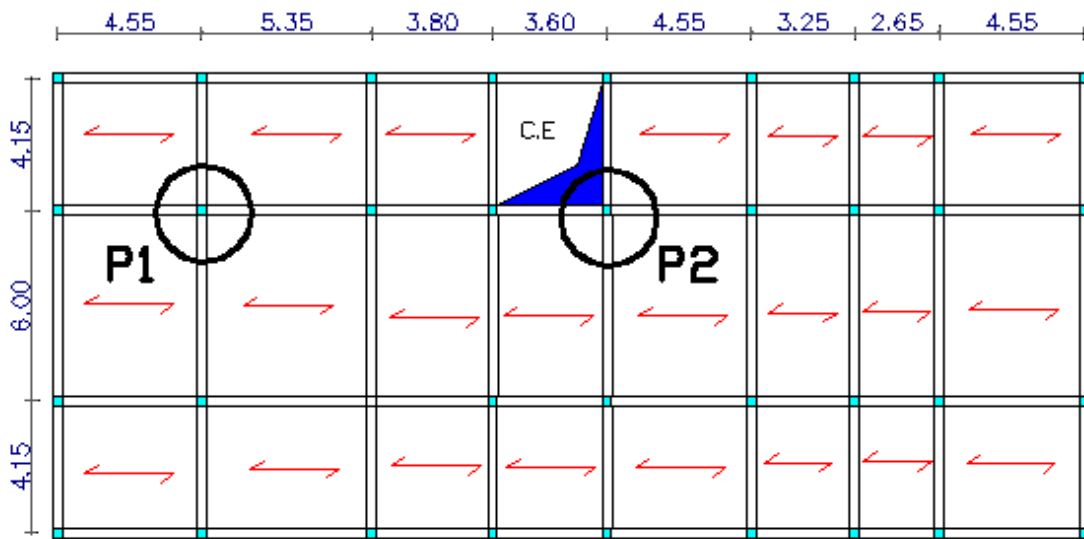


Figure II. 14: Vue en plan d'identification des poteaux de la descente de charge.

- Poutres principales (40×45).
- Poutres secondaires (35×40).

II.4.1.Descente des charges pour le poteau P1

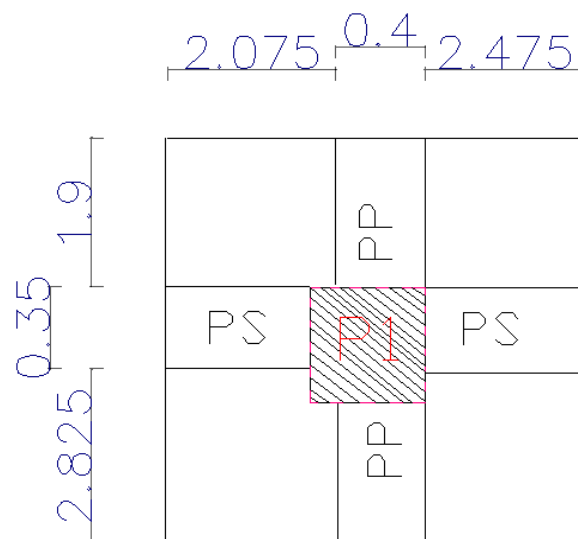


Figure II. 15:Poteau « P1 » de la descente de charges pour les étages courants.

➤ Calcul des surfaces afférentes :

- Terrasse inaccessible :

$$S = (2.475 + 0.4 + 2.075) \times (2.875 + 0.35 + 1.9) = 25.12m^2$$

- étage courant :

$$S = (1.9 \times 2.075) + (2.825 \times 2.075) + (2.875 \times 2.475) + (1.9 \times 2.475) = 21.5 m^2$$

➤ Calcul du poids des éléments :

- Poids des poteaux :

La section des poteaux adoptés sont défini ci-après

Poids propre des poteaux est :

$$P = 25 \times S \times h_e$$

Avec h_e : Hauteur libre d'étage ($h_e(\text{sous sol}) = 4.08m$, $h_e(\text{etages courants})=3.06$)

S: Surface du poteau ($b \times h$)

Tableau II. 6: Sections préalables des poteaux.

Etage	Sous-sol	RD C et 1 ^{ere} étages	2eme, 3eme et 4eme étages	5 ^{eme} , 6 ^{eme} étages	7 ^{eme} , 8 ^{eme} étages
Section (cm ²)	50*50	50x50	45*45	40*40	40*35
Surface (m ²)	0.25	0.25	0.2025	0.16	0.1225
Poids(KN)	25.5	19.12	15.49	12.24	9.37

- Poids des poutres :

$$L_{pp} = 4.725m, \quad L_{ps} = 4.55m$$

$$G_{pp} = 25(b \times h_{pp}) \times L_{pp} \Rightarrow G_{pp} = 25 \times (0.4 \times 0.5) \times 4.725 = 23.62KN$$

$$G_{ps} = 25(b \times h_{ps}) \times L_{ps} \Rightarrow G_{ps} = 25 \times (0.35 \times 0.45) \times 4.55 = 17.91KN$$

$$G_{poutres} = G_{pp} + G_{ps} \Rightarrow G_{poutres} = 23.62 + 17.91 = 41.53KN$$

- **Poids des plancher :**

- Terrasse inaccessible :

$$G_{terr} = 6.1 \times 25.12 = 153.23KN$$

$$Q_{terr} = 1 \times 25.12 = 25.12KN$$

- Etages courants et RDC:

$$G_{etage\ courant} = 5.58 \times 21.5 = 119.97KN$$

$$Q_{etage\ courant} = 1.5 \times 21.5 = 32.25KN$$

En appliquant la loi de dégression des charges, on obtient les résultats suivants :

Tableau II. 7: résultat de la descente de charge du poteau P1.

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N0	Plancher terrasse inaccessible	153.23	25.12
	PP (40×50) cm ²	23.62	
	PS (35×45) cm ²	17.91	
	Poteau (35×35) cm ²	9.37	
	Total	204.13	
N1	Venant de N ₀	204.13	57.37
	Plancher d'étage (20+4) cm	119.97	
	Poutres	41.53	
	Poteau (35×35) cm ²	9.37	
	Total	375	
N2	Venant de N ₁	375	
	Plancher d'étage (20+4) cm	119.97	
	Poutres	41.53	
	Poteau (40×40) cm ²	12.24	

	Total	548.74	86.395
N3	Venant de N ₂	548.74	
	Plancher d'étage (20+4) cm	119.97	
	Poutres	41.53	
	Poteau (40×40) cm ²	12.24	
	Total	722.48	112.195
N4	Venant de N ₃	722.48	
	Plancher d'étage (20+4) cm	119.97	
	Poutres	41.53	
	Poteau (45×45) cm ²	15.49	
	Total	899.47	134.77
N5	Venant de N ₄	899.47	
	Plancher d'étage (20+4) cm	119.97	
	Poutres	41.53	
	Poteau (45×45) cm ²	15.49	
	Total	1076.46	154.12
N6	Venant de N ₅	1076.46	
	Plancher d'étage (20+4) cm	119.97	
	Poutres	41.53	
	Poteau (45×45) cm ²	15.49	
	Total	1253.45	170.245
N7	Venant de N ₆	1253.45	
	Plancher d'étage (20+4) cm	119.97	
	Poutres	41.53	
	Poteau (50×50) cm ²	19.12	
	Total	1434.07	186.37

N8	Venant de N ₇	1434.07	
	Plancher d'étage (20+4) cm	119.97	
	Poutres	41.53	
	Poteau (50×50) cm ²	19.12	
	Total	1614.69	202.495
N9	Venant de N ₈	1614.69	
	Plancher d'étage (20+4) cm	119.97	
	Poutres	41.53	
	Poteau (50×50) cm ²	25.5	
	Total	1801.69	218.62
$N_s = G_t + Q_t$		$N_s = 2020.31 \text{ KN}$	
$N_u = 1.35G_t + 1.5 Q_t$		$N_u = 2760.21 \text{ KN}$	

➤ II.4.2 : Descente des charges pour le poteau P₂

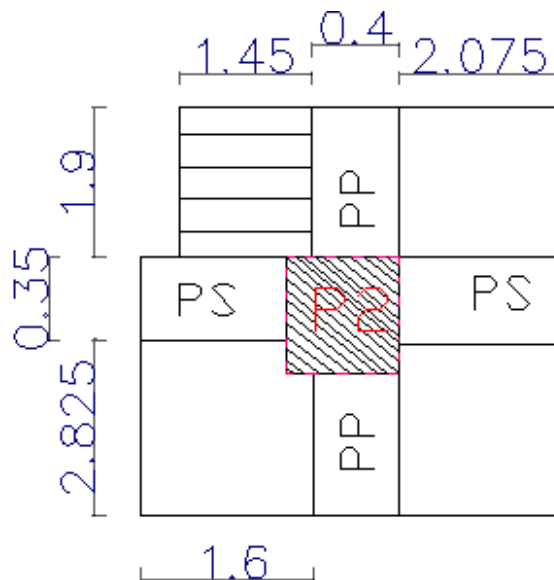


Figure II. 16: Poteau « P2 » de la descente de charges pour les étages courants.

➤ **Calcul des surfaces afférentes :**

• **Terrasse inaccessible :**

– Corps creux :

$$S = (1.6 + 0.4 + 2.075) \times (2.825 + 0.35 + 1.9) = 20.68m^2$$

• **Etage courant :**

– Corps creux :

$$S = ((1.6 * 2.825) + (2.075 * 2.825) + (2.075 * 1.9)) = 14.32m^2$$

– Dalle pleine :

$$S = (1.45 * 1.9) = 2.755m^2$$

➤ **Calcul du Poids des éléments :**

• **Poids des poutres :**

$$L_{pp} = 2.825 + 1.9 = 4.725m, L_{ps} = 1.6 + 2.075 = 3.675m$$

$$G_{pp} = 25(b \times h_{pp}) \times L_{pp} \Rightarrow G_{pp} = 25 \times (0.40 \times 0.50) \times 4.725 = 23.62KN$$

$$G_{ps} = 25(b \times h_{ps}) \times L_{ps} \Rightarrow G_{ps} = 25 \times (0.35 \times 0.45) \times 3.675 = 14.47KN$$

$$G_{poutres} = G_{pp} + G_{ps} \Rightarrow G_{poutres} = 23.62 + 14.47 = 38.09KN$$

• **Poids des plancher :**

– Terrasse inaccessible :

$$G_{terr} = 6.1 \times 20.68 = 126.15KN$$

$$Q_{terr} = 1 \times 20.68 = 20.68KN$$

– **Etages courants :**

$$G_{etage\ courant} = 5.58 \times 14.32 = 79.91KN$$

$$Q_{etage\ courant} = (1.5 \times 14.32) = 21.48KN$$

• **Poids des escaliers :**

$$G_{esc} = G_v \times S_v = 7.843 \times 2.755 = 21.61KN$$

$$Q_{esc} = Q_v \times S_v = 2.5 \times 2.755 = 6.89KN$$

Nous appliquant la loi de dégression des charges, on obtient les résultats suivants :

Tableau II. 8: Résultat de la descente de charge de poteau P2.

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
	terrasse inaccessible	126.15	
	PP (40×50) cm ²	23.62	
	PS (35×45) cm ²	14.47	
	Poteau (35×35) cm ²	9.37	
	Total	173.61	
N1	Venant de N ₀	173.61	
	Plancher étage	79.91	
	Poutres (pp+ps)	38.09	
	Escaliers (pallier)	21.61	
	Poteau (35×35) cm ²	9.37	
	Total	322.59	
N2	Venant de N ₁	322.59	
	Plancher d'étage	79.91	
	poutres	38.09	
	Escaliers (pallier)	21.61	
	Poteau (40×40) cm ²	12.24	
	Total	474.44	
N3	Venant de N ₂	474.44	
	Plancher d'étage	79.91	
	poutres	38.09	
	Escaliers (pallier)	21.61	
	Poteau (40×40) cm ²	12.24	
	Total	626.29	

N5	Venant de N ₄	626.29	117.138
	Plancher d'étage	79.91	
	poutres	38.09	
	Escaliers (volée)	21.61	
	Poteau (45×45) cm ²	15.49	
	Total	781.39	
N6	Venant de N ₅	781.39	134.16
	Plancher d'étage	79.91	
	poutres	38.09	
	Escaliers (volée)	21.61	
	Poteau (45× 45) cm ²	15.49	
	Total	936.49	
N7	Venant de N ₆	936.49	148.345
	Plancher d'étage	79.91	
	poutres	38.09	
	Escaliers (volée)	21.61	
	Poteau (45× 45) cm ²	15.49	
	Total	1091.59	
N8	Venant de N ₇	1091.59	162.53
	Plancher d'étage	79.91	
	poutres	38.09	
	Escaliers (volée)	21.61	
	Poteau (50× 50) cm ²	19.12	
	Total	1250.32	
	Venant de N ₈	1250.32	
	Plancher d'étage	79.91	

N9	poutres	38.09	176.715
	Escaliers (volée)	21.61	
	Poteau (50×50) cm ²	19.12	
	Total	1409.05	
N10	Venant de N ₉	1409.05	190.9
	Plancher d'étage	79.91	
	poutres	38.09	
	Escaliers (volée)	21.61	
	Poteau (50×50) cm ²	25.5	
	Total	1574.16	
$N_s = G_t + Q_t$		$N_s = 1765.06KN$	
$N_u = 1.35G_t + 1.5 Q_t$		$N_u = 2411.466KN$	

On a $N_{u1} > N_{u2} \Rightarrow$ donc le poteau P₁ est le plus sollicité

Selon le CBA 93 (art B.8.11), l'effort normal va être majoré de 10% :

$$N_u^{maj} = 1.1 \times N_u = 1.1 \times 2760.21 = 3036.231KN$$

Vérifications :

➤ *Vérification au flambement :*

D'après le (CBA 93), on doit vérifier que l'effort normal ultime :

$$N_u \leq \overline{N_u} = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93(Article B.8.2.1)}$$

α : Coefficient tenant compte de l'élanement.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50.$$

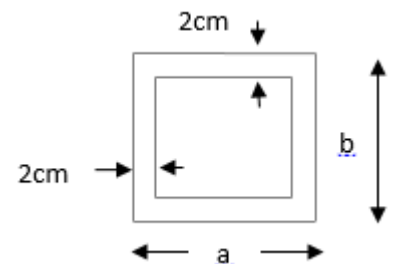


Figure II. 17:Section brute (Br).

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \text{ Pour } 50 < \lambda \leq 70$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton =1.5

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier =1.15

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \text{ Avec } l_f = 0.7 \times l_0 : \text{ la longueur de flambement.}$$

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

$$A_s \geq 0.8\% \times Br.$$

On prend $A_s = 1\% \times Br$.

$$B_{rcal} \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right]} \quad \text{BAEL 91(7.4.2)}$$

$$Br = (a-2) \times (b-2).$$

Il faut vérifier que : $Br \geq B_{rcal}$

Ce tableau résume les vérifications au flambement :

Tableau II. 9:Vérification du flambement.

Niveaux	$l_0(m)$	$l_f(m)$	$I(m^4)10^{-3}$	$i(m)$	λ	α	$N_u(KN)$	$B_r^{cal}(m^2)$	$B_r^{adop}(m^2)$
7 ^{ème} étage	2.56	1.792	1.25	0.10	17.73	0.80	651.5	0.036	0.11
5 ^{ème} étage	2.56	1.792	2.13	0.115	15.58	0.81	1258	0.07	0.14
2 ^{ème} étage	2.56	1.792	3.42	0.13	13.79	0.82	2142.27	0.12	0.19
RDC	2.56	1.792	5.21	0.14	12.44	0.83	3036.231	0.166	0.23
Sous-sol	3.58	2.506	5.21	0.14	17.36	0.81	3036.231	0.17	0.23

On remarque que la condition de flambement est vérifiée dans tous les niveaux, donc les poteaux ne risquent pas de flamber.

➤ **Vérification à la résistance (compression simple) du poteau le plus sollicité :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2MPa$

B : section du béton $B \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma}_{bc}}$

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux :

Tableau II. 10:Résultats de vérification à la compression simple.

Niveaux	$N_u(KN)$	$B_{cal}(m^2)$	$B_{abop}(m^2)$	observation
7 ^{ème} étage	651.53	0.045	0.1225	Vérifie
5 ^{ème} étage	1258	0.088	0.16	Vérifie
2 ^{ème} étage	2142.27	0.151	0.2025	Vérifie
Sous-sol	3036.231	0.214	0.25	Vérifie

Vérification des conditions du RPA :

$\min(b_1, h_1) \geq 25cm$ (1)

$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$ (2)

$\frac{1}{4} \leq h_1 / b_1 \leq 4$ (3)

Les trois conditions sont vérifiées pour les différentes sections des poteaux.

II.5 : Conclusion :

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

RDC, sous-sol et 1ere étage..... $50 \times 50 \text{ cm}^2$

2^{ème} et 3^{ème} et 4^{ème} étages $45 \times 45 \text{ cm}^2$

5^{ème} et 6^{ème} étages..... $40 \times 40 \text{ cm}^2$

7^{ème} et 8^{ème} étages..... $40 \times 35 \text{ cm}^2$

Et pour les poutres :

Poutres principales: ($b \times h$) = (40×45) cm^2 .

Poutre secondaires: ($b \times h$) = (35×40) cm^2 .

III.1 : Calcul des planchers :**III.1.1 : Introduction :**

Les planchers sont des aires planes qui servent à séparer les différents niveaux et à transmettre les charges qui lui sont appliquées aux poutres, et ils doivent supporter les charges (le poids propre + la charge d'exploitation), dans notre bâtiment les planchers à rencontrer sont :

- Planchers à corps creux.
- Planchers à dalle pleine.

III.1.2 : planchers à corps creux :

Le plancher à corps creux est constitué d'hourdis ainsi qu'une dalle de compression et prend appui sur des poutrelles. il est généralement utilisé dans les bâtiments courant (à faible surcharge d'exploitation $\leq 5 \text{ KN/m}^2$), et présente une bonne isolation thermique et phonique.

III.1.2.1 : Etude des poutrelles :

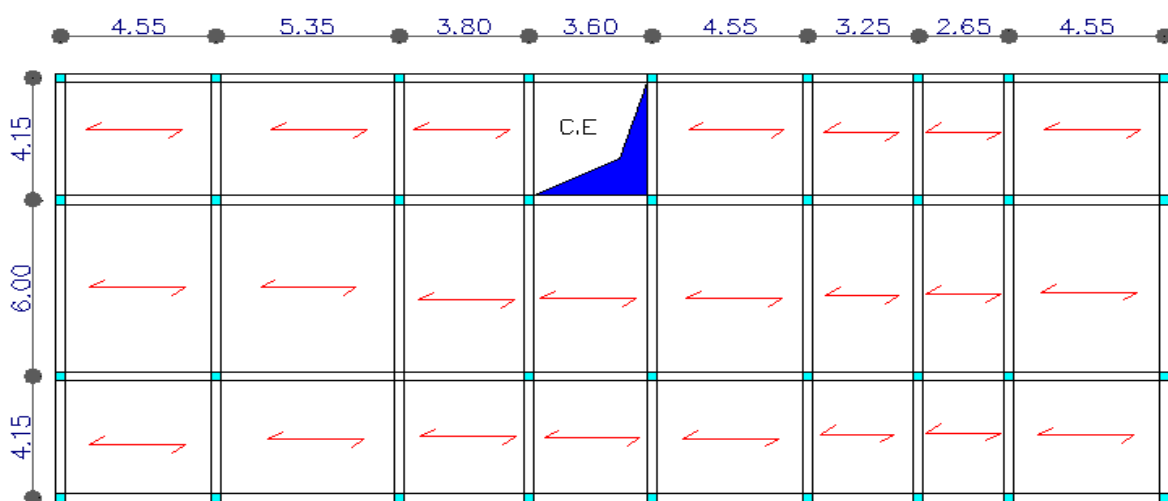
Les poutrelles se calculent à la flexion simple, sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

III.1.2.2 : Critère de la disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles est faite selon les deux critères

- Petite portée (afin de diminuer la flèche).
- Continuité (maximum d'appuis).

- **La disposition des poutrelles :**



- **figure III. 1: schéma de la disposition des poutrelles**

III.1.2.3 : Méthode de calcul :

Les méthodes appropriées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

a) Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) :**1. Condition d'application (B.6.210) :**

Pour appliquer la méthode forfaitaire il faut que les quatre conditions suivantes soient vérifiées :

- plancher est à surcharge modérée ($Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$).
 - le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25$.
 - le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

2. Application de la méthode :• **Valeurs des moments :**

Les valeurs des moments en travée M_t et aux appuis M_g et M_d

Doivent vérifier :

a. $M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max}(1.05M_0, (1+0.3) M_0)$

b. $M_t \geq (1+0.3) M_0 / 2$ dans une travée intermédiaire.

$M_t \geq (1.2+0.3) M_0 / 2$ dans une travée de rive.

c. La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- ✓ $0.6M_0$ pour une poutre à deux travées.
- ✓ $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- ✓ $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées

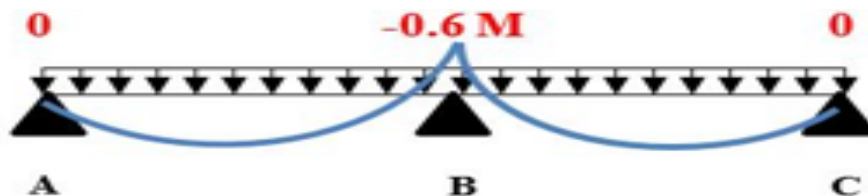


Figure III. 2: diagramme des moments au niveau des appuis pour une poutre à 2 travées

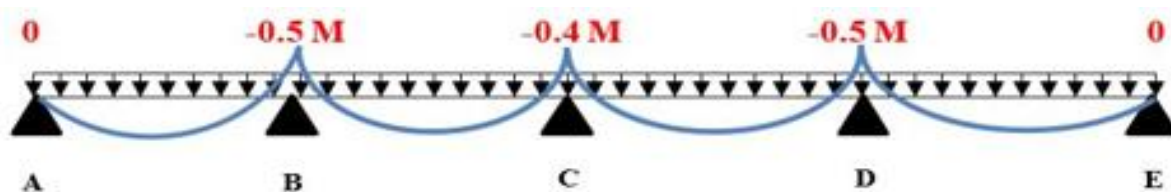


Figure III. 3: diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées

Avec M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré, et $\alpha = Q / (G+Q)$

Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées.

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :

$-0.15M_0$. Tel que $M_0 = \text{Max}(M_0^1, M_0^n)$

- **Evaluation de l'effort tranchant :**

L'effort tranchant est déterminé forfaitairement en supposant qu'il y a discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf sur le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 de :

- 15% si c'est une poutre à deux travées.
- 10% si c'est une poutre à plus de deux travées.

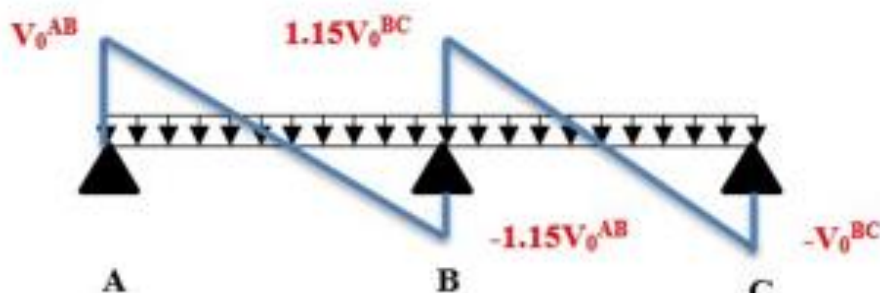


Figure III. 4: diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées

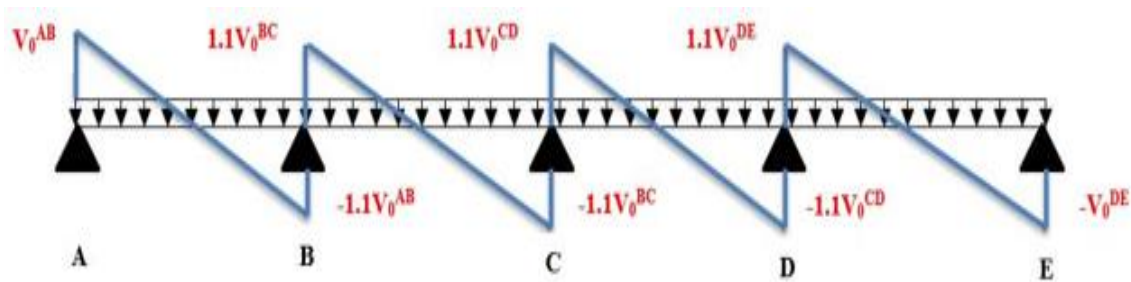


Figure III. 5:diagramme des efforts tranchants poutre une poutre à plus de 2 travées

b) Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91) :

Elle est appliquée essentiellement aux planchers à surcharge élevée ($Q \geq \text{Min}(2G, 5(\text{KN/m}^2))$). Le principe est basée sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- ✓ La variation de moment d’inerties d’une poutre à une autre dus à la variation de la largeur de la table de compression (b) qui dépend de (Ly) de chaque travée.
- ✓ L’amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

• **Calcul des moments :**

a).Moment en travée :

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times (1 - \frac{x}{l}) + M_d \times \frac{x}{l};$$

$$M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x);$$

$$x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}.$$

b).En appuis :

$$M_a = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)} \text{ (BAEL. Art. L.III,3)}$$

Tel que :

- ✓ L'_g et L'_d : longueurs fictives.
- ✓ q_g et q_d : charge réparties sur les 2 travées encadrant l’appui considère.

$$L' = \begin{cases} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

- L'effort tranchant :

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots\dots\dots \text{BAEL(ArtL.III.3)}$$

NB : Si l'une des 3 autres conditions n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée.

Tableau III. 1: calcul des moments et des efforts tranchants dans les poutrelles

Types	Schéma statique
<u>1^{er} type</u>	
<u>2^{ème} type</u>	
<u>3^{ème} type</u>	
<u>4^{ème} type</u>	
<u>5^{ème} type</u>	
<u>6^{ème} type</u>	

III.1.2.4 : Calcul des charges revenant aux poutrelles :

A l'ELU : $q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$ et $p_u = 0,65 \times q_u$

A l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0,65 \times q_s$

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

$G = 6.1 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$P_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = (1,35 \times 6.1 + 1,5 \times 1) \times 0,65 = 6.327 \text{ KN/ml}$

$P_s = (G + Q) \times 0,65 = (6.1 + 1) \times 0,65 = 4.615 \text{ KN/ml.}$

➤ **Plancher étage courant :**

$G = 5.58 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

$P_u = (1,35 \times 5.58 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 6.358 \text{ KN/ml}$

$P_s = (5.58 + 1,5) \times 0,65 = 4.602 \text{ KN/ml.}$

- **Combinaisons d’actions et calculs des charges :**

Tableau III. 2: *Combinaisons d’action*

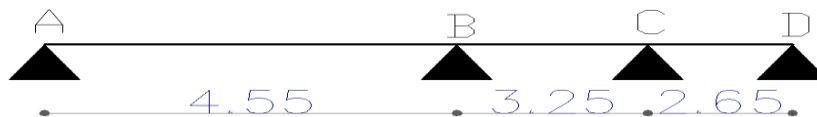
Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.1	1,0	9.73	6.327	7.1	4.615
Plancher à usage d’habitation	5.58	1,5	9.78	6.358	7.08	4.602

- Les types 1,2, 3,4, 5,6 seront calculé par la méthode de Caquot

III.1.2.5 : Calcul des sollicitations dans les différents types de poutrelles

Exemples de calcul :

- **Type 1 :**



Application de la méthode de Caquot minoré pour le 1er type :

$L_i/L_{i+1} = 4.55/3.25 = 1.4 \notin [0,8;1,25] \dots\dots\dots$ *Codition non vérifiée*

On remarque que la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée, alors on ne peut pas appliquer la méthode forfaitaire donc on applique la méthode de Caquot minorée, en remplaçant G par G' dans le calcul des moments aux appuis

$$G' = \frac{2}{3} G$$

$$G' = \frac{2}{3} \times 5.58 = 3.72 \text{ KN/m}^2$$

$$P_U = (1,35 G' + 1,5 Q) \times 0,65 = 4.726 \text{ KN/m}$$

$$P_S = (G' + Q) \times 0,65 = 3.393 \text{ KN/m}$$

A l'ELU :

- **Moments aux appuis :**

$$M_A = M_D = 0 \text{ KN.m}$$

- **Appui B :**

$$M_B = - \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8,5 \times (l_g' + l_d')}$$

$$\text{(ELU): } P_g = P_d = 4.726 \text{ KN/m}$$

$$\text{(ELS): } P_g = P_d = 3.393 \text{ KN/m}$$

Longueurs fictives :

$$L_g' = L_g = 4.55 \text{ m.}$$

$$L_d' = 0.8 L_d = 2.6 \text{ m.}$$

$$\text{(ELU): } M_B = - \frac{(4.726)(4.55)^3 + (4.726)(2.6)^3}{8,5 \times (4.55 + 2.6)} = -8.69 \text{ KN.m}$$

$$\text{(ELS): } M_B = - \frac{(3.393)(4.55)^3 + (3.393)(2.6)^3}{8,5 \times (4.55 + 2.6)} = -6.24 \text{ KN.m}$$

- **Appui c :**

$$M_C = - \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8,5 \times (l_g' + l_d')}$$

- (ELU): $P_g = P_d = 4.726 \text{ KN/m}$

- (ELS): $P_g = P_d = 3.393 \text{ KN/m}$

- Longueurs fictives :
- $L_g' = 0.8L_g = 2.6 \text{ m}$.
- $L_d' = L_d = 2.65 \text{ m}$.
- (ELU): $M_C = -\frac{(4.726)(2.6)^3 + (4.726)(2.65)^3}{8.5 \times (2.6 + 2.65)} = -3.83 \text{ KN} \cdot \text{m}$
- (ELS): $M_C = -\frac{(3.393)(2.6)^3 + (3.393)(2.65)^3}{8.5 \times (2.6 + 2.65)} = -2.75 \text{ KN} \cdot \text{m}$

- **Moments en travée :**

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l};$$

$$M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \text{ tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

Travée AB :

$$X = \frac{4.55}{2} - \frac{0 - (-8.69)}{6.358 \times 4.55} = 1.97 \text{ m}$$

$$\text{➤ (ELU): } M_0(x) = \frac{6.358 \times 1.97}{2} \times (4.55 - 1.97) = 16.16 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M(x) = 16.16 + (-8.69) \times \frac{1.97}{4.55} = 12.40 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\text{➤ (ELS): } X = \frac{4.55}{2} - \frac{0 - (-6.24)}{4.602 \times 4.55} = 1.97 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{4.602 \times 1.97}{2} \times (4.55 - 1.97) = 11.69 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M(x) = 11.69 + (-6.24) \times \frac{1.97}{4.55} = 8.99 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Travée BC:

$$X = \frac{3.25}{2} - \frac{-8.69 - (-3.83)}{6.358 \times 3.25} = 1.86 \text{ m}$$

$$\text{➤ (ELU): } M_0(x) = \frac{6.358 \times 1.86}{2} \times (3.25 - 1.86) = 8.22 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M(x) = 8.22 - 8.69 \left(1 - \frac{1.86}{3.25}\right) + (-3.83) \left(\frac{1.86}{3.25}\right) = 2.31 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\text{➤ (ELS): } M_0(x) = \frac{4.602 \times 1.86}{2} \times (3.25 - 1.86) = 5.95 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M(x) = 5.95 - 6.24 \left(1 - \frac{1.86}{3.25}\right) - 2.75 \left(\frac{1.86}{3.25}\right) = 1.71 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Travée CD:

$$X = \frac{2.65}{2} - \frac{-3.83-0}{6.358 \times 2.65} = 1.55 \text{ m}$$

$$\rightarrow (\text{ELU}): M_0(x) = \frac{6.358 \times 1.55}{2} \times (2.65 - 1.55) = 5.42 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 5.42 - 3.83 \left(1 - \frac{1.55}{2.65}\right) = 3.83 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow (\text{ELS}): M_0(x) = \frac{4.602 \times 1.55}{2} \times (2.65 - 1.55) = 3.92 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 3.92 - 2.75 \left(1 - \frac{1.55}{2.65}\right) = 2.78 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

Travée AB :

$$V_A = \frac{6.358 \times 4.55}{2} + \frac{-8.69 - 0}{4.55} = 12.55 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{6.358 \times 4.55}{2} + \frac{-8.69 + 0}{4.55} = -16.37 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = \frac{6.358 \times 3.25}{2} + \frac{-3.83 - (-8.69)}{3.25} = 11.82 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{6.358 \times 3.25}{2} + \frac{-3.83 - (-8.69)}{3.25} = -8.84 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$V_C = \frac{6.358 \times 2.65}{2} + \frac{0 - (-3.83)}{2.65} = 9.87 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{6.358 \times 2.65}{2} + \frac{0 - (-3.83)}{2.65} = -6.98 \text{ KN}$$

Tableau III. 3: Sollicitations à l'ELU (type 1)

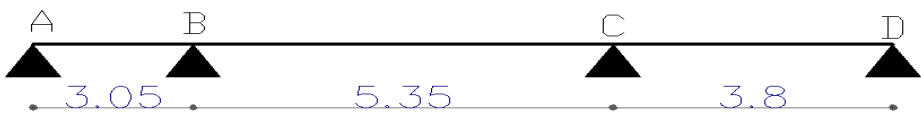
	Travée	L	P_u	P_u'	M_0	M_g	M_d	M_t	V_g	V_d
		(m)	(KN/m)	(KN/m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN)
Plancher courant	A-B	4.55	6.358	4.726	12.23	0	-8.69	12.4	12.55	- 16.37
	B-C	3.25	6.358	4.726	6.24	-8.69	- 3.83	2.31	11.82	-8.84
	C-D	2.65	6.358	4.726	4.15	-3.83	0	3.83	9.87	-6.98

Tableau III. 4: Sollicitations à l'ELS (type 1)

	Travée	L	P_s	P_s'	M_0	M_g	M_d	M_t
		(m)	(KN/m)	(KN/m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)
Plancher courant	A-B	4.55	4.602	3.393	8.78	0	-6.24	8.99
	B-C	3.25	4.602	3.393	4.48	-6.24	- 2.75	1.71
	C-D	2.65	4.602	3.393	2.98	-2.75	0	2.78

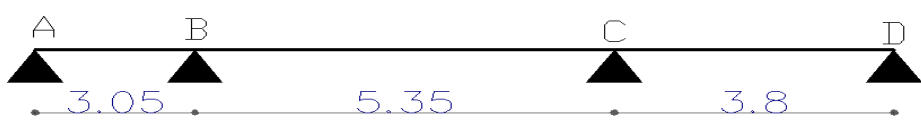
- Type 2

Tableau III. 5: Sollicitations à l'ELU (type 2)



	Travée	L	P_u	P_u'	M_0	M_g	M_d	M_t	V_g	V_d
		(m)	(KN/m)	(KN/m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN)
Plancher courant	A-B	3.05	6.358	4.726	5.49	0	-8.10	3.89	7.04	-12.35
	B-C	5.35	6.358	4.726	16.91	-8.10	-9.17	14.11	16.81	-17.21
	C-D	3.8	6.358	4.726	8.53	-9.17	0	7.35	14.49	-9.67

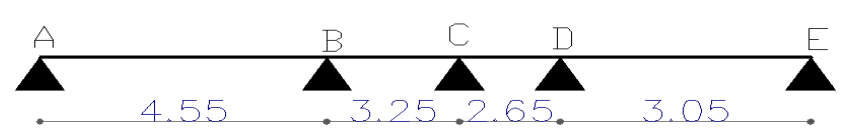
Tableau III. 6: Sollicitations à l'ELS (type 2)



	Travée	L	P_s	P_s'	M_0	M_g	M_d	M_t
		(m)	(KN/m)	(KN/m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)
Plancher courant	A-B	3.05	4.602	3.393	3.94	0	-5.82	2.84
	B-C	5.35	4.602	3.393	12.14	-5.82	-6.58	10.27
	C-D	3.8	4.602	3.393	6.12	-6.58	0	5.34

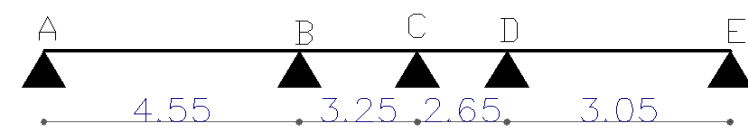
- Type 3

Tableau III. 7: Sollicitations à l'ELU (type 3)



	Travée	L	P _u	P _u '	M ₀	M _g	M _d	M _t	V _g	V _d
		(m)	(KN/m)	(KN/m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)	(KN)
Plancher courant	A-B	4.55	6.358	4.726	12.23	0	-8.69	12.39	12.56	-16.38
	B-C	3.25	6.358	4.726	6.24	-8.69	- 3.19	2.68	12.03	-8.64
	C-D	2.65	6.358	4.726	4.15	-3.19	- 4.08	1.96	8.09	-8.76
	D-E	3.05	6.358	4.726	5.49	-4.08	0	5.49	11.03	-8.36

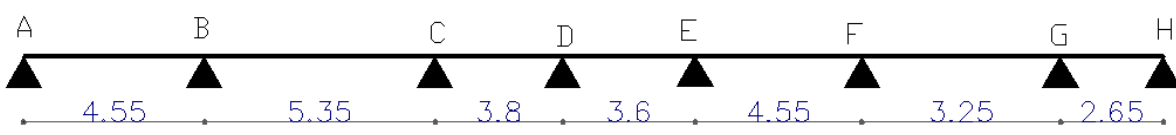
Tableau III. 8: Sollicitations à l'ELS (type 3)



	Travée	L	P _s	P _s '	M ₀	M _g	M _d	M _t
		(m)	(KN/m)	(KN/m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)
Plancher courant	A-B	4.55	4.602	3.393	8.78	0	-6.24	8.99
	B-C	3.25	4.602	3.393	4.48	-6.24	- 2.29	1.97
	C-D	2.65	4.602	3.393	2.98	-2.29	-2.93	1.44
	D-E	3.05	4.602	3.393	3.95	-2.93	0	3.98

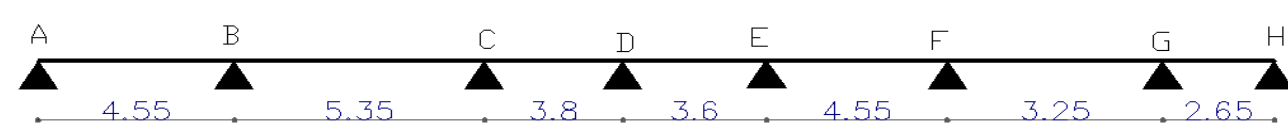
- Type 4

Tableau III. 9.:Sollicitations à l'ELU (type 4)



	Travée	L (m)	P_u (KN/m)	P_u' (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Plancher courant	A-B	4.55	6.358	4.726	12.23	0	-10.87	11.47	12.08	-16.86
	B-C	5.35	6.358	4.726	16.91	-10.87	- 8.09	13.29	17.53	-16.49
	C-D	3.8	6.358	4.726	8.53	-8.09	- 4.88	5.05	12.93	-11.24
	D-E	3.6	6.358	4.726	7.66	-4.88	-6.15	4.79	11.09	-11.79
	E-F	4.55	6.358	4.726	12.23	-6.15	-5.87	10.45	14.53	-14.40
	F-G	3.25	6.358	4.726	6.24	-5.87	-3.83	3.58	10.96	-9.71
	G-H	2.65	6.358	4.726	4.15	-3.83	0	3.83	9.87	-6.98

Tableau III. 10.:Sollicitations à l'ELS (type 4)

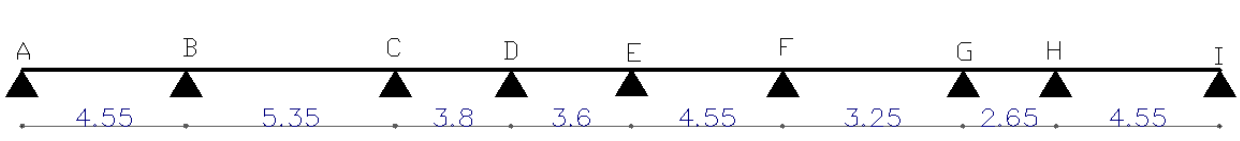


	Travée	L (m)	P_s (KN/m)	P_s' (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
Plancher courant	A-B	4.55	4.602	3.393	8.78	0	-7.80	8.33
	B-C	5.35	4.602	3.393	12.14	-7.80	- 5.81	9.68

	C-D	3.8	4.602	3.393	6.12	-5.81	-3.51	3.69
	D-E	3.6	4.602	3.393	5.49	-3.51	-4.41	3.50
	E-F	4.55	4.602	3.393	8.78	-4.41	-4.21	7.59
	F-G	3.25	4.602	3.393	4.48	-4.21	-2.75	2.62
	G-H	2.65	4.602	3.393	2.98	-2.75	0	2.78

- Type 5

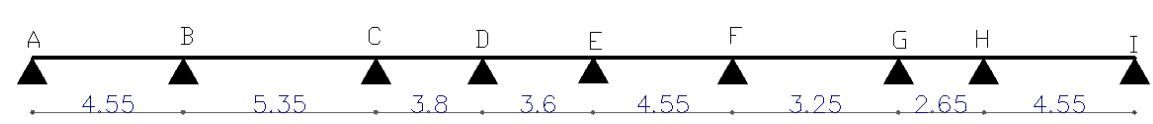
Tableau III. 11: Sollicitations à l'ELU (type 5)



	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	P _u ' (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Plancher Terrasse inaccessible	A-B	4.55	6.327	4.544	11.76	0	-10.45	11.57	12.09	-16.69
	B-C	5.35	6.327	4.544	16.26	-10.45	-7.78	13.54	17.43	-16.43
	C-D	3.8	6.327	4.544	8.20	-7.78	-4.69	5.24	12.84	-11.21
	D-E	3.6	6.327	4.544	7.36	-4.69	-5.91	4.96	11.05	-11.73
	E-F	4.55	6.327	4.544	11.76	-5.91	-5.64	10.6	14.46	-14.34
	F-G	3.25	6.327	4.544	5.99	-5.64	-3.07	4.05	11.07	-9.49
	G-H	2.65	6.327	4.544	3.99	-3.07	-8.31	0.17	6.41	-10.36
	H-I	4.55	6.327	4.544	11.76	-8.31	0	12.48	16.22	-12.57
Plancher courant	A-B	4.55	6.358	4.726	12.23	0	-10.87	11.47	12.08	-16.86
	B-C	5.35	6.358	4.726	16.91	-10.87	-8.09	13.29	17.53	-16.49
	C-D	3.8	6.358	4.726	8.53	-8.09	-4.88	5.05	12.93	-11.24
	D-E	3.6	6.358	4.726	7.66	-4.88	-6.15	4.79	11.09	-11.79
	E-F	4.55	6.358	4.726	12.23	-6.15	-5.87	10.45	14.53	-14.40
	F-G	3.25	6.358	4.726	6.24	-5.87	-3.19	3.92	11.16	-9.51

	G-H	2.65	6.358	4.726	4.15	-3.19	-8.65	-0.005	6.37	-10.48
	H-I	4.55	6.358	4.726	12.23	-8.65	0	12.42	16.37	-12.57

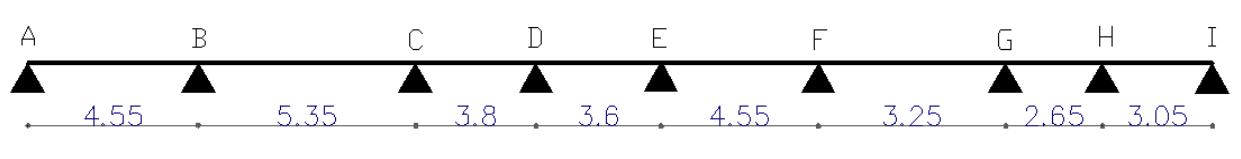
Tableau III. 12: Sollicitations à l'ELS (type 5)



	Travée	L (m)	Ps (KN/m)	Ps' (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Plancher Terrasse inaccessible	A-B	4.55	4.615	3.293	8.52	0	-7.57	8.46
	B-C	5.35	4.615	3.293	11.78	-7.57	-5.64	9.92
	C-D	3.8	4.615	3.293	5.94	-5.64	-3.40	3.85
	D-E	3.6	4.615	3.293	5.33	-3.40	-4.29	3.64
	E-F	4.55	4.615	3.293	8.52	-4.29	-4.09	7.76
	F-G	3.25	4.615	3.293	4.35	-4.09	-2.23	2.97
	G-H	2.65	4.615	3.293	2.89	-2.23	-6.03	0.15
	H-I	4.55	4.615	3.293	8.52	-6.03	0	9.12
Plancher étage courant	A-B	4.55	4.602	3.393	8.78	0	-7.80	8.33
	B-C	5.35	4.602	3.393	12.14	-7.80	-5.81	9.68
	C-D	3.8	4.602	3.393	6.12	-5.81	-3.51	3.69
	D-E	3.6	4.602	3.393	5.49	-3.51	-4.41	3.50
	E-F	4.55	4.602	3.393	8.78	-4.41	-4.21	7.59
	F-G	3.25	4.602	3.393	4.48	-4.21	-2.29	2.86
	G-H	2.65	4.602	3.393	2.98	-2.29	-6.21	0.027
	H-I	4.55	4.602	3.393	8.78	-6.21	0	9.01

- Type 6

Tableau III. 13: Sollicitations à l'ELU (type 6)



	Travée	L (m)	P_u (KN/m)	P_u' (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Plancher Terrasse inaccessible	A-B	4.55	6.327	4.544	11.76	0	-10.45	11.57	12.09	-16.69
	B-C	5.35	6.327	4.544	16.26	-10.45	-7.78	13.54	17.43	-16.43
	C-D	3.8	6.327	4.544	8.20	-7.78	-4.69	5.24	12.84	-11.21
	D-E	3.6	6.327	4.544	7.36	-4.69	-5.91	4.96	11.05	-11.73
	E-F	4.55	6.327	4.544	11.76	-5.91	-5.64	10.6	14.46	-14.34
	F-G	3.25	6.327	4.544	5.99	-5.64	-3.07	4.05	11.07	-9.49
	G-H	2.65	6.327	4.544	3.99	-3.07	-3.92	2.07	8.06	-8.70
	H-I	3.05	6.327	4.544	5.28	-3.92	0	5.53	10.93	-8.36
Plancher courant	A-B	4.55	6.358	4.726	12.23	0	-10.87	11.47	12.08	-16.86
	B-C	5.35	6.358	4.726	16.91	-10.87	-8.09	13.29	17.53	-16.49
	C-D	3.8	6.358	4.726	8.53	-8.09	-4.88	5.05	12.93	-11.24
	D-E	3.6	6.358	4.726	7.66	-4.88	-6.15	4.79	11.09	-11.79
	E-F	4.55	6.358	4.726	12.23	-6.15	-5.87	10.45	14.53	-14.40
	F-G	3.25	6.358	4.726	6.24	-5.87	-3.19	3.92	11.16	-9.51
	G-H	2.65	6.358	4.726	4.15	-3.19	-4.08	1.96	8.09	-8.76
	H-I	3.05	6.358	4.726	5.49	-4.08	0	5.49	11.03	-8.36

Tableau III. 14: Sollicitations à l'ELS (type 6)

	Travée	L (m)	P_s (KN/m)	P_s' (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
Plancher Terrasse inaccessible	A-B	4.55	4.615	3.293	8.52	0	-7.57	8.46
	B-C	5.35	4.615	3.293	11.78	-7.57	-5.64	9.92
	C-D	3.8	4.615	3.293	5.94	-5.64	-3.40	3.85
	D-E	3.6	4.615	3.293	5.33	-3.40	-4.29	3.64
	E-F	4.55	4.615	3.293	8.52	-4.29	-4.09	7.76
	F-G	3.25	4.615	3.293	4.35	-4.09	-2.23	2.97
	G-H	2.65	4.615	3.293	2.89	-2.23	-2.84	1.52
	H-I	3.05	4.615	3.293	3.83	-2.84	0	4.04
Plancher Etage courant	A-B	4.55	4.602	3.393	8.78	0	-7.80	8.33
	B-C	5.35	4.602	3.393	12.14	-7.80	-5.81	9.68
	C-D	3.8	4.602	3.393	6.12	-5.81	-3.51	3.69
	D-E	3.6	4.602	3.393	5.49	-3.51	-4.41	3.50
	E-F	4.55	4.602	3.393	8.78	-4.41	-4.21	7.59
	F-G	3.25	4.602	3.393	4.48	-4.21	-2.29	2.86
	G-H	2.65	4.602	3.393	2.98	-2.29	-2.92	1.44
	H-I	3.05	4.602	3.393	3.95	-2.92	0	3.98

Les Sollicitations maximales sur toutes les poutrelles

Tableau III. 15: Les Sollicitations maximales sur toutes les poutrelles

Type d'étage	Type de poutrelle	ELU				ELS	
		M_a^{\max} (KN.m)	M_t^{\max} (KN.m)	v^{\max} (KN)	M_0^{\max} (KN.m)	M_a^{\max} (KN.m)	M_t^{\max} (KN.m)
Terrasse inaccessible	Type 6	-10.45	13.54	17.43	16.29	-7.57	9.92
	Type 7	-10.45	13.54	17.43	16.29	-7.57	9.92
Plancher Courant	Type 1	0	1.79	4.77	1.79	0	1.29
	Type 2	-8.69	12.4	-16.37	12.23	-6.24	8.99
	Type 3	-9.17	14.11	-17.21	16.91	-6.58	10.27
	Type 4	-8.69	12.39	-16.38	12.23	-6.24	8.99
	Type 5	-10.87	13.29	17.53	12.23	-7.80	9.68
	Type 6	-10.87	13.29	17.53	16.91	-7.80	9.68
	Type 7	-10.87	13.29	17.53	16.91	-7.80	9.68

Récapitulation des Sollicitations les plus défavorables :

Tableau III. 16: Les Sollicitations maximales

	ELU				ELS	
	M_a^{\max} (KN.m)	M_t^{\max} (KN.m)	v^{\max} (KN)	M_0^{\max} (KN.m)	M_a^{\max} (KN.m)	M_t^{\max} (KN.m)
Terrasse inaccessible	10.45	13.54	17.43	16.26	7.57	9.92
Habitation	10.87	13.29	17.53	16.91	7.80	10.27

III.1.2.6 : Ferrailage de poutrelles

Les poutrelles seront calculée comme des sections en T a la flexion simple avec les sollicitations maximales.

➤ **Calcul a l'ELU****Exemple de calcul plancher habitation:**

Le calcul se fera pour une section en T.

En travée

On ferraille toutes les travées de la même manière avec :

$$M_{t_{\max}} = 13.29 \text{ KN.m}$$

En appui

$$M_{a_{riv}}^{\max} = -0,15 \times M_0^{\max} = -0,15 \times 16.91 = -2.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{a_{int}}^{\max} = 10.87 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = 17.53 \text{ KN}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 24 = 22 \text{ cm}$$

-Ferrailage en travée :

$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \times (d - h_0/2)$Moment équilibré par la table de compression.

$$M_{tu} = 14,2 \times 0,59 \times 0,04 \times (0,22 - 0,04/2) \Rightarrow M_{tu} = 67,02 \times 10^{-3} \text{ MN.m} = 67,02 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \rightarrow$ La table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre passe dans la table de compression donc le calcul se fait en flexion simple pour une section rectangulaire

$$(b \times h_t) = (59 \times 24) \text{ cm}^2.$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \times f_{bu}} ; \quad d = 0,9 \times h = 0,9 \times 24 = 22 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{13,29 \times 10^6}{590 \times 220^2 \times 14,2} = 0,0328; \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0,0328 < \mu_l = 0,3916 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,042$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,2166 \text{ m}$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_t = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{13,54 \times 10^{-3}}{0,2166 \times 348} = 1,79 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 1,79 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,59 \times 0,22 \times 2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2 < A_t = 1,79 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

$$\text{On opte pour : } A_t = 3\text{HA}10 = 2,37 \text{ cm}^2$$

-Ferrailage en appuis :

En appui intermédiaire :

Au niveau des appuis, la table de compression est tendue donc le calcul se fait pour une section rectangulaire de $b_0 \times h$.

$$M_a = 10,87 \text{ KN.m}; \quad \mu_{bu} = \frac{10,87 \times 10^{-3}}{0,12 \times (0,22)^2 \times 14,2} = 0,132;$$

$$\Rightarrow \mu_{bu} = 0,132, \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0,132 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,177$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,204 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{10,87 \times 10^{-3}}{0,204 \times 348} = 1,53 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{ai} = 1,53 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{400} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,12 \times 0,22 \times 2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0,32 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,32 \text{ cm}^2 < A_{ai} = 1,53 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

$$\text{On opte pour : } A_{ai} = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

- En appui de rive

$$M_{a \text{ riv}} = -2,54 \text{ KN.m}; \quad \mu_{bu} = \frac{2,54 \times 10^{-3}}{0,12 \times (0,22)^2 \times 14,2} = 0,031; \Rightarrow \mu_{bu} = 0,031$$

$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow$ pivot A

$\mu_{bu} = 0,031 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,039$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,2158m$$

$$A_{a \text{ rive}} = \frac{M_{a \text{ rive}}}{z \times f_{st}} = \frac{2,54 \times 10^{-3}}{0,2158 \times 348} = 0,34cm^2$$

$$A_{a \text{ rive}} = 0,34cm^2.$$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{400} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,12 \times 0,22 \times 2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0,32 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,32 \text{ cm}^2 < A_{ai} = 0,34cm^2 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

On opte pour : 1HA10 = 0,78cm².

➤ **Vérification des poutrelles à l'ELU**

- **Cisaillement**

$$V_u = 17,53KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \Rightarrow \tau_u = \frac{17,53 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,22} \Rightarrow \tau_u = 0,664MPa$$

Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min [(0,2/\gamma_b) * f_{c28}; 5MPa] = 3,33MPa \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

(Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement).

➤ **Ferraillage transversal :**

Le diamètre Φt des armatures transversales est donne par :

$$\Phi t \leq \min \{ht / 35, b_0/10, \Phi L\}$$

ΦL : diamètre minimale des armatures longitudinale ($\Phi L = 8mm$).

$$\Phi t \leq \min \{240/ 35, 12/10, 8\} = 6.86mm$$

On adopte a un étrier $\Phi 6$.

Donc la section d'armatures transversales sera : $A_t = 2\Phi 6 = 0.57cm^2$.

➤ **Espacement St :**

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes:

$$1) St \leq \text{Min} (0.9d, 40\text{cm}) = St \leq \text{Min} (0,9 \cdot 22; 40\text{cm})$$

$$\Rightarrow St \leq 19.8 \text{ cm}$$

$$2) St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28} K)} \Rightarrow St \leq 92,45 \text{ cm} \quad (\text{article A.5.1.2.2})$$

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right. \Rightarrow K=1$

$$3) St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow \frac{0,5 \times 400}{0,4 \times 12} \Rightarrow St \leq 41.66 \text{ cm}$$

St = min (1; 2; 3) \Rightarrow on opte pour St = 15cm.

• **Vérification de la jonction table nervure :**

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \Rightarrow b_1 = 0,235\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0,9 \times d \times b \times h_0} \Rightarrow \tau_u = 0,88\text{MPa} \quad (\text{Art. A.5.3.2})$$

$$\bar{\tau}_u = \text{min} [(0,2/\gamma_b) \cdot f_{c28}; 5\text{MPa}] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

\Rightarrow Pas risque de rupture à la jonction table-nervure.

• **Vérification à l'effort tranchant**

Vérification des armatures longitudinales (A_l) à l'effort tranchant (V_u) au niveau l'appui :

En appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s V_u}{f_e}$$

$$A_l = A_{\text{travée}} + A_{\text{appui}} = 3\text{HA}10 + 1\text{HA}10 = 2.37 + 0,78 = 3.15\text{cm}^2$$

$$A_l \geq \frac{1,15}{400} \times 17.53 \times 10^{-3} = 0,50\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

En appuis intermédiaire :

$$A_l = A_{\text{travée}} + A_{\text{appui}} = 3\text{HA}10 + 2\text{HA}10 = 3.95\text{cm}^2$$

$$A_l \geq [V_u + \frac{M_a}{0,9 \times d}] \times \frac{\gamma_s}{f_e} = 0,21 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

• **Vérification de l'effort tranchant dans le béton :**

Vérification de la bielle :

$$V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \quad (\text{Art A.6.1.3 [1]}).$$

$$\text{Avec : } a_{\max} = 0,9 \times d = 0,9 \times 0,22 = 19,8 \text{ cm}$$

$$V_u = 17,53 \text{ kN} < 0,267 \times 0,198 \times 0,12 \times 25 \times 10^3 = 158,59 \text{ kN} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification des poutrelles à l'ELS**

• **Etat limite de compression du béton**

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

-En travée

$$M_t = 10,27 \text{ kN.m} \quad A_t = 2,37 \text{ cm}^2$$

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{0,59 \times (0,04)^2}{2} - 15 \times 2,37 \times 10^{-4} (0,22 - 0,04) \Rightarrow H = -1,68 \times 10^{-4} < 0$$

donc l'axe neutre passe par la nervure

Vérification d'une section en T

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

$$\frac{0,12}{2} y^2 + [15 \times 2,37 \times 10^{-4} + (0,59 - 0,12) \times 0,04] y - 15 \times 2,37 \times 10^{-4} \times 0,22 - (0,59 - 0,12) \times \frac{(0,04)^2}{2} = 0$$

$$0,06y^2 + 0,022355y - 0,00041 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 0,024$$

$$y = 4,95 \text{ cm}$$

$$I = \frac{0,59}{3} \times (0,0495)^3 - \frac{(0,59 - 0,12) \times (0,0495 - 0,04)^3}{3} + 15 \times 2,37 \times 10^{-4} \times (0,22 - 0,0495)^2 \Rightarrow I = 14992,78 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{10,27 \times 10^{-3}}{14992,78 \times 10^{-8}} \times 0,0495$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 3,39 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \text{vérifié.}$$

–En appuis intermédiaire

$$M_{ser} = 7,80 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$A_{ai} = 1,57 \text{ cm}^2.$$

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{0,59 \times (0,04)^2}{2} - 15 \times 1,57 \times 10^{-4} (0,22 - 0,04) \Rightarrow H = 0,481 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$H = 0,481 \times 10^{-4} > 0$ donc l'axe neutre passe par la table, vérification des contraintes pour une section rectangulaire (b×h)

⇒ Calcul d'une section rectangulaire (b×h)

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

$$\frac{0,59}{2} y^2 + (15 \times 1,57 \times 10^{-4})y - 15 \times 1,57 \times 10^{-4} \times 0,22 = 0$$

$$0,295 y^2 + 0,00235 y - 0,0005181 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 0,026$$

$$y = 3,57 \text{ cm}$$

Calcul de moment d'inertie :

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

$$I = \frac{59 \times 3,57^3}{3} + 15 \times 1,57 (22 - 3,57)^2$$

$$\Rightarrow I = 8893,93 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{7,80 \times 10^2}{8893,93} 35,7 \Rightarrow \sigma_{bc} = 3,13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,13 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• **Etat limite de déformation :**

Tout élément fléchi doit être vérifié à la déformation. Néanmoins l'article (B.6.5.1) de BAEL stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

h : Hauteur de la poutrelle

L : Longueur de la travée

M_t : Moment en travée

M₀ : Moment isostatique de cette travée

A : Section des armatures choisies

On a : $\frac{h}{L} = \frac{24}{535} = 0,045 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow$ condition non vérifiée donc on doit faire une vérification de la flèche.

Vérification de la flèche.

$$\text{On a : } \begin{cases} \Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \\ f_{admissible} = \begin{cases} \frac{l}{500}, l \leq 5m. \\ 0.5 \text{ cm} + \frac{l}{1000}, l > 5m. \end{cases} \\ \Delta f \leq f_{admissible} \end{cases}$$

- ✓ f_{gv} et f_{gi} : les flèches différées et instantanées respectivement dues à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtement + cloisons)
- ✓ f_{ji} la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).
- ✓ f_{pi} la flèche instantanée due aux charges totales (G+Q).
- ✓ j : la charge permanente au moment de la mise des cloisons.
- ✓ g : la charge permanente après la mise des cloisons.
- ✓ p : la somme des charges permanentes et charges d'exploitation

$$j = (G_{plancher} + G_{cloisons}) = (3.2 + 0.9) = 4.1 \text{ KN/m}^2.$$

$$g = (G_{plancher} + G_{cloisons} + G_{revettement}) = 5.58 \text{ KN/m}^2.$$

$$p = G_{Total} + Q_{Total} = 5.58 + 1.5 = 7.08 \text{ KN/m}^2.$$

➤ **Evaluation des charges :**

$$q_j = 0.59 * 4.1 = 2.42 \text{ KN/ml.}$$

$$q_g = 0.59 * 5.58 = 3.29 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = 0.59 * 7.08 = 4.18 \text{ KN/ml}$$

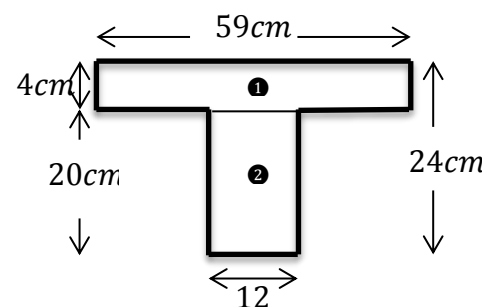


Figure III. 6: schéma de la poutrelle

➤ **Evaluation des moments :**

Tableau III. 17: Calcul des moments correspondants

Moment correspondant à q_j	$0.85 \left(\frac{q_j * l^2}{8} \right)$	$M_j = 7.36 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_g	$0.85 \left(\frac{q_g * l^2}{8} \right)$	$M_g = 10.00 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_p	$0.85 \left(\frac{q_p * l^2}{8} \right)$	$M_p = 12.71 \text{ KN.m}$

• **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre $\Rightarrow y = 4.95 \text{ cm}$

Position du centre de gravité de la section homogène :

$$v = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (A_{st} d + A_{sc} d')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A_{st} + A_{sc})}$$

$$v = \frac{\frac{12 \times 24^2}{2} + (59 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times (2,37 \times 22)}{(12 \times 24) + (59 - 12) \times 24 + 15 \times (2,37)}$$

$v = 3.18 \text{ cm}$

➤ **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

$$I_0 = \frac{b \times v^3}{3} + \frac{b_0 \times (h - v)^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (v - h_0)^3}{3} + 15 \times A_{st} (d - v)^2 + 15 \times A_{sc} (v - d')^2$$

$$I_0 = \frac{59 \times 3.18^3}{3} + \frac{12 \times (24 - 3.18)^3}{3} - \frac{(59 - 12) \times (3.18 - 4)^3}{3} + 15 \times 2,37 (22 - 3.18)^2$$

$I_0 = 49349.46 \text{ cm}^4$ (Moment d'inertie de la section totale (acier + béton)(cm^4))

$A_s = 2,37 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{2,37 \times 10^{-4}}{0,12 \times 0,22} \Rightarrow \rho = 0,009$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho} = \frac{0,05 \times 59 \times 2,1}{(2 \times 59 + 3 \times 12) \times 0,009} = 4.47 \text{ Déformation instantanée.}$$

$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1,788$ Déformation différée.

• **Calcul des déformations E_i et E_v :**

$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3}$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_i = 32164.20 \text{ MPa}$.

$E_v = 1/3 \times E_i$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

$E_v = 10721.40 \text{ MPa}$.

• **Contraintes :**

σ_s : contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa).

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{iser} \times (d - y)}{I} ; y = 4.95 \text{ cm}; I = 14992.78 \text{ cm}^4; I_0 = 49349.46 \text{ cm}^4; A_s = 2.37 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{7.36 \times (0.22 - 0.0495)}{14992.78 \times 10^{-8}} = 125.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{10.00 \times (0.22 - 0.0495)}{14992.78 \times 10^{-8}} = 170.58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{12.71 \times (0.22 - 0.0495)}{14992.78 \times 10^{-8}} = 216.81 \text{ MPa}$$

• **Inerties fictives (I_f) :**

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

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

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.009 \times 125.55 + 2.1} = 0.44 > 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.009 \times 170.58 + 2.1} = 0.55 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.009 \times 216.81 + 2.1} = 0.63 > 0$$

$$I_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 49349.46}{1 + 4.47 \times 0.44} = 18297.29 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 49349,46}{1 + 4,47 \times 0,55} = 15695,94 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 49349,46}{1 + 4,47 \times 0,63} = 14225,10 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 49349,46}{1 + (1,788 \times 0,55)} = 27369,37 \text{ cm}^4$$

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

$$f_{ji} = \frac{7,36 \times 10^{-3} \times 5,35^2}{10 \times 32164,2 \times 18297,29 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{ji} = 3,6 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{10,00 \times 10^{-3} \times 5,35^2}{10 \times 32164,2 \times 15695,94 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gi} = 5,67 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{12,71 \times 10^{-3} \times 5,35^2}{10 \times 32164,2 \times 14225,1 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{pi} = 7,95 \text{ mm}$$

$$f_{vg} = \frac{12,71 \times 10^{-3} \times 5,35^2}{10 \times 10721,4 \times 27369,37 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{vg} = 12,4 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 12,4 - 3,6 + 7,95 - 5,67 \Rightarrow \Delta f_t = 11,08 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 11,08 \text{ mm} > f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0,5 = 10,35 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{la flèche n'est pas vérifiée.}$$

La flèche n'est pas vérifiée donc on augmente la section d'acier.

$$A_{st} = 2HA14 + 1HA12 = 4,21 \text{ cm}^2$$

- Position du centre de gravité de la section homogène :

$$v = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (A_{st} d + A_{sc} d')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A_{st} + A_{sc})}$$

$$v = \frac{\frac{12 \times 24^2}{2} + (59 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times (4,21 \times 22)}{(12 \times 24) + (59 - 12) \times 24 + 15 \times (4,21)}$$

$$v = 3,53 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie de la section homogène I₀ :

$$I_0 = \frac{b \times v^3}{3} + \frac{b_0 \times (h - v)^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (v - h_0)^3}{3} + 15 \times A_{st} (d - v)^2 + 15 \times A_{sc} (v - d')^2$$

$$I_0 = \frac{59 \times 3.53^3}{3} + \frac{12 \times (24 - 3.53)^3}{3} - \frac{(59 - 12) \times (3.53 - 4)^3}{3} + 15 \times 4.21 (22 - 3.53)^2$$

$$I_0 = 56719.18 \text{ cm}^4 \dots\dots\dots (\text{Moment d'inertie de la section totale (acier + béton)})(\text{cm}^4))$$

$$A_s = 4.21 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{2.37 \times 10^{-4}}{0.12 \times 0.22} \Rightarrow \rho = 0.016$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho} = \frac{0.05 \times 59 \times 2.1}{(2 \times 59 + 3 \times 12) \times 0.016} = 2.51 \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 0.628 \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

• **Calcul des déformations E_i et E_v :**

$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3} \dots\dots\dots$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$$E_i = 32164.20 \text{ MPa.}$$

$E_v = 1/3 \times E_i \dots\dots$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$E_v = 10721.40 \text{ MPa.}$$

• **Contraintes :**

σ_s : contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa).

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{iser} \times (d - y)}{I} ; y = 4.95 \text{ cm}; I = 14992.78 \text{ cm}^4; I_0 = 56719.18 \text{ cm}^4; A_s = 4.21 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{7.36 \times (0.22 - 0.0495)}{14992.78 \times 10^{-8}} = 125.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{10.00 \times (0.22 - 0.0495)}{14992.78 \times 10^{-8}} = 170.58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{12.71 \times (0.22 - 0.0495)}{14992.78 \times 10^{-8}} = 216.81 \text{ MPa}$$

• Inerties fictives (I_f) :

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

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

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,016 \times 125,55 + 2,1} = 0,64 > 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,016 \times 170,58 + 2,1} = 0,72 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,016 \times 216,81 + 2,1} = 0,77 > 0$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 56719,18}{1 + 2,51 \times 0,64} = 23937,65 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 56719,18}{1 + 2,51 \times 0,72} = 22225,38 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 56719,18}{1 + 2,51 \times 0,77} = 21274,29 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 56719,18}{1 + (0,628 \times 0,72)} = 46373,64 \text{ cm}^4$$

Tableau III. 18: Calcul des sections d'armatures des poutrelles.

		Ferrailage longitudinal							Ferrailage Transversale	
		Mt (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A choisit (cm ²)	A _t (cm ²)	S _t (cm ²)
T. Inac cessi ble	Travée	13.54	0,0333	0,042	0.2166	1.79	1.54	3HA10 =2.37	2HA6 =0,57	15
	Appui inter	10.45	0.127	0.170	0.205	1.46	0.32	2HA10 =1.57	2HA6 =0,57	15
	Appui de rive	2.439	0.029	0.037	0.2167	0.323	0.32	1HA10 =0.78	2HA6 =0,57	15
	Travée	13.29	0.0328	0.042	0.2166	1.79	1.57	3HA10 =2.37	2HA6 =0,57	15

Habitatio n	Appui inter	10.87	0.132	0.177	0.204	1.53	0.32	2HA10 =1.57	2HA6 =0,57	15
	Appui de rive	2.54	0.031	0.039	0.2158	0.34	0.32	1HA10 =0.78	2HA6 =0,57	15

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

$$f_{ji} = \frac{7.36 \times 10^{-3} \times 5.35^2}{10 \times 32164.2 \times 23937.65 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{ji} = 2.64mm$$

$$f_{gi} = \frac{10.00 \times 10^{-3} \times 5.35^2}{10 \times 32164.2 \times 22225.38 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gi} = 4.00mm$$

$$f_{pi} = \frac{12.71 \times 10^{-3} \times 5.35^2}{10 \times 32164.2 \times 21274.29 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{pi} = 5.32mm$$

$$f_{vg} = \frac{12.71 \times 10^{-3} \times 5.35^2}{10 \times 10721.4 \times 46373.64 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{vg} = 7.32mm$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 7.32 - 2.64 + 5.32 - 4.00 \Rightarrow \Delta f_t = 6.00mm$$

$$\Delta f = 6.00mm < f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.5 = 10.35mm \dots\dots\dots \text{la flèche est vérifiée.}$$

Récapitulation de calcul de ferrailage des différentes poutrelles :

Tableau III. 19: Vérification des armatures longitudinale au cisaillement

Type de plancher	Influence sur le béton		Influence sur les aciers		Jonction de table de nervure
	Vérification de la contrainte	Vérification de la bielle	Appui inter	Appui de rive	
Terrasse Inaccessible	0.66 < 3,33	17.43 < 158.59	3.95 > 0.2	2.87 > 0.5	0.87 < 3,33
Habitation	0.664 < 3,33	17.53 < 158.59	3.95 > 0.21	2.87 > 0.5	0.88 < 3,33

Tableau III. 20: Vérification des états limite de compression du béton.

Type de plancher	Travée				Appui				Observation
	M_t (KN.m)	Y (cm)	I (Cm ⁴)	σ (MPa)	M_a (KN.m)	Y (cm)	I (Cm ⁴)	σ (MPa)	
Terrasse Inaccessible	9.92	4.9 5	14992.78	3.27	7.57	3.57	8893.93	3.03	Vérifier
Habitation	10.27	4.9 5	14992.78	3.39	7.80	3.57	8893.93	3.13	Vérifier

Tableau III. 21: vérification des états limite de déformation.

Plancher	T. Inaccessible	Plancher d'habitation
q_{jser} (KN/m)	2.42	2.42
q_{gser} (KN/m)	3.6	3.29
q_{pser} (KN/m)	4.189	4.18
M_{jser} (KN.m)	7.36	7.36
M_{gser} (KN.m)	10.95	10.00
M_{pser} (KN.m)	12.74	12.71
I (cm ⁴)	14992.78	14992.78
I_0 (cm ⁴)	56719.18	56719.18
λ_i	2.51	2.51
λ_v	0.628	0.628
σ_{sj} (MPa)	125.55	125.55

σ_{sg} (MPa)	186.79	170.58
σ_{sp} (MPa)	217.32	216.81
μ_j	0.64	0.64
μ_g	0.74	0.72
μ_p	0.77	0.77
$I_{f_{ji}}$ (cm ⁴)	23937.65	23937.65
$I_{f_{gi}}$ (cm ⁴)	21834.92	22225.38
$I_{f_{pi}}$ (cm ⁴)	21274.29	21274.29
$I_{f_{gv}}$ (cm ⁴)	42595.92	46373.64
f_{ji} (mm)	2.64	2.64
f_{gi} (mm)	4.46	4.00
f_{pi} (mm)	5.33	5.32
f_{gv} (mm)	7.98	7.32
Δf (mm)	6.21	6.00
f_{adm} (mm)	10.35	10.35
Observations	vérifier	Vérifier

Tableau III. 22:schéma de ferrailage de déférentes poutrelles.

Plancher	Schéma de ferrailage des poutrelles		
	Appuis de rive	Appuis intermédiaire	travée
Terrasse inaccessible			
Etage courant			

III.1.2.7 : Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression, sera armée par des treillis soudés continus, totalement ancrés dans les appuis de rive.

- Les armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{fe} \Rightarrow A_{\perp} = \frac{4 \times 0.65}{400} \Rightarrow A_{\perp} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

CBA 93 (B.6.8.4.2.3)

- Les armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{//} = \frac{0.65}{2} \Rightarrow A_{//} = 0.33 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adopte :

$$A_{\perp} = 5 \phi 6/\text{ml} \Rightarrow A_{\perp} = 1.41 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de 20cm.}$$

$$A_{//} = 5 \phi 6/\text{ml} \Rightarrow A_{//} = 1.41 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de 20cm.}$$

On prend un treillis soudé $\phi 6$ (200×200)

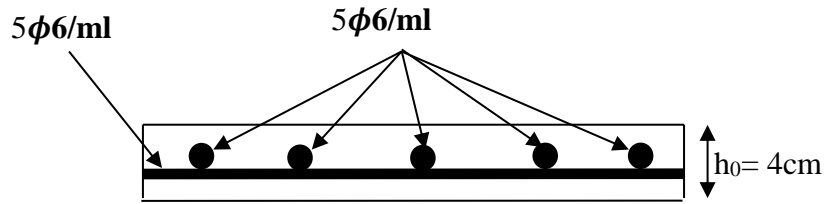


Figure III. 7: Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.2 : Etude des dalles pleines

I. Dalle sur 2 appuis

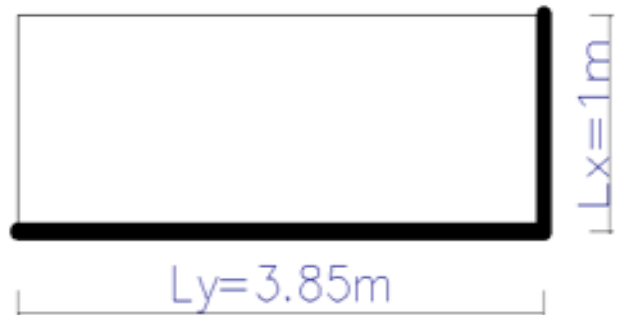
a) Calcul à l'ELU

$L_x = 1 \text{ m}$ $L_y = 3.85 \text{ m}$

$G = 4.48 \text{ KN/m}^2$; $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$; $h = 15 \text{ cm}$

$Q_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow q_u = 11.29 \text{ KN/ml}$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,26 < 0,4 \rightarrow \rho < 0,4 \rightarrow$ La dalle travaille



Dans un seul sens c'est ce lui de l_x (elle se comporte comme une console).

Figure III. 8: dalle pleine sur 2 appuis

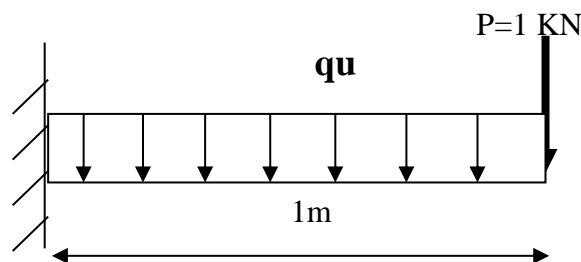


Figure III. 9: Schéma statique de la dalle sur 2 appuis

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur.

- Calcul des sollicitations

✓ A l'ELU

$P_u = 1.35 P = 1.35 \text{ KN}$

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow q_u = 11.29 \text{ KN/ml}$$

$$Q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 7.98 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0u} = \frac{q_u \times L_x^2}{8} + p_u \times l_x = 2.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{0s} = \frac{q_s \times L_x^2}{8} + p_s \times l_x = 2.34 \text{ KN.m}$$

En travée

$$M_t = 0.85 M_{0u} = 2.34 \text{ KN.m}$$

En appui

$$M_a = 0.4 M_{0u} = 1.10 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l_x}{2} = 5.64 \text{ KN}$$

- **Ferraillage**

✓ Armatures principales :

Le calcul des armatures se fait en flexion simple pour une bonde de 1m.

b = 100 cm , h = 15 cm , d = 12.3 cm , $f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa}$.

➤ *En travée :*

Sens x-x

$$M_{tx} = 2.34 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{2.34 \times 10^{-3}}{1 \times 0.123^2 \times 14.2} = 0.0109$$

$$\mu_{bu} = 0.0109 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0.$$

$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot A.

$$\varepsilon_{sc} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] \Rightarrow \alpha = 0.0137$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.122 \text{ m.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} \Rightarrow A_t = 0.55 \text{ cm}^2; \text{ on adopte pour 4HA8}=2.01 \text{ cm}^2.$$

Espacement: $S_t \leq \text{Min}(33\text{cm}, 3e) = 33\text{cm}$ (fissuration nuisible)

$$S_t = 25\text{cm}.$$

- **Calcul des armatures secondaires Ar**

$$A_r = A_x/3 = 2.01/3 = 0.67 \text{ cm}^2$$

On choisit : 3HA8 = 1.51 cm²

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_U}{B \times d} = \frac{5.64 \times 10^{-3}}{1 \times 0.123} = 0.046 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

- **Calcul de l'espacement**

La fissuration est nuisible.

Sens x-x: $S_t = (100/4) = 25\text{cm}$.

Sens y-y: $S_t = (100/3) = 33\text{cm}$.

- ✓ **Vérification à l'ELS**

La dalle se situe à l'extérieur (FN), la vérification de contrainte de compression dans le béton (σ_{bc}) et la contrainte de traction dans l'acier (σ_{st}) sont nécessaire.

$$Q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 7.98 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = 1 \text{ KN}.$$

$$M_s = 1.99 \text{ KN.m}$$

- **La vérification de la contrainte dans le béton**

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

- Il faut que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 MPa$$

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

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

$$I = 3521.77 \text{ cm}^4, y = 3.04 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bc} = 1.71 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots \dots \dots \text{pas de risque de fissuration.}$$

• **Contrainte limite d'acier**

Fissuration nuisible $\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 MPa.$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 95.78 MPa. = 78.48 mpa$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} > \max \left(\frac{3}{80} ; \frac{M_t}{20 \times M_0} \right) \rightarrow \frac{0.15}{1} = 0.15 > 0.0425 \dots \dots \dots \text{vérifié.} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow 0.00164 < 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifié.} \end{array} \right.$$

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

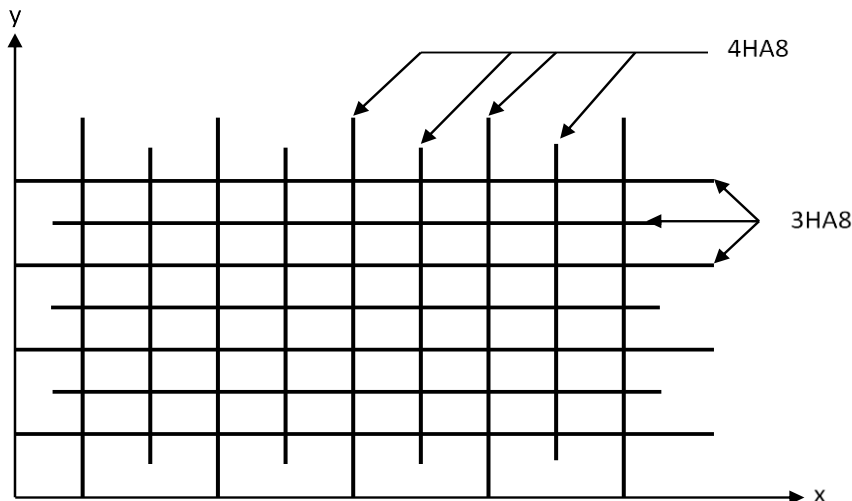


Figure III. 10: Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis

II. Dalle sur trois appuis

-Type 2

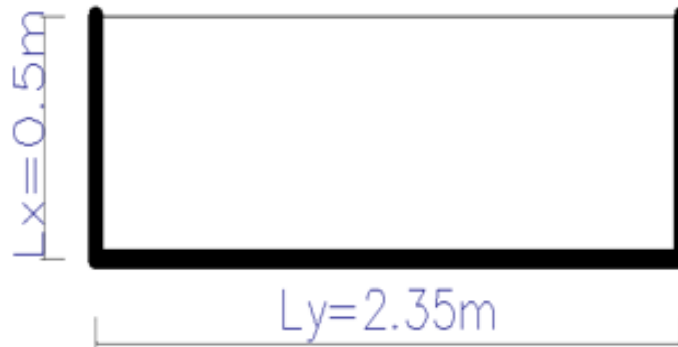


Figure III. 11:dalle pleine sur 3 appuis

$$G = 4.48 \text{ KN/m}^2; Q = 3.5 \text{ KN/m}^2; e = 15\text{cm}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.21 < 0.4 \text{ la dalle porte dans un seul sens (flexion principale suivant } l_x).$$

a) Calcul des sollicitations

$$p_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow p_u = 11.3 \text{ KN/m}^2$$

$$p_s = G + Q \Rightarrow p_s = 7.98 \text{ KN/m}^2$$

b) Calcul a l'ELU

Méthode de calcul

On utilise la théorie des lignes de ruptures, et on détermine les moments isostatiques sollicitant la pièce comme suite : deux cas peuvent se présenter

$$1^{\text{er}} \text{ cas : } \begin{cases} \text{Si } l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow M_0^x = \frac{q l_y^3}{24} \\ M_0^y = \frac{q l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{q l_y^3}{48} \end{cases}$$

$$2^{\text{eme}} \text{ cas : } \begin{cases} \text{Si } l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow M_0^x = \frac{q l_x^2}{2} \cdot l_y - \frac{2q l_x^3}{3} \\ M_0^y = \frac{q l_x^3}{6} \end{cases}$$

Dans notre cas, on a :

$$l_x = 0.5\text{m} < \frac{l_y}{2} = 1.175\text{m}, \text{ donc on est dans le } 2^{\text{eme}} \text{ cas.}$$

$$M_x = 11.3 \frac{(0.5)^2}{2} \times 2.35 - 2 \times \frac{11.3(0.5)^3}{3} \Rightarrow M_x = 2.377 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 11.3 \frac{(0.5)^3}{6} = 0.235 \text{ KNm}$$

Le moment en travée : $M_{t_x} = 0.85 M_x \Rightarrow M_{t_x} = 2.02 \text{ KN.m}$

$$M_{t_y} = 0.85 M_y \Rightarrow M_{t_y} = 0.2 \text{ KN.m}$$

Le moment en appuis : $M_{a_x} = 0.3 M_x \Rightarrow M_{a_x} = 0.713 \text{ KN.m}$

$$M_{a_y} = 0.3 M_y \Rightarrow M_{a_y} = 0.071 \text{ KN.m}$$

$$M_{a_{\max}} = 0.713 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant: $V_x = p_u \frac{l_x}{2} \left(\frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \right) \Rightarrow V_x = 2.82 \text{ KN.}$

$$V_y = p_u \frac{l_y}{2} \left(\frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} \right) \Rightarrow V_y = 0.027 \text{ KN.}$$

$$V_{\max} = 2.82 \text{ KN.}$$

▪ Ferrailage

Le calcul de ferrailage se fera pour une bande de 1 m à la flexion simple.

Le diamètre des armatures :

$$\Phi \leq \frac{e}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm. Soit } \Phi = 14 \text{ mm}$$

On prend l'enrobage « $c' = 2 \text{ cm}$ » (fissuration peu nuisible)

$$\text{Le sens x-x : } dx = e - \frac{\Phi}{2} - c' \Rightarrow dx = 12.3 \text{ cm}$$

$$\text{Le sens y-y : } dy = d_x - \Phi \Rightarrow dy = 10.9 \text{ cm } d_y = e - \left(\frac{3}{2} \phi + c' \right) \Rightarrow d_y = 10.9 \text{ cm}$$

• En travée

- Sens x-x

$$M_{t_x} = 2.02 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{2.02 \times 10^{-3}}{1 \times 0.123^2 \times 14.2} = 0.0094$$

$$\mu_{bu} = 0.0094 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot A.

$$\varepsilon_{sc} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 1.25 [1 - (1 - 2 \mu_{bu})^{1/2}] \Rightarrow \alpha = 0.012$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.122 \text{ m.}$$

$A_t = M_{tx} / z \times f_{st} \Rightarrow A_t = 0.47 \text{ cm}^2$; on adopte pour 3HA12=3.39cm².

- **Espacement:** $St \leq \text{Min} (33\text{cm}, 3e) = 33\text{cm}$ (fissuration peu nuisible)

$$St = 30\text{cm}.$$

- **Sens y-y**

$$M_{ty} = 0.2 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{2.02 \times 10^{-3}}{1 \times 0.109^2 \times 14.2} = 0.00185$$

$$\mu_{bu} = 0.00185 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25 [1 - (1 - 2 \mu_{bu})^{1/2}] \Rightarrow \alpha = 0.0023$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.109\text{m}.$$

$$A_t = M_{ty} / z \times f_{st} \Rightarrow A_t = 0.053\text{cm}^2$$
; on adopte pour 3HA8=1.51cm².

- **Espacement:** $St \leq \text{Min} (45\text{cm}, 4e) = 45\text{cm} \Rightarrow St = 30\text{cm}.$

- **En appuis**

$$M_{amax} = 0.713 \text{ KN.m}; \quad \mu_{bu} = 0.00033; \quad \alpha = 0.00041$$

$$z = 0.1299\text{m} \Rightarrow A_{ax} = 0.016\text{cm}^2$$
; on adopte pour 3HA8=1.51cm².

c) Vérifications à l'ELU

-Condition de non-fragilité

- **Sens x-x**

$$A_{min} = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b \times e \Rightarrow A_{min} = 0.0008 \left(\frac{3-0.21}{2}\right) 100 \times 15 \Rightarrow A_{min} = 1.67\text{cm}^2$$

$$A_{min} = 1.67\text{cm}^2 < A_{adopt} = 3.39\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

- **Sens y-y**

$$A_{min} = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \Rightarrow A_{min} = 1.2\text{cm}^2$$

$$A_{min} = 1.2\text{cm}^2 < A_{opt} = 1.51\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

- **En appuis**

$$A_{axopt} = 1.51\text{cm}^2 > A_{min} = 1.28\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

- **L'effort tranchant**

$$V_u = 2.82\text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2.82 \times 10^{-3}}{1 \times 0.123} = 0.023 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ C'est vérifié.}$$

d) Vérifications à l'ELS

$$M_{xser} = 7.98 \frac{(0.5)^2}{2} \times 2.35 - 7.98 \times \frac{2(0.5)^3}{3} \Rightarrow M_{xser} = 1.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{yser} = 7.98 \frac{(0.5)^3}{6} \Rightarrow M_{yser} = 0.17 \text{ KN.m}$$

Le moment en travée : $M_{tx} = 0.85 M_x \Rightarrow M_{tx} = 1.43 \text{ KN.m}$

$$M_{ty} = 0.85 M_y \Rightarrow M_{ty} = 0.15 \text{ KN.m}$$

Le moment en appuis : $M_{amax} = 0.3 M_x \Rightarrow M_{amax} = 0.5 \text{ KN.m}$

• **La contrainte dans le béton**

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

- **Sens x-x**

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \quad .$$

$$y = 3.06 \text{ cm.}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 5296.54 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc}^x = 0.826 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

- **Sens y-y**

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 2.01 \text{ cm.}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 2066.72 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc}^x = 0.165 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

En appuis :

$$M_{amax} = 0.5 \text{ KN.m} ; A_a = 1.51 \text{ cm}^2.$$

$$y = 2.01 \text{ cm} ; I = 2066.72 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc}^x = 0.48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

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

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

• **Etat limite de déformation :**

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

• **la flèche**

- **Sens x-x**

1. $\frac{e}{l_x} = 0.3 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085$ vérifiée.

2. $\frac{A_s}{b \times d} = 0.0027 < \frac{2,4}{f_e} = 0,006$ vérifiée.

3. $\frac{e}{l_x} = \frac{0.15}{0.5} = 0.3 > \frac{1}{16} = 0.0625$ vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

- **Sens y-y**

1. $\frac{e}{l_y} = 0.0639 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085$ Vérifiée.

2. $\frac{A_s}{b \times d} = 0.00138 < \frac{2,4}{f_e} = 0,006$ Vérifiée.

3. $\frac{e}{l_y} = \frac{0.15}{2.35} = 0.0639 > \frac{1}{16} = 0.0625$.. Vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

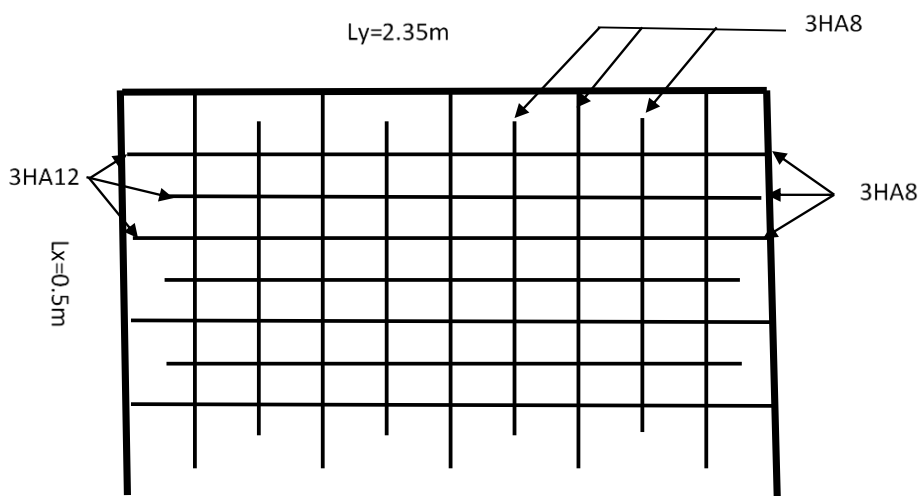


Figure III. 12:Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis

III. dalle sur 04 appuis

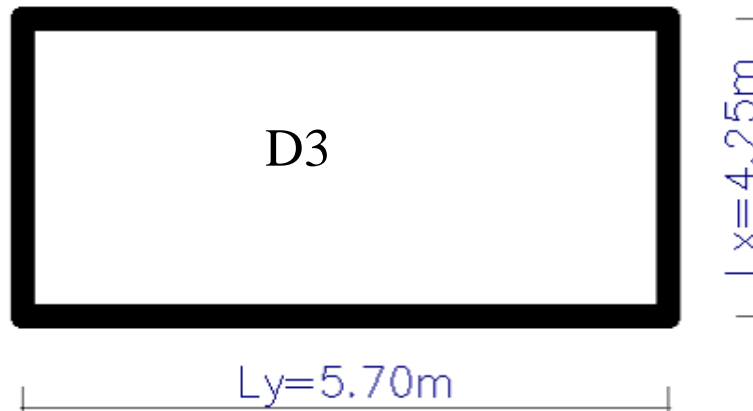


Figure III. 13:dalle pleine sur 4 appuis

❖ Evaluation des charges :

$e=15 \text{ cm}$

$$G = 4.48 \text{ KN} / \text{m}^2$$

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

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = 10.23 \text{ KN} / \text{m}$$

Donc la dalle travaille dans les deux sens le calcul se fait pour une bande de 1m.

❖ Calcul de sollicitations

$$l_x = 4.25 \text{ m}$$

$$l_y = 5.70 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.75 \geq 0.4$$

$$\rho = 0.75 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0621 \\ \mu_y = 0.5105 \end{cases} \quad (\text{annexe}).$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0621 \times 10.23 \times 4.25^2 = 11.47 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_x = 0.5105 \times 11.47 = 5.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **En travée**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{0x} = 0.85 \times 11.47 = 9.75 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_{0y} = 0.75 \times 5.85 = 4.387 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **En appui**

$$M_y^a = -0.5 \times M_{0x} = -0.5 \times 11.47 = -5.73 \text{ KN / m}^2$$

$$M_x^a = \begin{cases} -0.3 \times M_{0x} = -0.3 \times 11.47 = -3.44 \text{ KN / m}^2 \rightarrow (\text{appuis} - \text{de} - \text{rive}) \\ -0.5 \times M_{0x} = -0.5 \times 11.47 = -5.73 \text{ KN / m}^2 \rightarrow (\text{appuis} - \text{intermediaire}) \end{cases}$$

- **Ferraillage :**

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

On à : $b = 100\text{cm}$, $e = 15\text{cm}$, $d = 12.3\text{cm}$ et $f_c = 400\text{Mpa}$, $f_{c28} = 25\text{Mpa}$

- **En travée :**

• **Sens x-x**

$$M_x^t = 9.75 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.0453 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.05$$

$$Z = 12.01 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{9.75 \times 10^{-3}}{0.1201 \times 348} = 2.3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$\rho = 0.75 > 0.4$$

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

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.75) \times 100 \times 15 = 1.35 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_s$$

On ferraille avec : A_s

On opte pour $4HA10=3.10 \text{ cm}^2$

- **Sens y-y :**

$$M_y^t = 4.387 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.0204 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.025$$

$$z = 12.17 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{4.387 \times 10^{-3}}{0.1217 \times 348} = 1.3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_y^{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_s$$

On ferraille avec : A_s

On opte pour $4HA8=2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- **Aux appuis :**

- **Sens(x-x et y-y) :**

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 M_0^x = -0.5 \times 11.47 = -5.735 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.0266 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.033 ; z = 12.13 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{5.735 \times 10^{-3}}{0.1213 \times 348} = 1.35 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_x^{\min} = A_y^{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.123 \times \frac{2.1}{400} = 1.485 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s < A_{\min} \text{ donc en ferraille avec } A_{\min}$$

On opte pour $4HA8=2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

• **Sens(x-x) :**

$$M_x^a = -0.3M_0^x = -0. \times 11.47 = -3.441KN.m$$

$$\mu_{bu} = 0.016 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.02 ; z = 12.2cm$$

$$A_s = \frac{3.441 \times 10^{-3}}{12.2 \times 348} = 0.81cm^2 / ml$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_x^{min} = A_y^{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.123 \times \frac{2.1}{400} = 1.485cm^2 / ml$$

$$A_s < A_{min} \text{ donc en ferraille avec } A_{min}$$

On opte pour 4HA8=2.01 cm² / ml

- **Calcul de l'espacement :**

La fissuration est peu nuisible.

- **En travée :**

$$\text{sens } x - x : S_t = \left(\frac{100}{4}\right) = 25cm \leq \min(3e; 33cm) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\text{sens } y - y : S_t = \left(\frac{100}{4}\right) = 25cm \leq \min(4e; 45cm) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\text{aux - appuis : } S_t = \left(\frac{100}{4}\right) = 25cm \leq \min(3e; 33cm) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Tableau III. 23: Les résultats de ferrailage de la dalle D3

En travée				
	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{opt} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Sens-x	2.3	1.35	4HA10=3.14	25
Sens-y	1.3	1.2	4HA8=2.01	25
En appuis				
Sens-x, Sens-y	1.35	1.485	4HA8=2.01	25

❖ **Vérification :**• **A l'ELU :**- **Vérification de l'effort tranchant**

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

$$V_u^x = \frac{10.23 \times 4.25}{2} \times \frac{5.7^4}{4.25^4 + 5.7^4} = 16.60 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{16.60 \times 10^{-3}}{1 \times 0.123} = 0.135 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{ MPa}$$

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

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

• **A l'ELS :**

$$p_s = 6.98 \text{ KN / ml}$$

$$\mu_x = 0.0621 \Rightarrow M_x = 0.0621 \times (6.98 \times 4.25^2) = 7.83 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = 0.5105 \Rightarrow M_y = 0.5105 \times 7.83 = 3.99 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments réels**- **En travées :**

$$M_x^t = 0.85 M_0^x = 0.85 \times 7.83 = 6.65 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75 M_0^y = 0.75 \times 3.99 = 2.99 \text{ KN.m}$$

- **En appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 M_0^x = -0.5 \times 7.83 = -3.915 \text{ KN.m}$$

$$M_x^a = -0.3 \times M_{0x} = -0.3 \times 7.83 = -2.35 \text{ KN / m}^2$$

- **La vérification de la contrainte dans le béton :**

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

- **Calcul de y :**

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0$$

$$50 y^2 + 30.15 y - 370.85 = 0$$

$$y = 2.43 \text{ cm}$$

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

$$I = 5066.63$$

$$\sigma_{bc} = 4.2 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{pas de risque de fissuration du béton.}$$

- **La contrainte dans l'acier :**

La fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification à faire.

- **Etat limite de déformation :**

Selon x :

$$1) \frac{h_t}{l} = \frac{0.15}{4.25} = 0.035 \geq \left[\frac{6.65}{20 \times 7.83} \right] = 0.042 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} = 0.002 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Donc la vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Sens y-y :**

$$2) \frac{A_s}{b \times d} = 0.0016 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

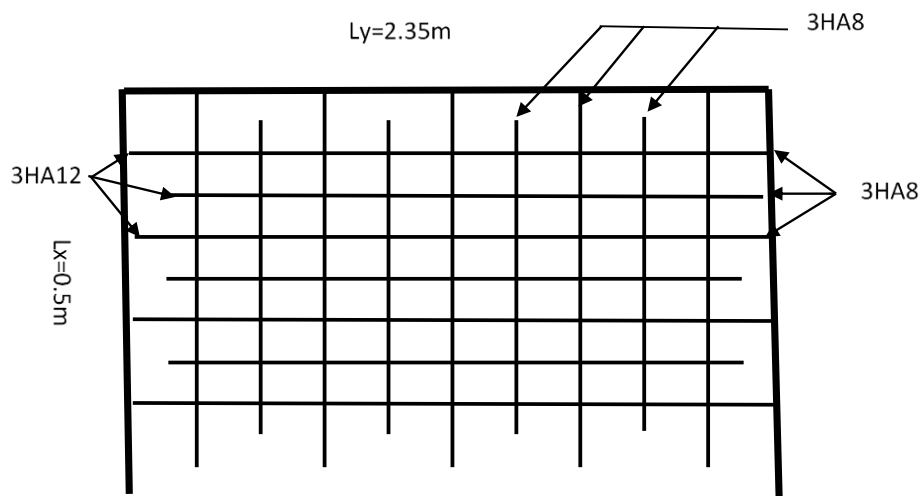


Figure III. 14:schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis

III.3 : Acrotère

III.3.1 : Evaluation des charges et surcharges l'acrotère

✓ **Evaluation des charges**

Après le pré dimensionnement on a :

La surface : $S = 685cm^2 = 0.0685m^2$

Poids propre : $G_t = 2.133KN / ml$

La charge due à la main courante : $Q=1KN$

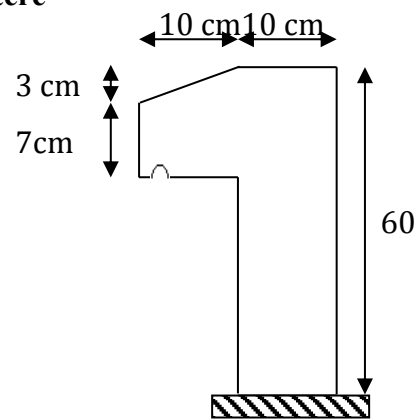


Figure III. 15:Schémas de l'acrotère

✓ La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times G_t \quad (\text{RPA Article 6.2.3})$$

Tel que :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du **RPA99** pour la zone et le groupe d'usages appropriés. [Tab (4.1) du **RPA99**]

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 [Tab.(6.1) du **RPA99**].

G_t : poids de l'élément considéré.

✓ **Pour notre cas** : - Groupe d'usage 2. ⇒
$$\begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ G_t = 2.133KN / ml. \end{cases}$$

- Zone II_a (Bejaia).

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,133 \Rightarrow F_p = 1,024KN.$$

✓ **Calcul des sollicitations**

Calcul du centre de gravité

$$x_G = \frac{0,6 \times 0,1 \times (0,1/2) + 0,07 \times 0,1 \times (0,1 + 0,1/2) + (0,1 \times 0,03) \times 0,5 \times (0,1 + 0,1/3)}{0,0685}$$

✓ $G(X_g; Y_g) : x_c = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i}$ et $y_c = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i}$

$$y_G = \frac{0,6 \times 0,1 \times (0,6 / 2) + 0,07 \times 0,1 \times (0,5 + 0,07 / 2) + (0,1 \times 0,03) \times 0,5 \times (0,57 + 0,03 / 3)}{0,0685}$$

$$x_G = 0,0620m \quad y_G = 0,330m$$

Moment engendré par les sollicitations :

$$N_G = 2,133 KN \Rightarrow M_G = 0KN.m.$$

$$Q = 1 KN / ml \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6 KN.m$$

$$F_p = 1,024KN \Rightarrow M_{Fp} = 1,024 \times 0,330 \Rightarrow M_{Fp} = 0,340 KN.m$$

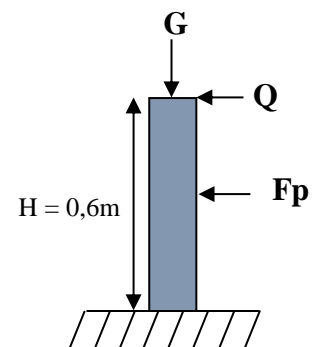


Figure III. 16: Les Sollicitations sur l'acrotère

III.3.2 : Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

On a :

$$\begin{cases} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,879} = 0,313m \\ \frac{H}{6} = \frac{0,6}{6} = 0,1m \end{cases}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

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

Telle que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$e_a = \max(2 \text{ cm}; h / 250) = \max(2 \text{ cm}; 60/250) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}.$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h_0} \quad \text{et} \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad (\text{BAEL 91 Article A.4.3.5})$$

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

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

Tableau III. 24: Combinaison d'action l'acrotère

Sollicitation	Combinaison		
	RPA99	ELU	ELS
	G+Q+E	1,35×G + 1,5×Q	G+Q
N (KN)	2,133	2,879	2,133
M (KN.m)	0.94	0,9	0,6

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

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1.2m$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 10cm.

Donc:
$$\begin{cases} e_2 = 0.00864m \\ e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.342m \end{cases}$$

III.3.3 : Calcul à l'ELU

✓ **Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composé sont**

$$N_u = 2.879 \text{ KN} \quad ; M_u = N_u \times e = 2.879 \times 0.342 \Rightarrow M_u = 0.984 \text{ KN.m};$$



Figure III. 17: Section à ferrailer

✓ **Ferraillage**

$$h = 10 \text{ cm} ; d = 8 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.986 + 2.879 \times \left(0.08 - \frac{0.10}{2} \right) \Rightarrow M_{uA} = 1.072 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.072 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.01179) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0.0148;$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.07943 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.072 \times 10^{-3}}{0.07943 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.39 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.39 \times 10^{-4} - \frac{2.879 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.307 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification à l'E.L.U**

✓ **La condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ On adopte: $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

✓ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ **Espacement**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3$ cm. On adopte $S_t = 30$ cm.
2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 60/3 = 20$ cm. On adopte $S_t = 20$ cm.

✓ **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

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

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1.024 + 1 \Rightarrow V_u = 2.024KN.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2.024 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} \Rightarrow \tau_u = 0.0253MPa$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \text{Vérifié (pas de risque de cisaillement)}$$

✓ **Vérification de l'adhérence**

$$\tau_{se} < 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_{se} = V_u / (0.9d \times \Sigma \mu_i) \quad (\text{BAEL91 Article. A.6.1. 3})$$

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

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.048 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 2.024 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.08 \times 0.10048) \rightarrow \tau_{se} = 0.279MPa$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83MPa \quad (\text{BAEL91 Article. A.6.1, 21})$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$$\tau_{se} < 2,83MPa \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

III.3.4 : Vérification à l'ELS

$$d = 0.08 \text{ m} ; N_{ser} = 2.133KN ; M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6KN.m;$$

$$\eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times y_{ser} / I ; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / I ;$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa}$$

✓ Position de l'axe neutre

$$C = d - e_A$$

Tel que e_A : distance du centre de pression C à la fibre la plus comprimée B de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.133} = 0.28 \text{ m}$$

$$e_A > \frac{h}{6} = 0.016 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$\Rightarrow c = \frac{h}{2} - e_A = 0.05 - 0.28 = -0.231 \text{ m} = -23.1 \text{ cm}$$

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

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0$$

$$p = -3c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b ;$$

$$P = -3 \times (-0.231)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.08 + 0.231}{1} \Rightarrow P = -0.158 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times c^3 - 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$q = -2 \times (0.231)^3 - 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.08 - 0.231)^2}{1} \Rightarrow q = -0.025 \text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne :

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \times p^3}{27} = (-0.025)^2 + \frac{4 \times (-0.158)^3}{27} = 4.06 \cdot 10^{-5}$$

$$\Delta > 0 \rightarrow t = 0.5 \times (\sqrt{\Delta} - q) = 0.5 \times (6.376 \cdot 10^{-3} + 0.025) = 0.0156$$

$$\rightarrow z = t^{\frac{1}{3}} = (0.0156)^{\frac{1}{3}} = 0.25 \text{ m}$$

$$\rightarrow y_c = z - \frac{p}{3 \times z} = 0.25 - \frac{-0.158}{3 \times (0.25)} = 0.46 \text{ m}$$

$y_{ser} = 0.46 - 0.231 = 0.229 \text{ m}$ (distance entre l'axe neutre et la fibre supérieur de la section)

$$\Rightarrow y_{ser} = 0.229 \text{ m.}$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y)$$

$$\mu_t = \frac{1 \times 0.229^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.08 - 0.229) = 2.66 \times 10^{-2} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.6 \times 10^{-3} \times 0.229}{2.66 \times 10^{-2}} = 0.005 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration nuisible $\Rightarrow \overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right) \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{2.133 \times 10^{-3}}{2.66 \times 10^{-2}} (0.08 - 0.229) = -0.179 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 201$$

➤ **Schéma de ferrailage**

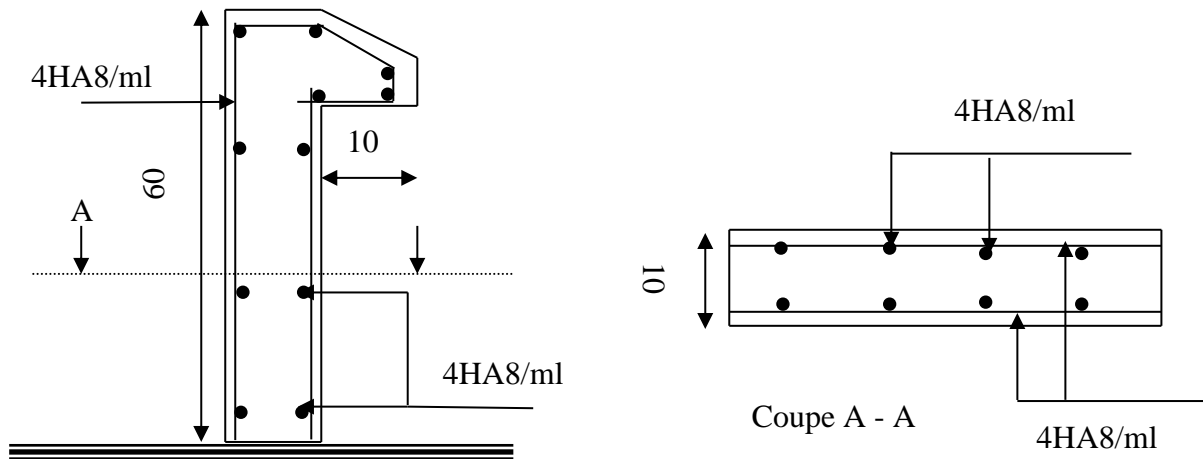


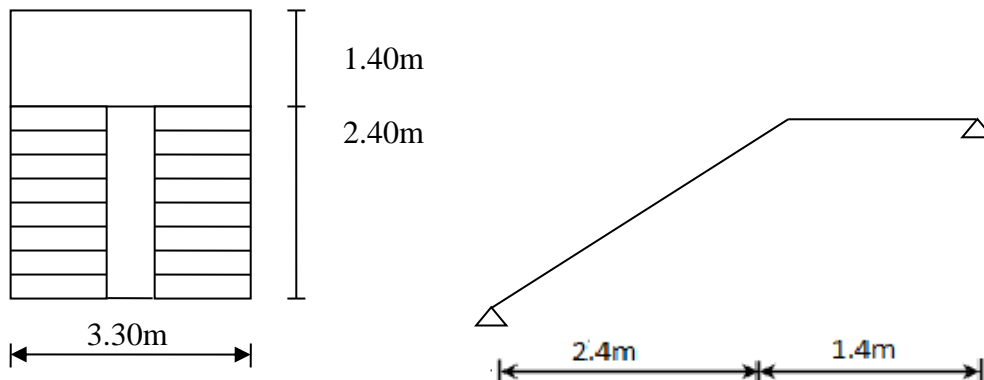
Figure III. 18: *Schéma de ferrailage de l'acrotère*

III.4 : Etude des escaliers :

III.4.1 : Définition :

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armée, en acier ou en bois.

Dans notre structure on a un seul type d'escalier en béton armée



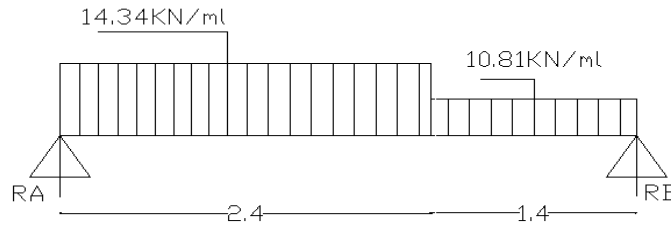


Figure III. 19: Schéma statique des escaliers.

$$G_v = 7.843 \text{ KN/m}^2$$

$$G_p = 5.23 \text{ KN/m}^2$$

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

III.4.2 : Combinaisons de charges

1) pour la volée

$$q_{vu} = 1.35 \times 7.843 + 1.5 \times 2.5 = 14.34 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_{vs} = 7.843 + 2.5 = 10.34 \text{ KN/m}^2.$$

Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1m.

$$q_{vu} = 14.34 \times 1.00 = 14.34 \text{ KN/ml. } q_{vs} = 10.43 \times 1.00 = 10.43 \text{ KN/ml.}$$

2) pour le palier

$$q_{pu} = 1.35 \times 5.23 + 1.5 \times 2.5 = 10.81 \text{ KN/m.}$$

$$q_{ps} = 5.23 + 2.5 = 7.73 \text{ KN/m.}$$

Par la méthode RDM on trouve :

$$R_A = 26.34 \text{ KN.}$$

$$R_B = 23.21 \text{ KN.}$$

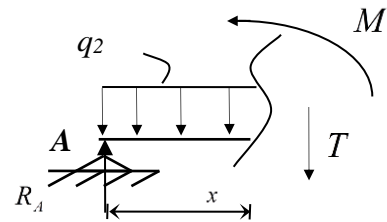
➤ Effort tranchant et moment fléchissant :

Calcul par la méthode des sections

➤ **Tronçon I :**

$$0 \leq x \leq 2.4$$

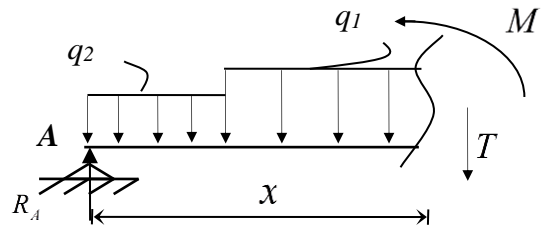
$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_u^v x \\ M(x) = R_A x - q_u^v \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



➤ **Tronçon II :**

$$2.4 \leq x \leq 3.8$$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - 1.2q_u^v - q_u^p(x-1.2) \\ M(x) = R_A x - 1.2\left(x - \frac{1.2}{2}\right)q_u^v - \frac{(x-1.2)^2}{2}q_u^p \end{cases}$$



$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow T_{(x)} = 0$$

$$\text{donc : } x = \frac{26.34}{14.34} = 1.84m$$

On trouve :

$$M^{\max} = M(1.84) = 24.19KN.m$$

$$V^{\max} = R_A = 26.34KN$$

- **Calcul des moments réel :**

$$M_t^{\max} = 0.85 \times 24.19 = 20.56KN.m$$

$$M_a^{\max} = -0.5 \times 24.19 = -12.09KN.m$$

- **Ferraillage :**

• **En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{20.56 \times 10^{-3}}{14.2 \times 1 \times 0.13^2} = 0.0856 < 0.186$$

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] \Rightarrow \alpha = 0.112$$

$$Z = d [1 - 0.4\alpha] \Rightarrow Z = 0.124m$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{20.56 \times 10^{-3}}{0.124 \times 348} = 4.76 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t = 4.76 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 1 \times 0.13 \times 2,1 / 400 = 1,57 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On a : $A > A_{\min}$ Condition vérifiée.

$$\text{Soit } A_t = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

• **Aux appuis :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} d^2 b} = \frac{12.09 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.13^2 \times 1} = 0.05 < 0.186$$

$$\alpha = 0.064$$

$$Z = 0.127 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{12.09 \times 10^{-3}}{348 \times 0.127} = 2.74 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_a = 2.74 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \Rightarrow A_{\min} \geq \max \{1.53 \text{ cm}^2; 1.57 \text{ cm}^2\}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 < A_a = 2.74 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$$

On opte pour : 4HA10 = 3.14 cm² / ml

• **Vérifications :**

➤ **À l'ELU :**

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

$$\bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{26.34 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.203 \text{ MPa} < \tau_u \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Calcul des armatures de répartition :**

En travée : $A_t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.413 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ on choisit : 3HA8 = 1.51 cm²/ml. St=33cm

En appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ on choisit : 3HA8 = 1.51 cm²/ml

✓ **Espacement des barres :**

Travée : $S_t \leq \min(3 \times e ; 33) \text{ cm}$

Or : $S_t = 25 \text{ cm}$

Appuis : $S_t \leq \min(3 \times e ; 33) \text{ cm}$

Or : $S_t = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartition : $S_t \leq \min(4 \times e ; 45) \text{ cm}$

Soit $S_t = 33 \text{ cm}$

➤ **Calcul à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

✓ **Vérification de l'état limite de compression du béton :**- **En travée :**

$R_a = 18.97 \text{ KN}$ et $R_b = 16.67 \text{ KN}$; $M_{ser}^{\max} = 17.40 \text{ KN.m}$ avec : $X = 1.84 \text{ m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser.t}}{I} \times y \text{ tel que : } M_{Ser.t} = 0.85 \times 17.40 = 14.79 \text{ KN.m}$$

$$y = 3.92 \text{ cm}$$

$$I = 8995.21 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 6.45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.45 < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser.a}}{I} \times y \text{ tel que : } M_{Ser.a} = 0.5 \times 17.40 = 8.7 \text{ KN.m}$$

$$y = 3.06 \text{ cm}$$

$$I = 5608.73 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.75 < \bar{\sigma} = 15MPa \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de l'état limite de déformation:**

Les conditions à vérifier sont les suivantes : **BAEL 91(A. 6.5.2)**

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{0.15}{3.8} = 0.039 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{M_t}{20 \times M_0} \Leftrightarrow \frac{0.15}{3.8} = 0.039 < \frac{14.79}{20 \times 17.40} = 0.0425 \quad \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{5.65}{1 \times 0.13} \times 10^{-4} = 0.0043 \leq 0.005 \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Les conditions (1) et (2) ne sont pas vérifiées, alors la vérification de la flèche est nécessaire.

➤ **Vérification de la flèche :**

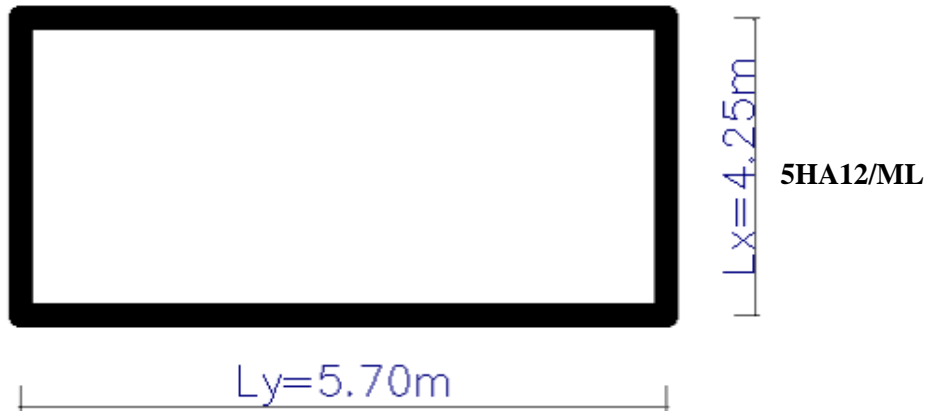
$$\left\{ \begin{array}{l} j_p = 3.75 \text{ KN/m}^2 \\ g_p = 5.23 \text{ KN/m}^2 \\ p_p = 7.73 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. , \quad \left\{ \begin{array}{l} j_v = 4.33 \text{ KN/m}^2 \\ g_v = 7.843 \text{ KN/m}^2 \\ p_v = 10.343 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Ei=32164.2 Mpa

Ev=10721.4 Mpa

Tableau III. 25:*Evaluation de la flèche*

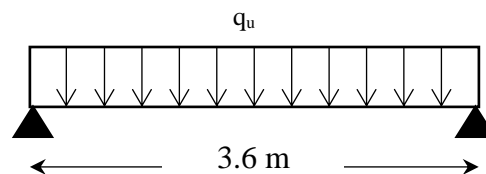
L(m)	As (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
3.8	5.65	6.404	10.97	5.60	8995.21	190063.7
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
3.92	183283	92064	209070	138606	0.049	0.76

III.4.3 : schéma de ferrailage de l'escalier:**Figure III. 20:**schéma de ferrailage de l'escalier**III.5 : Calcul de la poutre palière :**

Notre poutre palière est une poutre simplement appuyée sur deux poteaux, servant d'appui aux paliers.

Elle reprend les charges suivantes :

- ✓ Son poids propre.

**Figure III. 21:**schéma statique de la poutre palière

- ✓ Réactions du palier.
- ✓ Poids propre de la maçonnerie (s'il y en a).

III.5.1 : Calcul de la poutre palière à la flexion :

- **Prédimensionnement :**

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

$$\Rightarrow \frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10}$$

$$\Rightarrow 22 \leq h \leq 33$$

$$\Rightarrow h = 30\text{cm}$$

Le RPA exige que :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \Rightarrow \text{on adopte une section } (30 \times 30) \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

- **Charges revenant à la poutre palière :**

La poutre est soumise à son poids propre et à la charge transmise par l'escalier ;

Poids propre de la poutre : $G_{poutre} = 0,30 \times 0,30 \times 25 = 2.25 \text{KN/ml}$.

Poids propre de mur : $G_m = 2.93 \text{KN/m}^2$ $h_{mur} = 1.38\text{m}$

- Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{KN/m}^2$.

Les réactions : $\begin{cases} \text{ELU: } 26.34 \text{ KN/ml.} \\ \text{ELS: } 18.97 \text{ KN/ml.} \end{cases}$

- **Combinaison d'action**

- À l'ELU : $q_u = 1.35 \times (G_p + 1.38 G_m) + R_u = 34.84 \text{ KN/ml}$

- À l'ELS : $q_s = 2.25 + 1.38 \times 2.93 + R_s = 25.26 \text{ KN/ml}$.

- **Sollicitations**

$$\text{À l'ELU : } V_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{34.84 \times 3.3}{2} = 57.49 \text{ KN.}$$

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{34.84 \times 3.3^2}{8} \Rightarrow M_u = 47.43 \text{ KN.m}$$

D'après le BAEL 91 :

- Le moment en travée $M_{tu} = 0,85 \times M_u = 0,85 \times 47.43 = 40.32 \text{KN.m}$

- Le moment sur l'appui $M_{au} = 0,5 \times M_u = 0,5 \times 47.43 = 23.72 \text{ KN.m}$.

$$\text{À l'ELS : } V_s = \frac{q_s L}{2} = \frac{25.26 \times 3,3}{2} = 41.68 \text{ KN.}$$

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{25.26 \times 3.3^2}{8} \Rightarrow M_s = 34.38 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } - M_{ts} = 0,85 \times M_s = 0,85 \times 34.38 = 29.22 \text{ KN.m.}$$

$$- M_{as} = 0,5 \times M_s = 0,5 \times 34.38 = 17.19 \text{ KN.m.}$$

- **Ferraillage :**

- **En travée**

Le moment max en travée : $M_{tu} = 40.32 \text{ KN.m.}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,0389.$$

$$\mu_{bu} = 0,0389 < \mu_{lu} = 0,2895 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) \Rightarrow \alpha = 0,049 < 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A.}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z_b = 26.46 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_s = 4.38 \text{ cm}^2.$$

On adopte **2HA16+1HA14** avec : $A_s = 5.56 \text{ cm}^2$

- ✓ **Vérification**

D'après le BAEL 91 :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.98 \text{ cm}^2 \leq 5.56 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA99 (version 2003) :

$$A_{\min} \geq 0,5\% \times b \times h = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.56 \text{ cm}^2 > A_{\min} (RPA) = 4.5 \text{ cm}^2. \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc on ferraillera **2HA16+1HA14** avec $A_s = 5.56 \text{ cm}^2$.

- **En appui :**

Le moment max en appui : $M_{au} = 23.72 \text{ KN.m.}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,023$$

$$\mu_{bu} = 0,023 < \mu_{lu} = 0,2895 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) \Rightarrow \alpha = 0,029 < 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A.}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z_b = 26.68 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_s = 2.55 \text{ cm}^2.$$

On adopte **3HA12** avec : $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$

✓ **Vérification :**

D'après le RPA99 (version2003) :

$$A_{\min} \geq 0,5\% \times b \times h = 4.5 \text{ cm}^2$$

$A_s = 3.39 \text{ cm}^2 < A_{\min} (RPA) = 4.5 \text{ cm}^2$ condition non vérifiée.

Donc on prend **3HA14** avec : $A_s = 4.62 \text{ cm}^2$

-Armatures transversales

Selon RPA99 (version2003), la section des aciers transversales donne par :

$$A_t = 0,003 \cdot S \cdot b$$

$$S = \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi_L \right) \Rightarrow S = 7.5 \text{ cm}, \text{ (Dans la zone nodale).}$$

$$\Rightarrow A_t = 0,003 \times 7.5 \times 30 = 0,675 \text{ cm}^2, \text{ on adopte } \mathbf{3HA8} \text{ avec } A_t = 1,51 \text{ cm}^2.$$

$$S \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}, \text{ On prend } S = 15 \text{ cm} \text{ (dans la zone courante).}$$

$$\Rightarrow A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2, \text{ donc on adopte } \mathbf{3HA8} \text{ avec } A_t = 1,51 \text{ cm}^2.$$

• Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_v \leq \bar{\tau}_v = \min(0.2 \times f_{c28} / 1.5; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_v = \frac{V}{b \times d} = \frac{57.49 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27} = 0.71 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

• Vérification à l'ELS

On a :

$$q_s = 25.26 \text{ KN/ml}$$

$$M_s^t = 35.43 \text{ KN.m}$$

$$M_s^a = 17.19 \text{ KN.m}$$

• Etat limite de compression du béton

On vérifie la contrainte de compression de béton en appui seulement puisque le moment en appui est le plus défavorable avec A, b et d sont constants.

En appuis :

$$M_{ser} = 34.38 \text{ KN.m, } d = 27 \text{ cm, } b = 100\text{cm, } A_a = 3.39\text{cm}^2$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

$$\text{Tel que } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

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

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

$$\frac{100 \times y^2}{2} + 15 \times 3.39 \times y - 15 \times 3.39 \times 27 = 0$$

$$\Rightarrow y = 4.75\text{cm}$$

$$\Rightarrow I = 28746.32\text{cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 5.68\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.68\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérfifié.}$$

• **Etat limite de déformation du béton**

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{h}{l} = \frac{0,3}{3,3} = 0,09 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Vérfifié.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,09 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{29.22}{10 \times 34.38} = 0,085 \dots \dots \dots \text{Vérfifié.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{3.39}{100 \times 27} = 0,00125 < \frac{3,3}{f_e} = \frac{3,3}{400} = 0,00825 \dots \dots \dots \text{Vérfifié.}$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5.2 : Calcul de la poutre palière à la torsion

$$T_u = 12.09 \text{ KN.m}$$

Le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite de torsion d'après les expériences, pour cela on va considérer une section creuse équivalente d'épaisseur :

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5\text{cm} \dots \dots \dots \text{CBA93(Article.5.4.3.)}$$

• **Contraintes de cisaillement ultime de torsion :**

Selon le BAEL91, la contrainte tangente de torsion est donnée par la formule :

$$\tau_u = \frac{T_u}{2 \times \Omega \times e} \dots\dots\dots CBA(Article.5.4.2.1.)$$

Ω : Air de contour du tracé à mi- épaisseur de la paroi.

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

Tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{2 \times \Omega \times e} = \frac{12.09 \times 10^{-3}}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} = 1.93 \text{MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_v = \min(0.2 \times f_{c28} / 1.5; 4 \text{MPa}) = 3.33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

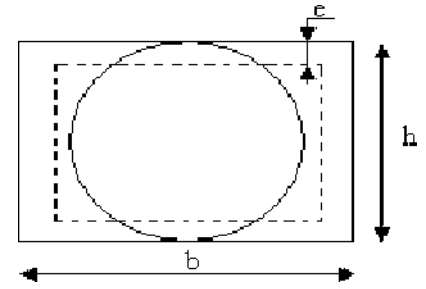


Figure III. 22:Section équivalente

• **Ferraillage :**

a) **Les armatures longitudinales**

$$A_l = \frac{U \times T_u}{2 \times \Omega \times \sigma_s} ; \quad \text{Avec} \quad U : \text{périmètre de } \Omega.$$

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

$$A_l = \frac{100 \times 12.09}{2 \times 625 \times 348} \times 10^3 = 2.78 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Tenant compte des aciers de flexion : } A_{\text{Totale}} = \frac{A_{\text{tor}}}{2} + A_{\text{flexion}}$$

Tableau III. 26:Ferraillage longitudinal de la poutre palière.

Section	Flexion	Torsion	$A_{\text{Tot}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adop}} (\text{cm}^2)$	Barres
Appuis	3.39	2.78	6.17	9.42	3T16+3T12
travée	5.56	2.78	8,34	9.42	3T16+3T12

b) **Armatures transversales**

Tenant compte des aciers de l'effort tranchant :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{T_u}{2 \cdot \Omega \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_t = \frac{12.09 \times 15}{2 \times 625 \times 348} \times 10^3 = 0,42 \text{cm}^2$$

$$A_{\text{Tot}} = A_{\text{torsion}} + A_t = 0,42 + 1,51 = 1,93 \text{cm}^2.$$

Donc on adopte **4T8** avec $A_t = 2.01\text{cm}^2$.

L'espacement $S_t = 15\text{cm}$.

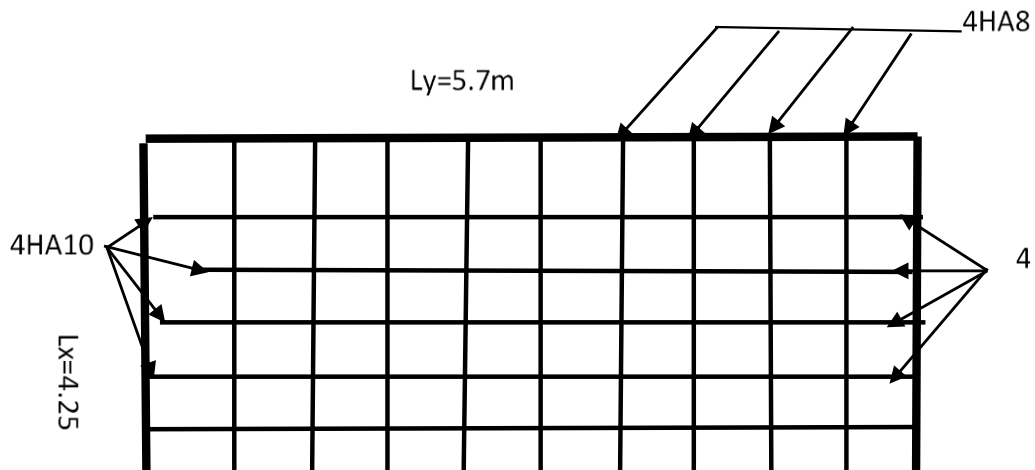


Figure III. 23:schéma de ferrailage de la poutre palière

III.6 : Calcul des poutres de chaînages :

- Dimensionnement :

La portée maximale de la poutre de chaînage est : $L_{\max} = 5.05\text{m}$

Selon la condition de flèche :

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

$$33.66\text{cm} \leq h \leq 50.5\text{cm}$$

Selon (Art 9.3.3) :

$$h \geq 15\text{cm}$$

$$b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20\text{cm}$$

(30cm est l'épaisseur de mur)

Soit :

$$h = 35\text{cm}$$

$$b = 30\text{cm}$$

Donc les dimensions des poutres de chaînage sont de (30×35).

- **Calcul des sollicitations :**

$$\text{Poids propre : } P_p = 25 \times 0.30 \times 0.35 = 2.625 \text{ KN/m}$$

$$\text{Poids des murs : } P_m = 2.85 \times (3.06 - 0.35) = 7.72 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 1.35 \times (2.625 + 7.72) = 13.97 \text{ KN/m}$$

$$P_s = 2.625 + 7.72 = 10.35 \text{ KN/m}$$

$$M_u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} = 44.53 \text{ KN.m}$$

➤ **a l'ELU:**

$$M_t = 0.75 M_u = 33.4 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 M_u = -22.26 \text{ KN.m}$$

- **Le ferrailage :**

a) Armatures longitudinales :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.35 = 0.315 \text{ m.}$$

Tableau III. 27: Armatures longitudinales.

	M (KN.m)	d_x (m)	μ_{bu}	α	A_s calculé (cm ²)	A_s adopté (cm ²)
En travée	33.4	0.315	0.0237	0.03	3.08	3HA12=3.39
En appui	22.26	0.315	0.0158	0.02	2.04	3HA10=2.36

b) Calcul des armatures transversales :

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_t\right) \Rightarrow \varphi_t \leq 10 \text{ mm}$$

Soit un cadre $\varphi 8$ plus une épingle $\varphi 8 \Rightarrow A_t = 3 \times \varphi 8 = 1.5 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.14 \text{ cm}^2 > A_{\text{cal}}$$

on ferraille avec A_{cal} on adopte 2HA14+1HA12, $A_s=4.21 \text{ cm}^2$

- **Les espacements**

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 28.35 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times h} = 42.85 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{c28})} < 0$$

Le RPA99/ version 2003 exige un espacement $S_t \leq \min(h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

On adopte $S_t = 15 \text{ cm}$.

• **Vérifications :**

➤ **à l'ELU :**

- **Effort tranchant :**

$$V_u = p_u \times \frac{l}{2} = 35.27 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.112 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^- = \min\left(\frac{0.20 f_{c28}}{\delta_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u < \tau_u^- \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$$

➤ **à l'ELS :**

- **Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$M_s = 32.99 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 M_u = 24.74 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 M_s = -16.5 \text{ KN.m}$$

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

Calcul de y :

$$A = 4.21 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 5.70 \text{ cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{2} y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 = 51270.28 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.67 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

Evaluation de la flèche CBA 93 (Article B.6.5.1).

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

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre

l : Longueur de la travée

Mt : Moment en travée

M0 : Moment statique de cette poutre

A ; Section des armatures choisie

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{505} = 0,069 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,069 = \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.094 \text{ la condition n'est pas vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{4.21}{30 \times 31.5} = 0.0045 \geq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \text{ la condition n'est pas vérifiée.}$$

D’ou la vérification de la flèche est nécessaire.

Tableau III. 28: *Evaluation de la flèche*

(m)	A_s (cm ²)	M_{jser} (KN.m)	M_{gser} (KN.m)	M_{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I_0 (cm ⁴)
5.05	4.21	8.43	8.82	10.26	51270.28	20021.1
Y (cm)	f _{ji} (cm)	f _{gi} (cm)	f _{pi} (cm)	f _{gv} (cm)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
5.70	0.60574	0.64157	0.77523	1.09717	0.618	1.005

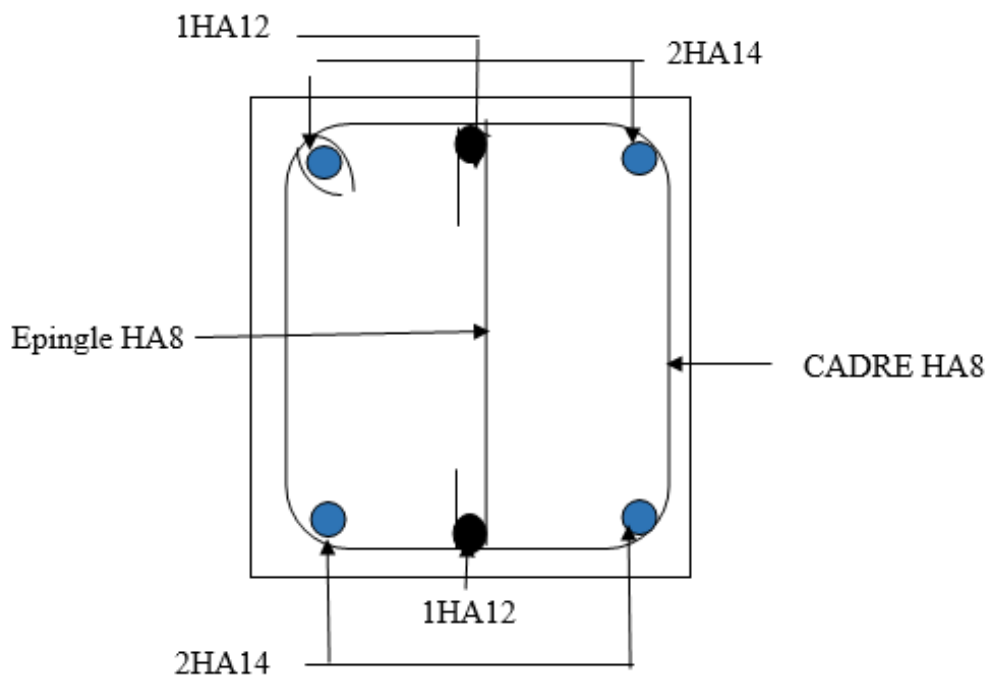


Figure III. 24: *schema de ferrailage de la poutre de chaînage*

III.7 : Etude de l’ascenseur

III.7.1 : Définition

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

Elle se constitue d’une cabine, qui se déplace le long d’une glissière verticale dans l’ascenseur muni d’un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 08 personnes.

III.7.2 : Les caractéristiques

- V=1.6m /s → Vitesse de levage.
- Pm =15KN : Charge due à la salle de machine.
- Dm =82 KN : Charge due au poids propre de l'ascenseur.
- Fc = 102 KN : Charge due à la rupture des câbles.
- Course maximale =31.62m.
- Bs × Ts = 160 × 170 dimensions de la gaine.
- Poids de 08 personnes = 630 kg.

$$P = 1500 + 8200 + 630 \Rightarrow P = 103,3 \text{ KN.}$$

Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

- 1)- Dalle de salle machine (locale).
- 2)- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

. Calcul de premier type de dalle (cas de charge concentrée)

Elle supporte une grande charge donc on adopte une épaisseur $h_0 = 20 \text{ cm}$.

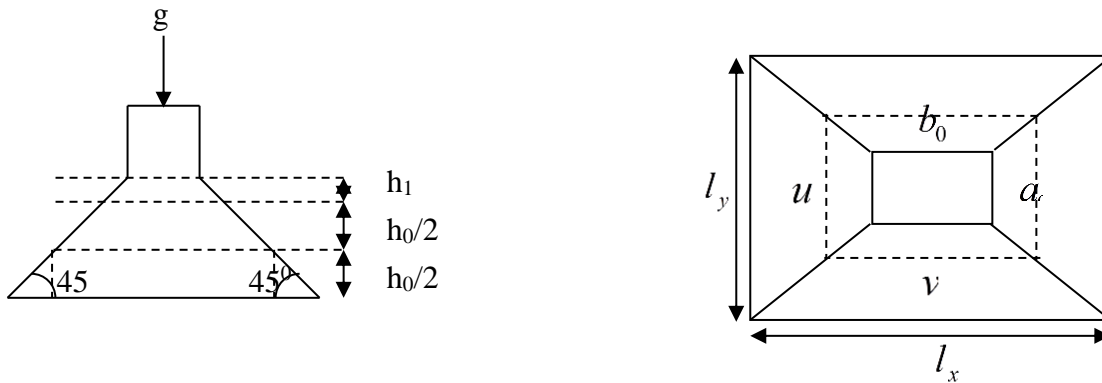


Figure III. 26:Schéma représentant la surface d'impact.

$h_0 = 20 \text{ cm}$: épaisseur de la dalle.

$h_1 = 7 \text{ cm}$: revêtement.

a_0 et U dimensions // $l_x = 1.8\text{m}$

b_0 et V dimensions // $l_y = 2.1\text{m}$

U et V les côtés de rectangle d'impact.

a_0 et b_0 : surface de chargement.

l_x et l_y les dimensions du panneau dalle.

$$\text{Avec : } U = a_0 + h_0 + 2 \xi h_1 ; \quad V = b_0 + h_0 + 2 \xi h_1$$

Et $\xi = 0.75$ (revêtement moins résistant que béton)

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

$$\text{On a une vitesse } V=1.6\text{m/s} \quad \left\{ \begin{array}{l} a_0=80\text{cm} \\ b_0=80\text{cm} \end{array} \right.$$

$$U = 80 + 20 + 2 \times 7 \times 0.75 \Rightarrow U = 110.5 \text{ cm.}$$

$$V = 80 + 20 + 2 \times 7 \times 0.75 \Rightarrow V = 110.5 \text{ cm.}$$

a. Calcul à l'ELU

1. Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage

$$M_{x1} = P_u (M_1 + V M_2)$$

$$M_{y1} = P_u (M_2 + V M_1)$$

Avec :

V : Coefficient de poisson. (0 à l'ELU et 0,2 à l'ELS).

Les moments M_1 et M_2 sont donnés en fonction de :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \quad , \quad \frac{U}{l_x} \quad , \quad \frac{V}{l_y} .$$

$$\text{On } \rho = \frac{180}{210} = 0,857 \quad , \quad \frac{U}{l_x} = \frac{110.5}{180} = 0,613 \quad , \quad \frac{V}{l_y} = \frac{110.5}{210} = 0,526$$

En utilisant l'abaque de Pigeaud on obtient :

$$M_1 = 0,085 \text{ KN.m} \quad (\text{en annexe1})$$

$$M_2 = 0,067 \text{ KN.m}$$

$$P_u = 1,35 \times 103,3 \Rightarrow P_u = 139,45 \text{ KN.}$$

$$M_{x1} = 139,45 \times 0,085 \Rightarrow M_{x1} = 11,85 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 139,45 \times 0,067 \Rightarrow M_{y1} = 9,34 \text{ KN.m}$$

2. Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle

$\rho > 0,4 \rightarrow$ La dalle dans les deux sens.

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \quad , \quad M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

μ_x Et μ_y sont des coefficients en fonction de ρ et de V

$$\mu_x = 0,0506 \quad , \quad \mu_y = 0,6864 \quad (\text{en annexe2})$$

$$G = 8.28 \text{ KN/ml}$$

$$q = 1 \text{ KN/ml} \quad \rightarrow \quad q_u = 12.67 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0506 \times 12.67 \times (1.8)^2 \Rightarrow M_{x2} = 2.077 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,6864 \times 2.077 \Rightarrow M_{y2} = 1.425 \text{ KN.m}$$

3. Superposition des moments

Les moments max agissant au centre de la dalle.

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} \Rightarrow M_x = 13.927 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} \Rightarrow M_y = 10.765 \text{ KN.m}$$

NB : pour le ferrailage on doit tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des murs.

Les moments en travée et en appui sont :

$$M_y^t = 0,85 \times M_y \Rightarrow M_y^t = 0,85 \times 10.765 \Rightarrow M_y^t = 9.15 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 0,85 \times M_x \Rightarrow M_x^t = 0,85 \times 13.927 \Rightarrow M_x^t = 11.838 \text{ KN.m}$$

$$(M_{ax} = M_{ay}) = 0,3 \times M_x \Rightarrow (M_{ax} = M_{ay}) = 0,3 \times 13.927 = 4.178 \text{ KN.m}$$

-En travée

▪ Sens X-X

$$M_x^t = 11.838 \text{ KN.m} \quad , \quad d_x = 18 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{11.838 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.025 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.0805 = 0.0316$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.177 \text{ m}$$

$$A_t^x = \frac{M_x^t}{z \times f_{st}} = 1.92 \text{ cm}^2$$

$$A_t^x = 1.92 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

▪ Sens Y-Y

$$M_y^t = 9.15 \text{ KN.m}, \quad d_y = 17 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad A_t^y = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

-En appui

$$M_a^x = M_a^y = 4.178 \text{ KN.m}, \quad A_a^x = A_a^y = 0.67 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

4. Vérification a l'ELU

▪ **Vérification de la condition de non fragilité**

En travée :

Sens L_x:

$$h_0 = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{180}{210} = 0,857 > 0.4 \rightarrow A_x^{\min} = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times h_0$$

$$\rightarrow \rho_0 = 0,8 \text{ ‰} \dots\dots\dots \text{HA fe E400}$$

$$A_x^{\min} = 0,0008 \times \left(\frac{3-0,83}{2} \right) \times 0,2 \Rightarrow A_x^{\min} = 1,736 \text{ Cm}^2.$$

$$A_t^x = 4.52 \text{ cm}^2 > 1,736 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifie.}$$

Sens L_y:

$$h_0 = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$$

$$\rho = 0.857 > 0.4 \rightarrow A_{t \min}^Y = \rho_0 \times b \times h_0$$

$$\rightarrow \rho_0 = 0,8 \text{ ‰} \quad , \text{HA fe E400}$$

$$A_{t \min}^Y = 0.0008 \times 1 \times 0.2 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_t^y = 4.52 \text{ cm}^2 > 1,6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifie.}$$

En appui

$$A_a^x = 2.01 \text{ cm}^2 > 1,736 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifie}$$

Tableau III. 29: Ferrailage de la Dalle de la salle de machine.

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)
travée	xx	11.838	0.025	0.0316	0.177	4.52	1.736	4HA12 = 4.52
	yy	9.15	0.0223	0.0282	0.168	4.52	1.6	4HA12 = 4.52
appui	XX	4.178	0.00908	0.0114	0.179	2.01	1,736	4HA8 = 2,01
	yy							

- **Vérification au poinçonnement**

On doit vérifier : $P_u \leq 0,045 \times U_c \times h_0 \times f_{c28} / \gamma_b$

Avec : U_c : périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2(U + V) \Rightarrow U_c = 2(110,5 + 110,5) = 442 \text{ cm}$$

$$0,045 \times 4,42 \times 0,2 \times 25 \times 1000 / 1,5 = 663 \text{ KN}$$

Or : $P_u = 1,35 \times P = 1,35 \times 103,3 = 139,45 \text{ KN} < 663 \text{ KN}$ c'est vérifié.

- **Le diamètre des barres**

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

$$\phi_{\max} = 12 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

- **Les espacements**

On doit vérifier :

$$\text{Sens } L_X : S_{tx} \leq \min(3h_0; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_{tx} = 25 \text{ cm en travée et } S_{tx} = 25 \text{ cm en appui}$$

$$\text{Sens } L_Y : S_{ty} \leq \min(4h_0; 4 \text{ cm}) = 4 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_{ty} = 25 \text{ cm Soit en travée et } S_a^y = 25 \text{ cm en appui}$$

- **Vérification de la contrainte tangentielle**

On vérifie que :

$$\tau = \frac{P_u}{U_c \times d}$$

$$\tau = \frac{139,45 \cdot 10^{-3}}{442 \cdot 10^{-2} \times 0,18} = 0,1752 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau} = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

L'effort tranchant max aux voisinages de la charge

$$U = v \Rightarrow \text{au milieu de } u : V_u = \frac{q_u}{2u+v} = \frac{q_u}{3u} = \frac{139,45}{3 \times 1,105} = 42,06 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de } v : V_u = \frac{q_u}{2u+v} = \frac{q_u}{3v} = \frac{139.45}{3 \times 1.105} = 42.06 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{42.06 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.233 \text{ MPA} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPA}$$

b. Calcul à l'ELS

▪ Evaluation des moments dus au système de levage

$$M_{x1} = 103,3 (0,085 + 0,2 \times 0,067) \Rightarrow M_{x1} = 10.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 103,3 (0,067 + 0,2 \times 0,085) \Rightarrow M_{y1} = 8.677 \text{ KN.m}$$

▪ Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle

$$\text{On a: } q_s = q + G = 1 + 8.28 = 9.28 \text{ KN/m.}$$

$$\rho = 0,857 \quad \rightarrow \quad \mu_x = 0,0576 \quad , \quad \mu_y = 0,7794$$

$$M_{x2} = 0,0576 \times 9.28 \times (1.8)^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.73 \text{ KN.m} \quad ,$$

$$M_{y2} = 0,7794 \times 1.73 \Rightarrow M_{y2} = 1.349 \text{ KN.m}$$

-Les moments en travées et en appuis

$$M_{tx} = 0,85 (10.16 + 1.73) \Rightarrow M_{tx} = 10.1 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 (8.677 + 1.349) \Rightarrow M_{ty} = 8.522 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3 \times M_x \Rightarrow M_a = 3.567 \text{ KN.m}$$

▪ Vérification à l'ELS

• Etat limite de compression du béton

On a une fissuration peu nuisible \rightarrow vérification de la contrainte du béton comprimé.

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

❖ **En travée**

Sens x-x

$$M_{tx} = 10.1 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

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

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

$$y = 4.3, I = 15375.615 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.82 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{verifiée}$$

Sens y-y

$$M_{ty} = 8.522 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b_0 \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 4.30 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 15375.615 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{19.6 \times 10^{-3}}{12093.42 \times 10^{-8}} \times 3.92 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 2.38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

En appui

$$M_a = 3.567 \text{ KN.m}, A_x^a = 2.01 \text{ cm}^2, y = 3 \text{ cm}, I = 7683.75 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.39 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

• **Vérification des contraintes dans l'acier**

$$F.N \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta}\right) = 201.63 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{st} = [15 \times 10.1 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0430)] / (15375.615 \times 10^{-8}) = 134.98 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

• **Etat limite de déformation**

➤ **Sens Lx**

$$1. \quad \frac{h_t}{l} > \max\left[\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20M_0}\right] \Rightarrow 0,11 > 0,0425 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

$$2. \quad \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0,0023 < 0,005 \dots\dots\dots \text{Vérifie.}$$

➤ **Sens Ly**

$$1. \quad \frac{h_t}{l} > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_t^y}{20M_0} \right] \Rightarrow 0,0952 > 0,0424 \dots\dots\dots \text{vérifie.}$$

$$2. \quad \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0,0023 < 0,005 \dots\dots\dots \text{Vérifie.}$$

Les conditions sont satisfaites donc on n'a pas à vérifier la flèche.

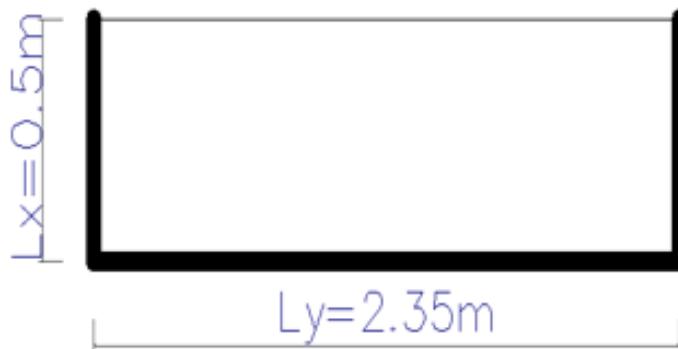


Figure III. 27:schéma de ferrailage de la dalle l'ascenseur

II. Calcul de deuxième type de dalle (Cas d'une charge répartie)

▪ Calcul des sollicitations

$G_1 = 8.28 \text{ KN/m}^2$ Poids de la dalle en béton armé et du revêtement.

On a $P = F_c = 102 \text{ KN}$.

$G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{102}{1.8 \times 2.1} = 26.98 \text{ KN/m}^2$ Poids de la machine.

$$G_{\text{TOT}} = G_1 + G_2 = 8.28 + 26.98 \Rightarrow G = 35.26 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

a) Calcul à l'ELU

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow q_u = 49.1 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.8}{2.1} = 0.85 \rightarrow \rho > 0,4 \rightarrow \text{La dalle dans les deux sens.}$$

Par interpolation linéaire, on aura :

$$\mu_x = 0.0506, \quad \mu_y = 0,6864 \quad \text{[annexe2]}$$

$$M_x = 0.0506 \times 49.1 \times (1.8)^2 \Rightarrow M_x = 8.05 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.6864 \times 8.05 \Rightarrow M_y = 5.52 \text{ KN.m}$$

-Moment en travées :

$$M_t^x = 0.85 M_x = 0.85 \times 8.05 = 6.84 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.85 \times 5.52 = 4.69 \text{ KN.m}$$

-Moment en appuis : $M_a^X = M_a^Y$

$$M_a^X = M_a^Y = 0.3 \times M_t^x = 0.3 \times 6.84 = 2.05 \text{ KN.m}$$

▪ Calcul des armatures

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur et de 20cm d'épaisseur, sollicité à la flexion simple. Avec $d_x = 17\text{cm}$.

- En travée

// À l_x

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{6.84 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17^2 \times 14.2} = 0.01666 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.021$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.168\text{m}$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = 1.16\text{cm}^2$$

// À L_y

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} = \frac{4.69 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17^2 \times 14.2} = 0.0114 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A, } \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.0143$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.169\text{m}$$

$$A_t^y = \frac{M_t^y}{z \times f_{st}} = 0.79 \text{ cm}^2$$

- **En appui**

$$A_{a^x}^y = A_{a^y}^x = \frac{M_a^x \times A_t^x}{M_t^x} = \frac{2.05 \times 1.16}{6.84} = 0.34 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant résume l'ensemble du ferrailage de la dalle de la salle demachine :

Tableau III. 30: Ferrailage de la dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

Localisation	M ^t (KN.m)	A ^t _{cal} (cm ²)	A ^t _{adopté} (cm ²)
Sens X-X	6.84	1.16	5HA8=2.51
Sens Y-Y	4.69	0.79	4HA8=2.01
En appui	2.05	0.34	4HA8=2.01

▪ **Vérifications à l'ELU**

- **Condition de non fragilité**

En travée

$$\begin{matrix} h_0 > 12\text{cm et} \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \rightarrow \begin{cases} A_{t \min}^x = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \cdot b \cdot e \\ A_{t \min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{cases}$$

On a des HA f_cE400 → ρ₀ = 0.0008

h₀ = 20cm ; b = 100cm

ρ = 0.85

$$\begin{cases} A_{t \min}^x = 1.78 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{t \min}^y = 1.6 \text{ Cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

$$A_{t \min}^x = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{t \min}^x = 1.78 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{Vérfié.}$$

$$A_{t \min}^y = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{t \min}^y = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{Vérfié.}$$

En appui

$$A_{a \min}^x = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{t \min}^x = 1.78 \text{ cm}^2/\text{m} \dots\dots\dots \text{Vérfié.}$$

$$A_{a \min}^y = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{t \min}^y = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{Vérfié.}$$

- **Le diamètre des barres**

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20\text{mm}$$

$$\phi_{\max} = 8\text{mm} < 20 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Vérfié.}$$

- **Les espacements**

$$\left. \begin{aligned} S_y^t &\leq \min (4h; 45\text{cm}) \Rightarrow S_y^t \leq 45 \text{ cm} \\ S_x^t &\leq \min (3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_x^t \leq 33 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{BAEL 91(ArtA.8.2, 42).}$$

$$\text{Soit : } S_x^t = 20 \text{ cm} \text{ et } S_y^t = 25 \text{ cm}$$

- **Vérfication de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25\text{Mpa}$$

$\rho = 0.85 > 0.4 \rightarrow$ flexion simple dans les deux sens :

$$V_x = p_u \frac{l_x}{3} = 29.46 \text{ KN}$$

$$V_y = p_u \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \Rightarrow V_y = 0.0277\text{KN.} \quad ?$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = 0.153 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16\text{MPa.}$$

b) Calcul à l'ELS

$$\text{On a : } q_s = Q + G = 1 + 35.26 \Rightarrow q_s = 36.26 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0.85 \rightarrow \mu_x = 0,0576 \quad , \quad \mu_y = 0,7794 \quad [\text{ANNEXE 2}]$$

$$M_x = 0,0576 \times 36.26 \times (1.8)^2 \Rightarrow M_x = 6.767 \text{KN.M};$$

$$M_y = 0,7794 \times 6.767 \Rightarrow M_y = 5.274 \text{KN.m}$$

▪ **Les moments en travées et en appuis**

$$M_t^x = 0,85 (6.767) \Rightarrow M_t^x = 5.751 \text{KN.m}$$

$$M_t^y = 0,85 (5.274) \Rightarrow M_t^y = 4.483 \text{KN.m}$$

$$M_x^a = 0,3 \times M_x \Rightarrow M_x^a = 2.03 \text{KN.m}$$

▪ **Vérification a L'ELS**

• **Etat limite de compression du béton**

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

➤ **En travée**

-Sens x-x

$$M_t^x = 5.751 \text{KN.m}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 3,324 \text{cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 9333.471 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5.751 \times 10^{-3}}{9333.471 \times 10^{-8}} \times 3,324 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 2.048 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

-Sens y-y

$$M_t^y = 4.483 \text{KN.m}$$

$$\frac{b_0 \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 3 \text{cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 7683.75 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4.483 \times 10^{-3}}{7683.75 \times 10^{-8}} \times 3 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 1.75 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

En appui

$$M_x^a = 2.03 \text{KN.m}, A_x^a = 2.01 \text{cm}^2, y = 3 \text{cm}, I = 7683.75 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.75 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition Vérifié}$$

• **Vérification des contraintes dans l'acier**

$$F.N \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta}\right) = 201.63 \text{Mpa.}$$

$$\sigma_{st} = [15 \times 5.751 \times 10^{-3} \times (0.17 - 0.03324)] / (9333.471 \times 10^{-8}) = 126.40 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

• **Etat limite de déformation**BAEL91 (Art. B. 7. 5)

➤ **Sens Lx**

$$1. \quad \frac{h_t}{l} > \max\left[\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20M_0}\right] \Rightarrow 0,111 > 0,0425 \dots \dots \dots \text{vérifie .}$$

$$2. \quad \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0,0023 < 0,005 \dots \dots \dots \text{Vérifie.}$$

➤ **Sens Ly**

$$3. \quad \frac{h_t}{l} > \max\left[\frac{3}{80}; \frac{M_t^y}{20M_0}\right] \Rightarrow 0,0952 > 0,0425 \dots \dots \dots \text{vérifie .}$$

$$4. \quad \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0,0023 < 0,005 \dots \dots \dots \text{Vérifie.}$$

Les conditions sont satisfaites donc on n'a pas à vérifier la flèche.

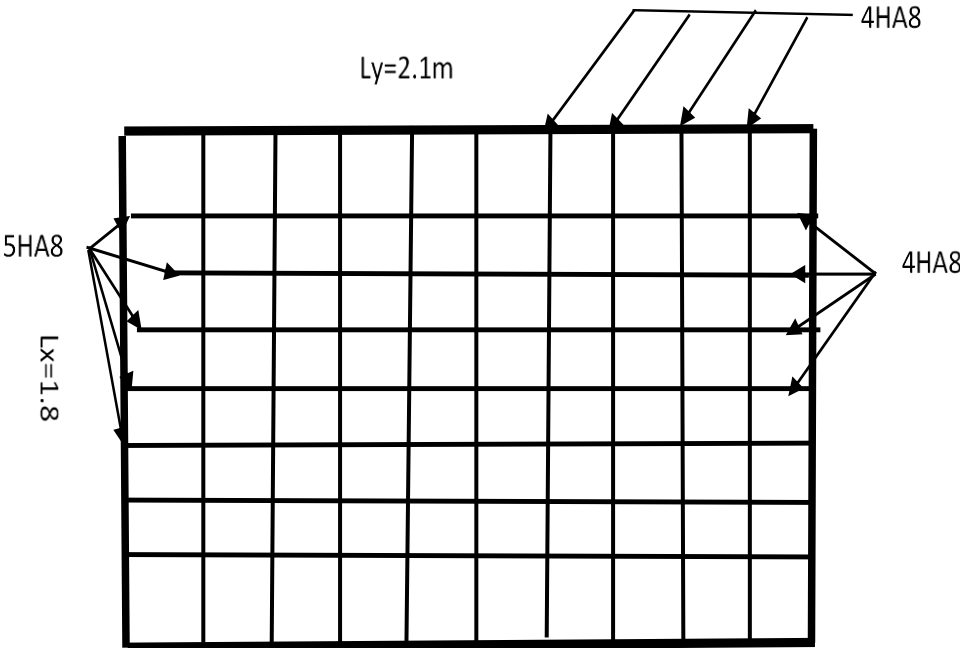


Figure III. 28: schéma de ferrailage dalle ascenseur

IV.1 : Introduction :

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

IV.2 : Objectifs et exigences :

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

IV.3 : Méthodes de calcul :

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

- ✓ la méthode statique équivalente.
- ✓ la méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.3.1 : Méthode statique équivalente :

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (**4.2 du RPA 99/2003**) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

- ✓ **Vérification de la résultante des forces sismique de calcul totale .**

RPA99 (Article 4.2.3)

L'effort sismique V ; appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

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

Le coefficient 'A' représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut

avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Le facteur dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa ⇒ A = 0.15

- **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99 (Tableau 4.3)**

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, donc : $R = 5$

- **Q** : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante : **RPA99 (Formule 4.4)**

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \quad \text{avec :}$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Tableau IV. 1 : valeurs des pénalités Pq

“ Critère q ”	Observé	Pq/xx	Observé	Pq/yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Oui	0
2- Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3- Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4- Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Non	0.1	Non	0.1

Donc

$$Q_x = 1.2 \qquad Q_y = 1.15$$

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

$$W = \sum_n W_i \text{ Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

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

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est

donné par le tableau (4-5 du RPA99).

$\beta = 0.2$ pour usage d'habitation

$\Rightarrow W = 44859,222 \text{ KN}$.

• D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On comprendra aisément qu'il devrait y avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure T (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de 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_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99 (Tableau 4.7)**

Le sol en place est de moyenne qualité sensible à l'eau (saturé), plastique et de compacité moyenne, (voir le rapport de sol en annexe) donc du **RPA 99 (Tableau 3-2)** de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie S_3 , donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} \geq 0.7$$

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

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} = 0.81 > 0.7$$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

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

$$h_N = 31.62 \text{ m}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le type de système de contreventement :

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas : $C_T = 0.050$

$$T_c = 0.050 \times (31.62)^{3/4} \Rightarrow T_c = 0.67s$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D_{x,y}}} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 32.60m, \quad L_y = 14.60m$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.498s \\ T_y = 0.745s \end{cases} ; T_2 = 0.40s$$

$$T_x = \min(T_x; T_c) \Rightarrow T_x = 0.50s \Rightarrow T_x > T_2$$

$$T_y = \min(T_y; T_c) \Rightarrow T_y = 0.67s \Rightarrow T_y > T_2$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$\text{Car } T_2 \leq T \leq 3.0s$$

$$D_x = 2.5 * 0.81 (0.40/0.5)^{2/3} = 1.745$$

$$D_y = 2.5 * 0.81 (0.40/0.67)^{2/3} = 1.436$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % est :

RPA99 .Art (4.2.3)

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times 0.50 \Rightarrow T_{Sx} = 0.65s \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.67 \Rightarrow T_{Sy} = 0.87s \end{cases}$$

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

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

$$V_{stx} = (0.15 * 1.745 * 1.2) / 5 * 44859.222 = 2818.06 \text{ KN.}$$

$$V_{sty} = (0.15 * 1.436 * 1.15) / 5 * 44859.222 = 2222.42 \text{ KN.}$$

IV.3.2 : Méthode dynamique modale spectrale:

Il s'agit de chercher les premiers modes propres de flexion torsion. Les méthodes de calcul sophistiquées et, en particulier l'analyse modale spectrale, sont rendues obligatoires par les codes parasismiques modernes (exemple RPA88) dès lors que les structures considérées ne répondent

plus aux critères de régularité spécifiés dans ces codes (régularité en configuration horizontale et verticale).

L'étude vibratoire d'un système donné suppose le choix du modèle mécanique dont le comportement reflète aussi fidèlement que possible celui du système réel.

La concentration des masses en un certain nombre de points judicieusement choisis est un des aspects de la modélisation.

Le plancher considéré comme infiniment indéformable dans son plan nécessite une modélisation de deux façons :

- ✓ Modélisation par nœuds maîtres,
- ✓ Modélisation par un corps infiniment rigide.

Dans les deux cas la masse est concentrée dans son centre de gravité.

Le critère de masse modale, significatif dans la participation modale, doit être complété par l'évaluation des moments d'inertie massique modaux, qui mettent en évidence des modes de torsion

produisant des couples de torsion importants bien qu'assortis d'une masse modale négligeable.

IV.3.3 : Méthode d'analyse par accélérogramme :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant

le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

IV.4 : Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

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

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

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

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;
 - ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.5 : Modélisation et résultats:

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le SAP2000 version 14.2.2

IV.5.1 : Disposition des voiles de contreventement :

La présence du parking dans notre bâtiment a compliqué le choix de la disposition des voiles. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit à la non vérification de l'interaction voiles-portiques .la disposition retenue est la suivante :

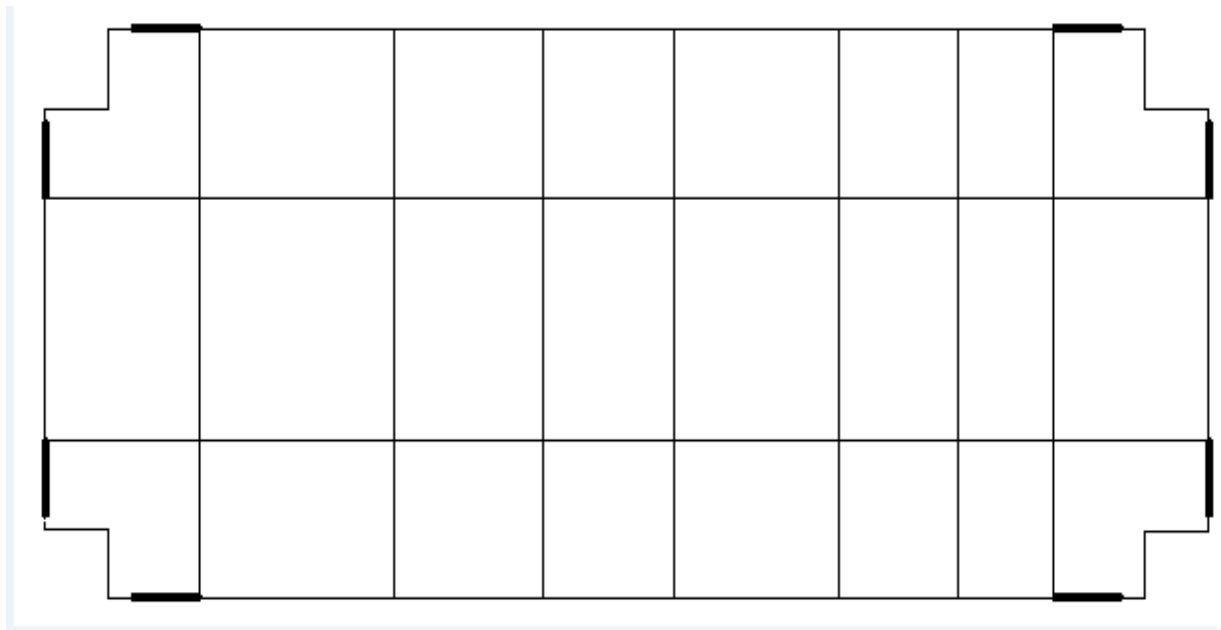


Figure IV. 1:Disposition des voiles

Résultats obtenus :

a). Périodes de vibration et participation massique :

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

Modes	Périodes	Individuel mode		Cumulative sum (%)	
	Sec	U_x	U_y	U_x	U_y
Mode 1	0.882554	0.00000006815	0.78935	0.000006815	78.935
Mode 2	0.797332	0.76288	0.00000009371	76.288	78.935
Mode 3	0.640262	0.00263	0.000008874	76.55	78.936
Mode 4	0.280152	0.0000001876	0.11603	76.55	90.539
Mode 5	0.239053	0.13097	0.0000002089	89.647	90.539
Mode 6	0.196922	0.00025	0.0000312	89.672	90.542
Mode 7	0.147793	0.00000008159	0.04038	89.672	94.58
Mode 8	0.116653	0.04634	0.0000002315	94.306	94.58
Mode 9	0.111978	0.00009663	0.000000004049	94.316	94.58
Mode 10	0.103013	0.00002478	0.000004766	94.318	94.581
Mode 11	0.100423	0.0000005233	0.000001841	94.318	94.581
Mode 12	0.099573	0.00002915	0.00043	94.321	94.623

D’après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On constate que les exigences du RPA sont vérifiées.

Les modes de vibration sont montrés sur les Figures. IV.1, IV.2 et IV. 3.

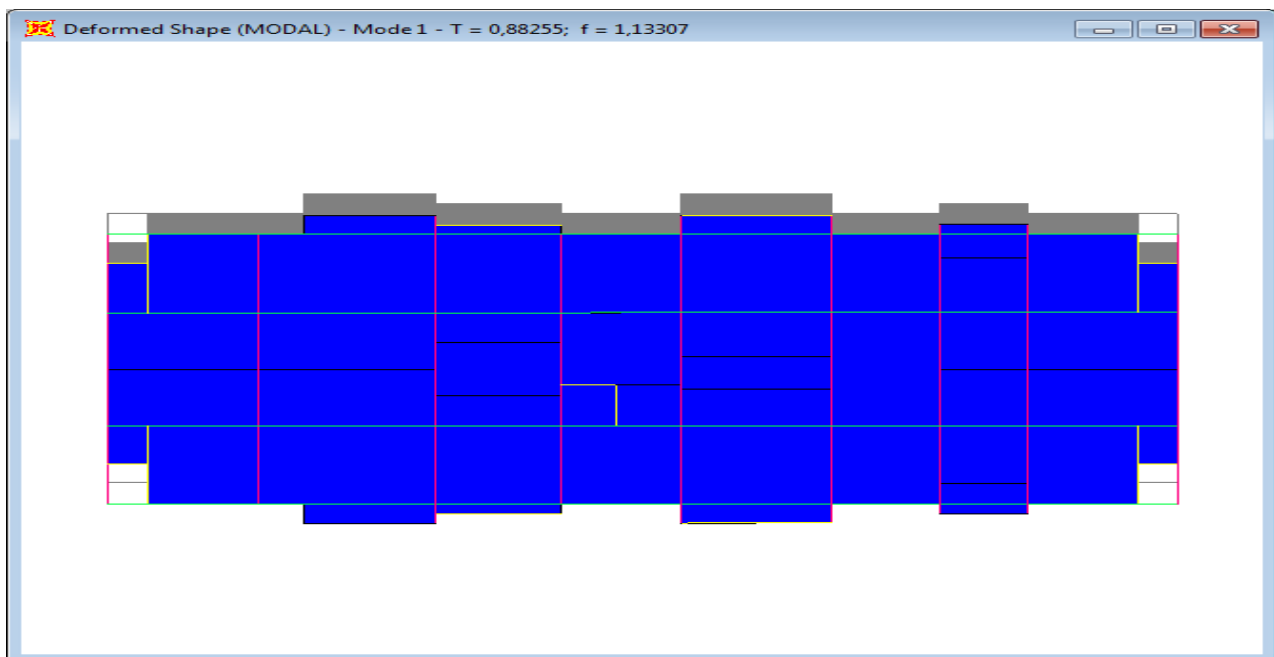


Figure IV. 2: 1^{er} mode (translation suivant Y)

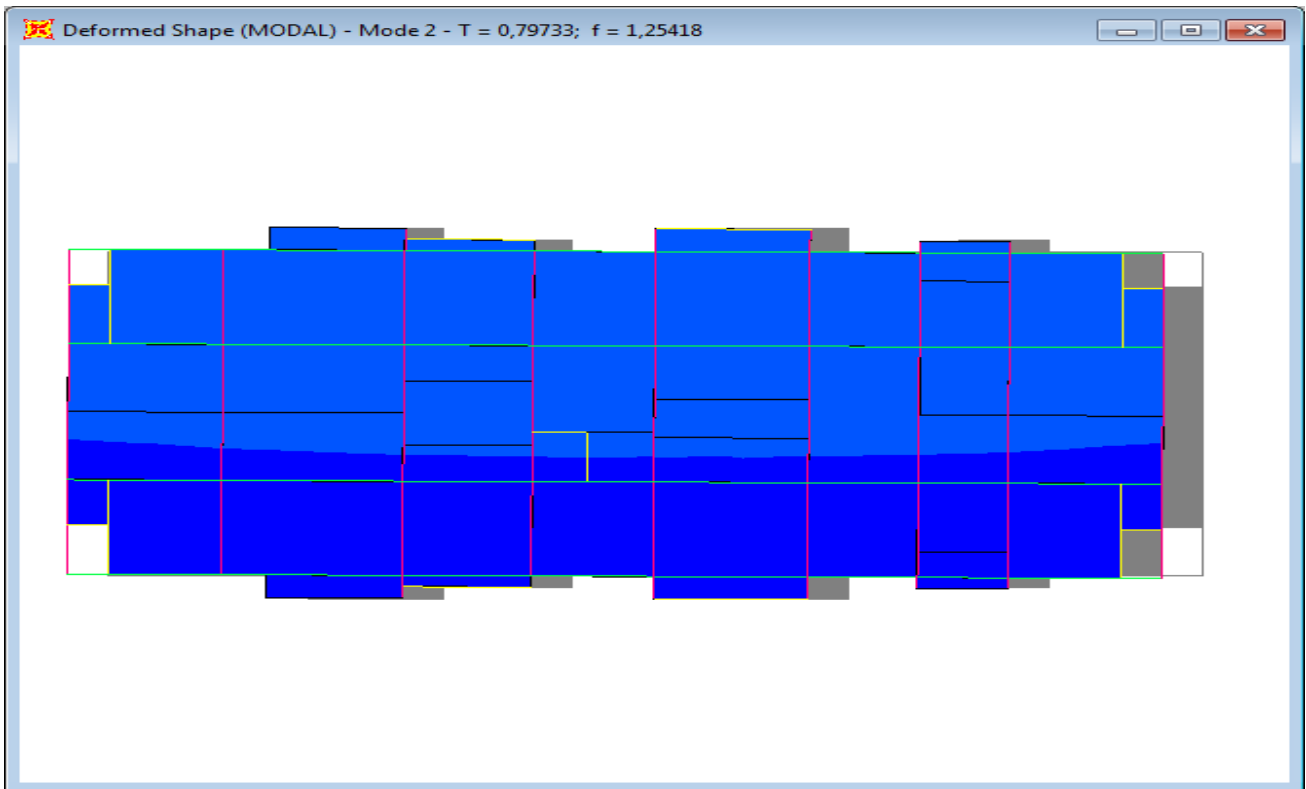


Figure IV. 3: 2^{ème} mode (translation suivant X)

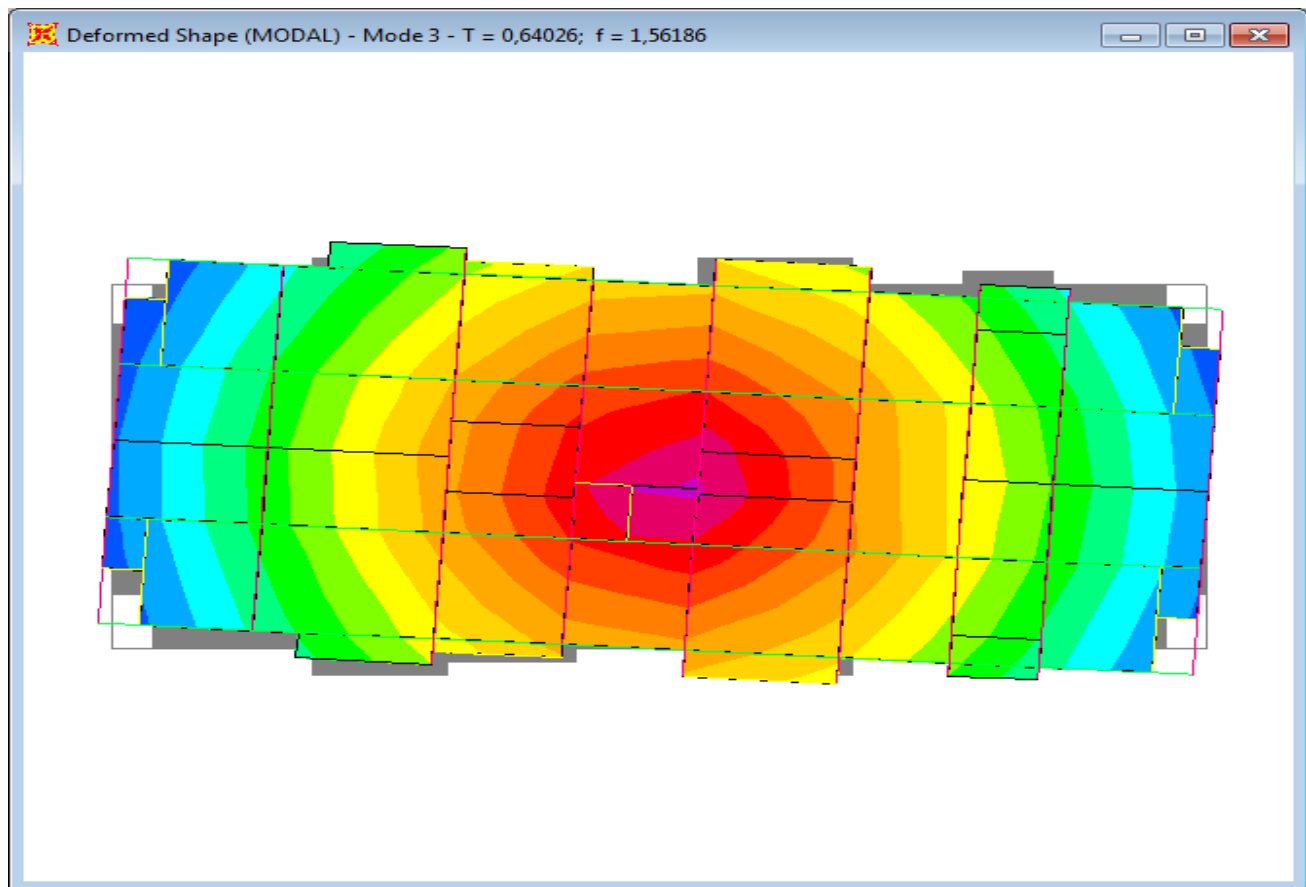


Figure IV. 4: 3^{ème} mode (torsion autour de Z)

b). Justification de l'interaction "Voiles-portiques" :

Les tableaux IV.3 et IV. 4.8 illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales et horizontales.

Tableau IV. 3: Vérification sous charges verticales.

NIVEAU	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	PORTIQUE	VOILE	PORTIQUE	VOILE
S. sol	42463.92	7995.915	84.153	15.846
RDC	38018.16	7099.97	84.263	15,736
NIV 01	33506.76	6871.917	82.981	17.018
NIV 02	29074.31	6105.373	82.645	17.355
NIV 03	24599.66	5380.117	82.054	17.946
NIV 04	20334.1	4514.528	81.831	18.168
NIV 05	16019.63	3697.329	81.247	18.752
NIV 06	11876.97	2770.587	81.085	18.915
NIV 07	7699.961	1877.586	80.396	19.604
NIV 08	3769.775	838.911	81.797	18.203

• **Analyse des résultats :**

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale est vérifiée dans tous les niveaux.

Tableau IV. 4: Vérification sous charges horizontales.

NIVEAU	Charges reprises (KN)				Pourcentage repris (%)			
	PORTIQUE		VOILE		PORTIQUE		VOILE	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
S. sol	843.705	765.646	1800	1663.197	31.91373	31.52307	68.08627	68.47693
RDC	1187.696	1483.008	1343.403	800.146	46.92412	64.95436	53.07588	35.04564
NIV 01	1058.716	1257.176	1321.421	919.681	44.48131	57.75189	55.51869	42.24811
NIV 02	1211.179	1346.752	1014.072	682.416	54.42887	66.36966	45.57113	33.63034
NIV 03	1091.681	1085.357	948.953	765.543	53.49715	58.63942	46.50285	41.36058
NIV 04	1061.435	1030.875	755.705	609.06	58.4124	62.86072	41.5876	37.13928
NIV 05	825.151	843.666	723.621	551.412	53.27776	60.47447	46.72224	39.52553
NIV 06	753.399	724.037	498.373	392.686	60.1866	64.83586	39.8134	35.16414
NIV 07	574.042	457.722	341.581	334.88	62.69414	57.74929	37.30586	42.25071
NIV 08	559.228	379.801	164.584	75.944	77.2615	83.3363	22.7385	16.6637

- **Analyse des résultats :**

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge horizontale est vérifiée dans tous les niveaux sauf le dernier niveau.

IV.5.2 : Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau IV.5.

Tableau IV. 5: Vérification de l'effort normal réduit :

Niveau	Type de poteau	B (cm ²)	N _d (KN)	ν	Observation
Sous sol et RDC	55×55	3025	2243,41	0.297	vérifiée
1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	50×50	2500	1691,32	0.271	vérifiée
3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage	50×45	2250	1187,33	0.211	vérifiée
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	45×45	2025	772,49	0.069	vérifiée
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	40×45	1800	373,25	0.049	vérifiée

IV.5.3 : Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA99, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par Combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Tableau IV. 6: Vérification de la résultante des forces sismiques :

Résultante des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	V_{dyn}/V_{st}	Observation
Sens x-x	2643,364	2818.06	0.938	vérifiée
Sens y-y	2428,777	2222.42	1.093	vérifiée

IV.5.4 : vérification des déplacements relatifs :

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 :

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

$$\delta_K = R \times \delta e_K$$

Avec :

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA (Art4.43)**

δe_K : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau IV.7.

Tableau IV. 7: Vérification des déplacements :

Niveau	Sens x-x						Sens y-y				
	δe_K (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	ΔK (cm)	h_K (cm)	$\Delta K/h_K$ (%)	δe_K (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	ΔK (cm)	$\Delta K/h_K$ (%)
S.sol	0.16	0.80	0	0.80	408	0.196	0.19	0.95	0	0.95	0.233
RDC	0.41	2.05	0.80	1.25	306	0.408	0.46	2.30	0.95	1.35	0.441
01	0.69	3.45	2.05	1.40	306	0.457	0.75	3.75	2.30	1.45	0.474
02	0.99	4.95	3.45	1.50	306	0.490	1.04	5.20	3.75	1.45	0.474
03	1.28	6.40	4.95	1.45	306	0.474	1.31	6.55	5.20	1.35	0.441
04	1.56	7.80	6.40	1.40	306	0.457	1.56	7.80	6.55	1.25	0.408
05	1.83	9.15	7.80	1.35	306	0.441	1.78	8.90	7.80	1.10	0.359
06	2.06	10.30	9.15	1.15	306	0.376	1.97	9.85	8.90	0.95	0.310
07	2.27	11.35	10.30	1.05	306	0.343	2.13	10.65	9.85	0.80	0.261
08	2.44	12.20	11.35	0.85	306	0.278	2.25	11.25	10.65	0.60	0.196

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.5.5 : Justification vis à vis de l'effet P-Δ: [RPA (5.9)]

Les effets du 2ième 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 :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi})$$

V_K : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_K : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_K : hauteur de l'étage "k".

- ✓ Si $0.1 \leq \Theta_K \leq 0.2$, les 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 $1/(1-q_K)$.
- ✓ Si $\Theta_K > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau IV.8.

Tableau IV. 8: Vérification de l'effet P- Δ :

Niveau	$h_k(\text{cm})$	$P_k (\text{KN})$	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k	$V_k(\text{KN})$	Θ_k	Δ_k	$V_k(\text{KN})$	Θ_k
S.sol	408	44859,222	0.80	2643,364	0.033	0.95	2428,777	0.043
RDC	306	40101.467	1.25	2567.606	0.063	1.35	2347.309	0.075
01	306	35869.118	1.40	2467.863	0.066	1.45	2251.949	0.075
02	306	31264.291	1.50	2370.182	0.064	1.45	2168.519	0.068
03	306	26659.464	1.45	2045.055	0.061	1.35	2012.06	0.058
04	306	22123.487	1.40	1715.36	0.059	1.25	1678.563	0.054
05	306	17587.51	1.35	1324.505	0.058	1.10	1351.996	0.047
06	306	13113.498	1.15	1001.619	0.049	0.95	979.084	0.042
07	306	8639.485	1.05	858.521	0.034	0.80	694.144	0.028
08	306	4227.438	0.85	616.144	0.019	0.60	495.817	0.014

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV.8, les effets P- Δ peuvent être négligés.

IV.6 : Conclusion :

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, et elles découlent toutes de la disposition des voiles.

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

V.1 : Etude des poutres

V.1.1 : Introduction

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M , N , T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $G+Q+E$
- 4). $G+Q-E$
- 5). $0.8G+E$
- 6). $0.8G-E$

V.1.2 : Ferrailage

a) Armatures longitudinales

RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante,
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

Avec : Φ_{\max} : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la **figure V.1**, avec des crochets à 90°.

Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b). Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times St \times b$$

St : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $St \leq \min (h/4; 12\Phi_t)$ en zone nodale,
- $St \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

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

La valeur du diamètre ϕ_t des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

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

V.1.3 : Dispositions constructives des portiques : RPA 99 (Figure 7.5)

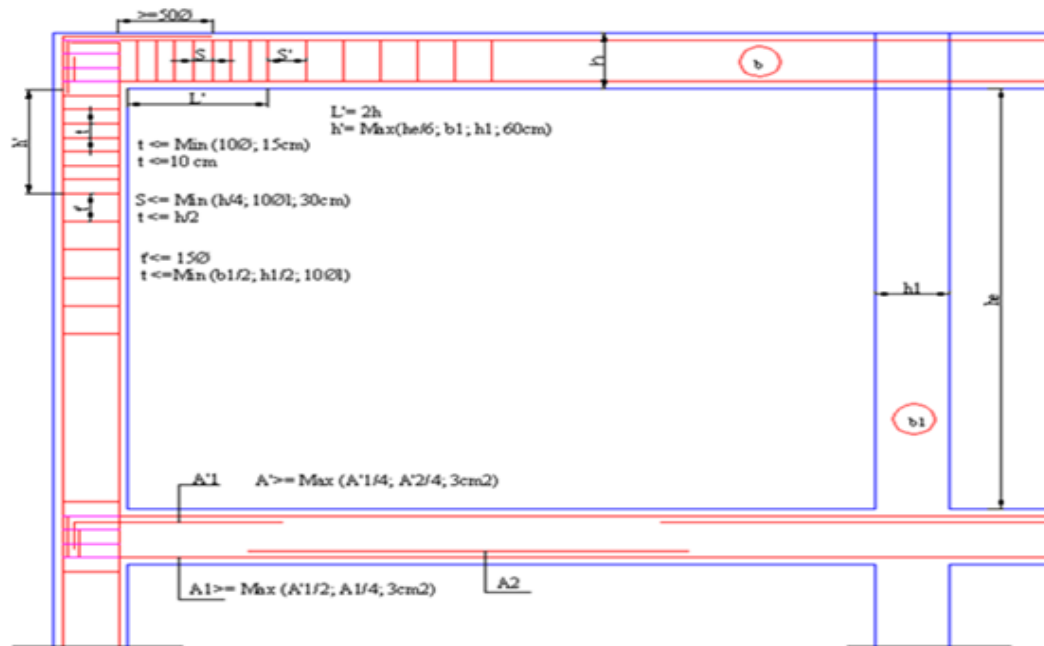


Figure V. 1:Disposition constructives des portiques.

V.1.4 : Recommandation de BAEL

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de non fragilité}) \quad \text{BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

V.1.5 : Calcul du ferrailage

A). Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple)

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel SAP2000

Calcul du moment réduit ultime :

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{MPa} & \text{situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{MPa} & \text{situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

→ Si $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$ alors :

$$A_s' = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

avec : $\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les situations courantes.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \rightarrow z = d(1 - 0.4\alpha)$$

→ Si $\mu_{bu} > \mu_l = 0.3916$ alors

$$A_s' = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A_s'$$

Avec : $M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$

B).Exemple de calcul :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×45) la plus sollicitée

avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M_t = 137.39 \text{ KN.m} \dots\dots(G+Q+E_Y) \\ M_a = 163.06 \text{ KN.m} \dots\dots(G+Q+E_Y) \end{cases}$$

Armatures en appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{163.06 \times 10^6}{300 \times 420^2 \times 18.47} = 0.167$$

$$\mu_{bu} = 0.167 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.23$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 381 \text{mm}$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{163.06 \times 10^6}{381 \times 400} = 10.70 \text{cm}^2$$

Armatures en travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{137.39 \times 10^6}{300 \times 420^2 \times 18.47} = 0.14$$

$$\mu_{bu} = 0.14 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.189$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 388 \text{ mm}$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{137.39 \times 10^6}{388 \times 400} = 8.85 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres :

Tableau V. 1: Ferrailage des poutres principales et secondaires.

Niveau	Type de poutre	section	localis	M (KN.m)	V (KN)	A calcul (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Sous-sol, RDC	Poutre principale	30×45	Appuis	163.06	107.57	10.7	6.75	11.12	4T16+2T14
			Travée	137.39		8.85		9.42	3T16+3T12
Etage (1-7)	Poutre secondaire	30×40	Appuis	124.19	177.15	9.11	6	9.24	6T14
			Travée	106.99		7.85		8.01	3T14+3T12
Terrasse inaccessible	Poutre principale	30×45	Appuis	123.65	135.37	9.34	6.75	9.42	3T16+3T12
			Travée	78.58		5.71		6.79	6T12
	Poutre secondaire	30×40	Appuis	54.71	62.51	3.84	6	6.79	6T12
			Travée	38.23		2.65		6.79	6T12

V.1.6 : Vérification des armatures selon le RPA 99

- Pourcentage maximum des armatures longitudinales

En zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 > A \text{ adopté}$

En zone de recouvrement: $A_{\max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 > A \text{ adopté}$

- **Les longueurs de recouvrement**

$L_r > 40 \times \phi$ en zone II $L_r > 40$

$\phi = 16\text{mm}$ $L_r > 40 \times 16 = 64\text{cm}$ on adopte $L_r = 65\text{cm}$

$\phi = 14\text{mm}$ $L_r > 40 \times 14 = 56\text{cm}$ on adopte $L_r = 60\text{cm}$

$\phi = 12\text{mm}$ $L_r > 40 \times 12 = 48\text{cm}$ on adopte $L_r = 50\text{cm}$

V.1.7 : Les armatures transversales

a). Calcul de Φ_t

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{45}{35}; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1, 2; 1.28; 3\text{cm})$$

$$\phi_t \leq 1,2\text{cm} \Rightarrow \text{Soit } \phi_t = 8\text{ mm}$$

Donc on opte pour $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de T10 pour toutes les poutres

b). Calcul des espacements des armatures transversales

1. $S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$ avec:

$$1) S_{t1} = \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 37.8\text{cm}_{t1} = \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 37.8\text{cm}$$

$$2) S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t2} \leq 89.7\text{cm}$$

$$3) S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \leq 23.53\text{cm}$$

2. Selon RPA99 Art (7.5.2.2)

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t\right)$$

✓ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min(11.25; 14.4) = 11.25\text{cm}$$

Soit : $S_t = 10\text{ cm}$

✓ **Zone courante :** $S_t \leq h/2 = 45/2 = 22.5\text{cm}$.

Soit $S_t = 15\text{cm}$

c) Vérification des sections d'armatures transversales

$$A_t^{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot h = 0,003 \cdot 15 \cdot 45 = 2,025\text{cm}^2$$

$$A_t = 3.14 > A_{\min} = 2.02\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

V.1.8 : Vérification à l'ELU [BAEL 91]

a) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1.52\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Contrainte tangentielle maximale

• **Vérification de l'effort tranchant**

Il faut vérifier que :

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

$$\text{Tel que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Art H.III.2)}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}.$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V. 2: Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
principales	135.37	1.07	3.33	Vérifiée
secondaires	177.154	1.40	3.33	Vérifiée

Donc Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

c) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

✓ Appuis de rives $A_t > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots (1). \quad \text{BAEL91 (Art H.IV.2)}$

✓ Appuis intermédiaires $A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9d}) \dots\dots\dots \gamma_s = 1.15, f_e = 400\text{MPa}$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V. 3: 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
Principales	11.12	135.37	163.06	3.89	-8.51	Vérifiée
Secondaires	9.24	177.154	124.19	5.09	-4.35	Vérifiée

V.1.9 : Vérification à l'ELS

a) Etat limite de compression du béton

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \quad \text{BAEL91 (Art E.III.1)}$$

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

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V. 4: Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres	Localisation	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	109.44	162105	16.75	11.30	15	Vérifiée
	Travées	110.218	136434.1	15.73	12.70	15	Vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	40.50	101451.1	15.61	6.23	15	Vérifiée
	Travées	28.47	90940.6	13.67	4.28	15	Vérifiée

b) Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

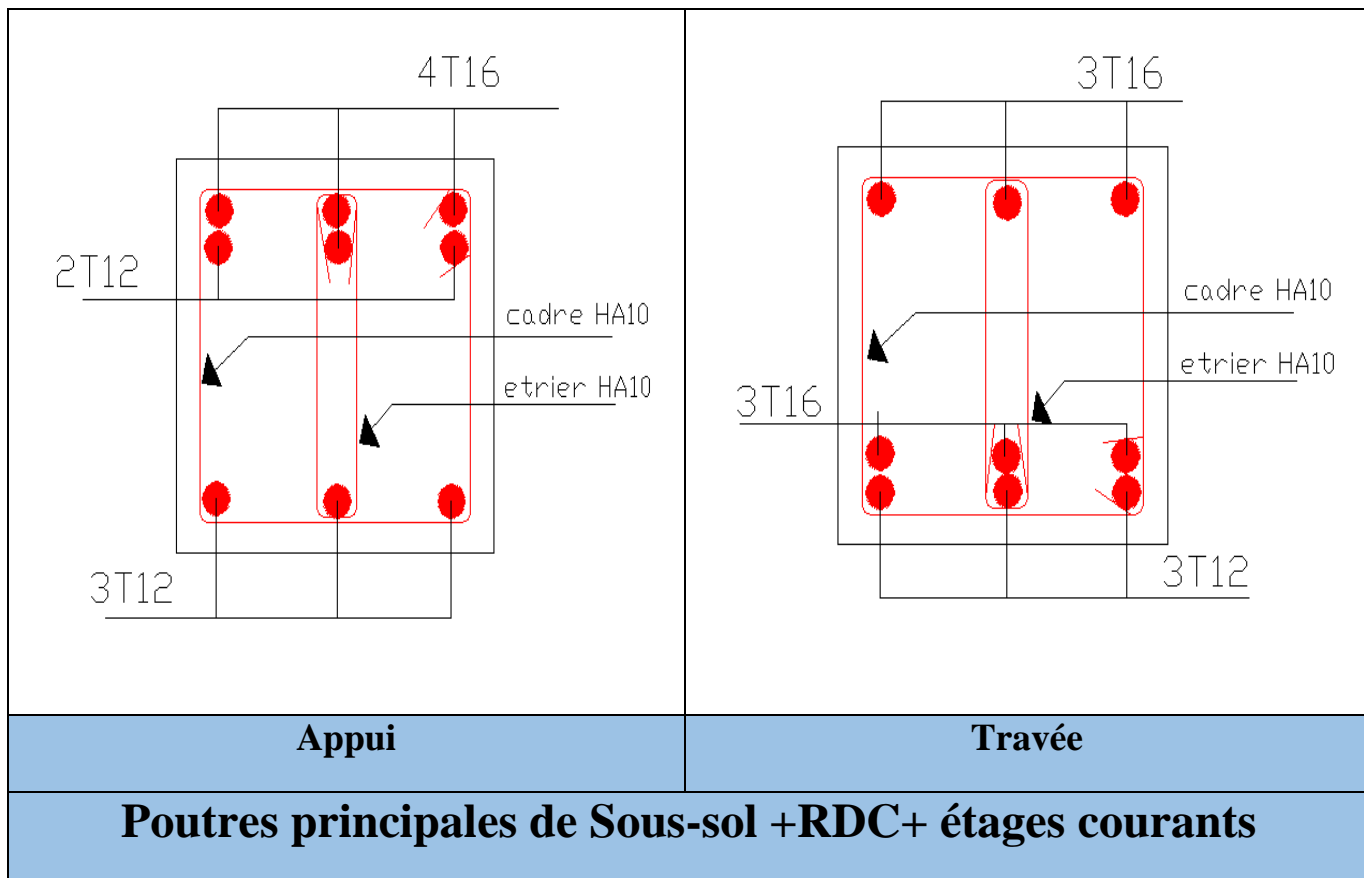
$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

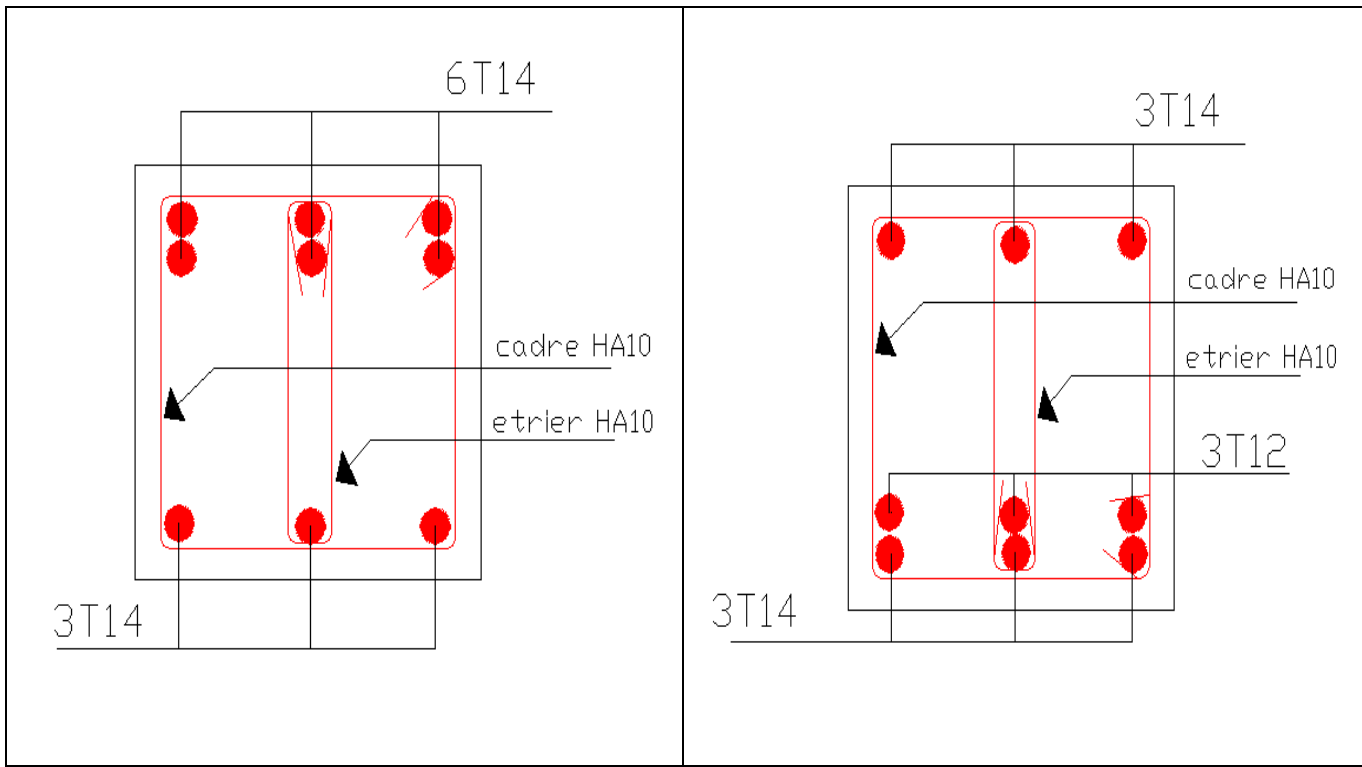
Tableau V . 5: Vérification de la flèche pour les poutres.

	h_t cm	b cm	L (cm)	A_s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	45	30	6	11.12	0.075	0.069	0.0088	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	40	30	4.55	9.42	0.087	0.033	0.0084	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

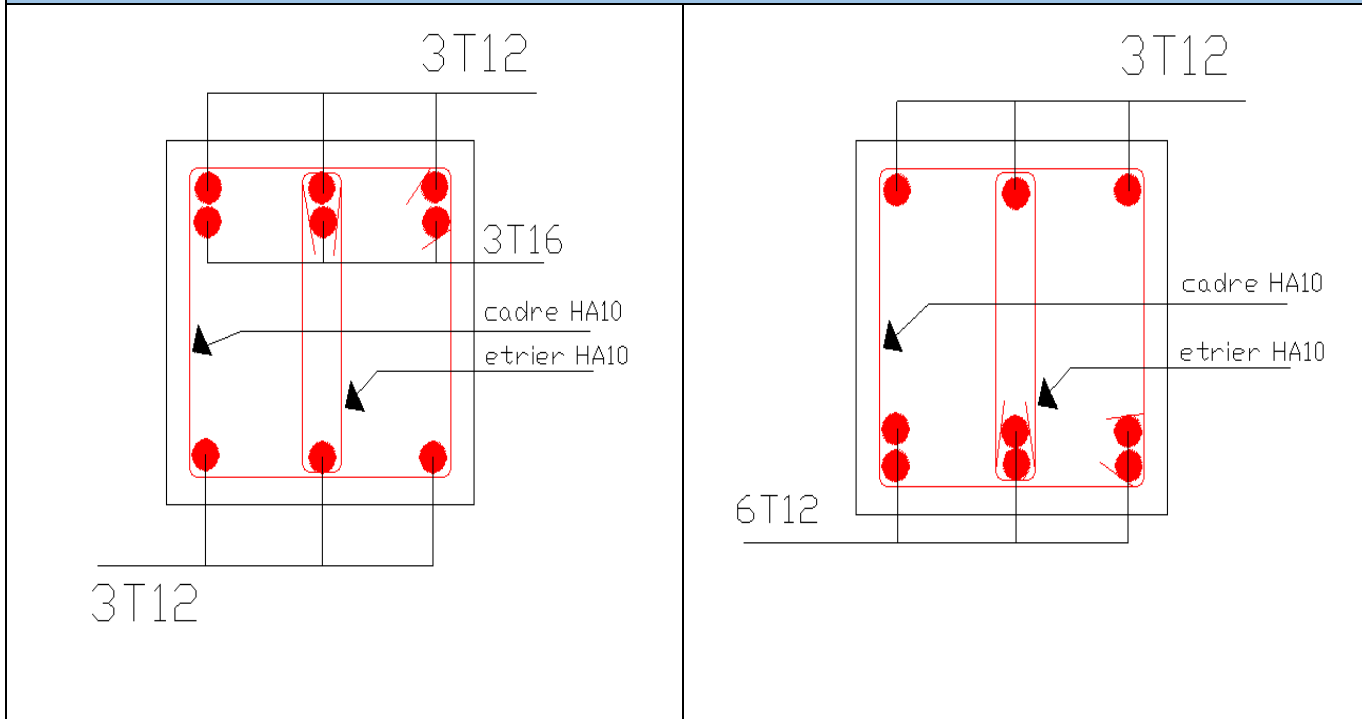
Le ferrailage des poutres est donné dans le tableau ci-dessous





Appui **Travée**

Poutres secondaires de Sous-sol+ RDC+ étages courants



Appui **Travée**

Poutres principales TERRASSE INACCESSIBLE

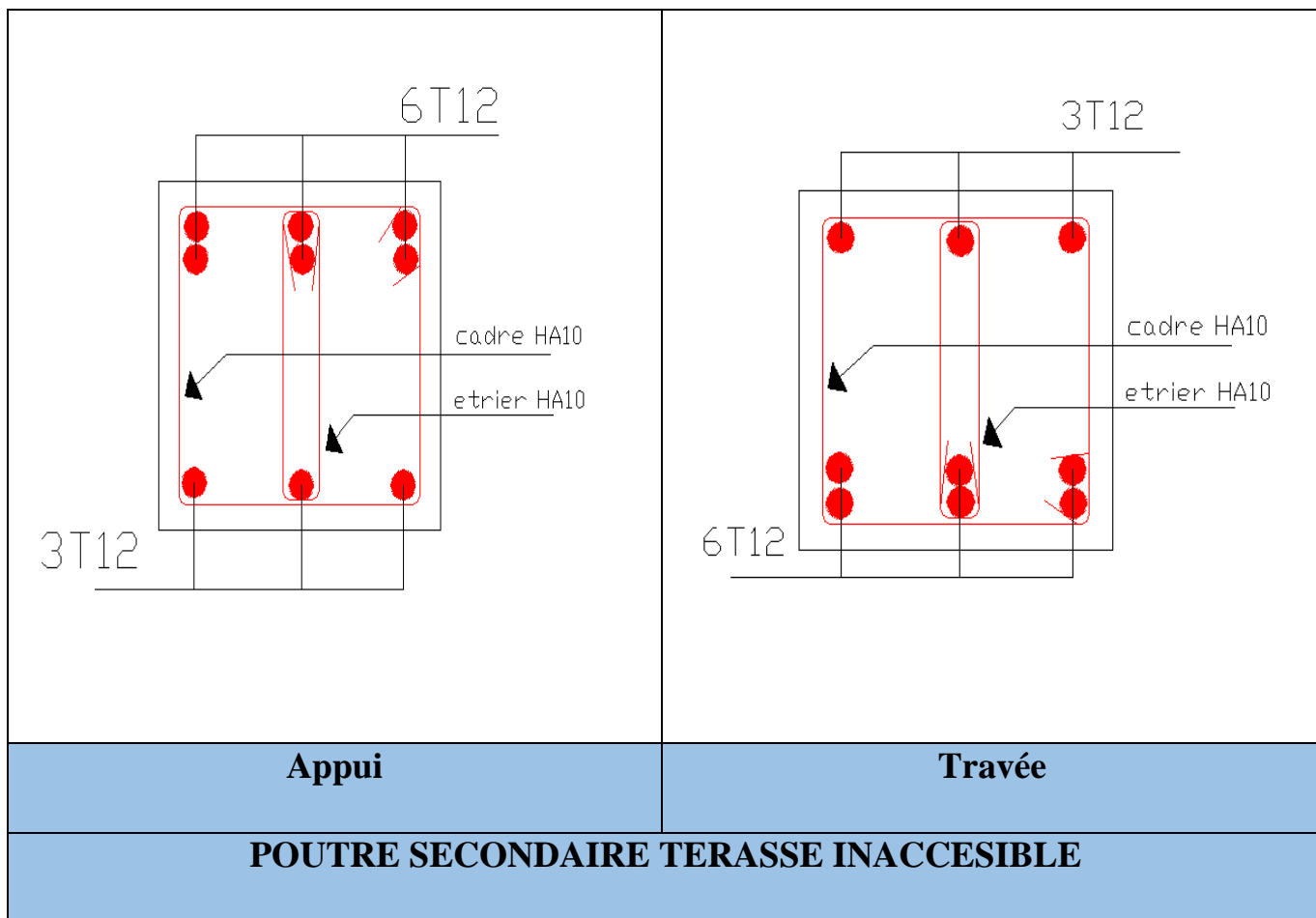


Figure V. 2:schéma de ferrailage des poutres

V.2 : Etude des poteaux

V.2.1 : Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du SAP2000 :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $G+Q\pm E$
- 4). $0.8G\pm E$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- l'effort normal maximal et le moment correspondant.
- l'effort normal minimal et le moment correspondant.
- le moment maximum et l'effort normal correspondant.

V.2.2 : Recommandations du RPA99 (version 2003)

a) Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ en zone IIa.
- La distance ou espacement (S_t) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).

les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

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

$$l' = 2h$$

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

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V. 6: 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
Sous-sol, RDC	55×55	24.2	121	181.5
1, 2 ^{ème} étage	50×50	20	100	150
3, 4 ^{ème} étage	45×50	18	90	135
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	45×45	16.2	81	121.5
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	40×45	14.4	72	108

b) Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots(I).$$

- V_u : est l'effort tranchant de calcul.
- h_1 : hauteur totale de la section brute.
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale à :

$$\left\{ \begin{array}{l} 2.5 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \text{ (} \lambda_g \text{ : l'élanement géométrique),} \\ 3.75 \text{ Si } \lambda_g < 5. \end{array} \right.$$

avec : $\lambda_g = lf/a$ ou $\lambda_g = lf/b$ (a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et lf longueur de flambement du poteau.

– t : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (I) ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- ✓ dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\Phi_L^{\text{min}}, 15\text{cm})$ (en zones IIa).
- ✓ dans la zone courante : $t \leq 15\Phi_L^{\text{min}}$ (en zones IIa).

La quantité **d'armatures transversales minimale** $At/t.b1$, en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 : 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 : 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g \leq 5 : \text{interpoler entre les valeurs précédentes.} \end{array} \right.$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_t$ (au minimum).

V.2.3 : Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau V. 7: Sollicitations dans les poteaux.

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
Sous-sol, RDC	2684.02	12.81	138.48	1492.55	- 702.74	-12.79
1 ^{ème} et 2 ^{ème} étage	2096.99	34.32	-122.10	938.02	- 269.45	-55.69
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	1546.87	35.67	98.94	602.43	-77.73	-63.80
5 ^{ème} et 6 ^{ème} Étage	1013.83	38.18	-88.39	496.03	-45.31	25.23
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	494.08	33.08	71.52	147.95	-68.04	18.18

V.2.4 : Calcul du ferrailage

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux :

Tableau V. 8:*Ferrailage des poteaux.*

Niveau	sections	A (cm ²)	ARPA (cm ²)	Aadap (cm ²)	barres
Sous-sol et RDC	55×55	20.20	24.2	25.13	8HA16+8HA12
1 ^{ème} et 2 ^{ème} étage	50×50	7.74	20	21.37	8HA14+8HA12
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	45×50	5.14	18	19.11	8HA14+6HA12
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	45×45	2.43	16.2	16.84	8HA14+4HA12
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	40×45	2.29	14.4	15.83	14HA12

V.2.5 : Armatures transversales

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents

Poteaux des différents niveaux :

Tableau V. 9:*Calcul des armatures transversales.*

Sections (cm ²)	Φ_l^{mi} (cm)	Vd (KN)	lr cm	t zone nodale	t zone courante	At (cm ²)	Amin (cm ²)	A _t ^{adop} (cm ²)	barres
55×55	1.2	112.31	48	10	15	0.12	2.47	3.02	6HA8
50×50	1.2	111.92	48	10	15	0.14	2.25	3.02	6HA8
45×50	1.2	102.83	48	10	15	0.13	2.25	3.02	6HA8
45×45	1.2	85.32	48	10	15	0.118	2.025	3.02	6HA8
40×45	1.2	57.85	48	10	15	0.08	2.025	3.02	6HA8

V.2.6 : Vérifications

a) Vérification au flambement

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

- As : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.
- Br : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;
- $\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15$
- α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \dots \dots \text{pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \dots \dots \dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha / 1.10$.

L'élancement mécanique est donné par :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \lambda = 3.46 \times l_f / b & \text{pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f / f & \text{pour les sections circulaires.} \end{array} \right.$$

$L_f = l_0$ longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$N_d = 2684.02 \text{ KN}$

$l_f = 384 \text{ cm} \rightarrow \lambda = 24.15 < 50 \rightarrow \alpha = 0.776$

$$B_r = (0.55 - 0.02) \times (0.55 - 0.02) = 0.2809 m^2.$$

$$N_u \leq 0.776 \times \left[\frac{0.2809 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{25.13 \times 10^{-4} \times 400}{1.15} \right]$$

$N_d = 2.68 MN < 8.14 MN \rightarrow$ pas de risque de flambement.

Tableau V. 10: Vérification du flambement pour les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (cm)	l_f (cm)	λ	α	As (cm ²)	Br (m ²)	Nu (MN)	Nd (MN)	Obs.
Sous-sol	55x55	384	384	24.15	0.776	25.13	0.2809	4.71	2.68	vérifiée
RDC	55x55	282	282	17.74	0.808	25.13	0.2809	4.90	2.68	vérifiée
1 ^{ème} et 2 ^{ème} étage	50x50	282	282	19.51	0.800	21.37	0.2304	4.00	2.09	vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	45x50	282	282	21.68	0.789	19.11	0.2064	3.54	1.54	vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	45x45	282	282	21.68	0.789	16.84	0.1849	3.16	1.01	vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	40x45	282	282	24.39	0.774	15.83	0.1634	2.76	0.49	vérifiée

b) Vérification des contraintes

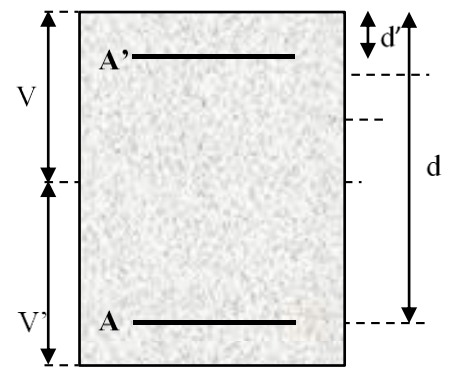
Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène).}$$



$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d}{b \times h + 15 \times A_s}$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V. 11: Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux

Niveau	Sous-sol et RDC	1 ^{ème} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Section (cm ²)	55×55	50×50	45×50	45×45	40×45
d (cm)	49.5	45	40.5	40.5	36
A' (cm ²)	13.255	10.68	9.58	9.05	8.65
A (cm ²)	13.255	10.68	9.58	9.05	8.65
V (cm)	27.5	25	24.52	22.5	18.70
V'(cm)	27.5	25	24.52	22.5	18.70
I _{yy'} (m ⁴)	0.0098	0.0068	0.0052	0.0042	0.00324
N ^{ser} (Mn)	1.24640	0.69833	0.46786	0.323576	0.102504
M ^{ser} (Mn.m)	0.02003	0.01427	0.013215	0.011798	0.009325
M _G ^{ser} (Mn.m)	0.02003	0.01427	0.013215	0.011798	0.009325
σ _{bc1} (MPa)	4.68	3.32	2.87	2.23	1.50
σ _{bc2} (MPa)	3.56	2.27	1.8785	0.96	0.607
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15
Obs	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	Vérifiée

c) Vérification aux sollicitations tangentés

D'après le RPA99 version 2003 **article 7.4.3.2**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de

Calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieur ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V. 12: Vérification aux sollicitations tangentés pour les poteaux.

Niveau	Sections (cm ²)	l _f (cm)	λ	ρ_a	d (cm)	V _d (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
Sous-sol	55×55	384	24.15	0.075	49.5	112.31	0.041	1.875	vérifiée
RDC	55×55	282	17.74	0.075	49.5	112.31	0.041	1.875	vérifiée
1 ^{ème} et 2 ^{ème} étage	50×50	282	19.51	0.075	45	111.92	0.05	1.875	vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	45×50	282	21.68	0.075	40.5	102.83	0.056	1.875	vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	45×45	282	21.68	0.075	40.5	85.32	0.046	1.875	vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	40×45	282	24.39	0.075	36	57.85	0.04	1.875	vérifiée

d) Vérification des zones nodales :

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

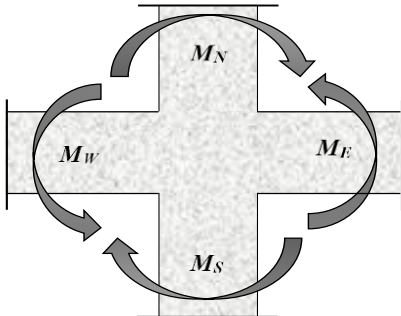
$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$


Figure V. 3: schéma des moments dans les poteaux

d-1) Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton,
- de la quantité d'armatures dans la section,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{avec : } z = 0.9 \times h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V. 13: Les moments résistants dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	As (cm ²)	MR (KN.m)
Sous-sol, RDC	55×55	49.50	25.13	432.89
1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	50×50	45.00	21.37	334.65
3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage	45×50	45	19.11	299.26
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	45×45	40.50	16.84	237.34
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	40×45	40.50	15.83	223.11

d-2) Détermination des moments résistants dans les poutres

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ;

Tableau V. 14: Les moments résistants dans les poutres.

Niveau	Type	Section (cm)	Z(cm)	As(cm ²)	MR(KN.m)
S-Sol, RDC + Étage courant (1-7)	PP	30×45	40.5	11.12	156.73
	PS	30×40	36	9.24	115.76
Terrasse inaccessible	PP	30×45	40.5	9.42	132.77
	PS	30×40	36	6.79	85.07

Tableau V. 15: Vérification de la zone nodale.

Niveau	SENS	M_N (KN.M)	M_S (KN.M)	M_N+M_S (KN.M)	$M_E= M_W$ (KN.M)	$1.25 (M_W+M_E)$ (KN.M)	Observation
S-Sol, RDC	x-x	432.89	432.89	865.78	115.76	289.40	vérifiée
	y-y				156.73	391.83	vérifiée
1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	x-x	334.65	334.65	669.30	115.76	289.40	Vérifiée
	y-y				156.73	391.83	vérifiée
3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage	x-x	299.26	299.26	598.52	115.76	289.40	Vérifiée
	y-y				156.73	391.83	vérifiée
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	x-x	237.34	237.34	474.68	115.76	289.40	Vérifiée
	y-y				156.73	391.83	vérifiée
7 ^{ème} étage	x-x	223.11	223.11	446.22	115.76	289.40	Vérifiée
	y-y				156.73	391.83	vérifiée
8 ^{ème} étage	x-x	223.11	223.11	446.22	85.07	212.67	Vérifiée
	y-y				132.77	331.92	vérifiée

- **Conclusion**

La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

- Schémas de ferrailage

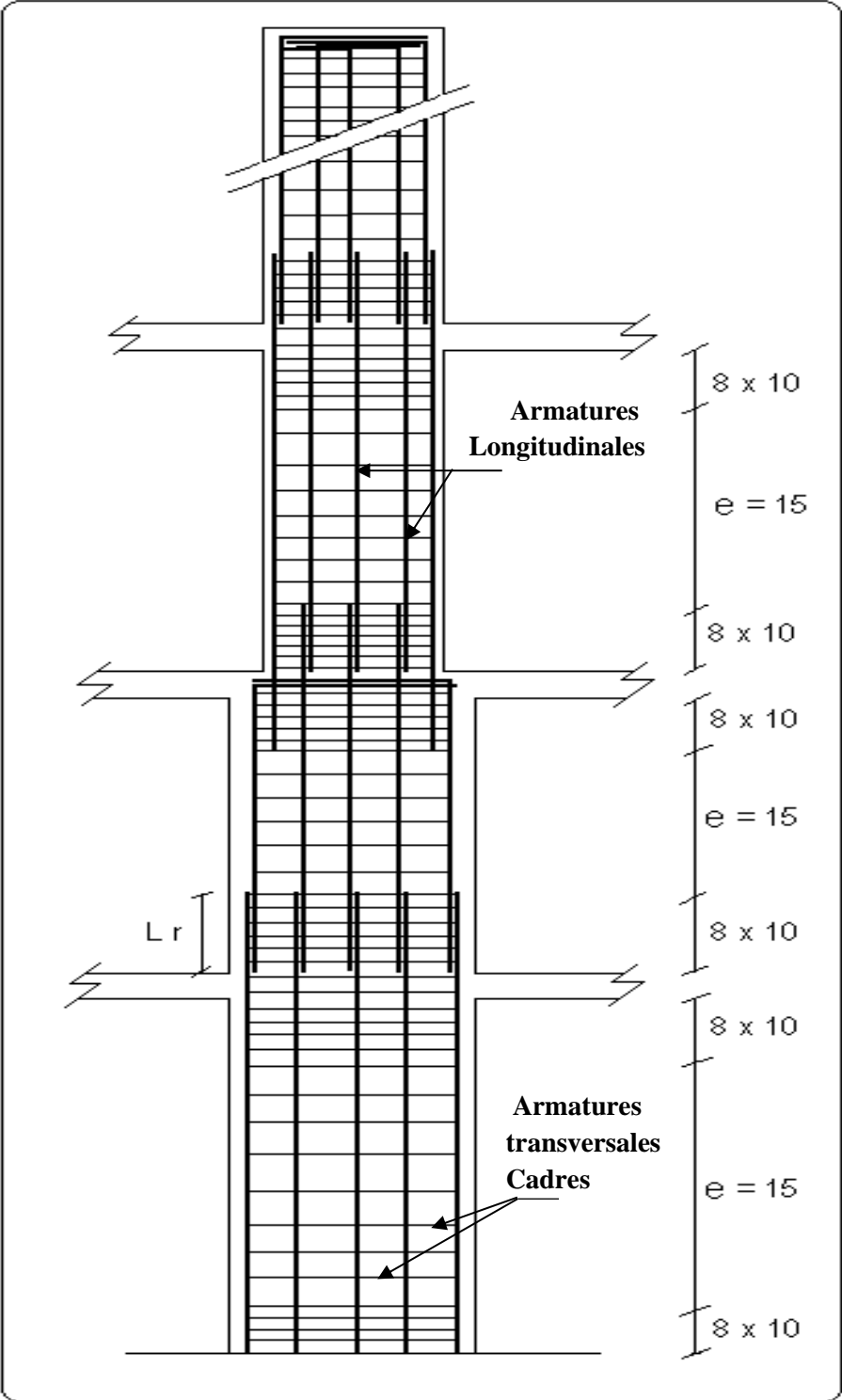
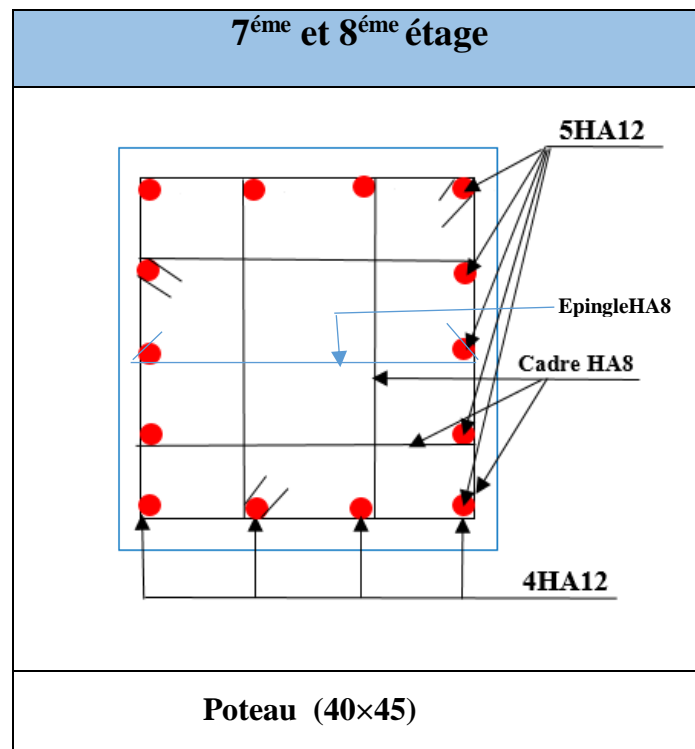


Figure V. 4: Réduction des sections des poteaux.

Tableau V. 16: Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau.

Sous-sol et RDC	1 ^{ème} et 2 ^{ème} étage
<p>2HA12/face</p> <p>Epingle HA8</p> <p>Cadre HA8</p> <p>3HA16/face</p>	<p>2HA12/face</p> <p>Epingle HA8</p> <p>Cadre HA8</p> <p>3HA14/face</p>
<p>Poteau (55×55) cm²</p>	<p>Poteau (50×50) cm²</p>
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage
<p>1HA12</p> <p>2HA12</p> <p>Epingle HA8</p> <p>Cadre HA8</p> <p>3HA14/face</p>	<p>1HA12/face</p> <p>Cadre HA8</p> <p>3HA14/face</p>
<p>Poteau (45×50) cm²</p>	<p>Poteaux (45×45) cm²</p>



V.3 : Étude des voiles

V.3.1 : Introduction

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q\pm E$
- 3). $0.8G\pm E$

V.3.2 : Recommandations du RPA99

Les voiles comportent des :

a) Aciers verticaux : [7.7.4.1]

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b) Aciers horizontaux RPA [7.7.4.2]

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de 10Φ .

c) Règles communes

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante (non tendue) 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales est : $S \leq \min(1.5e, 30\text{cm})$.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

– 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

– 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

Vérification au Cisaillement

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon l'article 7.7.2. du RPA 99/v2003 à

$$\tau_{adm} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa .}$$

$$\tau = 1.4 \frac{V}{b_0 \cdot d} ; \text{ Avec } b_0 : \text{ épaisseur du voile et } d : \text{ hauteur utile.}$$

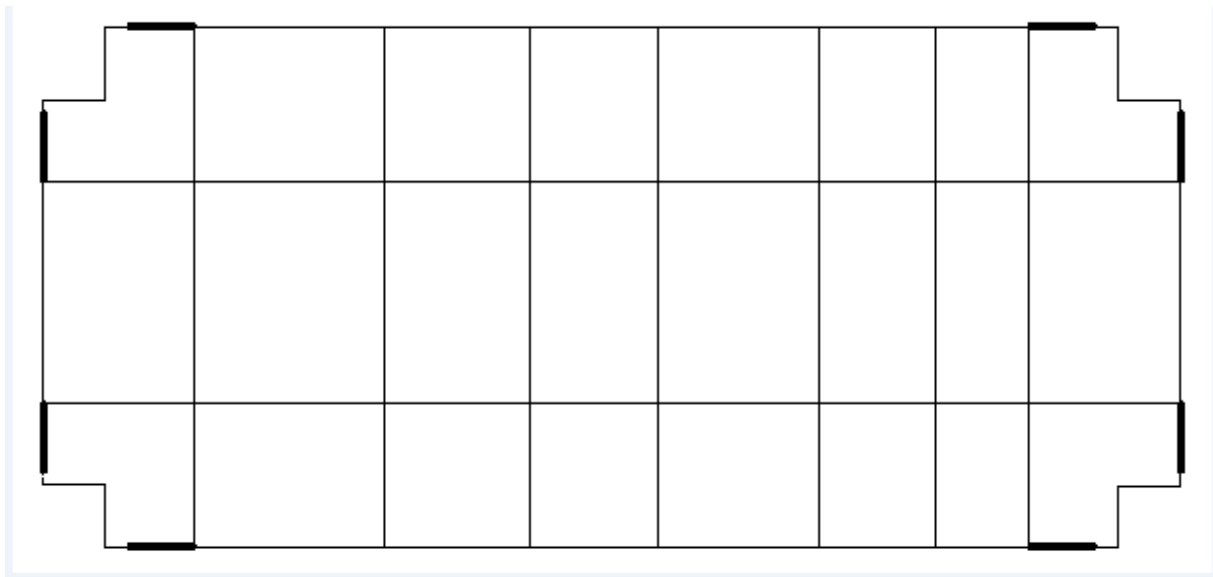


Figure V. 5: Disposition des voiles

V.3.3 : Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 17: voile V_x avec $L=2.60$ m.

	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol, RDC et 1 ETAGE	V_x (RDC)	1738.644	1899.364	2157.497	1537.68	89.905	-2099.858	565.668
2 ,3 ,4 ^{ème} étage	V_x , (2,3,4)	1257.984	50.8739	483.0751	1171.166	271.394	-45.449	-280.869
5,6 ^{ème} étage	V_x , (5,6)	760.288	66.9967	-257.032	335.008	187.396	-159.8184	-226.96
7 8 ^{ème} étage	V_x , (7,8)	406.682	225.7358	225.7358	406.682	56.498	-167.0755	-128.87

Tableau V. 18: voile V_y avec $L=1.70$ m

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol, RDC et 1 ETAGE	V_y , (RDC)	1270.699	-1198.094	-1271.02	1239.927	119.755	1244.743	-438.054
2 ,3 ,4 ^{ème} étage	V_y , (2,3,4)	926.085	45.9863	-327.782	835.414	211.778	86.681	-211.247
5,6 ^{ème} étage	V_y , (5,6)	560.819	63.5374	510.468	-194.9157	136.875	93.2557	-161.53
7 8 ^{ème} étage	V_y , (7,8)	926.085	45.9863	285.1914	530.337	48.889	94.87	182.128

. Vérification au Cisaillement

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon l'article 7.7.2. du RPA 99/v2003

à :

$$\tau_{adm} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} .$$

$$\tau = 1.4 \frac{V}{b_0 \cdot d} ; \text{ Avec } b_0 : \text{ épaisseur du voile et } d : \text{ hauteur utile.}$$

V.3.4 : Ferrailage des voiles

a) Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$), selon la sollicitation la plus défavorables des sollicitations suivantes :

- $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$.
- $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$.
- $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$.

La section trouvée (A) sera répartie sur une face en respectant les recommandations du RPA99.

b) Armatures horizontales

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e}$$

Elle doit respecter les conditions du RPA.

$A_v^{\min} / \text{voile}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

$$(A_{\min} = 0.15\% b \times l)$$

$A_v^{\text{calculée}} / \text{face}$: Section d'armature calculée pour une seule face de voile.

$A_v^{\text{adoptée}} / \text{face}$: Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.

S_t : Espacement.

$A_h^{\min} / \text{voile}$: Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet ($A_{\min} = 0.15\% b \times l$)

$A_h^{\text{calculée}} / \text{face}$: Section d'armature calculée ($A_v^{\text{adoptée}} / 4$).

$A_h^{\text{adoptée}} / \text{ml}$: Section d'armature adoptée pour un mètre linière.

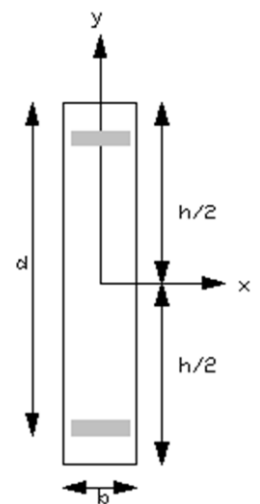


Figure V. 6: Section du voile.

$N^{bre} /_{ml}$: Nombre de barres adopté par un mètre linière.

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des voiles :

Tableau V. 19:Voile Vx avec L=2.6m.

Niveau	Sous-sol, RDC et 1 étage	2,3 et 4 ^{ème} étage	4, et 5 ^{ème} étage	7,8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2×2.6	0.2×2.6	0.2×2.6	0.2×2.6
M(KN)	-2099.858	483.0751	-257.032	225.7358
N(KN)	89.905	1171.166	335.008	406.682
section	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	565.668	-280.869	226.96	128.87
τ (MPa)	1.200	0.600	1.002	0.386
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	23.898	21.607	10.470	2.17
A_v^{min} (cm ²)	7.800	7.800	7.800	7.800
A_v^{adop} (cm ²)	24.63	23.09	11.30	11.30
N^{bre} /par face	16HA14	15HA14	10HA12	10HA12
St (cm)	15	20	25	25
A_h^{cal} (cm ²)	6.15	5.77	2.82	2.82
A_h^{min} (cm ²)	0.60	3.900	0.45	0.60
A_h^{adop} (cm ²)	6.79	3.95	3.14	3.14
N^{bre} /par ml	6HA12	5HA12	4HA10	4HA10
St (cm)	15	20	25	25

Tableau V. 20: Voile V_y avec $L=1.70m$

Niveau	Sous-sol, RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2×1.70	0.2×1.70	0.2×1.70	0.2×1.70
M(KN)	-1198.094	45.9863	45.9863	510.468
N(KN)	1270.699	926.085	926.085	194.9157
section	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Entièrement comprimée	Partiellement comprimée
V (KN)	-438.054	-211.247	128.87	-161.53
τ (MPa)	2.004	0.966	0.829	0.739
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	35.209	12.590	12.590	6.346
A_v^{min} (cm ²)	7.800	7.800	7.800	7.800
A_v^{adop} (cm ²)	36.18	13.57	13.57	11.30
N^{bre} /par face	18HA16	12HA12	12HA12	10HA12
St (cm)	10	15	15	20
A_h^{cal} (cm ²)	9.045	3.39	3.39	2.82
A_h^{min} (cm ²)	0.60	2.550	0.60	0.60
A_h^{adop} (cm ²)	9.05	3.93	3.93	3.93
N^{bre} /par ml	8HA12	5HA10	5HA10	HA10
St (cm)	15	20	20	20

- Schéma de ferrailage

Pour le schéma de ferrailage, on presente celui du RDC (V_{x1}) comme exemple :

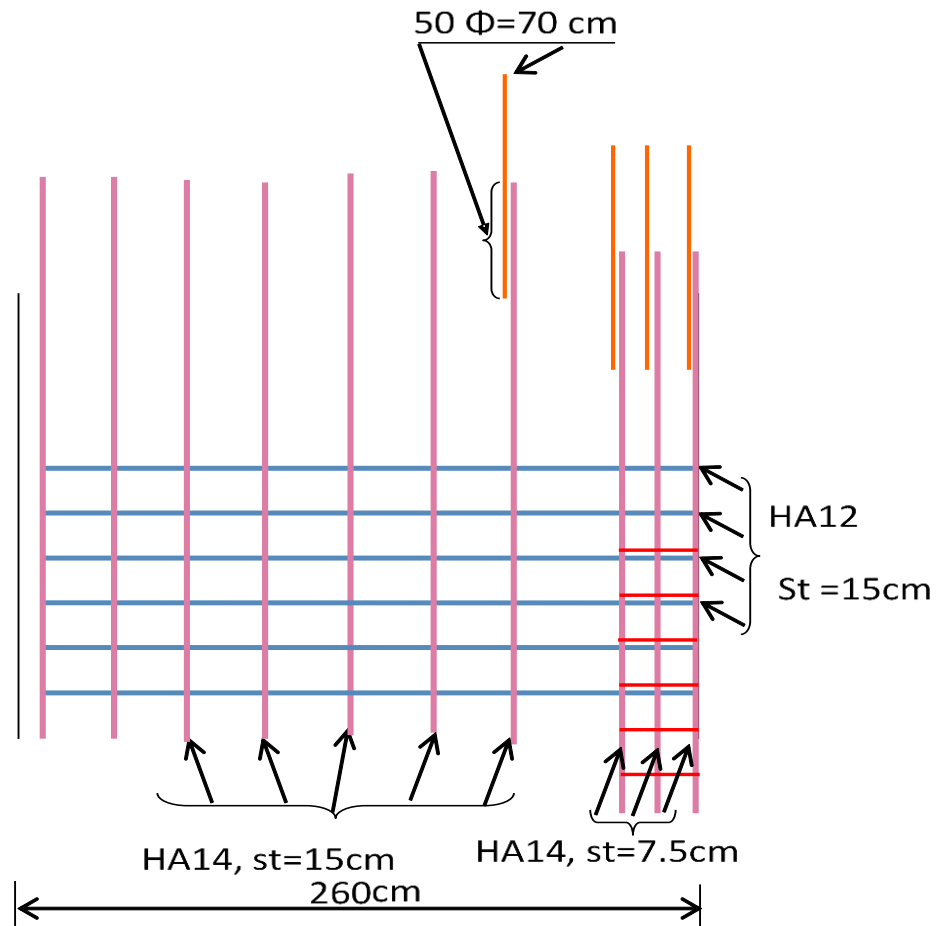


Figure V. 7: Schéma de ferrailage du voile V_{x1} (RDC).

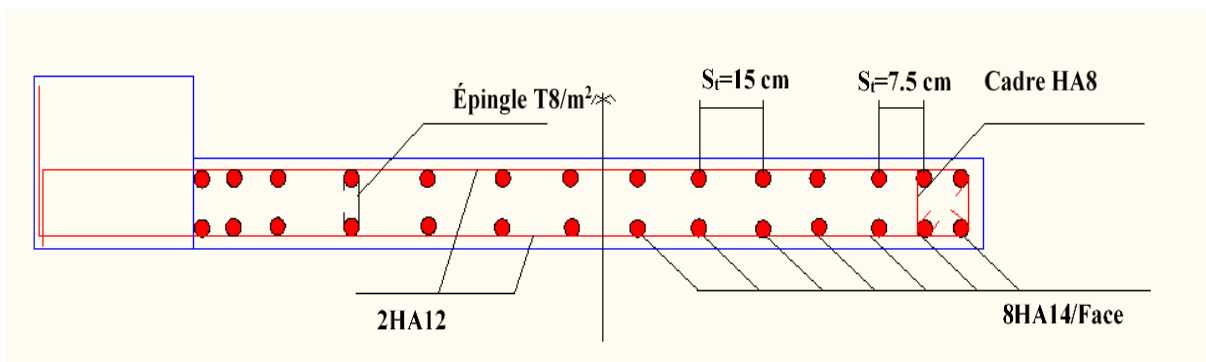


Figure V. 8: Schéma de ferrailage de voile V_{x1} (RDC).

V.4 : Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations.

Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferraillements des différents éléments principaux ; il a été tenu compte des ferraillements obtenus par le logiciel de calcul (SAP2000version 14) ainsi que le ferraillement minimum dicté par les règles parasismiques Algériennes. Les sections minimales exigées par le RPA99/Version 2003 sont souvent importantes par rapport à celles données par le logiciel utilisé. Les règles RPA favorisent la sécurité avant l'économie.

VI.1 : Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, C'est une partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, dépend de la bonne tenue de l'ensemble.

Et cela de façon à limiter les tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

VI.2 : Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 2 bars à une profondeur de 2 m.

VI.3. Combinaison d'action à considérer :

D'après le RPA99/v2003 (article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- ✓ $G + Q \mp E$.
- ✓ $0.8G \mp E$.

Ainsi que les combinaisons citées par le **BAEL91** :

- ✓ $1.35G + 1.5Q$.
- ✓ $G + Q$.

VI.4. Etude des fondations :**VI.4.1. Vérification des semelles isolées**

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base de section ($a \times a$) d'où les semelles sont carrées ($A \times A$).

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

N_{max} : L'effort normal agissant sur la semelle calculé selon la combinaison $1,35G + 1,5Q$,

Obtenue par le logiciel SAP2000/V14.2.2

Soit : N : L'effort normal agissant sur la semelle. Tel que :

$$N = N_{\max} + P_s + Pa$$

N_{\max} : Effort normal à la base de poteau.

P_s = Poids de la semelle estimé à 28,12 KN.

Pa = poids propre de l'avant poteau ; $Pa = 7.56$ KN.

$$N_{\max} = 2684.021 \text{ KN}$$

$$N = 2684.021 + 28,12 + 7.56 = 2719.7 \text{ KN}$$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol ; $\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$

S : Surface d'appui de la semelle.

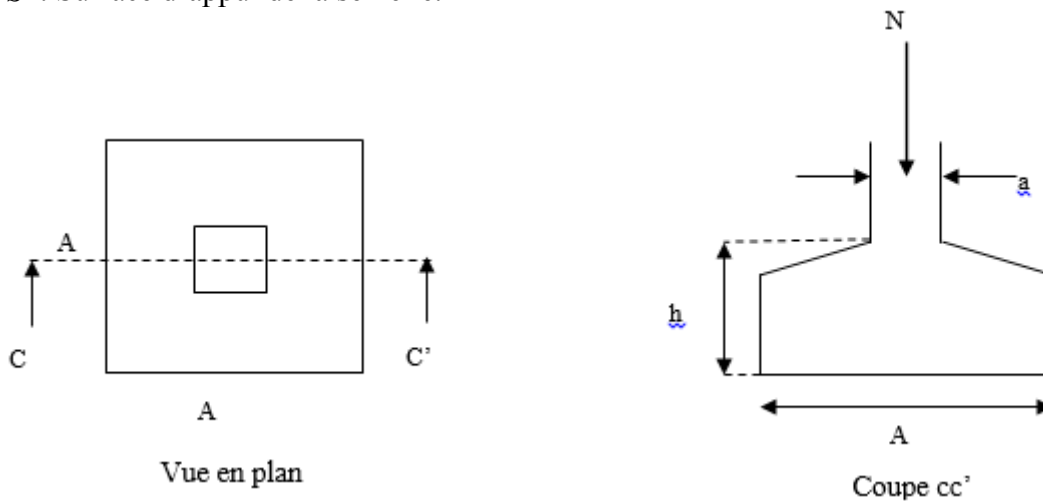


Figure VI. 1: Schéma d'une semelle isolée.

$$A^2 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} ; \quad B \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{2719.70}{200}} = 3.69 \text{ m}$$

D'après le résultat on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, et vu les distances entre axes des poteaux, le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

V.4.2. Vérification des semelles filantes

Nous allons faire le calcul de la semelle sous un portique formé de poteaux comme suit :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} ;$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

$$N = N1 + N2 + N3 + N4 \Rightarrow N = 8624.577 \text{ KN}$$

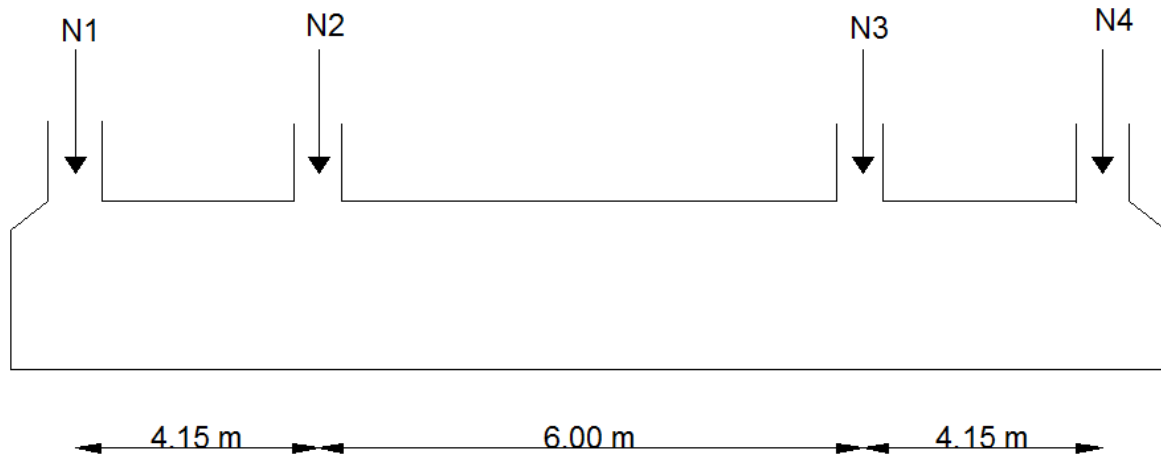


Figure VI. 2: schéma d'une Semelle filante.

Le Portique le plus sollicité :

$$N_s = 4 * 7.56 = 30.25 \text{ KN.}$$

$$\sum N_i = 8624.577 \text{ KN}$$

$$N = N_s + \sum N_i = 8654.827 \text{ KN}$$

$$L = 14.30 \text{ m}$$

La vérification à faire est : $\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} = \frac{8.655}{0.2 \times 14.30} = 3.03 \text{ m.}$$

Remarque

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles, ce choix ne convient pas.

VI.4.3. Vérification du radier général

Soit la surface de l'ensemble des semelles :

$$S_{cal} = \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{69.17}{0.2} = 345.85 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 461.89 \text{ m}^2 > S_{cal} = 345.85 \text{ m}^2 \Rightarrow \text{y a pas de débord.}$$

$$\text{Donc } S_{rad} = S_{bat} = 475.96 \text{ m}^2 .$$

Ce qui nous a conduits à choisir un radier général.

VI.5 : la dalle du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, appuyé sur les nervures vers le haut en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension $l_x = 5.35m$ et $l_y = 6.00m$

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.4 = 10 \text{ KN/m}^2$$

A - Dimensionnement :**La condition de coffrage :**

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 6,00m$)

✓ **Nervure :**

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10}$$

$h \geq 60.0 \text{ cm}$ soit: $h_t = 60cm$.

✓ **La dalle :**

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20}$$

$h_r \geq 30.00 \text{ cm}$ Soit : $h_r = 30cm$

• **Vérification de condition de rigidité :**

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de raideur du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

$$\text{On a: } I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 6^4 \times 4 \times 10^4}{3.14^4 \times 3.216 \times 10^7}} = 92.61cm$$

- **Condition de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$V = \frac{N \times L_{\max}}{2 \times S_{rad}} \times 1m$$

N: effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable.

$$V = \frac{69170.9 \times 6}{2 \times 475.96} \times 1 = 435.99 KN$$

$$de(I) \Rightarrow d \geq \frac{V \times \gamma_b}{0.07 \times b \times f_{c28}} = 0.37m$$

A partir de ces trois conditions on opte pour :

– **h_t = 80cm** pour les nervures du radier.

– **h_r = 40cm** pour la dalle du radier.

La surface du radier : **S_{rad} = 475.96 m²**.

B- Vérifications nécessaires :

a) Vérification au poinçonnement :

D'après le CBA93 (article, A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante.

$$N_u \leq Q_u = 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : Effort normal de calcul,

μ_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

h : Hauteur de radier.

Cette vérification se fera pour le poteau le plus sollicité.

$$\mu_c = (A+B) \times 2$$

$$\text{Tel que : } \begin{cases} A = a + h = 0.55 + 0.8 \\ B = b + h = 0.55 + 0.8 \end{cases} \Rightarrow \mu_c = 5.4m$$

$$N_u = 2683.982KN \leq Q_u = 0.045 \times 5.4 \times 0.8 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 3240 KN \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

b) Vérification des contraintes dans le sol :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \bar{\sigma}$$

D'après le programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 33818.5445 \text{ m}^4, \quad X_G = 16.30 \text{ m.}$$

$$I_Y = 168610.4165 \text{ m}^4, \quad Y_G = 7.30 \text{ m}.$$

$$M_X = 17515.93 \text{ KN.m}; M_Y = 39437.64 \text{ KN.m}$$

$$N = 69170.9 \text{ KN}$$

- **Sens xx :**

$$\sigma_x = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x \cdot Y_G}{I_x}$$

$$\sigma_1 = \frac{69170.9}{475.96} + \frac{17515.93 \times 7.30}{33818.5445} = 0.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{69170.9}{475.96} - \frac{17515.93 \times 7.30}{33818.5445} = 0.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0.14 \text{ MPa} \leq \sigma_{\text{sol}} = 0.15 \text{ MPa}.$$

- **Sens y-y :**

$$\sigma_y = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_y \cdot X_g}{I_y}$$

$$\sigma_1 = \frac{69170.9}{475.96} + \frac{39437.64 \times 16.30}{168610.4165} = 0.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{69170.9}{475.96} - \frac{39437.64 \times 16.30}{168610.4165} = 0.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0.14 \text{ MPa} \leq \sigma_{\text{sol}} = 0.15 \text{ MPa}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon les deux sens.

c) Vérification de la poussée hydrostatique :

On doit vérifier que : $N_u \geq P = f_s \times H \times S \times \gamma_w$

Avec :

$f_s = 1.15$ Coefficient de sécurité.

$H = 4.08 \text{ m}$ Hauteur encrée du bâtiment

$S = 475.96 \text{ cm}^2$, surface du radier.

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$, Poids volumique de l'eau.

$$N = 69170.9 \text{ KN} \geq P = 1.15 \times 4.08 \times 475.96 \times 10 = 22332.04 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

• **Ferraillage du radier :**

On calcule le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferraillage pour les autres panneaux du radier.

a) **Calcul des sollicitations :**

➤ **A l'ELU**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{5.35}{6} = 0,89 > 0,4$$

- **Calcul des sollicitations :**

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0,4 = 10 \text{KN} / \text{m}^2 \text{ (} G_0 \text{: le poids propre du radier)}$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1,35G_0 = \frac{69170.9}{475.96} + 1,35 \times 10 \Rightarrow q_u = 153.06 \text{KN} / \text{m}^2.$$

Avec : N_u : est l'effort normal ramené par la superstructure.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.89 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0466 \\ \mu_y = 0.7635 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \times Q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0466 \times 153.06 \times 5.35^2 = 204.15 \text{KN.m.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.7635 \times 204.15 = 155.87 \text{KN.m.}$$

$$\text{Moment en travées : } \begin{cases} M_{tx} = 0.75 M_x = 153.11 \text{KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 M_y = 116.90 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis : } M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 102.08 \text{KN.m}$$

• **schéma de rupture de la dalle du radier**

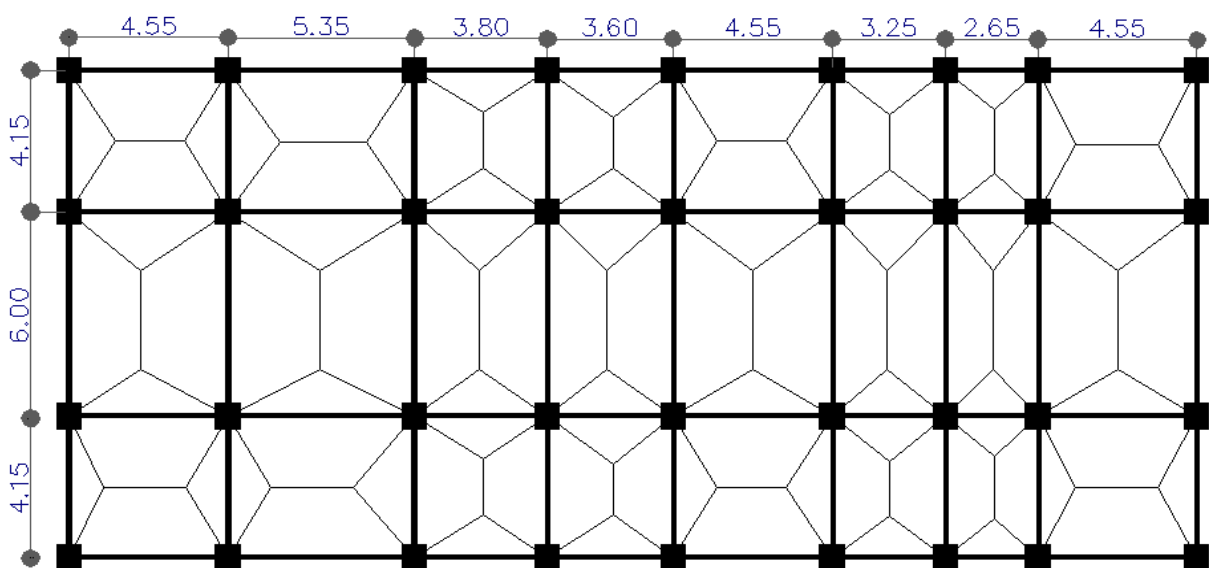


Figure VI. 3: Schéma de rupture de la dalle du radier.

a) calcul de ferrailage :

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

Le ferrailage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0.4) \text{ m}^2$, les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 1:Section des armatures du radier.

Localisation		M_t (KN.m)	$A_{calculée}$ (cm^2/m)	A_{min} (cm^2/m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
travée	x-x	153.11	12.40	3.38	7HA16=14.07 cm^2
	y-y	116.90	9.47	3.2	7HA14=10.78 cm^2
appui		102.08	8.27	4.47	6HA14=9.24 cm^2

- Condition de non fragilité :

Pour une dalle d'épaisseur $e > 12\text{cm}$ et $\rho \geq 0.4$ la valeur minimale des armatures est :

En travée :

$$A_{x\min} = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times 3 \times h = 0.0008 \times \frac{3-0.89}{2} \times 3 \times 40 = 4.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{y\min} = \rho_0 \times b \times h = 3.2 \text{ cm}^2$$

Avec $\rho_0 = 0.0008 \rightarrow$ pour les HA et FE400

$$\text{En appui : } A_{x\min} = A_{y\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.47 \text{ cm}^2$$

- Espacement des armatures

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{sens x: } S_t = 16\text{cm} \leq \min(2h; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \\ \text{sens y: } S_t = 20\text{cm} \leq \min(2h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \end{array} \right.$$

Soit :

$$\text{Sens x-x : } S_t = 20\text{cm} .$$

$$\text{Sens y-y : } S_t = 20\text{cm} .$$

- **Vérification :**

- **A l'ELU :**

- **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

Sens x-x

$$V_x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 250.86 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{250.86}{1 \times 0.37} = 0.678 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa}$$

Sens y-y

$$V_y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 177.84 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{177.84}{1 \times 0.37} = 0.48 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc y a pas risque de cisaillement.

A l'ELS :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.89 \Rightarrow ELS : \begin{cases} \mu_x = 0.0537 \\ \mu_y = 0.8358 \end{cases}$$

$$q_s = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + G0 = \frac{50459.83}{475.96} + 10 = 116.02 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0537 \times 116.02 \times 5.35^2 = 178.33 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.8358 \times 178.33 = 148.96 \text{ KN.m.}$$

- **Moment en travée :** $\begin{cases} M_{tx} = 0.75M_x = 133.75 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75M_y = 111.72 \text{ KN.m} \end{cases}$
- **Moment en appui :** $M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x = 89.17 \text{ KN.m}$
- **Etat limite de compression du béton :**

En travée :

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

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

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

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

$$\frac{100}{2}y^2 + (15 \times 14.07)y - (15 \times 14.07 \times 37) = 0$$

$$50y^2 + 211.05y - 7808.85 = 0$$

$$y = 10.56 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100}{3} \times 10.56^3 + 15 \times 14.07 (37 - 10.56)^2$$

$$I = 186792.27 \text{ cm}^4$$

Calcul de σ_{bc}

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

$$\sigma_{bc} = (133.75 \times 10^{-3} \times 0.1056) / (186792.27 \times 10^{-8}) = 7.56 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y).$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI. 2: Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

Localisation		M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
Travé e	xx	133.75	14.07	10.56	186792.27	7.56	15	283.98	201.63	vérifié
	yy	111.72	10.78	9.44	150860.89	6.99	15	306.14	201.63	vérifié
appui		89.17	9.24	8.84	132934.71	5.93	15	287.76	201.63	vérifié

On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée. Donc il faut recalculer la section d'acier tendu A_s en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est-à-dire à la contrainte limite de service $\bar{\sigma}_s$.

La méthode de calcul à suivre est celle de **(BAEL E.III.3.a)**

$$\lambda = 1 + \frac{30 \times M_s}{b \times d^2 \times \sigma_s}; \quad \cos \varphi = \lambda^{\frac{-3}{2}}; \quad \alpha = 1 + 2 \times \sqrt{\lambda} \times \cos(240^\circ + \frac{\varphi}{3})$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{n} \times \frac{\alpha}{1 - \alpha} < 0.6 f_{c28}; \quad A_s = \frac{\alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{2 \times \bar{\sigma}_s}$$

Tableau VI. 3: résumé des résultats de ferrailage à l'ELS du radier.

		M (KN)	λ	φ (°)	α	σ_{bc} (MPa)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A (cm ² /ml) adopté	S_t (cm)
travée	xx	133.75	1.145	35.29	0.330	6.62	20.04	4.27	7HA20 = 21.98	20
	yy	111.72	1.121	32.59	0.306	5.93	16.65	3.2	6HA20 = 18.84	20
appui		89.17	1.097	29.50	0.278	5.18	13.21	4.47	7HA14 = 14.07	20

On vérifie que $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 18.84 \text{ cm}^2 > 5.495 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Les résultats des vérifications des contraintes à l'ELS sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 4: Vérification des contraintes du radier

Localisation		M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
travée	xx	133.75	21.98	12.67	262962.26	6.44	15	185.62	201.63	vérifié
	yy	111.72	18.84	11.91	234212.68	5.68	15	179.52	201.63	vérifié
appui		89.17	14.07	10.56	186792.27	5.04	15	189.33	201.63	vérifié

▪ **Espacement des barres**

Sens xx

: $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3 \times h_0; 33) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifié.

Sensy-y :

$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(4 \times h_0; 45) = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifié.

▪ Schéma de ferrailage

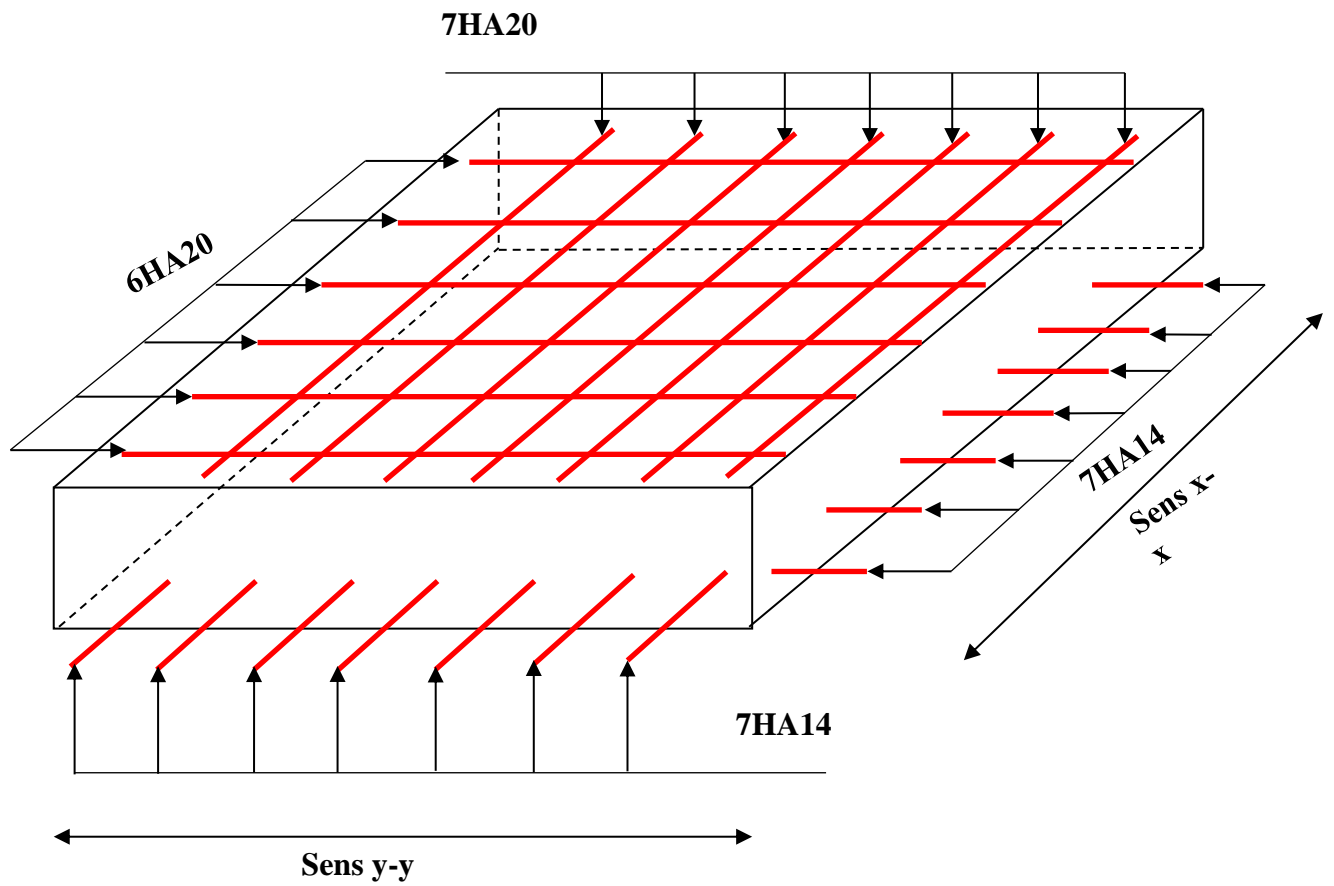


Figure VI. 4:schéma de ferrailage du radier.

VI.6 : Etude des nervures**a. Définition**

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est selon les lignes de ruptures trapézoïdales ou triangulaires, pour simplifier les calculs on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

b. Les sollicitations sur les nervures

La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture). Mais pour la simplification des calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties. Le calcul des sollicitations se fait par la méthode de Caquot.

On à $\rho = 0.89 > 0.4 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

- **Les charges triangulaires** : $P'_v = p'_m = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$; avec p est la charge équivalente

produisant le même moment que la charge triangulaire

- **Les charges trapézoïdales** : $P'_m = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$, avec p est la

charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

- $q_u = 153.06 \text{ KN/m}^2$

- $q_s = 116.02 \text{ KN/m}^2$

- **Moments aux appuis** $M_a = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}$; 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 $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

• **Moment en travée**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right) ; \quad M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (1-x) ;$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

Sens X-X :

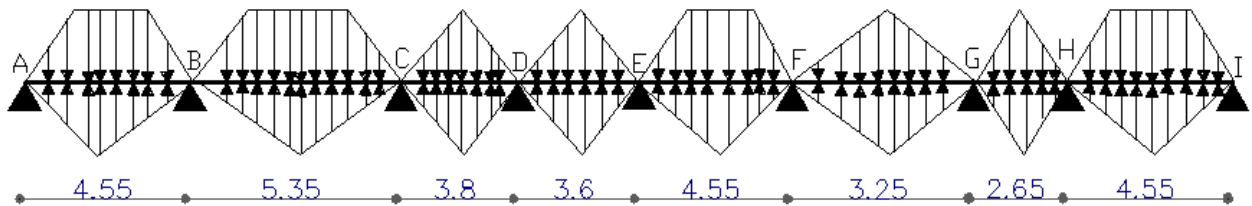


Figure VI. 5: Charges transmises aux nervures principales du radier.

Sens Y-Y :

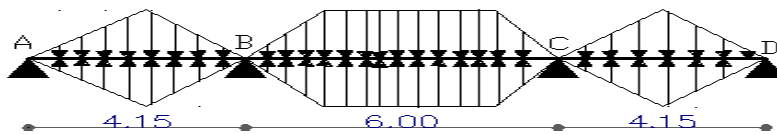


Figure VI. 6: Charges transmises aux nervures transversales du radier.

• **Sens longitudinal X-X**

Tableau VI. 5: Sollicitations de la nervure principale.

Travée	l _x (m)	l' _x (m)	P (KN/m)	M _a (KN.m)		x (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	4.55	4.55	462.07	0	-1129.53	1.738	697.67
B-C	5.35	4.28	526.15	-1129.53	-841.86	2.777	899.52
C-D	3.80	3.04	387.75	-841.86	-390.87	2.206	101.69
D-E	3.60	2.88	367.34	-390.86	-560.45	1.672	122.45
E-F	4.55	3.64	462.07	-560.45	-530.05	2.289	650.55
F-G	3.25	2.60	331.613	-530.05	-290.50	1.847	35.77
G-H	2.65	2.12	270.41	-209.50	-813.16	0.596	-242.53
H-I	4.55	4.55	462.07	-813.16	0	2.662	823.74

- Sens transversal Y-Y

Tableau VI. 6: Sollicitations de la nervure transversale.

Travée	l _x (m)	l' _x (m)	P (KN/m)	M _a (KN/m)		x (m)	M _t
				M _g	M _d		
A-B	4.15	4.15	423.47	0	-1244.65	1.367	395.53
B-C	6.00	4.80	582.50	-1244.65	-1244.65	3.00	1376.6
C-D	4.15	4.15	423.47	-1244.65	0	2.783	395.53

a. Le Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une section en (Té) en flexion simple.

h_t = 0.8m, h₀ = 0.4m et b₀ = 0.55 (largeur de poteau)

d = 0.75m

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{6}{10}; \frac{5.35}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0.60; 2.675)$$

soit : b₁ = 0.60 m

Donc : b = 2b₁ + b₀ = 2 × 60 + 55 = 175cm.

Le moment équilibré par la table :

$$M_{tu} = f_{bu} * b * h_0 * \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14,2 * 1,75 * 0,40 * \left(0,75 - \frac{0,40}{2}\right) = 5467 \text{ KN.m.}$$

L'axe neutre passe par la table de compression: calcul d'une section rectangulaire (b₀*h)

Le ferrailage des nervures adopté pour le cas le plus défavorable dans les deux sens ;

Tableau VI. 7: Résumé des résultats du ferrailage.

localisation	sens	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A adopté (cm ²)
x-x	Travée	899.52	35.65	11.81	6HA25+4HA16=37.50
	Appui	1129.53	44.77	11.81	6HA25+6HA20=48.30
y-y	Travée	395.53	15.38	11.20	5HA20=15.70
	Appui	1244.65	48.38	11.20	7HA25+5HA20=50.07

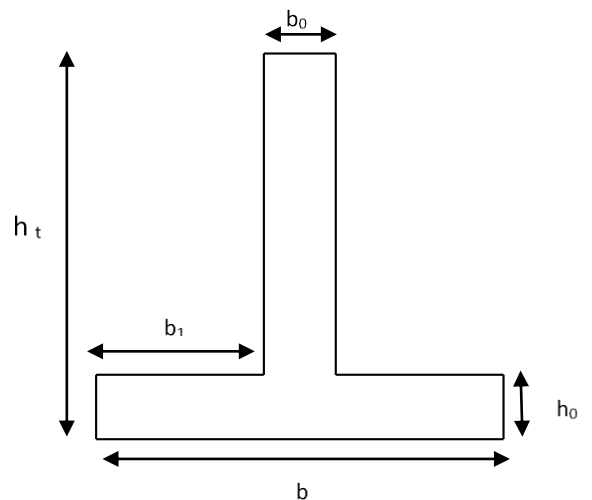


Figure VI. 7: Section à ferrailer.

Remarque

Pour le ferrailage de la nervure on prend le ferrailage le plus défavorable dans les deux sens (x-x,) et (y-y) et on ferraille avec ce résultats toutes les autres trames.

c. Vérification à l'ELU**Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI. 8: Vérification de l'effort tranchant.

Sens	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sens X-X	1119.62	0.85	2.5	Vérifiée
Sens Y-Y	1329.39	1.013	2.5	Vérifiée

d. Vérification A l'ELS

- **État limite de compression du béton :**

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

- **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 9: Vérification des contraintes.

Localisation	Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)
x-x	Travée	372.45	18.98	2164106.39	3.27	15	144.62	201.63
	appui	1117.69	21.12	2652801.93	8.89	15	340.51	201.63
y-y	Travée	670.97	12.93	1033406.51	8.38	15	604.51	201.63
	appui	1440.84	21.44	2729415.76	11.32	15	424.11	201.63

On remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée. Donc il faut recalculer la section d'acier tendu A_s en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est-à-dire à la contrainte limite de service $\bar{\sigma}_s$.

Tableau VI. 10: résumé des résultats de ferrailage à l'ELS de la nervure

		M (KN)	λ	φ (°)	α	σ_{bc} (MPa)	A_{cal} (cm ²)	A (cm ² /ml) adopté
Sens x-x	Travée	372.45	1.06	23.61	0.22	3.79	27.14	6HA25=29.46
	appui	1117.69	1.17	37.79	0.35	7.24	82.47	12T32=96.51
Sens y-y	Travée	670.97	1.10	29.91	0.28	5.23	47.66	10T25=49.09
	appui	1440.84	1.22	42.09	0.39	8.59	95.98	12T32=96.51

Tableau VI. 11: vérification des contraintes à l'ELS de la nervure

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} MPA	σ_s MPA	observation
x-x	M _t	372.45	17.10	1773108.95	3.59	182.43	vérifiée
	M _a	1117.69	27.91	4478342.68	6.97	176.29	vérifiée
y-y	M _t	670.97	21.27	2687109.62	5.31	192.65	vérifiée
	M _a	1440.84	27.91	4478342.68	8.98	201.45	vérifiée

- **Armatures transversales**

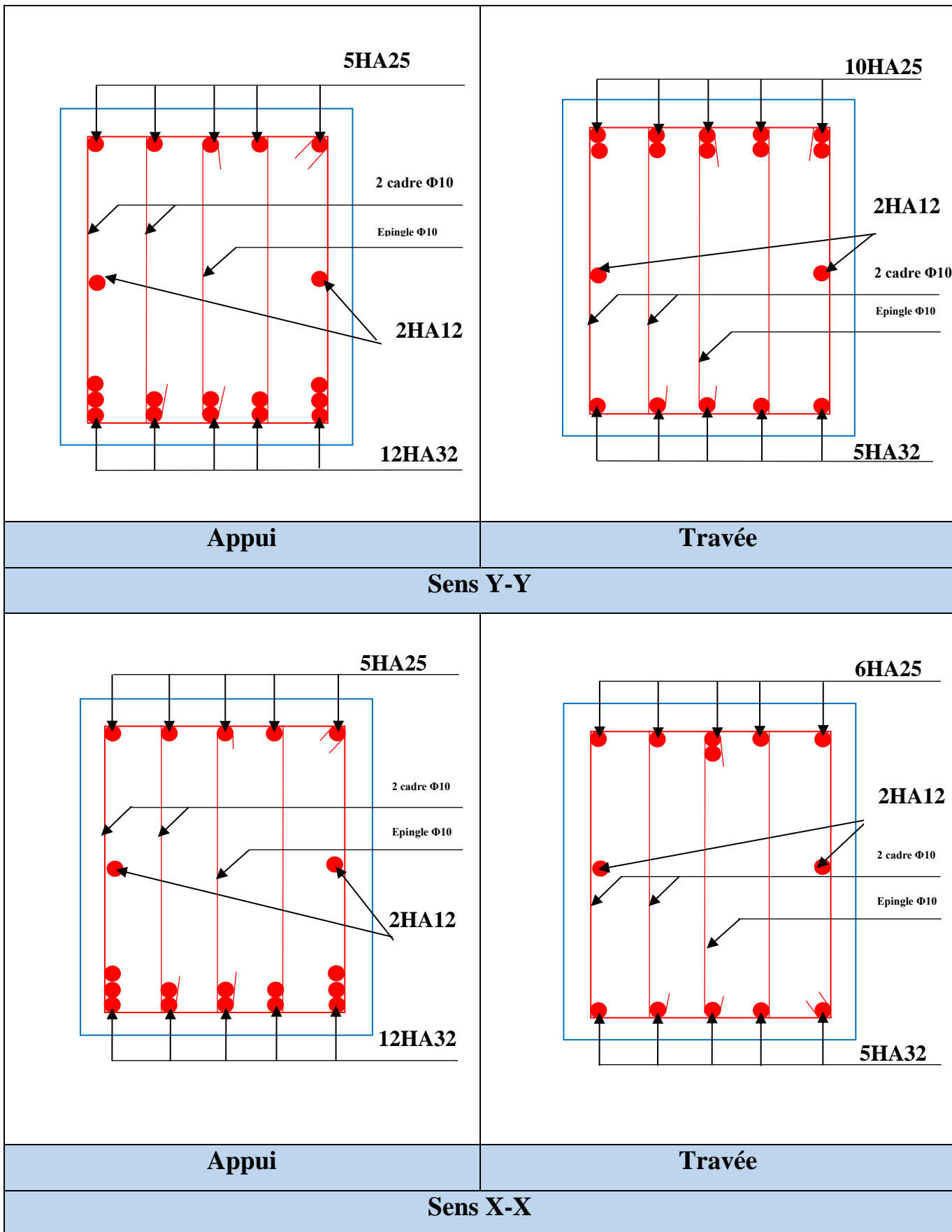
Soit 5HA10=3,39 cm² (cadre entourant les barre des angles plus un petit cadre pour ceux des milieux +épingle)

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi_{l_{\min}}\right) \Rightarrow S_t = \min(20; 12; 25) = 12\text{cm} \text{ Soit } S_t = 10\text{cm}.$$

- **Espacement des aciers transversaux**

On prend St=10cm en zone nodale et 15cm en zone courante.

- Schémas de ferrailage des nervures :



VI.7 : Etude du voile périphérique

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, destiné à soutenir l'action des poussées des terres et les transmettre aux poteaux.

a) Dimensionnement

La hauteur $h=4.08$ m

La longueur $L_y=6$ m

Selon le RPA 99/version2003

$e \geq 15$ cm ; On prend $e = 20$ cm

b) Caractéristiques géotechniques du sol

L'angle de frottement interne : $\phi = 10^\circ$

La cohésion : $C = 60$ KN/m²

Poids volumique des terres humides : $\gamma_h = 20$ KN / m³

c) Evaluation des charges et surcharges

- **La poussée des terres sur le rideau**

$$G = h \times (\gamma \times \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})) - 2 \times c \times \operatorname{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2})$$

$$G = 4.08 \times (20 \times \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{10}{2})) - (2 \times 60 \times \operatorname{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{10}{2})) = -43.24 \text{ KN / ml}$$

- **Surcharges accidentelle : $q = 10$ KN / m²**

$$Q = q \times \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}) \Rightarrow Q = 10 \times \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{10}{2}) \Rightarrow Q = 7.04 \text{ KN / m}^2$$

d) Ferrailage du voile

Le voile s'est appuyé sur la structure (poteau – poutre) la transmission des charges se fait comme une dalle pleine sur quatre appuis.

- **A l'ELU**

$$\sigma_{\min} = 1.5 \times Q \Rightarrow \sigma_{\min} = 13.05 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1.35G + 1.5 \times Q \Rightarrow \sigma_{\max} = 71.42 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 71.42 + 13.05}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 56.83 \text{ KN / m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 56.83 \text{ KN / ml}$$

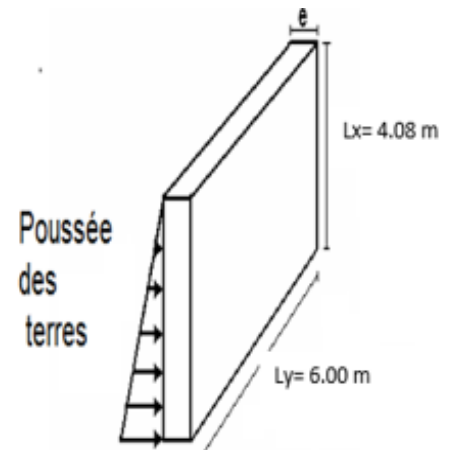


Figure VI. 8: Voile périphérique.

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 4.08 m$$

$$L_y = 6.00 m \quad b = 100 \text{ cm}, e = 20 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.68 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.071 \\ \mu_y = 0.4034 \end{cases} ; q_u = 56.83 \text{ KN/ml}$$

$$M_x^0 = \mu_x q_u L_x^2 \Rightarrow M_x^0 = 67.17 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_y^0 = \mu_y M_x^0 \Rightarrow M_y^0 = 27.09 \text{ KN.m}$$

-En travée

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_x^0 = 57.09 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_y^0 = 23.03 \text{ KNm}$$

-En appui

$$M_a = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 33.59 \text{ KN.m}$$

▪ À l'ELS

$$\sigma_{\min} = 1 \times Q = 7.04 \text{ KN} / m^2$$

$$\sigma_{\max} = 1 \times G + 1 \times Q = 50.28 \text{ KN} / m^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 39.47 \text{ KN} / m^2$$

$$\alpha = 0.68 \Rightarrow \text{ELS} : \begin{cases} \mu_x = 0.0767 \\ \mu_y = 0.5584 \end{cases}$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 39.47 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 50.39 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 28.14 \text{ KN.m}$$

-En travée

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 42.83 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 23.92 \text{ KN.m}$$

-En appui

$$M_a = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 25.195 \text{ KNm}$$

Le tableau suivant résume les étapes du ferrailage du voile périphérique :

Tableau VI. 12:Tableau de ferrailage du voile périphérique.

Localisation		μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)
En travée	Sens-x	0.124	0.166	0.168	9.76	5HA16=10.05
	Sens-y	0.050	0.064	0.175	3.78	5HA12=5.65
En appui		0.073	0.095	0.173	5.74	4HA14=6.16

➤ Vérifications à l'ELU

• Espacement des armatures

Armatures // L_x: St = 20cm ≤ min (3e, 33 cm) = 33 cm

Armatures // Ly: St = 20cm ≤ min (4e, 45 cm) = 45 cm

• Vérification de la condition de non fragilité

$$\left\{ \begin{aligned} A_{min}^x &= \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \Rightarrow A_{min}^x = 1.856cm^2 \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée} \\ A_{min}^y &= \max(\rho_0 \times b \times h_r; \frac{A_{min}^x}{4}) \Rightarrow A_{min}^y = 1.6cm^2 \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée} \end{aligned} \right.$$

• Vérification de l'effort tranchant

$\tau_u \leq \bar{\tau} = 1.25MPa.$

$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} \Rightarrow V_x = 77.29KN.$

$\tau_u = \frac{77.29}{1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.43MPa < 1.25MPa \dots\dots\dots \text{Condition}$

vérifiée.

$V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} \Rightarrow V_y = 86.52KN.$

$\tau_u = \frac{86.52}{1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.48MPa < 1.25MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

➤ Verifikation a l'ELS

• Vérification de l'état limite de compression du béton

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma} = 15MPa ; \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201,6MPa$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times fe ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63MPa.$$

Les résultats de calcul et vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 13: résultats de calcul et vérification à l'ELS.

Localisation		M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
En travée	Sens x-x	42.83	10.05	5.99	28908.25	8.875	15	246.1	201.63
	Sens y-y	23.92	5.65	4.74	32474.1	3.491	15	146.51	201.63
En appui		25.195	6.16	4.92	19778.23	6.267	15	249.93	201.63

On remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée. Donc il faut recalculer la section d'acier tendu As en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est-à-dire a la contrainte limite de service $\bar{\sigma}_s$.

Tableau VI. 14: résumé des résultats de ferrailage à l'ELS du voile périphérique.

		M (KN.m)	λ	φ (°)	α	σ_{bc} (MPa)	A_{cal} (cm ²)	A (cm ² /ml) adopté
En travée	x-x	42.83	1.19	39.62	0.37	7.89	13.03	7HA16=14.07
	y-y	23.92	1.11	31.23	0.29	5.49	7.11	7HA12=7.91
En appui		25.195	1.12	32.47	0.30	5.76	7.71	7HA12=7.91

Tableau VI. 15: vérification des contraintes à l'ELS du voile périphérique.

		Valeurs (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} MPA	σ_s MPA	observation
En travée	x-x	42.83	6.86	36952.18	7.95	193.68	vérifiée
	y-y	23.92	5.46	24083.61	5.42	186.822	vérifiée
En appui		25.195	5.46	24083.61	5.71	196.78	vérifiée

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = 1.25 \text{MPa.}$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} \Rightarrow V_x = 77.29 \text{KN.}$$

$$\tau_u = \frac{77.29}{1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.429 \text{MPa} < 1.25 \text{MPa.} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} \Rightarrow V_y = 86.52 \text{KN.}$$

$$\tau_u = \frac{86.52}{1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.481 \text{MPa} < 1.25 \text{MPa.} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée}$$

- Schéma de ferrailage :

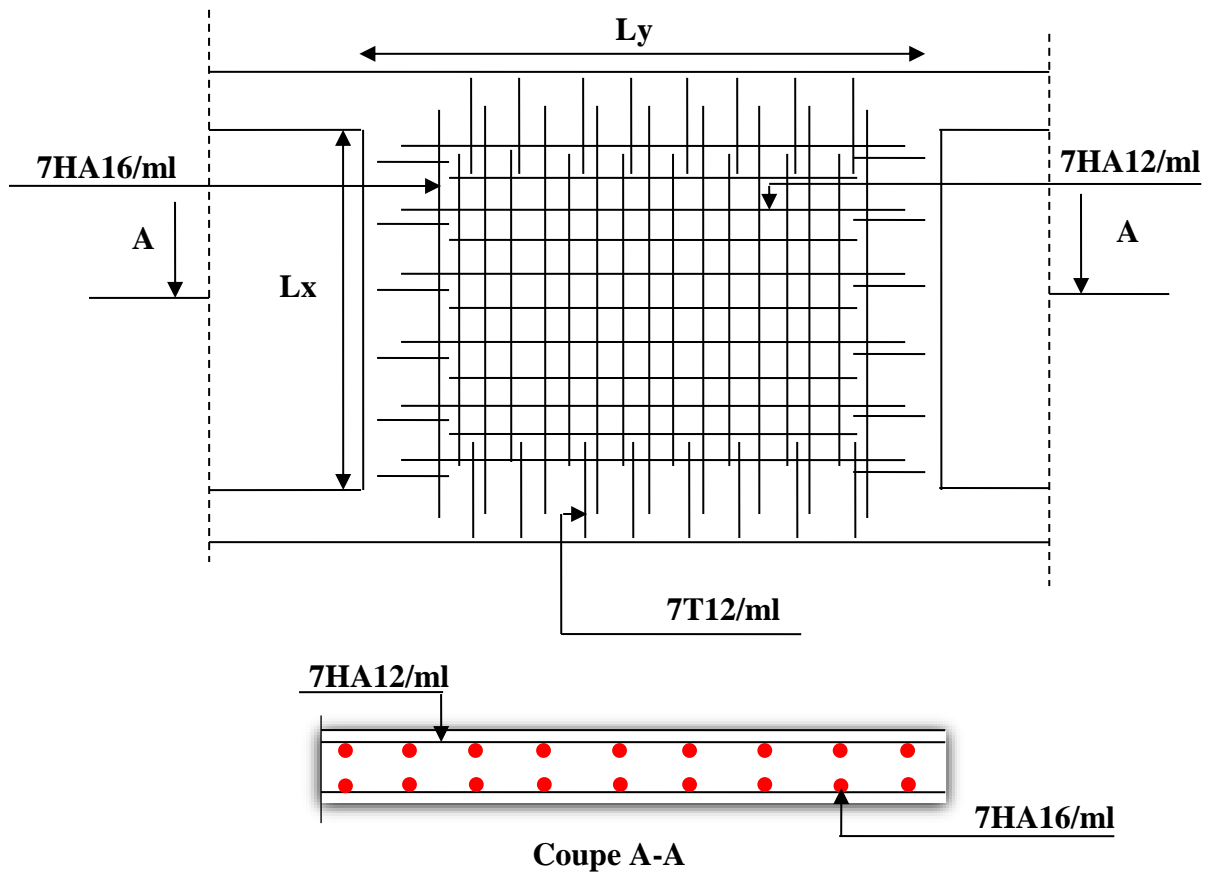


Figure VI. 9: Schéma de ferrailage de voile périphérique.

Conclusion générale

Le travail effectué dans le cadre de notre projet de fin de cycle consiste à l'étude d'un bâtiment R+8+un sous-sol, cet ouvrage est réalisé avec le matériau couple (acier- béton).

L'étude de cet ouvrage nous a permis, d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la conception et le calcul des différentes structures conformément à la réglementation en vigueur.

Par ailleurs, cette étude nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont la plus importantes sont :

- ✚ La modélisation doit être aussi proche que possible de la réalité, afin d'approcher le comportement réel de la structure et obtenir de meilleures résultats.
- ✚ il faut choisir une bonne disposition des voiles afin d'avoir une bonne répartition des charges entre les éléments de contreventement de la structure (Interaction) et limiter les effets de la torsion.
- ✚ Ce travail nous a permis d'acquérir des connaissances nouvelles sur les méthodes de calcul et d'études des structures ; ainsi que l'importance de l'outil informatique (sap2000 ; SOCOTEC, AutoCAD...)
- ✚ de l'étude de sol et ses caractéristiques qui permettent de calculer les éléments de l'infrastructure et de choisir le type de fondation qui convient afin d'assurer la stabilité de la structure et sa résistance. Ce qui nous a amenée a choisir un radier renversé qui est caractérisé par sa bonne résistance et sa facilité de la mise en œuvre.
- ✚ La repense d'un bâtiment dépend essentiellement de la nature du sol, de l'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre, de la nature du sol, la rigidité, la masse et la souplesse de la structure.
- ✚ La régularité en plan de notre structure a rendu facile la recherche d'un bon comportement dynamique (disposition des voiles).

- ✚ La vérification des moments résistants au niveau des nœuds, nous a permis de vérifier que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- ✚ Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99addenda2003, et que ce dernier favorise la sécurité devant l'économie.
- ✚ Le critère le plus prépondérant dans le choix de l'épaisseur des dalles pleines est le critère du coupe-feu.
- ✚ Afin de limiter les dommages en cas de séisme, ou l'effondrement de la structure, avec des fondations adaptées qui respectent les mesures de préventions et recommandations.

Enfin, l'utilisation du SAP2000Version14 dans notre étude nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique, dans le but de faciliter les calculs, et d'avoir une meilleure approche de réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

Bibliographie

- **R.P.A 99/ version2003** (Règles Parasismiques Algériennes : DTR BC 2.48, 1999/ver2003)
- **BAEL91 modifié 99 et DTU associés** (deuxième édition 2000, deuxième tirage 2002) ; Paris Jean-Pierre Mougin, BETON armé.
- **C.B.A93** (Code du béton armé DTR-BC 2.41, 1993).
- **DTR B.C.2.2** (Charges permanentes et surcharges d'exploitation. Edition 1989).
- **DTR B.C.2.33.1** (Règle de calcul des fondations superficielles. édition 1992).
- **Calcul des ouvrages en béton armé**, (M. Belazougui 4^{eme} édition OPU, 2007).

Autres documents consultés :

- Cahier de cours de cursus.
- Mémoires de fin d'études.

Logiciels utilisés :

- SAP 2000/Version 14.
- SOCOTEC.
- Autocade 2013.

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

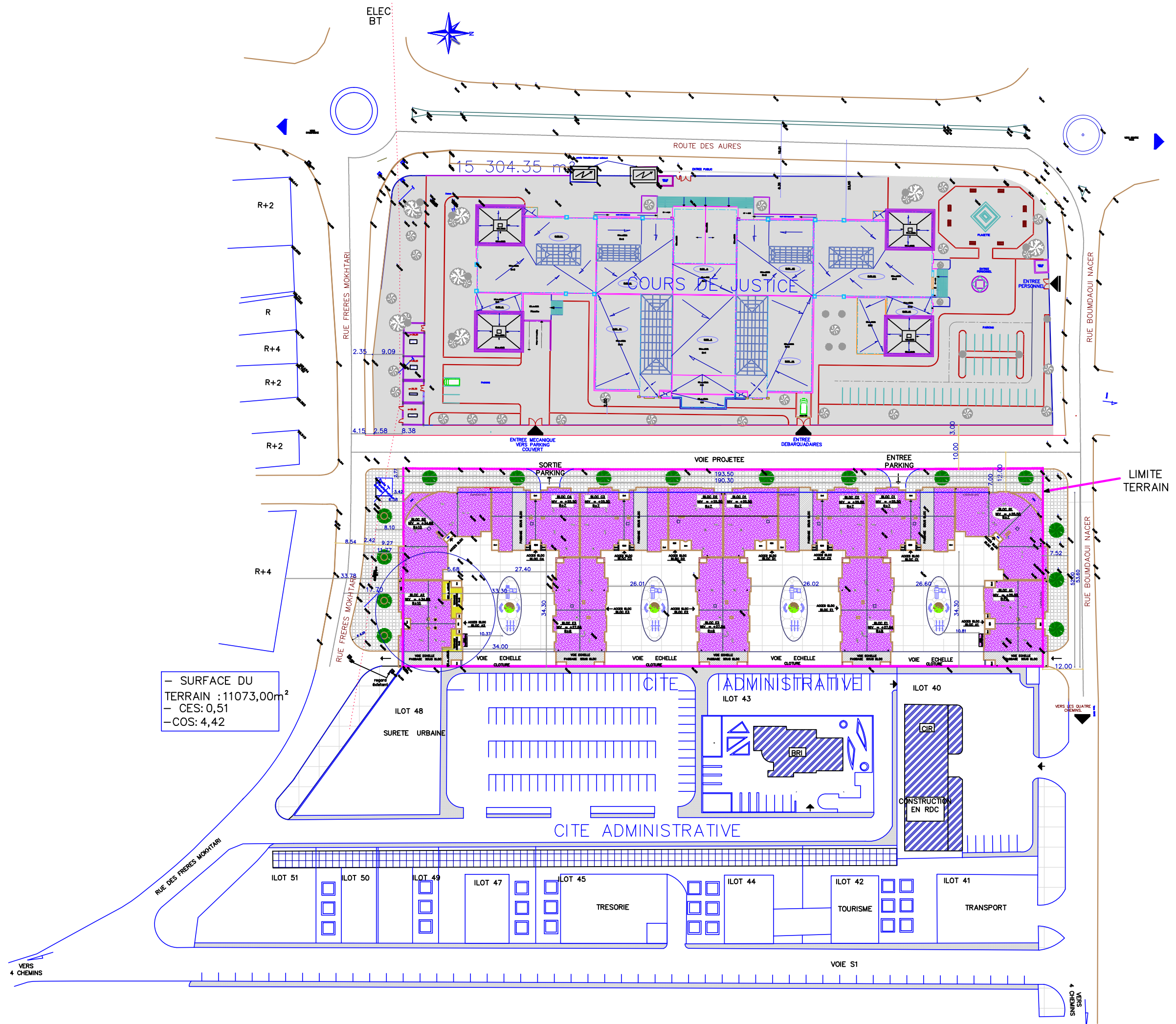
Tableau des Armatures
(En cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

ANNEXE 3

$$\rho = 0.85$$

	$\frac{u}{x}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
Valeurs de M_1	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
Valeurs de M_2	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



- SURFACE DU TERRAIN : 11073,00m²
 - CES: 0,51
 - COS: 4,42

ELEC
BT



ROUTE DES AURES

15 304.35 m

COURS DE JUSTICE

R+2

R

R+4

R+2

R+2

R+4

RUE BOUNDAOUI NACER

LIMITE TERRAIN

RUE DES FRERES MOKHTARI

ILOT 48

SURETE URBAINE

CITE ADMINISTRATIVE

ILOT 43

ILOT 40

CONSTRUCTION EN RDC

CITE ADMINISTRATIVE

ILOT 51

ILOT 50

ILOT 49

ILOT 47

ILOT 45

TRESORIE

ILOT 44

ILOT 42

TOURISME

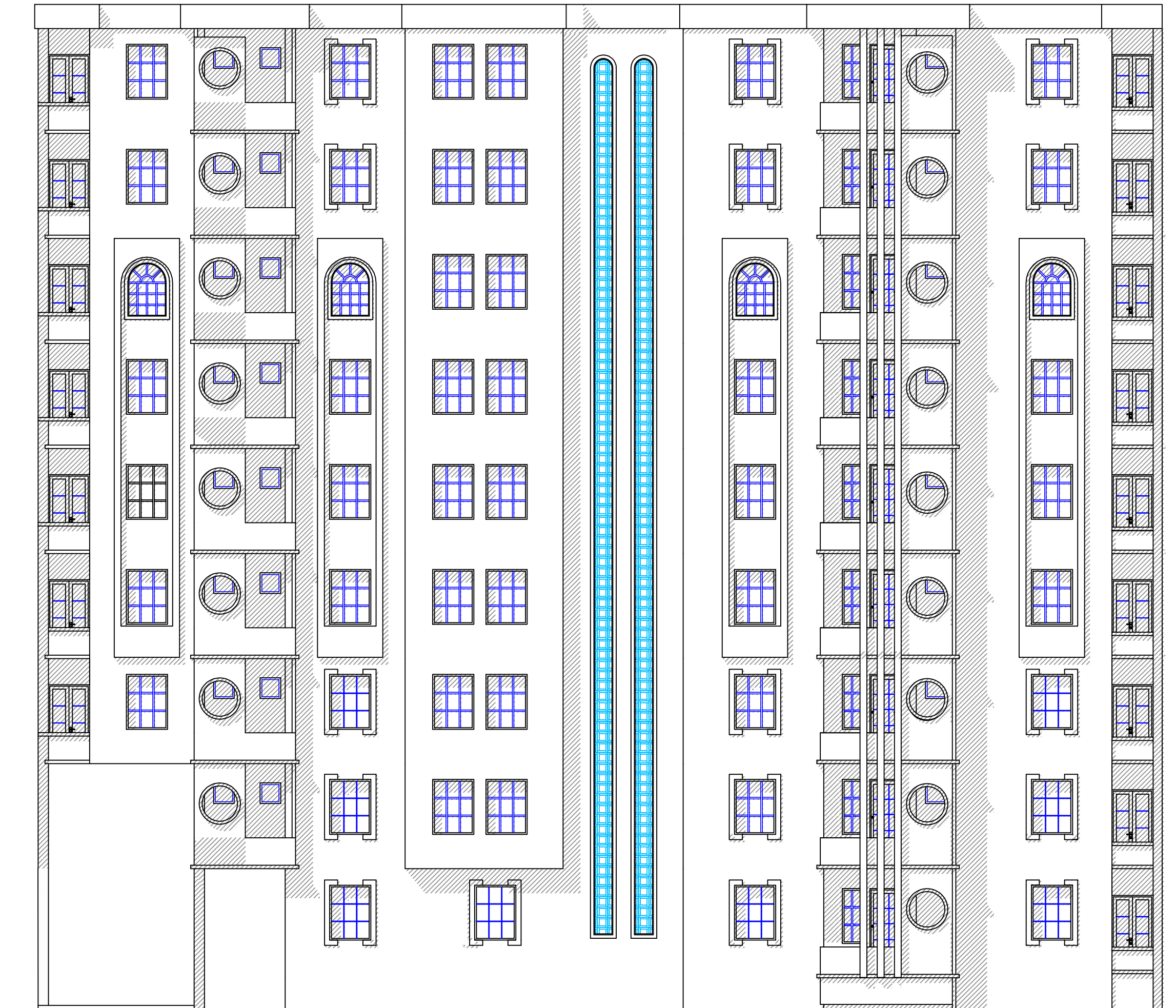
ILOT 41

TRANSPORT

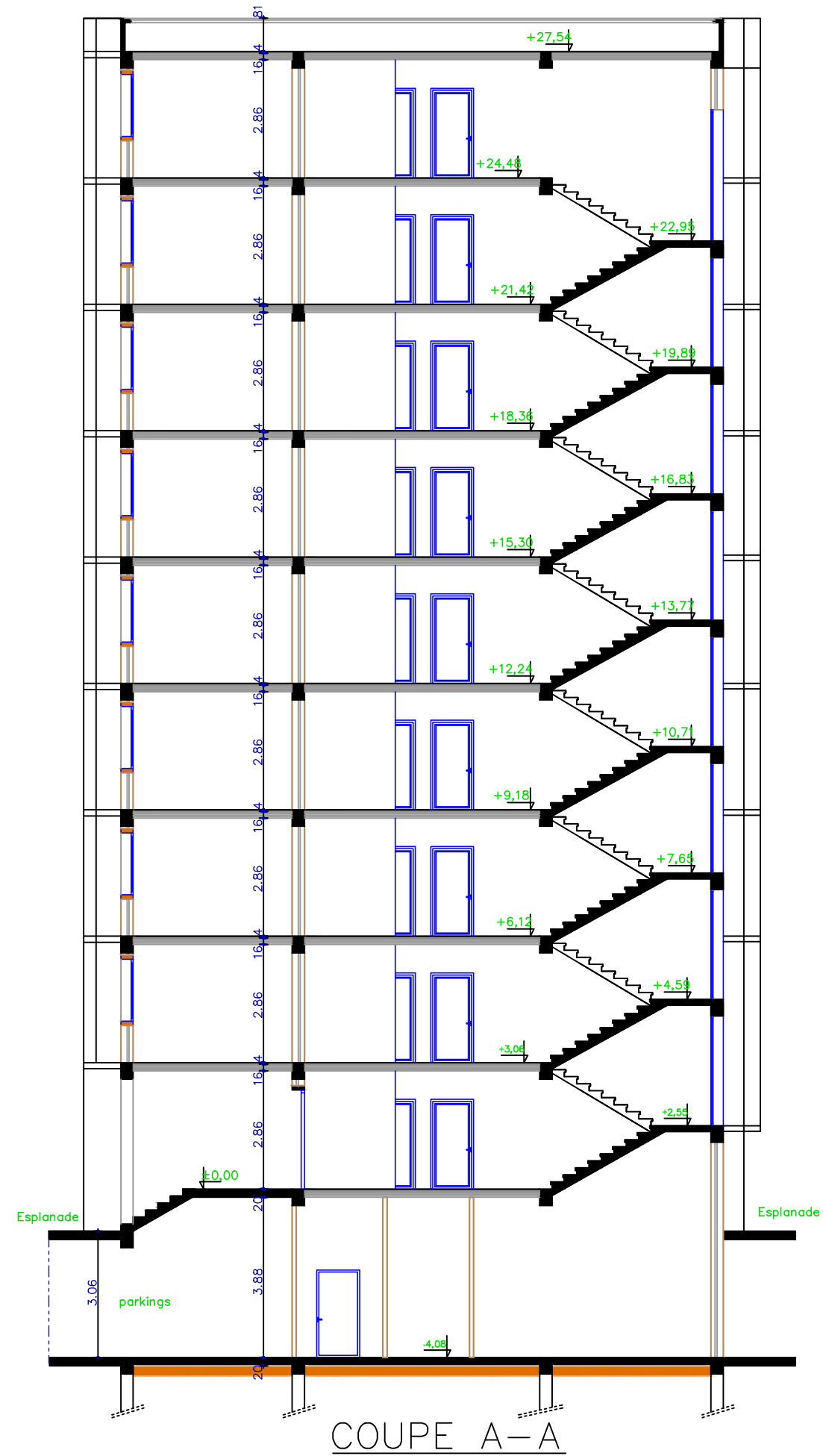
VOIE S1

VERS 4 CHEMINS

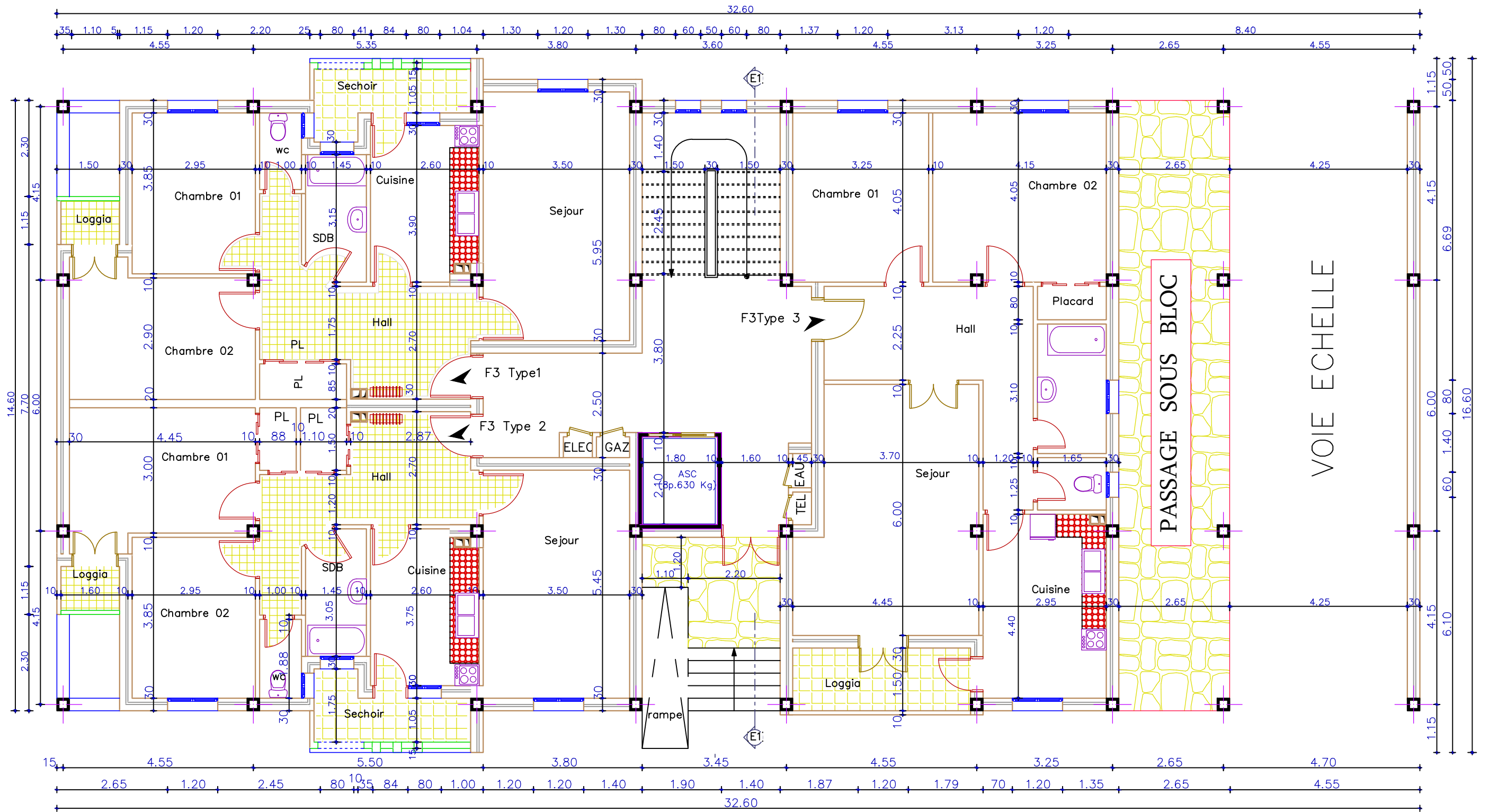
VERS LES QUATRE CHEMINS



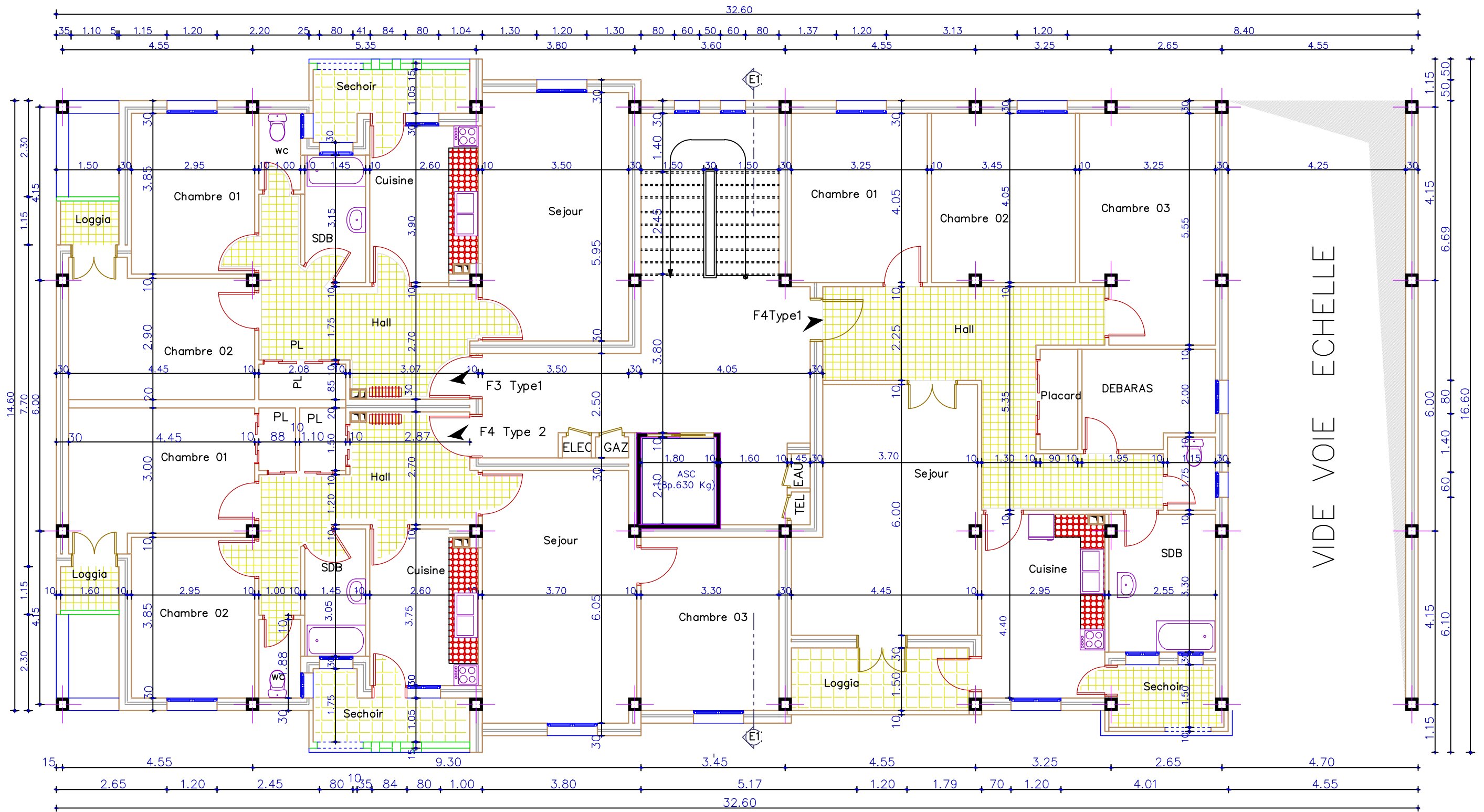
FACADE POSTERIEURE



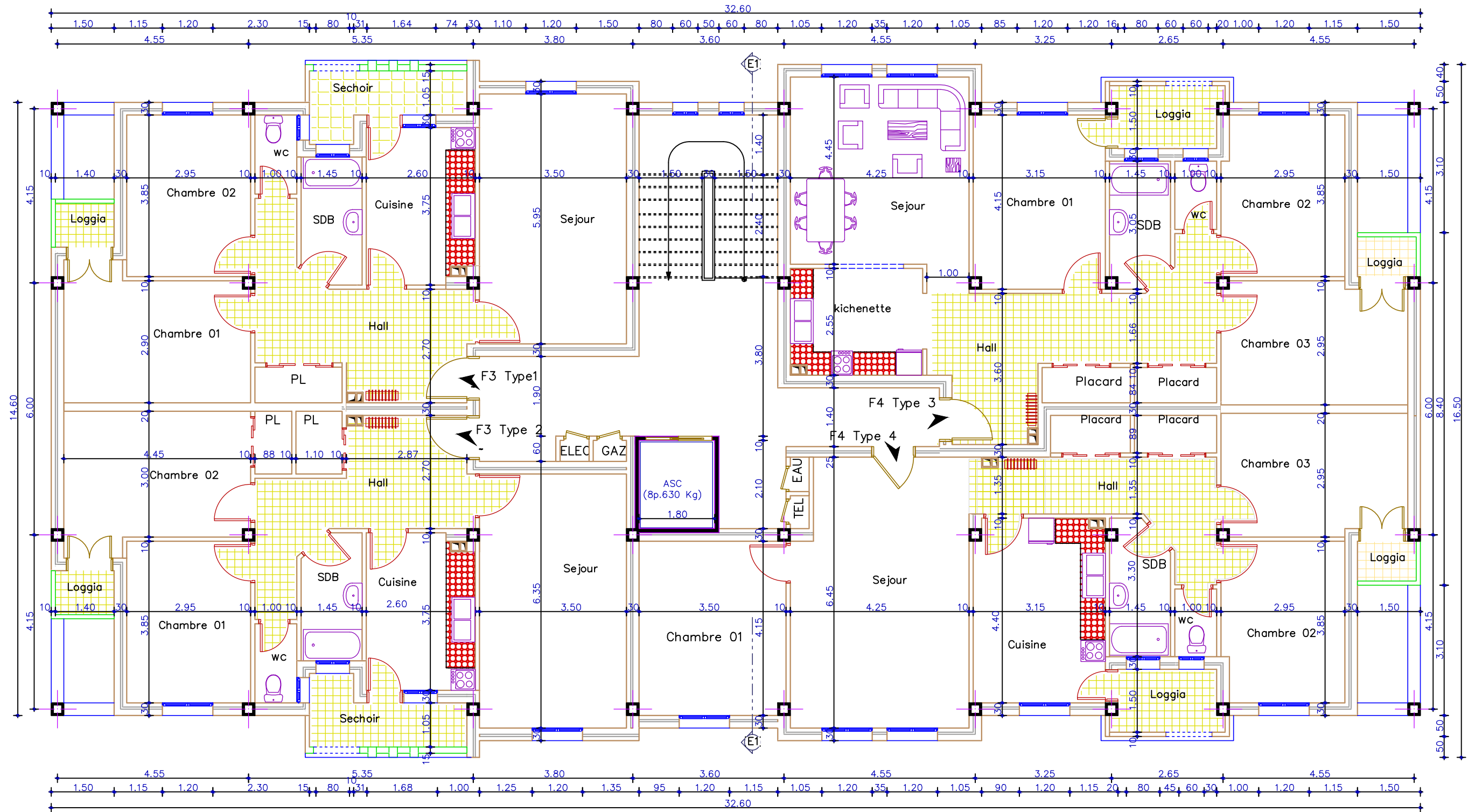
COUPE A-A



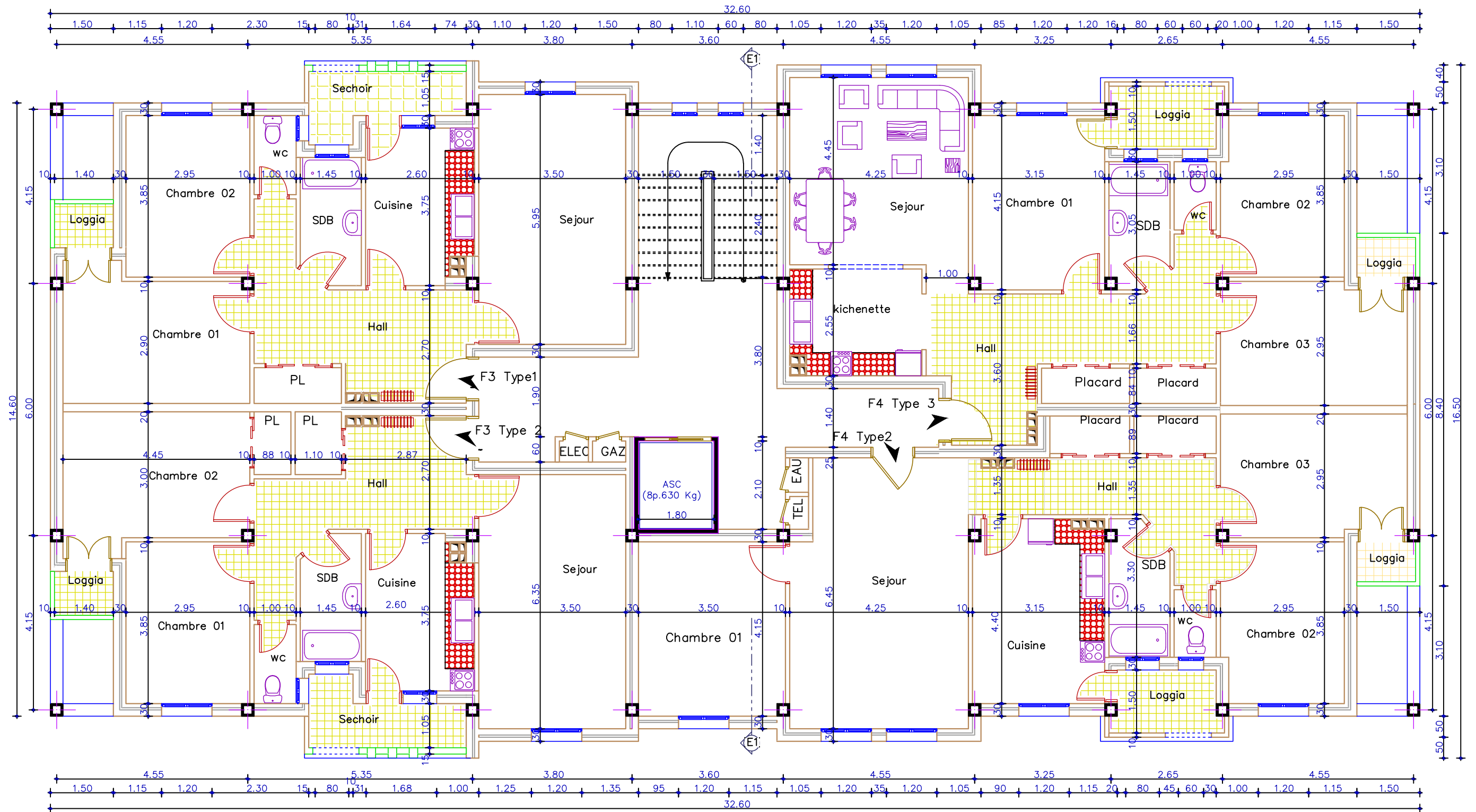
PLAN RDC



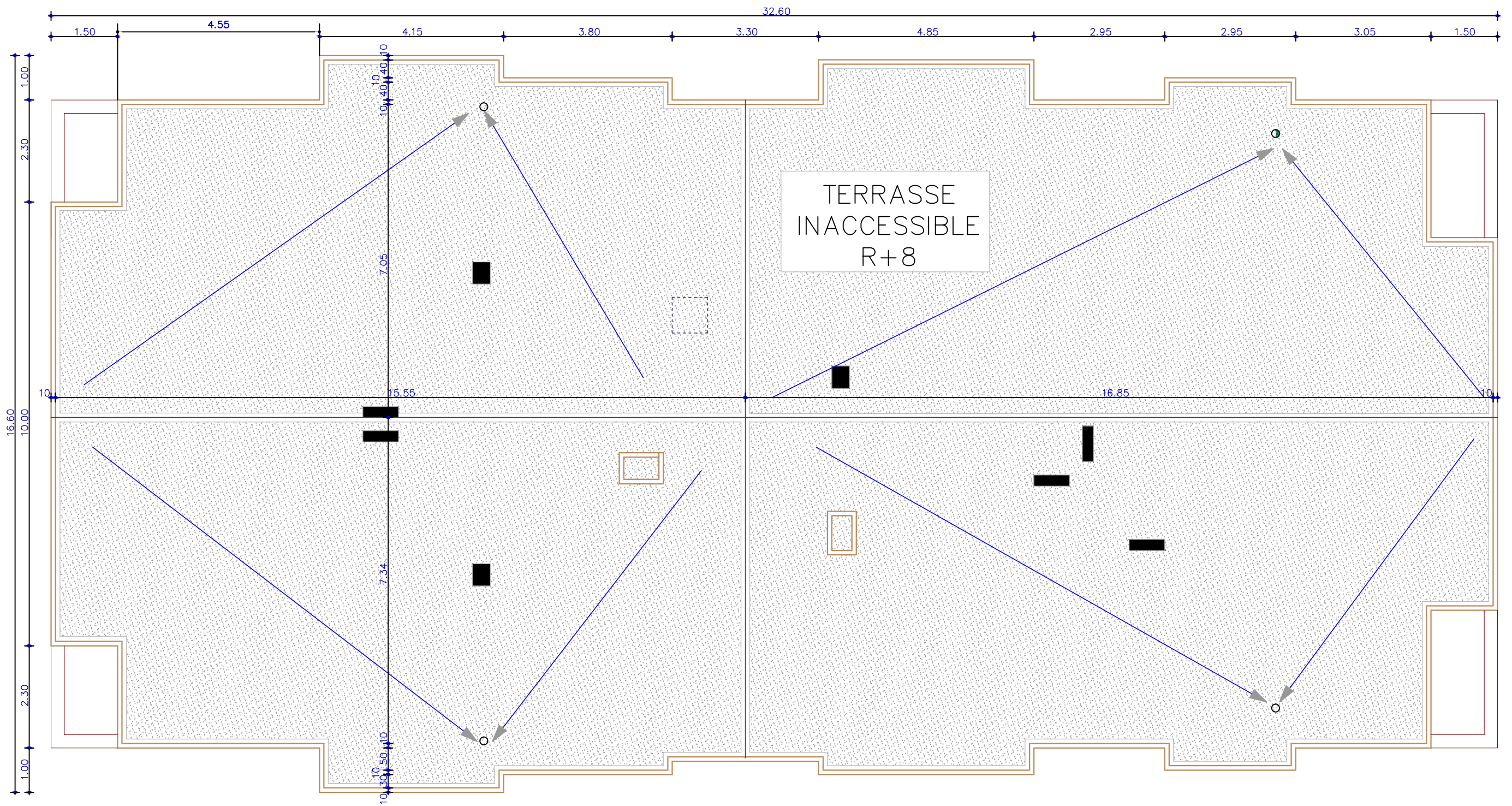
PLAN ETAGE 01



PLAN ETAGE 02,03,04,05



PLAN ETAGE 06,07,08



PLAN TERRASSE

Introduction générale

Chapitre

1

Généralités

Chapitre

2

Prédimensionnement des éléments

Chapitre

3

**Etude des éléments
secondaires**

Chapitre

4

Etude dynamique

Chapitre

5

Etude des éléments structuraux

Chapitre

6

Etude de l'infrastructure

Conclusion générale

Annexe